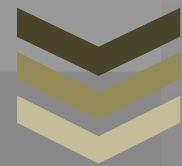




# Thesis



Ghadiri Z.

Stability analysis of Karaj civil metro line 2 using  
monitoring result

Shahrood University of  
Technology  
Faculty of Mining Engineering,  
Petroleum and Geophysics  
Master of Science in mining  
Exploitation Engineering

2011 winter

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

تحلیل پایداری متروخط ۲ قطار شهری کرج با استفاده از نتایج رفتار سنجی

ذکر یا قدیری

استاد راهنما:

دکتر سید رحمان ترابی

استاد مشاور:

مهندس رضایمکائیل

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد به منظور اخذ درجه کارشناسی ارشد

زمستان ۸۹

ش

بسمه تعالی

مد:

تا

فر

### فرم صورتجلسه دفاع پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای ذکریا قدیری رشته معدن گرایش استخراج، تحت عنوان: تحلیل پایداری مترو خط ۲ قطار شهری کرج با استفاده از نتایج رفتار سنجی، که در تاریخ ۱۳۸۹/۱۱/۱۶ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید، به شرح زیر می باشد:

<input type="checkbox"/> مردود	<input type="checkbox"/> دفاع مجدد	<input checked="" type="checkbox"/> عالی (با درجه ۱۸ امتیاز)
--------------------------------	------------------------------------	--------------------------------------------------------------

۲- بسیار خوب ( ۱۷/۹۹ - ۱۶ )

۱- عالی ( ۲۰ - ۱۸ )

۴- قابل قبول ( ۱۳/۹۹ - ۱۲ )

۳- خوب ( ۱۵/۹۹ - ۱۴ )

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر سید رحمان ترابی	دانشیار	
۲- استاد مشاور	مهندسی رضا میکائیل	مریی	
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر محمد عطائی	دانشیار	
۴- استاد ممتحن	دکتر سید محمد اسماعیل جلالی	استادیار	
۵- استاد ممتحن	دکتر حسین میرزایی نصیر آبادی	استادیار	

تقدیم بہ

والدین مہربانم کہ دعایشان بدرقہ مسیر زندگی ام است

## تشکر و قدردانی

اینجانب بر خود لازم می‌دانم که در این چند خط محدود از تلاش‌ها و کمک‌های استاد راهنمای خود آقای دکتر سید رحمان ترابی کمال تشکر را داشته باشم، که در مسیر تهیه و ارائه این پروژه کمال همکاری را با اینجانب داشته‌اند.

در ادامه از آقای مهندس رضا میکائیل کمال تشکر را داشته که اینجانب را در انجام این تحقیق یاری کرده‌اند و همواره مورد عنایت خود قرار داده‌اند.

همچنین از پرسنل محترم شرکت تونل راد و مخصوصاً آقای مهندس خوشنواز و دیگر دوستان، آقای مهندس مهدی طاهری، حمید روشنی، مهدی کمالی، رضا افروغ و امیر سلطان‌علیزاده . . . به خاطر زحماتی که کشیده‌اند تشکر می‌کنم.

در انتها از خانواده‌ام که در تمامی مراحل زندگی یار و همراه من بودند، تشکر و قدردانی می‌کنم.

دانشجو تأیید می‌نماید که مطالب مندرج در این پایان نامه نتیجه تحقیقات خودش می‌باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران مرجع آن را ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات، آزمایشات و نوآوری ناشی از تحقیق موضوع این پایان نامه متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد.

زمستان ۸۹

## چکیده

اطلاع از خصوصیات ژئومکانیکی محیطی که سازه زیر زمینی در آن احداث می‌شود، مبنای اصلی و تعیین کننده در طراحی، ارائه سیستم نگهداری، تحلیل پایداری این قبیل سازه‌ها می‌باشد. برای آگاهی از خصوصیات ژئومکانیکی و کنترل پایداری و بهینه‌سازی سیستم‌های نگهداری موجود از نتایج رفتار سنجی و تحلیل برگشتی به عنوان ابزاری برای تخمین مجدد داده‌های ورودی در حین اجرا و پس از احداث سازه استفاده می‌شود. اهمیت تحلیل برگشتی تا حدی است که توانایی کنترل پارامترهای ورودی در طراحی سازه‌های زیر زمینی در حین احداث و پس از احداث سازه زیر زمینی مورد نظر را فراهم می‌آورد.

هدف از این تحقیق انجام تحلیل برگشتی برای تدقیق پارامترهای طراحی در خط ۲ متروی کرج، با استفاده از نتایج حاصل از ابزار دقیق است.

در مرحله اول، طراحی خط مذکور بر اساس پارامترهای ژئومکانیکی به دست آمده از آزمایش‌های برجا و مطالعات زمین‌شناسی بوده است. بر این اساس گام حفاری در حدود ۰/۷ متر طراحی شده بود. ولی با توجه به این که روش حفاری در پروژه مورد تحقیق، روش NATM است، طراحان به این نتیجه رسیدند که با گام حفاری حدود ۱/۲ تا ۱/۵ متر نیز تونل پایدار است. در این پایان‌نامه ابتدا با استفاده از پارامترهای به دست آمده از آزمایش‌های برجا سعی شد که پایداری تونل (با استفاده از نرم افزار *FLAC2D*) را به روش کرنش برشی بحرانی ارائه شده توسط ساکورایی مورد ارزیابی قرار دهیم. با توجه به



گام حفاری ۱/۲ متر در کیلومتر از مورد بررسی متوجه شدیم که تونل پایدار نمی‌ماند. همان‌طور که بیان شد با استفاده از روش‌های مشاهده‌ای تونل پایدار است. این امر ما را به سوی استفاده از رفتارسنجی و نتایج حاصل از ابزار دقیق، برای بازنگری در پارامترهای طراحی کشاند.

در ادامه با استفاده از تحلیل برگشتی مستقیم، روش جستجوی تک متغیره، پارامترهای پیشنهادی حاصل از آنالیز حساسیت مجدداً محاسبه شده‌اند. این پارامترها، مدول الاستیسیته از میان پارامترهای ذاتی خاک و نسبت تنش‌های افقی به قائم از میان پارامترهای محیطی بودند. بعد از تدقیق پارامترها، مجدداً تونل تحلیل پایداری شد و مشاهده شد کرنش برشی بحرانی حاصل در حد مطلوب بوده است. در پایان سیستم نگهداری اولیه نصب شده و ترخیص تنش نهایی انجام شد. ضرائب اطمینان سیستم نگهداری توسط نرم افزار *PCACOL* به دست آمد.

## فصل اول: کلیات

۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- مشخصات عمومی منطقه	۳
۳-۱- اهمیت استفاده از متروی قطار شهری	۴
۴-۱- مشخصات عمومی طرح	۴
۵-۱- سوابق مطالعات انجام شده	۸
۶-۱- ضرورت انجام تحقیق	۸
۷-۱- اهداف پایان نامه	۹
۸-۱- روش انجام تحقیق	۹
۹-۱- ساختار پایان نامه	۱۰

## فصل دوم: مطالعات زمین شناسی و آزمایش های ژئوتکنیکی

۱-۲- کلیات	۱۳
۲-۲- رسوبات آبرفتی گستره شهر کرج	۱۳
۳-۲- شرایط زمین شناسی مهندسی محدوده پروژه	۱۴
۴-۲- تشریح لایه های شناسایی شده	۱۵
۵-۲- خصوصیات فیزیکی لایه های خاک	۱۶
۶-۲- خصوصیات مکانیکی لایه های خاک	۱۷
۷-۲- وضعیت ژئوتکنیکی ایستگاه و رمپ	۲۰
۸-۲- نتیجه گیری	۲۰

## فصل سوم: روش‌های تحلیل تنش و پایداری در حفاریات زیرزمینی

۲۳	۱-۳-۱- مقدمه .....
۲۳	۲-۳- روش‌های تحلیل پایداری سازه‌های زیر زمینی .....
۲۵	۳-۲-۱- روش‌های تجربی .....
۲۵	۳-۲-۲- روش‌های ریاضی .....
۲۵	۳-۲-۲-۱- راه حل‌های فرم بسته .....
۲۷	۳-۲-۲-۲- روش‌های عددی .....
۳۵	۳-۲-۳- روش‌های مشاهده‌ای .....
۳۶	۳-۲-۳-۱- هدف‌های رفتارسنجی .....
۳۷	۳-۲-۳-۲- نقش رفتارسنجی در مراحل مختلف طرح و اجرای سازه‌ها .....
۳۸	۳-۲-۳-۳- مراحل کار در رفتارسنجی .....

## فصل چهارم: مطالعات رفتارسنجی و نصب ابزار دقیق

۴۱	۴-۱- مقدمه .....
۴۲	۴-۲- سیستم‌های رفتارسنجی .....
۴۳	۴-۳- کشیدگی سنج گمانه‌ای یک نقطه‌ای و چند نقطه‌ای .....
۴۵	۴-۳-۱- کاربرد کشیدگی سنج در مترو خط ۲ قطار شهری کرج .....
۴۶	۴-۴- نشست سنج .....
۴۷	۴-۴-۱- نشست سنج‌های زیر سطحی .....
۴۸	۴-۴-۲- نشست سنج‌های سطحی .....
۵۰	۴-۵- همگرایی سنج .....
۵۱	۴-۵-۱- میخ‌های نشانه و دوربین نقشه برداری .....
۵۱	۴-۵-۲- متر همگرایی سنج .....

۵۲	.....نحوه نصب میخها در تونل خط ۲ قطار شهری.....
۵۳	.....آرایش میخها و نحوه قرائت .....۱-۳-۵-۴
۵۴	.....نحوه قرائت پینها (زمان قرائت پینها).....۲-۳-۵-۴
۵۵	.....ارزیابی داده‌های به دست آمده از رفتار سنجی .....۶-۴
۵۵	.....ارزیابی داده‌های همگرایی سنج‌ها .....۱-۶-۴
۵۸	.....دوره‌های قرائت همگرایی سنج‌ها .....۲-۶-۴
۵۹	.....شرایط اندازه‌گیری با همگرایی سنج‌ها .....۳-۶-۴
۶۰	.....ارزیابی داده‌های نشست سنج‌ها.....۷-۴
۶۰	.....رفتار سنجی رمپ ۴.....۸-۴
۶۱	.....مطالعات همگرایی سنجی رمپ ۴ .....۱-۸-۴
۶۱	.....ایستگاه همگرایی سنجی R4-W4-C-2+208 .....۱-۱-۸-۴
۶۴	.....رفتار سنجی ایستگاه همگرایی سنجی R4-W5-C-2+155 .....۲-۱-۸-۴
۶۵	.....ایستگاه همگرایی سنج R4-W6-C-2+133 .....۳-۱-۸-۴
۶۷	.....ایستگاه همگرایی سنجی R4-W7-C-2+083 .....۴-۱-۸-۴
۶۹	.....ایستگاه همگرایی سنجی R4-W7-C-2+053 .....۵-۱-۸-۴
۷۱	.....بررسی ایستگاه نشست سنجی رمپ ۴ غربی .....۲-۸-۴
۷۱	.....ایستگاه نشست سنجی R4-W1-S-2+170 .....۱-۲-۸-۴
۷۳	.....ایستگاه نشست سنجی R4-W2-S-2+089 .....۲-۲-۸-۴
۷۵	.....ایستگاه نشست سنجی R4-W2-S-2+061 .....۳-۲-۸-۴
۷۶	.....ایستگاه نشست سنجی R4-W4-S-2+015 .....۴-۲-۸-۴
۷۷	.....نشست در اثر حفر تونل.....۹-۴
۷۸	.....نتیجه‌گیری .....۱۰-۴

## فصل پنجم: تحلیل پایداری متروی خط ۲ قطار شهری کرج

۱-۵	مقدمه	۸۱
۲-۵	روش حفاری مورد استفاده	۸۲
۱-۲-۵	نحوه حفاری و خاک برداری در متروی کرج	۸۴
۲-۲-۵	سیستم نگهداری اولیه در متروی کرج	۸۵
۳-۵	مدل سازی با استفاده از نرم افزار <i>FLAC2D</i>	۸۶
۱-۳-۵	انتخاب محدوده مناسبی از زمین	۸۷
۲-۳-۵	انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن	۸۹
۳-۳-۵	به تعادل رساندن مدل قبل از حفاری	۹۰
۴-۳-۵	حفاری تونل	۹۲
۱-۴-۳-۵	تعیین نرخ همگرایی بر حسب فاصله تا جبهه کار	۹۳
۲-۴-۳-۵	آزاد سازی تنش	۹۴
۳-۴-۳-۵	اعمال ترخیص تنش	۹۵
۴-۵	تحلیل پایداری تونل بعد از ترخیص تنش	۹۶
۱-۴-۵	کرنش بحرانی	۹۶
۲-۴-۵	تراز هشدار خطر	۹۸
۳-۴-۵	تحلیل پایداری با استفاده از مفهوم کرنش برشی بحرانی	۱۰۰
۴-۴-۵	نتیجه گیری	۱۰۱

## فصل ششم: مفاهیم و روش های تحلیل برگشتی

۱-۶	مقدمه	۱۰۳
۲-۶	تحلیل برگشتی و تحلیل معمولی	۱۰۴
۳-۶	سابقه علمی موضوع	۱۰۸

۱۰۹	۴-۶- انواع روش‌های تحلیل برگشتی
۱۱۰	۶-۴-۱- تحلیل برگشتی معکوس
۱۱۱	۶-۴-۱-۱- تحلیل برگشتی ثابت‌های الاستیک مبتنی بر اجزاء محدود
۱۱۴	۶-۴-۱-۲- تعیین خواص مکانیکی توده‌های سنگی درزه‌دار با آنالیز برگشتی
۱۱۴	۶-۴-۱-۳- تعیین مقاومت توده‌سنگ و شعاع ناحیه پلاستیک با استفاده از داده‌های همگرایی
۱۱۵	۶-۴-۲- تحلیل برگشتی مستقیم
۱۱۵	۶-۴-۲-۱- روش سیمپلکس (چند ضلعی انعطاف پذیر)
۱۱۶	۶-۴-۲-۲- الگوریتم روزنبرک
۱۱۶	۶-۴-۲-۳- روش پاول
۱۱۷	۶-۴-۳- تحلیل برگشتی به روش قطعی و احتمالاتی
۱۱۸	۶-۴-۳-۱- روش بیزین
۱۱۸	۶-۴-۳-۲- روش فیلتر کالمن
۱۱۹	۶-۴-۴- تحلیل برگشتی مستقیم با به کارگیری روش بهینه‌سازی
۱۲۰	۶-۴-۴-۱- روش جستجوی تک‌متغیره
۱۲۱	۶-۴-۴-۲- روش جستجوی الگویی
۱۲۲	۶-۴-۴-۳- روش جستجوی تک‌متغیره جایگزین
۱۲۲	۶-۴-۴-۴- بهینه‌سازی با روش حداقل مربعات
۱۲۳	۶-۴-۵- تحلیل برگشتی هوشمند
۱۲۵	۶-۵- نتیجه‌گیری

## فصل هفتم: تحلیل برگشتی متروی خط ۲ کرچ

۱۲۷	۷-۱- مقدمه
۱۲۸	۷-۲- انتخاب روش
۱۲۸	۷-۳- آنالیز حساسیت و شناسایی پارامترهای معلوم و مجهول

۱۲۹	۱-۳-۷- آنالیز حساسیت زاویه اصطکاک داخلی.....
۱۳۰	۲-۳-۷- آنالیز حساسیت پارامتر چسبندگی.....
۱۳۱	۳-۳-۷- آنالیز حساسیت مدول الاستیسیته.....
۱۳۲	۴-۳-۷- آنالیز حساسیت نسبت تنش‌ها.....
۱۳۳	۴-۷- تحلیل برگشتی برای دست‌یابی به مدول تغییرشکل و نسبت تنش‌ها.....
۱۳۴	۱-۴-۷- بررسی روند آنالیز برگشتی.....
۱۳۹	۵-۷- تحلیل پایداری مترو خط ۲ کرج با استفاده از نتایج تحلیل برگشتی.....
۱۳۹	۱-۵-۷- اعمال ترخیص تنش و کنترل پایداری تونل.....
۱۴۰	۲-۵-۷- نصب پوشش اولیه و تعیین نیروها و گشتاور خمشی.....

## فصل هشتم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۱۴۸	۱-۸- نتیجه‌گیری.....
۱۵۱	۲-۸- پیشنهادات.....
۱۵۲	منابع فارسی.....
۱۵۳	منابع خارجی.....

# فهرست جدول‌ها

عنوان	شماره صفحه
جدول ۱-۱- مطالعات انجام شده در مورد رفتار سنجی	۸
جدول ۱-۲- طبقه بندی و توصیف خاک تونل	۱۶
جدول ۲-۲- مشخصات فیزیکی لایه‌های خاک خط ۲ قطار شهری کرج	۱۷
جدول ۳-۲- مشخصات مکانیکی لایه خاک ریز دانه	۱۹
جدول ۱-۳- روش‌های پیشنهادی برای تحلیل تنش در سنگ	۳۵
جدول ۱-۴- پارامترهای مورد سنجش در رفتار سنجی	۴۲
جدول ۲-۴- قرائت ابزار همگرایی سنج ضلع N1-S1	۵۶
جدول ۳-۴- ایستگاه رفتار سنجی رمپ ۴ غربی	۶۱
جدول ۴-۴- میزان نشست در اثر حفر تونل	۷۸
جدول ۱-۵- مقادیر محاسبه شده کرنش بحرانی توسط روابط ساکورایی	۱۰۱
جدول ۱-۷- اعداد رفتار سنجی قبل و بعد از اعمال ترخیص تنش	۱۳۵
جدول ۲-۷- مراحل تعیین پارامترهای E و K در فرایند جستجوی تک متغیره	۱۳۵
جدول ۳-۷- محاسبه کرنش بحرانی با توجه تراز هشدار خطر ارائه شده توسط ساکورایی	۱۴۰
جدول ۴-۷- نیروها و گشتاور بوجود آمده در پوشش اولیه	۱۴۴



# فهرست شکل‌ها

عنوان	شماره صفحه
شکل ۱-۱- نقشه خط ۲ متروی قطار شهری کرج	۵
شکل ۲-۱- موقعیت رمپ ۴ و ۵	۶
شکل ۳-۱- فازهای حفاری خط ۲ متروی شهری و کیلومترآژ آن	۷
شکل ۴-۱- فلوچارت سازماندهی پایان‌نامه	۱۱
شکل ۱-۲- مقطع لایه‌های خاک	۲۰
شکل ۲-۲- دو محدوده کلی مشخص شده برای ژئوتکنیک منطقه	۲۱
شکل ۱-۳- روش‌های تحلیل پایداری تونل‌ها	۲۴
شکل ۲-۳- انواع روش‌های عددی	۲۹
شکل ۳-۳- حالت‌های مختلف مدل‌سازی توده‌سنگ	۳۴
شکل ۴-۳- مراحل کار در رفتار سنجی	۳۹
شکل ۱-۴- کشیدگی سنج‌های یک و چند نقطه‌ای	۴۴
شکل ۲-۴- کشیدگی سنج سه نقطه‌ای نصب شده در چاه دستی	۴۶
شکل ۳-۴- نشست سنج کاوه دار با مشخصات، ساخت شرکت	۴۷
شکل ۴-۴- ایستگاه نشست سنجی سطحی همراه گل میخ‌ها	۴۹
شکل ۵-۴- پین نشست سنج نصب شده در سطح خیابان	۵۰
شکل ۶-۴- نمونه متر همگرایی سنج و مشخصات آن	۵۲
شکل ۷-۴- ایستگاه همگرایی سنجی ۳ و ۵ نقطه‌ای با توجه به مراحل حفاری	۵۴
شکل ۸-۴- ایستگاه کامل رفتار سنجی خط ۲ متروی قطار شهری	۵۵
شکل ۹-۴- نامگذاری نقاط پین گذاری همگرایی سنجی	۵۶
شکل ۱۰-۴- محدوده فاصله ایستگاه رفتار سنجی از جبهه کار برای قرائت هر روزه	۵۹
شکل ۱۱-۴- نمودار همگرایی- زمان ایستگاه R4-W4-C-2+208	۶۳
شکل ۱۲-۴- نمودار نرخ همگرایی- زمان ایستگاه R4-W4-C-2+208	۶۳
شکل ۱۳-۴- نمودار همگرایی- زمان ایستگاه R4-W5-C-2+155	۶۴

# فهرست شکل‌ها

عنوان	شماره صفحه
شکل ۴-۱۴- نمودار نرخ همگرایی- زمان ایستگاه R4-W5-C-2+155	۶۵
شکل ۴-۱۵- نمودار همگرایی- زمان ایستگاه R4-W7-C-2+133	۶۶
شکل ۴-۱۶- نمودار همگرایی نرخ همگرایی- زمان ایستگاه R4-W6-C-2+133	۶۷
شکل ۴-۱۷- نمودار همگرایی- زمان ایستگاه R4-W7-C-2+083	۶۸
شکل ۴-۱۸- نمودار همگرایی نرخ همگرایی- زمان ایستگاه R4-W6-C-2+083	۶۹
شکل ۴-۱۹- نمودار همگرایی- زمان ایستگاه R4-W7-C-2+053	۷۰
شکل ۴-۲۰- نمودار نرخ همگرایی نسبت به زمان ایستگاه R7-N1-C2+ 053	۷۰
شکل ۴-۲۱- پلان جانمایی پین‌های نشست سنجی روی سطح زمین	۷۱
شکل ۴-۲۲- نمودار نشست- تاریخ قرائت نقاط پین گذاری شده ایستگاه R4-W1-S-2+170	۷۲
شکل ۴-۲۳- نمودار نشست- فاصله از جبهه کار ایستگاه R4-W1-S-2+170	۷۳
شکل ۴-۲۴- نمودار نشست- تاریخ قرائت نقاط پین گذاری شده ایستگاه R4-W2-S-2+089	۷۴
شکل ۴-۲۵- نمودار نشست- فاصله از جبهه کار ایستگاه R4-W2-S-2+089	۷۵
شکل ۴-۲۶- نمودار نشست- تاریخ قرائت نقاط پین گذاری شده ایستگاه R4-W2-S-2+061	۷۶
شکل ۴-۲۷- نمودار نشست- فاصله از جبهه کار نقاط پین گذاری شده ایستگاه R4-W4-S-2+015	۷۷
شکل ۵-۱- مراحل حفاری تونل	۸۵
شکل ۵-۲- شکل هندسی و مقاطع فرم‌ها	۸۶
شکل ۵-۳- الف- مختصات نقاط، ب- هندسه مقطع تونل، ج- مشخصات نقاط مقطع عرضی تونل	۸۸
شکل ۵-۴- ابعاد مدل ایجاد شده در نرم افزار به همراه لایه‌بندی	۸۹
شکل ۵-۵- کنتور تنش‌های قائم قبل از حفاری	۹۰
شکل ۵-۶- کنتور تنش‌های افقی قبل از حفاری	۹۰
شکل ۵-۷- نیروهای نامتعادل	۹۱
شکل ۵-۸- کنتورهای جابجایی‌های قائم	۹۱
شکل ۵-۹- نمودار تاریخچه سرعت	۹۲
شکل ۵-۱۰- نمودار تاریخچه جابه‌جایی	۹۲
شکل ۵-۱۱- تغییرات نرخ همگرایی بر حسب فاصله از جبهه کار	۹۴
شکل ۵-۱۲- نمودار جابه‌جایی ترخیص تنش	۹۴

شماره صفحه	عنوان
۹۵	شکل ۵-۱۳- کرنش برشی ایجاد شده بعد از ترخیص تنش
۹۵	شکل ۵-۱۴- جابه‌جایی اطراف تونل
۹۷	شکل ۵-۱۵- نمودار تعیین $Rf$ با استفاده از مقاومت فشاری تک محوره
۹۸	شکل ۵-۱۶- رابطه بین کرنش بحرانی و کرنش شکست
۹۹	شکل ۵-۱۷- تراز هشدار خطر برای ارزیابی پایداری تونل‌ها
۹۹	شکل ۵-۱۸- رابطه پیشنهادی ساکورایی بین کرنش بحرانی و مدول الاستیسیته
۱۰۵	شکل ۶-۱- ارتباط تحلیل معمولی و برگشتی
۱۰۶	شکل ۶-۲- مقایسه بین تحلیل عادی و تحلیل برگشتی
۱۰۷	شکل ۶-۳- مراحل طراحی و اجرا یک ساختار
۱۲۰	شکل ۶-۴- طرح کلی روش بهینه‌سازی تکرار
۱۲۱	شکل ۶-۵- فرایند جستجو باری نقطه بهینه
۱۲۲	شکل ۶-۶- طرح اولیه از روش جستجوی الگویی
۱۲۵	شکل ۶-۷- روش مورد استفاده در برنامه $BMP90$
۱۲۹	شکل ۷-۱- نمودار آنالیز حساسیت زاویه اصطکاک
۱۳۰	شکل ۷-۲- نمودار آنالیز حساسیت چسبندگی
۱۳۱	شکل ۷-۳- نمودار آنالیز حساسیت مدول الاستیسیته
۱۳۳	شکل ۷-۴- آنالیز حساسیت پارامتر نسبت تنش‌ها
۱۳۶	شکل ۷-۵- فرایند جستجوی نقطه بهینه به ازای تغییرات $k$ و $E$
۱۳۶	شکل ۷-۶- تحلیل برگشتی مدول الاستیسیته
۱۳۷	شکل ۷-۷- تحلیل برگشتی پارامتر نسبت تنش
۱۳۷	شکل ۷-۸- نمودار تابع خطا در مقابل تعداد گام تکرار
۱۳۸	شکل ۷-۹- تغییرات تابع خطا در برابر مدول الاستیسیته
۱۳۸	شکل ۷-۱۰- تغییرات تابع خطا در برابر $k$
۱۳۹	شکل ۷-۱۱- کرنش برشی بحرانی بعد از ترخیص تنش
۱۴۰	شکل ۷-۱۲- جانمایی مش در شاتکریت
۱۴۱	شکل ۷-۱۳- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری

# فهرست شکل‌ها

شماره صفحه

عنوان

- شکل ۷-۱۴- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری ..... ۱۴۱
- شکل ۷-۱۵- گشتاور خمشی وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری ..... ۱۴۱
- شکل ۷-۱۶- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری ..... ۱۴۲
- شکل ۷-۱۷- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری ..... ۱۴۲
- شکل ۷-۱۸- لنگر خمشی وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری ..... ۱۴۲
- شکل ۷-۱۹- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری ..... ۱۴۳
- شکل ۷-۲۰- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری ..... ۱۴۳
- شکل ۷-۲۱- لنگر خمشی وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری ..... ۱۴۳
- شکل ۷-۲۲- کنترل پایداری استاتیکی بخش‌های مختلف پوشش، خروجی نرم افزار *PCACOL* ..... ۱۴۵

# فصل اول

## کلیات

---

## ۱-۱- مقدمه

در طول دهه‌های اخیر انواع مختلفی از روش‌های عددی مثل روش المان‌های محدود، المان‌های مرزی و المان‌های مجزا در حل مسائل مهندسی بکار برده شده‌اند. این روش‌ها امروزه به طور وسیعی در طراحی فضاهای زیرزمینی مثل تونل‌ها، مغارهای زیرزمینی، شیب‌ها و فونداسیون سدها مورد استفاده قرار می‌گیرند. این در حالی است که هنوز هم پیش بینی رفتار مکانیکی ساختگاه‌ها با دقت مناسب امکان پذیر نیست. قابلیت اعتماد حدسیات طراحی به طور کامل به دقت اطلاعات ورودی تحلیل بستگی دارد. به طوری که اگر این اطلاعات به اندازه کافی دقیق نباشد یا نماینده مقادیر پارامترهای مکانیکی محیط مورد نظر نباشد، پیش بینی رفتار توده‌سنگ و یا خاک مشکل خواهد بود. تعیین مقادیر خصوصیات ژئومکانیکی سنگ برجا، تنش‌های برجای محیط، سطح آب‌های زیر زمینی و نفوذ پذیری منطقه که نماینده رفتار توده‌سنگ باشند بسیار دشوار هستند، بنابراین جای تعجب نیست که حتی در مواردی که پی‌جویی‌های زمین‌شناسی دقیق، آزمایش‌های زیاد و تحلیل‌های پیچیده کامپیوتری انجام شده است، رفتار واقعی ساختگاه با رفتار پیش بینی شده برای آن تفاوت فاحشی داشته باشد.

دانستن حالات تنش‌های اولیه زمین و خواص مواد هم برای فهم بهتر رفتار ساختگاه‌ها و هم برای مدل کردن صحیح به روش عددی محیط ضروری است. تنش‌های اولیه نیز مانند ثابت‌ها مواد ممکن است از روش‌های متنوعی محاسبه شوند. روش آزاد سازی تنش با آزمایش بیش مغزه‌گیری یکی از معمول‌ترین

روش‌ها در تعیین تنش‌های اولیه است. آزمایش صفحه باربر و برش مستقیم به طور گسترده‌ای به خصوص در سد سازی برای محاسبه تغییر شکل پذیری و مقاومت برشی توده‌سنگ بکار می‌روند. کاملاً روشن است که نتایج این آزمایش‌ها در حالت کلی پراکندگی محسوسی را نشان می‌دهند، هر چند دقت لازم نیز در انجام آزمایش‌ها به کار رفته باشد. این پراکندگی مربوط به ناهمسان‌گردی زمین و تغییرات طبیعی خواص سنگ‌ها در اطراف فضای حفاری است. از طرفی دیگر رفتار توده‌سنگ باید با توجه به شکل و ابعاد تونل محاسبه گردد. این بدان معنی است که نتایج حاصل از آزمایش‌های برجا نمی‌تواند به طور مستقیم به عنوان داده‌های ورودی طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند و دقت زیادی در تفسیر و توضیح نتایج این آزمایش‌ها لازم است.

برای غلبه بر این مشکلات، اندازه‌گیری‌های برجا در طی فرآیند اجرای پروژه انجام می‌شود و این نه تنها به خاطر کنترل پایداری سازه‌ها، بلکه برای تخمین مجدد داده‌های ورودی مربوط به پارامترهای زمین‌شناسی و ژئومکانیکی است که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. این تخمین باید به صورتی انجام شود که فاصله مقادیر واقعی و پیش بینی شده برای محیط مورد بررسی به حداقل ممکن کاهش یابد (Hudson J.A., 1992).

## ۱-۲- مشخصات عمومی منطقه

کرج با ۱۶۲ کیلومتر مربع وسعت، در ۳۵ کیلومتری غرب تهران و در دامنه جنوبی رشته کوه البرز قرار گرفته است. جلگه پهناور کرج دارای ارتفاع متوسط ۱۳۲۰ متر از سطح دریا می‌باشد. جمعیت این شهر بر پایه سرشماری سال ۱۳۸۵ برابر با ۱۰۳۷۷۰۴۵۰ نفر بوده است. کرج پس از تهران بزرگ‌ترین شهر مهاجر پذیر ایران است و با توجه به جوان بودن، هم‌اکنون به عنوان یکی از کلان شهرهای جدید کشور به شمار می‌آید (وبگاه مرکز آمار ایران).

### ۱-۳- اهمیت استفاده از متروی قطار شهری

با توجه به جمعیت روز افزون کلان شهری چون کرج و افزایش تردد شهری و محدودیت جاده‌های رو زمینی به نظر می‌رسد استفاده از راه‌های زیر زمینی در آینده‌ای نه چندان دور غیر قابل اجتناب باشد. از مزایای استفاده از خط ۲ متروی قطار شهری کرج می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- حل معضل ترافیک در محدوده جاده اندیشه و اتوبان تهران کرج
- کاهش ترافیک و سفرهای درون شهری با وسایط نقلیه شخصی
- سهولت تردد شهروندان
- صرفه جویی در مصرف بنزین، کاهش آلودگی هوا و آلودگی‌های صوتی و بصری و همچنین ایجاد اشتغال از طریق جذب و بکارگیری کارشناسان و کارگران خبره در مراحل ساخت را باید از دست آوردهای طرح متروی قطار شهری دانست (گزارش قطار شهری کرج و حومه، ۱۳۸۴).

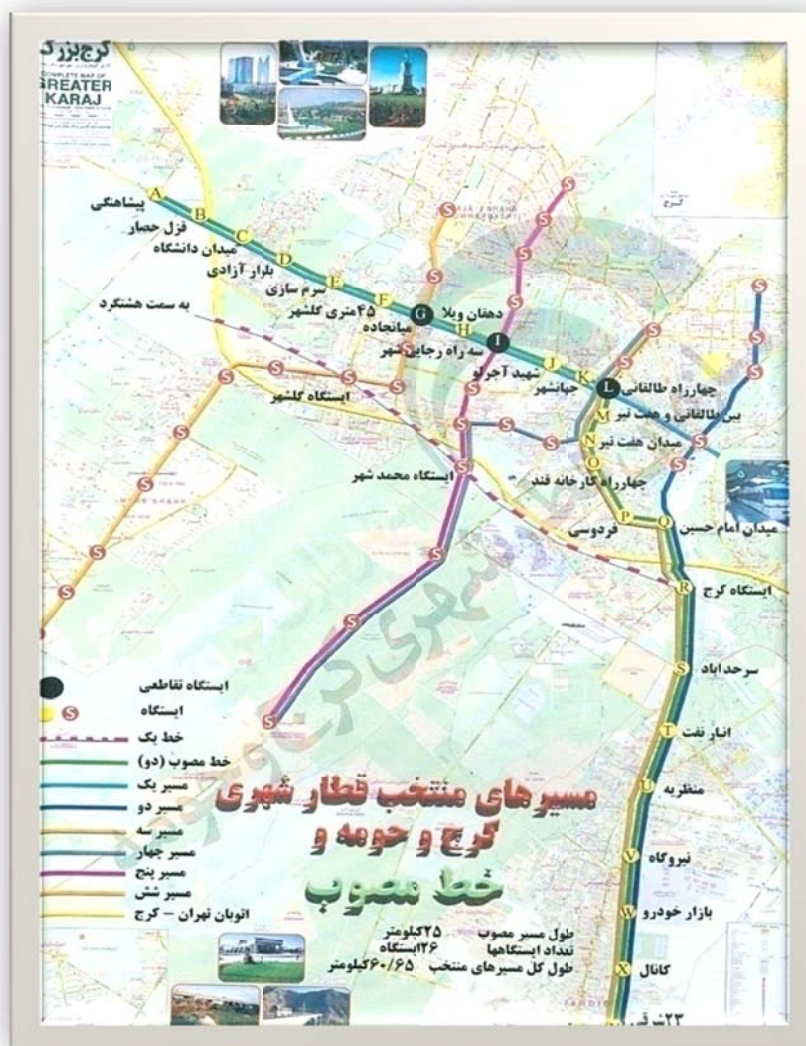
### ۱-۴- مشخصات عمومی طرح

مطالعات و طراحی خط ۲ قطار شهری کرج در سال ۸۳-۸۲ انجام و از اواخر سال ۸۲ نیز عملیات اجرایی آن آغاز شده است. مسیر خط ۲ متروی کرج از منطقه کمال شهر شروع شده و پس از عبور از خیابان شهید بهشتی (قزوین سابق) و طالقانی جنوبی و امتداد تا میدان امام حسین، به سمت ایستگاه متروی کرج- صادقیه گسترش یافته و سپس تا منطقه ملارد ادامه می‌یابد. در شکل (۱-۱) مسیر خط ۲ متروی قطار شهری کرج نمایش داده شده است.

این خط به طول ۲۷ کیلومتر می‌باشد و با ۲۷ ایستگاه سه شهر ملارد، کرج و کمال شهر را سرویس دهی می‌کند. خط ۲ قطار شهری کرج به طور کامل زیرزمینی است (گزارش قطار شهری کرج، ۱۳۸۴).



کارفرمای خط ۲ قطار شهری، سازمان قطار شهری کرج و حومه می‌باشد که زیر نظر شهرداری کرج فعالیت می‌کند. مشاور کارفرما (ناظر پروژه) شرکت مهندسی هگزا و پیمان کار پروژه شرکت سایبر و مشاور پیمان کار شرکت مهتاب قدس می‌باشند. فعالیت‌های مربوط به رفتارسنجی و نصب و قرائت ابزار دقیق توسط شرکت تونل راد تحت نظارت شرکت مهتاب قدس انجام می‌شود.

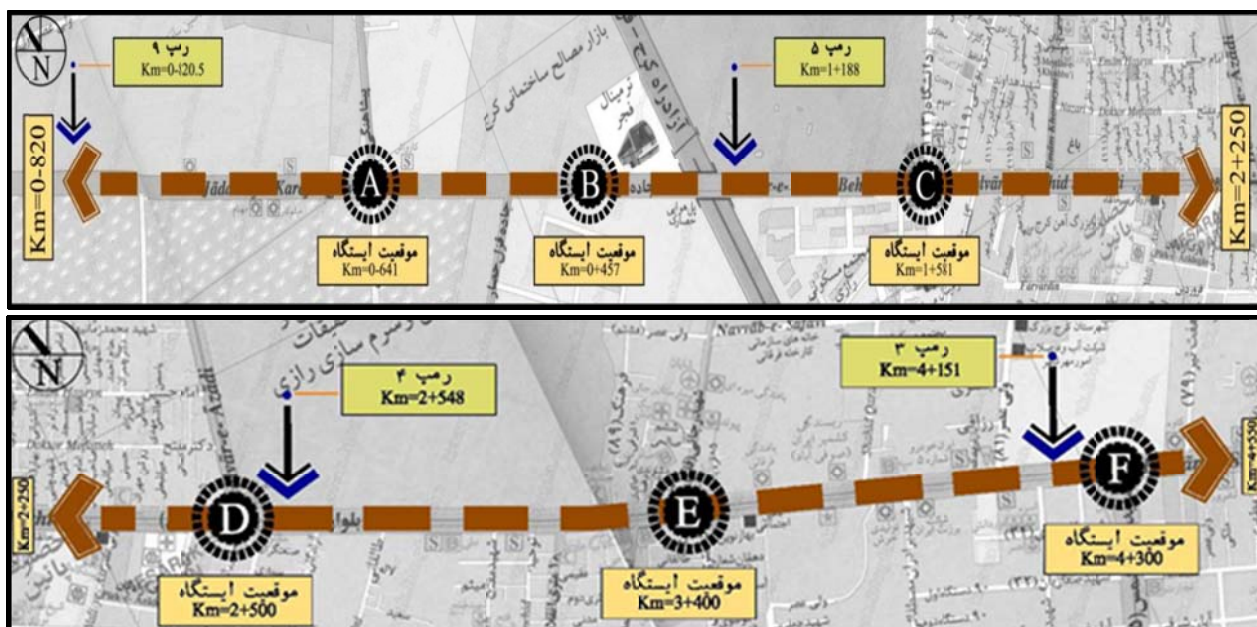


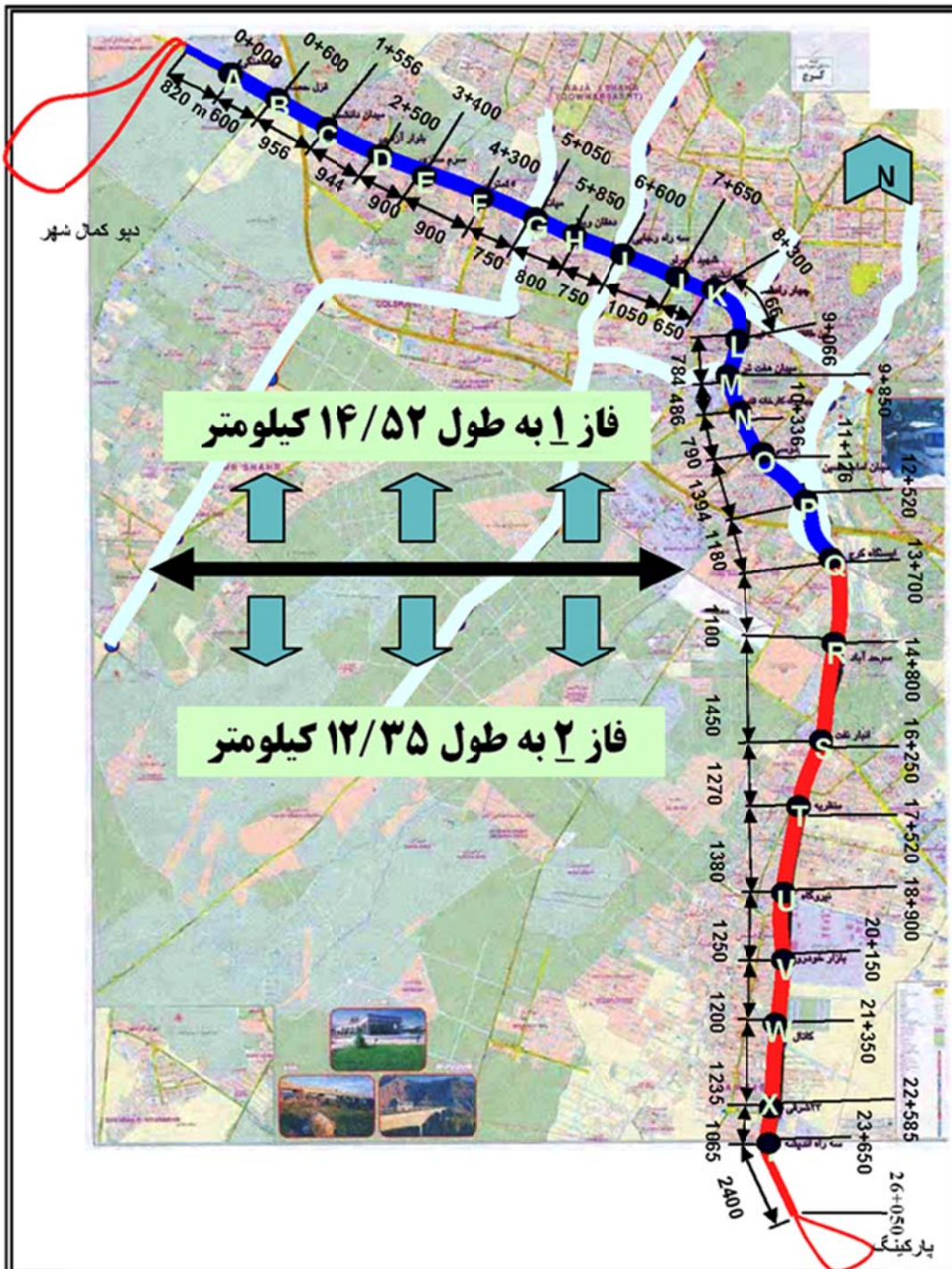
خط مصوب مذکور در دو فاز مختلف طراحی گشته که شامل:

- فاز یک ۱۴/۵۲ کیلومتر می‌باشد که شاه‌رگ ارتباطی شرقی غربی کرج است و با روش تونل‌زنی اتریشی جدید (NATM) در حال حفاری می‌باشد.

- فاز دو به طول ۱۲/۳۵ کیلومتر شامل ادامه مسیر از ایستگاه کرج تا سه راه اندیشه می‌باشد که با خرید تجهیزات TBM حفاری در آن ادامه خواهد یافت.

در شکل (۱-۲) و (۱-۳) فاز یک و دو و همچنین کیلومتراژ مربوط به خط ۲ قطار شهری کرج نشان داده شده است. (شرکت مهندسی مه‌باب قدس). در این تحقیق مطالعات رفتارسنجی مربوط به رمپ ۴ غربی، کیلومتراژ ۲+۰ الی ۲+۲۳۰ مورد بررسی قرار گرفته است.





شکل ۳-۱

## ۱-۵- سوابق مطالعات انجام شده

طی سال‌های متمادی محققان زیادی در نقاط مختلف دنیا مطالعاتی را به منظور رفتارسنجی در نقاط مختلف انجام داده‌اند. به دلیل گستردگی بحث رفتارسنجی، خلاصه‌ای از این مطالعات در جدول (۱-۱) آورده شده است.

جدول ۱-۱- مطالعات انجام شده در مورد رفتارسنجی

ردیف	موضوع	ارائه دهنده و سال ارائه
۱	رفتار سنجی و ابزار دقیق در سدها	کاظم نجم.
۲	بررسی رفتار متقابل خاک-سازه در سازه‌های ویژه واقع در مسیر تونل‌های عمیق مترو شیراز و مقایسه عددی حاصله با رفتار واقعی ثبت شده ابزار دقیق	آ. وطن پور، ۱۳۸۸
۳	مقایسه بین همگرایی بخشی از تونل متروی کرج با نتایج حاصل از روش‌های عددی	صالح زاده، ح.، ۱۳۸۸
۴	بررسی رفتار توده خاک در بر گیرنده و وضعیت پایداری تونل متروی کرج- خط ۲ قطعه اول بر پایه اطلاعات ابزار دقیق، در حین اجرا	نقی دهقان، ع.، ۱۳۸۸
۵	رفتار نگاری سد کرخه در دوران ساختمان با استفاده از نتایج ابزار دقیق	نیرومند ح.،
۶	تحلیل برگشتی و آنالیز حساسیت به منظور تعیین پارامترهای ژئومکانیکی ترانشه در حال ریزش BIT- سازند هزاردره	علیزاده ح.، ر.، ۱۳۸۶
۷	تحلیل برگشتی نتایج ابزار دقیق در تونل هادی مغار نیروگاه لوراک	طاهریان، ع.، ۱۳۸۲
۸	ویژگی نصب ابزارهای دقیق تونل قطارشهری کرج- خط ۲ قطعه اول	کشفی م.، ۱۳۸۶
۹	روش تحلیل برگشتی برای بهبود فهم رفتار سنگ در ساختگاه‌های زیرزمینی	Pierpaolo Oreste, 2005
۱۰	تحلیل برگشتی برای حفر تونل دارای جابه‌جایی زمین و توزیع مجدد تنش	M. Karakus ,R.J. Fowell, 2005
۱۱	روش تحلیل برگشتی برای اندازه‌گیری مدول تغییر شکل توده سنگ و تنش برجای افقی در تونل	L.Q. Zhang et al, 2005

## ۱-۶- ضرورت انجام تحقیق

یکی از مشکلات ساخت فضاهای زیرزمینی، پیش بینی رفتار پیچیده سنگ و خاک اطراف آن می‌باشد که با تئوری‌ها و مدل‌های موجود از قبیل المان محدود و المان مجزا و ... قابل بیان نمی‌باشد و از طرف دیگر ویژگی‌های خاص این توده‌ها می‌باشد. زیرا خاک اولاً یک محیط کاملاً غیر همسان می‌باشد،

ثانیاً رفتار خاک یک رفتار کاملاً غیر خطی است. اگر چه امروزه رفتارهای غیر خطی زیادی برای خاک تعریف شده، ولی در واقع نمی‌تواند رفتار واقعی غیر خطی تنش و کرنش را در خاک پیش‌بینی کنند. ثالثاً پارامترهای ژئوتکنیکی به دست آمده از آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا با توجه به تغییرات طبیعی خواص توده‌ها در اطراف حفاری‌ها دارای پراکندگی محسوسی می‌باشند. همچنین رفتار خاک باید با توجه به شکل و ابعاد مقطع حفاری بررسی شوند. این بدان معناست که نتایج حاصل از آزمایش‌های برجا با قطعیت نمی‌تواند به طور مستقیم به عنوان داده‌های ورودی طراحی مورد استفاده قرار گیرد. نیاز به آزمایش‌ها و اندازه‌گیری‌های همزمان با حفاری ما را به سوی رفتارسنجی و استفاده از ابزار دقیق سوق می‌دهد.

### ۱-۷- اهداف پایان‌نامه

اطمینان از صحت انتخاب پارامترهای مقاومتی خاک به دست آمده از مطالعات ژئوتکنیکی یکی از موضوعات مهم در طرح‌های عمرانی به خصوص در حفر تونل و مترو می‌باشد. بررسی رفتار توده‌سنگ یا خاک (رفتار سنجی) در حین حفاری و اجرای طرح به خصوص در زمین‌های ضعیف از روش‌های جدید در اجرای تونل می‌باشد. هدف از انجام این تحقیق، پیش‌بینی امکان بروز ناپایداری در تونل خط ۲ متروی قطار شهری کرج با استفاده از نتایج حاصل از رفتار سنجی و مقایسه آن با نتایج روش‌های عددی و در نهایت ارائه راهکار مناسب جهت پایداری و بازنگری در پارامترهای ورودی می‌باشد.

### ۱-۸- روش انجام تحقیق

ابتدا با استفاده از اطلاعات به دست آمده از آزمایش‌های ژئوتکنیکی مختلف بروی مغزه‌های حفاری شده پارامترهای ژئومکانیکی خاک به دست آمده است. از این پارامترها برای تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری استفاده شده است. با استفاده از روش‌های عددی و به کارگیری مدل رفتاری خاک،

می‌توان این مهم را انجام داد. در مرحله دوم با به کارگیری رفتارسنجی مداوم و مستمر تونل اطلاعات مربوط به حرکت توده خاک به دست می‌آید و با تحلیل برگشتی آن می‌توان به پارامترهای طراحی رسید.

## ۹-۱- ساختار پایان‌نامه

پایان‌نامه حاضر مشتمل بر ۸ فصل می‌باشد که در شرح زیر توضیح داده می‌شود:

فصل حاضر که شامل کلیات طرح اعم از مشخصات عمومی طرح و منطقه مورد حفاری و سوابق مطالعات انجام شده می‌باشد.

فصل دوم تحت عنوان مطالعات زمین‌شناسی و آزمایش‌های ژئوتکنیکی و پارامترهای ژئومکانیکی منطقه مورد حفاری می‌باشد که در آن ساختار زمین‌شناسی و وضعیت لایه‌ها، نوع خاک، نتایج مطالعات آزمایشگاهی و خواص فیزیکی و همچنین پارامترهای مکانیکی خاک منطقه مورد بررسی آورده شده است. فصل سوم تحت عنوان روش‌های تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری می‌باشد. در این فصل روش‌های مختلف اعم از تجربی و مشاهده‌ای و همچنین روش عددی تحلیل پایداری مورد بررسی قرار گرفته است.

فصل چهارم تحت عنوان مطالعات رفتارسنجی و نصب ابزار دقیق می‌باشد. در این فصل به تفسیر داده‌های همگرایی و نشست سنج پرداخته شده است.

فصل پنجم تحت عنوان تحلیل پایداری تونل خط ۲ قطار شهری کرج با استفاده از روش عددی می‌باشد. در این فصل با استفاده از نرم افزار *FLAC 2D* مدل‌سازی و تحلیل پایداری تونل انجام گرفته شده است.

فصل ششم تحت عنوان مفاهیم و روش‌های تحلیل برگشتی می‌باشد. در این فصل در مورد تحلیل برگشتی و تحلیل عادی توضیح داده شده است و سپس روش‌های تحلیل برگشتی بیان شده است.

فصل هفتم تحت عنوان تحلیل برگشتی متروی خط ۲ قطار شهری است. در این فصل تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای ژئومکانیکی تاثیرگذار در نتایج و سپس تحلیل برگشتی صورت گرفته است و نتایج به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج رفتارسنجی مقایسه شده است.

فصل هشتم نیز مربوط به نتایج تحقیق و پیشنهادهای می باشد.

فلوچارتی از نحوه سازماندهی پایان نامه، در شکل (۱-۴) نشان داده شده است.



## فصل دوم

# مطالعات زمین شناسی و آزمایش های ژئوتکنیکی

---



## ۲-۱- کلیات

کشور ایران در بخش میانی کمربند چین خورده‌ی هیمالیا و اندونزی، بین مناطق آلپ و هیمالیا قرار دارد. پهنه ایران زمین در بین دو پوسته قاره‌ای قدیمی یکی عربستان در جنوب غربی و دیگری توران در شمال شرقی فشرده شده است. این مسأله در روند حوادث زمین‌شناسی ایران تأثیر به‌سزایی داشته است (آقا نباتی ع، ۱۳۸۳).

به‌طور کلی می‌توان بر حسب موقعیت جغرافیایی، ایران را به ۵ منطقه اصلی تقسیم کرد. مطابق این مناطق، ایران شامل زون زاگرس، زون سنندج سیرجان، زون ایران مرکزی، زون شرق و جنوب شرق ایران و بالاخره زون البرز می‌باشد. شهر کرج در پای دامنه جنوبی البرز کوه مرکزی و حاشیه شمالی ترین فرو نشست ایران مرکزی در موقعیت حدود  $35^{\circ}$  تا  $35^{\circ} 53'$ ،  $35^{\circ}$  عرض شمالی و  $51^{\circ}$  تا  $51^{\circ} 3'$  طول شرقی استقرار یافته است.

## ۲-۲- رسوبات آبرفتی گستره شهر کرج

اگرچه امروزه توسعه شهر کرج سبب کشیده شدن ساخت و ساز به دامنه سنگی ارتفاعات شمالی نیز شده است، ولی به‌طور کلی شهر کرج بر روی رسوبات آبرفتی جوان شکل گرفته است.

رسوبات آبرفتی گستره کرج حاصل فعالیت رودخانه کرج و همچنین رودخانه‌ها و سیلاب‌های فصلی

منشاء گرفته از دره‌های موجود در ارتفاعات شمالی می‌باشد. بر اساس بررسی‌های انجام شده رسوبات آبرفتی گستره کرج را می‌توان به گروه‌های تراس‌های رودخانه ای قدیمی، پادگانه‌های رودخانه‌های جوان و مخروط افکنه‌های جوان تقسیم بندی نمود. مخروط افکنه کرج که در مسیر رودخانه کرج تشکیل شده، وسیع‌ترین و ژرف‌ترین مخروط افکنه منطقه است. وجود جریانات زیاد روی زمینی در منطقه سبب شده که ضخامت طبقه اشباع هم قابل ملاحظه باشد. وسعت این مخروط افکنه ۲۱۰ کیلومتر مربع و ژرفای رسوبات آبرفتی آن تا حدود ۶۰۰ متر برآورد شده است (آقا نباتی ع، ۱۳۸۳).

### ۲-۳- شرایط زمین‌شناسی مهندسی محدوده پروژه

با توجه به نقشه‌های توپوگرافی موجود، محدوده احداث خط ۲ مترو کرج حدوداً در تراز ارتفاعی ۱۳۰۵ متر از سطح دریای آزاد قرار می‌گیرد. همچنین موقعیت جغرافیایی این پروژه حدوداً  $50^{\circ}$ ،  $35^{\circ}$  عرض شمالی و  $53^{\circ}$ ،  $50^{\circ}$  طول شرقی می‌باشد.

صرف نظر از تقسیمات زمین‌شناسی و توالی چینه‌شناسی، ویژگی مخروط افکنه‌ها از دیدگاه ژئومورفولوژی مهندسی و رسوب‌شناسی دارای تغییرات تدریجی دانه‌بندی در مسیر شمال به جنوب می‌باشد. تغییرات رژیم آب و هوایی و تکتونیک در طول زمان مستقیماً بر روی وضعیت روان‌آب‌های سطحی و قدرت حمل رسوب گذاری آن‌ها تأثیر گذاشته، و در نتیجه محدوده نهشته شدن خاک‌های درشت دانه و ریزدانه می‌توانند به سمت بالا دست و پایین دست مهاجرت نمایند که حاصل این فرایند می‌تواند به صورت تغییرات ویژگی‌های رسوبات از سطح به عمق نیز نمایان گردد. با توجه به این توضیحات می‌توان پیش‌بینی نمود که قاعدتاً در قسمت شمالی کرج به خصوص شمال شرقی آن، با خاک‌های دانه‌درشت‌تری نسبت به قسمت‌های جنوبی روبرو خواهیم بود که البته با توجه به احتمال تشکیل سرمای موضعی و ایجاد ماندآب‌ها در قسمت‌های درشت دانه شمالی نیز احتمال برخورد با عدسی‌هایی از مصالح ریز دانه وجود دارد. ارتفاعات شمال کرج، پهنه تظاهر سنگ‌های منتسب به سازند

کرج و به ویژه سنگ‌های توف سبز می‌باشند که تغذیه کننده اصلی رسوبات دشت کرج محسوب می‌گردند و بخش اعظم قطعات و المان تشکیل دهنده رسوبات آبرفتی گستره شهر کرج اعم از تخته سنگ‌ها، قلوه سنگ‌ها، شن و ریگ‌ها را شامل می‌شوند. از لحاظ کانی‌شناسی فراوان‌ترین کانی توف‌ها در این منطقه در درجه اول کوارتز و بعد فلدسپات می‌باشد (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴).

## ۴-۲- تشریح لایه‌های شناسایی شده

با هدف شناخت دقیق وضعیت لایه‌های خاک در محل ساختگاه مورد مطالعه اقدام به حفر ۴۰ حلقه گمانه شناسایی ماشینی و ۱۸ حلقه چاه دستی در محدوده ساختگاه گردیده است. عمق و موقعیت گمانه‌ها با توجه به نوع و شرایط احتمالی تونل و ایستگاه‌ها و وضعیت سازه‌های فعلی و شرایط ترافیکی محدوده ساختگاه انتخاب شده است. عملیات حفاری گمانه‌های ماشینی با دستگاه دورانی و به روش شستشویی<sup>۱</sup> و مغزه‌گیری ممتد<sup>۲</sup> گل انجام گرفته است. در حفاری برخی از گمانه‌ها از بنتونیت استفاده گردیده است و همچنین با توجه به طول گمانه‌ها، قطر حفاری از ۷۶ تا ۱۱۶ میلیمتر متغیر بوده است. در هیچ یک از گمانه‌های حفاری شده تا عمق ۲۵ الی ۳۰ متری سطح آب زیرزمینی مشاهده نگردیده است. با توجه به مشاهدات حین حفاری و نتایج آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی، به طور کلی خاک زیر سطحی محدوده مورد بررسی را می‌توان در سه گروه لایه‌های خاک دستی، خاک ریزدانه و خاک درشت‌دانه طبقه بندی نمود. به طور کلی ضخامت خاک دستی در حدود ۱ الی ۲ متر در ساختگاه مشاهده گردیده است. دانه‌بندی خاک دستی در نقاط مختلف از شن و ماسه (زیر خیابان‌ها) تا رس (در فضای سبز) متغیر بوده است.

در جدول (۱-۲) مشخصات لایه‌های خاک با توجه به طبقه‌بندی متحد و همچنین اندازه ابعاد و

<sup>1</sup>- Wash-boring

<sup>2</sup>- Continous Coring

توصیف کیفی آن آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود دانه‌بندی خاک از بالا به پایین جدول درشت‌دانه‌تر می‌شوند. (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴):

جدول ۱-۲- طبقه‌بندی و توصیف خاک تونل (شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴)

توصیف خاک	طبقه‌بندی بر اساس سیستم متحد	لایه خاک	
رس کم‌مایه	(CL)	لایه خاک ریزدانه (L1)	
ماسه رس و لای دار	(SM), (SC)	زیر لایه اول (L2-1)	لایه خاک درشت دانه (L2)
شن و ماسه رس و لای دار	(GM), (GC), (SM), (SC)	زیر لایه دوم (L2-2)	
شن و ماسه خوب یا بد دانه‌بندی شده و رس و لای دار	(SM), (SC), (GM), (GC), (GP), (GW)	زیر لایه سوم (L2-3)	

## ۲-۵- خصوصیات فیزیکی لایه‌های خاک

آزمایش‌های شناسایی فیزیکی انجام شده بر روی نمونه‌های خاک عبارتند از:

- آزمایش تعیین در صد رطوبت بر اساس استاندارد ASTM (D2216-90).
- آزمایش حدود اتربرگ بر اساس استاندارد ASTM (D4318-67) به منظور تعیین حد روانی و خمیری خاک که با استفاده از آن طبقه‌بندی قسمت ریز دانه خاک مشخص می‌شود.
- آزمایش دانه‌بندی بر اساس استاندارد ASTM (D421-85 & D422-63) (D422-87) (سرنندی و همچنین هیدرومتری).

با توجه به نتایج دانه‌بندی و حدود اتربرگ، طبقه‌بندی خاک مطابق دستور العمل طبقه‌بندی

متحد (USCS) مشخص گردیده است

در جدول (۲-۲) مشخصات فیزیکی لایه‌های شناسایی شده نشان داده شده است. همان‌طور که در

جدول مشاهده می‌شود مقادیر میانگین برای پارامترها ثبت شده است. در هر یک از فراسنج‌ها مقادیر

حداقل و حداکثر، مرز بالا و پایین بازه‌ای محاسبه شده که فراسنج مورد نظر با احتمال بیش از ۹۵ درصد

در آن قرار خواهد داشت (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴).

جدول ۲-۲- مشخصات فیزیکی لایه‌های خاک خط ۲ قطار شهری کرج (شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴)

L2-3	L2-2	L2-1	L1	لایه‌های خاک مشخصات فیزیکی
میانگین	میانگین	میانگین	میانگین	
۷۲	۳۲	۲۰	۸	درصد شن (Gravel)
۲۲	۴۱	۴۲	۲۴	درصد ماسه (Sand)
۲۹	۲۷	۳۵	۶۷	گذشته از الک نمره ۲۰۰ (Pas 200)
۲۶	۲۵	۲۵	۲۹	۱) حد روانی (LL)
۱۷	۱۷	۱۷	۱۸	۲) حد خمیری (PL)
۹	۸	۸	۱۰	۳) دامنه خمیری (PI)
۶	۱۰	۱۲	۱۴	درصد رطوبت طبیعی (W%)
۱۹/۲	۱۸/۶	۱۸	۱۶/۴	وزن مخصوص خشک (KN/m <sup>3</sup> )
۲۰/۳	۲۰/۴	۲۰/۱	۱۸/۶	وزن مخصوص (γ) (KN/m <sup>3</sup> )
۵	۲/۵e-۲	۱e-۵	۱e-۶	ضریب نفوذپذیری (Cm/S)
۳۰	-	-	-	درصد دانه‌های بزرگتر از ۷ سانتیمتر (Over Size%)

## ۲-۶- خصوصیات مکانیکی لایه‌های خاک

خصوصیات مکانیکی خاک بر اساس نتایج بررسی‌های انجام شده به دست آمده‌اند عبارت است:

۱. فراسنج‌های تغییرشکل پذیری خاک

- ضریب ارتجاعی (Es) و نسبت پواسان خاک (ν) که در محاسبات تغییرشکل‌های آنی خاک<sup>۴</sup> مورد

<sup>۱</sup>-Liquid Limite

<sup>۲</sup>-Paste Limite

<sup>۳</sup>-Paste Index

<sup>۴</sup>-Elastic or Immediate Settlement

استفاده قرار می‌گیرند.

- ضرایب تراکم پذیری خاک در حالت تحکیم عادی  $C'_c = C_c / (1 + e_0)$  و در حالت باربرداری به  $C'_r = C_r / (1 + e_0)$  که در محاسبات نشست‌های ناشی از تحکیم<sup>۱</sup> به کار می‌روند.

۲. فراسنج‌های مقاومت برشی خاک

- زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ ) و چسبندگی ( $C$ ) که در تعیین مقاومت برشی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند.

متوسط خصوصیات مکانیکی لایه‌های خاک از نتایج آزمایش‌های صحرایی درجا و آزمایش‌گاهی تعیین گردیده است. برای تعیین بازه تغییرات متوسط این فراسنج‌ها ابتدا کلیه نتایج موجود حاصل از بررسی‌ها و مطالعات فراسنج مورد نظر در لایه مربوطه و در گمانه‌های مختلف بررسی گردیده و سپس با در نظر گرفتن تعداد داده‌های موجود از فراسنج مورد نظر، مقادیر داده‌ها و پراکندگی آن‌ها و با استفاده از روش‌های آماری، متوسط مشخصه فراسنج مربوط، با حداکثر درجه اطمینان قابل قبول (در اینجا ۹۵ درصد) برآورد شده و میانگین آن‌ها به عنوان پارامتر مکانیکی طراحی انتخابی ارائه شده است.

هر یک از فراسنج‌های مکانیکی ارائه شده بر اساس آزمایش‌های ذکر شده در ذیل برآورد شده‌اند:

- عدد نفوذ استاندارد ( $N$ ) بر اساس آزمایش نفوذ استاندارد S.P.T.
- ضریب ارتجاعی  $E_s$  بر اساس آزمایش‌های نفوذ استاندارد، بارگذاری صفحه، تحکیم و تک محوری.
- ضریب پواسان ( $\nu$ ) بر اساس خصوصیات مکانیکی و فیزیکی خاک.
- ضرایب تراکم پذیری خاک  $C'_c$  و  $C'_r$  بر اساس آزمایش‌های تحکیم.
- زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ ) و چسبندگی ( $C$ ) بر اساس آزمایش‌های برش مستقیم، آزمایش نفوذ استاندارد (S.P.T.)، آزمایش تک محوری ( $C_u$ ) (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک‌پی، ۱۳۸۴).

<sup>۱</sup>-Consolidation Settlement

با توجه به مطالعات انجام شده برای هر یک از لایه‌های خاک، مقادیر حداقل و حداکثر، مرز بالا و پایین بازه‌ای محاسبه شده که فراسنج مورد نظر با احتمال بیش از ۹۵ درصد در آن قرار خواهد داشت (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴). در جدول (۲-۳) مقادیر و مشخصات لایه‌های خاک مورد مطالعه آورده شده است.

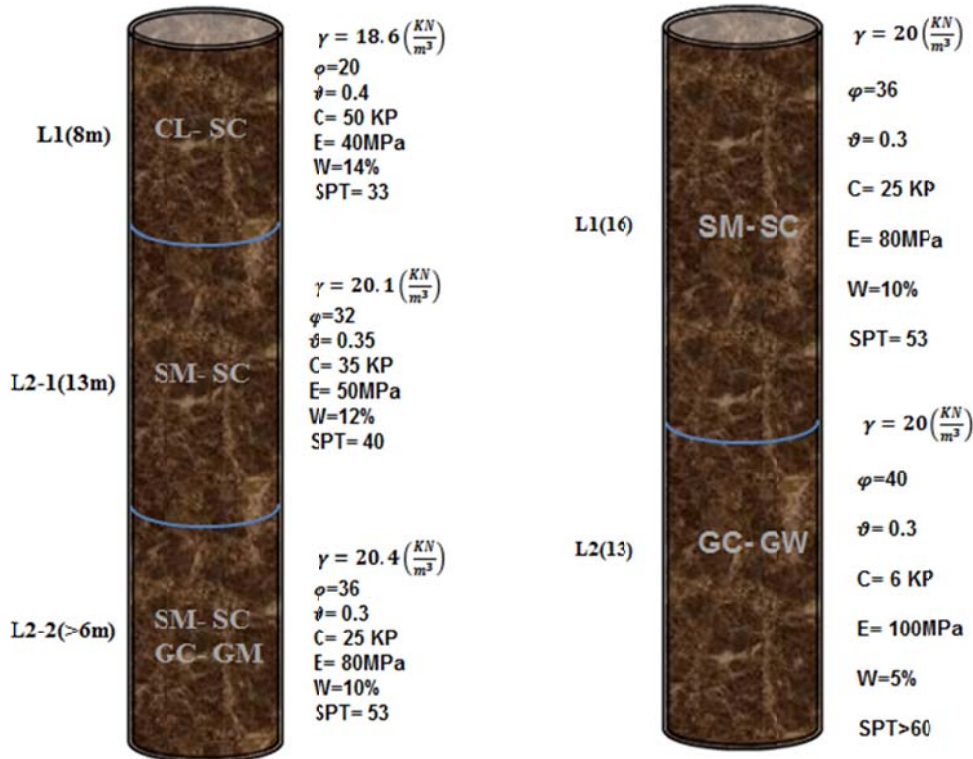
جدول ۲-۳- مشخصات مکانیکی لایه خاک ریز دانه (L1) (شرکت دریاخاک پی، ۱۳۸۴)

لایه‌های خاک				اعداد وارد شده به صورت میانگین می‌باشند	
L2-3	L2-2	L2-1	L1	واحد	پارامترهای مکانیکی خاک
>۶۰	۵۳	۴۰	۳۳	(N)	عدد نفوذ استاندارد S.P.T.
۱۰۰	۸۰	۵۰	۴۰	(MPa)	ضریب ارتجاعی $E_s$
۰/۳	۰/۳	۰/۳۵	۰/۴		نسبت پواسون $\nu$
-	-	-	۰/۱۳		ضریب تراکم پذیری (C'e)
-	-	-	۰/۰۱۳		ضریب باربرداری (C'r)
۴۰	۳۶	۳۲	۲۰	deg	زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ )
۶	۲۵	۳۵	۵۰	(kPa)	چسبندگی (C)

در مورد خاک‌های درشت دانه نیز، هر چند انجام آزمایش‌های برش درجا بهترین روش تعیین پارامترهای مقاومت برشی می‌باشد، ولی با نظر به مطالعات مرحله اولیه، تنها یک آزمایش برش درجا انجام شد که در دوره‌های بعدی مطالعات لازم است از تعداد کافی آزمایش‌های بزرگ مقیاس جهت تخمین مناسب پارامترهای مکانیکی لایه‌های درشت دانه استفاده گردد (گزارش ژئوتکنیک شرکت دریاخاک پی).

## ۷-۲- وضعیت ژئوتکنیکی ایستگاه و رمپ

در بخش پیشین به بررسی و جمع بندی وضعیت ژئوتکنیکی لایه‌های خاک پرداخته شد. در بخش حاضر لایه بندی خاک منطقه مورد بررسی با توجه به شکل (۳-۱) توضیح داده شده است.



ش

## ۸-۲- نتیجه گیری

با توجه به نتایج به دست آمده از برداشت‌ها و آزمایش‌های ژئوتکنیکی می‌توان دو محدوده کلی را برای فاز ۱ اجرایی خط ۲ قطار شهری کرج در نظر گرفت که به شرح زیر است:

- محدوده ۱: از غربی‌ترین نقطه پروژه تا مرکز:

از جنس ماسه رس و به ندرت لای- دار و گاهی همراه شن، با تراکم متوسط تا متراکم و به رنگ



خاکستری و در برخی موارد قهوه‌ای است. بیشتر در نواحی غربی ساختگاه گسترش یافته و در حوالی مرکز محدوده مورد بررسی تقریباً محو می‌گردد.

• محدوده ۲: از مرکز تا شرقی ترین نقطه پروژه

از جنس شن خوب یا بد دانه بندی شده، همراه قلوه سنگ که در برخی مناطق موضعی، درشت دانه‌شنی با ریزدانه‌های رسی و یا لای که عمدتاً به همراه ماسه است. همچنین داشتن قلوه سنگ‌های درشت دانه با ابعاد بین ۵ تا بزرگتر از ۳۰ سانتیمتر که اندازه و مقدار آنها با حرکت به سمت نواحی شرقی ساختگاه افزایش می‌یابد و دارای بافت بسیار متراکم و غالباً با رنگ خاکستری هستند.

در شکل (۲-۲-الف) دو محدوده مذکور به صورت دایره‌هایی مشخص شده‌اند. همچنین در

شکل‌های (۲-۲-ب) و (۲-۲-ج) تصاویر مربوط به دو محدوده از خاک با دانه‌بندی متفاوت را می‌توان

مشاهده کرد.



شکل ۲-۲- دو

# فصل سوم

روش‌های تحلیل‌تیش و پایداری در حفريات زیرزمینی

---

### ۳-۱- مقدمه

تحلیل و بررسی پایداری یکی از اصول مهندسی مکانیک خاک و سنگ در پروژه‌های زیر زمینی و یا هر سازه احداث شده در خاک و سنگ می‌باشد. به این منظور همواره پژوهش‌گران به دنبال دستیابی به روش‌هایی، برای بررسی‌های ایمنی و اقتصادی در پروژه‌های عظیم زیرزمینی بوده‌اند و گاهاً از روی تجربه نیز اصولی برای بررسی‌های پایداری در سازه‌های زیر زمینی ارائه شده است. ارائه روش مناسب حفاری، نوع و سرعت مجاز حفاری و همچنین به کارگیری سیستم نگهداری اقتصادی‌تر در عین حفظ ایمنی از مسائل مورد بررسی در تحلیل پایداری است.

آن چه در این فصل ارائه می‌شود به طور کلی انواع روش‌های بررسی پایداری حفاریات زیر زمینی است. در ادامه توضیحاتی در مورد روش به کار گرفته شده در این تحقیق داده می‌شود.

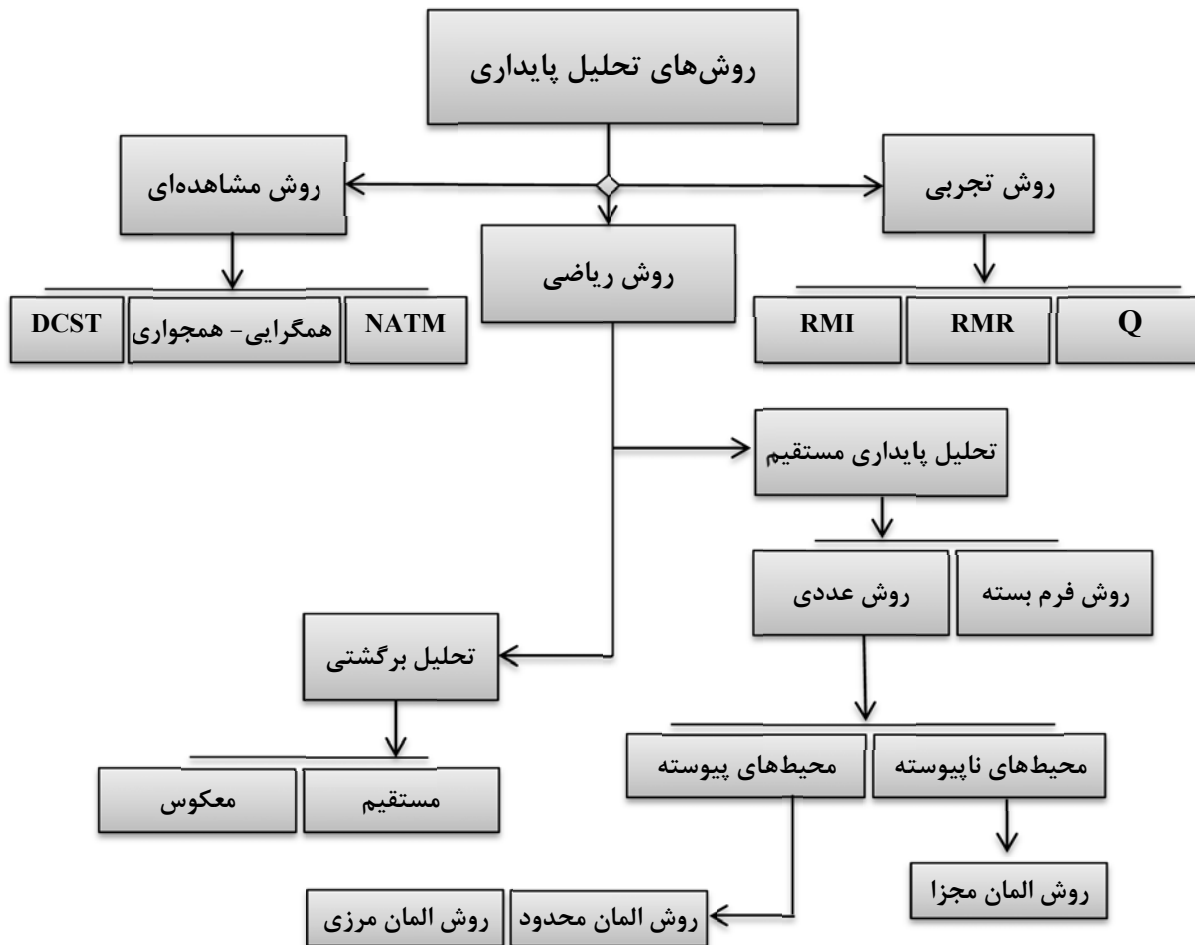
### ۳-۲- روش‌های تحلیل پایداری سازه‌های زیر زمینی

هدف از تحلیل پایداری آن است که بتوان پیش بینی کرد که قسمت‌های مختلف تونل از نظر

پایداری در کدام یک از رده‌های زیر قرار می‌گیرد (Japan Railway Construction Public, 1996).

- کاملاً پایدار است
- نسبتاً پایدار است
- ناپایدار است

روش‌های تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل‌ها را می‌توان در سه گروه اصلی روش‌های ریاضی، مشاهده‌ای<sup>۱</sup> و تجربی<sup>۲</sup> تقسیم بندی کرد. در شکل (۳-۱) خلاصه‌ای از این روش‌ها به صورت نمودار آورده شده است (Japan Railway Construction Public, 1996).



شکل ۳-۱- روش‌های تحلیل پایداری تونل‌ها (Japan Railway Construction Public, 1996)

در ادامه هر کدام از روش‌ها به اختصار توضیح داده می‌شوند.

<sup>۱</sup>-observational

<sup>۲</sup>-empirical

### ۳-۲-۱- روش‌های تجربی

این روش‌ها بر اساس تجزیه و تحلیل آماری پایداری حفريات زیرزمینی که در نقاط مختلف احداث شده، بنا شده است. روش‌های طبقه بندی مهندسی سنگ‌ها از جمله بهترین روش‌های تجربی شناخته شده برای ارزیابی پایداری فضاهای زیر زمینی هستند. از جمله شاخص‌ترین شیوه‌های تجربی بررسی پایداری تونل‌ها می‌توان به رده‌بندی ترزاقی، رده‌بندی بر مبنای زمان پابرجایی لوفر، رده‌بندی بر مبنای شاخص کیفیت توده‌سنگ (Q) که توسط بارتن و همکاران در سال ۱۹۷۳ ارائه شد، رده‌بندی بر مبنای ساختار سنگ (RSR) که در سال ۱۹۷۲ توسط Wickham و همکارانش ارائه شد، رده‌بندی ژئومکانیکی (RMR) که توسط بینیاوسکی در سال ۱۹۷۳ ارائه گردید و شاخص توده‌سنگ (RMI) که در سال ۱۹۹۵ توسط Palmstrom ارائه شد، اشاره کرد (گول اس.آر.کی.، ۱۳۸۲).

در مورد رده‌بندی در خاک نیز جدولی توسط ترزاقی ارائه گردیده است. ترزاقی در سال ۱۹۵۰ با ارائه یک سیستم طبقه‌بندی پاسخ زمین به عملیات تونل‌سازی، رفتار انواع خاک‌ها را در مقابل حفاری زیر زمین تشریح کرد. این روش بعدها توسعه یافت که امروزه نیز کاربرد فراوان در طراحی حفر فضاهای زیر زمینی دارد (Proctor and White 1977).

### ۳-۲-۲- روش‌های ریاضی

در این روش‌ها، وضعیت تنش و تغییرشکل در اطراف تونل تحلیل می‌شود. شیوه‌های تحلیلی تنش (روش تحلیل پایداری مستقیم) شامل راه حل‌های فرم بسته و روش‌های عددی است. در ادامه به چند مورد اشاره می‌شود.

#### ۳-۲-۲-۱- راه حل‌های فرم بسته

از روش‌های فرم بسته برای تحلیل پایداری فضاهایی می‌توان استفاده نمود که شکل هندسی

ساده‌ای دارند، مانند دایره یا بیضی. این روش‌ها اکثراً برای حالت‌هایی که در آن رفتار سنگ الاستیک خطی است، قابل توسعه دادن هستند و می‌توان از تئوری الاستیسیته و روابط kirsch استفاده نمود. در ادامه تابه تنش ایری توضیح داده می‌شود.

• تابع تنش ایری

یکی از راه‌های تحلیل تنش استفاده از تابع تنش ایری از راه حل‌های فرم بسته است. تابع تنش ایری تابعی است که چگونگی توزیع انرژی پتانسیل در اطراف ماده را نشان می‌دهد. معادله دیفرانسیل برای تعیین تنش در سنگ‌ها در مختصات قطبی در رابطه (۱-۳) بیان شده است (اصلائی ف.، ۱۳۸۸).

$$\delta_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2}, \quad \partial \theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2}, \quad \tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial \theta} \Rightarrow \nabla_r^2 \nabla_\theta^2 = 0 \quad (1-3)$$

برای حل تابع تنش ایری روابط زیادی وجود دارد که یکی از بهترین روش‌ها راهی است که توسط

Michell در سال ۱۸۹۹ ارائه شد که به صورت رابطه (۲-۳) می‌باشد.

$$\begin{aligned} \phi(r, \theta) = F(r)e^{b\theta} \Rightarrow \phi = & a_0 + a_1 \log r + a_2 r^2 + a_3 r^2 \log r + \\ & (a_4 + a_5 \log r + a_5 \log r + a_6 r^2 + a_7 r^2 \log r)\theta + \\ & (a_{11}r + a_{12}r \log r + a_{13}r^{-1} + a_{14}r^3 + a_{15}r\theta + a_{16}r\theta \log r)\cos \theta + \\ & (b_{11}r + b_{12}r \log r + b_{13}r^{-1} + b_{14}r^3 + b_{15}r\theta + b_{16}r\theta \log r)\sin \theta + \\ & \sum_{n=2}^{\infty} (a_{n1}r^n + a_{n2}r^{2+n} + a_{n3}r^{-n} + a_{n4}r^{2-n}) \cos \theta \\ & \sum_{n=2}^{\infty} (b_{n1}r^n + b_{n2}r^{2+n} + b_{n3}r^{-n} + b_{n4}r^{2-n}) \sin \theta \end{aligned} \quad (2-3)$$

با استفاده از این رابطه و رابطه (۳-۳) که در حقیقت خلاصه‌ای از رابطه بالا که برای تونل دایره‌ای

با کرنش مسطح تعریف شده است می‌توان تنش‌ها و تغییر مکان‌ها را به دست آورد:

$$\phi = -Ar^{-2} + Br^{-2} + (Cr^2 + Dr^{-2} + E) \cos 2\theta \quad (3-3)$$

از توابع مختلط نیز می‌توان برای تحلیل تنش در اطراف تونل دایره‌ای استفاده کرد.

## ۲-۲-۲-۲- روش‌های عددی

کاربرد روش‌های عددی در ژئومکانیک را می‌توان به زمان پیدایش روش اجزا محدود در دهه ۵۰ میلادی نسبت داد. به طوری که این نوع از مدل‌سازی به طور موردی در آن سال‌ها مورد توجه قرار گرفته‌است. با پیدایش کامپیوترهای سریع روش‌های عددی در ژئومکانیک وارد مرحله‌ی تازه‌ای می‌شوند، به طوری که امروزه متناسب با روش‌های متعدد عددی برنامه کامپیوتری مرتبط با آن نیز وجود دارد (Huton D. V., 2004).

پایداری سنگ‌های اطراف یک جبهه‌کار، به تنش و شرایط ساختاری در توده‌سنگ و در محدوده چند ده متری مرز فضا‌های زیرزمینی بستگی دارد. تنش‌های موضعی تحت تاثیر عواملی همچون تغییرات تنش‌ها، وجود پدیده‌های ساختاری و میزان صدمات ناشی از آتشیاری قرار دارد. عموماً سازه‌های زیرزمینی مجموعه گشودگی‌های نزدیک به هم می‌باشند که شکل پیچیده‌ای از اشکال سه بعدی را به وجود می‌آورند. به علاوه به علت حضور عوارض زمین شناسی مانند گسل‌ها و رگه‌های نفوذی، ویژگی‌های کل توده‌سنگ بندرت یکنواخت می‌باشد. لذا روش فرم بسته دارای محدودیت در محاسبه تنش‌ها، جابه‌جایی‌ها و گسیختگی‌ها در توده‌سنگ پیرامون این حفاری‌ها می‌باشد. خوشبختانه تعدادی از روش‌های رایانه‌ای به عنوان روش‌های عددی در چند دهه اخیر گسترش یافته است. این روش‌ها پاسخی برای حصول راه حل تقریبی این مشکلات ارائه کرده‌اند (Otter J.R.H., 1996).

به جهت مدل‌سازی توده‌سنگ یا خاک روش‌های عددی تحلیل تنش به دو دسته تقسیم می‌شود:

۱. روش‌های مرزی<sup>۱</sup> یا انتگرالی<sup>۲</sup>:

در این روش‌ها، تنها مرز خارجی تونل یا حفريات زیرزمینی به اجزاء کوچکی تقسیم شده و

<sup>۱</sup> -Boundary Methods

<sup>۲</sup> - Integral

توده‌سنگ از لحاظ ریاضی به عنوان یک محیط پیوسته نامحدود در نظر گرفته می‌شود. متداولترین روش این دسته، روش المان مرزی<sup>۱</sup> است. از آن جا که تعداد المان مرزی که در این روش به کار گرفته می‌شود محدود است لذا به حجم حافظه کامپیوتر کمتری نیاز دارد (هوک، کیسر، بارون، ۱۳۸۰).

۲. روش‌های محیطی (حوزه ایی)<sup>۲</sup> یا دیفرانسیلی<sup>۳</sup>:

در این روش‌ها، توده‌سنگی به المان ساده هندسی تفکیک می‌شود که هر یک ویژگی‌های خاص خود را دارند و مجموعه این المان فرعی، رفتار کلی این سنگ را بیان می‌کنند. این گروه شامل:

- روش المان محدود<sup>۴</sup>

- روش تفاوت‌های محدود<sup>۵</sup>

- روش المان مجزا<sup>۶</sup>

در دو روش اول، توده‌سنگی به عنوان یک محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که در روش المان مجزا، هر یک از قطعات سنگ را به عنوان عنصر مجزایی مدل‌سازی می‌کنند.

در روش‌های محیطی کوشش بسیاری برای ایجاد یک شبکه بندی صورت می‌پذیرد تا تقسیم بندی توده‌سنگ به اجزای کوچک به طور بهینه انجام شود. در مورد شبیه‌سازی‌های پیچیده مانند آن چه در فضاهای متعدد نزدیک به هم وجود دارد شبکه‌بندی می‌تواند بسیار مشکل باشد در حال حاضر با ورود برنامه‌های رایانه‌ای که دارای گزینه مش‌بندی هستند امکان اجرای شبکه‌های بسیار بهینه فراهم شده است (Bell F. G., 1994). در شکل (۲-۳) روش‌های عددی برای مدل‌سازی توده‌سنگ و خاک نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> - Boundary Element

<sup>۲</sup> Domain Method

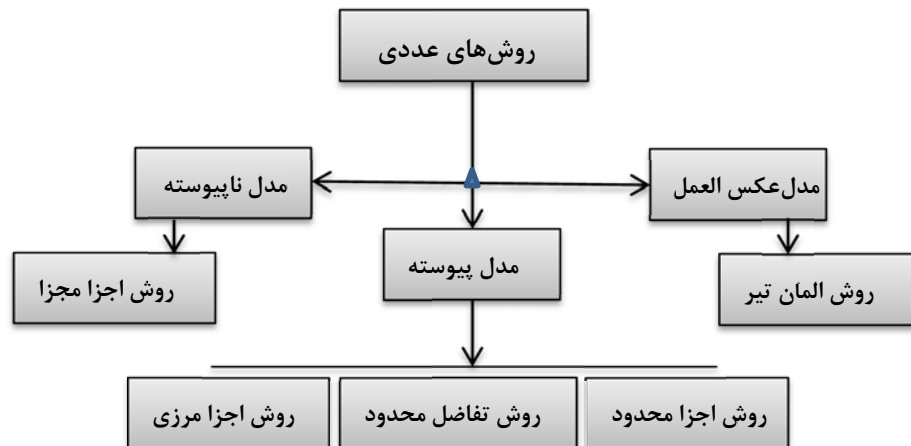
<sup>۳</sup> -Differential Method

<sup>۴</sup> -Finite Element

<sup>۵</sup> -Finite Difference

<sup>۶</sup> - Distinct Element





• روش اجزا مرزی

اصطلاح اجزا مرزی از آن‌جا نشأت گرفته است که فقط مرز مقطع مورد نظر به اجزایی تقسیم شده است. به عبارت دیگر فقط سطوح آزاد، سطوح درزه‌های موجود و سطوح تماس لایه‌های مواد مختلف برای وقتی که توده‌سنگ از مواد مختلف تشکیل شده به اجزای کوچک تقسیم می‌شوند. این مدل‌ها می‌توانند به صورت زیر گروه بندی شوند (Huton D.V., 2004):

۱. روش تنش فرضی<sup>۱</sup>: در این روش اولین مرحله عملیات پیدا کردن یک سری از تنش‌های فرضی است که شرایط مرزی تعیین شده را ارضا می‌کنند و از این تنش‌ها برای محاسبه تنش‌ها و تغییر مکان‌های حقیقی توده‌سنگ استفاده می‌شود.

۲. روش مستقیم: در این روش برای شرایط مرزی مشخص تغییر مکان‌ها به طور مستقیم به دست می‌آیند.

۳. روش جابه‌جایی ناپیوستگی: در این روش نتیجه گسترش یک ترک مویی امتداد یافته در یک محیط الاستیک پیوسته را نشان می‌دهند.

<sup>۱</sup>- Fictitious stress

یکی از معایبی که در روش اجزا مرزی وجود دارد این است که تا مرز بی‌نهایت گسترش می‌یابد. به عنوان مثال یک توده‌ی سنگ غیر همگن از اجزای محدود تشکیل شده نه از اجزای نامحدود، برای محقق کردن این شرایط بایستی از روش‌های خاصی استفاده نمود. در روش اجزای مرزی درزه‌ها با استفاده از جابه‌جایی ناپیوستگی به طور تدریجی مدل می‌شوند. این امر می‌تواند کار محاسبات را به طرز قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد. همگرایی عددی برای مدل‌های در برگیرنده درزه، گاهی اوقات ممکن است مشکل آفرین باشد. به همین دلیل معمولاً بهتر است در مسایلی که با در نظر گرفتن چندین درزه و یا مدل‌سازی منطقی درزه نیازمند است از روش‌های عددی دیگر استفاده شود (Huton D. V., 2004).

#### • روش اجزا محدود

برای روش اجزا مرزی مشاهده شد که شرایط روی سطح مرز می‌تواند به موقعیت تمام نقاط در سرتاسر باقیمانده سنگ حتی تا بی‌نهایت مربوط باشد. به عنوان مقایسه روش اجزا محدود شرایط چند نقطه درون توده‌سنگ را به موقعیت درون ناحیه‌ای بسته‌ای که توسط این نقاط تشکیل شده (المان) مرتبط می‌سازد.

روش اجزا محدود برای حل مواردی که با مواد با خواص ناهمگن و غیرخطی ارتباط دارند مناسب است. زیرا هر جزئی رفتار مواد خاص خود را مدل می‌کند با وجود این المان محدود برای مدل کردن مرزهای نامحدود مانند مسائلی که در حفاری فضاهای زیرزمینی اتفاق می‌افتد مناسب نیست. روش‌های قابل استفاده مجزا نمودن منطقه تاثیر حفاری و بکارگیری شرایط مرزی مناسب می‌باشد (Huton D. V., 2004).

#### • روش تفاضل محدود

روش تفاوت (تفاضل) محدود در بسیاری از مسائل مهندسی کاربرد دارد. این روش برای مدل نمودن تغییر مکان‌ها و کرنش‌های بزرگ توده‌سنگ ابزار مناسبی است. به همین جهت کاربرد آن در

مسائل مهندسی مکانیک سنگ و تونل سازی عمومیت دارد. در این روش اصولاً محیط را پیوسته در نظر می‌گیرند. ولی باید توجه نمود که با تمهیداتی می‌توان ناپیوستگی را در آن وارد نمود (مدنی ح.، ۱۳۷۹).

در این روش توده‌سنگ مورد مطالعه به تعدادی منطقه چهار گوشه تقسیم می‌شود. تعداد و شکل این مناطق دلخواه است. با توجه به معادلات اساسی در مورد هر قلمرو معین معادلات تفاوت نوشته می‌شود. در مرحله بعد بخشی از توده‌سنگ در نقاط مرسوم به گره از سایر مناطق جدا می‌گردد، سپس معادلات حرکت گره‌ها برای تمام مناطق نوشته می‌شود. این روش مدل‌سازی عددی شبیه روش اجزا محدود است. تنها تفاوتی که در این روش با روش اجزا محدود وجود دارد در حل مسایل به صورت صریح<sup>۱</sup> می‌باشد. بدین معنی که در بازه زمانی بسیار کوتاه آشفتگی که بر یک نقطه از مش‌بندی وارد می‌شود، این آشفتگی توسط زون‌های مجاور بلافاصله آن تحمل می‌گردد. مفهوم فیزیکی آن بدین معنی است که بازه زمانی خیلی کوچکتر از زمانی است که آشفتگی در محیط گسترش می‌یابد. ویژگی روش تفاوت محدود در این است که در این روش ماتریسی تشکیل نمی‌شود، بنابراین زمان پردازش و میزان حافظه کمی تخصیص می‌یابد. به‌علاوه مزیت دیگر استفاده از راه حل بدون ماتریس تحلیل جابه‌جایی‌های بسیار بزرگ می‌باشد (مدنی ح.، ۱۳۷۹). در عمل این روش با استفاده از پیش پردازشگرها و پس پردازشگرها و توسط تحلیل‌های پارامتری حوزه تاثیر تنش‌های تعیین شده و شرایط مرزی خارج از حوزه تاثیر در نظر گرفته می‌شود. زمان مورد نیاز برای این پروسه در قبال زمان کل تحلیل قابل صرف نظر کردن است (Bell F G., 1994).

• روش اجزا مجزا

این روش برای مدل‌سازی منطقه بلوکی که در آن درزه‌ها، گوه‌هایی از سنگ را به‌وجود می‌آورند، به طوری که بتوان آن را به عنوان پیکره صلب در نظر گرفت استفاده می‌شود. بنابراین این قطعات مستقل

<sup>۱</sup>- Explicit Method

می‌توانند آزادانه بچرخند و یا تغییر مکان دهند لذا تغییرشکلی که در تماس‌های بلوکی رخ می‌دهد بیشتر از تغییرشکل سنگ بکر است. این گوه‌ها می‌توانند به صورت صلب در نظر گرفته شوند. در این حالت بهتر است که درزه‌ها به صورت مجزا مدل شوند. رفتار این سیستم‌ها به قدری غیر خطی است که حتی قوانین روش اجزا محدود درزه‌دار نمی‌تواند جواب قابل قبولی برای تحلیل آن بدهد (هوک، کیسر، بارون، ۱۳۸۰).

### • روش‌های ترکیبی

هدف از روش‌های ترکیبی استفاده از روش‌های عددی ذکر شده به منظور حذف معایب و به دست آوردن مزایای روش‌ها تا حد ممکن است. به عنوان مثال در مدل‌سازی یک فضای زیر زمینی مرز حفاری رفتار غیر خطی از خود نشان می‌دهد در صورتی که توده‌سنگ همان محدوده مرزی به صورت الاستیک رفتار می‌کند. بنابراین برای توده‌سنگ نزدیک مرز حفاری می‌توان از مدل اجزا مجزا یا اجزا محدود استفاده نمود و در مرزها از مدل‌های اجزای مرزی استفاده کرد. به این ترتیب شرایط مرزی مناطق دور به طور دقیق مدل شده‌اند (هوک، کیسر، بارون، ۱۳۸۰).

### • انتخاب مناسب‌ترین روش عددی

هر یک از روش‌های عددی ذکر شده دارای معایب و محاسنی است که بایستی برای هر مورد خاص و برای هدف مطالعاتی موجود بهترین روش ارائه گردد. می‌توان گفت که در بسیاری از موارد مدل‌سازی اهمیت شناخت محیط‌های ناپیوسته و پیوسته تاثیر بسیار زیادی در فرایند شبیه‌سازی مساله خواهد گذاشت. پس لازم است که از فاکتورهایی برای شناسایی انواع محیط‌ها استفاده نماییم. اگر توده‌سنگ کم درزه و دارای حفاری‌های نسبتاً بزرگی باشد به طوری که تغییرشکل پذیری توده‌سنگ بیش از تغییرشکل پذیری در امتداد درزه‌ها باشد، در چنین حالتی می‌توان مدل را پیوسته فرض نمود و بنابراین فرضیه پیوستگی مناسب خواهد بود. در نتیجه روش تفاضل محدود و روش اجزا محدود مفید واقع خواهد شد. در صورتی که میانگین فاصله داری درزه‌ها مرتبه‌ای از ابعاد حفاری باشد در چنین حالتی تغییر شکل‌پذیری

در امتداد درزه‌ها بیشتر از تغییرشکل پذیری درون بلوک خواهد بود، بنابراین تئوری ناپیوستگی بسیار مناسب خواهد بود (Sinha R.S., 1989). با توجه به این که پروژه مورد مطالعه در توده‌خاک حفاری می‌شود، محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود. در این پایان‌نامه با استفاده از نرم افزار FLAC2D که بر اساس تفاضل محدود به حل مساله می‌پردازد استفاده شده است.

### • مدل‌سازی توده‌سنگ

محیطی که سازه در آن قرار دارد یا در آن ساخته می‌شود به سه گروه عمده طبقه‌بندی می‌شود:

۱. محیط پیوسته

۲. محیط ناپیوسته

۳. محیط شبه پیوسته

در شکل (۳-۴) سه محیط مذکور نشان داده شده است. در قسمت (الف)، طبقه‌بندی برای محیط‌هایی است که شامل ماده سنگ بدون درزه و یا عمدتاً خاک است. این محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود. رفتار مکانیکی محیط‌های پیوسته، به وسیله تئوری مکانیک محیط‌های پیوسته تحلیل می‌گردد.

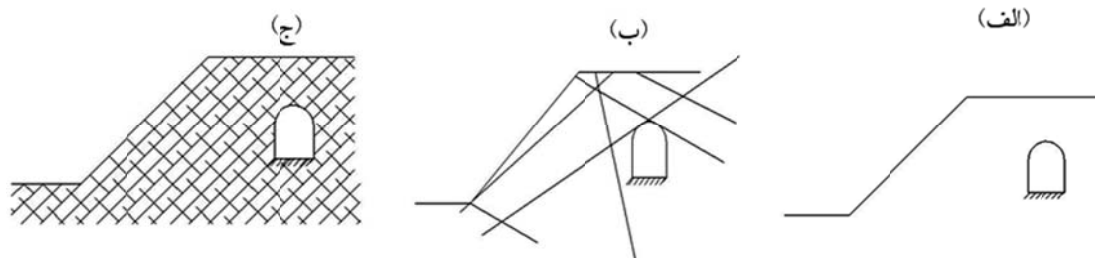
در شکل (ب) که توده‌سنگ درزه‌های متعددی دارد، جدایش تود سنگ در امتداد درزه‌ها و نیز احتمال چرخش و انتقال سنگ، سبب می‌شود که محیط از نظر جابه‌جایی‌ها به وضعیت ناپیوسته تبدیل شود. در رابطه با تحلیل محیط‌های ناپیوسته می‌توان از فرضیه‌های ناپیوستگی که توسط کاندال<sup>۱</sup>، گودمن<sup>۲</sup> و شی<sup>۳</sup> ارائه شده، از قبیل فرضیه‌های عناصر فصل مشترک که در تحلیل‌های اجزا محدود پیش بینی شده است استفاده کرد. در شکل (ج) شکستگی‌ها بسیار زیادند و به طور تصادفی توزیع شده‌اند، در چنین

<sup>1</sup>- Cundall

<sup>2</sup>- Googman

<sup>3</sup>- SHi

شرایطی می‌توان محیط را به حالت پیوسته مجازی<sup>۱</sup> در نظر گرفت، گو این که محیط از نظر کلی ناهمسان‌گرد باشد. می‌توان برای تحلیل رفتار دسته سوم از تئوری محیط‌های ناپیوسته استفاده کرد ولی



از آن‌جا که تعیین موقعیت، ابعاد و خواص مکانیکی همه سیستم‌های درزه غیرممکن بنظر می‌رسد، در عمل روش تحلیل محیط‌های ناپیوسته برای تحلیل رفتار این نوع محیط‌ها کاربرد عملی نخواهد داشت. با توجه به این که این زمین‌ها تا حدی شبیه به محیط‌های پیوسته رفتار می‌کنند، می‌توان از تئوری محیط‌های پیوسته نیز برای تحلیل رفتار آن‌ها استفاده کرد. باید در نظر داشت که تاثیر ناپیوستگی‌ها باید به صورت مناسبی در مدل‌سازی زمین‌های دسته سوم به عنوان یک محیط پیوسته منظور شود. این فرایند باعث ایجاد مدل پیوسته‌ای معادل با توده‌سنگ ناپیوسته و درزه دار خواهد شد (Sakurai S., 1993) و (Sakurai S., Takeuchi K., 1983).

وضعیت‌هایی که در شکل (۳-۳) نشان داده شده، نشانگر آن است که برای حالت‌های مختلف، توده‌سنگ و تونل، مدل‌های متفاوتی مورد نیاز است. از سوی دیگر می‌توان رفتار سنگ را ملاک قضاوت قرار داد. آیا می‌توان توده‌سنگ را به عنوان جسمی که خاصیت الاستیک خطی دارد در نظر گرفت و یا این که باید آن را در گروه مواد با رفتار الاستیک-خمیری جای داد. در جدول (۳-۱) یک ایده کلی راجع به مدل‌های مناسب برای وضعیت‌های مختلف توده‌سنگ ارائه شده است. باید توجه داشت که روش‌هایی

<sup>۱</sup> -Pseudo-Continuous

که برای رفتار الاستیک-خمیری توصیه شده است برای حالت الاستیک نیز مناسب است. (مدنی، ۱۳۸۱، ج ۱).

جدول ۳-۱- روش‌های پیشنهادی برای تحلیل تنش در سنگ (مدنی، ۱۳۷۹)

رفتار توده سنگ		محیط
پلاستیک	الاستیک	
المان محدود تفاوت محدود	المان مرزی	سنگ‌های توده‌ای
تفاوت محدود المان محدود	المان محدود المان مرزی	سنگ بادرزه‌های فاصله دار
المان مجزا	المان مجزا	سنگ با درزه‌های نزدیک به هم
تفاوت محدود المان محدود		سنگ به شدت درزه دار

### ۳-۲-۳- روش‌های مشاهده‌ای

این روش‌ها بر اساس اندازه‌گیری واقعی حرکات زمین به هنگام حفاری و تحلیل اندرکنش زمین-سیستم نگهداری، بنا شده‌اند که به کمک آنها می‌توان ناپایداری‌ها را مشخص ساخت. این روش‌ها شامل روش‌های تونل‌سازی اتریشی جدید<sup>۱</sup> و محدود سازی تقارب<sup>۲</sup> هستند. این روش‌ها در عین حال تنها روش‌های مقایسه نتایج واقعی با نتایجی است که به وسیله روش‌های دیگر، پیش بینی شده است.

اگر چه قبل از حفر یک سازه زیرزمینی، اطلاعات مناسبی برای طراحی روش اجرا و سیستم نگهداری در دست است اما معمولاً این اطلاعات کافی نیست و بنابراین با استفاده از روش‌های مشاهده‌ای می‌توان سیستم نگهداری پیش‌بینی شده را ارزیابی کرد و پس از انجام اصلاحات لازم، آن را برای سازه

<sup>۱</sup>-New Austrian Tunneling Method (NATM)

<sup>۲</sup>-Convergence confinement

زیرزمینی تعمیم داد. اجرای این عملیات را رفتارسنجی<sup>۱</sup> می‌گویند (Bieniawski, Z.1984).

در بسیاری از طرح‌ها با انجام رفتارسنجی مناسب، می‌توان از وقوع مشکلات احتمالی جلوگیری کرد. بنابراین بررسی تغییرات در وضعیت توده‌سنگ با استفاده از ابزار دقیق، اطلاعات لازم را در این مورد فراهم می‌سازد. از سوی دیگر، در مواردی که اجرای یک طرح زیرزمینی با مشکلات پیش بینی نشده‌ای مثل ناپایداری مواجه می‌شود، با رفتارسنجی می‌توان به علت آن پی‌برد، مثل حرکت بیش از حد دیواره تونل که ممکن است ناشی از فشار زیاد آب و یا جابه‌جایی بلوک‌های سنگی باشد. از جمله مزایای دیگر رفتارسنجی، صرفه جویی قابل ملاحظه در هزینه اجرای طرح است که در حدود نیم تا یک درصد هزینه کلی اجرا است (Dunncliff J., Green Gordon E., 1988).

### ۳-۲-۳-۱- هدف‌های رفتارسنجی

رفتارسنجی تاسیسات احداث شده در زیر زمین برای تامین چهار منظور اساسی زیر انجام می‌شود:

۱. ثبت مقادیر طبیعی و نیز تغییرات ایجاد شده در پارامترهای ژئوتکنیکی مثل سطح آب زیرزمینی، وضعیت طبقات زمین و اتفاقات زمین لرزشی قبل از اجرای یک پروژه مهندسی.
۲. تامین ایمنی ضمن عملیات ساختاری و بهره‌برداری با دادن اخطار به موقع مثل تشدید غیر عادی جابه‌جایی‌های زمین، فشار آب زیر زمینی و بارهای اعمال شده بر اجرای سیستم نگهداری.
۳. کنترل صحت فرضیات، مدل‌های انتخابی و مشخصات توده‌سنگ که در محاسبات مربوط به طراحی به کار می‌روند.
۴. کنترل انجام امور ترمیمی و اصلاحی در زمین، مانند تونل‌سازی در زمین‌های حاوی آب، منجمد کردن زمین حین حفر چاه یا تونل، تقویت زمین با عملیات تزریقی و زه‌کشی.

<sup>1</sup> -Monitoring



سیستم‌های رفتارسنجی که در ارتباط با حفريات زیرزمینی بزرگ مقیاس مورد استفاده قرار می‌گیرند، گاه بسیار پیچیده و پرهزینه‌اند، اما باید توجه داشت که با استفاده از این ابزار می‌توان نتایج ارزشمندی را در چگونگی واکنش توده‌سنگ به دست آورد (Dunncliff J., Green Gordon E., 1988).

هدف اصلی بررسی‌های رفتارسنجی برجا، تعیین شرایط پایداری حفريات زیر زمینی با ارائه داده‌های کیفی در مورد رفتار توده‌سنگ و سیستم نگهداری است. اهمیت رفتارسنجی تونل را مدت‌ها پیش رابسوویج<sup>۱</sup> در سال ۱۹۶۴ مطرح ساخت. وی در اتریش، طرحی را بر اساس اندازه‌گیری‌های برجا ارائه کرد که به نام گسترش تجربی<sup>۲</sup> نامیده می‌شد و ادامه کار وی، امروزه بنام روش جدید اتریشی (NATM) شناخته شده است (Dunncliff J., Green Gordon E., 1988).

از میان روش‌های رفتارسنجی، اندازه‌گیری‌های جابه‌جایی حفريات<sup>۳</sup> زیرزمینی، از همه مفیدتر است. این امر دو علت دارد (هوک و براون، ۱۹۹۰):

نخست آن که جابه‌جایی کمیتی است که مستقیماً اندازه‌گیری و به طور پیوسته رفتارسنجی می‌شود و نسبتاً آسان است. از سوی دیگر، تنش‌ها را باید به طور غیر مستقیم و با کمک سایر اندازه‌گیری‌ها محاسبه کرد، ضمن این که رفتارسنجی مستمر آن دشوار است.

دوم آن که اندازه‌گیری جابه‌جایی، اطلاعاتی را در مورد حرکت توده‌سنگ در فاصله اندازه‌گیری شده ارائه می‌کند و با توجه به کمیت اندازه‌گیری شده، تغییرات زیادی را در یک نقطه نشان نمی‌دهد.

### ۲-۳-۲- نقش رفتار سنجی در مراحل مختلف طرح و اجرای سازه‌ها

از نقطه نظر زمان رفتارسنجی نیز می‌توان هدف‌ها را به شرح زیر تقسیم بندی کرد (شاهوردیلو

<sup>۱</sup> -Rabecwicz

<sup>۲</sup> -Empirical dimensioning

<sup>۳</sup> - Displacement

م.، ۱۳۷۹):

- نقش رفتارسنجی در مرحله طراحی:

هدف از اقدامات این مرحله، تعیین اطلاعات مورد نیاز برای طراحی فضای زیرزمینی است که از آن جمله می‌توان به ویژگی‌هایی چون مدول تغییرشکل توده‌سنگ و وضعیت تنش‌های برجا اشاره کرد. همچنین با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در فرایند طراحی سازه‌های زیر زمینی لازم است که صحت فرضیات به‌عمل آمده در حین طرح عملاً کنترل شود. هر چند که در بسیاری از موارد این روش امکان‌پذیر نیست.

- نقش رفتار سنجی در مرحله اجرا

کاربرد اصلی رفتار سنجی در مرحله اجرای پروژه می‌باشد. در این مرحله رفتار سنجی به منظور کنترل ایمنی، بهینه کردن طرح، کنترل عملیات اجرایی و جلب اطمینان عمومی انجام می‌گیرد. در عین حال نکته قابل توجه این است که اهداف ذکر شده در صورتی تحقق می‌یابد که پیشاپیش برنامه ریزی و مطالعه کافی برای حل مشکلات احتمالی انجام شود و در مواجهه با مسائلی که توسط رفتارسنجی آشکار می‌شود راه‌حل‌های دقیق و برنامه ریزی شده در دسترس باشد.

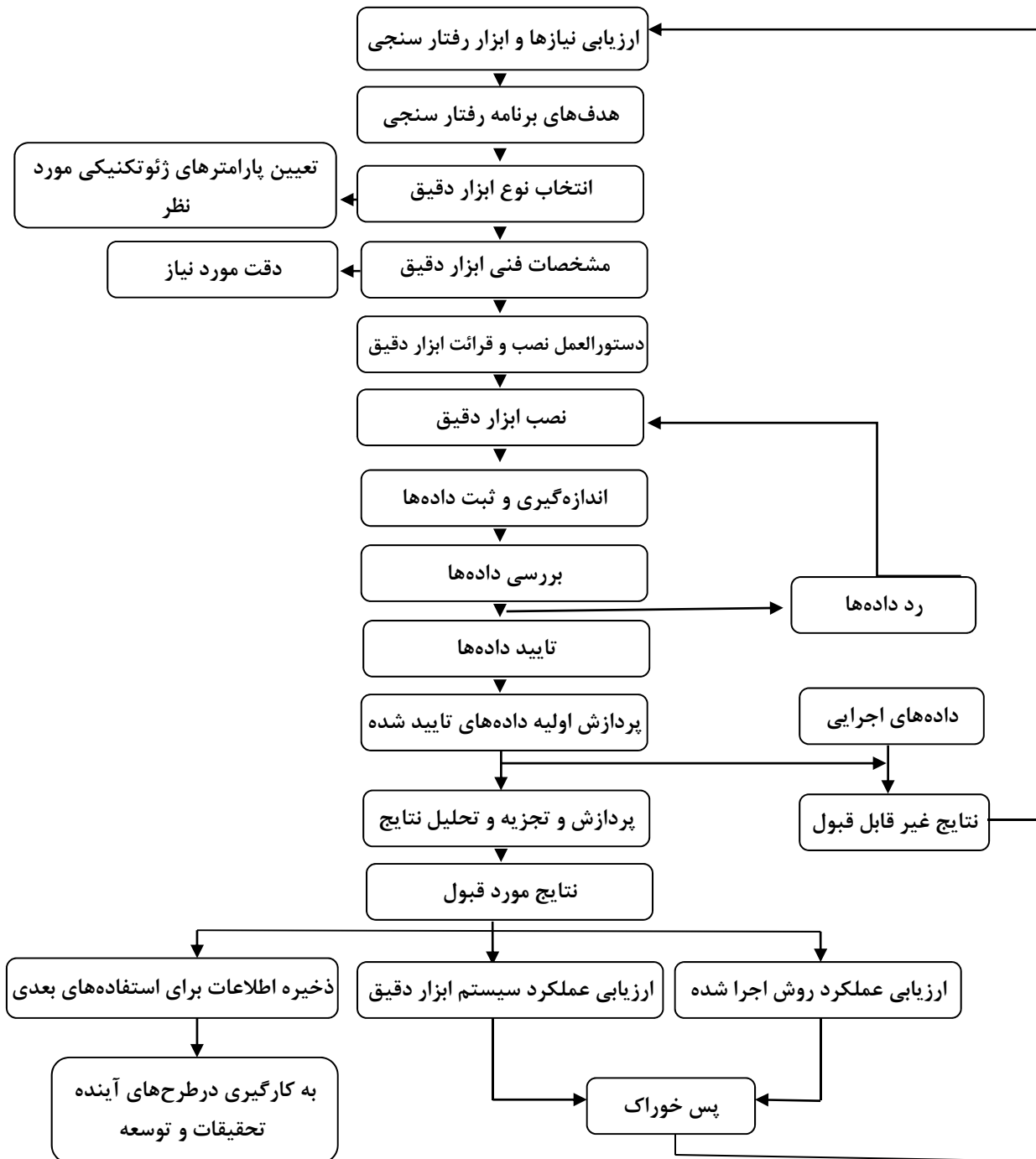
- نقش ابزار بندی بعد از اجرا و هنگام بهره برداری

هدف از استفاده در این مرحله کنترل ایمنی سازه در دوره بهره‌برداری و بررسی عملکرد دراز مدت آن می‌باشد. در سازه‌هایی که بروز مشکل در آن سبب به خطر افتادن جان افراد زیادی می‌گردد، رفتار سنجی در حین بهره برداری کاملاً ضروری است (شاهوردیلو، م.، ۱۳۷۹).

### ۳-۲-۳- مراحل کار در رفتارسنجی

اگر چه مراحل و نحوه کار در هر برنامه رفتارسنجی، ویژگی‌های خاص خود را دارند اما به طور کلی می‌توان برای این فرایند مراحل را قائل شد که کمابیش در شرایط مختلف به کار می‌رود (مدنی

ح.، ۱۳۸۱). این مراحل به صورت نمودار، در شکل (۳-۴) نشان داده شده است.



شکل ۳-۴- مراحل کار در رفتارسنجی (مدنی، ۱۳۷۹)

## فصل چهارم

### مطالعات رفتار سنجی و نصب ابزار دقیق

---

## ۴-۱ مقدمه

تولید ابزارهای ژئوتکنیکی، به عنوان وسیله‌ای برای رسیدن به مشاهدات صحرائی در سال‌های ۱۹۳۰ و ۱۹۴۰ اتفاق افتاد. در ۵۰ سال اول بعد روی کار آمدن این ابزار یک روند عمومی مشاهده می‌شود. در آن سال‌ها بیشتر برنامه‌های ابزاربندی در دست مهندسان سخت کوشی بوده که دید واضحی از هدف و انگیزه کافی برای پیشبرد برنامه داشتند. موفقیت و شکست، هر دو وجود داشت ولی ارتباط بین افراد و ابزار هر روز شنیده می‌شد (Dunncliff J., 1988).

در واقع رفتارسنجی مراقبت سازه با مشاهده مستقیم یا با استفاده از تجهیزات خاصی می‌باشد که به وسیله آن می‌توان رفتار فضای حادثی در سنگ را به طور کمی و کیفی کنترل کرد. نتایج ارزشمند سیستم‌های رفتارسنجی به‌طور مستقیم در تحلیل برگشتی استفاده می‌شود و برای به دست آوردن پارامترهای ژئومکانیکی و تنش‌های وارد بر سنگ به کار می‌رود. در این روش با مقایسه تغییرات مورد نظر مانند جابه‌جایی که از مدل به دست آمده با مقادیر اندازه‌گیری شده حاصل از ابزار دقیق‌ها می‌توان تحلیل برگشتی دقیقی بر روی سازه مورد نظر انجام داد. به عنوان مثال به هنگام احداث فضای زیرزمینی، تصمیم‌گیری در باره تقویت سیستم نگهداری و یا تغییر در شیوه و یا زمان بندی اجرای آن به عواملی همچون میزان و آهنگ همگرایی دیواره فضای زیرزمینی بستگی دارد. برای اجرای یک برنامه رفتار سنجی مناسب شناخت صحیح از نیازها، انتخاب و ترکیب مناسب ابزار دقیق، انعطاف پذیری، وضعیت نصب

صحیح ابزار و حفاظت آن، زمان‌بندی مناسب قرائت و تفسیر و به‌کارگیری درست نتایج الزامی است (شاهوردیلو، م. ۱۳۷۹).

در این فصل سیستم‌های رفتار سنجی که در خط ۲ قطار شهری به‌کار گرفته شده توضیح داده می‌شود. همچنین نتایج دستگاه‌های رفتار سنجی ارائه می‌شود.

#### ۴-۲- سیستم‌های رفتار سنجی<sup>۱</sup>

پارامترهای مورد سنجش در رفتار سنجی و ابزارهای متناسب با آن به طور کلی در جدول (۴-۱) نشان داده شده است.

جدول ۴-۱- پارامترهای مورد سنجش در رفتار سنجی (Sakurai S., 1993)

پارامترهای سیستم نگهداری		پارامترهای توده‌سنگ		
سلول بار سنج <sup>۴</sup> سلول کرنش سنج <sup>۵</sup>	بار وارده	انحراف سنج <sup>۳</sup>	افقی	جابه‌جایی <sup>۲</sup>
انحنا سنج <sup>۸</sup>	خیز	کشیدگی سنج گمانه‌ای یک نقطه‌ای <sup>۶</sup> (Spbx) کشیدگی سنج گمانه‌ای چند نقطه‌ای <sup>۷</sup> (Mpbx) نقاط نشانه میکروژئودزی	قائم ومایل	
متر نواری همگرایی سنج	همگرایی	متر نواری دقیق همگرایی سنج	همگرایی <sup>۹</sup>	
درزه سنج <sup>۱۱</sup>	جابه‌جایی درزه	پیزومتر <sup>۱۰</sup>	فشار آب در درزه	

<sup>۱</sup> -Monitoring System

<sup>۲</sup> -Displacement

<sup>۳</sup> -Inclinometer

<sup>۴</sup> - Load cell

<sup>۵</sup> - Strain gauge

<sup>۶</sup> - Single Point Borehole Extensometer

<sup>۷</sup> - Multiple Point Borhole Extensometer

<sup>۸</sup> - Curvometer

<sup>۹</sup> - Convergence

<sup>۱۰</sup> -Piezometer

<sup>۱۱</sup> -Joint meter

از جمله مهم‌ترین سیستم‌های رفتارسنجی که به طور گسترده در بررسی و تحلیل‌های فضا‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار می‌گیرد می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

### ۴-۳- کشیدگی سنج گمانه‌ای یک نقطه‌ای<sup>۱</sup> و چند نقطه‌ای<sup>۲</sup>

برای اندازه‌گیری جابه‌جایی‌هایی که در اثر عواملی همچون حفر فضای زیر زمینی، بارگذاری پی و حفاری‌های سطحی در توده‌سنگ رخ می‌دهد، از کشیدگی سنج گمانه‌ای استفاده می‌شود. کشیدگی سنج‌ها یک یا چند نقطه درگیری با سنگ در اعماق مختلف گمانه و یک نقطه مبنا در دهانه گمانه دارند. با استفاده از کشیدگی سنج‌های گمانه‌ای، می‌توان جابه‌جایی نسبی بین هر یک از دو نقطه درگیری را اندازه‌گیری کرد. این اندازه‌گیری به وسیله دستگاه قرائت که از نوع سنج‌های<sup>۴</sup> عقربه‌ای و رقمی و یا LVDT<sup>۵</sup> است، انجام می‌گیرد. کشیدگی سنج‌های گمانه‌ای را می‌توان برای اندازه‌گیری کل جابه‌جایی سنگ دیواره در اثر عملیات حفاری نسبت به درون توده‌سنگ (که تحت تاثیر قرار نگرفته)، یا جابه‌جایی‌های نسبی نقاط انتخاب شده درون توده‌سنگ در امتداد طول گمانه به کار برد (شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس، ۱۳۸۶).

شکل (۴-۱-الف) یک نمونه از کشیدگی سنج چند نقطه‌ای به همراه مشخصات آن و در شکل (۴-۱-ب) یک نمونه کشیدگی سنج تک نقطه‌ای نشان داده شده است.

این ابزار شامل سه قسمت سر<sup>۶</sup>، عنصر انتقال حرکت<sup>۷</sup>، و مخروط درگیری<sup>۸</sup> است. قسمت سر تنها

<sup>۱</sup>-Borehole extensometer

<sup>۲</sup>-Single Point Borehole Extensometer (SPBX)

<sup>۳</sup>-Multiple Point Borehole Extensometer (MPBX)

<sup>۴</sup>- Gauge

<sup>۵</sup>- Liner Variable Differential Transducer

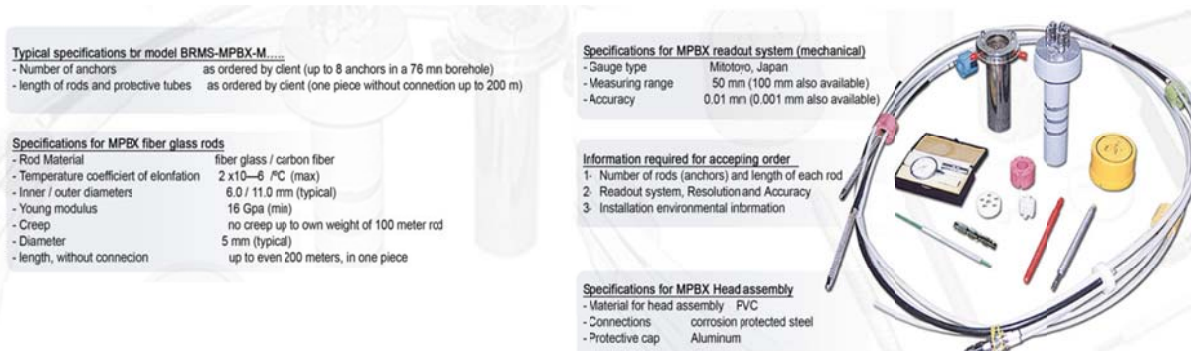
<sup>۶</sup>-Head Piece

<sup>۷</sup>-Movement Transmission Element

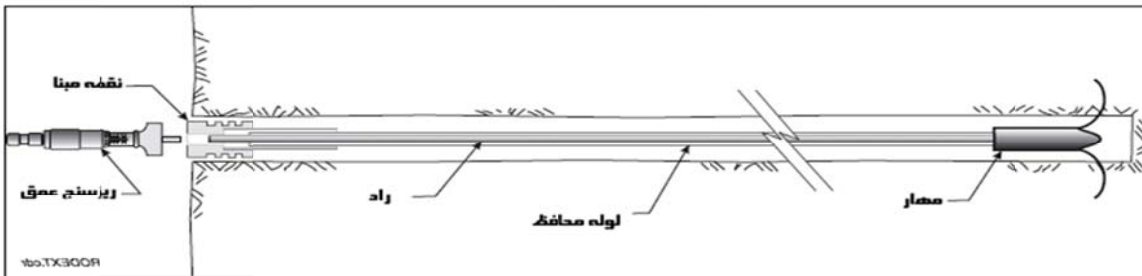
<sup>۸</sup>-Anchor Point

قسمتی است که در موقع نصب دستگاه قابل رویت است و از آن به عنوان نقطه مرجع استفاده می‌شود. باید توجه شود نقطه مرجع با توجه به شرایط کاری در مکانی در نظر گرفته می‌شود که تحت تاثیرات حفاری قرار نگرفته باشد تا حرکت نقاط دیگر دستگاه به طور نسبی گزارش نشود (مدنی ح، ۱۳۸۱).

کشیدگی سنج‌ها از نظر نوع وسیله انتقال دهنده جابه‌جایی از نقاط ثابت به سر کشیدگی سنج به دو گروه میله‌ای و سیمی تقسیم می‌شوند. این ابزار از نقطه نظر نوع گیرداری نقاط ثابت به شش گروه منبسط شونده، دوغابی، هیدرولیکی، فنری، صفحه مدفون و بالنی تقسیم می‌شوند (Dunnicliff, 1993).



الف - کشیدگ



ب - کشیدگ

ابعاد فضاهای زیرزمینی، طول کشیدگی سنج و زمان نصب آن از عوامل موثر در انتخاب نوع این ابزار است. اگر طول کشیدگی سنج مورد نیاز در مقایسه با ابعاد فضای زیرزمینی زیاد باشد، به منظور کاهش زمان نصب، می‌توان از کشیدگی سنج‌هایی که میله‌های آن‌ها از مواد انعطاف پذیر ساخته شده و به شکل حلقه در آمده است، استفاده کرد (مدنی ح، ۱۳۸۱).



## ۴-۳-۱- کاربرد کشیدگی سنج در مترو خط ۲ قطار شهری کرج

برای کسب حداکثر اطلاعات از کشیدگی سنج، موقعیت آن‌ها با توجه به پیشروی تونل به گونه‌ای انتخاب می‌گردد که قبل از حفاری و پس از حفاری بتوان قرائت انجام داد، بدین ترتیب تاثیر احداث فضای زیر زمینی در جلو و پس از گذشت تونل از آن و همین‌طور تاثیر گذشت زمان مشخص می‌گردد.

در نصب کشیدگی سنج سعی می‌گردد با ایجاد یک نقطه مبناء (ثابت) اندازه‌گیری‌ها را به صورت مطلق انجام داد. در هر حال در صورت جابه‌جایی نقطه مبناء، اندازه‌گیری‌ها به صورت نسبی انجام خواهد شد. در این صورت می‌توان با اندازه‌گیری میزان جابه‌جابه‌جایی هدکشیدگی سنج توسط یک دوربین نقشه برداری در هر دوره از قرائت، و با تعدیل در جابه‌جایی‌های قرائت شده از کشیدگی سنج، می‌توان میزان جابه‌جایی واقعی را به دست آورد (کشفی م، ۱۳۸۶).

در پروژه حاضر نصب و قرائت کشیدگی سنج از سطح زمین انجام می‌شود، عمل قرائت توسط ساعت اندیکاتور با برداشتن دریچه محافظ چاه و درپوش محافظ کشیدگی سنج انجام می‌شود. با توجه به شرایط خاص این پروژه پس از بررسی‌های مکرر تصمیم بر این شد که کشیدگی سنج‌ها درون چاه قائم نصب گردند. موقعیت آن‌ها با توجه به شرایط پیشروی تونل و موقعیت سایر ابزارهای اندازه‌گیری تعیین شده است. با این تفاوت که کشیدگی سنج‌های پروژه فوق در داخل چاه‌هایی که از پیش برای تهیه تونل و عملیات نقشه برداری حفر گردیده نصب می‌گردند (کشفی م، ۱۳۸۶).

کشیدگی سنج‌ها معمولاً در داخل گمانه و با تزریق دوغاب نصب می‌گردند. بررسی‌های انجام شده بر نصب کشیدگی سنج به همراه تزریق نشان می‌دهد که تزریق در زمین‌های سنگی مناسب بوده ولی در زمین‌های خاکی مشکلاتی را در پی خواهد داشت. یکی از مشکلات موجود، نفوذ دوغاب سیمان در خاک می‌باشد که سخت‌شدگی محدوده اطراف گمانه را در پی دارد. این امر مانع از کسب نتایج واقعی و تحلیل مناسب می‌گردد، بنابراین با توجه به مورد فوق العاده مهم فوق تصمیم به نصب کشیدگی سنج در داخل

چاه گرفته شد برای این منظور تغییراتی در ساختار معمول کشیدگی سنج‌های درون گمانه‌ای داده شد. بدین صورت که با اضافه نمودن یک جز صلب و افقی با طول مناسب به نقطه ثابت داخل گمانه اتصال افقی این نقطه به خاک پیرامونی برقرار می‌گردد. شکل (۴-۲) کشیدگی سنج سه نقطه‌ای نصب شده در چاه دستی را نشان می‌دهد.

با توجه به ارتفاع روباره تونل و وجود یک لایه خاک دستی به ضخامت ۲ متر، کشیدگی سنج‌های سه قطعه‌ای با رادهای ۳، ۶ و ۸ متری پیشنهاد گردیدند (کشفی م.، ۱۳۸۶). با توجه به این که در حال حاضر تونل در حال حفاری می‌باشد نتایج کامل کشیدگی سنج در محدوده مورد بررسی این تحقیق در دسترس نمی‌باشد.



#### ۴-۴- نشست سنج<sup>۱</sup>

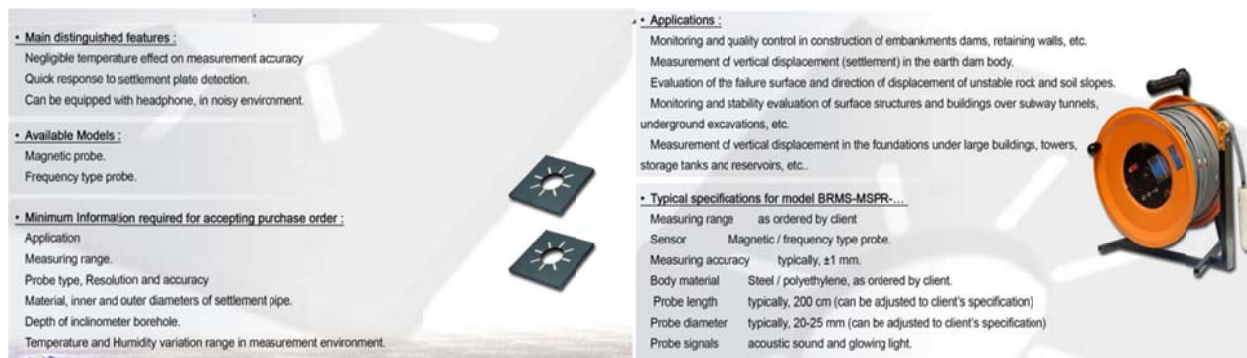
نشست سنج ابزاری است که برای اندازه‌گیری میزان نشست یا بالازدگی سطح زمین یا مصالح زیر آن، به کار گرفته می‌شود. از مهمترین موارد کاربرد این ابزار رفتارنگاری نشست و بالازدگی در حفاری‌ها،

<sup>۱</sup> Settlement

فونداسیون، سدها و پشته‌های خاکی است. به‌علاوه این ابزار در مواردی چون ستون و دیواره‌های محافظ، بالای فضاهای زیرزمینی مانند تونل‌های مترو و چاه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. نشست سنج‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند که در ادامه شرح داده می‌شوند (جمشاسب ف.، ۱۳۸۵):

#### ۴-۴-۱- نشست سنج‌های زیر سطحی

برای اندازه‌گیری نشست‌ها و بالازدگی زیر سطحی می‌توان از نشست سنج کاوه لغزنده استفاده کرد. به کمک این ابزار می‌توان علاوه بر تعیین نشست کل، روند تغییرات نشست در همه نقاط را تعیین کرد. اگر آخرین نقطه ثابت باشد می‌توان بدون نیاز به نقشه برداری، نشست مطلق را اندازه‌گیری کرد.



قسمت‌های اصلی یک نشست سنج زیر سطحی شامل:

- لوله دائمی برای هدایت دستگاه همراه با شیارهای ویژه هدایت کاوشگر<sup>۱</sup> که جهت یافتگی کاوشگر را نشان می‌دهد.
- واحد قرائت<sup>۲</sup> برای نمایش نیروی محرک و میزان نشست، مثل سیستم قرائت عقربه‌ای<sup>۳</sup>.

<sup>۱</sup>-Probe

<sup>۲</sup>-Readout unit

<sup>۳</sup>-Dial Gauge

• مجموعه کابل برق برای ارتباط کاوشگر و دستگاه قرائت.

سیستم کاوه شامل:

• کابل سیگنال (کابلی که بر روی آن شماره حلقه مغناطیسی مشخص شده و به منبع برقراری اختلاف پتانسیل متصل است).

• متر نواری برای سنجش عمق کاوه.

• مبدل<sup>۱</sup> حساس به میدان مغناطیسی.

پس از ارسال کاوه به درون لوله راهنما و نزدیکی به محل حلقه‌هایی که از پیش قرار داده شده‌اند، صدایی از ابزار به گوش می‌رسد و مقدار قرائتی ولتاژ، به حداکثر مقدار خود می‌رسد. در این حال، کاربر با توجه به متر نواری متصل به کاوه عمل حلقه را ثبت می‌کند. میزان نشست یا بالازدگی با مقایسه کردن قرائت اولیه با قرائت‌های ثانویه امکان‌پذیر می‌گردد. در شکل (۳-۴) یک نشست سنج کاوه‌دار به همراه مشخصات نمایش داده شده است.

#### ۴-۲-۴- نشست سنج‌های سطحی

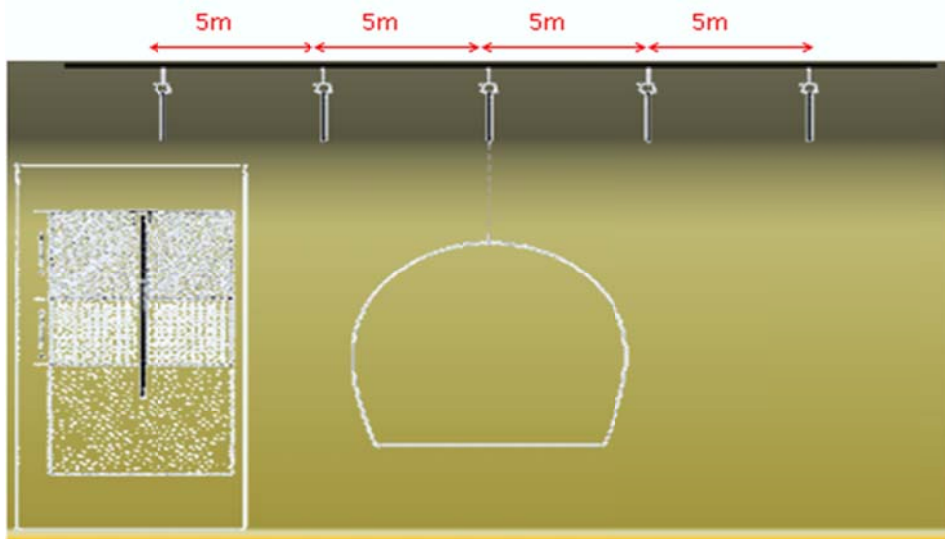
از نشست سنج‌های سطحی برای اندازه‌گیری طولانی مدت نشست تاج سدها یا سطح پایین دست سدهای خاکی استفاده می‌شود. اندازه‌گیری‌ها غالباً با ابزارهای نوری یا ترازبایی مثلثاتی انجام می‌شود و اگر بسامد قرائت‌های انجام شده در آینده رو به افزایش باشد، از سیستم تعیین موقعیت ماهواره‌ای استفاده می‌شود.

به کمک ابزار پین نشست سنجی می‌توان میزان نشست یا بالازدگی سطح زمین یا زیرسازی سطحی را اندازه‌گیری نمود. در صورت نصب این ابزار در بالای فضای زیرزمینی می‌توان تاثیر احداث

<sup>۱</sup>-Transducer

فضای زیرزمینی در لایه‌های در برگیرنده را مشخص نمود. در پروژه مورد مطالعه ایستگاه‌های نشست سنجی زیر سطحی در خیابان و روی تونل به صورت سه و پنج نقطه‌ای به ترتیب که یک نقطه در محور تونل و نقاط دیگر هر یک در حدوده ۵ الی ۷/۵ متری اطراف آن نصب می‌شوند. در شکل (۴-۴) یک ایستگاه ۵ نقطه‌ای نشست سنج نشان داده شده است (گزارش شرکت مهندسی تونل راد، ۱۳۸۹).

ایستگاه‌های نشست سنجی در محل ایستگاه‌های تقارب سنجی و در خیابان نصب شده‌اند. نکته قابل توجه در ایستگاه‌های نشست سطحی عبور از لایه ضخیم آسفالت و زیرسازی خیابان و اندازه‌گیری نشست زمین طبیعی محدود تونل می‌باشد. می‌توان با یک برنامه زمانی مناسب قرائت و نصب، که قبل و بعد از



شکا

احداث فضای زیرزمینی انجام می‌گیرد، دید نسبتاً جامعی از میزان نشست زمین در اثر عبور فضای زیرزمینی به دست آورد، بدین صورت که در جلوتر از جبهه کار پیشروی پین‌ها نصب گردند. بنابراین وضعیت زمین دست نخورده اندازه‌گیری و ثبت می‌گردد، با پیشروی تونل و نزدیک شدن آن به پین‌های یاد شده تاثیر احداث تونل در جلوی خود و همین‌طور با گذشت تونل از موقعیت یاد شده، تغییرات رخ داده در سطح زمین و لایه‌های زیر سطحی، ثبت خواهد گشت و می‌توان مقایسه کاملی از نشست انجام

داد. با اندازه‌گیری‌های مرتب و دوره‌ای، خطرات احتمالی و نیز تاثیرات گذشت زمان بر روی لایه‌ها مشخص خواهدگشت. قرائت به‌وسیله یک دوربین با دقت مناسب (حدود ۰/۱ میلیمتر) به صورت دوره‌ای انجام می‌گیرد و در صورت مشاهده اختلاف در تراز قرائت شده مربوط به پین‌ها می‌توان به نشست یا بالازدگی لایه‌ها پی‌برد (کشفی م، ۱۳۸۶).

آرایش پین‌ها در سطح زمین بالای تونل در پروژه مورد مطالعه به این صورت است که در هر ۵۰ متر یک ایستگاه اندازه‌گیری شامل یک تا سه عدد پین نصب گردیده است. در شکل (۴-۵) یک پین نشست سنج که در آسفالت قرار داده شده است مشاهده می‌شود.



شکل ۴-۵-

#### ۴-۵- همگرایی سنج<sup>۱</sup>

همگرایی سنجی ابزاری است که برای سنجش جابه‌جایی نسبی نقاط سطحی سازه‌ها کاربرد دارد. این وسیله در انواع مختلف فضاهای زیرزمینی مانند تونل، چاه، مغار استفاده می‌شود. در حفاری‌های زیرزمینی پین‌های همگرایی سنجی بایستی در اولین فرصت نصب گردند تا تغییرشکل سطحی ناشی از دور شدن سینه کار حفاری و کرنش حایل بندی تعیین گردد (Dunnicliff, 1993). در ادامه دو نوع از

<sup>۱</sup> Convergence meter

همگرایی سنج‌ها به اختصار توضیح داده می‌شوند.

#### ۴-۵-۱- میخ‌های نشانه و دوربین نقشه برداری

در مواردی که اندازه‌گیری تغییرشکل و همگرایی فضای زیرزمینی مورد نظر باشد و یا مجموعه جابه‌جایی‌ها و همگرایی‌ها باید نسبت به نقاط ثابت مبنا ارزیابی شود، از روش‌های ژئودزی با نصب میخ‌های نشانه استفاده می‌شود. برای این کار، از نقطه استقرار دوربین به نقاط مورد نظر قراول روی شده و تا حدود ۱۰۰ متری اندازه‌گیری می‌شود. باید توجه داشت که به دلیل تعدد منابع خطا در اندازه‌گیری‌های ژئودزی، دقت اندازه‌گیری در این روش کمتر از همگرایی سنجی نواری است و به علاوه تهیه تجهیزات و نرم افزار آن سرمایه‌گذاری بیشتری را می‌طلبد (مدنی ح، ۱۳۸۱).

#### ۴-۵-۲- متر همگرایی سنج<sup>۱</sup>

همگرایی یا جابه‌جایی نسبی بین دو نقطه بر روی مرز فضای حفاری شده، یکی از مهمترین پارامترهایی است که به طور پیوسته در فضاهای زیرزمینی اندازه‌گیری می‌شود. پدیده همگرایی در فضاهای زیرزمینی ضمن آن که بر پایداری سازه شدیداً تأثیر می‌گذارد، سبب اعمال فشار بر سیستم نگهداری می‌شود. در عین حال این وسیله ساده‌ترین و موثرترین پارامتر برای اندازه‌گیری نیز به شمار می‌رود. این ابزار شامل نوار فلزی، سیم راد و یا لوله‌هایی است که به دو تکیه‌گاه ثابت در دو سوی حفره توسط میخ‌های ویژه نصب می‌شود. جابه‌جایی نسبی توسط گیج مدرج یا میکرومتر تحت نیروی کشش ثابت اندازه‌گیری می‌شود (مدنی ح، ۱۳۸۱). در شکل (۴-۶) یک نمونه از کشیدگی سنج به همراه مشخصات نشان داده شده‌است.

در طراحی و برنامه ریزی این روش باید به نکات زیر توجه کرد:

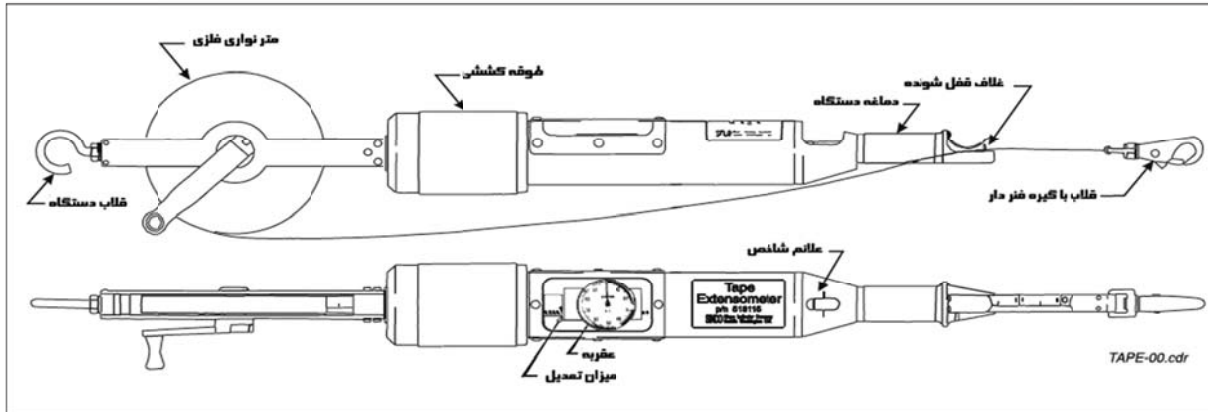
<sup>۱</sup>-Tape Convergence meter

• برنامه ابزار بندی و قرائت به گونه‌ای انجام گیرد که حتی امکان با عملیات ساخت تداخل نداشته باشد.

• در فضاهای بزرگ، تمهیدات لازم برای دسترسی به میخ‌های نصب شده به ویژه در سقف به کار رود (مدنی ح، ۱۳۸۱).



الف



ب-

### ۴-۵-۳- نحوه نصب میخ‌ها در تونل خط ۲ قطار شهری

در این پروژه، میخ‌ها با آرایش متناسب بر روی تاج و دیواره‌های تونل نصب شده‌است و در مقطع زمانی مناسب فاصله بین این نقاط اندازه‌گیری می‌شود. ایستگاه‌های همگرایی سنجی بر اساس ویژگی‌های

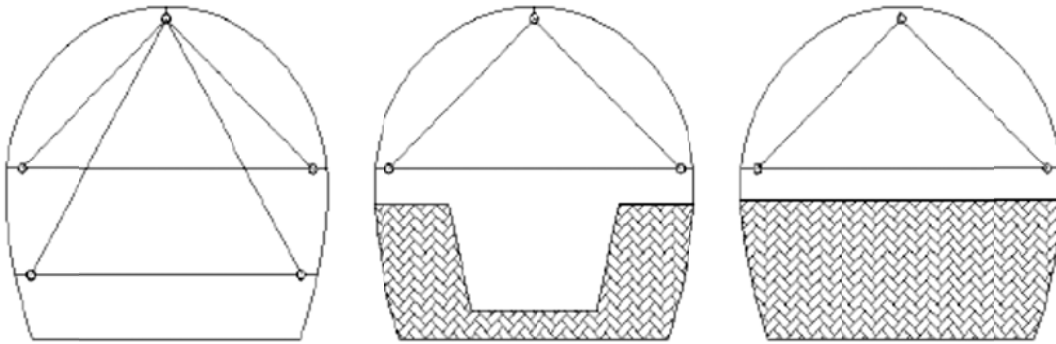


ژئوتکنیکی، میزان هوازدگی، وجود آب، ضخامت روباره و نیز عواملی همچون شکل هندسی مقطع و ابعاد و موقعیت آن نسبت به فضاهای زیرزمینی مجاور و دقت مورد نیاز و اهمیت پروژه انتخاب می‌شود. محل نصب میخ‌ها باید به گونه‌ای انتخاب شود که جابه‌جایی آن‌ها تا حد امکان نشان دهنده رفتار توده در محدوده مورد نظر باشد و رفتار واقعی توده در برگیرنده را مشخص کند (کشفی م، ۱۳۸۶).

برای نصب میخ‌های همگرایی سنجی، چال‌هایی متناسب با ابعاد آن‌ها حفر می‌گردد. در پروژه مورد مطالعه چال‌ها قطر ۳۲ میلیمتر و عمقی در حدود ۳۰ الی ۴۵ سانتیمتر دارند. جاگذاری میخ‌ها در محل نصب چال‌ها با دوغاب پر می‌شود تا اتصال پین با توده به انجام رسد. پین‌های همگرایی سنجی معمولاً میله‌های فولادی به طول ۴۰ تا ۵۰ سانتیمتر و قطر ۲۰ میلیمتر هستند (گزارش شرکت تونل راد، ۱۳۸۹).

#### ۴-۵-۳-۱- آرایش میخ‌ها و نحوه قرائت:

در هنگام شاتکریت پاشی، پین‌های مخصوص همگرایی سنجی را در دیواره نصب می‌کنند. بدین طریق که یک پین در سقف تونل، دو پین در بالای دیواره‌های تونل (در محل قرارگیری فرم S2) و دو پین در قسمت پایین دیواره‌های تونل نصب می‌شوند. این سری پین‌ها هر پنجاه متر یک سری نصب می‌شوند. برای اندازه‌گیری، دستگاه را در محل کالیبره می‌کنند. سپس آن را به دو صورت سه نقطه‌ای و پنج نقطه‌ای اندازه‌گیری می‌کنند. چون این تونل به دو صورت فوقانی و تحتانی حفر می‌شود و تنها ۳ پین در قسمت فوقانی قرار دارد، اندازه‌گیری‌های اولیه در قسمت فوقانی با استفاده از همین ۳ پین است و نقاط ما بین را به صورت ۳ نقطه‌ای قرائت می‌کنند تا این که مقطع به صورت کامل حفر و هر ۵ پین نصب شوند تا هر ایستگاه را بتوان به صورت کامل قرائت کرد. در شکل (۴-۷) توضیحات فوق به صورت شماتیک نشان داده شده است (گزارش شرکت تونل راد، ۱۳۸۹).



شکل

#### ۴-۵-۳-۲- نحوه قرائت پین‌ها (زمان قرائت پین‌ها):

از آن جا که کمیت‌های اندازه‌گیری شده در مقطع فضای زیرزمینی تابع فاصله مقطع اندازه‌گیری شده از جبهه کار، سرعت پیشروی و زمان است، لذا مادامی که احتمال تأثیر فاصله جبهه کار بر اندازه‌گیری‌ها وجود دارد حداقل یک بار در شبانه روز قرائت انجام می‌شود و با کاهش این تأثیر فواصل زمانی بین قرائت‌ها به تدریج افزایش می‌یابد (شرکت تونل راد).

به طور کلی در برنامه زمان بندی قرائت ابزار دقیق، عوامل زیر باید مد نظر قرار گیرد.

۱. فاصله مقطع مورد اندازه‌گیری از جبهه کار حفاری

۲. سیستم نگهداری و زمان نصب یا اجرائی آن

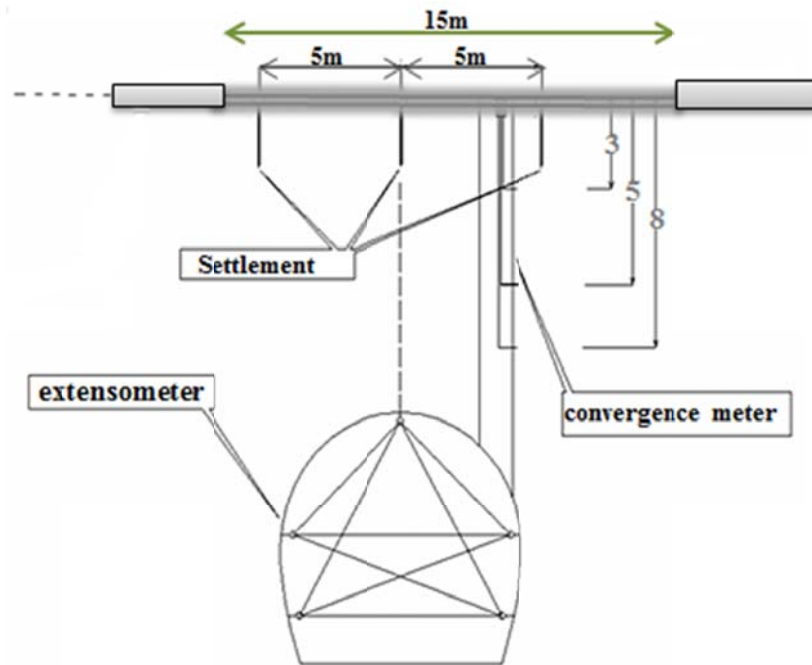
۳. سرعت پیشروی جبهه کار

۴. روند تغییر کمیت‌های اندازه‌گیری شده

۵. تغییر غیر عادی کمیت‌های اندازه‌گیری شده (گزارش شرکت تونل راد).

در شکل (۴-۸) یک ایستگاه کامل رفتارسنجی در تونل خط ۲ قطار شهری کرج که شامل

کشیدگی سنج، نشست سنج و همگرایی سنج ۵ نقطه‌ای است به صورت شماتیک نشان داده شده است.



ش

#### ۴-۶- ارزیابی داده‌های به دست آمده از رفتارسنجی

با توجه به کاربرد دو سری از ابزارهای رفتارسنجی در این پروژه، ارزیابی داده‌های آنها مورد بررسی

قرار می‌گیرد (گزارش شرکت تونل راد، ۱۳۸۹):

#### ۴-۶-۱- ارزیابی داده‌های همگرایی سنج‌ها

با استفاده از داده‌های به دست آمده از ابزار همگرایی سنج‌ها، نمودارهای همگرایی-زمان، نرخ

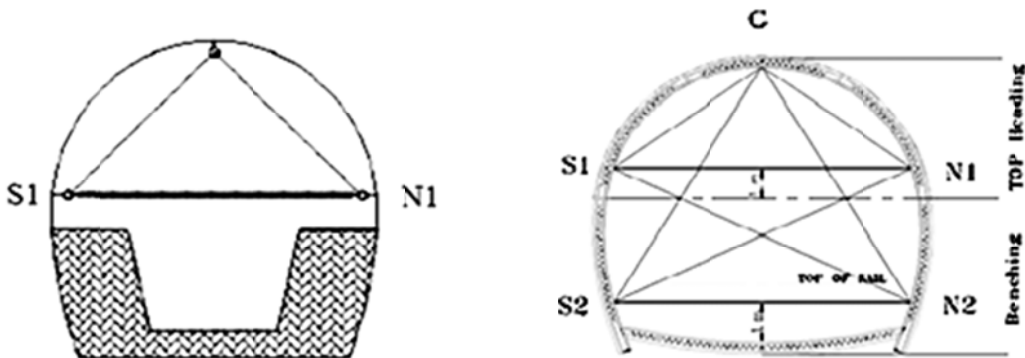
همگرایی- زمان و همگرایی- فاصله از جبهه کار رسم می‌شوند که در این قسمت توضیح چگونگی رسم

نمودارها با توجه به یک حالت از قرائت بیان می‌شود که مابقی موارد قابل تعمیم هستند.

• توضیح رسم نمودارها در حالتی که تنها مقطع فوقانی حفاری شده و ایستگاه به صورت سه نقطه

نصب شده باشد:

همان طور که در شکل (۴-۹) نشان داده شده است ایستگاه همگرایی سنج کامل شامل ۵ نقطه



برای پین گذاری می باشد. در حالت مورد نظر قرائت S1-N1 به عنوان نمونه توضیح داده می شود. هر ایستگاه همگرایی سنجی در هر نوبت حداقل سه دفعه قرائت می گردد. همان طور که در جدول (۴-۲) نشان داده شده است، میانگین این سه عدد به عنوان عدد خام ( $L_I$ ) در نظر گرفته می شود.

جدول ۴-۲- قرائت ابزار همگرایی سنج ضلع N1-S1

ضلع داده ها	عدد ثابت متر در هر قرائت	اعداد متغیر در قرائت ها	عدد خام ( $L_{I,n}$ )
N1-S1	$L_{M,n}$	$a_{1,n}, a_{2,n}, a_{3,n}$	$L_{M,n} + \text{ave}(a_1, a_2, a_3)$

که در آن  $n$  مشخص کننده دفعه قرائت از اولین روز قرائت می باشد که در ادامه تحت عنوان روز بیان می شود.

در گام دوم باید تاثیرات دما را بر روی عدد خام اعمال کرده و عدد اصلاح شده را به دست آوریم. همان طور که می دانیم تغییرات دما باعث انبساط و انقباض مواد می شود و در این جا نیز از این امر مستثناء نمی باشد. البته نوار متر همگرایی را از جنسی در نظر می گیرند که خطای حاصل از این امر را

به حداقل برساند. در پروژه حاضر جنس نوار متر از آلیاژ نیکل و آهن با ضریب انبساطی که در رابطه (۱-۴) ارائه شده، می‌باشد. با توجه به فاصله نسبتاً قابل توجه بین پین‌های همگرایی سنج و همچنین دقت مورد نیاز در محاسبات میزان جابه‌جایی لازم است انبساط و انقباض حاصل از تغییرات دمایی تعدیل شود. در رابطه (۲-۴) رابطه مربوط به تاثیر دما بیان شده است.

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} C^{-1} \quad 1-4$$

$$L_{T,n} = L_{I,n}(1 + \alpha \cdot \Delta\theta) \quad 2-4$$

که در آن:

$L_{T,n}$ : طولی که تعدیلات دمایی روز  $n$ ام بر روی آن انجام گرفته است

$\theta_1$ : دمای روز اول ایستگاه  $m$ ام

$$\Delta\theta = \theta_n - \theta_1$$

$\theta_n$ : دمای روزهای بعدی (روز  $n$ ام) در ایستگاه  $m$ ام

چون متر همگرایی تحت تأثیر عوامل محیط قرار دارد که این عوامل باعث تولید خطا در دستگاه می‌گردد. برای بر طرف کردن این خطا متر همگرایی را با استفاده از قابی که عوامل محیط تأثیر زیادی بر آن ندارد کالیبره می‌کنند. این کار در هر نوبت، سه مرتبه قبل از آغاز قرائت و سه مرتبه بعد از پایان قرائت در هر ایستگاه صورت می‌پذیرد و در نهایت میانگین ۶ عدد به دست آمده، کالیبراسیون آن ایستگاه را نشان می‌دهد. رابطه (۳-۴) نشان دهنده تاثیر گذاری کالیبراسیون می‌باشد.

$$L_{C,n} = Cl_1 - Cl_n \quad (3-4)$$

$$L_n = L_T + L_C \quad (4-4)$$

$L_{C,n}$ : تعدیل مربوط به کالیبراسیون روز  $n$ ام

$L_n$ : طول نهایی قابل بررسی ایستگاه  $m$ ام در روز  $n$ ام

$Cl_1$ : میانگین ۶ برداشت کالیبراسیون روز اول

$Cl_n$ : میانگین ۶ برداشت کالیبراسیون روزهای بعدی (روز  $n$ ام)

مطالعات بالا برای بررسی طول قابل اعتماد یک ایستگاه (ایستگاه  $lm$ ) و در یک روز (روز  $ln$ ام) مطرح می‌شود و دما و کالیبراسیون هر ایستگاه با دما و کالیبراسیون روز اول همان ایستگاه مقایسه می‌شود.

این روش برای دیگر اضلاع مثلث تکرار می‌شود و نمودارهای دیگر اضلاع نیز رسم می‌گردد. بعد از حفاری تحتانی و نصب پین‌های جدید، محاسبات برای اضلاع مثلث پایینی نیز به همین طریق صورت می‌پذیرد.

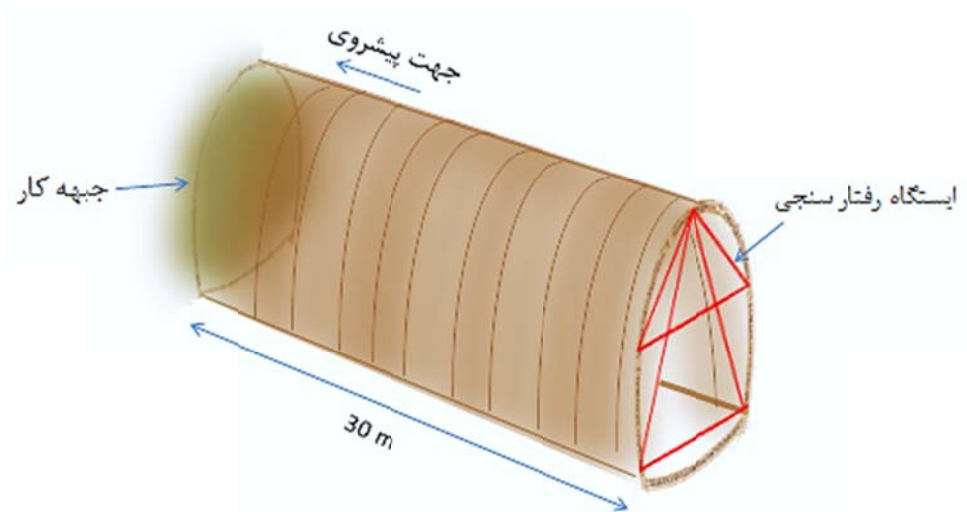
در روند ادامه دادن به رفتار سنجی نکات زیر باید رعایت شود:

- تا زمانی که تغییر در کمیت‌های اندازه‌گیری شده به طور محسوس وجود دارد رفتار نگاری ادامه می‌یابد.
- تحت هر شرایطی چنانچه تغییر رفتار و یا رفتار غیر منتظره مشاهده شد، باید بلافاصله تناوب قرائت‌ها را افزایش داد.
- در صورتی که هر گونه عملیات حفاری و یا تحکیم در مجاورت ایستگاه ابزار دقیق انجام گیرد، تناوب قرائت‌ها در ایستگاه مذکور باید افزایش یابد.

#### ۴-۶-۲- دوره‌های قرائت همگرایی سنج‌ها

با توجه به حرکت دیواره‌های تونل بلافاصله بعد از حفاری و کاهش حرکت دیواره و سقف تونل با دور شدن تونل تا بیشتر از چند برابر قطر تونل، تناوب قرائت‌ها تغییر می‌کند. در ادامه روند این تغییرات به صورت کلی توضیح داده شده است.

رفتار توده‌های در بر گیرنده تونل تا ۳۰m قبل از سینه کار یعنی پیشروی ۳۰ متری جبهه کار از مقطع رفتارسنجی (تقریباً ۳ برابر قطر تونل) هنوز به پایداری نرسیده است، در نتیجه ایستگاه رفتارسنجی نزدیک به سینه کار هر روز قرائت می‌شود. در شکل (۴-۱۰) این حالت به تصویر کشیده شده است. بعد از پیشروی تونل تا ۳۰ متر دیگر، قرائت‌ها به صورت یک روز در میان ادامه پیدا می‌کند.



با پیشروی حفاری تا ۲۰ متر دیگر تناوب قرائت‌های مقطع رفتارسنجی مذکور به هفته‌ای یک بار تقلیل می‌یابد.

در برخی موارد بر اساس حساس یا غیر حساس بودن ایستگاه، نحوه دوره قرائت تغییر می‌یابد.

#### ۴-۶-۳- شرایط اندازه‌گیری با همگرایی سنج‌ها

اندازه‌گیری همگرایی دیواره فضاهای زیرزمینی باید به شرح زیر انجام گیرد:

- اندازه‌گیری‌ها حدود ۲۰ دقیقه پس از استقرار ابزار در محل اندازه‌گیری تونل انجام گیرد.
- میخ‌های اندازه‌گیری تمیز باشند و استحکام آن‌ها بازرسی شود.

- قبل و بعد از قرائت، متر باید واسنجی<sup>۱</sup> شود.
- در هر نوبت اندازه‌گیری حداقل سه قرائت انجام شود و اگر اختلاف بین قرائت‌ها زیاد باشد تعداد قرائت‌ها افزایش یابد.

#### ۴-۷- ارزیابی داده‌های نشست سنج‌ها

یکی از مهمترین و حساس‌ترین عملیات در نقشه برداری اندازه‌گیری دقیق اختلاف ارتفاع دو یا چند نقطه نسبت به هم است. با استفاده از روش ترازبایی دقیق می‌توان ارتفاع نقاط اصلی شبکه را به صورت دقیق اندازه‌گیری کرد تا به عنوان بنج<sup>۲</sup> مارک‌های ارتفاعی در عملیات نقشه برداری مورد استفاده واقع شوند.

وسایلی که برای ترازبایی دقیق مورد استفاده قرار می‌گیرند عبارت‌اند از:

دستگاه ترازبای N3، سه پایه دوربین، میر انوار، سه پایه مخصوص میر انوار، متر فلزی ۵۰ متری، آرماتور و چکش.

همان طور که ملاحظه می‌گردد رفتارسنجی مربوط به نشست سنج‌ها مربوط به کار با دوربین‌های نقشه‌برداری می‌شود. لذا دقت اندازه‌گیری‌ها منوط به نوع دستگاه دوربین و فرد نقشه‌بردار دارد. روابط مربوط در کتاب‌های نقشه برداری به صورت مشروح وجود دارند.

#### ۴-۸- رفتارسنجی رمپ ۴

در این بخش رفتار-سنجی مربوط به رمپ ۴ غربی در منطقه ۱ مورد بررسی قرار می‌گیرد. محدوده رمپ ۴ حد فاصل کیلومتر ۱۵۸۲ تا ۲۵۰۰ را شامل می‌گردد و حفاری فوقانی جبهه‌کار غربی تونل تا

<sup>۱</sup>-Carlibration

<sup>۲</sup>-Bench



انتها صورت گرفته است. محدوده ایستگاه‌های رفتارسنجی رمپ ۴ غربی که در این پروژه مورد بررسی قرار می‌گیرد در جدول (۳-۴) آمده است.

جدول ۳-۴- ایستگاه‌های رفتارسنجی رمپ ۴ غربی (شرکت تونل راد)

ایستگاه‌های رفتارسنجی رمپ ۴ غربی	
ایستگاه نشست سنج	ایستگاه همگرایی سنج
R4-W1-S-2+170	R4-W4-C-2+208
R4-W2-S-2+089	R4-W5-C-2+155
R4-W3-S-2+061	R4-W6-C-2+133
R4-W4-S-2+015	R4-W7-C-2+083
	R4-W8-C-2+053

#### ۴-۸-۱- مطالعات همگرایی سنجی رمپ ۴

مطالعات همگرایی سنجی رمپ ۴ غربی همان‌طور که در جدول (۳-۴) دیده می‌شود شامل ۵ ایستگاه همگرایی سنج می‌باشد که در قسمت بعد در مورد هر کدام توضیح داده شده است (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹):

##### ۴-۸-۱-۱- ایستگاه همگرایی سنجی<sup>۱</sup> R4-W4-C-2+208

این ایستگاه در تونل اصلی رمپ ۴ و در جهت غربی در مورخ ۸۸/۷/۲۷ نصب شده است. پین‌های این ایستگاه مدت زمانی پس از حفاری و نصب سیستم نگهداری تونل، در فاصله حدود ۲ متری از جبهه کار نصب گردید و اولین قرائت آن در تاریخ ۸۸/۷/۲۹ و آخرین قرائت آن در تاریخ ۸۸/۱۲/۰۴ صورت

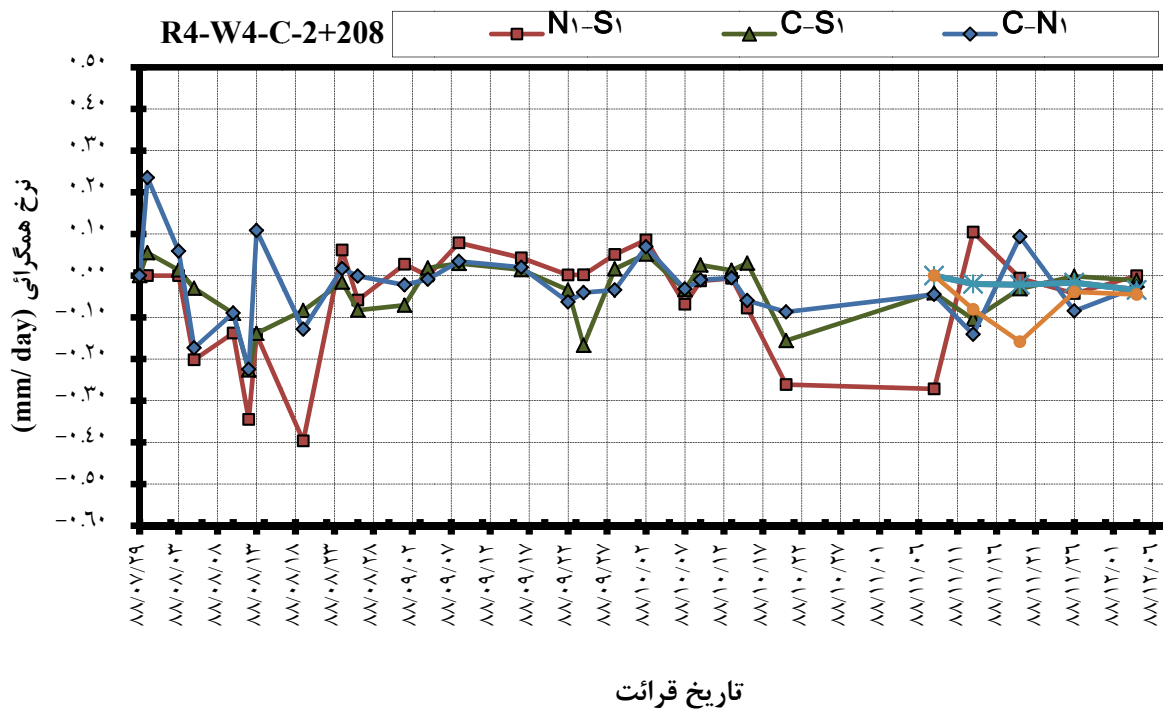
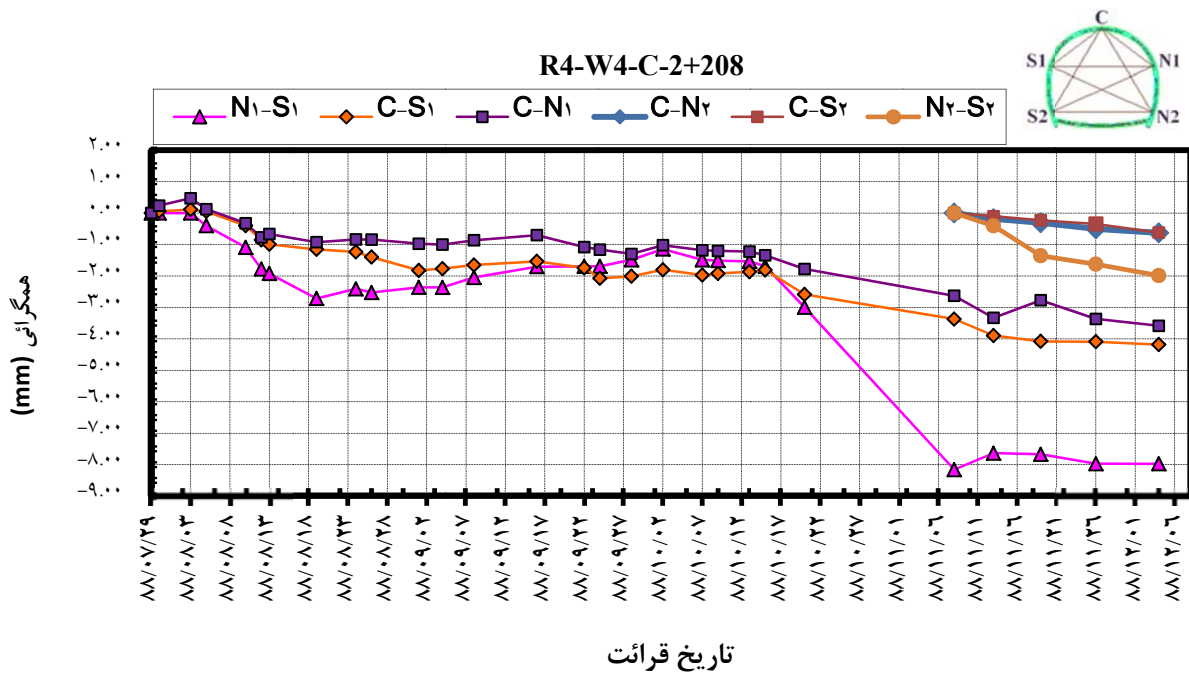
<sup>۱</sup>- R: Ramp, W: West, C: Convergence meter

پذیرفت.

این ایستگاه از ابتدا به صورت سه نقطه‌ای نصب و قرائت می‌گردید که با عبور جبهه‌کار تحتانی از این مقطع، ایستگاه به صورت پنج نقطه‌ای کامل گردید. این ایستگاه ۲۸ مرتبه در طول مدت ۱۵۶ روز قرائت شده است و بیشترین مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در این مدت با توجه به نمودار شکل (۴-۱۱) برابر  $7/97$  میلیمتر و متوسط جابه‌جایی روزانه برابر  $0/06$  میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد. تاثیر عبور جبهه‌کار تحتانی در نمودار همگرایی- زمان قرائت، مشخص شده است که روند تغییرات نمودار ضلع N1-S1 ناشی از محیط اطراف تونل نبوده است و این رفتار، رفتار سازه نگهدارنده تونل بر اثر انجام عملیات تحتانی می‌باشد.

با توجه به نمودار شکل (۴-۱۲) مقدار جابه‌جایی روزانه در آخرین قرائت انجام گرفته برابر  $0/11$  میلیمتر در روز در ضلع C-S1،  $0/03$  میلیمتر در روز در ضلع C-N1، بدون جابه‌جایی در روز در ضلع N1-S1،  $0/03$  میلیمتر در روز در ضلع C-S2،  $0/02$  میلیمتر در روز در ضلع C-N2 و  $0/05$  میلیمتر در روز در ضلع N2-S2 می‌باشد. با صرف نظر از خطای قرائت با توجه به روند نمودارهای همگرایی- زمان قرائت و نرخ همگرایی- زمان این ایستگاه در شرایط نسبتاً پایداری قرار گرفته است و قرائت این ایستگاه در دوره میان مدت قرائت قرار دارد.

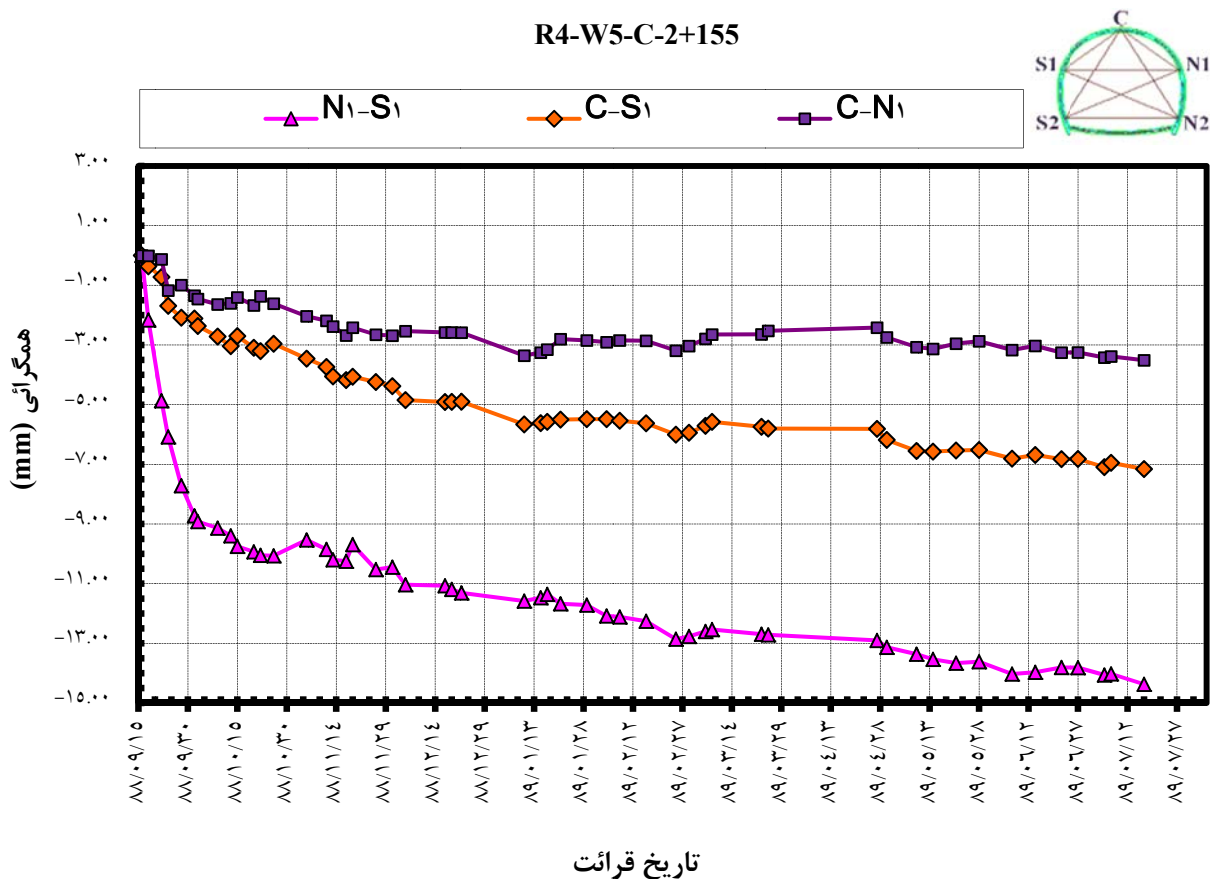
با توجه به نمودارهای این ایستگاه تا قبل از رسیدن جبهه‌کار تحتانی به آن، در شرایط پایداری قرار داشته است ولی با نزدیک شدن جبهه‌کار تحتانی و بر هم خوردن این ثبات قرائت این ایستگاه در دوره کوتاه مدت قرائت قرار گرفته است. براساس آخرین قرائت‌ها تغییرات همگرایی روند افزایشی داشته که ناشی از عملیات کف برداری می‌باشد اما میزان جابه‌جایی‌ها نشان دهنده شرایط بحرانی نیست.



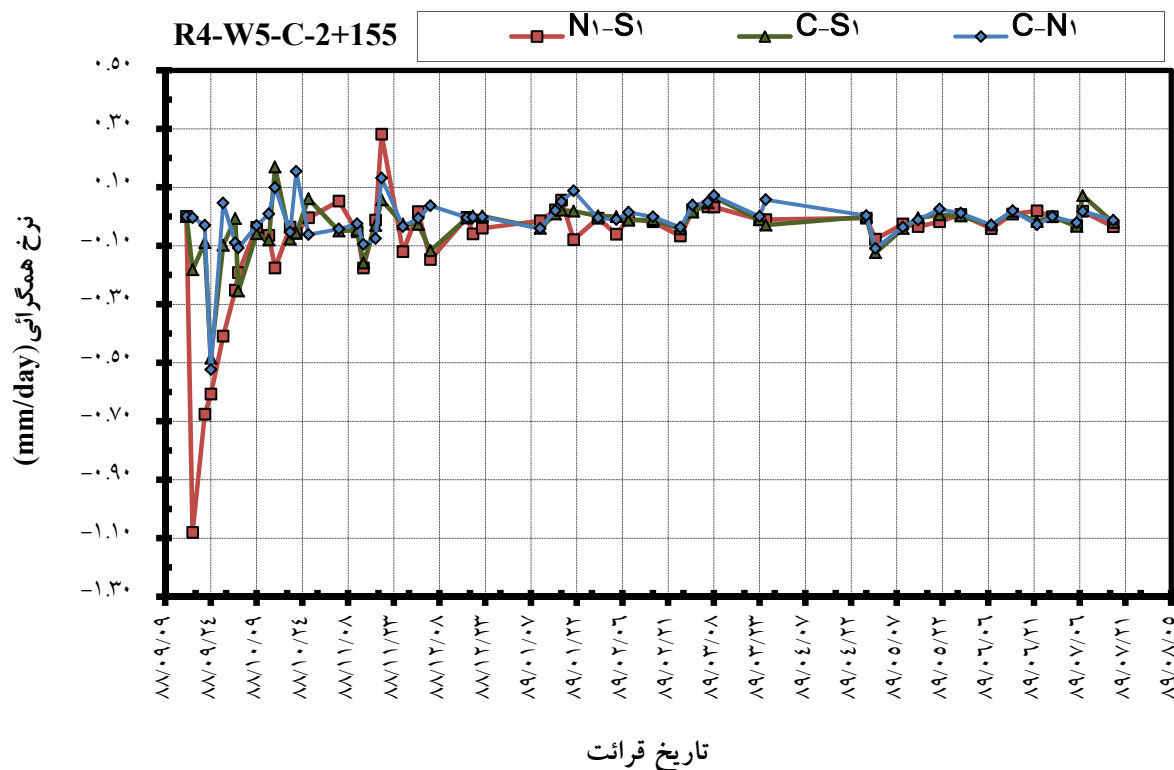
۴-۸-۱-۲- رفتارسنجی ایستگاه همگرایی سنجی R4-W5-C-2+155

این ایستگاه در تونل اصلی رمپ ۴ و در جهت غربی در مورخ ۸۸/۹/۱۴ نصب شده است. پین‌های این ایستگاه در فاصله ۱ متری از جبهه کار نصب گردید. اولین قرائت آن در تاریخ ۸۸/۹/۱۶ و آخرین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۷/۱۷ صورت پذیرفت.

این ایستگاه ۵۱ مرتبه در طول مدت ۳۰۶ روز قرائت شده است و بیشترین مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در این مدت با توجه به نمودار شکل (۴-۱۳) برابر ۱۴/۳۷ میلیمتر و متوسط جابه‌جایی روزانه برابر ۰/۰۸ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد.



با توجه به نمودار شکل (۴-۱۴) مقدار جابه‌جایی روزانه در آخرین قرائت انجام‌گرفته برابر ۰/۰۲ میلیمتر در روز در ضلع C-S1 و ۰/۰۱ میلیمتر در روز در ضلع C-N1 و ۰/۰۳ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد. با صرف نظر از خطای قرائت با توجه به روند نمودارهای همگرایی- زمان قرائت و نرخ همگرایی- زمان این ایستگاه در شرایط نسبتاً پایداری قرار گرفته است و قرائت این ایستگاه در دوره میان مدت قرائت قرار دارد.



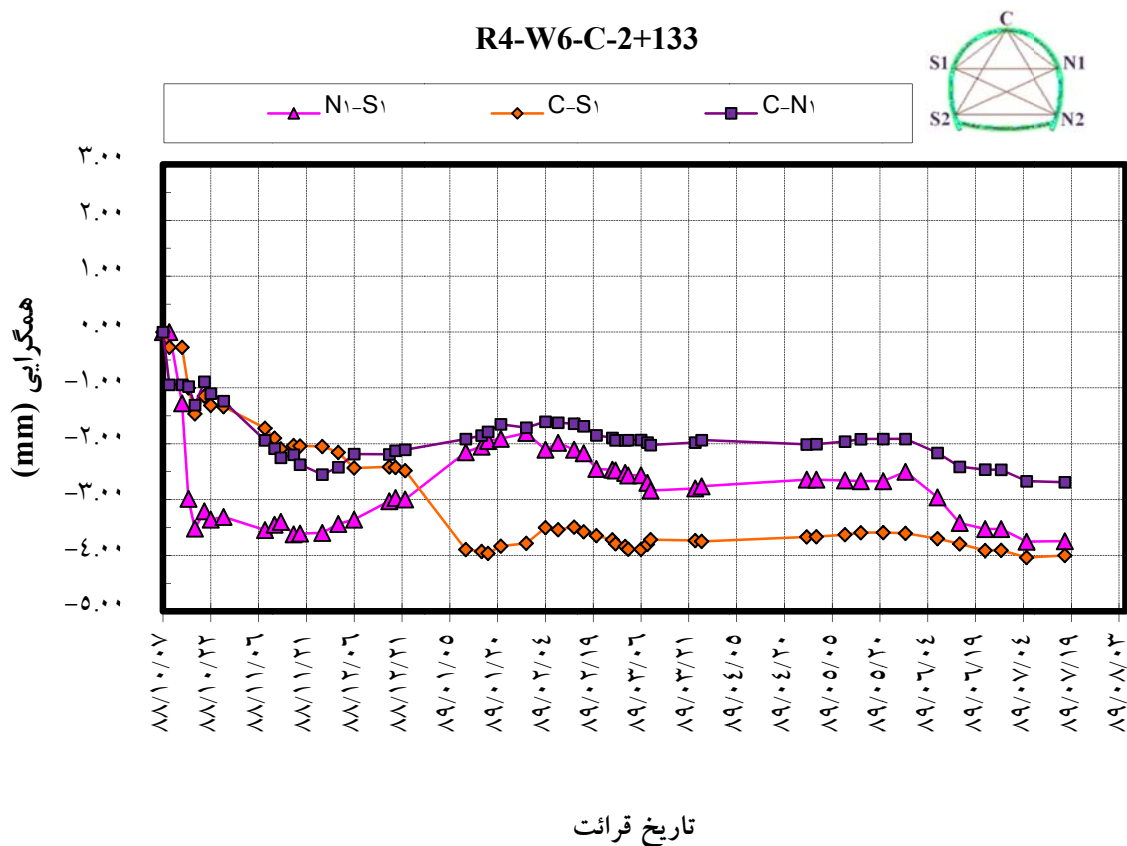
شکل ۴-۱۴- نمودار نرخ همگرایی - زمان ایستگاه R4-W5-C-2+155 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

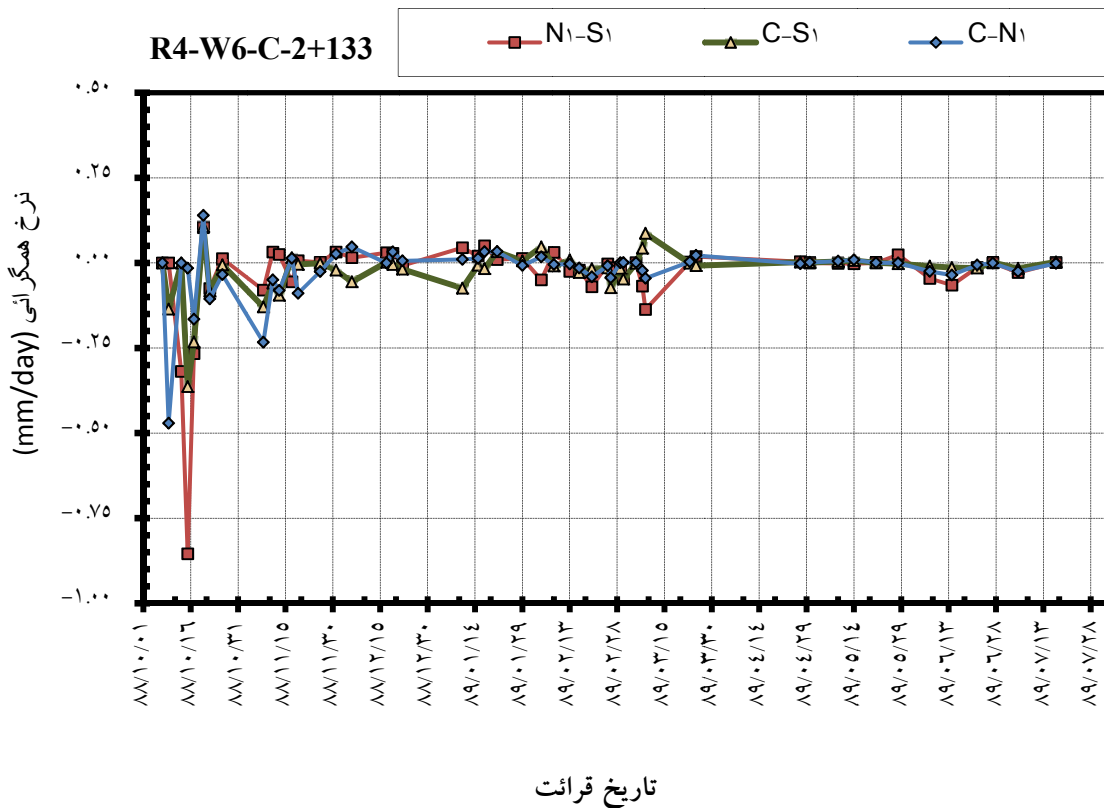
#### ۴-۱-۸-۳- ایستگاه همگرایی سنج R4-W6-C-2+133

این ایستگاه در تونل اصلی رمپ ۴ و در جهت غربی در مورخ ۸۸/۱۰/۵ نصب شده است. پین‌های این ایستگاه در فاصله ۲ متری از جبهه‌کار نصب گردیده‌اند. اولین قرائت آن در تاریخ ۸۸/۱۰/۷ و آخرین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۷/۱۷ صورت پذیرفت.

این ایستگاه ۵۰ مرتبه در طول مدت ۲۸۵ روز قرائت شده است و بیشترین مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در این مدت با توجه به نمودار شکل (۴-۱۵) برابر ۴ میلیمتر و متوسط جابه‌جایی روزانه برابر ۰/۰۲ میلیمتر در روز در ضلع C-S1 می‌باشد.

با توجه به نمودار شکل (۴-۱۶) مقدار جابه‌جایی روزانه در آخرین قرائت انجام‌گرفته، بدون جابه‌جایی در روز در ضلع C-S1 و ضلع C-N1 و ۰/۰۳ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد. با صرف نظر از خطای قرائت با توجه به روند نمودارهای همگرایی- زمان قرائت و نرخ همگرایی- زمان این ایستگاه در شرایط نسبتاً پایداری قرار گرفته است و قرائت این ایستگاه در دوره میان مدت قرائت قرار دارد.





شکل :

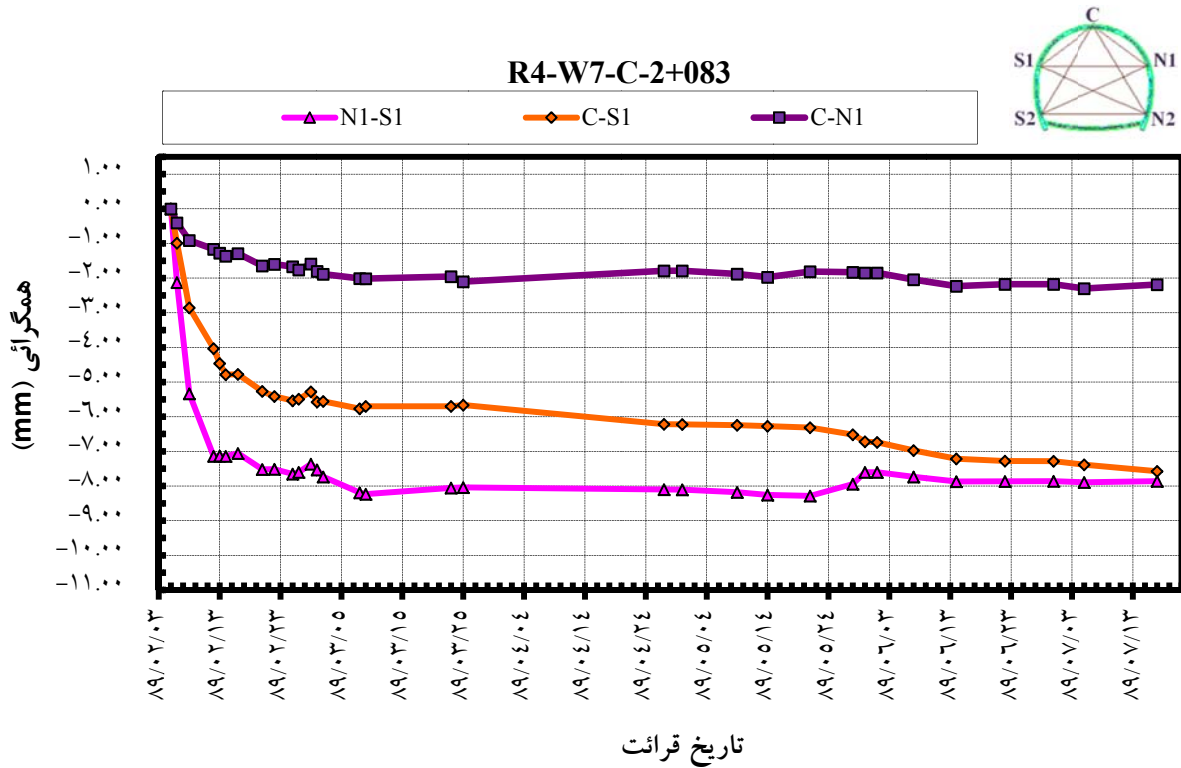
#### ۴-۱-۸-۴ - ایستگاه همگرایی سنجی R4-W7-C-2+083

این ایستگاه در تونل اصلی رمپ ۴ و در جهت غربی در مورخ ۸۹/۲/۲ نصب شده است. پین‌های این ایستگاه در فاصله ۱/۸ متری از جبهه کار نصب گردیده‌اند. اولین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۲/۵ و آخرین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۷/۱۷ صورت پذیرفت.

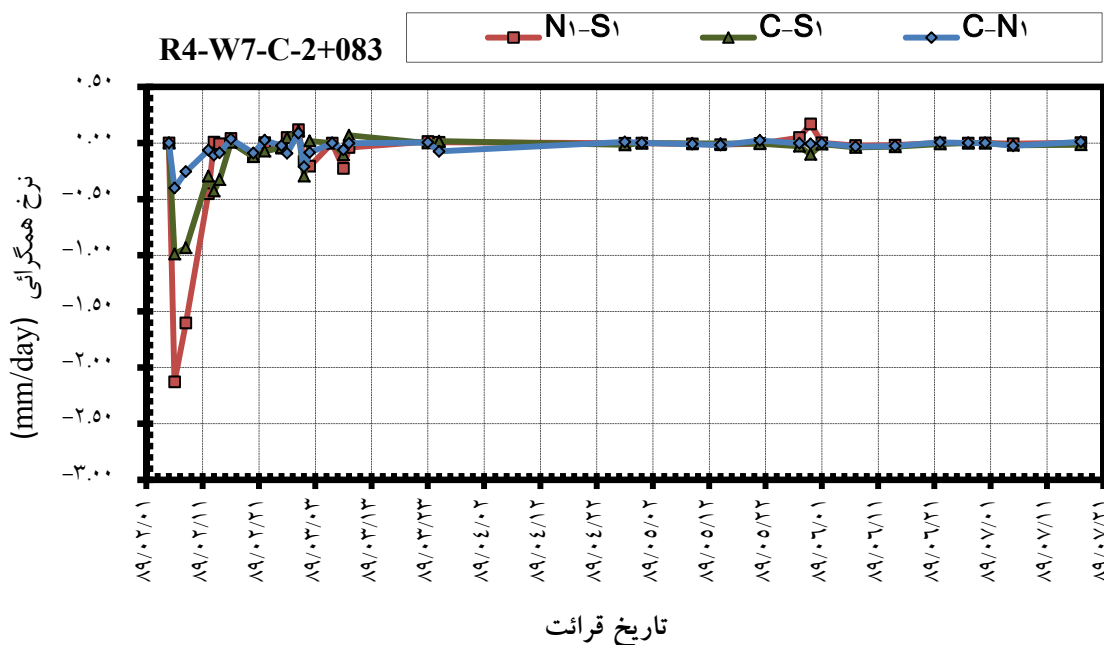
این ایستگاه ۳۵ مرتبه در طول مدت ۱۶۷ روز قرائت شده است و بیشترین مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در این مدت با توجه به نمودار شکل (۴-۱۷) برابر ۸/۲۸ میلیمتر و متوسط جابه‌جایی روزانه برابر ۰/۱۴ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد.

با توجه به نمودار شکل (۴-۱۸) مقدار جابه‌جایی روزانه در آخرین قرائت انجام‌گرفته برابر ۰/۰۲

میلیمتر در روز در ضلع C-S1 و ۰/۰۱ میلیمتر در روز در ضلع C-N1 و بدون جابه‌جایی در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد. با صرف نظر از خطای قرائت با توجه به روند نمودارهای همگرایی- زمان قرائت و نرخ همگرایی- زمان این ایستگاه در شرایط نسبتاً پایداری قرار گرفته است و قرائت این ایستگاه در دوره میان مدت قرائت قرار دارد.







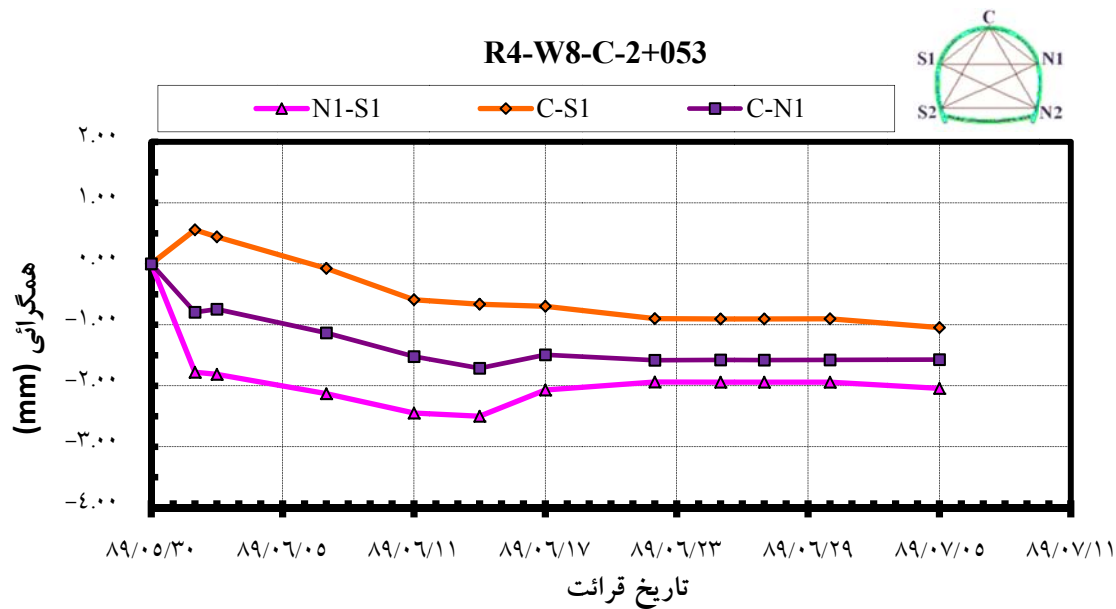
شکل ۴-۱۸- نمودار همگرایی نرخ همگرایی - زمان ایستگاه R4-W6-C-2+083 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

#### ۴-۱-۸-۵- ایستگاه همگرایی سنجی R4-W7-C-2+053

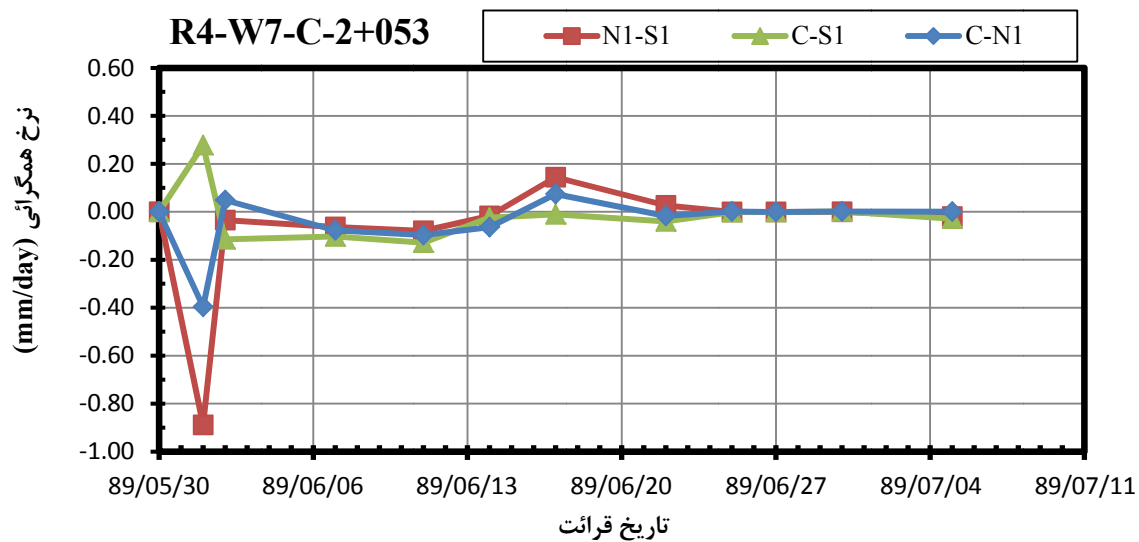
پین‌های این ایستگاه در فاصله ۱/۷۶ متری از جبهه کار نصب گردیده اند. اولین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۵/۳۰ و آخرین قرائت آن در تاریخ ۸۹/۷/۵ صورت پذیرفت. این ایستگاه ۱۲ مرتبه در طول مدت ۳۶ روز قرائت شده است و بیشترین مقدار جابه‌جایی ایجاد شده در این مدت با توجه به نمودار شکل (۴-۱۹) برابر ۲/۲۴ میلیمتر و متوسط جابه‌جایی روزانه برابر ۰/۰۹ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد.

با توجه به نمودار شکل (۴-۲۰) مقدار جابه‌جایی روزانه در آخرین قرائت انجام‌گرفته برابر ۰/۰۳ میلیمتر در روز در ضلع C-S1 و بدون جابه‌جایی در روز در ضلع C-N1 و ۰/۰۲ میلیمتر در روز در ضلع N1-S1 می‌باشد. با صرف نظر از خطای قرائت با توجه به روند نمودارهای همگرایی- زمان قرائت و نرخ همگرایی- زمان این ایستگاه در شرایط نسبتاً پایداری قرار گرفته است. با در نظر گرفتن مدت رفتارسنجی

این ایستگاه که نسبتاً کوتاه می باشد، نمی توان به نتایج این ایستگاه برای تحلیل پایداری استفاده کرد. هر چند که نتایج رفتارسنجی نشان می دهند که این ایستگاه به تعادل رسیده است.



شأ



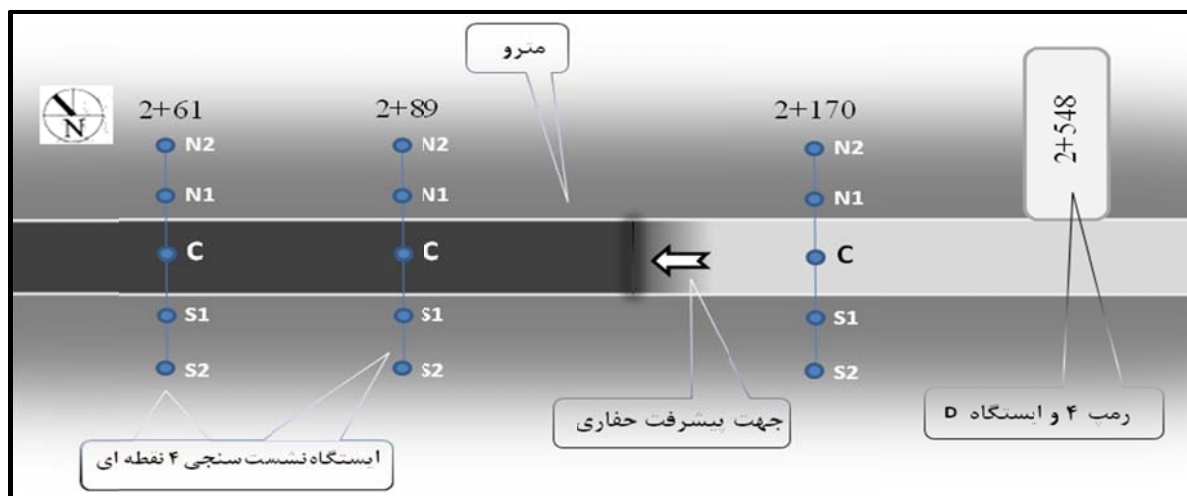
شکل

## ۴-۸-۲- بررسی ایستگاه نشست سنجی رمپ ۴ غربی

در محدوده سطحی تونل‌های رمپ ۴، تعداد ۴ ایستگاه نشست سنجی در محدوده مترای ۲۰۰۰ تا ۲۲۰۰ جهت ثبت نشست ناشی از عملیات حفاری جبهه کار غربی نصب شده است.

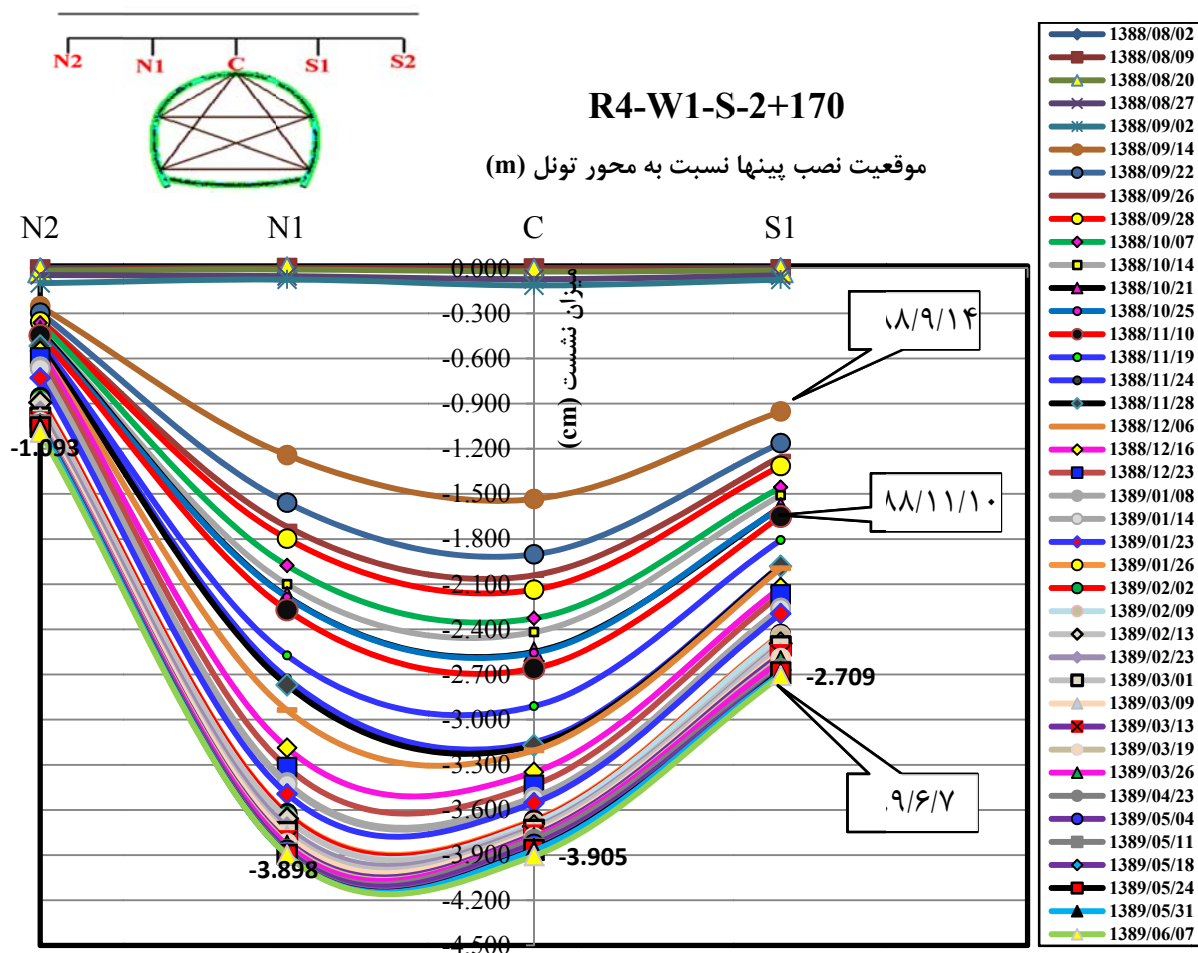
## ۴-۸-۲-۱- ایستگاه نشست سنجی R4-W1-S-2+170

این ایستگاه نشست سنجی در مترای ۲۱۷۰، در جبهه غربی رمپ ۴ نصب شده است. ایستگاه مذکور در مورخ ۸۸/۸/۱ نصب شده و اولین قرائت آن در مورخ ۸۸/۸/۲ و آخرین قرائت آن در مورخ ۸۹/۶/۷ انجام گردیده است. تعداد پین‌های نشست سنجی نصب شده در این ایستگاه چهار عدد می‌باشد و با توجه به جهت حفاری و موقعیت قرار گیری پین مطابق شکل (۴-۲۱) جانمایی شده‌اند. تاکنون ۴۰



ش

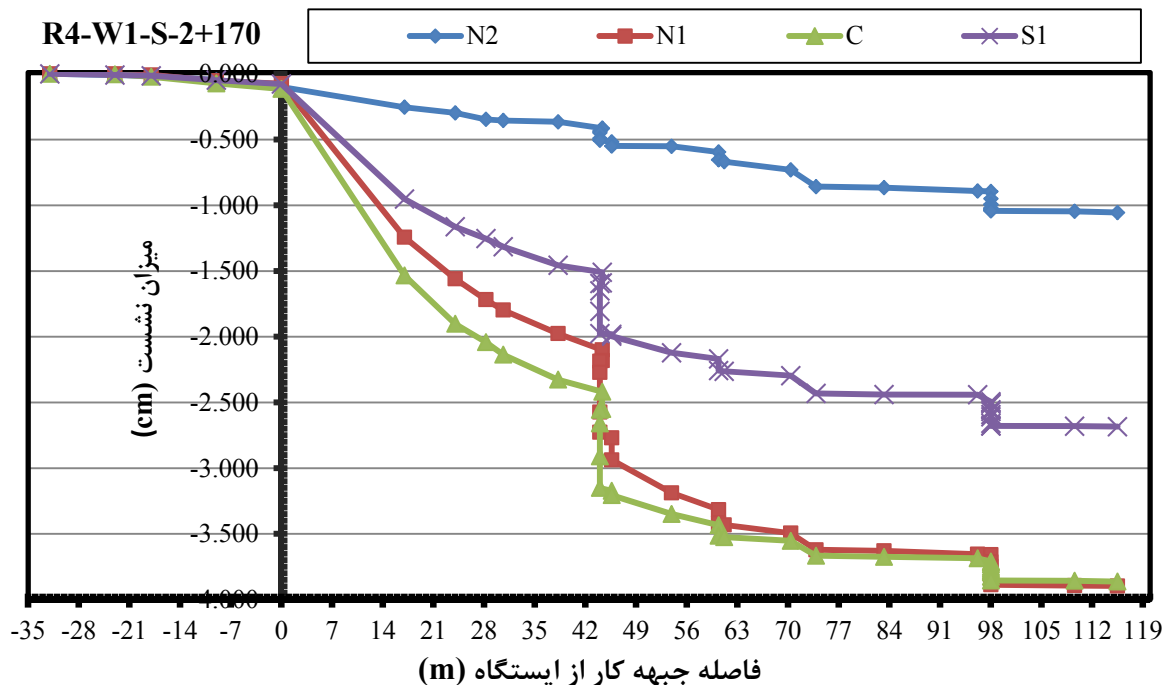
دوره قرائت انجام شده که مدت ۳۰۹ روز به طول انجامیده است. نتایج قرائت‌ها نشان دهنده نشست به میزان حداکثر ۳/۹۰۵ سانتیمتر در پین نشست سنجی نصب شده در موقعیت سقف تونل (C) می‌باشد. میزان نشست ناشی از عملیات کفبرداری حدود ۱/۸۰ سانتیمتر می‌باشد.



نشست سنجی این ایستگاه در شکل (۴-۲۲) نشان داده شده است. در نمودار (۴-۲۳) تاثیر پیشروی سینه کار بر میزان نشست نمایش داده شده که نشان می دهد در شرایط فعلی نشست سطح زمین مستقل از پیشروی سینه کار می باشد.

تناوب قرائت ها باید بر اساس فاصله جبهه کار نسبت به ایستگاه نشست سنجی تنظیم شده باشد و پس از کاهش فاصله بین جبهه کار و ایستگاه مورد نظر به حدود ۲-۳ برابر قطر حفاری، تناوب قرائت ها افزایش یابد.

با توجه به عبور تونل از این ایستگاه و ثابت شدن نشست، می توان نتیجه گرفت که عملیات اجرایی تونل بر این ایستگاه تاثیر زیادی نداشته و قرائت ایستگاه را می توان در دوره طولانی انجام داد.



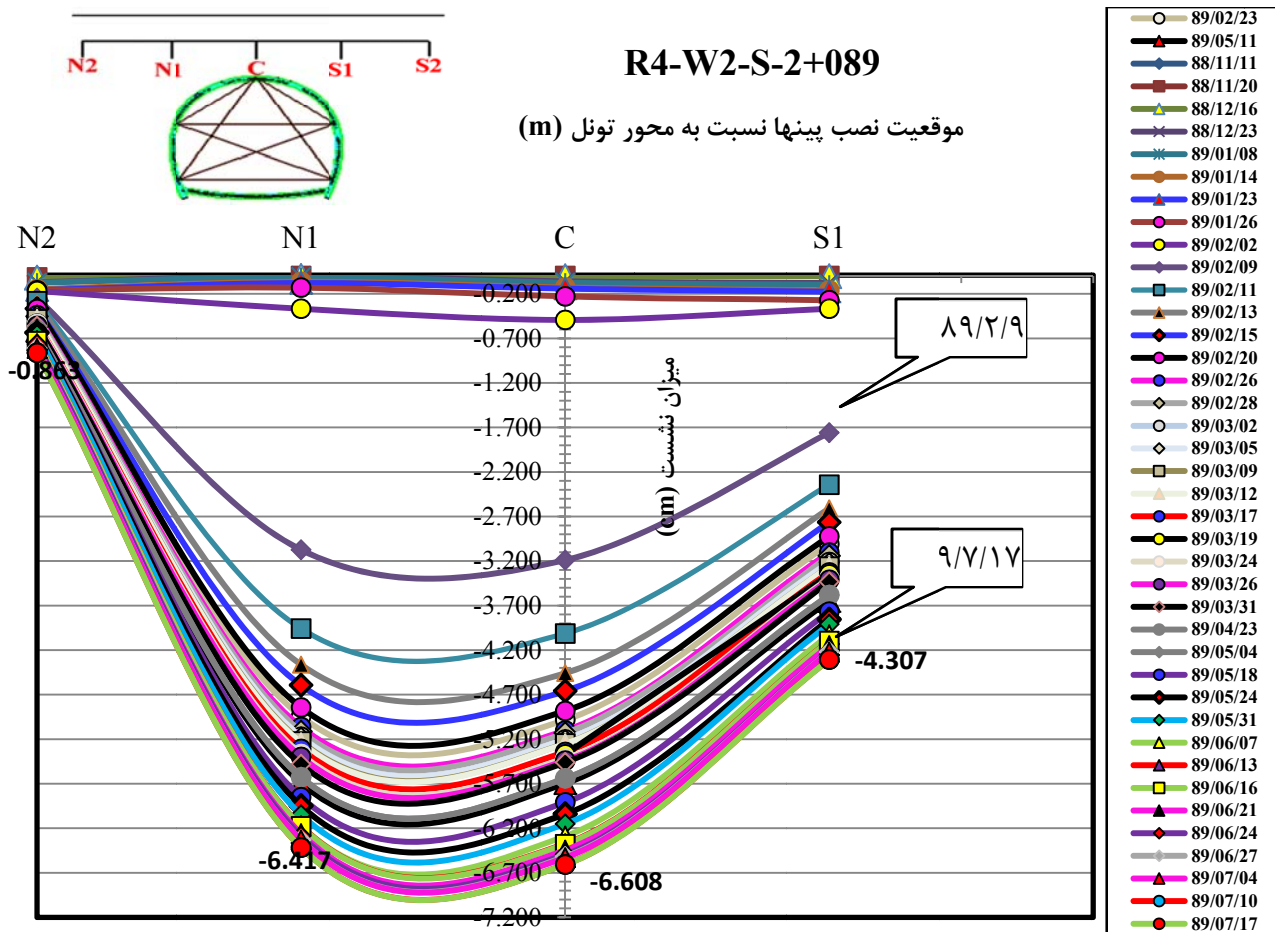
شکل ۴-۲۳- نمودار نشست - فاصله از جبهه کار ایستگاه R4-W1-S-2+170 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

#### ۴-۲-۸-۲- ایستگاه نشست سنجی R4-W2-S-2+089

این ایستگاه نشست سنجی در متر اژ ۲۰۸۹، در جبهه غربی رمپ ۴ نصب شده است. ایستگاه مذکور در مورخ ۸۸/۱۱/۹ نصب شده و اولین قرائت آن در مورخ ۸۸/۱۱/۱۱ و آخرین قرائت آن در مورخ ۸۹/۷/۱۷ انجام گردیده است. تعداد پین های نشست سنجی نصب شده در این ایستگاه چهار عدد می باشد. تاکنون ۴۱ دوره قرائت انجام شده که ۲۴۸ روز به طول انجامیده است. نتایج قرائت ها نشان دهنده نشست به میزان حداکثر ۶/۶۰۸ سانتیمتر در پین نشست سنجی نصب شده در موقعیت سقف تونل (C) می باشد. میزان نشست ناشی از عبور جبهه کار فوقانی حدود ۴/۲ سانتیمتر می باشد.

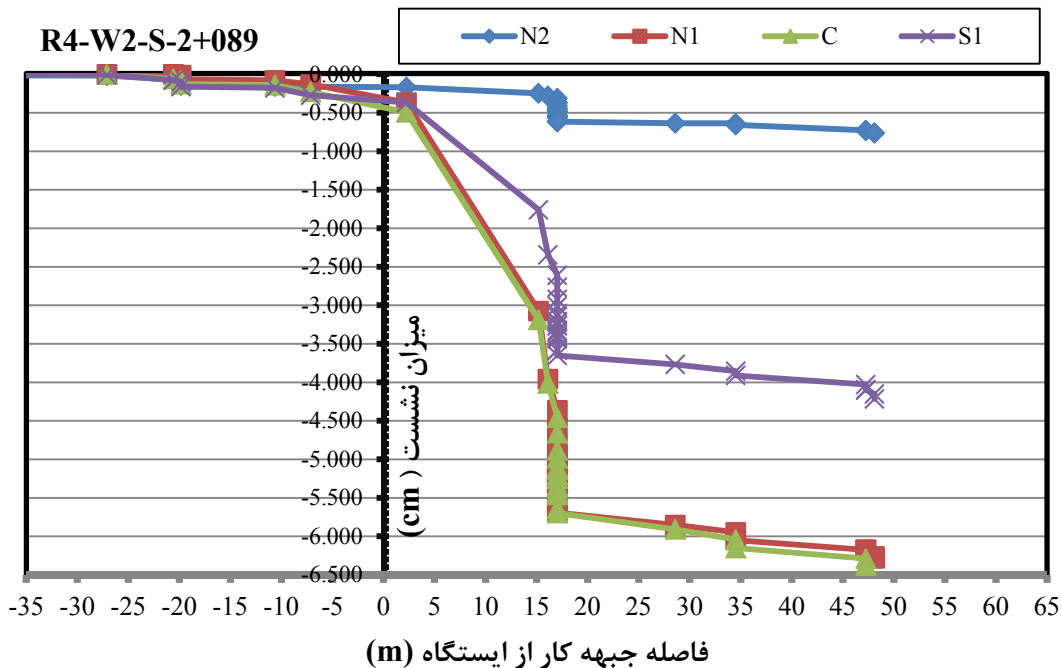
نمودار نشست سنجی این ایستگاه در شکل (۴-۲۴) نشان داده شده است. در نمودار (۴-۲۵) تاثیر

پیشروی سینه کار بر میزان نشست نشان داده شده است.



با توجه به عبور تونل از این ایستگاه و ثابت شدن نشست، می توان نتیجه گرفت که عملیات اجرایی

تونل بر این ایستگاه تاثیر زیادی نداشته و قرائت ایستگاه را می توان در دوره طولانی انجام داد.



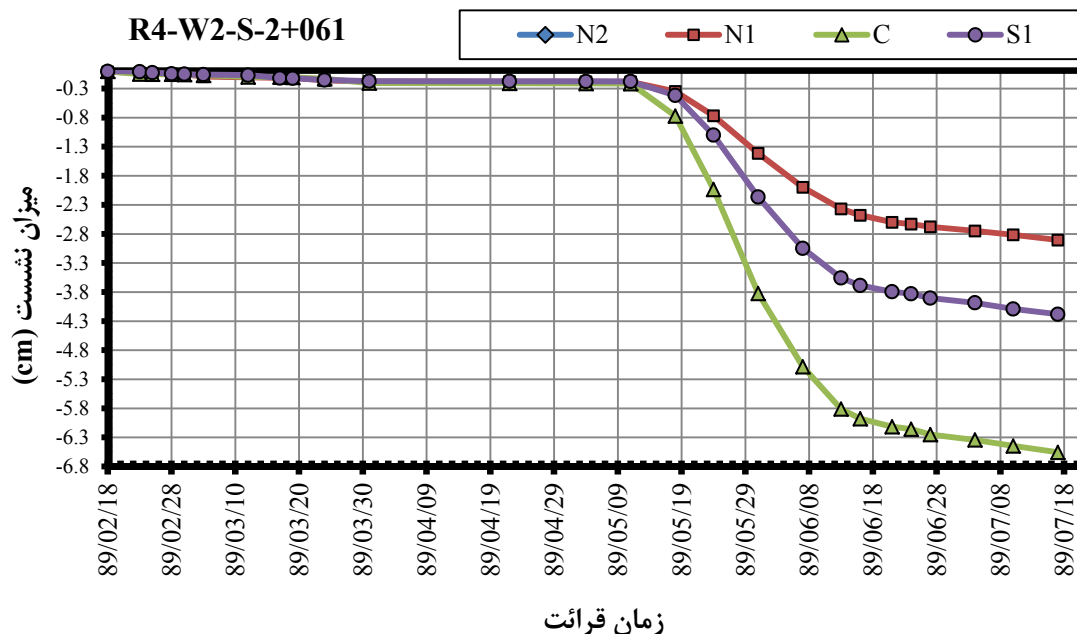
شکل ۴-۲۵- نمودار نشست- فاصله از جبهه کار ایستگاه R4-W2-S-2+089 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

#### ۴-۸-۲-۳- ایستگاه نشست سنجی R4-W2-S-2+061

این ایستگاه نشست سنجی در متر از ۲۰۶۱، در جبهه غربی رمپ ۴ نصب شده است. ایستگاه مذکور در مورخ ۸۹/۲/۱۳ نصب شده و اولین قرائت آن در مورخ ۸۹/۲/۱۶ و آخرین قرائت آن در مورخ ۸۹/۷/۱۷ انجام گردیده است. تعداد پین‌های نشست سنجی نصب شده در این ایستگاه چهار عدد می‌باشد. تاکنون ۲۷ دوره قرائت انجام شده که ۱۵۱ روز به طول انجامیده است. نتایج قرائت‌ها نشان دهنده نشست به میزان حداکثر ۶/۵۵ سانتیمتر در پین نشست سنجی نصب شده در موقعیت سقف تونل (C) می‌باشد.

نمودار نشست سنجی این ایستگاه در شکل (۴-۲۶) شان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود با عبور جبهه حفاری مقدار قابل توجهی نشست در سطح اتفاق می‌افتد که این امر نشان دهنده فرار گرفتن ایستگاه در محدوده تنش القائی ناشی از عملیات حفاری تونل می‌باشد. با فاصله گرفتن ایستگاه از جبهه کار میزان نرخ نشست کاهش یافته است. با توجه به عبور تونل از این ایستگاه، جابه‌جایی

همچنان ادامه داشته که به منظور کنترل رفتار زمین نیاز به چند قرائت با فواصل زمانی کم می‌باشد تا در



شکل ۴-۲۶- نمودار نشست - تاریخ قرائت نقاط بین گذاری شده ایستگاه R4-W2-S-2+061 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

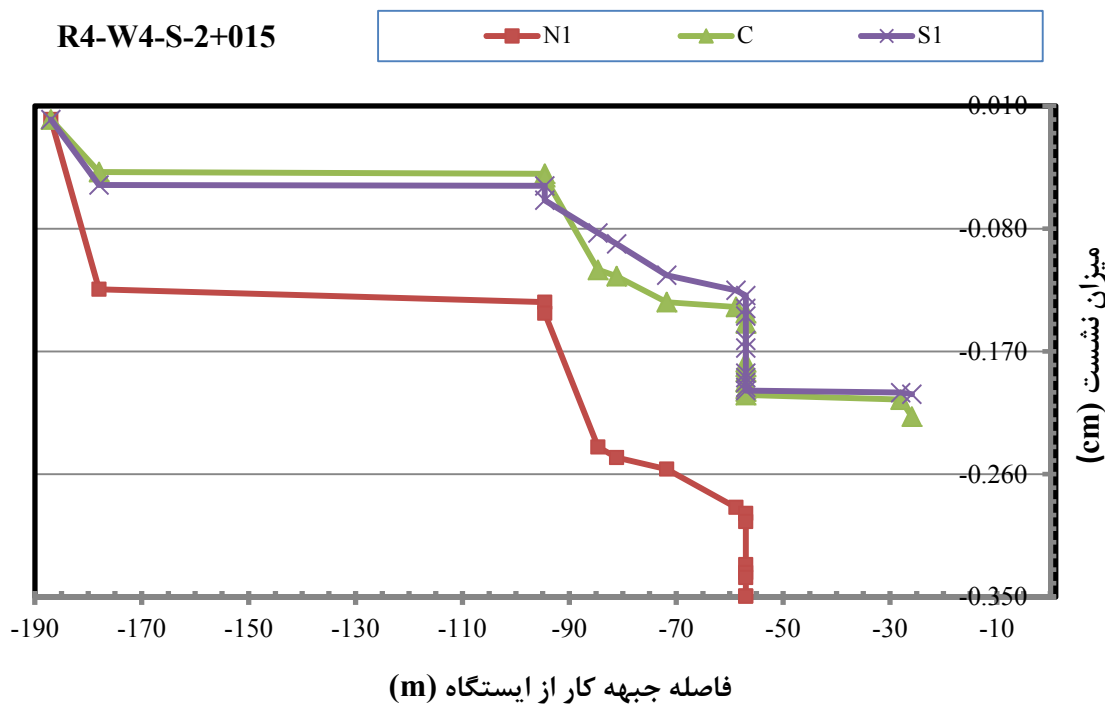
صورت کاهش نشست قرائت‌ها در دوره طولانی قرار گیرد لازم به ذکر است که میزان نشست در آخرین قرائت‌ها کاهش یافته است.

#### ۴-۸-۲-۴- ایستگاه نشست سنجی R4-W4-S-2+015

این ایستگاه نشست سنجی در متراژ ۲۰۱۵، در جبهه غربی رمپ ۴ نصب شده است. ایستگاه مذکور در مورخ ۸۸/۱۲/۱۰ نصب شده و اولین قرائت آن در مورخ ۸۸/۱۲/۱۲ و آخرین قرائت آن در مورخ ۸۹/۶/۱۳ انجام گردیده است. تعداد پین‌های نشست سنجی نصب شده در این ایستگاه سه عدد می‌باشد. تاکنون ۲۰ دوره قرائت انجام شده که ۱۸۳ روز به طول انجامیده است. نتایج قرائت‌ها نشان دهنده نشست به میزان حداکثر ۰/۳۹۲ سانتیمتر در پین نشست سنجی نصب شده در موقعیت (N1) می‌باشد.



نمودار نشست- فاصله از جبهه کار این ایستگاه در شکل (۴-۲۷) نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می‌شود جبهه حفاری تا آخرین قرائت به منطقه نشست سنجی نرسیده است. اما بین‌های نشست سنجی مقادیری از جابه‌جایی را به علت نزدیک شدن جبهه حفاری نشان می‌دهند. به منظور کنترل رفتار زمین نیاز به قرائت با فواصل زمانی کم می‌باشد.



شکل ۴-۲۷- نمودار نشست - فاصله از جبهه کار نقاط بین گذاری شده ایستگاه R4-W4-S-2+015 (شرکت تونل راد، ۱۳۸۹)

#### ۹-۴- نشست در اثر حفر تونل

در اثر حفر تونل در نقاط کم‌عمق در زمین‌های سنگی یا غیر سنگی، مخصوصاً در رسوبات آبرفتی سست، جابه‌جایی در محیط ایجاد شده و تغییر شکل‌هایی پدید می‌آید، این جابه‌جایی‌ها را می‌توان به دو مولفه قائم و افقی تجزیه کرد. خساراتی که از حرکات سطح زمین پدید می‌آید، قسمتی از آن به علت مولفه قائم و قسمتی از آن ناشی از مولفه افقی جابه‌جایی در سطح زمین می‌باشد. مولفه قائم سبب پایین

آمدن سطح زمین، یعنی نشست تدریجی و مولفه افقی سبب حالت کششی یا فشارشی در سطح زمین می‌شود. این مولفه‌ها می‌توانند تنش‌های جدیدی را بر سازه‌های واقع بر سطح زمین وارد کنند (Brady, 1992).

مسئله نشست زمین در اثر حفر تونل تابع عوامل و شرایط اجرایی، در ضمن حفر و پس از آن می‌باشد. به طور خلاصه روش حفاری (اعم از دستی یا با استفاده از دستگاه‌های حفاری)، وجود آب زیر زمینی، زمان‌بندی مراحل حفاری، نوع محافظ اولیه و نهایی، ابعاد و شکل مقطع و در مواردی اجرای تزریق و عوامل دیگر در کنترل نشست سطح زمین نقش دارند که انتخاب بهترین ترکیب از این عوامل می‌تواند اجرای پروژه را با کمترین آسیب و با موفقیت به پایان برساند (Attewell P.B., 1986). مطالعات تجربی زیادی روی مسأله نشست انجام گرفته است که در جدول (۴-۴) به چند نمونه از آن‌ها اشاره شده است.

جدول ۴-۴- میزان نشست در اثر حفر تونل

مقدار نشست (cm)	مکان
۱۲/۲ - ۴/۶	مترو مکزیکوسیتی (Vera A.V., et al., 1995)
۱۰	مترو شهر بوداپست (Frank J., 1990)

#### ۴-۱۰- نتیجه گیری

استفاده از روش‌های مشاهده‌ای همان‌طور که در فصل سوم نیز اشاره شد به منظور ایجاد حالت مقایسه بین روش‌های دیگر و اعتبار سنجی آن روش‌ها است. البته این فرض منوط به اطمینان از دقت قابل اعتماد دستگاه و ابزارها، روش به کارگیری صحیح از ابزار، تعدیل‌های مناسب مثل دما و کالیبراسیون و همچنین پارامتر زمان و مسائل دیگر می‌باشد.

همان‌طور که از داده‌های رفتارسنجی ابزار دقیق در کیلومتر اثر مورد بررسی و همچنین مشاهدات

عینی بر می آید، نشان می دهند تونل پایدار می باشد. در مرحله بعد می توان نتایج تحلیل های تئوری و عددی را با نتایج ابزار دقیق سنجید و در صدد تدقیق پارامترهای ورودی و یا تصحیح روش های تحلیل بر آمد. با بررسی ایستگاه های همگرایی سنجی، ایستگاه همگرایی سنج (R4-W6-C-2+133) به عنوان ایستگاه مورد بررسی برای تحلیل برگشتی در نظر گرفته شد. به این دلیل که تحت تاثیر حفاری تحتانی قرار نگرفته و همچنین با توجه به مدت زمان نصب به پایداری مطلوب رسیده است. با در نظر گرفتن گزارش رفتار سنجی و تجارب مهندسين شرکت تونل راد، امکان وجود اشتباه در این ایستگاه در مرحله قرائت کم است.

## فصل پنجم

تحلیل پایداری بخشی از مسیر متروی خط ۲ قطار شهری کرج

---

## ۵-۱- مقدمه

تونل‌سازی در زمین‌های آبرفتی دارای مشکلات فراوانی در زمینه حفاری و پایدارسازی فضاهای زیرزمینی می‌باشد، این معضلات در مورد حفاری در مناطق شهری، با عبور فضای زیرزمینی از زیر سازه‌های مسکونی و قدیمی و مشکلات نشست زمین، دو چندان می‌شود. از جمله مسائل مهم در طراحی و اجرای تونل‌ها در زمین‌هایی آبرفتی، دادن فرصت کافی به زمین به منظور ترخیص تنش القایی و جلوگیری از گسترش بیش از حد ناحیه پلاستیک در اطراف فضای حفاری شده می‌باشد، که ممکن است موجب ریزش شده و قسمت حفاری شده را پر کند. لازم به ذکر است که برای ارزیابی پایداری یا عدم پایداری فضای حفاری شده، ممانعت کامل از ایجاد نواحی پلاستیک در اطراف فضای حفاری شده، درست نبوده و به دلیل لحاظ نکردن توان باربری زمین در ناحیه پلاستیک، سیستم نگهداری طراحی شده بر این اساس بسیار محافظه کارانه خواهد بود. اما به واسطه قضاوت مهندسی می‌توان از این معیار نیز به همراه دیگر ابزارهای سنجش پایداری فضای حفاری شده، بهره گرفت. قضاوت مهندسی در خصوص کفایت طراحی سیستم نگهداری، بایستی بر اساس ارزیابی صحیحی از عواملی نظیر بزرگی و توزیع تغییر مکان و همچنین بزرگی و نحوه توزیع تنش‌ها در المان‌های تشکیل دهنده سیستم نگهداری انجام شود. از آن‌جا که اکثر حفاریات زیرزمینی تحت تأثیر شرایط محیطی خود می‌باشد، روش‌های فرم بسته برای محاسبه تنش‌ها، جابه‌جائی‌ها

و شکست توده پیوسته خاک یا سنگ با محدودیت‌هایی مواجه خواهند شد. از سوی دیگر به منظور طراحی صحیح پوشش تونل لازم است روش مناسبی استفاده شود (سالمی ا، ۱۳۸۷).

خوشبختانه تعدادی از روش‌های عددی در طی چند دهه گذشته توسعه یافته‌اند و این روش‌ها قادر به حل تقریبی این گونه مسائل می‌باشند. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش تفاضل محدود اشاره کرد. در این فصل بعد از مدل‌سازی محیط تونل توسط نرم افزار *FLAC2D* و به تعادل رساندن آن با توجه به روش حفاری مقطع تونل و اعمال ترخیص تنش مناسب زمان نصب سیستم نگهداری را مشخص می‌کنیم. در ادامه با نشان دادن بیشینه نیروها و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش، با استفاده از منحنی اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی سازه‌های بتن مسلح، ضرایب اطمینان بخش پوشش تونل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

## ۵-۲- روش حفاری مورد استفاده

روش حفاری و اجرای تونل خط ۲ متروی کرج با روش جدید اتریشی *NATM* در دو مرحله حفاری در بخش فوقانی و تحتانی تعیین شده است.

در روش جدید تونل‌سازی اتریشی، اصول رفتار توده خاک و یا سنگ و رفتار سنجی رفتار حفاریات زیرزمینی حین ساخت، با هم تلفیق شده‌اند. درحقیقت *NATM* مجموعه حفاری ویژه و روش نگهداری نیست. *NATM* شامل ترکیبی از روش‌های حفاری و تونل‌سازی است، اما تفاوت آن با سایر روش‌ها به کارگیری رفتارسنجی مداوم حین حفاری و کنترل حرکت لایه‌ها و بازنگری سیستم نگهداری برای دستیابی به اقتصادی‌ترین و پایدارترین روش نگهداری است. به هر حال جنبه‌های زیاد دیگری در این روش وجود دارد که آن را نسبت به سایر روش‌ها متمایز می‌سازد و به آن مفهومی فراتر از یک روش می‌بخشد.

اساساً *NATM* یک رهیافت تجربی- علمی است. این روش یک مبنای تئوری نیز دارد و آن ارتباط بین تنش‌ها و تغییرشکل‌های اطراف تونل (معروف به منحنی واکنش زمین) است در این روش از ابزاربندی دقیق و رفتارسنجی برجا استفاده می‌شود و تغییر و تفسیر اندازه‌گیری‌ها به طور علمی انجام می‌گیرد.

مولر Muller برای مفهوم *NATM*، ۲۲ اصل را مد نظر قرار داده که هفت اصل آن مهم‌تر هستند و بدون آن‌ها *NATM* بی معنی است. این اصول هفت گانه عبارتند از (مدنی ح.، ۱۳۸۱):

- تحریک مقاومت توده در بر گیرنده

روش *NATM* بر مقاومت ذاتی توده اطراف تونل تأکید دارد که نقش اصلی را در نگهداری تونل ایفا می‌کند. نگهداری اولیه به گونه‌ای طراحی می‌شود که سنگ، خود را نگهداری کند. به همین دلیل، سیستم نگهداری باید مشخصات بار- تغییرشکل مناسبی داشته باشد و در زمان مناسبی نصب شود.

- حفاظت به کمک شاتکریت

به منظور حفظ ظرفیت تحمل بارپذیری توده در بر گیرنده، بایستی از سست شدن و تغییرشکل بیش از حد توده در برگیرنده جلوگیری کرد. مهم آن است که سیستم نگهداری در تماس کامل با توده قرار گیرد و همراه با آن تغییرشکل دهد.

- اندازه‌گیری‌ها

در *NATM* نصب ابزاربندی دقیق در زمان آستر بندی اولیه با شاتکریت مورد نیاز است تا بتوان تغییرشکل حفاریات و بار وارده بر سیستم نگهداری را محاسبه کرد. این امر اطلاعاتی درباره پایداری تونل ارائه می‌دهد.

- سیستم نگهداری انعطاف پذیر

*NATM* با ویژگی تغییر پذیری و انعطاف پذیری مشخص می‌شود که این امر ارائه سیستم نگهداری

انعطاف‌پذیر به جای سیستم صلب را در پی دارد به بیان دیگر در آن سیستم فعال به سیستم غیر فعال ارجح است.

- کف‌بندی

از آن‌جا که در روش *NATM* تونل به صورت استوانه با دیواره ضخیم احداث می‌شود. اجرای کف‌بندی برای تحمل پذیری حلقه سنگی ضرورت دارد و هیچ بخشی از مقطع حفاری تونل نباید حتی برای مدت کوتاه بدون نصب سیستم نگهداری باقی بماند (Bieniawski Z.T., 1984).

- قرارداد پیمانکاری:

به علت طبیعت *NATM* در انعطاف پذیری سیستم نگهداری متناسب با وضعیت تونل در مواجهه با وضعیت متغیر زمین، قرارداد پیمانکاری این روش نیز باید به همان اندازه انعطاف پذیر باشد. به بیان دیگر از آن‌جا که *NATM* براساس رفتارسنجی ضمن اجرا استوار است، لذا تغییر در شیوه اجرا و سیستم نگهداری باید در قرارداد پیش بینی شده باشد.

## ۵-۲-۱- نحوه حفاری و خاک برداری در متروی کرج

بعد از حفاری نیم مقطع فوقانی در فواصل معینی که بین ۴۰ الی ۳۰۰ متر می‌باشد، مقطع به طور کامل حفاری و نگهداری می‌شود. ایجاد چند پذیرگاه برای خاک باعث تسریع در حفاری می‌شود. بعد از حفاری فوقانی معمولاً نیم مقطع تحتانی را تا ۲ الی ۳ متر از کناره‌ها حفاری می‌کنند که به این بخش ایجاد Box میانی گویند (گزارش شرکت مهندسی سابیر، ۱۳۸۶).

حفاری به وسیله لودر و بیل مکانیکی یا با استفاده از پیکورهای بادی (در بخش مورد مطالعه پیکور بادی) انجام می‌شود و معمولاً خاک حاصل از حفاری در پذیرگاه ریخته شده و سپس آن را به وسیله لودر و کامیون به خارج از تونل انتقال می‌دهند. گام حفاری بسته به استحکام از ۰/۵ تا ۱/۵ متر متغیر است.



پس از نگهداری بخش فوقانی و اتمام حفاری فوقانی در تونل، حفاری تحتانی انجام می‌پذیرد که این کار بوسیله بیل مکانیکی انجام می‌شود. ماشین آلات برای حفاری بر اساس استحکام خاک انتخاب می‌شوند. در شکل (۵-۱) نمایی از مراحل حفاری نشان داده شده است (شرکت مهتاب قدس، ۱۳۸۶).



شکل ۵-۱- مر

## ۵-۲-۲- سیستم نگهداری اولیه در متروی کرج

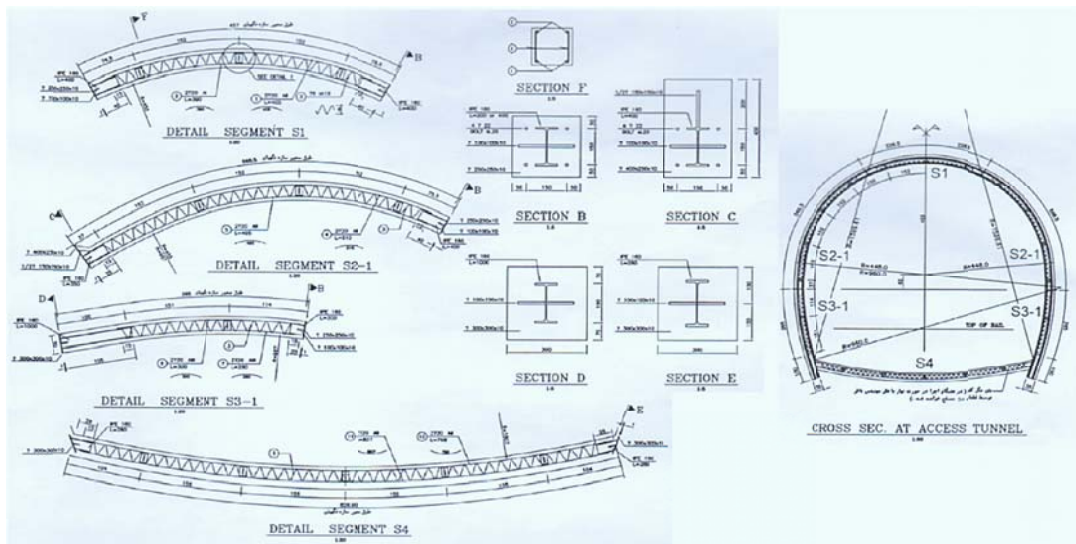
نگهداری در دو مرحله انجام می‌شود. مرحله اول نگهداری برای تأمین ایمنی در طول عملیات حفاری نصب می‌شود. در پروژه مورد مطالعه نگهداری اولیه توسط شاتکریت با الیاف فولادی انجام می‌شود که با فاصله ۱ الی ۱.۲ متر با توجه به شرایط کار توسط قاب‌های فولادی و یا تیر مشبک<sup>۱</sup> (فرم) تقویت می‌شود. در شکل (۵-۲)، شکل و مقاطع سیستم نگهداری و همچنین شکل مقطع تونل نشان داده شده است. با توجه به این که در مطالعه مورد بررسی از فرم استفاده شده است، در شکل (۶-۲) مشخصات فرم آمده است (شرکت مهندسی هگزا، ۱۳۸۶).

نگهداری اولیه در دو بخش فوقانی و تحتانی مطابق سیستم حفاری اجرا می‌شود. پس از حفاری بخش فوقانی ابتدا دو بالشتک در دو طرف مقطع حفر شده قرار می‌دهند، سپس یک لایه مش بر روی دیواره قرار می‌دهند که به اندازه ۱۰ سانتیمتر از دیواره فاصله داشته باشد. سپس قاب‌های  $S_2$  را بر روی

<sup>۱</sup> Lattice

بالتک قرار می‌دهند و بعد قاب  $S_1$  را در سقف قرار می‌دهند. قاب  $S_1$  در دو سمت به قاب‌های  $S_2$  متصل می‌شود که محل اتصال قاب‌ها را فلنچ گویند.

با انجام این مرحله ثابت کردن قاب‌ها به اتمام می‌رسد. در مرحله بعد لایه دوم مش را قرار می‌دهند. مش‌های مرحله دوم باید به اندازه یک خانه با مش‌های کناری همپوشانی داشته باشد و به وسیله



سیم مفتولی به هم و به قاب‌ها متصل شوند. پس از این مرحله شاتکریت به ضخامت ۳۰ الی ۳۵ سانتیمتر اعمال می‌شود.

### ۵-۳- مدل سازی با استفاده از نرم افزار *FLAC2D*

به منظور مدل سازی مقطع مورد بررسی در نرم افزار *FLAC2D* لازم است که به اندازه کافی از دهانه ورودی تونل فاصله داشته باشد تا بتوان فرض صفحه‌ای بودن کرنش را در نظر گرفت. برای حذف اثر اندازه ابعاد مدل بر روی نتایج حاصل از مدل سازی عددی، ابعاد آن، تا جایی که اثر شرایط مرزی بر روی تعادل اولیه مدل از میان برود، گسترانده شده است. برای در نظر گرفتن رفتار پلاستیک مصالح زمین، از مدل

رفتاری موهر- کلمب استفاده شده است. با توجه به اصول مدل سازی عددی و همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدل سازی به ترتیب زیر صورت گرفته است (میکائیل، ۱۳۸۶).

۱. انتخاب محدوده مناسبی از زمین اطراف تونل
۲. انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن
۳. ترسیم هندسه مقطع تونل
۴. اعمال شرایط مرزی و اولیه
۵. حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از حفاری
۶. حفاری تونل و اعمال ترخیص تنش متناسب
۷. نصب سیستم نگهداری
۸. ترخیص کامل تنش تا رسیدن به حالت پایدار

### ۵-۳-۱- انتخاب محدوده مناسبی از زمین

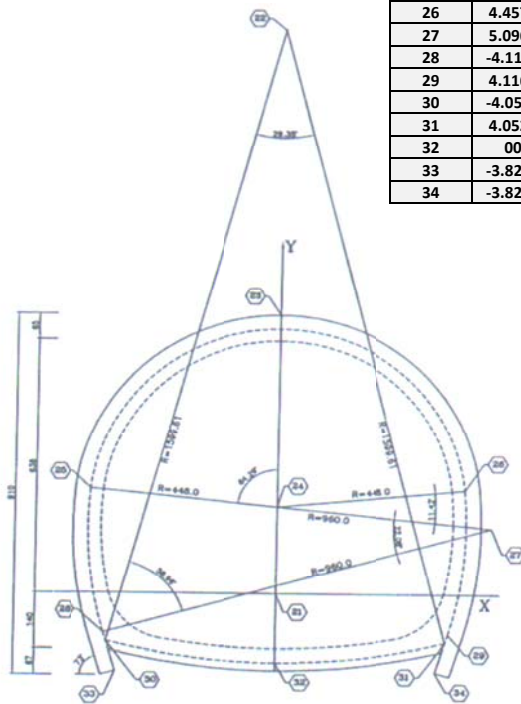
ایده اولیه در این زمینه مربوط به حل دقیق ریاضی در محیط‌های پیوسته الاستیک می باشد که حداکثر زون تأثیر یک حفره زیر زمینی تا سه برابر قطر آن برآورد شده است. بدین ترتیب در صورتی که زمین به صورت الاستیک رفتار کند، در فاصله سه برابر قطر تونل، تنش‌ها به وضعیت اولیه خود می‌رسند (Itasca 1999). با توجه به بررسی‌های انجام شده در راهنمای *FLAC2D* (حاصل از سه مدل با شرایط متفاوت) به این صورت بوده که اگر ابعاد مدل حدود ۸ تا ۱۰ برابر ابعاد حفره باشد، تحت شرایط مرزی متفاوت درصد خطا به حداقل ممکن کاهش خواهد یافت.

با توجه به شکل (۵-۳) قطر فضای حفاری مورد بررسی در حدود ۸/۸ متر می باشد (شرکت مهندسی هگزا، ۱۳۸۶). با شرایط ذکر شده برای ابعاد مدل، طول مدل ۹۰ متر و عرض مدل نیز با توجه به حداکثر عمق گمانه‌های اکتشافی برابر ۴۰ متر می باشد. ابعاد شبکه مدل تا شعاع ۱۰ متری اطراف محیط

تونل، با توجه به حساسیت و دقت بیشتر مورد نیاز، فشرده‌تر در نظر گرفته شده است. با کاهش ابعاد زون‌ها به کمتر از این مقدار تغییری در نتایج حاصله مشاهده نشده است.

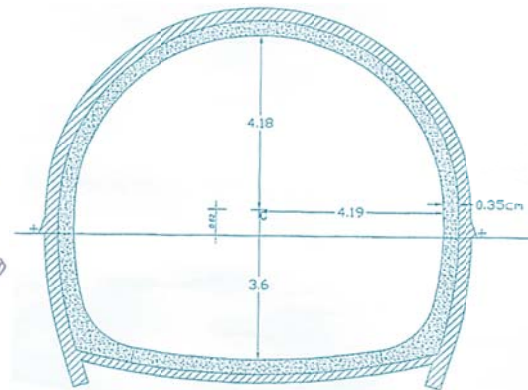
برای مدل کردن مقطع تونل در *FLAC* از ۴ کمان برای قوس بالایی و دیواره‌ها و همچنین کف تونل استفاده شده است. مشخصات مربوط به قوس‌ها و همچنین مختصات مربوط به نقاط مختلف تونل در شکل (۳-۵) آمده است.

شماره	X	Y
21	00	00
22	00	14.2460
23	00	7.03
24	00	2.2
25	-4.4578	2.6437
26	4.4578	2.6437
27	5.0965	1.6903
28	-4.1166	-1.0156
29	4.1166	1.0156
30	-4.0523	-1.2282
31	4.0523	-1.2282
32	00	-1.95
33	-3.8279	-1.9701
34	-3.8279	-1.9701



ج: مش

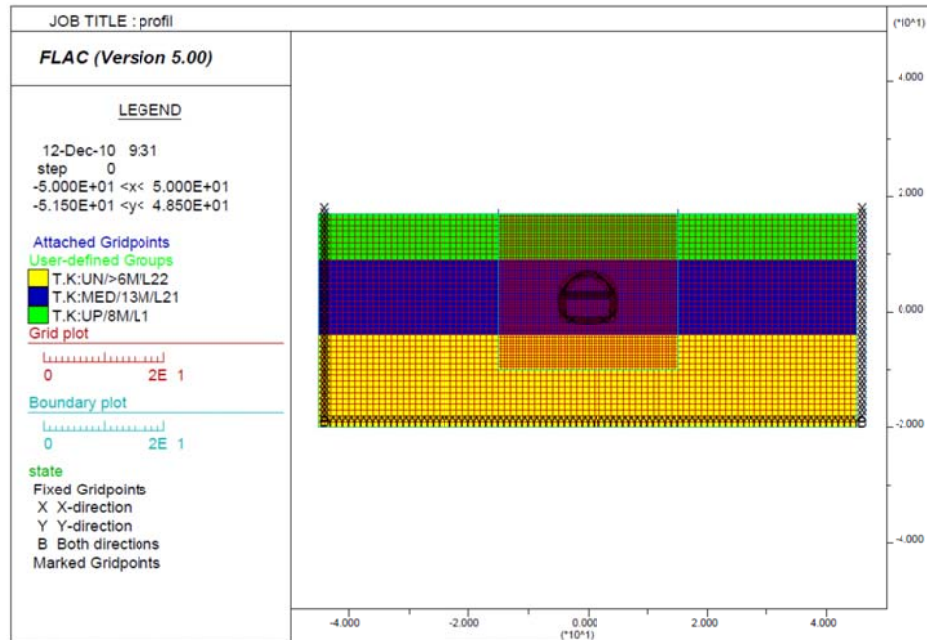
الف: مخته



ب: هند

شک

در شکل (۴-۵) پلات مربوط به مدل با لایه‌های زمین شناسی مقطع مورد مطالعه که مقادیر آن در شکل (۱-۳) کیلومتر از ۲۰۱۰ آمده است نشان داده شده است.

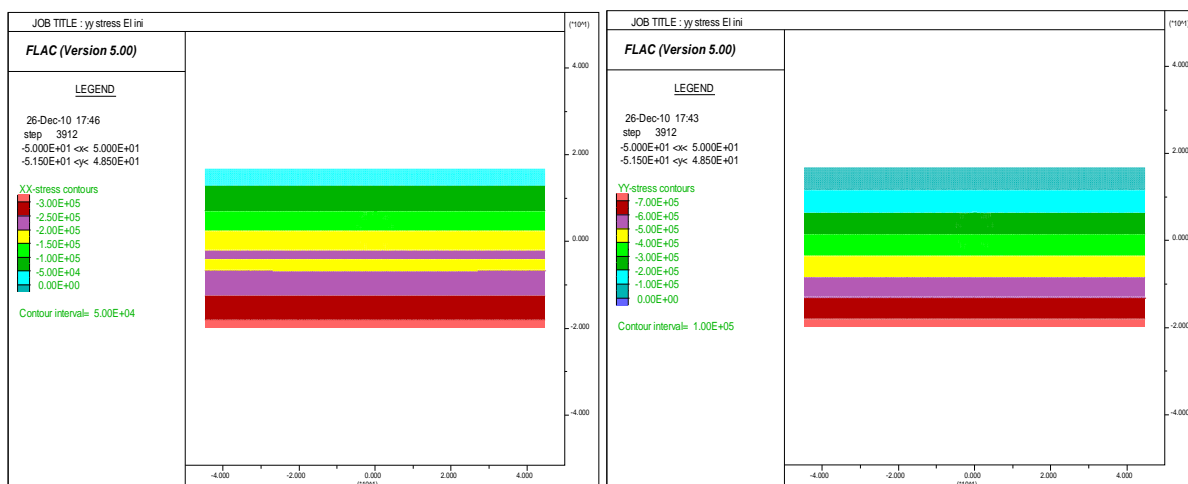


### ۵-۳-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

چندین مدل رفتاری در برنامه *FLAC2D* موجود می‌باشد که بسته به شرایط مسئله می‌توان از یک یا چند نوع آن استفاده کرد. یکی از این مدل‌های رفتاری، مدل پلاستیک موهر-کلمب می‌باشد. این مدل نمایانگر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می‌رسند. این مدل رفتاری در مکانیک خاک و سنگ، برای حالت پلاستیک، مدل مرسومی می‌باشد (Itasca1999). پارامترهای مورد نیاز در مدل پلاستیک موهر-کلمب عبارتند از: جرم حجمی، مدول حجمی، مدول برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک، زاویه اتساع و مقاومت کششی. چنانچه هر یک از این پارامترها تعریف نشوند، برنامه مقدار صفر را برای آن منظور می‌کند.

### ۵-۳-۳- به تعادل رساندن مدل قبل از حفاری

گام اول در حل مدل عددی بر این بوده است تا فرآیند مطابق با روند موجود در طبیعت روی دهد و شرایط مدل نزدیک به واقعیت شبیه‌سازی شود. این عمل برای نشان دادن شرایط تعادل در مدل قبل از حفر تونل‌ها است. در نتیجه لازم است مدل با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی، شرایط مرزی و تنش‌های برجا، قبل از ایجاد حفره حل شود. در این حالت مدل به تعادل اولیه رسیده و شرایط طبیعی زمین را دارا خواهد بود. لذا باید در مرحله بعد جابه‌جائی‌ها در گره‌ها را صفر کرد تا شرایط موجود در طبیعت روی مدل اعمال گردد. در شکل (۵-۵) و (۶-۵) به ترتیب کنتورهای تنش عمودی و تنش‌های افقی با توجه به شرایط مرزی و اعمال شرایط اولیه مشاهده می‌شود. نتیجه تحلیل روش‌های عددی برای نسبت تنش‌ها در حالت برجا برابر ۰/۴۲۸ است. لازم به ذکر است با توجه به گزارشات ژئوتکنیکی، نسبت تنش افقی به عمودی بکار برده شده در تحلیل‌ها برابر ۰/۴۵ در نظر گرفته شده است. مطابقت مقادیر تنش‌هایی که توسط وزن بار توده‌خاک در اعماق مختلف بوجود می‌آید و کنتورهای تنش عمودی، نشان دهنده تحلیل درست برای تنش‌های عمودی است.

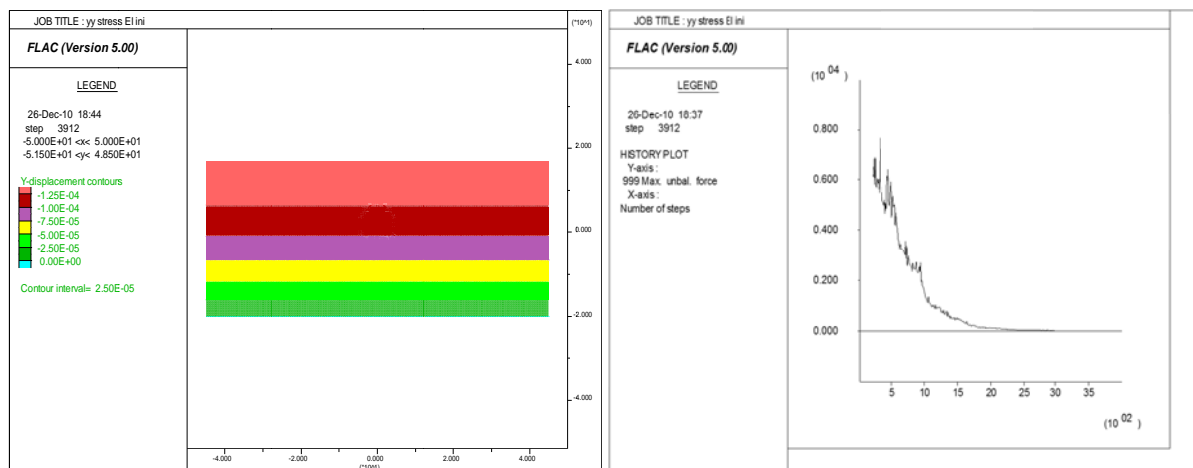


شکل ۵-۶- کنتور تنش‌های افقی قبل از حفاری

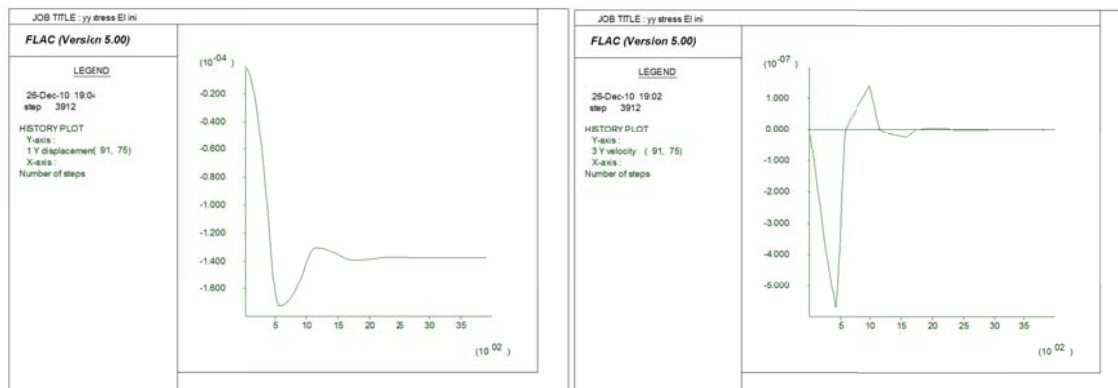
شکل ۵-۵- کنتور تنش‌های قائم قبل از حفاری

گام دوم برای اطمینان از به تعادل رسیدن مدل کنترل تاریخچه نیروهای نامتعادل است. در حالت تعادل، نسبت نیروهای نامتعادل باید کمتر از  $0/001$  باشد. با توجه به شکل (۷-۵) نیروهای نامتعادل در نهایت به صفر میل می‌کند. البته این مقدار به صفر نمی‌رسد ولی باید مقادیر نیروهای نامتعادل کننده بعد از حل مدل در مقابل نیروهای نامتعادل کننده اولیه قابل اغماض باشد.

شرط سوم برای صحت مدل‌سازی کنترل روند میزان جابه‌جایی‌ها در عمق می‌باشد. در شکل (۸-۵) میزان جابه‌جایی‌ها نشان داده شده است. میزان جابه‌جایی‌ها در عمق مدل صفر می‌باشد و این به علت اعمال شرایط مرزی ثابت در مرز می‌باشد.



برای اطمینان از این که جریان پلاستیک در مدل رخ نداده است، باید جابه‌جایی و سرعت گره‌ها را در مدل کنترل کرد. برای این کار از تاریخچه سرعت و تاریخچه جابه‌جایی می‌توان بهره برد. در صورتی که مدل به تعادل میل نماید، باید سرعت در گره‌ها به صفر برسند و جابه‌جایی‌ها ثابت شوند. همان طور که در شکل (۵-۹) و (۵-۱۰) نشان داده شده است مدل در حال تعادل است.



### ۵-۳-۴- حفاری تونل

تخمین نگهداری اولیه مورد نیاز برای پایداری تونل یکی از مسائل مهم در طراحی است. رسم منحنی مشخصه زمین با استفاده از روش عددی تفاضل محدود، تعیین میزان نرخ ناهمجواری از روی پروفیل تغییر شکل طولی<sup>۱</sup> با توجه به رابطه کارانزا- تورس<sup>۲</sup> و اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی ایجاد شده تا قبل از استقرار پوشش اولیه در مدل عددی، می‌تواند مسئله بعد سوم که همان تأثیر گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش اولیه است را در مسائل دو بعدی حل کند (CarranzaTorres, 2000).

در حقیقت منحنی مشخصه زمین نشان دهنده مقدار همگرایی ایجاد شده در تونل در اثر تنش‌های القائی بوجود آمده بعد از ایجاد حفاری، با فرض عدم نصب سیستم نگهداری است، مشروط بر این که تأثیر نگهداری جبهه کار حفاری در مقطع مورد نظر قابل چشم پوشی باشد. این امر با پیشرفت جبهه حفاری نسبت به مقطع مورد مطالعه ایجاد می‌شود.

برای تعیین پوشش اولیه مناسب به منظور حفظ پایداری فضای حفاری شده و کمک به ایجاد تعادل

<sup>۱</sup> - Longitudinal deformation profile

<sup>۲</sup> - Carranza Torres



جدید در زمین از روش همگرایی- همجواری و با کمک نرم افزار *FLAC2D* استفاده شده است. مراحل طراحی پوشش اولیه برای بخش نخست حفاری به ترتیب شامل مراحل زیر می‌باشد (میکائیل، ۱۳۸۶).

#### ۵-۳-۴-۱- تعیین نرخ همگرایی بر حسب فاصله تا جبهه کار

با تعیین همگرایی بر حسب فاصله تونل تا جبهه کار، می‌توان وضع نسبی بارها و جابه‌جائی به دست آمده از پیشروی جبهه کار را مشخص کرد. چشم پوشی از سهم همگرایی که تا لحظه استقرار پوشش به وجود می‌آید، نه تنها منجر به زیاد به حساب آوردن نیروی وارد بر پوشش می‌شود، بلکه تعادل نهایی زمین را هم آن طوری که باید منظور نمی‌کند. رفتار همگرایی تونل بر حسب فاصله جبهه کار را می‌توان در حالت دو بعدی و با کمک معادله کارانزا- تورس که در رابطه (۵-۱) آمده است، به دست آورد. منحنی شکل (۵-۱۱) میزان نرخ همگرایی را بر حسب فاصله تا جبهه کار نشان می‌دهد. با توجه به این که گام حفاری در طرح مورد مطالعه حدوداً ۱/۲ متر می‌باشد، با توجه به رابطه (۵-۱) میزان نرخ همگرایی برابر ۰/۴۲ به دست می‌آید. نرخ همگرایی، نسبت بین جابه‌جایی بوجود آمده تا لحظه استقرار پوشش به جابه‌جائی ماکزیمم در اثر اعمال ترخیص تنش می‌باشد. در نتیجه لازم است میزان کل ترخیص تنش را محاسبه کرد.

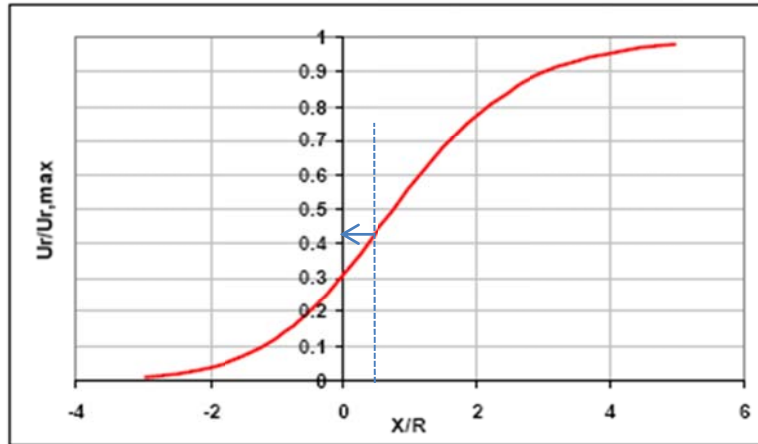
$$\frac{u_r}{u_{\max}} = \left[ 1 + \exp\left(-\frac{x/R}{1.10}\right) \right]^{-1.7} \quad (۵-۱)$$

که در این معادله  $u_r$  مقدار جابه‌جایی در فاصله  $x$  از جبهه کار،  $u_{\max}$  مقدار جابه‌جایی حداکثر،  $x$

فاصله از جبهه کار تونل،  $\frac{u_r}{u_{\max}}$  نرخ همگرایی و  $R$  شعاع تونل را نشان می‌دهد (Carranza Torres

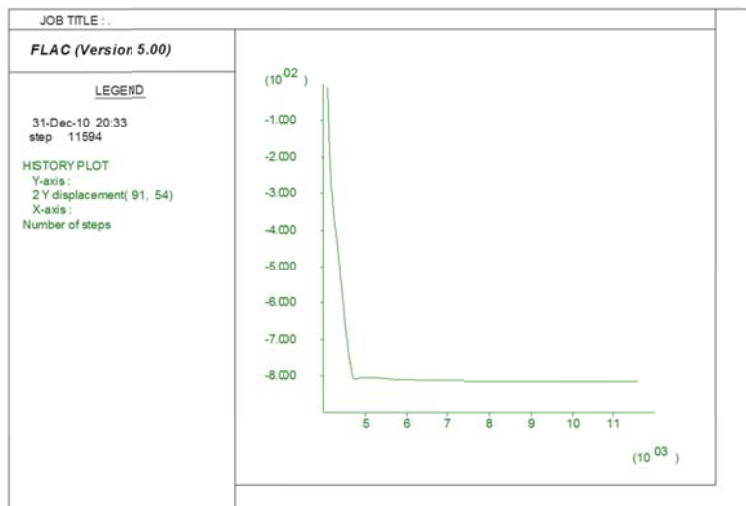
2000). همان‌طور که در نمودار شکل (۵-۱۱) مشاهده می‌شود، مقدار همگرایی ایجاد شده در جبهه

حفاری برابر ۳۰٪ می‌باشد و با دور شدن از آن مقادیر همگرایی افزایش می‌یابد.



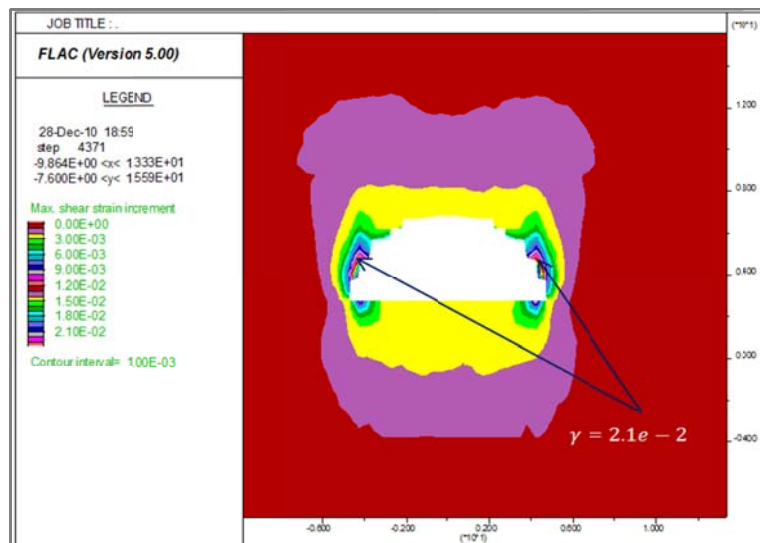
### ۵-۳-۴-۲- آزاد سازی تنش

برای مشخص کردن میزان جابه‌جایی تونل با توجه به گام حفاری لازم است میزان کل جابه‌جایی را محاسبه کرد. در شکل (۵-۱۲) مقدار کل جابه‌جایی ( $u_{MAX}$ ) در اثر ترخیص تنش ۸ سانتیمتر به دست می‌آید. با در نظر گرفتن رابطه (۵-۱) مقدار جابه‌جایی ( $u_r$ ) به ازای گام حفاری ۱/۲ متر، حدوداً برابر ۳/۴۵ سانتیمتر می‌شود.

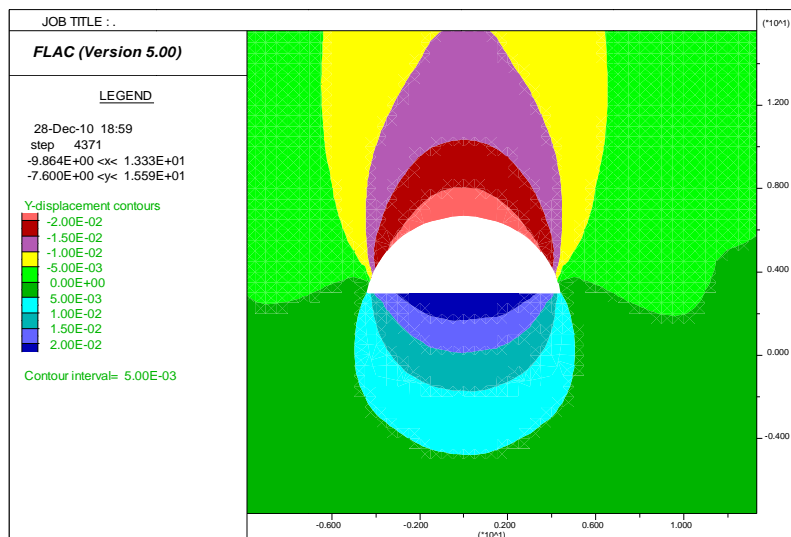


۵-۳-۴-۳- اعمال ترخیص تنش

در این مرحله با اعمال ترخیص تنش‌های محاسبه شده در مرحله قبل، به بررسی پایداری فضای حفاری شده پرداخته می‌شود. شکل (۵-۱۳) و (۵-۱۴) کرنش‌های برشی و جابه‌جائی‌های به وجود آمده در اطراف تونل در اثر اعمال ترخیص تنش را نشان می‌دهند



شکل ۵-۱۳- کرنش برشی ایجاد شده بعد از ترخیص تنش



## ۴-۵- تحلیل پایداری تونل بعد از ترخیص تنش

برای بررسی پایداری تونل بعد از حفر و آزاد سازی تنش و قبل از نصب سیستم نگهداری از رابطه‌ای که توسط ساکورایی در سال ۱۹۸۶ ارائه شد، استفاده شده است. این رابطه کرنش بحرانی ( $\varepsilon_{cr}$ ) در حالت فشاری محصور نشده در اطراف تونل را بر اساس مدول الاستیسیته محیط بیان می‌کند. از آن جا که زمین تحت تنش سه محوره قرار دارد، استفاده از ماکزیمم کرنش برشی برای ارزیابی پایداری تونل منطقی‌تر به نظر می‌رسد. Sakurai و همکارانش در سال ۱۹۹۴ رابطه‌ی (۲-۵) را برای محاسبه کرنش بحرانی در حالت سه محوری ( $\gamma_c$ ) با استفاده از کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده و نسبت پواسون ( $\nu$ ) پیشنهاد کردند (Sakurai, 1997).

$$\gamma_c = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_c \quad (2-5)$$

در این رابطه لازم است ابتدا مفهوم کرنش بحرانی بیان شود.

## ۴-۵-۱- کرنش بحرانی

در ابتدا کرنش بحرانی بر اساس نسبت بین مقاومت فشاری تک محوری و مدول تغییرشکل پذیری به صورت رابطه (۳-۵) تعریف شد (Sakurai S., 1983).

$$\varepsilon_{critical} = \frac{\sigma_c}{E} \quad (3-5)$$

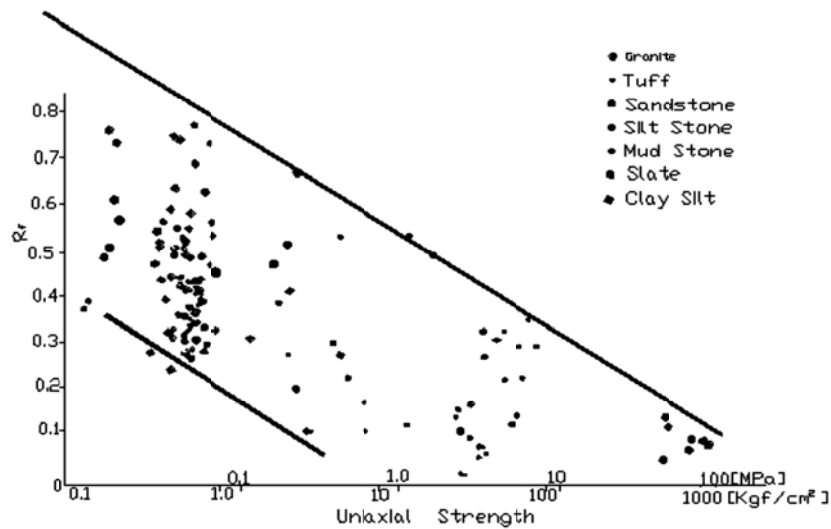
در روش کنترل مستقیم کرنش<sup>۱</sup> (DSCT) ارائه شده در سال ۱۹۸۱ توسط ساکورایی، ابتدا کرنش بحرانی تعیین و سپس پارامتر  $R_f$  (پارامتر نشان دهنده مقاومت شکست که از شکل (۵-۱۵) مقدار آن به دست می‌آید) مشخص می‌شود. سپس با استفاده از رابطه (۴-۵) کرنش شکست تک محوری<sup>۲</sup> ( $\varepsilon_f$ )

<sup>1</sup> Direct Strain Control Techniqu

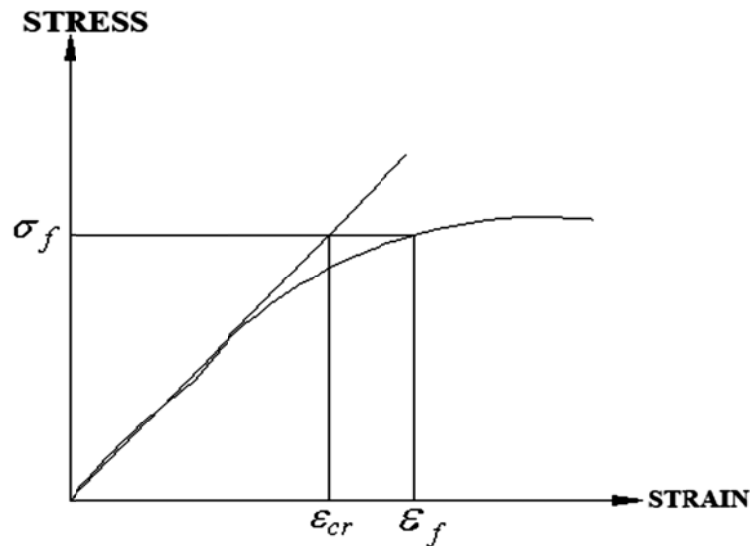
<sup>2</sup> Failure uniaxial Strain

محاسبه می‌شود. با تعیین فاکتور (M) که از روی آزمایشات سه محوره به دست می‌آید، کرنش شکست سه محوره قابل محاسبه است. نکته قابل ذکر آن است که ضریب (M) به شکلی عمل می‌نماید که اثر تنش محصور کننده را در افزایش کرنش شکننده بحرانی لحاظ می‌نماید (Sakurai S., 1983). بایستی توجه نمود که عموماً کرنش بحرانی با کرنش در ناحیه شکست ( $\epsilon_f$ ) تفاوت دارد، اما برای مواد شکننده که در آن‌ها رابطه تنش و کرنش تقریباً خطی است کرنش بحرانی تقریباً برابر با همان کرنش در نقطه شکست در نظر گرفته می‌شود (Sakurai S., 1990). در شکل (۵-۱۶) کرنش بحرانی و شکست نشان داده شده است.

$$\epsilon_f = \frac{\epsilon_{Cr}}{1 - R_f} \quad (۴-۵)$$



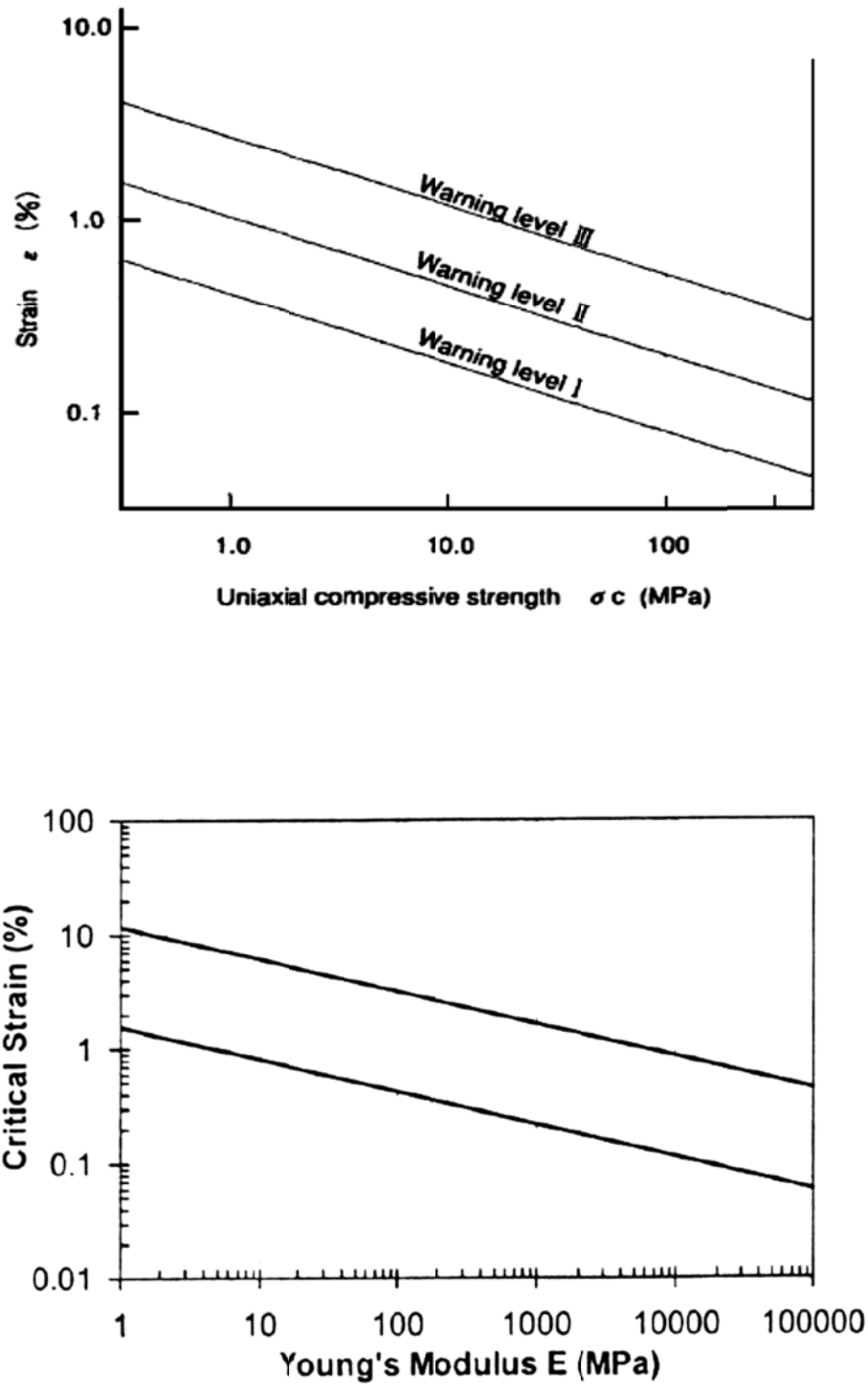
شک



شکل ۵-۱۶-

#### ۵-۴-۲- تراز هشدار خطر (Sakurai S., 1997)

ساکورایی نموداری بر اساس کرنش بحرانی نسبت به مقاومت فشاری تک محوره و مدول تغییرشکل پذیری، که شامل سه تراز هشدار خطر و برای بررسی پایداری تونل‌ها است را پیشنهاد داد. این نمودارها در شکل (۵-۱۷) و (۵-۱۸) نشان داده شده است. بر اساس نمودار ارائه شده، ساکورایی معتقد است زمانی که کرنش‌های ایجاد شده در سازه به سمت تراز هشدار خطر I باشد، تونل هیچ گونه مشکلی از لحاظ پایداری ندارند و تونل‌زنی از هر لحاظ ایمن است. در صورتی تونل‌سازی با مشکل جدی مواجه می‌گردد که کرنش‌های ایجاد شده در سازه به سمت تراز هشدار III میل نماید (Sakurai S., 1997). در چنین شرایطی تونل‌سازی با مشکلات عدیده مواجه گردیده است که می‌توان آثار آن را بروی سیستم نگهداری استفاده شده در تونل‌ها مشاهده نمود.



شکل د

ساکورایی معتقد است که کرنش بحرانی تقریباً مستقل از درزه‌ها، محتوای آب و دما می‌باشد (Singh B., 2006). ساکورایی و آدئوچی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۸ بر اساس مطالعات تجربی انجام گرفته بر روی تونل‌های مختلف ترازهای هشدار خطر را به صورت روابط (۵-۵) ارائه کرده‌اند (Hoek E., 2002).

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85 \quad \text{تراز هشدار خطر III}$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad \text{تراز هشدار خطر II (۵-۵)}$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59 \quad \text{تراز هشدار خطر I}$$

در روابط ارائه شده توسط ساکورایی و آدئوچی، E مدول تغییر شکل پذیری بر حسب کیلوگرم نیرو بر سانتیمتر مربع ( $Kgf/cm^2$ ) و کرنش بحرانی ( $\varepsilon_c$ ) بر اساس درصد می‌باشد. در تراز هشدار خطر I تونل مشکل ناپایداری ندارد. در تراز هشدار خطر III تونل پایداری کوتاه مدت نشان می‌دهد. تراز هشدار خطر II به عنوان مبنای طراحی نگهداری تونل‌های مهندسی پیشنهاد شده است. شکل (۵-۱۹) رابطه بین کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری، پیشنهاد ساکورایی و آدئوچی نشان داده شده است. هوک در سال ۱۹۹۹ مقدار کرنش بحرانی ۰.۲٪ را به عنوان مرز پایداری تونل‌هایی که نیاز به حداقل نگهداری دارند، و ناپایداری تونل‌هایی که بایستی توجهی ویژه نسبت به طراحی نگهداری آن مبذول داشت، پیشنهاد نموده است (Pan X.D., 1988).

### ۵-۴-۳- تحلیل پایداری با استفاده از مفهوم کرنش برشی بحرانی

مقدار حداکثر کرنش برشی حاصل از ترخیص تنش در مقطع مورد مطالعه تا قبل از نصب سیستم نگهداری در شکل (۵-۱۳) نشان داده شده است. برای سنجش پایداری تونل و قرار دادن آن در یکی از ترازهای هشدار، مقادیر کرنش برشی را طبق روابط (۵-۵) و (۲-۵) به دست می‌آوریم. در جدول (۵-۱)

<sup>1</sup> Adaeochi



این مقادیر آمده است.

جدول ۵-۱- مقادیر محاسبه شده کرنش بحرانی توسط روابط ساکورایی

	تراز هشدار خطر	$\varepsilon_C$	$\gamma_C$
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 0.85$	III	2.9e-2	4.01e-2
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 1.22$	II	1.2e-2	1.7e-2
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 1.59$	I	5.4e-3	7.3e-3

$$\gamma_C = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_C$$

همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار کرنش برشی حداکثر بوجود آمده در تونل برابر ۰/۰۲۱ است

که در رده تراز هشدار III قرار می‌گیرد. به این ترتیب طبق رابطه ساکورایی تونل پایدار نیست.

#### ۵-۴-۴- نتیجه گیری

از مشخصه‌های اصلی روش *NATM* به کارگیری رفتار سنجی مداوم حین حفاری و کنترل حرکت لایه‌ها است. این روش به مقاومت ذاتی توده اطراف تونل تأکید دارد که نقش اساسی در نگهداری را ایفا می‌کند. به بیان دیگر از آن جا که سیستم *NATM* براساس رفتارسنجی ضمن اجرا استوار است، لذا تغییر در شیوه اجرا جزء لاینفک این روش می‌باشد.

با توجه به تراز هشدار ساکورایی، با این گام حفاری و مقادیر ژئومکانیکی داده شده تونل پایدار نمی‌ماند. البته در طراحی اولیه نیز که بر اساس پارامترهای ژئومکانیکی مربوط به مطالعات اولیه انجام شده است، این گام حفاری پیش بینی نشده بود. ولی مشاهدات حین حفاری نشان می‌دادند که تونل پایدار است. نتیجه‌ای که از این بحث می‌توان گرفت این است که باید در پارامترهای ورودی تجدید نظر کرد. این کار با استفاده از نتایج ابزار دقیق به کار رفته در تونل انجام می‌شود و با استفاده از روش‌های تحلیل برگشتی سعی در تدقیق پارامترهای ورودی می‌شود. در فصل ۷ این موضوع بررسی می‌شود.

## فصل هشتم

مفاهیم و روش های تحلیل برگشتی

---

## ۶-۱- مقدمه

طراحی سازه در سنگ و خاک به دو طریق انجام می‌گیرد که در عملکرد باهم تفاوت دارند. در روش اول اطلاعات تجربی به دست آمده از آزمایش‌های صحرایی و آزمایش‌های انجام شده در آزمایشگاه به عنوان ویژگی‌های مکانیکی سنگ یا خاک در نظر گرفته می‌شود و سپس براساس این اطلاعات شروع به ساختن سازه می‌کنند، این روش از نظر زمانی برای به دست آوردن پارامترهای مکانیکی سنگ و یا خاک دارای محدودیت می‌باشد. در این روش فرض می‌شود که بعد از طراحی، سنگ همان رفتاری را که در آزمایش‌ها نشان داده، از خود بروز می‌دهد و رفتار سنگ یا خاک منطبق بر همان چیزی است که در طرح آمده است و اگر هم تفاوتی در نوع رفتار موجود در حین ساخت سازه با رفتار سنگ در طراحی دیده شد، تغییری در طرح داده نمی‌شود. به این نوع طرح ریزی، طراحی صلب می‌گویند در این روش هیچ هم‌فکری بین اجراکننده قرارداد و مشاور و طراح پروژه وجود ندارد. با توجه به محدود بودن اطلاعات به دست آمده از آزمایش‌های برجا و آزمایش‌های انجام شده در آزمایشگاه ممکن است در حین انجام پروژه مشکلات پیش بینی نشده‌ای به وجود بیاید. برای جلوگیری از این مسئله طراحان ممکن است راه‌حلهایی درپیش بگیرند که می‌تواند به روش‌های زیر دسته بندی شوند (Sakurai S.k., 1983):

۱- یک فاکتور اطمینان بالا در نظر بگیرند.

۲- شرایط فرضی را در طرح خود اضافه کنند که مشکلات احتمالی به وجود آمده در حین کار را در نظر گرفته باشد.

روش اولی باعث می شود که طرح از نظر اقتصادی دچار مشکل شود و روش دوم نیز غیر مطمئن می باشد.

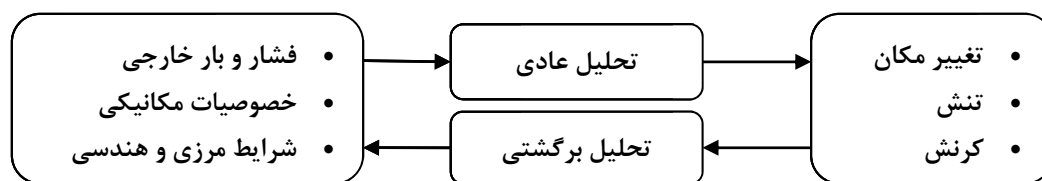
پس برای حل این مسائل باید چه اقدامی را در نظر گرفت؟ در حقیقت جزئیات زمین شناسی به راحتی می توانند روی رفتار سنگی که نوع رفتار آن پیش بینی شده بود تاثیر بگذارند و رفتار آن را به سویی متفاوت از آن چیزی که انتظار می رود هدایت کند. برای جلوگیری از مواردی که گفته شد، روشی توسط ترزاقی و پک (۱۹۴۸) معرفی گردید. این راه حل به روش های مشاهده ای معروف گردید که در کارهای عظیم ژئوتکنیک و ساخت سدها و تونل ها به کار برده می شود. این روش نیاز به همکاری نزدیک مشاور و اجرا کننده طرح دارد و باید سیستم اندازه گیری در سازه برپا گردد. حال می توان با توجه به نصب این دستگاه ها، رفتار سنگ یا خاک را در حین ساخت سازه و بعد از آن مشاهده کرد. می توان اطلاعات به دست آورده شده در حین ساخت را باداده های به دست آمده از آزمایش ها مقایسه کرد و هر نوع تفاوتی بین آنها را تشخیص داد و پارامترهای مربوط به سنگ یا خاک را با توجه به این اختلافات تصحیح کرد. این امر باعث می شود که اندازه گیری و برداشت جدیدی از سنگ و یا خاک به دست بیاید. این نوع روش طراحی را روش انعطاف پذیر می نامند.

## ۲-۶- تحلیل برگشتی و تحلیل معمولی

تحلیل برگشتی معمولاً به عنوان روشی تعریف می شود که می تواند پارامترهای کنترل کننده یک سیستم را از تحلیل رفتار خروجی آن سیستم تعیین کند. در مسائل تحلیل برگشتی مربوط به مکانیک سنگ، شرایط فشارها مانند بارهای خارجی و خصوصیات مکانیکی سنگ ها مثل مدول الاستیسیته، نسبت

پواسون، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، از روی جابه‌جایی‌ها، کرنش‌ها و فشارهای اندازه‌گیری شده در طول اجرای پروژه و پس از آن محاسبه می‌شوند (Hudson J.A., 1992).

این روند محاسبات در حقیقت عکس روند تحلیل معمولی است، زیرا در تحلیل معمولی شرایط تنش و خصوصیات مکانیکی محیط جزء داده‌های ورودی برای محاسبه جابه‌جایی و تنش به شمار می‌روند، به همین دلیل این تحلیل را برگشتی می‌نامند (بید گلی م، ۱۳۸۳). ارتباط بین تحلیل معمولی و برگشتی در شکل (۶-۱) نمایش داده شده است.

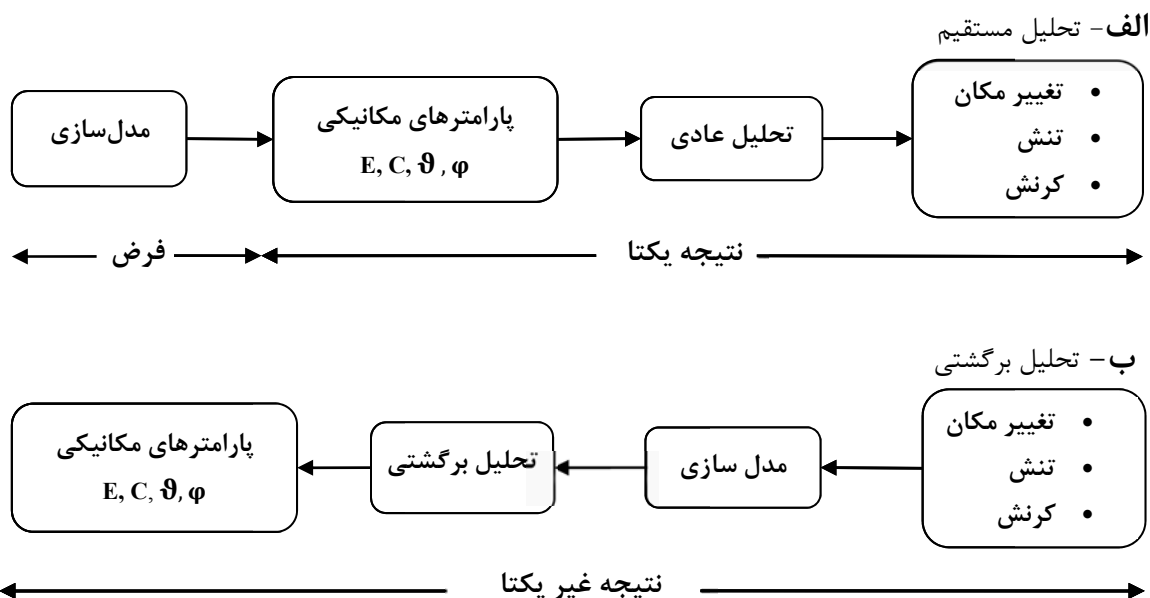


شکل ۶-۱- ارتباط تحلیل معمولی و برگشتی (Sakurai S., 1993)

باید تاکید کرد که تحلیل برگشتی روند ساده‌ی عکس تحلیل معمولی نیست، زیرا به خصوص در مورد مدل کردن سنگ‌ها فرضیات پایه ممکن است متفاوت باشند. این امر به خصوص در مدل‌سازی می‌تواند کاملاً متفاوت باشد. در تحلیل معمولی یک مدل مکانیکی معمولاً بطریقی که بتواند نماینده رفتار سنگ باشد (مثلاً الاستیک، الاستوپلاستیک، ویسکوپلاستیک و...) ساخته می‌شود. وقتی این مدل ساخته شد، مقادیر ثوابت مکانیکی مدل را می‌توان از آزمایش‌های آزمایشگاهی و یا برجا تعیین کرد. این مقادیر به عنوان اطلاعات ورودی تحلیل معمولی برای محاسبه مقادیر جابه‌جایی، تنش و کرنش مورد استفاده قرار می‌گیرد و باید توجه کرد که این روش منجر به دست آمدن جواب یگانه‌ای برای مدل فرض شده، خواهد شد. از طرفی دیگر در تحلیل برگشتی جابه‌جایی‌ها، کرنش‌ها و مقادیر فشار ابتدا از اندازه‌گیری برجا به دست می‌آیند و سپس یک مدل مکانیکی برای محیط فرض می‌شود. ثوابت مکانیکی مدل و نیروهای خارجی از روی مقادیر قرائت‌های صحرایی و به صورت برگشتی تعیین می‌شود. دیده می‌شود که مقادیر به دست آمده در این روش بستگی شدیدی به مدل فرض شده برای محیط دارد. به طور مثال اگر

یک مدل الاستیک برای رفتار محیط حفاری در نظر گرفته شود، مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون محاسبه خواهند شد در صورتی که مدل الاستوپلاستیک فرض شده باشد، علاوه بر این دو، مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ نیز محاسبه خواهند شد. بنابراین دیده می شود که با در نظر گرفتن مدل های متفاوت و به ازای مقادیر ورودی یکسان، نتایج مختلفی به دست خواهد آمد (Sakurai S., 1993).

تفاوت بین تحلیل برگشتی و معمولی در شکل (۶-۲) نمایش داده شده است. در این شکل دیده می شود که در تحلیل معمولی، به دست آمدن نتایج واحد حتمی است و این حتی در حالتی که رفتار واقعی سنگ و مدل یکسان نیستند نیز اتفاق خواهد افتاد، اما در مورد تحلیل برگشتی واحد بودن نتایج حتمی نیست و این به آن علت است که مدل پس از جمع آوری اطلاعات ورودی در نظر گرفته می شود.

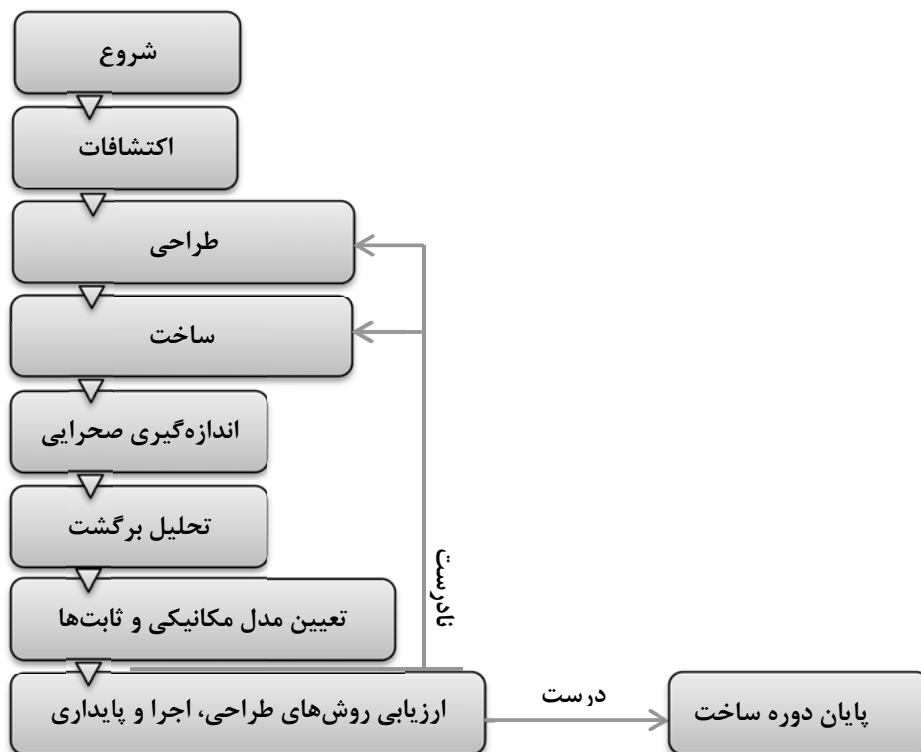


شکل ۶-۲- مقایسه بین تحلیل عادی و تحلیل برگشتی (Sakurai S., 1993)

برای به دست آوردن نتایج واحد از یک تحلیل برگشتی باید دقت زیادی اعمال شود تا مدل انتخاب شده نماینده رفتار واقعی محیط باشد. بنابراین مدل سازی در تحلیل برگشتی از اهمیت بیشتری نسبت به تحلیل معمولی برخوردار خواهد بود. باید تاکید کرد که در صورت امکان نباید یک مدل ثابت را برای

محیط در نظر گرفت، بلکه باید مدل را نیز به صورت برگشتی از اطلاعات اندازه گیری شده برجا به دست آورد.

هدف نهایی تحلیل برگشتی کمک به روش طراحی و ساخت همزمان در طی دوران اجرای یک سازه است. مراحل بررسی پایداری یک ساختار و مناسب بودن روش های طراحی و اجراء در شکل (۳-۶) نمایش داده شده است. با در نظر گرفتن بحث بالا درباره ارتباط بین تحلیل برگشتی، اندازه گیری های برجا و روش طراحی و اجرای هم زمان پروژه براحتی قابل مشاهده است که آنالیز برگشتی باید در کنار فرایند اجرا انجام گیرد. با این دیدگاه، تحلیل برگشتی کاملاً با تحلیل معمولی که قبل از فاز اجرای پروژه انجام می شود متفاوت است (Sakurai S., 1993).



## ۶-۳- سابقه علمی موضوع

آغاز استفاده از روش تحلیل برگشتی<sup>۱</sup> در مسائل مختلف مهندسی سنگ و خاک را می توان از دهه ۱۹۷۰ دانست. Kavanagh (۱۹۷۳) یک فرمول نویسی برگشتی بر اساس اجزاء محدود پیشنهاد کرد که با استفاده از جابه جایی و کرنش اندازه گیری شده، امکان محاسبه ثابت های مواد را برای هر نوع ماده اعم از همگن، همسان گرد و ناهمسان گرد فراهم می سازد. مشکل عمده روش از آن جا ناشی می شود که جابه جایی ها و کرنشی های اندازه گیری شده دارای پراکندگی باشند، در این صورت روش هرگز همگرا نمی شود.

Gioda (۱۹۷۵) شکل اصلاح شده ای از الگوریتم Kavanagh را پیشنهاد نمود که در آن با استفاده از تراکم الاستیک و روش حداقل مربعات، می توان مدول حجمی و برشی را به صورت برگشتی محاسبه نمود. در این الگوریتم برای به دست آوردن ثابت های مواد نیز اندازه گیری جابه جایی به تنهایی کافی است. با این وجود جهت شناسایی شرایط بارگذاری به همراه ثابت های مواد علاوه بر جابه جایی، اندازه گیری مقادیر بارگذاری و فشار نیز ضروری خواهد بود. به همین منظور یک روش عمومی و منحصر به فرد جهت محاسبه بازگشتی پارامترهای بارگذاری توسط Gioda و Jurina فرمول نویسی و ارائه شد.

Takeuchi و Sakurai (۱۹۷۷) یک الگوریتم تحلیل برگشتی را بر اساس روش برگشتی فرمول بندی نمودند. این روابط با استناد به داده های حاصل از تعداد معدودی اندازه گیری جابه جایی، با فرض موادی همگن و دارای رفتار الاستیک خطی قادر به تعیین توزیع کرنشی در اطراف تونل می باشد.

در سال ۱۹۷۹، Abe و Sakurai یک روش طراحی را برای تعیین ابعاد بازکننده های زیرزمینی که بر پایه جابه جایی های اندازه گیری شده در جریان حفاری پایلوت و تونل های آزمایشی حفر می شوند، ارائه نمودند (Gioda, G. 1986).

<sup>۱</sup> - Back analysis



Cividini و همکارانش در سال ۱۹۸۱، روش هایی را برای تحلیل برگشتی بر اساس فرمول بندی برگشتی و مستقیم ارائه دادند و این طور نتیجه گیری نمودند که روش مستقیم بر حداقل کردن توابع خطا استوار است و ممکن است روشی قابل ترجیح باشد. آن ها همچنین در سال ۱۹۸۵ اعلام کردند که با اندازه گیری همگرایی در مراحل مختلف احداث فضاهای زیرزمینی و نیز به کمک روش مستقیم می توان ثابت های تابع زمان مواد را تعیین کرد (Shang, Y.J. 2002).

در ۱۹۸۹، Young و Sterling با استفاده از روش های المان مرزی یک روش تحلیل برگشتی منحصر به فرد برای تعیین تنش های برجا و خواص الاستیک توده سنگ پیشنهاد نمودند. تحلیل برگشتی تنش های برجا در یک ماده با رفتار غیر خطی نیز توسط Zhang و همکارانش فرمول بندی شده است. Sakurai و همکارانش در سال ۱۹۹۸ مدل رفتاری کلی توده سنگ که برگرفته از آزمایش های برجا بود، را مطرح کردند. همچنین آن ها در سال ۲۰۰۳ مقایسه ای بین روش های مختلف تحلیل برگشتی با روش های موجود انجام داده و روش های مفید که از درجه اعتبار و دقت کافی در تحلیل برگشتی برخوردارند، را پیشنهاد نمودند. از جمله این روش ها که Shag و Hao (۲۰۰۲) نیز آن را مطرح کردند، استفاده از تحلیل برگشتی هوشمند در تخمین پارامترهای مکانیکی توده سنگ است (شکرزاده م، ۱۳۸۲).

#### ۴-۶- انواع روش های تحلیل برگشتی

در فرآیند مهندسی، با دو گروه از انتخاب ها مواجه هستیم، گروه اول مربوط به روش های مدل سازی و گروه دوم مربوط به مقادیر عددی داده های ورودی می باشد. با این که انتخاب های صورت گرفته در زمینه مدل سازی کاملاً وابسته به تجربه و قضاوت مهندسی هستند، ولی انتخاب پارامترهای ورودی کاملاً بستگی به اطلاعات موجود از سیستم حقیقی دارد. در برخی موارد این اطلاعات ضعیف تر از آن هستند که بتوان داده های ورودی را به طور کامل و دقیق تعیین نمود. برای غلبه بر این مشکل می توان از

اندازه‌گیری‌های صحرایی در طی مراحل اولیه ساخت با استفاده از تحلیل برگشتی استفاده کرد. روش‌های گوناگونی جهت تحلیل برگشتی در مهندسی سنگ و خاک توسعه یافته که از مسائل الاستیک ساده تا مسائل پیچیده غیر خطی را شامل می‌شود (Mckinnon, S.D. 2001).

به طور کلی روش‌های تحلیل برگشتی را می‌توان به دو دسته معکوس<sup>۱</sup> و مستقیم<sup>۲</sup> تقسیم بندی نمود. تقسیم بندی دیگر در بین روش‌های تحلیل برگشتی را می‌توان به صورت روش‌های قطعی و روش‌های احتمالاتی بیان نمود.

#### ۶-۴-۱- تحلیل برگشتی معکوس

در تحلیل برگشتی معکوس نیازی به فرمول‌بندی تحلیل تنش به حالت عکس وجود ندارد، بلکه معادلات حاکم بر مساله تحلیل تنش عکس می‌شوند تا کمیت‌های مجهول در آن که همان اندازه‌گیری‌های موجود هستند به صورت داده‌های ورودی ظاهر گردند و در مقابل، مقادیری که در تحلیل تنش، معلوم در نظر گرفته می‌شوند، مثل مدول الاستیسیته به صورت گروه مجهولات ظاهر شوند. باید توجه داشت که تعداد سنجش‌های برجا باید بیشتر از تعداد پارامترهای مجهول باشد تا این که در دستگاه معادلات، تعداد مجهولات کمتر از تعداد معادلات شوند. لیکن مشکل عمده در روش معکوس، دستیابی به یک راه حل پایدار از لحاظ عددی برای مقادیر شدیداً پراکنده اندازه‌گیری شده (که در مسائل مهندسی سنگ و خاک امری عادی است) می‌باشد. همچنین در صورت به کارگیری این روش در مسائل غیرخطی مشکلاتی بروز می‌نماید (Akutagawa, S.D. 2006).

این روش به دلیل عدم نیاز به تکرار و در نتیجه کاهش زمان محاسبه، در کاربردهای مهندسی جایگاه ویژه‌ای پیدا نموده است. از آن جایی که روش‌های این گروه نیازمند معکوس نمودن معادلات حاکم

<sup>۱</sup>- Inverse Approach

<sup>۲</sup>-Direct Approach

بر مسئله تحلیل تنش می باشند، می بایستی روش های متفاوتی را برای مسائل مختلف تحلیل برگشتی با درجه بندی بکار برد، چرا که شیوه حل این روش ها بستگی به خصوصیات به کار رفته در روش مدل سازی و پارامترهایی که باید به طور برگشتی محاسبه شوند، دارند (Zhifa Y., 2000).

#### ۶-۴-۱-۱- تحلیل برگشتی ثابت های الاستیک مبتنی بر اجزاء محدود

این روش مبتنی بر روش اجزاء محدود پیشنهادی کاواناگ برای تحلیل برگشتی مدول الاستیک است و از الگوریتم حداقل مربعات برای تعیین مقدار بهینه پارامترهای مجهول استفاده می کند. با داشتن جابه جایی و معادلات و منحنی های به دست آمده می توان ماتریس سختی و سپس مدول بالک را محاسبه کرد.

این روش نیاز به ایجاد رابطه ای خطی بین ماتریس سختی هر المان  $[K^e]$  و خصوصیات مواد مجهول دارد. این روش در مواد ایزوتروپیک با توصیف رفتار الاستیک بر حسب مدول بالک و مدول برشی (جای مدول یانگ و نسبت پواسون) به آسانی صورت می گیرد (Jason J., 2006).

$$[K^e] = K [K^e]_k + G [K^e]_G \quad (۲-۶)$$

که در آن :

$[K^e]_k$  ماتریس صلبیت حجمی المان e ام

$[K^e]_G$  ماتریس تفاضلی المان e ام

با در نظر گرفتن رابطه (۲-۶) در حالت کلی می توان ماتریس سختی مدل اجزاء محدود را به شکل رابطه (۳-۶) نوشت:

$$[K] = \sum_{i=1}^{2n} [K_i] \quad (۳-۶)$$

به طوری که  $n$  تعداد مواد مختلف ( $2n$  تعداد پارامترهای الاستیک مجهول) و  $K_i$  ماتریس سختی

مجموع است که در آن همه پارامترها صفر هستند به استثنای پارامتر  $\lambda$  که مقدار یک دارد. حال فرض کنید که  $m$  مولفه تغییر مکان از نقاطی در سیستم واقعی که توسط یک توزیع بار مشخص ایجاد شده است، اندازه گیری شده و این نقاط منطبق بر گره هایی روی شبکه المان محدود باشند. بنابراین دستگاه معادلات خطی توصیف کننده رفتار مدل عددی را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [u_1] \\ [u_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{F}_1 \\ \mathcal{F}_2 \end{bmatrix} \quad (4-6)$$

به طوری که بردار  $[u_1]$  تمامی مولفه های تغییر مکان اندازه گیری شده را در خود جمع کرده و  $\mathcal{F}_1$  و  $\mathcal{F}_2$  بردار نیروهای گرهی هستند. رابطه (3-6) را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

$$[U_2] = [K_{22}^{-1}]([\mathcal{F}_2] - [K_{21}][u_1]) \quad (5-6)$$

اگر ماتریس  $Q$  را به صورت زیر تعریف کنیم:

$$[K_{12}][K_{22}^{-1}] = [Q] \quad (6-6)$$

آنگاه:

$$([K_{11}] + [Q][K_{21}])[u_1] = [\mathcal{F}_1] - [Q][\mathcal{F}_2] \quad (7-6)$$

با در نظر داشتن روابط (3-6) و (7-6) می توان رابطه زیر را ارائه کرد:

$$\sum_{i=1}^{2n} P_i [\gamma_i] = [\mathcal{F}_1] - [Q][\mathcal{F}_2] \quad (8-6)$$

به طوری که:

$$[\gamma_i] = ([K_{11}]_i - [Q][K_{21}]_i)[U_1] \quad (9-6)$$

ماتریس سختی در رابطه (8-6) با تفکیک ماتریس  $[K_i]$  به حالت مشابه رابطه (3-6) تعیین گردیده

است. پارامترهای الاستیک مجهول به  $2n$  بردار  $P$  گروه بندی می شوند و بردارهای  $[\gamma_i]$  به ماتریس  $[R]$  که

یک ماتریس  $m \times 2n$  است.

$$[R] = [r_1 \ r_2 \ \dots \ r_{2n}] \quad (10-6)$$

رابطه (10-6)، رابطه (11-6) را نتیجه می دهد:

$$[R][P] = [F_1] - [Q][F_2] \quad (11-6)$$

دستگاه معادلات رابطه (11-6) تنها هنگامی جواب دارد که تعداد معادلات (تعداد تغییر مکان های اندازه گیری شده) برابر یا بیش از تعداد پارامترهای الاستیک مجهول باشد. به این نکته باید توجه کرد چنین شرطی برای به دست آوردن جواب معنی دار از مسئله تحلیل برگشتی لازم بوده ولی کافی نیست. در حقیقت برای تعیین مقادیر صحیح پارامترهای مجهول می بایستی که اندازه گیری های موجود، نیازهای مختلف را برآورد سازد. از این رو رعایت نکات زیر ضروری است:

الف) خطای اندازه گیری ها باید به اندازه کافی کوچک باشد.

ب) پارامترهای مجهول بایستی تاثیر محسوسی برکمیت اندازه گیری شده داشته باشند. این امر مهندس را به انتخاب دقیق پارامترهای اندازه گیری ملزم می کند.

با این فرض که در رابطه (11-6) تعداد داده ها بیش از تعداد مجهولات باشد و اندازه گیری هایی با کیفیت خوب در دسترس قرار گیرد، می توان از روش حداقل مربعات استفاده نمود و دستگاه معادلات غیرخطی زیر را به دست آورد. توجه شود که ماتریس ضرایب  $[R]$  بستگی به ماتریس  $[Q]$  و بردار مجهول  $[P]$  دارد.

$$[R]^T [R][P] = [R]^T ([F_1] - [Q][F_2]) \quad (12-6)$$

دستگاه فوق را می توان با یک روند تکراری ساده حل نمود که در هر مرحله نیاز به عکس نمودن درایه  $[K_{22}]$  از ماتریس سختی کلی رابطه (6-5) می باشد. به طوری که در انتهای هر تکرار بر اساس پارامترهای مشخص شده، مقدار آن تعیین می شود.

## ۶-۴-۱-۲- تعیین خواص مکانیکی توده‌های سنگی درزه دار با آنالیز برگشتی

اساس این روش که توسط تسوشیاما<sup>۱</sup> ارائه شده است، مطابق تئوری مکانیک شکست می‌باشد. در این روش ابتدا تانسور شکست برای توده‌سنگ درزه‌دار تعیین می‌شود. این روش، رفتار سنگ را الاستیک خطی و محیط را ایزوتروپ فرض می‌کند. مدول الاستیسیته و نسبت پواسون معلوم فرض می‌شود. این روش برای توده‌سنگ‌های درزه دار مناسب می‌باشد و با آنالیز برگشتی جابه‌جائی‌ها و بارهای اندازه‌گیری شده، خواص مکانیکی توده‌سنگ درزه دار به دست می‌آید. این روش مناسب فضاهائی است که در چند مرحله حفر می‌شوند. می‌توان جابه‌جائی‌ها و عکس‌العمل توده‌سنگ را در مراحل بعدی پیش بینی نمود (Kaisar P.K., 1998).

## ۶-۴-۱-۳- تعیین مقاومت توده‌سنگ و شعاع ناحیه پلاستیک با استفاده از داده‌های همگرایی

با توجه به این که اگر سنگ حالت الاستیک داشته باشد همگرایی در فاصله ۲ یا ۳ برابر قطر فضای زیر زمینی، از سینه کار منظور می‌شود و اگر رفتار سنگ پلاستیک باشد این فاصله ۳ تا ۱۰ برابر قطر فضای زیر زمینی افزایش می‌یابد، با استفاده از داده‌های همگرایی سنج، منحنی‌های جابه‌جایی بر حسب فاصله از سینه‌کار رسم می‌شود (Tanimoto C., & Fujiwara T., 1998). با استفاده از این منحنی می‌توان شعاع ناحیه پلاستیک را با تقریب خوبی به دست آورد. همچنین با معلوم بودن مقاومت فشاری تک محوری سنگ و زاویه اصطکاک داخلی، مقاومت نهائی توده‌سنگ با استفاده از معیار هوک و براون قابل ارزیابی است. در نتیجه در این روش داده‌های ورودی، همگرایی اندازه‌گیری شده، مقاومت فشاری تک محوری و زاویه اصطکاک داخلی سنگ بوده و هدف به دست آوردن شعاع ناحیه پلاستیک، مقاومت نهائی توده‌سنگ در نقطه شکست و بار وارد شده به سیستم نگهدارنده می‌باشد.

---

<sup>1</sup>-Tsuchiyama

تحلیل برگشتی تنش‌های اولیه مبتنی بر اجزاء محدود (Sakurai S., 1993)، تحلیل برگشتی فشار زمین<sup>۱</sup> (Jason J., 2006)، تعیین چگونگی توزیع فشار روی سیستم نگهداری فضای زیرزمینی با استفاده از تحلیل برگشتی (Gioda, G. 1985) و آنالیز برگشتی الاستیک برای تعیین مدول الاستیک و بارهای ناشی از حفاری که توسط هیستاکا<sup>۲</sup> ارائه شده است (Hisatake M., 1986)، نیز جزء روش‌های تحلیل برگشتی معکوس هستند.

### ۶-۴-۲- تحلیل برگشتی مستقیم

فرمول‌بندی بکار رفته در روش مستقیم همانند تحلیل تنش عادی است. اساس روش مستقیم بر مبنای بهینه‌سازی با استفاده از تکرار استوار است. در این حالت مسئله تحلیل معکوس با استفاده از رابطه کمینه‌سازی طوری حل می‌شود که مقادیر آزمایشی پارامترهای مجهول در الگوریتم تحلیل تنش، منجر به حداقل شدن اختلاف بین مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسبه شده، می‌شود.

مزایای این روش عبارتند از (Sigh, Bhawani, Goel, Rajnish K., 2006):

- آن را می‌توان بدون نیاز به اطلاع از ریاضیات پیچیده برای مسائل غیر خطی به کار برد.
- الگوریتم‌های استاندارد برنامه‌سازی مانند Simplex و Rosenbrock برای آن قابل کاربرد است.
- قابلیت استفاده سریع از آن برای زمانی که با داده‌های فراوانی سرو کار داریم فراهم می‌آورد.

### ۶-۴-۲-۱- روش سیمپلکس<sup>۳</sup> (چند ضلعی انعطاف پذیر)

یک چند ضلعی در فضای  $n$  بعدی از پارامترهایی که بایستی ارزیابی شوند (متغیرهای آزاد)، مجموعه‌ای از  $n+1$  نقطه یا راس است. به طوری که  $n$  بردار از یک نقطه به نقاط دیگر مستقل خطی

<sup>۱</sup>- Eearth Pressure

<sup>۲</sup>-Hisatake

<sup>۳</sup>-Simplex Approach

باشند. با انتخاب یک چند ضلعی یعنی  $n+1$  مجموعه از پارامترهای آزمایشی مناسب، تابع خطا در هر رأس تعیین می‌شود. رأسی که دارای بیشترین خطا است توسط مرکز رئوس دیگر منعکس می‌شود. اگر خطای مربوط به رأس انعکاس یافته نسبت به خطای سایر رئوس کوچک باشد، رأس خطای حداکثر توسط رأس انعکاس یافته جایگزین می‌شود و فرآیند با این جایگزینی ادامه می‌یابد. در غیر این صورت آزمایش‌های دیگری انجام می‌گردد که یا به کاهش خطای میانگین چند ضلعی منجر شود و یا فرآیند حداقل نمودن قطع گردد (اعصاری م، ۱۳۸۴).

#### ۶-۴-۲-۲- الگوریتم روزنبرک<sup>۱</sup>:

این روش در رده روش‌های جستجوی مستقیم قرار می‌گیرد. ساده ترین روند از این نوع، شامل اجرای حداقل نمودن تابع خطا نسبت به هر متغیر است که طی آن متغیرهای باقی مانده ثابت نگه داشته می‌شوند. این روش‌ها تنها زمانی کارآمد است که برهم کنش اندکی بین متغیرها وجود داشته باشد. تابع خطا تقریباً به موازات یک محور، گودی نشان می‌دهد. این امر مبنای روش روزنبرک را مشخص می‌کند، که در آن کاهش خطا بر اساس حرکت در راستای محوری قابل تغییر، انجام می‌گیرد و در هر گام سعی می‌شود جهت کلی فرورفتگی به دست آمده و اولین محور در گام بعدی در این راستا انتخاب شوند (Gioda G., 1985).

#### ۶-۴-۲-۳- روش پاول<sup>۲</sup>:

این شیوه روشی جدیدتر و پیشرفته‌تر است که در حالت جستجوی مستقیم از مزایای عملی روش ترکیب گرادیان بهره می‌برد. هنگامی که یک نقطه در فضای متغیرهای آزاد از محدوده‌ای فراتر می‌رود، تابع خطا مقدار بزرگی را به خود می‌گیرد و در نتیجه روش حداقل سازی به طور خودکار به مسیر بهینه

<sup>۱</sup>-Rosenbrock

<sup>۲</sup>-Powell



در ناحیه محتمل باز می‌گردد (Gioda G., 1985).

### ۶-۴-۳- تحلیل برگشتی به روش قطعی<sup>۱</sup> و احتمالاتی<sup>۲</sup>

روش‌های قطعی را می‌توان هنگامی که اندازه‌گیری‌ها با دقت بالا صورت گرفته یا هنگامی که ساختار ریاضی روش نسبت به خطای احتمالی که ممکن است داده‌های ورودی را تحت تأثیر قرار دهد پایدار باشد، به کار برد. در مقابل، کاربرد روش‌های احتمالاتی هنگامی است که عدم اطمینان در ثبت اندازه‌گیری‌های صورت گرفته، تأثیر قابل توجهی در نتایج محاسبات داشته باشد. از آن جا که اندازه‌گیری‌های صحرایی به عنوان داده‌های ورودی تحلیل برگشتی محسوب می‌شوند، لذا در حالت کلی این اندازه‌گیری‌ها تحت تأثیر خطاهایی قرار می‌گیرند که وابسته به ماهیت کمیت‌های اندازه‌گیری شده (تغییر مکان، کرنش، فشارهای منفذی)، مشخصات وسیله اندازه‌گیری و شرایط موجود در محل هستند. این خطاها تأثیر انکار ناپذیری در نتایج تحلیل برگشتی داشته و گاهاً ممکن است منجر به محاسبه مقادیری در تحلیل شوند که تفاوت زیادی با مقادیر واقعی داشته باشند. این تأثیر کاملاً به خصوصیات مسئله و روش بکاررفته در حل آن وابسته است. بنابراین تحلیل برگشتی قابل قبول تنها زمانی انجام می‌شود که اندازه‌گیری‌ها با دقت بالا، توسط ابزاری مناسب در اختیار تحلیل‌گر قرار گیرد. با این وجود در بسیاری از موارد مقادیری در دسترس است که تحت تأثیر عوامل مختلف، دارای خطا هستند. آشکار است که در این حالت تعیین کمی خطای داده‌های ورودی بر دقت پارامترهای محاسبه شده تأثیر قابل توجهی خواهد داشت. در روش‌های تحلیل برگشتی احتمالاتی، امکان در نظر گرفتن خطای اندازه‌گیری‌ها در محاسبات وجود دارد. عموماً این روش‌ها بر مبنای آمار پیشرفته ایجاد شده‌اند و انجام تحلیل‌های آماری با این روش‌ها معمولاً نیاز به یک متخصص آمار دارد (Gioda G., 1985).

<sup>۱</sup>-Stable

<sup>۲</sup>- Probabilistic

از جمله این روش ها می توان به موارد زیر اشاره نمود (Oreste, P. 2005).

#### ۶-۴-۳-۱- روش بیزین<sup>۱</sup>

روش بیزین جزء روش های آماری به شمار می رود که برای اولین بار در سال ۱۹۸۷ در زمینه مهندسی سازه و ژئوتکنیک ارائه شد. جنبه شاخص این روش در آن است که می توان اطلاعات اولیه را از پارامترهای مجهول، همزمان با اندازه گیری صحرایی به دست آورد. این اطلاعات می تواند شامل تخمین هایی از پارامترهای مجهول بر اساس قضاوت های مهندسی باشند. این امر موجب می شود که روند تحلیل برگشتی سیری منطقی را طی کند و طراح اطلاعاتی را که بر اساس تجربه، از مسائل مشابه به دست آورده است در روند تحلیل وارد نماید. در واقع روش تحلیل برگشتی بیزین اطلاعات اولیه و اطلاعات حاصل از اندازه گیری ها را ترکیب نموده و در به دست آوردن بهترین تخمین از پارامترهای مجهول به کار می رود. اگر بتوان حدس اولیه ای از پارامترها را فرمول بندی نمود در این صورت می توان روش تحلیل برگشتی بیزین را هنگامی که پارامترهای مجهول بیش از تعداد اندازه گیری برجا باشد نیز به کار برد (Panet M., Gunet A., 1982).

#### ۶-۴-۳-۲- روش فیلتر کالمن<sup>۲</sup>

ابتدا از این روش برای تعیین پارامترهای تحکیم خاک استفاده شد و سپس یک الگوریتم تکرار پذیر برای آن در نظر گرفته شد که با استفاده از آن مدول الاستیسیته تحت شرایط بارگذاری به دست می آمد. فیلتر کالمن یک روش قوی است که امکان در نظر گرفتن خطای اطلاعات اولیه در تحلیل برگشتی یا همان خطاهای اندازه گیری در آن وجود دارد. حل مسائل دوبعدی کرنش صفحه ای با اجزا محدود نوعی از فرمول بندی فیلتر کالمن است (Kalam R.E, 1960).

<sup>۱</sup>-Bayesian

<sup>۲</sup>-Kalman Filter

## ۶-۴-۴- تحلیل برگشتی مستقیم با به کارگیری روش بهینه سازی

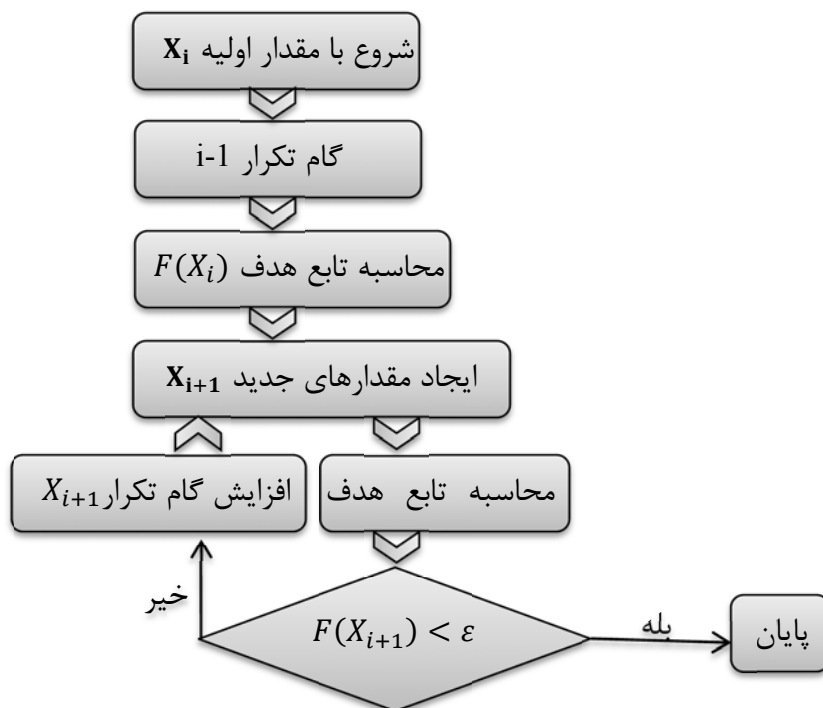
یکی از روش های مناسب پیشنهاد شده برای تحلیل برگشتی روش جستجو مستقیم می باشد. روش جستجو مستقیم، روش بهسازی بدون محدودیت می باشد (Joan Y.S., Yang H.S., 2004). از میان روش های بهسازی موجود که در روش جستجو مستقیم به کار می رود روش تک متغیره، تک متغیره جایگزین و روش جستجوی الگویی می باشد. با بررسی های انجام شده توسط یانگ و جئون مشخص گردیده است، روش تک متغیره و روش تک متغیره جایگزین مقدار پارامترهای طراحی (خصوصیات مکانیکی سنگ محیط) را صرف نظر از مقدار اولیه آنها به طرز موفقیت آمیزی جستجو می نمایند، در حالی که روش جستجوی الگویی در بعضی موارد با شکست مواجه می شود (Joan Y.S., Yang H.S., 2004). روش بهینه سازی بر مبنای کمینه کردن تابع خطای زیر که به نام تابع هدف نامیده می شود استوار است.

$$Error = \frac{\sum_{k=1}^N [u_k - u_k^*]^2}{\sum_{k=1}^N u_k^*} \quad (13-6)$$

در معادله (۱۳-۶)  $u_k$  و  $u_k^*$  به ترتیب مقدار اندازه گیری شده و مقدار محاسبه شده در نقطه  $i$  می باشند.  $N$  تعداد نقاط اندازه گیری شده می باشد. شکل (۴-۶) طرح کلی روش بهینه سازی تکرار را نمایش می دهد. مقدار اولیه که برای پارامتر مجهول  $X_i$  به کار می رود، مقداری است که معمولاً برای تحلیل معمولی به کار می رود. متعاقباً تابع هدفی که توسط معادله (۱۳-۶) ارائه گردید که کنترل می شود که آیا به حد مجاز همگرا می شود یا خیر. در صورتی که تابع هدف به حد مجاز همگرا شود، گام تکرار متوقف خواهد شد و در غیر این صورت بعد از اصلاح پارامترها توسط روش بهینه، گام تکرار تا همگرایی شرط مذکور ادامه خواهد یافت. یانگ و جئون با مطالعات خود در این زمینه تابع برگشتی برای محاسبه مقدار جدید  $X_i$ ، به صورت معادله (۴-۶) ارائه نمودند:

$$X_{i+1} = X_i + \lambda_i^* \cdot S_i \quad (۱۴-۶)$$

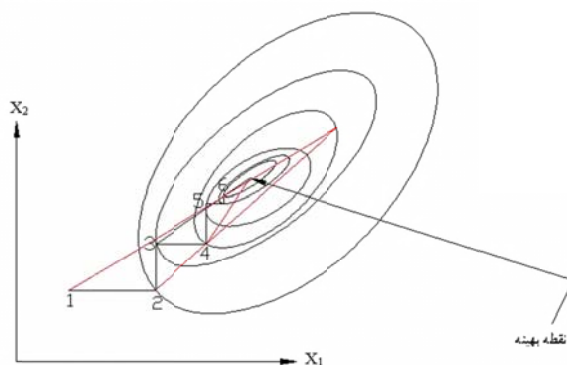
در معادله فوق  $\lambda_i^*$  فاصله گام و  $S_i$  امتداد جستجو می باشد. فاصله گام به صورت نسبت کمیت محاسبه شده به اندازه گیری شده و امتداد جستجو نیز مطابق با روش استفاده شده تعریف می گردد.



#### ۶-۴-۴-۱- روش جستجوی تک متغیره

شکل (۵-۶) فرایند جستجویی را که طی آن نقطه هدف توسط روش جستجوی بهینه به دست می آید را نشان می دهد. نقاط ۱ و ۲ و ۳ نقاط متوالی هستند که توسط روش تک متغیره به دست آمده اند. جستجو برای نقطه بهینه در امتداد موازی با جهات محورهای مختصات می باشد. در این روش فقط یک متغیر، تغییر می کند و با ایجاد یک سری توالی از تخمین های بهبود یافته از آن متغیر، نقطه بهینه را جستجو می نماید. با شروع کردن از نقطه مرجع  $X_i$  در  $i$  تکرار و با ثابت نگه داشتن  $n-1$  متغیر، مقدار متغیر آغارین تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله از تغییر یک مقدار جدیدی برای  $X_{i+1}$  حاصل می شود. این

جستجو در جهت جدید ادامه پیدا می‌کند. این جهت جدید با تغییر دادن هر یک  $n-1$  متغیری که تکرار قبلی ثابت شده بودند به دست می‌آید. روند جستجو با در نظر گرفتن یک به یک هر یک از جهت‌ها ادامه پیدا می‌نماید. بعد از این که همه  $n$  جهت جستجو شدند اولین چرخه کامل شده است. بنابراین تمام فرآیند بهینه سازی متوالی تکرار شده است. این روند تا زمانی که تابع هدف به مقدار حدی نزدیک شود ادامه پیدا می‌نماید (Joen Y.S., Yang H.S., 2004). در واقع می‌توان گفت که سعی در کمینه نمودن تابع خطا در امتداد یکی از مولفه‌های اصلی را دارد.



شکل ۶

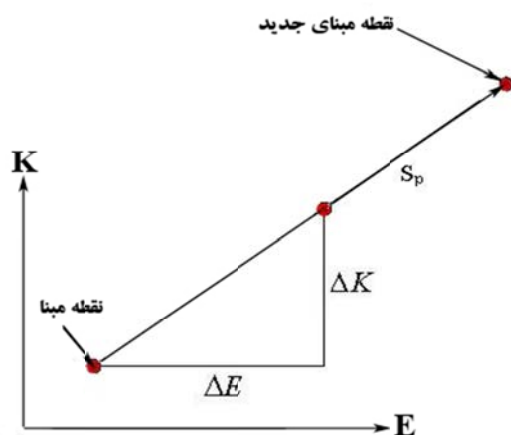
#### ۶-۴-۲- روش جستجوی الگویی

روش جستجوی الگویی، مفهوم تعمیم یافته‌ای از روش تک متغیره می‌باشد. روش کار آن بدین صورت است که با به کار بردن  $n$  گام تک متغیره و سپس جستجو کردن برای نقطه بهینه در امتداد جهت  $S_p$  که توسط رابطه زیر معرفی شده است، می‌باشد.

$$S_p = X_i - X_{i-n} \quad (۱۵-۶)$$

$X_i$  نقطه به دست آمده در پایان  $n$  گام تک متغیره و  $X_{i-n}$  نقطه آغازین قبل از به کار بردن  $n$  گام تک متغیره می‌باشد. جهتی که توسط معادله (۱۵-۶) تعریف شده است به عنوان جهت الگو نامیده

می‌شود. شکل (۶-۶) طرح اولیه از روش جستجوی الگویی را با این فرض که هدف جستجوی مقدار مدول الاستیسیته  $E$  و نسبت تنش افقی به قائم  $(K)$  باشد، را با این الگوریتم نشان می‌دهد (H.S.,2004 Joen Y.S., Yang).



شکل ۶-۶

#### ۶-۴-۴-۳- روش جستجوی تک متغیره جایگزین

روش تک متغیره جایگزین یک روش بسیار پیشرفته‌ای است. روش این الگوریتم به این صورت است که  $n$  گام تک متغیره و  $n$  متغیر توامان با یکدیگر تغییر می‌کنند. در واقع فرآیندی است که طی آن با تغییر همزمان  $n$  متغیر تا زمانی که تابع هدف به مقدار حد مجاز همگرا شود ادامه پیدا می‌کند (Joen Y.S., Yang H.S.,2004).

#### ۶-۴-۴-۶- بهینه سازی با روش حداقل مربعات

اساس این روش مبتنی بر حداقل نمودن تفاوت موجود بین اندازه‌گیری صحرائی و محاسبه شده از مدل عددی است. در عمل می‌توان تابع خطای  $\varepsilon$  را برای توصیف تفاوت ذکر شده طبق رابطه (۶-۱۶)

بکار برد.

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^n (U_{mi} - U_{pi})^2 \quad (16-6)$$

که  $U_{mi}$  مقادیر اندازه گیری شده و  $U_{pi}$  مقادیر پیش بینی شده از مدل عددی هستند. واضح است که می توان این تعریف را به شکل های دیگری مانند قدر مطلق تفاضل حداکثر در رابطه (۱۶-۶) بیان نمود. در این رابطه تابع خطا وابسته به مقدار  $U_{pi}$  حاصل از مدل عددی خواهد بود و مقادیر  $U_{pi}$  بستگی به پارامترهای  $[P]$  دارد که می بایستی از تحلیل برگشتی محاسبه شوند. در نتیجه تحلیل برگشتی برای تعیین مجموعه ای از پارامترهای  $[P]$  جهت حداقل نمودن خطای  $\varepsilon$  یا به بیان دیگر تعیین مجموعه ای از پارامترها که به ازای آن ها مدل عددی بهترین تقریب را از سیستم واقعی نتیجه دهد انجام می گیرد. در حالت کلی خطای به دست آمده توسط رابطه (۱۶-۶) تابعی غیر خطی و پیچیده از پارامترهای مجهول می باشد و روشی تحلیلی برای آن نمی توان بیان نمود. بنابراین الگوریتم حداقل این رابطه بایستی با توابع غیرخطی همخوانی داشته باشد و نیازی به ارزیابی تحلیلی گرادیان تابع نداشته باشد. این الگوریتم ها روش هایی تکراری اند که فرآیند حداقل نمودن را تنها با تخمین های متوالی تابع خطا انجام می دهند (Oreste p., 2005).

#### ۶-۴-۵- تحلیل برگشتی هوشمند<sup>۱</sup>

این روش از سال ۱۹۹۱ با کارهایی که لی و هائو در زمینه هوش مصنوعی انجام داده اند بوجود آمده است (Li, Shihui, et al, 2002). این روش با به کار بردن روش اجزا مرزی یک روش تحلیلی برگشتی مستقیم بر مبنای آزمون و خطا، و تحت نظر دانش متخصص بر مبنای تحلیل های مکانیکی می باشد. این روش شامل شیوه های مختلفی است که از پرکاربردترین برنامه هایی که در تحلیل برگشتی

<sup>۱</sup>-Intelligent Back Analysis

هوشمند وجود دارد شکل گرفته است. در این مورد می توان به برنامه کامپیوتری BMP90 اشاره نمود. این برنامه از روش تحلیل بر مبنای موارد مشابه (PTA) استفاده می نماید. روش تحلیل بر مبنای مشابه برای مواردی که اطلاعات کاملی از پروژه های تونل سازی که در گذشته انجام شده و اطلاعات آن با دقت بالا جمع آوری و نگهداری می شود به کار می رود (Li, Shihui, et al, 2006)

اصول روش تحلیل برگشتی هوشمند، شامل یک زیر برنامه کامپیوتری برای کنترل زیر برنامه کامپیوتری دیگر که شامل روش تحلیل عددی برای پردازش داده ها و پس خوراند داده های جدید است، می شود. این روش نیازمند دانش متخصص و قوانین حاکم بر خصوصیات ژئومکانیکی می باشد. و در نهایت این که طی دو فرآیند ذکر شده منجر به محاسبه جابه جایی در نقاط رفتارسنجی و مطابقت تدریجی آن با داده های ثبت شده و نزدیک تر شدن این دو پارامتر، یعنی داده های به دست آمده از تحلیل برگشتی و داده های ثبت شده از ابزار رفتار نگاری می گردد.

می توان گفت که تحلیل برگشتی در این روش، نه تنها بستگی به تحلیل های مکانیک سنگی دارد، بلکه وابستگی شدیدی به تجربه متخصص نیز دارد. به عبارت دیگر تحلیل های مکانیک سنگ و روش هوش مصنوعی با استفاده از برنامه BMP90 ادغام شده اند. شکل (۶-۷) روند این برنامه را نشان می دهد.

لازمه استفاده از روش تحلیل برگشتی هوشمند این است که باید داده های بسیاری از مکان های مختلف در اختیار مهندس طراح باشد تا بتواند تحلیل برگشتی مناسب را بین مشاهدات انجام شده در محل با مشاهداتی که در موارد مشابه انجام شده، از قبیل وضعیت زمینی که قرار است در آن فعالیتی آغاز گردد، وضعیت سیستم نگهداری موجود با سیستم های نگهداری مشابه، ابزارهای استفاده شده و مواردی از قبیل حفر و ... در اختیار داشته باشد. در صورتی که این ابزار فراهم گردد و بتوان موارد مشابه بسیاری را با مدل مورد نظر تطبیق داد، در آن صورت طبق نظر شیپویی لی که این روش را با سایر روش های تحلیلی برگشتی مقایسه نموده است، به مزیت های این روش به صورت زیر می توان اشاره کرد:

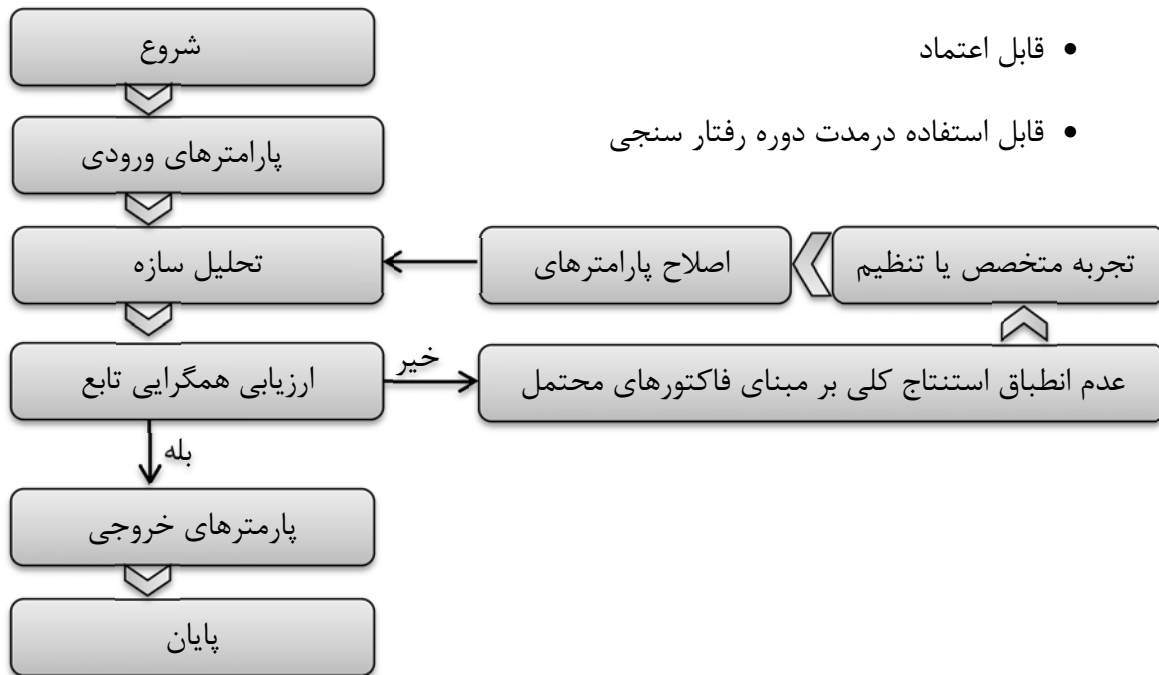


(Li, Shihui, et al, 2006).

• استفاده سریع و هوشمند

• قابل اعتماد

• قابل استفاده در مدت دوره رفتار سنجی



## ۶-۵- نتیجه گیری

تحلیل برگشتی برای حل مسایل مرتبط با رفتارنگاری به صورت مستقیم و معکوس به وجود آمده است. در بسیاری از موارد به علت محدودیت در ارتباط با حل مسائل، از تحلیل برگشتی مستقیم استفاده می‌نماییم. ویژگی تحلیل برگشتی مستقیم در این است که نیاز به فرمول‌بندی پیچیده ندارد و علاوه بر آن الگوریتم استاندارد برنامه‌نویسی برای آن موجود می‌باشد. تحلیل برگشتی با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی از جمله روش‌های تحلیل برگشتی مستقیم می‌باشد. ویژگی جالب توجه این روش‌ها کاستن تعداد محاسبات در تحلیل برگشتی است، که کمک بسیاری در روند جستجوی پارامترهای بهینه می‌نماید. در فصل هفتم با استفاده از الگوریتم جستجوی تک متغیره، پارامترهای اصلی طراحی که توسط آنالیز حساسیت به دست آمده اند، محاسبه می‌شود.

فصل ہفتم

تخلیل برکشی متروی خط ۲ کرج

---

## ۷-۱- مقدمه

به منظور غلبه بر مشکلاتی که در حین احداث سازه‌های زیر زمینی وجود دارد، اندازه‌گیری‌های صحیابی به منظور کنترل رفتار سازه صورت می‌گیرد. علت این امر علاوه بر ارزیابی پایداری سازه‌ها تحلیل مجدد داده‌های ورودی زمین‌شناسی و ژئومکانیکی است که در ارزیابی طراحی به‌کار گرفته شده‌اند. این بررسی مجدد می‌تواند به نحوی صورت پذیرد که ناسازگاری‌های بین رفتار واقعی سازه‌ها و رفتار پیش بینی شده به حداقل برسد و در صورت لزوم طراحی انجام شده و روش اجرا به‌منظور دستیابی به طرح مناسب تغییر یابد (Sakurai S., Takeuchi K., 1983). امروزه روش تحلیل برگشتی با استفاده از رایانه‌های با پردازش بالا و برنامه‌های کامپیوتری پیشرفته به عنوان ابزار مفید در حین احداث سازه و کنترل رفتار سنگ و ارائه موثر برای تحکیم آن می‌باشد (Sakurai S., 1993).

همان‌طور که در فصل پنجم عنوان شد، با توجه به پارامترهای ورودی تونل پایدار نمی‌ماند، اما روش NATM نشان می‌دهد که تونل پایدار است. این مطلب ما را به سوی استفاده از نتایج رفتار سنجی برای تصحیح پارامترهای طراحی می‌کشد. در این فصل ابتدا با انجام آنالیز برگشتی بر روی پارامترهای طراحی سعی در پیدا کردن مهمترین پارامترهای تأثیر گذار در رفتار خاک هستیم. در ادامه با استفاده از تحلیل برگشتی مستقیم، روش الگوریتم جستجوی تک متغیره در صدد تصحیح پارامترها بر می‌آییم.

## ۷-۲- انتخاب روش

از بین روش‌های تحلیل برگشتی که در فصل ششم ارائه شدند برای تحلیل برگشتی طرح مورد مطالعه با توجه به ویژگی‌هایی از قبیل مدل رفتاری، مقطع سازه، روش حفر و نگهداری به‌کار رفته در این پروژه از روش تحلیل برگشتی مستقیم استفاده می‌شود. از ویژگی‌های روش مستقیم این است که نیاز به حل معادلات پیچیده ندارد و همچنین با امکاناتی که در نرم افزار متناسب با محیط انتخاب شده وجود دارد، سعی در مدل‌سازی به شرایط واقعی مسأله شده است. اما باید توجه داشت که حجم محاسبات با روش تحلیل مستقیم بالاست. از ویژگی قابل توجه روش مستقیم که امروزه متداول شده و تا حدودی حجم محاسبات را کاسته است، استفاده از روش‌های بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم جستجوی تک متغیره به منظور ارزیابی پارامترهای کنترل‌کننده اصلی طراحی استفاده می‌شود.

## ۷-۳- آنالیز حساسیت و شناسایی پارامترهای معلوم و مجهول

برای اطمینان از یکتایی جواب‌ها در تحلیل برگشتی و افزایش سرعت تحلیل، پارامترهایی بایستی شناسایی شوند که دارای شرایط زیر باشند (Zhang LQ., et al., 2006).

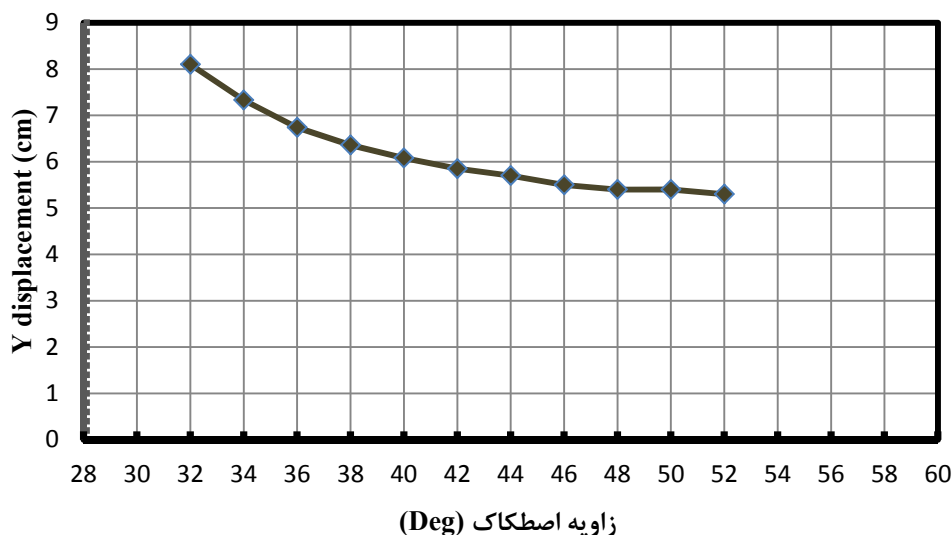
- پارامترهای انتخاب شده اثر بیشتری بر روی تحلیل پایداری فضاها داشته باشند.
- پارامترهایی انتخاب شوند که به دست آوردن آنها از طریق روش‌های دیگر مشکل باشد.
- تعداد پارامترهای مجهولی که به راحتی شناسایی می‌گردند، کاهش پیدا نمایند.

در تحلیل برگشتی پارامترهایی که بیشترین تغییرات را به وجود می‌آورند انتخاب می‌شوند. از طرفی تعداد آزمایش‌های انجام شده و میزان اعتماد به نتایج آن‌ها در انتخاب پارامترهای مجهول تاثیر خواهد داشت (Zhang LQ. et al., 2006).

### ۷-۳-۱- آنالیز حساسیت زاویه اصطکاک داخلی

در این قسمت سعی شده با تغییر در مقادیر زاویه اصطکاک داخلی خاک میزان حساسیت این پارامتر را در همگرایی و رفتار توده خاک پس از حفاری به دست آورد. برای این کار، تنها پارامتر زاویه اصطکاک داخلی خاک را تغییر می‌دهیم و مابقی پارامترهای تاثیر گذار در رفتار خاک را ثابت در نظر می‌گیریم. نتایج این تحلیل در شکل (۷-۱) نشان داده شده است

آنالیز حساسیت زاویه اصطکاک ( $\phi$ )



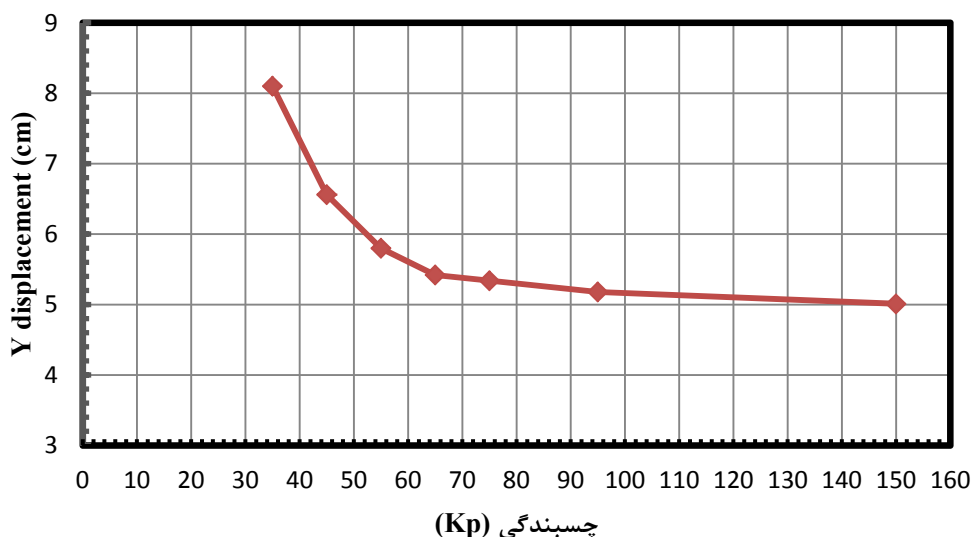
شکل ۷-۱- نمودار آنالیز حساسیت زاویه اصطکاک.

همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، تغییرات میزان جابه‌جایی به ازای افزایش مقادیر زاویه اصطکاک ناچیز است. مقدار جابه‌جایی با افزایش زاویه اصطکاک از حد ۴۴ درجه بسیار کمتر می‌شود. از طرفی دیگر با توجه به آزمایش‌های متعددی که در فصل دوم آمده است می‌توان تا حدود زیادی به مقادیر زاویه اصطکاک به دست آمده از آن اعتماد کرد. در نتیجه می‌توان با کمی اغماض از این پارامتر برای تحلیل برگشتی صرف نظر کرد و آن را به عنوان پارامتر معلوم برای محاسبه پارامترهای مجهول دیگر در نظر گرفت.

### ۷-۳-۲- آنالیز حساسیت پارامتر چسبندگی

پارامتر دوم برای انجام آنالیز برگشتی در نظر گرفته شده چسبندگی خاک است. در این قسمت با تغییر در مقادیر چسبندگی، تأثیرات آن را بروی میزان جابه‌جایی و همگرایی تونل بعد از حفاری بررسی می‌کنیم. در شکل (۷-۲) نتایج تحلیل نشان داده شده است.

آنالیز حساسیت چسبندگی (c)



شکل ۷-۲- نمودار آنالیز حساسیت چسبندگی

با

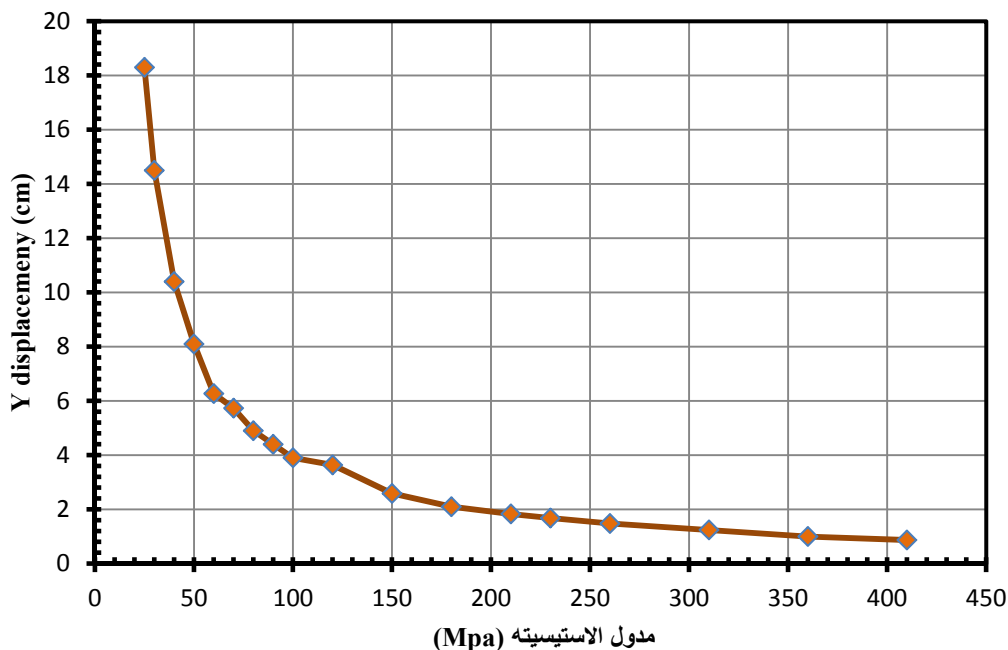
توجه به نمودار، مشاهده می‌شود با تغییر مقادیر چسبندگی تغییرات زیادی در جابه‌جایی دیده نمی‌شود. با افزایش پارامتر چسبندگی تا مقادیر بالاتر و حدود  $400 \text{ kPa}$  تغییری در مقادیر جابه‌جایی دیده نشد. همان‌طور که در مورد زاویه اصطکاک نیز بیان شد، نتایج این پارامتر هم با توجه به آزمایش‌های انجام شده تا حدود زیادی قابل اطمینان است.

با توجه به مباحث بیان شده دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به عنوان پارامترهای معلوم برای تحلیل برگشتی در نظر گرفته می‌شوند.

### ۳-۳-۷- آنالیز حساسیت مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته یکی از مهمترین پارامترهای کنترل کننده در رفتار تغییرشکل پذیری توده خاک است. تحلیل برگشتی مدول الاستیسیته از لحاظ ماکروسکوپی بیان کننده رفتار تغییرشکل پذیری یک حجم از توده خاک تحت شرایط باربرداری<sup>۱</sup> است (Zhang LQ., et al., 2006). در این قسمت با تغییر در مقادیر مدول الاستیسیته و بررسی جابه‌جایی‌های اتفاق افتاده سعی در پی بردن به میزان حساسیت پایداری در مقابل این پارامتر داریم. در شکل (۳-۷) نمودار تغییرات نشان داده شده است.

آنالیز حساسیت مدول الاستیسیته (E)



شکل ۳-۷- نمودار آنالیز حساسیت مدول الاستیسیته

همان‌طور که در نمودار مشاهده می‌شود مقادیر جابه‌جایی دیواره تونل حساسیت زیادی نسبت به تغییرات مدول الاستیسیته دارد. این تغییرات با افزایش مقدار مدول الاستیسیته همچنان ادامه پیدا می‌کند. در نتیجه با توجه به بازه تغییرات این پارامتر و همچنین نداشتن دید روشنی از آن به عنوان

<sup>۱</sup>-Unloading Condition

پارامتر اول برای تحلیل برگشتی استفاده می‌شود.

### ۷-۳-۴- آنالیز حساسیت نسبت تنش‌ها

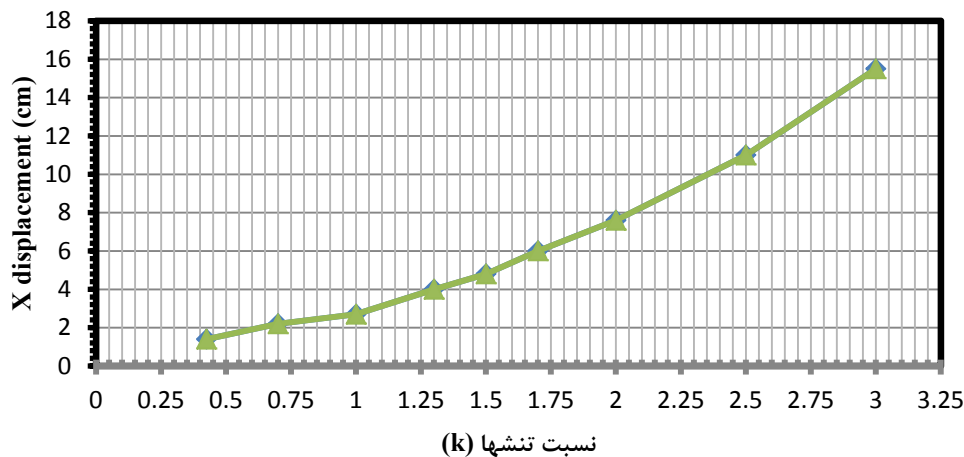
به طور کلی در برنامه‌های عددی که در ژئومکانیک متداول شده، پارامترهای ورودی به دو دسته کلی خصوصیات توده‌خاک و شرایط تنش منطقه‌ای تقسیم می‌شوند. انتخاب مدل رفتاری مناسب اهمیت بسیاری در تحلیل برگشتی دارد. با توجه به مدل رفتاری انتخاب شده در تحلیل برگشتی مستقیم و آزمایش‌های انجام شده برای پارامترهای معلوم مقدار واقعی که نتایج آزمایش‌ها می‌باشد، انتخاب می‌گردد (Zhang LQ. et al., 2006). در این پروژه با توجه به تحلیل حساسیت انجام شده از بین پارامترهای خصوصیات توده‌خاک، پارامتر مدول الاستیسیته انتخاب شده است. با توجه به نمودارهای همگرایی ارائه شده در فصل چهارم مشاهده می‌شود که میزان جابه‌جایی دیواره‌های تونل و جابه‌جایی سقف تا حدود زیادی به هم نزدیک هستند، در صورتی که نتایج مدل‌سازی توسط نرم افزار *FLAC2D* نشان می‌دهد که جابه‌جایی سقف تونل بیشتر از جابه‌جایی دیواره‌ها است. در نتیجه باید در پارامتر  $k$  یعنی نسبت تنش‌ها تجدید نظر شود. با در نظر گرفتن این موضوع که در این پروژه، آزمایش‌های برجا برای محاسبه نسبت تنش‌ها انجام نشده است، در نتیجه می‌بایست این پارامتر به طور دقیق مورد بررسی قرار گیرد. مقدار پارامتر نسبت تنش‌ها با توجه به مطالعات ژئوتکنیک منطقه ۰/۴ در نظر گرفته شده است (شرکت مهندسی هگزا).

از میان تنش‌های سه‌بعدی جزء تنش افقی عمود بر محور بازگشایی زیر زمینی، به این علت که بیشترین تأثیر را بر پایداری سازه می‌گذارد از اهمیت بیشتری برخوردار هستند (Zhang LQ., et al., 2006). در این قسمت میزان جابه‌جایی دیواره‌ها با تغییر مقادیر نسبت تنش‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.



همان‌طور که در شکل (۴-۷) مشاهده می‌شود، مقادیر جابه‌جایی‌های افقی دیواره تونل با افزایش مقادیر نسبت تنش‌ها افزایش می‌یابد. در قسمت بعد با استفاده از تحلیل برگشتی مستقیم سعی در تدقیق پارامترهای ورودی مجهول داریم.

### آنالیز حساسیت نسبت تنشها



شکل ۴-۷- آنالیز حساسیت پارامتر نسبت تنشها

## ۴-۷- تحلیل برگشتی جابه‌جایی‌ها برای دستیابی به مدول تغییرشکل و

### نسبت تنش‌های افقی به قائم

در این روش جستجو دو پارامتر تعیین کننده یعنی مدول تغییرشکل پذیری و نسبت تنش‌های افقی به قائم با انجام تحلیل برگشتی مستقیم قابل دستیابی است. ویژگی جالب توجه این روش این است که الگوریتم استفاده شده در این روش نقطه بهینه را صرف نظر از مقدار اولیه به راحتی جستجو می‌نماید (Joen Y.S., Yang H.S., 2004). نقطه شروع برای جستجو پارامترهای مورد نظر، پارامترهایی که وضعیت بحرانی دارند و در آنالیز حساسیت پیشنهاد شدند، در واقع مقادیری هستند که در تحلیل‌های اولیه تخمین زده شده‌اند. این به این معنی است که با انتخاب پارامترهای ضعیف کمترین ضریب ایمنی برای

پایداری سازه بایستی قائل شد. البته بایستی به این نکته توجه نمود که ممکن است نقطه شروع، نقطه مناسبی برای تحلیل انتخاب نشود، در چنین مواردی تابع خطا معرفی شده در رابطه (۶-۱۰) جهت جستجو را مشخص می‌نماید. در واقع در این روش هدف کمینه نمودن تابع خطا معرفی شده است. نقطه شروع برای جستجو، پارامترهایی است که در طراحی اولیه مترو به منظور ارزیابی پایداری از آن‌ها استفاده شده است.

بدین منظور نقطه شروع برای تعیین مدول تغییرشکل و ضریب تنش افقی برای استفاده از الگوریتم جستجوی تک متغیره به ترتیب مقادیر  $0/4$  و  $50\text{MPa}$  است.

#### ۷-۴-۱- بررسی روند آنالیز برگشتی

در این مرحله برای انجام مقایسه درست بین نتایج ابزار دقیق و همچنین مدل‌سازی عددی، لازم است مقادیر ترخیص تنش توده‌خاک را تا زمان آغاز رفتار سنجی اعمال کنیم. این کار شامل دو مرحله می‌باشد.

- مرحله اول: محدود کردن گام‌های حل (اعمال اثر سه بعدی سینه کار): در این مرحله لازم است گام‌های حل در تحلیل عددی نرم افزار FLAC2D در مرحله nulling محدود گردد. همان‌طور که در فصل پنجم بررسی شد، مقادیر ترخیص تنش برای در نظر گرفتن اثر سه بعدی جبهه کار با توجه به رابطه (۶-۱) برابر  $42\%$  می‌باشد. همچنین عنوان شد مقدار ترخیص تنش روی سینه کار حفاری حدود  $30\%$  است.

- مرحله دوم: اصلاح نتایج ابزار دقیق: با توجه به زمان اولین قرائت و فاصله آن از سینه کار می‌توان آزادی تنش و تغییرشکل را تا زمان اولین قرائت به دست آورد. این میزان برای ایستگاه معرفی شده در فصل ۴ (R4-W6-C-2+133) برابر ۲ متر می‌باشد.

در نتیجه با توجه به رابطه (۶-۱) مقدار کل ترخیص تنش تا قبل از اولین قرائت ابزار دقیق حدوداً

برابر ۰.۷٪ می‌باشد. این مقدار ترخیص تنش باید به مقادیر همگرایی سنج‌ها که در فصل ۴ عنوان شدند اضافه گردد تا نتایج ابزار دقیق قابل بررسی باشند. نتایج حاصل از این تعدیل در جدول (۱-۷) آورده شده‌است.

جدول ۱-۷- اعداد رفتار سنجی قبل و بعد از اعمال ترخیص تنش

(mm)			ضلع قرائت همگرایی سنج
N1-S1	C-N1	C-S1	
۳/۷۴۴	۲/۶۸۸	۴	مقادیر اندازه‌گیری شده توسط ابزار همگرایی سنج
۱۲/۴۸۰۶	۸/۹۶۰	۱۳/۳۳۴	اصلاح مقادیر بعد از اعمال ترخیص تنش

پس از به دست آوردن مقادیر همگرایی با اعمال ترخیص تنش مناسب، می‌توان فرایند جستجوی تک متغیره را برای محاسبه مقادیر تدقیق شده پارامترهای طراحی مجهول آغاز کرد. در جدول (۲-۷)، تابع خطا به ازای تغییر در مقادیر پارامترهای مجهول آورده شده است.

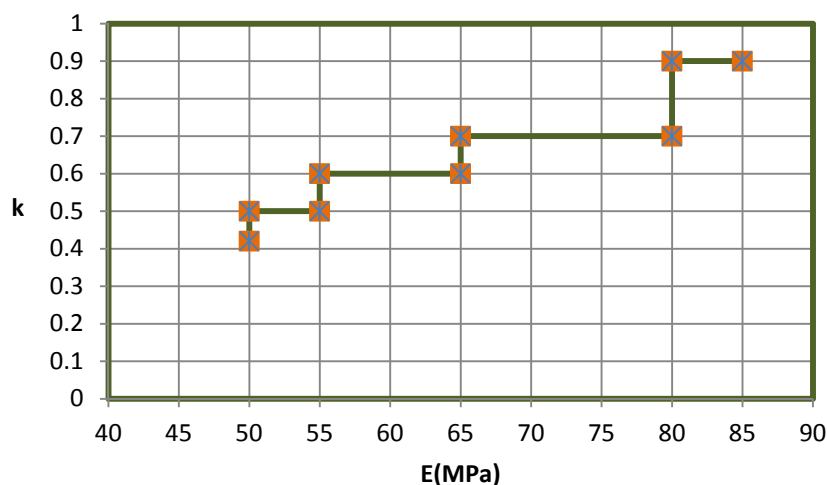
جدول ۲-۷- مراحل تعیین پارامترهای E و K در فرایند جستجوی تک متغیره

مرحله جستجو	پارامتر مجهول		تابع خطا (mm)
	E(MPa)	K	
۱	۵۰	۰/۴	۳۹/۸
۲	۵۰	۰/۵	۳۳/۸
۳	۵۵	۰/۵	۲۲/۶
۴	۵۵	۰/۶	۱۲/۴
۵	۶۵	۰/۶	۷/۸
۶	۶۵	۰/۷	۵/۱
۷	۸۰	۰/۷	۳/۰۵
۸	۸۰	۰/۹	۲/۱۷
۹	۸۵	۰/۹	۰/۹۶

همان‌طور که مشاهده می‌شود به ازای مقادیر مدول الاستیسیته ۸۵MPa و ضریب تنش افقی ۰/۹ مقدار تابع خطا به عدد ۰/۹۶ میلیمتر، همگرا می‌شود. در مرحله بعد با توجه به پارامترهای جدید به دست

آمده از نتایج ابزار دقیق و رفتار سنجی سعی در تحلیل پایداری مترو خط ۲ قطار شهری کرج می‌شود. مقادیر جدید مدول الاستیسیته ۸۵ MP و برای  $K = 0/9$  به دست می‌آید.

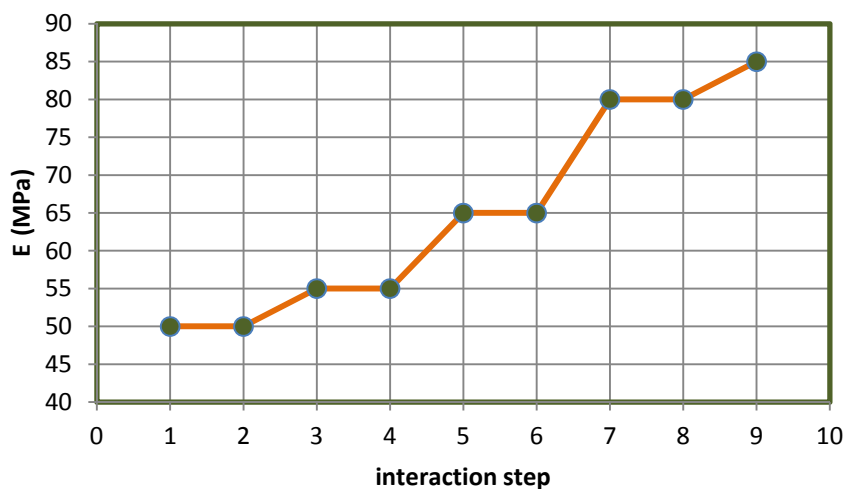
در شکل (۵-۷) نمودار جستجوی نقطه بهینه با استفاده از جستجوی تک متغیره نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر مرحله یکی از پارامترها تغییر می‌کند.



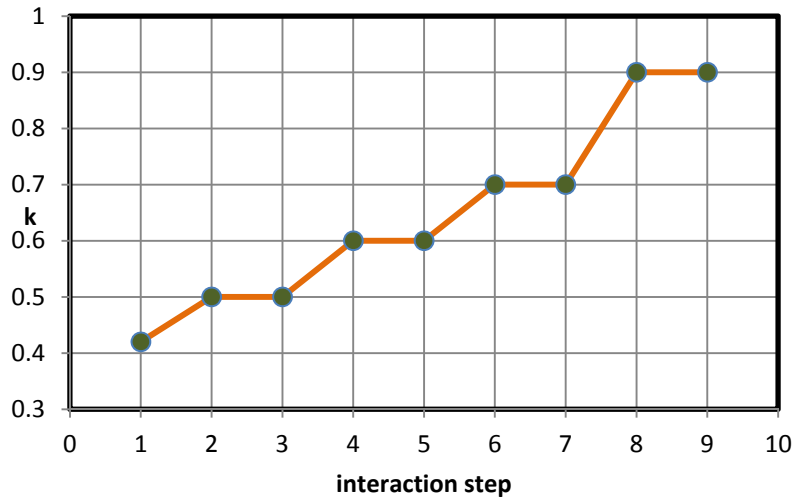
شکل ۷-۵- فرایند جستجوی نقطه بهینه به ازای تغییرات  $E$  و  $k$

شکل‌های (۶-۷) و (۷-۷)، تغییرات مدول الاستیسیته و نسبت تنش‌ها را به‌ازای هر گام جستجو

نشان می‌دهند.

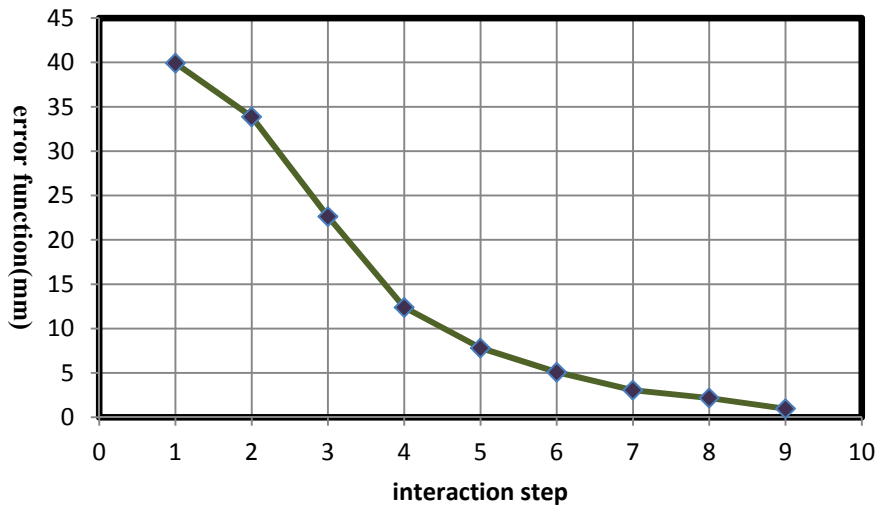


شکل ۷-۶- تحلیل برگشتی مدول الاستیسیته



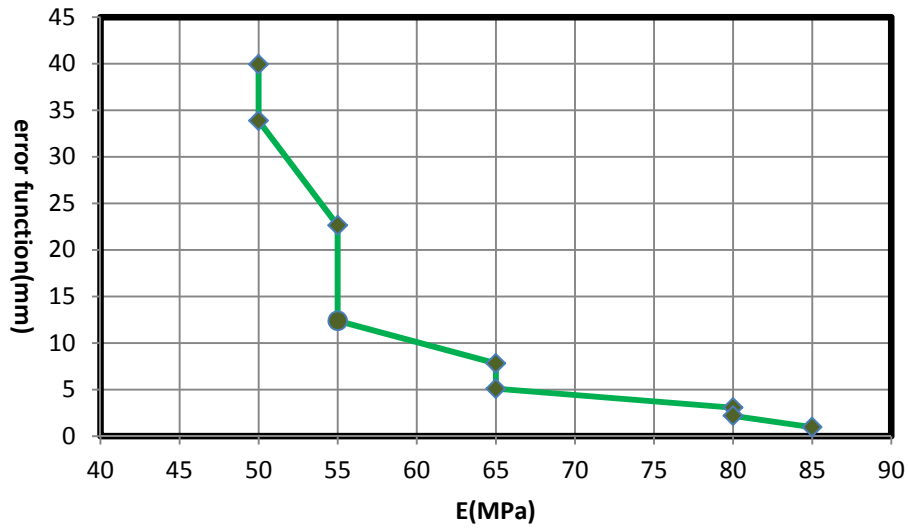
شکل ۷-۷- تحلیل برگشتی پارامتر نسبت تنش

در شکل (۸-۷) نمودار تابع خطا را به ازای گام‌های تکرار نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که به ازای چند گام تکرار تابع به مقدار قابل قبولی همگرا می‌شود.

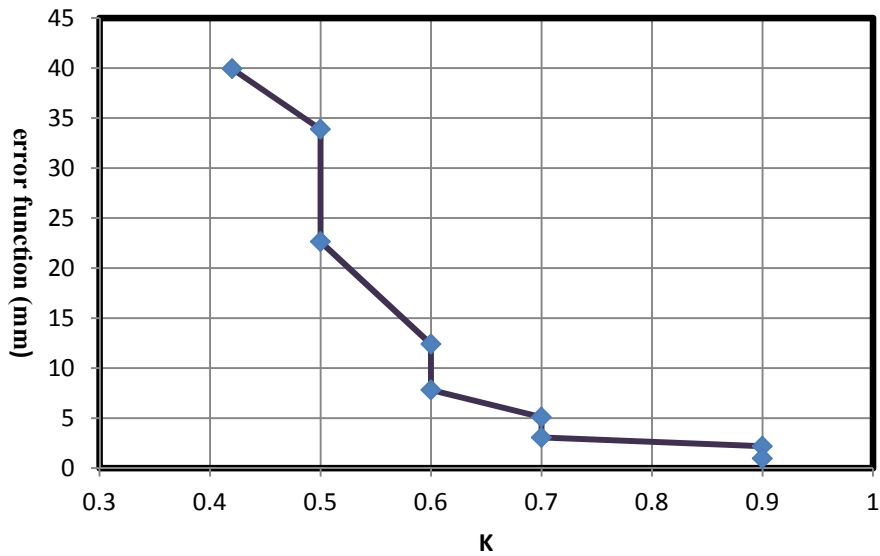


شکل ۸-۷- نمودار تابع خطا در مقابل تعداد گام تکرار

در شکل‌های (۹-۷) و (۱۰-۷) تغییرات تابع خطا در مقابل مدول الاستیسیته و نسبت تنش‌ها نشان داده شده است.



شکل ۷-۹- تغییرات تابع خطا در برابر مدول الاستیسیته



شکل ۷-۱۰- تغییرات تابع خطا در برابر k

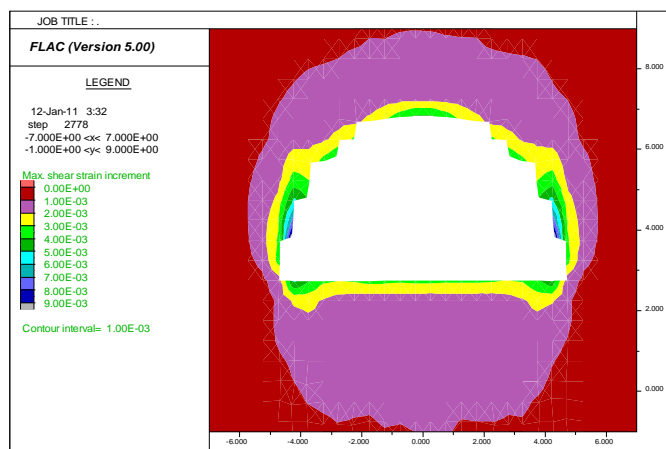
## ۷-۵- تحلیل پایداری مترو خط ۲ کرج با استفاده از نتایج تحلیل برگشتی

همان‌طور که در فصل پنجم عنوان شد تونل مورد مطالعه، با توجه به پارامترهای ارائه شده توسط آزمایش‌های ژئومکانیکی و نظر به گام حفاری که با مشاهدات حاصل از روش NATM به آن رسیده‌اند پایدار نمی‌ماند. در این قسمت با در نظر گرفتن پارامترهای حاصل از رفتار سنجی تحلیل پایداری مجدد بر روی تونل انجام می‌شود.

### ۷-۵-۱- اعمال ترخیص تنش و کنترل پایداری تونل

در این قسمت ۳ گام اولیه بیان شده در فصل ۵ را با استفاده از پارامترهای طراحی جدید تکرار می‌کنیم و با استفاده از روش کرنش برشی بحرانی ارائه شده توسط ساکورایی، وضعیت پایداری تونل را بررسی می‌کنیم.

همان‌طور که در شکل (۷-۱۱) نشان داده شده‌است، مقدار ماکزیمم کرنش برشی برابر ۰/۰۰۹ می‌باشد.



شکل ۷-۱۱- کرنش برشی بحرانی بعد از ترخیص تنش

با توجه به روابطی که ساکورایی برای کرنش برشی ارائه کرده که در فصل ۵ به تفصیل بیان شد، اکنون مقادیر کرنش برشی را کنترل می‌کنیم. در جدول (۷-۳) این مقادیر آورده شده‌است.

جدول ۳-۷- محاسبه کرنش بحرانی با توجه تراز هشدار خطر ارائه شده توسط ساکورایی

	تراز هشدار خطر	$\varepsilon_C$	$\gamma_C$
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 0.85$	III	2.6e-2	3.5e-2
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 1.22$	II	1.1e-2	1.5e-2
$\log \varepsilon_C = -0.25 \log E - 1.59$	I	4.7e-3	6.4e-3

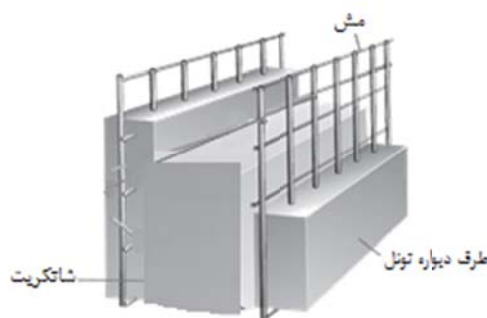
$\gamma_C = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_C$

همان‌طور که در جدول (۳-۷) مشاهده می‌شود، کرنش برشی بوجود آمده در تونل کمتر از تراز هشدار خطر II بوده و تونل پایدار است.

### ۷-۵-۲- نصب پوشش اولیه و تعیین نیروها و گشتاور خمشی

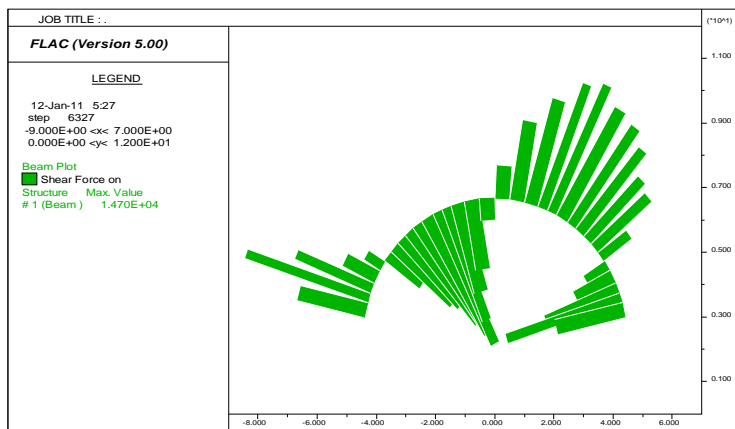
پوشش اولیه برای مقطع تونل، شامل ۳۵ سانتیمتر شاتکریت می‌باشد که با ۲ لایه مش فولادی به ابعاد ۵×۵ سانتیمتر مربع مسلح می‌شود. همچنین به فاصله هر ۱ متر، با یک قاب شامل ۴ میلگرد به قطر ۲۰ میلیمتر تقویت می‌شود. مشخصات قاب در شکل (۲-۵) آمده است. در شکل (۷-۱۳) به حالت شماتیک نمای کلی از شاتکریت مسلح شده نمایش داده شده است (شرکت مهندسی هگزا، ۱۳۸۶).

نیروها و گشتاور خمشی به‌وجود آمده در مقطع سیستم نگهداری اولیه در سه حالت حفاری مرحله اول یعنی طاق و حفاری مرحله دوم، یعنی پاتاق میانی و مرحله نهایی که منجر به حفر کل فضا می‌شود و شامل برداشتن پاتاق‌های کناری می‌شود، در شکل‌های (۷-۱۲) تا (۷-۲۱) آمده است.

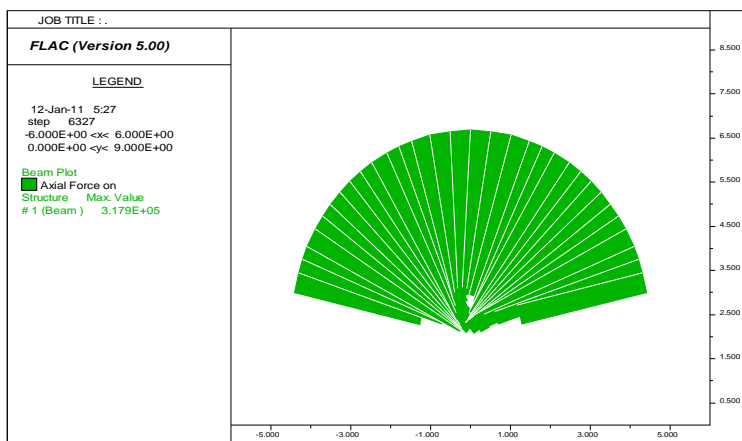


شکل

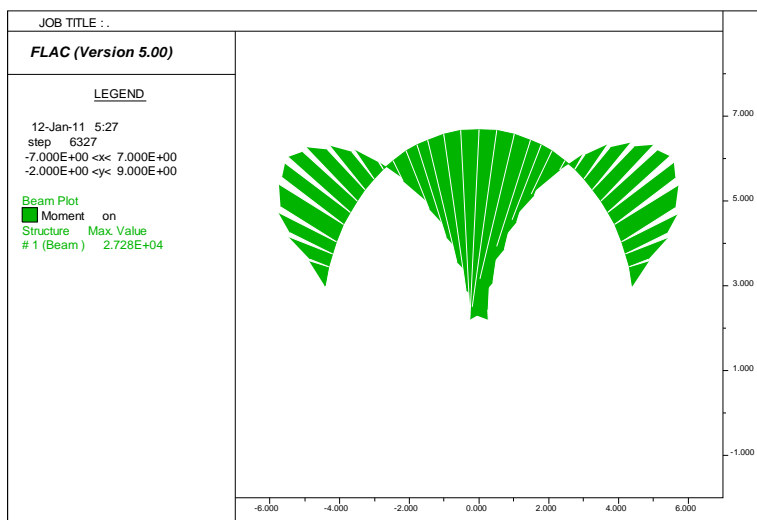




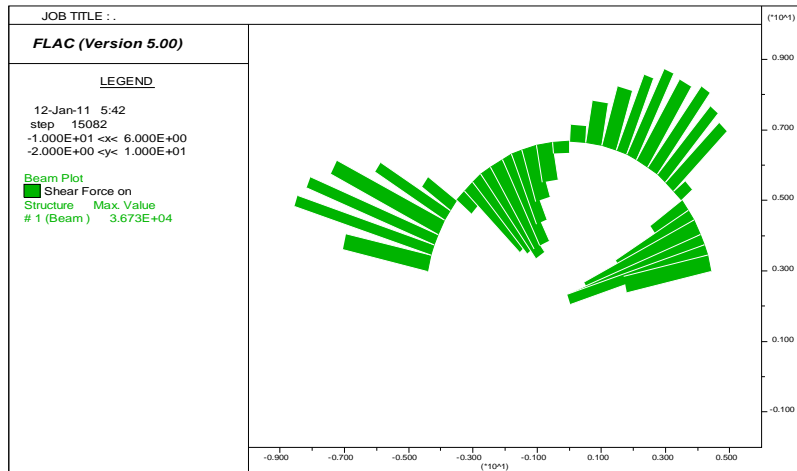
شکل ۷-۱۳- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری



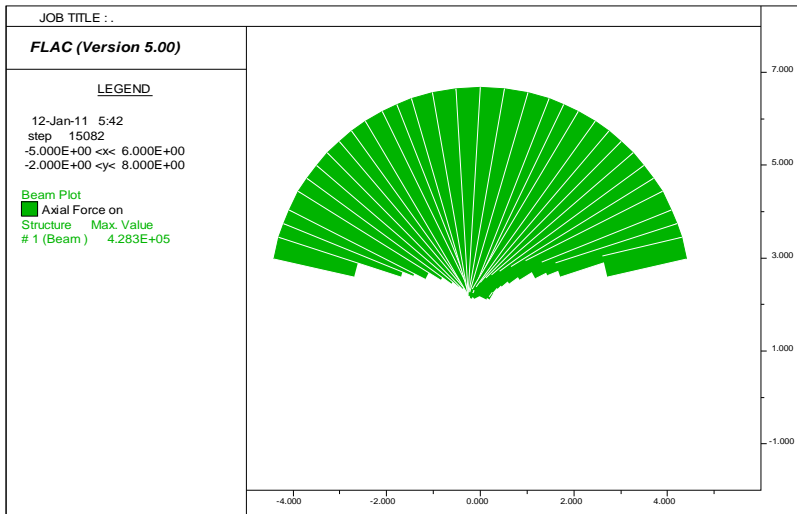
شکل ۷-۱۴- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری



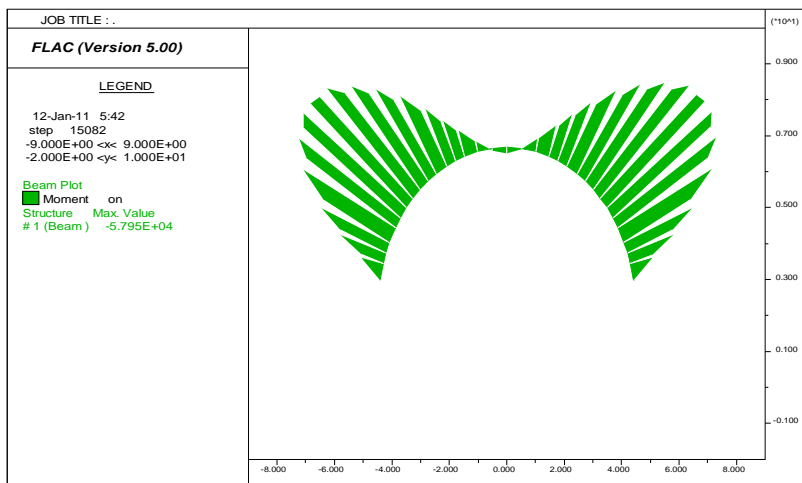
شکل ۷-۱۵- گشتاور خمشی وارد بر پوشش اولیه، بخش اول حفاری



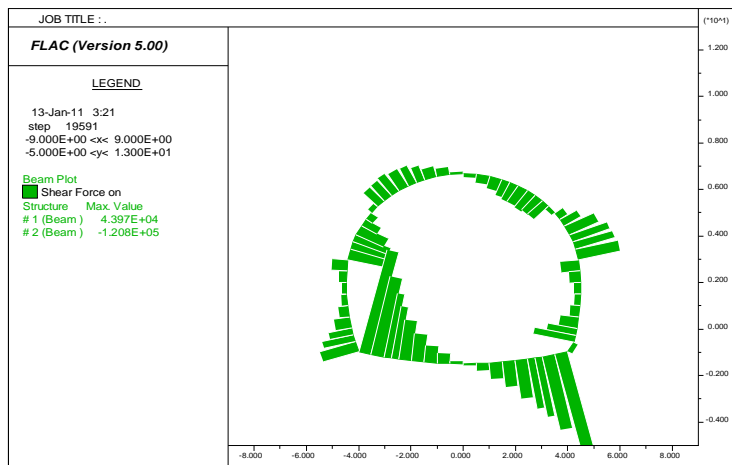
شکل ۷-۱۶- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری



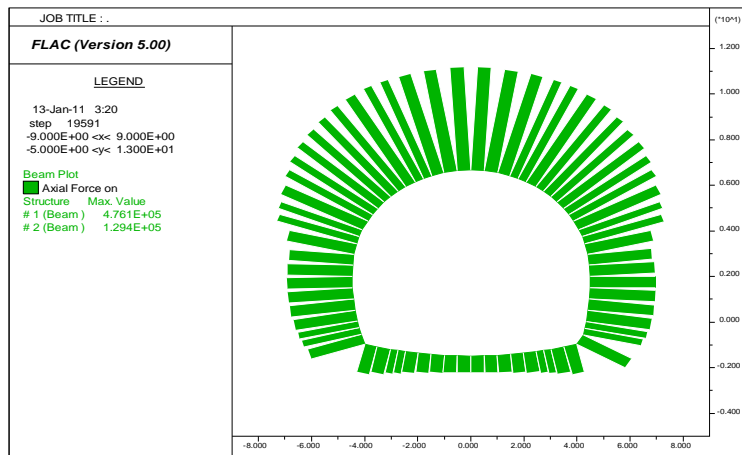
شکل ۷-۱۷- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری



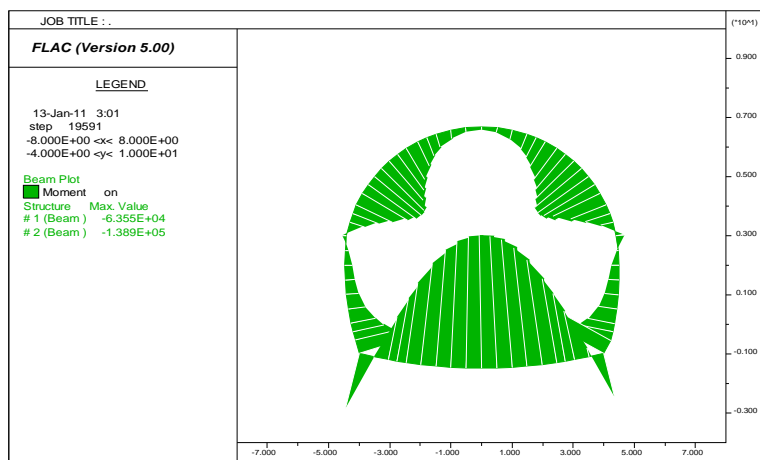
شکل ۷-۱۸- لنگر خمشی وارد بر پوشش اولیه، بخش دوم حفاری



شکل ۷-۱۹- نیروی برشی وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری



شکل ۷-۲۰- نیروی محوری وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری



شکل ۷-۲۱- لنگر خمشی وارد بر پوشش اولیه بعد از اتمام حفاری

ماکزیمم گشتاور و نیروهای به دست آمده از نتایج تحلیل در جدول (۷-۴) درج شده است.

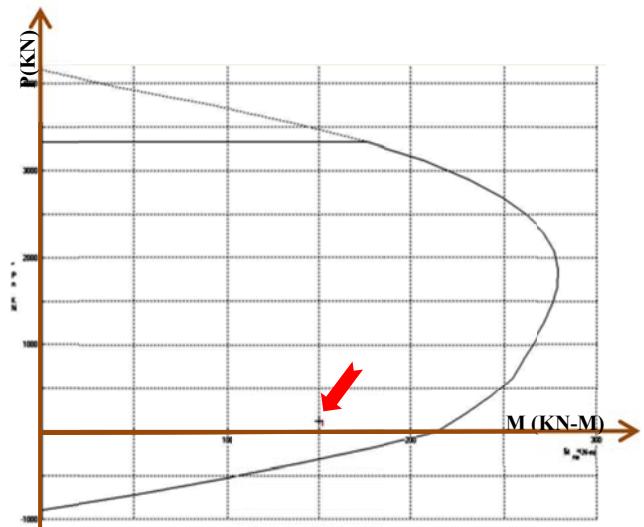
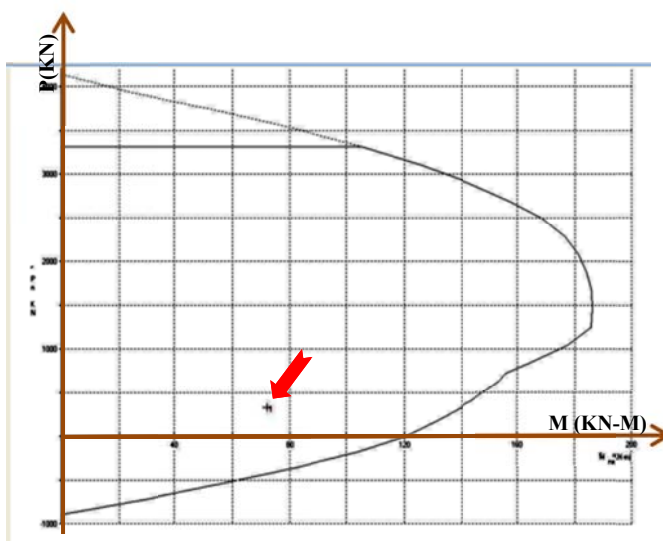
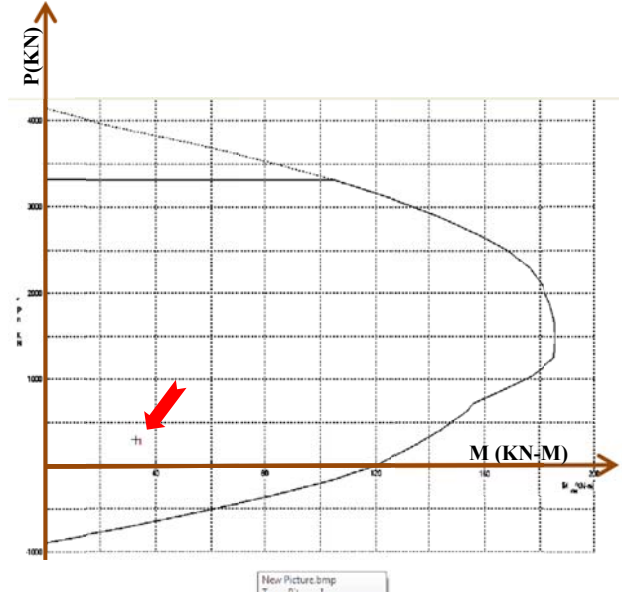
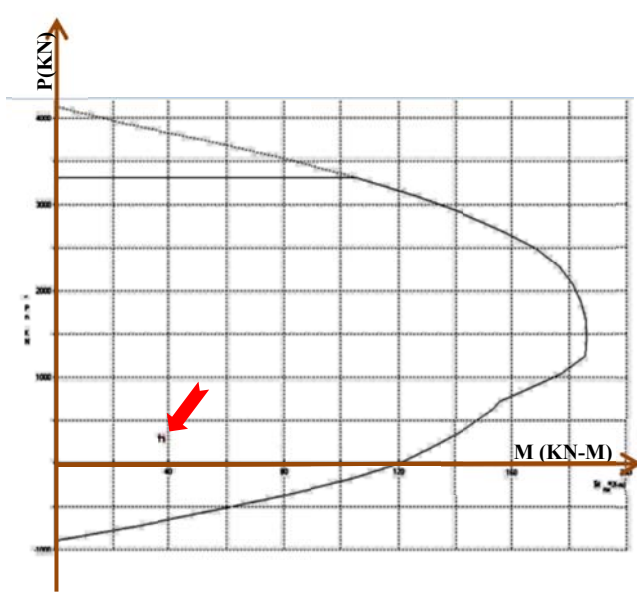
جدول ۷-۴- نیروها و گشتاور بوجود آمده در پوشش اولیه

$M_{MAX} (kN - m)$	$V_{MAX} (KN)$	$p_{MAX} (KN)$	منطقه تنش	مراحل حفاری
۲۷/۳	۱۴/۷	۳۱۸	طاق تونل	طاق تونل
۵۷/۹	۳۶/۷	۴۲۸	طاق تونل	باکس میانی
۶۳/۵	۴۳/۹	۴۶۷	طاق و پاتاق‌های کناری	پاتاق کناری
۱۳۸	۱۲۰	۱۲۹	کف تونل	

به طور کلی هدف از طراحی یک سازه، تأمین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عمل‌کرد مناسب در زمان بهره‌برداری است. چنانچه مقاومت واقعی یک سازه به طور دقیق قابل پیش‌بینی بود و در صورتی که بارهای وارد بر سازه و اثرات داخلی آن‌ها نیز با همان دقت قابل تعیین بودند، تأمین ایمنی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به میزان جزئی بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می‌شد. لیکن عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در تحلیل، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که لحاظ یک حاشیه ایمنی در طراحی سازه‌ها را ضروری می‌نماید. روش تنش مجاز یکی از روش‌های طراحی سازه‌های بتن مسلح است. این روش، اولین روشی است که به صورت مدون برای طراحی سازه‌های بتن مسلح به کار گرفته شد. در این روش، یک عضو سازه‌ای به نحوی طراحی می‌شود که تنش‌های ناشی از اثر بارهای بهره‌برداری که به کمک تئوری‌های خطی مکانیک جامدات محاسبه می‌شوند، از مقادیر مجاز تنش‌ها تجاوز نکنند. منظور از بارهای بهره‌برداری بارهایی نظیر بار مرده، بار زنده و بار زلزله و ... هستند که در زمانی که سازه عملاً تحت بهره‌برداری است، روی سازه اثر می‌کنند. منظور از تنش مجاز تنشی است که از تقسیم تنش حدی ماده، نظیر مقاومت فشاری برای بتن و مقاومت تسلیم برای فولاد بر ضریب بزرگ‌تر از واحد به نام ضریب اطمینان به دست می‌آید (میکائیل، ۱۳۸۶).

به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع پوشش اولیه تونل، از روش تنش مجاز استفاده شده است. با مدل‌سازی مقطع مورد نظر و اعمال نیروی محوری و گشتاور خمشی (محاسبه شده

توسط نرم افزار  $FLAC2D$  در نرم افزار  $PCACOL$  مقدار ضریب اطمینان را می توان برای مراحل مختلف حفاری محاسبه کرد. نتایج حاصل از این بررسی ها برای مقطع پوشش اولیه، که تحت تاثیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی قرار گرفته در شکل (۷-۲۲) نشان داده شده است. در ادامه برای کنترل نیروهای برشی وارده در پوشش از رابطه (۷-۱) استفاده شده است.



$$V_n = V_s + V_c \quad (1-7)$$

در این رابطه  $V_n$  مقاومت برشی یک مقطع مسلح،  $V_c$  مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن و  $V_s$  مقاومت برشی تأمین شده توسط میله‌گردهای موجود می‌باشد. برای محاسبه مقاومت برشی بتن و میله‌گردها می‌توان از رابطه (۲-۷) و (۳-۷) استفاده کرد (مستوفی نژاد، ۱۳۸۶).

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2-7)$$

$$V_s = 0.34 f_y A \quad (3-7)$$

در رابطه (۲-۷)،  $f_c$  مقاومت فشاری بتن و  $b_w$  و  $d$  به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع تحت برش می‌باشند. در رابطه (۳-۷)،  $f_y$  و  $A$  به ترتیب مقاومت تسلیم فولاد و سطح مقطع تحت برش می‌باشد. برای کنترل نیروی برشی در مقطعی از جنس شاتکریت به ارتفاع ۳۵ سانتیمتر و عرض ۱ متر به همراه ۴ میله گرد به قطر ۲۰ میلی‌متر و مش به قطر ۳/۵ میلی‌متر در دو ردیف و به فاصله ۱۰ سانتیمتر می‌باشد، داریم:

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{20.6} \times 1000 \times 350 = 265 KP$$

$$V_s = 0.34 \times 392.4 \times 150 = 20.12 KP$$

$$V_n = 265 + 20.12 = 285.12$$

با توجه به این که نیروهای برشی اعمال شده به بخش‌های مختلف پوشش که در جدول (۴-۷) ارائه شده است، کمتر از مقاومت برشی مقطع می‌باشد، می‌توان استنباط کرد که بر اساس روش تنش‌های مجاز، پوشش تحت نیروهای برشی اعمال شده، پایدار خواهد ماند.

## فصل هشتم

### نتیجه گیری و پیشنهادات

---

## ۸-۱- نتیجه‌گیری

- رفتار سنجی روشی ساده برای ارزیابی رفتار سازه‌های زیر زمینی می‌باشد. این بخش از مسائل مربوط به سنجش رفتار سازه بایستی مورد توجه بیشتری در رابطه با طراحی و اجرای سازه‌های زیر زمینی قرار گیرد.
- مکان‌هایی که برای نصب ابزار دقیق استفاده می‌شوند باید به گونه‌ای انتخاب شوند که بیان‌کننده رفتار واقعی توده‌سنگ و یا خاک مورد بررسی باشد.
- زمان بندی قرائت‌ها بایستی مناسب باشد، این فاصله زمانی بر اساس مشاهداتی که در روند قرائت‌ها به دست می‌آید انتخاب می‌شود. در صورت بروز هر گونه تغییری که روند قرائت‌ها مشاهده می‌شود، باید این تغییر شناسایی گشته و زمان بندی قرائت‌ها افزایش یابد. و با اقدامات اصلاحی ممکن از قبیل تحکیم نگهداری، تغییر نوع روش حفر و . . . سازه زیر زمینی را تقویت نمود تا از اثرات مخربی که سازه زیر زمینی را تهدید می‌نماید با استفاده از طرح رفتار سنجی شناسایی گردد.
- در مورد دقت و صحت تجهیزاتی که برای ثبت تغییرات به کار می‌روند، بایستی توجه نمود که از دستورالعمل‌های سازنده تجهیزات به طور موثری استفاده نمود. بایستی ابزاری که برای ثبت قرائت‌ها به کار می‌روند، متناسب با نوع ابزار مورد استفاده، آن‌ها را کالیبراسیون نمود. همچنین تغییرات دمایی را مد نظر قرار داد. یک طرح رفتار سنجی مناسب تابعی مستقیم از ابزار به کار رفته در آن می‌باشد.



- افراد باید آموزش‌ها و مهارت‌های لازم در رابطه با از ابزار مورد است را داشته باشند. افراد غیر مسئول موجب به مخاطره افتادن یک طرح رفتار سنجی می‌شوند.
- برای سازه‌ها و کاربری‌های متفاوتی که از آن‌ها استفاده می‌شود نیاز به ابزار متفاوتی می‌باشد. زمانی یک برنامه رفتار سنجی مناسب واقع می‌شود که ابزار متنوع و با قابلیت‌های گوناگون در آن به کار رود. در خط ۲ متروی کرج تنها از ابزار جابه‌جایی سنج استفاده می‌شود (استفاده از کشیدگی سنج‌ها محدود به نقاط خاصی می‌شود)، در صورتی که از ابزاری مانند کرنش سنج و بارسنج، که وسایل ساده با قابلیت‌های ثبت فشار و بار وارد بر سیستم نگهداری را دارا می‌باشند، می‌توان سایر پارامترهای مورد نیاز در حین احداث سازه را نیز به دست آورد. استفاده از ابزار متنوع جهت پیمایش تغییرات کمک بسیاری به تفسیرهای صحیح و به دست آوردن پارامترهای بیشتری از طریق تحلیل برگشتی می‌نماید.
- در زمینه تحلیل برگشتی مهمترین مسأله انتخاب محیطی است که سازه در آن احداث شده‌است. می‌توان گفت یک برنامه تحلیل برگشتی در صورتی قابل تایید است که محیط از لحاظ پیوستگی، شبه پیوستگی و ناپیوستگی بررسی گردد. در خط ۲ قطار شهری با توجه به حضور توده‌خاک، محیط را به طور پیوسته در نظر گرفته‌ایم.
- استفاده از روش‌های فرم بسته در تحلیل برگشتی بسیار مناسب می‌باشد. ولی باتوجه به پیچیدگی و مسائلی از قبیل رفتار غیر خطی مصالح، توزیع مجدد تنش‌ها، خصوصیات متفاوت سیستم نگهداری و... .
- کار را با استفاده از این روش‌ها پیچیده می‌کند. معمولاً روش‌های فرم بسته محدود به شرایط خاصی می‌شوند که در بسیاری موارد ازضاء آن شرایط ممکن نمی‌باشد. به همین دلیل تحلیل برگشتی مستقیم تنها وسیله مفید با توجه به محدودیت‌هایی که در تحلیل‌های فرم بسته با آن مواجهه می‌شویم، می‌باشد.

• تکنیک‌های بهینه‌سازی که در حل مسائل به صورت برگشتی استفاده می‌شوند، روش‌های جدیدی برای تعدیل تعداد مدل‌های ساخته شده به منظور مقایسه پارامترهای خروجی با قرائت‌های ابزار دقیق می‌باشند. روش‌های ارائه شده در این تحقیق و سایر روش‌های موجود در این زمینه کمک بسیار در روند حل مسائل تحلیل برگشتی به صورت مستقیم می‌نمایند.

• با استفاده از تحلیل برگشتی مستقیم و روش جستجوی تک متغیره در متروی خط ۲ کرج پارامترهای برگزیده توسط آنالیز حساسیت شامل مدول الاستیسیته و حدود ۸۵ کیلو پاسکال و نسبت تنش‌ها حدود ۰/۹ به دست آمده است.

• برای جلوگیری از هر گونه محافظه‌کاری در امر تحلیل پایداری در متروی خط ۲ کرج از تراز هشدار II طبق توصیه ساکورایی و آدئوچی به عنوان مبنای قضاوت پایداری استفاده شده است. در این تراز هشدار خطر سقف و دیواره‌های تونل پایدار می‌ماند.

• تحلیل پایداری در حین سادگی کمک بسیاری به انتخاب نوع سیستم نگهداری و حتی نوع تعیین ابزار مناسب برای یک طرح رفتار سنجی مناسب می‌نماید. توصیه‌هایی که در بخش شده، این است که روند تحلیل در طول احداث سازه مورد توجه قرار گیرد تا نتایج ذکر شده در حین احداث سازه زیر زمینی حاصل شود.

• نتایج تحلیل پایداری نشان داده شده توسط کنترل مستقیم کرنش بعد از اعمال پارامترهای تدقیق شده نشان می‌دهد که تونل پایدار است. اما با وجود این گام حفاری، همان‌طور که نتایج پین‌های کنترل نشست نشان می‌دهند میزان نشست زمین بیش از حد مجاز برای حفاری‌های درون شهری که معمولاً تا ۲ سانتیمتر می‌باشد، هستند. در نتیجه باید تدابیری برای این مشکل اندیشید.

## ۸-۲- پیشنهادات

- با توجه به این که نتایج رفتار سنجی و تحلیل برگشتی در متروی خط ۲ کرج حکایت از آن دارد که مجموعه سیستم نگهداری و توده‌خاک به تعادل نسبتاً مناسبی رسیده‌اند، برای رفتار سنجی بلند مدت و پس از نصب سیستم نگهداری دائم، پیشنهاد می‌شود که تحلیل‌های دیگر مانند تحلیل دینامیکی و اثرات بارهای زلزله بر روی تونل بررسی شود.
- تحلیل وابسته به زمان نیز از جمله مواردی است که برای این سازه مناسب به نظر می‌رسد، به طوری که با این تحلیل می‌توان رفتار سازه را نسبت به زمان بهره‌وری مورد بررسی قرار داد. پیشنهاد می‌شود تحلیل خزش نیز انجام شود.
- از آنجایی که توده‌خاک طبیعت ناهمسان‌گرد دارد، پیشنهاد می‌گردد آزمایش‌هایی برای تعیین ثابت‌های ناهمسان‌گرد جهت بررسی سایر مدل‌های رفتاری متداول معرفی شده انجام شود.
- با توجه به حفاری به کار رفته در مترو خط ۲ کرج پیشنهاد می‌گردد که اثرات حفر چند مرحله‌ای بر روی فرایند توزیع مجدد تنش‌ها بررسی گشته و بر اساس آن بهترین نوع حفاری که میزان تنش‌ها موجود در توده‌خاک می‌توانست کمتر دست‌خوش تغییر شود، شناسایی گردد تا در تحقیق‌های بعدی مورد استفاده قرار گیرد.

## منابع فارسی

- اصلانی ف.، چابکی ع.، ۱۳۸۸، "یافتن توزیع تنش و تغییر مکان در اطراف تونل دایره‌ای با استفاده از تابع تنش ایری جدید و مقایسه آن با روش‌های اجزاء محدود و توابع مختلط" هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، شیراز.
- اعصاری م.، (۱۳۸۴)، "تحلیل پایداری مغار نیروگاه لوارک به روش تحلیل برگشتی با استفاده از رگرسیون چند متغیره"، پایان نامه تحصیلی کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران
- بیدگلی م.، شهریار ک.، ۱۳۸۳، "معرفی روشی جهت تعیین ژئومکانیکی منطقه به کمک روش‌های عددی"، اولین کنفرانس مهندسی معدن ایران، دانشگاه تربیت مدرس، صفحه ۱۷۵۱-۱۷۶۳.
- خسروتاش م.، تسکین دوست م.، کشفی م.، (۱۳۸۶)، "گزارش تفصیلی رفتار سنجی در حین احداث تونل، قطعه اول خط ۲ قطار شهری کرج و حومه".
- سالمی ا.، ۱۳۸۷، "تحلیل دینامیکی مترو خط ۱ تبریز با استفاده از روش‌های عددی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- شاهوردیلو م.، "روش کاربرد همگرایی سنجی در بررسی رفتار سازه‌های زیرزمینی"، مجموعه مقالات اولین کنفرانس مکانیک سنگ ایران، دانشگاه تربیت مدرس.
- شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس، (۱۳۸۶)، گزارش ژئوتکنیک خط ۲ متروی قطار شهری کرج.
- شکرزاده م.، جعفری ا.، ۱۳۸۲، "تخمین پارامترهای مکانیکی توده‌سنگ با استفاده از تحلیل برگشتی هوشمند"، ششمین کنفرانس تونل، دانشگاه علم و صنعت ایران، صفحه ۹۹-۱۰۷.
- فرشاسب ج.، (۱۳۸۵)، "تحلیل پایداری تونل‌های کم عمق با استفاده از نتایج رفتار سنجی، مطالعه موردی تونل‌های دو قلوئی قطعه اول جنوبی متروی اصفهان"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه

صنعتی شاهرود.

- گزارش ابزار دقیق سازمان قطار شهری کرج، شرکت تونل راد، (۱۳۸۹)
- گزارش سازمان قطار شهری کرج و حومه، (۱۳۸۴)، اجرای عملیات ساختمانی قطعه اول قطار شهری کرج
- گزارش شرکت مشاور مهندسی هگزا، (۱۳۸۶)
- مدنی ح.، ۱۳۷۹، "تونل سازی جلد سوم"، تهران، انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر
- مدنی ح.، ۱۳۸۱، "تونل سازی جلد چهارم"، تهران، انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر
- مستوفی نژاد د.، (۱۳۸۶)، "سازه های بتن آرمه"، انتشارات اردکان دانش، ج. ۱، چاپ چهارم، ص. ۷۲
- میکائیل ر.، (۱۳۸۶)، "تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری تونل راه آهن کوهین در محور قزوین- رشت"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- وبگاه مرکز آمار ایران، فایل اطلاعات جمعی استان تهران
- هوک، کیسر، بارون، (۱۳۸۰)، "نگهداری حفاریات زیرزمینی در سنگ های سخت"، مترجمین: قارونی نیک، اصائلو م.، ابیازانی م.، تهران، موسسه علمی و فرهنگی نص، چاپ اول.

## منابع خارجی

- Akutagawa S., Sakurai S., (2003), "**Back Analysis for Tunnel Engineering as a Modern Observational Method**", Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 18, PP. 185-196, Published by Elsevier Ltd.
- Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R., (1986), "**Soil Moments Induced by Tunneling and Their Effects on Pipelines and Structures**", Blackies and Sons Ltd., London.
- Bieniawski Z.T., (1984), "**Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling**", A.A. Balkema publishing co.

- Brady B.H.D., Brown E.T., (1992), **“Rock Mechanics for Underground Mining”**, Second edition, Chapman & Hall, USA.
- Carranza- Torres C. and Fairhurst C. (2000), **“Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses that Satisfy the Hoek- Brown Failure Criterion”**, Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 2.
- Cerida consulting Engineering, (2007), **“Map of construction Support for TBM Launch Caven”**.
- Dunncliff J., Green Gordon E., (1988), **“Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field”**, performance, J. Wiley & Sons.
- Dunncliff J., (1993), **“Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance”**, Wily J. & Sons, Newyork,.
- Frank J., Costa A.G., (1990), **“The Growth of Metro System in Material”**, Rome and Athens Cities, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.7, pp.
- Gioda G., (1985), **“Some Remarks on Back Analysis and Characterization Problem in Geomechanics”**, Fifth int. Conf. On Numerical Methods in Geomechanics, Nagaya, Japan
- Goida G., Sakurai S., (1986), **“Back Analysis Procedures for Interpretation of Field Measurements in Geomechanics”**, vol.11, PP.555-583.
- Hisatake M., (1986), **“Three Dimensional Back Analysis for Tunnels”**, Proc. of the Int. Symp. On Engineering in Complex Rock Formation, China.
- Hock E., Carranza-Torres C., Corkum B.,(2002), **“Hock- Brown Failure Criterion- 2002 Edition”**, In: Hammah R., Bawden W., Curran J., Telesnicki M., Proceeding of NARMSTAC2002, Mining Innovation and Technology. Toronto, 10 July 2002, University Toronto, pp. 267-273.
- <http://www.BRMS instruments.com>
- Hudson J.A., (1992), **“Comprehensive rock engineering”**, p.543-562, Japan, Railway Construction Public, (1996), **“Evaluation of Mechanical Stabily of Underground Exavation”**.

- Huton D.V., (2004), **“Fundamentals of Finite Element Analysis”** McGrawhill pub.
- Itasca, (1999), FLAC, **“Fast Lagrangian Analysis of Continua”**, Version 4.0.307, User’s Manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, <http://itascacg.com>
- Joen Y.S., Yang H.S., (2004), **“Development of a Back Analysis Algorithm Using FLAC”**, Korea, International Journal of Rock Mechanical and Mining Sciences, Vol.41, No 3,
- Kaisar P.K. & Zou D. & Lang P.A., (1998), **“Stress Determination by Back Analysis of Excavation-Induced Stress Change ”**, Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 23, pp. 165- 200.
- Kalam R.E, (1960), **“A New Approach to Liner Filtering and Prediction Problem”**, SME Journal Basic Eng, p 35-45.
- Li, Shihui, Yang, Jie, Hao, Weidong, Shang, Yangjon, (2006), **“Intelligent Back-Analysis of Displacement Monitoring in Tunneling”**, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol.43, Issue 7, page 1118- 1127.
- Li, Shihui, Yang, Jie, Hao, Weidong, Yangjon, Shang, (2002), **“Intelligent Back-Analysis of Displacement Using Precedent Type Analysis for Tunneling”**, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol.43, Issue 7, page 1118- 1127.
- Oreste p., (2005), **“Back Analysis Techniques for the Improvement of the Understanding of Rock in Underground Construction”**, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.20, PP.7-21, Published by Elsevier Ltd.
- Otter J.R.H., Cassell A.C. and Hobbs R.E., 1966, **“Dynamic Relaxation. Proc. Instn Civ.”**, Engrs 35, 635-665
- Pan XD., Hudson J., (1988), **“Plane Strain Analysis In Modeling Three Dimensional Tunnel Excavation”**, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Geomechanics Abstract, pp. 331-337.
- Panet M., Gunet A., (1982), **“Analysis of Convergence behind the Tunnel Face, Int. Conf. Of tunneling”**, pp.82.
- Proctor M.E., & White P.E., (1997), **“Rock Tunneling with Steel Supports Commercial Shearing Inc”**.

- Sakurai S., (1993), “**Back Analysis in Rock Engineering**”, Comprehensive Rock Engineering, Vol. 4, ed J.A. Hudson, (pergamon), pp.453- 469, pergamon press, London.
- Sakurai S., Takeuchi K., (1983), “**Back Analysis in Measurements in Tunneling**”, Rock Mechanics ock Eng. 16, 173-180.
- Sakuraie S., (1990), “**Interpretation of Field Measurement in Tunneling Practice**”, 9<sup>th</sup> ISRM Conference on Rock Mechanics, Paris.
- Sakuraie S., (1997), “**Lesson Learned from Field Measurements in Tunneling**”, Tunneling and underground space technology, Volume 12, Issue 4, page 453-460.
- Shang Y.J., Hao w.D., (2002),” **Intelligent Back Analysis of Displacement Using Precedent Type Analysis for Tunneling**”, Pulpished by Elsevir Ltd.
- Sigh, Bhawani, Goel, Rajnish K.,(2006), “**Tunneling in Weak Rocks**”, UK., Elsevier Geo. Engineering Book Series, Vol.5,pp. 230- 235.
- Sinha R.S., (1989), “**Underground Structure Design and Instrument**”, University of Michigan, Publisher be Elsevier geoscience, London.
- Slop Indicator Company, (2003), “**Guide to Geotechnical Instrumentation**”, Washington, Engineering Book Series, Volume 5, page 230- 240.
- Tanimoto C. & Fujiwara T. & et al., (1998),”**Determination of Rock Mass Strength through Convergence Measurements in Tunneling**”, 2 nd Int. Symp. On Field Measurements in Geomechanics.
- Vera A.V., Gozalez G.M., et al., (1995), “**Twenty-Five Years of Subway Construction in Mexico City**”, Tunneling and Underground space Technology, Vol. 10, pp.65-77.
- Zhang LQ., Yue Z.Q., Yang ZF., Qi J.X., & Liu F.C., (2006), “**A Displacement-Based Back Analysis Method for Rock Mass Modulus and Horizontal in Situ Stress in Tunneling- Illustrated with a Case Study**”, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.21, Issue 6, Page 636- 649.
- Zhifa Y., Lee C.F.,(2000), “**Three- Dimensional Back Analysis of Displacement in Exploration Adits- Principles and Application**”, International ournal f Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol.37, PP.525- 533, Published by Elsevier Ltd.



## Abstract



*Shahrood University of Technology*

*Faculty of Mining Engineering, Petroleum and Geophysics*

*Master of Science in mining Exploitation Engineering*

# Stability analysis of Karaj civil metro line 2 using monitoring result

**Supervisors:**

*Dr. S.R. Torabi*

**Advisors:**

*ENGINEER R.micaeel*

February, 2010