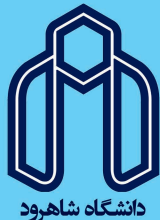


- ۸۷ تحلیل عددی نیمرخ طولی و عرضی گودی نشست زمین در اثر تونلسازی با EPB - مطالعه‌ی موردی: تونل‌های متروی شیراز  
رضا رحمان‌نژاد؛ مهدی اسفندیاری؛ اسحاق نمازی؛ حامد جمشیدی
- ۱۰۱ تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه  
محمد رضا مؤمن‌زاده؛ محمد رضا منصور؛ آرمین عظیمی‌نژاد
- ۱۲۱ تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی و برآورد نشست در ایستگاه‌های مترو - مطالعه‌ی موردی: ایستگاه هفت تیر خط ۶ متروی تهران  
حسین ریحانیان زواره؛ محمد فاروق حسینی؛ علی‌رضا طالبی‌نژاد
- ۱۳۳ مطالعه‌ی تاثیر وزن و هندسه‌ی ساختمان بر نشست سطح زمین ناشی از تونلسازی مرحله‌ای با استفاده از روش عددی اجزای محدود  
فرشاد کولیوند؛ مصطفی شریف‌زاده
- ۱۴۵ انتخاب مناسب‌ترین مجموعه‌ی بهسازی خاک در حفاری مکانیزه‌ی تونل خط ۷ متروی تهران  
حسن بخشنده امنیه؛ محمد صابر زمزم؛ سید احسان موسوی؛ صادق طریق‌ازلی
- ۱۵۵ بررسی تاثیر خصوصیات درزه‌ها بر روی جریان پایدار آب ورودی به تونل - مطالعه‌ی موردی: تونل سوم کوه‌رنگ  
رامین رفیعی؛ احمد رمضان‌زاده؛ فرهنگ سرشکی؛ اسماعیل موحدی‌نژاد





به نام پروردگار دانش



## مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی

پایگاه‌های نمایه‌کننده

ISC - SID - CIVILICA - Magiran

### سرفصل‌های پذیرش مقاله

پایش و رفتارسنجی	حفر فضاها	مطالعات میدانی
ملاحظات ایمنی و زیست‌محیطی	سامانه‌های نگهداری	مدلسازی، طراحی و تحلیل پایداری
سامانه‌های آب‌بندی	تاسیسات و خدمات فنی	تعمیر و نگهداشت
مدیریت ساخت	قابلیت اطمینان	تحلیل مخاطرات

### اعتبار علمی - پژوهشی

اعتبار علمی - پژوهشی نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی در تاریخ ۲۰ دی ۱۳۹۱، در نامه‌ی شماره‌ی ۳/۱۸/۲۱۲۱۳۲ از کمیسیون بررسی نشریات علمی کشور (وزارت علوم، تحقیقات و فناوری) دریافت شده است.

### مجوز انتشار

انتشار نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی در جلسه‌ی هیات نظارت بر مطبوعات در تاریخ ۲ بهمن ۱۳۹۱ مورد موافقت قرار گرفته و وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی (معاونت امور مطبوعاتی و اطلاع‌رسانی)، مجوز انتشار نشریه در گستره‌ی ملی را در نامه‌ی شماره‌ی ۹۱/۳۴۷۱۸ در تاریخ ۱۶ بهمن ۱۳۹۱ صادر نموده است.

نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی حاصل همکاری مشترک دانشگاه شاهرود و انجمن تونل ایران است.

نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی در ویرایش فنی و ادبی مقاله‌ها آزاد است. مسوولیت صحت علمی و اصالت مقاله‌ها به عهده‌ی نویسندگان است.



# نشریه علمی-پژوهشی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی

دوره ۲- شماره ۲/ زمستان ۱۳۹۲

سر دبیر: سید محمد اسماعیل جلالی  
مدیر مسوول: احمد رمضانزاده  
دبیر تخصصی: سیامک هاشمی  
ویراستار انگلیسی: ابوالقاسم کامکار روحانی  
ویراستار پارسی و کارشناس فنی: ملیحه داودآبادی  
صاحب امتیاز نشریه: دانشگاه شاهرود و انجمن تونل ایران

## گروه دبیران

محمد جواد جعفری (دانشگاه شهید بهشتی)	سید محمد اسماعیل جلالی (دانشگاه شاهرود)
حسین جلالی فر (دانشگاه شهید باهنر کرمان)	احمد رمضانزاده (دانشگاه شاهرود)
ژان ژانو (دانشگاه صنعتی فدرال لوزان - سوییس)	فرهنگ سرشکی (دانشگاه شاهرود)
مصطفی شریفزاده (دانشگاه صنعتی امیرکبیر)	کوروش شهریار (دانشگاه صنعتی امیرکبیر)
محمد فاتحی مرجی (دانشگاه یزد)	احمد فهیمی فر (دانشگاه صنعتی امیرکبیر)
مرتضی قارونی نیک (دانشگاه علم و صنعت ایران)	سیامک هاشمی (انجمن تونل ایران)

## گروه داوران این شماره

رامین امینی (دانشگاه شاهرود)	جعفر حسن پور (دانشگاه تهران)
فرهنگ سرشکی (دانشگاه شاهرود)	مصطفی شریفزاده (دانشگاه صنعتی امیرکبیر)
محمد عطائی (دانشگاه شاهرود)	محمد فاتحی مرجی (دانشگاه یزد)
امید فروغ (مهندسی مشاور هندسه پارس)	احمد فهیمی فر (دانشگاه صنعتی امیرکبیر)
نوید گنجیان (دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم تحقیقات)	حسن مومیوند (دانشگاه ارومیه)

نشانی: شاهرود؛ میدان هفت تیر؛ بلوار دانشگاه؛ دانشگاه شاهرود؛ دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ طبقه سوم

کد پستی: ۳۶۱۹۹۵۱۶۱ - صندوق پستی: ۳۱۶

شماره همراه: ۰۹۳۳ ۷۴۴ ۲۶۷۷

تلفن و دورنگار: ۰۲۳-۳۲۳۹ ۶۲ ۲۰ - سامانه پیامک: ۳۰۰۰۵۲۷۳۳۳

تارنما: [tuse.shahroodut.ac.ir](http://tuse.shahroodut.ac.ir)

رایانامه: [tuse@shahroodut.ac.ir](mailto:tuse@shahroodut.ac.ir)



## فهرست

۸۷	تحلیل عددی نیمرخ طولی و عرضی گودی نشست زمین در اثر تونلسازی با EPB: تونل‌های متروی شیراز رضا رحمان‌نژاد؛ مهدی اسفندیاری؛ اسحاق نمازی؛ حامد جمشیدی
۱۰۱	تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه محمد رضا مؤمن‌زاده؛ محمد رضا منصور؛ آرمین عظیمی‌نژاد
۱۲۱	تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی و برآورد نشست در ایستگاه‌های مترو: ایستگاه هفت تیر خط ۶ ... حسین ریحانیان زواره؛ محمد فاروق حسینی؛ علی‌رضا طالبی‌نژاد
۱۳۳	مطالعه‌ی تاثیر وزن و هندسه‌ی ساختمان بر نشست سطح زمین ناشی از تونلسازی مرحله‌ای ... فرشاد کولیوند؛ مصطفی شریف‌زاده
۱۴۵	انتخاب مناسب‌ترین مجموعه‌ی بهسازی خاک در حفاری مکانیزه‌ی تونل خط ۷ متروی تهران حسن بخشنده امنیه؛ محمد صابر زمزم؛ سید احسان موسوی؛ صادق طریق ازلی
۱۵۵	یادداشت فنی: بررسی تاثیر خصوصیات درزه‌ها بر روی جریان پایدار آب ورودی به تونل: تونل سوم کوه‌رنگ رامین رفیعی؛ احمد رمضان‌زاده؛ فرهنگ سرشکی؛ اسماعیل موحدی‌نژاد
۱۶۹	شیوه‌نامه‌ی نهایی نگارش مقاله برای ارسال به نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی سید محمد اسماعیل جلالی؛ احمد رمضان‌زاده؛ ملیحه داودآبادی
Instructions to Authors: Writing an English Extended Abstract for Submission ...	S. E. Jalali, A. Ramezanzadeh and M. Davoodabadi
173	
Extended Abstract: Numerical Analysis of Longitudinal and Transverse Surface ...	R. Rahmancejad; M. Esfandiary; E. Namazi; H. Jamshidi
174	
Extended Abstract: Determination of the Racking Reduction Factor for an Incomplete ...	M. R. Momenzadeh; M. R. Mansoori; A. Aziminejad
175	
Extended Abstract: Determination of Optimal Concrete Arc Spacing and Assessment ...	H. Reihanian Zavareh; M. Farouq Hosseini; A. R. Talebi Nejad
176	
Extended Abstract: Study of the Effects of Building Weight and Geometry ...	F. Kolivand; M. Sharifzadeh
177	
Extended Abstract: Selection of the Most Appropriate Soil Conditioning Set ...	H. Bakhshandeh Amnieh; M. S. Zamzam; S. E. Moosavi; S. Tarigh Azali
178	
Extended Abstract: Technical Note-Investigation of the Influence of Joints Properties ...	R. Rafiee; A. Ramezanzadeh; F. Sereshki; E. Movahedinejad
179	





### تحلیل عددی نیمرخ طولی و عرضی گودی نشست زمین در اثر تونلسازی با EPB مطالعه‌ی موردی: تونل‌های متروی شیراز

رضا رحمان‌نژاد<sup>۱\*</sup>؛ مهدی اسفندیاری<sup>۲</sup>؛ اسحاق نمازی<sup>۳</sup>؛ حامد جمشیدی<sup>۴</sup>

۱- استاد؛ گروه مهندسی معدن؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی‌ارشد مهندسی معدن؛ گرایش مکانیک سنگ؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه شهید باهنر کرمان

۳- دکترای تخصصی ژئوتکنیک؛ شرکت Golder Associates سنگاپور

۴- کارشناس؛ واحد کنترل EPB؛ شرکت بامراهی شیراز

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۰۷/۲۳؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۰۶/۰۳

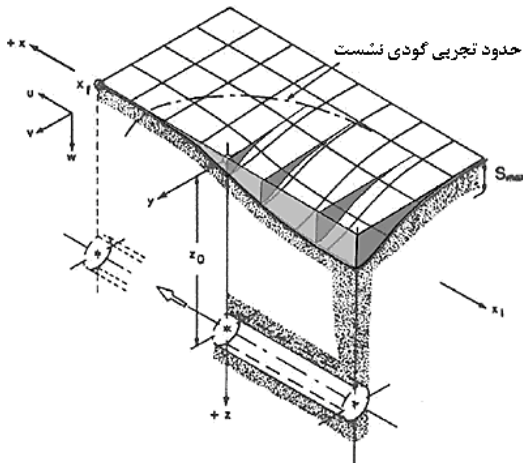
واژگان کلیدی	چکیده
گودی نشست حفاری مکانیزه اجزای محدود روش پک پیش‌بینی تجربی نشست	حفاری در مناطق شهری امری پیچیده و مخاطره‌آمیز است. یکی از مسایل مهم در حین عملیات ساخت تونل‌های مترو بررسی تأثیر مراحل حفاری بر نشست سطح زمین و مهار آن است. برای این منظور بیش‌تر از ماشین‌های فشار تعادلی زمین (EPB) یا انواع دیگر سپرها استفاده می‌شود؛ در نتیجه می‌توان تا حد قابل توجهی جابجایی‌های ناشی از حفاری تونل را کاهش داد. در این مقاله خصوصیات گودی نشست تونل مترو در مسیر بلوار کریم‌خان زند شیراز که با استفاده از دو <i>TBM Shield</i> از نوع EPB حفاری شده، مورد بررسی قرار گرفته است. با استفاده از نرم‌افزار <i>Plaxis 3D Tunnel</i> بیش‌ترین نشست سطحی و پهنای گودی نشست در اطراف EPB تعیین و تغییرات آن در مراحل پیشروی تونل تحلیل شده است. همچنین جابجایی تاج تونل در امتداد محور طولی تعیین و مقایسه‌ای بین نشست سطحی و عمقی زمین انجام شده است. در نهایت نیز پارامترهای گزاره‌ی تجربی پک در مسیر تونل مترو تعیین و یک گزاره‌ی تجربی برای پیش‌بینی نشست ارائه شده است.

#### ۱- پیشگفتار

است، می‌تواند اختلاف فشار بالا و پایین جبهه‌کار را بسیار دقیق‌تر از دوغاب و هوای فشرده تامین نماید. تحلیل اثرات حفاری با EPB TBM بر روی زمین و سازه‌ها و بررسی گودی نشست (*Settlement Trough*) سطحی به وجود آمده در اطراف ماشین به علت وجود پارامترهای متعدد مانند فشار در جبهه‌کار، سیکل‌های حفاری، نصب سگمنت‌ها پس از هر سیکل حفاری و عملیات تزریق در پشت سگمنت، مسئله‌ای سه‌بعدی است. تا کنون روش‌های مختلفی برای تعیین خصوصیات گودی نشست مطرح شده است. از این میان می‌توان به روش‌های تجربی

ماشین‌های حفاری فشار تعادلی زمین برای مهار افت زمین در بالا، جلو و پشت ماشین حفاری به کار می‌روند. فشار جبهه‌کار در ماشین EPB با اعمال فشار منتقل شده از دیواره‌ی خاک (*Bulk Head*) جلوی ماشین حفار به جبهه‌کار از خاک حفاری شده در اطاقک پشت کله‌ی حفار (*Cutter Head Chamber*) تامین می‌شود [1]. خاک حفاری شده توسط دستگاه که با شرایط زمین مقابل خود یعنی جبهه‌کار، همخوانی و شباهت بسیاری دارد و از نظر وجود آب و وزن مخصوص نزدیک به زمین دست نخورده

مقطع‌های معین در حال پیشروی و همچنین گودی نشست طولی محاسبه می‌شود (شکل ۱).



شکل ۱- نمای سه بعدی گودی نشست در اثر حفر تونل [2]

مولفه‌های اصلی تغییر شکل زمین مربوط به حفاری با ماشین EPB به شرح زیر است (شکل ۲، [2] و [5]):

- حرکت زمین به سمت جبهه‌کار بر اثر آزادسازی تنش (مولفه‌ی a)
- نشست در طول سپر به علت اضافه حفاری، حالت مخروطی سپر و عوامل دیگر (مولفه‌ی b)
- حرکت شعاعی به سمت فضای خالی بخش انتهایی سپر به دلیل تفاوت شعاع سپر و شعاع حفاری تونل (مولفه‌ی c)
- تغییر شکل شعاعی زمین به سمت پوشش نگهداری در اثر تغییر شکل سگمنت‌های نگهداری و همگرایی دیواره‌ی پوشش با سپری شدن زمان و دور شدن دستگاه (مولفه‌ی d)

### ۳- ساخت مدل اندرکنش تونل - خاک

در این مقاله، مسیر مترو به طول تقریبی ۴٫۵ کیلومتر در امتداد بلوار کریم‌خان زند شیراز تحلیل شده است. برای ساخت تونل‌های مترو در بخشی از مسیر (میدان الله تا نمازی) از دو *TBM Shield* از نوع EPB استفاده شده است [۹]. پایداری جبهه‌کار هنگام استفاده از EPB با فشار ناشی از انباشته شدن خاک حفاری شده در اطاقک حفاری پشت

مانند روش‌های پک (*Peak*) و اوراییلی و نیو (*O'Reilly & New*) برای تخمین گودی نشست دو بعدی و روش وودمن و اتول (*Woodman & Attewell*) برای تخمین گودی نشست سه‌بعدی [2] و روش‌های تحلیلی مانند روش پولوس و لاگانتان (*Poulos & Loganathan*) [3] و روش پارک (*Park*) [4] اشاره نمود.

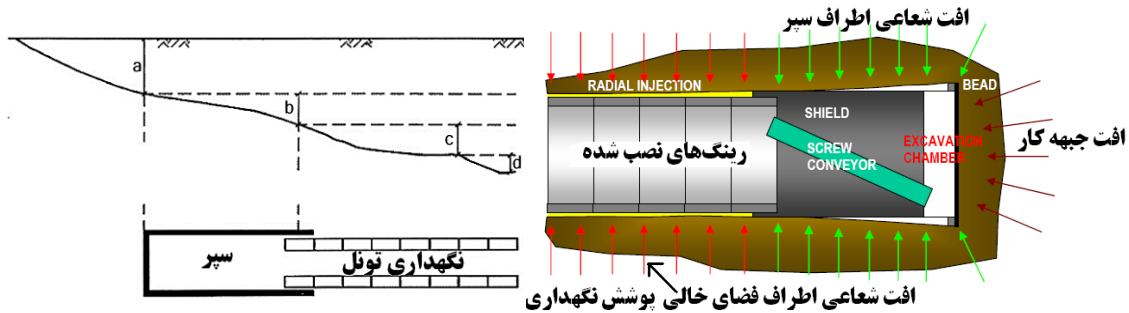
یکی از روش‌های رایج برای تخمین و تحلیل نشست تونل‌ها، روش عددی است. بر خلاف روش‌های پیشین، روش‌های عددی قابلیت لحاظ کردن خصوصیات ساخت و خصوصیات زمین شامل هندسه، تنش‌های اولیه، رفتار زمین و مراحل حفاری در ساخت مدل و انجام محاسبات را دارند [5]. برینک‌گرو و بروئر (*Brinkgreve & Broere*) نشست و اندرکنش ساخت یک تونل در زیر یک ساختمان با پی‌های شمع را با استفاده از روش المان محدود سه‌بعدی و نرم‌افزار *Plaxis 3D Tunnel* شبیه‌سازی نمودند [6]. آن‌ها انجام عملیات حفاری توسط ماشین تونل‌زنی سپری را به صورت مرحله‌ای مدل و جنبه‌های اساسی تونل‌زنی سپری مانند فشار جبهه‌کار، نصب سگمنت‌های نگهداری، تزریق دوغاب در پشت سگمنت‌ها و حالت مخروطی سپر را در ساخت مدل لحاظ نمودند. چنگ (*Cheng*) و همکاران اثرات عبور تونل‌های دوقلو مترو از اطراف پایه‌های عمیق یک پل راه‌آهن در سنگاپور را با استفاده از نرم‌افزار *ABAQUS* به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی نمودند [7]. زیانگ (*Xiang*) و همکاران نشست و تاثیرات حفر تونل‌های دوقلو بر روی شمع‌های پایه یک پل روگذر در پکن را با استفاده از تحلیل‌های تجربی، تئوری و همچنین شبیه‌سازی عددی مورد بررسی قرار دادند [8].

در این مقاله خصوصیات و شکل گودی نشست ایجاد شده در اطراف ماشین حفاری EPB در مقاطع عرضی (عمود بر محور تونل) و طولی (در امتداد محور تونل) با فواصل متفاوت از جبهه‌کار با نرم‌افزار *Plaxis 3D Tunnel* مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین پارامترهای گزاره‌ی تجربی پک برای مسیر مترو در امتداد بلوار کریم‌خان زند شیراز تعیین شده است.

### ۲- گودی نشست سه‌بعدی

برای بررسی نشست زمین، گودی‌های نشست عرضی در

سپر تامین می‌شود. بنابراین تنها بخشی از مواد حفاری شده به خارج از دستگاه و سطح زمین ارسال می‌شود.

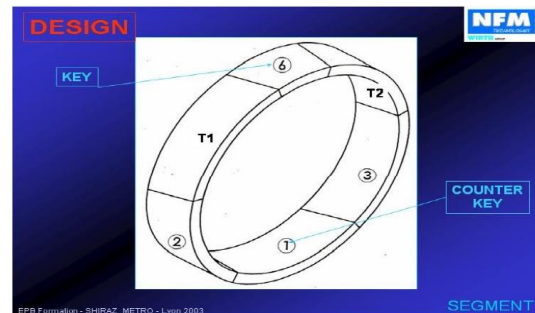


شکل ۲- مولفه‌های اصلی نشست در اطراف ماشین EPB [5]

گام به گام حفاری تونل رعایت شود. به این گونه که در هر فاز یک سیکل حفاری که شامل پیشروی تونل به اندازه‌ی ۱٫۴ متر (طول تقریبی یک رینگ نگهداری)، وارد شدن فشار جبهه‌کار در جلوی دستگاه حفاری و همچنین نصب سگمت‌های نگهداری در انتهای سپر و عملیات تزریق پشت سگمت‌ها در حین حفاری است، مدل شده و سپس در فاز بعد، مراحل انجام شده در فاز قبل با انتقال بخش‌های مدل شده در فاز قبل به اندازه‌ی یک سیکل حفاری تکرار شده است. بنابراین می‌توان فرآیند ساخت تونل را به مراحل ساخت با طول رینگ ۱٫۴ متر (طول یک سیکل حفاری) تقسیم نمود.

برای مدلسازی اندرکنش تونل-خاک و همچنین مدل کردن عملیات گام به گام حفاری در این مقاله از نرم‌افزار سه‌بعدی *Plaxis 3D tunnel* استفاده شده است. خاک اطراف تونل توسط المان‌های حجمی ۱۵ گره‌ای و سپر دستگاه حفاری توسط المان‌های ۸ گره‌ای صفحه یا *Plate* مدل شده است [10]. طول سپر تقریباً برابر با طول ۷ رینگ نگهداری است. برای حفظ پایداری جبهه‌کار تونل، فشار افقی ناشی از فشار تعادلی زمین مدل شده است. بدین منظور فشاری با مقدار  $180 \text{ KN/m}^2$  در تاج تونل و با تغییرات  $15 \text{ KN/m}^2 / \text{m}$  در جهت عمود بر سطح جبهه‌کار اعمال شده است. همچنین فشار گروت تزریق شده در پشت سگمت‌ها بوسیله‌ی فشار آب منفذی محلی متغیر مدل شده است. مقدار فشار گروت در تاج تونل برابر با  $200 \text{ KN/m}^2$  با تغییرات  $17 \text{ KN/m}^2 / \text{m}$  در جهت پایین در نظر گرفته شده است. به منظور مدل کردن اضافه‌حفاری

قطر حفاری دستگاه ۶٫۸۸ متر است. ضخامت سگمت‌های مورد استفاده در پروژه‌ی شیراز ۳۰ سانتی‌متر و عرض آن‌ها متغیر از ۱۳۸ تا ۱۴۲ سانتی‌متر و قطر خارجی و داخلی رینگ ساخته شده توسط سگمت‌ها به ترتیب برابر شده است. شکل هندسی ۴ قطعه از سگمت‌ها به صورت متوازی‌الاضلاع است که دو به دو قرینه است و دو قطعه‌ی دیگر دوزنقه‌شکل است (شکل ۳). در جدول ۱ نیز خصوصیات صفحه‌ی معادل سگمت آورده شده است.



شکل ۳- سگمت‌های حلقه‌ی نگهداری [۹]

جدول ۱- خصوصیات المان‌های صفحه‌ی معادل سگمت [۹]

$\theta$	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)
۰٫۱۵	$9,42 \times 10^6$	$7,065 \times 10^4$

در مراحل مدلسازی این پژوهش تلاش شده است برای نزدیک شدن نتایج مدلسازی به واقعیت، فرآیند ساخت

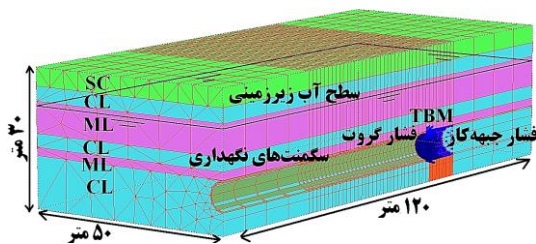
جدول ۲ لایه‌بندی و خصوصیات ژئومکانیکی خاک در ناحیه تا عمق ۳۰ متری از سطح زمین آورده شده است.

دستگاه و همچنین باریک‌شوندگی سپر، فاکتور انقباض برابر با ۰/۵ درصد به سپر دستگاه اختصاص داده شده است. در

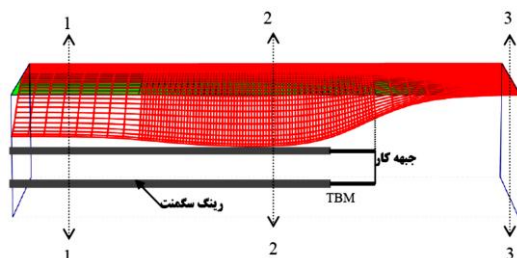
جدول ۲- خصوصیات ژئومکانیکی خاک در ناحیه‌ی مورد مطالعه [۱۱]

عمق (متر)	نوع خاک	$\gamma_{dry}$ ( $\frac{gr}{cm^3}$ )	$\gamma_{sat}$ ( $\frac{gr}{cm^3}$ )	$C_u$ ( $\frac{kg}{cm^2}$ )	$C'$ ( $\frac{kg}{cm^2}$ )	$\phi'$ (°)	$E$ ( $\frac{kg}{cm^2}$ )	$\theta$
۴-۰	SC	۱,۶	۱,۹	-	۰,۳	۳۴-۳۳	۵۲۵	۰,۳
۷,۲-۴	CL/ML	۱,۷	۲,۰۸	۱,۲	۰,۴	۳۰-۲۹	۹۰۰	۰,۲۵
۱۳,۹-۷,۲	ML	۱,۶۹	۲,۰۹	۱,۱۵	۰,۱	۳۲-۳۱	۳۰۰	۰,۲۵
۱۶,۹-۱۳,۹	CL	۱,۷	۲,۰۸	۱,۲	۰,۲	۳۰-۲۹	۹۰۰	۰,۲۵
۱۸,۷-۱۶,۹	CL/ML	۱,۶۹	۲,۰۹	۱,۱۵	۰,۱	۳۲-۳۱	۹۰۰	۰,۲۵
۳۰-۱۸,۷	CL/ML SM,GM	۱,۷۷	۲,۰۸	۱,۲	۰,۱	۳۰-۲۹	۹۰۰	۰,۲۵

تونل، تعیین نشست پایدار است. گودی نشست پایدار هنگامی ایجاد می‌شود که با پیشروی تونل، شکل سه‌بعدی گودی نشست و همچنین بیش‌ترین نشست ثابت باقی بماند. برای تعیین نشست‌های پایدار، یک تحلیل سه‌بعدی باید انجام شود [12]. در مدل عددی ساخته شده برای اطمینان از رسیدن به حالت پایدار تعداد ۴۰ برش حفاری مدل شده است. شکل ۵ گودی نشست سه‌بعدی ایجاد شده در پایان حل مدل را نشان می‌دهد.



شکل ۴- مدل نهایی سه‌بعدی اندرکنش خاک و تونل [۹]



شکل ۵- گودی نشست سه‌بعدی پایدار [۹]

سطح آب زیرزمینی با توجه نیمرخ طولی مسیر مورد مطالعه از میدان ولی‌عصر تا میدان نمازی شیراز در عمق ۸,۲ متری از سطح زمین در نظر گرفته شده است [۹].

مدل دوبعدی اولیه با احتساب تقارن، دارای عرض ۵۰ متر (۷,۵۸D) و ارتفاع ۳۰ متر (۴,۵۵D) و ارتفاع روباره ۱۸,۷ متر است. نیمی از تونل با قطر داخلی ۶۶ متر و ضخامت رینگ نگهداری برابر با ۳۰ سانتی‌متر، در سمت راست، مدلسازی شده است. در ساخت مش سه‌بعدی برای مدل کردن فرآیند احداث تونل، حفر ۴۰ برش هر یک به طول ۱,۴ متر (در مجموع ۵۶ متر یا ۸,۴۸D) در ۳۵ فاز مدل در نظر گرفته شده است. به ابتدای مدل اولیه بخشی به طول ۳۰ متر (۴,۵۵D) و در انتهای مدل، بخشی به طول ۳۴ متر (۵,۱۵D) برای کاهش اثرات شرایط مرزی و همچنین بررسی دقیق گودی نشست طولی در امتداد محور تونل به مدل افزوده شده است. در واقع فرض بر این است که ۳۰ متر ابتدایی قبلاً حفاری و سگمنت‌گذاری شده و همچنین ۳۴ متر انتهایی دست نخورده باقی مانده است. در نهایت یک مدل سه‌بعدی با تعداد ۷۶۸۰ المان ۱۵ گره‌ای و تعداد کل ۲۳۶۵۶ گره ساخته شده است (شکل ۴).

#### ۴- بررسی خصوصیات گودی نشست سه‌بعدی با استفاده از نتایج مدلسازی عددی

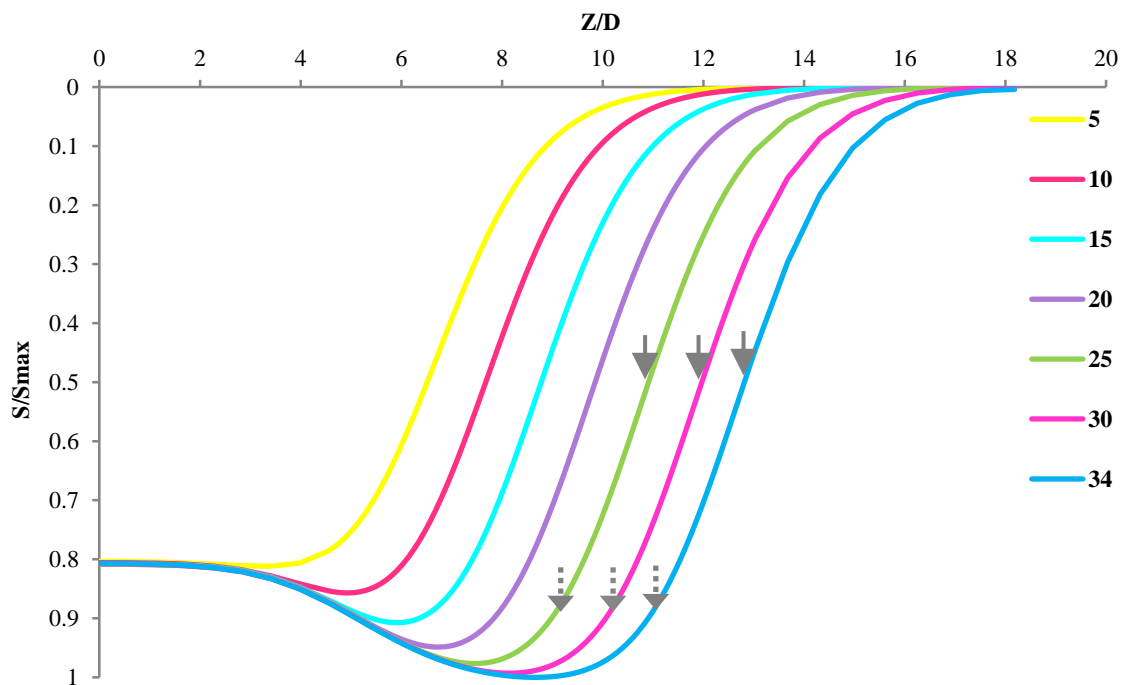
یکی از شرایط اساسی در تحلیل گودی نشست ناشی از حفر

می‌کند. بعلاوه در شکل دیده می‌شود که مقدار نشست در فاصله‌ی دور از جبهه‌کار به یک مقدار ثابت و کمتر از نشست حداکثر، برابر با ۵٫۲۹ میلی‌متر (۸۰٫۷۶ درصد نشست حداکثر) می‌رسد.

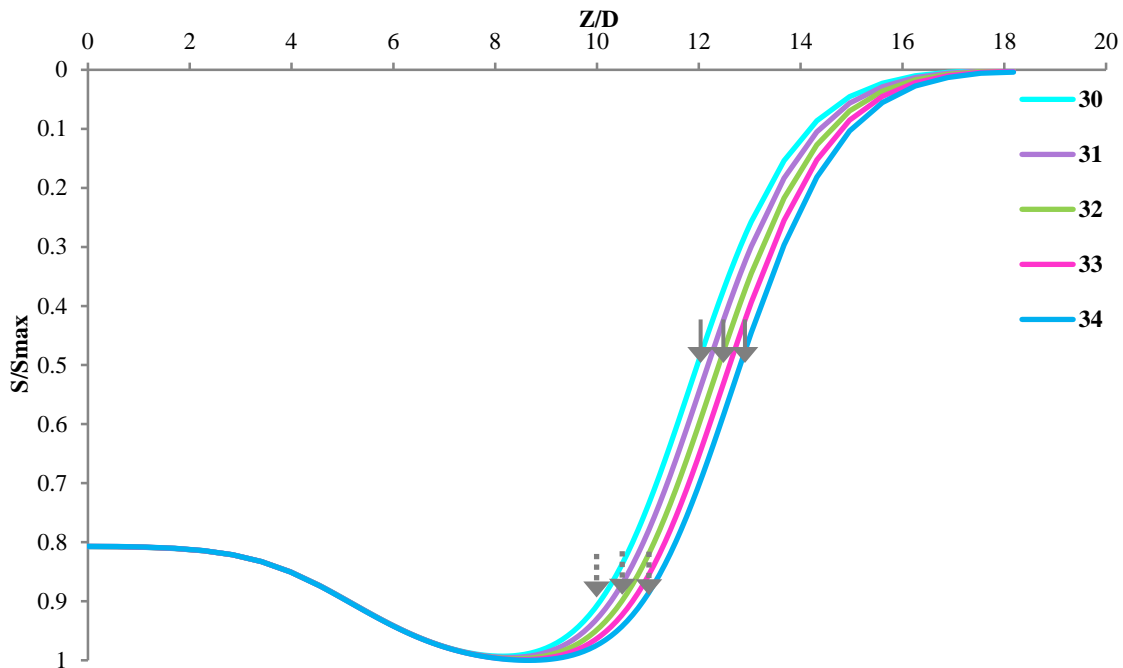
بالازدگی پشت سپر موضوع جالب توجهی است که در گزارش و تحقیقات افراد مختلف مانند مولر (Moller) [12]، نمازی (Namazi) [14]، فرانزیوس (Franzius) [15]، نگ و لی (Ng & Lee) [16] به آن اشاره شده است. طبق نظر مولر شکل گودی نشست ایجاد شده در قسمت سمت چپ شکل ۶ وابسته به شرایط مرزی در آن سمت مدل است. به گونه‌ای که اگر همانند مدل حاضر، اولین فاز حفاری تونل با نصب نگهداری بلافاصله در برش ابتدایی آغاز شود، گودی نشست طولی همانند منحنی (الف) در شکل ۸ خواهد بود؛ اما اگر در مدلسازی حفر تونل، نگهداری لحاظ نشود، منحنی (ب) در شکل ۸ به دست خواهد آمد [12]. نمازی و فرانسیس این نمونه از بالازدگی را مرتبط با ابعاد مدل دانسته و معتقدند با افزایش ابعاد مدل، بالازدگی کاهش می‌یابد. اما نگ و لی آن را مرتبط با بالا بودن فشار جانبی زمین و یا تغییر تنش موثر می‌دانند [16].

#### ۴-۱- گودی نشست طولی سطحی (Surface Longitudinal Settlement)

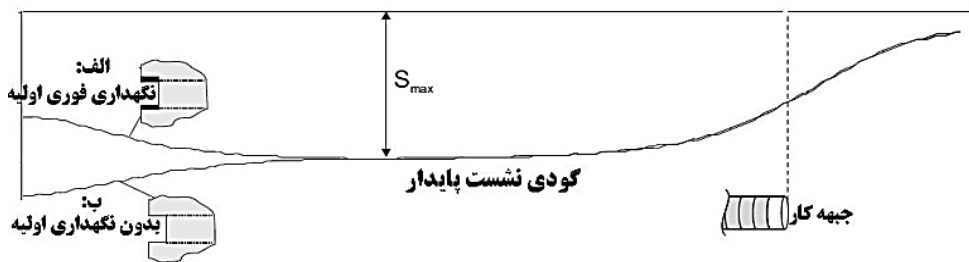
شکل ۶ تغییرات گودی نشست طولی سطح زمین را در چند فاز پیشروی تونل نشان می‌دهد. در نمودارهای ارایه شده، محورها به صورت بی‌بعد تعریف شده‌اند. محور افقی بر حسب فاصله در جهت طولی ( $Z$ ) یا عرضی ( $X$ ) نسبت به قطر تونل (۶٫۶ متر) و محور عمودی بر حسب نشست ایجاد شده ( $S$ ) نسبت به نشست حداکثر ( $S_{max}$ ) تعریف شده است. با پیشروی تونل به مقدار نشست حداکثر ایجاد شده در هر فاز افزوده شده و سرانجام به یک مقدار ثابت میل می‌کند. این حقیقت را می‌توان به صورت دقیق‌تر در شکل ۷ برای ۵ فاز نهایی پیشروی مشاهده کرد. هر رنگ در شکل، اشاره به یک فاز خاص دارد. همچنین در شکل ۷ مشاهده می‌شود که شکل گودی نشست به یک حالت ثابت رسیده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که گودی نشست نهایی سه‌بعدی به دست آمده در شکل ۷ گودی نشست پایدار است [13]. با استناد به گودی نشست پایدار دیده می‌شود که مقدار نشست حداکثر تقریباً در فاصله‌ای برابر با  $3D$  قبل از جبهه‌کار به یک مقدار ثابت برابر با ۶٫۵۵ میلی‌متر میل



شکل ۶- تغییرات گودی نشست طولی سطحی با فازهای پیشروی (↓ محل جبهه کار، ∇ محل نصب سگمنت)



شکل ۷- پایدار شدن گودی نشست در فازهای نهایی مدلسازی (↓ محل جبهه کار، √ محل نصب سگمنت)



شکل ۸- شکل نیمرخ نشست طولی - الف: با نگهداری اولیه، ب: بدون نگهداری اولیه [12]

یکسان و برابر با ۵/۴۹ میلی‌متر (۸۳/۸۱ درصد نشست حداکثر) است. با مقایسه‌ی نشست در جبهه‌کار و در مکان نصب اولین نگهداری می‌توان نتیجه گرفت که نشست برای ۳۹/۲۳ درصد نشست حداکثر در امتداد سپر و ناحیه‌ی تزییق رخ می‌دهد. همچنین مقدار ۱۶/۱۹ درصد نشست حداکثر در امتداد رینگ نگهداری رخ می‌دهد.

#### ۴-۲- گودی نشست عرضی سطحی (Surface Cross-Section Settlement)

در این قسمت تاثیر پیشروی جبهه‌کار بر منحنی نشست عرضی بررسی می‌شود. در شکل ۹ نشست عرضی در شش مقطع سطحی که در فواصل متفاوت در جلو و پشت

نکته مهم و قابل تامل دیگر، مقدار نشست در جبهه‌کار است. فلاش‌های توپر موجود در شکل ۶ و شکل ۷ مکان جبهه‌کار را در فاز حفاری مورد نظر نشان می‌دهند. همانطور که مشاهده می‌شود نشست ایجاد شده در جبهه‌کار در تمام فازها با هم مساوی و برابر با ۲/۹۲ میلی‌متر (۴۴/۵۸ درصد نشست حداکثر) است. همان‌گونه که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، مکان جبهه‌کار در واقع نقطه‌ی عطف منحنی گودی نشست طولی است؛ به این معنی که بیش‌ترین شیب منحنی نشست طولی در بالای جبهه‌کار قرار دارد. فلاش‌های نقطه چین در این شکل‌ها مکان نصب اولین رینگ سگمنت در عقب سپر را نشان می‌دهد. مقدار نشست در این نقاط

جابجایی عمودی در تاج تونل دقیقاً قبل از نصب اولین رینگ نگهداری در عقب *TBM* رخ می‌دهد که برابر با ۲۴/۹۴ میلی‌متر است. همچنین می‌توان دید که پس از نصب پوشش، جابجایی تاج تونل به سرعت به یک مقدار پایدار و برابر با ۱۹/۵ میلی‌متر (۷۸/۱۸ درصد نشست ماکزیمم) میل می‌کند. میزان نشست رخ داده در جبهه‌کار تاج تونل برابر با ۵/۵۱ میلی‌متر (۲۲ درصد نشست ماکزیمم) است.

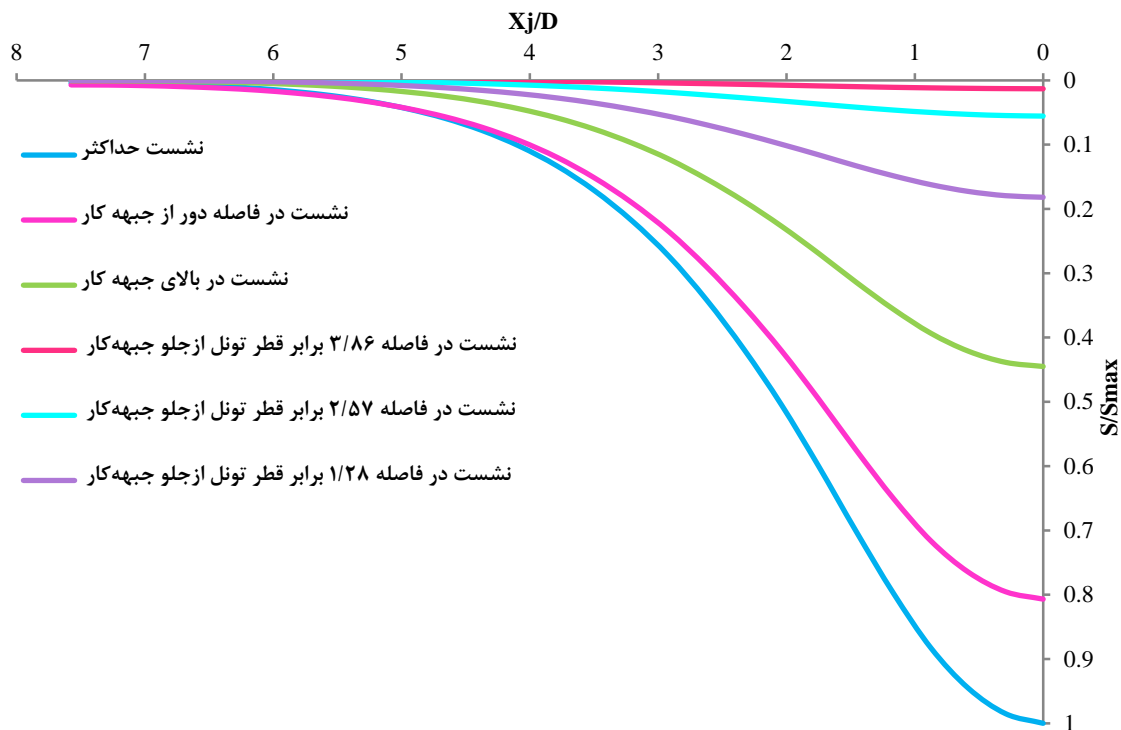
در شکل ۱۱ گودی نشست طولی سطح زمین و تاج تونل در فاز نهایی با هم مقایسه شده‌اند. محور عمودی بر حسب نسبت نشست ایجاد شده به نشست حداکثر در تاج تونل بیان شده است. با توجه به شکل حداکثر نشست رخ داده در سطح زمین برابر با ۲۶ درصد نشست حداکثر در تاج تونل است. بعلاوه در جبهه‌کار نشست تاج تونل ۱/۹ برابر نشست رخ داده در سطح است؛ در حالی که در انتهای سپر نشست رخ داده در تاج تونل ۴/۷۶ برابر نشست رخ داده در سطح زمین است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت بیش‌ترین نشست رخ داده در تاج تونل در امتداد سپر رخ می‌دهد.

جبهه‌کار قرار دارند، با هم مقایسه شده‌اند. مقادیر محور عمودی در شکل به صورت ضریبی از نشست حداکثر در مقطع دارای نشست ماکزیمم ارایه شده است.

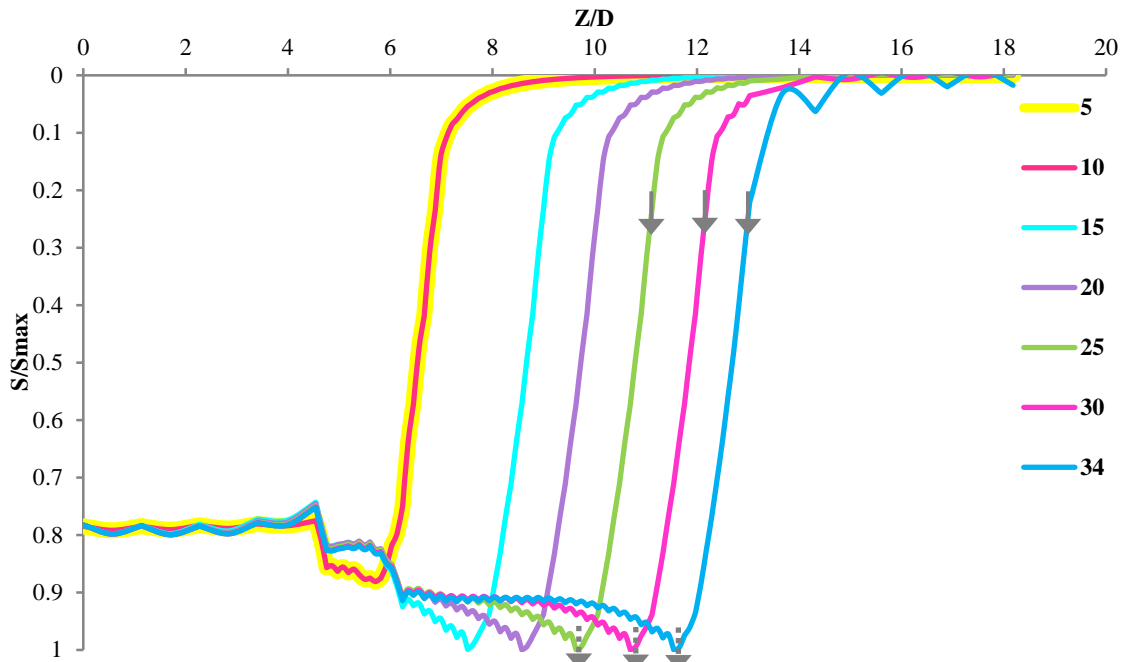
در شکل ۹ با نزدیک شدن به جبهه‌کار از بخش حفاری نشده‌ی جلوی جبهه‌کار به پهنای گودی نشست و همچنین به حداکثر نشست به وجود آمده در آن مقطع افزوده می‌شود، این تغییرات به تدریج تا مقطع با نشست حداکثر ادامه یافته ولی از این فاصله به بعد با دور شدن از جبهه‌کار از نشست حداکثر در مقطع عرضی کاسته می‌شود و سرانجام اندازه‌ی نشست به یک مقدار پایدار میل می‌کند.

#### ۳-۴- نشست طولی تاج تونل ( *Crown* ) ( *Longitudinal Settlement* )

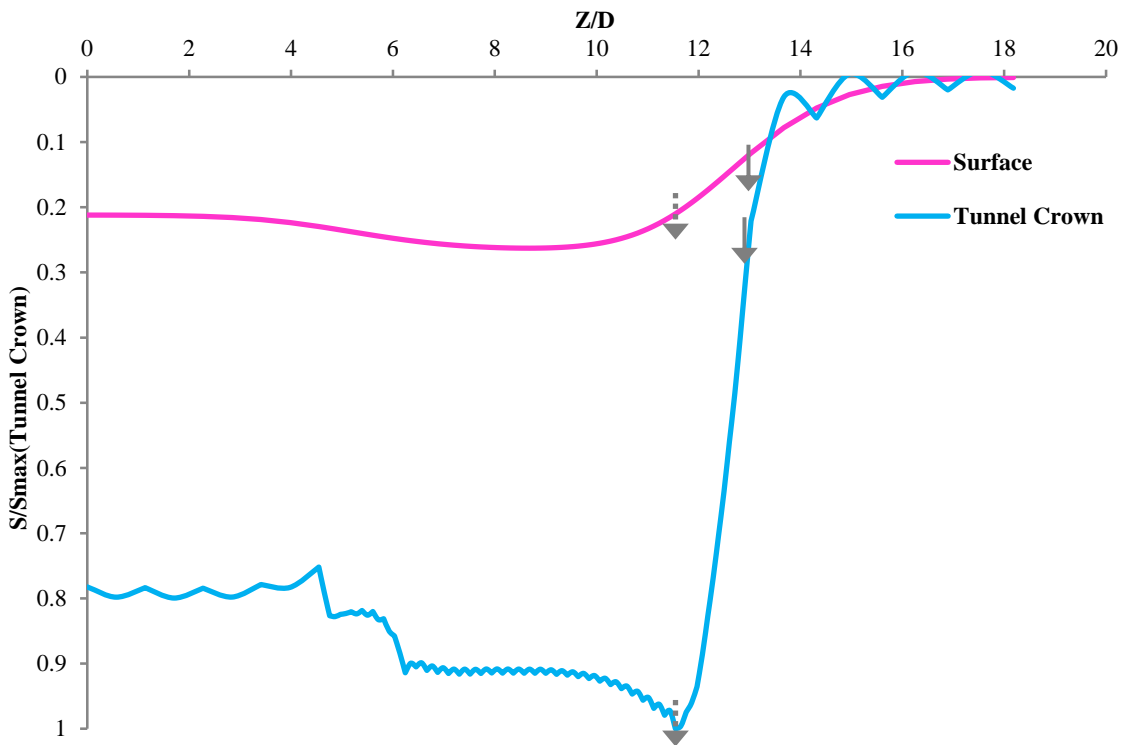
شکل ۱۰، تغییرات جابجایی عمودی تاج تونل را در فازهای متوالی پیشروی نشان می‌دهد. با توجه به شکل بیش‌ترین جابجایی‌ها در تاج تونل، پس از رسیدن *TBM* به آن نقطه ایجاد می‌شود. فلاش‌های توپر مکان جبهه‌کار تونل و فلاش‌های نقطه‌چین مکان تزریق و شروع نصب سگمنت را در فاز مربوط را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که حداکثر



شکل ۹- مقایسه‌ی نشست سطحی عرضی در مقاطع مختلف در گودی نشست پایدار



شکل ۱۰- تغییرات نشست طولی در تاج تونل (↓ محل جبهه کار، ↓↓ محل نصب سگمنت)



شکل ۱۱- مقایسه‌ی نشست طولی تاج تونل با نشست سطح زمین در فاز نهایی حفاری تونل (↓ محل جبهه کار، ↓↓ محل نصب سگمنت)



$$S = S_{max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

$$S_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i}} = V_L(\%) \times \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{1}{\sqrt{2\pi i}} \quad (2)$$

$$= \frac{0.313V_L(\%)D^2}{i}$$

$$S_{max} = 0.785(\gamma Z_0 + P_s) \times \left(\frac{D^2}{i \cdot E}\right) \quad (3)$$

در جدول ۳ تعدادی از گزاره‌های ارایه شده برای تعیین فاکتور پهنای گودی نشست ( $i$ ) آورده شده است.

## ۵- تخمین گودی نشست عرضی با استفاده از روش تجربی

پک گودی نشست زمین بکر را با یک منحنی گوسی به صورت گزاره‌ی (۱) تخمین زده است [5]. در گزاره‌ی (۱)، دو مجهول  $i$  و  $S_{max}$  وجود دارد. اوراییلی و نیو گزاره‌ی (۲) را برای تعیین  $S_{max}$  ارایه داده‌اند [2]. همچنین هرزراگ گزاره‌ی (۳) را برای تعیین حداکثر نشست پیشنهاد داده است [2]. این گزاره بر اساس داده‌های حاصل از تونل‌های حفاری شده توسط  $TBM$  و  $NATM$  تعیین شده است.

جدول ۳- گزاره‌های برآورد فاکتور پهنای گودی نشست [17]

نام محقق	گزاره	توضیحات
پک (۱۹۶۹)	$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$ $n = 0.8 - 1.0$	برای محدوده‌ی وسیعی از خاک‌ها
اتکینسون و پات (۱۹۷۹) (Atkinson & potts)	$i = 0.25(Z_0 + R)$ $i = 0.25(1.5Z_0 + 0.5R)$	ماسه‌ی سست ماسه‌ی متراکم و رس بیش‌تحکیمی
اوراییلی و نیو (۱۹۸۲)	$i = 0.43Z_0 + 1.1$ $i = 0.28Z_0 - 0.1$	خاک چسبنده خاک دانه‌ای
میر (۱۹۸۳) (Mair)	$i = 0.5Z_0$	برای خاک‌های رسی

نیوتون و بخش  $Solver$  نرم‌افزار  $Excel$  استفاده شده است. فاصله‌ی عرضی از مرکز تونل از گزاره‌ی (۴) به دست می‌آید.

$$y = |x_j - x_{Smax}| \text{ \& } 0 \leq x_j \leq 50 \quad (4)$$

بنا به تقارن صفحه‌ای (مطابق شکل ۴) فرض می‌شود که نقطه‌ی نشست حداکثر در بالای تاج تونل قرار دارد، بنابراین:

$$x_{Smax} = 0 \rightarrow y = x_i \quad (5)$$

پس از حل مدل عددی با نرم‌افزار  $Plaxis$  و تعیین گودی نشست عرضی، مختصات آن ( $x_j$ ) وارد نرم‌افزار  $Excel$  شده و برای مجهولات گزاره‌ی (۱) یعنی  $i$  و  $S_{max}$  در هر یک از سه مقطع مورد نظر سلول‌هایی به عنوان سلول‌های مرجع اختصاص داده شده است. سپس برای برازش منحنی بر داده‌های عددی، مطابق با گزاره‌ی توزیع نشست پک، به سلول‌های مرجع مقادیر حدسی اولیه اختصاص داده و با روش سعی و خطا بهینه‌سازی آن‌ها انجام شده است. در اولین تقریب، برای انتخاب اولیه‌ی پارامترها از داده‌های به دست آمده از نرم‌افزار عددی کمک گرفته شده است. مقدار خطا با استفاده از گزاره‌ی (۶) به دست می‌آید:

## ۵-۱- تخمین گودی نشست عرضی با استفاده از روش نیمه‌تجربی

هر کدام از گزاره‌های موجود در جدول ۳ برای یک شرایط خاص زمین و تونل استخراج شده‌اند و تعمیم آن‌ها به موارد دیگر چندان امکان‌پذیر نیست. شرایط خاک‌های ناهمگن این مشکلات را تشدید می‌کند. در این پژوهش برای محاسبه‌ی پارامترهای  $i$  و  $S_{max}$  از نرم‌افزار عددی استفاده شده است. بدین منظور در سه مقطع سطحی از گودی، نشست پایدار داده‌های مربوط به جابجایی عمودی (نشست) مدل‌های ساخته شده با نرم‌افزار استخراج و نتایج به نرم‌افزار  $Excel$  وارد و سپس نمودار توزیع نشست هر سه مقطع رسم شده است. سه مقطع مورد بررسی در شکل ۵ عبارتند از:

- مقطع در فاصله‌ی دور از جبهه‌کار (مقطع ۱-۱)
  - مقطع با نشست سطحی حداکثر (مقطع ۲-۲)
  - مقطع قرار گرفته در بالای جبهه‌کار (مقطع ۳-۳)
- برای تطابق گزاره‌ی توزیع نشست پک با منحنی توزیع نشست محاسبه شده توسط نرم‌افزار از روش سعی و خطای

داده شده است. محور عمودی در نمودارها برحسب نسبت نشست به نشست حداکثر حاصل از مدلسازی عددی در مقطع عرضی مورد نظر است.

۱- برای مقطع در فاصله‌ی دور از جبهه‌کار (شکل ۱۲):  
 $S_{\max(\text{Formula})} = 5.28\text{mm} = S_{\max(\text{Model})}$  (۸)

$$\& i \approx 12m \approx 1.82D$$

۲- مقطع با نشست سطحی حداکثر (شکل ۱۳):

$$S_{\max(\text{Formula})} = 6.50\text{mm} = 0.99S_{\max(\text{Model})}$$
 (۹)

$$\& i \approx 12m \approx 1.82D$$

براساس نتایج حاصل از این روش، فرمول تجربی گودی نشست در اثر حفر تونل در مقطع عرضی با نشست حداکثر به صورت گزاره‌ی (۱۰) تعیین شده است. با این گزاره می‌توان نیمرخ گودی نشست عرضی حداکثر تونل متروی شیراز را در مسیر مورد بررسی تعیین نمود.

$$S = 6.50 \exp\left(\frac{-y^2}{288}\right)$$
 (۱۰)

۳- در مقطع قرار گرفته در بالای جبهه‌کار (شکل ۱۴):

$$S_{\max(\text{Formula})} = 2.89\text{mm} = 0.99S_{\max(\text{Model})}$$
 (۱۱)

$$\& i \approx 12m \approx 1.82D$$

$$\Delta S^j = |S_{\text{Model}}^j - S_{\text{Formula}}^j|$$
 (۶)

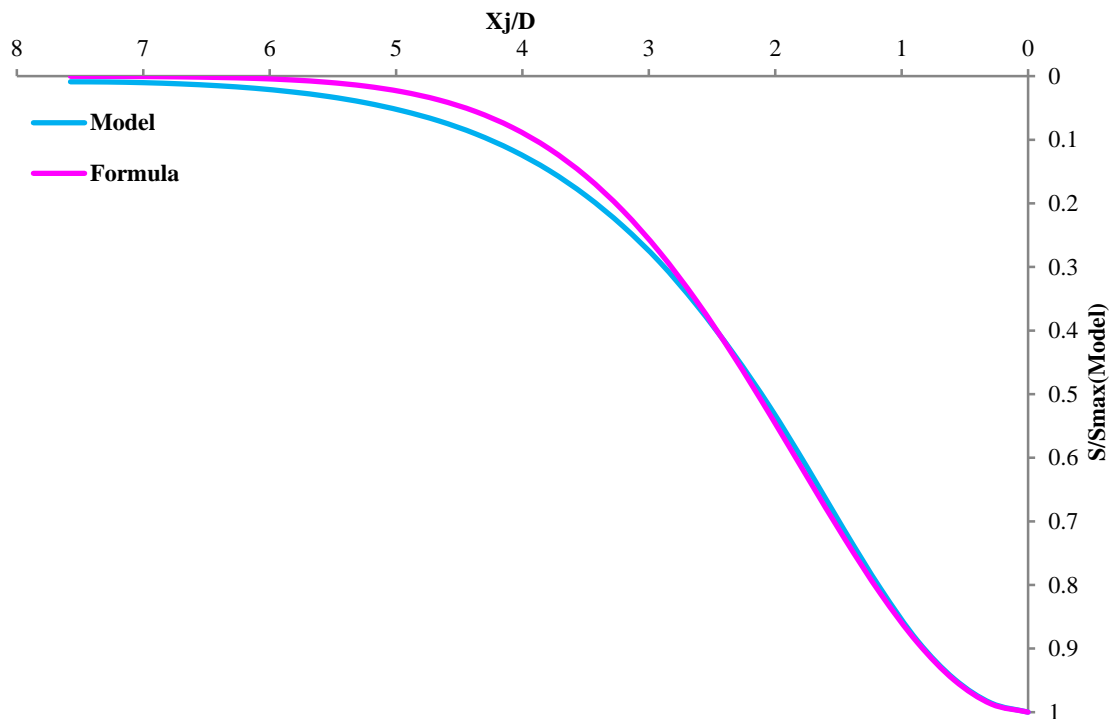
هنگامی که این دو منحنی بر هم تطابق پیدا می‌کنند مقدار خطا به سمت صفر میل خواهد نمود. چون این شرط باید برای تمامی  $z$ ها صادق باشد، بنابراین می‌توان شرط تطابق را به صورت گزاره‌ی (۷) تعریف کرد:

$$\lim \sum_{j=1}^n \Delta S^j \rightarrow 0$$
 (۷)

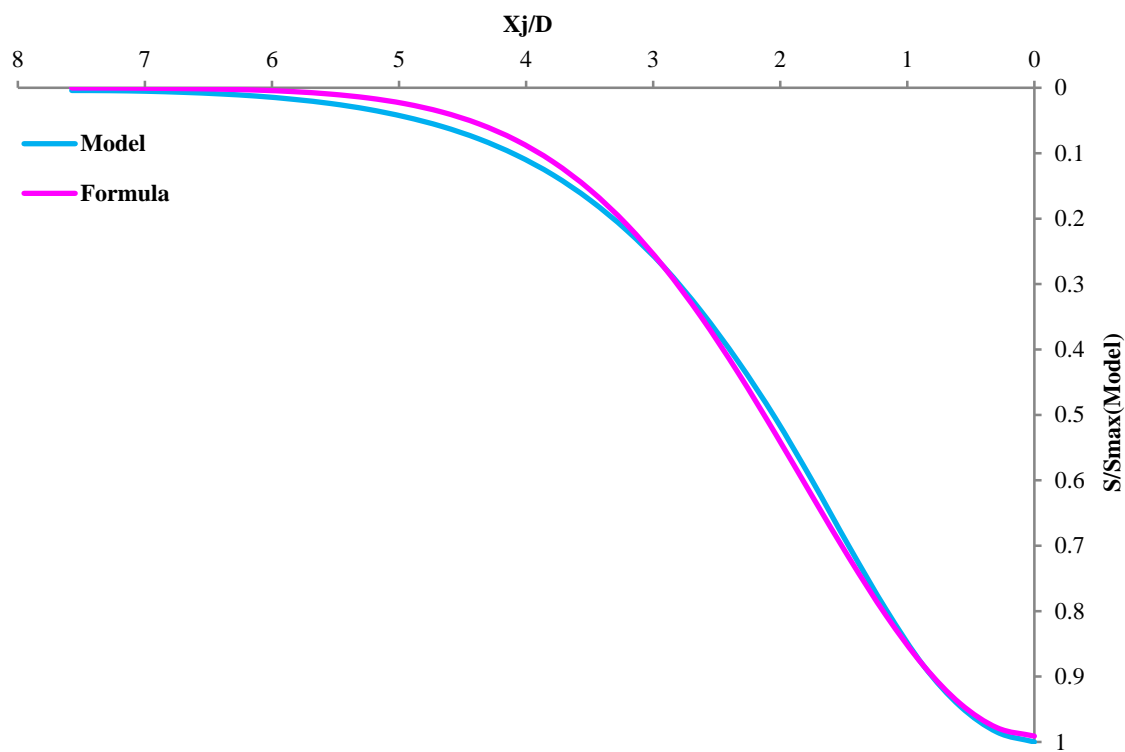
با توجه به گزاره‌ی (۷)، مجموع قدر مطلق اختلاف نشست نتیجه شده از گزاره و مدل باید در تمام  $z$ ها به صفر میل کند. با توجه به مثبت بودن تابع خطا، لازمه‌ی این امر به صفر میل کردن تمامی مقادیر خطا است. بنابراین  $\sum_{j=1}^n \Delta S^j$  به عنوان سلول هدف در Excel وارد و توسط بخش Solver مقادیر سلول‌های مرجع ( $i$  و  $S_{\max}$ ) آن قدر تغییر داده شد تا مقدار سلول هدف کمینه شود.

#### ۵-۲- بررسی نتایج روش نیمه تجربی

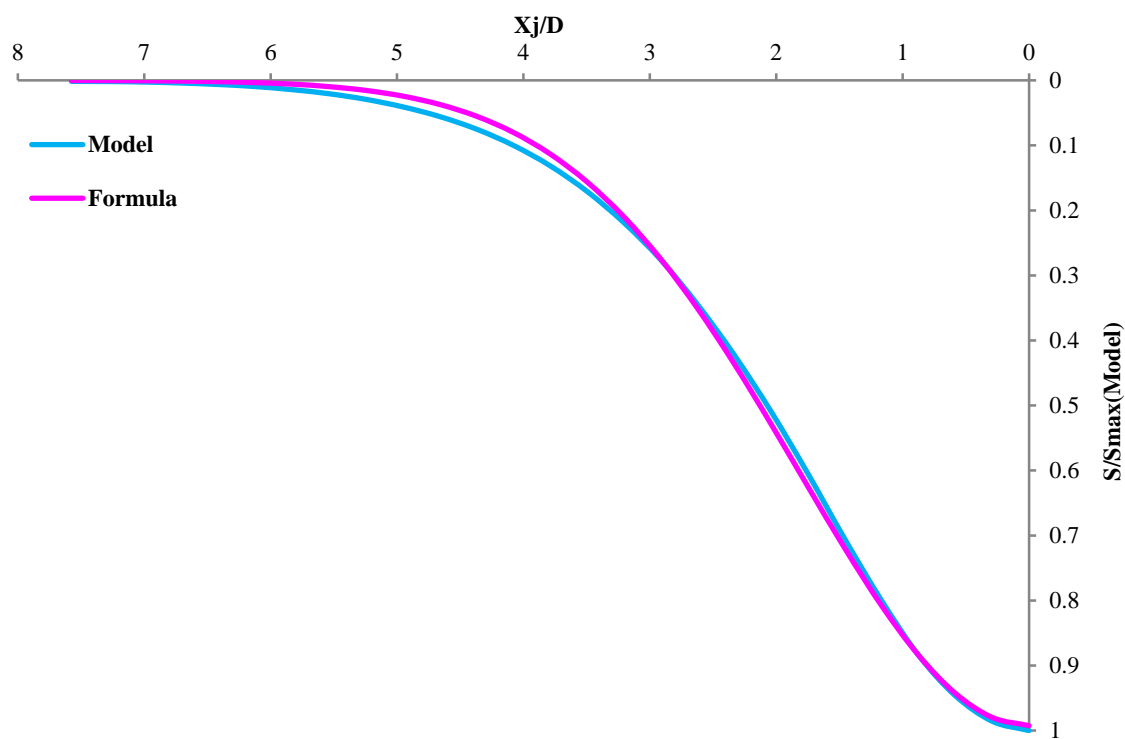
نتایج حاصل از روش نیمه تجربی معرفی شده برای تعیین پارامترهای گزاره‌ی پک و همچنین منحنی نشست حاصل از روش تجربی و عددی برای سه مقطع در ادامه تعیین و در نمودارهای موجود در شکل ۱۲، شکل ۱۳ و شکل ۱۴ نشان



شکل ۱۲- تطابق گودی نشست روش نیمه تجربی با گودی نشست روش عددی: مقطع دور از جبهه‌کار



شکل ۱۳- تطابق گودی نشست روش نیمه تجربی با گودی نشست روش عددی: مقطع با نشست سطحی حداکثر



شکل ۱۴- تطابق گودی نشست روش نیمه تجربی با گودی نشست روش عددی: مقطع در بالای جبهه‌کار

دست آمده از روش نیمه‌تجربی در جدول ۴ مقایسه شده است. مقایسه‌ی نتایج روش‌ها نشان می‌دهد  $i$  به دست آمده از روش نیمه‌تجربی به نتایج بیش‌تر روش‌های موجود جدول ۳ نزدیک است. اگر در گزاره‌های پیشنهاد شده توسط پک و اتول مقدار  $n=1.06$  قرار داده شود، برابری کامل بین نتایج به دست آمده از گزاره‌ها و روش نیمه‌تجربی حاصل خواهد شد. با توجه به توافق منحنی‌های حاصل از گزاره‌ی نیمه‌تجربی و مدل، می‌توان نتیجه گرفت که نتایج حاصل از روش نیمه‌تجربی ارایه شده، تقریب بسیار خوبی را از نشست در ناحیه‌ی مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

مشاهده می‌شود که در هر سه حالت پارامتر  $i$  یکسان است. این بدان معنی است که در گودی نشست پایدار مقدار فاکتور  $i$  در تمامی مقاطع ثابت و مستقل از فاصله‌ی جبهه‌کار از مقطع مورد نظر است. به طور کلی با پیشروی تونل از مقدار فاکتور  $i$  به تدریج کاسته شده و سرانجام به مقدار ثابت  $1.82D$  می‌رسد. وابستگی فاکتور  $i$  به عمق برای ناحیه‌ی مورد مطالعه را می‌توان به صورت گزاره‌ی (۱۲) بیان نمود:

$$i = 0.54Z_0 \quad (12)$$

مقادیر پارامتر  $i$  حاصل از روش‌های تجربی با مقدار به

جدول ۴- مقایسه‌ی نتایج روش‌های تجربی با نتایج به دست آمده از روش نیمه‌تجربی برای تعیین فاکتور  $i$

توضیحات	گزاره‌ی $i$	$i$	محقق
$n = 0.8 - 1.0$	$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$8.74 < i < 11.15$	پک (۱۹۶۹)
-	$i = 0.25(1.5Z_0 + 0.5R)$	$i = 8.77 \text{ m}$	اتکینسون و پاتس (۱۹۷۹)
-	$i = 0.43Z_0 + 1.1$	$i = 10.69 \text{ m}$	اورایلی و نیو (۱۹۸۲)
-	$i = 0.5Z_0$	$i = 11.15 \text{ m}$	میر (۱۹۸۳)
$\alpha = 1 \ \& \ n = 1$	$\frac{i}{R} = \alpha \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$i = 11.15 \text{ m}$	اتول (۱۹۷۷)
$\alpha = 1 \ \& \ n = 0.8$	$\frac{i}{R} = \alpha \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$i = 8.74 \text{ m}$	کلاف و اشمیت (۱۹۸۱)
-	$i = 0.0.386Z_0 + 2.84$	$i = 11.31 \text{ m}$	اریگلو (۱۹۹۲)
-	-	$i = 12 \text{ m}$	روش نیمه تجربی

حداکثر افزوده شده است. این افزایش به تدریج تا مقطع با نشست حداکثر (فاصله‌ی  $3D$  پشت جبهه‌کار) ادامه یافته ولی از این فاصله به بعد با دور شدن از جبهه‌کار از مقدار نشست حداکثر در مقطع عرضی اندکی کاسته شده و سرانجام اندازه‌ی نشست به یک مقدار پایدار میل نموده است.

بررسی گودی نشست طولی در نزدیکی تاج تونل نشان داده است، بیش‌ترین جابجایی‌ها در هر نقطه‌ای از تاج تونل، پس از رسیدن  $TBM$  به آن نقطه ایجاد می‌شود. با مقایسه‌ی گودی‌های نشست طولی در سطح زمین و تاج تونل، در ناحیه‌ی مورد مطالعه، ۲۶ درصد نشست حداکثر ایجاد شده در تاج تونل به سطح زمین منتقل می‌شود. بر اساس نتایج مدل عددی بالازدگی سطح زمین در پشت سپر بررسی شده است.

یک روش نیمه‌تجربی نیز برای تطبیق گودی نشست

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله اندرکنش حفاری تونل توسط ماشین  $EPB$  و خاک اطراف تونل با استفاده مدلسازی عددی سه‌بعدی بررسی و خصوصیات گودی نشست پایدار در اطراف تونل تعیین شده است. بر اساس نتایج به دست آمده حداکثر نشست سطحی در فاصله‌ای حدود ۳ برابر قطر تونل در پشت جبهه‌کار به وجود آمده است. همچنین نشست سطحی ایجاد شده در بالای جبهه‌کار برابر با ۴۴٫۵۸ درصد نشست ماکزیمم به دست آمده است. با مقایسه‌ی نشست در جبهه‌کار و محل نصب اولین نگهداری، نشست‌ی برابر با ۳۹٫۲۳ نشست حداکثر در امتداد سپر و ناحیه‌ی تزریق و مقدار ۱۶٫۱۹ درصد نشست ماکزیمم در امتداد حلقه‌ی نگهداری رخ داده است.

با حرکت از جبهه‌کار به سمت بخش‌های حفاری شده، از تغییرات پهنای گودی نشست کاسته ولی به مقدار نشست

حاصل از حل عددی با گزاره‌ی تجربی گودی نشست پک  
 بیان و پارامترهای گودی نشست عرضی معرفی شده است. بر  
 اساس نتایج حاصل از این روش، گزاره‌ی تجربی گودی  
 نشست به صورت گزاره‌ی (۱۰) تعیین شده است.

## ۷- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$EI$	$kNm^2/m$	سختی خمشی	$S$	$m$	نشست سطحی تئوری
$EA$	$kN/m$	سختی محوری	$S_{max}$	$m$	نشست سطحی حداکثر
$\theta$	-	نسبت پواسون	$\gamma$	$m$	فاصله‌ی افقی عرضی از مرکز تونل
$\gamma_{sat}$	$gr/cm^3$	وزن مخصوص اشباع خاک	$\gamma$	$ton/m^3$	میانگین وزن مخصوص سازندها
$\gamma_{dry}$	$gr/cm^3$	وزن مخصوص خشک خاک	$Z_0$	$m$	عمق محور تونل
$C$	$kg/cm^2$	چسبندگی خاک	$P_s$	$ton/m^2$	فشار کل روباره
$\varphi$	Degree	زاویه‌ی اصطکاک داخلی	$V_s$	$m$	حجم گودی نشست (در طول تونل)
$E$	$kg/cm^2$	مدول کشسانی	$\Delta S^j$	-	مقدار خطا
$D$	$m$	قطر تونل	$n$	-	تعداد نقاط
$i$	$m$	مختصات تغییر انحنای پروفیل گودی نشست یا فاکتور پهنای گودی نشست			
$x_j$	$m$	مختصات عرضی نقطه‌ی زردر منحنی توزیع نشست			
$x_{Smax}$	$m$	مختصات عرضی نشست حداکثر واقع در بالای محور تونل			
$S^j_{Model}$	$m$	نشست محاسبه شده توسط نرم‌افزار برای هر $x_j$			
$S^j_{Formula}$	$m$	نشست به دست آمده از گزاره‌ی پک برای هر $x_j$			

## ۸- منبع‌ها

- [1] O'Carroll, J. B. (2005). *A Guide to Planning, Constructing and Supervising Earth Pressure Balance TBM Tunneling*. New York: Parsons Brinckerhoff Inc.
- [2] Toan, N. D. (2006). *TBM and Lining Essential Interfaces*. Msc Thesis, Italy: Politecnico Di Torino. <http://ita-aites-srv1.epfl.ch/index.php?id=90&L=1>.
- [3] Loganathan, N., & Poulos, H. G. (1998). Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 846-856. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(846\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(846)).
- [4] Park, K. H. (2005). Analytical Solution for Tunnelling-Induced Ground Movement in Clays. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(3), 249-261. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2004.08.009>.
- [5] Leca, E. & Barry, N. (2007). Settlements Induced by Tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(2), 119-149. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2006.11.001>.
- [6] Brinkgreve, R. B. J., & Broere, W. (2003). The Influence of Tunnel Boring on Foundations and Buildings in Urban Areas - A Numerical Study. Workshop on Geotechnics of Soft Soils (pp. 257-263). Delft University of Technology & Plaxis B.V. [http://www.geo.citg.tudelft.nl/broere/pdf/brinkgreve\\_FEMtunnel\\_scnep2003.pdf](http://www.geo.citg.tudelft.nl/broere/pdf/brinkgreve_FEMtunnel_scnep2003.pdf).
- [7] Cheng, C. Y., Dasari, G. R., Leung, C. F., Chow, Y. K., & Rosser, H. B. (2004). 3D Numerical Study of Tunnel-Soil-Pile Interaction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(4-5), 381-382. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2004.02.011>.

- [8] Xiang, Y., Jiang, Z., & He, H. (2008). Assessment and Control of Metro-Construction Induced Settlement of A Pile-Supported Urban Overpass. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), 300-307, <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2007.06.008>.
- [۹] اسفندیاری، م. (۱۳۸۷). تحلیل نشست ناشی از حفر تونل مترو و تاثیر آن بر روی سازه‌های سطحی - مطالعه‌ی موردی: زیرگذر خیابان زند شیراز. پایان‌نامه‌ی کارشناسی‌ارشد، دانشکده‌ی فنی - مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- [10] Al-Khoury, R., Bakker, K. J., Bonnier, P. G., Vermeer, P. A., & Waterman, D. (2004). *Tutorial Manual of Plaxis 3D Tunnel, Version 2*. Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis B.V.
- [۱۱] مهندسان مشاور مکانیک خاک. (۱۳۸۶). گزارش آزمایشگاه مکانیک خاک و ژئوتکنیک مسیر قطار شهری شیراز.
- [12] Moller, S. C. (2006). *Tunnel Induced Settlement and Structural Forces in Lining*. Berlin: Doctoral Thesis, Institute of Geotechnic, Stuttgart University. ISBN-10: 3-9211837-54-5. [http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/IGS\\_Dissertationen/Doctoral\\_Thesis\\_Sven\\_Moeller.pdf](http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/IGS_Dissertationen/Doctoral_Thesis_Sven_Moeller.pdf).
- [13] Mroueh, H., & Shahrour, I. (2008). A Simplified 3D Model for Tunnel Construction Using Tunnel Boring Machines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(1), 38-45. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2006.11.008>.
- [14] Namazi, E., Mohamad, H., Hong, A. K. B., Hajihassani, M., Josoh, S. N., & Alavi, S. V. (2012). Ground Behaviour around a Tunnel Using Various Soil Models. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17(E), 609-622. <http://www.ejge.com/2012/Ppr12.056alr.pdf>.
- [15] Franzius, J. N., Potts, D. M., & Burland, J. B. (2005). The influence of Soil Anisotropy and K0 on Ground Surface Movements Resulting from Tunnel Excavation. *Géotechnique*, 55(3), 189-199. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2005.55.3.189>.
- [16] Ng, C. W. W., & Lee, G. T. K. (2005). Three-Dimensional Ground Settlements and Stress Transfer Mechanisms due to Open-Face Tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1015-1029. <http://dx.doi.org/10.1139/t05-025>.
- [17] Sweeney, P. (2006). *A Study of Interaction Effects due to Bored Tunnels in Clay*. Master's Thesis, Department of Civil and Environmental engineering, Massachusetts Institute of Technology. <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/34585>.

### تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

محمد رضا مؤمن زاده<sup>۱\*</sup>؛ محمدرضا منصورى<sup>۲</sup>؛ آرمین عظیمی نژاد<sup>۲</sup>

۱- دانش آموخته‌ی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

۲ و ۳- استادیار؛ گروه مهندسی زلزله؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۲/۰۲/۲۴؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۱۲/۲۱

#### چکیده

در نظر گرفتن رفتار غیر خطی خاک و تونل در برابر زلزله برای رسیدن به پاسخ‌های واقعی در عمل از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این مقاله با استفاده از ترکیب روش پیشنهادی وانگ (Wang) و هشاش (Hashash) برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل و الگوی پیشنهادی سعی و خطای اصلاح سختی پوشش، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین شده است. سپس با استفاده از روابط موجود برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها و تعمیم آن به تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، یک ضریب رفتار اعوجاجی برای تونل تخمین زده شده است. هدف اصلی این مقاله تعیین نیروهای ایجاد شده در پوشش تونل (بدون مدلسازی خاک پیرامون آن) است که با اعمال ضریب رفتار اعوجاجی، اثرات غیرخطی شدن سازه‌ی تونل و همچنین اندرکنش خاک و سازه در حین زلزله لحاظ شده است. برای بررسی صحت این ضریب رفتار، سه تحلیل دینامیکی غیر خطی سازگار با ساختگاه روی مدل المان محدود خاک و تونل انجام شده و مقایسه‌ای بین نیروهای اصلاح شده با ضریب رفتار در حالت استاتیکی خطی و نیروهای به وجود آمده در حالت تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، انجام شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، مقادیر نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه است؛ حال آن‌که با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده می‌توان پاسخ استاتیکی را به پاسخ واقعی در حین زلزله نزدیک نمود.

#### واژگان کلیدی

ضریب رفتار اعوجاجی  
استاتیکی غیر خطی  
تغییر مکان اعوجاجی هدف  
اندرکنش خاک و سازه  
تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی  
ارتفاع روباره

#### ۱- پیشگفتار

می‌توان به زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ چیچی (Chi Chi) تایوان و خسارت وارده به تونل‌های کوهستانی مرکز تایوان، زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ دوزجه (Duzce) ترکیه و خرابی بخشی از تونل‌های دوقلوی بلو (Bolu) اشاره نمود [1].  
اون (Owen) و شول (Scholl) در سال ۱۹۸۱، ۱۲۷ مورد تونل مستطیلی و دایره‌ای را در برابر زلزله‌های مختلف مورد بررسی قرار دادند و انواع خسارت‌های مشاهده شده در این تونل‌ها را به صورت زیر بیان نمودند [1]:

در سازه‌های زیرزمینی نظیر تونل‌ها طراحی و تحلیل‌ها بر مبنای نگرشی انجام می‌گیرد که ملاک اصلی آن تغییر شکل تونل و زمین است؛ زیرا پاسخ لرزه‌ای آن‌ها به تغییر شکل‌های تحمیلی زمین بسیار حساس است. تا پیش از سال ۱۹۹۵، تونل‌ها برای مقاومت در برابر بارهای دینامیکی طراحی نمی‌شدند، اما زلزله‌های دهه‌ی ۱۹۹۰، سبب خرابی‌های جدی در برخی از تونل‌ها شد. به عنوان مثال

\* تهران؛ میدان پونک؛ انتهای بزرگراه اشرفی اصفهانی به سمت حصارک؛ میدان دانشگاه آزاد اسلامی؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ گروه مهندسی زلزله؛ طبقه‌ی دوم؛ کدپستی: ۱۴۷۷۸۹۲۸۵۵؛ صندوق‌پستی: ۱۴۵۱۵/۷۷۵؛ شماره‌ی تلفن: ۴۴۸۶۸۴۲۸-۰۲۱؛ داورنگار: ۴۴۸۶۵۱۰۵-۰۲۱؛ رایانامه: [mr.momenzadeh@srbiau.ac.ir](mailto:mr.momenzadeh@srbiau.ac.ir)

استفاده از جدول‌ها، روابط و نمودارها در نظر گرفته می‌شود [2] و [3].

در روش ارائه شده توسط این دو پژوهشگر رفتار پوشش تونل خطی در نظر گرفته شده است. در نظر نگرفتن رفتار غیر خطی برای پوشش تونل باعث عدم امکان بازتوزیع نیروها و تغییر شکل‌ها حین زلزله می‌شود. در نتیجه با ترکیب روش فوق و الگوی پیشنهادی سعی و خطای اصلاح سختی پوشش، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین و با انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل و با استفاده از روابط موجود برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها و تعمیر آن برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی، ۴ ضریب رفتار اعوجاجی با توجه به ۲ نوع خاک و ۲ ارتفاع روباره برای تونل با مقطع بیضی ناقص تخمین زده شده است.

برای تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل، رفتار خاک مدلسازی نمی‌شود، اما اثرات اندرکنش خاک و سازه در روابط تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل لحاظ شده است. با توجه به این‌که تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی برای مدل المان محدود خاک و تونل وقت‌گیر است، هدف اصلی در این مقاله تعیین نیروهای پوشش تونل (نیروی محوری و لنگر خمشی) بدون مدلسازی خاک پیرامون آن با فرض رفتار خطی برای پوشش تونل است. اثرات غیر خطی شدن رفتار تونل در حین زلزله نیز با اعمال ضریب رفتار اعوجاجی لحاظ می‌شود.

در نهایت برای بررسی صحت ضریب رفتارها با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS 6-11-1 سه تحلیل دینامیکی غیر خطی سازگار با ساختگاه روی مدل‌های المان محدود خاک و تونل (با فرض رفتار غیر خطی برای خاک و تونل) انجام شده و مقایسه‌ای بین نیروهای اصلاح شده با ضریب رفتار در حالت استاتیکی خطی و نیروهای به وجود آمده در حالت دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، انجام می‌شود.

## ۲- مبانی روش استاتیکی غیرخطی در سازه‌ها

به طور کلی در تحلیل استاتیکی غیر خطی دو پارامتر نقش اساسی دارند؛ به طوری‌که اگر این دو پارامتر به درستی تعیین نشوند صحت تحلیل استاتیکی غیر خطی زیر سوال

- خرابی مفاصل پلاستیک
- گسترش ترک‌های طولی
- تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین دیواره

شارما (Sharma) و جوود (Judd) در سال ۱۹۹۰، ۱۹۲ مورد گزارش رفتار سازه‌های زیرزمینی را در برابر ۸۵ زلزله در سراسر جهان مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که آسیب‌پذیری یک سازه‌ی زیرزمینی را می‌توان بر حسب عمق روباره و پارامترهای زلزله‌ی منطقه ارزیابی نمود. همچنین آسیب‌دیدگی و خرابی تونل‌ها با افزایش عمق روباره کاهش می‌یابد [1].

هشاش (Hashash) در سال ۲۰۰۱ در مقاله‌اش به این نکته‌ی مهم اشاره نمود که سازه‌ی تونل باید از نظر شکل‌پذیری و مقاومت در برابر اثرات زلزله بررسی شود. همچنین برای تامین شکل‌پذیری کافی در پوشش تونل در هنگام زلزله، فاکتور کاهش نیرو، معادل شکل‌پذیری تامین شده برای تونل است [2].

با توجه به مواردی که در بالا اشاره شد، می‌توان نتیجه گرفت که اثرات تخریبی زلزله بر تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی در سال‌های اخیر، بسیار مورد توجه پژوهشگران در این حوزه قرار گرفته است. شایان ذکر است که در اکثر تحقیقات انجام شده در مورد تونل‌های تحت بارگذاری زلزله، رفتار پوشش تونل خطی در نظر گرفته شده است. در این مقاله با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی برای پوشش تونل، امکان ورود پوشش به محدوده‌ی غیر ارتجاعی در صورت نیاز در حین زلزله فراهم شده است.

اثرات زلزله بر تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی از دو جنبه قابل بررسی است:

- رفتار طولی تونل
- رفتار اعوجاجی تونل

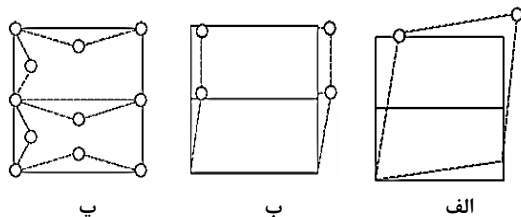
در این مقاله تنها به اثرات زلزله در مقطع تونل (تحت اعوجاج لرزه‌ای) با مدلسازی کرنش مسطح (Plane Strain) پرداخته شده است. به همین دلیل ضریب رفتاری بدست آمده همان ضریب رفتار اعوجاجی تونل است. علاوه بر این، با استفاده از ترکیب روش پیشنهادی ونگ در سال ۱۹۹۳ و هشاش در سال ۲۰۰۱ برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل، پوشش تونل بدون مدلسازی خاک پیرامون آن تحت آنالیز لرزه‌ای قرار می‌گیرد و اثرات اندرکنش خاک و سازه با



## ۲-۱- منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل

برای تعیین منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی جانبی تونل، انتخاب دقیق الگوی بارگذاری جانبی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. توزیع بار جانبی بر مدل تونل باید تا حد امکان شبیه به آنچه در زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اجزای پوشش تونل ایجاد کند.

برای مثال مونسیس (*Monsees*) و مریت (*Merritt*) در سال ۱۹۹۱، وضعیت تشکیل مفصل پلاستیک در حالت‌های مختلف را برای پروژه‌ی متروی لوس‌آنجلس بررسی کردند. آن‌ها مشخص کردند که در زلزله، طرح ماکزیمم اتصالات (*MDE*) می‌تواند تا حد مفصل پلاستیک کرنش پیدا کند، به شرط آن‌که تشکیل هیچ ترکیبی از مفصل پلاستیک نتواند منجر به تخریب بالقوه شود. شرایط مفصل پلاستیک قابل قبول و غیر قابل قبول برای پروژه‌ی متروی لوس‌آنجلس، در شکل ۱ نمایش داده شده است [6].



شکل ۱- الف: وضعیت قابل قبول دو مفصل پلاستیک

ب: وضعیت قابل قبول دو مفصل پلاستیک

پ: وضعیت غیر قابل قبول سه مفصل در هر عضو [6]

وانگ با بررسی‌های فراوان روی حالت‌های خرابی تونل‌ها در اثر وقوع زلزله، دو الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌هایی که بتوان مقطع آن‌ها را با مستطیل تقریب زد، ارائه داده است. برای تونل‌هایی با عمق زیاد، بیش‌تر اعوجاج به واسطه‌ی نیروهای برشی که در سطوح بیرونی سقف به وجود می‌آید، اعمال می‌شود؛ بنابراین می‌توان بارگذاری را با اعمال یک بار متمرکز در محل اتصال سقف به دیوار ساده‌سازی کرد (شکل ۲- الف)، [3].

برای تونل‌های کم عمق، نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و خاک با کاهش ارتفاع روباره کاهش می‌یابد. نیروی خارجی غالب که موجب تغییر شکل

می‌رود، این دو پارامتر عبارتند از:

- نقطه‌ی عملکرد سازه (تغییر مکان هدف)
- توزیع بار جانبی مطابق با الگوی مدهای خرابی سازه در هنگام وقوع زلزله

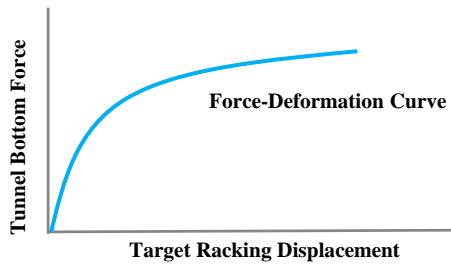
در آیین‌نامه‌ها و نشریات موجود، روابط روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برای ساختمان‌ها ارائه شده است. در نتیجه برای سازه‌های ویژه نظیر تونل ارائه‌ی الگویی جدید، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [4].

اساس روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بدین‌صورت است که ابتدا نیروهای ثقلی به سازه اعمال و سپس بارگذاری جانبی مطابق با بارگذاری لرزه‌ای به سازه اعمال می‌شود؛ بطوری‌که مقدار نیروی جانبی افزایش داده شده و مقادیر عکس‌العمل سازه و تغییر مکان نقطه‌ی اوج سازه به طور مداوم ثبت می‌شود. این عمل تا آن‌جا که اولین المان سازه جاری شود و به صورت مفصل پلاستیک در آید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو پس از این مرحله، سبب بازتوزیع نیروها در سایر اعضا شده و سازه قادر به تحمل نیروی جانبی بیش‌تر می‌شود. نیروی جانبی دوباره افزایش داده می‌شود تا در سایر اعضا نیز مفصل پلاستیک تشکیل شود. در صورتی بارگذاری متوقف می‌شود که شکل‌پذیری یکی از المان‌ها از حد مجاز بیش‌تر شود [5].

وانگ در سال ۱۹۹۳، روابطی را برای تعیین نیروهای ایجاد شده در پوشش تونل در هنگام زلزله ارائه کرده است [3]. هشاش در سال ۲۰۰۱، با تکمیل این روابط و ارائه‌ی نمودارها و جداولی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، روشی کاربردی برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی ارائه نموده است [2]. اساس کار این دو محقق به این صورت بوده است که بدون نیاز به مدلسازی خاک، سازه‌ی تونل به تنهایی مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گیرد و اثرات اندرکنش خاک و سازه با توجه به نوع خاک، بزرگی زلزله، ارتفاع روباره، فاصله‌ی منبع زلزله از سایت، تغییر شکل میدان آزاد تونل لحاظ شود.

در نتیجه، در این پژوهش با ترکیب روش‌های وانگ و هشاش و روش سعی و خطای اصلاح سختی سازه تونل، سعی شده است روشی جامع برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل ارائه شود.

مکان اعوجاجی تونل (شکل ۳)



شکل ۳- منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل [7]

### ۲-۲- تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف

پس از مشخص شدن منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل، لازم است تعیین شود تحت یک زلزله‌ی مشخص چه تغییر شکلی در سازه‌ی تونل ایجاد می‌شود. بدین منظور باید تغییر شکل اعوجاجی بهینه‌ی تونل تحت اثر خطر لرزه‌ای تعیین شود. با توجه به تفاوت روش اعمال بار لرزه‌ای به تونل، روش تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف نیز متفاوت از ساختمان است. گام‌های روش تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) به شرح ذیل است:

۱- تعیین  $\gamma_{free-field}$  در عمق تونل (گزاره‌ی (۱)):

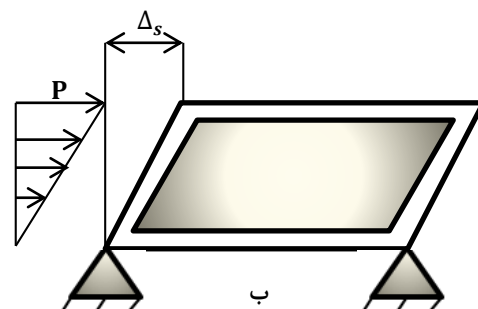
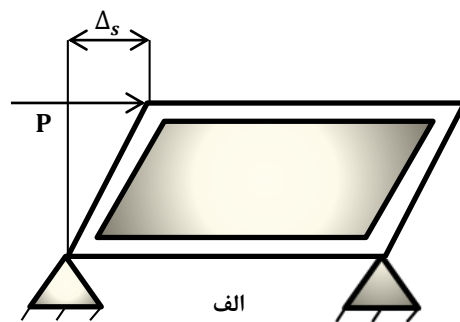
$$\gamma_{free-field} = \frac{V_s}{C_{se}} \quad (1)$$

هشاش برای تعیین  $V_s$ ، نسبت بیش‌ترین سرعت زمین به بیش‌ترین شتاب زمین را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه توسط جداولی محاسبه کرده است. با تعیین این نسبت و داشتن  $PGA$  سطح زمین،  $V_s$  (بیش‌ترین سرعت زمین) تعیین می‌شود. از آنجایی که اثر زلزله با افزایش عمق کاهش می‌یابد، ضرایب جدول ۱ برای تبدیل پارامترهای لرزه‌ای سطح زمین به عمق تونل مورد استفاده قرار می‌گیرد [2].

جدول ۱- نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت سطحی

زمین [8]	
نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت در سطح زمین	عمق تونل (متر)
۱	کمتر از ۶
۰٫۹	۶-۱۵
۰٫۸	۱۵-۳۰
۰٫۷	بیش‌تر از ۳۰

اعوجاجی می‌شود، تدریجاً از نیروی برشی در سطح تماس سقف و خاک به فشار عمودی وارد بر دیوارها تبدیل می‌شود. در نتیجه یک توزیع فشار مثلثی به مدل اعمال می‌شود (شکل ۲-ب). به طور کلی، مدل توزیع فشار مثلثی مقادیر بحرانی‌تری از ظرفیت خمشی سازه‌ی تونل در اتصالات پایینی ایجاد می‌کند؛ در حالی که روش نیروی متمرکز نیروهای بحرانی‌تری در محل اتصال سقف به دیوار ایجاد می‌نماید [3].



شکل ۲- الف: الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌های عمیق  
ب: الگوی بارگذاری جانبی برای تونل‌های کم‌عمق [3]

با توجه به مطالب بیان شده در این بخش، مراحل تعیین منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل به شرح ذیل است:

- انتخاب مدل رفتاری مناسب برای نشان دادن رفتار غیر خطی پوشش تونل
- اعمال نیروهای ثقلی به پوشش تونل
- اعمال بارگذاری جانبی به سازه‌ی تونل مطابق با الگوهای ارائه شده توسط وانگ (شکل ۲)
- ترسیم نتیجه‌ی حاصل به صورت منحنی نیرو-تغییر

در جدول ۲، نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای بر شتاب ذره‌ای با توجه به محیط اطراف تونل شامل سنگ، خاک سخت و خاک نرم، بزرگی زلزله و فاصله‌ی منبع تا سایت نشان داده شده است [2].

جدول ۲- نسبت حداکثر دامنه‌ی سرعت ذره‌ای بر شتاب ذره‌ای [2]

نسبت بیش‌ترین سرعت زمین (cm/s) به بیش‌ترین شتاب زمین (g)			بزرگی زلزله	محیط دربرگیرنده‌ی تونل
فاصله‌ی منبع تا سایت (km)				
۰ - ۲۰	۲۰ - ۵۰	۵۰ - ۱۰۰		
۶۶	۷۶	۸۶	۶٫۵	سنگ
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷٫۵	
۱۲۷	۱۴۰	۱۵۲	۸٫۵	
۹۴	۱۰۲	۱۰۹	۶٫۵	خاک سخت
۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵	۷٫۵	
۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳	۸٫۵	
۱۴۰	۱۳۲	۱۴۲	۶٫۵	خاک نرم
۲۰۸	۱۶۵	۲۰۱	۷٫۵	
۲۶۹	۲۴۴	۲۵۱	۸٫۵	

$$F_{ri} = \frac{G \cdot w}{k_{ci} H} \quad (۴)$$

۵- تعیین نسبت اعوجاج:

$R_r$  را می‌توان از گزاره‌ی (۵) که توسط وانگ (با فرض لغزش کامل) پیشنهاد شده است، بدست آورد. با توجه به اختلاف کم حالت لغزش کامل و عدم لغزش، این روابط برای حالت لغزش کامل ارائه می‌شود [3]:

$$R_{ri} = \frac{4(1 - \nu_m) F_{ri}}{(F_{ri} + 2.5 - 3\nu_m)} \quad (۵)$$

۶- اعمال اعوجاج واقعی به مدل سازه:

$$\Delta_{s(i+1)} = R_{ri} \cdot \Delta_{free-field} \quad (۶)$$

با تعیین تغییر مکان به دست آمده از گام ۶ و استفاده از منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی هدف، مقدار سختی جدید تونل به دست می‌آید و گام‌های ۳ تا ۶ مجدداً تکرار می‌شود تا پس از  $n$  مرحله تکرار، مقدار  $R_r$  در دو مرحله متوالی یکسان و همگرایی حاصل شود. در این صورت سختی واقعی سیستم در اعوجاج زلزله مطابق شکل ۴ تعیین و تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) به دست می‌آید.

### ۳- مراحل تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل

پس از بدست آوردن منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی و تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)، ضریب رفتار

۲- تعیین تغییر مکان افقی راس به کف تونل با استفاده از  $\gamma_{free-field}$  [2]:

$$\Delta_{free-field} = H \cdot \gamma_{free-field} \quad (۲)$$

۳- تعیین سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل:

با استفاده از نرم‌افزار *ABAQUS*، تحلیل استاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل انجام شده و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل رسم می‌شود. به دلیل غیر خطی در نظر گرفتن رفتار سازه‌ی تونل ابتدا بار ثقلی وارد شود. اولین سختی در نظر گرفته شده همان سختی الاستیک است که از شیب بخش خطی منحنی تعیین می‌شود. با توجه به تغییر مکان تعیین شده از گام ۶ (در ادامه) و تعیین نیروی متناظر با این تغییر مکان در منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی تونل و با استفاده از گزاره‌ی (۳)، سختی ثانویه پوشش تونل، تعیین می‌شود [2].

$$K_{si} = \frac{P_i}{\Delta_{si}} \quad (i \geq 2) \quad (۳)$$

۴- تعیین ضریب نرمی (سختی خاک به تونل یا نرمی

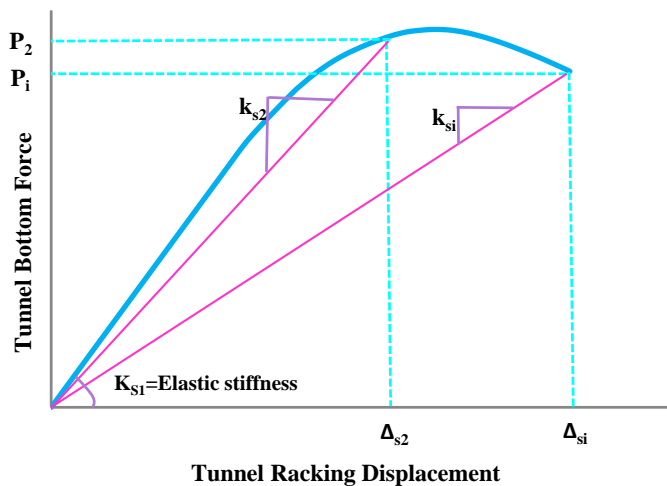
تونل به خاک):

ابتدا باید خاک در محیط میدان آزاد (بدون حضور پوشش) تحت اعوجاج قرار گیرد. سپس تونل به همراه خاک اعوجاج داده می‌شود [2].

لحاظ شده است. بنابراین می‌توان با تعمیم روابط موجود در آئین‌نامه‌ها برای تعیین ضریب رفتار ساختمان، ضریب رفتار اعوجاجی تونل را بدست آورد. در آئین‌نامه‌ی ساختمانی ضریب *ATC-19 (Applied Technology Council)* کاهش نیرو به صورت گزاره‌ی (۷) پیشنهاد شده است [9]:

$$R = R_s R_\mu R_R R_\xi \quad (7)$$

اعوجاجی تونل تعیین می‌شود. همان‌گونه که در بخش‌های پیشین ذکر شد در این مقاله بر مبنای روش وانگ و هشاش، پوشش تونل مانند یک قاب ساختمانی تحت آنالیز الاستاتیکی غیر خطی قرار گرفته و اثرات اندرکنش خاک و سازه با توجه به نوع خاک، بزرگی زلزله، ارتفاع روباره و فاصله‌ی منبع زلزله از سایت، در تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف تونل



شکل ۴- الگوریتم روش سعی و خطای پیشنهادی اصلاح سختی پوشش تونل برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)

با حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیسم خرابی (گزاره‌ی (۹))، [9]:

$$R_\mu = \frac{c_e \cdot W}{c_y \cdot W} \quad (9)$$

شکل‌پذیری عبارت است از قابلیت تحمل بار به ازای افزایش تغییر مکان غیر خطی بدون فروریزش سازه (گزاره‌ی (۱۰))، [9]:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (10)$$

با مشخص بودن نسبت شکل‌پذیری، از میان تحقیقات انجام شده، گزاره‌های گسترش یافته‌ی نیومارک و هال (Newmark & Hall)، از معتبرترین روابط در زمینه‌ی

تعیین  $R_\mu$  هستند (گزاره‌های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳))، [10]:

$$R_\mu(T \leq 0.03 \text{ sec}, \mu) = 1.0 \quad (11)$$

$$R_\mu(0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec}, \mu) = \sqrt{2\mu - 1} \quad (12)$$

$$R_\mu(1.0 \text{ sec} \leq T, \mu) = \mu \quad (13)$$

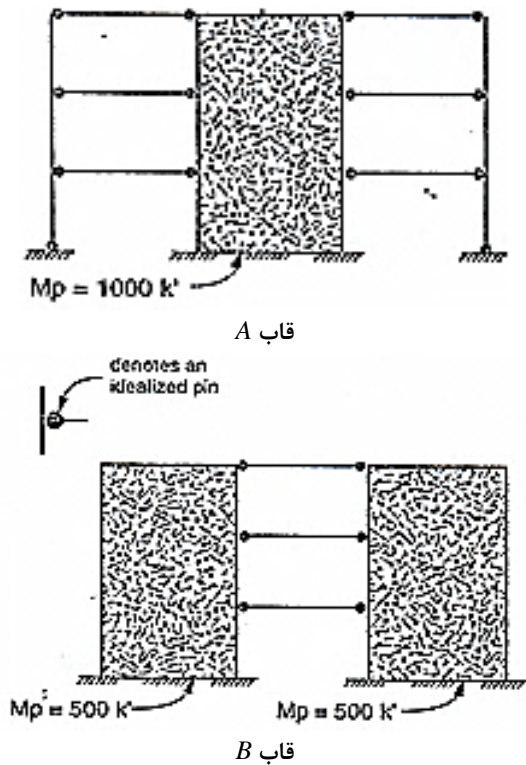
ضریب  $R_R$  کاهش به علت نامعین بودن، است. این ضریب برای لحاظ کردن قابلیت اعتماد سیستم لرزه بر سازه

$R_s$  (ضریب مقاومت افزون) وابسته به بازه‌ی زمانی است که برای لحاظ کردن مقاومت افزون سازه در مقایسه با مقاومت طرح در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر این ضریب عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیسم خرابی به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه که به صورت گزاره‌ی (۸) بیان می‌شود. با استفاده از تحلیل الاستاتیکی غیر خطی روی پوشش تونل ضریب مقاومت افزون بدست می‌آید [9]:

$$R_s = \frac{c_y \cdot W}{c_s \cdot W} \quad (8)$$

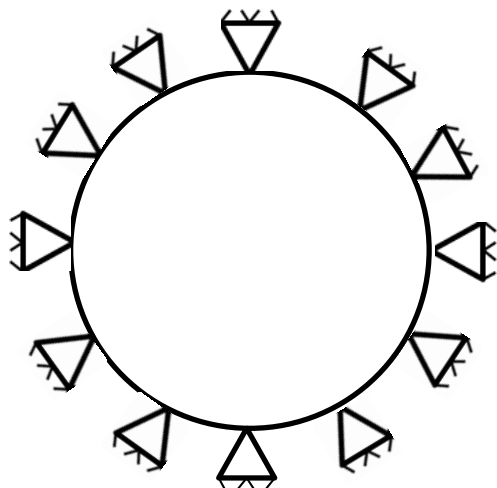
ضریب  $R_\mu$  کاهش در اثر شکل‌پذیری است. ضریب شکل‌پذیری وابسته به تغییر مکان، برای لحاظ کردن ظرفیت شکل‌پذیری سازه در محدوده‌ی غیر خطی در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند، به نیروی متناظر

گرفته شده است. در شکل ۶ مفهوم ضریب مربوط به نامعینی در تونل‌ها گنجانده شده است.



شکل ۵- بررسی قابلیت اطمینان لرزه‌ای دو قاب بتنی

دارای دیوار برشی [11]



شکل ۶- نامعینی سازه‌ی تونل به دلیل مهارشدگی خاک اطراف

با توجه به تعداد قاب‌های مقاوم در هر راستای سازه به کار برده می‌شود. اگر ۴ خط لرزه‌ای عمودی، معیار مناسبی برای نامعینی در نظر گرفته شود، مواردی که کمتر از ۴ خط عمودی دارند باید نیروهای طراحی بزرگ‌تری در مقایسه با حالت ارائه شده، داشته باشند. منظور از خط لرزه‌ای عمودی، هر گونه سیستم مقاوم‌سازی لرزه‌ای نظیر مهاربند، دیوار برشی، قاب خمشی ویژه است. استفاده از این سیستم‌ها سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه در جهت مورد بررسی شده و در نتیجه، نامعینی سازه نیز بیش‌تر می‌شود.

در جدول ۳ مقادیر پیشنهاد شده برای ضریب نامعینی برحسب تعداد خطوط قاب لرزه‌ای قائم نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در اکثر آئین‌نامه‌های ساختمانی اگر در جهت مورد بررسی، سازه دارای ۴ سیستم لرزه‌بر به بالا باشد، ضریب مربوط به نامعینی برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود [11].

جدول ۳- ضریب مربوط به نامعینی:  $R_R$  [11]

$R_R$	تعداد خطوط قاب لرزه‌بر
۰٫۷۱	۲
۰٫۸۶	۳
۱	۴

برای مثال در شکل ۵ دو نگرش طراحی برای دیوار برشی در دو سیستم سازه‌ای مشابه نشان داده شده است. قاب A دارای یک دیوار با ظرفیت ممان پلاستیک ۱۰۰۰ و قاب B دارای دو دیوار برشی است که هر کدام دارای ظرفیت ممان پلاستیک ۵۰۰ هستند. از نظر قابلیت اطمینان لرزه‌ای، وضعیت قاب B از قاب A مناسب‌تر است، زیرا قاب B دارای دو سیستم دیوار برشی است که سبب می‌شود نیروی زلزله در کل قاب به شکل مطلوب توزیع شود.

در تونل با توجه به مفهوم ضریب مربوط به نامعینی، ضریب  $R_R$  این‌گونه توجیه می‌شود: از آنجائیکه اطراف تونل منطقه‌ی وسیعی خاک یا سنگ قرار گرفته است در نتیجه مهارشدگی و محصورشدگی زیادی اطراف تونل وجود دارد، بنابراین در اطراف تونل بینهایت سیستم مقاوم لرزه‌ای قرار داشته و قابلیت اطمینان لرزه‌ای سیستم بسیار بالا می‌رود. با توجه به مطالب ذکرشده برای تونل‌ها  $R_R = 1$  در نظر

پیشگیری می‌کند. یک پروفیل بیضی ناقص ترکیبی از مقاطع دایره‌ای است. در این پروفیل نسبت انحنای دیواره‌های مجاور باید حداکثر ۵ ( $r_1/r_2 < 5$ ) و کوچک‌ترین شعاع حداکثر ۱٫۵ متر باشد. مشخصات هندسی پروفیل بیضی ناقص مطابق شکل ۸ بر اساس پارامترهای ورودی  $r_1$ ،  $r_2$  و  $r_3$  با استفاده از گزاره‌های (۱۴) تا (۱۸) قابل محاسبه است [13]:

$$\sin \beta = \frac{r_1 - r_2}{r_3 - r_2} \quad (14)$$

$$c = \sqrt{r_3^2 - 2r_2(r_3 - r_1) - r_1^2} \quad (15)$$

$$A = \frac{\pi}{2}r_1^2 + \left(\frac{\pi}{2} - \beta\right)r_2^2 + \beta r_3^2 - (r_1 - r_2)C \quad (16)$$

$$H = r_1 + r_3 - c \quad (17)$$

$$D = 2r_1 \quad (18)$$

در تحلیل استاتیکی که فقط روی پوشش تونل آنالیز لرزه‌ای انجام می‌گیرد، (بدون مدل‌سازی خاک) ضریب رفتار با توجه به توضیحات پیشین، تعیین می‌شود. پوشش بتنی تونل با المان *Solid* با ضخامت ۰٫۳ متر در عمق ۱ متر مدل‌سازی شده است. دو ردیف آرماتور خمشی  $\Phi 20@20cm$  با المان *Wire* مطابق با شکل ۹ در نرم‌افزار *Abaqus* مدل‌سازی شده است.

فرضیات لرزه‌ای استفاده شده برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و منحنی نیرو-تغییر مکان اعوجاجی در جدول ۵ آمده است.

$R_\xi$  ضریب کاهش به علت میرایی سازه‌ای است. معمولاً میرایی سازه‌ای برابر با ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. در جدول ۴ مقادیر ضریب میرایی  $R_\xi$  برای کاهش پاسخ جابجایی برای سازه‌ها پیشنهاد شده است [12].

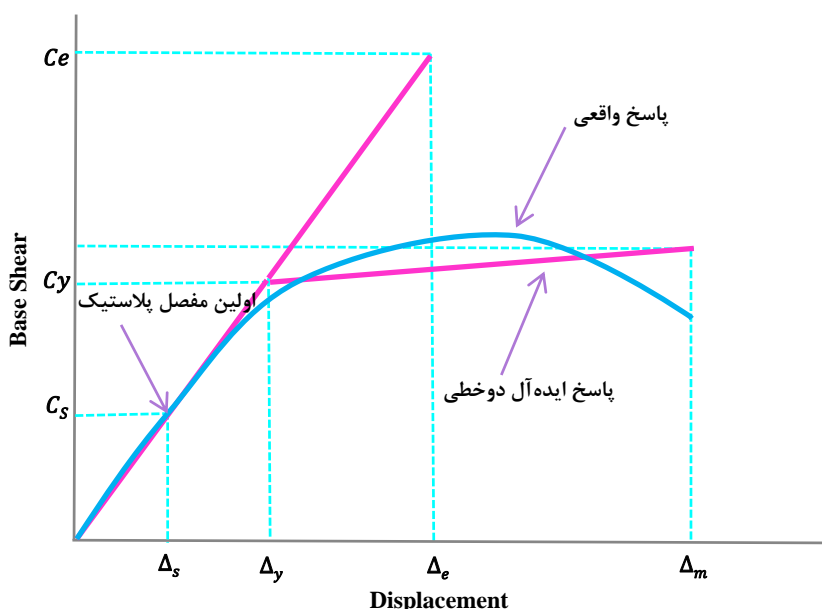
با توجه به اینکه در تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل، پوشش تونل مانند یک قاب بتن‌آرمه‌ی یک دهانه‌ی ساختمانی تحت آنالیز لرزه‌ای قرار می‌گیرد؛ بنابراین برای تونل‌ها  $R_\xi = 1$ ، در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۷، رفتار کلی سازه و حالت ایده‌آل آن همراه با پارامترهای مختلف تعیین ضریب رفتار سازه‌ها نشان شده است.

جدول ۴- ضریب کاهش به علت میرایی  $R_\xi$  [12]

ضریب میرایی $R_\xi$ / %	۲	۵	۱۰
<i>IBC-94 (International Building Code)</i>	۰٫۸	۱	۱٫۲
<i>Wu and Hanson</i>	-	۱	۱٫۱۹

#### ۴- تشریح مدل (مشخصات مصالح و هندسه) در حالت استاتیکی

استفاده از پروفیل بیضی ناقص در ساخت تونل‌ها، به دلیل قوس ایجاد شده در کف تونل، از ایجاد تمرکز تنش در این ناحیه



شکل ۷- منحنی برش پایه بر حسب جابجایی بر اثر بار جانبی افزایشنده همراه با پارامترهای تعیین ضریب رفتار [11]

پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیر خطی بتن شبیه‌سازی می‌شود. مشخصات پلاستیک بتن در جدول ۶ و مشخصات الاستیک مصالح فولاد و بتن پوشش تونل در جدول ۷ آورده شده است.

جدول ۶- مشخصات پلاستیک بتن در مدل رفتاری پلاستیک آسیب‌دیده

مقدار	پارامتر
۲۰	زاویه‌ی اتساع بتن: $\Psi$
۰٫۱	خروج از مرکز بتن: $\epsilon$
۱٫۱۶	نسبت تنش تسلیم فشاری دوجوره به تک‌محوره: $f_{bo}/f_{co}$
۰٫۶۶۷	نسبت تنش ثانویه به ماکزیمم مقدار کشش: $K$
۰٫۱	پارامتر ویسکوزیته در معادلات تعادل بتن: $\mu$

جدول ۷- مشخصات الاستیک آرماتورها و بتن پوشش تونل

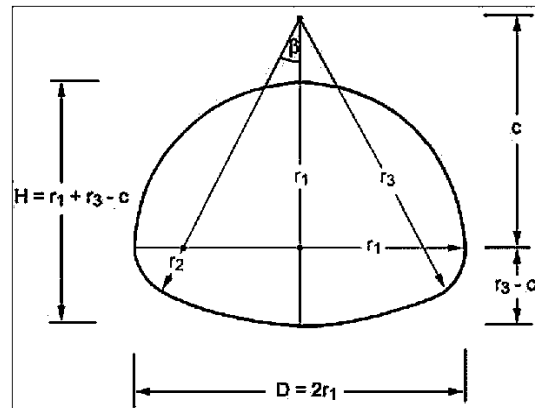
پارامتر	واحد	بتن	آرماتورها
ضریب پواسون	-	۰٫۲	۰٫۳
جرم مخصوص	$(kg/m^3)$	۲۲۵۰	۷۸۵۰
مدول الاستیسیته	$(GN/m^2)$	۲۰٫۶۴	۲۱۰

### ۵- تشریح مدل (مشخصات مصالح و هندسه در حالت دینامیکی

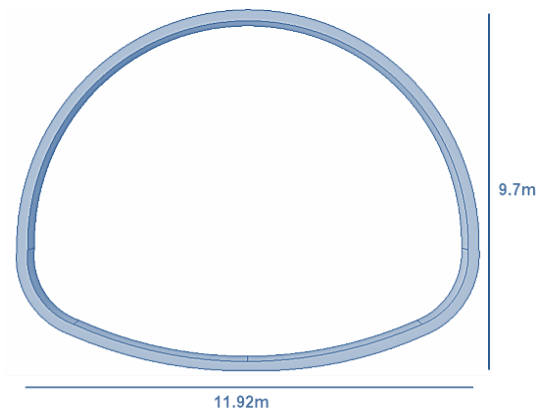
در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی، مجموعه‌ی خاک و سازه با المان *Plane Strain* در *Abaqus* مدلسازی شده و تحت اثر سه رکورد زلزله قرار می‌گیرند. مشخصات خطی و غیر خطی بتن و فولاد همانند حالت استاتیکی است. در مدلسازی خاک‌ها، مدل غیر خطی موهر کلمب مطابق با جدول ۸ استفاده شده است. لازم به ذکر است که هر یک از خاک‌های *A* و *B*، با دو ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متری مدلسازی شده‌اند.

جدول ۸- مشخصات خاک مطابق مدل موهر کلمب

پارامتر	واحد	خاک A	خاک B
ضریب پواسون	-	۰٫۳	۰٫۴۲
جرم مخصوص	$kg/m^3$	۲۰۰۰	۱۷۹۰
مدول الاستیسیته	$GN/m^2$	۱٫۰۵	۰٫۲۲۴
زاویه‌ی اصطکاک	درجه	۳۰	۲۷



شکل ۸- مشخصات هندسی یک پروفیل بیضی ناقص [13]



شکل ۹- هندسه‌ی تونل با مقطع بیضی ناقص در *Abaqus*

جدول ۵- فرضیات زلزله‌ی مورد بررسی در تحلیل استاتیکی [2]

مقدار	پارامتر
۷	بزرگی زلزله
۰٫۶۵g	PGA سطح زمین (MCE)
۲۵	فاصله‌ی گسل‌های لرزه‌ای (Km)
ایمنی جانی	سطح عملکرد زلزله

برای تعریف مشخصات مصالح غیر خطی پوشش بتن‌آرمه‌ی تونل در *Abaqus* از مدل رفتاری پلاستیک آسیب‌دیده (*Concrete Damage Plasticity*) استفاده شده است. این مدل رفتاری پیچیده‌ترین و پرکاربردترین مدل، برای مدلسازی بتن در این نرم‌افزار است. در این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب‌دیده‌ی ایزوتروپیک و

سید (Seed) در سال ۱۹۸۶ نمودارهایی را برای خاک‌های مختلف ارائه داده است. در این نمودارها، درصد میرایی بر اساس کرنش برشی خاک قابل محاسبه است. در شکل ۱۰ منحنی  $G/G_0 - \gamma$  و  $D - \gamma$  برای خاک‌های مختلف توسط سید ارائه شده است [15].

برای انجام آنالیزهای خاک-سازه نیاز به ماتریس میرایی خاک است. ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  ماتریس میرایی، مطابق روش رایلی محاسبه شده است [16].

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k] \quad (20)$$

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (21)$$

مقادیر  $\alpha$ ،  $\beta$  درصد میرایی، فرکانس‌های مود اول مدل المان محدود خاک و تونل با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر در جدول ۹ آورده شده است.

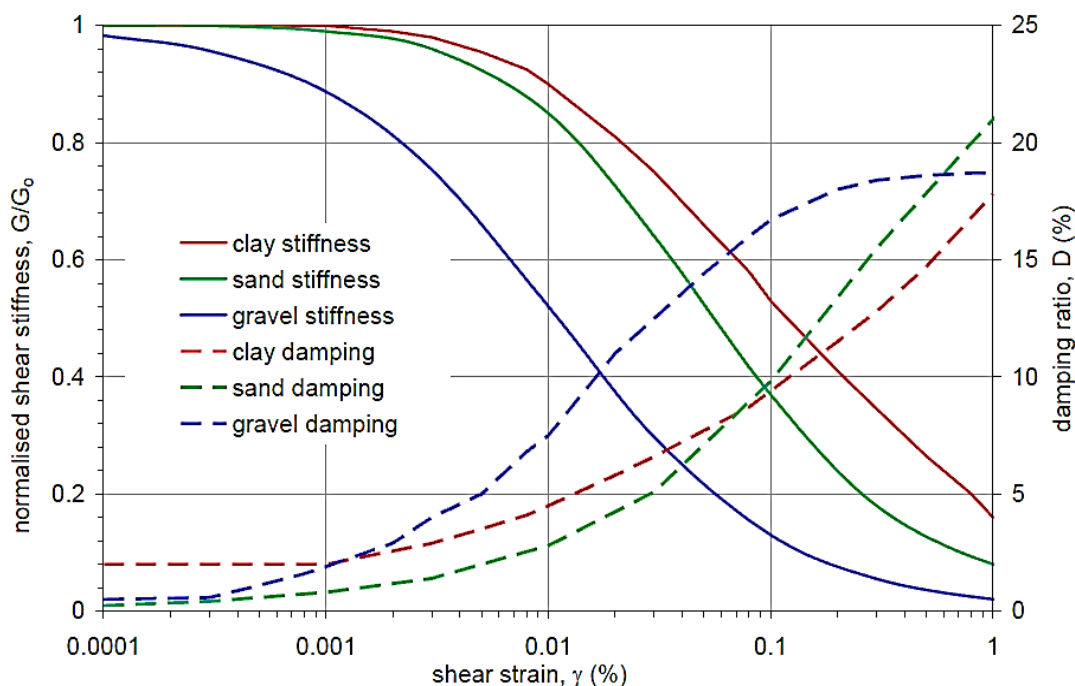
همچنین باید دقت شود در تحلیل‌های دینامیکی مدول الاستیسیته‌ی دینامیکی خاک مطابق گزاره‌ی (۱۹) در آنالیز به کار رود:

$$E_{Dynamic} = 2(1 + \nu)\rho_c Cse^2 \quad (19)$$

رفتار دینامیکی خاک‌ها تحت بارگذاری‌های دینامیکی به خصوص زلزله تحت تاثیر تنش‌های رفت و برگشتی قرار می‌گیرد. این تنش‌ها سبب ایجاد تغییر شکل‌هایی با اندازه‌های مختلف در خاک‌ها می‌شود. رفتار خاک‌ها در اثر اعمال این تنش‌ها متاثر از عوامل زیر است:

- سطح کرنش برشی اعمالی به خاک
- تعداد تکرار بارگذاری
- سرعت یا فرکانس بارگذاری

البته باید توجه داشت که عوامل فوق مربوط به ویژگی‌های بارگذاری هستند و رفتار خاک علاوه بر عوامل فوق به خصوصیات و نوع خاک نیز بستگی دارد [14].

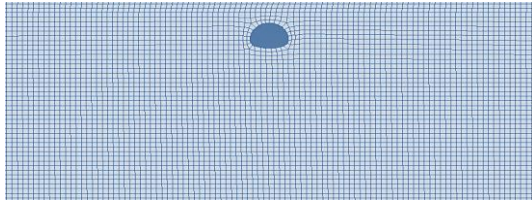


شکل ۱۰- منحنی  $G/G_0 - \gamma$  و  $D - \gamma$  برای خاک‌های مختلف [15]

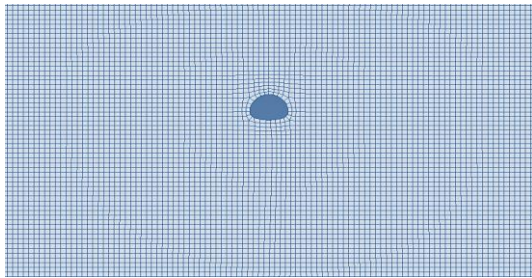
شرایط مرزی ویژه، امواج روی مرزهای مدل به خاطر اغتشاش بازتابش خواهد نمود. برای پیشگیری از این بازتابش‌های کاذب، مرزهای جاذب مشخص می‌شوند. روش‌های مختلفی برای اعمال مرز جاذب انرژی وجود دارد.

زلزله با تحمیل کردن تغییر مکان‌های مقرر شده در مرز پایین مدل المان محدود خاک و سازه، شبیه‌سازی می‌شود. شرایط ویژه‌ای برای به حساب آوردن خاک به عنوان یک محیط نیمه‌بینهایت، تعریف می‌شود. بدون این





شکل ۱۱- مدل المان محدود تونل و خاک در عمق ۵ متری



شکل ۱۲- مدل المان محدود تونل و خاک در عمق ۲۰ متری

#### ۶- مشخصات رکوردهای زلزله

برای یکسان‌سازی محاسبات استاتیکی و دینامیکی، در انتخاب رکوردها باید به این نکته توجه داشت که بزرگی و فاصله‌ی منبع زلزله تا سایت با مقادیر جدول ۵ هماهنگی داشته باشد. مشخصات زلزله‌های متناظر با ساختگاه انتخاب شده در جدول ۱۰ آورده شده است. از طرف دیگر به علت انتشار زلزله در سنگ بستر لرزه‌ای در مدل المان محدود، مشخصات زلزله‌ی سنگ بستر برای حالت خاک سخت تعیین و مقدار شتاب به گونه‌ای مقیاس شده تا شتاب سطح زمین در مدل برابر با  $0.65g$  شود. در این صورت شرایط مدلسازی در حالت دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی با محاسبات استاتیکی یکسان می‌شود. تاریخچه‌ی زمانی شتاب رکوردهای *Gazli* و *Manjil* و *Cape Mendocino* در شکل ۱۳، ۱۴ و شکل ۱۵ آورده شده است.

جدول ۱۰- مشخصات رکوردهای زلزله

پارامتر	<i>Gazli</i>	<i>Manjil</i>	<i>Cape Mendocino</i>
$M_w$ (Earthquake Magnitude)	۶٫۸	۷٫۴	۷
PGA (g)	۰٫۶۱	۰٫۵۱	۰٫۶۲
PGV (m/s)	۶۱٫۵	۴۳٫۸	۶۹٫۲
Source-to-Site Distance (km)	۲۲٫۵	۳۱٫۱	۲۸٫۱
Duration (sec)	۱۶٫۲	۵۳	۱۸٫۳
Year	۱۹۷۶	۱۹۹۰	۱۹۹۲

یکی از این روش‌ها، مرز ویسکوز (میرایی هندسی) است. در این روش المان‌های میراگر در مرزها قرار داده می‌شود. ضریب این المان‌های میراگر به صورت گزاره‌های (۲۲) و (۲۳) تعریف می‌شود [17].

$$F_d = C_d \cdot \dot{u} \quad (22)$$

$$C_d = \rho \cdot C \cdot s \cdot e \cdot A \quad (23)$$

جدول ۹- مقادیر  $\alpha$  و  $\beta$  ماتریس میرایی خاک‌های *A* و *B*

پارامتر	ارتفاع روباره: ۵ متر		ارتفاع روباره: ۲۰ متر	
	خاک <i>A</i>	خاک <i>B</i>	خاک <i>A</i>	خاک <i>B</i>
$\alpha$	۰٫۱۱۳۴	۰٫۰۹۷	۰٫۱۰۵۶	۰٫۰۸۳
$\beta$	۰٫۰۱۲۵	۰٫۰۰۸۷	۰٫۰۱۴۶	۰٫۰۰۹۸
میرایی (%)	۴	۵	۴	۵
فرکانس مدل: مود اول (Hz)	۰٫۳۴	۱٫۴۷۵	۰٫۴۱	۱٫۷۲

با توجه به این‌که اطراف سازه‌های زیرزمینی خاک وجود دارد، سطح مشترک (*Interface*) خاک و سازه باید به درستی تعریف شود. اصطکاک بین خاک و سازه از دو رفتار نرمال و برشی تشکیل شده است. روش اصطکاک تعریف شده در مدل‌ها روش کلمب است که در آن ضریب اصطکاک را با تقریب خوبی برابر با  $0.6 \tan \varphi$  در نظر گرفته و از طرفی کشش بین خاک و تونل نیز حذف می‌شود [۱۸].

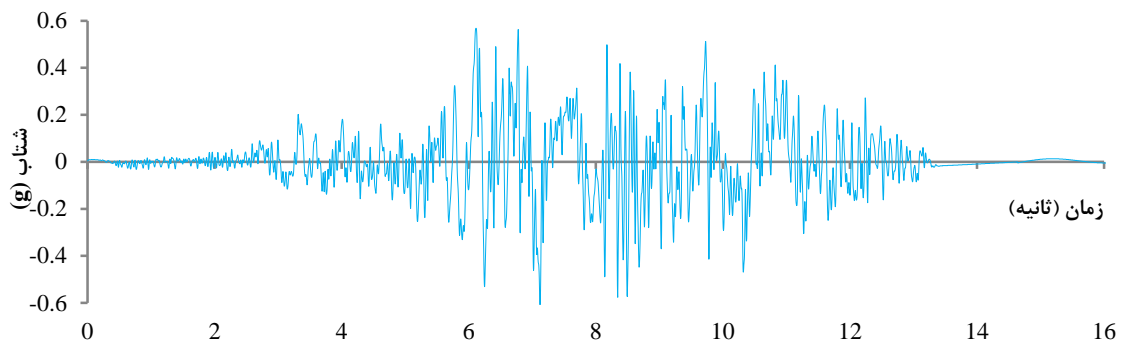
در مدلسازی وزن خاک نیز باید دقت شود که وزن خاک به صورت یکنواخت به تونل وارد نشود، بلکه به صورت میدان تنش ژئواستاتیک تعریف شود تا نتایج به واقعیت نزدیک‌تر باشد. ابعاد خاک مدلسازی شده برای مدل المان محدود با ارتفاع روباره‌ی ۵ متر،  $۱۰۰ \times ۴۵$  متر مربع و برای مدل المان محدود با ارتفاع روباره‌ی ۲۰ متر،  $۱۰۰ \times ۶۰$  متر مربع در نظر گرفته شده است.

پیش از مش‌بندی مدل‌های المان محدود خاک و تونل، باید آنالیز همگرایی مش انجام و ابعاد مش بهینه تعیین شود. پس از انجام آنالیز همگرایی مش روی تغییر مکان‌ها ابعاد مش بهینه برای المان‌های پوشش تونل و خاک به ترتیب ۰٫۱ و ۱ متر بدست آمده است. در شکل ۱۱ و شکل ۱۲، مدل‌های المان محدود خاک و تونل با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر نشان داده شده است.

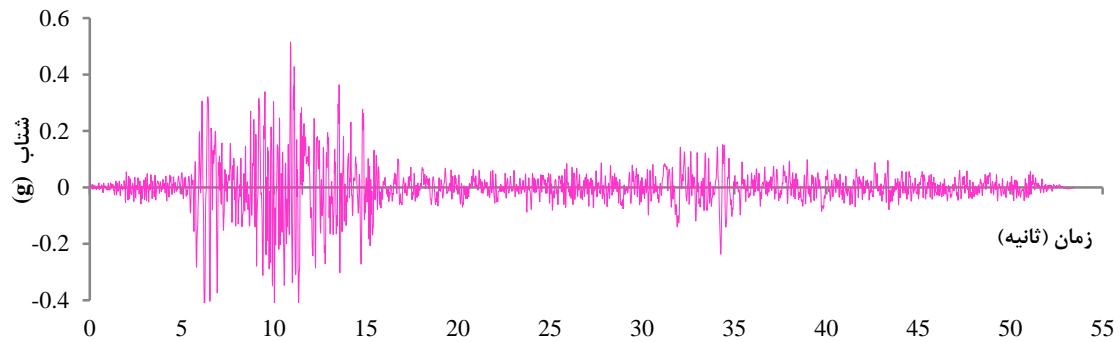
## ۷- نتایج محاسبات تغییر مکان اعوجاجی هدف و منحنی نیرو-تغییر شکل تونل

با توجه به روش ارائه شده برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) که در بخش ۲ بیان شد، پس از ۳ بار تکرار محاسبات اصلاح سختی سازه‌ی تونل، تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) تعیین می‌شود. نتایج حاصل از محاسبات همگرایی تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) با ارتفاع روباره ۵ و ۲۰ متر در جدول ۱۱ آمده است. برای اینکه بتوان پارامترهای ضریب رفتار اعوجاجی را از منحنی نیرو-تغییر

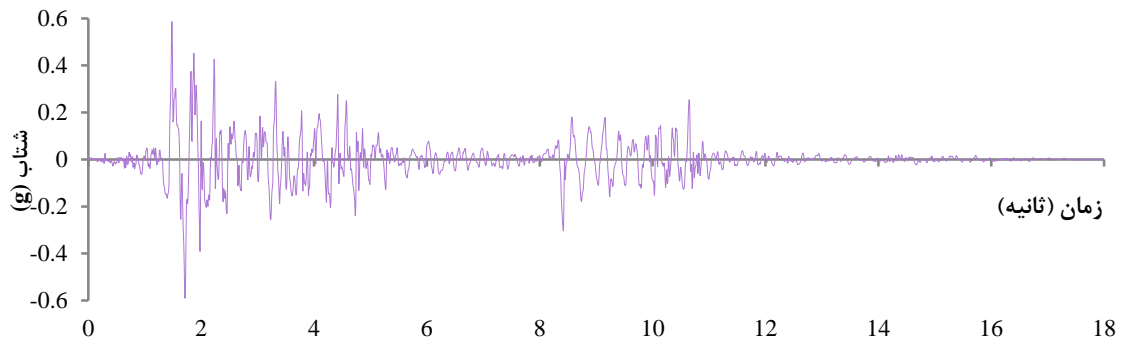
شکل اعوجاجی تونل بدست آورد، باید این منحنی را با یک منحنی چندخطی ایده‌آل تقریب زد. با استفاده از روش *FEMA-356* (*Federal Emergency Management Agency*) منحنی‌های نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل با یک منحنی دوخطی تقریب زده می‌شود. با انجام آنالیزهای استاتیکی غیر خطی بر روی پوشش تونل، منحنی‌های نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل همراه با پارامترهایی از ضریب رفتار که از طریق این منحنی‌ها محاسبه می‌شوند، در شکل ۱۶، شکل ۱۷، شکل ۱۸ و شکل ۱۹ قابل مشاهده است.



شکل ۱۳- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Gazli*



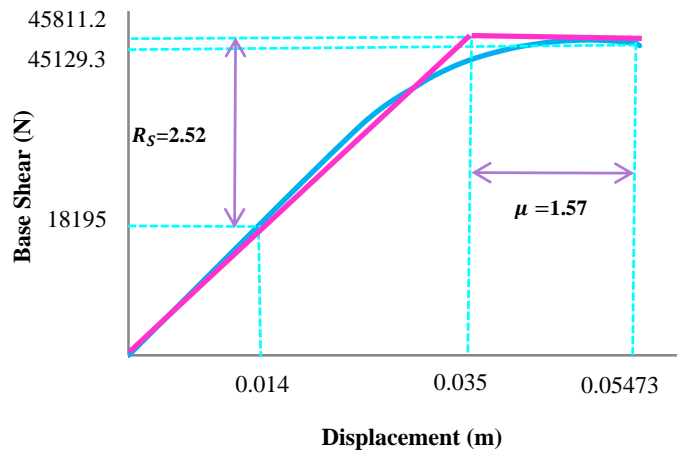
شکل ۱۴- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Manjil*



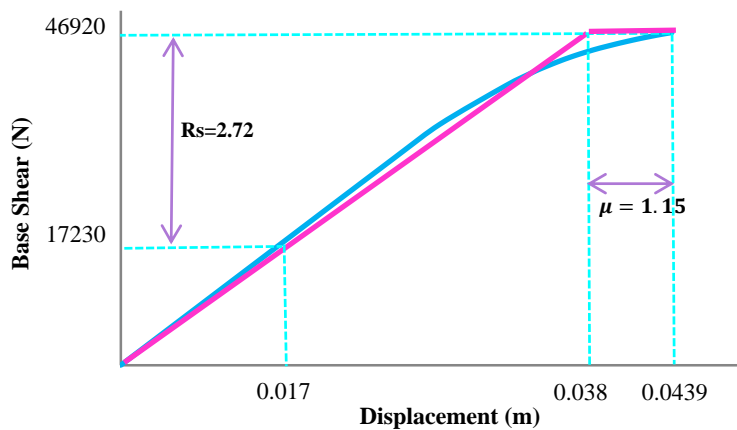
شکل ۱۵- رکورد تاریخی‌چهی زمانی شتاب زلزله‌ی *Cape Mendocino*

جدول ۱۱- نتایج محاسبات همگرایی تغییر شکل اعوجاجی بهینه‌ی تونل

ارتفاع روباره: ۲۰ متر		ارتفاع روباره: ۵ متر		پارامتر
خاک A	خاک B	خاک B	خاک A	
۰,۰۰۵۶	۰,۰۰۱۶	۰,۰۰۷	۰,۰۰۲	$V_{free-field}$
۵۵	۱۵,۷۳	۶۲	۱۹,۶	$\Delta_{free-field} (mm)$
۱۲۰,۶۶	۱۲۷۴,۹	۹۳۷,۱	۱۲۶۰	$K_1 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۵,۱۶	۴۳,۷۸	۱۴۱,۷	۵۴,۶۵	$\Delta_{S2} (mm)$
۳۵۰,۴	۱۰۶۹,۵	۲۹۱,۵	۸۲۸,۲	$K_2 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۷,۰۳	۴۳,۸۹	۱۴۳,۲	۵۴,۷۳	$\Delta_{S3} (mm)$
۳۴۹	۱۰۶۶	۲۸۹,۷	۸۲۴,۶	$K_3 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
۱۲۶,۸	۴۳,۸۹	۱۴۳,۲۶	۵۴,۷۲	تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل)

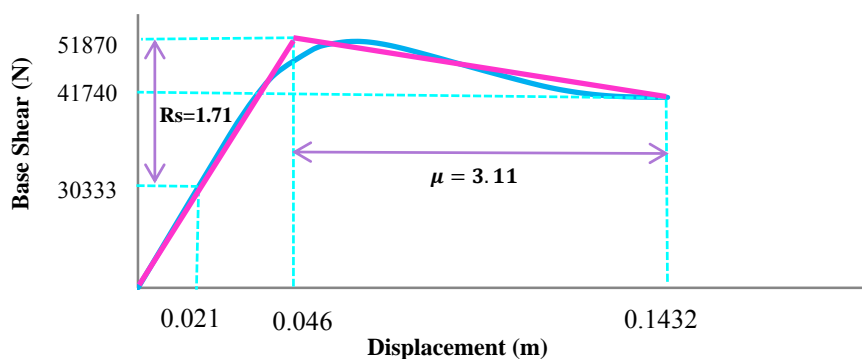


شکل ۱۶- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک A، ارتفاع روباره: ۵ متر)

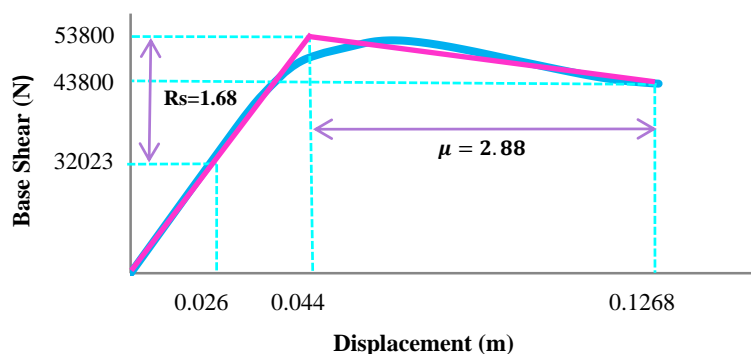


شکل ۱۷- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک A، ارتفاع روباره: ۲۰ متر)

تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه: ص ۱۰۱-۱۲۰



شکل ۱۸- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک B، ارتفاع روباره: ۵ متر)



شکل ۱۹- منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی تونل (خاک B، ارتفاع روباره: ۲۰ متر)

شود که معیار فروریزش پوشش تونل چیست؟ همان گونه که در بخش ۲ ذکر شد، در این مقاله پوشش تونل مانند یک قاب بتن آرمه‌ی ساختمانی (بدون مدلسازی خاک) تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گرفته و اثرات اندرکنش خاک و سازه در محاسبات لحاظ شده است. اگر تونل مانند یک قاب فرض شود که در آن نظیر ستون‌ها نیروی محوری زیادی وجود دارد، بر طبق جدول‌های موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌توان معیار فروریزش را بر اساس عرض ترک در قاب بتنی تعیین نمود. با توجه به هدف اصلی این پژوهش یعنی تعیین متدولوژی، تعیین معیار فروریزش لرزه‌ای تنها برای مدل المان محدود خاک و تونل در خاک B و با ارتفاع روباره‌ی ۵ متر تحت رکورد زلزله‌ی *Manjil* (به عبارت بهتر بحرانی‌ترین سناریو: خاک ضعیف‌تر، ارتفاع روباره‌ی کمتر و قوی‌ترین زلزله) بررسی می‌شود. با توجه به تحلیل انجام شده روی مدل المان محدود خاک و تونل بیش‌ترین عرض

#### ۸- تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل

پس از بدست آوردن منحنی نیرو-تغییر شکل اعوجاجی، پارامترهای شکل‌پذیری ( $\mu$ ) و ضریب مقاومت افزون ( $R_s$ ) به طور مستقیم از این منحنی برآورد می‌شود. برای تعیین ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) نیز از روابط نیومارک و هال استفاده شده است [10]. با انجام تحلیل مودال بر روی مدل، پریود سازه‌ی تونل در مود اول (پریود غالب)، برابر با  $T=0.51s$  بدست آمده و با داشتن پریود، می‌توان  $R_{\mu}$  را بدست آورد. سایر پارامترها از روی روابط شرح داده شده در بخش ۳ بدست می‌آیند. پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه‌ی ضریب رفتار تونل در خاک‌های A و B با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر در جدول ۱۲ آورده شده است.

#### ۹- معیار فروریزش و آسیب سازه‌ی تونل

از آنجایی که برای تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونل از یک مدل غیر خطی برای پوشش استفاده شده است، باید بررسی

ترک، ۳/۸ میلی‌متر بدست آمده است. مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌توان ترک‌های بیش‌تر از ۳ میلی‌متر را به عنوان حد فروریزش سازه‌ی بتنی در نظر گرفت [۱۹]، [۲۰].

جدول ۱۲- پارامترهای محاسبه‌ی ضریب رفتار تونل با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر

پارامتر	ارتفاع روباره: ۵ متر		ارتفاع روباره: ۲۰ متر	
	خاک A	خاک B	خاک A	خاک B
مختصات نقطه‌ی تسلیم ( $m$ و $kN$ )	(۰/۰۳۵ و ۴۵/۸)	(۰/۰۴۶ و ۵۱/۹)	(۰/۰۳۸ و ۶۵/۹)	(۰/۰۴۴ و ۵۳/۸)
مختصات محل تشکیل اولین مفصل خمیری ( $m$ و $kN$ )	(۰/۰۱۴ و ۱۸/۲)	(۰/۰۲۱ و ۳۰/۳)	(۰/۰۱۷ و ۱۹/۲)	(۰/۰۲۶ و ۳۲/۱)
$\mu$	۱/۵۷	۳/۱۱	۱/۱۵	۲/۸۸
$R_s$	۲/۵۲	۱/۷۱	۲/۷۲	۱/۶۸
$R_\mu$	۱/۴۶	۲/۲۸	۱/۱۴	۲/۱۸
$R_R$	۱	۱	۱	۱
$R_\xi$	۱	۱	۱	۱
$R$	۳/۶۸	۳/۹	۳/۱	۳/۶۶

تعریف شده است، این مقدار خطا قابل پذیرش است. از طرفی بخشی از خطای به وجود آمده بین نتایج استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و دینامیکی غیر خطی ناشی از بحث عدم قطعیت در مهندسی زلزله است. چنانچه تعداد زلزله‌های سازگار با شرایط استاتیکی بیش‌تر شود مقداری از خطا کاسته می‌شود. بخش دیگر خطای به وجود آمده ناشی از روش تحلیل انتخاب شده، است.

در شکل ۲۰، شکل ۲۱، شکل ۲۲ و شکل ۲۳ مقایسه‌ای بین نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار و استاتیکی خطی با اعمال ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی تحت سه رکورد زلزله‌ی *Gazli*، *Manjil* و *Cape Mendocino* برای خاک‌های A و B انجام شده است.

با دقت در این شکل‌ها، مشاهده می‌شود که در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، نتایج نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه است. در صورتی‌که با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده در این مقاله می‌توان تا حد زیادی پاسخ استاتیکی خطی را به پاسخ دینامیکی غیر خطی دقیق در هنگام زلزله نزدیک نمود.

#### ۱۰- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار

پس از تعیین ضریب رفتار اعوجاجی برای تونل، باید با معیاری مناسب برای سنجیدن صحت این ضریب رفتار (حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی) انتخاب کرد. بنابراین با استفاده از سه تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی سازگار با ساختگاه، صحت ضریب رفتارهای بدست آمده، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به این صورت که باید مقایسه‌ای بین نیروی محوری، لنگر خمشی پوشش تونل در حالت دینامیکی غیر خطی تاریخچه‌ی زمانی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار، انجام گیرد.

در جدول ۱۳ و جدول ۱۴ به ترتیب مقایسه‌ای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی پوشش تونل، تحت رکورد های *Gazli*، *Manjil* و *Cape Mendocino* برای خاک‌های A و B انجام شده است. با دقت در این جدول‌ها، کمترین و بیش‌ترین خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی ۳ درصد و ۲۱ درصد بدست آمده است. با توجه به این‌که رفتار غیر خطی با همه‌ی پیچیدگی‌ها، تنها با یک سری رفتار در مدل استاتیکی خطی

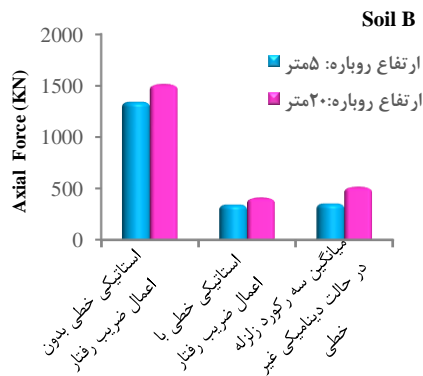
تعیین ضریب رفتار اعوجاجی تونلی با مقطع بیضی ناقص با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه: ص ۱۰۱-۱۲۰

جدول ۱۳- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار تونل برای خاک A

ارتفاع روباره		۲۰ متر		۵ متر	
نیروهای روی پوشش تونل		بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)	بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)
پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با اعمال ضریب رفتار		۴۲۱	۶۱۵	۲۹۷	۴۹۴
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Gazli</i>		۴۵۷	۶۴۴	۲۹۵	۵۱۲
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Manjil</i>		۴۸۳	۷۳۷	۴۲۴	۵۵۴
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Cape Mendocino</i>		۴۱۷	۶۱۵	۲۷۵	۴۸۴
میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله		۴۵۲	۶۶۵	۳۳۱	۵۱۷
خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله (%)		۷	۸	۱۱	۵

جدول ۱۴- مقایسه‌ی پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار تونل برای خاک B

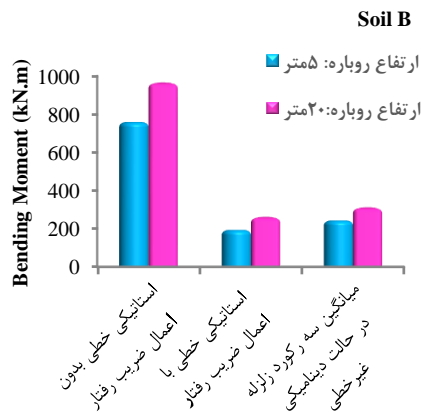
ارتفاع روباره		۲۰ متر		۵ متر	
نیروهای روی پوشش تونل		بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)	بیش‌ترین لنگر خمشی (kN.m)	بیش‌ترین نیروی محوری (kN)
پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با اعمال ضریب رفتار		۲۶۴	۴۱۵	۱۹۵	۳۴۵
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Gazli</i>		۳۴۳	۵۰۴	۲۴۵	۳۷۲
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Manjil</i>		۳۷۳	۵۶۲	۲۹۲	۳۹۶
پاسخ‌های دینامیکی زلزله‌ی <i>Cape Mendocino</i>		۲۲۶	۴۹۴	۱۹۷	۲۹۶
میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله		۳۱۴	۵۲۰	۲۴۵	۳۵۵
خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اعمال شده با ضریب رفتار و میانگین پاسخ‌های دینامیکی سه رکورد زلزله (%)		۱۶	۲۰	۲۱	۳



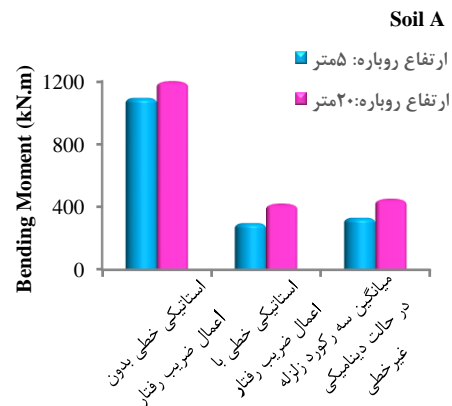
شکل ۲۱- مقایسه‌ی نیروی محوری پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک B



شکل ۲۰- مقایسه‌ی نیروی محوری پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک A



شکل ۲۳- مقایسه‌ی لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک B



شکل ۲۲- مقایسه‌ی لنگر خمشی پوشش تونل در حالت استاتیکی و دینامیکی برای خاک A

که در تعیین تغییر مکان هدف (ساختمان) موثر است، عبارتند از: زمان تناوب سازه، الگوی بارگذاری جانبی مطابق با مدهای خرابی سازه هنگام وقوع زلزله، رفتار غیر ارتجاعی سازه، سطح فروریزش سازه. با توجه به روش ارائه شده در این مقاله برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی علاوه بر عوامل فوق، پارامترهایی مانند نوع خاک، ارتفاع روباره، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه هم در تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف در نظر گرفته شده است.

۵- ضریب رفتارهای اعوجاجی تونل برای خاک A با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر به ترتیب برابر با ۳/۶۸ و ۳/۱ و برای خاک B با ارتفاع روباره‌ی ۵ و ۲۰ متر به ترتیب برابر با ۳/۹ و ۳/۶۶ بدست آمده است. بنابراین با افزایش ارتفاع روباره ضریب رفتار تونل کاهش می‌یابد. کاهش اثرات زلزله مهم‌ترین علت این امر است. همچنین در این حالت پوشش تونل کمتر به محدوده‌ی غیر خطی وارد می‌شود.

۶- در بخشی از دستورالعمل ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای سازه‌های غیر ساختمانی ۳/۵ در نظر گرفته شده است. ضریب رفتارهایی که در این مقاله محاسبه شده است، بر حسب ارتفاع روباره، هندسه‌ی تونل و نوع خاک بین ۳ تا ۴ متغیر است. بنابراین نتیجه‌ی ارائه شده در این مقاله با دستورالعمل ۲۸۰۰ تا حدود زیادی مطابقت دارد.

۷- اگر محیط پیرامون تونل به جای خاک، سنگ باشد، یعنی سختی محیط پیرامون تونل بسیار بالا باشد، به دلیل کاهش اثر زلزله، شکل‌پذیری پوشش تونل کاهش

## ۱۱- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از ترکیب روش‌های پیشنهادی وانگ (۱۹۹۳) و هشاش (۲۰۰۰) برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی تونل، همچنین بکارگیری یک روش جدید پیشنهادی برای تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و با استفاده از مبانی ضریب رفتار و تعمیم آن برای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی، ۴ ضریب رفتار اعوجاجی برای یک تونل با مقطع بیضی ناقص بدست آمد. با استناد به روابط تعیین تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی انجام شده بر روی مدل‌های المان محدود خاک و تونل، برای دو نوع خاک A و B با ارتفاع روباره‌های ۵ و ۲۰ متر نتایج زیر بدست آمده است:

۱- خاک نسبتاً سخت A دارای سرعت موج برشی  $Cse = 450 \text{ m/s}$  و خاک نرم B با سرعت موج برشی  $Cse = 210 \text{ m/s}$  است. هر چه خاک اطراف تونل نرم‌تر باشد، شکل‌پذیری محیط پیرامون تونل بیشتر، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری تونل بزرگ‌تر و در نتیجه ضریب رفتار افزایش خواهد یافت.

۲- با افزایش عمق روباره،  $\gamma_{free-field}$  (کرنش برشی میدان آزاد) کاهش یافته و در نتیجه تغییر مکان اعوجاجی هدف (تونل) کاهش می‌یابد.

۳- هر چه سرعت موج برشی خاک کمتر باشد (خاک نرم‌تر) تغییر مکان اعوجاجی هدف بیشتر می‌شود.

۴- مطابق با آنچه در FEMA-356 آمده است، عواملی

استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی غیر خطی که ۲۱ درصد است، می‌توان نتیجه گرفت که با ضریب اطمینان ۱/۲ نتایج ارائه شده در این مقاله با دقت خوبی نزدیک به پاسخ‌های دینامیکی غیر خطی واقعی در حین زلزله است.

- به دلیل عدم قطعیت در بحث مهندسی زلزله، هر چه تعداد زلزله‌های مورد بررسی با مشخصات ساختگاه مورد نظر بیشتر باشد، خطای بین پاسخ‌های استاتیکی و دینامیکی کمتر می‌شود.

۱۰- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد، در صورت انجام تحلیل استاتیکی خطی بدون اعمال ضریب رفتار برای تونل‌ها، نتایج نیروهای ایجاد شده روی پوشش تونل بسیار محافظه‌کارانه خواهد بود. با اعمال ضریب رفتارهای تعیین شده در این مقاله می‌توان پاسخ استاتیکی را به پاسخ دقیق نزدیک نمود.

۱۱- از آنجایی که تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی به دلیل وقت‌گیر بودن و پیچیدگی در روند مدلسازی همیشه در دسترس نیست، روشی که برای تعیین ضریب رفتار در این مقاله ارائه شده است، می‌تواند جایگزین مناسبی برای تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی باشد.

شدید داشته و در چنین شرایطی برای مقطع تونل در نظر گرفته شده، ضریب رفتار، عددی نزدیک به ۱ بدست می‌آید. در این حالت باید دقت داشت که پوشش تونل در زمین‌های سنگی معمولاً ضعیف‌تر از پوشش تونل در خاک است. بنابراین لازم است برای این تیپ تونل‌ها بررسی جداگانه‌ای صورت گیرد.

۸- با توجه به این که مبنای انتخاب رکورد زلزله، بر پایه‌ی همسان‌سازی محاسبات استاتیکی و دینامیکی است، در این تحقیق زلزله‌هایی با  $M_{w} \sim 7$  و فاصله‌ی منبع تا سایت کمتر از ۲۰ کیلومتر مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتارهایی هم که در تحلیل استاتیکی غیر خطی برای تونل بدست آمده است، بر پایه‌ی چنین زلزله‌هایی است.

۹- در مقایسه‌ی بین نیروی محوری و لنگر خمشی تونل در حالت استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و سه تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه‌ی زمانی نتایج زیر مشاهده شده است:

- کمترین و بیش‌ترین خطای بین پاسخ‌های استاتیکی خطی اصلاح شده با ضریب رفتار و میانگین سه رکورد دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، به ترتیب ۳ و ۲۱ درصد است.
- با توجه به بیش‌ترین خطای ایجاد شده بین پاسخ‌های

## ۱۲- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$C_{se}$	$m/s$	سرعت موج برشی موثر	$A$	$m^2$	سطح مقطع عرضی بیضی ناقص
$V_s$	$m/s$	بیش‌ترین سرعت زمین	$\beta$	$radian$	زاویه‌ی بین انحنای دیواره‌های مجاور
$\gamma_{free-field}$	-	کرنش برشی میدان آزاد	$H$	$m$	ارتفاع مقطع بیضی ناقص
$\Delta_{free-field}$	$m$	تغییر شکل میدان آزاد	$D$	$m$	عرض مقطع بیضی ناقص
$H$	$m$	ارتفاع تونل	$f_{bo}$	$N$	تنش تسلیم فشاری دومحوره
$K_s$	$N/m^2$	سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل	$f_{co}$	$N$	تنش تسلیم فشاری تک‌محوره
$K_{si}$	$N/m^2$	سختی اعوجاجی سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i$	$\psi$	-	زاویه‌ی اتساع بتن
$P_i$	$N$	برش کف تونل در مرحله‌ی $i$	$\epsilon$	-	خروج از مرکز بتن
$\Delta_s(i)$	$m$	تغییر شکل سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i$	$K$	-	تنش ثانویه به بیش‌ترین کشش
$F_{ri}$	-	ضریب نرمی در مرحله‌ی $i$	$\mu$	-	ویسکوزیته‌ی بتن
$G$	$N/m^2$	مدول برشی خاک	$E_{dynamic}$	$N/m^3$	مدول الاستیسیته‌ی دینامیکی خاک
$w$	$m$	عرض تونل	$\rho$	$Kg/m^3$	جرم مخصوص خاک



شرح	واحد	نماد	شرح	واحد	نماد
ضریب میرایی رایلی	-	$c$	نسبت اعوجاج در مرحله‌ی $i$	-	$R_{ri}$
ثابت متناسب با جرم: میرایی رایلی	$s^{-1}$	$\alpha$	ضریب پواسون خاک	-	$\theta_m$
ماتریس جرم در میرایی رایلی	$kg$	$m$	تغییر شکل سازه‌ی تونل: مرحله‌ی $i+1$	$m$	$\Delta_{s(i+1)}$
ماتریس سختی در میرایی رایلی	$N/m$	$k$	ضریب رفتار	-	$R$
ثابت متناسب با سختی: میرایی رایلی	$s$	$\beta$	ضریب اضافه مقاومت	-	$R_s$
فرکانس مود $i$	$rad/s$	$\omega_i$	ضریب کاهش به علت شکل‌پذیری	-	$R_\mu$
فرکانس مود $j$	$rad/s$	$\omega_j$	ضریب کاهش به علت نامعینی	-	$R_R$
نسبت میرایی مود $i$	-	$\xi_i$	ضریب کاهش به علت میرایی	-	$R_\xi$
نسبت میرایی مود $j$	-	$\xi_j$	برش متناظر با حد تسلیم سازه	$N$	$c_y$
نیروی میرایی	$N$	$F_d$	برش متناظر با ایجاد اولین مفصل خمیری	$N$	$c_s$
ضریب میرایی ویسکوز	$N.s/m$	$C_d$	وزن سازه	$N$	$W$
سرعت در میرایی ویسکوز	$m/s$	$\dot{u}$	برش متناظر با رفتار الاستیک سازه	$N$	$c_e$
سطح مقطع میراگر	$m^2$	$A$	نسبت شکل‌پذیری سازه	-	$\mu$
مدول برشی خاک در کرنش‌های کم	$N/m^2$	$G_0$	بیشینه‌ی تغییر شکل پیش از گسیختگی	$m$	$\Delta_m$
درصد میرایی خاک	-	$D$	تغییر شکل نظیر نقطه‌ی تسلیم	$m$	$\Delta_y$
کرنش برشی خاک	-	$\gamma$	پرپود سازه	$s$	$T$
			پارامترهای ورودی پروفیل بیضی ناقص: انحنای دیواره‌های مجاور	$m$	$r_1, r_2, r_3$

### ۱۳- منابع‌ها

- [1] Pakbaz, M. C., & Yareevand, A. (2005). 2-D Analysis of Circular Tunnel Against Earthquake Loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(5), 411-417. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.006>.
- [2] Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I-C. (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structure. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247-293. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00051-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00051-7).
- [3] Wang, J. N. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*. New York: Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. <http://www.pbworld.com/pdfs/publications/monographs/wang.pdf>.
- [4] کمیته‌ی دائمی بازنگری آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله. (۱۳۸۴). آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰/ایران. ویرایش سوم. نشریه‌ی ض-۲۵۳. تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. شابک: ۹۵-۶-۹۵-۷۴۰۴-۷۴۴.
- [5] ASCE. (2000). *FEMA 356 Prestandard: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency. <https://law.resource.org/pub/us/code/bsc.ca.gov/sibr/gov.fema.fema356.pdf>.
- [6] Monsees, J. E., & Merritt, J. L. (1991). Earthquake Considerations in Design of the Los Angeles Metro. In Cassaro (Ed.), *Proceedings of the ASCE Conference on Lifeline Earthquake Engineering: Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) Monograph No. 4* (pp. 75-88). New York: American Society of Civil Engineers. ISBN: 978-0-87262-821-2.
- [7] ATC. (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City: Applied Technology Council. Report SSC 96-01. <http://www.civil.iitb.ac.in/~p0saurabh/ATC-40.pdf>.
- [8] FHWA. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements*. Publication No.: FHWA-NHI-10-034. Washington, D. C.: National Highway Institute-US Department of Transportation-

- Federal Highway Administration. [http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel\\_manual.pdf](http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel_manual.pdf).
- [9] ATC. (1995). *ATC-19: Structural Response Modification Factors*. Redwood City: Applied Technology Council.
- [10] Newmark, N. M., & Hall, W. J., (1982). *Earthquake Spectra and Design* (pp. 99-103). Earthquake Engineering Research Institute. ISBN: 0943198224.
- [11] Mwafy, A. M., & Elnashi, A. S. (2002). Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), 239-273. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460209350416>.
- [12] ICC-IBC. (1999). *International Building Code*. Sanfrancisco: International Code Council Inc. ISBN:978-1-58001-725-1. <https://law.resource.org/pub/us/code/ibr/icc.ibr.2009.pdf>.
- [13] Kolymbas, D. (2008). *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Springer. ISBN: 978-3-540-25196-5.
- [14] Das, B. M. (1993). *Principles of Soil Dynamics*. (M. Thomas, Ed.) Boston: PWS-Kent Publishing Company. ISBN: 0-534-93129-4.
- [15] Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016-1032. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:11\(1016\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016)).
- [16] Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. (B. Stenquist, Ed.) USA: Prentice Hall/Pearson Education. ISBN: 0-13-855214-2.
- [17] Asheghabadi, M. S., & Matinmanesh, H. (2011). Finite Element Seismic Analysis of Cylindrical Tunnel in Sandy Soils with Consideration of Soil-Tunnel Interaction. *Procedia Engineering (The Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction-EASEC12)*, 14, 3162-3169. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.399>.
- [۱۸] باباگلی، ر. (۱۳۹۰). *ارزیابی ظرفیت در تحلیل و طراحی تونل‌های متروی شهری تحت اثر امواج لرزهای*. پایان‌نامه‌ی کارشناسی‌ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.
- [۱۹] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. (۱۳۸۵). *دستورالعمل بهسازی لرزهای ساختمان‌های موجود*. نشریه‌ی شماره‌ی ۳۶۰. معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله. <http://aut.ac.ir/miscellaneous/Code360.pdf>.
- [۲۰] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور. (۱۳۸۸). *تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزهای ساختمان‌های موجود*. ویرایش اول. نشریه‌ی شماره‌ی ۳۶۱. معاونت نظارت راهبردی. <http://www.tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-Code361.pdf>.

### تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی و برآورد نشست در ایستگاه‌های مترو مطالعه‌ی موردی: ایستگاه هفت تیر خط ۶ متروی تهران

حسین ریحانیان زواره<sup>۱\*</sup>؛ محمد فاروق حسینی<sup>۲</sup>؛ علی‌رضا طالبی‌نژاد<sup>۳</sup>

۱- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی‌ارشد معدن؛ گرایش مکانیک سنگ؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن؛ پردیس دانشکده‌های فنی؛ دانشگاه تهران

۲- دانشیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن؛ پردیس دانشکده‌های فنی؛ دانشگاه تهران

۳- دانشجوی دکترای تخصصی مهندسی معدن؛ گرایش استخراج؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۰۷/۱۸؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۰۶/۰۳

واژگان کلیدی	چکیده
ایستگاه‌های مترو پیش‌نگهداری طاق بتنی فاصله‌داری طاق بتنی نشست‌سنجی تحلیل پایداری خط ۶ متروی تهران	احداث خطوط مترو به عنوان یک نیاز اساسی شهرهای بزرگ و در حال توسعه مطرح است. از بین روش‌های احداث ایستگاه‌های زیرزمینی مترو، روش پیش‌نگهداری طاق بتنی، علاوه بر پایداری فضا، کاهش جابجایی‌های سطحی را به همراه دارد. برای طراحی بهینه‌ی طاق‌های بتنی، پارامتر فاصله‌داری که در حصول پایداری و مهار جابجایی‌های سطحی تأثیرگذار است، عمدتاً با استفاده از مدلسازی عددی تعیین می‌شود. هدف از این مقاله، ارائه‌ی روشی برای تعیین این پارامتر با استفاده از مدلسازی دوبعدی است. در این روش فاصله‌داری بهینه با معیارهای ساکورایی و تنش مجاز آیین‌نامه‌ی بتن ایران تعیین و سپس نشست حاصل از آن با دو روش عددی و تحلیلی - تجربی برآورد می‌شود. معیار کرامر نیز برای محاسبه‌ی مقادیر مجاز نشست بکار برده می‌شود. به عنوان نمونه، سازه‌ی نگهبان ایستگاه هفت تیر خط ۶ متروی تهران، با این روش طراحی و فاصله‌داری بهینه طاق‌های بتنی تونل‌های رکتیفایر، جنوبی و بخش‌های اول و دوم تونل شمالی ایستگاه، به ترتیب برابر ۳، ۲/۵، ۳ و ۳/۵ متر محاسبه شده است.

#### ۱- پیشگفتار

امروزه به دلیل گسترش شهرها و افزایش جمعیت شهری، نیاز بیش‌تری به وسایل حمل و نقل عمومی احساس می‌شود. در بین وسایل حمل و نقل عمومی، شبکه‌ی قطار شهری جایگاه ویژه‌ای دارد. احداث مترو به روش سطحی هزینه کمتری دارد؛ اما به دلیل افزایش تراکم سطحی، تردد خودروها و کمبود فضا، خطوط مترو بیش‌تر به صورت زیرزمینی ساخته می‌شوند. از طرفی به علت عمق کم، تونل‌ها و ایستگاه‌های زیرزمینی مترو معمولاً در زمین‌های نرم (خاک‌های سست سطحی) احداث می‌شوند. بنابراین، اجرای بهینه و تامین ایمنی این‌گونه فضاهای زیرزمینی در

هنگام ساخت و پایداری دراز مدت آن‌ها از جمله عواملی است که باید توسط طراحان سازه‌های زیرزمینی مورد توجه قرار گیرد. علاوه بر مشکلات مرتبط با پایداری سازه، پدیده‌ی نشست سطح زمین که در اثر احداث ایستگاه یا حفر تونل روی می‌دهد، یکی دیگر از مسایل مهمی است که توسط مهندسين، مورد مطالعه و بررسی قرار می‌گیرد.

#### ۲- روش‌های احداث ایستگاه‌های مترو

ایستگاه‌های مترو بر اساس وضعیتی که نسبت به سطح دارند، به دو دسته‌ی ایستگاه‌های روزمینی و ایستگاه‌های زیرزمینی تقسیم‌بندی می‌شوند. در ایستگاه‌های روزمینی،

\* تهران؛ خیابان کارگر شمالی؛ پس از بزرگراه جلال آل احمد؛ دانشگاه تهران؛ پردیس ۲ دانشکده‌های فنی؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن؛ صندوق پستی: ۵۱۵-

شماره‌ی تلفن: ۰۲۱-۸۸۰۲۰۴۰۳-۸۸۰۲۱؛ رایانامه: [h.reihanian@gmail.com](mailto:h.reihanian@gmail.com)

- کاهش جابجایی اولیه‌ی خاک در حین حفاری

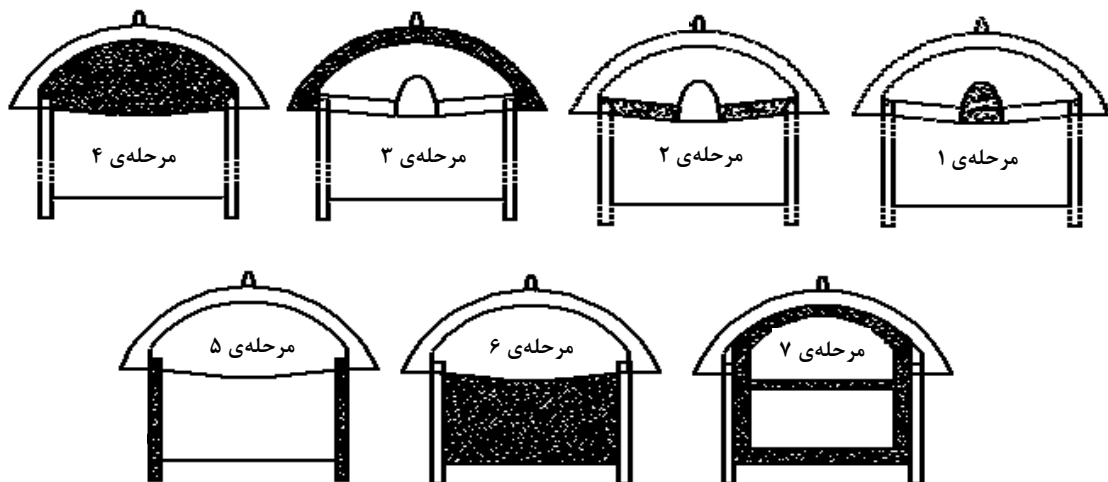
روش پیش‌نگهداری طاق بتنی با توجه به موقعیت شمع‌های نگهدارنده‌ی جوانب آن به دو روش اجرا می‌شود. در روش اول شمع دقیقاً در زیر پاشنه‌ی طاق بتنی قرار می‌گیرد و هم‌زمان با اجرای طاق بتنی احداث می‌شود. این روش عمومی‌ترین حالت اجرای طاق بتنی در احداث ایستگاه‌های مترو است. در روش دوم موقعیت شمع در دهانه‌ی داخلی طاق قرار دارد و پس از مرحله‌ی تعریض گالری دسترسی احداث می‌شود (شکل ۱). استفاده از روش اخیر در مورد ایستگاه‌هایی که روباره‌ی کم و خاک ریزشی دارند، امکان‌پذیر بوده و مزیت آن نسبت به روش اول، سهولت اجرا و مهار فشار جانبی خاک است.

به طور کلی در روش پیش‌نگهداری طاق بتنی، هندسه و فاصله‌داری طاق‌ها و به طبع آن جزییات سازه‌ای شمع و طاق‌ها، بایستی توسط طراح مشخص شود. هندسه‌ی طاق بتنی بر اساس سطح مقطع ایستگاه، جنس و مشخصات خاک و پایداری موقت گالری طاق بتنی پیش از تکمیل آن و در حین اجرا (صلاح‌دیدهای اجرایی) قابل طراحی است. فاصله‌ی بین طاق‌های بتنی نیز به عنوان فاکتوری مهم در مهار جابجایی‌های سطحی و تامین پایداری فضا، اغلب با استفاده از تحلیل‌های زمان‌بر سه بعدی انجام می‌شود.

تراز سطح ریل خط مترو نسبت به سطح زمین اختلاف ارتفاعی کمی دارد، بنابراین بر روی سطح زمین و با روش متداول ساختمان‌های سطحی احداث می‌شود. اما روش‌های معمول حفر زیرزمینی ایستگاه‌های مترو شامل روش کند و پوش (Cut and Cover) و روش حفر چندمرحله‌ای (Sequential Excavation Method) هستند [۱].

اجرای روش کند و پوش مستلزم اشغال موقت سطح زمین و جابجایی تجهیزات مراکز شهری است. بنابراین روش حفر چندمرحله‌ای فضا و پایدارسازی آن با سامانه‌ی نگهداری موقت، ترجیح داده می‌شود. استفاده از روش حفر چندمرحله‌ای در فضاهای شهری، مستلزم اجرای تمهیدات ویژه به منظور افزایش ضریب ایمنی و مهار جابجایی و نشست خاک است که با به کارگیری روش پیش‌نگهداری طاق بتنی (Concrete Pre-Arc Supporting System) حاصل می‌شود. در سیستم طاق بتنی پیش از حفر فضا، با ساخت یک سازه‌ی موقت بتن مسلح، پایداری موقت تونل تامین می‌شود. مزایای این روش عبارتند از [۲] و [۳]:

- ایجاد پدیده‌ی قوسی در اطراف بازشدگی و استفاده از ظرفیت باربری خاک
- کاهش تغییر شکل اطراف بازشدگی و پیشگیری از دست‌خوردگی محیط اطراف تونل



شکل ۱- مراحل اجرای یک ایستگاه با استفاده از طاق بتنی [۴]

که می‌توان پایداری تونل‌ها را بر اساس کرنش رخ داده در اطراف آن ارزیابی نمود. این کرنش به صورت نسبت واگرایی

۳- تحلیل پایداری بر اساس کرنش بحرانی (Sakurai) در سال ۱۹۸۳ میلادی پیشنهاد کرد

ناشی از حفاری تونل در زمین‌های نرم، توسط پک (Peck) در سال ۱۹۶۹ میلادی در کنفرانس مکانیک خاک و پی‌سازی مکزیکوسیتی ارائه شده است. پک اولین فردی بود که عقیده داشت، شکل منحنی توزیع نشست در سطح زمین و در بالای تونل را می‌توان توسط منحنی توزیع نرمال (منحنی گوس) و با استفاده از اندازه‌گیری‌های صحرایی برآورد نمود (گزاره‌ی (۶)) و [6].

$$S(x) = S_{max} \cdot \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (۶)$$

در عمل می‌توان محدوده‌ی عرض نشست را تا حدود  $2.5i$  در نظر گرفت. پک همچنین پیشنهاد کرده است پارامتر  $i$  برابر نصف عمق تونل در نظر گرفته شود. بر اساس گزاره‌ی پک بیش‌ترین شیب منحنی نشست که در نقطه‌ی عطف منحنی رخ می‌دهد برابر با  $0.606(S_{max}/i)$  است [7].

#### ۵- برآورد بیشینه‌ی نشست

بوبت (Bobet) در سال ۲۰۰۱ میلادی برای بررسی نشست و تغییر شکل زمین در اثر حفر تونل، سه گزاره‌ی تحلیلی ارائه نموده است. این معادلات، برای تونل‌های کم‌عمق در زمین‌های خشک (گزاره‌ی (۷))، تونل‌های کم‌عمق در زمین‌های اشباع بدون اعمال هوای فشرده (گزاره‌ی (۸)) و تونل‌های کم‌عمق در زمین‌های اشباع با اعمال هوای فشرده (گزاره‌ی (۹))، ارائه شده است [۸]. پارامتر گپ می‌تواند از گزاره‌ی (۱۰) محاسبه شود. روش بوبت تنها میزان نشست بیشینه را در مقطع مورد نظر ارائه می‌دهد [۹].

$$\delta_{max} = -\frac{wr_0}{h} + \frac{1+v}{E} \left\{ \gamma r_0^2 \left[ \frac{1}{8} \left( k - \frac{\vartheta}{1-\vartheta} \right) \times \left( \frac{r_0}{h} \right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \frac{3-4\nu}{1-\nu} \ln h \right] + \left[ \gamma h(1-k)r_0 \left[ -2(1-\nu) \frac{r_0}{h} + \frac{1}{8}(9-4\nu) \left( \frac{r_0}{h} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{r_0}{h} \right)^5 \right] \right] \right\} \quad (۷)$$

$$\delta_{max} = -\frac{wr_0}{h} + \frac{1+v}{E} \left\{ -\frac{1}{2} \gamma r_0 \ln h + \gamma_b h(1-k)r_0 \left[ -\frac{r_0}{h} + \frac{3}{4} \left( \frac{r_0}{h} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{r_0}{h} \right)^5 \right] \right\} \quad (۸)$$

$$\delta_{max} = -\frac{wr_0}{h} + \frac{1+v}{E} \left\{ -\frac{1}{2} [\gamma r_0 \ln h + \gamma_b h(3-k)r_0^2] + \gamma_b h(1-k)r_0 \left[ \frac{3}{4} \left( \frac{r_0}{h} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{r_0}{h} \right)^5 + \gamma_w h r_0 \left( \frac{r_0}{h} \right)^2 \right] \right\} \quad (۹)$$

$$W = G_p + U_{3D} + \omega \quad (۱۰)$$

زمین به ساختمان‌های سطحی نیز تعیین شود. شیب منحنی نشست مهم‌ترین پارامتر در بررسی تاثیر نشست

تونل یا فضا به قطر آن تعریف می‌شود. بر اساس گزاره‌های کشسان تنش-کرنش موجود، کرنش بحرانی از گزاره‌ی (۱) محاسبه می‌شود [5].

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_c}{E} \quad (۱)$$

ساکورایی براساس مطالعات تجربی انجام گرفته بر روی تونل‌های مختلف، گزاره‌ی (۲) را به عنوان تراز هشدار خطر  $I$ ، گزاره‌ی (۳) را به عنوان تراز هشدار خطر  $II$ ، و گزاره‌ی (۴) را به عنوان تراز هشدار خطر  $III$ ، برای محاسبه‌ی کرنش بحرانی حالت فشاری پیشنهاد کرده است [5].

$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 0.85 \quad (۲)$$

$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.22 \quad (۳)$$

$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.59 \quad (۴)$$

در شرایط تراز هشدار خطر  $I$  تونل مشکل ناپایداری دارد. کرنش بحرانی حاصل از تراز هشدار خطر  $II$  به عنوان مبنای طراحی نگهداری تونل‌های مهندسی پیشنهاد شده است و تراز هشدار خطر  $III$  پایداری کوتاه مدت را نشان می‌دهد [5].

با تعیین کرنش مجاز و استفاده از گزاره‌ی (۵) جایجایی مجاز تونل قابل محاسبه است. با مقایسه این مقدار با مقادیر به دست آمده از حل مدل عددی، می‌توان وضعیت پایداری مدل را مشخص نمود [۳].

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{u_{cr}}{r} \quad (۵)$$

#### ۴- تعیین شکل منحنی نشست

اولین گزارش مستند در مورد پیش‌بینی نشست سطح زمین

#### ۶- تعیین مقدار مجاز نشست

برای تعیین مجاز نشست، باید صدمه‌ی وارده در اثر نشست

شکل ۲ نشان داده شده است. به علت وجود خیابان قائم‌مقام در بخش جنوب غربی و کوچه‌ی زیبا و خیابان شهروود در قسمت شمال غربی ایستگاه، این دو بخش به روش زیرزمینی و با استفاده از طاق بتنی، احداث می‌شوند. مطابق شکل ۳، سازه‌ی نگهبان بخش زیرزمینی به چهار مقطع مجزا تقسیم می‌شود:

- تونل رکتیفایر (حد فاصل محورهای ۱ تا ۱۸)
- تونل جنوبی (حد فاصل محورهای ۱۸ تا ۲۸)
- بخش اول تونل شمالی (حد فاصل محورهای ۵۳ تا ۶۰)
- بخش دوم تونل شمالی (حد فاصل محورهای ۶۰ تا ۸۳)

عرض ایستگاه در تونل جنوبی و هر دو بخش تونل شمالی برابر با ۱۷٫۲۰ متر و عرض تونل رکتیفایر برابر با ۲۰٫۷۰ متر است. به سبب ماهیت اجرایی روش پیش‌نگهداری طاق بتنی، در مقاطع با عرض ۱۷٫۲۰ متر، سطح مقطع طاق‌ها یکسان و با سطح مقطع طاق‌های تونل رکتیفایر متفاوت است. مقطع سازه‌ی موقت و اصلی مربوط به محدوده‌ی زیرزمینی ایستگاه هفت تیر در شکل ۳ نشان داده شده است.

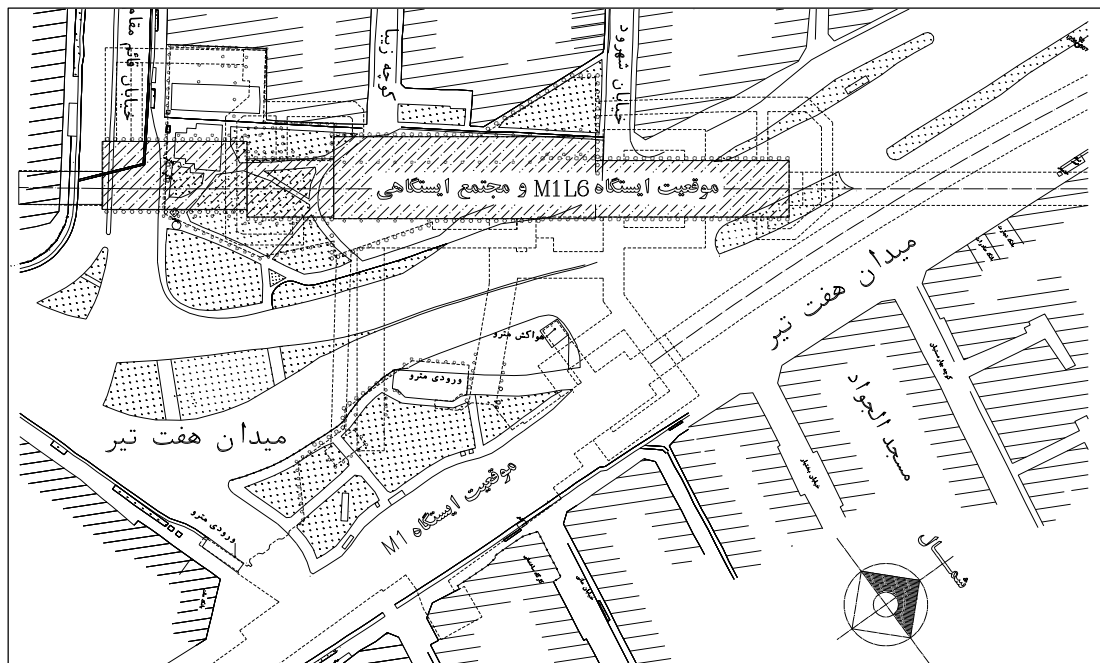
بر روی ساختمان‌ها و پل‌ها است. از جمله معیارهای مشهور در زمینه‌ی بررسی این تاثیرات معیار کرامر است. طبق این معیار پس از محاسبه‌ی شیب منحنی نشست می‌توان خطر آفرینی حفر تونل در منطقه‌ی مورد نظر را تعیین نمود (جدول ۱). با توجه به این معیار، بیشینه‌ی شیب منحنی برای سازه‌هایی چون پل ۱/۸۰۰ و برای سازه‌هایی چون ساختمان‌ها ۱/۹۰۰ است [۳].

جدول ۱- معیار کرامر در مورد تاثیر شیب منحنی نشست بر روی سازه‌های سطحی [۳]

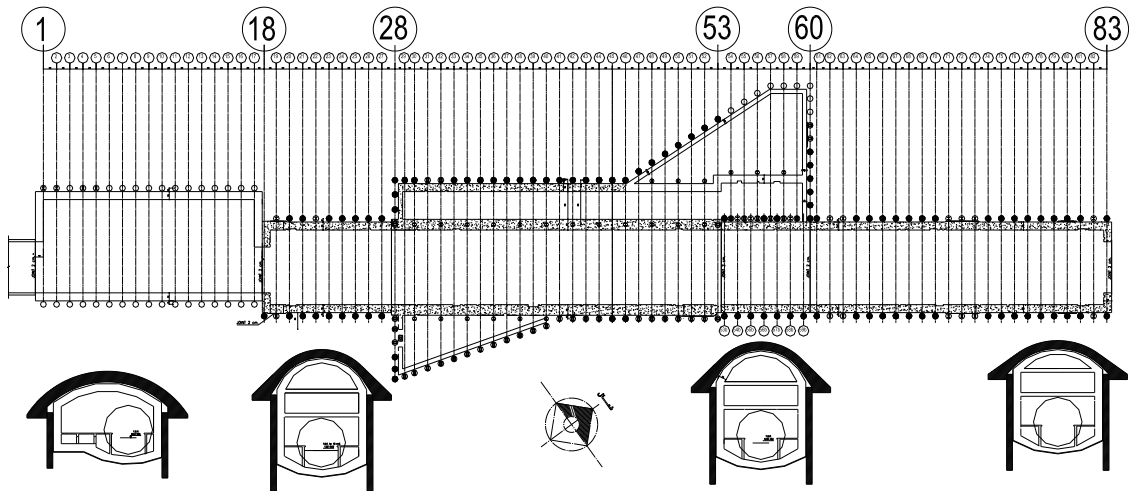
شیب منحنی نشست	خسارت مورد انتظار
بالاتر از $\frac{1}{1000}$	بدون خسارت
بین $\frac{1}{600}$ و $\frac{1}{1000}$	خسارت خیلی کم
بین $\frac{1}{400}$ و $\frac{1}{600}$	خسارت معماری کم
بین $\frac{1}{300}$ و $\frac{1}{400}$	خسارت معماری متوسط

#### ۷- معرفی ایستگاه هفت تیر

ایستگاه هفت تیر خط ۶ متروی تهران (MIL6) در ضلع جنوب غربی میدان هفت تیر واقع شده است. موقعیت این ایستگاه در محل تلاقی خطوط ۱ و ۶ متروی تهران، در



شکل ۲- موقعیت ایستگاه تقاطعی هفت تیر [۴]



شکل ۳- پلان و مقاطع سازه‌ی اصلی و موقت بخش زیرزمینی ایستگاه هفت تیر [۴]

سه‌بعدی نیز استفاده نمود. محاسبه‌ی فاصله‌داری بهینه بر اساس روش زیر قابل انجام است.

ابتدا مدل عددی از بحرانی‌ترین مقطع ایستگاه در هر بخش ساخته و برای فاصله‌داری‌های مختلف طاق بتنی اجرا می‌شود. سپس نتایج حاصل از اجرای مدل‌های عددی با مقادیر مجاز معیار تحلیل پایداری مقایسه می‌شود. براساس نتایج این مقایسه، فاصله‌داری بهینه قابل تعیین خواهد بود. در مورد ایستگاه هفت تیر از تحلیل کرنش بحرانی بر اساس معیار ساکورایی برای بررسی پایداری فضا و نیز آیین‌نامه‌ی بتن ایران به منظور بررسی قابلیت طراحی سازه نگهبان استفاده می‌شود.

فواصلی بین طاق‌های بتنی قابل اجرا است که علاوه بر پایداری، به تاسیسات شهری خسارات جدی وارد نسازد. بنابراین، مقادیر جابجایی سطحی با روش عددی محاسبه و با مقادیر مجاز نشست معیار کرامر مقایسه می‌شود. در صورتی که جابجایی سطحی حاصل از فواصل محاسبه شده، از نظر معیار کرامر در محدوده‌ی مجاز قرار نداشته باشد، فاصله‌داری‌های کم‌تری باید در نظر گرفته شود.

#### ۹- توصیف مدل عددی

ابعاد مدل برای تمامی مقاطع به طول ۱۷۴ متر و ارتفاع ۹۰ متر در نظر گرفته شده است. برای افزایش دقت نتایج، ابعاد شبکه‌ی داخلی به طول ۶۰ متر و ارتفاع ۴۵ متر، ۰/۵ در ۰/۵ متر و سایر مدل با ابعاد حداقل ۱ در ۱ متر در نظر گرفته

مشخصات ژئوتکنیکی خاک محدوده‌ی ایستگاه در جدول ۲ ارایه شده است. عمق ۲ تا ۴ متر اول ایستگاه، خاک دستی است و ایستگاه در بالای تراز آب زیرزمینی قرار دارد. خصوصیات مواد موجود در سامانه‌ی نگهداری موقت ایستگاه در جدول ۳ آورده شده است.

جدول ۲- خصوصیات مکانیکی خاک ساختگاه ایستگاه [۴]

لایه	نسبت پوآسون	مدول کشسانی MPa	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی kPa
خاک	۰/۳۵	۱۰۰	۳۸	۳۰
خاک دستی	۰/۳	۱۵ تا ۴۰	۲۷ تا ۳۰	۰-۱۰

جدول ۳- خصوصیات مواد سازه‌ی نگهبان ایستگاه

ماده	نسبت پوآسون	مدول کشسانی MPa	وزن مخصوص kg/m <sup>3</sup>
تیر فلزی	۰/۳	۲۰۰	۷۸۵۰
تیر بتنی	۰/۳	۳۵	۲۳۰۰

#### ۸- روش طراحی

طراحی پارامترهای طاق بتنی با مدلسازی دو بعدی از نظر سرعت انجام کار نسبت به مدلسازی سه‌بعدی ارجحیت بیشتری دارد. از این روش علاوه بر طراحی نهایی سازه‌ی موقت یک ایستگاه، می‌توان برای کاهش تعداد مدل‌های

با توجه به روش احداث سامانه‌ی نگهداری طاق بتنی ایستگاه هفت تیر، مدل عددی متناظر آن در ۵ مرحله شامل تعادل اولیه‌ی مدل، حفاری و اجرای طاق بتنی (شکل ۵-الف)، حفاری سطح زیر طاق (شکل ۵-ب)، حفاری و احداث شمع‌ها (شکل ۵-ج) و حفاری تمام مقطع (شکل ۵-د) ساخته و اجرا می‌شود. برای محاسبه‌ی پارامترهای معادل مدول کشسانی و وزن مخصوص، مشابه روش  $FLAC^{3D}$  از میانگین‌گیری وزن‌دار، نسبت به سطح مقطع بتن و خاک استفاده می‌شود (شکل ۶) و گزاره‌ی (۱۱).

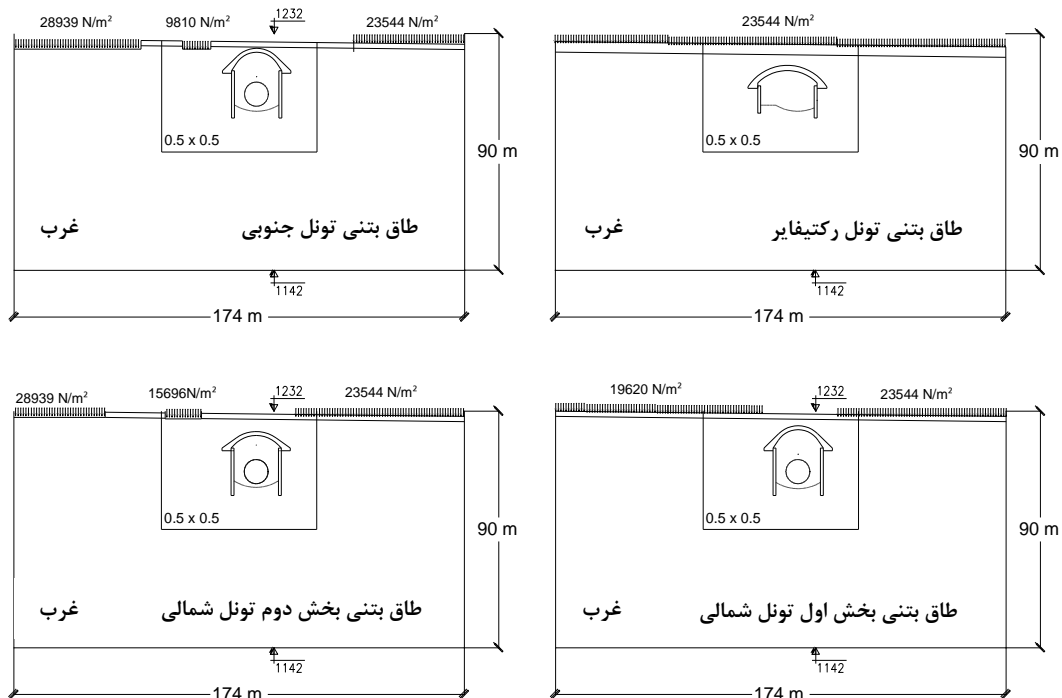
$$E_{eq} = \frac{A}{A+A'} E + \frac{A'}{A+A'} E' \quad (11)$$

در پایداری طاق‌های بتنی، انتخاب فاصله، امری مهم است. با توجه به تجربیات موجود در روش طاق بتنی برای احداث ایستگاه‌های مترو، رعایت حداقل ۰٫۵ متر فاصله‌ی بین دو طاق بتنی (معادل فاصله‌داری ۱٫۵ متر در طاق‌های به عرض ۱ متر این ایستگاه) الزامی است و فاصله‌ی بیش از ۲٫۵ متر، در عمل ناپایداری خاک میان آن‌ها را در هنگام حفاری خاک زیر طاق بتنی به همراه خواهد داشت. عرض طاق‌های بتنی ایستگاه ۱ متر است؛ بنابراین انتخاب اولیه در مدل‌سازی، فاصله‌داری‌های ۱٫۵، ۲٫۵ و ۳٫۵ متر خواهد بود.

می‌شود. ۲ تا ۴ متر اول مدل‌ها (بسته به موقعیت آن‌ها) خاک دستی و بقیه‌ی آن با استفاده از مشخصات خاک اصلی مدل می‌شود. مدل رفتاری خاک دستی و خاک اصلی ساختمان، مطابق معیار موه‌رکولمب و اجزای سامانه‌ی نگهداری کشسان در نظر گرفته شده است.

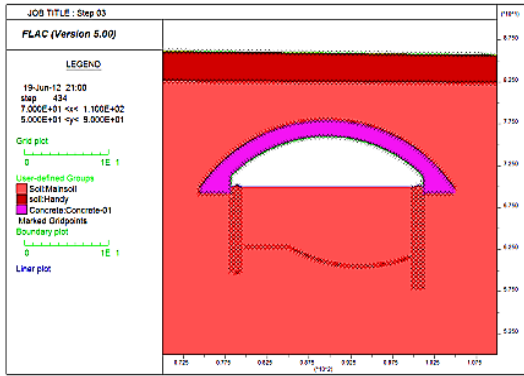
شیب سطح زمین در محدوده‌ی ایستگاه از نقشه‌ی توپوگرافی منطقه برداشت شده و موقعیت قرارگیری هر مقطع با ثابت در نظر گرفتن مختصات تونل اصلی در تمامی مدل‌ها تعیین شده است. همچنین در ساخت مدل، علاوه بر اعمال بار گسترده ناشی از وزن ساختمان‌ها، عمق محل اعمال آن در نظر گرفته شده است.

در ساخت مدل، هندسه‌ی طاق بتنی، شمع‌ها و سطح حفاری در برنامه‌ی  $FLAC$ ، دقیقاً مشابه مقطع  $AutoCAD$  آن (شکل ۴) ترسیم شده است. با وجود زمان‌بر بودن انتقال دقیق شکل هندسی از این طریق، برای افزایش دقت مدل این کار برای تمامی مقاطع انجام گرفته است. برای مدل‌سازی شمع‌ها از المان ساختاری شمع ( $PILE$ ) در  $FLAC$  استفاده شده است. با توجه به اینکه تمامی نقاط مربوط به شمع‌ها باید به المان‌های خاک متصل باشند، از بخش برنامه‌نویسی  $FLAC$  ( $FISH$ ) استفاده شده است.

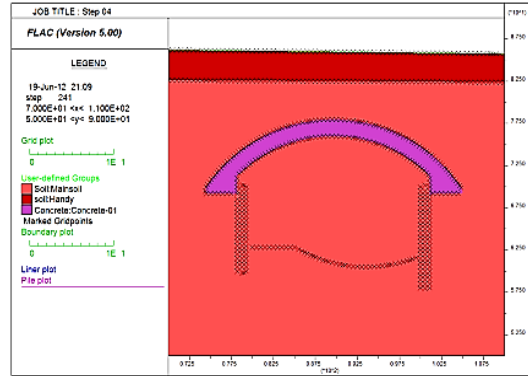


شکل ۴- مقطع مدل عددی طاق‌های بتنی ایستگاه

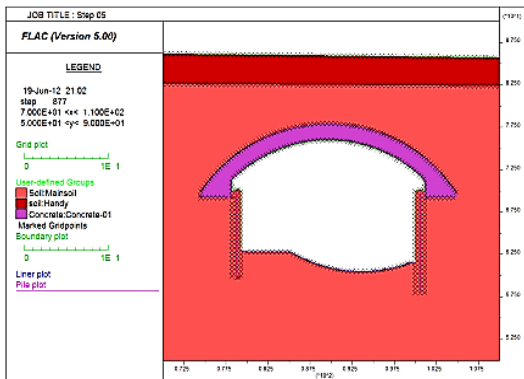




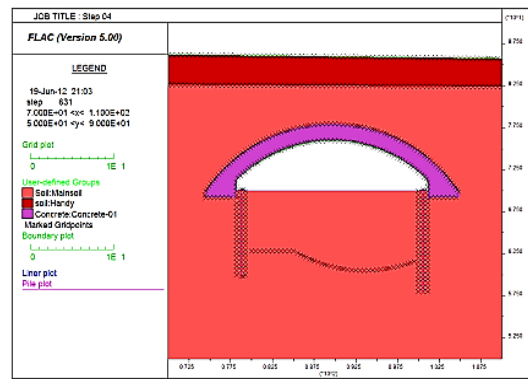
ب- حفاری سطح زیر طاق بتنی



الف- حفاری و اجرای طاق بتنی

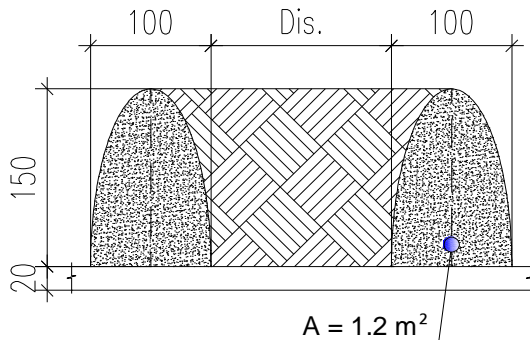


د- حفاری تمام مقطع

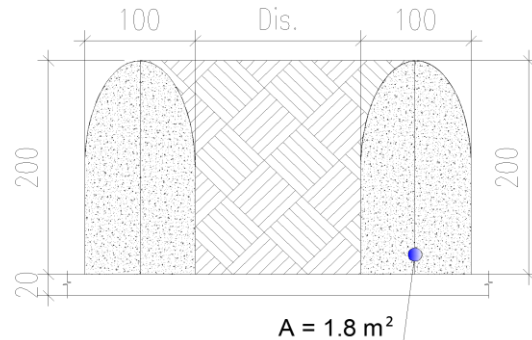


ج- حفاری و احداث شمع‌ها

شکل ۵- مراحل مدلسازی طاق بتنی ایستگاه



ب- تونل جنوبی و دو بخش تونل شمالی



الف- تونل رکتیفاير

شکل ۶- محاسبه‌ی نسبت سطح بتن طاق بتنی

حاصل از مدلسازی عددی برای فاصله‌داری‌های انتخابی با مقادیر مجاز آن بر اساس معیار ساکورایی مقایسه شده است. با توجه به جدول ۴ تمامی فاصله‌داری‌های طاق‌های بتنی از این نظر قابل قبول هستند. در تمامی جدول‌ها و نمودارها از علامت‌های قراردادی *FLAC* (تنش کششی: مثبت و جهت

۱۰- اجرای ایستگاه به روش طاق بتنی در این بخش لازم است نتایج مدل‌های عددی مقاطع مختلف بخش زیرزمینی ایستگاه، که با فاصله‌داری‌های متفاوت سامانه‌ی نگهداری ساخته و اجرا شده‌اند، برای انتخاب بهینه بررسی شوند. در جدول ۴، جابجایی‌های

تعریض گالری دسترسی، فاصله‌داری‌های بیش از ۲/۵ متر برای این بخش مخاطره‌آمیز است. بنابراین فاصله‌داری بهینه برابر با ۲/۵ متر است.

جدول ۴- تحلیل پایداری سازه‌ی موقت با معیار ساکورایی

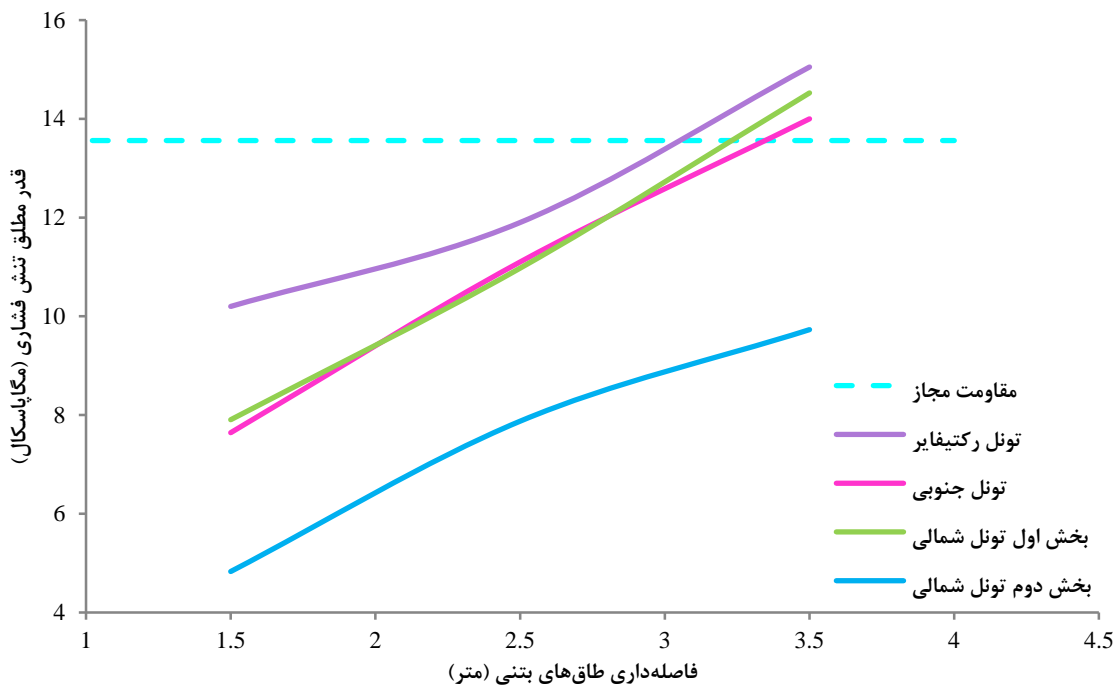
موقعیت تونل	تراز هشدار خطر	بیش‌ترین جابجایی تاج (cm) برای فاصله‌داری		
		۱/۵ m	۲/۵ m	۳/۵ m
رکتیفایر	±۱۷,۴۱	-۴,۹۷	-۵,۲۹	-۵,۵۶
جنوبی	±۹,۹۴	+۲,۶۵	+۴,۳۵	+۶,۲۳
بخش اول شمالی	±۹,۹۴	-۶,۶۲	-۴,۴۸	-۵,۶
بخش دوم شمالی	±۱۲,۶۹	-۲,۵	-۲,۳۷	-۲,۴۷

جدول ۵- مقایسه‌ی مقادیر تنش فشاری با مقادیر مجاز

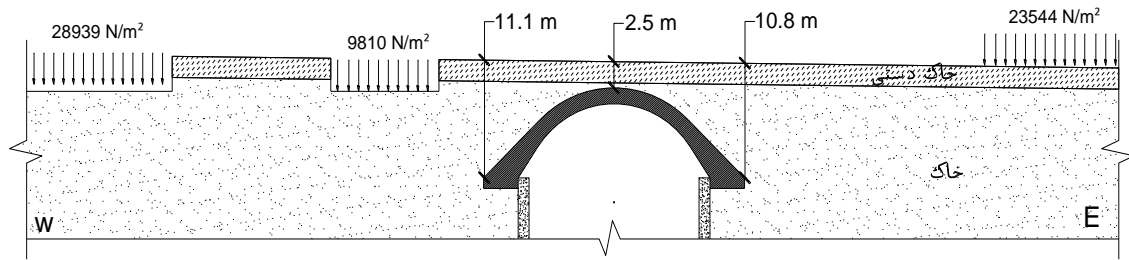
تنش مجاز فشاری (MPa)	بیش‌ترین تنش فشاری (MPa)				فاصله‌داری طاق‌های بتنی
	بخش اول شمالی	بخش دوم شمالی	جنوبی	رکتیفایر	
۱/۵ متر	-۷,۹۱	-۴,۸۳	-۷,۶۴	-۱۰,۲۰	۱/۵ متر
۲/۵ متر	-۱۰,۹۸	-۷,۸۸	-۱۱,۱۰	-۱۱,۹۰	۲/۵ متر
۳/۵ متر	-۱۴,۵۳	-۹,۷۳	-۱۴,۰۱	-۱۵,۰۵	۳/۵ متر

مثبت محور قایم به سمت بالا) پیروی شده است. علاوه بر تایید معیار ساکورایی، طاق بتنی باید از لحاظ سازه‌ای نیز قابل طراحی باشد. بر اساس آیین‌نامه بتن ایران تنش فشاری در بتن نباید از ۶۰ درصد مقاومت فشاری آن بیش‌تر باشد. به این منظور تنش فشاری بیشینه‌ی طاق‌های بتنی در هر سه فاصله‌داری در جدول ۵ با مقدار مربوط به تنش تراکمی مجاز بتن (۱۳,۵۶ مگاپاسکال) مقایسه شده است. با توجه به جدول ۵، فاصله‌داری ۳/۵ متری طاق‌های بتنی تونل‌های رکتیفایر، جنوبی و بخش اول تونل شمالی غیر قابل قبول است. در بخش دوم تونل شمالی با وجود اینکه فاصله‌داری بیش از ۳/۵ متری از نظر آیین‌نامه مجاز است، اما به سبب ناپایداری خاک، بیش‌ترین فاصله‌داری قابل قبول این بخش ۳/۵ متر خواهد بود.

با ترسیم منحنی تنش فشاری طاق بتنی نسبت به فاصله‌داری طاق‌ها (شکل ۷) مشخص می‌شود، فاصله‌داری بهینه برای اطمینان از پایداری فضای زیر طاق بتنی تونل رکتیفایر، تونل جنوبی و بخش اول تونل شمالی، ۳ متر است. با این وجود، مطابق شکل ۸، به علت روبراه‌ی کم و نیز فاصله‌ی کم طاق‌های بتنی تالایه‌ی خاک دستی و در نتیجه ناپایداری و ریزش خاک بین دو طاق بتنی در مرحله‌ی



شکل ۷- مقایسه‌ی مقادیر تنش فشاری با مقاومت مجاز در فاصله‌داری‌های مختلف



شکل ۸- عمق روباره و موقعیت تونل جنوبی نسبت به بارهای سطحی

گزاره‌ی (۱۰) ناچیز است. بنابراین مقدار  $W$  برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. در گزاره‌ی (۷)، اثر بار وارد بر سطح در نظر گرفته نشده است و برای اعمال آن، بار سطحی با وزن روباره‌ی خاک معادل آن جایگزین شده است. بیشینه‌ی شیب منحنی نشست با استفاده از روابط تجربی پک و مقدار خسارت پیش‌بینی شده‌ی معیار کرامر (جدول ۱) برای بخش تونلی ایستگاه در جدول ۶ ارائه شده است. در جدول ۶ تمامی کمیت‌ها مطابق گزاره‌ی (۷) هستند.

### ۱۱- برآورد نشست روش تحلیلی-تجربی

در این بخش مقدار بیشینه‌ی نشست از گزاره‌ی تحلیلی بوبت و بیشینه‌ی شیب منحنی نشست از گزاره‌ی تجربی پک محاسبه می‌شود. از آنجایی که ایستگاه هفت تیر کم عمق و خشک است، از گزاره‌ی (۷) برای تعیین نشست بیشینه استفاده می‌شود. به سبب حفر مقطع تونل پس از نصب سامانه‌ی نگهداری (طاق بتنی و شمع) تاثیرات گپ فیزیکی، تغییر شکل، کیفیت مهارت کارکنان در نشست سطحی

جدول ۶- برآورد میزان خسارت در نقاط عطف منحنی نشست

موقعیت	$h$ (m)	$r_0$ (m)	$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	$w$	$\delta_{max}(cm)$	$i(m)=0.5h$	بیشینه‌ی شیب منحنی نشست (%)	برآورد خسارت (معیار کرامر)
تونل رکتیفایر	۱۹٫۳	۱۷	۰٫۳	۰	-۳٫۴۰	۹٫۶۵	۰٫۲۱۳	معماری کم
تونل جنوبی	۱۶٫۲	۱۹٫۸	۰٫۳۲	۰	+ ۱٫۲۰	۸٫۱	۰٫۰۸۹	ندارد
بخش اول تونل شمالی	۱۷٫۶	۱۹٫۸	۰٫۱۹	۰	-۰٫۰۶	۸٫۸	۰٫۰۰۴	ندارد
بخش دوم تونل شمالی	۱۸٫۴	۱۸٫۵	۰٫۲۰	۰	-۲٫۰۳	۹٫۲	۰٫۱۳۴	خیلی کم

همان‌طور که در جدول ۶ مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی شیب سطح زمین در تونل جنوبی و بخش اول تونل شمالی در محدوده‌ی مجاز قرار دارد. تونل رکتیفایر از زیر خیابان قائم‌مقام می‌گذرد و سازه‌ی سطحی در محل احداث آن وجود ندارد. بنابراین نشست سطحی در این محل نیز مشکل‌ساز نخواهد بود. در بخش دوم تونل شمالی نیز در فاصله‌ی ۲۰ متری از طرفین مرکز تونل، ساختمان یا تاسیساتی وجود ندارد. بنابراین بیشینه‌ی شیب منحنی نشست پک در خارج این بازه کمتر از مقدار جدول ۶ خواهد بود. مقدار این شیب با مشتق‌گیری از گزاره‌ی (۶) به ازای

$$\left| \frac{ds}{dx} \right| = \left| \frac{x \cdot s_{max}}{i^2} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \right| \quad (12)$$

$$= \left| \frac{20 \times 2.03}{9.2^2} \cdot \exp\left(-\frac{20^2}{2 \times 9.2^2}\right) \right| = 0.045\%$$

### ۱۲- برآورد و ارزیابی نشست مدل عددی

در این بخش، با استفاده از مدل‌های عددی مربوط به فاصله‌داری انتخابی طاق‌های بتنی، بیشینه‌ی شیب سطح زمین در مجاورت عارضه‌های سطحی تعیین می‌شود (جدول

همان‌طور که در جدول ۶ مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی شیب سطح زمین در تونل جنوبی و بخش اول تونل شمالی در محدوده‌ی مجاز قرار دارد. تونل رکتیفایر از زیر خیابان قائم‌مقام می‌گذرد و سازه‌ی سطحی در محل احداث آن وجود ندارد. بنابراین نشست سطحی در این محل نیز مشکل‌ساز نخواهد بود. در بخش دوم تونل شمالی نیز در فاصله‌ی ۲۰ متری از طرفین مرکز تونل، ساختمان یا تاسیساتی وجود ندارد. بنابراین بیشینه‌ی شیب منحنی نشست پک در خارج این بازه کمتر از مقدار جدول ۶ خواهد بود. مقدار این شیب با مشتق‌گیری از گزاره‌ی (۶) به ازای طول ۲۰ متر محاسبه می‌شود (گزاره‌ی (۱۲)).

مقایسه‌ی مقدار شیب گزاره‌ی (۱۲) با مقادیر مجاز معیار کرامر نشان می‌دهد، اگرچه شیب منحنی نشست در

تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی و برآورد نشست در ایستگاه‌های مترو، مطالعه‌ی موردی: ایستگاه ۷ تیر متروی تهران: ص ۱۲۱-۱۳۲

خروجی نرم‌افزار *FLAC* با *Excel* بازخوانی و به کمک داده‌های حاصل، بیشینه‌ی شیب تخمین زده شده است. سپس این مقادیر با معیار کرامر سنجیده می‌شوند. با توجه به جدول ۷، جدول ۸، جدول ۹ و جدول ۱۰، مشاهده می‌شود، علی‌رغم احداث بخش تونلی ایستگاه، نشست زمین در مجاورت ساختمان‌های مسکونی و تجاری در محدوده‌ی مجاز قرار دارد.

۷، جدول ۸، جدول ۹ و جدول ۱۰). در این جدول‌ها محدوده‌ی قرارگیری عارضه‌های سطحی با استفاده از جانمایی موقعیت مقاطع در نقشه‌های موجود به دقت تعیین و با ذکر محدوده‌ی فاصله‌ی آن‌ها از مرکز تونل مشخص شده است. با انطباق موقعیت هر عارضه‌ی سطحی با منحنی نشست حاصل از مدل عددی، بیشینه‌ی شیب منحنی نشست در محدوده‌ی آن به دست آمده است. به این منظور،

جدول ۷- ارزیابی نشست سطحی ناشی از تونل رکتیفایر با فاصله‌داری ۳ متر طاق بتنی

عنوان		بخش شرقی		بخش میانی		بخش غربی	
محدوده (فاصله از مرکز تونل به متر)		۸۱	۲۴	۹	-۲۱	-۳۶	-۹۳
عارضه‌ی سطح زمین		خیابان قائم‌مقام					
بیش‌ترین شیب منحنی نشست (درصد)		۰٫۰۰۹	۰٫۲۰۴	۰٫۱۹۳	۰٫۱۸۲	۰٫۱۷	
برآورد خسارت معماری (معیار کرامر)		ندارد	کم	کم	خیلی کم	ندارد	

جدول ۸- ارزیابی نشست سطحی ناشی از تونل جنوبی با فاصله‌داری ۲٫۵ متر طاق بتنی

عنوان		بخش شرقی		بخش میانی		بخش غربی	
محدوده (فاصله از مرکز تونل به متر)		۸۷	۳۸	-۱۶	-۲۸	-۴۴	-۹۳
عارضه‌ی سطح زمین		خیابان مفتح	فضای سبز	ساختمان	فضای باز	ساختمان	
بیش‌ترین شیب منحنی نشست (درصد)		۰٫۱۹	۰٫۰۸۴	۰٫۰۸۲	۰٫۰۵۲	۰٫۰۲۳	
برآورد خسارت معماری (معیار کرامر)		ندارد	ندارد	ندارد	ندارد	ندارد	

جدول ۹- ارزیابی نشست سطحی ناشی از بخش اول تونل شمالی با فاصله‌داری ۳ متر طاق بتنی

عنوان		بخش شرقی		بخش میانی		بخش غربی	
محدوده (فاصله از مرکز تونل به متر)		۸۱	۱۶		-۱۳	-۹۳	
عارضه‌ی سطح زمین		خیابان مفتح	فضای سبز	کوچه شهرو			
بیش‌ترین شیب منحنی نشست (درصد)		۰٫۰۶۳	۰٫۰۸۹	۰٫۰۲۱			
برآورد خسارت معماری (معیار کرامر)		ندارد	ندارد	ندارد			

جدول ۱۰- ارزیابی نشست سطحی ناشی از بخش دوم تونل شمالی با فاصله‌داری ۳٫۵ متر طاق بتنی

عنوان		بخش شرقی		بخش میانی		بخش غربی	
محدوده (فاصله از مرکز تونل به متر)		۸۱	۱۶	-۲۱	-۳۵	-۵۸	-۹۳
عارضه‌ی سطح زمین		خیابان مفتح	فضای سبز	ساختمان	فضای باز	ساختمان	
بیش‌ترین شیب منحنی نشست (درصد)		۰٫۰۸۱	۰٫۱۶۴	۰٫۰۵۳	۰٫۰۲۵	۰٫۰۲۰	
برآورد خسارت معماری (معیار کرامر)		ندارد	کم	ندارد	ندارد	ندارد	

معیارهای پایداری و تنش مجاز، روشی برای تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی در روش پیش‌نگهداری

### ۱۳- نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از کنترل نتایج مدلسازی عددی با

- طاق بتنی ارایه شد. در نهایت نحوه‌ی مهار تاثیر احداث فضا بر سازه‌های سطحی با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی-تجربی معرفی شد. اجرای سازه‌ی موقت بخش تونلی ایستگاه هفت تیر، مطابق جزییات زیر پیشنهاد می‌شود:
- تونل رکتیفایر: فاصله‌داری ۳ متری طاق‌های بتنی، بهینه‌ترین انتخاب خواهد بود.
- تونل جنوبی: فاصله‌داری ۲/۵ متری طاق‌های بتنی، بهینه‌ترین انتخاب خواهد بود.
- بخش اول تونل شمالی: فاصله‌داری ۳ متری طاق‌های بتنی، بهینه‌ترین انتخاب خواهد بود.
- بخش دوم تونل شمالی: فاصله‌داری ۳/۵ متری طاق‌های بتنی، بهینه‌ترین انتخاب خواهد بود.

#### ۱۴- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$\sigma_c$	$kg.F/cm^2$	مقاومت فشاری تک‌محوره	$W$	-	پارامتر گپ فیزیکی
$E_{eq}$	$kg.F/cm^2$	مدول کشسانی معادل	$\vartheta$	-	ضریب پواسون
$E$	$kg.F/cm^2$	مدول کشسانی بتن	$A$	$m^2$	سطح مقطع بتن
$E'$	$kg.F/cm^2$	مدول کشسانی خاک میان دو طاق	$A'$	$m^2$	سطح مقطع خاک میان دو طاق
$\varepsilon_{cr}$	%	کرنش بحرانی فشاری	$\gamma$	$kg/m^3$	وزن مخصوص خاک
$u_{cr}$	$m$	جابجایی بحرانی	$\gamma_b$	$kg/m^3$	وزن مخصوص غوطه‌ور خاک
$i$	$m$	عرض گودی نشست	$\gamma_w$	$kg/m^3$	وزن مخصوص آب
$x$	$m$	فاصله از خط مرکزی تونل	$h$	$m$	عمق تونل
$S(x)$	$m$	نشست در فاصله‌ی $x$	$r_0$	$m$	شعاع تونل
$S_{max}$	$m$	نشست خط مرکزی تونل	$k$	$m$	نسبت تنش افقی به قائم
$G_p$	$m$	گپ فیزیکی: معرف فاصله‌ی هندسی بین پوسته‌ی خارجی سپر و آسترکاری			
$U_{3D}$	$m$	تغییر شکل کشسان- مومسان سه‌بعدی در جبهه‌کار تونل			
$\omega$	-	فاکتور کیفیت مهارت کارکنان			

#### ۱۵- منابع‌ها

- [۱] باقری‌نیا، خ. (۱۳۸۸). روش‌های اجرایی در پروژه‌ی قطار شهری اهواز. *فصلنامه‌ی کمیون، شماره‌ی ۴۳*.
- [2] Sadaghiani, M. H., & Taheri, S. R. (2008). Numerical Investigations for Stability Analysis of a Large Underground Station of Tehran Metro. *World Tunnel Congress: Underground Facilities for Better Environment and Safety* (pp. 492-499). India: Central Board of Irrigation & Power.
- [۳] موسوی، م.، طالبی‌نژاد، ع.، و چاکری، ح. (۱۳۸۸). تحلیل پایداری و مدلسازی سه‌بعدی تونل و ایستگاه- مطالعه‌ی موردی: خط ۴ مترو تهران. هشتمین کنفرانس تونل. تهران: دانشگاه تربیت مدرس. [http://www.civilica.com/Paper-ITC08-ITC08\\_069.html](http://www.civilica.com/Paper-ITC08-ITC08_069.html).
- [۴] مهندسین مشاور مونیته. (۱۳۸۷). *نقشه‌های سازه ابلاغی مشاور جهت ایستگاه هفت تیر، خط شش متروی تهران*.
- [5] Lilly, P., & Li, J. (2000). Estimating Excavation Reliability from Displacement Modelling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(8), 1261-1265. [http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00053-8](http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00053-8).
- [6] Peck, R. (1969). Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground. *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation* (pp. 225-242). Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecanica.

تعیین فاصله‌داری بهینه‌ی طاق‌های بتنی و برآورد نشست در ایستگاه‌های مترو، مطالعه‌ی موردی: ایستگاه ۷ تیر متروی تهران: ص ۱۲۱-۱۳۲

[7] Ghiasi, V., Omar, H., Yusoff, Z. B. Md., Huat, B. K., Muniandy, R., Ghosni, N., Nushini, A., Afshar, M. A., Ghiasi, S., Hosaini, S. G., & Ghiasi, M. (2010). Design Criteria of Subway Tunnels. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 4(12), 5894-5907. <http://www.ajbasweb.com/ajbas/2010/5894-5907.pdf>.

[۸] عباسی، ر.، و حسینی، م. (۱۳۹۰). تحلیل نشست ناشی از حفاری تونل خط یک متروی تبریز به کمک روش‌های تحلیلی. پانزدهمین همایش انجمن زمین‌شناسی ایران. تهران: دانشگاه تربیت معلم. [http://www.civilica.com/Paper-SGSI15-SGSI15\\_210.html](http://www.civilica.com/Paper-SGSI15-SGSI15_210.html)

[۹] شمسی، غ. (۱۳۷۴). تحلیل پایداری شیروانی GM2 با استفاده از روش‌های عددی. تهران: دانشکده‌ی مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

### مطالعه‌ی تاثیر وزن و هندسه‌ی ساختمان بر نشست سطح زمین ناشی از تونلسازی مرحله‌ای با استفاده از روش عددی اجزای محدود

فرشاد کولیوند<sup>۱\*</sup>؛ مصطفی شریف‌زاده<sup>۲</sup>

۱- کارشناس ارشد مکانیک سنگ؛ گروه معدن؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه لرستان  
۲- دانشیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن و متالورژی؛ دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۰۴/۲۰؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۰۶/۰۳

#### چکیده

با توجه به مشکلات ترافیکی شهرهای بزرگ، نیاز به ساخت تونل‌های شهری اجتناب‌ناپذیر است. حفر تونل سبب تغییر میدان تنش برجا شده و یک ناحیه‌ی تغییر مکان در محدوده‌ی اطراف تونل بوجود می‌آورد. در این خصوص نه تنها ساختمان‌های مجاور تحت تاثیر حفاری تونل قرار می‌گیرند؛ بلکه میدان تنش و تغییر مکان حاصله، متاثر از مشخصات ساختمان‌های مجاور خواهد بود. این موضوع یکی از جنبه‌های مهم تونلسازی محیط شهری است. بنابراین لازم است پیش از مرحله‌ی ساخت، پارامترهای موثر بر این رابطه‌ی متقابل بررسی شود. در این پژوهش فاکتورهای اصلی ساختمان نظیر وزن، عرض و طول آن، با استفاده از روش اجزا محدود بصورت سه‌بعدی شبیه‌سازی شده است. نتایج نشان می‌دهد، حضور ساختمان‌های سطحی اثرات دوگانه‌ای بر گودی نشست سطح زمین دارند. افزایش وزن ساختمان موجب افزایش نشست سطح زمین شده و از طرفی، صرف نظر از وزن ساختمان، بواسطه‌ی وجود پی ساختمان و صلبیت ناشی از آن، که موجب بهبود شرایط زمین می‌شود، نشست در سطح زمین نسبت به شرایط بدون وجود ساختمان، کاهش می‌یابد. افزایش عرض ساختمان منجر به کاهش نشست در سطح زمین شده و افزایش طول ساختمان، نشست در سطح زمین را افزایش می‌دهد. هر چند عرض ساختمان فاکتور موثرتری نسبت به طول ساختمان در مهار رفتار متقابل ساختمان-تونل است.

#### واژگان کلیدی

تونلسازی مرحله‌ای  
تونل‌های صدر-نیایش  
اجزای محدود  
اندرکنش ساختمان-تونل  
نشست سطح زمین  
وزن ساختمان  
هندسه‌ی ساختمان

#### ۱- پیشگفتار

به دلیل افزایش روزافزون جمعیت، نیاز به احداث سازه‌های سطحی و زیرسطحی و حفر تونل‌های حمل و نقل شهری برای تامین زیرساخت‌ها امری اجتناب‌ناپذیر است. بطور کلی حفر تونل و دیگر سازه‌های زیرزمینی منجر به حذف توده‌ای از خاک و سنگ در محل و بروز تغییرات قابل توجه در وضعیت تنش محیط اطراف آن‌ها می‌شود [1]. عوامل متعددی بر جابجایی‌های زمین، در اثر ساخت تونل تاثیرگذار هستند. شرایط زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی، روش تونلسازی،

وجود یا عدم وجود ساختمان‌های سطحی یا زیرسطحی، الگوی ترتیب مراحل حفاری در روش‌های ساخت چندمرحله‌ای، هندسه و عمق تونل، عوامل اجرایی و شرایط آب زیرزمینی، همگی از عواملی هستند که بر نشست سطح زمین در حین ساخت تونل تاثیر دارند. تونلسازی باعث ایجاد تغییر شکل‌هایی در ساختمان‌های سطحی و زیرسطحی شده، از طرفی وجود این ساختمان‌ها نیز بر جابجایی‌های زمین در اثر تونلسازی تاثیرگذار هستند؛ از این‌رو بررسی و برآورد اثر متقابل تونلسازی و سازه‌های سطحی، از لحاظ

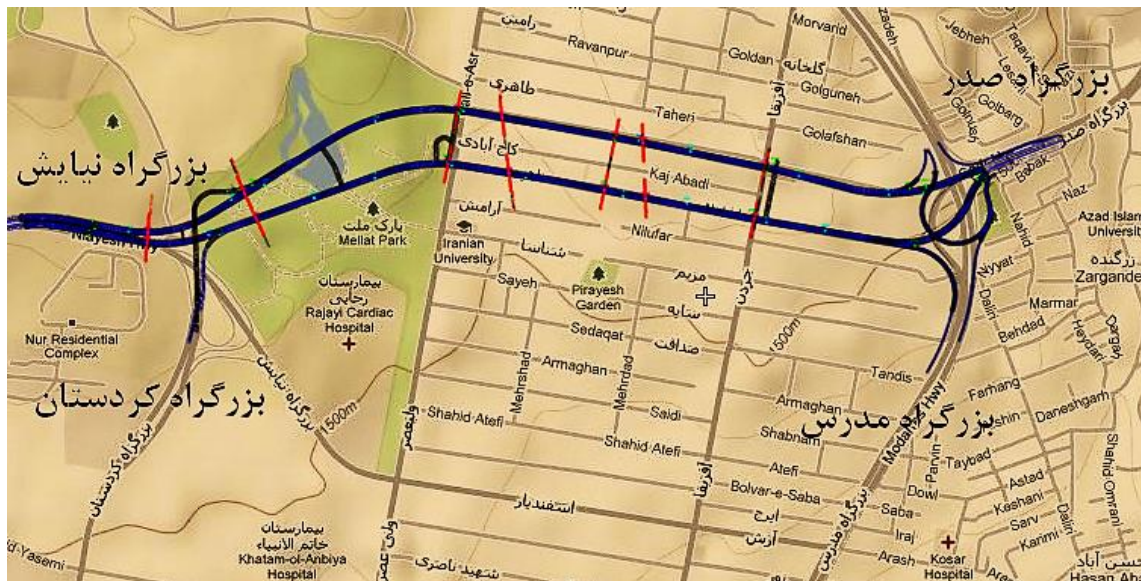
تاثیری که وجود سازه‌های سطحی بر نشست حاصل از تونلسازی دارد، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [2]. از چند دهه‌ی گذشته تاکنون محققین متعددی مانند کاتزنباخ و برث (Katzenbach & Breth)، دساری (Desari) و همکاران، تانگ (Tang) و همکاران، ورمر (Vermeer) و همکاران، لی و رو (Lee & Rowe)، آوگارد (Augarde) و همکاران، بورد (Burd) و همکاران، گودز و سانتوس پیرا (Guedes & Santos Pereira)، لی و انجی (Lee & Ng)، کومیا (Komiya) و همکاران، دیاس (Dias)، فرانزیوس (Franzius)، آناگنوستو (Anagnostou) و دیموک (Dimmock) و همکاران مطالعات فراوانی در مورد نشست ناشی از تونلسازی در محیط شهری و عوامل موثر بر آن انجام داده‌اند. اکثر محققین با تمرکز بر عواملی از قبیل نوع خاک، خصوصیات زمین‌شناسی، شرایط تنش اولیه، تاثیر ضریب فشار جانبی ( $K_0$ )، آنیزوتروپی خاک و روش تونلسازی، بیش‌تر در ارزیابی تاثیر حفاری تونل بر آسیب‌های وارده بر ساختمان تلاش نموده و کمتر به بررسی تاثیر وجود ساختمان‌ها و عوامل مرتبط با آن بر منحنی نشست سطح زمین پرداخته‌اند [2] تا [16]. به همین علت در این مقاله، تاثیر هندسه و وزن ساختمان بر منحنی‌های نشست سطح زمین در اثر حفر تونل، بررسی شده است. بدین منظور از روش عددی اجزا محدود و کد محاسباتی PLAXIS 3D

Tunnel استفاده شده است.

در این پژوهش پس از معرفی پروژه و تشریح خصوصیات زمین‌شناسی، عوامل ژئوتکنیکی و نحوه‌ی حفاری تونل، به ارزیابی تاثیر وزن ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه، بر منحنی‌های نشست و جابجایی افقی سطح زمین پرداخته شده است. در ادامه تاثیر هندسه‌ی ساختمان بر منحنی‌های نشست سطح زمین، مورد مطالعه قرار گرفته است.

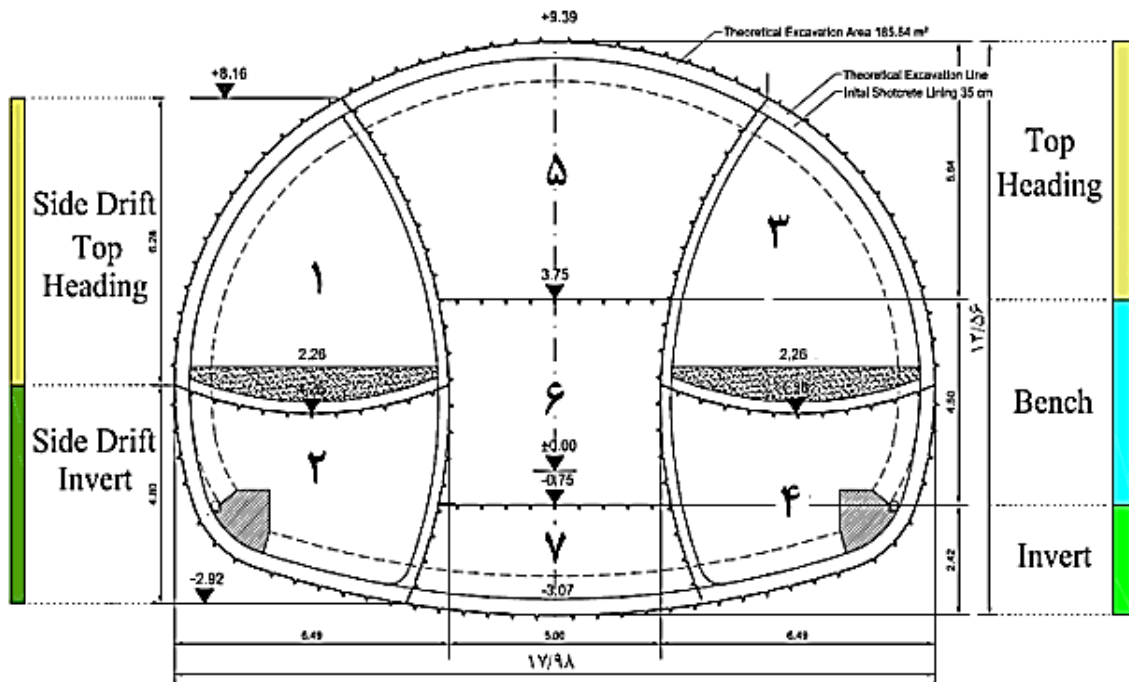
## ۲- معرفی پروژه صدر- نیایش و شرایط ژئوتکنیکی ساختگاه

پروژه‌ی تونل‌های صدر- نیایش در مسیر غرب-شرق، بزرگراه‌های صدر و نیایش با دو تونل رفت و برگشت به طول ۵۲۶۵ متر و عرض ۱۶ متر بهم وصل می‌شود (شکل ۱). مقطع اصلی تونل‌ها دارای عرض حفاری ۱۸ متر و ارتفاع ۱۲٫۵ متر است و در عمق ۱۵ متری زیر سطح زمین قرار گرفته است. با توجه به سطح مقطع بزرگ و خصوصیات لایه‌های مختلف خاکی، تونل با استفاده از روش گالری‌های کناری یا شاخ‌بزی (Sidewall Drift) حفاری می‌شود. هر کدام از گالری‌های کناری، در دو مرحله‌ی پیشانی و کف، و گالری میانی در سه مرحله‌ی پیشانی، پله و کف (در مجموع ۷ مرحله) حفاری می‌شود (شکل ۲) و [۱۷].



شکل ۱- نقشه‌ی مسیر پروژه





شکل ۲- مقطع تونل و ترتیب مراحل حفاری

عبارت دیگر حرکت مرزهای کناری در جهت افقی محدود شده و فقط اجزای جابجایی در جهت عمودی وجود دارد. مرز بالایی نیز آزاد بوده و حرکات مرز پایینی در تمام جهات محدود شده است (شکل ۳). رفتار خاک نیز با مدل خاک سخت‌شونده مدل شده است.

جدول ۱- خصوصیات ژئوتکنیکی لایه‌های خاکی استفاده شده برای مدل‌سازی [۱۷]

پارامتر	واحد	مقدار
$h$	$m$	$0-15$
$\varphi$	$Degree$	$34$
$\theta$	-	$0.2$
$C$	$kPa$	$30$
$E_{od}$	$(kN/m^2)$	$9.423 \times 10^4$
$E_{sec}$	$(kN/m^2)$	$8.077 \times 10^4$
$E_{ul}$	$(kN/m^2)$	$2.827 \times 10^5$
$G_{sat}$	$(kN/m^2)$	$19$
$G_d$	$(kN/m^2)$	$16$

برای پوشش تونل از المان‌های صفحه‌ای با ضخامت  $0.35$  و  $0.25$  متر به ترتیب برای پوشش دیواره‌ی نهایی و

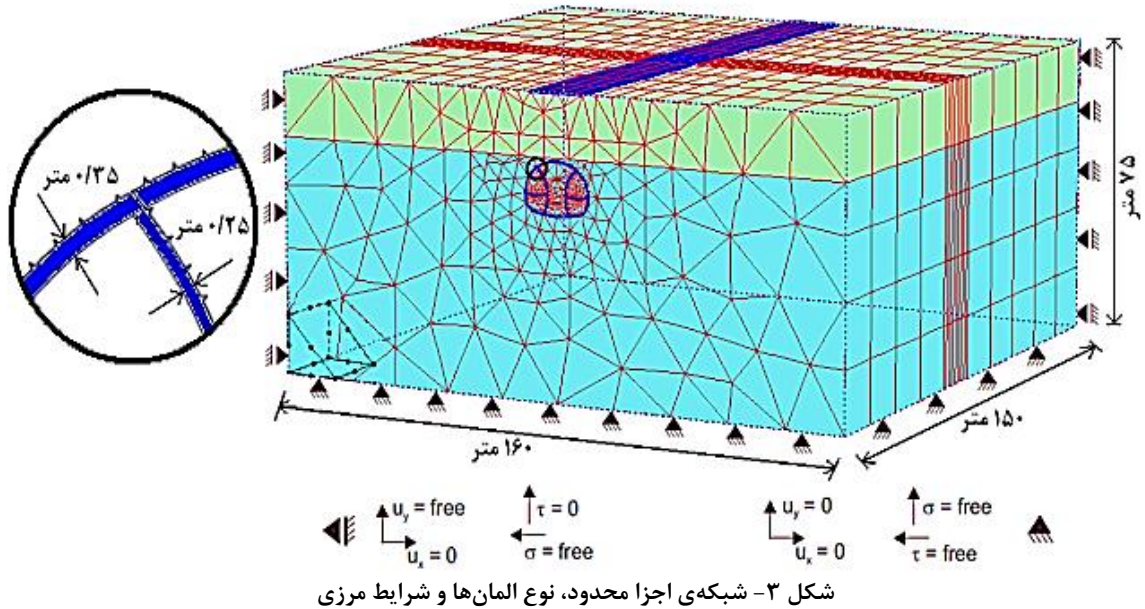
برای شناسایی لایه‌بندی زمین‌شناسی، مشخصات ژئوتکنیکی، ارزیابی سطح آب زیرزمینی و شرایط لایه‌های زیرسطحی، در مطالعات ژئوتکنیکی انجام شده تعداد ۲۰ گمانه با عمق ۲۵ تا ۴۵ متر و ۲۴ چاهک به عمق ۱۰ تا ۳۰ متر حفاری شده و آزمایش‌های نفوذ مخروط استاندارد (SPT)، پرسومتر، چگالی برجا، بارگذاری صفحه و برش مستقیم انجام شده است. با توجه به نتایج آزمایش‌ها، خاک منطقه از شن ماسه‌ای متراکم و ماسه‌های متراکم حاوی سیلت و رس تشکیل شده است (GC, GM, SC, SM). بر اساس تقسیم‌بندی ترزاقی، خاک‌های ریزدانه، در محدوده‌ی خاک‌های بسیار سخت و خاک‌های درشت دانه در محدوده‌ی خاک‌های خیلی متراکم قرار می‌گیرند. خصوصیات ژئوتکنیکی لایه‌های خاک در جدول ۱ آورده شده است [۱۷].

### ۳- مدل اجزای محدود محیط تونل

برای مدل‌سازی این مسئله یک شبکه‌ی اجزا محدود سه‌بعدی با استفاده از المان‌های ایزوپارامتریک ۱۵ گرهی، دارای عرض ۱۶۰ و ارتفاع ۷۵ متر بکار گرفته شده است. این مدل در جهت طولی به اندازه‌ی ۱۵۰ متر امتداد یافته است. همچنین در مرزها از شرایط استاندارد استفاده شده است. به

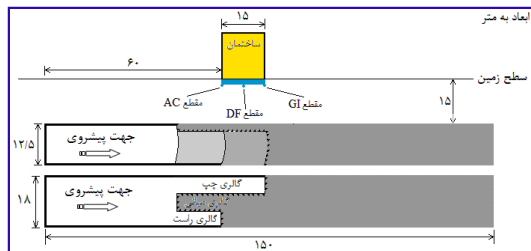
قسمت‌های مختلف تونل با غیر فعال کردن المان‌های خاک آن قسمت، مدل‌سازی و با فعال کردن المان‌های تعریف شده برای پوشش، سامانه‌ی نگهداری تونل مدل‌سازی می‌شود.

پوشش دیواره‌ی تخریبی گالری‌ها استفاده شده است (جدول ۲). دیواره‌ی تخریبی گالری‌ها پس از حفاری تمام بخش‌ها، برای حصول مقطع کامل تونل تخریب می‌شوند. حفاری



#### ۴- تاثیر وزن ساختمان بر نشست

برای بررسی تاثیر وزن ساختمان‌ها بر منحنی‌های نشست، ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه را در بالای محور مرکزی تونل و در فاصله‌ی ۶۰ تا ۷۵ متری از ابتدای تونل، قرار داده و سپس تونل زیر سطح زمین حفاری شده است (شکل ۴). در این راستا ابتدا نشست سطح زمین در حالت بدون وجود ساختمان بررسی و سپس ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه مدل‌سازی شده است. پی ساختمان‌ها با مساحت مقطع ۱۵×۱۵ متر و بار گسترده‌ی ۱۰ کیلونیوتن برای هر طبقه (معرف وزن طبقات)، در نظر گرفته شده است (جدول ۲).



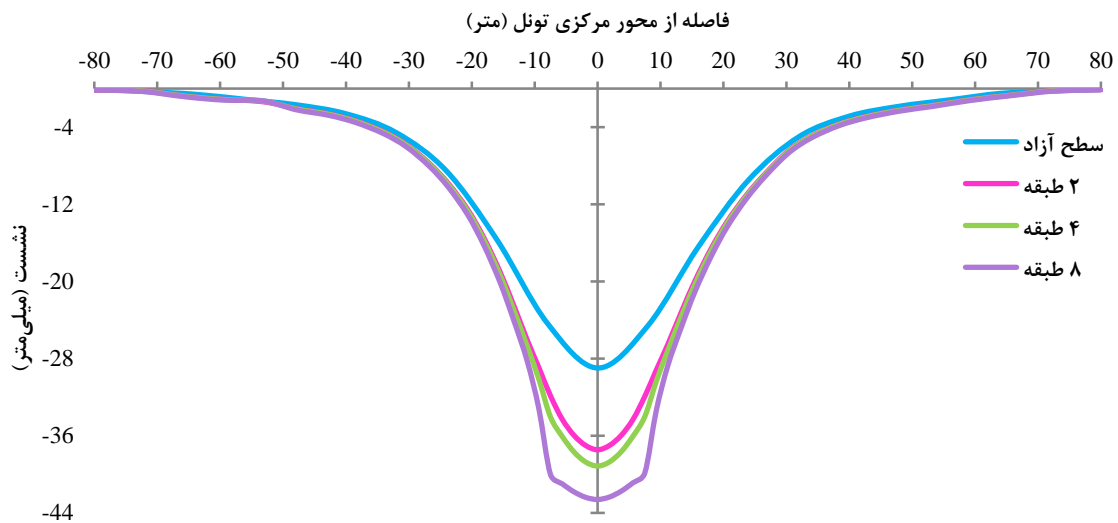
شکل ۴- مدل‌سازی ساختمان بالای محور مرکزی تونل

جدول ۲- خصوصیات و مشخصات استفاده شده برای مدل‌سازی ساختمان و پوشش تونل

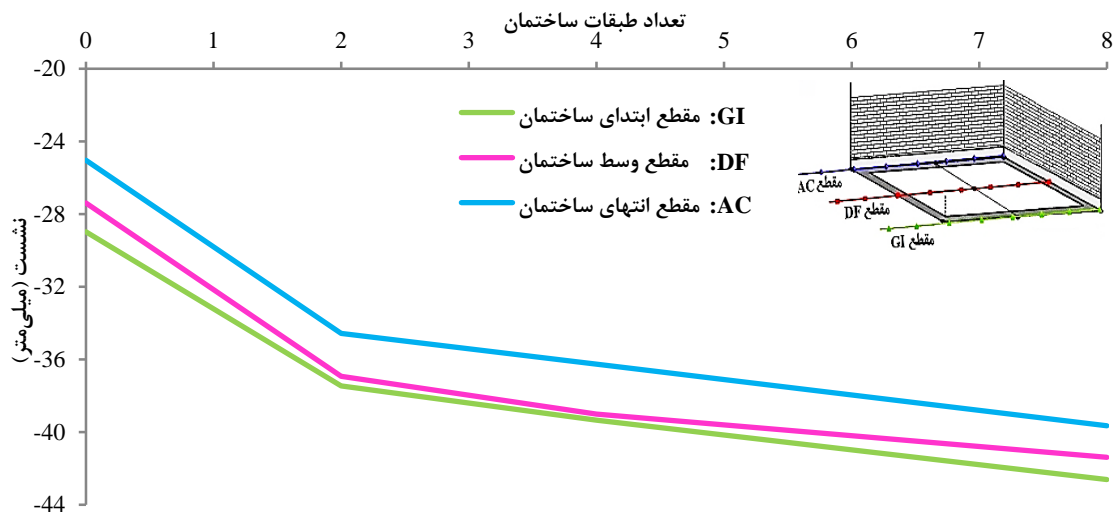
پی ساختمان			
تعداد طبقات	۲	۴	۸
$d$ (m)	۰.۵	۰.۸	۱.۵
$EA$ (kN/m)	$۱.۰۵ \times 10^7$	$۱.۶۸ \times 10^7$	$۳.۱۵ \times 10^7$
$EI$ (kNm <sup>2</sup> /m)	$۲.۱۸۷ \times 10^5$	$۸.۹۶ \times 10^5$	$۵.۹ \times 10^6$
$W$ (kN)	۲۰	۴۰	۸۰
$\theta$	۰.۲	۰.۲	۰.۲
نوع المان	کشسان	کشسان	کشسان
پوشش تونل			
نوع پوشش	پوشش اصلی	پوشش تخریبی	
$d$ (m)	۰.۳۵	۰.۲۵	
$EA$ (kN/m)	$۷.۳۵ \times 10^6$	$۵.۲۵ \times 10^6$	
$EI$ (kNm <sup>2</sup> /m)	$۷.۵ \times 10^4$	$۲.۷۳ \times 10^4$	
$W_V$ (kN/m/m)	۷.۵	۷.۵	
$\theta$	۰.۲	۰.۲	
نوع المان	کشسان	کشسان	

منحنی‌های نشست عرضی سطحی زمین به ازای حالت سطح آزاد و وجود ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه، در شکل ۵ نشان می‌دهد با افزایش تعداد طبقات ساختمان و در نتیجه افزایش وزن ساختمان، نشست در سطح زمین افزایش یافته است. وجود یک ساختمان ۲ طبقه، سبب افزایش نشست از حدود ۳۰ میلی‌متر در حالت سطح آزاد به ۳۷٫۵ میلی‌متر شده است. نشست در حالت ساختمان ۸ طبقه، نشست برابر با ۴۲٫۵ میلی‌متر (افزایش ۱۲٫۵

میلی‌متری) برآورد شده است. منحنی تغییرات نشست به ازای ساختمان‌های با طبقات مختلف در شکل ۶ ارائه شده است. شیب منحنی تغییرات نشست ثابت است و به ازای افزایش یک مقدار ثابت به وزن سازه، نشست نیز بصورت متناسب با وزن، زیاد می‌شود. بدین معنی که برای یک ساختمان ۵ طبقه نیز می‌توان از روی این منحنی میزان نشست را پیش‌بینی نمود. منظور از ساختمان صفر طبقه، همان حالت سطح آزاد (بدون حضور سازه) است.



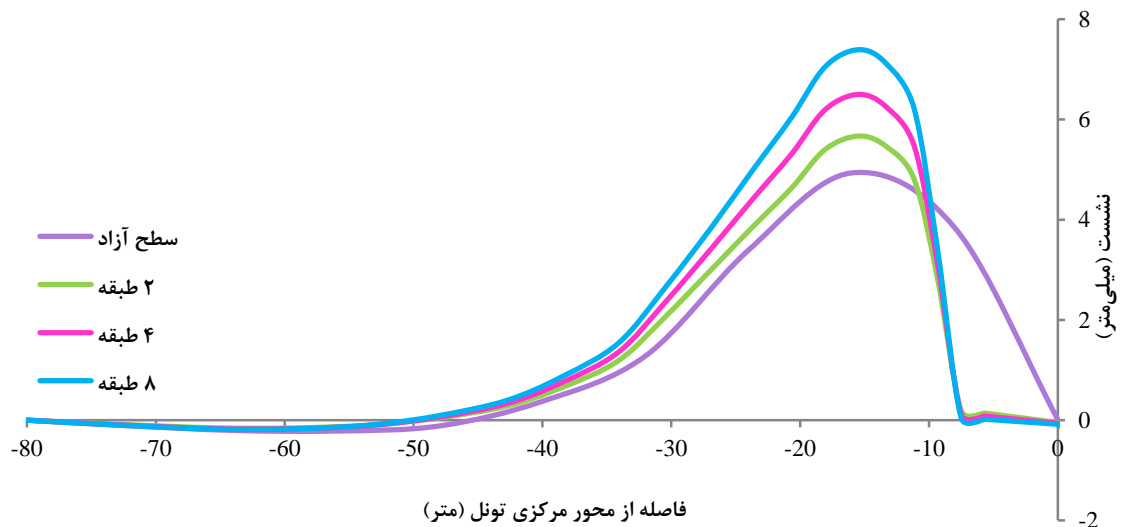
شکل ۵- منحنی‌های نشست نهایی سطح زمین به ازای ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه



شکل ۶- منحنی تغییرات نشست به ازای ساختمان‌های با تعداد طبقات مختلف

مقادیر جابجایی کل، گشتاور خمشی، نیروی محوری و برشی ایجاد شده در مقاطع ابتدا (AC)، وسط (DF) و انتهای (GI) پی ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه در جدول ۳ ارائه شده است. با افزایش تعداد طبقات ساختمان جابجایی کل، گشتاور خمشی، نیروی محوری و برشی در پی ساختمان‌ها افزایش یافته است. این موضوع را می‌توان ناشی از افزایش وزن ساختمان دانست.

منحنی‌های جابجایی‌های افقی سطح زمین در شکل ۷ نشان داده شده است. مشخص است که متناسب با افزایش وزن ساختمان، جابجایی‌های افقی افزایش یافته و فرم منحنی‌های جابجایی افقی سطح زمین در خارج از محدوده‌ی پی ساختمان از منحنی جابجایی افقی در حالت سطح آزاد پیروی می‌نمایند. در محدوده‌ی پی به سبب صلبیت آن، جابجایی‌ها تا حد زیادی به صفر نزدیک شده‌اند.



شکل ۷- منحنی‌های جابجایی‌های افقی سطح زمین برای ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه

جدول ۳- مقادیر حداکثر جابجایی کل، گشتاور خمشی، نیروی محوری و برشی در پی ساختمان‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه

حداکثر گشتاور خمشی ( $kN/m$ )			حداکثر جابجایی کل ( $mm$ )			تعداد طبقات
مقاطع			مقاطع			
GI	DF	AC	GI	DF	AC	
-۴۸,۲۷	-۵۶,۵۸	-۴۶,۲۹	۳۴,۵۶	۳۶,۹۲	۳۷,۴۵	۲
-۱۳۲,۳۸	-۱۳۳,۳۲	-۱۲۲,۳۴	۳۶,۲۵۲	۳۹,۰۱	۳۹,۳۴	۴
-۴۶۸,۳۶	-۴۳۵,۴۷	-۴۴۲,۸۲	۳۹,۶۴	۴۱,۳۹	۴۲,۶۱	۸
حداکثر نیروی برشی ( $kN.m$ )			حداکثر نیروی محوری ( $kN.m$ )			تعداد طبقات
مقاطع			مقاطع			
GI	DF	AC	GI	DF	AC	
۲۴,۷۰	۱۹,۷۰	۴۱,۱۵	-۳۳۶,۸۶	-۲۹۴,۲۲	-۳۴۴,۵۰	۲
-۲۷,۸۵	۲۰,۴۳	-۴۷,۵۴	-۳۵۶,۶۴	-۳۰۸,۴۹	-۳۶۱,۹۳	۴
-۳۲,۴۱	۲۱,۲۵	۵۶,۱۵	-۳۸۵,۵۹	-۳۲۸,۹۰	-۳۹۰,۸۸	۸

نشست و جابجایی زمین، ساختمان‌هایی با طول‌ها و عرض‌های مختلف در بالای محور مرکزی تونل مدلسازی و

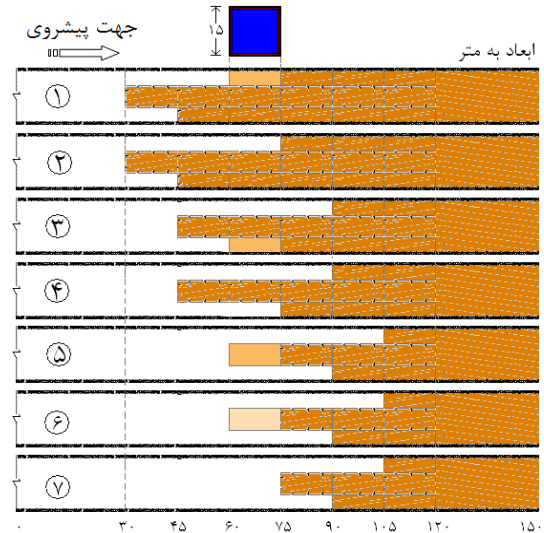
۵- تاثیر هندسه‌ی ساختمان بر نشست  
به منظور بررسی تاثیر هندسه‌ی ساختمان‌ها بر منحنی‌های

### ۵-۱- تاثیر عرض ساختمان

در این قسمت ساختمان ۴ طبقه به طول ۱۵ متر و با عرض‌های ۱۰، ۲۰، ۳۵، ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ متری در مقطع ۷۵-۶۰ متری طول تونل و بالای محور مرکزی مدلسازی شده است. در منحنی‌های نشست سطح زمین (شکل ۹)، مشخص است که کمترین نشست مربوط به ساختمان ۱۰۰ متری و بیش‌ترین نشست مربوط به ساختمان ۱۰ متری است. این بدان معناست که افزایش عرض پی ساختمان و در نتیجه افزایش صلبیت محدوده‌ی بیش‌تری از عرض سطح زمین بالای تونل، موجب کاهش نشست‌ها در سطح زمین می‌شود. در ساختمان‌های با عرض ۷۰ و ۱۰۰ متر، نشست سطح زمین، کمتر از حالت سطح آزاد است. این موضوع را می‌توان ناشی از گسترده شدن پی ساختمان و افزایش سختی زمین دانست. همچنین از عرض ۷۰ متر به بعد، تاثیر افزایش عرض ساختمان در کاهش نشست، کاهش یافته و شیب نمودار تغییرات نشست کمتر شده است (شکل ۱۰).

منحنی‌های جابجایی افقی سطح زمین با ساختمان‌های با عرض‌های مختلف (شکل ۱۱)، در نقاط خارج از محدوده‌ی پی از حالت سطح آزاد تبعیت نموده و در محدوده‌ی پی، صلبیت آن سبب کاهش جابجایی‌های افقی در سطح زمین می‌شود. همچنین افزایش عرض پی ساختمان، موجب کاهش جابجایی‌های افقی شده است.

نتایج منحنی‌های نشست و جابجایی افقی سطح زمین بررسی شده است. مراحل حفاری قسمت‌های مختلف هنگام عبور از زیر ساختمان در شکل ۸ آورده شده است.



مراحل ۱ و ۲:

عبور پیشانی و کف گالری سمت چپ از زیر ساختمان

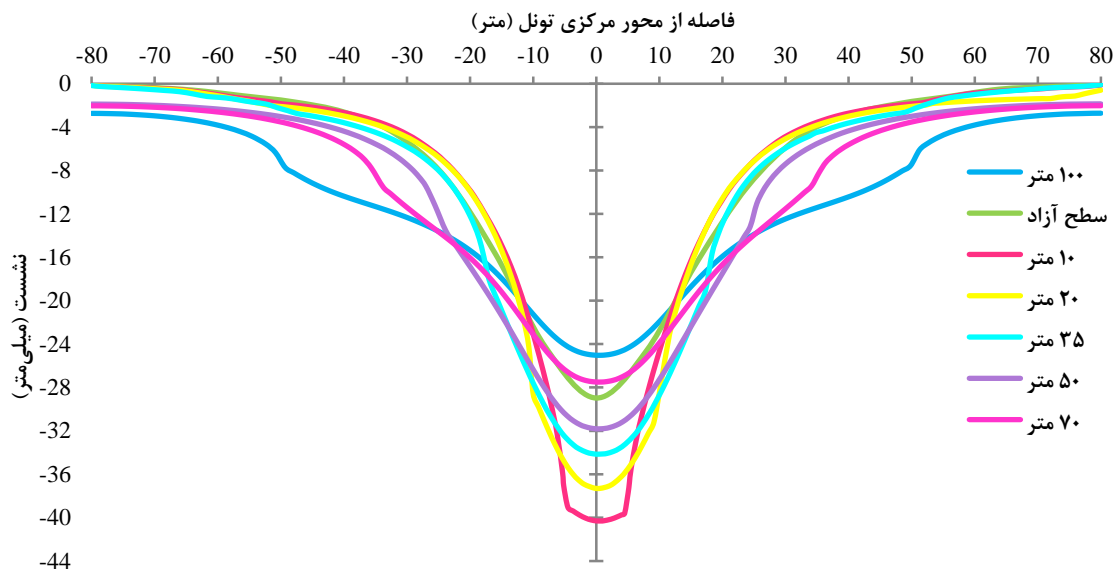
مراحل ۳ و ۴:

عبور پیشانی و کف گالری سمت راست از زیر ساختمان

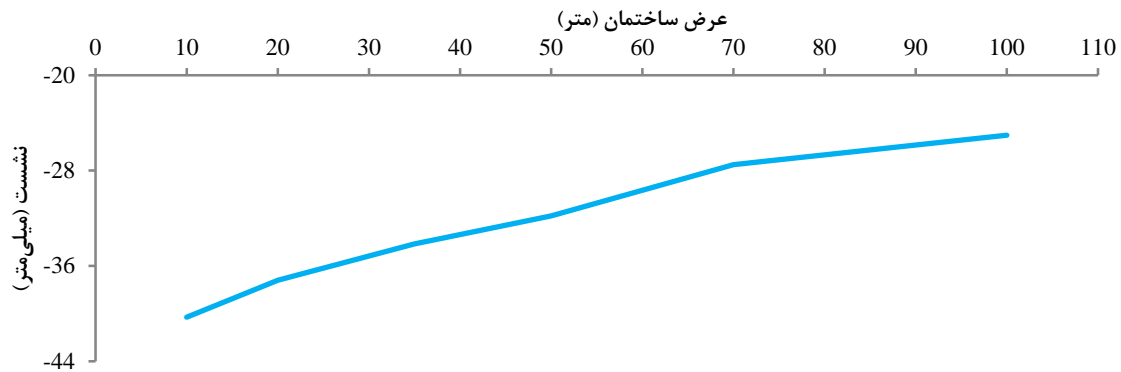
مراحل ۵، ۶ و ۷:

عبور پیشانی، پله و کف گالری میانی از زیر ساختمان

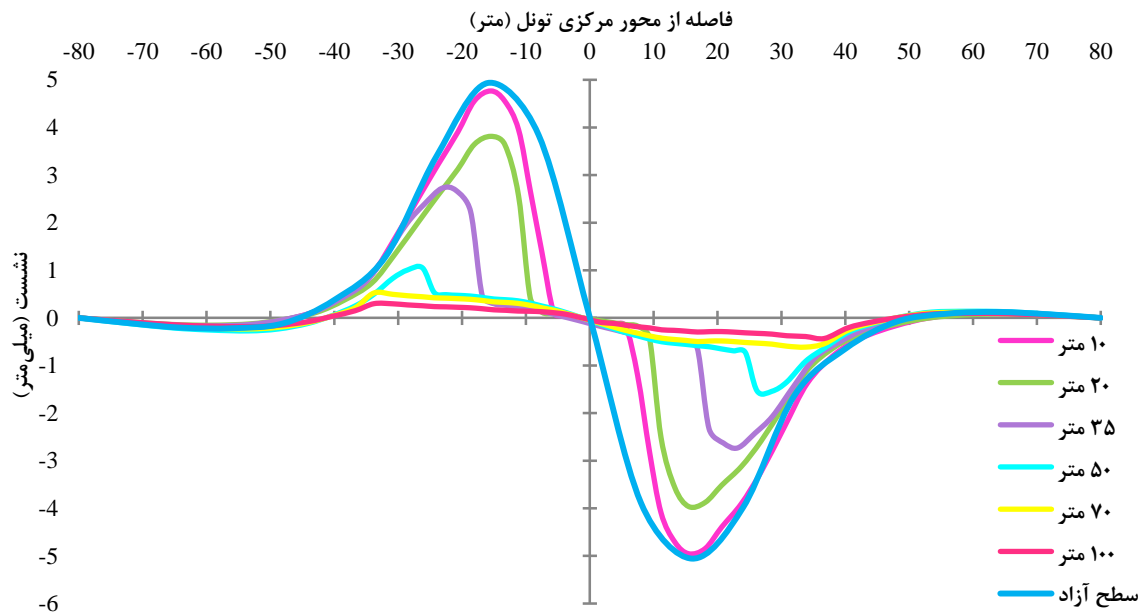
شکل ۸- مراحل عبور قسمت‌های تونل از زیر ساختمان



شکل ۹- منحنی‌های نشست عرضی سطح زمین برای ساختمان‌های با عرض‌های مختلف (۴ طبقه)



شکل ۱۰- تغییرات نشست به ازای افزایش عرض ساختمان (۴ طبقه)

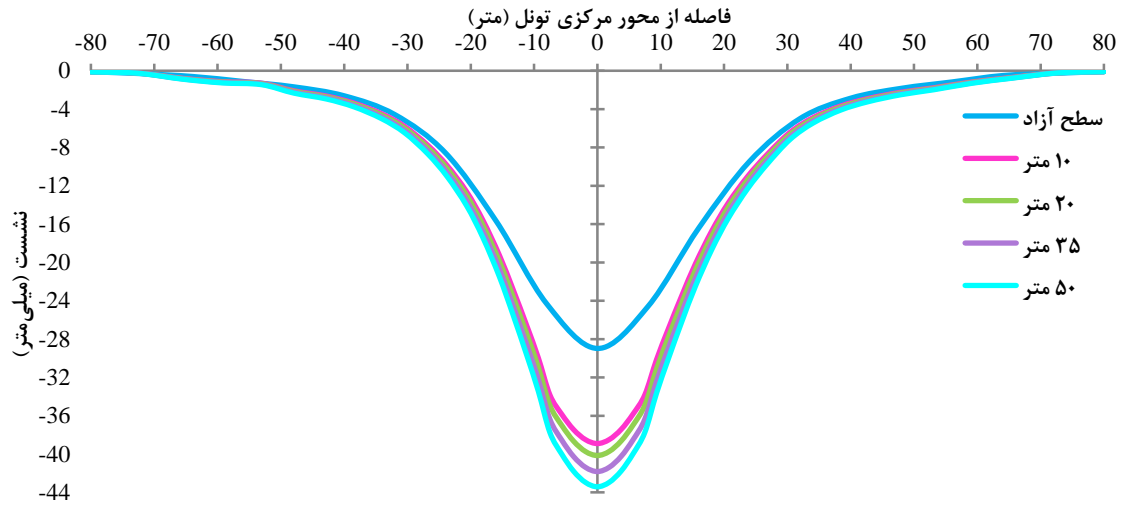


شکل ۱۱- منحنی‌های جابجایی افقی سطح زمین برای ساختمان‌های با عرض‌های متفاوت (۴ طبقه)

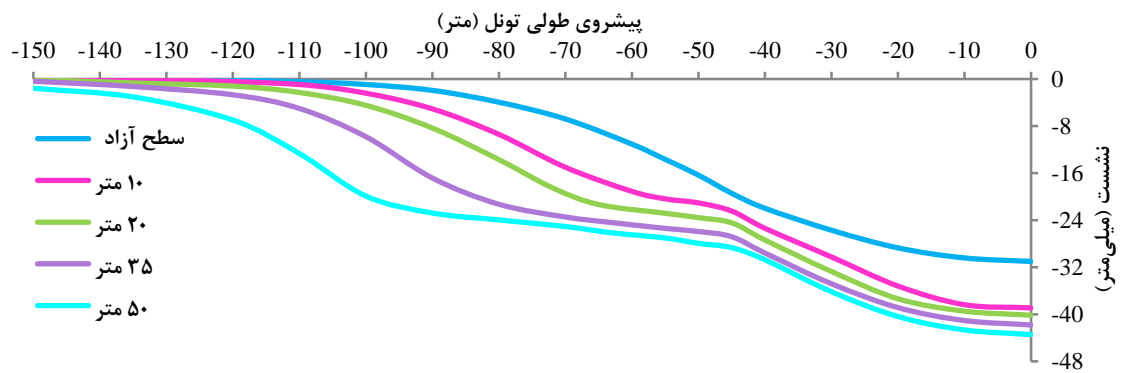
شکل ۱۳ منحنی‌های نشست طولی هنگامی که ابتدای ساختمان در مقطع ۴۵ متری طول تونل قرار گرفته و جبهه‌کار گالری میانی ۱۵ متر از مقطع انتهایی ساختمان عبور نموده است، را نشان می‌دهند. این شکل نیز افزایش میزان نشست‌ها با افزایش طول ساختمان را نشان می‌دهد. منحنی‌های جابجایی افقی سطح زمین برای ساختمان‌های با طول‌های مختلف (شکل ۱۴) نشان می‌دهد که در نقاطی که پی وجود ندارد، منحنی‌های جابجایی افقی تقریباً از منحنی حالت سطح آزاد پیروی نموده و در مقاطعی که پی وجود دارد، صلبیت پی، سبب کاهش جابجایی افقی می‌شود.

## ۵-۲- تاثیر طول ساختمان

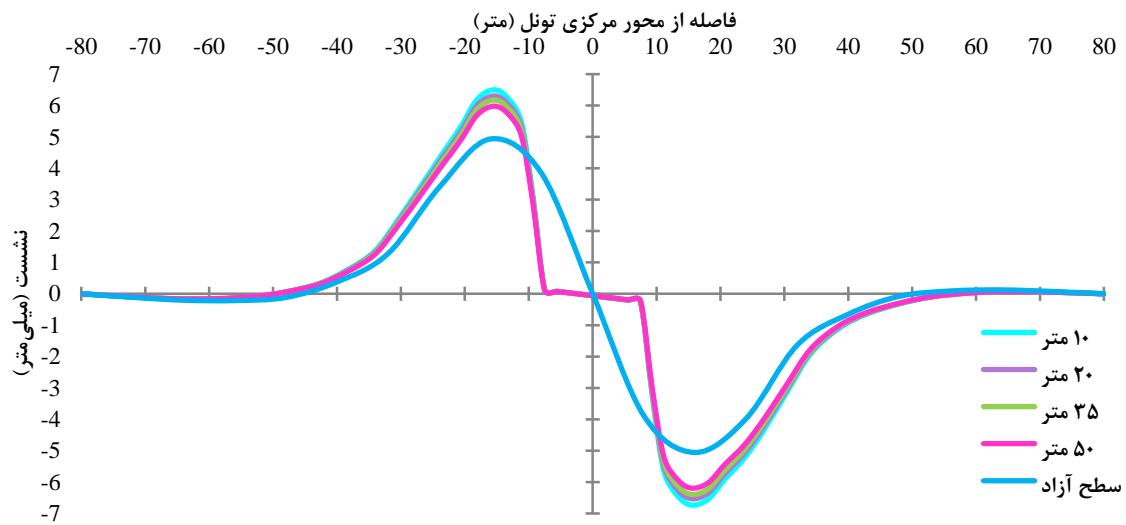
در این قسمت ساختمان ۴ طبقه با عرض ۱۵ متر و طول‌های ۱۰، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ متری در بالای محور مرکزی تونل مدلسازی و تاثیر طول ساختمان بر منحنی‌های نشست و جابجایی افقی سطح زمین بررسی شده است. منحنی‌های نشست عرضی سطح زمین برای ساختمان‌های با طول‌های مختلف (شکل ۱۲) نشان می‌دهد با افزایش طول ساختمان نشست‌ها افزایش یافته، هرچند که مقدار آن کم بوده و تاثیر افزایش طول ساختمان بر نشست سطح زمین، کمتر از تاثیر افزایش عرض ساختمان است.



شکل ۱۲- منحنی‌های نشست عرضی سطح زمین برای ساختمان‌های با طول‌های مختلف (۴ طبقه)



شکل ۱۳- منحنی‌های نشست طولی سطح زمین برای ساختمان‌های با طول‌های مختلف (۴ طبقه)



شکل ۱۴- منحنی‌های جابجایی افقی سطح زمین برای ساختمان‌های با طول‌های متفاوت (۴ طبقه)

## ۶- نتیجه‌گیری

در مورد هندسه‌ی ساختمان، افزایش عرض ساختمان موجب کاهش نشست‌ها در سطح زمین می‌شود. در ساختمان‌های ۷۰ و ۱۰۰ متری، نشست کمتر از نشست حالت سطح آزاد است. این موضوع ناشی از گسترده شدن پی ساختمان و افزایش سختی زمین است. در عرض‌های بیش‌تر از ۷۰ متر، تاثیر افزایش عرض ساختمان در کاهش نشست، کاهش یافته و شیب نمودار تغییرات نشست کمتر شده است. همچنین افزایش عرض پی ساختمان، موجب کاهش جابجایی‌های افقی سطح زمین شده و منحنی‌های جابجایی افقی در نقاط خارج از محدوده‌ی پی، از حالت سطح آزاد تبعیت می‌کند. در محدوده‌ی پی، صلبیت آن سبب کاهش جابجایی‌های افقی در سطح می‌شود. طول ساختمان نیز تاثیر کمتری نسبت به عرض ساختمان بر نيمرخ نشست عرضی سطح زمین دارد. جابجایی افقی سطح زمین نیز با افزایش طول ساختمان تغییر چندانی ندارد.

در این پژوهش تاثیر هندسه و وزن ساختمان بر نشست سطح زمین، که در مطالعات پیشین محققین، کمتر مورد توجه قرار گرفته بود، بررسی و ارزیابی شد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد افزایش تعداد طبقات ساختمان و در نتیجه افزایش وزن آن باعث افزایش نشست در سطح زمین می‌شود. همچنین شیب منحنی تغییرات نشست به ازای وزن ساختمان، ثابت است. این موضوع نشان‌دهنده‌ی این است که به ازای افزایش یک مقدار ثابت به وزن سازه، نشست نیز بصورت متناسب با آن زیاد می‌شود و تاثیر وزن ساختمان‌ها بر منحنی جابجایی‌های افقی سطح زمین بسیار کم است. با افزایش تعداد طبقات ساختمان جابجایی کل، گشتاور خمشی، نیروی محوری و برشی در پی ساختمان‌ها افزایش یافته است. این موضوع را می‌توان ناشی از افزایش وزن ساختمان دانست.

## ۷- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$h$	$m$	عمق	$\varphi$	$Degree$	زاویه‌ی اصطکاک داخلی
$\theta$	-	ضریب پواسون	$C$	$kPa$	چسبندگی
$E_{od}$	$kN/m^2$	مدول کشسانی ادمتری	$E_{sec}$	$kN/m^2$	مدول کشسانی سکانتی
$E_{ul}$	$kN/m^2$	مدول کشسانی باربرداری	$G_{sat}$	$kN/m^2$	وزن مخصوص اشباع
$G_d$	$kN/m^2$	وزن مخصوص خشک	$d$	$m$	ضخامت معادل
$EA$	$kN/m$	سختی محوری	$El$	$kNm^2/m$	سختی خمشی
$W$	$kN$	وزن طبقات	$W_V$	$kN/m/m$	وزن حجمی

## ۸- منابع‌ها

- [1] Attewell, P. B., Yeates, J., & Selby, A. R. (1986). *Soil Movements Induced by Tunneling and Their Effects on Pipelines and Structures*. Blackie. ISBN: 0412009110.
- [2] Franzius, J. N. (2003). *Behaviour of Buildings due to Tunnel Induced Subsidence*. London: Doctoral Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine. <https://www3.imperial.ac.uk/pls/portallive/docs/1/985903.PDF>.
- [3] Katzenbach, R., & Breth, H. (1981). Nonlinear 3D Analysis for NATM in Frankfurt Clay. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 315-318). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9061912105.
- [4] Desari, G. R., Rawlings, C. G., & Bolton, M. D. (1996). Numerical Modelling of a NATM Tunnel Construction in London Clay. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground at London* (pp. 491-496). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9054108568.



- [5] Tang, D. K. W., Lee, K. M., & Ng, C. W. W. (2000). Stress Paths around a 3-D Numerically Simulated NATM Tunnel in Stiff Clay. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground at Tokyo* (pp. 443-449). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9058091066.
- [6] Vermeer, P. A., Bonnier, P. G., & Maoller, S. C. (2002). On a Smart Use of 3D-FEM in Tunnelling. *Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics* (pp. 361-366). Rotterdam: A. A. Balkema. ISBN: 905809359X.
- [7] Lee, K. M., & Rowe, R. K. (1991). An Analysis of Three-Dimensional Ground Movements: The Thunder Bay Tunnel. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 25-41. <http://dx.doi.org/10.1139/t91-004>.
- [8] Augarde, C. E., Burd, H. J., & Houlsby, G. T. (1998). Some Experience of Modelling Tunneling in Soft Ground Using Three-Dimensional Finite Elements. *4th European conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (pp. 603-612). Springer-Verlag. ISBN: 3-211-83141-X. <http://www-civil.eng.ox.ac.uk/people/gth/c/c49.pdf>.
- [9] Burd, H. J., Houlsby, G. T., Augarde, C. E., & Liu, G. (2000). Modelling Tunnelling-Induced Settlement of Masonry Buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering: vol 143* (pp. 17-29). <http://www-civil.eng.ox.ac.uk/people/gth/j/j48.pdf>.
- [10] Guedes, P. F. M., & Santos Pereira, C. (2000). The Role of The Soil  $K_0$  Value in Numerical Analysis of Shallow Tunnels. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground at Tokyo* (pp. 379-384). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9058091066.
- [11] Lee, G. T. K., & Ng, C. W. W. (2002). Three-Dimensional Analysis of Ground Settlements due to Tunnelling: Role of  $K_0$  and stiffness Anisotropy. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground at Lyon* (pp. 617-622). ISBN: 2-9510416-3-2.
- [12] Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Hagiwara, T., & Bolton, M. D. (1999). Finite Element Modelling of Excavation and Advancement Process of a Shield Tunnelling Machine. *Soil & Foundations*, 39(3), 37-52. [http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech\\_new/people/bolton/mdb\\_pub/85\\_soils\\_found\\_vol39\\_no3\\_37\\_52.PDF](http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/people/bolton/mdb_pub/85_soils_found_vol39_no3_37_52.PDF).
- [13] Dias, D., Kastner, R., & Maghazi, M. (2000). Three Dimensional Simulation of Slurry Shield in Tunnelling. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground at Tokyo* (pp. 351-356). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9058091066.
- [14] Anagnostou, G., (2007). Continuous Tunnel Excavation in a Poro-Elastoplastic Medium. *Proceedings of the 10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics: NUMOG X* (pp. 183-188). Rhodes. Taylor & Francis Group. ISSN: 9780415440271. <http://www.tunnel.ethz.ch/people/ganagnos/continous>.
- [15] Dimmock, P. S., & Mair, R. J., (2008). Effect of Building Stiffness on Tunnelling-Induced Ground Movement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(4), 438-450. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2007.08.001>.
- [16] Kimura, T., & Mair, R. J. (1981). Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay. *The 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 319-322). Rotterdam: Balkema. ISBN: 9061912105.

[۱۷] شرکت پژوهش عمران راهوار. (۲۰۰۹). گزارش مطالعات ژئوتکنیک و مهندسی بی پروژهی تونل ملت. گزارش شماره: SADR-SE00-REP-GEO-03-100-35



### انتخاب مناسب‌ترین مجموعه‌ی بهسازی خاک در حفاری مکانیزه‌ی تونل خط ۷ متروی تهران

حسن بخشنده امنیه<sup>۱</sup>؛ محمد صابر زمزم<sup>۲</sup>؛ سید احسان موسوی<sup>۳</sup>؛ صادق طریق ازلی<sup>۴</sup>

۱- دانشیار؛ گروه معدن؛ دانشکده‌ی مهندسی؛ دانشگاه کاشان

۲- دانشجوی دکتری تخصصی؛ گرایش استخراج؛ دانشکده‌ی مهندسی؛ دانشگاه کاشان

۳- کارشناس فنی تونل خط ۷ متروی تهران، قطعه‌ی شرقی-غربی؛ گروه تخصصی سپاسد

۴- دانشجوی دکتری تخصصی زمین‌شناسی مهندسی؛ دانشکده‌ی علوم؛ دانشگاه فردوسی مشهد

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۱۰/۲۷؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۱۲/۲۱

واژگان کلیدی	چکیده
سپر فشار تعادلی زمین بهسازی خاک نسبت تزریق فوم نسبت انبساط فوم غلظت ماده‌ی کف‌ساز نسبت تزریق پلیمر	<p>امروزه از تونلسازی سپری در مقیاس گسترده برای حفر تونل‌های شهری در خاک‌های نرم و کم‌عمق استفاده می‌شود. تونل‌زنی با EPB نیازمند بهسازی خاک است و قابلیت اجرای آن برای خاک‌های فاقد چسبندگی نیز افزایش یافته است. انتخاب مناسب‌ترین مجموعه‌ی بهسازی نیاز به بررسی‌های دقیقی دارد تا بتوان مشخصات خاک بهسازی شده را تعیین و داده‌های قابل اندازه‌گیری را مشخص نمود. انتخاب استراتژی مناسب برای بهسازی خاک در حین حفاری، شناسایی مخاطرات زمین را بر اهمیت جلوه می‌دهد تا با اطمینان بیشتر، تصمیمات مورد نیاز برای انتخاب نوع رفتار فیزیکی فوم و دیگر افزودنی‌ها گرفته شود. در این پژوهش، انتخاب پارامترهای بهسازی با توجه به بررسی‌های تئوری، آزمایشگاهی و میدانی صورت گرفته است. به منظور بهسازی خاک از سه نوع فوم متفاوت (A، B، C) استفاده شده که در آن فوم B (برای اهداف معمولی با پایداری متوسط) بیش‌ترین طول مسیر تونل خط ۷ متروی تهران را پوشش داده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد هر واحد خاکی با توجه به خصوصیات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی، نیاز به افزودنی‌های خاصی دارد و پارامترهای بهسازی برای هر یک از آن‌ها متفاوت است. همچنین نتایج حاصل از مطالعات تئوری با نتایج مشاهدات میدانی بسیار به هم نزدیک بوده، ولی با نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی متفاوت است. بهسازی مناسب خاک مسیر تونل موجب کاهش گشتاور، سایش، چسبندگی و نفوذپذیری شده و بهبود کنترل خاک را به همراه دارد.</p>

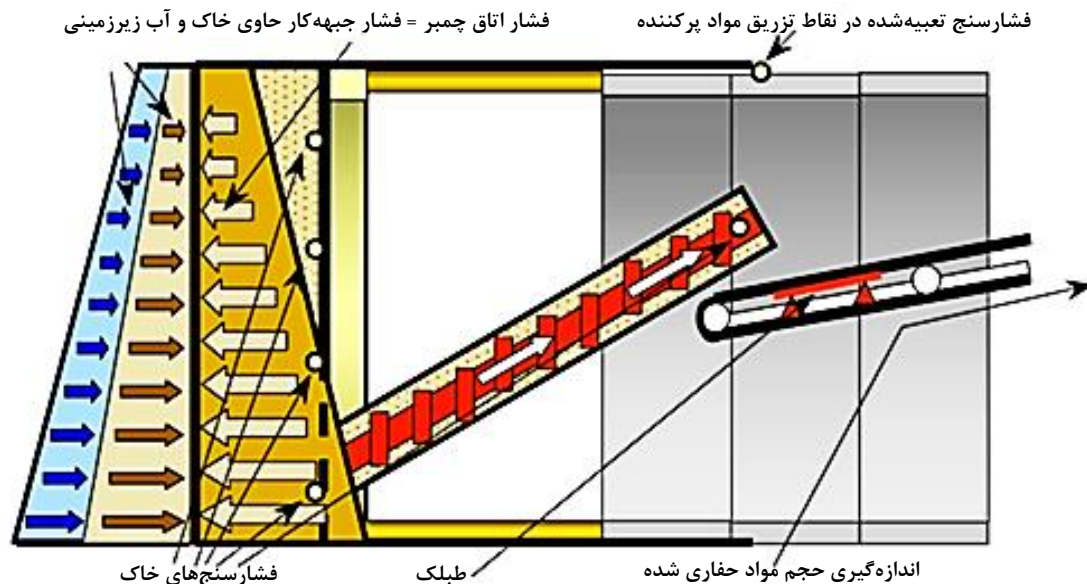
۱- پیشگفتار  
تونل‌ها و کاهش تغییر شکل‌های غیرمجاز در سطح زمین، بکارگیری تونلسازی سپری است. تونلسازی با سپر EPB برای اولین بار در دهه‌ی ۱۹۷۰ در ژاپن بکار برده شد و امروزه در محیط‌های خاکی، به دلیل ایمنی بالا، توانایی پیشگیری از جابجایی و همگرایی زیاد تونل و پیشرفت سریع بخش‌های مکانیکی و الکترونیکی دستگاه، بکارگیری این ماشین‌ها بسیار متداول شده است. در این میان، بهسازی

در سال‌های اخیر احداث فضاهای زیرزمینی با استفاده از تونلسازی، به طور چشمگیری در نواحی شهری به علت نیاز به احداث زیربنای حساس و کمبود فضا در سطح افزایش یافته است. امروزه در نقاط پرجمعیت سعی می‌شود هیچ‌گونه همگرایی در محیط اطراف سازه‌ی زیرزمینی به وجود نیاید. یکی از تکنیک‌های مهار همگرایی نامتوازن

سطح جبهه‌کار، اتاقک چمبر، امتداد نوار نقاله‌ی مارپیچ و محفظه‌ی پشت سر کله‌ی حفار صورت می‌گیرد. این امر می‌تواند سبب کاهش اصطکاک بین کله‌ی حفار و ابزارهای برشی و بدنه‌ی کله‌ی حفار با خاک و کاهش سایش این قطعات شود [3]. در شکل ۱ چگونگی کنترل فشار جبهه‌کار EPB نشان داده شده است. چسبندگی در خاک‌های ماسه‌دار و شن‌دار به دلیل کافی نبودن مصالح ریزدانه، با عوامل بهسازی خاک تقویت می‌شود. بکارگیری عوامل بهسازی مناسب خاک با فوم و پلیمر، به‌طور قابل ملاحظه‌ای بر بازدهی عملیات حفاری تونل تاثیرگذار است [4].

خاک یک عامل کلیدی برای حفاری موفقیت‌آمیز تونل در محدوده‌ی وسیعی از شرایط خاک است.

استفاده از عوامل بهسازی خاک سبب تغییر مشخصات خاک می‌شود. این تغییرات، خاک را به حالت خمیری تبدیل کرده و از آن برای کنترل فشار و انتقال صحیح آن به اتاقک حفاری (در امتداد نقاله‌ی مارپیچ) استفاده می‌شود [1]. همچنین عملیات بهسازی موجب کاهش نفوذپذیری زمین شده و مانع از چسبندگی خاک‌های رسی می‌شود [2]. بهسازی خاک با تزریق فوم، پلیمر، آب یا مواد پرکننده (از طریق نازل‌های طراحی شده بر روی کله‌ی حفار) به جلوی



شکل ۱- مهار فشار جبهه‌کار در حفاری با EPB [3]

نگهداری جبهه‌کار و حمل و نقل در خاک‌های سست درشت‌دانه است. همچنین پلیمرها می‌توانند برای کاهش چسبندگی روی تیغه‌های نوار نقاله، در محفظه‌ی حفاری، مورد استفاده قرار گیرند [4].

آگاهی از عوامل مختلف بهسازی و آثار آن بر روی انواع خاک‌ها در تعیین مناسب‌ترین روش بهسازی، بسیار موثر است. از آزمایش مخروط اسلامپ (روانی) برای تعیین موثرترین پارامترهای بهسازی شامل نسبت تزریق فوم (FIR)، نسبت انبساط فوم (FER) و غلظت ماده‌ی کف‌ساز در محلول فوم (C<sub>f</sub>) استفاده می‌شود. اگر این پارامترها به‌طور صحیح در نظر گرفته نشوند، خاک در محفظه‌ی پشت

هنگامی که فوم به خاک اضافه می‌شود، حباب‌های هوا، چگالی دوغاب خاکی را کم کرده و اصطکاک بین دانه‌های خاک را کاهش می‌دهند؛ بنابراین فوم باید پیش از متلاشی شدن حباب‌های هوا به خاک جلوی جبهه‌کار اضافه شود. فوم قابلیت تراکم خاک را افزایش می‌دهد. اگر فشار در محفظه‌ی حفاری کاهش یابد، هوای داخل ساختار خاک-فوم منبسط می‌شود و خاک داخل محفظه تغییر شکل خواهد داد [5]. پلیمرها نیز در بهسازی خاک، با جذب آب یا خشک نمودن خاک‌های مرطوب و بهبود ساختار خاک برای تغییر خزش خاک (خصوصیات تغییرشکل و روندگی) به کار می‌روند. هدف اصلی استفاده از پلیمرها، مدیریت

قطعه‌ی شرقی- غربی تونل خط ۷ متروی تهران شناسایی و با توجه به بررسی‌های صورت گرفته (تئوری، آزمایشگاهی و میدانی) روش مناسب بهسازی خاک و پارامترهای بهینه‌ی آن ارائه شده است.

## ۲- ژئوتکنیک مسیر تونل خط ۷

خط ۷ متروی تهران از شهرک امیرالمومنین واقع در منطقه‌ی جنوب شرقی تهران در امتداد شرقی- غربی شروع و پس از عبور از تقاطع بزرگراه محلاتی- خیابان ۱۷ شهریور و میدان محمدیه، در تقاطع بزرگراه نواب- پل قزوین تغییر جهت داده و در امتداد جنوبی- شمالی (در راستای بزرگراه نواب صفوی) مسیر آن ادامه می‌یابد و ضمن گذر از کنار تونل توحید، برج میلاد و میدان صنعت، در منطقه‌ی سعادت‌آباد (میدان بوستان) در شمال غرب تهران به پایان می‌رسد (شکل ۲، [5]).

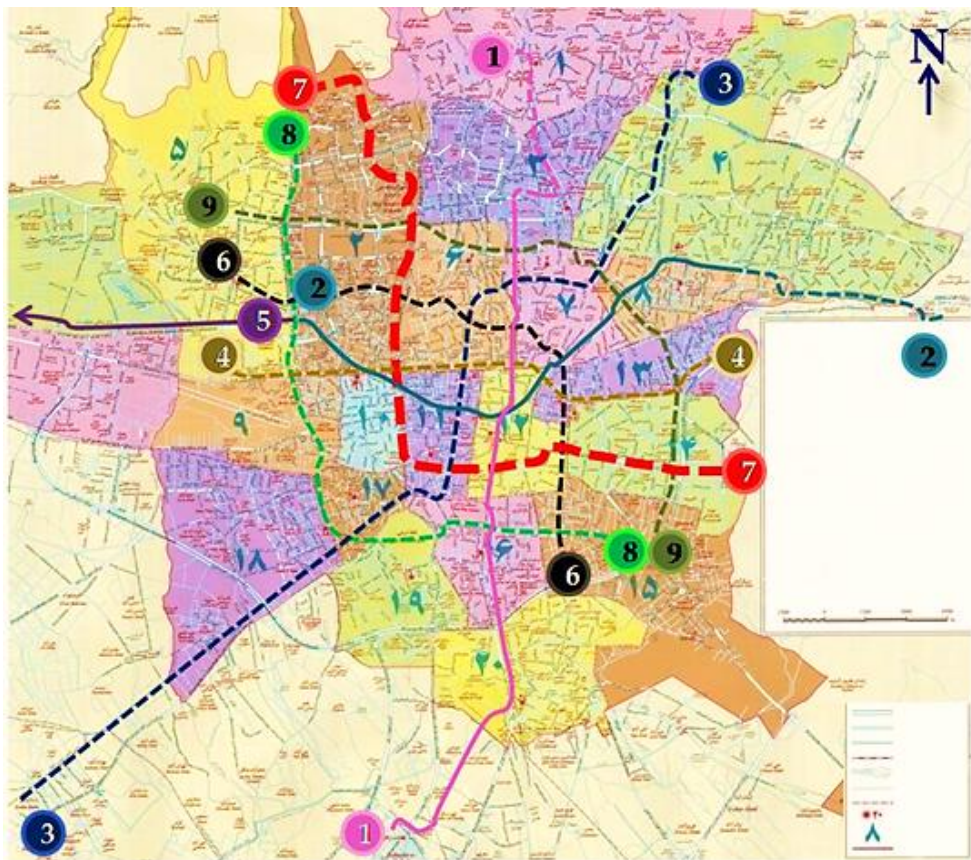
کله‌ی حفر کاملاً خشک شده و این مسئله منجر به افزایش گشتاور، دما و کاهش سرعت پیشروی خواهد شد. اگر سیال یا فوم، زیاد از حد اضافه شود، کنترل خاک حفاری سخت و هزینه‌ی حفاری افزایش می‌یابد [5]. پارامتر  $FIR$  با استفاده از گزاره‌ی (۱) محاسبه می‌شود و بین ۱۰ تا ۸۰ درصد متغیر است.  $FER$  مطابق با گزاره‌ی (۲) محاسبه می‌شود. این پارامتر به طور معمول بین ۵ تا ۳۰ درصد متغیر است. همچنین  $C_f$  نیز مطابق با گزاره‌ی (۳) محاسبه می‌شود و به طور معمول بین ۰٫۵ تا ۵ درصد تغییر می‌کند.

$$FIR = 100 \times \frac{V_{foam}}{V_{soil}} \quad (1)$$

$$FER = \frac{V_{foam}}{V_{foam\ solution}} \quad (2)$$

$$C_f = 100 \times \frac{m_{surfactant}}{m_{foam\ solution}} \quad (3)$$

در این پژوهش، مهم‌ترین مخاطرات زمین‌شناسی در حفاری تونل‌های شهری با دستگاه  $EPB$  با مطالعه موردی



شکل ۲- مسیر عبور خط ۷ مترو بر روی نقشه‌ی تهران [5]

حلقه، چاه دستی در نقاط مناسب در طول مسیر طرح در مرحله‌ی مقدماتی انجام گرفته است [5]. لایه‌های خاکی در برگزیده‌ی مسیر تونل به ۶ واحد زمین‌شناسی مهندسی تفکیک شده است (جدول ۱)، [۶].

مطالعات ژئوتکنیکی مسیر خط ۷ متروی تهران، در سه مرحله‌ی مفهومی، مقدماتی و تکمیلی انجام شده است. کاوش‌ها و برداشت‌های صحرایی بر پایه‌ی دستورالعمل‌ها و مشخصات فنی با حفاری ۲۹ حلقه، گمانه‌ی ماشینی و ۱۱

جدول ۱- مشخصات واحدهای زمین‌شناسی مهندسی تفکیک شده در لایه‌های خاکی در برگزیده‌ی تونل [۶]

ET-6	ET-5	ET-4	ET-3	ET-2	ET-1	واحدهای زمین شناسی مهندسی
سیلت ماسه‌ای	سیلت رسی و رس سیلنتی به همراه اندکی ماسه	خاک درشت‌دانه از جنس ماسه‌ی رسی به همراه گراول	ماسه‌ی رسی به همراه گراول	خاک درشت‌دانه از جنس ماسه‌ی گراولی به همراه سیلت و رس	گراول ماسه‌ای و ماسه‌ی گراولی	توصیف خاک
بیش‌تر از ۶۰	بیش‌تر از ۶۰	۲۲-۳۴	۳۰-۶۰	۱۲-۳۰	۳-۱۲	درصد عبوری از الک ۲۰۰ (سیلت و رس)
ML	CL, ML & CL-ML	SC & SM	SC, SM & CL	SC, SC-SM & GC	GW, GW-GM, GP-GC, SW & SP	نوع خاک (USCS)

را می‌توان با بررسی توزیع دانه‌بندی لایه‌های مختلف شناسایی نمود. در این زمینه چندین معیار توسط محققین و همچنین استانداردهای مختلف ارائه شده است که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به مایدل (Maidl) ۱۹۹۶، جانسس (Jancsec) ۱۹۹۹، افنارک (Efnarc) ۲۰۰۱ و ۲۰۰۵، توس (Thewes) ۲۰۰۷ و لانگ‌ماک ۲۰۰۸ اشاره نمود. از میان این موارد، معیار مایدل از جمله اولین معیارهایی است که در آن بهسازی متناسب با رفتار حفاری خاک پیشنهاد شده است [4]. علاوه بر این معیار، از سال ۲۰۰۰ تا به امروز تحقیقات متعددی بر روی فوم‌ها و پلیمرها برای گسترش تونلسازی با EPB انجام شده است و آخرین معیارهای موجود در این زمینه، توس و لانگ‌ماک، به ترتیب در شکل ۳ و شکل ۴ نشان داده شده است [9] و [10].

در این تحقیق، برای تعیین عوامل بهسازی مناسب، منحنی‌های دانه‌بندی واحدهای خاکی در برگزیده‌ی مسیر تونل در جدول ۱ با معیارهای دانه‌بندی توس و لانگ‌ماک مقایسه شده است. نتایج حاصل از این مقایسه در جدول ۲ آورده شده است.

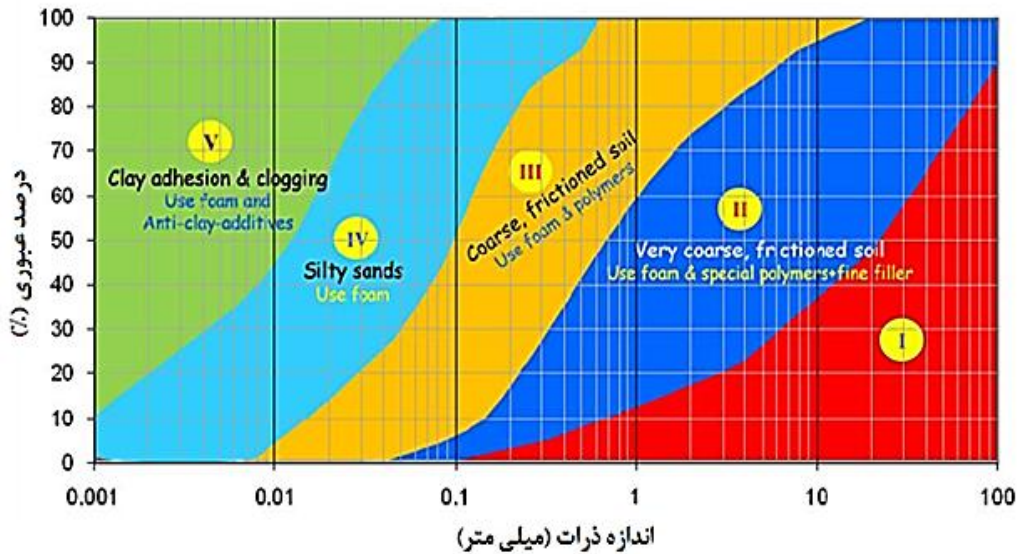
واحد ET-6 عمدتاً از سیلت ماسه‌ای تشکیل شده است و از لحاظ دانه‌بندی به واحدهای ET-5 و ET-3 شبیه است، ولی با توجه به ضعیف بودن پارامترهای مکانیکی به عنوان یک واحد جداگانه معرفی شده است. به طور کلی این واحد در مسیر پروژه گسترش کمی داشته و تنها در کیلومترهای ۷+۱۰۰ و ۷+۶۰۰ در محدوده‌ی بالای سقف تونل وجود دارد [۶].

### ۳- کاربری ماشین EPB و نوع مواد افزودنی

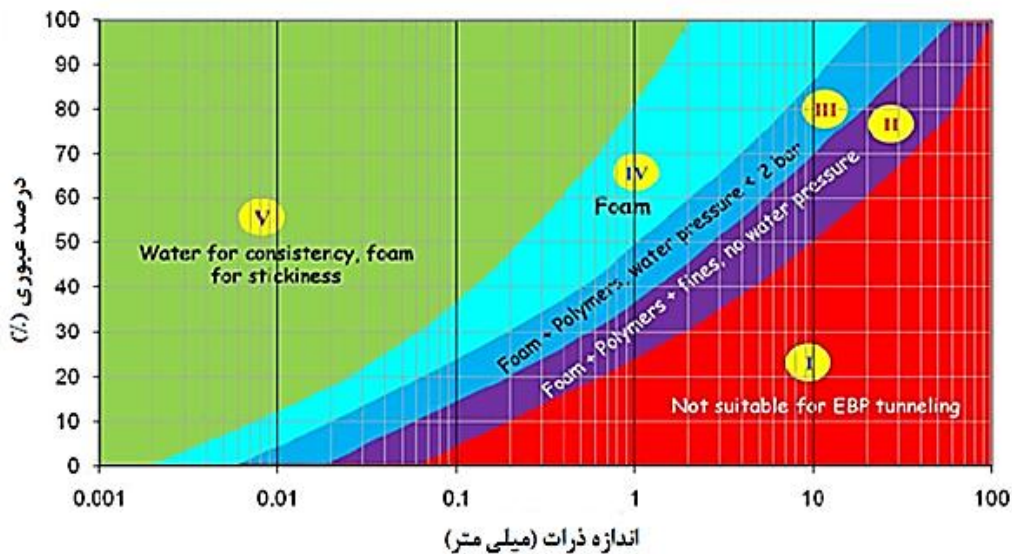
#### بر اساس منحنی‌های دانه‌بندی

از مهم‌ترین مخاطرات محتمل زمین‌شناسی که بر روی بهسازی شرایط خاک موثرند را می‌توان به فقدان ریزدانه‌ی خاک، خطر کلاگینگ یا انسداد ماشین، نفوذپذیری زیاد خاک، وجود آبرفت درشت‌دانه و خوردگی خاک تقسیم نمود.

یکی از مهم‌ترین اصول بهسازی شرایط خاک، انتخاب نوع مواد افزودنی و به دست آوردن اطلاعات کافی از رفتار حفاری خاک در مواجهه با ماشین است [8]. رفتار خاک



شکل ۳- توزیع دانه‌بندی کاربری ماشین EPB و پیشنهاد انواع بهسازی شرایط خاک بر اساس معیار لانگ‌ماک ۲۰۰۸ [9]



شکل ۴- توزیع دانه‌بندی کاربری ماشین EPB و پیشنهاد انواع بهسازی خاک بر اساس معیار توس ۲۰۰۷ [10]

انجمن EFNARC است. این انجمن در سال ۲۰۰۵ جدیدترین راهنمای ویژه‌ی بکارگیری محصولات تخصصی برای تونلسازی در زمین نرم را ارائه داده است. در جدول ۳ جمع‌بندی پیشنهاد انجمن EFNARC در مورد نوع و مقدار فوم مورد نیاز در انواع خاک‌ها آورده شده است. در این جدول، فوم‌ها به سه گروه کلی فوم نوع A (قابلیت بالا در شکستن پیوندهای بین مولکولی و کاهش اثر تورم)، فوم نوع

#### ۴- برآورد پارامترهای بهسازی

در این پژوهش برای برآورد پارامترهای بهسازی از سه روش جدول‌های استاندارد، مطالعات آزمایشگاهی و مشاهدات میدانی استفاده و نتایج حاصل با هم مقایسه شده است.

#### ۴-۱- جدول‌های استاندارد

برای تونلسازی در زمین‌های نرم، یکی از معتبرترین جدول‌های راهنما مربوط به پیشنهاد‌های ارائه شده توسط

*B* (برای اهداف معمولی با پایداری متوسط) و فوم نوع *C* (قابل اجرا در خاک‌های چسبنده و نفوذناپذیر با پایداری بالا) تقسیم‌بندی شده است [11]. با توجه به جدول ۳، نوع فوم، پلیمر و *FIR* برای خاک‌های با ویژگی‌های مختلف، متفاوت است. این پارامترها به صورت توصیفی بوده و تمام انواع خاک‌ها را شامل نمی‌شود. نتایج مطابقت واحدهای خاکی تشکیل‌دهنده‌ی مسیر تونل (جدول ۱) با پیشنهاد بکارگیری عوامل بهسازی (جدول ۳) در جدول ۴ بیان شده است.

جدول ۲- نتایج حاصل از همپوشانی منحنی‌های دانه‌بندی بر روی معیارهای بهسازی خاک [9] و [10]

واحد خاک	پیشنهاد بهسازی خاک بر اساس معیار لانگ‌ماک ۲۰۰۸	پیشنهاد بهسازی خاک بر اساس معیار توس ۲۰۰۷
<i>ET-1</i>	فوم + پلیمرهای ویژه + مصالح پرکننده‌ی ریز در مورد مصالح بسیار ریز و خاک اصطکاکی (II)	فوم + پلیمر + پرکننده، بدون فشار آب (II)
<i>ET-2</i>	فوم + پلیمرهای ویژه + مصالح پرکننده‌ی ریز در مورد مصالح بسیار ریز و خاک اصطکاکی (II) فوم + پلیمر در مورد مصالح ریز و خاک اصطکاکی (III)	فوم + پلیمر، فشار آب کمتر از ۲ بار (III)
<i>ET-3</i>	فوم + پلیمر در مورد مصالح ریزدانه و خاک اصطکاکی (III) فوم در مورد ماسه سیلتی (IV)	فوم (IV) و آب برای پایداری، فوم برای چسبندگی (V)
<i>ET-4</i>	فوم + پلیمرها در مورد مصالح ریزدانه و خاک اصطکاکی (III)	فوم (IV)
<i>ET-5</i>	فوم در مورد ماسه‌ی سیلتی (IV) فوم + مصالح پرکننده در مورد کلاگینگ و رس چسبنده (V)	آب برای پایداری و فوم برای چسبندگی (V)
<i>ET-6</i>	فوم در مورد ماسه‌ی سیلتی (IV)	فوم (IV)

جدول ۳- راهنمای بکارگیری عوامل بهسازی خاک انجمن *EFNARC* [11]

واحد خاک	نوع فوم			پلیمر مصرفی
	<i>C</i>	<i>B</i>	<i>A</i>	
رس				پلیمر آنتی‌کلاگینگ ۳۰-۸۰
ماسه‌ی رسی - سیلت				پلیمر آنتی‌کلاگینگ ۴۰-۶۰
ماسه - سیلت رسی				پلیمر برای کنترل پایداری ۲۰-۴۰
ماسه				پلیمر برای ایجاد چسبندگی و کنترل پایداری ۳۰-۴۰
گراول رسی				پلیمر برای ایجاد چسبندگی و کنترل پایداری ۲۵-۵۰
گراول ماسه‌ای				پلیمر برای ایجاد چسبندگی و کنترل پایداری ۳۰-۶۰

جدول ۴- نتایج مطابقت واحدهای خاکی تشکیل‌دهنده‌ی مسیر تونل خط ۷ با پیشنهاد بکارگیری عوامل بهسازی

واحد خاک	مطابقت با جدول	پیشنهاد عامل بهسازی	<i>FIR</i> (%)	توضیحات
<i>ET-1</i>	گراول‌های ماسه‌ای	<i>C</i>	۳۰-۶۰	استفاده از پلیمر برای ایجاد قوام و چسبندگی
<i>ET-2</i>	گراول‌های رسی	<i>C</i>	۲۵-۵۰	استفاده از پلیمر برای ایجاد قوام و چسبندگی
<i>ET-3</i>	رس ماسه‌ای - گراول‌های سیلتی رسی	<i>B</i>	۲۰-۴۰	استفاده از پلیمر برای ایجاد قوام و همچنین در مواقعی که مقدار ریزدانه زیاد است برای کاهش چسبندگی
<i>ET-4</i>	ماسه	<i>B</i> و <i>C</i>	۳۰-۴۰	استفاده از پلیمر برای ایجاد قوام و چسبندگی
<i>ET-5</i>	رس	<i>A</i>	۴۰-۶۰	استفاده از پلیمر برای کاهش خطر کلاگینگ
<i>ET-6</i>	ماسه-سیلت رسی	<i>B</i>	۲۰-۴۰	استفاده از پلیمر برای ایجاد قوام و چسبندگی



#### ۴-۲- مطالعات آزمایشگاهی

یکی از روش‌های تعیین نوع ماده‌ی افزودنی و پارامترهای بهسازی، انجام مطالعات آزمایشگاهی است. در مطالعات آزمایشگاهی عملکرد و رفتار خاک بهسازی شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در اغلب مواقع، انتخاب عوامل بهسازی و کنترل آن‌ها، در حین حفاری و بر اساس آزمون‌های سعی و خطا انجام می‌شود. این آزمون‌ها باید بتوانند امکان مقایسه‌ی آسان بین افزودنی‌های در دسترس، تعیین مقدار صحیح عوامل بهسازی و کنترل آسان کیفیت بهسازی در حین حفاری را فراهم نمایند [12].

آزمون‌های متداول در بهسازی شرایط خاک شامل آزمایش‌های اختلاط، نفوذ مخروط، نفوذپذیری، تراکم‌پذیری، برش و مخروط اسلامپ هستند. اخیراً آزمون‌های بزرگ‌مقیاس با استفاده از سیستم نقاله‌ی ماریچج آزمایشگاهی نیز پیشنهاد و امکان‌پذیری آن ثابت شده است؛ زیرا در این آزمون، پارامترهای دارای ارتباط مستقیم با حفاری ماشین *EPB* قابل اندازه‌گیری است [13] و [14]. در ظاهر این آزمایش، بهترین ابزار برای طراحی بهسازی یا اصلاح مشخصات خاک است؛ اما برای شروع آزمایش به حجم بزرگی از خاک نیاز است. بنابراین برای انجام یک مقایسه‌ی سیستماتیک بین عوامل مختلف بهسازی مناسب به نظر نمی‌رسد. از سویی دیگر این آزمایش بسیار گران بوده و هنوز به طور کامل توسعه پیدا نکرده است.

تقریباً تمام تحقیقات اخیر نشان می‌دهد آزمایش مخروط اسلامپ شاخصی مناسب برای ارزیابی کارکرد عملی خاک بهسازی شده، است [12]. این آزمایش روی واحدهای خاکی مسیر تونل خط ۷ در آزمایشگاه *BASF* در کشور سوییس به صورت سیستماتیک، با مقدار متنوعی از فوم و با

درصد رطوبت طبیعی انجام شده است. نتایج حاصل از آزمون‌های اسلامپ و پیشنهادهای آن در جدول ۵ آورده شده است.

جدول ۵- نتایج حاصل از آزمون‌های اسلامپ در آزمایشگاه *BASF* [۶] و [9]

واحد خاک	پیشنهاد <i>FIR</i> (%)	مقدار مصرف در حالت برجا ( <i>Lit/m<sup>3</sup></i> )
<i>ET-1</i>	۶۰-۷۰	۱٫۵-۱٫۸
<i>ET-2</i>	۲۰	۰٫۶
<i>ET-3</i>	۲۰-۳۰	۰٫۶-۰٫۸
<i>ET-4</i>	-	-
<i>ET-5</i>	۷۰-۸۰	۱٫۸-۲
<i>ET-6</i>	۲۰-۳۰	۰٫۶-۰٫۸

#### ۴-۳- مشاهدات میدانی

پروژه‌های اخیر تونلسازی در سنگاپور نشان داده است، در جایی که افزودنی‌های بهسازی ممکن است برای کنترل فشار خاک یا سهولت حفاری چندان مهم نباشد، استفاده از فوم مزایای بیشتری را برای حفاظت در مقابل سایش کله‌ی حفار، آب‌بندی‌ها و یاتاقان‌های *TBM* فراهم می‌آورد [15]. این موضوع در حفاری‌های طولانی با *TBM* بسیار مهم است. در جدول ۶، مبنای استفاده از عوامل فوم‌سازی که ظرفیت‌های انبساط بالایی داشته و همچنین آثار روان‌سازی خوبی دارند، بیان شده است [15]. طبقه‌بندی خاک‌های *I* تا *IV* و مطابقت آن با شرایط زمین‌شناسی مهندسی خط ۷ متروی تهران با توجه به شکل ۳ و شکل ۴ صورت گرفته و نتایج آن در جدول ۲ بیان شده است.

جدول ۶- موثرترین روش بهسازی خاک در زمین‌های نوع *I* تا نوع *IV* [15]

نوع	پارامتر		$C_f$ (%)	<i>FIR</i>	<i>FER</i>	<i>PIR</i>
	رطوبت (%)					
<b>I</b>	۲-۳	۵	۴۰-۶۰	۲۰	-	
<b>II</b>	۳-۵	۲	۲۰-۳۰	۶-۸	۲-۵	
<b>III</b>	-	-	-	-	۱۰	
<b>IV</b>	۳	-	۵-۱۰	-	-	

متروی تهران نشان داده شده است. با توجه به شکل می‌توان

در شکل ۵، درصد فوم مصرفی در پروژه‌ی خط ۷

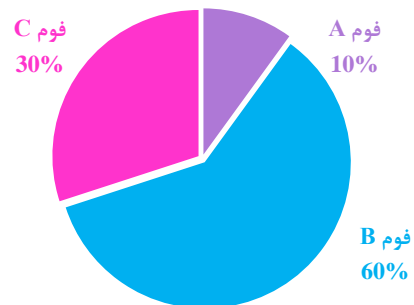
تزریق شده به صورت درصدی از حجم محفظه‌ی پشت کله‌ی حفار (با فرض پر بودن محفظه) اندازه‌گیری می‌شود. به خصوص در پروژه‌ی خط ۷ متروی تهران، موارد زیر مشاهده شده است:

- در خاک نوع I، استفاده از فوم پایدار با نسبت‌های تزریقی ۴۰ تا ۶۰ درصد حجم، در کاهش گشتاور و افزایش نرخ نفوذ بسیار موثر است.
- خاک نوع II با درصد رس بالا، تحت شرایطی بسیار سفت می‌شود. در این حالت، اضافه نمودن فوم به عنوان یک عامل بهساز منفرد چندان موثر نخواهد بود. در این پروژه مقادیر زیادی مایع فوم در هنگام باز شدن دریچه‌ی نقاله‌ی مارپیچ بر روی نوار نقاله مشاهده شده است. این موضوع نشان دهنده‌ی این است که فوم‌ها سبب روانی دوغاب خاک می‌شوند؛ اما این مقدار برای خرد کردن رس در محفظه‌ی پشت کله‌ی حفار چندان موثر نیست. خاک رس سفت در تکه‌های بزرگ از نقاله‌ی مارپیچ خارج شده و نرخ نفوذ کله‌ی حفار به سرعت کاهش و تولید گرما در خاک حفاری شده افزایش می‌یابد.
- از آنجایی که اضافه نمودن فوم به همراه پلیمر در مقایسه با اضافه نمودن پلیمر به تنهایی، حفاری را در خاک‌های رسی نرم بهبود می‌دهد؛ بنابراین در مسیر خط ۷ متروی تهران از پلیمرهای مایع، ضد سایشی و آنتی‌کلاگینگ استفاده شده است.
- در خاک نوع III، استفاده از پلیمرهای با درصد رطوبت بالا نشان دهنده‌ی کنترل بهتر جابجایی خاک و نشست سطح زمین است.
- در خاک نوع IV (رس بسیار نرم، چسبنده و مچاله شونده)، اضافه نمودن آب به محفظه‌ی پشت کله‌ی حفار به عنوان یک عامل بهسازی خاک کافی است. مقادیر کم فوم تزریق شده در جلوی کله‌ی حفار برای تمیز کردن و روان‌سازی ابزارهای برشی و جلوگیری از انسداد تزریق است.

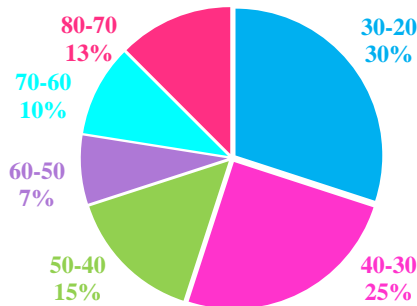
### ۵- نتیجه‌گیری

تونل‌زنی با ماشین EPB نیازمند فرآیند بهسازی خاک است تا از این راه کنترل درستی بر عملیات حفاری به خصوص در

دریافت که ۶۰ درصد از خاک طول مسیر پروژه با فوم نوع B (برای اهداف معمولی با پایداری متوسط) بهسازی شده است. در شکل ۶ نیز، دامنه‌ی تغییرات FIR در طول مسیر پروژه‌ی خط ۷ متروی تهران به درصد بیان شده است. در جدول ۷، مشاهدات میدانی پارامترهای بهسازی و اصلاح شرایط خاک در مسیر تونل خط ۷ متروی تهران به تفکیک زمین‌شناسی مهندسی ارائه شده است.



شکل ۵- درصد فوم مصرفی (A, B, C) در مسیر پروژه‌ی خط ۷ متروی تهران



شکل ۶- دامنه‌ی تغییرات پارامتر FIR در مسیر پروژه‌ی تونل خط ۷ متروی تهران

جدول ۷- نتایج حاصل از مشاهدات میدانی پارامترهای بهسازی مسیر تونل خط ۷ متروی تهران

واحد خاک	عامل بهسازی	FIR (%)
ET-1	فوم B و C	۴۰-۶۰
ET-2	فوم B و C	۳۰-۶۰
ET-3	فوم B	۲۵-۴۰
ET-4	فوم B	۳۰-۴۰
ET-5	فوم A, B و C	۴۰-۶۰

با توجه به جدول ۶ می‌توان اشاره نمود که حجم آب

مشاهدات میدانی بسیار به هم نزدیک بوده، ولی با نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی متفاوت است.

• از آنجایی که بهسازی خاک در بخش تئوری و آزمایشگاهی با کاربرد کارگاهی آن نتایج مختلفی را ارائه داده است، بنابراین باید تمام نتایج تئوری و آزمایشگاهی به وسیله‌ی ارزیابی‌های کارگاهی تکمیل شوند. چنین ارزیابی‌هایی باید پس از شروع عملیات حفاری تونل انجام شوند؛ به طوری که اپراتور با اندرکنش ماشین- خاک آشنا بوده و دیگر اجزای *EPB* از نظر کارکرد، مناسب تشخیص داده شده باشند. بنابراین ارزیابی‌های کارگاهی باید حین عبور *EPB* از یک نوع خاک به خاکی دیگر انجام شود.

• با توجه به وجود سه نوع متفاوت فوم (*A*، *B*، *C*) در پروژه، فوم *B* برای ۶۰ درصد از طول مسیر و فوم *C* برای ۳۰ درصد از طول مسیر و فوم *A* برای ۱۰ درصد از طول مسیر پروژه استفاده شده است.

• دامنه‌ی تغییرات پارامتر *FIR* در پروژه با توجه به سه نوع بررسی (تئوری، آزمایشگاهی و میدانی) بین ۲۰ تا ۸۰ درصد است که بیشترین مقدار مصرف در بازه‌ی ۲۰ تا ۴۰ درصد است. همچنین  $FER=4-7$  و در تمامی آنالیزها  $C_f=2\%$  در نظر گرفته شده است.

#### ۶- سپاسگزاری

از گروه تخصصی سپاسد و موسسه‌ی مهندسی مشاور ساحل به سبب همکاری در مراحل پژوهش و در اختیار قرار دادن اطلاعات لازم تشکر و قدردانی می‌شود.

محیط‌های خاکی بدون چسبندگی وجود داشته باشد. این فرآیند می‌تواند از طریق تزریق فوم، پلیمر، آب یا مواد پرکننده به جلوی سطح جبهه‌کار و اتافک چمبر یا در امتداد نوار نقاله‌ی مارپیچ صورت گیرد. از آنجایی که آگاهی از عوامل مختلف بهسازی و آثار آن‌ها روی انواع خاک‌ها در تعیین مناسب‌ترین نوع فوم برای استفاده بسیار موثر است؛ لازم است که در تونلسازی با دستگاه *EPB*، استراتژی بهسازی خاک در مرحله‌ی طراحی ارائه شود. با بررسی‌های صورت گرفته در این تحقیق برای پروژه‌ی خط ۷ متروی تهران نتایج زیر به دست آمده است:

- با توجه به مطالعات زمین‌شناسی مهندسی مسیر قطعه‌ی شرقی- غربی تونل خط ۷ متروی تهران، لایه‌های خاکی در برگزیده‌ی مسیر تونل به شش واحد زمین‌شناسی مهندسی *ET-1* تا *ET-6* تفکیک شده است. در این مطالعه مشخص شد هر واحد خاکی با توجه به خصوصیات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی، نیاز به افزودنی‌های خاص دارد و پارامترهای بهسازی برای هر یک از آن‌ها متفاوت است.
- مقدار بهینه‌ی عوامل بهسازی و نوع ماده‌ی افزودنی در مسیر تونل با توجه به گسترش و حضور واحدهای مختلف خاکی در جبهه‌کار تونل و همچنین در نظر گرفتن مخاطرات زمین‌شناسی نیازمند بهسازی در سه مرحله‌ی جداگانه (بر اساس جدول‌های استاندارد، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات میدانی) است. بررسی‌ها نشان می‌دهند نتایج حاصل از روش‌های تئوری (جدول‌های استاندارد) با نتایج حاصل از

#### ۷- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
<i>FIR</i>	%	نسبت تزریق فوم	<i>FER</i>	-	نسبت انبساط فوم
<i>m<sub>foam solution</sub></i>	kg	وزن محلول فوم	<i>PIR</i>	%	نسبت تزریق پلیمر
<i>V<sub>foam</sub></i>	lit	حجم فوم	<i>V<sub>soil</sub></i>	<i>m<sup>3</sup></i>	حجم برجای خاک
<i>V<sub>foam solution</sub></i>	lit	حجم محلول فوم	<i>m<sub>surfactant</sub></i>	kg	وزن کف‌ساز در محلول فوم
<i>C<sub>f</sub></i>	%	غلظت ماده‌ی کف‌ساز در محلول فوم			

#### ۸- منبع‌ها

- [1] Quebaud, S., Sibai, M., & Henry, J. P. (1998). Use of Chemical Foam for Improvements in Drilling by Earth

- Pressure Balanced Shields in Granular Soils. *Tunnelling Underground Space Technology*, 13(2), 173-180. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(98\)00045-5](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(98)00045-5).
- [2] Peila, D., Oggeri, C., Vinai, R. (2007). Screw Conveyor Device for Laboratory Tests on Conditioned Soil for EPB Tunneling Operations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), 1622-1625. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:12\(1622\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:12(1622)).
- [3] Herrenknecht, M., & Rehm, U. (2002). Newest Development in Mechanized Tunnelling. *Journées d'études Internationales* (pp.201-206). Toulouse: AFTES.
- [4] Maidl, B., Herrenknecht, M., & Anheuser, L. (1996). *Mechanized Shield Tunnelling* (pp. 345-360). Wiley. ISBN: 9783433012925.
- [5] Jancsecz, S., Krause, R., & Langmaack, L. (1999). Advantage of Soil Conditioning in Shield Tunnelling-Experiences of LRTS Izmir. In T. Alten (Ed.), *Challenges for the 21st Century: Proceedings of the World Tunnel Congress '99*. Rotterdam: A. A. Balkema. [http://www.langmaacks.eu/assets/oslo\\_mbt-version.pdf](http://www.langmaacks.eu/assets/oslo_mbt-version.pdf).
- [۶] گروه تخصصی سپاسد. (۱۳۸۷). مطالعات پایه‌ی تونل (فاز پیشرفته): روش اجرا، انتخاب دستگاه و مشخصات فنی دستگاه TBM خط ۷ متروی تهران.
- [۷] مهندسین مشاور ساحل. (۱۳۸۷). گزارش زمین‌شناسی مهندسی بخش شرقی- غربی تونل خط ۷ مترو تهران.
- [8] Boone, S. J., Artigiani, E., Shirlaw, J. N., Ginanneschi, R., Leinala, T., & Kochmanova, N. (2005). Use of Ground Conditioning Agents for Earth Pressure Balance Machine Tunnelling. *Journées techniques* (pp. 313-320). Chambéry: AFTES. <http://structurae.net/refs/items/index.cfm?id=r0057158>.
- [9] Langmaack, L. (2002). Soil Conditioning for TBM: Chances & limits. *Journées d'études Internationales* Toulouse: AFTES. <http://www.langmaacks.eu/assets/aftes-paper.pdf>.
- [10] Thewes, M. (2007). TBM Tunneling Challenges- Redefining The State of The Art. *Underground Space: The 4th Dimension of Metropolises: Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress*. London: Taylor & Francis. ISBN: 9780415408073. <http://www.ita-aites.cz/files/tunel/2007/wtc2007/mc-3.pdf>.
- [11] EFNARC. (2005). Specification and Guidelines for The Use of Specialist Products for Mechanized Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock. <http://www.efnarc.org/pdf/TBMGuidelinesApril05.pdf>.
- [12] Pelia, D., Oggeri, C., & Bori, L. (2009). Using The Slump Test to Assess The Behavior of Conditioned Soil for EPB Tunneling. *Environmental & Engineering Geoscience* 15(3). 167-174. <http://dx.doi.org/10.2113/gsegeosci.15.3.167>.
- [13] Vinai, R., Peila, D., Oggeri, C., & Pelizza, S. (2007). Laboratory Test for EPB Tunnelling Soil Conditioning. *Underground Space: The 4th Dimension of Metropolises: Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress* (pp. 273-278). London: Taylor & Francis. ISBN: 9780415408073. <http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2007/Pdf/CH-045.pdf>.
- [14] Vinai, R., Oggeri, C., & Peila, D. (2008). Soil Conditioning of Sand for EPB Applications: A Laboratory Research. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), 308-317. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2007.04.010>.
- [15] Zhao, J., Gong, Q. M., & Eisensten, Z. (2007). Tunnelling through a Frequently Changing and Mixed Ground: A Case History in Singapore. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), 388-400. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2006.10.002>.

### بررسی تاثیر خصوصیات درزه‌ها بر روی جریان پایدار آب ورودی به تونل مطالعه‌ی موردی: تونل سوم کوه‌رنگ

یادداشت فنی

رامین رفیعی<sup>۱\*</sup>؛ احمد رمضان‌زاده<sup>۲</sup>؛ فرهنگ سرشکی<sup>۳</sup>؛ اسماعیل موحدی‌نژاد<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی دکتری تخصصی مهندسی معدن؛ گرایش استخراج؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود

۲- استادیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود

۳- دانشیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود

۴- کارشناس ارشد مکانیک سنگ؛ مهندسین مشاور زاینده‌آب

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۱/۱۱/۳۰؛ پذیرش مقاله: ۱۳۹۲/۱۲/۲۱

واژگان کلیدی	چکیده
تونل کوه‌رنگ ۳ اجزای گسسته نرخ جریان آب خصوصیات درزه‌ها بازشدگی درزه	بدون تردید جریان آب در پروژه‌های تونلسازی یکی از مسائلی است که می‌تواند آثار مخرب فراوانی بر طرح داشته و فعالیت تونلسازی را کاملاً تحت تاثیر قرار دهد. بنابراین لازم است محل و مقدار جریان آب به درون تونل تا حد امکان پیش‌بینی و در ملاحظات تونلسازی در نظر گرفته شود. از سوی دیگر تجربیات گذشته نشان داده است پیش‌بینی دقیق مقدار نفوذ آب در تونل‌های حفر شده در سنگ به دلیل عدم در نظر گرفتن تمامی عوامل تاثیرگذار بر جریان آب به خصوص شرایط و خصوصیات ناپیوستگی‌ها امکان‌پذیر نیست. در این مقاله برای مدلسازی تاثیر خصوصیات ناپیوستگی‌ها بر روی نرخ جریان آب ورودی به تونل در مقطع کیلومتراژ ۱+۸۹۷ تا ۱+۹۵۰ تونل کوه‌رنگ ۳، از نرم‌افزار اجزای گسسته <i>UDEC</i> استفاده و با تغییر خصوصیات ناپیوستگی‌های منطقه، نرخ جریان ورودی به تونل بررسی شده است. نتایج حاصل از این پژوهش نشان داده است تغییر خصوصیات ناپیوستگی‌ها در نرخ جریان پایدار آب در تونل دارای تاثیر بسزایی است و از میان این خصوصیات، میزان بازشدگی درزه، بیش‌ترین تاثیر را بر نرخ جریان آب ورودی به تونل دارد.

#### ۱- پیشگفتار

بیش‌ترین شیب هیدرولیکی باشد [1].  
در سازندهای سخت، حرکت آب در مسیر درزه‌ها، شکاف‌ها و ناپیوستگی‌ها و همواره در جهت شیب هیدرولیکی است [2]. پیش‌بینی دقیق نفوذ آب در محیط‌های سنگی به لحاظ عدم توانایی در تعیین تمامی عوامل تاثیرگذار بر جریان آب (خصوصیات ناپیوستگی‌ها) امکان‌پذیر نیست؛ بر همین اساس در بحث پیش‌بینی نرخ نفوذ آب به درون تونل‌ها و تاثیر شرایط محیط اطراف تونل تحقیقات نسبتاً وسیعی انجام شده است [3]، [4] و [5]. مطالعات ایندرا راتنا (*Indraratna*) و همکارانش [6] بر روی

برای احداث سازه‌های زیرزمینی یا طراحی معادن، تحلیل حرکت آب‌های زیرزمینی در محدوده‌ی مورد نظر مسئله‌ای ضروری است. در این تحلیل‌ها باید رفتار آب‌های زیرزمینی منطقه مورد بررسی قرار گرفته و امکان هر نوع تغییر در رفتار و رژیم جریان و تاثیر آن بر عملیات احداث، بهره‌برداری و نگهداری سازه مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد. بررسی رفتار آب‌های زیرزمینی پس از احداث سازه‌های زیرزمینی از آن جهت حائز اهمیت است که حرکت آب همواره در جهتی است که دارای کوتاه‌ترین مسیر و

دارند. این ساختارها سیستم‌های به هم پیوسته‌ای از ناپیوستگی‌ها هستند و از نظر نوع شامل سطوح لایه‌بندی، درزه‌های ساختاری و گاهی سایر ساختارها نظیر حفره‌ها هستند.

### ۳- مولفه‌های جریان آب به درون تونل

از آن‌جا که آب زیرزمینی بیشتر در میان درزه‌های مسطح و صفحه‌ای جریان دارد، می‌توان پذیرفت که مناسب‌ترین مدل برای جریان در توده‌سنگ، جریان ورقه‌ای (*Sheet Flow*) در میان درزه‌ها است؛ اما عدم امکان تعریف دقیق سیستم درزه‌های صفحه‌ای مرتبط با هم، در یک تونل قبل از اجرا باعث عدم کارایی این روش می‌شود. بنابراین با در نظر گرفتن ماهیت اطلاعات که معمولاً قبل از اجرای تونل در دسترس است، به نظر می‌رسد استفاده از روش‌های تحلیلی بر اساس مفاهیم جریان آب در محیط‌های متخلخل مفیدتر است [11].

- در تخمین نفوذ آب به درون تونل می‌توان دو مولفه‌ی جریان به سمت تونل را در نظر گرفت (شکل ۱)، [12]:
- جریان اولیه در جبهه‌کار با علامت  $q_h$  ( *Initial Heading Inflow* ) که بلافاصله پس از حفر تونل، در جبهه‌کار به وقوع می‌پیوندد.
  - جریان پایدار بلندمدت با علامت  $q_s$  ( *Long Terms Steady State Flow* ) که در طول زمان اجرا و بهره‌برداری حاکم است.

### ۳-۱- جریان آب اولیه در جبهه‌کار

بدیهی است که جریان آب در جبهه‌کار بلافاصله پس از حفاری بیشتر از جریان در حالت پایدار درازمدت یعنی جریان در حالت تعادل است. دلایل این امر را می‌توان به شرح زیر برشمرد [12]:

- وجود جریان سه‌بعدی در جبهه‌کار تونل
- گرادیان هیدرولیکی بالاتر در جبهه‌کار
- کاهش ذخیره‌ی آب

### ۳-۲- جریان آب در حالت پایدار

برای تخمین جریان آب در حالت پایدار، دو حالت جریان قائم و جریان شعاعی مورد توجه قرار می‌گیرد (شکل ۲). جریان قائم زمانی صادق است که منبع تغذیه یا حجم زیادی

جریان آب تک‌فازی در شکاف سنگ و مطالعات گاتینونی (*Gattinoni*) و همکارانش [7] بر روی مدل‌سازی جریان آب در تک‌درزه همراه با نقاط تماس مختلف، از جمله این مطالعات است. یکی دیگر از روش‌های تخمین جریان آب ورودی به تونل معادلات تحلیلی هستند که به دلیل بهره‌گیری از ساده‌سازی‌ها و فرضیات عملی، کاربرد زیادی در محاسبه‌ی نشت آب به تونل‌ها دارند [8].

علاوه بر روش‌های تحلیلی که بیانگر تخمینی کلی از وضعیت نشت هستند، با استفاده از روش‌های عددی نظیر اجزای محدود (*FEM*)، اختلاف محدود (*FDM*)، اجزای گسسته (*DEM*) و حجم محدود (*FVM*) نیز می‌توان وضعیت نشت به محیط تونل را شبیه‌سازی و سپس مقادیر نشت در نواحی مختلف ساختگاه محاسبه نمود [9]. با توجه به اینکه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی به دلیل در نظر گرفتن شرایط محیطی حاکم، به واقعیت نزدیک‌تر است، استفاده از این روش‌ها در تحلیل جریان آب ورودی به تونل توصیه می‌شود. در این پژوهش سعی شده است علاوه بر اعتبارسنجی روش‌های عددی و تحلیلی با استفاده از داده‌های واقعی در منطقه، میزان تاثیر پارامترهای درزه بر روی نرخ جریان آب ورودی به تونل مورد بررسی قرار گیرد.

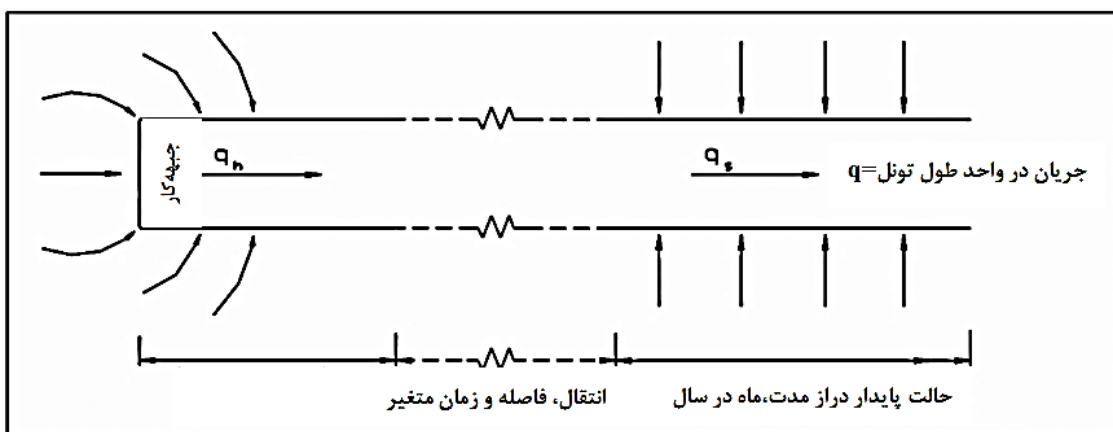
### ۲- ساختارهای هدایت‌کننده‌ی جریان

در بیشتر پروژه‌های تونلسازی، مصالح سنگی نسبتاً ناتراوا هستند و حفرات بین دانه‌ای عامل مهمی برای نفوذ آب به درون تونل محسوب نمی‌شوند. جریان آب در تونلسازی و نفوذ آن به درون تونل معمولاً از طریق ناپیوستگی‌های موجود در توده‌سنگ‌ها صورت می‌گیرد. بر این اساس عوامل و ساختارهای کنترل‌کننده‌ی جریان آب را می‌توان به دو گروه تقسیم‌بندی نمود [10]:

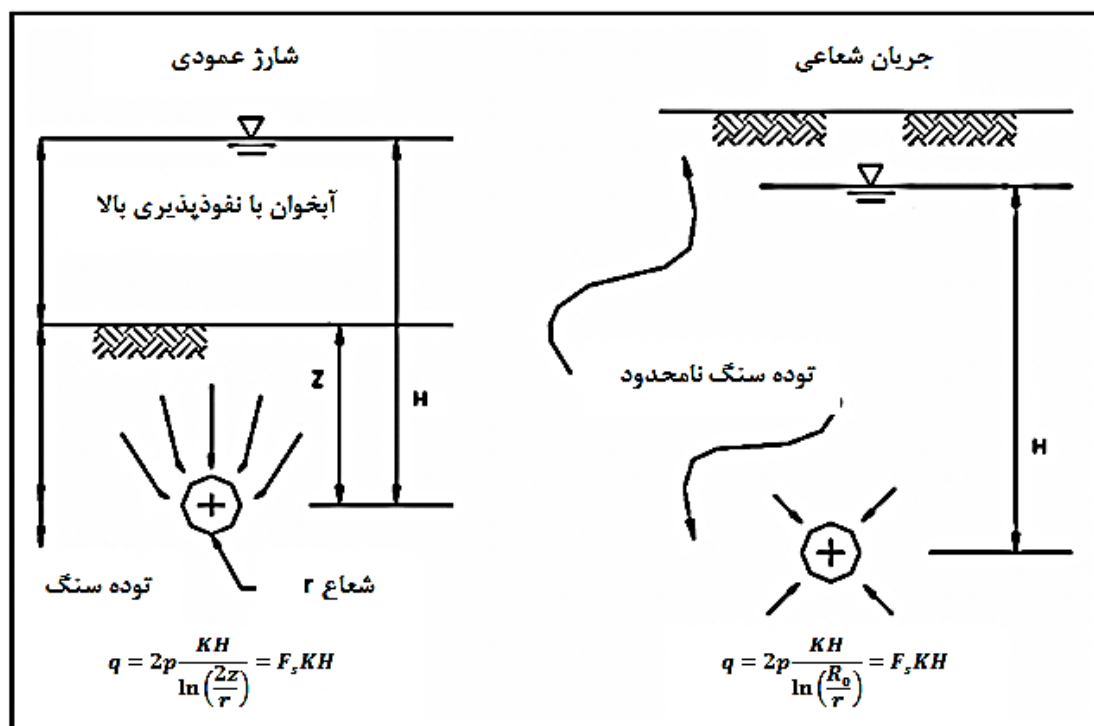
- ساختارهای منفرد (*Singular Structures*)  
این ساختارها سرچشمه‌های موضعی هستند که نفوذ آب به درون تونل از طریق آن‌ها از نظر مقدار قابل توجه است. گسله‌های حاوی برش‌های دانه‌ای تمیز، توده سنگ‌های بسیار خرد شده، درزه‌های منفرد باز و تیوب‌های گدازه‌ای از جمله‌ی این ساختارها محسوب می‌شوند.
- ساختارهای منشعب (*Distributed Structures*)  
ساختارهای منشعب معمولاً در سراسر توده‌سنگ وجود

کاملاً در یک آبخوان محصور نفوذ کرده) توسعه یافته است، استفاده نمود. این مدل در مورد تونل‌هایی که منبع تغذیه‌ی آن‌ها ضخامت زیادی دارد، صادق است. محاسبات نشان داده است تنها هنگامی که  $Z$  در مدل جریان قائم خیلی کوچک است تفاوت بین این دو حالت قابل توجه است [12].

از آب در یک تراز ثابت، نزدیک به تونل باشد. برای مثال هنگامی که تونل زیر یک دریاچه یا آبخوان بسیار تراوا قرار دارد. جریان شعاعی آب به سمت تونل همانند جریان آب به سمت چاه‌های پمپاژ است. برای تخمین جریان می‌توان از همان معادله‌ای که برای تخمین جریان در اطراف چاه‌ها (که



شکل ۱- نمایش شماتیک دو مولفه‌ی جریان آب به درون تونل [12]



شکل ۲- مدل‌های مختلف جریان آب: جریان قائم در تونل‌های کم عمق و جریان شعاعی در تونل‌های عمیق [12]

#### ۴- زمین‌شناسی منطقه‌ی مورد مطالعه

تونل انتقال آب کوه‌رنگ ۳ برای انتقال آب رودخانه‌ی بیرگان (کوه‌رنگ) و سیلاب‌های فصلی از سرشاخه‌های رود کارون به دشت زاینده‌رود و ایران مرکزی، برای تامین آب کشاورزی، صنعتی و شرب در منطقه‌ی کوه‌رنگ در دست ساخت است. مشخصات فنی طرح در جدول ۱ و خصوصیات ژئومکانیکی مقطع مورد مطالعه در جدول ۲ و جدول ۳ آورده شده است. در این مقطع مقدار روباره ۲۵۰ متر و سطح آب زیرزمینی ۲۰۰ متر است. دبی آب ورودی به تونل ۴ لیتر بر دقیقه اندازه‌گیری شده است [۱۳].

#### جدول ۱- مشخصات فنی طرح

پارامتر	مقدار
تراز کف دهانه‌ی ورودی تونل	۲۲۰۰ متر از سطح دریا
تراز کف دهانه‌ی خروجی تونل	۲۱۸۲ متر از سطح دریا
قطر حفاری تونل	۴٫۹ متر (نعل اسبی)
قطر نهایی تونل	۴٫۱ متر (دایره‌ای)
شیب کف تونل	۰٫۰۰۷۴۲
طول تونل	۲۳۴۰۹ متر
رژیم هیدرولیکی تونل	تحت فشار
حداکثر دبی قابل انتقال	۴۴٫۵ متر مکعب بر ثانیه
نوع پوشش	بتن مسلح به ضخامت ۰٫۴ متر
حداکثر روباره‌ی تونل	۱۳۴۰ متر زیر کوه زراب

نهبشته‌های جوان‌تر شده است، زون گسله‌ی زراب در دولومیت‌های تریاس، گسل لاغرک جنوبی و گسل لاغرک شمالی در آهک‌های کارستی سروک، گسل نعلاشک‌نان در محل تماس مارن‌های گورپی با آهک‌های آبدار سروک [۱۳].

#### جدول ۲- خصوصیات ژئومکانیکی مقطع

پارامتر	مقدار
نوع سنگ	آهک
مقاومت فشاری تک محوره (MPa)	۴۰-۵۰
وزن مخصوص ( $Kg/m^3$ )	۲۵۷۰
زاویه‌ی اصطکاک (Degree)	۴۵
ضریب پواسون	۰٫۲۵
RMR	۴۵
Q	۵
RQD	۴۰-۵۰

#### جدول ۳- مشخصات ناپیوستگی‌های مقطع

پارامتر درزه	دسته‌ی درزه ۱	دسته‌ی درزه ۲
جهت‌داری (Degree)	-۵۰	۳۰
فاصله‌داری (m)	۰٫۸	۰٫۵
سختی برشی (GPa/m)	$1 \times 10^{10}$	$1 \times 10^{10}$
سختی نرمال (GPa/m)	$1 \times 10^{10}$	$1 \times 10^{10}$
بازشدگی (m)	۰٫۰۰۱	۰٫۰۰۰۵
نفوذپذیری (I/MPa.S)	۳۰۰	۳۰۰

#### ۵- تخمین جریان آب ورودی به تونل

برای تخمین نفوذ آب به درون تونل بدون پوشش آب‌بند از روش‌های تحلیلی، تجربی و عددی استفاده می‌شود.

#### ۵-۱- روش‌های تحلیلی

روش‌های تحلیلی متعددی برای پیش‌بینی نرخ آب ورودی به درون تونل‌ها وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های گودمن (Goodman) [11]، کارلسرود (Karlsrud) [14]، ال تانی (El Tani) [15] و لی (Lei) [16] اشاره نمود. روش‌های تحلیلی از قوانین حاکم بر جریان آب در اطراف چاه‌ها پیروی می‌کنند. از آنجا که تمامی این روش‌ها دارای مبانی تئوریک هستند، نتایج به دست آمده در این روش‌ها نزدیک به هم هستند. مجموعه‌ای از این نوع معادلات در جدول ۴ آورده شده است. این معادلات در

تونل سوم کوه‌رنگ از نظر تقسیمات چینه‌شناسی ایران در زون زاگرس بلند واقع شده و از سازندهای مختلف عبور می‌نماید. زمین‌شناسی تونل از سمت ورودی به سمت خروجی تونل به ترتیب شامل: مارن‌های سبز دریاچه‌ای آب شیرین، مارن‌های قرمز تشکیلاتی میوسن، آهک‌های کارستی کرتاسه (زون گسله‌ی شهریار)، دولومیت‌های تریاس، آهک‌های کرتاسه‌ی پایینی و آهک‌های کرتاسه‌ی میانی (سروک)، مارن‌های کرتاسه‌ی بالایی (سازند گورپی)، کنگلومرای پالئوسن، آهک‌های نازک‌لایه و ضخیم‌لایه‌ی ائوسن و آهک‌های توده‌ای الیگومیوسن (سازند آسماری) است [۱۳].

گسل‌های بزرگی مسیر تونل سوم کوه‌رنگ را قطع می‌کنند از جمله: گسل شهریار که به صورت یک زون گسله باعث راندگی آهک‌های کرتاسه‌ی شهریار بر روی



واقعی آب به سمت تونل تقریباً یک هشتم مقادیر جریان آب محاسبه شده از روابط تحلیلی است [18].

برای رفع این مسئله در شکل ۳ رابطه‌ی تجربی بین متوسط جریان آب به درون تونل در حالت پایدار بلندمدت و تراوایی معادل توده‌سنگ حاصل از آزمایش‌های فشار آب استاندارد با پکر، پیشنهاد شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود در این نمودار جریان پایدار بر حسب ارتفاع سطح آب ( $H$ ) نرمال شده است. شکل ۳ رابطه‌ی تجربی میان جریان واقعی (اندازه‌گیری شده) آب به سمت تونل و نتایج آزمایش‌های فشار آب گمانه‌های اکتشافی، در پروژه‌های مختلف را نشان می‌دهد و مبنای تئوری ندارد [18].

### ۵-۳- روش‌های عددی

در روش‌های عددی، به طور معمول از نرم‌افزارهای مختلفی که قابلیت کاربرد در این زمینه را دارند می‌توان بهره برد. در این نرم‌افزارها با ارائه‌ی شرایط مرزی (مرزهای هد ثابت، جریان ثابت و یا فاقد جریان) و معرفی ویژگی‌های هیدرودینامیکی لایه‌ی آبدار و نیز مختصات هندسی لایه‌ها، موقعیت تونل و مقطع آن، میزان هد آب زیرزمینی در نقاط مختلف یک لایه‌ی آبدار و نشت آب به درون تونل محاسبه می‌شود.

شرایط زیر معتبر نیستند [17]:

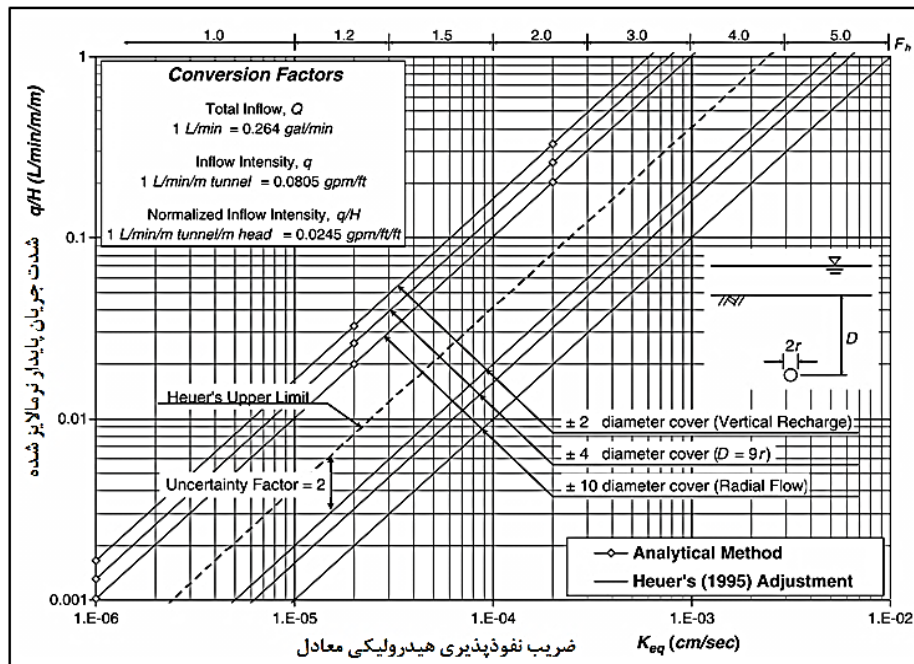
- جریان عبوری از تونل به صورت قائم باشد.
- لایه‌بندی در اطراف تونل بسیار متغیر باشد.
- نفوذپذیری توده‌سنگ اندازه‌گیری نشده باشد.

### جدول ۴- معادلات تحلیلی تخمین جریان آب ورودی

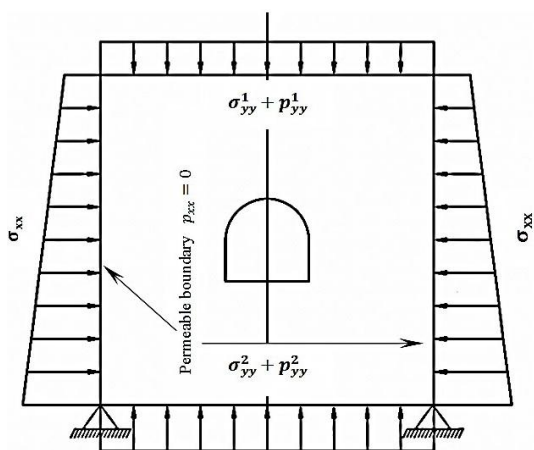
روش	گزاره‌ی تحلیلی
Goodman	$q = \frac{2\pi Kh}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right)}$
Karlsrud	$q = \frac{2\pi Kh}{\ln\left(\frac{2h}{r} - 1\right)}$
Lei	$q = \frac{2\pi Kh}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)}$
El Tani	$q = \frac{2\pi Kh}{\left(1 + 0.4 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right) \ln\frac{2h}{r}}$

### ۵-۲- روش‌های تجربی

تجربه نشان داده است جریان آب به سمت تونل در حالت پایدار بلندمدت معمولاً بسیار کمتر از مقداری است که با فرض نفوذپذیری معادل حاصل از تست‌های فشار آب و با استفاده از روابط تحلیلی محاسبه می‌شود. به نظر جریان



شکل ۳- رابطه‌ی میان جریان متوسط پایدار و تراوایی معادل توده‌سنگ [18]

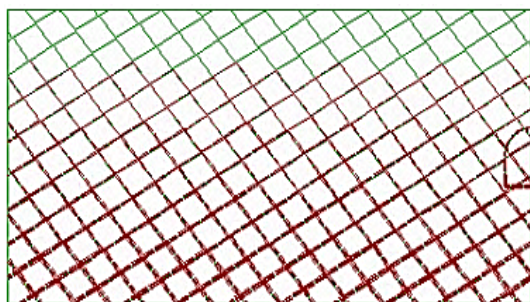


شکل ۴- شرایط مرزی اعمال شده به مدل

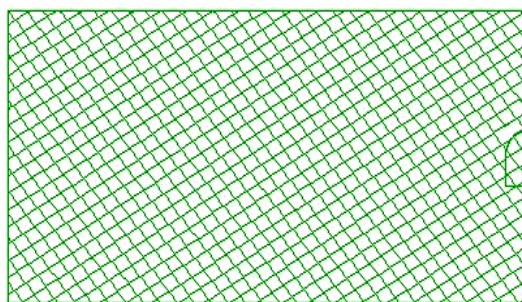
به دلیل حجیم بودن محاسبات و متقارن بودن مقطع تنها نیمی از آن مدل شده است. پس از کالیبره کردن مدل، مطالعه‌ی پارامتری برای بررسی تاثیر خصوصیات درزه بر روی جریان آب ورودی به تونل انجام شده است. در شکل ۵ و شکل ۶ کانتورهای جریان و فشار آب قبل و پس از حفاری آورده شده است.

روش‌های عددی برخلاف روش‌های تحلیلی از سادگی محاسباتی برخوردار نیستند. همچنین به اطلاعات جامعی از محیط ساختگاه تونل نیاز دارند و از ساده‌سازی‌ها و فرضیات کمتری برخوردار هستند؛ در نتیجه روش‌های عددی بسیار پیچیده‌تر بوده و بکارگیری آن‌ها نیز بسیار زمان‌بر است. اما نتایج دقیق‌تری را نسبت به روش‌های تحلیلی ارائه می‌نمایند. بدیهی است صحت محاسبات انجام شده توسط نرم‌افزار بستگی به صحت مقادیر پارامترهای ورودی دارد [19].

در این پژوهش برای بررسی تاثیر پارامترهای درزه بر روی جریان آب ورودی به تونل، مدل عددی مقطع مورد نظر در نرم‌افزار UDEC بر اساس خصوصیات ژئومکانیکی و پارامترهای درزه‌های موجود (جدول ۲ و جدول ۳) مدل‌سازی و ابعاد مدل ساخته شده  $200 \times 100$  در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی در محیط UDEC با تعریف هندسه و مش‌بندی متناسب، معرفی خواص سنگ و خصوصیات ناپیوستگی‌ها و اعمال شرایط مرزی مناسب (شکل ۴) می‌توان تحلیل جریان را انجام داد.

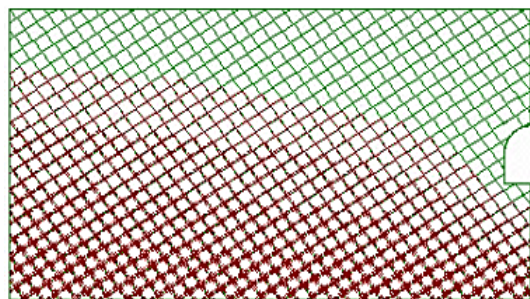


ب- فشار (Max Pressure=9.995E+05)

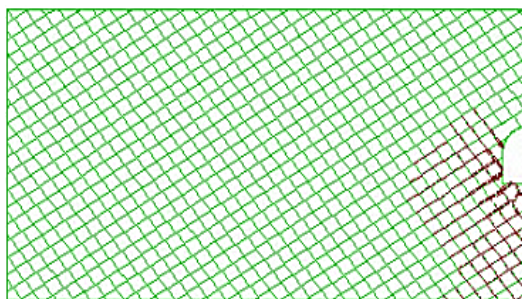


الف- جریان (Max Flow Rate=00E+00)

شکل ۵- کانتورهای جریان آب و فشار آب پیش از حفاری



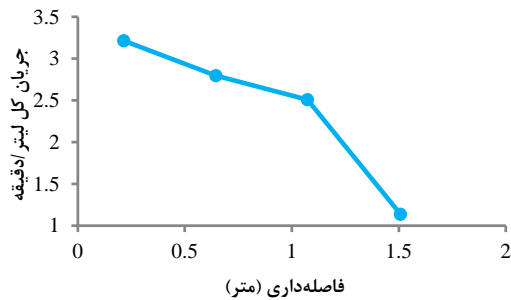
ب- فشار (Max Pressure=9.994E+05)



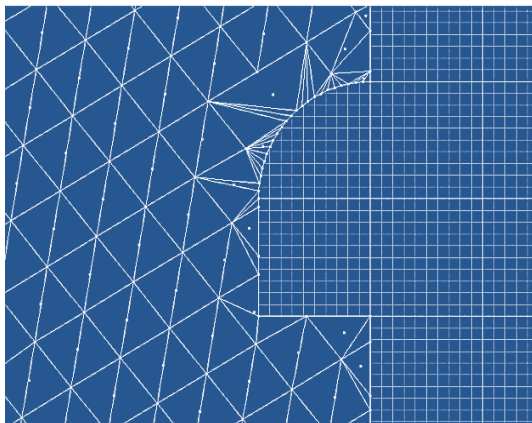
الف- جریان (Max Flow Rate=5.050E-05)

شکل ۶- کانتورهای جریان و فشار آب پس از حفاری

گنجاندن تاثیر بازشدگی در طول دیواره‌ی درزه بر روی مدل معکبی انجام شده است. بدین منظور، نامنظمی‌های موجود در طبیعت به صورت سگمنت‌هایی کوچک روی صفحات موازی مدل می‌شود [6].



شکل ۷- تغییرات جریان کل آب ورودی نسبت به فاصله‌داری ناپیوستگی



شکل ۸- ابعاد بلوک‌ها در مرز تونل: فاصله‌داری ۰٫۵



شکل ۹- ابعاد بلوک‌ها در مرز تونل: فاصله‌داری ۱٫۵ متر

## ۶- بررسی تاثیر خصوصیات ناپیوستگی بر روی جریان آب ورودی به تونل

خصوصیات تاثیرگذار ناپیوستگی‌ها بر روی جریان آب ورودی به تونل به شرح ذیل است:

- بازشدگی
- زبری
- فاصله‌داری
- تنش‌های برشی و نرمال
- جهت‌داری

با توجه به این‌که امکان مدل‌سازی زبری در نرم‌افزار وجود ندارد از بررسی تاثیر آن بر روی نرخ جریان آب صرف نظر شده است.

### ۶-۱- بررسی تاثیر فاصله‌داری ناپیوستگی بر روی جریان آب

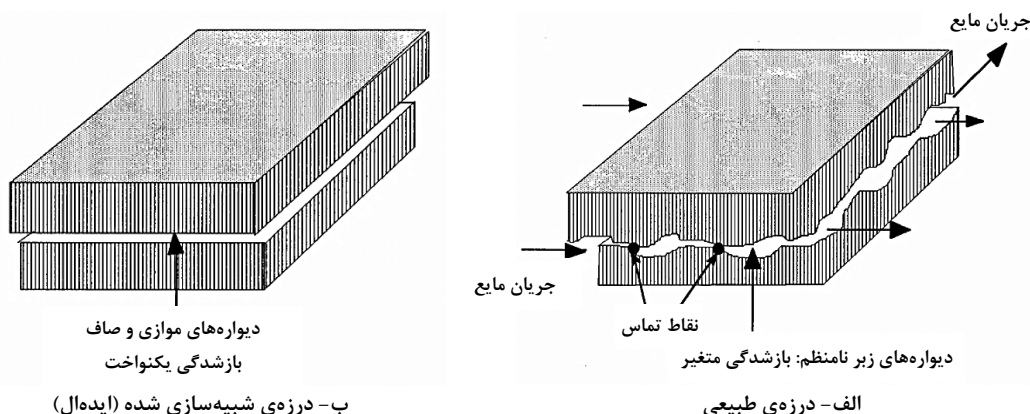
برای بررسی تاثیر فاصله‌داری ناپیوستگی بر روی جریان آب، فاصله‌داری دسته‌درزه‌ی یک از مقدار ۰٫۸ متر به مقادیر ۰٫۵، ۱ و ۱٫۵ متر در مدل، تغییر داده شده است. همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود با افزایش فاصله‌داری ناپیوستگی‌ها مقدار نرخ جریان ورودی به تونل کاهش می‌یابد. با توجه به افزایش فاصله‌داری، ابعاد بلوک‌ها در واحد سطح بیش‌تر شده و چگالی درزه‌های اطراف تونل کم و تعداد درزه‌ی کمتری دیواره‌ی تونل را قطع می‌کند (شکل ۸ و شکل ۹)؛ در نتیجه نرخ جریان آب ورودی به تونل از ۳٫۲ لیتر بر دقیقه به ۱٫۲ لیتر بر دقیقه کاهش یافته است.

### ۶-۲- بررسی تاثیر بازشدگی ناپیوستگی بر روی جریان آب

بازشدگی درزه یکی از پارامترهای کلیدی تعیین خصوصیات جریان در توده‌سنگ است (شکل ۱۰). اندازه‌گیری توزیع بازشدگی درزه به دو صورت انجام می‌پذیرد [6]:

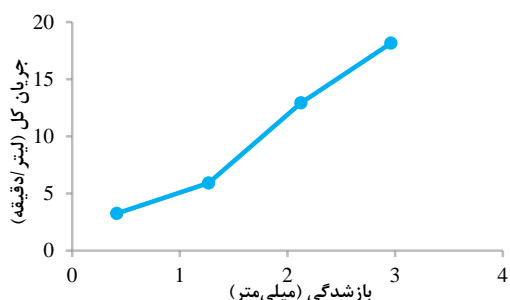
- روش مستقیم (بازشدگی مکانیکی)
- روش غیرمستقیم (بازشدگی هیدرولیکی)

درزه‌ها در طبیعت دارای سطحی زبر، دیواره‌هایی نامنظم و دارای چندین نقطه‌ی تماس در طول دیواره‌ی درزه هستند. برای بررسی تاثیر بازشدگی درزه بر روی جریان آب، تک‌درزه‌ها به صورت دیواره‌های صاف و بدون زبری شبیه‌سازی می‌شوند (شکل ۱۰). بررسی‌های متعددی برای



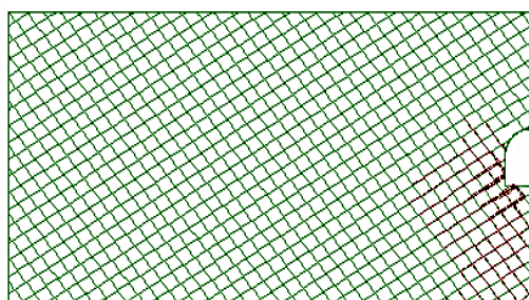
شکل ۱۰- جریان درون تک‌درزه [9]

جابجایی‌های برشی افزایش می‌یابد.

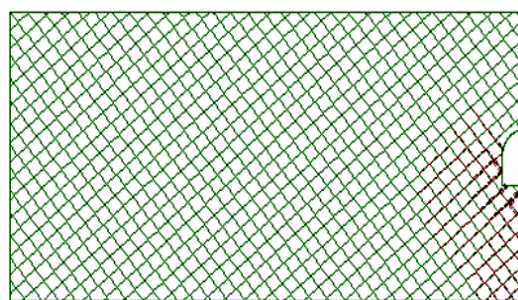


شکل ۱۱- تغییرات جریان کل نسبت به تغییرات بازشدگی

برای بررسی تاثیر بازشدگی ناپیوستگی بر روی جریان آب، بازشدگی دسته‌ی درزه‌ی دو از ۰٫۵ میلی‌متر به ۲٫۱ و ۳ میلی‌متر تغییر داده شده است. با افزایش بازشدگی صفحات درزه، نرخ جریان ورودی به تونل از ۳ لیتر بر دقیقه به ۱۸ لیتر بر دقیقه افزایش یافته است. این تغییرات در شکل ۱۱ و شکل ۱۲ قابل ملاحظه است. با توجه به این‌که توزیع بازشدگی درزه، با تنش‌های برشی یا نرمال تغییر می‌کند؛ در نتیجه قابلیت انتقال درزه وابسته به شدت این تنش‌ها است. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است قابلیت انتقال درزه در تنش‌های نرمال کاهش می‌یابد ولی در اثر



ب- بازشدگی ۳ میلی‌متر ( $Max\ Flow\ Rate=1.747E+00$ )



الف- بازشدگی ۱ میلی‌متر ( $Max\ Flow\ Rate=5.357E-03$ )

شکل ۱۲- کانتورهای جریان در اطراف تونل

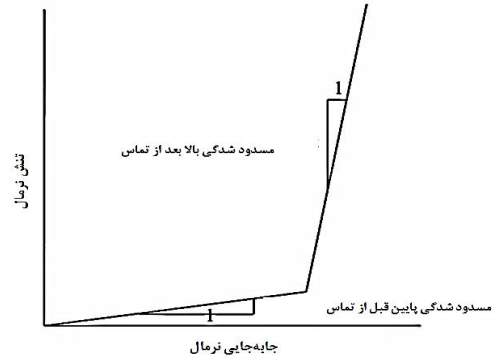
بدون هیچگونه تغییری در سختی، در تنش کنترل‌شده‌ی نرمال بوجود می‌آید؛ در نتیجه اتساع برشی در طول لغزش بین ۲ سطح زیر که با هندسه‌ی درزه کنترل می‌شود، اتفاق می‌افتد و بازشدگی درزه افزایش می‌یابد. هیستوگرام فراوانی توزیع بازشدگی درزه در اثر تغییر شکل برشی در شکل ۱۴

تغییر شکل درزه‌ها در اثر تنش‌های نرمال، رفتار مسدودکننده از خود نشان می‌دهد. قبل از اینکه سطح درزه‌ها با هم تماس پیدا کند، تغییر شکل مسدودکننده‌ی قابل توجهی اتفاق می‌افتد (شکل ۱۳)، [19].  
تغییر شکل برشی در اثر لغزش بلوک بالایی درزه

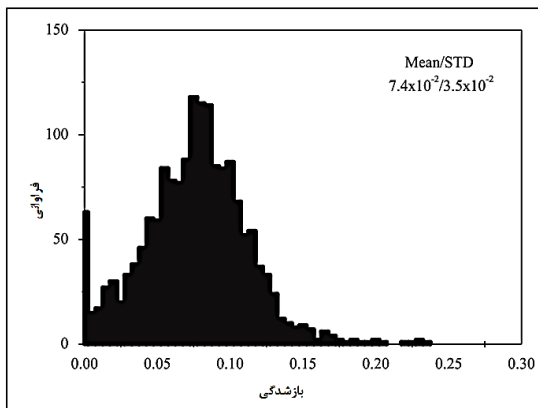
### ۳-۶- بررسی تاثیر جهت‌داری ناپیوستگی بر روی جریان آب

برای بررسی تاثیر جهت‌داری ناپیوستگی بر روی نرخ جریان ورودی به تونل زاویه‌ی دسته‌درزه‌ی یک ثابت در نظر گرفته شده و جهت‌داری دسته‌درزه‌ی دوم از ۳۰ درجه به ۴۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۲۰ تغییر داده شده است. همان طور که در شکل ۱۵ نشان داده شده است، زمانی‌که زاویه‌ی دسته‌درزه بین ۵۰ تا ۷۰ درجه قرار می‌گیرد، نرخ جریان آب ورودی به تونل حداکثر مقدار را خواهد داشت؛ زیرا در این حالت امتداد درزه‌ها، عمود بر دیواره‌ی تونل قرار می‌گیرد و حداکثر جریان به داخل تونل هدایت می‌شود. شکل ۱۶ مدل‌های ساخته شده در جهت‌داری ۴۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۲۰ درجه نشان می‌دهد.

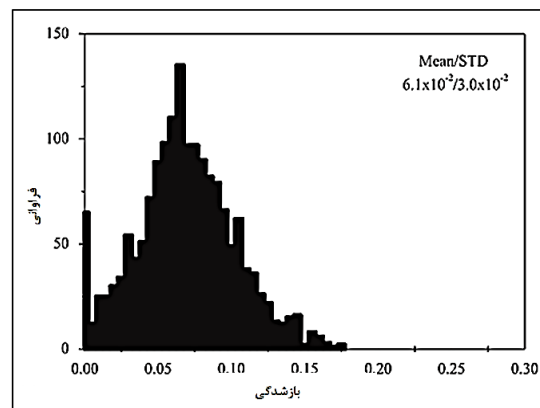
نشان داده شده است. با افزایش تغییر شکل برشی مقادیر میانگین و انحراف معیار توزیع بازشدگی‌ها افزایش پیدا کرده است.



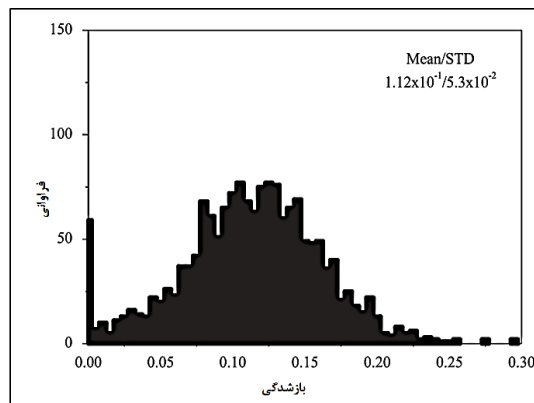
شکل ۱۳- منحنی بار-جابجایی برای شبیه‌سازی تاثیر تنش نرمال بر روی بازشدگی درزه [19]



ب- پس از تغییر شکل برشی (1 mm)



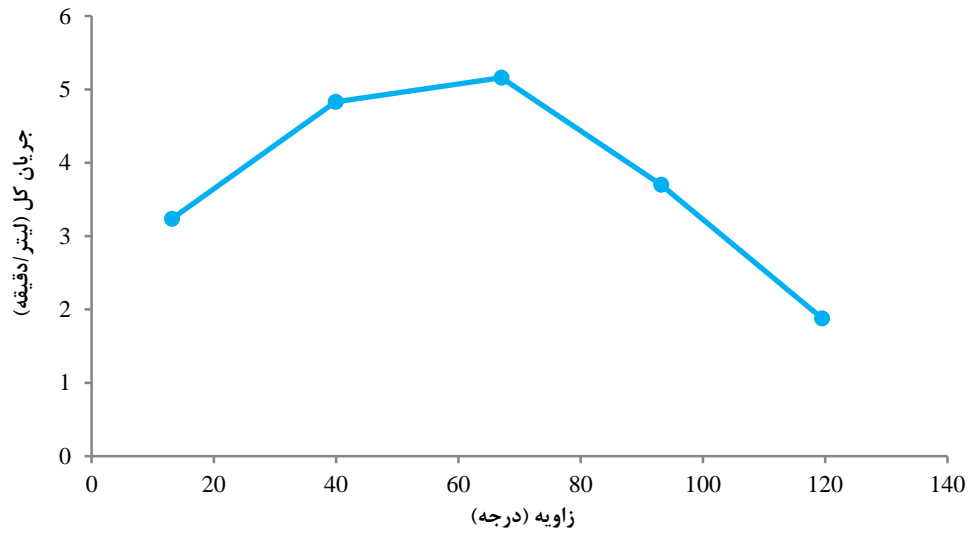
الف- بدون تغییر شکل برشی



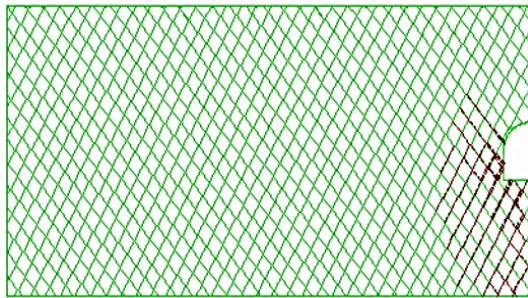
ب- پس از تغییر شکل برشی (2 mm)

شکل ۱۴- هیستوگرام فراوانی توزیع بازشدگی درزه در اثر تغییر شکل برشی [19]

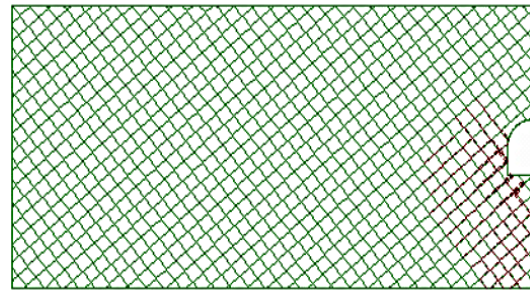
بررسی تاثیر خصوصیات درزه‌ها بر روی جریان پایدار آب ورودی به تونل - مطالعه‌ی موردی: تونل سوم کوه‌رنگ : ص ۱۵۵-۱۶۷



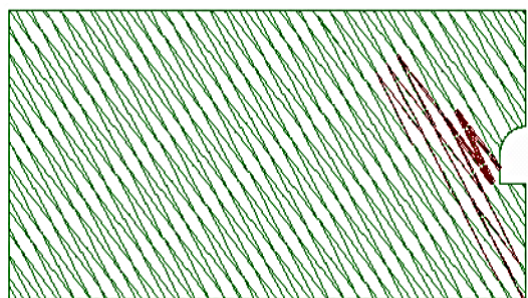
شکل ۱۵- تغییرات جریان کل با تغییرات جهت‌داری درزه



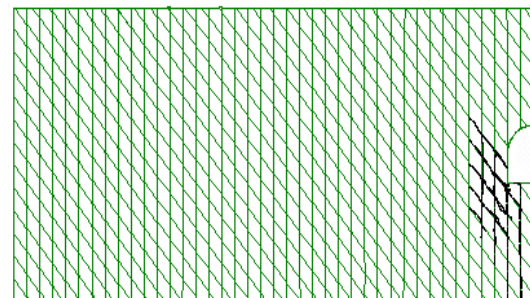
ب- جهت‌داری ۶۰ درجه ( $Max\ Flow\ Rate=5.563E-03$ )



الف- جهت‌داری ۴۰ درجه ( $Max\ Flow\ Rate=5.357E-05$ )



ت- جهت‌داری ۱۲۰ درجه ( $Max\ Flow\ Rate=6.687E-06$ )



پ- جهت‌داری ۹۰ درجه ( $Max\ Flow\ Rate=1.330E+00$ )

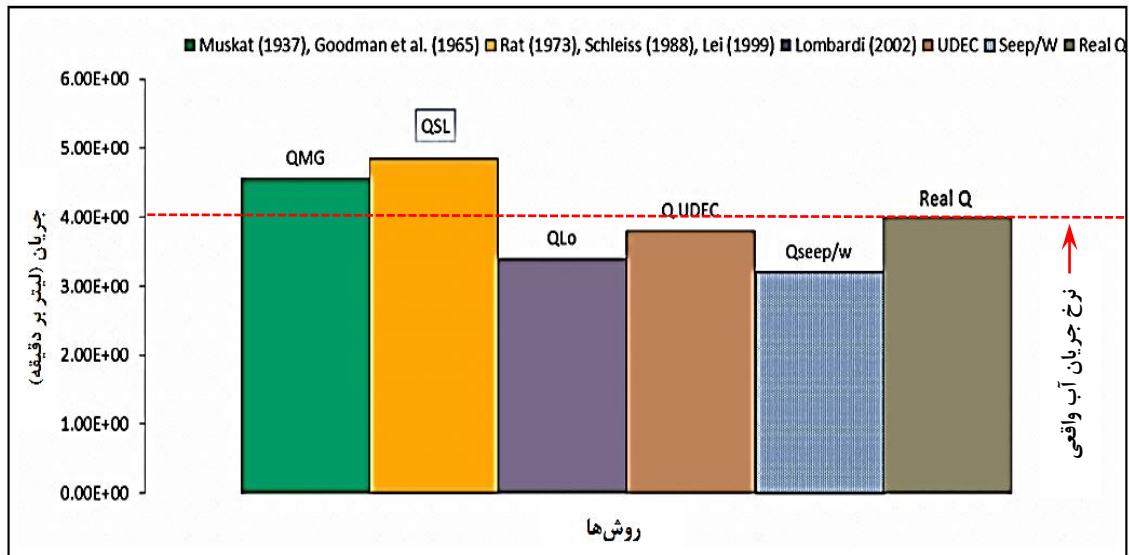
شکل ۱۶- مدل‌های با جهت‌داری‌های مختلف

محاسبه و با مقادیر نرخ جریان حاصل از مدلسازی عددی و مقادیر واقعی نرخ جریان (که در حین حفر تونل کوه‌رنگ ۳ وجود داشته) مقایسه شده است (شکل ۱۷). همان‌طور که

#### ۷- اعتبارسنجی نتایج مدلسازی عددی

برای اعتبارسنجی نتایج، مقادیر نرخ جریان ورودی به تونل با استفاده از روش‌های تحلیلی ارایه شده در جدول ۴

مشاهده می‌شود، نرخ جریان ورودی به تونل حاصل از مدلسازی عددی (۳/۸ لیتر بر دقیقه) به مقدار واقعی نرخ جریان (۴ لیتر بر دقیقه) نزدیک‌تر از مقادیر حاصل از روش‌های تحلیلی است.



شکل ۱۷- مقایسه‌ی نرخ جریان محاسبه شده (عددی و تحلیلی) با نرخ جریان واقعی

توجهی داشته است (۶ برابر). علاوه بر این با افزایش زاویه‌ی دسته‌درزه‌ی یک از ۳۰ درجه تا ۱۲۰ درجه نسبت به امتداد تونل، بیش‌ترین مقدار جریان ورودی به تونل در زاویه‌ی بین ۵۰ تا ۷۰ درجه اتفاق افتاده است؛ زیرا در این حالت امتداد درزه‌ها عمود بر دیواره‌ی تونل قرار می‌گیرد و حداکثر جریان به درون تونل هدایت می‌شود. با توجه به نتایج حاصل از این پژوهش از میان خصوصیات ناپیوستگی‌ها، پارامتر بازشدگی درزه، بیش‌ترین تاثیر را در نرخ جریان آب ورودی به تونل دارد؛ بنابراین اندازه‌گیری و در نظر گرفتن این پارامتر در مطالعات پایه و طراحی‌ها در تونلسازی توصیه می‌شود.

#### ۸- نتیجه‌گیری

با توجه به مشکلات ناشی از هجوم آب به درون تونل پیش‌بینی نرخ جریان واقعی به تونل در طراحی‌ها بسیار حائز اهمیت است. بدین منظور در این مقاله به بررسی تاثیر پارامترهای درزه (جهت‌داری، بازشدگی و فاصله‌داری) بر روی نرخ جریان پایدار آب پرداخته شد. نتایج حاصل از این پژوهش نشان داده است که با افزایش فاصله‌داری درزه‌ها نرخ جریان ورودی به تونل به دلیل افزایش ابعاد بلوک‌های تشکیل شده کاهش می‌یابد. با افزایش بازشدگی درزه از ۱ میلی‌متر به ۳ میلی‌متر، جریان ورودی به تونل افزایش قابل

#### ۹- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
$q_s$	lit/min	جریان پایدار آب در تونل	$q_h$	lit/min	جریان اولیه‌ی آب در جبهه‌کار
$r$	m	شعاع تونل	$K$	-	ضریب نفوذپذیری سنگ
$q$	lit/min	آب ورودی	$h$	m	فاصله از مرکز تونل تا سطح ایستایی

#### ۱۰- منابع‌ها

- [1] Song, W. K., Hamm, S. Y., & Cheong, J. Y. (2006). Estimation of Groundwater Discharged into a Tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3-4), 460. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.12.098>.

- [2] Raymer, J. H. (2001). Predicting Groundwater Inflow into Hard-Rock Tunnels: Estimating the High-End of The Permeability Distribution. *Rapid Excavation and Tunneling Conference* (pp. 1027-1038). ISSN: 10459065.
- [3] AFTES Working Group. (1989). Recommendations for The Treatment of Water Inflows and Outflows in Operated Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 4(3), 343-407. [http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798\(89\)90084-9](http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798(89)90084-9).
- [4] Cesano, D., Bagtzoglou, A. C., & Olofsson, B. (2003). Quantifying Fractured Rock Hydraulic Heterogeneity and Groundwater Inflow Prediction in Underground Excavations: The Heterogeneity Index. *Tunnelling and underground space technology*, 18(1), 19-34. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00098-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00098-6).
- [5] Park, K. H., Owatsiriwong, A., & Lee, J. G. (2008). Analytical Solution for Steady-State Groundwater Inflow into a Drained Circular Tunnel in a Semi-Infinite Aquifer: A Revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), 206-209. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2007.02.004>.
- [6] Indraratna, B., Ranjith, P. G., & Gale, W. (1999). Single Phase Water Flow Through Rock Fractures. *Geotechnical & Geological Engineering*, 17(3-4), 211-240. <http://dx.doi.org/10.1023/A:1008922417511>.
- [7] Gattinoni, P., Scesi, L., & Terrana, S. (2009). Water Flow in Fractured Rock Masses: Numerical Modeling for Tunnel Inflow Assessment. *EGU General Assembly Conference Abstracts* (pp. 468). Bibliographic Code: [2009EGUGA..11..468G](http://dx.doi.org/10.1023/A:1008922417511).
- [8] Zhang, L., & Franklin, J. (1993). Prediction of Water Flow into Rock Tunnels: An Analytical Solution Assuming An Hydraulic Conductivity Gradient. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30(1), 37-46. [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(93\)90174-C](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(93)90174-C).
- [9] Aalianvari, A., Katibeh, H., & Mahmudabadi, H. (2009). Estimation of Equivalent Permeability in Amirkabir Tunnel Alignment with Neural Network. *21st International Mining Congress and Exhibition of Turkey* (pp. 6-8). ISSN: 1409-8288.
- [10] Berkowitz, B. (2002). Characterizing Flow and Transport in Fractured Geological Media: A Review. *Advances in Water Resources*, 25(8-12), 861-884. [http://dx.doi.org/10.1016/S0309-1708\(02\)00042-8](http://dx.doi.org/10.1016/S0309-1708(02)00042-8).
- [11] Goodman, R. E., Moye, D. G., Van Schalkwyk, A., & Javandel, I. (1964). *Ground Water Inflows During Tunnel Driving*. College of Engineering, University of California.
- [12] Shin, Y. J., Kim, B. M., Shin, J. H., & Lee, I. M. (2010). The Ground Reaction Curve of Underwater Tunnels Considering Seepage Forces. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 315-324. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2010.01.005>.
- [۱۳] مهندسین مشاور زاین‌آب. (۱۳۸۴). تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری اولیه‌ی تونل سوم کوهرنگ.
- [14] Karlsrud, K., & Kvelde, V. (2002). Control of Water Leakage When Tunnelling under Urban Areas in The Oslo Region. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering: Planning and Engineering for the Cities of Tomorrow*. ISBN: 3000091696.
- [15] El Tani, M. (2003). Circular Tunnel in a Semi-Infinite Aquifer. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(1), 49-55. [http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00102-5](http://dx.doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00102-5).
- [16] Lei, S. (1999). An Analytical Solution for Steady Flow into a Tunnel. *Ground water*, 37(1), 23-26. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1745-6584.1999.tb00953.x>.
- [17] Hwang, J. H., & Lu, C. C. (2007). A Semi-Analytical Method for Analyzing The Tunnel Water Inflow. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(1), 39-46. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.003>.



- [18] Heuer, R. E. (1995). Estimating Rock Tunnel Water Inflow. *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference* (pp. 41-60). ISSN: 10459065.
- [19] Crandall, D., Bromhal, G., and Karpyn, Z. T. (2010). Numerical Simulations Examining The Relationship between Wall-Roughness and Fluid Flow in Rock Fractures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(5), 784-796. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.03.015>.



### شیوه‌نامه‌ی نهایی نگارش مقاله برای ارسال به نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی

سید محمد اسماعیل جلالی<sup>۱\*</sup>؛ احمد رمضان‌زاده<sup>۲</sup>؛ ملیحه داودآبادی<sup>۳</sup>  
 ۱- دانشیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود  
 ۲- استادیار؛ دانشکده‌ی مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک؛ دانشگاه شاهرود  
 ۳- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی‌ارشد مهندسی معدن؛ کارشناس فنی نشریه

#### چکیده

#### واژگان کلیدی

این شیوه‌نامه برای یکسان‌سازی و ساده‌سازی فرآیند نگارش و ویرایش دست‌نوشته‌های (*Manuscripts*) این نشریه توسط پژوهشگران تهیه شده است. در متن شیوه‌نامه، ویژگی‌های بخش‌های اصلی دست‌نوشته، چیدمان صفحه (*Page layout*)، شکل‌ها، جدول‌ها، پیوست‌ها، منبع‌ها و دیگر موارد ضروری برای تدوین دست‌نوشته بیان شده است. در چکیده باید چگونگی، ضرورت، روش، ابزارها و دستاوردهای پژوهش در یک بند (*Paragraph*) تک ستونی به صورت روشن بیان شود. در چکیده نباید نمودار، جدول، شکل، گزاره یا نمادهای ریاضی دیده شود. چکیده‌ی پارسی می‌تواند تا ۲۰۰ واژه و چکیده‌ی بلند انگلیسی تا ۴۰۰ واژه باشد. توجه شود که چکیده‌ی بلند انگلیسی باید در یک فایل جداگانه و با رعایت موارد ارایه شده در شیوه‌نامه‌ی انگلیسی نوشته شود.

شیوه‌نامه‌ی نگارش مقاله  
 نشریه‌ی علمی-پژوهشی  
 فضاهای زیرزمینی  
 دانشگاه شاهرود  
 انجمن تونل ایران

#### جدول ۱- حدود متن

مشخصات	اندازه (سانتی‌متر)
عرض ستون‌ها	۷
فاصله‌ی بین ستون‌ها	۱
فاصله از بالا	۴
فاصله از پایین	۴
فاصله از راست	۳
فاصله از چپ	۳

ب- تعداد صفحه‌های مقاله باید زوج باشد.

پ- پیکره‌ی اصلی دست‌نوشته به صورت دو ستونی با عرض ۷ سانتی‌متر و فاصله‌داری برابر با ۱ سانتی‌متر تهیه شود (جدول ۱).

ت- فاصله‌ی سطرها در تمام بخش‌ها، به صورت تک‌فاصله‌ای (*Single*) باشد.

#### ۱- پیشگفتار

در این دست‌نوشته، شیوه‌نامه‌ی نهایی تهیه‌ی مقاله‌های نشریه‌ی علمی-پژوهشی «مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی» تشریح شده است. این شیوه‌نامه بر اساس ویژگی‌های موجود در نرم‌افزار *Microsoft-Word* تهیه شده و به پژوهشگران پیشنهاد می‌شود از نسخه‌ی ۲۰۱۳ این نرم‌افزار بهره‌گیرند. شیوه‌های (*Styles*) مورد نیاز برای تمامی بخش‌های دست‌نوشته، به صورت پیش‌فرض تعریف شده و پژوهشگران می‌توانند با استفاده از آن، دست‌نوشته‌ی خود را ویرایش نمایند. چیدمان صفحه و نکته‌های مهمی که باید در نگارش دست‌نوشته‌ها رعایت شود عبارت است از:  
 الف- اندازه‌ی هر صفحه برابر با A4 و حاشیه‌های بالا، پایین، راست و چپ آن‌ها به ترتیب برابر با ۴، ۴، ۳ و ۳ سانتی‌متر انتخاب شود (جدول ۱).

در جدول ۲ آورده شده است.

## ۲- بخش‌های اصلی دست‌نوشته

هر دست‌نوشته به ترتیب باید دارای عنوان، نام و مشخصه‌های پژوهشگران، واژگان کلیدی، چکیده‌ی پارسی، پیشگفتار، پیکره‌ی اصلی پژوهش، نتیجه‌گیری و در نهایت منبع‌ها باشد. سایر بخش‌ها شامل سپاس‌گزاری، نمادگذاری و پیوست‌ها همگی در انتهای دست‌نوشته پس از نتیجه‌گیری و پیش از منبع‌ها قرار می‌گیرد. چکیده‌ی بلند انگلیسی نیز باید در یک فایل جداگانه تهیه و ارسال شود.

## ۲-۱- ویژگی‌های عنوان دست‌نوشته

عنوان دست‌نوشته تا حد امکان کوتاه و دربردارنده‌ی مفهوم اصلی پژوهش و روش انجام آن باشد. عنوان دست‌نوشته باید با قلم بی‌نازنین پرننگ ۱۵ نوشته شود (جدول ۲). پیش از عنوان دست‌نوشته و پس از آن باید یک سطر سپید مطابق با قلم عنوان دست‌نوشته قرار گیرد.

## ۲-۲- ویژگی‌های نام و مشخصه‌های پژوهشگران

نام نویسندگان با قلم بی‌نازنین پرننگ ۱۰ پس از عنوان دست‌نوشته نگاشته شود. رتبه‌ی علمی یا تحصیلات و نام سازمان متبوع پژوهشگران در زیر نام آن‌ها با قلم بی‌نازنین ۱۰ نوشته شود. چنانچه برخی از پژوهشگران دارای مشخصه‌های یکسانی باشند، لازم است مشخصه‌های ایشان تنها در یک سطر که دارای یک شماره‌ی مشترک با اسامی آن‌ها است، درج شود. پس از مشخصه‌های آخرین پژوهشگر باید یک سطر سپید قرار داده شود.

پژوهشگر عهده‌دار مکاتبات با قرار دادن نشان ستاره در بالای نام آن مشخص شود. نشانی کامل پستی، شماره‌ی تلفن ثابت و همراه، دورنگار و نشانی رایانامه این پژوهشگر باید در زیرنویس صفحه‌ی اول نوشته شود.

## ۲-۳- ویژگی‌های چکیده‌ی پارسی و انگلیسی

چکیده‌ی دست‌نوشته باید به دو زبان پارسی و انگلیسی نگاشته شود. چکیده‌ی پارسی در ابتدای دست‌نوشته و چکیده‌ی بلند انگلیسی باید در یک فایل جداگانه تهیه شود. توجه شود که در چکیده‌های پارسی و انگلیسی از آوردن شکل، جدول و نمودار پرهیز شود. پیکره‌ی چکیده‌ی پارسی در یک بند با قلم بی‌نازنین ۱۰ و پیکره‌ی چکیده‌ی انگلیسی با قلم *Times New Roman* و با اندازه‌ی ۱۰ نوشته شود.

ث- پیش از عنوان‌های سطح اول باید یک سطر سپید با مشخصات اولین بند (در بخش *Styles*) قرار گیرد. برای سایر زیرعنوان‌ها نیازی به درج سطر سپید یا فاصله نیست.

ج- از بکارگیری عکس‌های اسکن شده در دست‌نوشته پرهیز و شکل‌ها به صورت جداگانه و با کیفیت بالا به سامانه‌ی نشریه ارسال شود.

چ- تمامی نمودارها باید به صورت *Chart* و دارای پیوند با نرم‌افزار *Excel* در دست‌نوشته گنجانده شوند.

ح- دقت شود که مرجع‌گذاری (*Cross-Reference*) برای تمامی شکل‌ها، جدول‌ها، گزاره‌های ریاضی و منبع‌ها انجام شود و متن مرجع پارسی با قلم بی‌نازنین پرننگ ۱۰ و مرجع انگلیسی با قلم پرننگ *Times New Roman* و با اندازه‌ی ۹ نوشته شود (جدول ۲).

خ- برای نوشتار انگلیسی در پیکره‌ی دست‌نوشته از قلم *Times New Roman* کج، با اندازه‌ی ۱۰ استفاده شود.

جدول ۲- اندازه و نوع قلم‌ها

نام بخش	نام قلم	اندازه
عنوان دست‌نوشته	بی‌نازنین پرننگ	۱۵
نام پژوهشگران	بی‌نازنین پرننگ	۱۰
مشخصه‌های پژوهشگران	بی‌نازنین	۱۰
عنوان چکیده	بی‌نازنین پرننگ	۱۰
متن چکیده	بی‌نازنین	۱۰
عنوان واژگان کلیدی	بی‌نازنین پرننگ	۱۰
واژگان کلیدی	بی‌نازنین پرننگ	۹
زیرنویس صفحه‌ی اول	بی‌نازنین	۹
پیکره‌ی دست‌نوشته	بی‌نازنین	۱۱
عنوان سطح اول	بی‌نازنین پرننگ	۱۳
عنوان سطح دوم	بی‌نازنین پرننگ	۱۲
عنوان سطح سوم	بی‌نازنین پرننگ	۱۱
عنوان جدول‌ها و شکل‌ها	بی‌نازنین پرننگ	۱۰
متن جدول‌ها و شکل‌ها	بی‌نازنین	۱۰
منبع‌های پارسی	بی‌نازنین	۱۰
منبع‌های انگلیسی	<i>Times New Roman</i>	۹

د- برای نوشتن اعشار در بین عددهای پارسی علامت اعشار زیرنویس شده (*Subscript*) بکار برده شود.

ذ- اندازه و نوع قلم‌های مورد استفاده در دست‌نوشته



شکل ۱- نشان نشریه‌ی مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی

## ۲-۴- ویژگی‌های واژگان کلیدی

واژگان کلیدی حداکثر تا هفت واژه در محل مشخص شده نوشته شود. واژگان کلیدی باید به گونه‌ای انتخاب شود که موضوع و فرآیند انجام پژوهش در ذهن خواننده تداعی شود. این واژگان می‌تواند به صورت یک عبارت تک‌واژه‌ای تا حداکثر سه‌واژه‌ای انتخاب شود.

## ۲-۵- ویژگی‌های پیشگفتار

در پیشگفتار ضرورت، اهداف و فرآیند کلی پژوهش انجام شده و نیز پیشینه‌ی موضوع به صورت کوتاه بیان شود. بطوری که خواننده پس از خواندن پیشگفتار آمادگی لازم برای ورود به موضوع اصلی پژوهش را بدست آورد.

## ۲-۶- ویژگی‌های پیکره‌ی اصلی پژوهش

پیکره‌ی دست‌نوشته باید شامل تعریف مفهوم‌ها، روش انجام پژوهش، بیان چالش‌ها و رهیافت‌های پیشنهادی باشد.

## ۲-۷- ویژگی‌های شکل‌ها و جدول‌ها

در طراحی جدول‌ها به درج خط در کنارها یا بین سطرهای مشابه نیاز نیست. متن جدول با قلم بی‌نازنین ۱۰ نوشته شود. قلم سطر و ستون اول بی‌نازنین ۹ پررنگ باشد. بهتر است شکل‌ها با استفاده از ابزار *Picture Tools* بازبینی و ویرایش شوند. این ابزار با کلیک بر روی عکس فعال می‌شود. دقت شود که جانمایی شکل‌ها در پیکره‌ی دست‌نوشته بصورت *In line with text* است. تمامی نمودارها باید به صورت *Chart* در دست‌نوشته گنجانده شوند.

بین ابتدا و انتهای هر شکل یا جدول، یک سطر سپید با مشخصه‌ی اولین بند (در بخش *Styles*) قرار گیرد. اگر جدول یا شکل در ابتدای صفحه باشد، نیازی به درج سطر سپید در بالا و اگر در انتهای صفحه باشد، نیازی به درج سطر سپید در پایین صفحه نیست.

شماره‌گذاری شکل‌ها و جدول‌ها با ابزار *Caption* انجام شود. در موارد ویژه اگر شکل یا جدول در یک ستون نگنجد، می‌توان آن را در دو ستون قرار داد. برای این کار با استفاده از ابزار *Break Continuous*، چیدمان صفحه از وضعیت دوستونی به تک‌ستونی تبدیل شود.

لازم است توضیحات شکل در زیر آن و جدول در بالای آن نوشته و هر شکل یا جدول به شماره‌ی منبع مربوط به آن ارجاع داده شود. در شکل ۱ و جدول ۱ نمونه‌ای از چگونگی تنظیم‌های شکل و جدول، قابل مشاهده است.

## ۲-۸- ویژگی‌های گزاره‌های ریاضی

گزاره‌های ریاضی باید در یک جدول دو ستونه و با استفاده از ابزار گزاره‌نویسی (*Equation*) نوشته شود. توضیحات تمام نمادهای جدید مانند گزاره‌ی (۱)، باید در بخش نمادها در انتهای دست‌نوشته، پس از نتیجه‌گیری و پیش از منبع‌ها آورده شود. ذکر واحد هر نماد در سامانه‌ی بین‌المللی (*SI*) ضروری است.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1)$$

## ۲-۹- ویژگی‌های نتیجه‌ها

در بخش نتیجه‌گیری، مهم‌ترین دستاوردهای پژوهش انجام شده به صورت کوتاه مرور می‌شود. بیان کاربری نتیجه‌های بدست آمده در توسعه‌ی دانش و فن‌آوری و رفع چالش‌های موجود و آرایه‌ی پیشنهاد برای پژوهش‌های بعدی نیز می‌تواند در این بخش افزوده شود.

## ۲-۱۰- ویژگی‌های منبع‌های پژوهش

برای نگارش منبع‌های پژوهش باید ابزار *References* بکار برده شود. الگوی مورد استفاده در نشریه‌ی «مهندسی تونل و فضاهای زیرزمینی» الگوی *APA* (به سبب سادگی آن) است. در بخش *Manage Sources* باید نوع منبع شامل کتاب، نشریه، همایش، گزارش یا یکی از سایر گزینه‌ها انتخاب و تمام بخش‌های پیشنهاد شده و ستاره‌دار برای آن تکمیل شود. نگارش شماره‌ی استاندارد برای کتاب‌ها و مقالات (*ISBN, ISSN & DOI*) الزامی است. سپس از بخش *Bibliography* سیاهه‌ی منبع‌های بکار برده شده در پیکره‌ی دست‌نوشته به ترتیب دیده شدن در یک بند تک‌ستونی جانمایی شود. هر منبع باید به اولین بخشی که در آن آمده است ارجاع داده شود. برای مثال شیوه‌ی درست نوشتن یک مقاله‌ی کنفرانسی، یک مقاله‌ی علمی-پژوهشی و یک کتاب با استفاده از الگوی *APA* به ترتیب در بخش منبع‌ها آورده شده است [1]، [2] و [3].

### ۳- قواعد نوشتاری

دست‌نوشته باید با جملات گویا، ساده و کوتاه نوشته شود. جداسازی بخش‌های گوناگون پیکره‌ی دست‌نوشته با استفاده از بند، کمک زیادی به روانی نوشتار می‌کند. یک بند می‌تواند ۱۰ تا ۱۵ سطر باشد. متن اولین بند دست‌نوشته نباید تورفتگی داشته باشد. سایر بندهای دست‌نوشته باید به اندازه‌ی ۰/۷ سانتی‌متر تورفتگی داشته باشد.

تا حد امکان تلاش شود برای واژگان بیگانه معادل پارسی آن بکار برده شود. برای واژگان تخصصی لازم است در اولین کاربرد واژه‌ی پارسی، منشا آن و برای واژگان مختصر شده (Abbreviation)، عبارت کامل آن درون هلالین (Parentheses) در مقابل آن واژه آورده شود. چنانچه معادل پارسی یا واژگان مختصر شده در چکیده آورده شده باشد، تعریف آن باید در همان چکیده نگاشته شود. نام‌های دارای ثبت تجاری (TM) می‌تواند به زبان اصلی نوشته شود. به جز صفحه‌ی اول دست‌نوشته در سایر بخش‌ها نباید از زیرنویس استفاده شود. نویسنده باید تلاش نماید تا حد امکان از بکارگیری واژگان عربی، تنوین و روش‌های جمع عربی مانند جمع مکسر، «ات» و «ین» در نگارش دست‌نوشته پرهیز نماید.

برای درج فاصله‌ی مجازی از ابزار "ctrl+shift+2" استفاده شود. بکارگیری فاصله‌ی مجازی برای افعال مضارع، واژگان مرکب و قبل از «ها»، «تر» و «بی» الزامی است. در انتهای واژگانی که به «ه» و «کسره» ختم می‌شوند، باید به جای درج نشان کسره از «ی» استفاده شود. دقت شود که نقطه، دونقطه، ویرگول و نقطه‌ویرگول باید به واژه‌ی قبل از خود بچسبند و از واژه‌ی بعدی یک حرف فاصله بگیرد. هلالین و قلاب (Bracket) باید به واژگان درون خود بچسبند و از واژگان پیش و پس از خود فاصله داشته باشد.

### ۸- منابع

- [1] Jalali, S. E., & Eftekari, M. (2008). An Experimental Criterion to Determine Pillar Strength in Salt Mines. *Modern Management of Mine Prouducting, Geology & Environmental Protection* (pp. 27-34). Albena: International Scientific GeoConference. ISBN: 9549181812.
- [2] Jalali, S. E., & Forouhandeh, S. F. (2011, June). Reliability Estimation of Auxiliary Ventilation Systems in Long Tunnels during Construction. *Safety Science*, 49(5), 664-669. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ssci.2010.12.015>.
- [3] Singh, B., & Goel, R. K. (2006). *Tunnelling in Weak Rocks*. (J. A. Hudson, Ed.) Amsterdam: Elsevier B.V. ISBN-13:978-0-08-044987-6.

### ۴- نتیجه‌گیری

در این نوشتار، شیوه‌ی نگارش و ویژگی‌های بخش گوناگون یک دست‌نوشته‌ی علمی- پژوهشی در نشریه‌ی «مهندسی تونل و فضاها‌ی زیرزمینی» بیان شده است. با توجه به ابزارهای موجود در نرم‌افزار *Microsoft-Word 2013* تمامی تنظیم‌های مورد نیاز برای نگارش یک دست‌نوشته‌ی جدید به آسانی قابل پیاده‌سازی است. نویسنده می‌تواند با وارد کردن متن دست‌نوشته در این فایل و استفاده از ابزار *Styles* نوشتار خود را ویرایش نماید.

### ۵- سپاس‌گزاری

اگر در انجام پژوهش از کمک‌های معنوی، علمی، ویراستاری و مالی شخص، یک سازمان، پژوهشگاه یا نهاد استفاده شده است، در این بخش باید به آن اشاره شود.

### ۶- سیاهه‌ی نمادها

نماد	واحد	شرح
$\sigma$	Pa	تنش
$F$	N	نیرو
$A$	m <sup>2</sup>	سطح اعمال نیرو

### ۷- پیوست‌ها

موضوع‌های مرتبط با دست‌نوشته که در یکی از گروه‌های زیر قرار می‌گیرد، در بخش پیوست آورده شود:

الف- فرآیندها یا اثبات گزاره‌ها  
 ب- الگوریتم برنامه‌ها  
 پ- داده‌های نمونه‌ی مورد مطالعه  
 ت- نتیجه‌ی پژوهش دیگران

## Instructions to Authors: Writing an English Extended Abstract for Submission to the Journal of Tunneling and Underground Space Engineering (TUSE)

**S. E. Jalali<sup>1</sup>; A. Ramezanzadeh<sup>2</sup>; M. Davoodabadi<sup>3</sup>**

1- Associate Professor; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

2- Assistant Professor; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

3- M.Sc. in Mining Engineering; Technical Editor of TUSE

---

### Keywords

**Final extended abstract  
Journal  
Underground space  
University of Shahrood (US)  
Iranian Tunneling Association (IRTA)**

---

### Final English Extended Abstract

Each submitted manuscript to the Journal should accompany an English extended abstract, which also needs to be uploaded on the website. In the following, the preparation process for an English extended abstract is explained. Each English extended abstract should be maximum 400 words in length (maximum one page) and should contain **four** sections of **Summary**,

**Introduction, Methodology and Approaches**, and **Results and Conclusions**. The abstract should contain no figures, tables, or equations as well as no citations to references. Please use the font Times New Roman for writing the English abstract. Furthermore, type the title by 14-pt Bold, for the authors by 9-pt Bold, the affiliations by 9-pt, the body of the abstract by 10-pt, and the keywords by 9-pt Bold. The body of the abstract should be aligned as justified and typed with single line spacing.

### Summary

In this section, a concise and comprehensive summary of the process of research should be presented. It should concisely describe the content, subject, objectives, scientific logic or method(s), and the most important findings and conclusions of the research.

### Introduction

The introduction of the English extended abstract should comprehensively present the basics of the research in short length and clear statements, so that the reader can obtain a general scope and sufficient information from the research. The necessities, general objectives and future perspectives, in addition to the challenges and extents, of the research should briefly be presented in this section.

### Methodology and Approaches

The details, approaches, tools, software, computational or statistical methods and algorithms of the research should clearly and briefly be explained in this section.

### Results and Conclusions

The observations, obtained experiences, findings, results, conclusions, and practical recommendations to continue the research should be presented in this section. If necessary, the stated points in this section can be classified and numbered.

---

## Numerical Analysis of Longitudinal and Transverse Surface Settlement Induced by EPB Tunneling- A Case Study: Shiraz Subway Tunnels

R. Rahmnejad<sup>1</sup>; M. Esfandiary<sup>2</sup>; E. Namazi<sup>3</sup>; H. Jamshidi<sup>4</sup>

1- Professor; Faculty of Engineering; Department of Mining; Shahid Bahonar University of Kerman

2- M.Sc. in Rock mechanics; Faculty of Engineering; Department of Mining; Shahid Bahonar University of Kerman

3- Ph.D. in Geotechnical Engineering; Expert; Golder Associates (Singapore)

4- Expert; EPB Control Center; Bamrah Construction Company (Shiraz)

Received: 14 Oct 2012; Accepted: 25 Aug 2013

### Keywords

Surface settlement  
Mechanized tunneling  
Finite element  
Peck's method  
Empirical settlement assessment

### Extended Abstract

A major concern about construction of tunnels is accurate prediction of ground displacement, which distorts and, in severe cases, damages surface structures. Empirical Peck's method is commonly used in many tunneling projects to predict surface settlements. Reasonable prediction by this method requires an appropriate estimation of settlement trough width ( $i$ ). This

parameter can be obtained from previous case histories with similar ground conditions and excavations.

### Introduction

A part of Shiraz subway system is constructed by twin tunnels using EPB machine. Due to the lack of relevant case histories, numerical simulations are used to predict  $i$  for the Shiraz tunnels. The longitudinal and transverse surface settlements obtained by numerical analyses are compared with those obtained from the empirical settlement method. Consequently, the maximum settlement and  $i$  are predicted for a part of Shiraz subway tunnels. The development of settlement profiles obtained by numerical modeling is also investigated in order to achieve the steady state condition behind the tunnel face.

### Methodology and Approaches

The numerical simulations are performed using PLAXIS 3D Tunnel. The tunnel construction process has been varied out by systematic approach, in 35 phases. The empirical settlement method suggested by Peck has been used to predict the transverse settlement trough. The longitudinal and transverse settlements predicted by numerical modeling are also obtained during tunnel excavation. The development of settlements is studied to establish the steady state condition. The initial estimation of  $i$  is obtained by the current empirical equations. To achieve the appropriate trough width, the initial  $i$  is modified by comparison of settlement troughs obtained from empirical and numerical approaches.

### Results and Conclusions

The numerical results have shown that the surface settlement directly above the tunnel face is around 45% of the maximum surface settlement. Small surface settlement has been induced after installation of the tunnel lining. The development of surface settlement profiles has indicated that the steady state condition is reached at three times of tunnel diameter beyond the tunnel face. Comparison of the transverse surface settlement troughs indicated that trough width parameter is 1.8 times of the tunnel diameter. The current value can be used for prediction of surface settlement trough induced by tunneling in the similar ground and excavation conditions as Shiraz subway tunnels.



## Determination of the Racking Reduction Factor for an Incomplete Ellipse Shaped Tunnel Considering the Soil-Structure Interaction

M. R. Momenzadeh<sup>1</sup>; M. R. Mansoori<sup>2</sup>; A. Aziminejad<sup>3</sup>

1- M.Sc. in Earthquake Engineering; Department of Engineering; Islamic Azad University; Science and Research Branch

2 & 3- Assistant Professor; Department of Engineering; Islamic Azad University; Science and Research Branch

Received: 14 May 2013; Accepted: 12 Mar 2014

### Keywords

Racking reduction factor  
Nonlinear static  
Target racking displacement  
Soil-Structure interaction  
Nonlinear time history  
Overburden depth

### Extended Abstract

In this paper, a new method is presented to find tunnel target racking displacement during earthquake considering nonlinear behavior of lining and soil and also soil- structure interaction. In the next step, tunnel racking reduction factor has been evaluated for an incomplete ellipse tunnel located in two soil types, A and B, with overburden depths of 5 and 20 m by performing nonlinear static analysis. Finally, to verify the values of racking

reduction factors, tunnel responses obtained from linear static analyses are compared with the responses obtained from nonlinear dynamic analyses.

### Introduction

Design and analysis of the underground structures such as tunnels are performed on the basis of structure and ground deformations because the seismic response of such structures is very sensitive to the imposed ground deformations. In recent years, Several researches have indicated the importance of the harmful effects of earthquakes on tunnels and underground structures.

### Methodology and Approaches

In this paper, by combining Wang (1993) and Hashash (2000) methods in determination of tunnel target racking displacement and using the trial and error method to correct tunnel structure stiffness, possibility of redistribution of the forces and deformations has become possible. It is also tried in this paper to present a comprehensive method to determine the tunnel target racking displacement. In the next step, using the force-racking displacement curve and applying the existing equations of reduction factors of the structures and their generalization for tunnels and underground structures and considering the soil-structure interaction, tunnel racking reduction factor has been estimated. Then, using ABAQUS software, a comparison has been performed between dynamic and static forces in the tunnel lining.

### Results and Conclusions

Comparison of lining force (bending moment and axial force) obtained from linear static analyses modified by tunnel racking reduction factors and nonlinear time history analyses shows that the accuracy of achieved tunnel racking reduction factors is acceptable. The studies also show that implementing linear static analyses without tunnel racking reduction factor leads to very conservative results of lining force in the tunnel. Nonlinear time history dynamic analyses are time-consuming and complicated in modeling and analysis procedure. Thus, using the proposed racking reduction factors, linear static analyses with a suitable accuracy could be an alternative for nonlinear dynamic analyses.

## Determination of Optimal Concrete Arc Spacing and Assessment of the Related Subsidence in Metro Stations- A Case Study: Haft-e-Tir Station of Line 6 of Tehran Metro

H. Reihanian Zavareh<sup>1</sup>; M. Farouq Hosseini<sup>2</sup>; A. R. Talebi Nejad<sup>3</sup>

1- M.Sc. in Rock Mechanics; School of Mining Engineering; College of Engineering; University of Tehran

2- Associate Professor; School of Mining Engineering; College of Engineering; University of Tehran

3- PhD Candidate in Mining Engineering; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

Received: 09 Oct 2012; Accepted: 25 Aug 2013

### Keywords

Metro stations  
Concrete arc pre-supporting (CAPS)  
Concrete arc spacing  
Subsidence assessment  
Stability analysis  
Line 6 of Tehran Metro

### Extended Abstract

Development of subway systems is considered as an essential need in urban areas. Each line of a subway contains tunnels, stations and mid tunnel ventilation shafts. Concrete Arc Pre-Supporting (CAPS) system and Sequential Excavation, are known as standard methods for the construction of underground stations. When the process is underway, it is necessary to protect surface and underground structures from Subsidence

hazards. In this paper, stability analysis and settlement evaluation of Haft-e-Tir Station of Tehran metro line No. 6 have been considered. Geotechnical investigations have shown that the main subsurface layer has been formed of a very dense soil.

### Introduction

CAPS is an executive construction method. In addition to tunnel stability, reduction of surface displacement can be made by CAPS. Numerical simulation has been deemed as a special procedure for evaluation and analysis of settlements. The optimal spacing for concrete arch is an important parameter for the success of the method that is usually determined by 3D modeling. However, 2D modeling methods can be faster to reach an optimal result.

### Methodology and Approaches

The optimal spacing for concrete arch of Haft-e-Tir Station has been determined using Sakurai's critical strain approach and allowable by-law stresses. The surface subsidence has been estimated by two methods namely analytical-empirical and numerical modeling methods. The numerical finite difference method (used in FLAC<sup>2D</sup> software) has been applied in this research. Analytical Bobet relations have also been used for calculating maximum subsidence. Maximum slope of subsidence curve has been calculated by Peck empirical relations. Kramer criterion has also been used to control the maximum slope of the subsidence curve in both methods.

### Results and Conclusions

It is demonstrated that the optimal spacing of concrete arch for Rectifier tunnel, South tunnel, and sections I and II of North tunnel in the Haft-e-Tir Station are 3, 2.5, 3, and 3.5 meters, respectively.

## Study of the Effects of Building Weight and Geometry on the Surface Settlement due to Sequential Excavation Using Numerical Finite Element Approach

F. Kolivand<sup>1</sup>; M. Sharifzadeh<sup>2</sup>

1- M.Sc. in Rock Mechanics; Mining Faculty; Department of Engineering; Lorestan University

2- Associate Professor; Department of Mining and Metallurgical Engineering; Amirkabir University of Technology

Received: 10 Jul 2012; Accepted: 25 Aug 2013

---

### Keywords

Sequential excavation  
Sadr-Nyayesh tunnels  
Finite element  
Building-tunnel interaction  
Surface settlement  
Building weight  
Building geometry

---

---

### Extended Abstract

Considering traffic congestion in mega cities, the need to construct urban tunnels is inevitable. The reciprocal effect of tunneling-induced ground settlement and surface buildings is an important factor during shallow tunneling design procedures in urban areas. Hence, the effective factors in this reciprocal relationship need to be appraised prior to the construction phase. In this paper, the major characteristics of buildings have been numerically simulated using 3D finite element approach. It

has been demonstrated that weight and length of buildings have shown parallel correlation with surface settlements. However, building width have had reverse trend with surface settlements.

### Introduction

The main purpose of this research is the study of influence of building weight and geometry on the surface settlement due to sequential excavation method, and interaction between the building and tunnel. It has been investigated by simulating systematic construction process of the tunnel using finite element numerical method.

### Methodology and Approaches

In this paper, the major characteristics of buildings have been numerically simulated using 3D finite element method. In addition, the results of study on the field data of the Nyayesh tunnel are presented.

### Results and Conclusions

The results have proved that the existence of surface buildings has reciprocal effects on ground settlement troughs. The increase of the building weight will result in increase of surface settlements. On the contrary, by ignoring building weight, presence of surface building foundations will cause a less settlement compared to the green field condition which is due to increase of the rigidity of building foundation and thereby ground improvement. The increase of building width reduces the surface settlements, and the increase of the building length leads to more surface settlement, although the building width is a more effective parameter, which controls the overall tunneling-building interaction behavior than the building length. Thus, building weight and geometry effectively influence the surface settlements troughs in urban tunneling.

---

## Selection of the Most Appropriate Soil Conditioning Set in Mechanized Boring of Tehran Subway Line 7 Tunnel

H. Bakhshandeh Amnieh<sup>1</sup>; M. S. Zamzam<sup>2</sup>; S. E. Moosavi<sup>3</sup>; S. Tarigh Azali<sup>4</sup>

1- Associate Professor; Department of Mining Engineering; Faculty of Engineering; University of Kashan

2- Ph.D. Candidate in Mining Engineering; Faculty of Engineering; University of Kashan

3- Technical Expert of Tehran Subway Line 7 Tunnel, East-West Section; Sepasad Group

4- Ph.D. Candidate in Engineering Geology; Faculty of Sciences; Ferdowsi University of Mashhad

Received: 16 Jan 2013; Accepted: 12 Mar 2014

### Keywords

Earth Pressure Balance (EPB) shield  
Soil conditioning  
Foam Injection Ratio (FIR)  
Foam Expansion Ratio (FER)  
Foaming agent concentration ( $C_f$ )  
Polymer Injection Ratio (PIR)

### Extended Abstract

In recent years, tunneling with the Earth Pressure Balance (EPB) shield has been used in urban areas in different soils types. The most common technology in the mechanized tunneling is using the EPB machine. Soil conditioning operation can be carried out through the screw conveyor. Knowing different soil conditioning agents and their affects in different soils types is quite important in selection of the most

appropriate foam-polymer to be used.

### Introduction

Selection of the most appropriate soil conditioning set needs different precise studies so that the properties of the conditioned soil can be determined and the measurable data can be specified. Selection an appropriate strategy (for soil conditioning during boring) highlights the importance of the ground risks involved so that conclusive decisions can be made regarding the type of the physical behavior of the foam and other additives.

### Methodology and Approaches

The soil layers in this project have been divided into 6 units (ET-1 to ET-6). In this study, it has been revealed that every unit needs specific additives depending on its geological and geotechnical specifications, and also, the soil conditioning parameters for every unit would be different. The optimum amounts of conditioning agents and types of additives to be used in the tunnel route (considering the geological risks that need conditioning, and the presence and expansion of different soil units) have been studied in 3 separate stages based on the guiding tables, standards, and laboratory and field tests.

### Results and Conclusions

The materials, used for soil conditioning, have been made of 3 different foam types A, B and C in which foam types A & B are used for ordinary soils with medium stability and foam type C is used for adhesion and impermeable soils with high stability. These foam types have been used for soil conditioning in the tunnel route. The Foam Injection Ratio (FIR) change amplitude in the project has been estimated to be 20% to 80%; maximum consumption of the foams has been in the interval of 20% to 40% of the tunnel route, and Foam Expansion Ratio (FER) has been equal to 4 to 7.

## Investigation of the Influence of Joints Properties on the Steady State Water Flow into the Tunnel - A Case Study: Koohrang 3 Tunnel

Technical Note

R. Rafiee<sup>1</sup>; A. Ramezanzadeh<sup>2</sup>; F. Sereshki<sup>3</sup>; E. Movahedinejad<sup>4</sup>

1- Ph.D. Candidate in Mining Eng.; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

2- Assistant Professor; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

3- Associate Professor; Faculty of Mining Eng., Petroleum, and Geophysics; University of Shahrood

4- M.Sc. in Rock Mechanics; Supervisor of Zayand-Ab Consulting Engineering Company

Received: 18 Feb 2013; Accepted: 12 Mar 2014

### Keywords

Koohrang 3 tunnel  
Discrete element method  
Water flow rate  
Joint properties  
joint aperture

### Extended Abstract

Water flow in tunneling projects is one of the main issues that can affect the plan and activity of the tunneling. Therefore, it is necessary to predict the location and the amount of water flow into the tunnel. Past experience have shown that the accurate prediction of water flow in the excavated tunnels is not possible due to the lack of consideration all influencing factors,

especially the properties and condition of joints. In this paper, in order to investigate the effect of joints properties on the water flow rate, the cross sections of Koohrang 3 from 1+897 to 1+950 km have been modeled using UDEC software. By changing the properties of joints, the flow water rate into the tunnel has been assessed. The results of this study have shown that changing the properties of joints has significant influence on the steady state water flow. Among these properties, the aperture of joint has the most significant effect on water flow rate in the tunnel.

### Introduction

Analysis of water flow is necessary for construction of underground structures. In this analysis, the possibility of any kind of change in the ground water behavior and flow rate should be considered. In this paper, the effect of joints properties on the water flow rate using numerical modeling has been studied.

### Methodology and Approaches

Joints properties have great influence on the water flow rate into tunnels. In order to investigate the effect of joints characteristics on the water flow rate, the cross sections of Koohrang 3 tunnel have been modeled using UDEC software. By changing the joints properties in the tunnel, the water flow rate into the tunnel has been assessed. Finally, The water flow rates obtained from the numerical modeling results has been compared with the values obtained from the analytical methods.

### Results and Conclusions

The results of this study have shown that the increase of the joint spacing reduce the water flow rate into the tunnel due to the increase of size of formed blocks. In addition, increase of the joint aperture substantially increases the amount of water flow into the tunnel. Moreover, by increasing the joint orientation from 30 to 120 degrees, the maximum water flow occurs at the angle between 50 and 70 degrees. According to the results of this investigation on the joints properties, the joint aperture has the greatest effect on the water flow rate into the tunnel.



Journal of

# Tunneling & Underground Space Engineering (TUSE)

Volume 2 - Issue 2\Winter 2014

**Editor in Chief:** Seyed-Mohammad Esmail Jalali

**Director in Chief:** Ahmad Ramezanzadeh

**Associate Editor:** Siamak Hashemi

**English Literary Editor:** Abolghasem Kamkar Rohani

**Technical Editor & Coordinator:** Maliheh Davoodabadi

**License Holders:** University of Shahrood (US) & Iranian Tunneling Association (IRTA)

## Editorial Board

Mohammad Javad Jafari (Shahid Beheshti University)

Hosein Jalalifar (Shahid Bahonar University of Kerman)

Jian Jhao (Ecole Polytechnique Federale de Lausanne-Switzerland)

Mostafa Sharifzadeh (Amirkabir University of Tech.)

Mohammad Fatehi Marji (Yazd University)

Morteza Gharooni Nik (Iran University of Science & Tech.)

Seyed-Mohammad Esmail Jalali (University of Shahrood)

Ahmad Ramezanzadeh (University of Shahrood)

Farhang Sereshki (University of Shahrood)

Kourosh Shahriar (Amirkabir University of Tech.)

Ahmad Fahimifar (Amirkabir University of Tech.)

Siamak Hashemi (Iranian Tunneling Association)

## Reviewers of This Issue

Ramin Amini (University of Shahrood)

Farhang Sereshki (University of Shahrood)

Mohammad Ataee (University of Shahrood)

Omid Frough (Pars Geometry Consultants)

Navid Ganjian (Islamic Azad University-Science and Research)

Jafar Hassanpour (University of Tehran)

Mostafa Sharifzadeh (Amirkabir University of Tech.)

Mohammad Fatehi Marji (Yazd University)

Ahmad Fahimifar (Amirkabir University of Tech.)

Hassan Moomivand (Urmia University)

ISSN: 2322-3111

---

**Address:** Journal of Tunneling & Underground Space Engineering Office; Faculty of Mining Eng., Petroleum & Geophysics; University of Shahrood; University Boulevard; Shahrood; Iran

**Zip Code:** 3619995161 - **P.O.Box:** 316

**Tel-fax:** (+98)23- 3239 62 20

**Web Site:** [tuse.shahroodut.ac.ir](http://tuse.shahroodut.ac.ir)

**Email:** [tuse@shahroodut.ac.ir](mailto:tuse@shahroodut.ac.ir)



- Numerical Analysis of Longitudinal and Transverse Surface Settlement Induced by EPB Tunneling- A Case Study: Shiraz Subway Tunnels** 174  
Reza Rahmancejad; Mahdi Esfandiary; Eshagh Namazi; Hamed Jamshidi
- Determination of the Racking Reduction Factor for an Incomplete Ellipse Shaped Tunnel Considering the Soil-Structure Interaction** 175  
Mohammad Reza Momenzadeh; Mohammad Reza Mansoori; Armin Aziminejad
- Determination of Optimal Concrete Arc Spacing and Assessment of the Related Subsidence in Metro Stations- A Case Study: Haft-e-Tir Station of Line 6 of Tehran Metro** 176  
Hossein Reihanian Zavareh; Mohammad Farouq Hosseini; Ali Reza Talebi Nejad
- Study of the Effects of Building Weight and Geometry on the Surface Settlement due to Sequential Excavation Using Numerical Finite Element Approach** 177  
Farshad Kolivand; Mostafa Sharifzadeh
- Selection of the Most Appropriate Soil Conditioning Set in Mechanized Boring of Tehran Subway Line 7 Tunnel** 178  
Hassan Bakhshandeh Amnieh; Mohammad Saber Zamzam; Ehsan Moosavi; Sadegh Tarigh Azali
- Investigation of the Influence of Joints Properties on the Steady State Water Flow into the Tunnel- A Case Study: Koohrang 3 Tunnel** 179  
Ramin Rafiee; Ahmad Ramezanzadeh; Farhang Sereshki; Esmail Movahedinejad

