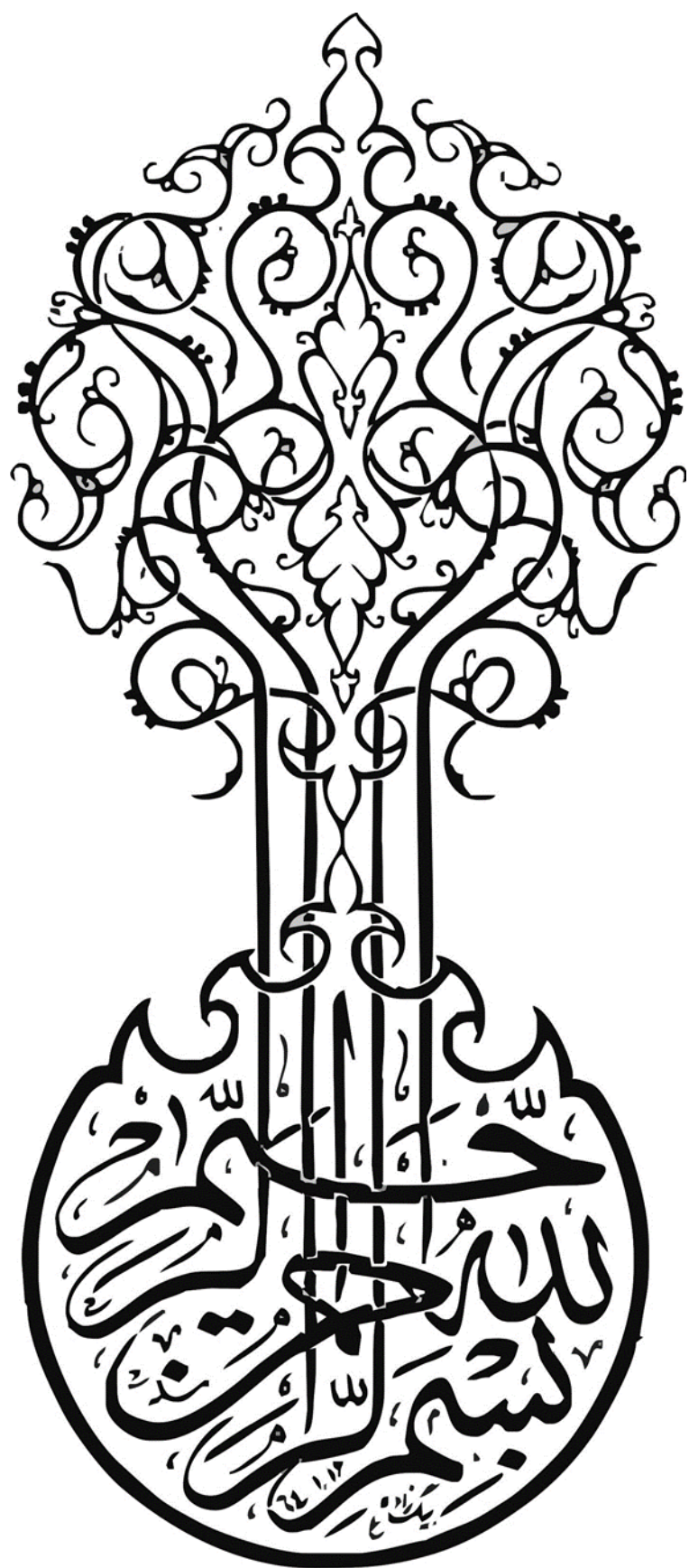






دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
پایان نامه کارشناسی ارشد مکانیک سنگ

ارزیابی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین در تونل‌های کم عمق شهری (مطالعه موردی مترو مشهد)

نگارنده

سید محمد صادق قریشی

اساتید راهنما

دکتر مجید نیکخواه

استاد مشاور

دکتر حمیدرضا ایرانی

اسفند ۱۴۰۰

شماره: ۱۵۴/۱۰۴/۴۴
تاریخ: ۱۴۰۱/۰۲/۲۴

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای سید محمد صادق قریشی با شماره دانشجویی ۹۷۱۳۱۰۴ رشته مهندسی معدن گرایش مکانیک سنگ تحت عنوان ارزیابی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین در تونل‌های کم عمق شهری (مطالعه موردی مترو مشهد) که در تاریخ ۱۴۰۰/۱۲/۰۹ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰ ☐	ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸-۱۸/۹۹ ☒
ج) درجه خوب: نمره ۱۶-۱۷/۹۹ ☐	د) درجه متوسط: نمره ۱۴-۱۵/۹۹ ☐
ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد ☐	
نوع تحقیق: ☒ نظری ☐ عملی	

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر مجید نیکخواه	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر حمیدرضا ایرانی	استادیار	
۳- استاد مشاور	—	—	—
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی نوروزی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر احمد رمضانزاده	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر محمد عطائی	استاد	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر فرهنگ سرشکی

تاریخ و امضاء:
فازت علوم، فرهنگ و ورزش
دانشگاه صنعتی شاهرود

تقدیم به

خدای را بسی شاکرم که از روی کرم، پدر و مادری فداکار نصیبم ساخته

تا در سایه درخت پر بار وجودشان بیاسیم و از ریشه آن ها شاخ و برگ کیرم و زیر سایه وجودشان در راه کسب علم و

دانش تلاش نمایم.

با تمام عشق ما حاصل آموخته هایم را به پدر و مادر عزیزم تقدیم می کنم که مهر آسمانی شان آرام بخش آلام زمینی ام

است و هر چه بگوئیم قطره ای از دریای بی کران مهربانی شان را پاس نتوانم بگویم.

سپاسگزاری

از استاد ارجمندم جناب آقای دکتر محمد نیکخواه که به عنوان استاد راهنما در مراحل مختلف این پایان نامه
همواره با صبر و کثرت روئی بنده را راهنمایی و بار نمودهای شان مرا تا پایان مسیر همراهی کردند شکر و قدردانی
نمایم.

همچنین از جناب آقای دکتر حمید ایرانی که به عنوان استاد مشاور بار نمودهای شان بنده را در مسیر انجام پایان نامه
یاری نمودند شکر و قدردانی می کنم.

در پایان از تمامی دوستان و عزیزانی که مراد انجام این تحقیق یاری رسانند شکر و قدردانی می نمایم.

تعمدنامه

اینجانب سید محمد صادق قریشی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی معدن-گرایش مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه ارزیابی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین در تونل‌های کم عمق شهری (مطالعه موردی مترو مشهد) تحت راهنمایی دکتر مجید نیکخواه متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

تونل متروی خط ۳ مشهد در مسیری به طول ۲۸ کیلومتر در حال احداث است. تونل مذکور به روش حفاری مکانیزه EPB با گام‌های پیشروی مشخص حفاری شده است. به دلیل وجود ساختمان‌هایی با بافت قدیمی شهر و ترافیک سنگین در این محدوده، یکی از مسائل مهم در این پژوهش، بررسی نشست سطح زمین انتخاب شده است. در این پژوهش، ابتدا به تخمین نشست ناشی از حفر تونل در محدوده مطالعاتی به کمک نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC3D و اعمال شرایط مرزی و اولیه و... پرداخته شده است. سپس مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و ابزار دقیق موجود در منطقه صورت گرفته که نشان می‌دهد حداکثر نشست حاصل از مدل‌سازی عددی برابر با $7/5$ میلی‌متر و حداکثر نشست ثبت شده توسط ابزار موجود در منطقه ۸ میلی‌متر بوده است. همچنین حساسیت سنجی نتایج نشست نسبت به تغییرات پارامترهای مؤثر لایه‌های خاک، صورت گرفته است. در ادامه، به ارزیابی قابلیت اطمینان نشست حاصل از مدل‌سازی به کمک روش تخمین نقطه‌ای پرداخته شده است. برای این منظور سه متغیر تصادفی مدول الاستیک، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی لایه‌های خاک انتخاب شده و بر اساس میانگین و انحراف معیار هر یک در هر لایه خاک ۲۵ دسته داده مختلف تشکیل شده است. پس از مشخص شدن نتایج نشست حاصل از مدل‌سازی هر یک از این دسته داده‌ها شاخص قابلیت اطمینان مدل‌سازی عددی به میزان $5/88$ محاسبه شده است. در بخش آخر این پژوهش، با استفاده از یک روش تجربی برای محاسبه حداکثر نشست سطح زمین، ارزیابی قابلیت اطمینان با به‌کارگیری این رابطه در تابع عملکرد و با استفاده از نرم‌افزار RT به دو روش قابلیت اطمینان مرتبه اول و مرتبه دوم صورت گرفته است. نتایج حاصل از ارزیابی شاخص قابلیت اطمینان به کمک روش مرتبه اول برابر با $1/52$ و روش مرتبه دوم برابر با $1/51$ بوده است. با توجه به نتایج بدست آمده، شاخص قابلیت اطمینان حاصل از مدل‌سازی عددی نسبت به روش تجربی بزرگ‌تر بوده و در سطح قابل قبول به نسبت استانداردهای جهانی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: تونل، نشست، مدل‌سازی عددی، FLAC3D، ابزار دقیق، قابلیت اطمینان، تخمین نقطه‌ای

فهرست مطالب

عنوان

صفحه

فصل اول: کلیات

۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- ضرورت و اهمیت پژوهش	۲
۳-۱- روش تحقیق	۳
۴-۱- مروری بر مطالعات پیشین	۴
۵-۱- سازماندهی پایان نامه	۱۰

فصل دوم: کلیات و تعاریف

۱-۲- مقدمه	۱۲
۲-۲- مخاطرات تونل سازی	۱۲
۳-۲- تونل ها و ساختگاه	۱۳
۴-۲- تعریف و کلیات نشست سطح زمین	۱۶
۵-۲- روش های تجربی	۱۸
۱-۵-۲- جابه جایی های سطحی	۱۸
۱-۱-۵-۲- رفتار عرضی	۱۸
۲-۱-۵-۲- جابه جایی افقی	۲۲
۳-۱-۵-۲- زاویه ناحیه تأثیر مربوط به نشست	۲۳
۴-۱-۵-۲- نشست ماکزیمم	۲۳
۵-۱-۵-۲- پارامتر عرض حفره نشست	۲۴

۲۵	۲-۵-۱-۶- اتلاف حجم
۲۶	۲-۵-۱-۷- رفتار طولی
۲۷	۲-۶-۶- مدل سازی و تحلیل عددی ساخت تونل
۲۹	۲-۶-۱- تحلیل های دوبعدی
۳۱	۲-۶-۲- تحلیل های سه بعدی
۳۲	۲-۷-۷- کلیات قابلیت اطمینان در مهندسی
۳۲	۲-۷-۱- تعاریف کمیت های ریاضی قابلیت اطمینان
۳۳	۲-۷-۱-۱- متغیر تصادفی
۳۳	۲-۷-۱-۲- میانگین
۳۳	۲-۷-۱-۳- انحراف از معیار متغیر تصادفی
۳۴	۲-۷-۱-۴- ضریب تغییرات
۳۴	۲-۷-۱-۵- تابع عملکرد
۳۴	۲-۷-۱-۶- شاخص اطمینان سنجی
۳۴	۲-۷-۱-۷- تابع توزیع چگالی احتمال $F(T)$
۳۵	۲-۷-۲- توزیع های احتمال پر کاربرد در ارزیابی قابلیت اطمینان
۳۶	۲-۷-۳- اصل عدم قطعیت
۳۶	۲-۷-۴- عدم قطعیت ها در تونل
۳۷	۲-۷-۵- روش های تحلیل احتمالاتی
۳۸	۲-۷-۱-۵- روش قابلیت اطمینان
۳۹	۲-۷-۱-۱-۵- روش قابلیت اطمینان مرتبه اول
۴۰	۲-۷-۱-۲-۵- روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم
۴۱	۲-۷-۱-۳-۵- روش تخمین نقطه ای
۴۲	۲-۷-۱-۴-۵- روش های شبیه سازی
۴۲	۲-۷-۶- احتمال شکست و اندیس اطمینان
۴۳	۲-۸- جمع بندی

فصل سوم: زمین شناسی و خصوصیات منطقه مورد مطالعه

۴۶	۱-۳- مقدمه
۴۶	۲-۳- زمین شناسی عمومی منطقه
۴۸	۳-۳- معرفی مسیر مورد مطالعه
۵۰	۴-۳- تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی محیط
۵۲	۵-۳- وضعیت آب زیرزمینی در مسیر تونل
۵۲	۶-۳- اطلاعات ابزار دقیق به کار گرفته شده در مسیر
۵۵	۷-۳- اطلاعات مربوط به ماشین حفاری و سیستم نگهداری
۵۶	۸-۳- جمع بندی

فصل چهارم: مدل سازی نشست سطح زمین با نرم افزار FLAC3D

۵۸	۱-۴- مقدمه
۵۸	۲-۴- روش تفاضل محدود
۵۹	۳-۴- معرفی و بررسی نرم افزار FLAC3D
۶۰	۴-۴- مدل سازی محدوده مورد مطالعه
۶۰	۱-۴-۴- هندسه سازی
۶۲	۲-۴-۴- انتخاب مدل رفتاری
۶۲	۱-۲-۴-۴- مدل رفتاری محیط دربرگیرنده تونل
۶۵	۲-۲-۴-۴- مدل رفتاری سپر دستگاه حفار و نگهداری تونل
۶۶	۳-۴-۴- تنش های برجا
۶۶	۴-۴-۴- اعمال شرایط مرزی و بار سطحی
۶۶	۱-۴-۴-۴- جابه جایی های مرزی
۶۷	۲-۴-۴-۴- تنش های مرزی

۶۸.....	۴-۴-۵- تعادل اولیه
۷۰.....	۴-۴-۶- حفاری مدل
۷۰.....	۴-۴-۶-۱- پیشروی حفاری و نصب سیستم نگهداری
۷۳.....	۴-۴-۶-۱-۱- سپر مخروطی
۷۴.....	۴-۴-۶-۱-۲- فشار سینه کار
۷۴.....	۴-۴-۶-۱-۳- شرایط فشار و تزریق پشت سگمنت
۷۵.....	۴-۴-۶-۱-۴- سخت شدن تزریق پشت سگمنت
۷۶.....	۴-۴-۶-۱-۵- پوشش سگمندی تونل
۷۷.....	۴-۴-۷- نتایج حاصل از مدل سازی نشست
۷۸.....	۴-۴-۸- مقایسه نتایج نشست حاصل از مدل سازی با داده های ابزار دقیق
۸۰.....	۴-۴-۹- حساسیت سنجی مدل نشست سطح زمین
۸۰.....	۴-۴-۹-۱- حساسیت مدل نشست نسبت به مدول الاستیک لایه های خاک
۸۱.....	۴-۴-۹-۲- حساسیت مدل نشست نسبت به زاویه اصطکاک داخلی لایه های خاک
۸۲.....	۴-۴-۹-۳- حساسیت مدل نشست نسبت به چسبندگی لایه های خاک
۸۳.....	۴-۴-۹-۴- حساسیت مدل نشست نسبت به فشار سینه کار دستگاه حفار
۸۴.....	۴-۴-۵- جمع بندی

فصل پنجم: ارزیابی قابلیت اطمینان نشست حاصل از مدل سازی

۸۶.....	۵-۱- مقدمه
۸۶.....	۵-۲- روش تخمین نقطه ای روزنبلوث
۸۹.....	۵-۳- معیارهای سطح قابل قبول قابلیت اطمینان
۹۰.....	۵-۳- محاسبه گشتاور اول و دوم متغیرهای تصادفی
۹۱.....	۵-۴- شرایط تابع عملکرد نشست سطح زمین
۹۴.....	۵-۵- نتایج حاصل از مدل عددی و ارزیابی قابلیت اطمینان نشست
۱۰۴.....	۵-۶- ارزیابی قابلیت اطمینان نشست به کمک یک روش تجربی

۱-۶-۵	معرفی نرم افزار RT	۱۰۵
۲-۶-۵	رابطه تجربی نشست سطح زمین	۱۰۵
۳-۶-۵	تحلیل قابلیت اطمینان با روش تجربی	۱۰۶
۱-۳-۶-۵	مقادیر ثابت و متغیر رابطه تجربی	۱۰۶
۲-۳-۶-۵	ارزیابی قابلیت اطمینان	۱۰۷
۷-۵	مقایسه نتایج خروجی روش های ارزیابی قابلیت اطمینان	۱۰۹
۸-۵	جمع بندی	۱۱۰

فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادها

۱-۶	نتیجه گیری	۱۱۲
۲-۶	پیشنهادها	۱۱۴
	منابع فارسی	۱۱۶
	منابع انگلیسی	۱۱۸

فهرست شکل‌ها

عنوان

صفحه

شکل (۱-۱): نتایج روش‌های احتمالاتی بر روی جابه‌جایی ساختمان‌های مجاور بر اساس زاویه قرارگیری ساختمان‌های شماره ۱ (Michael et al., 2017).....	۸
شکل (۱-۲): نشست سطح زمین ناشی از تخریب قنات‌های قدیمی بر اثر حفر تونل مترو تهران (جعفر پیشه، ۱۳۸۳).....	۱۳
شکل (۲-۲): هندسه ناشی از حفر تونل (Attewell et al, 1986).....	۱۷
شکل (۳-۲): نشست در مقطع عرضی (Franzius., 2003).....	۱۹
شکل (۴-۲): توزیع جابه‌جایی و کرنش افقی در مقطع عرضی همراه با نیمرخ نشست. (Franzius., 2003).....	۲۲
شکل (۵-۲): منابع ایجاد اتلاف حجم در تونل سازی با سپر (طاحونی، ۱۳۸۶; Bloodworth., 2002)....	۲۵
شکل (۶-۲): نیمرخ طولی نشست (طاحونی، ۱۳۸۶; Franzius, 2003).....	۲۷
شکل (۷-۲): سیکل بارگذاری و باربرداری (به طور مثال در اینجا، در یک تست سه محوره) که موجب فشردگی و تراکم دائم می‌گردد (Kolymbas., 2005).....	۳۲
شکل (۸-۲): تابع چگالی احتمال (Ramly et al., 2003).....	۳۵
شکل (۹-۲): انتقال متغیرها به فضای نرمال استاندارد و تعیین شاخص قابلیت اطمینان در روش FORM (Nowak & Collins, 2000).....	۴۰
شکل (۱۰-۲): آنالیز قابلیت اطمینان مرتبه دوم (Cornell, 1969).....	۴۱
شکل (۱-۳): مسیر خط ۳ قطار شهری مشهد در کنار سایر خطوط (شرکت مهندسی امیدزیست پایدار، ۱۳۸۸).....	۴۸

- شکل (۳-۲): موقعیت گمانه‌های حفاری شده در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). ۴۹
- شکل (۳-۳): پروفیل مسیر بین ایستگاه‌های باب الجواد و چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). ۴۹
- شکل (۳-۴): پروفیل طولی لایه‌های خاک در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). ۵۱
- شکل (۳-۵): داده‌های ابزار کشیدگی سنج موجود در منطقه در عمق‌های مختلف (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). ۵۴
- شکل (۳-۶): موقعیت نقاط نقشه برداری در محدوده مطالعاتی (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). ۵۴
- شکل (۴-۱): هندسه مدل ساخته شده به همراه لایه‌بندی خاک‌های موجود در منطقه ۶۱
- شکل (۴-۲): مدول‌های تغییر شکل مختلف خاک در مدل خاک سخت شونده (Ju.,2015). ۶۴
- شکل (۴-۳): ثابت کردن جابه‌جایی مرزها و اعمال بار سطحی به مدل عددی. ۶۷
- شکل (۴-۴): نمودار حداکثر نیروی نامتعادل کننده پس از تعادل اولیه ۶۸
- شکل (۴-۵): کانتور تنش‌های قائم پس از تعادل اولیه ۶۹
- شکل (۴-۶): کانتور جابه‌جایی قائم پس از تعادل اولیه ۶۹
- شکل (۴-۷): کانتور فشار منفذی پس از تعادل اولیه ۷۰
- شکل (۴-۸): نمایی از سپر دستگاه حفار به صورت پوسته‌ای ۷۱
- شکل (۴-۹): اولین گام پس از ورود کامل سپر به تونل و تزریق پشت سگمنت ۷۱
- شکل (۴-۱۰): پیشروی سپر دستگاه حفار و نصب سگمنت به همراه تزریق پشت سگمنت پس از ۲۲ گام حفاری ۷۲
- شکل (۴-۱۱): خروج کامل سپر دستگاه حفار و نصب سگمنت پس از ۶۰ گام حفاری ۷۲
- شکل (۴-۱۲): نمایی سه‌بعدی از سپر مخروطی (Nematollahi & Dias.,2019). ۷۳
- شکل (۴-۱۳): نمایی از اعمال فشار سینه کار، فشار تزریق پشت سگمنت ۷۵
- شکل (۴-۱۴): نمایی از پیشروی حفاری و حذف فشار تزریق به سبب سفت شدن تزریق پشت سگمنت .. ۷۶

- شکل (۴-۱۵): پلات جابه‌جایی در راستای قائم ۷۷
- شکل (۴-۱۶): مقایسه نتایج پروفیل عرضی نشست سطح زمین حاصل از مدل‌سازی و ابزار دقیق ۷۸
- شکل (۴-۱۷): نشست سطح زمین بر اساس دیتای کشیدگی سنج عمقی (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵) ۷۹
- شکل (۴-۱۸): نتیجه حاصل از نشست سطح زمین بر اساس مدل‌سازی عددی ۷۹
- شکل (۵-۱): نمای شماتیک مسئله قابلیت اطمینان (Phoon.,2008) ۹۲
- شکل (۵-۲): نتیجه نشست سطحی حداکثر گروه ۱ ۹۶
- شکل (۵-۳): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه اول و دوم ۹۷
- شکل (۵-۴): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه سوم ۹۷
- شکل (۵-۵): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه چهارم ۹۸
- شکل (۵-۶): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه پنجم ۹۸
- شکل (۵-۷): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه اول و دوم ۹۹
- شکل (۵-۸): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه سوم ۱۰۰
- شکل (۵-۹): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه چهارم ۱۰۰
- شکل (۵-۱۰): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه پنجم ۱۰۱
- شکل (۵-۱۱): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه اول و دوم ۱۰۲
- شکل (۵-۱۲): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه سوم ۱۰۲
- شکل (۵-۱۳): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه چهارم ۱۰۳
- شکل (۵-۱۴): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه پنجم ۱۰۳
- شکل (۵-۱۵): خروجی نرم‌افزار RT برای قابلیت اطمینان مرتبه اول ۱۰۸
- شکل (۵-۱۶): خروجی نرم‌افزار RT برای تحلیل به روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم ۱۰۸

فهرست جدول ها

عنوان	صفحه
جدول (۱-۲): ائتلاف حجم برای خاک ها و روش های حفاری مختلف.....	۲۶
جدول (۲-۲): روش های عددی در مهندسی مکانیک سنگ.....	۲۸
جدول (۳-۲): توابع توزیع گسسته و پیوسته پر کاربرد در قابلیت اطمینان.....	۳۶
جدول (۱-۳): خصوصیات ژئوتکنیکی لایه های خاک.....	۵۱
جدول (۲-۳): سطح آب زیرزمینی در محل گمانه های موجود در مسیر.....	۵۲
جدول (۳-۳): مشخصات فنی TBM خط ۳ مترو مشهد.....	۵۵
جدول (۱-۴): توضیح پارامترهای مدل خاک سخت شونده.....	۶۳
جدول (۲-۴): پارامترهای انتخابی مدل خاک سخت شونده.....	۶۴
جدول (۳-۴): پارامترهای مکانیکی سپر، سگمنت و تزریق.....	۶۵
جدول (۴-۴): تغییرات در مدول الاستیک لایه های خاک و نتایج نشست حاصل از آن ها.....	۸۱
جدول (۵-۴): تغییرات در زاویه اصطکاک داخلی لایه های خاک و نتایج نشست حاصل از آن ها.....	۸۲
جدول (۶-۴): تغییرات در چسبندگی لایه های خاک و نتایج نشست حاصل از آن ها.....	۸۳
جدول (۷-۴): تغییرات در فشار سینه کار دستگاه حفار و نتایج نشست حاصل از آن.....	۸۳
جدول (۱-۵): سطوح قابل قبول ایمنی بر مبنای استاندارد اروپا.....	۸۹

- جدول (۵-۲): سطوح قابل قبول ایمنی بر مبنای اداره حمل و نقل سوئد ۸۹
- جدول (۵-۳): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه اول و دوم ۹۰
- جدول (۵-۴): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه سوم ۹۱
- جدول (۵-۵): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه چهارم ۹۱
- جدول (۵-۶): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه پنجم ۹۱
- جدول (۵-۷ الف): نتایج حاصل از مدل سازی عددی ۲۵ دسته داده مربوط به ارزیابی قابلیت اطمینان ۹۵
- جدول (۵-۸): مقادیر میانگین، انحراف معیار و توزیع متغیرهای تصادفی ۱۰۷
- جدول (۵-۹): مقادیر پارامترهای ثابت ۱۰۷
- جدول (۵-۱۰): نتایج کلی تحلیل قابلیت اطمینان به کمک روش عددی و تجربی ۱۰۹

فصل اوّل

کلیات



۱-۱- مقدمه

جابه‌جایی‌های زمین جزو پیامدهای اجتناب‌ناپذیر حفاری و ساخت یک تونل به شمار می‌رود. ایجاد یک فضای خالی در حداقل زمان ممکن و فراهم‌آوردن زمینه نصب یک سیستم نگهداری بی‌نهایت صلب برای پرکردن دقیق آن غیرممکن است. از این‌رو، بخشی از تغییر شکل زمین در عمق تونل رخ خواهد داد که این امر زنجیره‌ای از جابه‌جایی‌ها را سبب می‌گردد که پیامد آن نشست سطح زمین خواهد بود و با کاهش عمق تونل بر اهمیت آن افزوده خواهد شد (گاجلیمتی و همکاران، ۱۳۹۱).

روش‌های آنالیز قطعی در مهندسی ژئوتکنیک، عدم‌قطعیت‌های موجود در طراحی‌ها را به‌صورت کمی در محاسبات خود وارد نمی‌کنند بلکه برای لحاظ کردن این عدم‌قطعیت‌ها از پارامترهایی با مقادیر محافظه‌کارانه استفاده شده است. عدم‌قطعیت‌ها از تغییرپذیری‌های طبیعی و ذاتی پارامترهای مؤثر بر سیستم ناشی شده‌اند. لذا روش‌هایی در طراحی که مسئله عدم‌قطعیت‌ها و برآیند آنها را در نظر گرفته‌اند، بسیار با ارزش خواهند بود. این روش‌ها به نام روش‌های تعیین، قابلیت اعتماد^۱ مشهور شده‌اند. در این فصل ابتدا به بیان ضرورت مسئله و روش تحقیق پرداخته شده و در ادامه مروری بر مطالعات صورت گرفته در زمینه قابلیت اطمینان سیستم تونل پرداخته شده است.

۱-۲- ضرورت و اهمیت پژوهش

عوامل زمین‌شناسی و اقتصادی در گذشته از جمله موانع توسعه فضاهای زیرزمینی بوده است. با توجه به توسعه علم و فناوری در مطالعات زمین‌شناسی و مهندسی ژئوتکنیک و آشنایی بیشتر و بهتر با شرایط زمین، گسترش فناوری، تجهیزات ساخت و بهره‌برداری تونل‌ها باعث شده است که رویکرد به استفاده از فضاهای زیرزمینی بیشتر شود. مسئله نشست زمین و تأثیر آن بر سازه‌های اطراف و تأسیسات شهری از مهم‌ترین مسائل مطرح در حفاری تونل‌های کم‌عمق در نواحی شهری بوده است. بدیهی است که باید طراحی و حفاری تونل به‌گونه‌ای صورت گیرد که هنگام عبور از زیر بافت قدیمی شهر، سازه‌های سطحی و تأسیسات شهری دچار هیچ‌گونه خسارتی نشود.

1. Reliability

جهت پیش‌بینی نشست از روش‌های مختلفی همچون تجربی، تحلیلی و عددی استفاده شده است. باتوجه به پیچیدگی محیط پیرامون تونل‌ها از نظر ژئوتکنیکی و تعداد پارامترهای مؤثر بر نشست، نتایج پیش‌بینی، روش‌های ارائه شده به دلیل در نظر نگرفتن عدم قطعیت‌ها به تنهایی قابل اتکا نخواهد بود. نتایج پژوهش‌های صورت گرفته نشان داده است که استفاده از روش‌های احتمالاتی برای ارزیابی تأثیر پارامترها مؤثر بر نشست و کاهش میزان عدم قطعیت آنها مفید واقع شده؛ بنابراین به کارگیری از روش‌های نوین که در آنها امکان ارزیابی اطمینان‌پذیری و بررسی احتمالاتی وجود دارد می‌تواند برای رسیدن به نتایج نزدیک به شرایط واقعی مدل مورد مطالعه، بسیار مفید و قابل استفاده باشد.

۱-۳- روش تحقیق

در این تحقیق، رویکرد ارزیابی احتمالاتی برای در نظر گرفتن ماهیت تصادفی پارامترهای ژئوتکنیکی و تعیین برآورد نشست زمین بکار گرفته شده است. در این راستا تلفیقی از مدل‌سازی عددی و روش‌های مناسب در برگیرنده قابلیت اطمینان بر روی مطالعه موردی استفاده و با داده‌های ابزار دقیق اعتبارسنجی خواهد شد. با فرض اینکه محیط خاکی و پیوسته است، از نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی، برای مدل‌سازی به صورت قطعی (بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها) یک نرم‌افزار کارآمد انتخاب و ارزیابی حداکثر نشست سطح زمین به وسیله آن انجام خواهد شد. سپس برای ارزیابی شاخص قابلیت اطمینان از بین روش‌های گشتاور مرتبه اول، گشتاور مرتبه دوم، تخمین نقطه‌ای، سطح پاسخ، شبیه‌سازی مونت کارلو و... روشی که بر اساس داده‌های جمع‌آوری شده مناسب‌ترین روش بر اساس تابع عملکرد و شرایط متغیرهای انتخابی مورد نظر باشد مورد استفاده قرار خواهد گرفت. در بخش آخر نیز قابلیت اطمینان بر اساس یک روش تجربی محاسبه حداکثر نشست سطح زمین مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج این دو ارزیابی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۱-۴- مروری بر مطالعات پیشین

انگ و تانگ^۱ (۱۹۷۵) احتمالاً اولین تلاش‌ها را جهت تشریح عدم قطعیت‌ها و رابطه آنها با طراحی‌ها و تصمیم‌گیری‌ها انجام داده‌اند. آنها بیان نموده‌اند که با توسعه طراحی‌های مهندسی، صرف‌نظر از میزان و کیفیت اطلاعات، نیاز به اتخاذ تصمیمات مختلف بوده که این تصمیمات تحت شرایط عدم قطعیت گرفته شده و قطعیت کامل در آنها وجود نخواهد داشت. جدا از این واقعیات که اغلب اطلاعات و داده‌های مهندسی دارای درجه‌ای از عدم قطعیت خواهد بود.

فاکتور ایمنی که به وسیله روش‌های قطعی^۲ مرسوم محاسبه شده است به طور مستقیم قادر به بیان اثر عدم قطعیت‌های موجود نخواهد بود؛ لذا جهت ارزیابی نقش عدم قطعیت‌ها نیاز به استفاده از مفاهیم و روش‌های احتمالاتی^۳ خواهد بود (Lacasse & Nadim., 1996).

در ادامه به بررسی سابقه تحقیق‌های صورت گرفته در موضوع قابلیت اطمینان در زمینه تونل سازی پرداخته شده است.

گروسو و همکاران^۴ (۱۹۹۲) به ارزیابی قابلیت اطمینان سیستم‌های تونل پرداختند. آنها دریافتند وابسته بودن فاز طراحی به سطح دقت مورد نیاز صرف‌نظر از تحلیلی یا عددی بودن آن می‌تواند برای شبیه‌سازی اندرکنش زمین و ساختار تونل مورد استفاده قرار گیرد. با مروری بر مفاهیم پایه‌ای طراحی احتمالاتی، وی به این نتیجه رسید که شبیه‌سازی مونت کارلو^۵ بیشتر در گذشته برای شبیه‌سازی تغییرات منابع عدم قطعیت و تغییرات در پارامترهای ورودی طراحی بسیار رایج بوده و در تحقیقات آتی استفاده از روش تخمین نقطه‌ای را برای محاسبه عدم قطعیت توصیه کرده‌اند (Grasso et al., 1992).

یانگ و همکاران^۶ (۲۰۰۷) به آنالیز قابلیت اطمینان پوشش بتنی شات کريت تونل پرداختند. آنها با استفاده از روش ترکیب توزیع متغیرها دریافتند که در میان کلیه پارامترهای اندازه‌گیری شده در طول ساخت

^۱ . Ang & Tang

^۲ . Deterministic

^۳ . Probabilistic

^۴ . Grasso et al

^۵ . Monte Carlo Simulation

^۶ . Yang et al

تونل، اندازه‌گیری جابه‌جایی به‌صورت هم‌زمان، روشی کارآمد برای انجام ارزیابی قابلیت اطمینان پوشش شات‌کریت خواهد بود. نتایج به‌دست‌آمده با روش‌های جبری نیز مطابقت داشته است (Yang et al., 2007). لی و لو^۱ (۲۰۰۹) به قابلیت اطمینان تونل دایره‌ای در شرایط تنش هیدرواستاتیک برجا پرداختند آنها با استفاده از روش FORM و الگوریتمی که خودشان تولید کرده بودند به این نتیجه رسیدند که با افزایش ضریب همبستگی منفی برای همبستگی بین پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، شاخص قابلیت اطمینان کاهش و احتمال گسیختگی افزایش خواهد یافت. همچنین این پژوهش به همبستگی میان دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بدون در نظر گرفتن سایر پارامترها نیز اشاره کرده است (Lee & Low., 2010).

فورتساکیس و همکاران^۲ (۲۰۱۰) به بررسی تحلیل قابلیت اطمینان پوشش نهایی تونل‌های غیرمسلح با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای با آنالیز عددی سه‌بعدی پرداختند. از نتایج این تحقیق آن بود که تغییرات پارامترهای ژئوتکنیکی ممکن است باعث تفاوت‌های قابل‌ملاحظه‌ای در مقادیر و توزیع بارهای تونل شود. آنالیز قابلیت اطمینان انجام شده برای مقاطع بتنی غیرمسلح نشان داده است که پارامتر بحرانی برای رسیدن به سطح قابل‌اطمینان در طراحی، روابطی با نیروی محوری و لنگر خمشی و خروج از مرکزیت بار معادل خواهد داشت. در این تحقیق به همبستگی میان نیروهای محوری، لنگر خمشی و خروج از مرکزیت بار معادل به طور مختصر اشاره شده است، اما بررسی به طور دقیق صورت نگرفته است (Fortsakis et al., 2010).

مولون و همکاران^۳ (۲۰۱۲) به آنالیز احتمالاتی، حرکات زمین در اثر تونل‌سازی پرداختند. در این پژوهش حرکات زمین با استفاده از تحلیل‌های قطعی و احتمالاتی مورد بررسی قرار گرفت که مدل قطعی با استفاده از مدل‌سازی عددی سه‌بعدی با نرم‌افزار FLAC3D انجام شده است. سپس یک مطالعه احتمالاتی به‌منظور ارزیابی تأثیر تغییرپذیری متغیرهای ورودی مختلف بر روی حرکات زمین با استفاده از روش احتمالاتی به نام CSRSSM که مبتنی بر روش مونت‌کارلو بوده برای ارزیابی عدم قطعیت‌ها مورد استفاده قرار

^۳ . Hang-Zhou Lee & Bak Kong Low

^۴ . Fortsakis et al

^۱ . Mollon et al

گرفته است. نتایج به دست آمده از آنالیز احتمالاتی این امکان را فراهم ساخته که بر اساس ویژگی‌های احتمالاتی متغیرهای تصادفی احتمال شکست را در آستانه مجاز هر معیار تعیین کند (Mollon et al., 2012).

فورتساکیس و همکاران (۲۰۱۳) به تحلیل قابلیت اطمینان پوشش نهایی تونل با استفاده از روش مونت کارلو پرداختند. آنها به این نتیجه دست یافتند که پوشش نهایی تونل، عدم قطعیت بزرگ‌تری در مقایسه با سازه‌های متعارف دارد. مقاطع پوشش تونل بتنی مسلح شده بر اساس ضرایب جزئی یورو کد، احتمال شکست بیشتری در مقایسه با سازه‌های بتنی مسلح متعارف داشته است. نتایج به دست آمده به کمک روش مونت کارلو با نتایج آنالیز تحلیلی تحلیل مطابقت داشته است (Fortsakis et al., 2013).

یو و همکاران^۱ (۲۰۱۵) به موضوع قابلیت اطمینان و پاسخ دینامیکی تونل تحت شرایط زلزله پرداختند. آنها با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای به این نتیجه رسیدند که هنگامی که دامنه زلزله افزایش می‌یابد قابلیت اطمینان کاهش پیدا خواهد کرد، بنابراین تونل در برابر زلزله‌های قوی ممکن است ایمن نباشد (Yue et al., 2015).

میرو و همکاران^۲ (۲۰۱۵) به آنالیز احتمالاتی حرکات زمین در اثر تونل سازی با در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت بر روی پارامترهای خاک با استفاده از یک تحلیل برگشتی پرداختند. در این پژوهش مدل سازی عددی به صورت المان محدود و توسط نرم افزار PLAXIS3D انجام شده است. سپس اثر عدم قطعیت‌های پارامترها با استفاده از یک روش احتمالاتی مبتنی بر روش مونت کارلو با کارایی ساده و ارزان تر مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مرحله بعد بر اساس تغییرات پاسخ‌ها که مبتنی بر پارامترهای ورودی بوده با مقادیر مجاز از پیش تعیین شده مقایسه شده و بر اساس آن معیار شکست سیستم تونل سازی تعریف شده است. نتیجه‌ای که حاصل شد این است که روش تحلیل برگشتی مبتنی بر روش مونت کارلو بسیار سودمند واقع شده و توانسته عدم قطعیت پارامترهای ورودی را کاهش دهد (Miro et al., 2015).

^۲ . Yue et al

^۳ . Miro et al

روی و سرکار^۱ (۲۰۱۶) به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای تونل‌ها که از میان زمین طبقه‌بندی عبور کرده‌اند با اتخاذ رویکرد مبتنی بر قابلیت اطمینان پرداختند. برای این منظور از روش سطح پاسخ (RSM) برای تخمین سطح حالت حدی حداکثر بر اساس تعداد محدود تحلیل‌های قطعی استفاده شده است. علاوه بر این با استفاده از روش قابلیت اطمینان مرتبه اول (FORM) ارزیابی قابلیت اطمینان صورت گرفته است. مدل عددی این مطالعه با استفاده از روش المان مجزا و با نرم‌افزار UDEC انجام شده است. با توجه به نتایج قابلیت اطمینان، نتیجه گرفته شد که در دامنه مشخص از تغییرپذیری مدول الاستیک زمین، لایه‌بندی زمین نقش مهمی در تصمیم‌گیری در مورد کفایت بتن یا شات‌کریت داشته است (Roy & Sarkar., 2016).

یو و همکاران^۲ (۲۰۱۷) به ارزیابی قابلیت اطمینان تونل تحت زلزله‌های قوی و پاسخ غیرخطی تونل در برابر زلزله پرداختند. آنها با انجام مدل‌سازی دوبعدی به روش اجزاء محدود و آنالیز احتمالاتی نشان دادند که نقاط گوشه تونل مکان‌های بحرانی در برابر نیروهای محوری و لنگرهای خمشی خواهد بود. همچنین آنها با مقایسه بین نتایج قطعی و احتمالاتی نشان دادند که نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های قطعی نسبت به روش‌های قابلیت اطمینان بسیار بالا و محافظه‌کارانه بوده است (Yue et al., 2016).

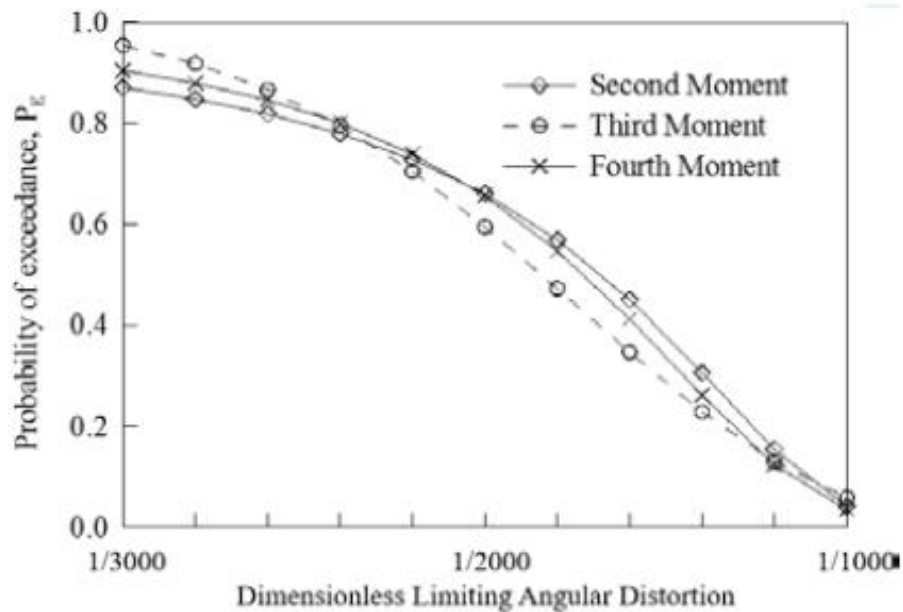
مایکل^۳ (۲۰۱۷) به آنالیز قابلیت اطمینان نشست سطح زمین و خسارات وارده به ساختمان‌های مجاور در اثر تونل‌سازی بر روی یک مورد مطالعاتی با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای و عددی پرداخته است. در این پژوهش یک روش ارزیابی احتمالاتی برای محاسبه ماهیت تصادفی پارامترهای ژئوتکنیکی برای نشست سطح زمین و جابه‌جایی ساختمان‌های مجاور ارائه شده است. این روش هر دو روش گشتاور مرتبه اول و دوم را با تحلیل تفاضل محدود نرم‌افزار FLAC2D برای ارزیابی احتمالاتی ترکیب کرده است. نتایج نشان داد که روش گشتاور نقطه‌ای نتایج مشابهی داشته و ترکیب این روش با تفاضل محدود توانسته محاسبات را بهبود بخشیده و کارایی ترکیب این دو در ارزیابی قابلیت اطمینان بالاتر خواهد بود. شکل ۱-۱ نتایج استفاده از

^۱ . Roy & Sarkar

^۲ . Yue et al

^۳ . Michael

روش‌های احتمالاتی بر روی نشست سطح زمین و ساختمان‌های مجاور را نشان داده است (Michael et al., 2017).



شکل (۱-۱): نتایج روش‌های احتمالاتی بر روی جابه‌جایی ساختمان‌های مجاور بر اساس زاویه قرارگیری ساختمان‌های شماره ۱ (Michael et al., 2017).

هیو و وانگ^۱ (۲۰۱۹) به آنالیز قابلیت اطمینان نشست سطح زمین در اثر تونل‌سازی تحت تغییرپذیری پارامترهای ژئوتکنیکی در زمین‌های مختلف پرداختند. در کنار مدل‌سازی عددی تفاضل محدود سه‌بعدی از دو روش احتمالاتی برای ارزیابی متغیرهای تصادفی استفاده شده است که در روش اول با استفاده از روش کلاسیک، گشتاور مرتبه اول (FOSM) احتمال شکست بررسی شده است. متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده در این روش، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مدول الاستیسیته و ضریب مکانیکی بوده است. نتایج تحلیل احتمالاتی شکست نشان داد که روش آماری پارامترهای ژئوتکنیکی کلاسیک مقادیر بالاتری را نسبت به میدان‌های تصادفی فضایی نشان داده و محافظه‌کارانه‌تر عمل خواهد کرد (Hu & Wang, 2019).

^۱. Hu & Wang

چن و همکاران^۱ (۲۰۱۹) به ارزیابی قابلیت اطمینان در پایداری احداث یک تونل در زیر تونل دیگر با در نظر گرفتن تغییرپذیری خواص توده سنگ پرداختند. برای انجام مطالعات بر روی پارامترها از مدل سازی عددی با FLAC3D استفاده شده است. پس از آن دو تابع حالت حدی از طریق رگرسیون لگاریتمی برای تخمین فاکتور ایمنی و همچنین محل ماکزیمم نشست ایجاد شده در تونل موجود توسعه داده شده است. تکنیک کاهش واریانس برای در نظر گرفتن تغییرپذیری مکانی خواص توده سنگ به تحلیل نهایی اضافه شده است. در نتیجه روش پیشنهادی روش مؤثر برای ارزیابی ایمنی و قابلیت اطمینان تونل موجود با در نظر گیری تغییرپذیری پارامترهای ورودی خواهد بود (Chen et al., 2019).

پن و همکاران^۲ (۲۰۱۹) به مدل سازی قابلیت اطمینان در تونل سازی بر روی یک تونل مترو در چین پرداختند. یک چارچوب دومتغیره متشکل از فشار وارد بر سیستم نگهداری و نشست زمین برای تخمین قابلیت اطمینان جبهه کار تونل تحت مشاهدات بر روی یک مقطع محدود پیشنهاد شده است. تغییر معیارهای شکست، تغییر اندازه داده های اندازه گیری شده و تغییر نمونه برداری مونت کارلو (پارامترهای ورودی) بر روی برآورد قابلیت اطمینان بررسی شده اند. نتایج حاصل نشان داده است که احتمال شکست به تدریج با افزایش مقدار حدی فشار وارده بر سیستم نگهداری افزایش یافته و با افزایش مقدار حدی نشست زمین کاهش خواهد یافت (Pan et al., 2019).

صالح زاده و همکاران (۱۳۹۳) قابلیت اطمینان قطعه ای از پوشش تونل انتقال آبرسانی از سد امیرکبیر به تهران را با استفاده از روش تحلیلی و تحت اثر بارهای زمین مورد بررسی قرار داده اند. همچنین برای محاسبه قابلیت اطمینان از روش مونت کارلو استفاده شده است. آن ها برای انجام محاسبات، یک کد با استفاده از نرم افزار متلب تهیه کرده و کل تونل را به ۲۵ بخش تقسیم نمودند و تحلیل برای هر بخش به طور جداگانه انجام شده است. نتایج به دست آمده از نرم افزار نشان دهنده بالا بودن قابلیت اطمینان پوشش تونل بوده است (صالح زاده و همکاران، ۱۳۹۳).

^۲ . Chen et al

^۳ . Pan et al

فاضل نیا (۱۳۹۴) در مطالعه‌ای به تحلیل قابلیت اطمینان ماشین حفاری تمام مقطع تونل از نوع تعادل فشار زمین در پروژه خط ۷ مترو تهران پرداخته است. اقدامات انجام شده در این تحقیق شامل: تعیین یازده زیرسیستم به عنوان زیر سیستم‌های عملیاتی، بررسی داده‌های خرابی و در نهایت مدل سازی قابلیت اطمینان با استفاده از روش آماری بوده است. نتایج این مطالعه بیانگر این است که در مدت ۴۰ ساعت کار قابلیت اطمینان دستگاه به صفر رسیده است (فاضل نیا، ۱۳۹۴).

۱-۵- سازماندهی پایان نامه

این تحقیق شامل شش فصل خواهد بود. در فصل اول کلیاتی در مورد موضوع، اهمیت بررسی آن، روش تحقیق و مطالعات پیشین توضیحاتی داده شده است. در فصل دوم این پایان نامه مفاهیم پایه و توضیحاتی در خصوص تونل سازی، نشست و قابلیت اطمینان اعم از عوامل مؤثر در نشست سطح زمین، تعریف نشست و انواع روش‌های پیش‌بینی آن، تعاریف ریاضی کمیت‌های موجود در مهندسی قابلیت اطمینان، توزیع‌های احتمال پرکاربرد در ارزیابی قابلیت اطمینان و... مطرح شده است. فصل سوم مشخصات زمین‌شناسی و پارامترهای ژئومکانیکی منطقه مورد بررسی قرار گرفته است.

فصل چهارم شامل انتخاب نرم افزار و مدل سازی عددی نشست سطح زمین در محدوده مطالعاتی بوده و بعد از آن به اعتبارسنجی نتایج با ابزار دقیق و تحلیل حساسیت پارامتری پرداخته شده است. فصل پنجم به ارزیابی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین بر اساس پارامترهای انتخابی پرداخته شده و قابلیت اطمینان بر اساس یک رابطه تجربی برای محاسبه حداکثر نشست سطح زمین مورد ارزیابی قرار گرفته است. در فصل ششم نتیجه گیری و پیشنهادها ارائه شده است.

فصل دوم

کلیات و تعاریف



۲-۱- مقدمه

به‌طورکلی حفر تونل در هر عمق از خاک منجر به تغییر سیستم توزیع تنش‌ها و همگرایی دهانه تونل و به‌وجودآمدن تغییر شکل‌هایی در سطح زمین خواهد شد که این جابجایی‌ها بر روی ساختمان‌ها و تأسیسات سطحی اثر گذار است (گاجلیمیتی و همکاران، ۱۳۹۱). همه‌ی روش‌های احتمالاتی مبتنی بر نامعین بودن پارامترهای ورودی است. اخیراً استفاده از روش‌های احتمالاتی در تحلیل مسائل مهندسی پیشرفت قابل‌توجهی داشته است. در این روش‌ها، مقدار نامعینی پارامترهای ورودی در تحلیل مسئله دخالت داده خواهد شد. بدیهی است در تحلیل سازه‌های ژئوتکنیکی نامعینی موجود در پارامترهای مصالح خاکی غالباً به دلیل عدم آگاهی کافی از وضعیت لایه‌های زیرزمینی قابل‌چشم‌پوشی نبوده، لذا استفاده از روش‌های احتمالاتی در بررسی تأثیر میزان نامعینی در پاسخ سازه موردتوجه قرار گرفته است (برخورداری، ۱۳۸۸).

برای بررسی نشست سطح زمین و روش‌های احتمالاتی ابتدا لازم است مبانی و تعاریف اولیه مورداستفاده مطرح شده و عوامل دخیل در احتمال ناپایداری مشخص شود که در این فصل تعاریف و کلیات نشست عوامل عدم قطعیت در تونل‌ها، تعاریف آماری و احتمالاتی مورداستفاده به طور خلاصه ارائه شده است.

۲-۲- مخاطرات تونل سازی

شهرسازی و صنعتی‌شدن سریع، بخصوص در برخی شهرهای قدیمی بزرگ باعث ازدحام در مکان، ترافیک سنگین و تراکم ساختمان‌ها خواهد شد. بعلاوه پیش‌بینی‌های اقتصادی و سیاسی به طور جامع در اغلب شهرها باعث توجه فزاینده‌ای به گسترش و بهره‌مندی از فضاهای زیرزمینی شده است. تونل‌های شهری و ساختمان‌های زیرزمینی به‌سرعت در سال‌های اخیر افزایش یافته‌اند.

تونل سازی همواره با چالش‌هایی همراه بوده است. یکی از این چالش‌ها که در مناطق شهری بسیار موردتوجه قرار گرفته است نشست سطحی بوده است. حفر ساختمان‌های زیرزمینی، علی‌رغم عمق آن، توده‌های خاکی و سنگی را بر هم می‌زنند؛ بنابراین خاک شرایط تعادل خود را از دست داده و تا رسیدن به

تعادل جدید تغییر شکل خواهد یافت. در این فرایند، نشست سطح زمین به‌ناچار اتفاق افتاده و بر ایمنی ساختمان‌های مجاور تأثیر خواهد گذاشت (Zhaomin Guoxiaoyun.,2006).

نشست باتوجه‌به میزان آن می‌تواند باعث ایجاد خسارات جبران‌ناپذیری، از تأثیر نامطلوب برنما و زیبایی سازه‌های سطحی تا ناپایداری کامل و تخریب آنها ایجاد نماید. برای خسارات ناشی از نشست نمونه‌های فراوانی ذکر شده ولی در اینجا تنها به آوردن یک تصویر که در شکل ۱-۲ نشان داده شده اکتفا شده است.



شکل (۱-۲): نشست سطح زمین ناشی از تخریب قنات‌های قدیمی بر اثر حفر تونل مترو تهران (جعفر پیشه، ۱۳۸۳).

۲-۳- تونل‌ها و ساختگاه

مشخصات و ویژگی‌های تونل و نحوه ساخت و ساختگاه آن در میزان نشست سطحی ناشی از آن مؤثر است و باید این موارد را در مدل‌سازی نشست در نظر داشت. در این قسمت تعاریف مربوط به این موارد بیان شده و اثر هرکدام از آنها به طور اجمالی بررسی خواهد شد (Zhaomin Guoxiaoyun,2006).

▪ عمق تونل

یکی از پارامترهای اساسی در تعیین میزان جابه‌جایی سطحی زمین عمق تونل خواهد بود. معمولاً جابه‌جایی سطحی زمین با افزایش عمق تونل، کاهش خواهد یافت.

▪ شکل و اندازه تونل

هر چه مقطع تونل بزرگ‌تر باشد، میزان جابه‌جایی‌ها در عمق و سطح بیشتر شده و برای تأمین پایداری فضا به سیستم نگهداری قوی‌تری نیاز خواهد بود. یکی از موارد بزرگ بودن موضعی تونل‌ها، در تقاطع‌ها و ایستگاه‌های مترو می‌باشد. همچنین وجود دو یا چند تونل در کنار هم معمولاً باعث تمرکز تنش‌های استاتیکی در محیط بین تونل‌ها و تشدید نشست ناشی از حفر تونل جدید خواهد شد. اثر وجود تونل‌های حفر شده با افزایش فاصله آن از محور تونل کاهش یافته به‌طوری‌که می‌توان از اثرات تونلی بافاصله حدود ۳۵ متری چشم‌پوشی کرد.

▪ وضعیت لایه بندی و جنس زمین

واضح است که هر چه جنس زمین مستحکم‌تر و مقاوم‌تر باشد، تغییر شکل آن در مرز تونل و در نتیجه، نشست سطحی آن کاهش خواهد یافت. وجود ناپیوستگی‌ها به‌ویژه گسل در ساختگاه تونل هم در هنگام تونل سازی مخاطره‌آمیز بوده و هم می‌تواند در آینده باعث ایجاد زلزله و نشست‌های عظیم گردد. وجود ناپیوستگی‌ها در مواقع زلزله با انعکاس امواج، عموماً باعث افزایش و تشدید دامنه نوسان و در نتیجه باعث تخریب‌های ثانویه و نشست‌های بعدی خواهد شد.

▪ نحوه ساخت تونل

روش‌های مختلفی برای ساخت تونل وجود دارد که بسته به شرایط ساختگاهی و زمین ساختی روش مناسب انتخاب خواهد شد. روش‌های کند و پوش (به‌خصوص در ساخت ایستگاه‌های مترو) بیشتر معمول بوده است. استفاده از روش کند و پوش به‌خاطر داشتن سرعت حفاری بالا و اطمینان از کیفیت بهتر و هزینه پایین‌تر، رایج گردیده است. اما این روش ضربات مضر بزرگ‌تری را به محیط اطراف وارد می‌کند، بنابراین استفاده از این روش در برخی از شهرهای بزرگ محدود شده است. در دهه ۱۹۵۰، این روش به طور وسیعی در ساخت متروهای توکیو^۱ و ازاکا^۲ استفاده شده است (Zhaomin Guoxiaoyun, 2006).

^۱ . Tokyo

^۲ . Osaka

روش معدنکاری برای پروژه‌هایی با مسیر طویل، عمق زیاد دفن و شرایط زمین‌شناسی خوب مناسب خواهد بود. این فن آوری آسان، با کاربری انعطاف‌پذیر و کم‌هزینه‌ترین روش می‌باشد. روش معدنکاری در ساخت‌وساز متروی بی جینگ^۱ و گوانگ‌ژو^۲ به طور وسیع استفاده شده است.

روش سپر با سابقه‌ای بیش از صدسال، یک روش سطح بالا و رایج در جهان شده است. این روش مزایای زیادی از جمله سرعت ساخت‌وساز بالا، دقت خوب، لرزش و ضربه کم بر ساختمان‌های اطراف و ... دارد. اما ماشین سپر پرهزینه بوده و برای پروژه‌هایی با طول کم و یا بخش‌های متغیر مناسب نخواهد بود.

ماشین‌های حفار تمام مقطع^۳ مؤثرترین و پیشرفته‌ترین ماشین بزرگ مقیاس است که به طور وسیع در حال حاضر در جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش توانسته، سرعت ساخت‌وساز، کیفیت بهتر و ایمنی پروژه را تضمین کند. ولی این روش سازگاری کمی با شرایط زمین‌شناسی چون خاک‌های نرم، انفجار سنگ و فروپاشی و ... خواهد داشت. این روش، مناسب‌ترین روش برای تونل‌های آبی و مجاری فاضلاب خواهد بود.

در پروژه انتقال آب از جنوب به شمال چین، تعداد زیادی از تونل‌ها از این روش استفاده کرده‌اند. نحوه ساخت تأثیر بسیار زیادی بر نشست سطحی خواهد داشت. امروزه با پیشرفت ماشین‌های حفار تمام مقطع و به‌ویژه نوع EPB^۴ در مناطق شهری از چالش‌های تونل سازی کاسته شده است (Zhaomin Guoxiaoyun, 2006).

▪ پوشش داخلی تونل

پس از حفاری تونل در صورت نیاز از پوشش داخلی برای محافظت در مقابل ریزش استفاده خواهد شد. البته مواردی نیز وجود دارد که در صورت استحکام کافی سنگ‌ها، از پوشش استفاده نشده اما در صورت ضعیف بودن سنگ امکان استفاده از شات‌کریت، بتن درجا، و یا اجزای پیش‌ساخته وجود خواهد داشت. پوشش (لاینینگ) تونل می‌تواند به‌عنوان یک سازه نقش تعیین‌کننده‌ای در پایداری تونل و محدودکننده نشست داشته باشد.

³ . Beijing

⁴ . Guangzhou

⁵ . Tunnel Boring Machine

¹ . Earth Pressure Balance

▪ آب زیرزمینی

در حالت کلی ورود آب به محدوده حفاری تونل، باعث کاهش پارامترهای مقاومتی زمین شده و جابه‌جایی‌ها را افزایش خواهد داد. در مواردی که خاک خواص واگرایی داشته باشد، آب می‌تواند باعث تشدید نشست و حتی عدم پایداری تونل شود.

▪ سربار و سازه‌های سطحی

وجود سازه‌های سطحی باعث افزایش موضعی تنش و در نتیجه افزایش جابه‌جایی‌ها و نشست سطحی می‌گردد. میزان تأثیر این سربارها به فاصله افقی آن از محور تونل بستگی داشته و با افزایش میزان فاصله، میزان تأثیر کاهش یافته و در انتها می‌توان از اثر آن چشم‌پوشی کرد (پاکباز و حیدری زاده، ۱۳۸۷). در بخش‌های بعد روش‌های مختلف برای برآورد فرم و میزان نشست و مدل‌سازی آن شرح داده شده است.

۲-۴- تعریف و کلیات نشست سطح زمین

یکی از مسائل مهم و اجتناب‌ناپذیر در طراحی و احداث سازه‌های مختلف عمرانی تعیین، مقدار و چگونگی نشست در لایه‌های مختلف خواهد بود. نشست در اثر عوامل و به شکل‌های متفاوت نظیر جابه‌جایی ناشی از تغییر تنش‌ها، تغییر آرایش دانه‌های جامد خاک، خارج‌شدن هوا و آب موجود در منافذ خاک و از این قبیل به وجود می‌آید. در یک خاک معین یک و یا تعدادی از عوامل فوق ممکن است مشارکت داشته باشد. از آنجایی که فشرده شدن خاک باعث نشست سازه واقع بر روی آن می‌شود، به این پدیده نشست خاک گفته می‌شود. در حالت کلی نشست‌های خاک به دو گروه زیر تقسیم خواهد شد:

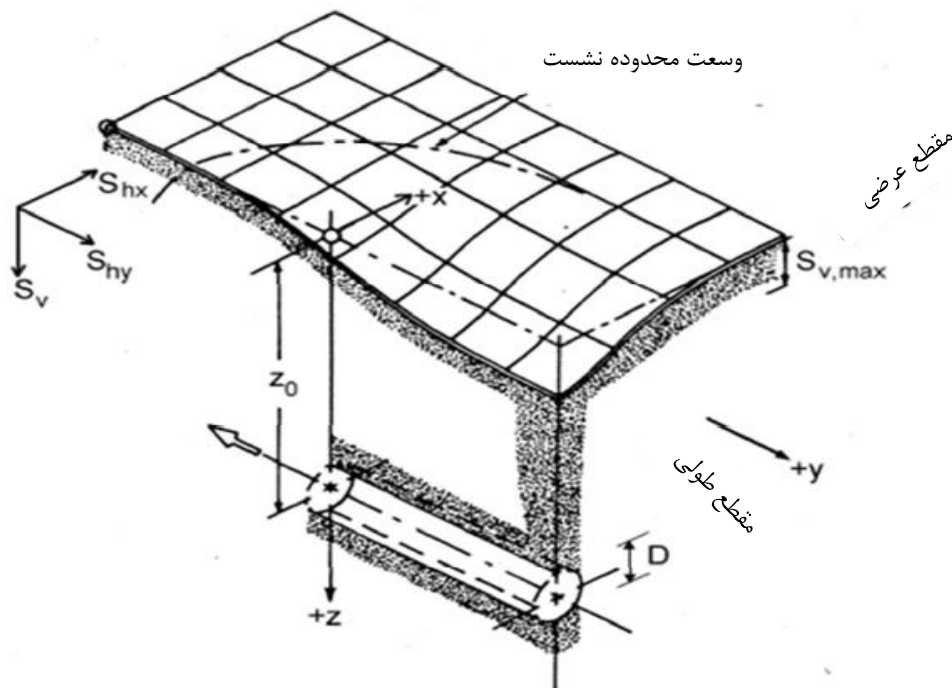
▪ نشست آنی^۱ که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و یا خاک‌های مرطوب و اشباع، بدون هرگونه تغییری در میزان آب خواهد بود. محاسبات نشست آنی معمولاً بر پایه روابط به‌دست‌آمده از تئوری الاستیسیته قرار دارد.

▪ نشست تحکیم^۱ که ناشی از تغییر حجم خاک اشباع به علت رانده شدن آب‌های موجود در حفرات خواهد بود (Franzius., 2003).

^۱ . Elastic Settlement

اصطلاحات تعریف‌کننده هندسه، نشست و سیستم مختصات استفاده شده در این مطلب در شکل ۲-۲

آمده است.



شکل (۲-۲): هندسه ناشی از حفر تونل (Attewell et al, 1986).

سیستم مختصات به این صورت تعریف شده که x فاصله از خط مرکزی تونل در جهت عرضی و y مختصات در راستای طول و z عمق از زیرسطح خاک بوده است. طبق شکل مبدأ مختصات نقطه بالای جبهه کار تونل خواهد بود. متغیرهای جابه‌جایی به این صورت تعریف می‌شوند S_v : جابه‌جایی قائم، S_{hx} و S_{hy} به ترتیب جابه‌جایی افقی در مقطع عرضی و طولی را نشان می‌دهند. (Franzius.,2003)

روش‌های مدل‌سازی و پیش‌بینی نشست را به طور عمده می‌توان به دو گروه تقسیم کرد:

(۱) روش‌های تجربی و تحلیلی، بر اساس روابط تجربی منتج شده از مشاهدات گذشته

(۲) مدل‌سازی‌های عددی مانند تحلیل المان محدود که عمومی‌ترین روش خواهد بود. (Ercelebi et al.,2005)

۲-۵- روش‌های تجربی

تاکنون روش‌های مختلفی برای تخمین نشست و پارامترهای مربوط به آن ارائه شده است که به سه دسته تجربی، تحلیلی و عددی تقسیم می‌شود. روابط تجربی بر اساس بررسی داده‌های حاصل از پروژه‌های عملی و ایجاد رابطه بین پارامترهای مختلف به دست می‌آید که مهم‌ترین محدودیت روش‌های تجربی همین عامل است. این بدین معنا است که برای شرایط زمین‌شناسی خاصی ارائه شده‌اند و برای کاربرد آنها در سایر شرایط باید دقت کرد. در ادامه به بررسی روابط تجربی ارائه شده در خصوص نشست و پارامترهای دخیل در آن پرداخته شده است.

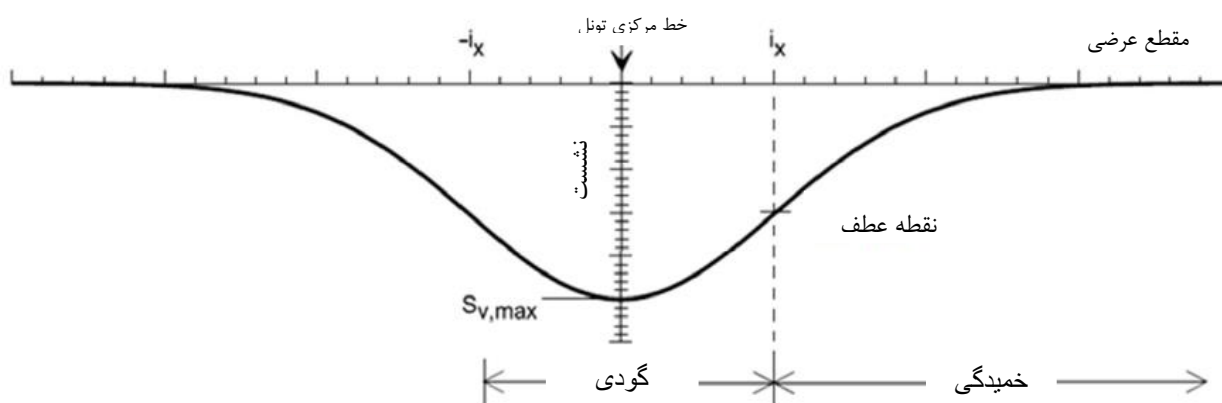
۲-۵-۱- جابه‌جایی‌های سطحی

همزمان با نشست سطح زمین که خود شامل رفتار عرضی و طولی می‌باشد، جابه‌جایی‌های افقی نیز در داخل توده خاک به سبب تونل‌سازی به وجود می‌آید. که در ادامه به روابط و توضیحات مربوط به این جابه‌جایی‌ها پرداخته شده است.

۲-۵-۱-۱- رفتار عرضی

پک^۱ (۱۹۶۹)، بیان کرده است که محدوده گسترش نشست عرضی را می‌توان با یک تابع گاوس شرح داد که این تعریف ریاضی وی تاکنون در بسیاری موارد پذیرفته شده است (Peck, 1969). یک نمونه از پروفیل نشست عرضی در شکل ۲-۳ نشان داده شده است.

^۱. Peck



شکل (۳-۲): نشست در مقطع عرضی (Franzius.,2003)

پیرو این دیدگاه، نشست سطحی در جهت عرضی با رابطه ۱-۲ محاسبه خواهد شد:

$$S_v(X) = S_{v,max} e^{\frac{-x^2}{2i_x^2}} \quad (۱-۲)$$

که $S_{v,max}$ نشست حداکثر اندازه‌گیری شده بالای تونل می‌باشد. پارامتر i_x عرض محدوده گسترش می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۳-۲ مشاهده می‌شود، محدوده گسترش نشست بیشترین شیب خود را در نقطه عطف منحنی داشته که در فاصله i_x از خط مرکزی تونل قرار گرفته است. همچنین، محل بیشترین شیب یا همان نقطه عطف، محدوده شکم‌دادگی و خمیدگی را از یکدیگر جدا کرده است.

مساحت زیر تابع خطای گاوس طبق تعریف برابر یک بوده که بیانگر احتمال قرارگیری متغیر x در محدوده تا $-\infty$ و $+\infty$ می‌باشد. در نتیجه ناحیه قرار گرفته در محدوده گسترش نشست می‌تواند مقداری اتخاذ کند که با رابطه ۲-۲ به دست خواهد آمد:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi i_x^2} S_{v,max} \quad (۲-۲)$$

که V_s حجم ناحیه نشست کننده در واحد طول خواهد بود (Peck, 1969; Franzius, 2003).

در مواردی بانفوذ پذیری کم مانند رس سخت، واکنش اولیه زمین در برابر ساخت تونل را می‌توان زهکشی نشده در نظر گرفت. حجم ناحیه نشست کننده مساوی با حجم خاک حفر شده بوده که از حجم تئوری تونل بیشتر خواهد بود. رایج است که این حجم اضافه (برای واحد طول) به‌صورت نسبتی از حجم تئوری تونل تعیین می‌شود که در رابطه ۳-۲ ذکر شده است:

$$V_l = \frac{V_s}{\pi D^2/4} \quad (3-2)$$

که در این رابطه V_L مقدار اتلاف حجم و D قطر خارجی تونل خواهد بود. این مقدار معمولاً به صورت درصد بیان می‌شود (Giardina et al., 2008).

بعد از ترکیب معادلات ذکر شده نیمرخ نشست عرضی بر حسب اتلاف حجم به صورت رابطه ۲-۴ بیان خواهد شد.

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i_x} e^{\frac{-x^2}{2i_x^2}} \quad (4-2)$$

برای یک تونل با قطر معین، شکل و اندازه منحنی نشست عرضی فقط به مقدار اتلاف حجم V_L و عرض محدوده نشست i_x بستگی خواهد داشت (Bloodworth, 2002).

با در نظر گرفتن فرضیاتی به شرح زیر، تخمین پارامترهای نشست به دست خواهد آمد:

- مقطع عرضی تونل دایروی است.
- تونل کم عمق است.
- تونل از میان سازند رسی عبور کرده است.
- روش تونل سازی $NATM^1$ خواهد بود.
- تخمین‌ها برای نگهداری اولیه کامل، معتبر است (مش سیمی، شات کريت، بولت و لاتیس).
- بعد از اتمام حفاری تونل‌های مجاور تا ۳۵ متری، از نشست ناشی از اندرکنش تونل‌ها چشم‌پوشی خواهد شد.
- از نشست تحکیمی درازمدت چشم‌پوشی خواهد شد.

در یک روش دیگر، با تحلیل به وسیله مدل کمبریج اصلاح شده^۱ و تحکیم بایوت^۲ و با در نظر گرفتن قانون تغییرات نشست خاک آشفته و نشست تحکیمی، هو یوآن ژی^۳ (۱۹۸۷)، از دانشگاه تانگ جی، معادله پک را

¹ . New Austrian Tunneling Method

برای نشست عرضی بر اساس تعداد زیادی از داده‌های مشاهده‌ای اصلاح کرده‌اند. معادله نشست زمین بعد از ساخت‌وساز، با در نظر گرفتن فاکتور زمان محاسبه خواهد شد که در روابط ۲-۵ و ۲-۶ بیان شده است (Zhaomin Guoxiaoyun.,2006).

$$s(x,t) = \left(\frac{v_1 + H\bar{k}_x t}{\sqrt{2\pi i}} \right) \exp\left(-\frac{x^2}{2i}\right) \quad (2-5)$$

$$T = \frac{\sqrt{2\pi\bar{P}}}{E\bar{k}_x} i \quad (2-6)$$

که $s(x,t)$ نشست زمین ناشی از تلفات لایه‌ها و تحکیم می‌باشد. V_L حجم تلف شده لایه‌ها، T زمان لازم برای رفع کامل فشار آب منفذی، K_x میانگین وزنی نفوذپذیری خاک بالایی، $\bar{P}$ میانگین فشار آب منفذی بالای تونل، $\bar{E}$ میانگین مدول فشاری شالوده خاک، i عرض ناحیه نشست، x فاصله از خط مرکزی تونل و H عمق دفن تونل می‌باشد.

در مطالعات دیگری که به وسیله شرکت تونل شانگهای^۴ انجام شد، روش المان محدود برای استنتاج معادله تجربی محاسبه نشست در شانگهای بکار رفت و فاکتور عمق و قطر تونل و ضریب فاصله لایه خاک در نظر گرفته شد که در رابطه ۲-۷ بیان شده است.

$$\delta = \frac{0.627 \cdot D \cdot g}{H \cdot (0.956 - H/24 + 0.3g)} \exp\left(\frac{-6x^2}{30(6-5H) \cdot (2-g)}\right) \quad (2-7)$$

δ نشست زمین، D قطر تونل، H عمق قرارگیری، g ضریب فاصله میان لایه‌ها و x فاصله از خط مرکزی تونل می‌باشد.

با این معادله، نشست زمین با عمق متفاوت، قطر متفاوت، ضریب فاصله متفاوت میان لایه‌ها و فاصله متفاوت از خط مرکزی تونل قابل محاسبه خواهد بود (Zhaomin Guoxiaoyun.,2006).

² . Modified Cambridge model

³ . Biot

⁴ . Hou Xue yuan

¹ . Li Gui Hua

۲-۵-۱-۲- جابه‌جایی افقی

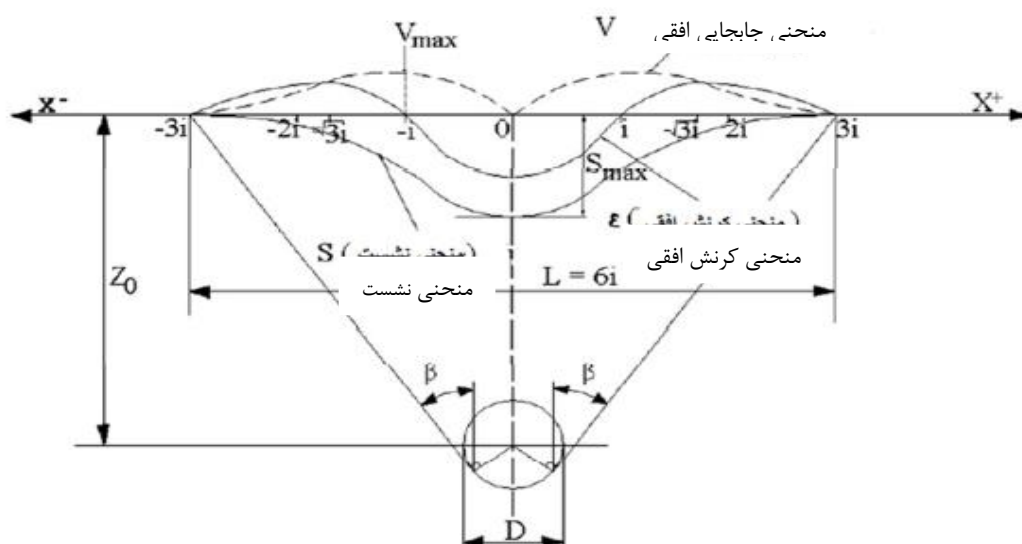
مطالعات آریلی و نیو^۱ (۱۹۸۲) نشان داده است که با این فرض که بردار برآیند جابه‌جایی به سمت مرکز تونل اشاره خواهد داشت، جابه‌جایی افقی سطح خاک در مقطع عرضی از رابطه ۸-۲ محاسبه می‌شود:

$$S_{hx}(x) = -\frac{xS_v(x)}{z_0} \quad (۸-۲)$$

شکل ۴-۲ جابه‌جایی افقی به‌اضافه ناحیه گاوسی نشست در مقطع عرضی را نشان داده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود جابه‌جایی افقی حداکثر در نقطه عطف اتفاق می‌افتد. همچنین کرنش افقی در مقطع عرضی در نمودار نمایش داده شده است. این کرنش با مشتق‌گیری از جابه‌جایی افقی نسبت به متغیر x به‌دست آمده است. نتیجه طبق رابطه ۹-۲ خواهد بود:

$$\varepsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad (۹-۲)$$

در این معادله فشار با علامت منفی و کشش با علامت مثبت تعریف شده است. در ادامه اندیس x در هنگام تشریح کرنش افقی در مقطع عرضی حذف خواهد شد و به‌جای آن ε_h استفاده خواهد شد. (Franzius.,2003)



شکل (۴-۲): توزیع جابه‌جایی و کرنش افقی در مقطع عرضی همراه با نیمرخ نشست. (Franzius.,2003)

². O'Reilly & New

شکل ۲-۴ نشان می‌دهد که بین دو نقطه عطف ناحیه فشاری وجود خواهد داشت. خارج از این محدوده کرنش کششی ایجاد شده است. مقدار حداکثر (قدر مطلق) ϵ_{hx} برای فشار و کشش به ترتیب ϵ_{hc} و ϵ_{ht} نام‌گذاری شده است (Franzius.,2003).

۲-۵-۱-۳- زاویه ناحیه تأثیر مربوط به نشست

بر روی تونل‌هایی که در زمین‌های رسی و ماسه‌ای ایجاد شده‌اند، مطالعاتی انجام شده است. جابه‌جایی‌های زمین در این حالت مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج حاصل از آنالیزهای برگشتی بر روی این نمونه‌ها در مورد زاویه ناحیه تأثیر مربوط به نشست زمین نشان داده است که زاویه ناحیه تأثیر مربوط به نشست زمین در خاک‌های رسی تقریباً برابر با ۴۵ درجه و برای تونل‌هایی در خاک ماسه‌ای ۴۱ درجه می‌باشد.

همچنین با توجه به شکل ۲-۴ با فرض قرارگیری محل برخورد بردارهای جابه‌جایی محصورکننده پروفیل‌های نشست سطحی و زیرسطحی زیر محور تونل مقدار زاویه β برابر است با: (Yeong Chi et al.,2001)

$$\beta = \text{Arc tan} \left(\frac{3i}{(0.5/0.325)Z_0} \right) \quad (۲-۱۰)$$

۲-۵-۱-۴- نشست ماکزیمم

نشست ماکزیمم در تونل سازی در خط مرکزی تونل و در سطح زمین رخ می‌دهد. برای محاسبه مقدار نشست ماکزیمم روابط مختلفی توسط افراد گوناگون ارائه شده است که در زیر به برخی از آنها اشاره خواهد شد. هزرگو^۱ (۱۹۸۵)، رابطه زیر را برای محاسبه میزان نشست ماکزیمم ارائه کرده است.

$$S_{\max} = 0.785(\gamma Z_0 + P_s)(D^2/E \cdot i) \quad (۲-۱۱)$$

در رابطه فوق $S_{\max}$ میزان نشست ماکزیمم، γ وزن مخصوص خاک محل، Z_0 عمق تونل، P_s اضافه فشار سربار در سطح زمین، D قطر تونل، E مدول الاستیسیته خاک و i طول نقطه عطف مربوط به منحنی نشست می‌باشد. نشست ماکزیمم همچنین می‌تواند با تعیین پارامتر اتلاف حجمی (V_1) محاسبه شود. (Neaupane et al.,2006)

^۱ . Herzgo

$$S_{\max} = (V_l/2.5i) \quad (12-2)$$

در بخش آخر فصل پنج، یک رابطه تجربی دیگر برای محاسبه حداکثر نشست ارائه شده است.

۲-۵-۱-۵- پارامتر عرض حفره نشست

پارامتر عرض حفره، عرض ناحیه نشست کننده را نشان می‌دهد. در نیمرخ عرضی نشست، این پارامتر به صورت فاصله نقطه عطف (نقطه شیب حداکثر) از خط مرکزی تونل همان گونه که در شکل ۲-۳ نشان داده شد، تعریف می‌شود. عرض حفره نشست از رابطه‌های ۲-۱۳ و ۲-۱۴ محاسبه خواهد شد (Franzius.,2003).

$$i = 0.43Z_0 + 1.1 \quad \text{برای خاک‌های چسبنده} \quad (13-2)$$

$$i = 0.28Z_0 - 0.1 \quad \text{برای خاک‌های غیر چسبنده} \quad (14-2)$$

که i و Z_0 هر دو بر حسب متر اندازه‌گیری شده‌اند. سپس آریلی و نیو رابطه بالا را به صورت رابطه ۲-۱۵ ساده کردند.

$$i = KZ_0 \quad (15-2)$$

آنها طبق داده‌هایشان به این نتیجه رسیدند که برای رس مقدار $K=0.5$ برای اکثر اهداف طراحی مناسب است اگرچه به این نکته اشاره کردند که این مقدار بین 0.4 تا 0.7 به ترتیب برای رس‌های سخت و نرم قابل تغییر خواهد بود. نتایجی از بررسی‌های مشابه البته با داده‌های بیشتر، توسط رانکین^۱ (۱۹۸۸) ارائه شده است. نتایج، مقدار $K=0.5$ برای رس را تأیید می‌کند طبق رابطه زیر:

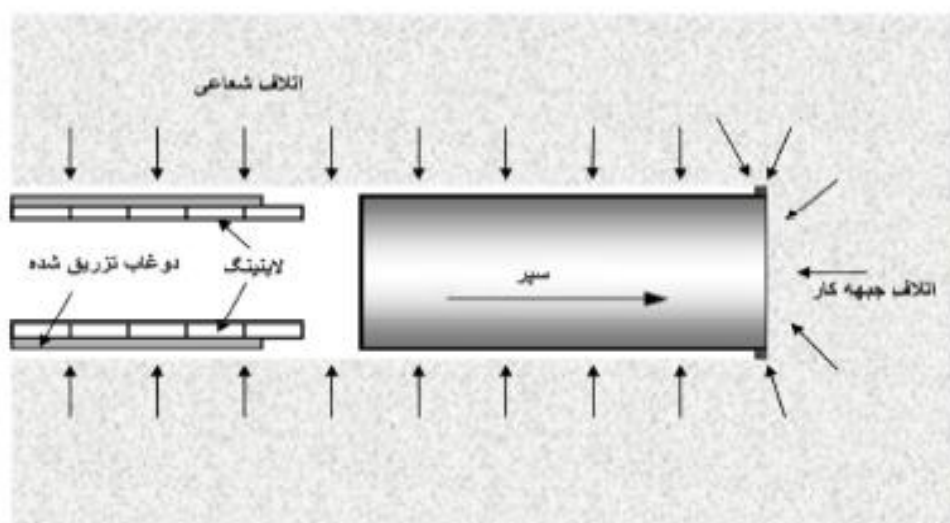
$$i = 0.5Z_0 \quad (16-2)$$

^۱ . Rankin

کیمورا و مییر^۱ به نتایج مشابهی با استفاده از تست سانتریفیوژ دست یافتند که مقدار $K=0.5$ مستقل از درجه نگهداری تونل به دست آمده است. آنها نتیجه گرفتند که مقدار K مستقل از روش تونل سازی خواهد بود (Franzius., 2003).

۲-۵-۱-۶- اتلاف حجم

ساخت تونل به ناچار باعث حفر حجم زیادی از خاک شده که با حجم تونل جایگزین می شود. مقدار این بیش حفاری به وسیله V_L به صورت کمی بیان شده که این مقدار نسبت اختلاف میان حجم خاک حفر شده و حجم تونل (که با قطر تونل معلوم می شود) بر حجم تونل خواهد بود. اتلاف حجم مقیاسی برای میزان آشفته گی زمین می باشد. این آشفته گی باعث ایجاد نشست زمین شده و در شرایط زهکشی نشده، حجم ناحیه نشست برابر V_L خواهد شد (طاحونی، ۱۳۸۶). در شکل ۲-۵ منابع موجود برای ایجاد اتلاف حجم نمایش داده شده است.



شکل (۲-۵): منابع ایجاد اتلاف حجم در تونل سازی با سپر (طاحونی، ۱۳۸۶; Bloodworth., 2002).

مایر و تیلور^۲ (۱۹۹۳) دامنه ای از پارامتر افت حجمی را برای تکنیک های ساخت مختلف تونل سازی و

انواع خاک ها مطابق جدول ۲-۱ ارائه نموده اند (Mair & Taylor., 1993).

^۲ . Kimura & Mair

^۱ . Mair & Taylor

جدول (۱-۲): اتلاف حجم برای خاک‌ها و روش‌های حفاری مختلف (پاکباز و حیدری زاده، ۱۳۸۷; Mair & Taylor, 1993).

اتلاف حجم		نوع خاک	روش ساخت
۱/۳	۰/۲	ماسه نرم شل	TBM slurry/EPB
۲	۱	رس نرم	
۱	۰/۰۳	رس ماسه دار سخت	
۱	۰/۲	ماسه شل	
۲	۱	رس سخت	TBM
۰/۵	۰/۵	رس لندن	NATM

۲-۵-۱-۷- رفتار طولی

اتول و وودمن^۱ (۱۹۸۲)، نشان دادند که نیمرخ نشست طولی با در نظر گرفتن تونل به عنوان تعداد زیادی منبع نقطه‌ای در جهت طولی و با جمع کردن فرورفتگی نشست ناشی از هر یک از منابع نقطه‌ای قابل استنتاج است. اگر نیمرخ نشست گاوسی برای فرورفتگی نشست انتخاب شود نیمرخ طولی به وسیله رابطه‌ی ۲-۱۷ به دست خواهد آمد (طاحونی، ۱۳۸۶).

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v.max} \varphi\left(\frac{y}{i}\right) \quad (۲-۱۷)$$

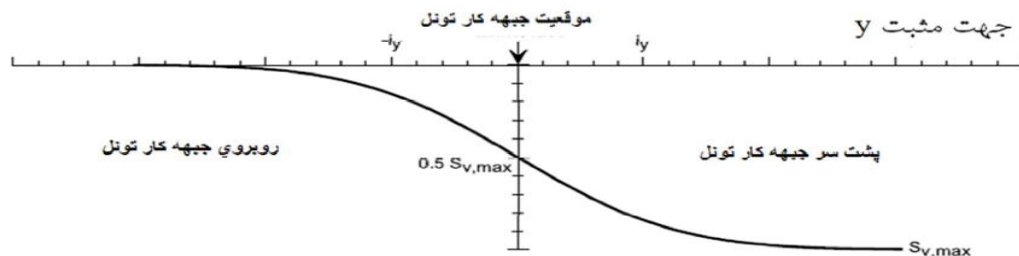
که $\varphi(y)$ منحنی احتمال تجمعی و y مختصات طولی می‌باشد. منحنی احتمال تجمعی به صورت رابطه ۲-۱۸ تعریف می‌شود.

$$\varphi(y) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} dy \quad (۲-۱۸)$$

مقادیر $\varphi(y)$ به صورت معلومات در جداول تابع احتمال استاندارد ارائه شده توسط اتول و وودمن و یا موجود در کتاب‌های درسی آمار بیان شده است. شکل ۲-۶ نیمرخ نشست طولی را نشان داده است. نشست در جهت مثبت y افزایش یافته تا در $y = \infty$ به $S_{v.max}$ رسیده است، در حالی که $S_v = 0$ در $y = -\infty$ به

^۱. Attewell & Woodman

وجود آمده است. نشست در $y = 0$ مساوی با $S_{v,max}/2$ می‌باشد. برای سادگی اغلب فرض می‌شود که جبهه کار تونل در محلی که مقدار پیش‌بینی ($S_{v,max}$) ۵۰٪ باشد در $y = 0$ قرار گرفته است (طاحونی، ۱۳۸۶).



شکل (۲-۶): نیم‌رخ طولی نشست (طاحونی، ۱۳۸۶; Franzius, 2003).

عرض نیم‌رخ نشست طولی با i_y تعریف شده است. اغلب $i_x = i_y$ فرض می‌شود. اتول و همکاران^۱ (۱۹۸۶)، برای تعداد زیادی از موارد مطالعاتی، مقادیر i_x و i_y را باهم مقایسه کرده‌اند. اگرچه داده‌ها نشان داد که نشست عرضی اندکی بزرگ‌تر از نشست طولی بوده، ولی آنها نتیجه گرفتند که این ارتباط برای بیشتر مسائل عملی طراحی معتبر است (طاحونی، ۱۳۸۶).

۲-۶- مدل‌سازی و تحلیل عددی ساخت تونل

روش‌های تجربی و تئوریک نمی‌توانند به طور کامل رفتار سازه‌های زیرزمینی را تحلیل نمایند، به همین منظور بهتر است که از روش‌های عددی استفاده شود. روش‌های تجربی با تمام راحتی‌هایی که از لحاظ کاربرد دارند، نمی‌توانند حل مسئله را به صورت دقیق بیان نمایند. واضح است که هرچقدر مدل ساخته شده در روش‌های عددی به واقعیت نزدیک‌تر باشد و پارامترهای بیشتری را در نظر گیرد، جواب دقیق‌تری از روش‌های عددی مورد انتظار خواهد بود. با پیشرفت فناوری، چه در زمینه سخت‌افزار و چه در زمینه نرم‌افزار، به‌مرورزمان، محققین به سمت روش‌های عددی، گرایش پیدا کرده‌اند (گرم رودی و میر مهدی، ۱۳۸۲).

^۱. Atol et al

مشخصه اصلی روش‌های عددی این است که یک سازه بزرگ به المان‌های نسبتاً کوچکی تقسیم شود. سپس، معادلات مشخصه المان‌های منفرد و اندرکنش آنها برقرار خواهد شد. سرانجام، این معادلات که از لحاظ تعداد زیاد بوده، به طور هم‌زمان و به صورت اندرکنشی، با استفاده از رایانه، حل خواهد شد. نتایج حاصل از این روش، توزیع تنش و الگوی تغییر مکان در داخل سازه اتفاق می‌افتد. مهندسين مکانیک سنگ، روش‌های عددی را به دو مدل اصلی یا ترکیبی از آنها که در جدول ۲-۲ آمده است، طبقه‌بندی کرده‌اند. (Jinga & Hudson.,2002)

مدل پیوسته، توده سنگ را شبیه یک بلوک یکپارچه و مدل ناپیوسته، توده سنگ را شبیه تعدادی بلوک مستقل در نظر گرفته است. روش‌های المان مرزی، المان محدود و تفاضل محدود، نمونه‌هایی از مدل پیوسته تحلیل عددی هستند و روش المان مجزا، مثالی از مدل ناپیوسته می‌باشد. ترکیبی از این مدل‌ها نیز می‌توانند برای شبیه‌سازی به کار گرفته شود.

جدول (۲-۲): روش‌های عددی در مهندسی مکانیک سنگ (Jinga & Hudson.,2002).

روش‌های عددی				
مدل ترکیبی	مدل ناپیوسته	مدل پیوسته		
DEM-FEM یا BEM-DEM	روش المان مجزا DEM ⁴	روش المان مرزی BEM ³	روش تفاضل محدود FEM ²	روش المان محدود FDM ¹

در استفاده از روش‌های عددی به طور مشترک، معایب و مشکلاتی وجود دارد که کار با آنها را مشکل می‌سازد. از طرفی مزایای این روش‌ها باعث شده تا از خطاهای احتمالی، جلوگیری شود. این مشکلات عبارت‌اند از (Maher.,2004):

1. Finite Difference Method
2. Finite Element Method
3. Boundary Element Method
4. Distinct Element Method

(۱) عدم امکان دسترسی به پارامترهای بیان‌کننده رفتار طبیعی توده سنگ به‌خصوص پارامترهای دینامیکی.

(۲) پیچیدگی مدل هندسی سازه و توده سنگ و عدم امکان شبیه‌سازی واقعی.

(۳) مشکلات مربوط به تعیین وضعیت بارگذاری و شرایط مرزی برای قسمت‌های مختلف.

مزایای مشترک روش‌های عددی عبارت‌اند از:

(۱) روش‌های عددی در حل مسائلی با هندسه پیچیده کارایی بهتری خواهد داشت.

(۲) روش‌های عددی، شرایط مرزی پیچیده را بهتر پوشش می‌دهد.

(۳) در روش‌های عددی، تأثیر جریان آب زیرزمینی را در تحلیل پایداری، می‌توان به راحتی محاسبه کرد.

(۴) در شرایطی که روش‌های تحلیلی کلاسیک پاسخگو نباشند یا به‌سختی از عهده پاسخگویی به مسائل

بر آید، روش عددی پاسخ مناسبی به مسئله خواهد داد.

(۵) در صورت درستی و دقت داده‌های ورودی، جواب از دقت بالایی برخوردار می‌باشد (Maher.,2004).

در ادامه نمونه‌هایی از تحلیل‌های عددی بررسی شده است.

۲-۶-۱- تحلیل‌های دوبعدی

حفر تونل یک مسئله سه‌بعدی می‌باشد^۱. به‌هرحال یک تحلیل سه‌بعدی (3D) کامل به منابع محاسباتی زیادی هم از نظر هزینه و هم زمان نیاز دارد؛ بنابراین اغلب اوقات حفر تونل به‌صورت دوبعدی (2D) مدل می‌شود. روش‌های گوناگونی برای در نظر گرفتن تغییرات تنش و کرنش بالای تونل در هنگام استفاده از تحلیل‌های کرنش صفحه‌ای برای شبیه‌سازی ساخت تونل، پیشنهاد شده است (Franzius.,2003). در ادامه برخی از این روش‌ها توضیح داده شده است.

▪ روش فاصله: این روش برای توصیف مقدماتی موقعیت و اندازه لاینینگ نهایی تونل که از اندازه مرزهای اولیه حفاری کوچک‌تر است، توسط راو و همکاران^۲ (۱۹۸۳) پیشنهاد شده است. حرکت

^۱ . Swoboda & Gens

^۲ . Rowe et al

خاک به داخل تونل تا پرشدن فاصله بین تونل و مرزهای اولیه حفاری با خاک، مجاز شمرده خواهد شد. پارامتر فاصله، اختلاف میان قطر مرز اولیه حفاری با اندازه قطر نهایی تونل می‌باشد.

▪ روش محدودیت همگرایی: این روش که روش λ نیز نامبرده می‌شود، توسط پانت و گنات^۱ (۱۹۸۲) معرفی شده است. پارامتر λ مقدار باربرداری قبل از نصب لاینینگ را نشان می‌دهد. برای $0 < \lambda < 1$ تنش شعاعی باقیمانده روی لاینینگ $\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_r^0$ می‌باشد، که σ_r^0 مقدار تنش اولیه در راستای شعاعی انتخاب شده است (Franzius.,2003).

▪ روش نرمی پیش‌رونده: این روش توسط سوبودا^۲ (۱۹۷۹) برای مدل‌سازی حفر تونل به روش NATM ایجاد شده است. در این روش سختی خاک در مرزهای تونل قبل از مدل‌سازی حفر آن کاهش داده شده، بنابراین به خاک اجازه داده می‌شود تا به سمت مرزهای تونل حرکت کند.

▪ روش کنترل اتلاف حجم: این روش توسط ادنبروک و همکاران^۳ (۱۹۹۷) برای تعیین اتلاف حجم V_l شرح داده شده است. حفر تونل با استفاده از تعداد زیادی پیشروی کوچک شبیه‌سازی شده است. پس از هر پیشروی اتلاف حجم محاسبه خواهد شد. پس از تعیین اتلاف حجم، لاینینگ در جای خود قرار داده شده است. اگر تحلیل فقط روی محاسبه جابجایی زمین متمرکز باشد (و نتایج تنش‌ها و ممان‌های لاینینگ نیاز نباشد)، می‌توان تحلیل را پس از دستیابی به اتلاف حجم مورد نیاز به پایان رساند.

باید توجه داشت که حفر تونل اساساً فرایندی سه‌بعدی می‌باشد؛ بنابراین تحلیل‌های سه‌بعدی می‌توانند نیمرخ نشست را دقیق‌تر پیش‌بینی کنند. به علت پیشرفت در قدرت محاسباتی به‌خصوص در سال‌های اخیر، تحلیل‌های سه‌بعدی بیشتر به کار برده شده‌اند (Maher.,2004).

³ . Panet & Guenot

⁴ . Swoboda

¹ . Addenbrooke et al

۲-۶-۲- تحلیل‌های سه‌بعدی

پیشرفت‌های اخیر در مدل‌سازی ساختمانی مواد و همچنین ایجاد کدهای عددی پیشرفته بر اساس روش‌های المان محدود، اجازه داده است که مسائل بسیار پیچیده با یک رابطه کامپیوتری ساده حل شوند. مدل‌سازی سه‌بعدی برای پیش‌بینی نشست مناسب‌تر است زیرا برای مدل المان محدود دویبعدی، تخمین فاکتورهای پیش‌رها سازی تنش^۱ (که به نام فاکتور تقلیل تنش^۲ نیز نامیده می‌شود) و بخشی از بار مؤثر روی تونل‌ها بوده (که اغلب بر تجربیات عملی استوار است)، مشکل می‌باشد. در هنگام استفاده از مدل سه‌بعدی، تخمین فاکتور پیش‌رها سازی نیازی نیست زیرا مراحل حفاری نه‌تنها در مقطع عرضی بلکه در مقطع طولی نیز مدل خواهد شد (Ercelebi et al., 2005).

روش‌های متفاوتی برای مدل‌سازی سه‌بعدی ساخت‌وساز تونل وجود دارد. محققان زیادی روش مرحله به مرحله^۳ را ترجیح داده‌اند که در آن حفر تونل با حذف پیایی المان‌های جبهه کار تونل مدل شده و لاینینگ بافاصله معینی پشت سر جبهه کار تونل نصب خواهد شد. این فاصله با طول حفاری (L_{exc}) مشخص شده است. برخی از محققان پیشنهاد کرده‌اند که ساخت تونل با استفاده از روش کنترل اتلاف حجم (که در تحلیل دویبعدی شرح داده شد) مدل شود. روش دیگر این است که جزئیات ماشین تونل‌سازی از جمله فشار تزریق دوغاب^۴ و فشار اسلاری^۵ نیز مدل می‌شود که در توضیح این روش‌ها آمده است، در حفاری به کمک سپر حفاری، اگر سینه کار به‌خوبی نگهداری شده باشد (مثلاً توسط دوغاب فشرده)، آنگاه عمده نشست‌ها در فضای خالی پشت سپر، اتفاق خواهد افتاد. برای جلوگیری از نشست، از تزریق دوغاب به فضای خالی پشت سپر، استفاده خواهد شد. اگرچه، مشاهده شده است که اگر مواد دوغابی از حجم خالی فرضی، تجاوز کنند، نشست متوقف نخواهد شد. این حالت می‌تواند به کمک مکانیک خاک، مورد بررسی قرار گیرد. شکل ۲-۷ نشان داده است که یک سیکل بارگذاری و باربرداری باعث ایجاد تغییر در حجم واقعی خواهد شد (Kolymbas., 2005).

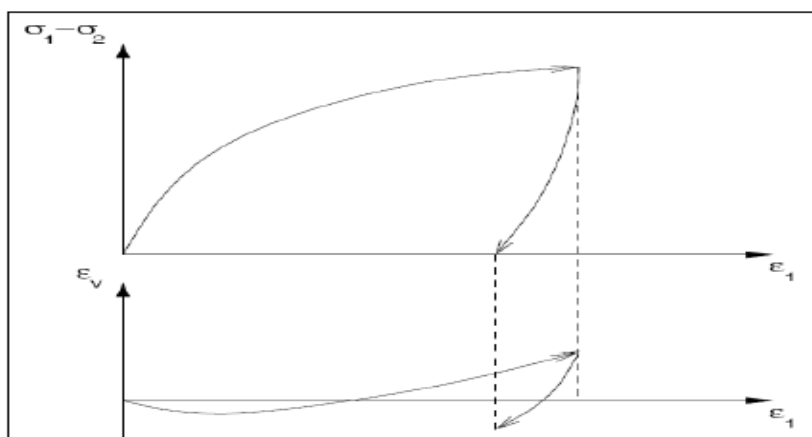
^۲ . Pre-relaxation Factors

^۳ . Stress Reduction Factors

^۴ . Katzenbach & Breth

^۱ . Grouting Pressure

^۲ . Slurry Pressure



شکل (۷-۲): سیکل بارگذاری و باربرداری (به طور مثال در اینجا، در یک تست سه محوره) که موجب فشردگی و تراکم دائم می‌گردد (Kolymbas.,2005).

در تحلیل‌های سه‌بعدی در فاصله معینی پشت جبهه کار (در جهت مثبت) نشست آنی (که به‌خاطر واکنش عدم زهکشی فوری رخ می‌دهد) نباید بعد از پیشروی سپر تونل افزایش یابد. ورمر و همکاران^۱ (۲۰۰۲) این شرایط را به‌عنوان حالت پایدار^۲ نام برده‌اند (Vermeer et al.,2002).

۷-۲- کلیات قابلیت اطمینان در مهندسی

در این بخش به توضیح تعاریف و پارامترهای کاربردی ارزیابی قابلیت اطمینان که در طراحی‌های مهندسی به کار گرفته می‌شود، پرداخته شده است.

۷-۲-۱- تعاریف کمیت‌های ریاضی قابلیت اطمینان

پارامترهای ارزیابی قابلیت اطمینان، عملاً با استفاده از توزیع‌های آماری توصیف می‌شود. به عنوان مثال تعدادی محصول، از نوع مشخصی که دارای ساختار، روش ساخت و شرایط عملکرد یکسانی باشد، همگی پس از مدت‌زمان ثابت و معینی دچار ازکارافتادن نخواهد شد؛ بنابراین زمان وقوع ازکارافتادن از یک توزیع احتمال شناخته شده و یا ناشناخته‌ای تبعیت می‌نماید و با استفاده از آن می‌توان احتمال اینکه زمان

^۳. Vermeer et al

^۴. Steady-state

از کارافتادن در محدوده‌ی زمانی معینی قرار داشته و یا فراتر از مدت‌زمان معینی باشد پیش‌بینی نمود (Billinton & Allan.,1992).

۲-۱-۷-۲- متغیر تصادفی

هر خاصیت و کمیتی که نمی‌توان مقدار دقیق آن را مشخص کرد نوعی متغیر تصادفی است؛ معمولاً مقدار آن به‌صورت تابع چگالی احتمال بیان شده است (Nowak & Collins. 2013).

۲-۱-۷-۲- میانگین

میانگین (گشتاور اول) متغیر تصادفی برابر است با مجموع پارامترها بخش بر تعداد پارامترها (Nowak & Collins.,2013)

۲-۱-۷-۲- انحراف از معیار متغیر تصادفی

بیان‌کننده میزان پراکندگی داده‌ها از مقدار میانگین بوده و طبق رابطه ۲-۱۹ تعریف شده است (Nowak & Collins. 2013).

$$\sigma(x) = \sqrt{\left(\frac{1}{n-1}\right) \sum_{i=1}^n (x_i - \mu(x))} \quad (۲-۱۹)$$

چنانچه داده کافی در دسترس باشد، می‌توان از رابطه ۲-۲۰ برای محاسبه مقدار انحراف از معیار استفاده کرد.

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{\sum [(x_i - \bar{x})^2]}{N-1}\right)} \quad (۲-۲۰)$$

که در روابط ذکر شده σ انحراف معیار، μ میانگین داده‌ها، x_i یک داده مشخص از مجموعه داده‌ها و N اندازه داده‌ها (مجموعه آماری) می‌باشد.

۲-۷-۱-۴- ضریب تغییرات

وقتی که داده‌های کافی در دسترس نیست، محاسبه انحراف از معیار با استفاده از ضریب تغییرات و با استفاده از تخمین بر اساس مقادیر منتشر شده صورت می‌پذیرد. در معادله ۲-۲۱ ضریب تغییرات V بیان شده و از انحراف معیار محاسبه خواهد شد (Nowak & Collins.,2013).

$$V = \frac{\text{انحراف از معیار}}{\text{میانگین}} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (2-21)$$

۲-۷-۱-۵- تابع عملکرد

برای ارزیابی ایمنی، معیار عملکردی سازگار با روش تحلیلی وجود دارد که به آن تابع عملکرد گفته شده است؛ در واقع عکس‌العمل فاکتور اطمینان به متغیرهای موجود در پارامترهای ورودی را تابع عملکرد می‌نامند (Nowak & Collins.,2013).

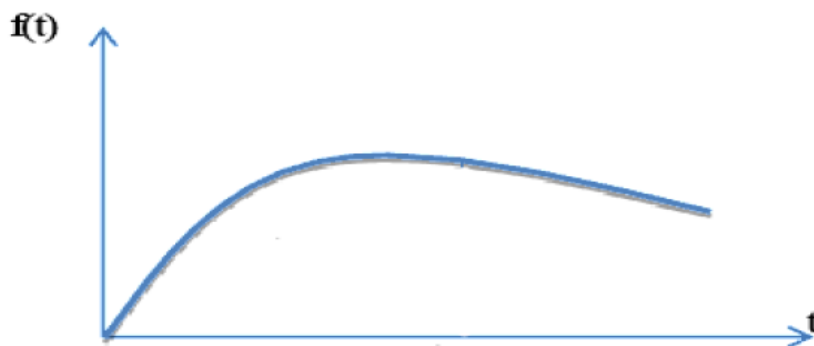
۲-۷-۱-۶- شاخص اطمینان سنجی

این شاخص برای سنجش ایمنی به کار می‌رود و بر حسب میانگین و انحراف معیار تابع عملکرد محاسبه خواهد شد.

۲-۷-۱-۷- تابع توزیع چگالی احتمال $f(t)$

این تابع بیان‌کننده شکل توزیع متغیر تصادفی است و تصویر کلی آن را می‌توان با ترسیم نمودار فراوانی متغیرهای تصادفی پیش‌آمده به دست آورد. در مهندسی قابلیت اطمینان، تابع چگالی احتمال به نام تابع چگالی خرابی^۱ خوانده می‌شود. از ویژگی‌های کلیه توابع چگالی این است که سطح زیر منحنی آنها برابر یک می‌باشد. این گفته منطبق با این واقعیت است که احتمال رخداد هر حادثه‌ای حداکثر برابر یک بوده که در شکل ۲-۸ تابع چگالی احتمال نشان داده شده است (Ramly et al.,2003).

¹ . Failure Density Function



شکل (۸-۲): تابع چگالی احتمال (Ramly et al., 2003).

۲-۷-۲- توزیع‌های احتمال پرکاربرد در ارزیابی قابلیت اطمینان

در مدل‌سازی پدیده‌های دنیای واقعی فقط در موارد کمی رفتار نهادهای درون سیستم تحت مطالعه به طور کامل قابل پیش‌بینی است. در دنیای واقعی بیشتر پدیده‌ها احتمال گرایانه هستند و قابل پیش‌بینی نیستند و تنها با کمک‌گرفتن از مدل‌های آماری می‌توان زمان وقوع را مشخص نمود. توزیع‌های آماری به دو نوع متغیرهای گسسته و پیوسته تقسیم‌بندی شده‌اند، این توزیع‌ها دامنه‌ی گسترده‌ای از پیشامدهای احتمالی را در بر می‌گیرند. در ادامه هر یک از این توزیع‌ها شرح داده شده است (Billinton & Allan., 1992).

متغیرهای تصادفی گسسته برای تصادف‌هایی استفاده شده که مقادیر صحیح می‌گیرند. از متغیرهای تصادفی پیوسته برای شرح پدیده تصادفی که در یک محدوده‌ای قادر است هر مقداری بگیرد، استفاده می‌شود. در جدول ۲-۳ مهم‌ترین توابع توزیع که در قابلیت اطمینان کاربرد دارند نمایش داده شده است.

(Billinton & Allan., 1992)

جدول (۲-۳): توابع توزیع گسسته و پیوسته پرکاربرد در قابلیت اطمینان (Billinton & Allan.,1992).

تقسیم‌بندی کلی	زیر مجموعه‌ها
توزیع گسسته	توزیع هندسی ^۱
	توزیع پواسون ^۲
توزیع پیوسته	توزیع نرمال ^۳
	توزیع لاگ-نرمال ^۴
	توزیع ویبول ^۵
	توزیع گاما ^۶
	توزیع یکنواخت ^۷

۲-۷-۳- اصل عدم قطعیت

موضوع عدم قطعیت در حوزه مهندسی ژئوتکنیک نیز قرار گرفته است. این عدم قطعیت‌ها و ریسک‌ها اجتناب ناپذیر بوده و از طریق روش‌های مشاهده‌ای قابل کنترل خواهد بود. با این حال، روش مشاهده‌ای تنها هنگامی قابل استفاده است که مانند روش اتریش طراحی طی ساخت بر پایه رفتار مشاهده شده قابل تغییر باشد. در دیگر موارد که در آنها رفتار بحرانی تا زمانی که برای تغییر دیر شده باشد قابل مشاهده نباشد، طراحی باید بر مبنای یک محاسبات ریسک اتکا کند (صادقی و همکاران، ۱۳۸۸).

۲-۷-۴- عدم قطعیت‌ها در تونل

سازه‌های زیرزمینی به دلیل افزایش تراکم سازه‌های سطحی و تردد خودروها و کمبود فضای لازم باتوجه به گسترش شهرها، جزء جداناپذیر پروژه‌های شهری است. از جمله فضاهای زیرزمینی اخیر که در شهرها بسیار مورد توجه قرار گرفته، ایجاد تونل‌های راه و مترو بوده است. ایستگاه‌های مترو در صورت عدم امکان جانمایی

^۱ . Geometric Distribution

^۲ . Poisson Distribution

^۳ . Normal Distribution

^۴ . Log –Normal Distribution

^۵ . Weibull Distribution

^۶ . Gamma Distribution

^۷ . Uniform Distribution

آن‌ها در سطح، به‌صورت زیرزمینی اجرا می‌گردند. اجرای بهینه و تأمین ایمنی این‌گونه فضاهای زیرزمینی در هنگام ساخت و پایداری دراز مدت آن علی‌الخصوص در مورد تونل‌های شهری که در زمین‌های نرم حفر می‌شود، از جمله عواملی است که باید توسط طراحان سازه‌های زیرزمینی موردتوجه قرار گیرد. علاوه بر این در فضاهای زیرزمینی کم‌عمق، بررسی تأثیرات اندرکنشی بین تونل‌ها و تأثیر آن‌ها بر روی سیستم نگهداری و همچنین بررسی پدیده نشست سطح زمین بسیار حائز اهمیت می‌باشد (موسوی و همکاران، ۱۳۸۸).

در تحلیل پایداری تونل‌ها همواره عدم قطعیت‌هایی وجود دارد که از منابع مختلفی نشئت گرفته است. این عدم قطعیت‌ها ناشی از کمبود دانش بشری و عدم توانایی در مدل‌سازی دقیق توپوگرافی و چینه‌شناسی محل، منشأ زمین‌شناسی و خصوصیات مواد زیرسطحی، طبقات آب زیرزمینی و رفتار و خصوصیات مهندسی سنگ و خاک می‌باشد. همچنین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ شامل مقاومت فشاری، مدول تغییر شکل، ثابت‌های هوک و براون، پارامترهای معیار موهر - کولمب و تنش‌های برجا، پارامترهای ورودی مهمی در تحلیل رفتار توده سنگ هستند و تعیین آنها ضروری می‌باشد، زیرا کیفیت خروجی روش‌های عددی به اعتبار داده‌های ورودی آن بستگی دارد (سیادتی و همای، ۱۳۹۱).

۲-۷-۵- روش‌های تحلیل احتمالاتی

روش‌های تحلیل احتمالاتی به کار گرفته شده در تونل را می‌توان در یک تقسیم‌بندی کلی به شرح زیر بیان نمود (گلباغی و کرمی، ۱۳۹۶):

الف) روش قابلیت اطمینان (اعتماد)

- روش‌های تحلیلی
- روش‌های تقریبی
- روش‌های شبیه‌سازی

ب) روش آنالیز ریسک

ج) روش آنالیز حساسیت

که در ادامه به توضیح روش‌های ارزیابی قابلیت اطمینان پرداخته شده است.

۲-۷-۱- روش قابلیت اطمینان

فرضیاتی که به دلیل وجود عدم قطعیت در پارامترهای مختلف از قبیل مشخصات مصالح، مشخصات هندسی، کیفیت اجرا، مشخصات خاک، بارگذاری و ... در نظر گرفته شده‌اند، با کمک تحلیل قابلیت اعتماد به بررسی این عدم قطعیت‌ها می‌پردازد و با تعریف حالت‌های خرابی و مرز خرابی، احتمال کارکرد مطلوب و عدم خرابی را تعیین خواهد کرد (حسنلو راد و صالح زاده، ۱۳۸۲).

با ارزیابی قابلیت اعتماد می‌توان ساده‌سازی‌ها و فرضیات انجام شده در طراحی را به صورت کمی وارد تصمیمات طراحی نمود. در هر تحلیل قابلیت اعتماد، لازم است احتمال عدم خرابی محاسبه شود که اغلب وقت گیر و پیچیده می‌باشد. به جای آن می‌توان از شاخص قابلیت اعتماد استفاده کرد که حجم محاسبات را کاهش خواهد داد. شاخص قابلیت اعتماد تابعی است که به صورت نسبت میانگین به انحراف معیار تابع عملکرد تعریف می‌گردد (سیادت‌ی و همامی، ۱۳۹۱). در کل، هر روش تحلیل قابلیت اعتماد شامل مراحل زیر می‌باشد:

- تعریف یک مدل تجربی، تحلیلی یا عددی مناسب.
- تعیین خصوصیات متغیرهای ورودی احتمالی یا قطعی.
- تعیین تابع چگالی احتمالی (pdf^1) مناسب برای متغیر مشاهده شده و یا مشخصات فنی و متغیرهای

تصادفی

چندین رویکرد احتمالاتی برای آنالیز نشست وجود دارد که در ادامه به معروف‌ترین آنها اشاره شده است (Peterson.,1999).

(۱) روش قابلیت اطمینان مرتبه اول^۲ (FORM)

(۲) روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم^۳ (SORM)

(۳) روش تخمین نقطه‌ای^۴ (PEM)

¹. Probability Density Function

². First Order Reliability Method

³. Second Order Reliability Method

⁴. Point Estimate Method

۴) روش‌های شبیه‌سازی:

- شبیه‌سازی مونت کارلو^۱ (MCS)
- شبیه‌سازی لاتین هیپرکیوب^۲
- روش اجزاء محدود تصادفی^۳ (RFEM)

۲-۷-۵-۱-۱- روش قابلیت اطمینان مرتبه اول

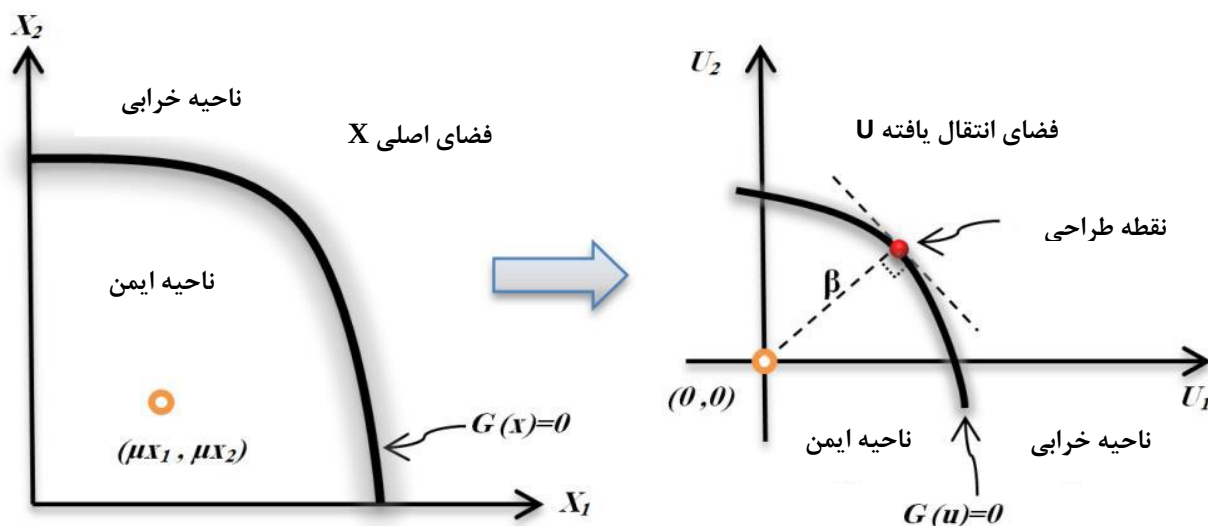
روش اندیس قابلیت اطمینان که به روش قابلیت اطمینان مرتبه اول مشهور شده است، یکی از روش‌های مناسب برای تحلیل قابلیت اطمینان در مسائل ژئوتکنیکی می‌باشد. این روش تنها از گشتاورهای اول و دوم متغیرهای تصادفی، $m(x_i)$ و $\sigma(x_i)$ برای اطمینان سنجی استفاده می‌نماید. در این روش نوع تابع توزیع متغیرها در محاسبات در نظر گرفته نشده است (Peterson.,1999). روش قابلیت اطمینان مرتبه اول از شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر و لیند برای رسیدن به پاسخ استفاده می‌کند (Hasofer & Lind, 1974).

هاسوفر و لیند یک نگاشت خطی را معرفی کرده‌اند که متغیرهای تصادفی را از فضای طراحی اصلی (X) ، به یک فضای نرمال شده غیر وابسته (U) منتقل می‌کند. در این فضا که با نام فضای نرمال استاندارد از آن یاد می‌شود، مقدار میانگین متغیرها برابر صفر و ماتریس کوواریانس متغیرها یک ماتریس واحد است. در این فضای طراحی جدید، فاصله هندسی میان مبدأ و تابع شرایط حدی انتقال یافته $G(u)$ به عنوان شاخص قابلیت اطمینان مسئله تعریف شده است. در شکل ۲-۹ نحوه انتقال متغیرهای تصادفی به فضای جدید و تعیین شاخص قابلیت اطمینان مسئله نمایش داده شده است (Nowak & Collins, 2000).

¹ . Monte Carlo Simulation

² . Latin Hyper Cube

³ . Random Finite Element Method



شکل (۲-۹): انتقال متغیرها به فضای نرمال استاندارد و تعیین شاخص قابلیت اطمینان در روش (Nowak & Collins, 2000)

برای متغیرهایی با توابع توزیع غیر نرمال لازم است که برای متغیرهای غیر نرمال، میانگین و انحراف معیار معادل نرمال محاسبه شده و سپس متغیرها به فضای جدید منتقل شوند. علاوه بر انتقال متغیرها به فضای نرمال، پارامتر دیگری در ارزیابی هاسوفر لیند حائز اهمیت است که به آن نقطه طراحی گفته می‌شود. طبق تعریف ارائه شده، نقطه‌ای روی تابع شرایط حدی که کم‌ترین فاصله را تا مبدأ مختصات در فضای نرمال استاندارد دارا است، نقطه طراحی نامیده شده است. این نقطه در بسیاری از مراجع به نقطه‌ای با بیش‌ترین احتمال خرابی (MPP^1) در نظر گرفته شده است. (Rahman & Wei, 2006; Der Kiureghian & Dakessian, 1998)

تمامی موارد ذکر شده در تحلیل قابلیت اطمینان به روش مرتبه اول (FORM) معروف بوده و با

حداقل محاسبات، نتایج معقولی از ایمنی سازه را در اختیار می‌گذارد.

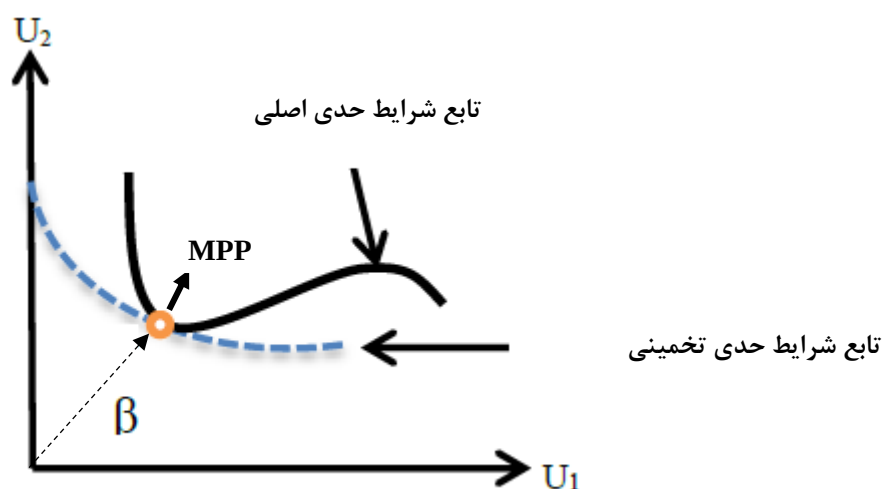
۲-۷-۵-۱-۲ روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم

با توجه به فرضیات در نظر گرفته شده برای روش مرتبه اول نتایج حاصله از این روش‌ها زمانی دقیق هستند که تابع شرایط حدی مسئله دارای یک نقطه طراحی بوده و همزمان در همسایگی آن نقطه، حالت خطی داشته باشد (Choi et al, 2007). اما در اکثر مسائل کاربردی مهندسی، توابع شرایط حدی دارای شکل غیر

¹ Most Probable Point of failure

خطی بوده که برای رفع این مشکل، روش‌های مرتبه دوم توسط محققین بسط داده شده‌اند. در این روش همان‌طور که در شکل ۲-۱۰ نشان داده شده، یک تابع مرتبه دوم جهت ساده سازی توابع شرایط حدی غیر خطی به کار گرفته شده که نقطه MPP همان نقطه طراحی می‌باشد.

تخمین مرتبه دوم تابع شرایط حدی تا حدودی شکل تابع را وارد محاسبات احتمال خرابی نموده و نتایج حاصل را به پاسخ دقیق احتمال خرابی نزدیک می‌سازد (Fiessler et al, 1979).



شکل (۲-۱۰): آنالیز قابلیت اطمینان مرتبه دوم (Cornell, 1969)

باید توجه داشت که نتایج روش‌های مرتبه دوم نیز ممکن است، برای مقادیر کوچک شاخص قابلیت اطمینان و نیز انحنای زیاد تابع شرایط حدی با خطا مواجه شود. علاوه بر آن چنانچه متغیرهای مسئله زیاد باشد زمان زیادی برای رسیدن به پاسخ نیاز خواهد بود (Choi et al, 2007).

۲-۷-۵-۱-۳- روش تخمین نقطه‌ای

در این روش، تابع عملکرد در دو نقطه مشخص از توزیع هر یک از متغیرهای تصادفی به صورت $+x$ و $-x$ محاسبه شده و در بعضی موارد توزیع احتمال این نقاط با توزیع چگالی $+P$ و $-P$ جایگزین می‌شود (Peterson., 1999). در فصل پنجم به جزئیات بیشتری از این روش پرداخته شده است.

۲-۷-۵-۱-۴- روش‌های شبیه‌سازی

در روش‌های شبیه‌سازی دو هدف دنبال خواهد شد:

- فهم بهتر قوانین مورد استفاده در طراحی و نحوه عملکرد این قوانین.
 - تعیین عکس‌العمل سیستم واقعی نسبت به داده‌ها و شرایط طبیعی در مدت زمانی کوتاه
- این نکته حائز اهمیت است که گرچه شبیه‌سازی شامل خواص مکانیکی و تجزیه و تحلیل عملکرد مصالح مورد استفاده در تونل نیست ولی هر دو مورد فوق را شامل خواهد شد (Duncan.,2000). مراحل انجام شبیه‌سازی عبارت است از:

- تعداد آزمایش مورد نیاز (N)
- پارامترهای تصادفی
- تابع توزیع مناسب برای پارامترهای تصادفی
- ایجاد توزیع یکنواخت (طول تمام فواصل هر عضو شاخه تحت این توزیع یکسان است) برای هر پارامتر که از آن به عنوان متغیر تصادفی نام برده می‌شود.
- تبدیل عدد تصادفی با توجه به توزیع مورد نیاز
- ارزیابی عملکرد سیستم کنترل (عملکرد سیستم و موفقیت آمیز یا عدم موفقیت (شکست) سیستم در انجام وظیفه مورد انتظار) (Duncan.,2000).

۲-۷-۶- احتمال شکست و اندیس اطمینان

در تحلیل پایداری تونل با روش‌های احتمالاتی پارامترهای ورودی به صورت متغیرهای تصادفی مدل‌سازی شده، و تابع چگالی احتمال فاکتور اطمینان تخمین زده می‌شود. این تابع چگالی به وسیله میانگین μ و انحراف معیار σ مشخص شده است. اگرچه تابع چگالی احتمال فاکتور اطمینان می‌تواند هر شکلی داشته باشد، اما اغلب توزیع نرمال و توزیع لگاریتمی نرمال فرض می‌شود (عسگری و محمدی، ۱۳۸۵).

برای ارزیابی پایداری از فاکتور دیگری بنام اندیس اطمینان استفاده شده که اندازه معنادارتری از پایداری را در مقایسه با فاکتور اطمینان فراهم می‌کند. وقتی که شکل تابع چگالی متناظر با فاکتور اطمینان مشخص

شد (نرمال یا نرمال لگاریتمی)، می‌توان با استفاده از اندیس اطمینان β احتمال شکست، P_f را طبق رابطه ۲- محاسبه نمود:

$$P_f = \varphi(-\beta) = 1 - \varphi(\beta) \quad (22-2)$$

که در آن $\varphi(\beta)$ مقادیر تابع توزیع تجمعی (CDF)^۱ برای یک متغیر نرمال استاندارد می‌باشد. (Nowak & Collins, 2013)

۲-۸- جمع‌بندی

عدم قطعیت‌ها در تونل را می‌توان در سه حوزه مسائل پایداری، مسائل اجرایی و مسائل مدیریتی طبقه‌بندی کرد که تمرکز بیشتر تحقیقات گذشته در زمینه مسائل پایداری تونل بوده است. کارایی استفاده از روش‌های قابلیت اطمینان در مسائل مهندسی به علت ایجاد بستری برای بررسی دقیق‌تر مکانیزم‌های خرابی نسبت به روش‌های قطعی به اثبات رسیده است. برای رسیدن به مزایای ذکر شده، استفاده از مدل مناسب از سازه و یک روش قابلیت اطمینان قوی، ضروری می‌باشد. از آنجایی که مسائل پیچیده مهندسی با شرایط مرزی متفاوت، عموماً با روش عددی تحلیل شده، این روش‌ها تقریب‌های خوبی از روش تعادل حدی نسبت به روش‌های دیگر فراهم خواهد کرد. برای این که بتوان از مزایای تحلیل‌های احتمالی به طور کامل استفاده نمود، باید از مدلی پیشرفته و روش مناسب قابلیت اطمینان بهره گرفت.

^۱ . Cumulative Distribution Function

فصل سوم

زمین شناسی و خصوصیات منطقه مورد مطالعه



۳-۱- مقدمه

پروژه‌ی خط ۳ قطار شهری مشهد به طول بیش از ۲۸ کیلومتر در امتداد شمال غرب به جنوب شرق مشهد طراحی شده است و از ابتدای خط تا انتهای آن از خیابان‌های مهمی مانند بزرگراه میثاق، بلوار امامیه، بزرگراه کمربندی، بلوار جانباز، بلوار قرنی، خیابان شیرازی، خیابان خسروی، خیابان امام رضا (ع) و بلوار صبا عبور خواهد کرد. باتوجه به شرایط مسیر و مزایای حفاری با ماشین‌های پیشرفته‌ی تونل زنی TBM، غالب این مسیر به صورت تونل مکانیزه (حفاری با ماشین EPB) حفاری خواهد گردید.

در این فصل ضمن بیان زمین‌شناسی شهر مشهد، تفکیک و توصیف واحد زمین‌شناسی منطقه مورد مطالعاتی، تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی محیط، وضعیت آب زیرزمینی در مسیر تونل، پارامترهای مربوط به ماشین حفاری و سیستم نگهداری شرح داده شده است.

۳-۲- زمین‌شناسی عمومی منطقه

محدوده پلیت مشهد در شمال شرقی ایران و در حدفاصل کوه‌های بینالود و هزار مسجد با امتداد شمال غرب و جنوب شرق واقع شده است. در این گستره بلندترین نقطه ۱۷۳۰ متر و پست‌ترین آن ۸۰۹ متر از سطح دریا ارتفاع دارد. رودخانه‌های حوضه آبریز مشهد علاوه بر کشف رود، شامل رودخانه‌های طرق، عارفی و رادکان می‌باشد. صفحه مشهد به سه محدوده متفاوت از هم تقسیم شده که به ترتیب از شمال به جنوب شامل: کپه داغ، مفصلی و بینالود قرار دارد. مختصری از زمین‌شناسی در محدوده مذکور در ادامه مطرح شده است.

الف - بینالود: سلسله جبالی است در ناحیه جنوبی مشهد با امتداد تقریباً شرقی - غربی و به حالت تحلیلی به سمت شمال، شامل سنگ‌ها و رسوبات دوران اول، دوم و سوم زمین‌شناسی بوده که از دیدگاه ژئوتکنیکی در لبه شمال شرقی صفحه لیتوسفری ایران قرار گرفته است. این سلسله جبال یک نوار چین‌خورده و گل‌خورده از نوع نازک پوسته‌ای می‌باشد که به دنبال تصادم میان صفحه ایران و توران تشکیل شده است.

ب - محدوده مفصلی: بین کپه داغ و بینالود واقع شده و شامل سنگ‌های دگرگونی و مجموعه افیولیتی می‌باشد. مجموعه افیولیتی و سنگ‌های دگرگونی مرتبط با آن، نوارهایی به طول ده‌ها کیلومتر با روند شمال غرب - جنوب شرق را در دامنه شمالی ارتفاعات بینالود تشکیل داده‌اند. این محدوده محل برخورد صفحه لیتوسفری ایران در جنوب و نوران در ناحیه شمال می‌باشد. راستای ساخت‌های زمین‌شناسی این محدوده شمال غرب - جنوب شرق می‌باشد. در همین راستا راندگی‌های مهمی وجود دارد که بازتابی از فعالیت شدید تکتونیکی حاکم بر محدوده شده است.

ج - محدوده کپه داغ: این محدوده از سازندهای گوناگونی تشکیل شده است که حاصل حوضه رسوبی و زون ساختاری کپه داغ بوده و محیط رسوب‌گذاری در یک دریای درون‌قاره‌ای بوده است، سن طبقات حوضه رسوبی کپه داغ ژوراسیک تحتانی تا کواترنر می‌باشد. این زون تحت‌تأثیر حرکات کوه‌زایی کیمبرین پیشین در تریاسه شکل‌گرفته و نهشته‌های رسوبی با ضخامت بیش از ۷ کیلومتر در آن انباشته شده که تحت‌تأثیر حرکات کوه‌زایی آلپین چین‌خورده است. پی‌سنگ این حوضه را نهشته‌های تریاسه و قبل از آن تشکیل داده است. رخساره‌های این زون، تماماً از سنگ‌های رسوبی تشکیل گردیده که به‌صورت هم شیب بر روی هم قرار گرفته است. مجموع این رخساره‌ها به حالت دگر شیب در زیر نهشته‌های پلیوسن قرار دارد. نبود فعالیت‌های ماگمایی در این زون از ویژگی‌های مهم آن می‌باشد زون کپه داغ از سمت شمال توسط گل عشق‌آباد و از جنوب به خط‌القعر دشت مشهد محدود گردیده است (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

بخش عمده‌ای از شهر مشهد بر روی نهشته‌های آبرفتی جوان بنا شده است. خاک سطحی در حاشیه شمال شرق بیش‌تر رسی بوده که به سمت جنوب به خاک‌های رسی سیلتی و سیلتی تبدیل شده است. خاک‌های شنی به‌صورت نواری باریک در بخش‌های غربی و جنوبی بیش‌تر دیده می‌شود. حدفاصل خاک‌های شنی با خاک‌های رسی سیلتی، خاک‌های ماسه‌ای قرار گرفته است.

در غرب شهر مشهد و نیز حاشیه ارتفاعات جنوبی بافت خاک شنی، و در محدوده مرکزی شهر خاک غالب سیلت رس و ماسه دار می‌باشد. محدوده‌ی شرقی و شمال شرقی شهر مشهد پوشیده از خاک‌ریز دانه بوده که با افزایش عمق درصد سیلت آن بیشتر می‌شود. نقطه‌نهایی حرکت زهکشی شهر، رودخانه کشف رود

بوده و لذا خاک‌های رسی در این بخش گستردگی بیشتری دارند، به‌طوری که با افزایش عمق بافت خاک درشت‌دانه‌تر شده است (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

۳-۳- معرفی مسیر مورد مطالعه

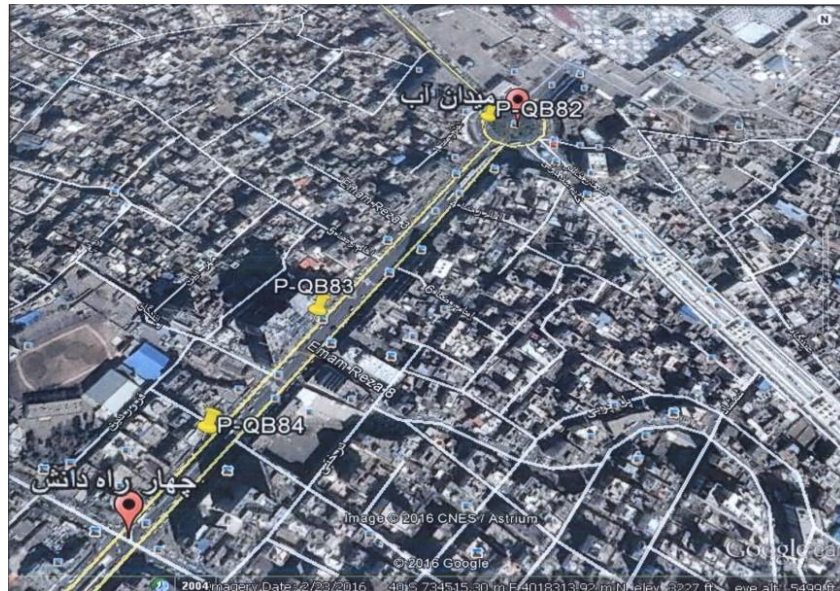
پروژه خط ۳ قطار شهری مشهد، به طول ۲۸/۵ کیلومتر و مشتمل بر ۲۴ ایستگاه خواهد بود که غربی‌ترین نقطه شهر مشهد واقع در انتهای الهیه را به جنوب شرقی شهر واقع در شهرک ابوذر متصل خواهد کرد. نحوه حفاری در این پروژه، استفاده از سیستم شفت مرکزی می‌باشد. بدین ترتیب که دو دستگاه حفاری مکانیزه در دو جهت غربی و شرقی و در خلاف جهت یکدیگر عملیات حفاری را انجام می‌دهند. در شکل ۱-۳ نمای از خط ۳ مترو مشهد در کنار سایر خطوط به نمایش گذاشته شده است.



شکل (۱-۳): مسیر خط ۳ قطار شهری مشهد در کنار سایر خطوط (شرکت مهندسی امیدزیست پایدار، ۱۳۸۸).

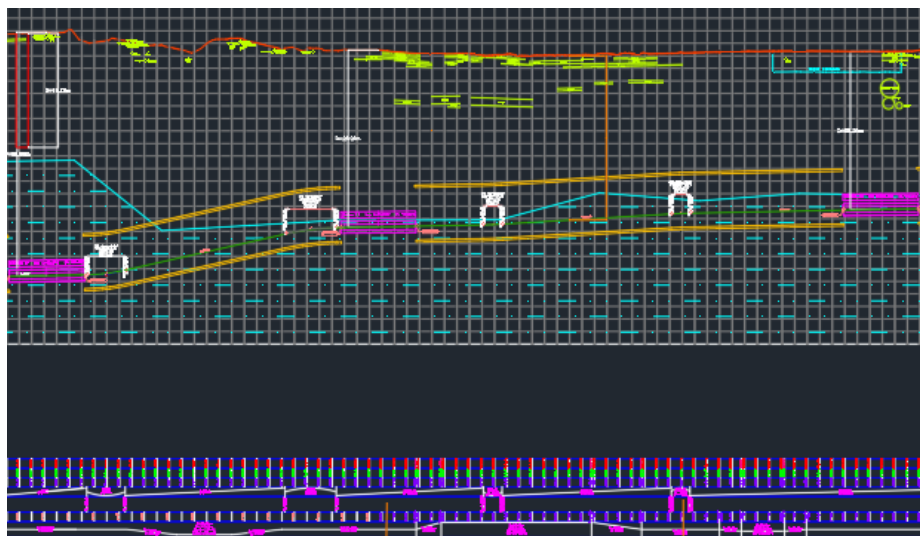
ناحیه مورد مطالعه در این پژوهش در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش قرار گرفته است. به‌منظور شناسایی لایه‌های خاک محل پروژه و اخذ نمونه‌های خاک دست‌خورده و دست‌نخورده اقدام به حفر ۳ گمانه ماشینی به شماره‌های P_QB82، P_QB83 و P_QB84 به ترتیب با مترآز ۴۲، ۳۵ و ۴۰ گردیده است. در

شکل ۲-۳ موقعیت گمانه‌های حفر شده در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش به نمایش گذاشته شده است.



شکل (۲-۳): موقعیت گمانه‌های حفاری شده در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

در شکل ۳-۳ پروفیل منطقه موردنظر که توسط تیم مشاور طراحی و در حال اجرا می‌باشد نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص شده است، منطقه مورد بررسی از ایستگاه باب الجواد به نام P3 از کیلومتر ۵+۱۳۴ شروع و به ایستگاه چهارراه دانش به نام Q3 در کیلومتر ۵+۹۳۷ ختم شده است.



شکل (۳-۳): پروفیل مسیر بین ایستگاه‌های باب الجواد و چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

۳-۴- تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی محیط

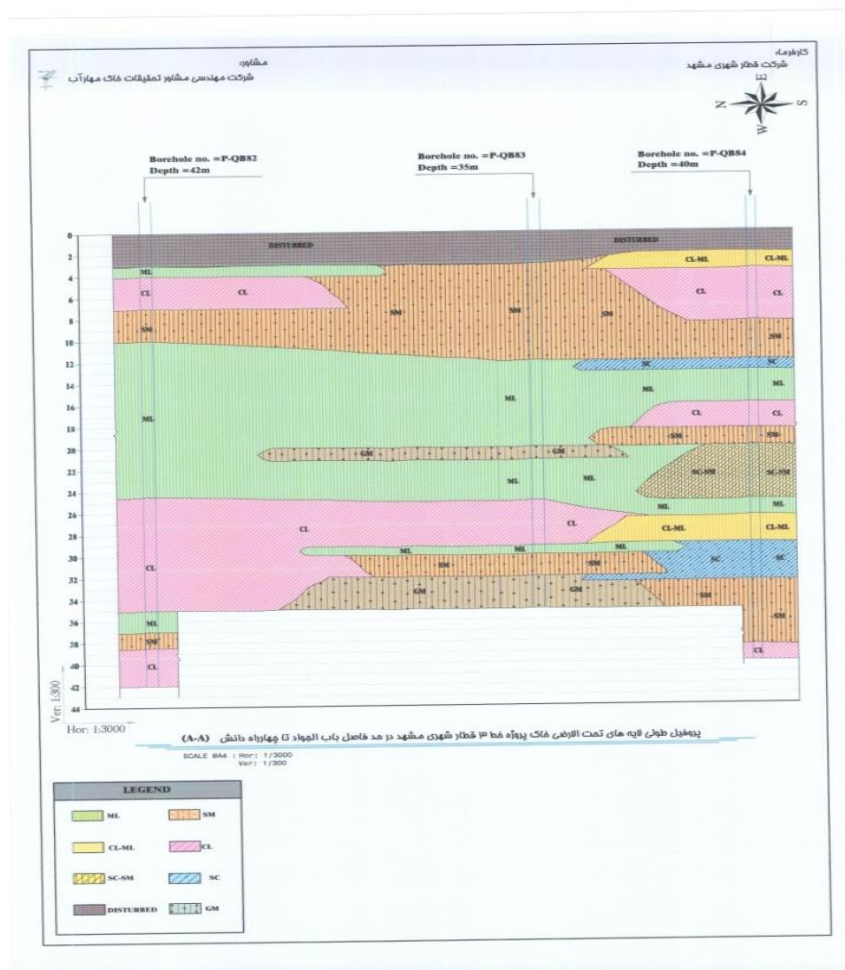
در محل گمانه موردنظر خاک تا عمق ۳ متری خاک دستی ریز^۱ بوده و از عمق ۳ تا ۷ متری خاک رس لای دار (ML-CL) با حد خمیری ۵/۴ درصد و با رطوبت ۱۱/۴ درصد دارای بافت متراکم^۲ بوده و از عمق ۷ تا ۱۱ متری خاک ماسه لای دار (SM) بدون حد خمیری و با رطوبت ۱۰ درصد دارای بافت متراکم بوده و از عمق ۱۱ تا ۲۵/۵ متری خاک لای بدون حد خمیری و با رطوبت ۱۵/۱ درصد نیز دارای بافت متراکم قرار گرفته است.

همچنین از عمق ۲۵/۵ تا ۴۲ متری (تا انتها گمانه) خاک رس لاغر (CL) با حد خمیری حدود ۹/۵ درصد دارای بافت تراکمی سخت^۳ قرار گرفته است. همان‌طور که مشخص شد، لایه‌بندی خاک منطقه موردنظر به چهار دسته کلی تقسیم می‌شود که در شکل ۳-۴ لایه‌بندی خاک هر گمانه نشان داده شده است. مقطع موردنظر ما در نزدیکی گمانه P-QB82 بعد از میدان بیت‌المقدس واقع شده است که خصوصیات ژئوتکنیکی هر یک از این لایه‌ها در جدول ۳-۱ قابل مشاهده می‌باشد (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

^۱. Disturbed Soil

^۲. Dense

^۳. Hard



شکل (۳-۴): پروفیل طولی لایه های خاک در حدفاصل ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

جدول (۳-۱): خصوصیات ژئوتکنیکی لایه های خاک

مشخصات خاک	لایه ی اول	لایه ی دوم	لایه ی سوم	لایه ی چهارم	لایه ی پنجم	واحد
Depth	۰-۳	۳-۷	۷-۱۱	۱۱-۲۵.۵	۲۵.۵-۴۲	m
γ_d	۱۹/۳	۲۰	۲۰/۸	۲۰	۲۰	$\frac{KN}{m^3}$
E	۱۱/۷۶	۱۹/۶۱	۳۸/۲۴	۲۰	۲۳/۵	MPa
ν	۰/۳	۰/۳	۰/۳۳	۰/۳۵	۰/۴	-
c	۹/۸	۲۳	۸/۸	۲۱/۵	۴۰/۳	KPa
ϕ	۱۰	۱۷	۲۷	۲۰/۸	۲۰	Degree
ψ	۰	۰	۰	۰	۰	Degree

۳-۵- وضعیت آب زیرزمینی در مسیر تونل

سطح آب زیرزمینی در مقطع موردنظر در عمق ۲۶ متری از سطح زمین واقع شده است. همچنین در جدول ۳-۲ سطح آب زیرزمینی در محل گمانه‌های موجود در مسیر ایستگاه باب الجواد تا چهارراه دانش نشان داده شده است.

جدول (۳-۲): سطح آب زیرزمینی در محل گمانه‌های موجود در مسیر (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

نام گمانه	عمق گمانه (متر)	سطح برخورد به آب زیرزمینی (متر)
P-QB82	۴۲	-۲۶
P-QB83	۳۵	-۲۲
P-QB84	۴۰	-۲۳/۵

۳-۶- اطلاعات ابزار دقیق به کار گرفته شده در مسیر

استفاده بهینه از شبکه ابزار دقیق در یک سیستم رفتارسنجی پروژه‌های ژئوتکنیکی، مشروط به رعایت دقیق مراحل طراحی و اجرایی است. رفتارسنجی صرفاً انتخاب یا نصب یک نوع ابزار دقیق نیست، بلکه مراحل مختلفی از طراحی تا اجرا و بهره‌برداری دارد که برای موفقیت برنامه رفتارسنجی، باید تمام مراحل کار به خوبی برنامه‌ریزی و اجرا گردد. از آنجا که ارزیابی وضعیت پایداری و نیز بررسی هر نوع ناپایداری احتمالی مستلزم داشتن اطلاعات کافی در مورد چگونگی وقوع تغییرات در اندازه‌گیری ابزار دقیق است، این زمان‌بندی باید به صورت پویا و مطابق با آهنگ تغییرات پیش‌بینی شده و یا ثبت شده، تنظیم شود. ضمناً، ثبت هر نوع فعالیت اجرایی در محل پروژه که به نوعی با پایداری و عملکرد تونل ارتباط دارد، با ذکر جزئیات آن ضروری است (Gioda & Sakurai, 1987).

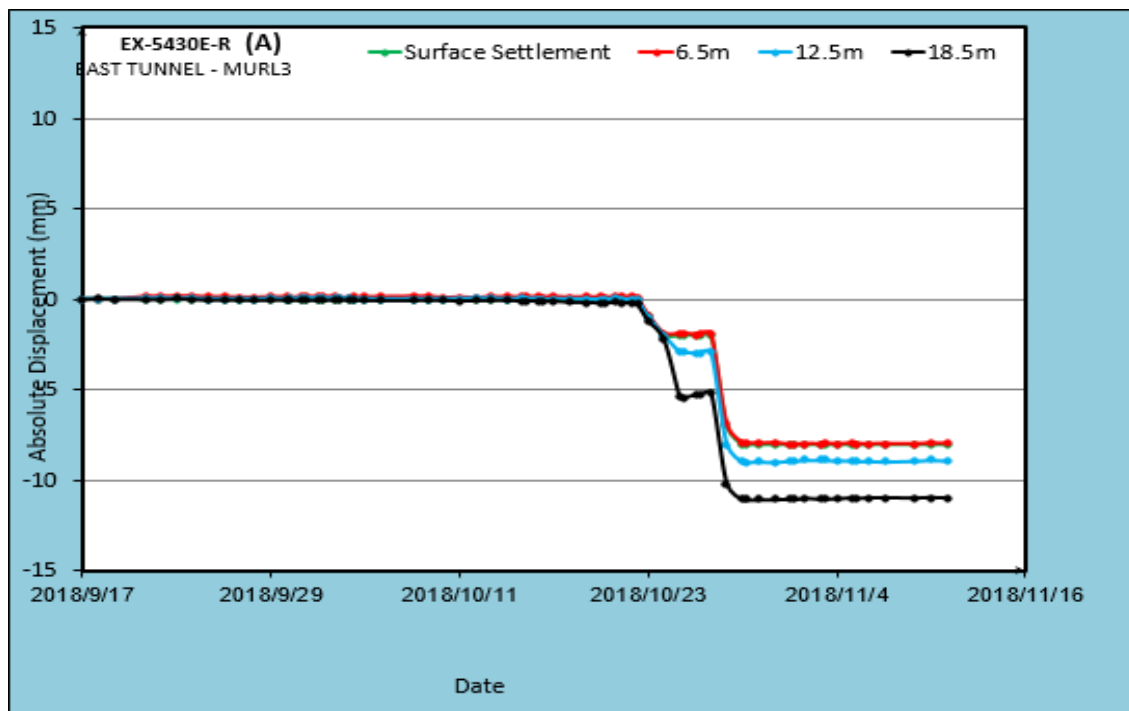
محدوده تأثیرگذار بر اکثر اندازه‌گیری‌های فشار، تنش، کرنش، جابجایی، نیرو و دما، نسبتاً محدود بوده و بنابراین می‌توانند بیانگر وضعیت در منطقه محدود پیرامون محل نصب ابزار دقیق باشد. این نوع اندازه‌گیری‌ها، تابعی از وضعیت زمین‌شناسی و دیگر مشخصات ژئومکانیکی منطقه پیرامون محل نصب ابزار

دقیق می‌باشند و لذا نمی‌توان انتظار داشت که این نوع اندازه‌گیری‌ها بیانگر وضعیت پارامتر مورد نظر در محدوده وسیعی باشند. ابزارهای دقیق در سازه‌های ژئوتکنیکی، در دوره‌های زمانی قبل، حین و بعد از اجرای پروژه دارای اهداف مشخصی می‌باشند. اهداف کلی رفتارسنجی توده دربرگیرنده فضای زیرزمینی، شامل کاهش هزینه اجرا، بهبود شرایط ایمنی، ارزیابی روش‌های نوین، کنترل و بهینه‌سازی مراحل اجرا، ارزیابی و تأیید پارامترهای طراحی، پیشبرد دانش و فن‌آوری اجرای فضاهای زیرزمینی، کنترل صحت فرضیات، مدل‌های انتخابی و مشخصات توده دربرگیرنده، تأمین ایمنی ضمن عملیات ساختاری و بهره‌برداری با دادن اخطار به موقع است (Gioda & Sakurai, 1987).

برای بررسی نشست در عمق و سطح زمین از دو ابزار کشیدگی سنج درون گمانه‌ای^۱ و ایستگاه‌های نقشه برداری در سطح استفاده شده است. ابزار کشیدگی سنج موجود در کیلومتر ۵+۲۴۷ که محدوده مطالعاتی مورد نظر است در سطح و عمق‌های ۶/۵، ۱۲/۵ و ۱۸/۵ نصب شده است که در شکل ۳-۵ داده‌های این ابزار پس از قرائت در عمق‌های مختلف نشان داده شده است. ابزار مورد نظر از تاریخ ۱۳۹۷/۰۶/۲۶ لغایت ۱۳۹۷/۰۸/۲۰ به صورت روزانه مورد قرائت قرار گرفته است. همچنین از نظر فاصله از جبهه کار حفاری این قرائت از فاصله ۲۸۲ متری قبل از جبهه کار تا ۱۵۳ متر در جلوی جبهه کار صورت گرفته است.

در خصوص عملیات نقشه برداری در مجموع از چپ به راست خط مرکزی تونل ۱۱ نقطه اندازه‌گیری نشست صورت گرفته است. تاریخ نقشه برداری و قرائت روزانه در کیلومتر ۵+۲۴۷ از ۱۳۹۷/۰۷/۰۷ شروع و تا ۱۳۹۷/۰۷/۱۶ ادامه داشته است که پس از این دوره کیلومتر ۵+۲۴۷ قرارگیری جبهه کار دستگاه حفار از محدوده مورد نظر فاصله گرفته است. با توجه به نقاط نقشه برداری شده پروفیل عرضی نشست سطح زمین در مقطع مورد نظر از چپ و راست نسبت به خط مرکزی تونل، دارای حداکثر ۳۰ متر فاصله می‌باشند. در شکل ۳-۶ موقعیت ایستگاه‌های نقشه برداری در بین کیلومتر ۵+۲۳۰ تا ۵+۳۰۰ نشان داده شده است.

^۱. Extensometer



شکل (۳-۵): داده‌های ابزار کشیدگی سنج موجود در منطقه در عمق‌های مختلف (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵)



شکل (۳-۶): موقعیت نقاط نقشه برداری در محدوده مطالعاتی (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵)

همان‌طور که در شکل ۳-۵ مشخص است، کشیدگی سنج با راد ۱۸/۵ متری میزان نشست تجمعی بیشتری نسبت به سایر رادها را در برمی‌گیرد. بعد از آن رادهای ۱۲/۵، ۶/۵ و کشیدگی سنج موجود در سطح

زمین به ترتیب میزان نشست‌های کمتری به نسبت راد ۱۸/۵ ثبت کرده‌اند. همچنین میزان نشست با گذر زمان و رسیدن به محدوده عملیاتی به تدریج افزایش یافته است.

۳-۷- اطلاعات مربوط به ماشین حفاری و سیستم نگهداری

برای حفاری خط ۳ مترو مشهد از TBM نوع EPB استفاده شده است. محل ورود دستگاه از کارگاه میدان فردوسی مشهد بوده است. این دستگاه مجموعه‌ای به طول تقریبی ۱۰۰ متر را تشکیل داده که از یک طرف زمین را حفاری و خاک حاصله را به بیرون منتقل می‌کند و از طرف دیگر قطعات پیش‌ساخته بتنی را به طور اتوماتیک دریافت و نصب می‌کند (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵). مشخصات دستگاه حفار در جدول ۳-۳ نمایش داده شده است.

جدول (۳-۳): مشخصات فنی TBM خط ۳ مترو مشهد (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

مدل دستگاه	Type 20m S9/4 EPB/OPEN MODE Single Shield
قطر کاترهد	۹/۴ متر
طول دستگاه	۱۰۰ متر
وزن تقریبی دستگاه	۱۱۰۰ تن
طول شیلد	۱۰/۷ متر
سرعت دوران کاترهد	۳/۱۷ دور در دقیقه
نیروی محرکه کاترهد	۱۰ دستگاه الکتروموتور با توان ۲۷۵ کیلووات
سرعت پیشروی ماکزیمم	۸۰ mm/min
سطح مقطع حفاری	۶۹/۳۶ مترمربع
روش انتقال مصالح	اسکرو و نوار نقاله
قطر تونل تمام شده	۸/۴ متر
سیستم حرکتی پشتیبان دستگاه	ریلی - چرخ
سیستم راهبری دستگاه	سیستم پیمایشی (PPS) به کمک دوربین نقشه‌برداری

در سپرهای EPB مانند سایر ماشین‌های تک سپری، در زمان نصب سگمنت، حفاری متوقف شده و رینگ سگمنتی در داخل سپر توسط نصاب سگمنت نصب خواهد شد. اولین مرحله در نصب سگمنت‌ها، تعیین موقعیت سگمنت کلید^۱ می‌باشد. این کار بر اساس موقعیت TBM و مسیر پیش‌بینی شده تونل، توسط سیستم کنترل مسیر انجام شده توسط اپراتور دستگاه به اپراتور نصب سگمنت اطلاع داده می‌شود. پس از تعیین موقعیت سگمنت کلید، ابتدا سگمنت روبروی سگمنت کلید نصب و سپس سگمنت‌های مجاور این سگمنت نصب شده و پس از نصب سایر سگمنت‌ها، سگمنت‌های مجاور سگمنت کلید، و در نهایت سگمنت کلید نصب خواهد شد.

۳-۸- جمع‌بندی

در این فصل ابتدا زمین‌شناسی عمومی منطقه و محیطی که تونل در آن حفر شده مورد بررسی قرار گرفته است. بافت زمین در مسیر تونل عمدتاً از لایه‌های خاک رس، سیلت و ماسه‌ای تشکیل شده است. در ادامه سطح آب زیرزمینی محل پروژه مورد بررسی قرار گرفت که نشان می‌دهد مسیر حفر تونل به سطح آب زیرزمینی رسیده است که باید در مدل‌سازی عددی در نظر گرفته شود. سپس مشخصات دستگاه حفار و پوشش تونل مورد بررسی قرار گرفته که مشخصات هر یک از آن‌ها در جدول مربوطه نشان داده شده است.

^۱. Segment Key

فصل چهارم

مدل سازی نشست سطح زمین با نرم افزار FLAC3D



۴-۱- مقدمه

روش‌های عددی در حل مسائل مهندسی می‌تواند کاربرد نامحدودی داشته باشد. واضح است که هرچقدر مدل ساخته شده در روش‌های عددی به واقعیت نزدیک‌تر باشد، جواب دقیق‌تری از مدل‌سازی مورد انتظار خواهد بود. در بیشتر مواقع مدل‌هایی در روش عددی تحلیل شده‌اند که به طور مستقیم با اندازه‌گیری‌های صحرایی قابل‌مقایسه باشند. علت این امر تنوع بسیار پارامترهای خاک، شرایط هندسی محیط، شرایط مختلف اجرا و... بوده که طراح را مجبور به اعمال محدودیت‌هایی در مدل‌سازی کرده است. این محدودیت‌ها بیشتر با ثابت فرض کردن پارامترها و صرف‌نظر از اعمال برخی از این محدودیت‌ها انجام گرفته است.

در این فصل به توضیح روش تفاضل محدود، توضیحات نرم‌افزار FLAC3D، روند مدل‌سازی نشست سطح زمین پرداخته شده و در ادامه نتایج به همراه تحلیل حساسیت پارامتری انجام شده نمایش داده شده است.

۴-۲- روش تفاضل محدود^۱

روش تفاضل محدود از نظر ساختاری با روش المان محدود مقایسه می‌شود، به‌طوری‌که در هر دو روش یک نوع دستگاه معادلات دیفرانسیل برای هر عضو محیط تعیین شده که این دستگاه به نیروهای وارد بر گره‌ها و جابه‌جایی‌های ایجاد شده در هر المان بستگی خواهد داشت. در روش تفاضل محدود، هر مشتق در معادلات دیفرانسیل حاکم، مستقیماً با یک عبارت جبری که این عبارت به متغیرهای میدان موردبحث مثل تنش، کرنش و ... بستگی دارد، جایگزین می‌شود ولی در روش المان محدود متغیرهای میدان موردبحث (تنش، کرنش و ...) برای هر المان به‌وسیله توابع ویژه‌ای که تابع درون یاب و یا توابع شکل نام دارند کنترل خواهد شد. نرم‌افزارهای FLAC3D & FLAC2D بر اساس روش تفاضل محدود محاسبات را انجام می‌دهند. در روش المان محدود، ماتریس تمام اجزای محیط را با هم ترکیب کرده و یک ماتریس سختی کل به دست می‌آید، ولی در روش تفاضل محدود این کار انجام نمی‌شود، بنابراین می‌توان در هر مرحله معادلات مربوطه را بازسازی کرد (باقرزاده، ۱۳۸۶).

^۱. Finite Difference Method

۴-۳- معرفی و بررسی نرم افزار FLAC3D

در این پروژه از نرم افزار FLAC3D به منظور مدل سازی نشست سطح زمین استفاده شده است که یک نرم افزار تفاضل محدود عددی بوده و در محیط های پیوسته به کار می رود. این برنامه بر مبنای تفاضل محدود سه بعدی برای محاسبات مهندسی می باشد. برنامه FLAC3D رفتار ساختارهای خاک، سنگ و یا دیگر مواد را که ممکن است هنگام نزدیک شدن به محدوده شکست، رفتارهای گوناگون از خود نشان دهند را مدل سازی کرده که مواد به صورت اجزا یا ناحیه نشان داده شده اند.

این اجزا شبکه ای را که کاربر برای مدل سازی موضوع مورد نظر طراحی کرده است را تشکیل خواهند داد. این اجزا قادر هستند که بر طبق خواص داده شده، شکسته شوند یا جریان یابند و شبکه می تواند تغییر شکل دهد و یا جابه جا شود. اگرچه برنامه FLAC3D در اصل برای کاربردهای مهندسی عمران و معدن طراحی شده است، اما قابلیت های زیادی برای حل مسائل مکانیک را نیز دارا می باشد. ساختارهای متعددی در این برنامه وجود دارند که مدل سازی موادی را که رفتارشان بسیار غیرخطی بوده را ممکن خواهد ساخت.

(Itasca Consulting Group, Inc., 2012)

علاوه بر این نرم افزار FLAC از امکانات خاص دیگری بهره مند بوده که عبارت اند از:

- طرح های تنش و کرنش صفحه ای و مدل های هندسی
- مدل المان های ساختاری برای مدل سازی سیستم نگهداری
- امکان رسم پلات و مشاهده چشمی تغییرات
- امکان آنالیزهای دینامیکی
- امکان مدل سازی خزش و رفتار ویسکوالاستیک
- امکان مدل سازی چندین مدل رفتاری خاک و سنگ
- امکان مدل کردن تأثیر مدل های حرارتی
- امکان مدل کردن جریان آب زیرزمینی و توزیع فشار آن
- امکان افزودن امکانات مورد نظر کاربر با زبان C

علاوه بر موارد کاربردی که در بالا ذکر شد، این برنامه از قابلیت‌های دیگری نیز برخوردار بوده که عمده‌ترین کاربرد آن در مسائل ژئوتکنیک، طراحی در مسائل مهندسی معدن و ساختارهای زیرزمینی بوده است.

این برنامه توانایی شبیه‌سازی ساختاری خاک، سنگ یا دیگر مواردی که ممکن است تحت جریان پلاستیک قرار گیرند را، دارا می‌باشد. مواد با المان‌ها یا زون‌هایی که به فرم شبکه بوده، مشخص می‌شوند. ایجاد مدل بر عهده کاربر بوده، هر المان مطابق قانون تنش - کرنش خطی یا غیرخطی که برایش تعریف شده در مقابل نیروها و مرزها عکس‌العمل نشان داده، مواد به نقطه تسلیم رسیده و می‌توانند جریان یابند و در این صورت باعث تغییر شکل شبکه خواهند شد (Itasca Consulting Group, Inc., 2012; Hisatake., 1999).

به طور خلاصه می‌توان گفت که امروزه استفاده از روش‌های عددی از جمله روش المان مجزا، روش المان محدود، روش تفاضل محدود و... بسیار گسترش یافته و مهندسين با استفاده از این روش‌های عددی می‌توانند به جواب‌های مطلوبی در زمینه‌های مختلف اعم از محیط‌های پیوسته و محیط‌های ناپیوسته دست پیدا کنند.

۴-۴- مدل سازی محدوده مورد مطالعه

باهدف بررسی نشست سطح زمین در اثر حفر تونل در منطقه مورد مطالعاتی، یک مدل سه بعدی در نرم افزار FLAC3D ساخته شده است. در ادامه روند مدل سازی، شرایط و در نهایت نتایج حاصل از مدل سازی در انتهای این بخش ارائه خواهد شد.

۴-۴-۱- هندسه سازی

اولین گام جهت مدل سازی در نرم افزار FLAC3D ساخت هندسه مدل موردنظر می‌باشد. هندسه سازی در نرم افزار FLAC3D توسط یک سری المان که زون نامیده می‌شود انجام می‌گیرد. بهینه بودن ابعاد زون‌ها تأثیر بسزایی در زمان حل و دقت جواب‌های به دست آمده خواهد داشت. به همین دلیل پس از انتخاب ابعاد

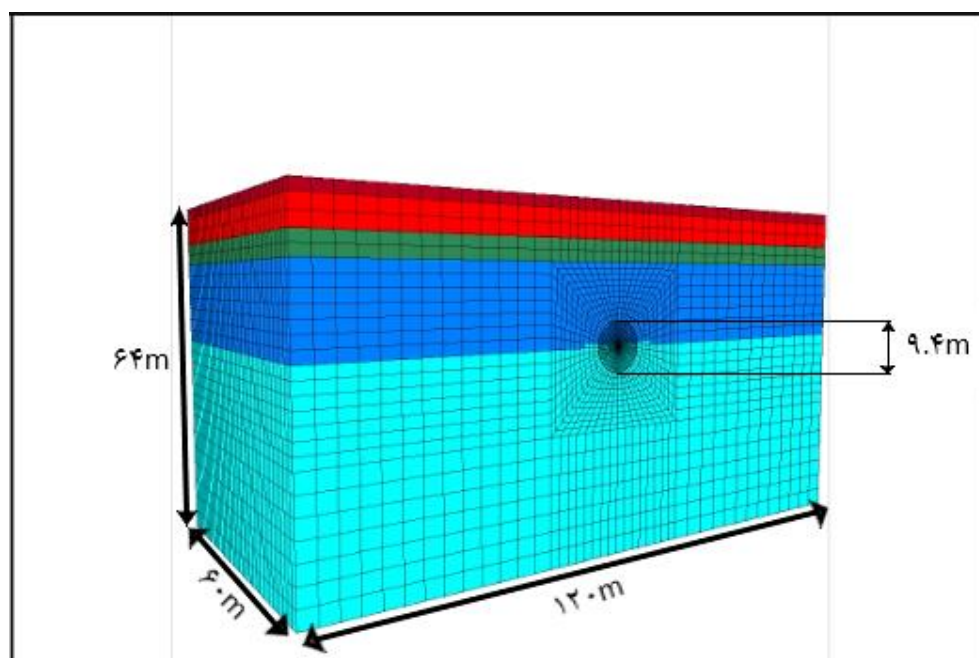
مناسب برای مدل باید مش‌بندی مدل بر اساس شرایط صورت گیرد، بدین صورت که در فاصله نزدیک به عملیات مش‌بندی با ابعاد کوچک‌تر و در فواصل دورتر از جبهه عملیاتی ابعاد بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. ابعاد مدل ساخته شده در این نرم‌افزار باتوجه به محدودیت سیستم‌های رایانه‌ای، به منظور افزایش سرعت محاسبات و به حداقل رساندن تأثیر مرزهای مدل بر نتایج خروجی نرم‌افزار با کمی تغییرات نسبت به مدل جناب رودریگز^۱ در نظر گرفته شده است. ابعاد پیشنهادی جناب رودریگز به شرح زیر می‌باشد (Nematollahi & Dias.,2019).

- برای ارتفاع مدل، $(H+4D)$

- برای طول مدل، $(H+3D)$

- برای عرض مدل (با در نظر گرفتن نصف مدل)، $3H$

که در این روابط H عمق خط مرکزی تونل و D قطر تونل می‌باشد. حال باتوجه به شرایط مطرح شده ابعاد مدل ساخته شده بر اساس عمق و قطر تونل به صورت $۱۲۰ \times ۶۰ \times ۶۴$ متر در نظر گرفته شده است. هندسه موردنظر در شکل ۴-۱ به همراه لایه‌بندی خاک‌های موجود نشان داده شده است.



شکل (۴-۱): هندسه مدل ساخته شده به همراه لایه‌بندی خاک‌های موجود در منطقه

^۱.Rodriguez

۴-۲-۲- انتخاب مدل رفتاری

انتخاب مدل رفتاری مناسب برای اجزای مختلف در مدل سازی بسیار مهم خواهد بود. در ادامه به توضیح نحوه‌ی انتخاب مدل رفتاری مناسب برای بخش‌های مختلف مدل سازی پرداخته شده است.

۴-۲-۱- مدل رفتاری محیط دربرگیرنده تونل

مدل رفتاری انتخاب شده برای لایه‌های خاک اطراف تونل، مدل خاک سخت شونده^۱ می‌باشد. از دلایل اصلی انتخاب مدل رفتاری خاک سخت شونده در مقایسه با مدل رفتاری موهر - کولمب می‌توان به بالازدگی زیاد کف تونل اشاره کرد که بیش از حالت استاندارد بوده است. اما مدل خاک سخت شونده نیازمند پارامترهای ورودی بیشتری نسبت به مدل موهر - کولمب بوده، به همین جهت به سبب کمبود دیتای ژئوتکنیکی و تست‌های آزمایشگاهی برای انتخاب پارامترهای خاک سخت شونده نیاز به روابطی برای تعیین مدول‌های مختلف این مدل می‌باشد که در ادامه مطرح شده است.

مدل رفتاری خاک سخت شونده یکی از مدل‌هایی است که بر مبنای مکانیک خاک حالت بحرانی توسعه داده شده است و شامل دو حالت استاندارد و کرنش‌های کوچک^۲ می‌باشد. در مدل خاک سخت شونده، کرنش کلی بر اساس مقدار تنش وابسته به سختی محاسبه شده که مقدار آن در بارگذاری و باربرداری متفاوت بوده و فرض بر این است که شرایط ایزوتروپیک بر توده خاک حاکم بوده است (Obrzud.,2010).

از مدل خاک سخت شونده می‌توان برای بررسی رفتار سیلت‌های رسی، خاک‌های شنی و ماسه‌ای و خاک‌های رسی با نسبت پیش تحکیمی پایین استفاده کرد. بیشترین کاربرد مدل خاک سخت شونده در مواردی است که بحث باربرداری و بارگذاری مجدد در خاک مطرح باشد مانند رفتار خاک در گود برداری‌ها و تونل‌ها در این مدل مشابه مدل موهر - کولمب حالت تنش حدی با استفاده از پارامترهای چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع بیان خواهد شد (Obrzud.,2010).

^۱ . Hardening Soil

^۲ . Small Strain

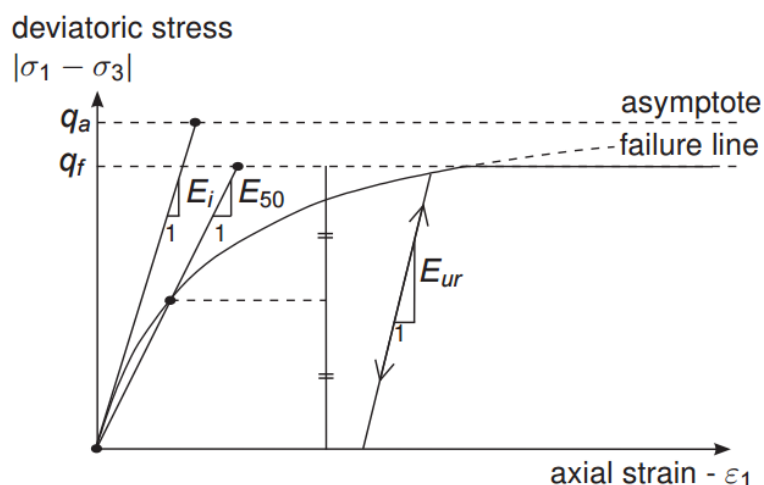
وضعیت خاک پیش از گسیختگی به وسیله سه پارامتر مدول بارگذاری سه محوره، مدول باربرداری و مدول ادئومتری توصیف شده است. در جدول ۴-۱ این سه پارامتر به همراه سایر پارامترهای استفاده شده از مدل خاک سخت شونده در این پژوهش نشان داده شده است (Itasca Consulting Group, Inc., 2012).

جدول (۴-۱): توضیح پارامترهای مدل خاک سخت شونده

پارامتر	توضیح
E_{50}^{ref}	مدول بارگذاری سه محوره ^۱ - اندیس ۵۰ به معنی مدول سکانت در نصف مقاومت نهایی می باشد.
E_{ur}^{ref}	مدول باربرداری ^۲ - شیب خط مماس بر منحنی بارگذاری - باربرداری مجدد
E_{ref}^{oed}	مدول ادئومتری ^۳ - مدول مماسی در مرحله اولیه بارگذاری تحکیمی یا بخش الاستیک منحنی
R_f	نسبت گسیختگی ^۴ که به طور پیش فرض ۰/۹ می باشد.
m	نشان دهنده وابستگی سختی به سطح تنش که در خاک های رس و سیلت مقدار آن بین ۰/۵ تا ۱ می باشد.
p^{ref}	فشار متوسط مرجع که در حالت استاندارد ۱۰۰ کیلو پاسکال در نظر گرفته می شود.

لازم به ذکر است که باقی پارامترهای مدل خاک سخت شونده به صورت پیش فرض توسط نرم افزار تعیین شده است. در شکل ۴-۲ مدول های تغییر شکل متفاوت منحنی تنش - کرنش خاک، در مدل خاک سخت شونده نشان داده شده است.

¹ . Stiffness 50 Reference
² . Stiffness Ur Reference
³ . Stiffness Oed Reference
⁴ . Failure Ratio



شکل (۲-۴): مدول‌های تغییر شکل مختلف خاک در مدل خاک سخت شونده (Ju.,2015).

در جدول ۲-۴ پارامترهای استفاده شده در مدل خاک سخت شونده نشان داده شده است. لازم به ذکر است که مقادیر تمامی پارامترها به صورت استاندارد تعیین شده و سایر پارامترهای مدل خاک سخت شونده به صورت پیش فرض توسط نرم افزار در نظر گرفته شده است (Obrzud.,2010). در ادامه روابط محاسبه مدول‌های خاک سخت شونده، ارائه شده است.

جدول (۲-۴): پارامترهای انتخابی مدل خاک سخت شونده

لایه‌های خاک	K (Mpa)	G (Mpa)	ϕ (°)	C (Kpa)	m	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{ur}^{ref} (Mpa)	E_{oed}^{ref} (Mpa)	R_f
لایه‌ی اول	۹/۸	۴/۵	۱۰	۱۰	۰/۵	۸/۸	۲۶/۴	۸/۸	۰/۵۴
لایه‌ی دوم	۱۶/۳۴	۷/۵۴	۱۷	۲۳	۰/۵	۱۴/۷	۴۴/۱	۱۴/۷	۰/۹۵
لایه‌ی سوم	۳۷/۵	۱۴/۳۷	۲۷	۹	۰/۷۵	۲۸/۶۸	۸۶/۰۴	۲۸/۶۸	۰/۹
لایه‌ی چهارم	۲۲/۲	۷/۴	۲۰/۸	۲۱/۵	۰/۶	۱۵	۴۵	۱۵	۰/۹۵
لایه‌ی پنجم	۴۰	۸/۵	۲۰	۴۰/۵	۰/۸	۱۸	۵۴	۱۸	۰/۹۶

پارامترهای K و G به ترتیب مدول بالک و برشی برحسب مگاپاسکال بوده که از طریق مدول الاستیک و نسبت پواسون به صورت روابط ۴-۱ و ۴-۲ محاسبه خواهند شد (Itasca Consulting Group, Inc., 2012).

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (۴-۱)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (۴-۲)$$

برای اکثر خاک‌ها که فشار جانبی برجا آن‌ها به طور پیش فرض برابر با $K_{nc}=1-\sin\phi$ بوده، روابط ۴-۳ و ۴-۴ برقرار می‌باشد همچنین رابطه ۴-۵ جهت محاسبه مدول بارگذاری سه محوره برای خاک‌های مختلف ارائه شده است (Cheng & Lucarelli, 2016; Fu et al., 2019).

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (۴-۳)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (۴-۴)$$

$$E_{50}^{ref} = (0.7 \sim 1)E \quad (۴-۵)$$

۴-۴-۲-۲- مدل رفتاری سپر دستگاه حفار و نگهداری تونل

باتوجه به هدف مسئله که آنالیز نشست می‌باشد مدل رفتاری سپر ماشین حفار، سگمنت و تزریق پشت آن به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. در بخش حفاری مدل المان سازه‌ای سپر و سگمنت به همراه شرایط سپر مخروطی مورد بررسی قرار گرفته است. در جدول ۴-۳ خصوصیات مدل رفتاری الاستیک ارائه شده است.

جدول (۴-۳): پارامترهای مکانیکی سپر، سگمنت و تزریق (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

مشخصات	سپر دستگاه	پوشش سگمنتی	تزریق	واحد
مدول الاستیک	۲۰۰	۳۲	۰/۰۰۵	GPa
نسبت پواسون	۰/۲۵	۰/۱۶	۰/۴۷	—
وزن مخصوص	۷۸۴۰	۲۵۰۰	۱۸۰۰	$\frac{Kg}{m^3}$

۴-۳-۴- تنش‌های برجا

اصولاً قبل از حفر زمین و ایجاد سازه، تنش‌های برجا در عمق زمین وجود دارند. با اعمال شرایط اولیه سعی شده تنش‌های برجای موجود در زمین قبل از حفاری شبیه‌سازی گردد. همان‌طور که مشخص است اگر این شرایط اعمال نشود در نتیجه نهایی خطا رخ خواهد داد. در شرایط ایده‌آل تنش‌های برجا با استفاده از اندازه‌گیری‌های صحرایی بدست می‌آیند. اما وقتی که امکان اندازه‌گیری‌های صحرایی وجود نداشته باشد می‌توان با استفاده از عمق‌سازه و پارامترهای ژئوتکنیکی زمین تنش‌های برجای محیط را تخمین زد. در این تحقیق تنش‌های قائم به صورت ثقلی و نسبت تنش‌های افقی به قائم با توجه به جنس محیط برابر با ضریب فشار خاک $K_0 = 1 - \sin \phi$ که به صورت خودکار توسط نرم‌افزار FLAC3D محاسبه و به مدل اعمال می‌گردد انتخاب شده است (Itasca Consulting Group, Inc., 2012).

۴-۴-۴- اعمال شرایط مرزی و بار سطحی

پس از ساخت هندسه و تعیین مدل رفتاری و خصوصیات مدل، باید شرایط مرزی در مدل اعمال شود. در یک مدل عددی شرایط مرزی شامل مقادیر میدان جابه‌جایی، تنش، فشار منفذی و ... بوده که در مرزهای یک مدل عددی تعریف خواهد شد. در ادامه نحوه‌ی اعمال مرزهای جابه‌جایی و تنشی در مدل بیان شده است.

۴-۴-۴-۱- جابه‌جایی‌های مرزی

دیواره‌ها و کف مدل عددی معمولاً مرزهای مصنوعی و مرز سطحی مدل اگر به سطح زمین برسد مرز طبیعی مدل می‌باشد برای از بین بردن ناپایداری و به تعادل رسیدن محیط ثابت کردن جابه‌جایی مرزهای مصنوعی امری ضروری می‌باشد. ابعاد مدل در راستای x در بازه $[۰, ۶۰]$ ، در راستای y در بازه $[۰, ۶۰]$ و در راستای z در بازه $[-۳۸, ۲۶]$ قرار گرفته است.

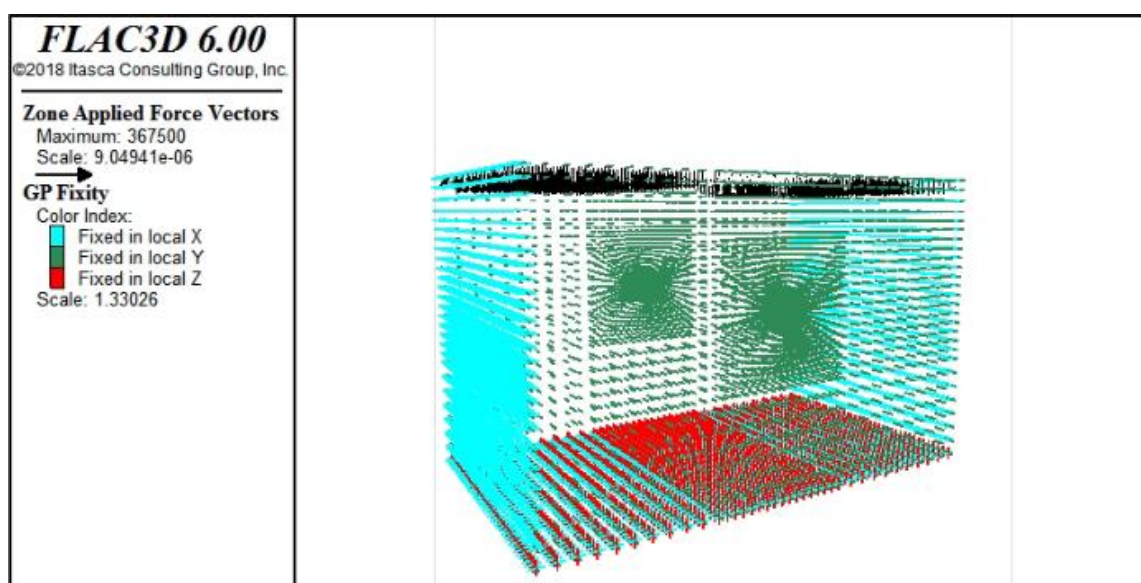
از این‌رو جهت ثابت کردن مرزهای مدل در راستای x در جهت x در بازه $[-۵۹/۹, -۶۰/۱]$ و $[۵۹/۹, ۶۰/۱]$ ، در راستای y در جهت y در بازه $[۰/۱, ۰/۱]$ و $[-۰/۱, -۰/۱]$ ، در راستای z در جهت x, y

و z در بازه $[-37/9, -38/1]$ ثابت شده است. همچنین سطح بالایی مدل به سبب اینکه مرز طبیعی محسوب شده آزاد در نظر گرفته می‌شود تا امکان بروز جابجایی و نشست به مدل داده شود.

۴-۴-۲- تنش‌های مرزی

مرزهای شبکه FLAC3D در حالت اولیه آزاد از تنش می‌باشد. نیروها و تنش‌ها به وسیله دستور APPLY بر تمام یا بخشی از مرز موردنظر اعمال شده و تنش‌های کششی و فشاری برطبق قوانینی که در مقاومت مصالح حاکم بوده به ترتیب مثبت و منفی در نظر گرفته خواهند شد. در ورژن ۶ نرم‌افزار برای اعمال تنش عمودی از stress-normal استفاده شده است.

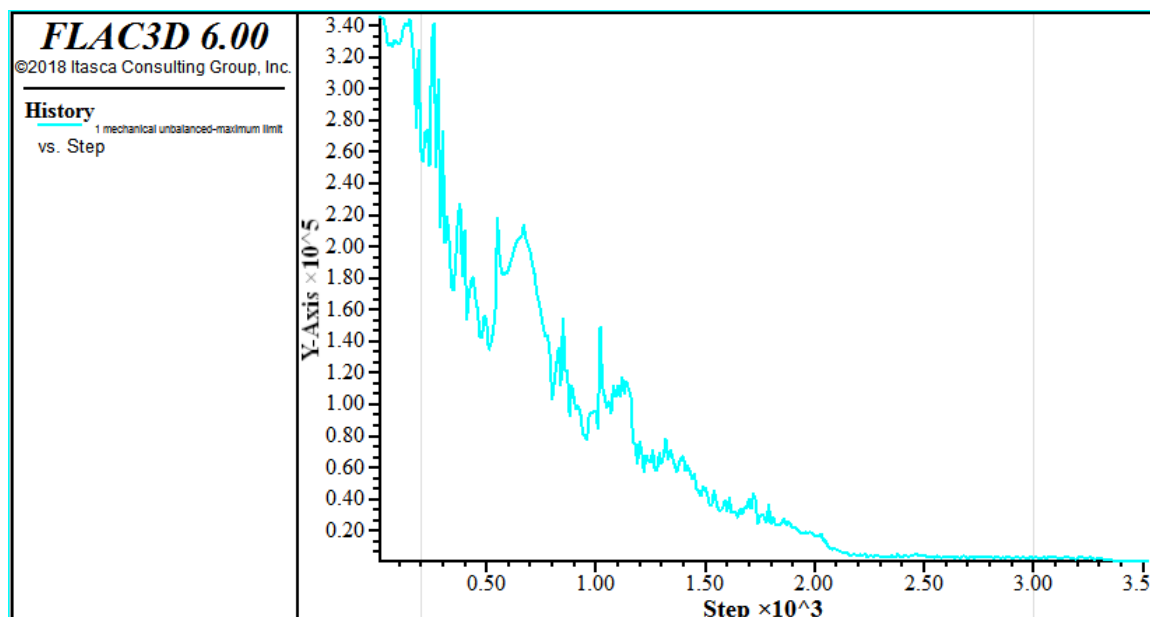
در تحقیق حاضر در مقطع موردنظر بار ترافیک و ساختمان باید هم‌زمان با هم به سطح مدل وارد شود. با این تفاوت که در قسمت میانی مدل بار ساختمان وجود ندارد و فقط بار ترافیک اعمال شده و در قسمت‌های کناری مدل بار ساختمان نیز به سطح وارد خواهد شد. در تحقیق حاضر بار ترافیک به اندازه ۲۰ کیلونیوتن بر مترمربع (KN/m^2) و بار ساختمان به اندازه ۷۰ کیلونیوتن بر مترمربع (KN/m^2) در نظر گرفته شده که به صورت عمود بر سطح زمین وارد شده است. فشار سینه کار نیز با استفاده از stress-normal در جهت عمود بر سینه کار حفاری، وارد شده است. در شکل ۴-۳ شرایط مرزی و تنشی حاکم بر مدل، قابل مشاهده است.



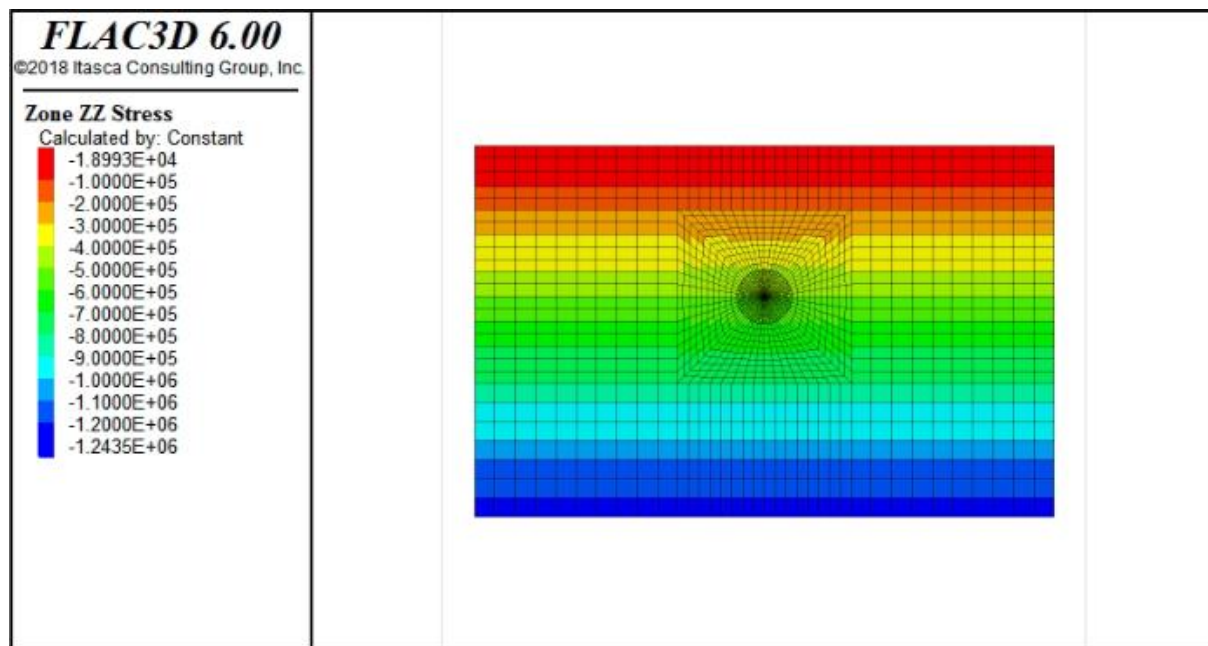
شکل (۴-۳): ثابت کردن جابه‌جایی مرزها و اعمال بار سطحی به مدل عددی

۴-۴-۵- تعادل اولیه

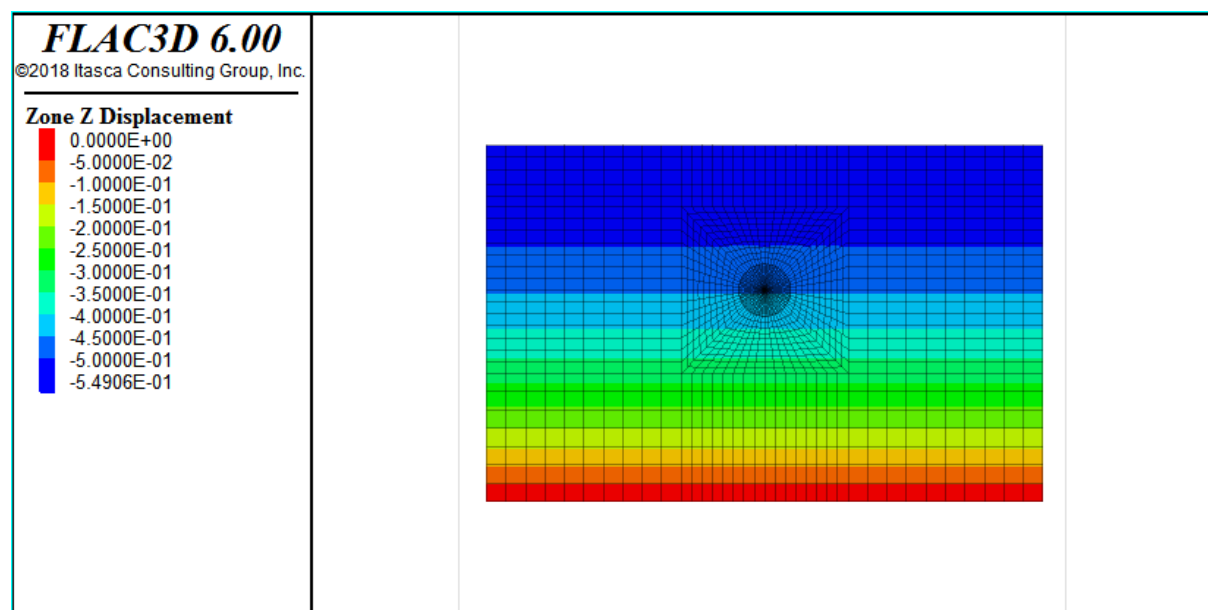
یکی از مراحل اصلی برای گرفتن نتایج دقیق در مدل سازی عددی به تعادل رسیدن تنش ها و جابه جایی ها قبل از شروع حفاری در مدل می باشد. برای این منظور بعد از ایجاد هندسه، تعیین خصوصیات رفتاری و تنش های اولیه محیط، نرم افزار با طی کردن تعداد مشخصی گام زمانی مدل ساخته شده را به تعادل خواهد رساند. در ادامه جهت بررسی صحت تعادل اولیه در نرم افزار FLAC3D تاریخچه حداکثر نیروی نامتعادل کننده، کانتورهای جابه جایی قائم، تنش های قائم و فشار منفذی (همان طور که قبلاً گفته شد تراز آب زیرزمینی در عمق ۲۶ متری سطح زمین قرار گرفته است). در شکل های ۴-۴ تا ۴-۷ مورد بررسی قرار گرفته که نشان می دهد صحت تعادل اولیه با رفتار الاستیک در مدل ساخته شده حاصل شده است.



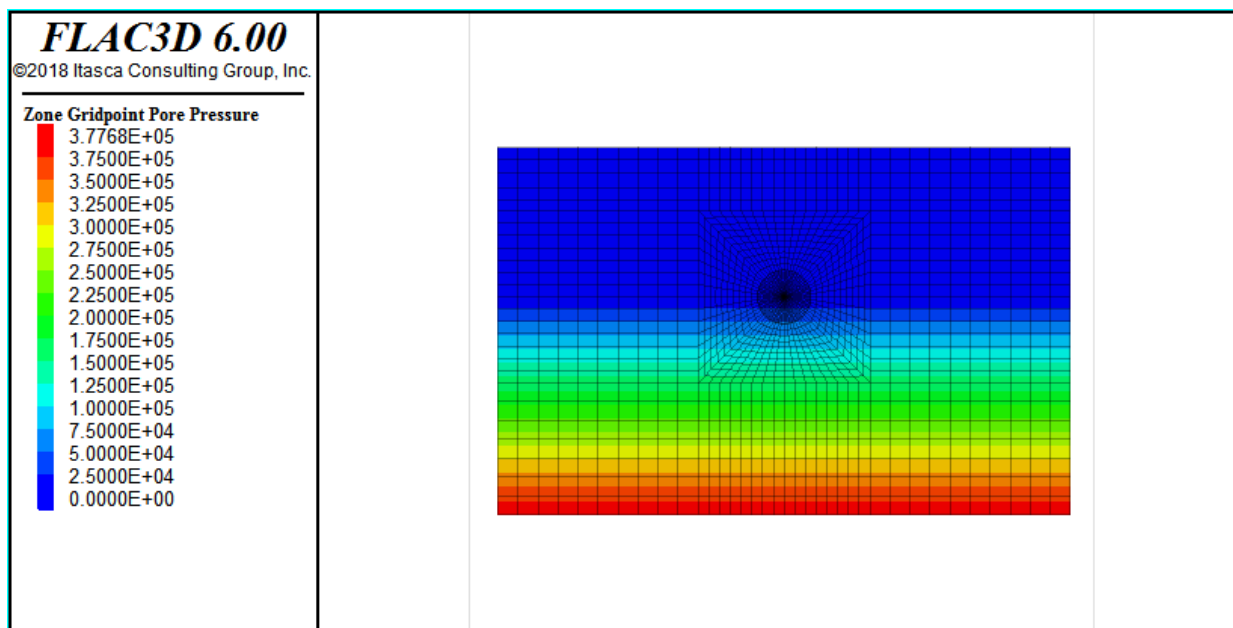
شکل (۴-۴): نمودار حداکثر نیروی نامتعادل کننده پس از تعادل اولیه



شکل (۴-۵): کانتور تنش‌های قائم پس از تعادل اولیه



شکل (۴-۶): کانتور جابه‌جایی قائم پس از تعادل اولیه



شکل (۷-۴): کانتور فشار منفذی پس از تعادل اولیه

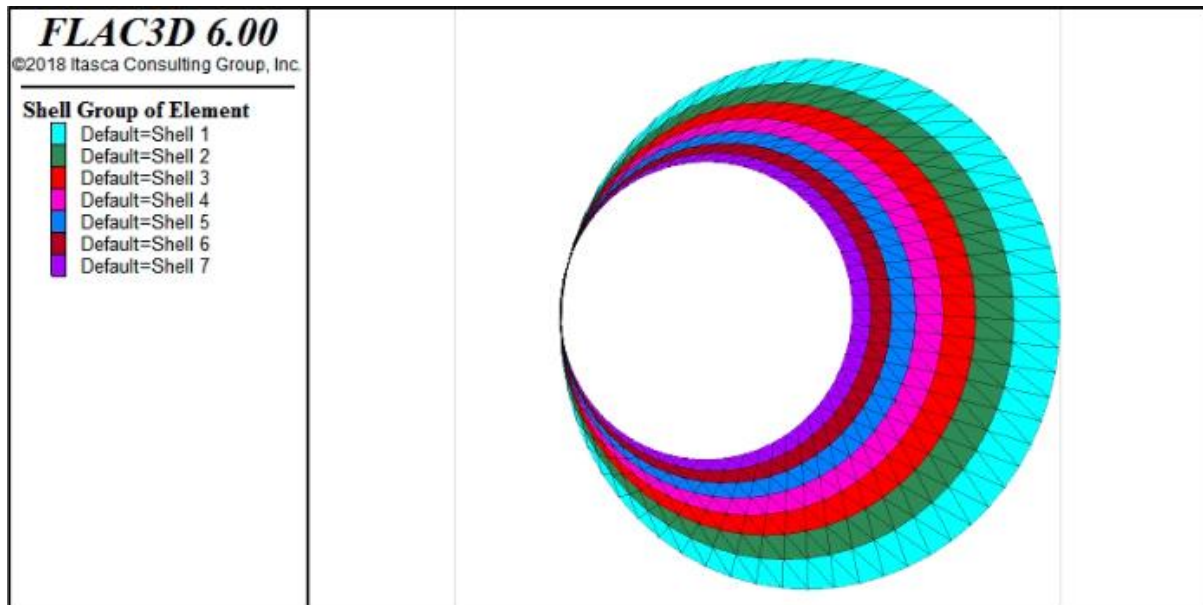
۴-۴-۶- حفاری مدل

در نرم‌افزار FLAC3D مرحله‌ی حفاری با حذف زون‌ها در محدوده‌ی تعیین شده انجام خواهد شد. در مدل‌سازی حفاری این پژوهش حفاری ۶۰ متر تونل طی ۴۰ گام با در نظر گرفتن شرایط سپر مخروطی، فشار سینه کار، حجم تزریق، فشار تزریق و خشک شدن تزریق پشت سگمنت پس از پیشروی چند مرحله حفاری انجام شده است.

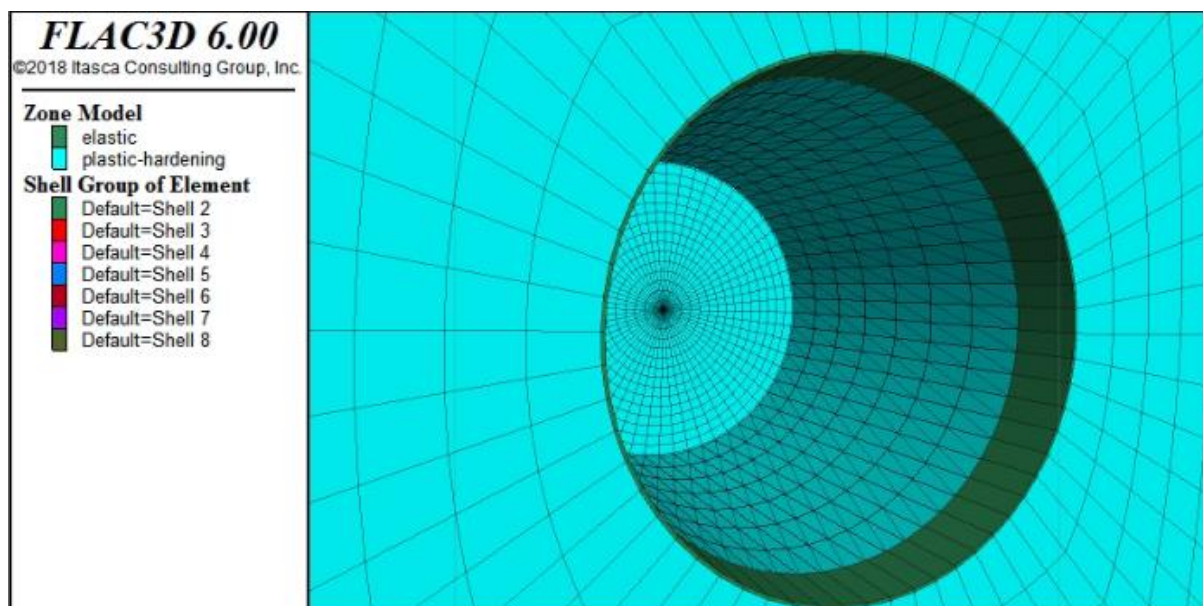
۴-۴-۶-۱- پیشروی حفاری و نصب سیستم نگهداری

بعد از ایجاد تعادل اولیه نوبت به حفاری مدل خواهد رسید. قبل از حفر تونل باید پارامترهای جابه‌جایی و سرعت صفر شده تا تنها تأثیر حفاری بر مدل بررسی گردد. در گام نخست تونل با استفاده از دستور “assign nul” با اعمال فشار سینه کار ۱۷۰ کیلوپاسکال با گام‌های حفاری ۱/۵ متری و با اعمال طول سپر به اندازه ۱۰/۵ متر حفاری شده است. در هر گام پیشروی مدل با طی تعداد مشخصی گام زمانی، حل شده است. سپر ماشین حفر با استفاده از المان “Shell”، پوشش بتنی تونل با المان “Liner” و تزریق پشت پوشش بتنی نیز به صورت الاستیک با خواصی که در بخش‌های بعدی شرح داده شده، مدل‌سازی شده‌اند.

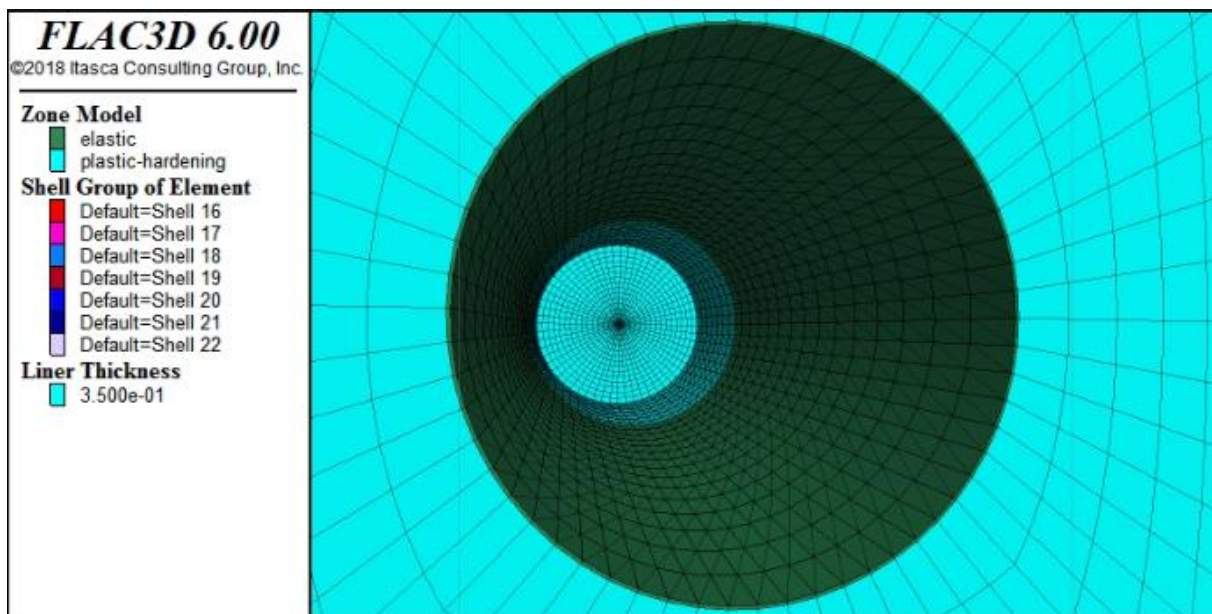
پس از ورود کامل سپر به تونل در هر گام پیشروی حفاری، به بخش ابتدایی سپر دستگاه ۱/۵ متر اضافه و از قسمت انتهایی ۱/۵ متر برداشته شده و تزریق پشت سگمنت، المان سگمنت و فشار تزریق به مدل اعمال گردیده است. این روند تا انتهای متر از حفاری ادامه خواهد یافت. در شکل‌های ۴-۸ تا ۴-۱۱ روند پیشروی سپر و نصب سیستم نگهداری نشان داده شده است.



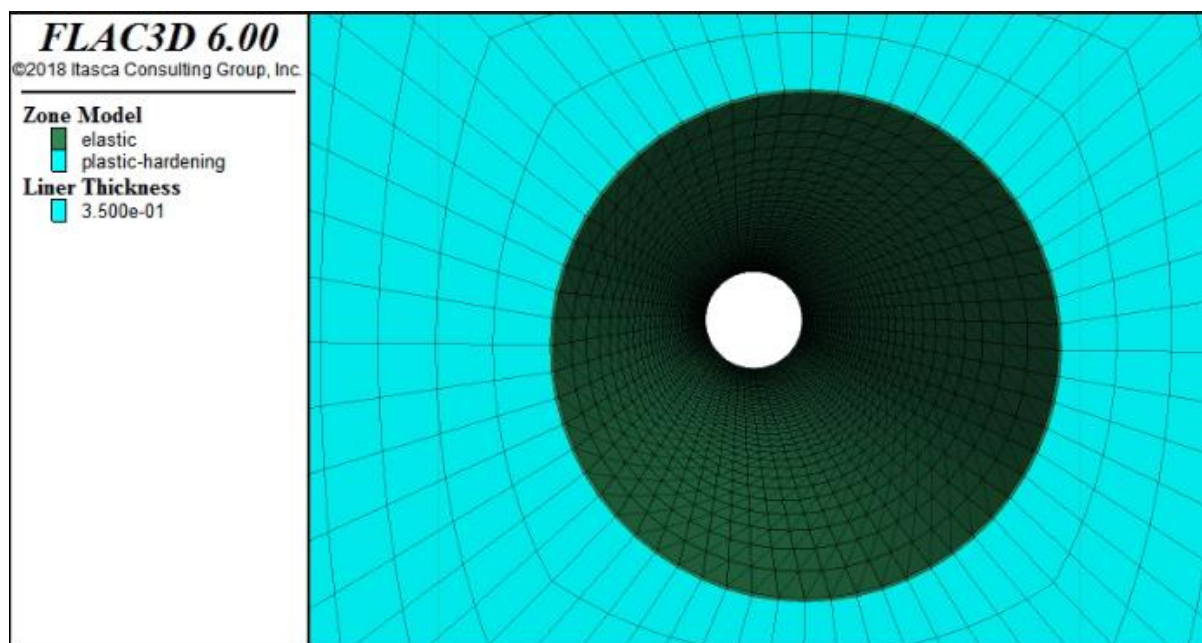
شکل (۴-۸): نمایی از سپر دستگاه حفار به صورت پوسته‌ای



شکل (۴-۹): اولین گام پس از ورود کامل سپر به تونل و تزریق پشت سگمنت



شکل (۴-۱۰): پیشروی سپر دستگاه حفار و نصب سگمنت به همراه تزریق پشت سگمنت پس از ۲۲ گام حفاری

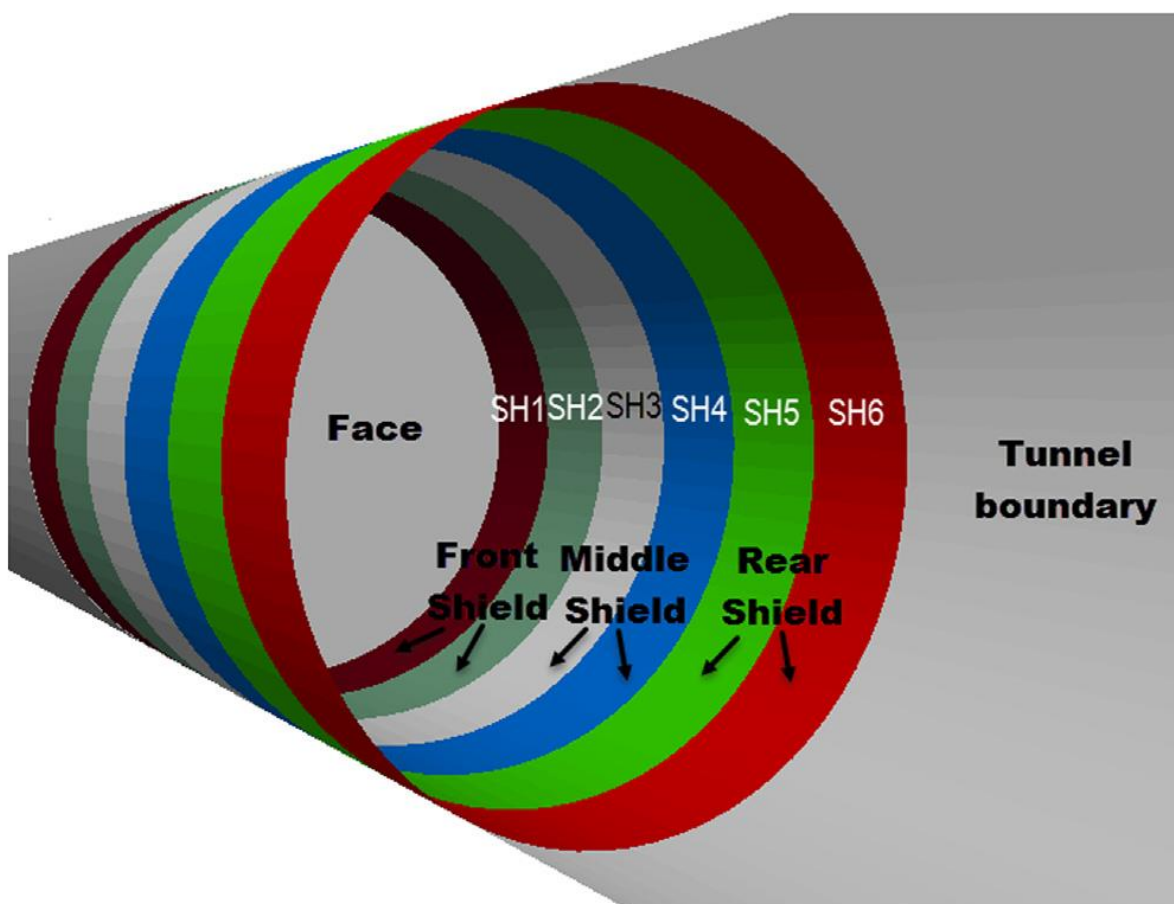


شکل (۴-۱۱): خروج کامل سپر دستگاه حفار و نصب سگمنت پس از ۶۰ گام حفاری

در ادامه به توضیح مهم‌ترین فاکتورها که در مدل‌سازی عددی مدنظر گرفته‌اند از جمله شرایط سپر مخروطی، فشار سینه کار، شرایط تزریق پشت سگمنت و پوشش سگمنتی پرداخته شده است.

۴-۴-۶-۱-۱- سپر مخروطی

در این پژوهش از روشی ساده برای شبیه‌سازی شکل مخروطی سپر با المان‌های پوسته‌ای در نرم‌افزار FLAC3D که توسط جناب نعمت‌اللهی ارائه شده است، برای در نظر گرفتن فضای خالی بین سپر و محیط خاکی استفاده شده است. در این روش سپر به سه قسمت مساوی با مدول‌های الاستیک متفاوت تقسیم شده است. نمایی از این سپر سه‌تکه در شکل ۴-۸ نشان داده شده است (نعمت‌اللهی و ملا داودی، ۱۳۹۶؛ Nematollahi & Dias., 2019).



شکل (۴-۱۲): نمایی سه‌بعدی از سپر مخروطی (Nematollahi & Dias., 2019).

مدول الاستیک بخش انتهایی سپر برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال تعیین شده، مدول الاستیک بخش میانی سپر ۲۰ و جلویی سپر ۲ گیگاپاسکال بر مبنای تحلیل حساسیت انجام شده (مدول الاستیک کمتر از سپر انتهایی) مشخص شده است. هرچند که در مدل دیگر ارائه شده توسط ایشان طول سپر به شش پوسته مساوی تقسیم

شده و هر قسمت از ابتدا به انتها از مدول الاستیک کم به زیاد تقسیم‌بندی شده است (نعمت‌اللهی و ملا داودی، ۱۳۹۶).

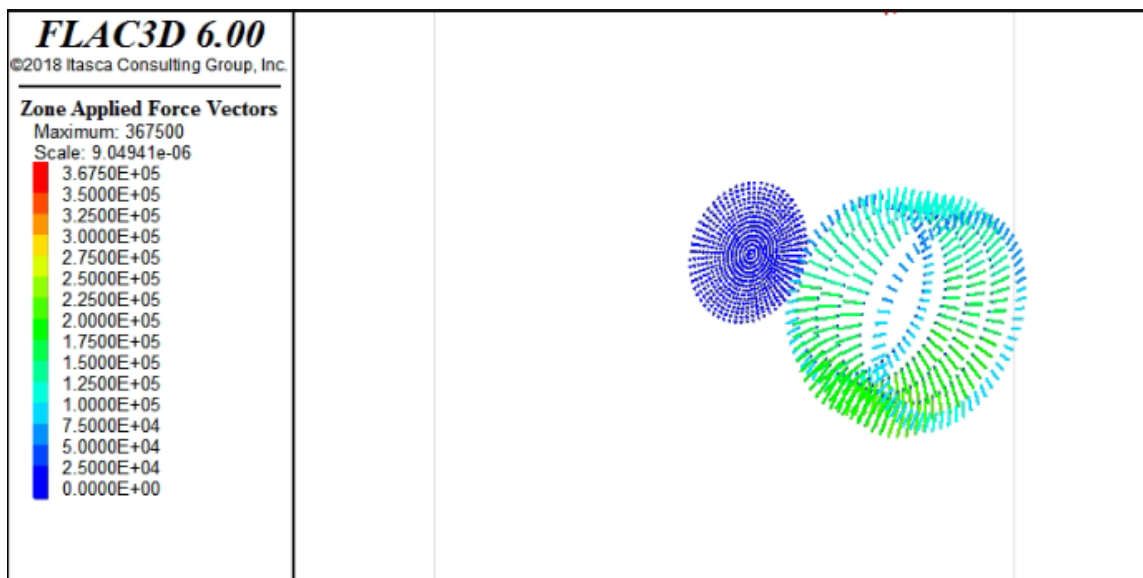
۴-۴-۱-۲- فشار سینه کار

فشار سینه کار متأثر از هندسه تونل و پارامترهای مختلف زمین‌شناسی از جمله گیرهمگنی محیط می‌باشد. فشار سینه کار با استفاده از دستور stress-normal در هر گام پیشروی به‌صورت دایره‌ای با شعاع طولی ۰/۵ ± سانتی‌متر به جبهه کار جلویی وارد شده است. از آنجایی که در این پژوهش دیتای کافی برای استفاده از روش‌های تحلیلی موجود نمی‌باشد، فشار سینه کار باتوجه به نشست سطح زمین با روش آزمون‌وخطا به صورتی که اکثر جابه‌جایی در جلوی سینه کار قرار داشته، بالازدگی به سمت سطح زمین وجود نداشته باشد و میزان جابه‌جایی کمتر از ۱ درصد شعاع تونل باشد به میزان ۱/۷ بار در نظر گرفته شده است (رمش و همکاران، ۱۳۹۸).

۴-۴-۱-۳- شرایط فشار و تزریق پشت سگمنت

همان‌طور که در بخش مدل رفتاری سپر و نگهداری تونل گفته شد، مدل رفتاری تزریق پشت سگمنت به‌صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. در این پژوهش علاوه بر فشار تزریق حجم تزریق پشت سگمنت نیز در نظر گرفته شده که به میزان ۶ سانتی‌متر از قطر اولیه تونل را در برمی‌گیرد، بنابراین شعاع تونل با در نظر گرفتن حجم تزریق به ۴/۶۴ متر رسیده است.

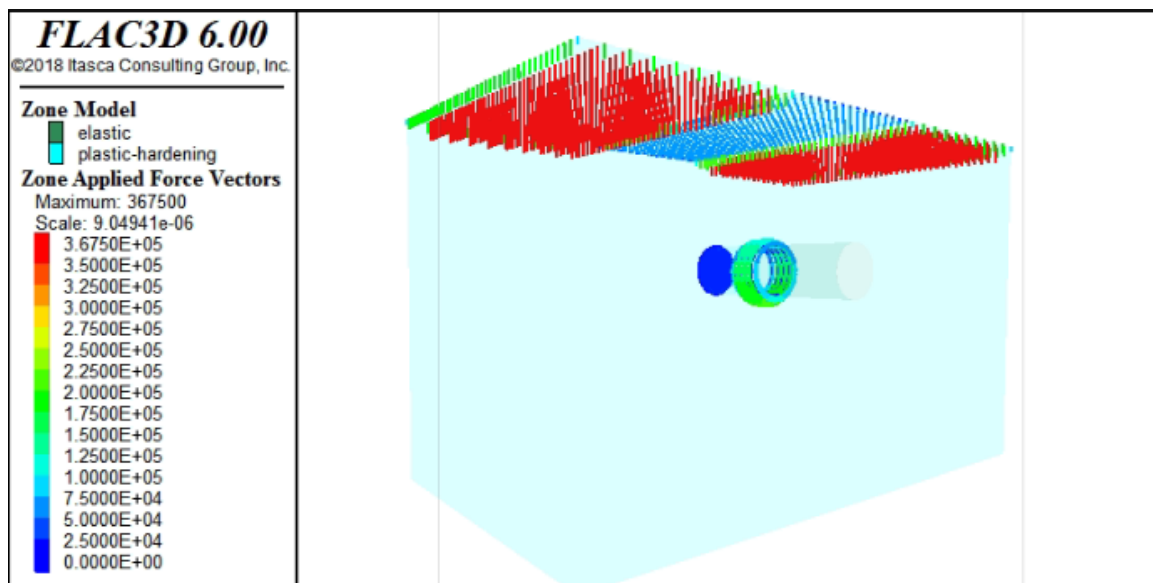
تزریق پشت سگمنت با اعمال توزیع فشار مرزی در زمان تزریق و با دستور “apply” و به‌صورت “stress-normal” در هر گام پیشروی حفاری به‌صورت عمود به زون‌های مربوط به تزریق پشت سگمنت که از ابتدا در مدل عددی قرار داده شده وارد شده است. میزان فشار تزریق ۰/۵ بار بیشتر از فشار سینه کار در بالای تونل می‌باشد؛ بنابراین باتوجه به فشار سینه کار، فشار تزریق برابر با ۲/۲ بار و گرادیان آن باتوجه به وزن گروت تزریقی (γ_{grout}) برابر با ۱۲/۷ کیلوپاسکال در نظر گرفته شده است. در شکل ۴-۹ نمایی از اعمال نیروی جبهه کار و فشار تزریق در هنگام پیشروی سپر نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۳): نمایی از اعمال فشار سینه کار، فشار تزریق پشت سگمنت

۴-۴-۶-۱-۴-۴- سخت شدن تزریق پشت سگمنت

برای در نظر گرفتن سخت شدن تزریق پشت سگمنت از همان مدل رفتاری الاستیک استفاده شده به این صورت که با گذر زمان مدول الاستیک تزریق افزایش پیدا می‌کند تا به طور کامل سفت شود (Lumbrugh et al., 2012). سرعت گیرایی تزریق پشت سگمنت برابر با ۸ ساعت تخمین زده شده که با در نظر گرفتن میانگین ۰/۵ رینگ بر ساعت برابر با ۴ گام حفاری ۱/۵ متری خواهد بود؛ بنابراین پس از ۴ گام حفاری خصوصیات تزریق سخت شده (مدول الاستیک و نسبت پواسون آن به ترتیب برابر با ۲۰ مگاپاسکال و ۰/۳ می‌باشد) جایگزین تزریق اولیه گردیده و فشار تزریق نیز حذف خواهد شد. در شکل ۴-۱۴ نمایی از پیشروی حفاری و حذف فشار تزریق در گام‌های اولیه حفاری به سبب سفت شدن تزریق پشت سگمنت به همراه بار سطحی موجود در سطح نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۴): نمایی از پیشروی حفاری و حذف فشار تزریق به سبب سفت شدن تزریق پشت سگمنت

۴-۴-۶-۱-۵- پوشش سگمنتی تونل

برای برقراری اندرکنش مناسب بین مواد با سختی‌های مختلف استفاده از المان فصل مشترک^۱ امری ضروری است. همان‌طور که قبلاً گفته شد در این پژوهش برای مدل‌سازی سگمنت‌های بتنی از المان “Liner” استفاده شده است که این المان در نظر گرفته شده اتصال گره - زون برای شبیه‌سازی اندرکنش سگمنت و تزریق پشت آن را فراهم خواهد ساخت. بر اساس دستورالعمل نرم‌افزار، به دلیل وجود موادی با سختی‌های متفاوت، سختی نرمال (K_n) و سختی برشی (K_s) هر فصل مشترک را می‌توان با قانون سرانگشتی محاسبه کرد که این مقادیر را ۱۰۰ برابر سخت‌تر از سختی زون مجاور فرض شده است. (Itasca Consulting Group, Inc., 2012)

این دو پارامتر از مهم‌ترین پارامترهای تعیین‌کننده‌ی خواص فصل مشترک محسوب می‌شوند. سختی ظاهری زون مجاور در جهت نرمال را می‌توان از حداکثر مقدار رابطه ۴-۶ محاسبه کرد.

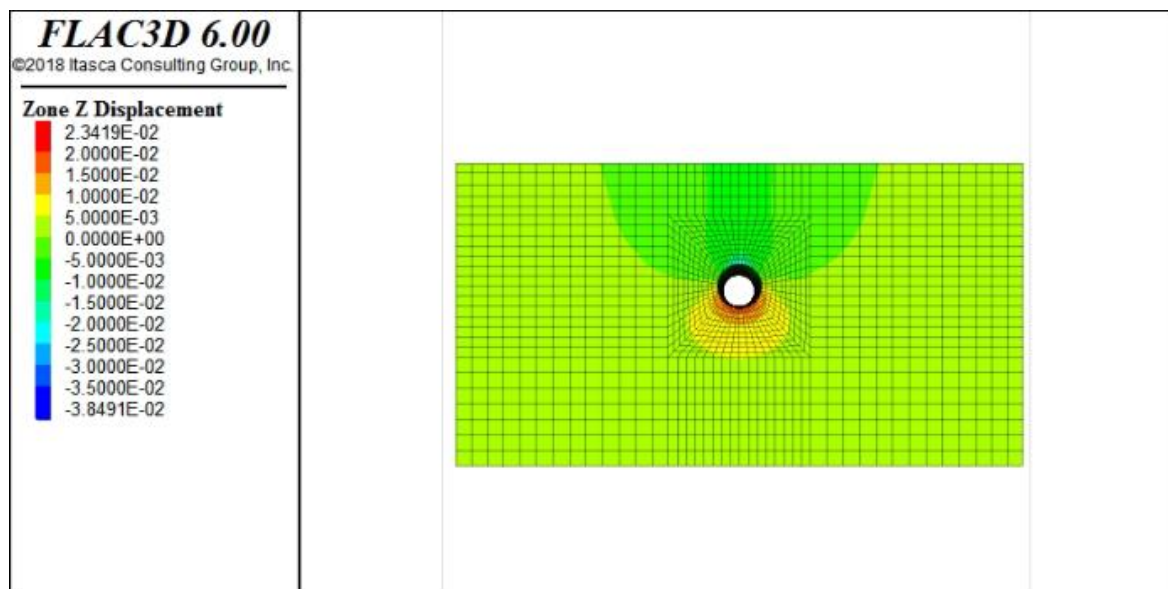
$$\left[\frac{\left(K + \frac{4}{3}G \right)}{\Delta Z_{min}} \right] \quad (۴-۶)$$

^۱ . Interface

که در این رابطه K مدول بالک زون نرم‌تر، G مدول برشی زون نرم‌تر و $\Delta Z_{\min}$ کوچک‌ترین بعد (متر) زون مجاور در راستای Z فصل مشترک در المان نرم‌تر بوده است (Itasca Consulting Group, Inc., 2013).

۴-۴-۷- نتایج حاصل از مدل‌سازی نشست

عملیات حفاری تا زمانی ادامه پیدا کرده که سپر به طور کامل از تونل خارج شده و فشار تزریق نیز از تمام گام‌های حفاری حذف شود. پس از پایان عملیات حفاری نوبت به بررسی نتایج حاصل از نشست مدل عددی می‌باشد که در شکل ۴-۱۴ پلات مربوط به جابه‌جایی قائم نمایش داده شده است.

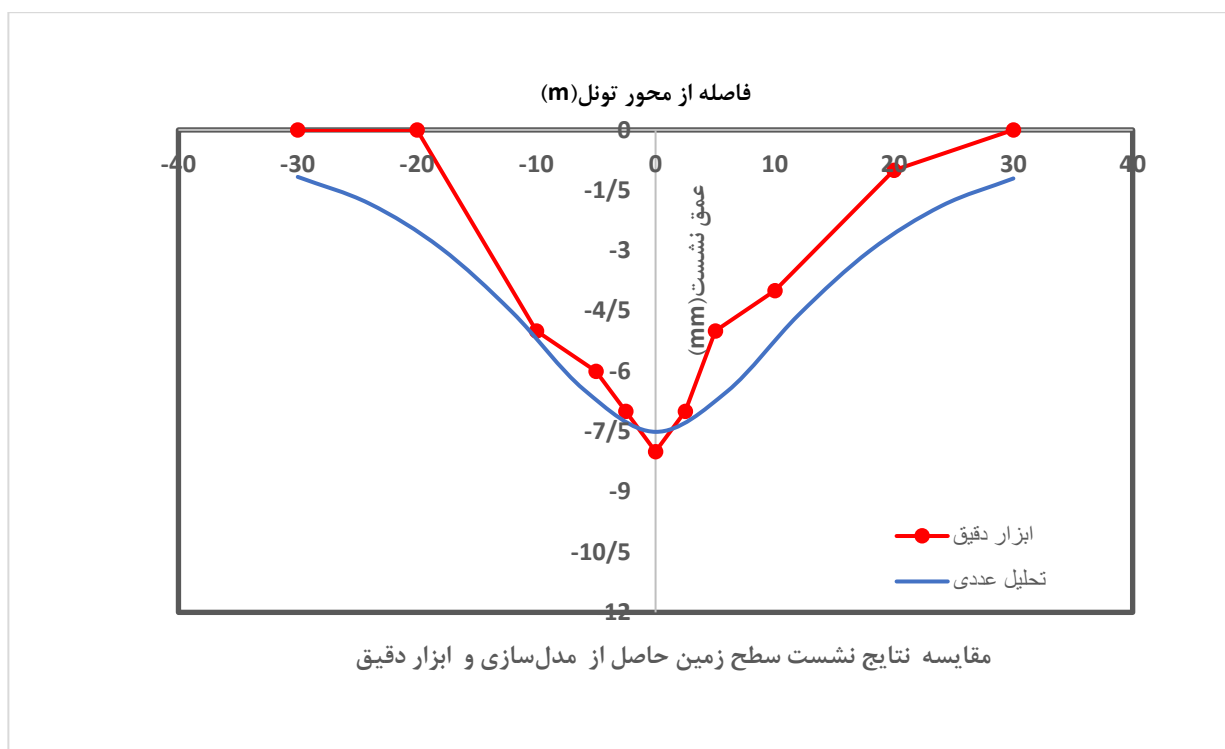


شکل (۴-۱۵): پلات جابه‌جایی در راستای قائم

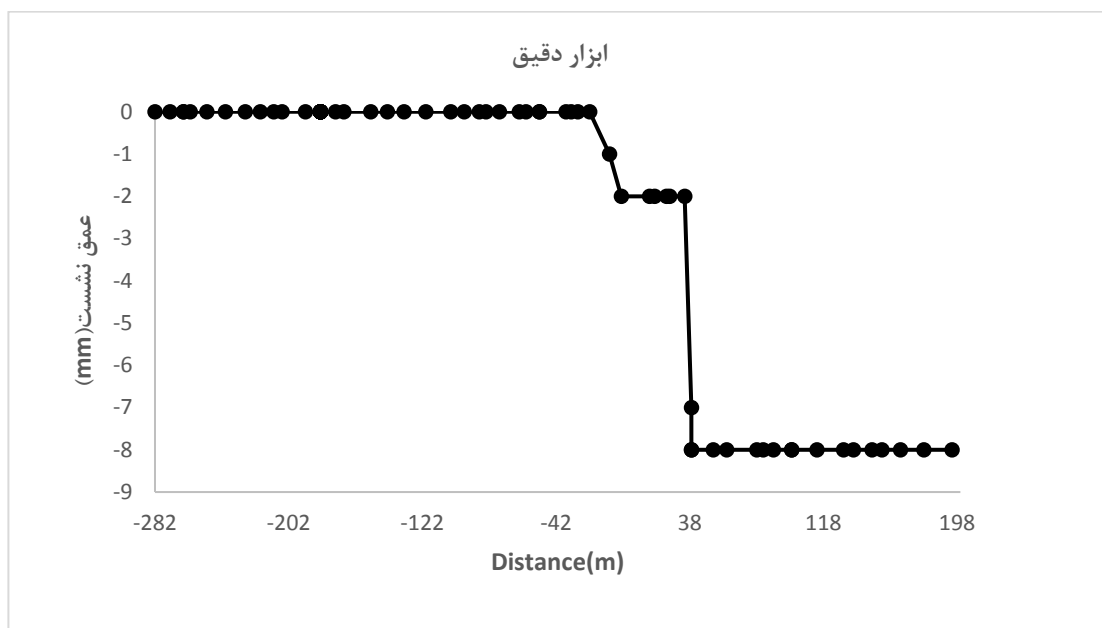
همان‌طور که مشخص است، حداکثر جابه‌جایی در قسمت سقف تونل در عمق $21/3$ متری رخ داده است که این جابه‌جایی به‌مرور به سمت سطح زمین حرکت کرده و باعث نشست سطح زمین شده است. بالازدگی کف تونل نیز به میزان حداکثر $2/34$ سانتی‌متر رسیده که نشان می‌دهد انتخاب مدل رفتاری خاک سخت شونده باعث بهبود شرایط بالازدگی به نسبت روش موهر - کولمب بوده است. در ادامه به بررسی نتایج حاصل از نشست سطح زمین و مقایسه با داده‌های ابزار دقیق موجود در منطقه پرداخته شده است.

۴-۴-۸- مقایسه نتایج نشست حاصل از مدل سازی با داده های ابزار دقیق

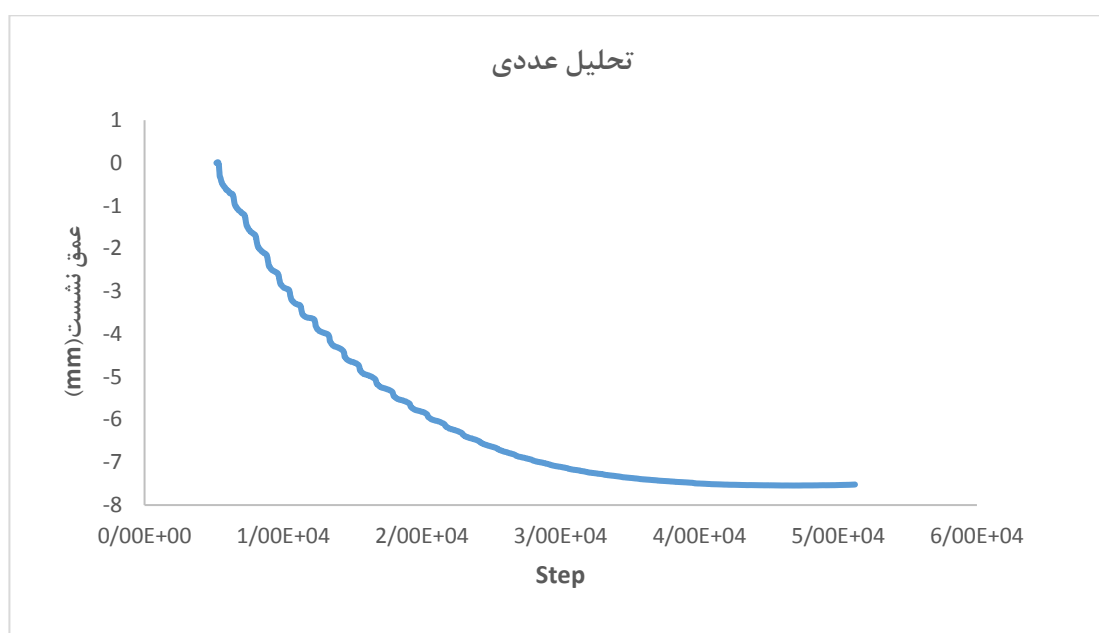
در این بخش از پژوهش به منظور اعتبارسنجی مدل عددی، نتایج حاصل از مدل سازی با داده های ابزار دقیق قرار گرفته در محدوده ۵+۲۴۷ که در فصل سوم توضیحات آن ارائه شد، مقایسه شده است. ابتدا به بررسی پروفیل نشست سطح زمین بر اساس دیتای ابزار نشست سنج که در سطح زمین مستقر شده پرداخته و سپس به بررسی حداکثر نشست به دست آمده در سطح با استفاده از مدل عددی و داده های ابزار کشیدگی سنج واقع در مقطع مورد مطالعه پرداخته شده است. در شکل های ۴-۱۷ تا ۴-۱۹ نتایج نشست حاصل از ابزار دقیق و مقایسه آن با نشست حاصل از مدل سازی نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۶): مقایسه نتایج پروفیل عرضی نشست سطح زمین حاصل از مدل سازی و ابزار دقیق



شکل (۴-۱۷): نشست سطح زمین بر اساس دیتای کشیدگی سنج عمقی (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵)



شکل (۴-۱۸): نتیجه حاصل از نشست سطح زمین بر اساس مدل سازی عددی

همان طور که در شکل ۴-۱۷ مشخص شده است، نتایج پروفیل عرضی حداکثر نشست سطح زمین حاصل از مدل سازی برابر با ۷/۵ میلی متر و در ابزار دقیق برابر با ۸ میلی متر بوده است. در ادامه به سبب بررسی نتایج در عمق در شکل ۴-۱۸ حداکثر نشست سطح زمین که با ابزار کشیدگی سنج ثبت شده مشخص شده که

برابر با ۸ میلی‌متر بوده و نشست حاصل از مدل عددی نیز به میزان حداکثر ۷/۵ میلی‌متر مشخص شده است. همچنین در عمق ۱۸/۵ متری از سطح زمین که حداکثر عمق راد کشیدگی سنج محدوده مطالعاتی بوده نتیجه حاصل از ابزار برابر با ۱۱ میلی‌متر و مدل عددی برابر با ۱۲ میلی‌متر بوده است.

۴-۴-۹- حساسیت سنجی مدل نشست سطح زمین

برای بررسی میزان حساسیت مدل عددی ساخته‌شده به پارامترهای مختلف خاک، با اعمال تغییراتی در برخی پارامترهای دخیل در نشست سطحی، مدل‌های دیگری ساخته شده و تحلیل‌های لازم بر روی آنها صورت گرفته است. پارامترهایی که مورد توجه قرار گرفته‌اند، عبارت‌اند از: مدول الاستیک لایه‌های خاک، زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک، چسبندگی لایه‌های خاک و فشار سینه کار دستگاه حفار. در ادامه، توضیحاتی در مورد نتایج حاصل از تغییرات اعمال شده ارائه شده است.

۴-۴-۹-۱- حساسیت مدل نشست نسبت به مدول الاستیک لایه‌های خاک

در این حالت در دسته اول، ۱۰ واحد از مدول الاستیک لایه‌های خاک کم شده و مدل‌سازی انجام شده است. در دسته دوم ۱۰ واحد به مدول الاستیک لایه‌های خاک اضافه شده و مدل‌سازی انجام شده است. در جدول ۴-۴ نتایج نشست در این حالت آورده شده است.

جدول (۴-۴): تغییرات در مدول الاستیک لایه‌های خاک و نتایج نشست حاصل از آنها

دسته	لایه	مدول الاستیک (Mpa)	نشست (mm)
۱	اول	۲	۸/۷
	دوم	۹/۶۱	
	سوم	۲۸/۲۴	
	چهارم	۱۰	
	پنجم	۱۳/۵	
۲	اول	۲۲	۶
	دوم	۲۹/۶۱	
	سوم	۴۸	
	چهارم	۲۹/۶	
	پنجم	۳۳/۵	

هنگامی که مدول الاستیک لایه‌های خاک از مقدار اولیه کمتر فرض شده، میزان نشست حداکثر سطح زمین افزایش یافته و به ۸/۷ میلی‌متر رسیده است. در جهت عکس، زمانی که مقدار مدول الاستیک نسبت به حالت اولیه افزایش یافته میزان نشست حداکثر کاهش یافته و به ۶/۱ میلی‌متر رسیده است.

۴-۴-۹-۲- حساسیت مدل نشست نسبت به زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک

در این حالت در دسته اول، ۵ واحد از زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک کم شده و مدل‌سازی انجام شده است. در دسته دوم ۵ واحد به مدول الاستیک لایه‌های خاک اضافه شده و مدل‌سازی انجام شده است. در جدول ۴-۵ نتایج نشست در این حالت آورده شده است.

جدول (۴-۵): تغییرات در زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک و نتایج نشست حاصل از آنها

دسته	لایه	زاویه اصطکاک داخلی (°)	نشست (mm)
۱	اول	۱۵	۸/۲
	دوم	۱۲	
	سوم	۲۲	
	چهارم	۱۵/۸	
	پنجم	۱۵	
۲	اول	۲۵	۶/۳
	دوم	۲۲	
	سوم	۳۲	
	چهارم	۲۵/۸	
	پنجم	۲۵	

هنگامی که زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک از مقدار اولیه کمتر فرض شده، میزان نشست حداکثر سطح زمین افزایش یافته و به ۸/۲ میلی‌متر رسیده است. در جهت عکس، زمانی که مقدار زاویه اصطکاک داخلی نسبت به حالت اولیه افزایش یافته میزان نشست حداکثر کاهش یافته و به ۶/۳ میلی‌متر رسیده است.

۴-۴-۹-۳- حساسیت مدل نشست نسبت به چسبندگی لایه‌های خاک

در این حالت در دسته اول، ۵ واحد از چسبندگی لایه‌های خاک کم شده و مدل‌سازی انجام شده است. در دسته دوم ۵ واحد به چسبندگی لایه‌های خاک اضافه شده و مدل‌سازی انجام شده است. در جدول ۴-۶ نتایج نشست در این حالت آورده شده است.

جدول (۴-۶): تغییرات در چسبندگی لایه‌های خاک و نتایج نشست حاصل از آنها

دسته	لایه	چسبندگی (Kpa)	نشست (mm)
۱	اول	۴/۸	۷/۹
	دوم	۱۸	
	سوم	۳/۸	
	چهارم	۱۶/۵	
	پنجم	۳۵/۳	
۲	اول	۱۴/۸	۷
	دوم	۲۸	
	سوم	۱۳/۸	
	چهارم	۲۶/۵	
	پنجم	۴۵/۳	

هنگامی که زاویه چسبندگی لایه‌های خاک از مقدار اولیه کمتر فرض شده، میزان نشست حداکثر سطح زمین به میزان نسبتاً کمی افزایش یافته و به ۷/۹ میلی‌متر رسیده است. در جهت عکس، زمانی که مقدار چسبندگی نسبت به حالت اولیه افزایش یافته میزان نشست حداکثر کاهش و به ۷ میلی‌متر رسیده است.

۴-۹-۴-۴- حساسیت مدل نشست نسبت به فشار سینه کار دستگاه حفار

در این حالت در دسته اول، ۳۰ واحد از فشار سینه کار دستگاه کم شده و مدل‌سازی انجام شده است. در دسته دوم ۳۰ واحد به فشار سینه کار دستگاه اضافه شده و مدل‌سازی انجام شده است. در جدول ۴-۷ نتایج نشست در این حالت آورده شده است.

جدول (۴-۷): تغییرات در فشار سینه کار دستگاه حفار و نتایج نشست حاصل از آن

دسته	فشار سینه کار (Kpa)	نشست (mm)
۱	۱۴۰	۸/۴
۲	۲۰۰	۷/۳

هنگامی که فشار سینه کار دستگاه حفار از مقدار اولیه کمتر فرض شده، میزان نشست حداکثر سطح زمین به افزایش یافته و به $8/4$ میلی متر رسیده است. در جهت عکس، زمانی که مقدار فشار سینه کار نسبت به حالت اولیه افزایش یافته میزان نشست حداکثر کاهش و به $7/3$ میلی متر رسیده است.

۴-۵- جمع بندی

در این فصل پس از بیان مقدمه به معرفی نرم افزار مورد استفاده در این مطالعه و روش عددی مربوط به آن (تفاضل محدود) پرداخته شده است. سپس مراحل مختلف مدل سازی شامل هندسه سازی، انتخاب مدل رفتاری، اعمال شرایط مرزی و اولیه، حفاری مدل و... مورد بررسی قرار گرفته است. بعد از حفاری کامل مدل و نصب سیستم نگهداری نتایج به دست آمده نشست سطحی با داده های ابزار دقیق مقایسه شده است که مقایسه نشست حاصل از مدل عددی با ابزار دقیق نشان از مطابقت بالای مدل عددی با داده های ابزار دقیق بوده است.

در مرحله آخر، حساسیت سنجی نشست سطح زمین با تعدادی از پارامترهای دخیل اعم از مدول الاستیک، زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی لایه های خاک و فشار سینه کار دستگاه حفار مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان می دهد که از بین پارامترهای مکانیکی لایه های خاک مدول الاستیک بیشترین تأثیر را در نشست سطح زمین دارا بوده و پس از آن زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی که دو پارامتر مقاومتی لایه های خاک بوده به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار گرفته اند.

فصل پنجم

ارزیابی قابلیت اطمینان نشست حاصل از مدل سازی



۵-۱- مقدمه

در طراحی‌های مهندسی، تصمیم‌گیری با استفاده از اطلاعات محدود اولیه، بسیار مشکل خواهد بود. با توجه به این که تهیه اطلاعات همیشه با محدودیت‌های زمانی، بودجه‌ای و... مواجه هستند، بنابراین تصمیم‌گیری تحت این شرایط در مدل‌های قطعی با عدم قطعیت همراه خواهد بود. در مدل‌های قطعی مجموعه پارامترها، شرایط و راه حل مدل یکتا خواهند بود. در طرف مقابل پارامترهای مدل احتمالاتی بر اساس متغیرهای تصادفی و بازه‌ی تغییرات آنها تعیین می‌شود و مانند پارامترهای مدل قطعی مقدار واحد نخواهند داشت. بنابراین مدل احتمالاتی راه‌حل‌های متعدد را نتیجه می‌دهد، این اجازه را به پژوهشگر داده که با توجه به ماهیت عدم قطعیت سیستم‌های طبیعی به مدل‌سازی بپردازد.

در این فصل به توضیح روش تخمین نقطه‌ای استفاده شده، در ارزیابی قابلیت اطمینان با مدل عددی پرداخته شده و نتایج حاصل از آن در مقایسه با مقادیر استاندارد ارائه شده است. در ادامه به معرفی یک روش تجربی محاسبه حداکثر نشست سطحی برای ارزیابی قابلیت اطمینان به روش تجربی پرداخته شده و نتایج حاصل از آن ارائه شده است.

۵-۲- روش تخمین نقطه‌ای روزنبلوت

روش‌های تخمین نقطه‌ای همانند سایر روش‌های ارزیابی احتمالاتی از فرایند جبری برای محاسبات استفاده می‌کند. این روش توسط جناب روزنبلوت در سال ۱۹۷۵ ابداع شد و برای حل مسائل ژئوتکنیکی توسط جناب هرر^۱ (۱۹۸۱) پیشنهاد شده است. روش تخمین نقطه‌ای از یک‌سری محاسبات نقطه‌به‌نقطه تابع عملکرد در مقادیر انتخاب شده از متغیرهای تصادفی ورودی، برای محاسبه لحظه‌به‌لحظه پاسخ استفاده می‌کند. مسائل پیچیده ژئوتکنیکی می‌توانند با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای حل شوند.

اگرچه روش‌های زیادی در این رابطه وجود دارد، اما روش $2K+1$ پیشنهاد شده توسط روزنبلوت یکی از این روش‌ها برای پیاده‌سازی می‌باشد. به سادگی می‌توان این روش را به عنوان یک تکنیک شبیه‌سازی در نظر گرفت که در آن تعداد شبیه‌سازی‌ها از رابطه ۵-۱ به دست خواهد آمد (Nowak & Collins., 2013).

^۱. Harr

$$N = 2K + 1 \quad (۱-۵)$$

که در آن K تعداد متغیرهای تصادفی ورودی و N تعداد شبیه‌سازی‌های مورد نیاز می‌باشد.

ایده اصلی این روش ارزیابی یک تابع دربرگیرنده متغیرهای تصادفی در نقاط کلیدی $2K+1$ و سپس استفاده از این اطلاعات برای برآورد میانگین و انحراف معیار (ضریب تغییرات) تابع می‌باشد. باین حال تابع توزیع چگالی، تابع موردنظر را نمی‌توان با این روش به دست آورد. در ادامه به تشریح این روش پرداخته شده است. یک تابع عملکرد Y که در رابطه ۵-۲ نشان داده شده در نظر گرفته شده است:

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_K) \quad (۲-۵)$$

که $f()$ یک تابع عملکرد قطعی و X_i ($i=1,2,\dots,K$) متغیرهای تصادفی ورودی هستند (Nowak & Collins.,2013).

حال برای رسیدن به پاسخ باید چند مرحله طی شود که این مراحل به شرح زیر می‌باشد:

۱. در مرحله اول مقدار میانگین (μ_{Xi}) و انحراف معیار (σ_{Xi}) برای هریک از متغیرهای تصادفی ورودی تعیین خواهد شد.

۲. تعریف تابع y_0 به عنوان تابع عملکرد، زمانی که همه‌ی متغیرهای ورودی برابر با مقادیر میانگین خود باشند. در رابطه ۵-۳ تابع عملکرد y_0 نمایش داده شده است.

$$y_0 = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_K}) \quad (۳-۵)$$

۳. در این مرحله تابع عملکرد اصلی (Y) در نقاط $2K$ به شرح زیر ارزیابی خواهد شد:

برای هر متغیر تصادفی X_i ، تابع عملکرد در دو نقطه باید محاسبه شود که به صورت $\mu_{Xi} \pm \sigma_{Xi}$ انتخاب شده است. یعنی در مرحله‌ی اول باید میانگین متغیر تصادفی به اضافه‌ی انحراف معیار استاندارد خود شده و بار دیگر انحراف معیار از مقدار میانگین کاسته شود. این در حالی است که سایر متغیرها باید به صورت مقدار میانگین ثابت باقی بمانند.

این مقادیر از تابع به صورت y_i^+ و y_i^- نام گذاری شده است. $\hat{I}$ نشان دهنده‌ی متغیری می‌باشد که مقادیر آن جابه‌جا شده و اندیس‌های مثبت و منفی مسیر تغییرات محاسبات تابع عملکرد را نشان می‌دهد. حال روابط ۴-۵ و ۵-۵ را خواهیم داشت.

$$y_i^+ = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_i} + \sigma_{X_i}, \dots, \mu_{X_k}) \quad (۴-۵)$$

$$y_i^- = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_i} - \sigma_{X_i}, \dots, \mu_{X_k}) \quad (۵-۵)$$

۴. برای هر متغیر تصادفی، دو کمیت که در روابط ۵-۶ و ۵-۷ نشان داده شده است، محاسبه خواهد شد.

$$\bar{y}_i = \frac{y_i^+ + y_i^-}{2} \quad (۶-۵)$$

$$V_{y_i} = \frac{y_i^+ - y_i^-}{y_i^+ + y_i^-} \quad (۷-۵)$$

۵. میانگین برآورد شده و ضریب تغییرات تابع عملکرد $\bar{Y}$ به صورت رابطه ۵-۸ و ۵-۹ قابل محاسبه خواهد بود.

$$\bar{Y} = y_0 \prod_{i=1}^K \left(\frac{\bar{y}_i}{y_0} \right) \quad (۸-۵)$$

$$V_Y = \sqrt{\left\{ \prod_{i=1}^K (1 + V_{y_i}^2) \right\} - 1} \quad (۹-۵)$$

این روش دو مزیت متمایز دارد. اول، تعیین توزیع متغیرهای تصادفی ورودی که بر اساس دیتای منطقه مشخص می‌شود، ضروری نبوده و فقط دو گشتاور اول، میانگین و انحراف معیار لازم می‌باشد. مزیت دوم این است که تعداد ارزیابی‌های تابع عملکرد (شبیه‌سازی‌ها) در مقایسه با نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب و یا شبیه‌سازی مونت کارلو کمتر بوده، به خصوص در مواقعی که مدل‌سازی‌های انجام شده زمان‌بر باشد (Nowak & Collins, 2013).

۵-۳- معیارهای سطح قابل قبول قابلیت اطمینان

برای انجام تحلیل‌های مبتنی بر قابلیت اطمینان، طراحی باید سطوح قابل قبول ایمنی را که در استانداردها تعریف شده، برآورد کند. سطح قابل قبول ایمنی معمولاً با شاخص قابلیت اطمینان هدف، β_T ، و یا احتمال شکست تعریف می‌شود. سطح قابل قبول ایمنی برای یک سازه با توجه به استاندارد اروپا، در جدول ۵-۱ و

سطح قابل قبول ایمنی توسط اداره حمل و نقل سوئد در جدول ۵-۲ ارائه شده است. (B.E.C.

standardization, 2011; Hugosson et al, 2012)

جدول (۵-۱): سطوح قابل قبول ایمنی بر مبنای استاندارد اروپا (B.E.C standardization, 2011).

طبقه‌بندی ایمنی	قابلیت اطمینان هدف	احتمال شکست	طبقه‌بندی پیامدها	توضیحات
۱	۴/۲۰	$1/33 \times 10^{-5}$	CC1	نتیجه ضعیف (پیامد بالا)، مناسب برای سازه‌هایی که انسان‌ها کمتر با آن در ارتباط هستند مانند ساختمان‌های کشاورزی
۲	۴/۷۰	$1/30 \times 10^{-6}$	CC2	نتیجه متوسط (پیامد متوسط)، مناسب برای سازه‌های مسکونی و اداری
۳	۵/۲۰	$1/0 \times 10^{-7}$	CC3	نتیجه خوب (پیامد کم)، مناسب برای سازه‌های عمومی مهم که از پیامدهای فروریزش بالایی برخوردارند.

جدول (۵-۲): سطوح قابل قبول ایمنی بر مبنای اداره حمل و نقل سوئد (Hugosson & et al, 2012)

طبقه‌بندی ایمنی	قابلیت اطمینان هدف	احتمال شکست
۱	۳/۷۲	$9/96 \times 10^{-5}$
۲	۴/۲۷	$9/78 \times 10^{-6}$
۳	۴/۷۵	$1/02 \times 10^{-6}$

۵-۳- محاسبه گشتاور اول و دوم متغیرهای تصادفی

برای مطالعه‌ی نشست سطح زمین باتوجه به در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در داده‌های مکانیکی خاک، باتوجه به تحلیل حساسیت صورت گرفته در فصل مدل سازی عددی و مطالعات صورت گرفته در این زمینه سه متغیر تصادفی با بیشترین تأثیرگذاری در لایه‌های خاک انتخاب شده است (Hu & Wang, 2019). متغیرهای تصادفی عبارت‌اند از مدول الاستیک (E)، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و چسبندگی لایه‌های خاک (C) موجود در منطقه که به عنوان پارامترهای ورودی انتخاب شده‌اند.

همان‌طور که در قسمت تعیین و توضیح خصوصیات ژئوتکنیکی منطقه مورد مطالعه در فصل سوم توضیح داده شد، لایه‌های خاک موجود در منطقه به پنج دسته تقسیم شده است. لایه اولیه مربوط به خاک دستی با ضخامت ۲ متر بوده که باتوجه به اینکه تأثیر چندانی در نشست سطح زمین ندارد و خصوصیات نزدیک به لایه‌ی دوم خاک موجود در منطقه دارد، خصوصیات لایه‌ی اول و دوم باهم در نظر گرفته شده است؛ بنابراین در ارزیابی قابلیت اطمینان، متغیرهای تصادفی انتخابی مربوط به چهار لایه خاک موجود در منطقه شرکت داده شده‌اند. برای تعیین گشتاورهای اول و دوم (میانگین و انحراف معیار) هر یک از متغیرهای تصادفی در هر لایه خاک از دیتای موجود در ایستگاه‌های نزدیک به منطقه مطالعاتی و گزارش مشاور طراح خط ۳ مترو مشهد استفاده شده است. در جداول ۵-۳ تا ۵-۶ میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی انتخابی، برای هر لایه خاک محاسبه شده است.

جدول (۵-۳): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه اول و دوم

انحراف معیار (σ)	میانگین (μ)	
۶/۳۱	۲۵	مدول الاستیک (Mpa)
۴/۸۸	۱۷/۵۳	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)
۴/۷۶	۲۶/۳۵	چسبندگی (Kpa)

جدول (۴-۵): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه سوم

انحراف معیار (σ)	میانگین (μ)	
۱۴	۳۱/۹	مدول الاستیک (Mpa)
۲/۲۱	۲۹/۹	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)
۴/۸۶	۱۰/۹۶	چسبندگی (Kpa)

جدول (۵-۵): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه چهارم

انحراف معیار (σ)	میانگین (μ)	
۷/۲۶	۲۳/۲۴	مدول الاستیک (Mpa)
۳/۷۳	۲۳/۳۷	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)
۳/۶	۲۳/۵	چسبندگی (Kpa)

جدول (۶-۵): میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی لایه پنجم

انحراف معیار (σ)	میانگین (μ)	
۴/۹۱	۲۵/۷۷	مدول الاستیک (Mpa)
۳/۹۴	۲۲/۷	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)
۷/۴	۴۹/۱۷	چسبندگی (Kpa)

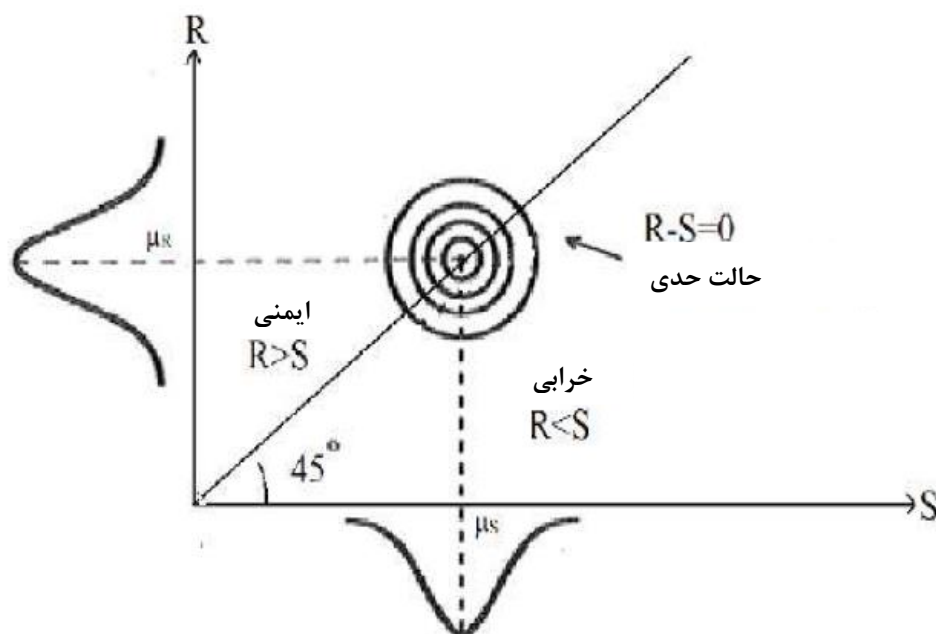
۴-۵- شرایط تابع عملکرد نشست سطح زمین

با توجه با اینکه مسائل مهندسی معدن و ژئوتکنیک با نوعی عدم قطعیت به واسطه پارامترهای تصادفی مواجه بوده، لذا نیاز به تحلیل قابلیت اطمینان و ارزیابی خرابی سازه امری ضروری خواهد بود. تئوری قابلیت اطمینان علمی است که به بررسی میزان احتمال خرابی یا سلامت یک سیستم (تونل‌ها) ناشی از عدم قطعیت

پارامترهای طراحی می‌پردازد. بنابراین مفهوم تابع حالت حدی $G(X)$ جهت تعریف خرابی یا شکست در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار گرفته است. حالت حدی محدوده‌ی بین ایمنی و خرابی سازه را مشخص می‌نماید بگونه‌ای که تابع حالت حدی در ناحیه شکست سیستم مقادیر کمتر از صفر، در حالت مرزی مقدار صفر و در حالت کارآیی (عملکرد صحیح) سیستم بزرگتر از صفر می‌باشد. این محدوده اغلب به صورت ریاضی مطابق رابطه ۵-۱۰ بیان شده است (Phoon.,2008).

$$G(X) = R(X) - S(X) \quad (۵-۹)$$

که در آن، X متغیرهای تصادفی، R ظرفیت (مقاومت) و S تقاضا (بار) می‌باشد. برای مثال در سیستم یک تونل زیرزمینی، خصوصیات مصالح زمین با بردار پارامترهای تصادفی و ریزش یا عدم ریزش تونل با تابع عملکرد مطرح می‌شوند. مفاهیم توزیع پارامترهای تصادفی، تابع عملکرد، نواحی شکست و کارآ در شکل ۵-۱ نشان داده شده است.



شکل (۵-۱): نمای شماتیک مسئله قابلیت اطمینان (Phoon.,2008).

حال با توجه به شرایط مسئله تابع عملکرد نشست سطح زمین به صورت رابطه ۵-۱۰ بیان شده است (Hamrouni et al.,2017; Micheal et al.,2017):

$$G(X) = S_{lim} - S_{max} \quad (۵-۱۰)$$

که در آن:

S_{lim} : نشست مجاز سطح زمین می باشد که براساس پیشنهاد مشاور طرح برابر با ۲ سانتی متر در نظر گرفته شده است (شرکت مهندسی رهاب، ۱۳۹۵).

S_{max} : حداکثر نشست سطح زمین که بر اساس مدل سازی نشست در نرم افزار FLAC3D محاسبه شده است.

بنابراین شکست زمانی رخ خواهد داد که ماکزیمم نشست سطح زمین بزرگتر از نشست مجاز بوده و برعکس آن زمانی که نشست مجاز سطح زمین از نشست حداکثر بیشتر باشد سیستم در شرایط اطمینان قرار خواهد گرفت. همچنین اندیس قابلیت اطمینان (β) از رابطه ۵-۱۱ قابل محاسبه خواهد بود (Nowak & Collins.,2013).

$$\beta = \frac{1}{V_Y} = \frac{\mu_Y}{\sigma_Y} \quad (۵-۱۱)$$

که در آن:

V_Y : ضریب تغییرات تابع عملکرد بوده که در مرحله پنجم ارزیابی قابلیت اطمینان محاسبه خواهد شد.

μ_Y : میانگین تابع عملکرد می باشد.

σ_Y : انحراف معیار تابع عملکرد بوده که از حاصل ضرب ضریب تغییرات در میانگین تابع عملکرد بدست خواهد آمد.

۵-۵- نتایج حاصل از مدل عددی و ارزیابی قابلیت اطمینان نشست

همان‌طور که در بخش‌های قبل توضیح داده شده، به‌منظور ارزیابی قابلیت اطمینان سه متغیر تصادفی برای هر لایه خاک در نظر گرفته شده است. برای هر متغیر تصادفی در هر لایه خاک یک میانگین و انحراف معیار در نظر گرفته شده است. همچنین لایه اول و دوم خاک به سبب کم بودن ضخامت لایه اول باهم در نظر گرفته شده است. با توجه به شرایط و محاسبات مورد نیاز روش روزنبلوث، ۲۵ دسته داده مختلف برای لایه‌های خاک تشکیل شده و در نرم‌افزار FLAC3D به‌منظور محاسبه نشست سطح زمین مدل‌سازی شده‌اند که در جدول ۵-۷ نتایج نشست حاصل از مدل‌سازی عددی این ۲۵ دسته داده مشخص شده است.

جدول (۵-۷): نتایج حاصل از مدل سازی عددی ۲۵ دسته داده مربوط به ارزیابی قابلیت اطمینان روزنبلو

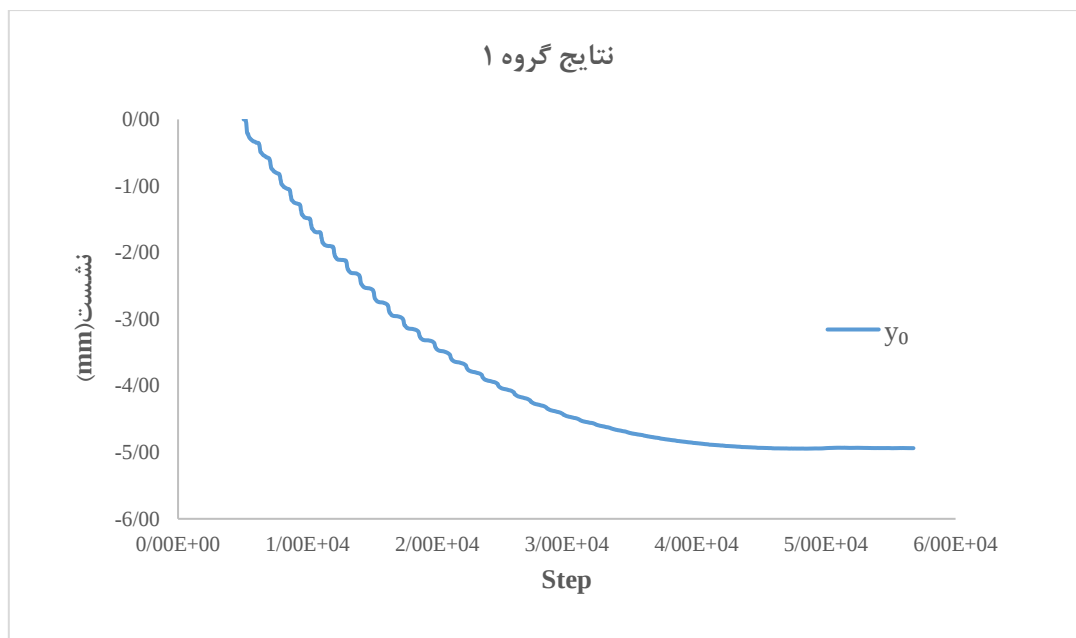
نتایج نشست (mm)	Phi ₅ (D)	C ₅ (Kpa)	E ₅ (Mpa)	Phi ₄ (D)	C ₄ (Kpa)	E ₄ (Mpa)	Phi ₃ (D)	C ₃ (Kpa)	E ₃ (Mpa)	Phi ₁₋₂ (D)	C ₁₋₂ (Kpa)	E ₁₋₂ (Mpa)	مدل های روزنبلو
۵	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱
۴/۵	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۳۱/۳۱	۲
۵/۵	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۱۸/۶۹	۳
۴/۸	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۴۵/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۴
۵/۴	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۱۷/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۵
۳/۹	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۳۰/۵	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۶
۷/۱	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۱۶	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۷
۳	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۳۰/۶۸	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۸
۶/۳	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۰/۸۶	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۹
۴/۶	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۲۲/۳	۲۶/۳۵	۲۵	۱۰
۵/۱	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۲/۶	۲۶/۳۵	۲۵	۱۱
۴/۸	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۳۲/۱	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۲
۵/۳	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۷/۷	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۳
۴/۱	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۷	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۴
۵/۲	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۱۹/۶	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۵
۴/۹	۲۶/۶	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۶
۵/۹	۱۸/۸	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۱۷
۵	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۳۱/۱	۲۵	۱۸
۵/۱	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۱/۶	۲۵	۱۹
۴/۹	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۵/۸	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۰
۵/۱	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۶/۱	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۱
۴/۹	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۷	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۲
۵/۲	۲۲/۷	۴۹/۱۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۱۹/۹	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۳
۴/۶	۲۲/۷	۵۶/۵۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۴
۵/۳	۲۲/۷	۴۱/۷۷	۲۵/۷۷	۲۳/۳	۲۳/۵	۲۳/۲۴	۲۹/۹	۱۰/۹	۳۱/۹	۱۷/۵	۲۶/۳۵	۲۵	۲۵

بر اساس جدول ۵-۷ نتیجه نشست حاصل از گروه ۱ مربوط به نشست سطح زمین در حالتی است که همه‌ی

متغیرهای تصادفی در حالت میانگین یا همان تابع y_0 در رابطه ۵-۳ می باشد که نمودار نشست مربوط به آن

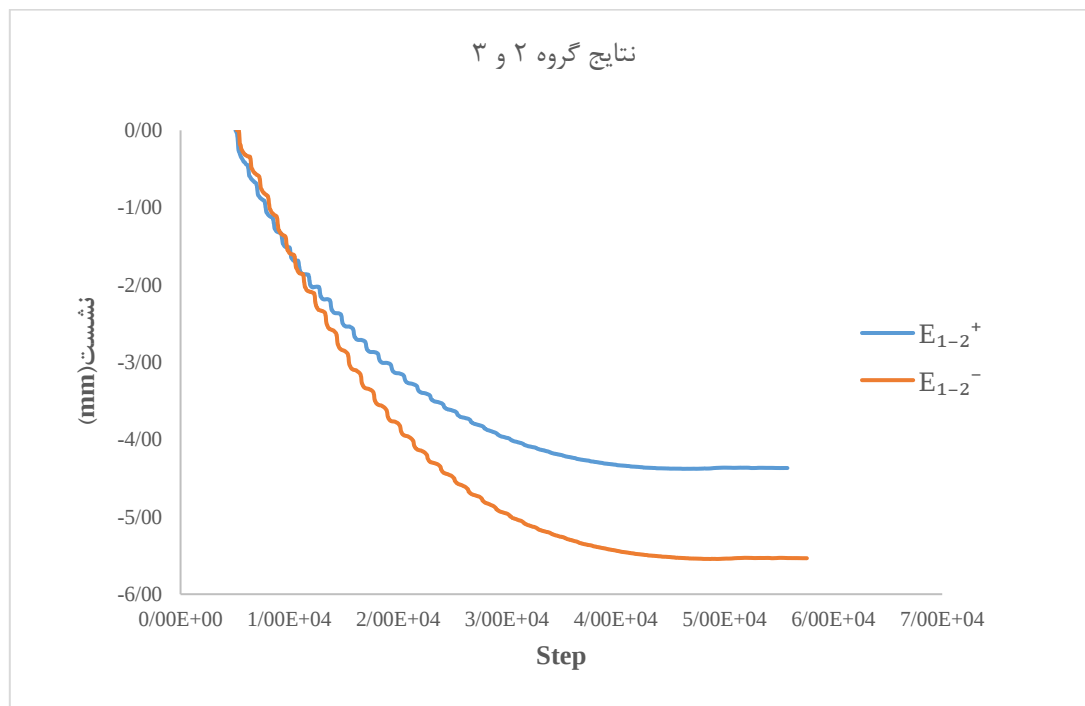
در شکل ۵-۲ نشان داده شده است. از نتایج نشست گروه ۲ تا ۹ مربوط به تغییرات مدول الاستیک لایه‌های

خاک بر اساس میانگین و انحراف معیار هر لایه بوده که این نتایج در شکل‌های ۳-۵ تا ۶-۵ نشان داده شده است. نتایج گروه ۱۰ تا ۱۷ مربوط به نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک بر اساس میانگین و انحراف معیار این متغیر در هر لایه بوده که نتایج حاصل در شکل‌های ۷-۵ تا ۱۰-۵ نشان داده شده است. در آخر نتایج نشست گروه ۱۸ تا ۲۵ مربوط به تغییرات چسبندگی لایه‌ها بر اساس میانگین و انحراف در هر لایه خاک بوده که نتایج آن در شکل‌های ۱۱-۵ تا ۱۴-۵ نشان داده شده است. همان‌طور که قبلاً گفته شد هنگام اعمال تغییرات بر اساس انحراف معیار بر روی یک متغیر تصادفی، سایر متغیرهای تصادفی به‌صورت میانگین در نظر گرفته شده است.

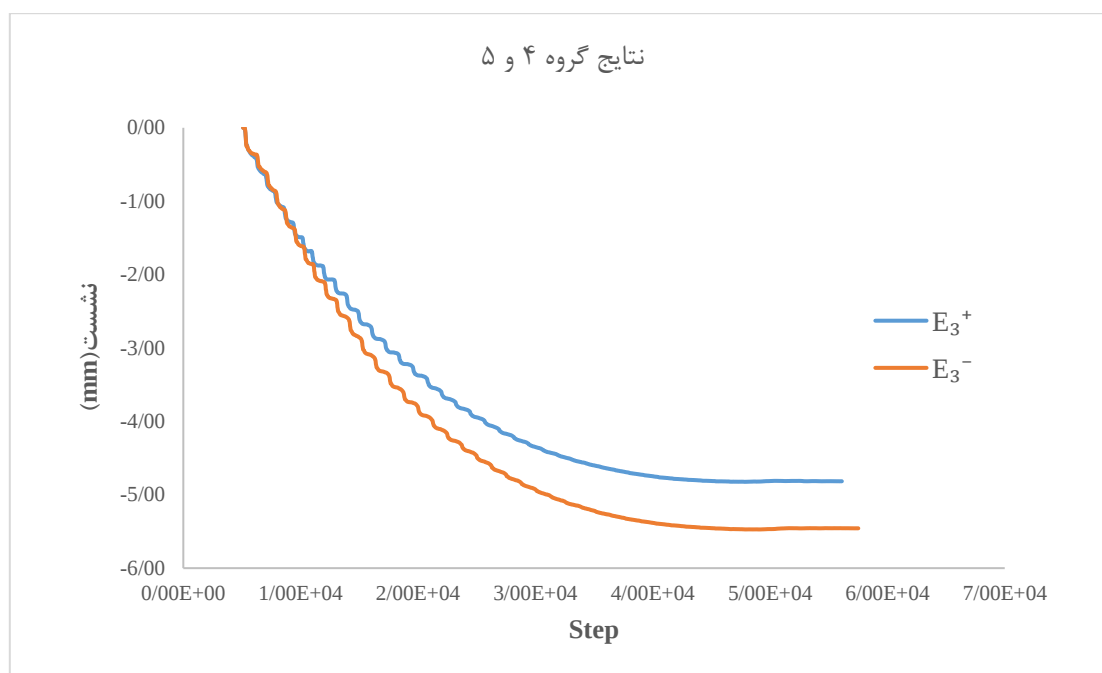


شکل (۲-۵): نتیجه نشست سطحی حداکثر گروه ۱

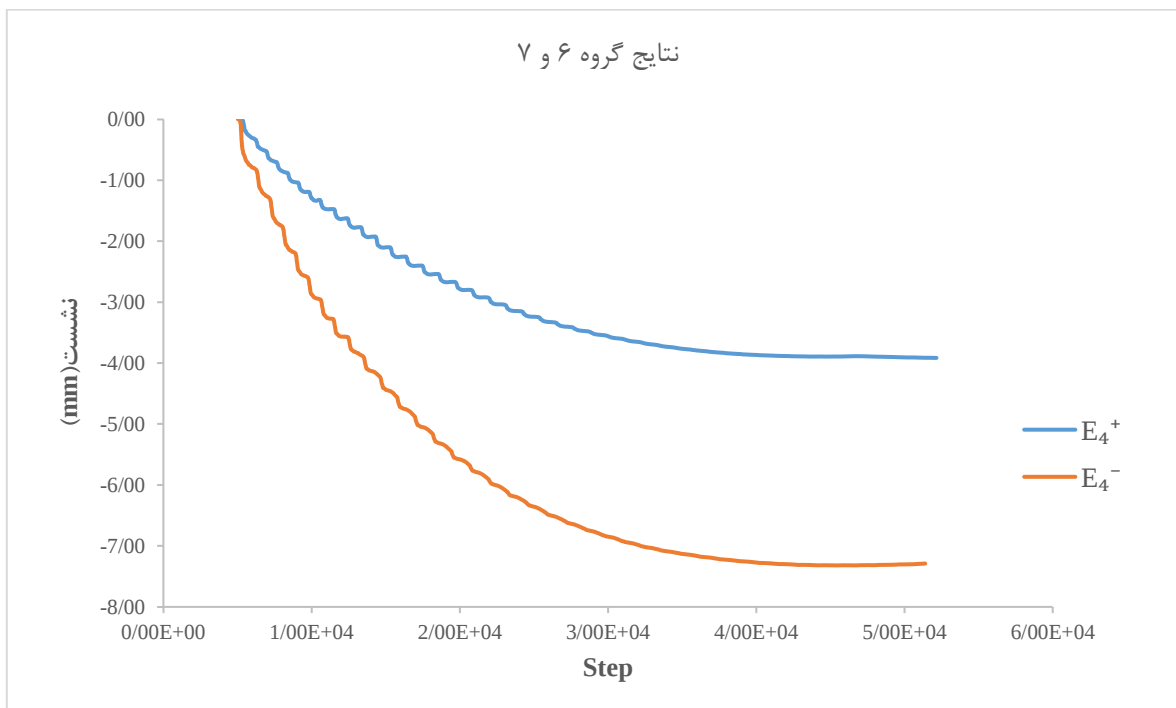
همان‌طور که از شکل ۲-۵ مشخص است، نشست سطحی حداکثر در حالتی که تمامی متغیرها به‌صورت میانگین در نظر گرفته شده‌اند برابر با ۵ میلی‌متر بوده است. بنابراین مقدار تابع y_0 در ارزیابی قابلیت اطمینان برابر با ۵ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.



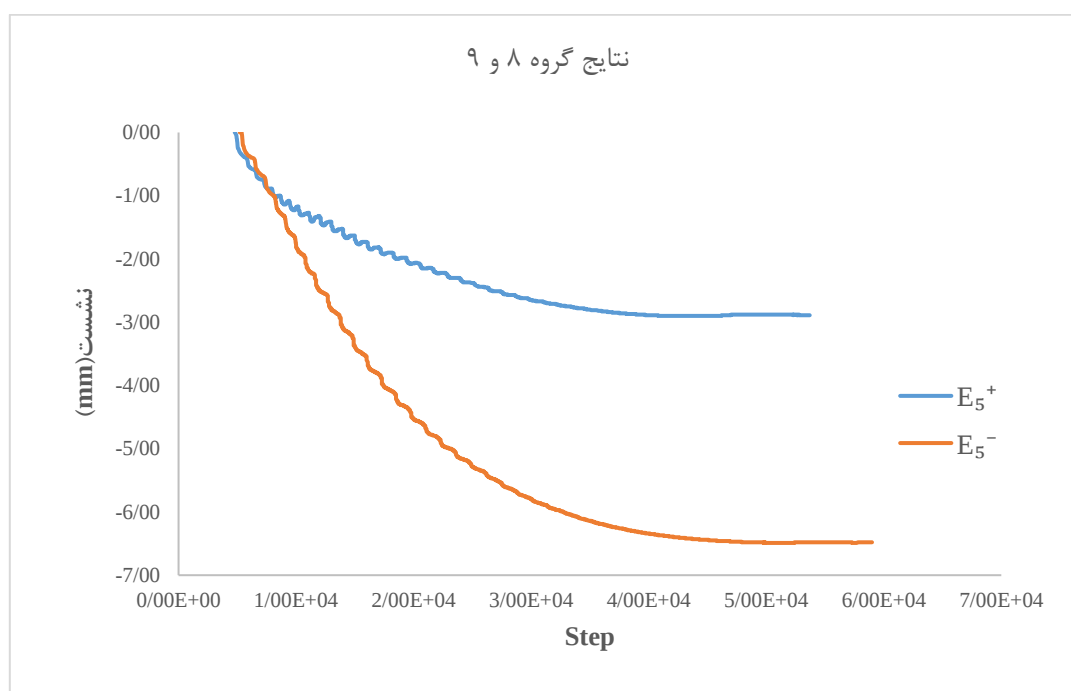
شکل (۳-۵): نتایج نشت حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه اول و دوم



شکل (۴-۵): نتایج نشت حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه سوم

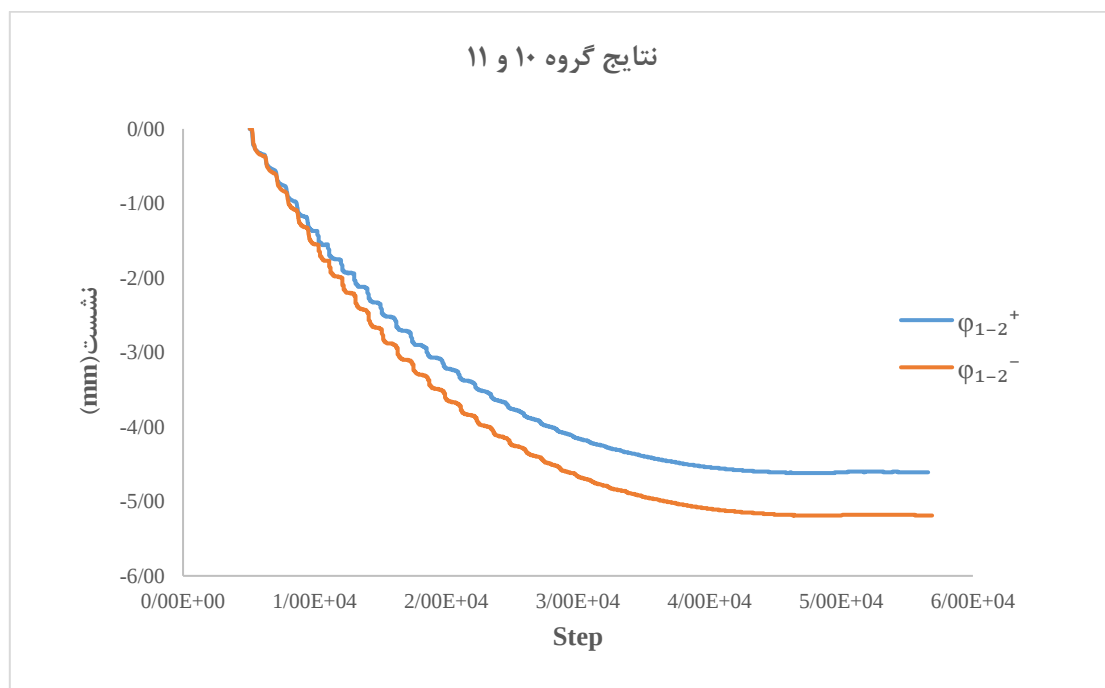


شکل (۵-۵): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه چهارم

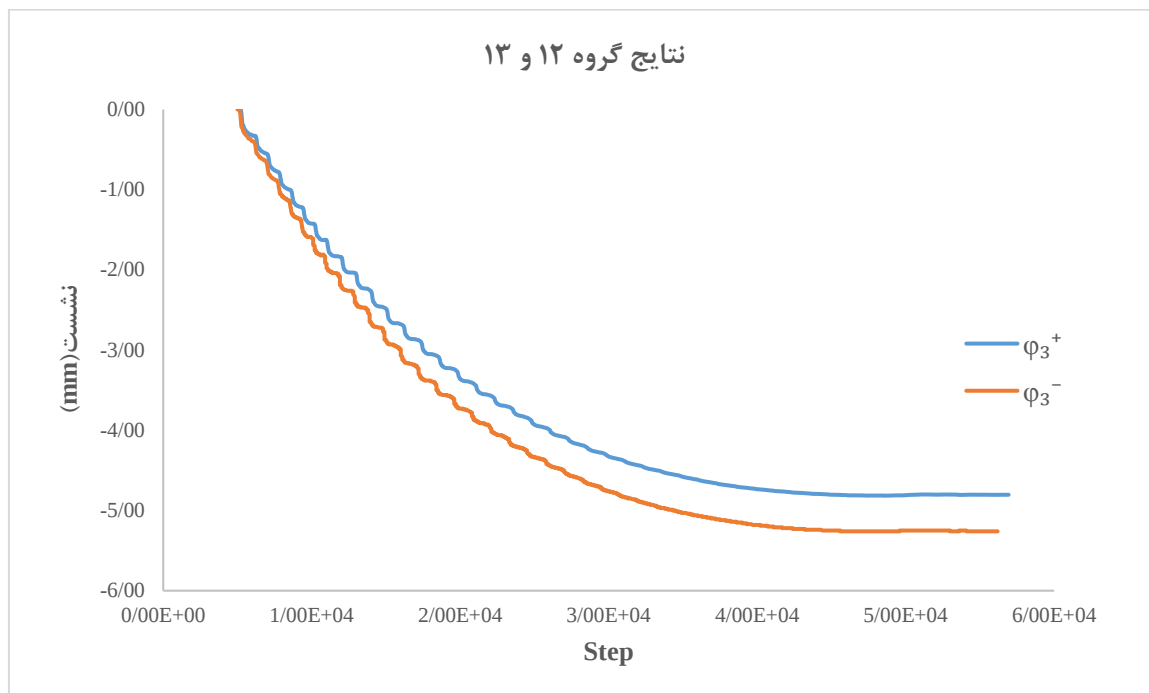


شکل (۵-۶): نتایج نشست حاصل از تغییرات مدول الاستیک لایه پنجم

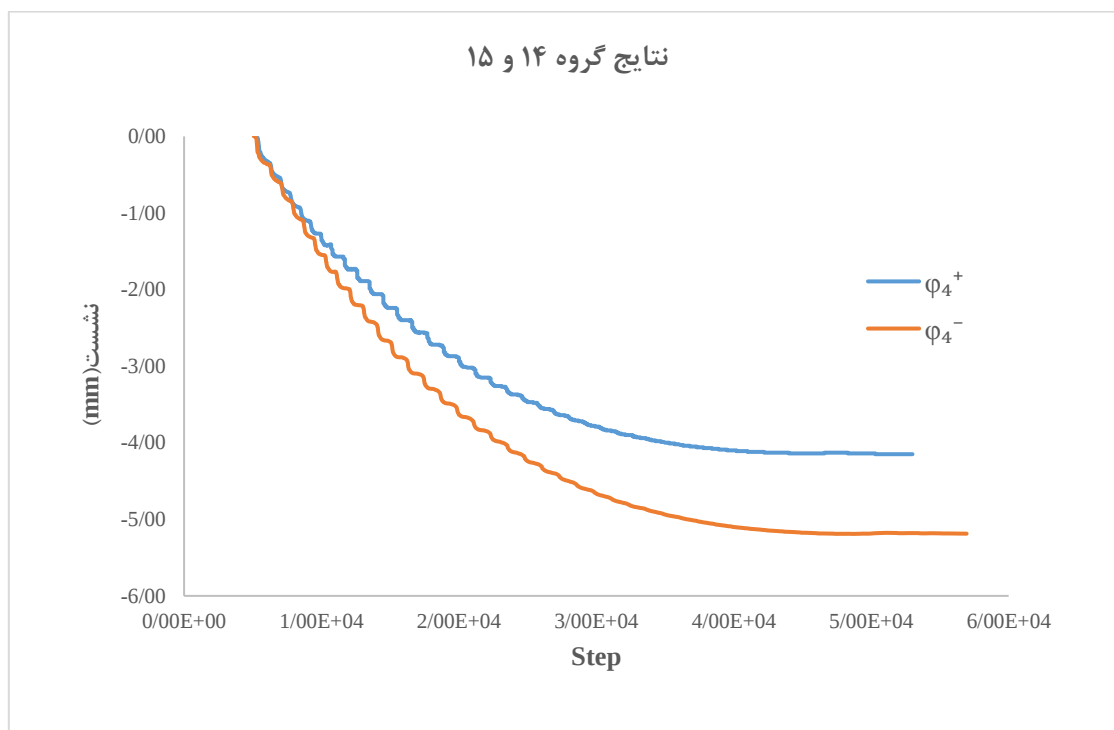
همان‌طور که در شکل‌های ۳-۵ تا ۶-۵ نشان داده شده، افزایش مدول الاستیک هر گروه بر اساس انحراف معیار باعث کاهش نشست سطح زمین شده و کاهش مدول الاستیک بر اساس انحراف معیار باعث افزایش نشست سطح زمین نسبت به حالت میانگین شده است. همچنین تغییرات مدول الاستیک لایه‌های چهارم و پنجم که تونل در این لایه‌ها واقع شده و ضخامت آن‌ها بیش‌تر از سایر لایه‌ها است، نسبت به سایر لایه‌ها تأثیر گذاری بیشتری در نشست سطح زمین داشته‌اند. در ادامه نتایج حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های خاک ارائه شده است.



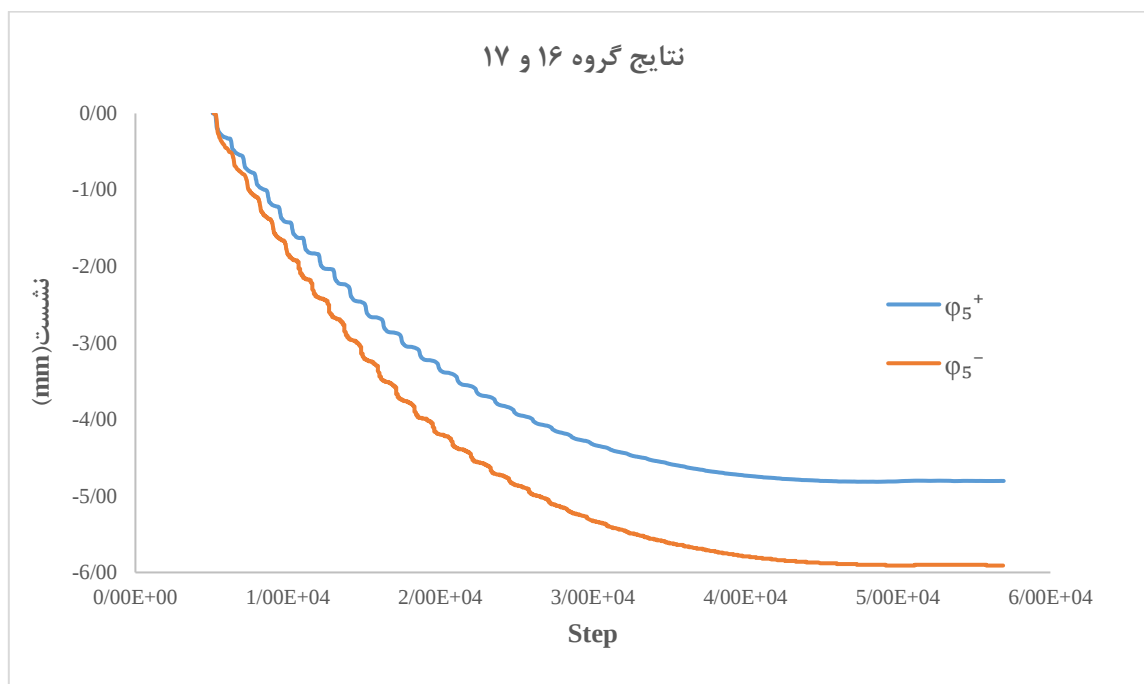
شکل (۵-۷): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه اول و دوم



شکل (۵-۸): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه سوم

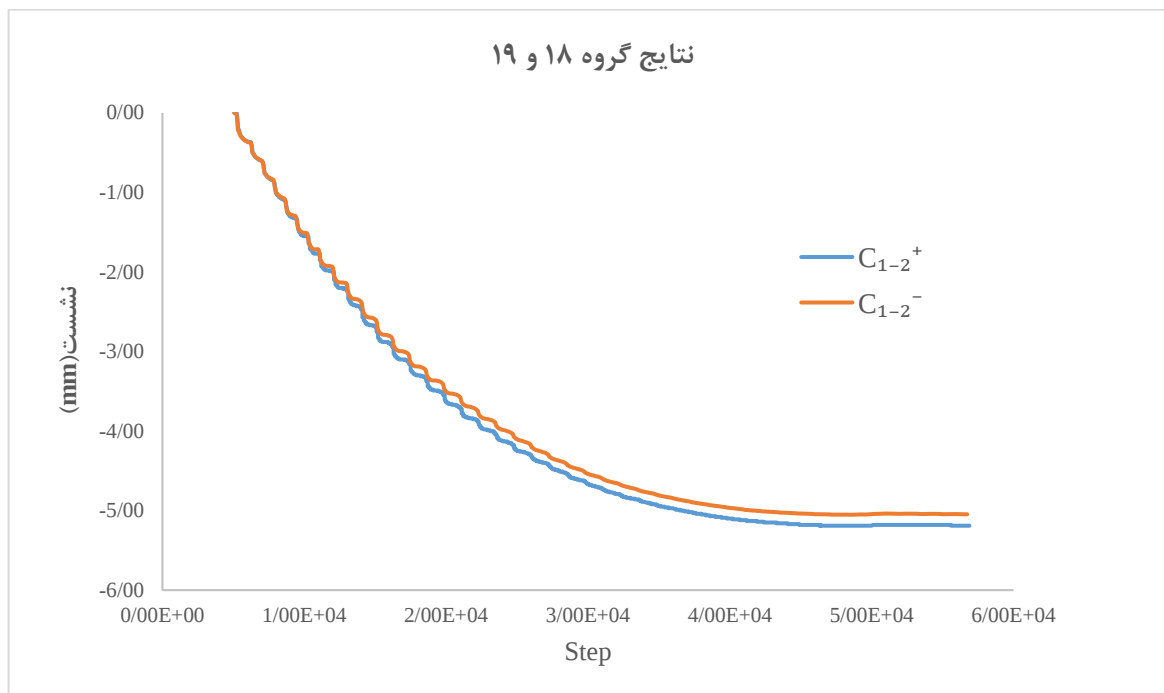


شکل (۵-۹): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه چهارم

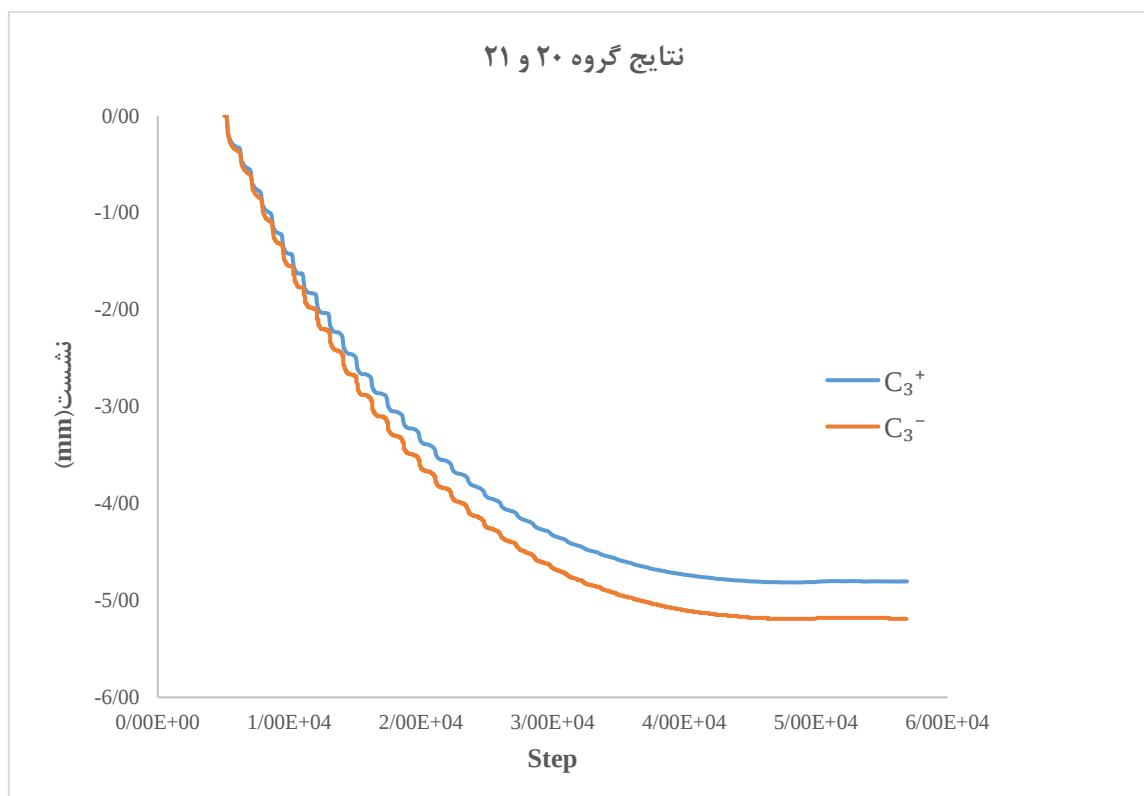


شکل (۵-۱۰): نتایج نشست حاصل از تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه پنجم

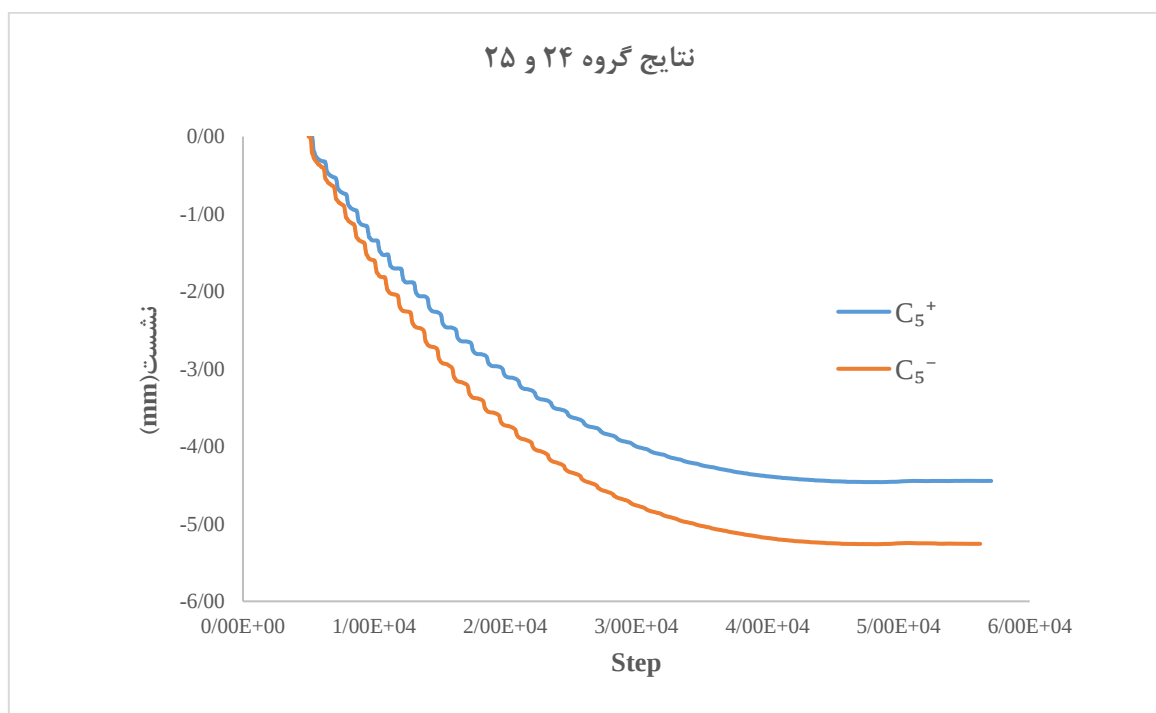
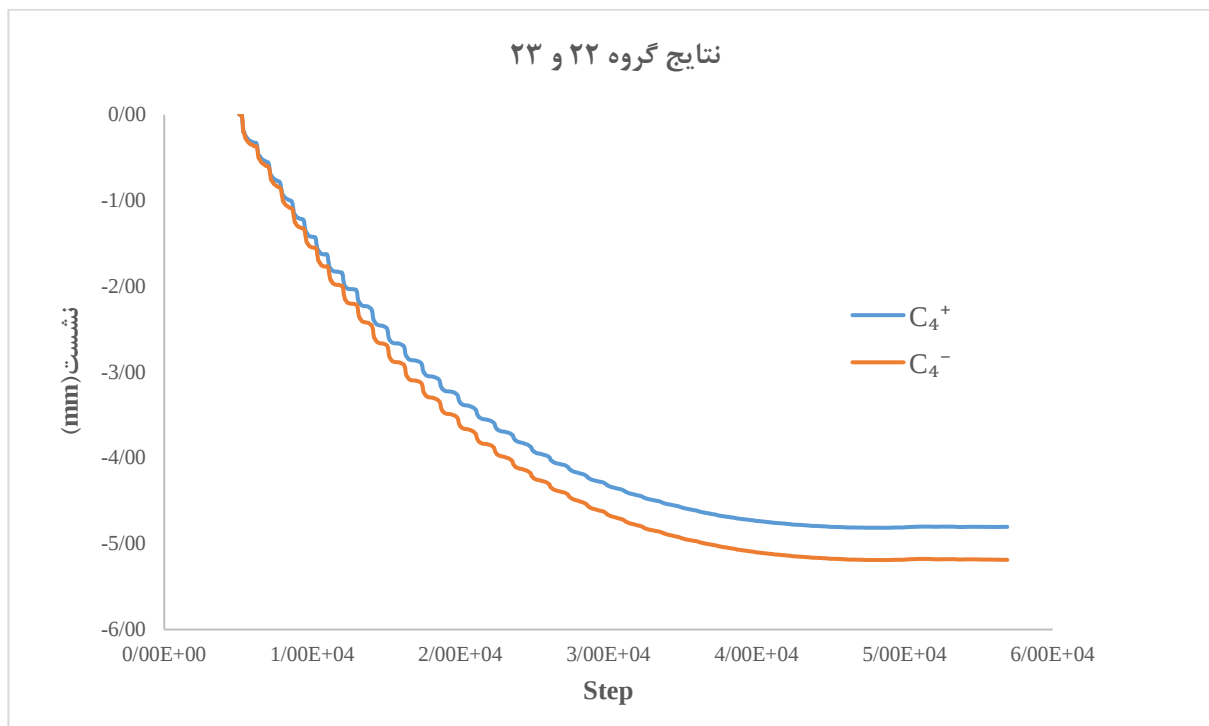
همان‌طور که از شکل‌های ۵-۷ تا ۵-۱۰ نشان داده شده، افزایش زاویه اصطکاک داخلی هر گروه بر اساس انحراف معیار باعث کاهش نشست سطح زمین شده و کاهش زاویه اصطکاک داخلی بر اساس انحراف معیار باعث افزایش نشست سطح زمین به میزان جزئی نسبت به حالت میانگین شده است. همچنین تغییرات زاویه اصطکاک داخلی لایه‌های چهارم و پنجم که تونل در این لایه‌ها واقع شده و ضخامت آن‌ها بیش‌تر از سایر لایه‌ها است، نسبتاً مقادیر نشست حاصل از آن‌ها به سایر لایه‌ها تغییر پذیری بیشتری داشته است. در ادامه نتایج حاصل از تغییرات چسبندگی لایه‌های خاک ارائه شده است.



شکل (۵-۱۱): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه اول و دوم



شکل (۵-۱۲): نتایج نشست حاصل از تغییرات چسبندگی لایه سوم



همان‌طور که از شکل‌های ۵-۱۱ تا ۵-۱۴ نشان داده شده، افزایش و کاهش چسبندگی در هر گروه تغییرات بسیار جزئی در نشست سطح زمین حاصل کرده است. اما می‌توان گفت که نتایج حاصل نشان می‌دهد که با افزایش چسبندگی نشست سطح زمین کاهش پیدا کرده و با کاهش چسبندگی میزان نشست سطح زمین به میزان کمی نسبت به حالت میانگین افزایش یافته است. همچنین تغییرات چسبندگی لایه‌های چهارم و پنجم که تونل در این لایه‌ها واقع شده و ضخامت آن‌ها بیش‌تر از سایر لایه‌ها است، نسبتاً مقادیر نشست حاصل از آن‌ها به سایر لایه‌ها تغییر پذیری بیشتری داشته و تأثیر گذار تر بوده است. در ادامه نتایج حاصل از تغییرات چسبندگی لایه‌های خاک ارائه شده است.

پس از به نتیجه رسیدن مدل‌سازی‌های انجام شده با توجه به نقاط انتخابی $2K+1$ برای ارزیابی قابلیت اطمینان با توجه به تابع عملکرد $G(X)$ که در رابطه ۵-۱۰ بیان شده محاسبات صورت گرفته است. هر یک از نتایج ۲۵ گروه در نظر گرفته شده به ترتیب در قسمت S_{Max} قرار گرفته و با توجه به نشست مجاز که برابر ۲ سانتی‌متر بوده، مقدار تابع عملکرد برای هر گروه محاسبه شده است. سپس با توجه به روابط ۵-۳ تا ۵-۹ که مربوط به مراحل قابلیت اطمینان روش روزنبلوت بوده، ضریب تغییرات تابع عملکرد یا V_Y بر اساس مقادیر تابع عملکرد محاسبه شده است. سپس از رابطه ۵-۱۱ اندیس قابلیت اطمینان تابع عملکرد مربوط به نشست سطح زمین محاسبه شده که نتیجه آن برابر با $5/88$ بوده است. این عدد نشان از بالا بودن قابلیت اطمینان نتایج خروجی مدل‌سازی عددی بر اساس متغیرهای تصادفی داشته، به‌طوری که براساس معیارهای قابل قبول اروپا و سوئد (جدول‌های ۱-۵ و ۲-۵) در حالت خوب با اطمینان بالا قرار گرفته است.

۵-۶- ارزیابی قابلیت اطمینان نشست به کمک یک روش تجربی

در ادامه به کمک یک روش تجربی به ارزیابی قابلیت اطمینان باتوجه‌به متغیرهای تصادفی انتخابی و داده‌های منطقه پرداخته شده است. لازم به ذکر است که روش‌های تحلیلی معمولاً برآورد نشست بیشتری نسبت به مدل‌سازی عددی و ابزار دقیق خواهند داشت. در پایان این بخش به بررسی قابلیت اطمینان رابطه تحلیلی نشست سطح زمین به دو روش، قابلیت اطمینان مرحله اول و قابلیت اطمینان مرحله دوم با توجه به متغیرهای انتخابی و به کمک نرم‌افزار RT پرداخته شده است.

۵-۶-۱- معرفی نرم افزار RT

نرم افزار RT قابلیت انجام ارزیابی های احتمالاتی چون قابلیت اعتماد و ریسک را دارا می باشد. پارامترهای سیستم از جمله متغیرهای تصادفی و قطعی، ورودی های این برنامه می باشند. در این برنامه امکان استفاده از تعداد زیادی متغیر ورودی و ارزیابی حساسیت و اهمیت آنها نسبت به یکدیگر وجود دارد و در آن می توان از توزیع های مختلفی مانند نرمال، بتا، نمایی، لاگ نرمال و راییلی برای تعریف رفتار متغیرها استفاده کرد. انجام شبیه سازی مونت کارلو، روش مرتبه اول قابلیت اعتماد و روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد از دیگر قابلیت های برنامه می باشد. با انجام این آنالیزها، مقداری از متغیرها که به ازای آنها کمترین احتمال شکست به دست می آید، برآورد می شود. همچنین این برنامه با برنامه هایی مانند SAP، ANSYS، Abaqus، OpenSees و MATLAB می تواند لینک شود. این نرم افزار توسط دکتر مجتبی محصولی استاد دانشگاه صنعتی شریف و دکتر وکاس^۱ استاد دانشگاه بریتیش کلمبیا ارائه شده است (Mahsuli.,2012).

۵-۶-۲- رابطه تجربی نشست سطح زمین

از مهم ترین روش های تجربی می توان به روش ارائه شده توسط جناب چاکری و همکاران^۲ اشاره کرد که با استفاده از مطالعه موردی سه تونل مترو استانبول، تهران و مشهد داده های رفتارنگاری و مدل سازی عددی رابطه تخمین نشست بیشینه در تونل سازی مکانیزه ارائه شده که در رابطه ۵-۱۲ قابل مشاهده است (Chakeri & Unver.,2013).

$$S_{\max} = 3198.744 \left(\frac{D}{Z_0} \right) \times \left[\left(\frac{\gamma Z_0 + \sigma_s - (c + 0.3\sigma_T)}{E} \right) (1 - \theta)(1 - \sin\phi) \right]^{0.8361} \quad (12-5)$$

که در آن، γ وزن مخصوص خاک (KN/m^3)، Z_0 عمق تونل (m)، σ_s بار سطحی (Kpa)، σ_T فشار سینه کار (Kpa)، E مدول الاستیک (Kpa)، ν نسبت پواسون، ϕ زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$) و D قطر تونل (m) می باشد. نشست حاصل از این رابطه برحسب میلی متر محاسبه خواهد شد (Chakeri & Unver.,2013).

¹. Dr.vecas

². Chakeri & Unver

این روش در برابر روش‌های دیگر یک مزیت عمده دارد و آن استفاده هم‌زمان از پارامترهای مدول الاستیک، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی بوده که هر سه پارامتر در ایجاد نشست تأثیر بسزایی داشته و جزو متغیرهای تصادفی انتخاب شده این پژوهش می‌باشند.

۵-۶-۳- تحلیل قابلیت اطمینان با روش تجربی

در این بخش باتوجه به انتخاب رابطه تجربی برای محاسبه نشست سطح زمین، در رابطه ۵-۱۰ که به عنوان تابع عملکرد نشست سطح زمین می‌باشد به جای S_{max} که در بخش‌های قبل توسط مدل عددی محاسبه شده رابطه جناب چاکری قرار گرفته است. همچنین تمامی پارامترهای دخیل در این رابطه اعم از پارامترهای قطعی و متغیرهای تصادفی به صورت معادل و بر اساس داده‌های خاک منطقه مشخص شده است. در ادامه به بررسی دامنه و توزیع متغیرهای تصادفی و مقادیر ثابت و انجام تحلیل در نرم‌افزار RT پرداخته شده است.

۵-۶-۳-۱- مقادیر ثابت و متغیر رابطه تجربی

همان‌طور که گفته شد متغیرهای تصادفی انتخابی برای انجام تحلیل سه متغیر، مدول الاستیک، چسبندگی و زاویه اصطکاک بوده که تابع توزیع این پارامترها بر اساس داده‌های موجود از بین دو توزیع نرمال^۱ و لاگ - نرمال که جزو پرکاربردترین توزیع‌های مناسب برای این متغیرها می‌باشد انتخاب شده است (Hmarouni et al., 2017; Hu & Wang., 2019)؛ بنابراین طبق رابطه ۵-۱۲ باقی پارامترهای موجود در رابطه به صورت مقادیر ثابت مشخص شده است. در جدول ۵-۸ توزیع، میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی انتخابی به صورت وزن دار در نظر گرفته شده است. به این دلیل از میانگین وزنی استفاده شده است که روش تجربی قادر به تفکیک لایه‌های خاک از یکدیگر نبوده و محیط را به صورت معادل در نظر گرفته است. به همین دلیل در محاسبات باید، پارامترهای لایه‌ی خاک با ضخامت بیشتر تأثیرگذاری بالاتری بر میانگین و انحراف معیار نسبت به لایه‌های خاک با ضخامت کمتر داشته باشند. همچنین در جدول ۵-۹ مقادیر پارامترهای ثابت مشخص شده است.

^۱. Normal

جدول (۵-۸): مقادیر میانگین، انحراف معیار و توزیع متغیرهای تصادفی

پارامتر	میانگین (μ)	انحراف معیار (σ)	توزیع
مدول الاستیک (Mpa)	۲۸/۴۱	۹/۰۶	لاگ نرمال
چسبندگی (Kpa)	۳۵/۹	۱۴/۰۲	لاگ نرمال
زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)	۳۰/۹۶	۶	لاگ نرمال

جدول (۵-۹): مقادیر پارامترهای ثابت

پارامتر	مقادیر
وزن مخصوص خاک (KN/m^3)	۱۹
عمق تونل (m)	۲۶
بار سطحی (Kpa)	۹۰
فشار سینه کار (Kpa)	۱۷۰
نسبت پواسون	۰/۳۵
قطر تونل (m)	۹/۴

۵-۶-۳-۲- ارزیابی قابلیت اطمینان

مطابق با تابع عملکرد ۵-۱۰ و رابطه ۵-۱۲ بر اساس ورودی‌های نرم‌افزار RT تحلیل قابلیت اطمینان به دو روش قابلیت اطمینان مرتبه اول و مرتبه دوم برای تابع عملکرد نشست سطح زمین محاسبه شده است. در ابتدا به بررسی نتایج تحلیل قابلیت اطمینان به روش قابلیت اطمینان مرتبه اول در نرم‌افزار RT پرداخته و سپس به بررسی نتایج قابلیت اطمینان مرتبه دوم پرداخته شده است. نتایج حاصل از این دو روش ارزیابی به ترتیب در شکل‌های ۵-۱۵ و ۵-۱۶ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۵-۱۵ نشان داده شده با توجه به خروجی به دست آمده شروط همگرایی، میزان اهمیت پارامترها، شاخص قابلیت اطمینان به دست آمده که در مرحله اول میزان اهمیت پارامترها و بعد از آن شاخص قابلیت اطمینان در بین جواب‌های خروجی برای ما حائز اهمیت می‌باشد.

```

Search for the design point has been completed successfully.
Design point in original space, x:
| 26572.2 |
| 33.3867 |
| 19.2191 |

Design point in standard-normal space, u:
| -1.5214 |
| -0.0047735 |
| -0.0591174 |

Alpha importance measure:
| -0.999239 |
| -0.00314038 |
| -0.0388865 |

Gamma importance measure:
| -0.999239 |
| -0.00314038 |
| -0.0388865 |

Computing the random variable sensitivities...
Random variable sensitivities are computed successfully.

The reliability index:
Beta = 1.52256

The probability of failure:
pf = 0.063935

#### FORM ANALYSIS DONE IN 0.092 SECONDS.

```

شکل (۵-۱۵): خروجی نرم افزار RT برای قابلیت اطمینان مرتبه اول

```

The last two trial points in the search for the design point in FORM are employed to compute
The first principal curvature:
kappa = -0.0181283

Corrected probability of failure according to Breitung's improved formula:
pf = 0.0652585

Corresponding reliability index:
Beta = 1.51207

#### FORM ANALYSIS DONE IN 0.106 SECONDS.

```

شکل (۵-۱۶): خروجی نرم افزار RT برای تحلیل به روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم

مطابق شکل ۵-۱۵ تحلیل قابلیت اعتماد مرتبه اول در مدت زمان بسیار کوتاه انجام شده است. به منظور بررسی بیشترین تأثیر متغیرهای تصادفی بر روی نتیجه خروجی از بردارهای آلفا و گاما (آنالیز حساسیت) استفاده شده است. در صورتی که همبستگی بین متغیرهای تصادفی در نظر گرفته نشود (صفر باشد) بردارهای اهمیت آلفا و گاما باهم برابر و در صورتی که همبستگی صفر نباشد مقادیر دو بردار متفاوت بوده و بردار گاما حائز اهمیت می باشد (Mahsuli.,2012). در اینجا بردار آلفا و گاما باهم برابر بوده است. مؤلفه اول در این بردارها مربوط به مدول الاستیک، مؤلفه دوم مربوط به چسبندگی و مؤلفه سوم مربوط به زاویه

اصطکاک داخلی می‌باشد. مطابق شکل از آنجا که متغیرهای تصادفی منفی به دست آمده، با افزایش متغیرهای تصادفی احتمال شکست کاهش یافته و قابلیت اطمینان افزایش خواهد یافت. همچنین قدرمطلق مؤلفه اول در بردار اهمیت آلفا و گاما از بقیه بیشتر بوده که نشان می‌دهد مدول الاستیک بیشترین تأثیر را در نتیجه خروجی دارا می‌باشد. در این تحلیل شاخص قابلیت اطمینان برابر با $1/52$ بوده که نشان می‌دهد در محاسبات تابع عملکرد بر اساس روش تجربی، عموماً مقادیر نشست کمتر از نشست مجاز است اما دارای مقادیر بالاتری نسبت به مدل عددی خواهد بود.

در شکل ۵-۱۶ تحلیل قابلیت اطمینان به روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم ارائه شده است. در این روش نیز گام‌های جستجو پیش خواهد رفت و شروط همگرایی بررسی شده تا نقطه طراحی و بردار اهمیت گاما محاسبه شود که بردار آن مشابه روش مرتبه اول بوده است. در این روش احتمال شکست با تقریب درجه دوم از روی حالت حدی به دست می‌آید و دقت آن نسبت به روش قبل بهتر می‌باشد. در این تحلیل شاخص قابلیت اطمینان برابر با $1/51$ بوده که مقدار آن نسبت به روش اول کمی کوچک‌تر بوده است.

۵-۷- مقایسه نتایج خروجی روش‌های ارزیابی قابلیت اطمینان

همان‌طور که بررسی شد، در روش مدل‌سازی عددی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین به کمک روش تخمین نقطه‌ای روزنبلوت انجام شده و در ادامه به کمک محاسبه نشست ماکزیمم توسط یک رابطه تجربی قابلیت اطمینان به دو روش مرتبه اول و گشتاور دوم مرتبه اول مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج ارزیابی‌های انجام‌شده به روش عددی و تجربی در جدول ۵-۱۰ قابل مشاهده است.

جدول (۵-۱۰): نتایج کلی تحلیل قابلیت اطمینان به کمک روش عددی و تجربی

روش ارزیابی		شاخص قابلیت اطمینان (β)
عددی	تخمین نقطه‌ای روزنبلوت	۵/۸۸
تجربی	قابلیت اطمینان مرتبه اول	۱/۵۲
	قابلیت اطمینان گشتاور دوم	۱/۵۱

همان‌طور که مشخص است، شاخص قابلیت اطمینان حاصل به کمک روش عددی نسبت به روش‌های تجربی بیشتر بوده است. در مدل‌سازی عددی تلاش شده که با در نظر گرفتن پارامترهایی شرایط ژئوتکنیکی، محیطی، دستگاه حفار و... نزدیک به شرایط واقعی و آنچه که در عمل صورت می‌گیرد واقع شود. اما در روش تجربی به دلیل در نظر گرفتن این شرایط و ساده‌سازی‌هایی اعم از معادل گرفتن پارامترهای ژئوتکنیکی محیط، عدم به‌کارگیری شرایط دستگاه حفار، مراحل حفاری و... نتایج نشست، نسبت به مدل عددی و ابزار دقیق موجود در منطقه متفاوت بوده و بعضاً نتایج دست بالاتری نسبت به روش عددی خواهد داشت.

۵-۸- جمع‌بندی

در این فصل پس از بیان مقدمه به معرفی روش تخمین نقطه‌ای روزنبلوث پرداخته شده است. سپس مراحل ارزیابی قابلیت اطمینان به کمک مدل عددی و روش انتخابی شرح داده شده و ۲۵ دسته داده مختلف بر اساس متغیرهای تصادفی تشکیل شده و از نتایج نشست حاصل از این داده‌ها که در نرم افزار FLAC3D حاصل شده در ارزیابی قابلیت اطمینان استفاده شده است. در مرحله بعد با استفاده از یک روش تجربی جهت محاسبه حداکثر نشست سطح زمین و به‌کارگیری این روش در تابع عملکرد نشست سطح زمین، به کمک نرم‌افزار RT تحلیل قابلیت اطمینان با در نظر گرفتن مقادیر پارامترهای ثابت و شرایط متغیرهای تصادفی صورت پذیرفته است. برای ارزیابی به روش تجربی از دو روش قابلیت اطمینان مرتبه اول و قابلیت اطمینان مرتبه دوم استفاده شده است. سپس نتایج حاصل از دو روش مدل‌سازی عددی و رابطه تجربی بررسی شده که نشان می‌دهد رابطه تجربی به سبب ساده‌سازی‌هایی که انجام داده مقادیر نشست بیشتر از ابزار دقیق و مدل عددی محاسبه کرده است. به همین دلیل شاخص قابلیت اطمینان محاسبه شده به کمک روش تجربی کمتر از مدل‌سازی عددی بوده است.

فصل ششم

نتیجہ گیری و پیشہاوا



۶-۱- نتیجه‌گیری

امروزه با توجه به افزایش حفر تونل در محیط‌های شهری، بررسی قابلیت اطمینان سیستم حفاری مکانیزه تونل از اهمیت بالایی برخوردار است. در این پژوهش، با در نظر گرفتن شرایط نزدیک به آنچه که در عمل صورت گرفته سعی شده است که نشست سطح زمین به کمک روش عددی شبیه‌سازی شده، سپس تحلیلی از قابلیت اطمینان مدل‌سازی انجام شده در کنار به کارگیری از یک روش تجربی صورت پذیرفته است. نرم‌افزار FLAC3D با توجه به امکان به کارگیری شرایط نزدیک به حفاری مکانیزه و سرعت بالای محاسبات، برای مدل‌سازی نشست سطح زمین انتخاب شده است. پس از اعمال شرایط اولیه، مرزی و حفاری تونل برای اعتبارسنجی نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی با داده‌های ابزار دقیق در مقطع ۵+۲۴۷ مقایسه شده است. در بخش آخر با توجه به هدف مسئله به ارزیابی قابلیت اطمینان نشست حاصل از مدل‌سازی عددی به کمک یک روش تخمین نقطه‌ای پرداخته شده و به همراه آن با استفاده از یک رابطه تجربی برای محاسبه حداکثر نشست سطحی به ارزیابی قابلیت اطمینان بر اساس متغیرهای ورودی پرداخته شده است. مهم‌ترین نتایج حاصل از این پژوهش به شرح زیر می‌باشد:

(۱) با توجه به اهمیت حفاری تونل در محیط‌های شهری، به کارگیری شرایط نزدیک به حفاری اعم از در نظر گرفتن حجم و فشار تزریق پشت سگمنت، گپ پشت سپر دستگاه حفار، تغییر خصوصیات تزریق پشت سگمنت پس از سفت شدن و... بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

(۲) انتخاب مدل رفتاری خاک سخت شونده باعث بهبود نتایج خروجی به ویژه کاهش میزان بالازدگی کف تونل نسبت به مدل رفتاری موهر - کولمب شده است.

(۳) با توجه به تحلیل حساسیت و مدل‌سازی‌های صورت گرفته در زمینه قابلیت اطمینان مشخص شد که با افزایش مدول الاستیک، زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی و فشار جبهه کار نشست سطح زمین کاهش و بالعکس با کاهش این پارامترها نشست سطحی افزایش یافته است.

۴) پارامترهای ژئوتکنیکی عموماً دارای عدم قطعیت بیشتری نسبت به سایر پارامترهای دخیل در مدل سازی می باشد. دلیل این امر می تواند این باشد که امکان اجرای تست های برجا و آزمایشگاهی در مقاطع و عمق های مختلف امکان پذیر نبوده است. به همین دلیل بر اساس تحلیل حساسیت صورت گرفته سه پارامتر مدول الاستیک، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی باتوجه به داده های موجود از ایستگاه های نزدیک به مقطع مورد نظر به عنوان متغیرهای تصادفی انتخاب شده اند. باتوجه به تحلیل قابلیت اطمینان صورت گرفته در روش عددی و تجربی نشان می دهد که با افزایش این پارامترها میزان نشست کاهش پیدا کرده و شاخص قابلیت اطمینان افزایش یافته و بالعکس با کاهش این پارامترها شاخص قابلیت اطمینان کاهش خواهد یافت. همچنین در تحلیل صورت گرفته مشخص شد که قابلیت اطمینان نشست سطح زمین نسبت به مدول الاستیک حساسیت بیشتری نشان می دهد و بعد از آن زاویه اصطکاک داخلی و در آخر چسبندگی لایه های خاک قرار گرفته است.

۵) استفاده از روش های عددی به دلیل امکان به کارگیری شرایط نزدیک به واقعیت و ارائه یک پاسخ منطقی نسبت به داده های ابزار دقیق موجود در منطقه، بسیار کارآمد می باشد.

۶) روش تخمین نقطه ای به کار گرفته شده در ارزیابی قابلیت اطمینان نشست برای مدل سازی عددی، باعث سرعت بخشیدن به روند انجام تحلیل و ارزیابی شاخص ایمنی بالا نزدیک به شرایط واقعی شده است. در صورت استفاده از روش های شبیه سازی مونت کارلو، روش سطح پاسخ و... ممکن است نتایج بهتری نسبت به روش تخمین نقطه ای حاصل شود اما نیاز به تکرار مدل سازی به تعداد بالا برای رسیدن به تابع عملکرد مورد نظر بوده که باتوجه به شرایط مدل سازی و مدت زمان به نتیجه رسیدن هر مدل عددی نیاز به صرف زمان زیاد و استفاده از سیستم هایی با پردازش قوی خواهد بود.

۷) روش های تجربی محاسبه نشست، عموماً نشست حداکثر بیشتری نسبت به مدل عددی و داده های ابزار دقیق ثبت می کنند که یکی از مهم ترین دلایل آن این است که شرایط به کارگیری پارامترهای ژئوتکنیکی، دستگاه حفار و... در پژوهش های مختلف باهم تفاوت داشته اند. به همین دلیل روش تجربی قابلیت اطمینان کمتری نسبت به روش عددی ارزیابی کرده است.

۶-۲- پیشنهادها

- (۱) بررسی پارامترهای ژئوتکنیکی مانند نسبت پواسون و وزن مخصوص لایه‌های خاک در تحلیل حساسیت و ارزیابی قابلیت اطمینان نشست سطح زمین.
- (۲) تخمین یک رابطه تجربی بر اساس مدل‌سازی عددی صورت‌گرفته و به‌کارگیری این رابطه در ارزیابی قابلیت اطمینان با روش‌های دیگر مانند روش سطح پاسخ و مونت کارلو.
- (۳) تحلیل آماری دقیق بر روی داده‌های متغیرهای تصادفی، ارزیابی همبستگی و به‌کارگیری توابع توزیع مختلف برای بررسی نتایج تحلیل قابلیت اطمینان.
- (۴) در مطالعات بعدی می‌توان به محافظه کار و دست بالا گرفتن قابلیت اطمینان طراحی در مدل قطعی نشست سطح زمین پرداخته و به کمک اثبات این مسئله با روش‌های ارزیابی قابلیت اطمینان، سعی در کاهش هزینه‌های طراحی قبل از احداث تونل نمود.

منابع

منابع فارسی

- باقرزاده، الف. (۱۳۸۶). "مقدمه‌ای بر مدل‌سازی و تحلیل با FLAC3D"، نشر دیباگران تهران.
- برخورداری، ک. محمودی، م. (۱۳۸۸)، "کاربرد قابلیت اعتماد در مهندسی ژئوتکنیک"، اولین کنفرانس ملی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌ها، تهران، دانشگاه تهران.
- پاکباز، م.ش. حیدری زاده، ی. (۱۳۸۷)، "بررسی نشست خاک بر اثر حفر تونل شهری اهواز"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- جعفر پیشه، ش. (۱۳۸۳). "تحلیل عددی نشست های زمانی خاک در اثر حفر تونل های کم عمق"، پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی اصفهان.
- حسنلوراد، م. صالح زاده، ح. (۱۳۸۲)، "ارزیابی قابلیت اعتماد پوشش اولیه تونل"، ششمین کنفرانس تونل ۷ تا ۹ بهمن ۱۳۸۲. دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.
- ربیعی وزیری، م. کریمی نسب، س. محمدی، ح.، (۱۳۹۴)، "بررسی عدم قطعیت موجود در برخی روابط تجربی محاسبه مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ به روش مونت کارلو"، دومین کنفرانس معادن روباز ایران، ۲۹ تا ۳۱ اردیبهشت، ایران، تهران.
- رمش، الف. موسی زاده، س. باغبان گلپسند، م. رشیددل، ع.، (۱۳۹۸)، "کارایی روش‌های مختلف محاسبه فشار جبهه کار و میزان تأثیرپذیری در صلبیت‌های مختلف زمین مسیر تونل"، سیزدهمین کنفرانس تونل ایران، ۲۸ تا ۲۹ آبان ماه، ایران، تهران.
- سیادتی، ا. همامی، پ.، (۱۳۹۱)، "تحلیل قابلیت اعتماد لرزه ای تونل ها"، نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران . ۲۱ - ۱۹ اردیبهشت ماه ۱۳۹۱ . ایران، دانشگاه صنعتی اصفهان.
- مهندسین مشاور امیدزیست پایدار، (۱۳۸۸)، "بررسی تحلیل خطر لرزه‌ای شهر مشهد"، پروژه خط ۲ مترو مشهد.
- مهندسین مشاور شرکت رهاب، (۱۳۹۵)، "خصوصیات حفاری مکانیزه متروی مشهد"، پروژه خط ۳ مترو مشهد.
- صادقی مرتضی، قهرمان بیژن و داوری کامران، (۱۳۸۸)، "مقایسه مدل های توزیع لوگ نرمال و گاما برای نمایش منحنی توزیع اندازه ذرات خاک"، نشریه آب و خاک (علوم و صنایع کشاورزی)، پاییز ۱۳۸۸، صفحه ۲۱ تا ۲۷.

صالح زاده، ح. شاه نظری، ح. دهنوی، ی. ، (۱۳۹۳)، "بررسی قابلیت اطمینان پوشش تونل آبرسانی سد امیر کبیربه تهران"، هفتمین کنفرانس تونل ایران، تهران، انجمن تونل ایران، دانشگاه شریف.

طاحونی، ش. (۱۳۸۶)، "اصول مهندسی ژئوتکنیک، تهران"، انتشارات پارس آیین، جلد دوم.

عسگری، م. محمدی، ح. (۱۳۸۵). "کاربرد روش های احتمالاتی در تحلیل پایداری تونل"، هفتمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران ۱۸ تا ۲۱، اردیبهشت ۱۳۸۵ تهران، دانشگاه تربیت مدرس.

فاضل نیا، س. پ. (۱۳۹۴)، "تحلیل عملکرد ماشین تونل زنی تمام مقطع (TBM) در زمین نرم مطالعه موردی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، مهندسی معدن، دانشگاه تربیت مدرس تهران.

گاجلیمتی، و. پیرگیورگی، گ. اشرف، م. شو، ش. (۱۳۹۱)، "تونل سازی مکانیزه در محیط های شهری (متالوژی طراحی و کنترل ساخت)"، قرارگاه سازندگی خاتم الانبیاء، موسسه فاطر.

گرمودی، م. م. هاشم الحسینی، ح. طبایی، م. (۱۳۸۲)، "تعیین نشست خاک در اثر حفاری تونل متروی اصفهان در مقاطع مربوط به خیابان چهار باغ عباسی با توجه به روش حفاری انتخابی و طراحی پوشش تونل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده معدن، دانشگاه صنعتی اصفهان.

گلباغی، م. کرمی، م. ح. (۱۳۹۶)، "ارزیابی تأثیر در نظر گرفتن همبستگی میان پارامترهای ژئوتکنیکی بر قابلیت اطمینان تونل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه شاهد.

موسوی، م. طالبی نژاد، ع. چاکری، ح. ، (۱۳۸۸)، "پایداری و مدلسازی سه بعدی تونل و ایستگاه (مطالعه موردی : خط ۴ متروی تهران)"، هشتمین کنفرانس تونل ۲۹ تا ۳۱ اردیبهشت ماه ۱۳۸۸ ایران، تهران، دانشگاه تربیت مدرس.

نعمت الهی، م. ملاداودی، ح. ، (۱۳۹۶)، "شبیه سازی سه بعدی تأثیر مفاصل سگمنتی مورب و فاصله طولی بین جبهه کار تونل های دوقلو بر رفتار تونل"، مطالعه موردی خط ۲ مترو شیراز، دوره ششم نشریه تونل و فضاهای زیرزمینی، ایران، شاهرود.

- Attewell, P.B., Yeates, J., & Selby, A.R. (1986), "Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures", Blackie, Glasgow.
- B. E. C. for Standardisation. (2011), "Basis of structure design", CEN. 2002. SS-EN 1990, vol. 1, no. 2005.
- Billinton, R., & Allan, R. N. (1992). "Reliability evaluation of engineering systems", Springer
- Bloodworth, A.G. (2002). "Three-Dimensional Analysis Of Tunnelling Effects On Structures To Develop Design Methods", Brasenose College, Michaelmas Term 2002, University of Oxford.
- Chakeri, H. and Ünver, B. (2013). "A new equation for estimating the maximum surface settlement above tunnels excavated in soft ground", Environ Earth Sci.
- Chen F. Wang L. Zhang W. (2019), "Reliability assessment on stability of tunneling perpendicularly beneath an existing tunnel considering spatial variabilities of rock mass properties", Tunnelling and Underground Space Technology 88. PP.276-289.
- Cheng, Z. Lucarelli, A. (2016). "Plastic hardening model II: Calibration and validation", Numerical Modeling in Geomechanics 06-03. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, USA.
- Choi, S.K. Grandhi, R.V. Canfield, R.A. (2007). "Reliability-based Structural Design", British Library Cataloguing in Publication Data.
- Cornell, C.A. (1969). "A probability based structural code", ACI, Vol. 12, pp. 974-85.
- Der Kiureghian, A. Dakessian, T. (1998). "Multiple design points in first and second order reliability", Struct Safety, Vol. 20 pp. 37-49.
- Duncan, J.M., (2000), "Factor of safety and reliability in geotechnical engineering", ASCE, J. of Geotech. Geoenviron. Eng, Vol.126, PP.307- 316.
- Ercelebi, S.G. Copur, H. Bilgin, N. & Feridunoglu, C. (2005). "Surface settlement prediction for Istanbul metro tunnels via 3D FE and empirical methods", Istanbul Technical University, Faculty of Mines, Mining Eng. Dept., Maslak, Istanbul, Turkey.
- Fiessler, B. Neumann, H.J. Rackwitz, R. (1979). "Quadratic limit states in structural reliability", J Engrn Mech, Vol. 105, pp. 661-76.
- Fortsakis, P. Litsas, D. Kavvadas, M. & Trezos, C. (2010), "Reliability analysis of tunnel final lining", Proceedings of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, Munich, Germany PP.409-418.
- Fortsakis, P. Litsas, D. Kavvadas, M. (2013), "Reliability analysis of unreinforced tunnel final lining", 3rd International Conference on Computational Methods in Tunnelling and Subsurface Engineering, Ruhr University Bochum, 17-19 April, Bochum, Germany.

Franzius, J. N. (2003), "Behavior of buildings due to tunnel induced subsidence", Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College of Science, Technology and Medicine London.

Fu, Y. He, S. Zhang, S. Yang, Y. (2019), "Parameter Analysis on Hardening Soil Model of Soft Soil for Foundation Pits Based on Shear Rates in Shenzhen Bay, China", Hindawi, Advances in Materials Science and Engineering. Volume 2020, Article ID 7810918, 11 pages.

Giardina, G. Hendriks, M. Rots, J. (2008), "Numerical Analyses Of Tunnel-Induced Settlement Damage To A Masonry Wall", 7th Fib Ph.D. Symposium In Stuttgart, Germany 2008.

Gioda, G. Sakurai, S. (1987) "Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.11, pp 553-559.

Graham Bloodworth, A. (2002), "Three-Dimensional Analysis Of Tunnelling Effects On Structures To Develop Design Methods", A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the University of Oxford.

Grasso, P. (1992), "Reliability analysis of tunnel-support", J. of Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.17, PP.33-54.

Hamrouni, A. Dias, D. Sbartai, B. (2017), "Reliability analysis of shallow tunnels using the response surface methodology", Underground Space (2017).

Hasofer, A.M. Lind, N.C. (1974), "Exact and invariant second-moment code format", Engrg Mech Division ASCE, Vol. 100, pp.111-21.

Hugosson, J. Ingason, H. Lönnermark, A. & Frantzich, H. (2012), "Requirements and verification methods of tunnel safety and design", SP Technical Research Institute of Sweden.

Huo, B. Wang, C. (2019), "Ground surface settlement analysis of shield tunneling under spatial variability of multiple geotechnical parameters", J. Heliyon, Department of Civil Engineering, Shanghai University. China.

Itasca. (2012), "FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group Inc. User manual.

Jinga, L., Hudson, J. A. (2002), "Numerical in Rock Mechanics", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 39, PP: 409-427.

Ju, J. (2015). "Prediction of the Settlement for the Vertically Loaded Pile Group Using 3D Finite Element Analyses", Marine Georesources & Geotechnology, PP: 264-271.

Kolymbas, D. (2005), "Tunnelling and Tunnel Mechanics – A Rational Approach to Tunnelling", Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Lacasse, S. Nadim, F. (1996). "Uncertainties in characterizing soil properties, in uncertainty in the geologic environment from theory to practice, Proceedings of uncertainty", ASCE Geotechnical Special publication;. PP: 49-75.

- Lee, H. Low, B. K. (2010), "Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field", *Computers and Geotechnics*, January–March, PP.50-58.
- Lambrughi, A. Rodriguez, L.M. Castellanza, R. (2012). "Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanized excavations", *ComputGeotech*. PP: 97–113.
- Maher, M. (2004), "Settlements from Tail Gap Grouting due to Contactancy of Soil", *Felsbau*.
- Mahsuli, M. (2012), "Probabilistic models, methods, and software for evaluating risk to civil infrastructure", Ph. D. dissertation. The University of British Columbia, Vancouver.
- Mair, R.J. Taylor, R.N. (1993), "Prediction of clay behavior around tunnels using plasticity solutions", *Predictive Soil Mechanics. Proc, Worth memorial symposium, Oxford*. PP, 449-463.
- Michael, P. Wang, L. Luo, Z. (2017), "Structural Reliability Analysis of Tunneling Induced Ground Settlement and Damage to Adjacent Buildings: A Case Study using Moment Methods and FLAC2D", *Student Scholarship. Montana Tech Library*.
- Miro, S. Konig, M. Hartmann, D. Schanz, T. (2015), "A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study", *Computers and Geotechnics* 68. PP. 38-53.
- Mollon, G. Dias, D. Soubra, A. H. (2012), "Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements", *Acta Geotechnica*, Vol.8 , PP. 181–199.
- Neaupane, K.M. Adhikar, N.R. (2006), "Prediction of tunneling-induced ground movement with the multi-layer perceptron", *Tunnelling and Underground Space Technology* 21.PP: 151-159.
- Nematollahi, M. Dias, D. (2019), "Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction –Case of the Shiraz subway line", *Tunnelling and Underground Space Technology* 86. PP: 75–88.
- Nowak, A.S. Collins, K.R. (2000). "Reliability of Structures", McGraw-Hill, New York.
- Nowak, A. S. Collins, K. R. (2013), "Reliability of structures- Second edition", Taylor & Francis Group.
- Obrzud, R. F. (2010). "On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice", *Numerics in Geotechnics and Structures*. PP: 15-32.
- Pan, Y. Zhang, L. Wu, X. Qin, W. Skibniewski, J. (2019), "Modeling face reliability in tunneling: A copula approach", *Computers and Geotechnics* 109. PP. 272-286.
- Peck, R. (1969), "Deep excavation and tunnelling in soft ground" , *proceeding of 7 th Int .conf.on soil mechanics and foundation Eng* , PP: 225-290.
- Peterson, J. L. (1999), "Probability Analysis of Slope Stability", Master of Science thesis, College of Engineering and Mineral Resources, West Virginia University, USA.
- Phoon, K. K. (2008), "Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications", CRC Press.

- Rahman, S., Wei, D. (2006). "A univariate approximation at most probable point for higher-order reliability analysis", *Solids and Structures*, Vol. 43, PP: 2820-39.
- Ramly, H. Morgenstern, N.R. Cruden, D.M. (2003). "Probabilistic slope stability analysis for practice", *Canadian Geotechnical Journal*, PP: 665-683.
- Roy, N. Sarkar, R. (2016), "Reliability Based Seismic Tunnel Performance in Stratified Ground Condition", *INDOROCK 2016: 6th Indian Rock Conference* 17-18 June.
- Vermeer, P. Ruse, N. Marcher, T. (2002), "Tunnel Heading Stability in Drained Ground", *Tunnelling, Felsbau* 20. No. 6.
- Yang, C.Y., Xu, M. X. Chen, W.F., (2007), "Reliability Analysis of Shotcrete Lining during Tunnel Construction", *J. of Constr. Eng. Manage*, Vol.133, PP: 975-981.
- Yeong Chi, S. Chern, J.C. Cheng Lin, C. (2001), "Optimized Back- Analysis for Tunneling-Induced Groun, Geotechnical Engineering Research Center", *Sinotech Engineering Consultants, Inc.*
- Yu, Q. Ang, A. (2015), "Dynamic Response and Reliability of Tunnel under Earthquakes", *12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12, Vancouver, Canada, July.*
- Yu, Q. Ang, A. (2016), "Nonlinear response and reliability analysis of tunnels under strong earthquakes", *J. of Structure and Infrastructure Engineering*, PP: 618-630.
- Zhaomin Guoxiaoyun, H. (2006), "The research advancements of urban tunnel excavation and related environment geotechnical problems", *International symposium on Utilization of underground space in urban areas* 6-7 November 2006, Sharm El-Sheikh, Egypt.

Abstract

Mashhad Subway third line tunnel is under construction on a 28 Km-Long route. The tunnel has been excavated by mechanized tunnelling method-EPB- with specific progress steps. Due to the existence of buildings with the old texture of the city and heavy traffic in this area, one of the important issues in this study is to Examine the settlement of the ground surface. In this research, Initially, the settlement due to tunnel excavation in the study area is estimated By Using Finite Difference FLAC3D software and the application of boundary and initial conditions, etc. Then, a comparison was made between the results of numerical modeling and instrumentation in the region, which shows that the maximum subsidence obtained from numerical modeling was 7.5 mm and the maximum settlement Wich recorded by the instrument in the region was 8 mm. Also, the sensitometry results of the settlement were evaluated to changes in the effective parameters of soil layers. In the following, the reliability of the settlement resulting from modeling is evaluated using the point Estimate method. For this purpose, three random variables of elastic modulus, angle of internal friction and cohesion of soil layers were selected and based on the mean and standard deviation of each in each soil layer, 25 different data sets were formed. After determining the results of the modeling settlement of each of these data sets, the numerical modeling reliability index of 5.88 was calculated. In the last part of this study, By using an experimental method to calculate the maximum ground settlement, reliability assessment was performed by applying this relationship in the operating function and using RT software in two methods of first-order and second-order reliability. The Result of the reliability index evaluation using the first-order method Was equal to 1.52 and the second-order method was equal to 1.51. According to the results, the reliability index obtained from numerical modeling is larger than the experimental method and is at an acceptable level compared to global standards.

Keywords: tunnel, settlement, numerical modeling, FLAC3D,instrumentation, reliability, point estimate Method.



Shahrood University of Technology

Faculty of mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc. Thesis in Rock Mechanic

Reliability Assessment Of Tunneling Ground Settlement Of Shallow Urban Tunnels: A Case study Mashhad Metro

By: Mohammad Sadegh Ghoreyshi

Supervisors:

Dr. Majid Nikkhah

February 2022