

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

رساله دکتری مکانیک سنگ

ارائه رویکرد نوین احتمالاتی در طراحی تونل‌های سنگی با تأکید بر عدم قطعیت ویژگی‌های ژئومکانیکی

نگارنده: مسعود مزرعه لی

استاد راهنما
دکتر شکراله زارع

بهمن ۱۴۰۰

شماره: ۱۰۱/۴۴-۴
تاریخ: ۱۴۰۲/۰۵/۰۴
ویرایش:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره ۱۱: صورت جلسه نهایی دفاع از رساله دکتری (Ph.D)
(تعیین درجه نمره رساله برای ورودی‌های ۹۴ و سال‌های قبل از آن)

بدینوسیله گواهی می‌شود آقای مسعود مزرعه لی دانشجوی دکتری رشته مهندسی معدن به شماره دانشجویی ۹۴۰۱۱۵۵ ورودی مهر ماه سال ۱۳۹۴ در تاریخ ۱۴۰۰/۱۱/۳۰ از رساله نظری □ عملی ■ خود با عنوان: ارائه رویکرد نوین احتمالاتی در طراحی تونل‌های سنگی با تأکید بر عدم قطعیت ویژگی‌های ژئومکانیکی دفاع و با اخذ نمره به درجه: کالی نائل گردید.

الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰ ☒	ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹ - ۱۷ ☐
ج) درجه خوب: نمره ۱۶/۹۹ - ۱۵ ☐	د) مردود: کمتر از ۱۵ ☐

ردیف	هیئت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱	استاد راهنما	دکتر شکراله زارع	دانشیار	
۳	استاد مشاور	-	استاد	
۵	استاد مدعو داخلی	دکتر سید محمد اسماعیل جلالی	دانشیار	
۶	استاد مدعو داخلی	دکتر مجید نیکخواه	استادیار	
۷	استاد مدعو خارجی	دکتر کوروش شهریار	استاد	
۸	نماینده تحصیلات تکمیلی دانشکده	دکتر اصغر عزیزی	دانشیار	

مدیر محترم تحصیلات تکمیلی دانشگاه:

ضمن تأیید مراتب فوق مقرر فرمائید اقدامات لازم در خصوص انجام مراحل دانش آموختگی آقای مسعود مزرعه لی بعمل آید.

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر فرهنگ سرشکی
تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:



تقدیم به همسر

به پاس قدردانی از قلبی آکنده از عشق که محیطی سرشار از سلامت و آرامش برای من فراهم آورد.

تقدیم به مادرم

آن که آفتاب مهرش در آستانه قلبم، پنهان پیر جاست و مرکز غروب نخواهد کرد.

و تقدیم به روح پدرم...

که عالمانه به من آموخت تا چگونه در عرصه زندگی، ایستادگی را تجربه نمایم.

شکروقدردانی

اکنون که به یاری خداوند این دوره را به پایان رسانیده ام، بر خود واجب می‌دانم از استاد راهنمای بزرگوarm جناب آقای دکتر شکراله زارع به پاس زحمات بی شائبه‌شان در طی انجام این تحقیق سپاسگزاری نمایم. از جناب آقای دکتر موسی آدبایو ادريس از دانشگاه لولئای سوئد که در زمینه تهیه کدهای مورد نیاز کمال همکاری را با بنده حقیر داشته اند، کمال تشکر را دارم. همچنین از اساتید گرانمایه، جناب آقایان دکتر کوروش شهریار، دکتر سید محمد اسماعیل جلالی و دکتر مجید نیکخواه که زحمت داوری این پایان نامه را بر عهده داشتند، متشکرم.

تهدنامه

اینجانب مسعود مزرعه لی دانشجوی دوره دکتری رشته مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه ارائه رویکرد نوین احتمالاتی در طراحی تونل های سنگی با تأکید بر عدم قطعیت ویژگی های ژئومکانیکی تحت راهنمایی دکتر شکراله زارع متعهد می شوم.

- 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 بافت های آن ها) 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 اخلاق 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

پارامترهای ژئومکانیکی توده‌سنگ‌های دربرگیرنده تونل‌ها هیچ‌گاه به‌طور دقیق مشخص نیستند و همواره مقداری عدم قطعیت در ارتباط با تخمین این پارامترها وجود دارد. برخی از این عدم قطعیت‌ها در ارتباط با طبیعت توده‌سنگ و تعدادی دیگر ناشی از فقدان دانش یا درک کافی از این پارامترها (به‌دلیل هزینه گزاف جمع‌آوری داده‌ها) هستند. از این‌رو، به‌کارگیری روش‌های تحلیل احتمالاتی به‌منظور تعیین تأثیر این عدم قطعیت‌ها بر روی طراحی تونل‌ها ضروری است. هدف از رساله پیش‌رو ارائه رویکردی برای تحلیل پایداری احتمالاتی تونل‌ها با در نظر گرفتن تغییرپذیری ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ است. در ابتدا، یک رویکرد تصادفی در محیط *MATLAB* برای ویژگی‌سنجی توده‌سنگ توسعه یافت که در آن تغییرپذیری خصوصیات آن منظور می‌شود. تمایز رویکرد مذکور با رویکردهای پیشین عدم نیاز به پیش‌فرض نمودن نوع توابع احتمال خروجی و انتخاب کاملاً تصادفی متغیرهای ورودی مورد استفاده در فرمولاسیون برآورد ویژگی‌های توده‌سنگ می‌باشد. سپس، کدهای *FISH* متفاوتی نیز در مرحله مدل‌سازی عددی به‌منظور اعمال روش‌های تصادفی به‌صورت توأم با روش‌های نمونه‌گیری تصادفی (نظیر شبیه‌سازی مونت کارلو و ...) برنامه‌نویسی شد. روش‌های تصادفی مورد استفاده شامل روش متغیر تصادفی منفرد (*SRV*)، روش دسته‌بندی محدوده تغییرات (*SCM*) و رویکرد میدان تصادفی (*RFM*) هستند. هدف از مدل‌های *SRV* برآورد احتمالاتی بارسنگ وارد بر تونل بازی‌دراز و هدف از دو روش دیگر تحلیل پایداری و ارزیابی عملکرد پوشش تونل البرز بوده است. در بخش تحلیل پارامتریک، تأثیر ضریب تغییرات، مقیاس نوسان و ضریب همبستگی متقابل بین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بر روی نتایج حاصل از رویکردهای تصادفی مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش پایانی، عملکرد پوشش تونل بر اساس برهم‌کنش بین گشتاور خمشی و نیروهای محوری و برشی بررسی شده است. تحلیل عملکرد پوشش مبین تأثیر غالب برهم‌کنش نیروی محوری-گشتاور خمشی در گسیختگی پوشش به‌ویژه در مد گسیختگی کششی است. به‌طور کلی، افزایش ضخامت پوشش و ضریب ایمنی پوشش سبب کاهش احتمال گسیختگی شده اما روند کاهشی احتمال گسیختگی با افزایش ضریب ایمنی پوشش برای ضخامت‌های کمتر پرشیب‌تر بوده است. در پایان، نتایج تحلیل‌های احتمالاتی با نتایج مدل قطعی و اندازه‌گیری‌های برجای مقایسه شده است که نشان از کم‌تخمینی تغییرشکل تونل در هنگام استفاده از مدل قطعی در شرایط مفروض دارد. بدین ترتیب، می‌توان نتیجه گرفت که رویکرد ارائه شده در صورت بررسی تمامی جوانب می‌تواند ارائه‌کننده

یک روش قابل اطمینان برای تحلیل پایداری حفریات زیرزمینی در توده‌سنگ‌های دارای ویژگی‌های ژئومکانیکی متغیر باشد.

کلمات کلیدی: حفریات زیرزمینی، تحلیل پایداری احتمالاتی، بارسنگ، تغییرپذیری ویژگی‌ها، میدان تصادفی، شبیه‌سازی مونت کارلو.

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

1. Mazraehli M., Zare S. (2020). An application of uncertainty analysis to rock mass properties characterization, Bulletin of Engineering Geology and The Environment, 79(7): 3721-3739 (Q1 JCR, IF: 4.298).
2. Mazraehli M., Zare S., Idris M. A. (2021). Stochastic stability analysis of tunnels considering randomness of rock mass properties, Journal of Mining and Environment, 12(4): 1-19 (Scopus).
3. Mazraehli M., Zare S. (2022). Probabilistic estimation of rock load acting on tunnels considering uncertainty in peak and post-peak strength parameters, Geotechnical and Geological Engineering (Scopus).

۴- مزرعه لی، مسعود، زارع، شکراله (۱۴۰۰). مقایسه کاربرد روش‌های عددی-تصادفی در تحلیل پایداری تونل‌های سنگی، دهمین کنفرانس مهندسی معدن ایران، زاهدان.

فهرست مطالب

ک	فهرست جداول
ل	فهرست اشکال
ف	فهرست علائم
۱	فصل ۱: کلیات
۲	۱-۱- مقدمه
۳	۲-۱- تعریف مسئله
۵	۳-۱- ضرورت انجام تحقیق
۷	۴-۱- اهداف تحقیق
۸	۵-۱- مفروضات تحقیق
۸	۶-۱- نوآوری تحقیق
۹	۷-۱- ساختار رساله
۱۱	فصل ۲: مفاهیم عدم قطعیت در طراحی و تحلیل پایداری تونل
۱۲	۱-۲- مقدمه
۱۲	۲-۲- منابع و انواع عدم قطعیت
۱۴	۳-۲- کمی سازی عدم قطعیت
۱۴	۱-۳-۲- جمع آوری داده
۱۵	۲-۳-۲- تعیین مشخصه های آماری
۱۵	مقدار میانگین
۱۵	واریانس
۱۵	انحراف استاندارد
۱۶	ضریب تغییرات
۱۶	۳-۳-۲- تعیین تابع چگالی احتمال
۲۱	۴-۲- شبیه سازی مونت کارلو
۲۲	۵-۲- نظریه میدان تصادفی
۲۲	۱-۵-۲- میدان تصادفی نرمال
۲۳	۲-۵-۲- میدان تصادفی ایستا
۲۳	۳-۵-۲- برآورد ساختار همبستگی
۲۳	رویکرد واریوگرام
۲۵	رویکرد تابع خودهمبستگی

۲۷	۲-۵-۴- تابع کوواریانس
۲۷	۲-۵-۵- انواع ناهمسانی و میدان تصادفی
۲۸	۲-۵-۶- نوسان میدان تصادفی، میانگین گیری محلی و کاهش واریانس
۲۹	۲-۵-۷- میدان تصادفی فاقد همبستگی متقابل
۳۱	۲-۵-۸- میدان تصادفی با همبستگی متقابل
۳۲	۲-۶- تجزیه ماتریسی کوواریانس
۳۲	۲-۶-۱- روش تجزیه چولسکی
۳۳	۲-۷- جمع بندی
۳۵	فصل ۳ : مروری بر مطالعات پیشین
۳۶	۳-۱- مقدمه
۳۶	۳-۲- تحلیل های عددی-تصادفی بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی
۴۸	۳-۳- تحلیل های عددی-تصادفی با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی
۵۳	۳-۴- جمع بندی
۵۵	فصل ۴ : برآورد احتمالاتی ویژگی های ژئومکانیکی توده سنگ
۵۶	۴-۱- مقدمه
۵۶	۴-۲- رویکرد احتمالاتی تعیین ویژگی های ژئومکانیکی توده سنگ
۵۸	۴-۳- معیار شکست هوک-براون تعمیم یافته
۵۹	۴-۴- شاخص مقاومت زمین شناسی
۶۲	۴-۵- تخمین مشخصه های آماری بر اساس داده های واقعی
۶۲	۴-۵-۱- مورد مطالعاتی
۶۳	۴-۵-۲- مطالعات آزمایشگاهی
۶۹	۴-۵-۳- مطالعات میدانی
۷۰	۴-۵-۴- آزمون نکویی برازش
۷۱	۴-۵-۵- فرمولاسیون برآورد خصوصیات توده سنگ
۷۲	۴-۵-۶- تحلیل تصادفی
۷۷	۴-۶- کاربرد رویکرد احتمالاتی در ویژگی سنجی ژئومکانیکی تونل ها
۷۷	۴-۶-۱- تونل انتقال آب بازی دراز
۸۰	۴-۶-۲- تونل البرز شرقی
۸۲	۴-۷- جمع بندی
۸۵	فصل ۵ : تحلیل پایداری عددی-احتمالاتی تونل های سنگی
۸۶	۵-۱- مقدمه

۸۶.....	۲-۵- برآورد عددی-احتمالاتی بارسنگ
۸۸.....	۱-۲-۵- اعتبارسنجی
۸۸.....	۲-۲-۵- برآورد احتمالاتی ضخامت ناحیه پلاستیک با معیار موهر-کولمب
۸۹.....	۳-۲-۵- برآورد احتمالاتی ضخامت ناحیه پلاستیک با معیار هوک-براون
۹۰.....	۴-۲-۵- تأثیر مدل رفتاری
۹۱.....	۵-۲-۵- تحلیل حساسیت
۹۳.....	۳-۵- تحلیل عددی-تصادفی پایداری تونل
۹۳.....	۱-۳-۵- رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات
۹۵.....	۲-۳-۵- رویکرد میدان تصادفی
۹۷.....	۳-۳-۵- شرایط مرزی، اولیه و مفروضات مدل
۱۰۰.....	۴-۳-۵- اندازه نمونه
۱۰۱.....	۵-۳-۵- تعریف تابع عملکرد تونل بر اساس تغییرشکل مجاز
۱۰۷.....	۶-۳-۵- ارزیابی تأثیر ضریب تغییرات و مقیاس نوسان
۱۱۳.....	۷-۳-۵- ارزیابی تأثیر تغییرپذیری فضایی بر روی ناحیه پلاستیک
۱۱۴.....	۸-۳-۵- طراحی سیستم نگهداری بر اساس تنش‌های وارده
۱۲۲.....	۹-۳-۵- مقایسه نتایج با داده‌های رفتارنگاری تونل
۱۲۳.....	۴-۵- جمع‌بندی

فصل ۶: نتیجه‌گیری و پیشنهادها ۱۲۵

۱۲۶.....	۱-۶- نتیجه‌گیری
۱۲۷.....	۱-۶- پیشنهادها

مراجع ۱۲۹

پیوست‌ها ۱۳۹

فهرست جداول

جدول ۱-۲- مدلهای واریوگرام نظری مرسوم	۲۵
جدول ۲-۲- تابعهای همبستگی نظری	۲۶
جدول ۱-۴- نتایج آزمون کای دو برای دادههای ژئومکانیکی واقعی	۷۱
جدول ۲-۴- شاخصهای آماری ویژگی سنجی	۷۷
جدول ۳-۴- مقادیر میانگین ویژگیهای ژئومکانیکی مقطع C تونل بازی دراز	۷۸
جدول ۴-۴- توابع توزیع و شاخصهای آماری ویژگیهای سنگ بکر تونل بازی دراز	۷۹
جدول ۵-۴- شاخصهای آماری ویژگیهای ژئومکانیکی حداکثر و باقی مانده توده سنگ بازی دراز	۷۹
جدول ۶-۴- خصوصیات ژئومکانیکی (میانگین) تونل البرز	۸۰
جدول ۷-۴- توابع توزیع و شاخصهای آماری ویژگیهای سنگ بکر تونل البرز	۸۱
جدول ۸-۴- توابع توزیع و شاخصهای آماری ویژگیهای ژئومکانیکی توده سنگ تونل البرز	۸۲
جدول ۱-۵- مقیاس نوسان و ضریب تغییرات پیش فرض ویژگیهای ژئومکانیکی	۹۶
جدول ۲-۵- جابجایی ها و کرنشهای مجاز و حداکثر محاسبه شده	۱۰۵
جدول ۳-۵- مقایسه جابجایی محاسبه شده به روشهای مختلف	۱۰۵
جدول ۴-۵- درصد احتمال ناپایداری تونل بدون پوشش	۱۰۶
جدول ۵-۵- مقادیر میانگین عامل مقاومت برآورد شده از روشهای مختلف	۱۱۸
جدول ۶-۵- احتمال گسیختگی پوشش	۱۱۹
جدول ۷-۵- جابجاییهای محاسبه شده و اندازه گیری شده	۱۲۲

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱- ساختار کلی رساله ۱۰
- شکل ۱-۲- منابع عدم قطعیت ۱۳
- شکل ۲-۲- گام‌های لازم برای کمی‌سازی عدم قطعیت ویژگی‌های توده سنگ ۱۴
- شکل ۳-۲- نمودار واریوگرام ۲۴
- شکل ۴-۲- رابطه بین واریوگرام و تابع همبستگی ۲۶
- شکل ۵-۲- نمودار عامل کاهش واریانس در برابر مقیاس نوسان بدون بعد ۲۹
- شکل ۶-۲- تأثیر طول همبستگی فضایی بر روی میدان تصادفی ۳۱
- شکل ۱-۳- توزیع آماری RMR بخشی از تونلی در ایتالیا ۳۶
- شکل ۲-۳- ارزیابی مقدار حدی F_s و طراحی نگهداری بر مبنای آن ۳۷
- شکل ۳-۳- نمایش معرف کد PUDEC ۳۸
- شکل ۴-۳- محاسبات تخمین نقطه‌ای-اجزای محدود در Phase2 ۳۹
- شکل ۵-۳- تأثیر رفتار مختلط بر روی دقت PEM در مقایسه با مونت کارلو ۴۰
- شکل ۶-۳- انواع توزیع فاصله‌داری درزه‌ها ۴۱
- شکل ۷-۳- توزیع مقاومت فشاری، زاویه اصطکاک، چسبندگی و مدول الاستیک ۴۲
- شکل ۸-۳- توزیع احتمال زون‌های تسلیم و تغییر شکل (کای، ۲۰۱۱) ۴۳
- شکل ۹-۳- کاهش حجم بلوک‌های سنگی از شرایط مقاومت حداکثر ۴۴
- شکل ۱۰-۳- مقایسه جابجایی اندازه‌گیری شده و برآورد شده در تونل ناتپازاگری ۴۵
- شکل ۱۱-۳- تأثیر ضریب تغییرات مدول یانگ بر جابجایی و ضخامت ناحیه تسلیم ۴۶
- شکل ۱۲-۳- نتایج تحلیل حساسیت جابجایی و ضخامت ناحیه پلاستیک ۴۷
- شکل ۱۳-۳- توابع چگالی احتمال ضخامت ناحیه پلاستیک و جابجایی ۴۷
- شکل ۱۴-۳- تعداد سالانه مقالات در زمینه تغییرپذیری فضایی ۴۹
- شکل ۱۵-۳- توزیع تصادفی مدول برشی در یک مدل عددی-تصادفی ۵۰
- شکل ۱۶-۳- تأثیر ضریب تغییرات بر احتمال شکست پوشش در میدان تصادفی ۵۲
- شکل ۱۷-۳- تأثیر مقیاس نوسان افقی بر احتمال شکست پوشش در میدان تصادفی ۵۲
- شکل ۱-۴- رویکرد تعیین ویژگی‌های ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از روش مونت کارلو ۵۸
- شکل ۲-۴- چارت برداشت GSI ۶۰
- شکل ۳-۴- مشخصات مورد نیاز برای محاسبه J_v ۶۱
- شکل ۴-۴- موقعیت معدن میدوک ۶۲
- شکل ۵-۴- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام واحدهای سنگ بکر دیوریت و آندزیت توف ۶۵
- شکل ۶-۴- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی ۶۶

- شکل ۴-۷- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام مقاومت کششی ۶۷
- شکل ۴-۸- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام اندیس بار نقطه‌ای ۶۷
- شکل ۴-۹- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام ثابت هوک-براون ۶۹
- شکل ۴-۱۰- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام *GSI* ۶۹
- شکل ۴-۱۱- توابع توزیع احتمال شبیه‌سازی شده ۷۳
- شکل ۴-۱۲- توابع توزیع متغیرهای خروجی و مقادیر قطعی متناظر توده‌سنگ ۷۵
- شکل ۴-۱۳- مقطع زمین‌شناسی تونل بازی‌دراز ۷۸
- شکل ۴-۱۴- مقطع زمین‌شناسی تونل‌های دوقلوی البرز ۸۰
- شکل ۵-۱- المان‌های تسلیم‌شده و ضخامت زون پلاستیک حول تونل ۸۷
- شکل ۵-۲- توابع توزیع بارسنگ تخمینی به روش‌های احتمالاتی مختلف ۹۰
- شکل ۵-۳- مقایسه بارسنگ‌های برآورد شده با روش‌های مختلف ۹۱
- شکل ۵-۴- تحلیل حساسیت بارسنگ به خصوصیات موثر ۹۲
- شکل ۵-۵- فلوچارت تخصیص تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی در رویکرد *SCM* ۹۴
- شکل ۵-۶- فلوچارت تخصیص تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی در رویکرد *RFM* ۹۶
- شکل ۵-۷- مراحل حفاری تونل، موقعیت نقاط رفتارنگاری، شرایط مرزی و هندسه مدل ۹۸
- شکل ۵-۸- نمونه‌ای از واقعی‌سازی تصادفی *SCM* ویژگی‌های ژئومکانیکی ۹۹
- شکل ۵-۹- نمونه واقعی‌سازی *RFM* ۱۰۰
- شکل ۵-۱۰- همگرایی مقادیر جابجایی میانگین با افزایش تعداد واقعی‌سازی‌ها ۱۰۱
- شکل ۵-۱۱- بردارهای جابجایی اطراف تونل در یکی از واقعی‌سازی‌ها ۱۰۲
- شکل ۵-۱۲- برآورد احتمال شکست ۱۰۴
- شکل ۵-۱۳- احتمال شکست *SCM* برای تونل ۱۰۶
- شکل ۵-۱۴- تأثیر مقیاس نوسان بر روی میانگین و پراکندگی جابجایی ۱۰۷
- شکل ۵-۱۵- تأثیر تغییرپذیری چسبندگی بر روی میانگین جابجایی ۱۰۸
- شکل ۵-۱۶- تأثیر تغییرپذیری چسبندگی بر روی پراکندگی جابجایی ۱۰۹
- شکل ۵-۱۷- تأثیر تغییرپذیری زاویه اصطکاک بر روی میانگین جابجایی ۱۱۰
- شکل ۵-۱۸- تأثیر تغییرپذیری توامان چسبندگی و زاویه اصطکاک بر روی میانگین جابجایی ۱۱۱
- شکل ۵-۱۹- تأثیر تغییرپذیری توامان ویژگی‌ها بر روی میانگین جابجایی ۱۱۳
- شکل ۵-۲۰- گستره ناحیه پلاستیک برای مقادیر مختلف مقیاس نوسان و ضریب تغییرات ۱۱۴
- شکل ۵-۲۱- تنش‌های ایجادشده در پوشش به‌دلیل برهم‌کنش نیروها و گشتاور ۱۱۵
- شکل ۵-۲۲- احتمال گسیختگی پوشش *SCM* ۱۱۹
- شکل ۵-۲۳- تأثیر مقیاس نوسان و ضریب تغییرات بر روی احتمال گسیختگی پوشش ۱۲۰
- شکل ۵-۲۴- احتمال گسیختگی به‌عنوان تابعی از ضریب ایمنی و ضخامت پوشش ۱۲۱

شکل ۵-۲۵- نتایج رفتارنگاری تونل البرز ۱۲۳

فهرست علائم

آماره توزیع کای دو	χ^2	شاخص کیفیت تونلسازی	Q
پارامترهای آزمون نکویی برازش	O_i, e_i, α و df	رده‌بندی مهندسی سنگ	RMR
مقاومت فشاری و کششی توده‌سنگ	σ_{tm} و σ_{cm}	متغیر تصادفی	$Y(z)$ و x
مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ	E_m	مقدار میانگین	μ
عامل اغتشاش	D	مقدار مورد انتظار	$E(x)$
وزن مخصوص سنگ	γ	واریانس	σ^2 و Var
ارتفاع روباره	H	انحراف استاندارد	σ و σ_x
چسبندگی	c	ضریب تغییرات	CoV
زاویه اصطکاک داخلی	φ	شاخص قابلیت اطمینان	RI
فشار نگهداری بحرانی	p_i^{cr}	تعداد شکست‌ها	N_f
فشار نگهداری داخلی	p_i	تعداد کل شبیه‌سازی‌ها	N
ضخامت ناحیه پلاستیک	r_p	احتمال شکست (گسیختگی)	P_f
شعاع تونل	r و r_0	فاصله مراکز دو المان	τ
مدل رفتاری HB با لحاظ افت مقاومت	HBSD	فاصله مراکز دو المان در راستای X و Y	τ_y و τ_x
مدل رفتاری MC با لحاظ افت مقاومت	MCSD	نیم واریوگرام	γ
مدل رفتاری HB مرسوم	CHB	تابع همبستگی	$\rho(\tau)$
مدل رفتاری MC مرسوم	CMC	مقیاس نوسان	θ
رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات	SCM	واریانس در مقیاس المان	σ_T^2
رویکرد میدان تصادفی	RFM	تابع کاهش واریانس	$\Gamma(T)$
زبان برنامه‌نویسی نرم‌افزارهای آیتسکا	FISH	دامنه میانگین‌گیری (طول المان)	T
میدان تصادفی نرمال استاندارد	U1	مقیاس نوسان بدون بعد	Δ
میدان تصادفی نرمال خودهمبسته	U2	میدان تصادفی	U و U'
میدان تصادفی نرمال همبسته متقابل	U3	درزه‌داری حجمی	J_v
ماتریس پایین مثلثی از تجزیه کوواریانس	L	امتیاز ساختاری	SR
ماتریس پایین مثلثی همبستگی متقابل	L'	عدد زبری سطح درزه	Rr
ضریب ایمنی طرح	F_s	عدد هوازدگی سطح درزه	Rw
ماتریس همبستگی متقابل	ρ_{cc}	عدد پرکننده درزه	Rf
ضریب همبستگی متقابل C و φ	$\rho_{c\varphi}$	امتیاز شرایط سطحی درزه	SCR
تنش برشی حداکثر	τ'_{max}	فاصله داری دسته درزه‌ها	$S_1, \dots, S_n$
تنش برشی	τ'	نسبت مقاومت فشاری به کششی	R
ثوابت هوک-براون	m_b, m_i و a و s	شاخص مقاومت زمین‌شناسی	GSI
مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر	σ_c و UCS	شاخص GSI حداکثر و باقی‌مانده	GSI^r و GSI^p
ضخامت پوشش	t	مقاومت فشاری توده‌سنگ	σ_{cm}
استحکام پوشش	R_t و R_c	تنش‌های اصلی	σ_1 و σ_3
ضریب ایمنی مورد انتظار پوشش	FoS	میدان تصادفی شرطی	CRF

عامل مقاومت فشاری و کششی	C_t و C_c	میدان تصادفی غیرشرطی	URF
احتمال گسیختگی فشاری و کششی	P_t و P_c	شاخص توده سنگ	RMi
جابجایی مجاز	U_a	شاخص کیفیت سنگ	RQD
عرض تونل	w	رده بندی ژئومکانیکی اصلاح شده	$MRMR$
ارتفاع تونل	H_t	نمونه گیری ابرمکعب لاتین	LHS
تابع عملکرد	$g(x)$	شبیه سازی مونت کارلو	MCS
جابجایی مجاز بخش های مختلف تونل	$R(x)$	ضریب تریخیس تنش	λ_s
مدل همبسته متقابل	Crs	حجم بلوک	V_b
مدل خودهمبسته مستقل	Ind	جابجایی در نرخ پیشروی تعیین شده	u_r
گشتاور خمشی	M	جابجایی نهایی	u_{rmax}
نیروی محوری	N	کرنش بحرانی	ε_c
نیروی برشی	Q	کرنش مجاز	ε_a
سطح مقطع عرضی پوشش	A	پارامتر مقاومت باقی مانده	R_a
گشتاور دوم سطح	I	تنش محوری	σ_N
تنش های محوری در مرزهای پوشش	σ_{max} و σ_{min}	تنش خمشی	σ_M

فصل اول: کلیات

۱-۱- مقدمه

امروزه، هزینه‌های فراوانی صرف ساخت سازه‌های زیرزمینی با توجه به افزایش جمعیت و کاربرد روز افزون این قبیل سازه‌ها می‌شود. تجارب حاصل از پروژه‌ها و پیامدهایی که طراحی نامناسب آن‌ها داشته است بیانگر اهمیت وجود نگاهی دقیق در طراحی این نوع سازه‌ها می‌باشد. امروزه، تونل‌ها در گسترش جاده‌های مواصلاتی از میان مناطق کوهستانی، انتقال منابع آب، ذخیره‌سازی منابع انرژی، حمل و نقل شهری و ... نقش مهمی دارند. از این‌رو، تحلیل پایداری آن‌ها از طریق رویکردهای طراحی متفاوت حائز اهمیت است.

تغییر شکل توده‌سنگ دربرگیرنده یک حفریه توسط اصول حاکم بر رفتار ژئومکانیکی که تابعی از شرایط برجای قبل از حفاری و اغتشاش ناشی از فعالیت‌های عمرانی است، کنترل می‌گردد. ناپایداری سازه‌های زیرزمینی عمدتاً با توزیع مجدد تنش‌ها در توده‌سنگ‌های در بر گیرنده در نتیجه حفاری، تنش یا تغییر شکل فزاینده ایجاد می‌شود. این فرایند و نتایج حاصل از آن حاصل برهم‌کنش میان توده‌سنگ‌ها، شرایط مرزی و فعالیت مهندسی است (کارانزا تورس و فایرهurst^۱، ۱۹۹۹).

مطابق با نظر هوک و براون^۲ (۱۹۸۰)، پایداری حفریات زیرزمینی به عواملی نظیر شرایط ساختاری محیط در بر گیرنده، درجه هوازگی آن و رابطه میان تنش و مقاومت توده‌سنگ بستگی دارد. هادسون^۳ (۲۰۰۰) معتقد است که جهت طراحی یک سازه زیرزمینی در سنگ مهندس طراح باید به چهار عامل مهم و تأثیر این عوامل بر یکدیگر توجه خاصی مبذول دارد. این چهار عامل عبارتند از:

(۱) ساختار توده‌سنگ (عبارتست از خصوصیات سنگ بکر و سیستم‌های ناپیوستگی)

(۲) وضعیت تنش‌های برجا

(۳) شرایط آب زیرزمینی

(۴) ساخت (شامل روش اجرا، هزینه‌ها و ...)

¹ Carranza-Torres and Fairhurst

² Hoek and Brown

³ Hudson

پایداری یک تونل به دسته‌ای از اطلاعات کلیدی شامل عمق و هندسه تونل، پروفیل زمین‌شناسی تفصیلی، ضخامت و مقاومت لایه‌های زمین، نفوذپذیری زمین و فشار آب و میزان فشار نگهداری اعمال شده در حین تونل‌سازی بستگی دارد (چاپمن و همکاران^۱، ۲۰۱۰).

طبیعت پیچیده پروژه‌های تونل‌سازی ایجاب می‌کند که مرحله طراحی با وسواس و دقت خاصی انجام گیرد. اجرای یک برنامه مدون و اصولی در مراحل ابتدایی پروژه می‌تواند با شناسایی به موقع مخاطرات، هزینه‌های غیرضروری و فرصت‌ها، تحلیل پی‌آمدهای مثبت و منفی ناشی از آن‌ها و در انتها کاهش یا حذف پی‌آمدهای منفی، نقش به‌سزایی در پیش‌گیری از تأخیرات، افزایش هزینه‌ها و نیز کاهش کیفیت کارکرد پروژه در آینده داشته باشد و این خود بیان‌گر اهمیت مرحله طراحی در پروژه‌های زیرزمینی است.

۱-۲- تعریف مسئله

انتخاب روش تحلیل پایداری تونل‌های سنگی از مسائل بسیار مهمی است که مهندس طراح بایستی به آن توجه ویژه‌ای داشته باشد. بهترین روش تحلیل پایداری روشی خواهد بود که علاوه بر رعایت جنبه‌های اقتصادی، از نظر کاربردی نیز تا حد امکان ساده بوده و نتایج آن در یک سطح اطمینان کافی، دقیق باشد. در صورتی که سیستم نگهداری طراحی شده در برابر بارهای طراحی ایمن نباشد، طراح باید شرایط پوشش را تغییر داده و پوشش را طراحی نماید. در صورتی که پوشش طراحی شده ایمن بوده اما اقتصادی نباشد، طراح بایستی شرایط پوشش را تغییر داده و پوشش را مجدداً طراحی نماید.

آگاهی از پیچیدگی زمین و درک آن برای طراحی مناسب حفاریات زیرزمینی از منظر مسائل ژئوتکنیکی حائز اهمیت است. رفتار توده‌سنگ اطراف یک حفاریه در گزینش ابزار مورد نیاز برای طراحی آن نقشی حائز اهمیت دارد. به‌طور کلی، عواملی نظیر شرایط پایداری، طبیعت و اندازه سازه و مولفه‌های تشکیل‌دهنده آن، زیرساخت‌های مجاور، شرایط زمین و آب‌های زیرزمینی، لرزه‌خیزی منطقه و ... را بایستی در هنگام تعریف شرایط حدی طراحی در نظر گرفت.

پارامترهای ورودی طراحی ژئوتکنیکی نظیر میدان تنش برجا، پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ و مدول تغییرشکل‌پذیری هیچ‌گاه به‌طور دقیق مشخص نیستند. همواره مقداری عدم قطعیت در ارتباط با تخمین این پارامترها وجود دارد که برخی از آن‌ها ذاتی و تعدادی دیگر ناشی از فقدان دانش یا درک

¹ Chapman et al.

کافی از این پارامترها هستند. از طرف دیگر، داده‌های مهندسی سنگ به دلیل هزینه گزاف جمع‌آوری داده اغلب ناقص بوده و شامل مقداری عدم قطعیت هستند. از این‌رو، به کارگیری روش‌های تحلیل احتمالاتی به منظور تعیین تأثیر این عدم قطعیت‌ها بر روی طراحی تونل و مغار ضروری است. انجمن بین‌المللی تونل (۲۰۰۰) در گزارش «راهنمایی برای طراحی تونل‌ها» اعلام کرده است که مدل طراحی سازه‌ای بایستی معیارهای مرتبط با حالت‌های شکست را که طراحی ایمن تونل در برابر آن‌ها ضرورت دارد، حاصل نماید. مطابق با این گزارش این معیارها می‌توانند موارد زیر را در بر بگیرند:

- تغییر شکل‌ها و کرنش‌ها
- تنش‌ها و به کارگیری پلاستیسیته
- شکست پوشش در مقطع عرضی
- مقاومت سنگ
- مدهای شکست در تحلیل شرایط حدی پایداری/ناپایداری

حاشیه‌های ایمنی را می‌توان به طور اصولی برای هر یک از حالت‌های شکست فوق‌الذکر به صورت متفاوت انتخاب کرد. با این وجود، ارزیابی حاشیه‌های ایمنی در واقعیت پیچیده بوده و به شدت تحت تأثیر پراکندگی خواص مربوطه زمین و سازه و به علاوه برهم‌کنش مشخصه‌های احتمالاتی خواص مذکور قرار دارد.

بنابر مطالعات انجام شده توسط مویر وود^۱ (۱۹۹۴ و ۲۰۱۷) زمین‌شناسی منبع اصلی بروز عدم قطعیت در طراحی سازه‌های ژئومکانیکی است. به طوری که عدم شناسایی مشخصه‌های زمین می‌تواند منجر به غیر قابل پیش‌بینی بودن رفتار محیط در بر گیرنده سازه شود. از طرف دیگر، مشخصه‌های شناسایی شده را نمی‌توان توسط عبارت‌های کمی بیان نمود؛ به عبارت دیگر، رفتار این مشخصه‌ها به طور کامل شناخته شده نیست که خود به نوعی دیگر عامل بروز عدم قطعیت در تحلیل‌ها خواهد بود. بدین ترتیب، عدم قطعیت‌ها را می‌توان بر مبنای منشأ آن‌ها به شرح زیر طبقه‌بندی نمود:

- عدم قطعیت‌های حوزه زمین‌شناسی برای پروژه‌های زیرزمینی با محدودیت‌های موجود در قابلیت پیش‌بینی وضعیت زمین‌شناسی از قبل، حوادث زمین‌شناختی آتی، تغییر مولفه‌های مهندسی با زمان و تغییر محیط طبیعی به دلیل تغییر آب و هوا در ارتباط اند.
- عدم قطعیت‌های مدل که ممکن است در ارتباط با رفتار توده سنگ در مقیاس تونل، برهم‌کنش سنگ و سیستم نگهداری یا مشخصه‌های ساختاری و یا تعریف دسته شکستگی‌ها و گسل‌ها باشد.

¹ Muir wood

- عدم قطعیت داده‌ها که می‌تواند در ارتباط با تغییرپذیری ذاتی مشخصات سنگ، محدودیت تعداد آزمایش‌ها و فراوانی درزه‌ها، گسل‌ها و تغییرات جهت‌یابی آن‌ها، قابلیت هدایت هیدرولیکی ساختارهای آبدار و نحوه توزیع واحدهای سنگی باشد.

عدم قطعیت‌های زمین‌شناسی در ارتباط با ارزیابی شرایط هستند. این نوع عدم قطعیت‌ها دانش ناکافی از شرایط زمین‌شناسی واقعی و همچنین دقت پایین موجود در برآورد خواص و شرایط هندسی را نیز شامل می‌شوند. عدم قطعیت‌های زمین‌شناسی با گستره مطالعات میدانی زمین و همچنین این واقعیت که علم مکانیک سنگ به مقدار زیادی مبنای تجربی دارد، در ارتباط است.

به‌طور مفهومی هر موضوع مرتبط با عدم قطعیت‌های زمین‌شناسی مورد مطالعه در ارزیابی ریسک را می‌توان توسط یک متغیر رفتاری تعریف نمود. این متغیر می‌تواند تابع متغیرهای اساسی بسیاری باشد که نه تنها شامل عدم قطعیت‌های مربوط به داده‌ها هستند بلکه عدم قطعیت‌های مربوط به سناریو و مدل را نیز شامل می‌شوند. تغییر شکل تونل را می‌توان یک متغیر رفتاری مرتبط با پایداری آن در نظر گرفت. در این حالت، متغیرهای اساسی می‌توانند چندین مورد شامل مدول توده‌سنگ، مقاومت توده-سنگ و کیفیت نصب سیستم نگهداری باشند.

عدم قطعیت‌های زمین‌شناسی تا کنون بیشتر از دیدگاه تجربی در طراحی‌ها دخیل شده است؛ به‌عنوان نمونه، این فرایند در مرحله ساخت به روش اتریشی بررسی منحنی اندرکنش زمین و ... را در بر می‌گیرد. با وجود کارآمد بودن روش‌های مذکور، تلاش‌های انجام‌شده برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مورد نظر در مرحله طراحی بسیار محدود بوده اند.

۳-۱- ضرورت انجام تحقیق

تحقیقات موجود در زمینه استفاده از احتمالات در طراحی و تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی تا کنون به دو بخش قابل دسته‌بندی هستند. دسته اول در ارتباط با مطالعاتی است که بر اساس روش‌های تجربی و سیستم‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ، از روش احتمالاتی برای تحلیل پایداری حفاریات زیرزمینی استفاده می‌کنند (به‌عنوان مثال اورسته^۱، ۲۰۰۵). دسته دوم تحقیقاتی را در بر می‌گیرد که بر قابلیت اطمینان طراحی سیستم‌های نگهداری سازه‌های زیرزمینی در شرایط ساده‌سازی شده متمرکز بوده اند (برای مثال سونگ^۲ و همکاران، ۲۰۱۶؛ ژائو^۳ و همکاران، ۲۰۱۴).

¹ Oreste

² Song

³ Zhao

سیستم‌های نگهداری تونل‌ها و مغارهای سنگی را تنها در مرحله طراحی مقدماتی می‌توان بر مبنای سیستم Q ، RMR و یا دیگر سیستم‌های تجربی انتخاب نمود. روش تجربی طراحی در صورتی که اندازه، شکل، شرایط توده سنگ و فاصله از تونل‌های مجاور مشابه تجارب پیشین در این زمینه باشند، بیشترین اثرگذاری را خواهد داشت. با این وجود، محدودیت‌هایی در به‌کارگیری سیستم‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ وجود دارد. به‌عنوان نمونه، سیستم RMR مبتنی بر تجربیات حاصل از تونل‌های دارای دهانه کم است. همچنین، مطالعات نشان داده است که سیستم Q مقدار نگهداری بسیار کمتری از مقدار مورد نیاز برای برخی از مغارها پیشنهاد کرده است. از طرف دیگر، در نظر داشتن تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های توده‌سنگ و عدم قطعیت‌های موجود در فرایند تعیین پارامترهای مختلف دخیل در امتیاز سیستم‌های طبقه‌بندی از اعتبار این روش‌ها می‌کاهد.

بنابر اعلام نشریه شرح خدمات همسان مطالعات طرح‌های احداث راه در مواردی که میزان کرنش قطری همگرایی در حالت بدون پوشش بیشتر از یک درصد باشد، انجام تحلیل‌های تفصیلی‌تر از روش‌های تجربی ضروری است (معاونت برنامه‌ریزی و مدیریت راهبردی ریاست، ۱۳۸۹). به‌کارگیری مسائل تئوری و تجربی در طراحی یک تونل ضروری است اما در کنار آن، بایستی عدم قطعیت مسائل ژئومکانیکی نیز مد نظر قرار گیرد.

ابزارهای مورد استفاده معمول در ژئومکانیک (برای مثال روش اجزای محدود^۱) به‌طور ذاتی از نوع تحلیل‌های قطعی هستند؛ به عبارت دیگر، دسته‌ای از پارامترهای ورودی در آن‌ها منتج به یک پاسخ منحصر به فرد می‌شود. همچنین، روش‌های احتمالاتی موجود برای محاسبات مورد نیاز در تحلیل‌های حساسیت سیستماتیک یا شبیه‌سازی آماری پرزحمت و نامناسب هستند. به همین دلیل مرکز عالی نوآوری در معدن^۲ اخیراً قراردادی با شرکت راک‌ساینس کانادا برای معرفی یک روش جایگزین یعنی روش تخمین نقطه‌ای (روزنبلوث^۳، ۱۹۷۵) در نرم‌افزار $Phase2$ منعقد کرده است. ارائه نسخه آماری این نرم‌افزار قدم بزرگی در تجاری‌سازی ابزارهای تحلیل احتمالاتی در علم ژئومکانیک می‌باشد. با این حال، روش‌های عددی مرسوم که محیط اطراف تونل را از لحاظ ژئومکانیکی همگن و متجانس شبیه‌سازی می‌کنند، برای طراحی این قبیل سازه‌ها به‌ویژه از دید احتمالاتی مناسب نخواهند بود؛ به عبارت دیگر، مطالعات انجام‌شده تا کنون در زمینه ترکیب الگوریتم‌های احتمالاتی با کدهای عددی تجاری با هدف تخصیص تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی محدود بوده است و از بسیاری از جنبه‌ها نیاز به

¹ Finite element method (FEM)

² Center for Excellence in Mining Innovation (CEMI)

³ Rosenblueth

بررسی بیشتر دارد. به همین دلیل نیاز به ارائه رویکردی جدید که در آن محیط در بر گیرنده تونل به- عنوان یک محیط ژئومکانیکی ناهمگن مدل سازی گردد، احساس می شود.

همچنین، در حالی که مقادیر زیادی داده در حین مطالعات اولیه و ثانویه میدانی و ساخت تونل جمع- آوری می گردد، اما این داده ها تا کنون به طور گسترده در محاسبات احتمالاتی و رویکردهای طراحی سیستم نگهداری تونل مورد استفاده قرار نگرفته اند. فقدان اطلاعات مورد نیاز برای تحلیل های آماری، وجود تصورات غلط در مورد پیچیده بودن به کارگیری این تحلیل ها و نبود راهبردهای طراحی در زمینه تحلیل های احتمالاتی مهمترین دلایل عدم استفاده از آن ها در طراحی ژئوتکنیکی بوده است. به منظور پاسخگویی به این تصورات غلط، نیاز به انجام یک مطالعه آماری جامع با هدف تعیین بهترین رویکرد موجود در زمینه طراحی تونل های سنگی احساس می شود.

۴-۱- اهداف تحقیق

هدف از انجام این تحقیق پاسخگویی به سوالات زیر بوده است:

- ✓ برآورد آماری خصوصیات ژئومکانیکی توده سنگ در مقایسه با مقادیر قطعی چه تأثیری بر فرایند تحلیل پایداری دارد؟
- ✓ آیا در نظر گرفتن بدترین شرایط ژئومکانیکی موجود در هر بخش از پروفیل یک تونل سنگی می تواند از جنبه های مختلف طراحی توجیه پذیر باشد؟
- ✓ مدل سازی عددی محیط سنگی در بر گیرنده تونل به صورت یک محیط دارای خصوصیات ژئومکانیکی تصادفی مطابق با توزیع احتمال آن ها تا چه میزان نتایج معتبری حاصل می کند؟
- ✓ نتایج حاصل از بهره گیری رویکردهای احتمالاتی مختلف نظیر روش دسته بندی محدوده تغییرات، میدان تصادفی و ... برای تخصیص تصادفی ویژگی های ژئومکانیکی چه تفاوتی با هم خواهند داشت؟ کدام روش به عنوان روش بهینه پیشنهاد می شود؟
- ✓ آیا می توان رویکردی مناسب برای تحلیل احتمالاتی تونل های سنگی به صورت ترکیب با روش های عددی ارائه داد به صورتی که نقص های روش های معدود پیشنهادی را برطرف نماید؟
- ✓ میزان تأثیر هر یک از پارامترهای ژئومکانیکی محیط بر روی عدم قطعیت معیار طراحی مورد استفاده چه قدر است؟

- ✓ تأثیر هر یک از مدل‌های رفتاری محیط شامل الاستیک-پلاستیک کامل و الاستیک-پلاستیک با افت پارامترهای مقاومتی بر روی نتایج مدل مذکور چگونه خواهد بود؟

۱-۵- مفروضات تحقیق

- در طول این تحقیق مفروضاتی به شرح زیر در نظر گرفته شده است:
- ✓ از آنجایی که متفاوت بودن روش جمع‌آوری داده‌های مربوط به پارامترهای مورد استفاده در مدل‌های احتمالاتی از اعتبار آن‌ها می‌کاهد، تلاش شده است تا هر پارامتر تا حد امکان با بهره‌گیری از روشی یکسان انتخاب و جمع‌آوری گردد.
- ✓ عدم قطعیت ویژگی‌ها و همچنین تغییرپذیری فضایی محیط دربرگیرنده تونل در این مطالعه از دید ژئومکانیکی مد نظر بوده است. در فاز نخست مطالعه رفتار توده‌سنگ بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی خصوصیات آن انجام شده است. در مرحله بعد، تغییرپذیری فضایی منظور شده اما از خودهمبستگی هر ویژگی در نقاط مختلف مدل صرف نظر گردیده است. سپس، تأثیر خودهمبستگی خصوصیات در نقاط مختلف نسبت به هر نقطه از مدل نیز بررسی شده است. در نهایت، همبستگی متقابل ویژگی‌های مقاومتی (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) منظور گردیده است.
- ✓ عوامل موثر بر توابع توزیع پارامترهای ورودی مدل‌های احتمالاتی و نحوه اثرگذاری آن‌ها بر نتایج مورد تحلیل پارامتری قرار گرفته است.
- ✓ با توجه به اهمیت رفتار پس از شکست توده‌سنگ، این بخش از رفتار محیط در برگیرنده نیز مورد مطالعه قرار گرفت. در این مرحله تأثیر افت پارامترهای مقاومتی بر روی خصوصیات مدل و همچنین پاسخ آن ارزیابی شد.
- ✓ پارامترهای ورودی در بخش‌های اصلی این تحقیق از نوع غیرقطعی و احتمالاتی هستند. به منظور نیل به این هدف پس از جمع‌آوری داده‌ها، یک مرحله پردازش آماری بر روی آن‌ها انجام شده است.
- ✓ تأثیر هر یک از پارامترهای ورودی تصادفی بر روی عدم قطعیت معیار طراحی مد نظر مورد ارزیابی قرار گرفته است.

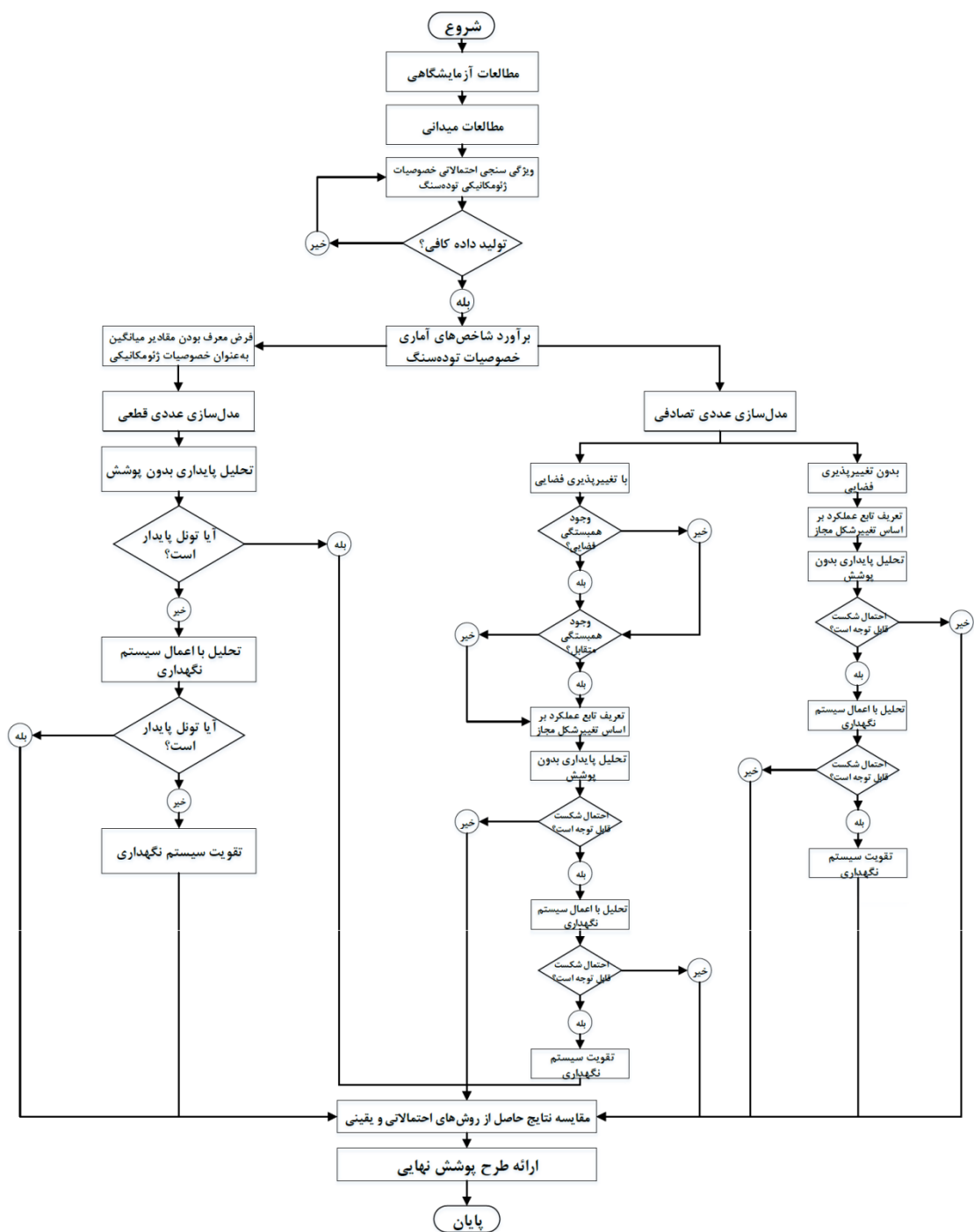
۱-۶- نوآوری تحقیق

موارد زیر را می‌توان از جمله جنبه‌های نوآوری تحقیق مورد نظر برشمرد:

- ✓ با توجه به این که روش های عددی-احتمالاتی موجود از منظور کردن عدم تجانس ویژگی های ژئومکانیکی محیط های سنگی صرف نظر می نمایند، رویکرد جدیدی برای مدل سازی عددی-احتمالاتی با تأکید بر عدم قطعیت ویژگی های ژئومکانیکی محیط های سنگی در بر گیرنده تونل ها ارائه شده است.
- ✓ توابع توزیع ممکن برای پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر و توده سنگ بر اساس نتایج آزمون-های آزمایشگاهی و فرمولاسیون های پیشنهادی توسط دیگر محققین پیشنهاد شده اند.
- ✓ تأثیر پارامترهای مقاومتی باقی مانده بر روی پاسخ خفریه در یک محیط تصادفی بررسی شده است.
- ✓ میزان تأثیر قطعی نبودن هر یک از پارامترهای ورودی تصادفی بر روی معیار طراحی مورد نظر و در نتیجه شرایط پایداری تونل ها ارزیابی گردیده است.
- ✓ بررسی میزان کارایی روش های احتمالاتی مختلفی که در طراحی سازه های زیرزمینی قابل کاربرد هستند موضوعی است که با وجود اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت ها در طراحی تا کنون مغفول واقع شده است. در این راستا، مزایا و معایب هر کدام از این روش ها نسبت به یکدیگر به طور تفصیلی مورد بررسی قرار گرفته است.

۷-۱- ساختار رساله

با توجه به اهداف عنوان شده در بخش های فوق، رساله حاضر در ۶ فصل تدوین شده است. کلیات موضوع رساله در فصل اول ارائه شده است. در فصل دوم به مفاهیم عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک و به طور خاص کاربرد آن ها در طراحی تونل پرداخته شده است. جزئیات مربوط به شاخص های آماری مورد بحث در این رساله در فصل مذکور آورده شده است. فصل سوم مطالعات و تحقیقات پیشین انجام گرفته توسط دیگر محققین را در بر می گیرد. پروسه طی شده به منظور گردآوری اطلاعات مربوط به سنگ بکر و درزه ها، تحلیل آماری آن ها و برآورد احتمالاتی خصوصیات ژئومکانیکی توده سنگ در ساختگاه های مورد بحث در فصل چهارم به طور مفصل تشریح شده است. فصل پنجم فرایند مدل سازی های عددی-احتمالاتی برای اهداف رساله و همچنین جزئیات نتایج حاصله را در خود گنجانده است. در فصل ششم نیز نتیجه گیری و پیشنهادات نهایی برآیند تحقیق حاضر ارائه گردیده است. در شکل ۱-۱ ساختار کلی رساله نشان داده شده است.



شکل ۱-۱- ساختار کلی رساله

فصل دوم: مفاهیم عدم قطعیت در طراحی و تحلیل پایداری تونل

۲-۱- مقدمه

درک صحیح مفهوم عدم قطعیت در ویژگی‌های توده‌سنگ به‌منظور استفاده از رویکردهای احتمالاتی الزامی است. عدم قطعیت‌ها جزئی از ذات مواد ژئوتکنیکی نظیر خاک و سنگ هستند. عدم قطعیت‌های ذاتی در ویژگی‌های مکانیکی و فیزیکی توده‌سنگ انتخاب مقادیر دقیق برای این ویژگی‌ها را دشوار می‌کند. این پیچیدگی از توزیع تصادفی فضایی ویژگی‌های ژئومکانیکی در برنامه‌های شناسایی ساختگاه هر پروژه مشهود است. مدل‌های تصادفی یک روند منطقی برای نمایش رفتار واقعی توده‌سنگ که به این مشخصات ذاتاً متغیر وابسته است فراهم آورده و امکان تخمین‌های قابل اطمینان، تحلیل‌های مناسب‌تر و در نتیجه طراحی‌های بهینه را مهیا می‌سازد. در این فصل به‌منظور آشنایی با روش‌های احتمالاتی، ابتدا به توضیح مختصری در مورد مفاهیم پایه نظریه احتمالات و عدم قطعیت پرداخته و سپس انواع توزیع‌های احتمالاتی مرسوم در مهندسی ژئومکانیک مرور خواهد شد. نهایتاً، روش‌های مورد استفاده در شبیه‌سازی شرایط تصادفی ویژگی‌های توده‌سنگ نظیر شبیه‌سازی مونت کارلو و نظریه میدان‌های تصادفی شرح داده می‌شود.

۲-۲- منابع و انواع عدم قطعیت

عدم قطعیت‌های مربوط به ویژگی‌های توده‌سنگ را می‌توان به دو دسته تقسیم نمود: عدم قطعیت تصادفی^۱ و شناختی^۲ (کریستین، ۲۰۰۴). عدم قطعیت تصادفی نتیجه ماهیت تصادفی طبیعی توده‌سنگ ناشی از فرایندهای زمین‌شناسی است. این عدم قطعیت در تغییرات فضایی ویژگی‌های توده‌سنگ نظیر مقاومت فشاری تک‌محوره در یک لایه از زمین که به‌طور اسمی یکنواخت در نظر گرفته می‌شود، مشهود است (بدی و هریسون^۳، ۲۰۱۲). عدم قطعیت تصادفی تغییرپذیری ذاتی نیز خوانده می‌شود (ندیم^۴، ۲۰۰۷).

از طرف دیگر، عدم قطعیت شناختی ناشی از فقدان آگاهی کافی در مورد یک متغیر خاص شکل می‌گیرد. این نوع از عدم قطعیت بر اثر عدم وجود اطلاعات میدانی و آزمایشگاهی لازم در زمینه وقایع و فرایندها و یا درک قوانین فیزیکی حاکم بر مسئله به‌وجود می‌آید (بیچر و کریستین^۵، ۲۰۰۳). ندیم (۲۰۰۷) عدم قطعیت شناختی را در سه گروه دسته‌بندی کرد:

(۱) عدم قطعیت آماری که ناشی از اطلاعات محدود نظیر تعداد نمونه‌ها و مشاهدات موجود می‌باشد؛

¹ Aleatory

² Epistemic

³ Bedi and Harrison

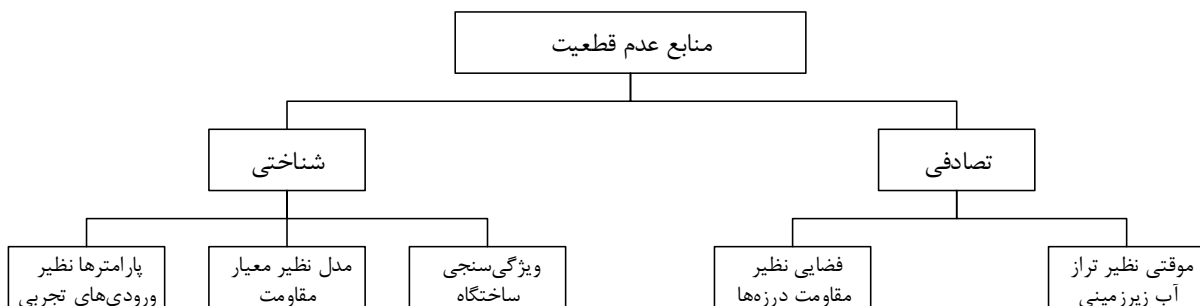
⁴ Nadim

⁵ Baecher and Christian

(۲) عدم قطعیت اندازه‌گیری که از نقص ابزار یا روش اندازه‌گیری نشأت می‌گیرد؛

(۳) عدم قطعیت مدل که ناشی از ایده‌آل‌سازی منظور شده در فرمولاسیون مسئله به‌وجود می‌آید؛

تأثیر عدم قطعیت مدل بر مسائل مهندسی ژئومکانیک و ژئوتکنیک توسط محققین بسیاری نظیر بیچر (۱۹۷۲)، لاکاز^۱ و ندیم (۱۹۹۸) و اینستین و کرم^۲ (۲۰۰۱) بررسی شده است. به‌طور کلی، عدم قطعیت تصادفی را نمی‌توان حذف کرد یا کاهش داد اما عدم قطعیت شناختی در صورت دسترسی به داده‌های بیشتر قابل حذف یا کاهش خواهد بود. بدی و هریسون (۲۰۱۲) بین این دو نوع عدم قطعیت تمییز قایل شده و اظهار کردند که بایستی با آن‌ها به‌صورت متفاوتی برخورد شود (شکل ۱-۲). کمبود اطلاعات در مورد ویژگی‌های ژئومکانیکی و دشواری در کسب آن‌ها در تحلیل حفریات زیرزمینی امری معمول است (کریستین، ۲۰۰۴). از این‌رو، این ویژگی‌ها معرف عدم قطعیت شناختی بوده و انجام یک تحلیل احتمالاتی کامل امکان‌پذیر نخواهد بود. با این وجود، در چنین شرایطی گشتاورهای آماری و تابع‌های توزیع احتمالی ویژگی‌های مذکور را می‌توان با استفاده از مفروضات، مشاهدات میدانی و قضاوت مهندسی مناسب برآورد نمود (لانگفورد و دیدریکس^۳، ۲۰۱۳؛ کای، ۲۰۱۱). دانکن^۴ (۲۰۰۰) تشریح کرد که هرگاه داده کافی در دسترس نبود، آماره‌های مربوطه نظیر انحراف استاندارد ویژگی‌های ژئومکانیکی را می‌توان بر مبنای مقادیر منتشر شده و یا «قانون سه سیگما»^۵ معرفی شده توسط دای و وانگ^۶ (۱۹۹۲) برآورد کرد. در مرحله بعد، عدم قطعیت را می‌توان با استفاده از این آماره‌ها ویژگی‌سنجی نمود.



شکل ۱-۲- منابع عدم قطعیت (بدی و هریسون، ۲۰۱۲)

¹ Lacasse

² Einstein and Karam

³ Langford and Diederichs

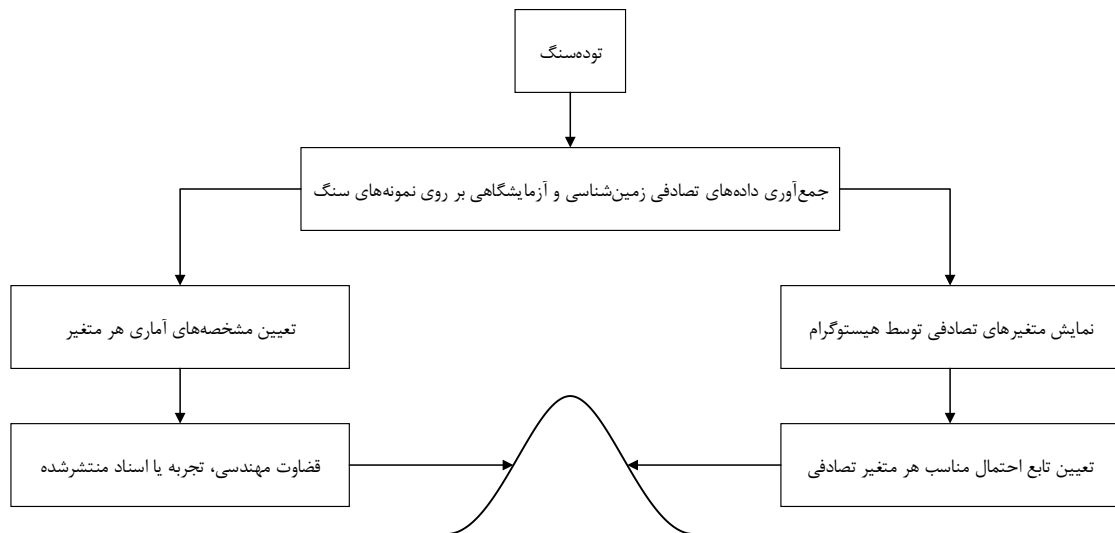
⁴ Duncan

⁵ 3 sigma rule

⁶ Dai and Wang

۲-۳- کمی سازی عدم قطعیت

همان طور که عنوان شد، عدم قطعیت در مهندسی ژئومکانیک امری فراگیر است. از این رو در طول طراحی و تحلیل حفريات، ویژگی های ورودی متأثر از عدم قطعیت بایستی به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شود. متغیرهای تصادفی به صورت بازه هایی تعریف می شوند که مقادیر مشخص درون این بازه ها از احتمال وقوع بیشتری برخوردار اند. این مقادیر بایستی به عنوان ورودی تحلیل های ژئومکانیکی احتمالاتی کمی سازی شود. کمی سازی عدم قطعیت تعیین گشتاورهای آماری (مقدار میانگین و واریانس) و همچنین تعیین توابع توزیع احتمال متغیرهای تصادفی را در بر می گیرد. شکل ۲-۲ گام های کمی سازی عدم قطعیت مواد ژئومکانیکی نظیر توده سنگ ها را خلاصه می کند (ادریس^۱، ۲۰۱۴).



شکل ۲-۲- گام های لازم برای کمی سازی عدم قطعیت ویژگی های توده سنگ (ادریس، ۲۰۱۴)

۲-۳-۱- جمع آوری داده

مرحله جمع آوری داده های ژئومکانیکی شامل برداشت میدانی، حفاری و لاگ مغزه های حفاری می شود (هوک و براون، ۱۹۸۰). برداشت میدانی دستیابی به اطلاعاتی در زمینه نوع سنگ، مشخصه های زمین شناسی بارز نظیر درزها و گسل ها و همچنین اطلاعات تفصیلی مربوط به آن ها را فراهم می سازد. حفاری مغزه گیری با هدف تعیین شاخص کیفیت سنگ و تهیه نمونه مغزه برای آزمون های آزمایشگاهی به منظور ویژگی سنجی ژئومکانیکی و زمین شناسی واحدهای سنگ بکر انجام می گیرد. تعداد زیادی داده برای کاهش عدم قطعیت شناختی و مدل سازی تصادفی تغییرات ویژگی های توده-

¹ Idris

سنگ مورد نیاز است. متأسفانه، منابع و دسترسی محدود به موقعیت اطلاعات مورد نیاز اغلب دسترسی به تعداد داده زیاد را غیرممکن می‌سازد.

۲-۳-۲- تعیین مشخصه‌های آماری

پس از جمع‌آوری داده‌ها به هر دو روش برداشت میدانی و آزمون‌های آزمایشگاهی، شاخص‌های آماری متغیرهای تصادفی تعیین می‌شود. اصلی‌ترین شاخص‌های آماری مقدار میانگین و انحراف استاندارد هستند. این عامل‌ها اطلاعاتی در زمینه تغییرپذیری ویژگی‌های توده‌سنگ ارائه می‌کنند. همچنین، مشخصات توزیع احتمال متغیرهای تصادفی اغلب به‌عنوان تابعی از این شاخص‌ها تعریف می‌شود. شاخص‌های مذکور به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

مقدار میانگین: از آنجایی که این شاخص گرایش مرکزی یک متغیر را توصیف می‌کند، به‌عنوان مهمترین ویژگی یک متغیر تصادفی در نظر گرفته می‌شود. برای دسته‌ای متشکل از n مقدار اندازه‌گیری شده برای متغیر تصادفی x ، مقدار میانگین μ_x را می‌توان برای این تعداد اندازه‌گیری به‌صورت زیر تعریف نمود:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1-2)$$

در رابطه (۱-۲) فرض بر این است که تعداد اندازه‌گیری‌ها نسبتاً زیاد است به‌طوری‌که مقدار میانگین (μ_x) و امید ریاضی یا مقدار مورد انتظار ($E(x)$) از لحاظ عددی برابر هستند. واریانس: واریانس ($Var(x)$) یک متغیر تصادفی x معیاری از پراکندگی آن است که به‌صورت زیر برآورد می‌شود:

$$Var(x) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \quad (2-2)$$

انحراف استاندارد: انحراف استاندارد نیز معیاری از پراکندگی یا تغییرپذیری است. انحراف استاندارد کم نشان‌دهنده یک دسته داده با مقادیر نزدیک به هم است، در حالی که انحراف استاندارد بزرگ معرف پراکندگی زیاد داده‌ها حول مقدار میانگین می‌باشد. در عمل، استفاده از انحراف استاندارد (σ_x) یک متغیر تصادفی به واریانس آن ترجیح داده می‌شود. این امر به‌دلیل واحد یکسان انحراف استاندارد و میانگین می‌باشد. انحراف استاندارد در صورت دسترسی به تعداد مناسبی از اندازه‌گیری‌ها از ریشه دوم واریانس قابل تخمین خواهد بود:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2} \quad (3-2)$$

ضریب تغییرات: با وجود این که انحراف استاندارد واحد یکسانی با مقدار میانگین دارد اما استفاده از آن برای مقایسه ویژگی‌های مختلف توده سنگ مناسب نخواهد بود. برای نمونه، انحراف استاندارد ۱۰ مگاپاسکالی مقاومت فشاری سنگی با مقدار میانگین ۵۰ مگاپاسکال در مقایسه با نمونه سنگ دیگری با همین انحراف استاندارد اما با میانگین ۲۰۰ مگاپاسکال نشان از پراکندگی بیشتر داده‌ها دارد. از این رو، وجود معیاری برای تغییرپذیری که بدون بُعد بوده و توانایی اندازه‌گیری مقدار نسبی تغییرپذیری ویژگی‌های مختلف سنگ را داشته باشد، ضروری است. این معیار ضریب تغییرات^۱ (CoV) خوانده می‌شود که معمولاً به صورت درصدی بیان شده و با استفاده از رابطه (۲-۴) محاسبه می‌گردد:

$$CoV(x) = \frac{\sigma_x}{\mu_x} * \%100 \quad (4-2)$$

برآورد انحراف استاندارد ممکن است در هنگام ناکافی بودن تعداد داده‌ها دشوار باشد. در این صورت، دانکن (۲۰۰۰) پیشنهاد کرده است که می‌توان از مقادیر منتشر شده برای انحراف استاندارد و ضریب تغییرات در تحقیقات دیگر محققین استفاده نمود. وی همچنین بهره‌گیری از «قانون سه سیگما» را به عنوان یک قانون سرانگشتی توصیه کرد. قانون مذکور از این واقعیت که ۹۹/۷۳٪ از تمامی مقادیر یک خصوصیت با توزیع نرمال در بازه سه برابر انحراف معیار از مقدار میانگین قرار می‌گیرد، استفاده می‌کند. بنابراین، اگر مقادیر حدی مناسب به عبارت دیگر مقدار بیشینه (X_{max}) و کمینه (X_{min}) برای داده‌های محدود را بتوان تعیین نمود، انحراف استاندارد داده‌ها به صورت زیر برآورد می‌شود:

$$\sigma_x = \frac{X_{max} - X_{min}}{6} \quad (5-2)$$

در کنار قانون سه سیگما، بر اساس پیشنهاد رتاتی^۲ (۱۹۸۸) هنگامی که تعداد داده‌ها محدود باشد، CoV بین ۱۵-۲۰٪ را می‌توان برای مواد ژئومکانیکی در نظر گرفت.

۲-۳-۳- تعیین تابع چگالی احتمال

تابع چگالی احتمال^۱ تابعی است که مقادیر ممکن برای متغیر تصادفی پیوسته را تشریح و احتمال نسبی وقوع یک مقدار خاص را برای یک متغیر تصادفی توصیف می‌نماید (هوک و همکاران، ۱۹۹۵).

¹ Coefficient of variation

² Rethati

اساساً تغییرپذیری داده‌های تصادفی را می‌توان به‌صورت گرافیکی و به شکل هیستوگرام فراوانی هر متغیر در بازه‌های عددی خاص نمایش داد. به‌منظور انتخاب بهترین تابع چگالی احتمال نظری قابل برازش بر این هیستوگرام، تابع‌های مختلف بر روی هیستوگرام ترسیم شده و با استفاده از آزمون‌های نکویی برازش کیفیت برازش هر یک از آن‌ها کنترل می‌شود. آزمون‌های χ^2 و انحراف بیشینه کولموگوروف-اسمیرنوف^۳ از مرسوم‌ترین روش‌های مورد استفاده در این زمینه هستند. ترسیم هیستوگرام و تعیین بهترین تابع چگالی احتمال را می‌توان به‌راحتی در یک محیط صفحه گسترده^۴ مانند *Microsoft Excel*، نرم‌افزار *Matlab* (م‌تورکس، ۲۰۱۲)، *@RISK* (پالسیسید، ۲۰۰۷) یا کریستال بال (اوراکل، ۲۰۰۷) انجام داد.

ساری^۵ و همکاران (۲۰۱۰) پس از برازش تابع‌های توزیع بر ۱۰۳ گروه داده از آندزیت‌های آنکارا نشان دادند که داده‌های مقاومت فشاری تک‌محوره را می‌توان با استفاده از توزیع نرمال توصیف نمود. سنگ بکر هر دو ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی را داراست. ویژگی‌های فیزیکی شامل چگالی، تخلخل، آب محتوی، سختی، ساینده‌گی، نفوذپذیری و سرعت موج می‌شود. معمول‌ترین ویژگی فیزیکی سنگ چگالی آن است. این ویژگی برای محاسبه تنش ناشی از وزن روباره به‌عنوان یکی از ورودی‌های مدل عددی استفاده می‌شود. بازه‌های چگالی گزارش‌شده توسط لاما و وتوکوری (۱۹۷۸) برای انواع مختلف سنگ‌ها و ضریب تغییرات متوسط آن‌ها بسیار کوچک است و به‌همین دلیل در تحلیل‌های احتمالاتی مسائل ژئومکانیکی اغلب از مقدار میانگین چگالی سنگ استفاده شده و از تغییرپذیری این خصوصیت صرف‌نظر می‌گردد (ادریس، ۲۰۱۴).

ویژگی‌های مکانیکی سنگ بکر مقاومت فشاری تک‌محوره، مدول یانگ، نسبت پواسون (به‌طور جایگزین مدول بالک و برشی) و مقاومت کششی را در بر می‌گیرد. مقاومت فشاری یکی از مهمترین ویژگی‌های مکانیکی سنگ بوده و به‌عنوان ورودی اکثر روش‌های طبقه‌بندی ژئومکانیکی و ویژگی-سنجی توده‌سنگ استفاده می‌شود (ساری، ۲۰۰۹). این ویژگی‌ها از طریق انجام آزمون‌های آزمایشگاهی متنوع بر روی نمونه‌های سنگ بکر تعیین می‌گردند. آزمون‌های مذکور به‌دلیل تغییرپذیری ذاتی ویژگی‌های سنگ منتج به متغیرهایی تصادفی می‌شوند که با استفاده از تابع توزیع خود قابل شناسایی هستند. یگولالپ و مهتاب^۶ (۱۹۸۳)، یگولالپ و کیم^۱ (۱۹۹۲) و کیم و گائو^۲

¹ Probability density function (PDF)

² Chi-square test

³ Kolmogorov-Smirnov maximum deviation test

⁴ Spread sheet

⁵ Sari

⁶ Yegulalp and Mahtab

(۱۹۹۵) داده‌های مربوط به ویژگی‌های مکانیکی حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی را با استفاده از آماره‌های حدی یا کرانگین^۳ تحلیل کرده و نتیجه گرفتند که ویژگی‌های مکانیکی از توزیع مجانبی نوع سوم^۴ کوچک‌ترین مقدار پیروی می‌کنند (کیم و گائو، ۱۹۹۵؛ آنگ و تانگ، ۱۹۷۵).

ویژگی‌های موثر درزه بر رفتار توده‌سنگ شامل طول خط اثر درزه، فاصله‌داری، جهت‌یابی، بازشدگی، زبری، پرشدگی، هوازدگی، تعداد دسته درزه (از تحلیل استریوگرافی) و شاخص کیفیت سنگ (RQD) می‌شود. تعاریف تفصیلی ویژگی‌های مربوط به درزه‌ها توسط محققین بسیاری نظیر بردی و براون^۵ (۲۰۰۴)، بارتن (۱۹۸۸) و بنیاوسکی (۱۹۸۹) ارائه شده است. با توجه به این که تعیین مشخصه‌های آماری ویژگی‌های ناپیوستگی‌ها در این رساله مورد بحث نیست، علاقه‌مندان می‌توان به منابعی نظیر پریست و هادسون^۶ (۱۹۷۶)، اینستین و بیکر (۱۹۸۳)، لاپوینت^۷ و هادسون (۱۹۸۵) و درشوویتز^۸ و اینستین (۱۹۸۸) مراجعه کنند.

تنش‌های برجا را می‌توان مستقیماً با استفاده از روش‌های بیش‌مغزه‌گیری^۹ یا شکست هیدرولیکی^{۱۰} اندازه‌گیری نمود. گاهی اوقات، اندازه‌گیری مستقیم ممکن است برای یک پروژه خاص هزینه‌بر باشد؛ بنابراین، شرایط برجا را می‌توان بر اساس داده‌های منطقه‌ای موجود تخمین زد. تحلیل عددی را نیز می‌توان برای تحلیل برگشتی تنش‌های برجا استفاده نمود. عدم قطعیت تنش‌های برجا را می‌توان به تغییرات فضایی میدان تنش در موقعیت‌های مختلف (تصادفی) و خطاهای اندازه‌گیری (شناختی) نسبت داد. در شرایطی که داده کافی از اندازه‌گیری‌های برجا در یک پروژه خاص در دسترس باشد، عدم قطعیت داده‌ها را می‌توان کمی‌سازی نموده و گشتاورهای آماری و تابع چگالی احتمال را برآورد کرد. در موقعیت‌هایی که داده‌های کافی از تنش‌های منطقه موجود نباشد، محدوده تغییرات داده‌های موجود (مقادیر کمینه و بیشینه) را می‌توان برای تعیین مقدار میانگین و انحراف استاندارد استفاده نمود (کای، ۲۰۱۱).

معتبرترین رویکرد موجود در این زمینه تعیین نوع تابع چگالی احتمال یک ویژگی مشخص با استفاده از نتایج برداشت‌های میدانی و یا آزمون‌های آزمایشگاهی مربوط به تعداد مناسبی از نمونه‌ها خواهد

¹ Kim

² Gao

³ Extreme value statistics

⁴ Third type asymptotic distribution

⁵ Brady and Brown

⁶ Priest and Hudson

⁷ La pointe

⁸ Dershowitz

⁹ Over-coring

¹⁰ Hydraulic fracturing

بود. با این وجود، محدودیت‌های عملی و مالی اغلب سبب عدم امکان دسترسی به این تعداد داده آزمایشگاهی و میدانی می‌شود (هوک و همکاران، ۱۹۹۵). بنابراین، تخمین‌هایی اغلب برای تابع چگالی احتمال بر مبنای قضاوت مهندسی، تجربه و یا مقایسه با نتایج دیگر مطالعات زده می‌شود. در مسائل مهندسی ژئومکانیک، تابع‌های چگالی احتمال زیر مرسوم هستند.

توزیع نرمال یا گاوسی

این تابع احتمالاً مرسوم‌ترین توزیع احتمال مورد استفاده در علوم مهندسی و نظری است. تابع توزیع نرمال در صورتی که تعداد داده‌های موجود اجازه برازش قطعی تابع توزیع دیگری را بر روی هیستوگرام مربوطه ندهد، انتخاب قطعی در مسائل مهندسی ژئومکانیک خواهد بود (هوک و همکاران، ۱۹۹۵؛ هوک، ۱۹۹۸؛ گراسو^۱ و مهتاب، ۱۹۹۲؛ هسو و نلسون^۲، ۲۰۰۰؛ پاتاک و نیلسن^۳، ۲۰۰۴؛ کای، ۲۰۱۱). یک متغیر تصادفی (x) در صورتی که تابع چگالی احتمال آن به شکل رابطه (۲-۶) باشد از توزیع نرمال پیروی می‌کند:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad \text{for } -\infty < x < +\infty \quad (2-6)$$

شایان ذکر است که بازه $-\infty < x < +\infty$ در عمل برای ویژگی‌های ژئومکانیکی واقع‌گرایانه نخواهد بود زیرا این بازه می‌تواند منجر به تمرکز مقادیر بسیار کوچک یا حتی منفی برای ویژگی‌هایی مانند مقاومت فشاری تک‌محوره یا مقادیر بسیار زیاد برای زاویه اصطکاک داخلی (بیشتر از ۹۰ درجه) شود. به‌منظور غلبه بر این مشکل، یک توزیع نرمال بریده‌شده یا یک توزیع کران‌دار نظیر توزیع بتا مورد استفاده قرار می‌گیرد.

توزیع بتا

توزیع بتا یک توزیع منعطف و تطبیق‌پذیر است که قابلیت کاربرد در هنگام مشخص بودن دو کران a و b برای متغیر تصادفی را دارد (هار، ۱۹۸۷؛ هاسکت و همکاران، ۱۹۹۵؛ هالدار و ماهادوان، ۲۰۰۰). تابع چگالی احتمال توزیع بتا برای متغیر تصادفی x با رابطه (۲-۷) تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{B(q, r)} \frac{(x-a)^{q-1} (b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad \text{for } a \leq x \leq b \quad (2-7)$$

که در آن q و r مشخصه‌های توزیع و $B(q, r)$ تابع بتا است که با رابطه (۲-۸) حاصل می‌شود.

¹ Grasso

² Hsu and Nelson

³ Pathak and Nilsen

$$B(q, r) = \int_0^1 x^{q-1} (1-x)^{r-1} dx \quad (۸-۲)$$

توزیع لگاریتمی نرمال

هنگامی که تخصیص مقادیر غیرمنفی به یک متغیر تصادفی الزامی باشد، استفاده از توزیع لگاریتمی نرمال مفید واقع می‌شود (هالدار و ماهادوان، ۲۰۰۰). تابع چگالی احتمال در توزیع لگاریتمی نرمال به صورت رابطه (۹-۲) تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi_x x}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda_x}{\xi_x} \right)^2 \right] \quad \text{for } 0 < x < +\infty \quad (۹-۲)$$

که در آن λ_x و ξ_x به ترتیب مقادیر میانگین و انحراف استاندارد $\ln x$ هستند.

توزیع نمایی

در صورتی که پیشامدها به صورت پیوسته و مستقل در یک نرخ ثابت λ (به عبارت دیگر در یک فرایند پواسون) رخ دهند، زمان رخداد مجدد (t) بین پیشامدها را می‌توان با استفاده از یک توزیع نمایی به صورت رابطه (۱۰-۲) مدل سازی نمود:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda t} \quad \text{for } x \geq 0 \quad (۱۰-۲)$$

که در آن λ مشخصه نرخ است. $\frac{1}{\lambda}$ و $\frac{1}{\lambda^2}$ به ترتیب معرف مقدار میانگین و واریانس توزیع نمایی هستند. در نتیجه، مقدار میانگین و انحراف استاندارد یک متغیر تصادفی با توزیع نمایی یکسان خواهند بود.

توزیع گاما

توزیع گاما در آمار و نظریه احتمالاتی جزء توابع توزیع دو عاملی بوده و از اهمیت خاصی برخوردار است. تابع توزیع نمایی حالت خاصی از توزیع گاما محسوب می‌شود. این تابع توزیع را می‌توان با استفاده از عامل‌های شکل و معکوس مقیاس تعریف نمود. اگر X یک متغیر تصادفی با توزیع گاما باشد:

$$X \sim \Gamma(\alpha, \beta) \quad (۱۱-۲)$$

که در آن α و β به ترتیب عامل شکل و عامل معکوس مقیاس تابع توزیع گاما هستند. تابع چگالی احتمال برای این متغیر تصادفی به صورت رابطه (۱۲-۲) خواهد بود:

$$f(x; \alpha, \beta) = \frac{\beta^\alpha x^{\alpha-1} e^{-\beta x}}{\Gamma(\alpha)} \quad (۲-۱۲)$$

که در آن $x > 0$ بوده و α و β مقادیر مثبت و $\Gamma(\alpha)$ نیز مقدار تابع گاما در نقطه α است. با توجه به این تعریف مشخص است که تکیه‌گاه این متغیر تصادفی مقادیر مثبت خواهد بود.

۲-۴- شبیه سازی مونت کارلو

شبیه سازی مونت کارلو یکی از بهترین روش‌های موجود به منظور اعمال تغییرپذیری فضایی ذاتی توده‌سنگ در مسائل تحلیل پایداری ژئومکانیکی محسوب می‌شود. بهره‌گیری از این روش به‌ویژه در تحلیل مکانیزم‌های گسیختگی متفاوت در هر شبیه‌سازی نسبت به شبیه‌سازی دیگر موثر واقع می‌شود (پوپسکیو^۱ و همکاران، ۲۰۰۵). در صورت استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو توزیع احتمال تابع عملکرد از روی تکرار زیاد شبیه‌سازی‌های انجام‌گرفته قابل ارزیابی خواهد بود. در این روش با توجه به تعداد واقعی‌سازی‌های انجام‌گرفته می‌توان فراوانی رخداد منفی شدن برای تابع عملکرد را به-عنوان شاخصی در محاسبه احتمال گسیختگی استفاده نمود. از سویی دیگر، استفاده از این روش ساده بوده و در نرم‌افزارهای تحلیلی متعارف قابل پیاده‌سازی است. انعطاف‌پذیری بالای این روش در ترکیب داده‌ها با محدوده وسیعی از توزیع‌های احتمالاتی و توانایی در مدل‌سازی همبستگی میان متغیرها از مزایای عمده این روش به‌شمار می‌آید. از جمله معایب این روش نیز می‌توان به توزیع متغیرهای تصادفی که بایستی مفروض شود و همچنین دقت نتایج اخذشده که به ریشه دوم شبیه‌سازی‌ها وابسته است اشاره کرد؛ اما اشکال عمده این روش زمان‌بر بودن و تعداد زیاد شبیه‌سازی‌ها است که با توجه به پیشرفت روزافزون تکنولوژی در زمینه دیجیتال این مشکل قابل حل خواهد بود (سریواستاوا^۲ و همکاران، ۲۰۱۰). تعداد مطلوب شبیه‌سازی‌ها منجر به تخمین مناسبی از آماره‌های نتایج می‌شود. به این ترتیب می‌توان به اطلاعاتی از قبیل احتمال گسیختگی دست یافت. در این روش مقدار شاخص قابلیت اعتماد طبق رابطه (۲-۱۳) محاسبه می‌شود (هیکس^۳ و همکاران، ۲۰۰۲):

$$RI = 1 - \frac{N_f}{N} \quad (۲-۱۳)$$

¹ Popescu

² Srivastava

³ Hicks

در این رابطه، N تعداد کل شبیه‌سازی‌های انجام شده و N_f تعداد شبیه‌سازی‌هایی است که ضریب اطمینان کمتر از یک دارند. به این ترتیب احتمال گسیختگی طبق رابطه (۲-۱۴) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (2-14)$$

۲-۵- نظریه میدان تصادفی

همان‌گونه که اشاره شد ویژگی‌های توده‌سنگ تغییرپذیری دارند و این تغییرپذیری برای یک ویژگی خاص از نقطه‌ای به نقطه دیگر متفاوت است که از آن با عنوان تغییرپذیری فضایی یاد می‌شود. نظریه میدان‌های تصادفی ابزار بسیار مناسبی برای بررسی این تغییرپذیری در اختیار محققین قرار می‌دهد. اصول کلی و آماره‌هایی که در این روش مورد استفاده قرار می‌گیرند توسط فنمارکه^۱ (۱۹۷۷) و (۱۹۸۳) به طور کامل تشریح شده‌اند. سه خصوصیت برای تولید یک میدان تصادفی مورد نیاز است: (۱) مقدار میانگین، (۲) واریانس (یا انحراف استاندارد و یا ضریب تغییرات)، و (۳) مقیاس نوسان یا به عبارت دیگر طول همبستگی فضایی. واضح است که با توجه به ماهیت تصادفی تحلیل، تغییرپذیری فضایی ذاتی ویژگی‌های توده‌سنگ در میدان‌های تصادفی مختلف متفاوت خواهد بود. از این رو، از شبیه‌سازی مونت کارلو برای تولید تعداد کافی از واقعی‌سازی‌ها استفاده می‌شود. خصوصیت نوسانی توده‌سنگ را می‌توان با استفاده از واریانس و مقیاس نوسان توصیف نمود. مولفه نوسانی به عنوان میدان تصادفی ایستا با میانگین غیرصفر ثابت در نظر گرفته می‌شود و برای تولید این مولفه از میدان تصادفی با میانگین صفر استفاده شده و در نهایت میانگین ثابت به آن اضافه می‌شود.

۲-۵-۱- میدان تصادفی نرمال

میدان تصادفی نرمال یا گاوسی به دلیل استفاده از نظریه حد مرکزی^۲ و برخورداری از خصوصیات ریاضی مناسب در حد وسیعی مورد استفاده محققین قرار گرفته است. مطابق با تئوری حد مرکزی و هنگامی که وقتی $n \rightarrow \infty$ ، اگر متغیرهای تصادفی مستقل دارای توزیع دلخواه و میانگین و واریانس یکسان باشند، حاصل جمع این متغیرها از قوانین توزیع نرمال تبعیت خواهد کرد (گریفیث و فنتون^۳، ۲۰۰۷). توزیع چگالی احتمال متغیر گاوسی یا نرمال x با میانگین μ و انحراف معیار σ به شکل رابطه (۲-۱۵) است:

¹ Vanmarcke

² Central limit theorem

³ Griffiths, D.V., Fenton

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < +\infty \quad (2-15)$$

به طور کلی میدان‌های تصادفی دارای خصوصیات زیر هستند (آدلر^۱، ۱۹۸۱):

(۱) این فضاها به طور کامل توسط ممان‌های درجه اول و دوم، یعنی میانگین و تابع کوواریانس برای حالت تک‌متغیره و بردار میانگین و ماتریس کوواریانس برای حالت چند متغیره بیان می‌شوند.

(۲) هر زیر مجموعه‌ای از متغیرها نیز همه با هم گاوسی هستند.

(۳) توزیع‌های احتمالاتی مشروط هر دو متغیر یا دو بردار نیز دارای توزیع گاوسی هستند.

(۴) اگر دو متغیر x_1 و x_2 گاوسی و کوواریانس آن‌ها صفر باشد، آن متغیرها مستقل هستند.

۲-۵-۲- میدان تصادفی ایستا

در صورتی که ویژگی متغیر سنگ در نقاط اختیاری تحت انتقال متعامد ثابت بماند میدان تصادفی ایستا^۲ نامیده می‌شود. کنترل ایستایی میدان از دو منظر قابل بررسی است؛ نخست، بررسی ثابت بودن مقدار میانگین و واریانس ویژگی متغیر و دیگری کوواریانس ویژگی متغیر که باید در محیط هم‌سان تابعی از فاصله جدایی و در محیط ناهمسان تابعی از مؤلفه‌های فاصله بین دو موقعیت موجود در میدان باشد. میدان‌های تصادفی که ویژگی‌های ذکر شده را دارا نباشد میدان تصادفی نا ایستا نامیده می‌شوند. در این رساله، میدان‌های تصادفی از نوع ایستا ساخته شده اند.

۲-۵-۳- برآورد ساختار همبستگی

به منظور تعیین و نمایش مشخصه‌های تصادفی سنگ امکان به کارگیری روش‌های مختلفی وجود دارد که در این میان ساخت مدل در مقیاس محدود با استفاده از دو رویکرد واریوگرام و تابع همبستگی کاربرد بیشتری در تحقیقات داشته است. در ادامه این دو رویکرد تشریح می‌شود.

(۱) رویکرد واریوگرام

سولی و همکاران (سولی^۳ و همکاران، ۱۹۹۰)، چپاسون^۱ و همکاران (۱۹۹۵) و جکسا^۲ و همکاران (۱۹۹۷) برای نشان دادن ناهمگونی محیط دربرگیرنده از واریوگرام کمک گرفتند. واریوگرام عدم تشابه میان نقاط با فاصله h را نشان می‌دهد و با رابطه (۲-۱۶) تعریف می‌شود:

¹ Adler

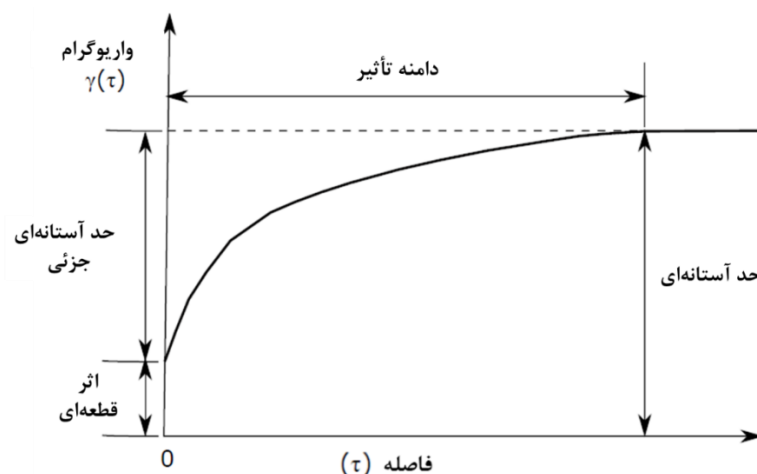
² Stationary random field

³ Soulie

$$\gamma(\tau) = \text{var}[Y(z + \tau) - Y(z)] \quad (2-16)$$

در این رابطه $\gamma(\tau)$ مقدار واریوگرام در فاصله τ و $Y(z)$ مقدار متغیر تصادفی در نقطه z است. واریوگرام نمونه با استفاده از مدل‌های واریوگرام نظری برازش می‌شود. لازم به ذکر است که واریوگرام نمونه تخمینی تجربی از واریوگرام نظری یک فرایند گاوسی می‌باشد. بایستی توجه شود که واریوگرام نمونه تنها هنگامی تخمینی از واریوگرام نظری ارائه می‌کند که میدان تصادفی از نوع ایستا باشد. پس از محاسبه واریوگرام نمونه، انتخاب واریوگرام مدل نظری مناسب به منظور ارزیابی ساختار همبستگی ضروری است.

واریوگرام‌های نظری مرسوم به صورت یکنواخت و به عنوان تابعی از فاصله افزایش می‌یابند. شکل نمودار واریوگرام بر حسب تعدادی عامل مشخص تعیین می‌شود. این پارامترها شامل دامنه تأثیر^۳، حد آستانه^۴ و اثر قطعه‌ای^۵ هستند (شکل ۲-۳). دامنه تأثیر فاصله‌ای است که واریوگرام در آن به حد ثابتی می‌رسد و به حالت افقی میل می‌کند. به مقدار ثابتی که واریوگرام در دامنه تأثیر به آن می‌رسد حد آستانه گفته می‌شود. مقدار واریوگرام در مبدأ مختصات ($\tau = 0$) را نیز اثر قطعه‌ای می‌نامند که مولفه تصادفی و بدون ساختار متغیر را نشان می‌دهد و در حالت ایده‌آل برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود. توجه شود که واریوگرام همواره در نقطه $\tau = 0$ برابر با صفر است؛ از این رو، اثر قطعه‌ای در واقع مقدار افزایش ناگهانی واریوگرام بلافاصله با اقناع شرایط $\tau < 0$ است. از مدل‌های واریوگرام مورد استفاده در بیان ساختار همبستگی فرایندهای تصادفی در جدول ۲-۱ فهرست شده اند.



شکل ۲-۳- نمودار واریوگرام

¹ Chiasson

² Jaksa

³ Range

⁴ Sill

⁵ Nugget effect

اگر فاصله جدایش به اندازه‌ای بزرگ بود که $Y(Z)$ و $Y(Z+\tau)$ نسبت به یکدیگر فاقد همبستگی باشند (دامنه تأثیر $\tau \geq$)، مقدار واریوگرام معادل واریانس جامعه خواهد بود. بنابراین، حد آستانه‌ای واریوگرامی که به آن میل می‌کند مساوی واریانس جامعه متناظر است. اگر واریانس جامعه نامعلوم باشد می‌توان از واریانس نمونه برای برآورد مقادیر حد آستانه‌ای استفاده نمود (دیوید، ۲۰۱۲؛ ژورنل و هویبرگتس^۱، ۱۹۷۸).

جدول ۲-۱- مدل‌های واریوگرام نظری مرسوم (ژو، ۲۰۱۸)

مدل	تابع واریوگرام نظری
کروی	$\gamma(\tau) = \begin{cases} c \cdot \left[\frac{\tau}{a} - \frac{1}{2} \left(\frac{\tau}{a} \right)^2 \right], & \text{if } \tau \leq a. \\ c, & \text{if } \tau > a. \end{cases}$
نمایی	$\gamma(\tau) = c \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{\tau}{a}\right) \right]$
گاوسی	$\gamma(\tau) = c \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{\tau^2}{a}\right) \right]$

(۲) رویکرد تابع خودهمبستگی

روش دیگری که برای ارزیابی ساختار فضایی وجود دارد، تابع خودهمبستگی (یا به اختصار همبستگی) است. رویکرد تابع همبستگی که یک مفهوم ریاضی است توسط مهندسين برای نمایش تغییرات فضایی ویژگی‌های محیط نیز استفاده شده است. تابع همبستگی برای یک فضای تصادفی ایستا توسط رابطه (۲-۱۷) قابل نمایش است:

$$\hat{\rho}(\tau) = \frac{\sum_{i=1}^{n(\tau)} [Y(z) - \mu] [Y(z + \tau) - \mu]}{[n(\tau) - 1] \hat{\sigma}^2} \quad (2-17)$$

که در آن n تعداد جفت نقطه جدا شده از هم با فاصله τ است. همانند واریوگرام، تعداد جفت نقطه برای محاسبه $\hat{\rho}(\tau)$ با افزایش τ کاهش می‌یابد. عموماً، تعداد جفت نقطه‌ها هنگامی برای محاسبه $\hat{\rho}(\tau)$ ناکافی خواهد بود که τ از یک چهارم دامنه فضای نمونه‌گیری بیشتر شود (باکس^۲ و همکاران، ۲۰۱۵؛ لامب^۳، ۱۹۷۵). برای یک میدان تصادفی با روند وابسته به عمق، یک فرایند روندزدا به منظور حصول اطمینان از ایستا بودن میدان تصادفی مورد نیاز خواهد بود. واریوگرام نمونه (بدون اثر قطعه‌ای) و تابع

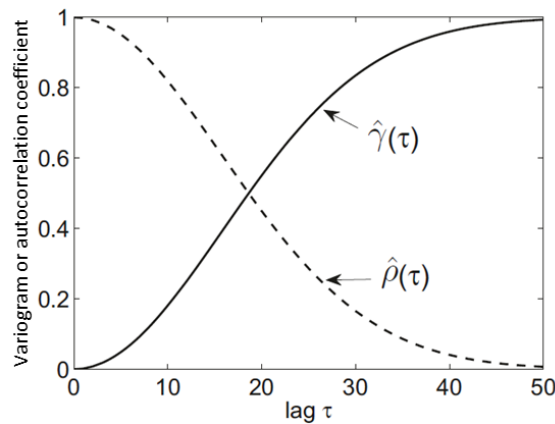
¹ Journel and Huijbregts

² Box

³ Lumb

همبستگی نمونه مطابق با شکل ۲-۴ که در آن $Var[m(z)] = 1$ است، از رابطه (۲-۱۸) پیروی می-کنند.

$$\hat{\rho}(\tau) = Var[m(z)] [1 - \hat{\gamma}(\tau)] \quad (2-18)$$



شکل ۲-۴- رابطه بین واریوگرام و تابع همبستگی با $Var[m(z)] = 1$ (ژو، ۲۰۱۸)

مدل‌های نظری خودهمبستگی در طی ارزیابی همبستگی فضایی به منظور حصول ویژگی‌های اساسی میدان تصادفی مورد نیاز هستند. در اینجا تنها ویژگی مورد نظر طول همبستگی فضایی می‌باشد. بنابر نظر فنتون و گریفیت (۲۰۰۸) مقیاس نوسان که گاهی اوقات طول همبستگی فضایی نیز نامیده می-شود، به زبان ساده فاصله‌ای است که نقاط در آن دارای همبستگی معنی‌داری هستند (بیشتر از ۱۰٪). از طرف دیگر، دو نقطه به فاصله‌ای بیشتر از طول همبستگی تقریباً غیرهمبسته خواهند بود. انواع تابع‌های همبستگی مرسوم به همراه مقیاس نوسان آن‌ها در جدول ۲-۲ ارائه شده اند (نی^۱ و همکاران، ۲۰۱۵؛ فنمارکه، ۲۰۱۰ و ۱۹۷۷).

جدول ۲-۲- تابع‌های خودهمبستگی نظری (جکسا و همکاران، ۱۹۹۹)

تابع خودهمبستگی نظری	تابع خودهمبستگی
کروی	$\gamma(\tau) = \begin{cases} c \cdot \left[\frac{3}{2} \frac{\tau}{\theta} - \frac{1}{2} \left(\frac{\tau}{\theta} \right)^3 \right], & \text{if } \tau \leq \theta \\ 0, & \text{if } \tau > \theta \end{cases}$
مثلثی	$\rho(\tau) = \begin{cases} c \cdot \left[1 - \frac{ \tau }{\theta} \right] & \tau \leq \theta \\ 0 & \tau > \theta \end{cases}$
نمایی مرتبه اول یا مارکوف	$\rho(\tau) = c \cdot e^{-\frac{ \tau }{\theta}}$
نمایی مرتبه دوم یا گاوسی	$\rho(\tau) = c \cdot e^{-\left(\frac{ \tau }{\theta} \right)^2}$
مارکوف مرتبه دوم	$\rho(\tau) = c \cdot \left(1 + \frac{ \tau }{\theta} \right) e^{-\frac{ \tau }{\theta}}$
نمایی کسینوسی	$\rho(\tau) = c \cdot \left(\cos \left(\frac{ \tau }{\theta} \right) \right) e^{-\frac{ \tau }{\theta}}$

¹ Nie

همان‌طور که اشاره شد دو رویکرد فوق از ویژگی‌های متفاوتی برای تعریف تغییرپذیری فضایی استفاده می‌کنند که به ترتیب دامنه تأثیر و مقیاس نوسان نام دارند. هر دوی این عامل‌ها نشان‌دهنده فاصله‌ای هستند که مقادیر یک ویژگی خاص در آن فاصله به شدت همبستگی دارند. رابطه (۲-۱۸) و شکل ۲-۴ نشان می‌دهند که در میدان تصادفی ایستا واریوگرام و همبستگی نمونه از یک رابطه خطی پیروی می‌نمایند. با مقایسه مدل‌های واریوگرام نظری با مدل‌های همبستگی می‌توان نتیجه گرفت تا زمانی که مدل واریوگرام نظری و مدل همبستگی نظری تابع رابطه (۲-۱۸) باشند، دامنه تأثیر و مقیاس نوسان یکسان خواهند بود.

۲-۵-۴- تابع کوواریانس

ماتریس کوواریانس (CV) را می‌توان با استفاده از تابع خودهمبستگی که معرف همبستگی فضایی بین مقادیر نرمال‌شده ویژگی مورد نظر هستند، تولید نمود. این ماتریس با رابطه (۲-۱۹) تعریف می‌شود:

$$CV = \sigma^2 \rho(\tau_x, \tau_y) \quad (2-19)$$

ماتریس منتهی یک ماتریس مربعی متقارن با تعداد سطر و ستون‌هایی برابر با تعداد المان‌های مدل-سازی شده خواهد بود.

۲-۵-۵- انواع ناهمسانی و میدان تصادفی

سنگ‌ها به‌ویژه نوع رسوبی آن‌ها به علت روند شکل‌گیری و ماهیت ذاتی تغییرپذیر هستند. در اغلب موارد به دلیل روند شکل‌گیری سنگ‌ها ناهمسانی در ساختار آن‌ها مشاهده می‌شود. این ناهمسانی به-طور کلی بر دو نوع است. در نوع اول، سنگ بسته به شرایط اولیه شکل‌گیری دچار ناهمسانی می‌شود. در نوع دوم که از آن با نام ناهمسانی القایی نیز یاد می‌شود، به دلیل تغییراتی که در تنش‌های وارد بر سنگ به وجود می‌آید، سنگ در طی زمان دچار ناهمسانی می‌شود. این نوع ناهمسانی منجر به ایجاد تغییراتی در ویژگی‌های سنگ از قبیل تغییر شکل پذیری و ظرفیت باربری می‌شود به همین دلیل این نوع ناهمسانی می‌بایست مورد توجه قرار گیرد.

بر اساس اطلاعات حاصل از آزمایش‌های انجام‌شده، مقیاس نوسان قائم برای اغلب ژئومتریال‌ها در حدود ۰/۵ الی ۶۰ متر و مقیاس نوسان افقی در حدود ۴۰ الی ۶۰ متر به دست آمده است. رابطه مارکووین را می‌توان جهت تولید ماتریس کوواریانس مورد استفاده قرار داد. برای این منظور از رابطه (۲-۲۰) برای تعریف تابع خودهمبستگی استفاده می‌شود (فنتون و همکاران، ۲۰۰۹):

$$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left(- \sqrt{\left(\frac{\tau_x}{\theta_x} \right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\theta_y} \right)^2} \right) \quad (20-2)$$

در این رابطه، چنانچه مقیاس نوسان در هر دو راستای افقی و عمودی برابر باشد تابع خودهمبستگی به صورت رابطه (۲۱-۲) خواهد بود:

$$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left(- \frac{\tau}{\theta} \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} \right) \quad (21-2)$$

در این رابطه، θ مقیاس نوسان است. در این رساله، از تابع خودهمبستگی فوق برای تعریف ساختار همبستگی فضایی ویژگی‌ها استفاده شده است.

۲-۵-۶- نوسان میدان تصادفی، میانگین‌گیری محلی و کاهش واریانس

واریانس معلوم (σ^2) تغییرپذیری فضایی ذاتی را در یک نقطه مشخص می‌کند. با این حال، به منظور تولید میدان تصادفی نیاز به تعریف واریانس در مقیاس یک المان (σ_T^2) خواهد بود. این مشخصه به عنوان واریانس کاهش‌یافته شناخته شده و از طریق فرایند میانگین‌گیری محلی به منظور در نظر گرفتن تأثیر اندازه نمونه قابل محاسبه است (فنتون و گریفیث، ۲۰۰۸). رابطه (۲۲-۲) را می‌توان برای محاسبه واریانس کاهش‌یافته مورد استفاده قرار داد (شن و فو، ۲۰۱۱):

$$\sigma_T^2 = \sigma^2 \Gamma(T) \quad (22-2)$$

که در آن T دامنه میانگین‌گیری و $\Gamma(T)$ تابع یا عامل کاهش واریانس است. $\Gamma(T)$ کاهش واریانس نقطه‌ای σ^2 را تحت فرایند میانگین‌گیری محلی اندازه‌گیری می‌کند. این عامل به تابع همبستگی $(\rho(\tau))$ و اندازه المان بستگی دارد. اگر همبستگی فضایی فقط تابع فاصله مستقیم نقاط (مطابق با رابطه ۲۱-۲) در نظر گرفته شود، تابع کاهش واریانس به صورت رابطه (۲۳-۲) خواهد بود:

$$\Gamma(T) = \frac{1}{T^2} \int_0^T \int_0^T (T - \tau) \rho(\tau) d\tau \quad (23-2)$$

که در آن τ نماینده فاصله بین هر دو نقطه واقع در فضای تصادفی است. برای همبستگی فضایی دوبعدی (رابطه ۱۸-۲)، در یک المان محدود مربعی شکل رابطه فوق به شکل رابطه (۲۴-۲) در خواهد آمد:

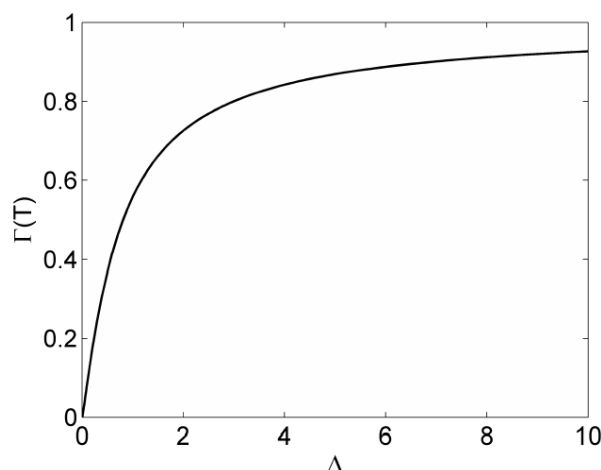
$$\Gamma(T) = \frac{1}{T^2} \int_0^T \int_0^T (T - \tau_x) (T - \tau_y) \rho(\tau) d\tau_x d\tau_y \quad (24-2)$$

که در آن τ_x و τ_y برابر با فاصله بین هر دو نقطه واقع در فضای تصادفی به ترتیب در دو جهت x و y هستند. تابع‌های کاهش واریانس برای دیگر مدل‌های همبستگی توسط فنمارکه (۲۰۱۰) ارائه شده اند.

گاهی اوقات، از یک مقیاس نوسان بدون بعد (Δ) برای بیان میزان طول همبستگی فضایی ویژگی‌های توده‌سنگ استفاده می‌شود. این مقیاس از تقسیم مقیاس نوسان (θ) بر یک بعد مشخص از هندسه فضای تصادفی مانند طول المان (T) به صورت رابطه (۲-۲۵) به دست می‌آید.

$$\Delta = \frac{\theta}{T} \quad (2-25)$$

انتگراسیون عددی تابع کاهش واریانس رابطه (۲-۲۳) منتج به نمودار ارائه شده در شکل ۲-۵ می‌شود. مطابق با این شکل، $\Gamma(T)$ با افزایش مقیاس نوسان بدون بعد افزایش می‌یابد.



شکل ۲-۵- نمودار عامل کاهش واریانس در برابر مقیاس نوسان بدون بعد برای یک تابع همبستگی مارکووی

۲-۵-۷- میدان تصادفی فاقد همبستگی متقابل

به منظور تولید میدان تصادفی گاوسی با میانگین μ و انحراف استاندارد σ از رابطه (۲-۲۶) بهره‌گیری می‌شود:

$$U = \mu + \sigma_T \cdot U2 \quad (2-26)$$

که در آن، $U2$ میدان تصادفی گاوسی همبسته بوده و می‌توان آن را با رابطه (۲-۲۷) توصیف نمود:

$$U2 = L \cdot U1 \quad (2-27)$$

در این رابطه L ماتریس پایین مثلثی حاصل از تجزیه چولسکی ماتریس کوواریانس است؛ $U1$ میدان تصادفی نرمال شده گاوسی با میانگین صفر و انحراف استاندارد واحد است. رابطه (۲-۲۸) از طریق جایگذاری رابطه (۲-۲۲) در رابطه (۲-۲۶) به صورت زیر حاصل می شود:

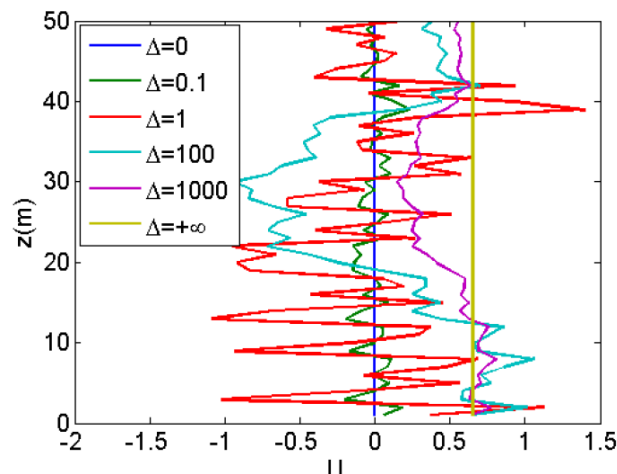
$$U = \mu + \sigma\sqrt{\Gamma}.L.U1 \quad (2-28)$$

لازم به ذکر است که میدان تصادفی تولید شده در این حالت یک میدان فاقد همبستگی متقابل و دارای مقیاس نوسان یکسان در هر دو راستای قائم و افقی خواهد بود. مقیاس نوسان بدون بعد از طریق تابع همبستگی با هر دوی عامل کاهش واریانس (Γ) و ماتریس کوواریانس (L) در ارتباط است. بنابراین، طول همبستگی یا مقیاس نوسان بدون بعد می تواند از دو طریق بر نوسان میدان تصادفی اثرگذار باشد:

(۱) طول همبستگی فضایی بدون بُعد از طریق عامل کاهش واریانس بر نوسان میدان تصادفی تأثیر می گذارد. مطابق با شکل ۲-۶، کاهش طول همبستگی سبب کاهش عامل کاهش واریانس شود که خود می تواند از مقدار واریانس در مقیاس المان و نوسان میدان تصادفی بکاهد. اگر مقیاس نوسان برابر با صفر باشد، مقدار مربوط به هر المان در یک میدان تصادفی برابر با مقدار میانگین (μ) خواهد بود.

(۲) طول همبستگی فضایی از طریق ماتریس کوواریانس (L) بر روی نوسان میدان تصادفی اثر می گذارد. در مقایسه با طول همبستگی بزرگ، یک مقیاس نوسان کوچک می تواند منجر به یک میدان تصادفی گاوسی دارای همبستگی فضایی ($U2$) با نوسان نسبتاً بزرگ شود. بنابراین، میدان تصادفی نهایی می تواند نوسان زیادی داشته باشد. نوسان میدان تصادفی با افزایش طول همبستگی فضایی نرمال شده کاهش می یابد. هنگامی که طول همبستگی فضایی نرمال شده به بی نهایت میل می کند، میدان تصادفی هیچ نوسانی نخواهد داشت. با این وجود، مقدار این میدان تصادفی با مقدار میانگین برابر نخواهد بود.

بنابراین، طول همبستگی فضایی بدون بعد از دو طریق بر نوسان میدان تصادفی اثرگذار خواهد بود. افزایش این عامل باعث کاهش نوسان از طریق ماتریس کوواریانس و به طور همزمان افزایش نوسان از طریق کاهش واریانس می شود. مثالی از یک میدان تصادفی با در نظر گرفتن هر دو عامل کوواریانس و کاهش واریانس در شکل ۲-۶ نشان داده شده است. مشاهده می شود که نوسان میدان تصادفی در هنگامی که طول همبستگی فضایی در حد متوسط باشد، بیشترین مقدار را دارد و با کاهش یا افزایش طول همبستگی از این مقدار مشخص، نوسان میدان کاهش می یابد.



شکل ۲-۶- تأثیر طول همبستگی فضایی بر روی یک میدان تصادفی ($\mu=0$ و $\sigma=1$) (ژو، ۲۰۱۸)

۲-۵-۸- میدان تصادفی با همبستگی متقابل

همان‌طور که اشاره شد تابع خودهمبستگی در صورتی که مقیاس نوسان در دو راستای قائم و افقی متفاوت باشد از رابطه (۲-۲۲) به دست می‌آید. ماتریس کوواریانس برای چنین توده‌سنگی با جایگذاری (τ_x, τ_y) به جای (τ) در رابطه (۲-۲۱) حاصل خواهد شد.

پس از تولید میدان تصادفی نرمال با استفاده از رابطه (۲-۲۸)، می‌توان بین پارامترهای مختلف همبستگی ایجاد نمود که به آن همبستگی متقابل^۱ می‌گویند. در این مطالعه، بین چسبندگی زاویه اصطکاک داخلی همبستگی عرضی در نظر گرفته شده است. بنابراین، برای تولید یک محیط تصادفی که هر پارامتر در آن خودهمبسته^۲ بوده و با پارامتر دیگر همبستگی عرضی دارد از رابطه (۲-۲۹) می‌توان استفاده نمود:

$$\rho_{cc} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{c\varphi} \\ \rho_{c\varphi} & 1 \end{bmatrix} \quad (2-29)$$

ماتریس ρ_{cc} همبستگی متقابل نامیده می‌شود که درایه‌های آن معرف ضریب همبستگی بین ویژگی‌های مختلف هستند. در فصل ۵، مقدار درایه ضریب همبستگی بین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برابر با $0/6$ منظور شده است. در مرحله بعد، میدان تصادفی اصلاح‌شده از رابطه (۲-۳۰) به دست می‌آید:

$$U3 = L'.U2 \quad (2-30)$$

¹ Cross-Correlation

² Auto-Correlated

که در آن $U2$ ماتریس فضای تصادفی خود همبسته و L' ماتریس پایین مثلثی حاصل از جداسازی ماتریس ρ_{cc} به روش چولسکی است. در نهایت، میدان تصادفی برای هریک از ویژگی‌ها با میانگین و انحراف استاندارد مشخص از رابطه (۳۱-۲) به دست خواهد آمد:

$$U' = \mu + \sigma\sqrt{F}.U3 \quad (31-2)$$

که در رابطه فوق μ میانگین نرمال و σ انحراف استاندارد هر یک از ویژگی‌های ژئومکانیکی می‌باشد. از آنجایی که مشخصات ژئومکانیکی سنگ مقادیر منفی را نمی‌توانند اتخاذ نمایند بنابراین برای دسته‌ای از ویژگی‌ها از توابع توزیع بریده شده^۱ به مقادیر مثبت استفاده می‌شود.

۲-۶- تجزیه ماتریسی کوواریانس

روش تجزیه ماتریس به منظور تجزیه ماتریس متقارن مذکور که درایه‌های مثبت دارد به ماتریسی پایین مثلثی تجزیه می‌شود (القاضی و ویلیامز^۲، ۲۰۰۰). سپس، ماتریس تولیدشده به این روش به منظور استفاده در روش مونت کارلو مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نهایت نتایج مدل به منظور تولید خروجی‌های احتمالاتی به صورت آماری تحلیل می‌شوند. در مقایسه با این روش، روش‌های حل دقیق یا بسته^۳ مقادیر منحصر به فرد را به عنوان نتیجه ارائه می‌دهند. استفاده از روش‌های احتمالاتی در این چهارچوب از قابلیت منظور کردن عدم قطعیت‌های ناشی از تغییرپذیری ویژگی‌های ورودی مسئله برخوردار خواهد بود. از طرف دیگر، بایستی توجه داشت که بهره‌گیری از این روش نیازمند حافظه کامپیوتری زیادی برای اجرای محاسبات بوده که البته با پیشرفت فناوری این مشکل نیز در حال رفع شدن است.

۲-۶-۱ روش تجزیه چولسکی

خلاصه‌ای از الگوریتم تجزیه ماتریس بر اساس روش چولسکی^۴ در این جا شرح داده می‌شود. چنانچه ماتریس A یک ماتریس متقارن با مقادیر مشخص مثبت باشد، تجزیه زیر را می‌توان انجام داد (چن و اسکاتورن^۵، ۱۹۷۱):

$$A = L.L^t = R.R^t \quad (32-2)$$

¹ Truncated distribution function

² El-kadi and Williams

³ Closed-form solution

⁴ Cholesky decomposition

⁵ Chen and Scawthorn

ماتریس $L = R^t$ یک ماتریس پایین مثلثی است. الگوریتم چولسکی بر اساس روابط بالا به صورت رابطه (۳۳-۲) نوشته می شود:

$$A = \sum_{k=1}^{\min(i,j)} L_{ik} \cdot L_{kj}^T = \sum_{k=1}^{\min(i,j)} L_{ik} \cdot L_{jk} \quad (33-2)$$

حد بالای مجموع ذکر شده مقدار کمینه i و j ناشی از خاصیت مثلثی بودن ماتریس L می باشد. رابطه بالا دوباره می تواند برای $i > m$ برای ستون m ماتریس L به صورت رابطه (۳۴-۲) مرتب شود:

$$L_{ij} \cdot L_{jj} = A_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} L_{ik} \cdot L_{jk} \quad (34-2)$$

به این ترتیب در هر مرحله ابتدا مقدار عضو قطری هر ستون محاسبه شده و بر اساس مقدار محاسبه شده در مراحل پیشین مقدار عضو قطری در این مرحله، دیگر اعضای هر ستون محاسبه می شود. این روند هنگامی که آخرین عضو قطری ماتریس پایین مثلثی محاسبه شود تکرار می گردد. از رابطه های (۳۵-۲) و (۳۶-۲) به ترتیب برای محاسبه اعضای قطری و غیرقطری استفاده می شود.

$$L_{ij} = \left(A_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} L_{jk}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{for } i = j \quad (35-2)$$

$$L_{ij} = \frac{\left(A_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} L_{ik} \cdot L_{jk} \right)}{L_{jj}} \quad \text{for } i \neq j \quad (36-2)$$

در انتها ماتریس A را می توان به صورت حاصل ضرب دو ماتریس پایین و بالا مثلثی مطابق با رابطه (۳۷-۲) نوشت:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & \dots & A_{1m} \\ A_{21} & A_{22} & \dots & A_{2m} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ A_{m1} & A_{m2} & \dots & A_{mm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l_{11} & 0 & \dots & 0 \\ l_{21} & l_{22} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ l_{m1} & l_{m2} & \dots & l_{mm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{11} & u_{12} & \dots & u_{1n} \\ 0 & u_{22} & \dots & u_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & u_{mm} \end{bmatrix} \quad (37-2)$$

۷-۲- جمع بندی

مفاهیم کلی عدم قطعیت در زمینه تحلیل پایداری سازه های زیرزمینی در این فصل ارائه شد. بر پایه مباحث این فصل می توان اذعان داشت عدم قطعیت در مهندسی ژئومکانیک نقش مهمی ایفا می کند و

بایستی در این قبیل مسائل در نظر گرفته شود. در فصل بعد مطالعات انجام شده در زمینه به کارگیری روش های احتمالاتی به منظور شبیه سازی ماهیت تصادفی ژئومتریال ها ارائه خواهد شد.

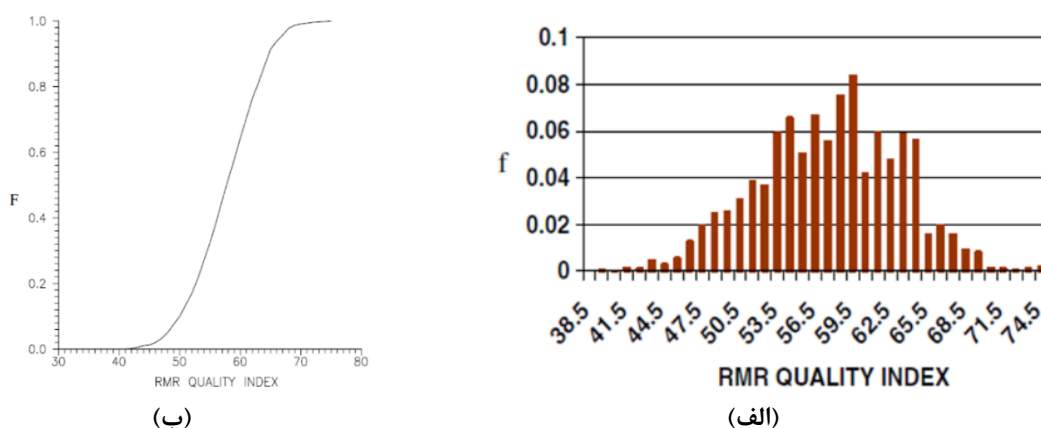
فصل سوم: مروری بر مطالعات پیشین

۳-۱- مقدمه

طراحی و اجرای سازه‌های زیرزمینی در شرایط متفاوت تجربیاتی در پی دارد که در آثار تحقیقاتی منتشر شده قابل دسترسی هستند. از این‌رو، در این فصل به بررسی سابقه موضوع پرداخته می‌شود. تحقیقات انجام‌شده در زمینه تحلیل پایداری حفاریات زیرزمینی به دو بخش روش‌های قطعی و روش‌های احتمالاتی قابل دسته‌بندی است. روش‌های احتمالاتی نیز خود به تحلیل‌های اعتباری، مدل‌سازی عددی-احتمالاتی بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی، با در نظر گرفتن آن و ... تقسیم می‌شود. با توجه به موضوع رساله، در این فصل اهم تحقیقات انجام‌گرفته در قالب روش‌های عددی-احتمالاتی مرور می‌شود.

۳-۲- تحلیل عددی-تصادفی بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی

اورسته^۱ (۲۰۰۵) یک رویکرد احتمالاتی-عددی را برای طراحی سیستم نگهداری اولیه تونل در قالب روش‌های واکنش نامعین استاتیکی^۲ و اجزای محدود^۳ ارائه کرده است. این رویکرد توزیع‌های احتمالاتی شاخص ژئومکانیکی توده‌سنگ و پارامترهای مکانیکی ماده نگهدارنده را در نظر می‌گیرد. بنابر نظر وی یک تابع توزیع احتمال را می‌توان برای هر یک از پنج پارامتر موثر بر عدد رده‌بندی RMR بر داده‌های جمع‌آوری شده در طول یک خط برداشت بر روی رخنمون سنگ، تونل‌های راهنما، گمانه‌ها، آزمون‌های آزمایشگاهی و برجا به‌دست آورد (شکل ۳-۱). در مطالعات اورسته با فرض استقلال پارامترها از یکدیگر، توزیع احتمالاتی RMR از طریق روش مونت کارلو محاسبه شده است.



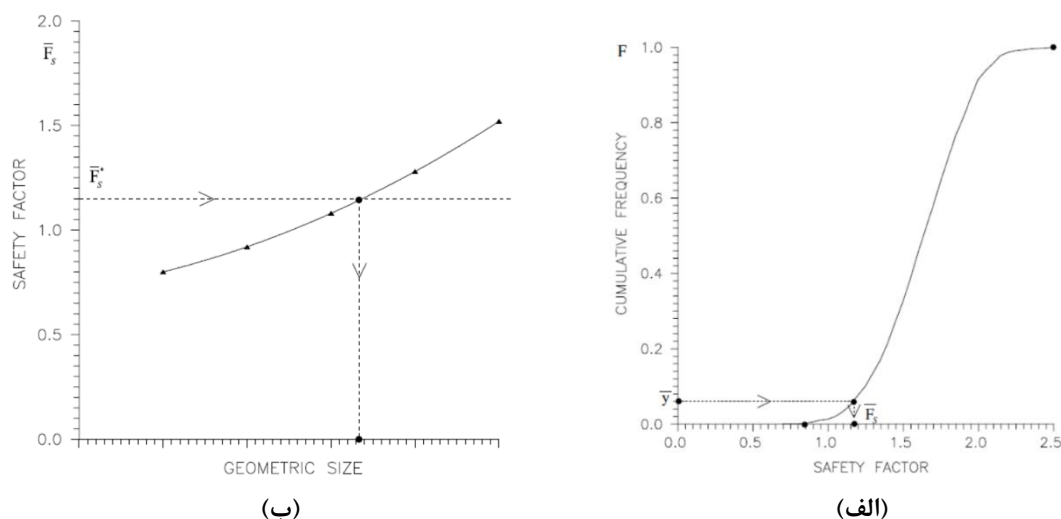
شکل ۳-۱- توزیع آماری RMR بخشی از تونلی در ایتالیا. (الف) تابع توزیع احتمال؛ (ب) تابع توزیع تجمعی (اورسته، ۲۰۰۵)

¹ Oreste

² Hyper-static Response Method (HRM)

³ Finite Element Method (FEM)

وی برای محاسبه توزیع احتمالاتی امتیاز RMR از مقدار میانگین (RMR_m) ، واریانس (σ_{RMR}^2) و در نهایت تابع توزیع تجمعی^۱ آن استفاده نمود. مقادیر مقاومت فشاری تک محوره، مقاومت کششی و برشی سیستم نگهداری توسط روش مونت کارلو محاسبه شده و به سه مقدار حداکثر از تنش‌های محاسبه شده در طول پروفیل تونل تقسیم شده و سه فاکتور ایمنی برای هر یک با توجه به مد شکست فشاری، کششی و برشی برای آن‌ها تعریف شد. وی طراحی نگهداری با رویکرد احتمالاتی را از طریق تحلیل شکل تابع توزیع تجمعی فاکتورهای ایمنی برای شرایط هندسی فرضی مختلف (در مورد شاتکریت در ضخامت‌های متفاوت) انجام داده است. برای هر ضخامت فرضی از پوشش، با شناسایی بحرانی‌ترین توزیع سه ضریب ایمنی، تعیین مقدار حدی ضریب ایمنی $(\bar{F}_s)$ که در ارتباط با احتمال از پیش تعیین شده $(\bar{y})$ است، امکان پذیر می‌گردد (شکل ۲-۳ الف و ب).



شکل ۲-۳- الف) ارزیابی مقدار حدی $\bar{F}_s$ ؛ ب) طراحی یک سازه نگهداری بر مبنای $\bar{F}_s$ (اورسته، ۲۰۰۵)

معارف‌وند و وردل^۲ (۲۰۰۸) به منظور دخیل نمودن عدم قطعیت داده‌ها در هنگام مدل‌سازی عددی اجزای مجزا^۳ و تحلیل تأثیر آن‌ها بر روی نتایج مدل یک روش المان مجزای احتمالاتی مبتنی بر کد $UDEC$ توسعه داده‌اند. این روش اجازه تخصیص بیشتر داده‌های مکانیکی و فیزیکی را در یک شکل احتمالاتی می‌دهد. رویکرد مذکور از روش تقریب دو گشتاور آماری ابتدایی برای توسعه یک کد محاسباتی احتمالاتی به نام کد احتمالاتی اجزای مجزا^۴ ($PUDEC$) استفاده می‌نماید (شکل ۳-۳). در این رویکرد بلوک‌ها کاملاً تغییر شکل پذیر بوده و رفتار مکانیکی درزه‌ها نیز در آن منظور شده است. با توجه به جابجایی‌های برشی پلاستیک درزه‌ها، ورودی رفتار پلاستیسیته در این کد مبتنی بر مقایسه

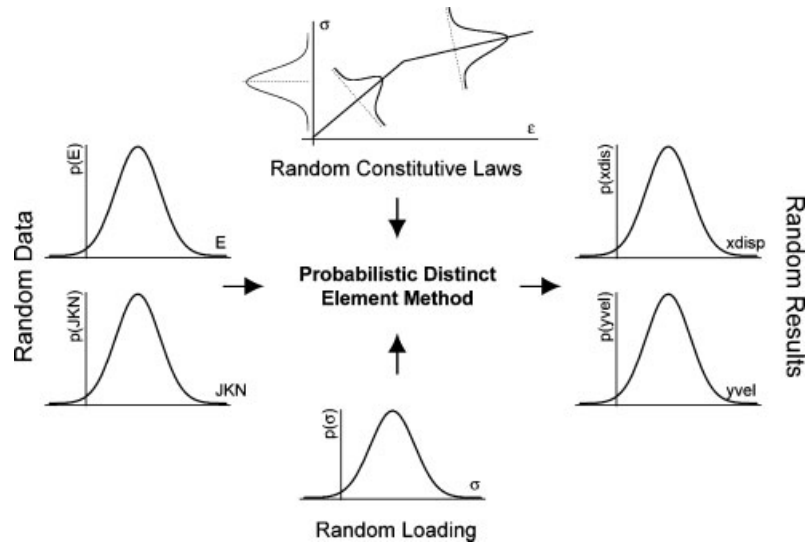
^۱ Cumulative Distribution Function (CDF)

^۲ Moarefvand and Verdel

^۳ Discrete Element Method (DEM)

^۴ Probabilistic Universal Distinct Element Method (PUDEC)

بین امید ریاضی برش تجمعی درزه (τ') و امید ریاضی برش حداکثر (τ'_{max}) است که خود به امید ریاضی چسبندگی (c)، تنش نرمال (σ_n) و زاویه اصطکاک (ϕ) بستگی دارد؛ به ترتیبی که در معیار موهر-کولمب رابطه (۱-۳) آمده است:



شکل ۳-۳- نمایش معرف کد PUDEC (معارف‌وند و وردل، ۲۰۰۸)

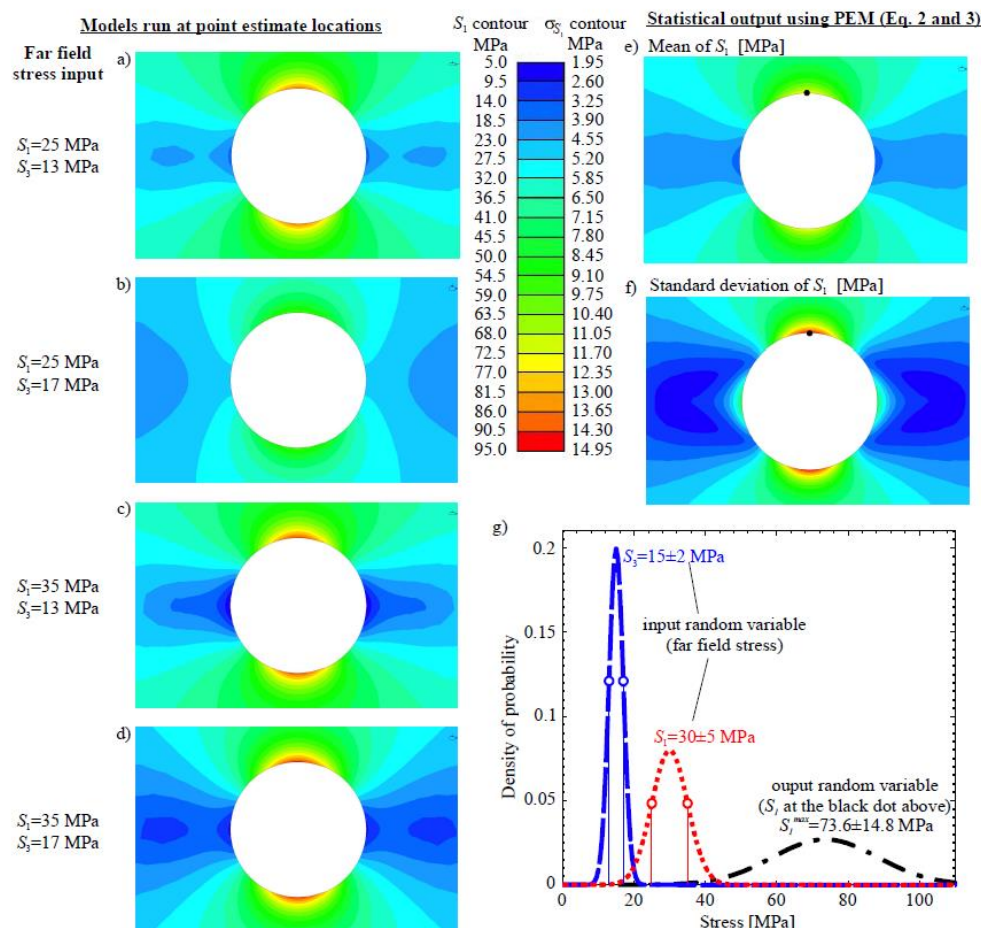
$$\tau'_{max} = c + \sigma_n \tan \phi \Rightarrow E(\tau'_{max}) = E(c) + E(\sigma_n)E(\tan \phi) \quad (1-3)$$

به‌وسیله چند تقریب (متغیرهای غیرهم‌بسته)، واریانس τ'_{max} را می‌توان توسط معادله (۲-۳) به‌دست آورد:

$$Var(\tau'_{max}) = Var(c) + Var(\sigma_n) \tan^2 \phi + (\sigma_n)^2 Var(\tan \phi) + Var(\sigma_n) Var(\tan \phi) \quad (2-3)$$

جریان پلاستیک هنگامی آغاز می‌شود که $E(\tau') > E(\tau'_{max})$ باشد و از این نقطه به بعد فرض بر این است که واریانس برش ثابت و مساوی واریانس τ_{max} باقی می‌ماند. مفروضات یکسانی برای بلوک-های تغییرشکل‌پذیر در هنگام شروع مد پلاستیک در این کد تخصیص داده شده است. با این وجود، محاسبات هیدرولیکی و حرارتی در این کد در نظر گرفته نشده‌اند. همچنین، معیارهای پلاستیک مفروض در این کد معیار موهر-کولمب و معیار تسلیم پیوسته بوده است. علاوه بر آن، جنبه‌های هندسی مدل‌سازی یک بلوک که ممکن است درجه‌ای از عدم قطعیت را با خود به‌همراه داشته باشد نیز در این کد در نظر گرفته نشده است.

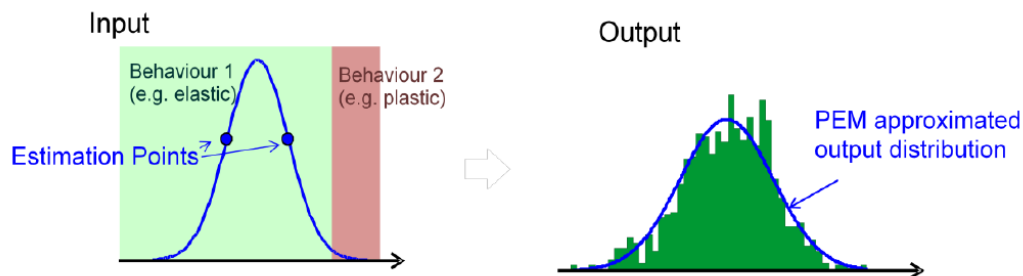
والی و همکاران (۲۰۱۰) روش احتمالاتی تخمین نقطه‌ای را در قالب روش عددی اجزای محدود در نرم‌افزار *Phase2* مورد استفاده قرار داده اند (شکل ۳-۴). بنابر نظر آن‌ها رویکرد تخمین نقطه‌ای یک روش کارآمد برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در تحلیل‌های اجزای محدود مهیا می‌کند.



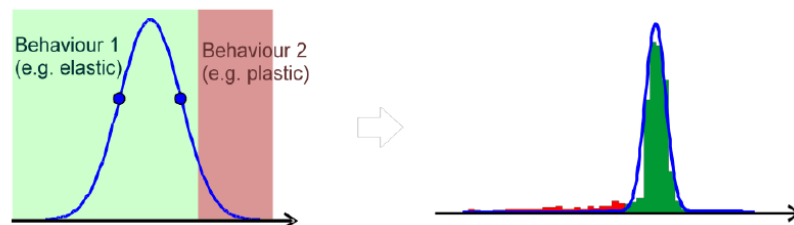
شکل ۳-۴- محاسبات تخمین نقطه‌ای-اجزای محدود در *Phase2* (والی و همکاران، ۲۰۱۰)

با این وجود، افزایش پیچیدگی مدل سبب بروز محدودیت‌های روش تخمین نقطه‌ای می‌شود. به‌طور خاص، در مدل‌های پیچیده هنگامی که رفتارهای چندگانه (الاستیک و پلاستیک) به‌صورت همزمان رخ می‌دهند، توزیع خروجی واقعی می‌تواند به‌شدت متفاوت از یک توزیع نرمال باشد و از این‌رو، روش تخمین نقطه‌ای در به‌تصویر کشیدن دقیق آن با مشکل روبرو خواهد بود. به‌عنوان مثال، این موضوع ممکن است در هنگام نزدیک بودن به جبهه پلاستیک که در آن هر دوی مکانیزم‌ها توزیع خروجی را تحت تأثیر قرار می‌دهند، دیده شود. والی و همکاران با مقایسه خروجی روش تخمین نقطه‌ای و شبیه‌سازی مونت کارلو به مطالعه اثرات مذکور پرداخته‌اند. نتایج تحقیقات آن‌ها در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. هنگامی که تمامی ترکیبات نقاط تخمینی و همچنین بخش اصلی توزیع‌های خروجی مکانیزم یکسانی تولید می‌کنند (شکل ۳-۵ الف)، تقریب تخمین نقطه‌ای توزیع خروجی دقیق است.

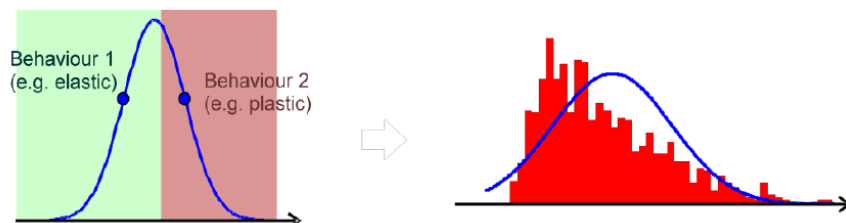
با این وجود، خروجی در هنگام وقوع مدهای رفتاری مختلط (شکل ۳-۵ ب و ج) ممکن است غیردقیق باشد و توانایی به تصویر کشیدن وجود دنباله تابع توزیع خروجی (شکل ۳-۵ ب) و یا شکل کلی تابع توزیع خروجی (شکل ۳-۵ ج) را نخواهد داشت.



(الف)



(ب)

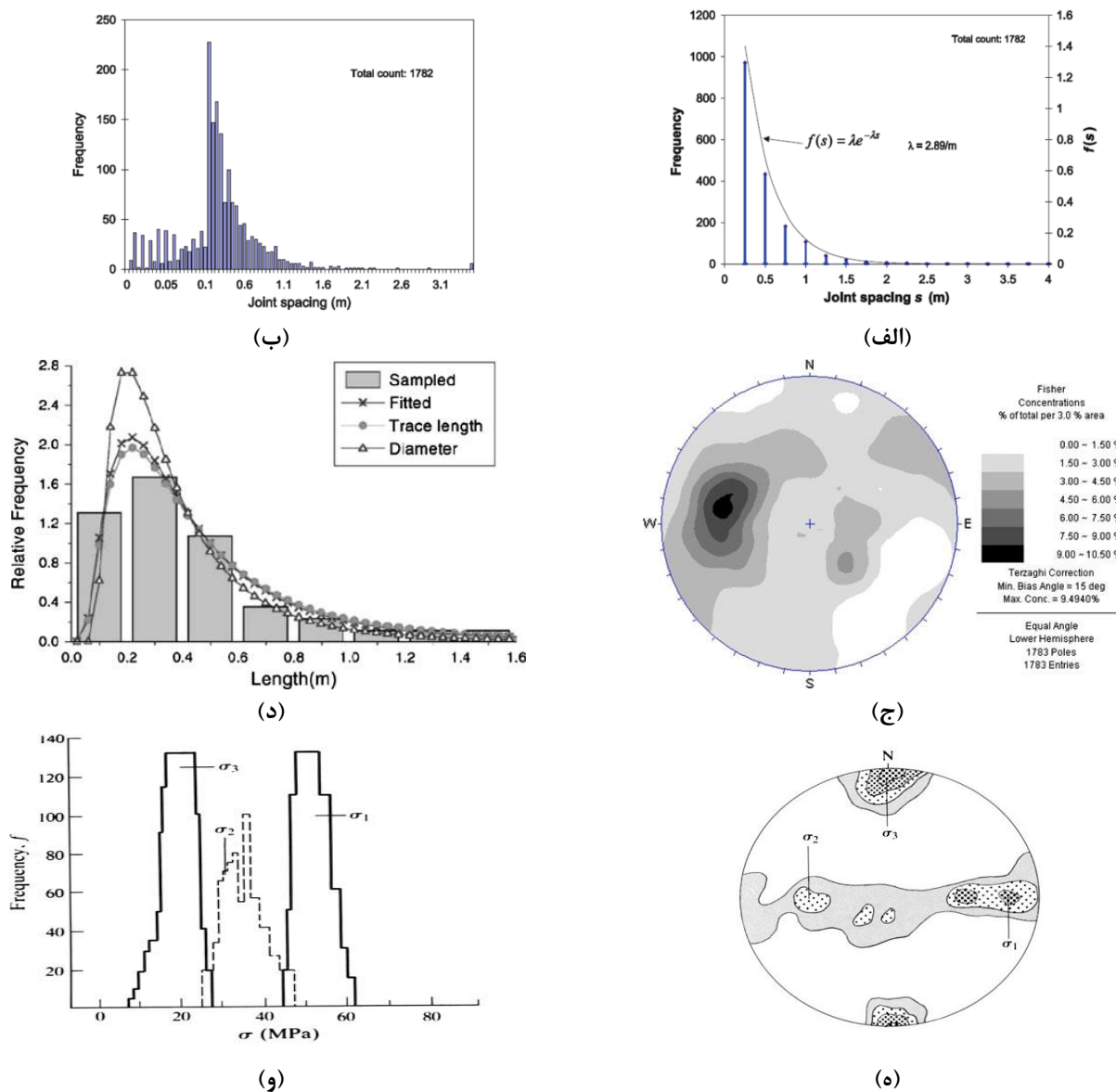


(ج)

شکل ۳-۵- تأثیر رفتار مختلط بر روی دقت PEM در مقایسه با مونت کارلو (والی و همکاران، ۲۰۱۰)

کای (۲۰۱۱) یک رویکرد آماری کمی به منظور استفاده از سیستم شاخص مقاومت زمین‌شناسی در ویژگی‌سنجی توده‌سنگ برای تعیین پارامترهای ورودی به تحلیل عددی در نرم‌افزار Phase2 ارائه نموده است. این رویکرد از حجم بلوک و یک فاکتور شرایط درزه به عنوان عامل‌های ویژگی‌سنجی کمی در تعیین GSI کمک می‌گیرد. رویکرد مذکور بر پایه ارتباط بین عبارت‌های توصیفی مربوط به زمین‌شناسی محیط و پارامترهای میدانی قابل اندازه‌گیری نظیر فاصله‌داری درزه‌ها و زبری سطح درزه که متغیرهایی تصادفی هستند، بنا شده است. در تحقیقات کای، تغییرپذیری میدان تنش برجا و

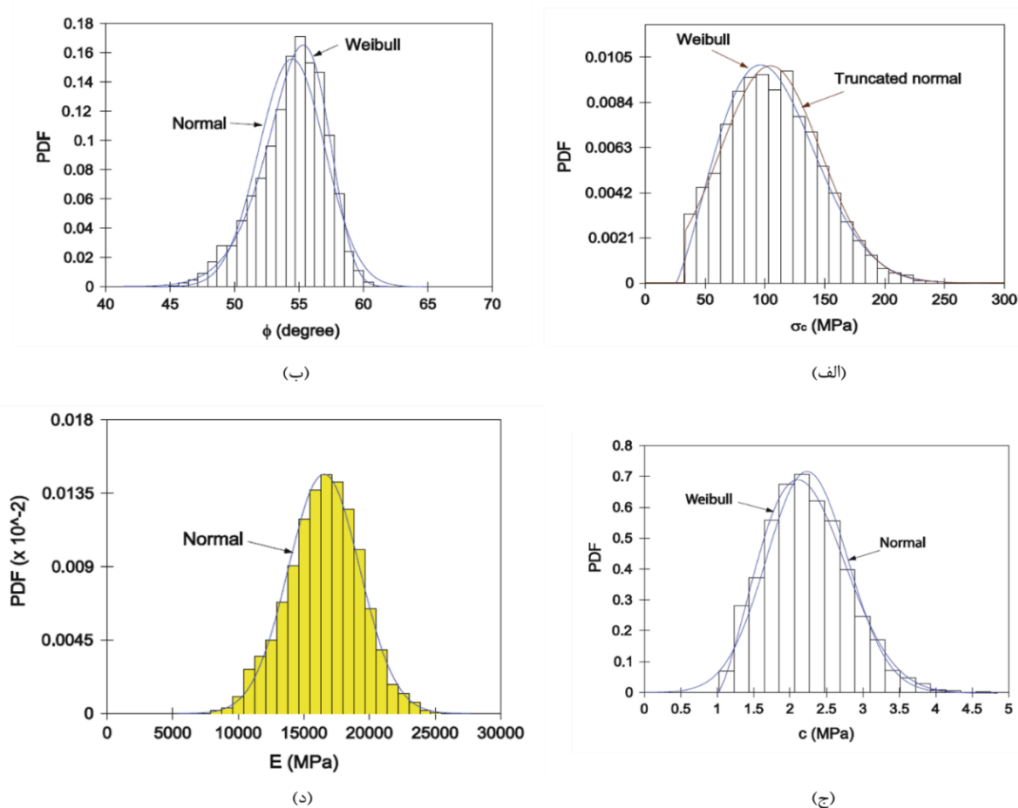
خواص مکانیکی توده‌سنگ‌های درزه‌دار که اغلب ناشی از تصادفی بودن ذاتی یا تغییرات طبیعی می‌باشد، در نظر گرفته شده است (شکل ۳-۶).



شکل ۳-۶- (الف) توزیع نمایی منفی فاصله‌داری درزه‌ها منتج از انتخاب بازه‌ای برابر با ۰/۲۵ متر؛ (ب) توزیع لاگ نرمال فاصله‌داری درزه‌ها منتج از انتخاب بازه ۰/۰۰۵ متری؛ (ج) توزیع جهت‌یابی درزه‌ها از روی لاگینگ مغزه‌های اورینته شده یک گمانه؛ (د) توزیع طول درزه‌ها؛ (ه) توزیع مولفه‌های اصلی تنش برجا؛ (و) جهت مولفه‌های تنش اصلی (کای، ۲۰۱۱)

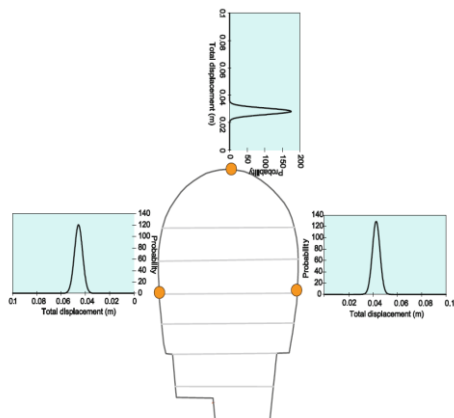
با استفاده از روش مونت کارلو و بهره‌گیری از مقادیر محاسبه شده از داده‌های برداشت‌های میدانی و ترکیب آن با خواص مقاومتی سنگ بکر، توزیع چگالی احتمال پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ و مدول‌های الاستیک آن در تحقیقات کای انجام شده است. به‌علاوه، تحلیل احتمالاتی پایداری تونل و

مغار بر مبنای پارامترهای ورودی متغیر با به کارگیری روش تخمین نقطه‌ای انجام شده است (شکل ۷-۳).

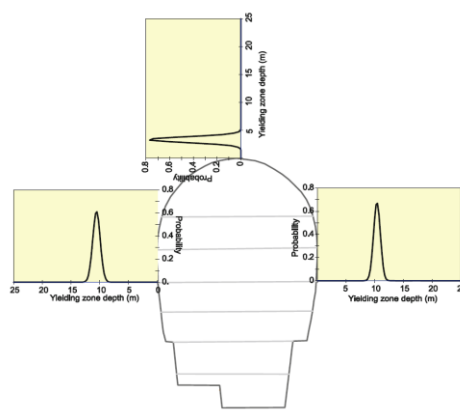


شکل ۷-۳- توزیع: (الف) مقاومت فشاری تک محوره؛ (ب) زاویه اصطکاک داخلی؛ (ج) چسبندگی؛ (د) مدول الاستیک (کای، ۲۰۱۱)

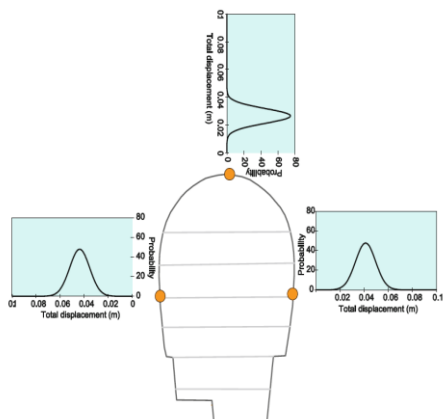
به دلیل این که زحمت محاسباتی روش مونت کارلو بسیار زیاد است، کای (۲۰۱۱) تصمیم گرفت توزیع زون تسلیم و جابجایی را با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای به دست آورد. تعداد ۷ متغیر شامل چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مقاومت کششی توده سنگ، مدول تغییر شکل پذیری و همچنین تنش‌های اصلی و زاویه قرارگیری آنها نسبت به تونل در این مطالعه مد نظر قرار گرفته اند. ابتدا، تنها پارامترهای تنش برجا و سپس پارامترهای ژئومکانیکی متغیر در نظر گرفته شده اند (به ترتیب سری ۱ و ۲). توزیع چگالی احتمال زون تسلیم و جابجایی کل در سقف و دیواره‌ها در سه نقطه انتخابی برای سری ۱ و ۲ در شکل ۸-۳ نشان داده شده است.



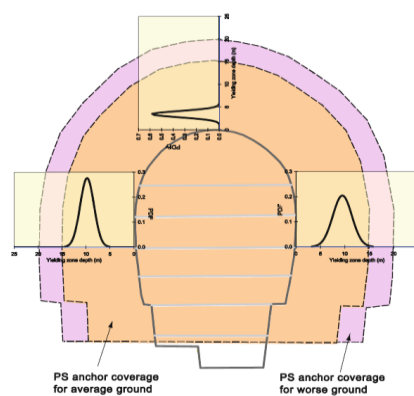
(ب)



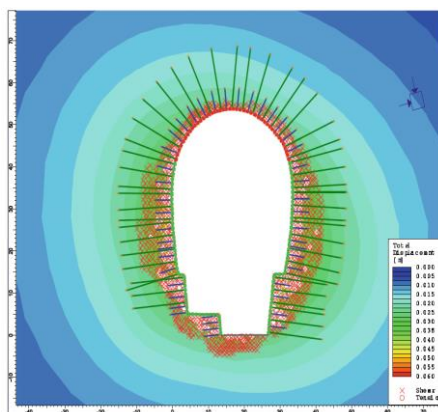
(الف)



(د)



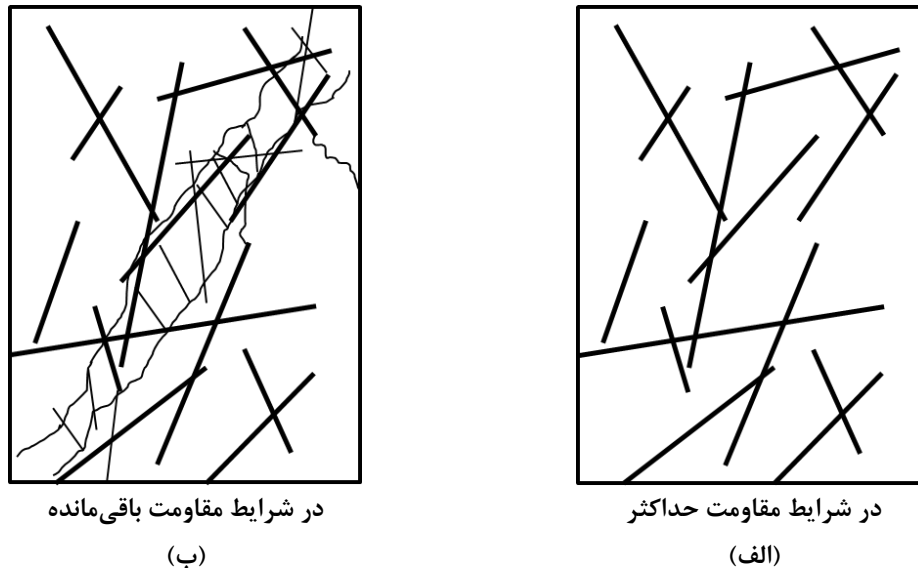
(ج)



(ه)

شکل ۳-۸- توزیع احتمال: (الف) زون‌های تسلیم در سقف و دیواره‌ها برای تحلیل سری-۱؛ (ب) تغییر شکل-های کل در سقف و دیواره‌ها برای تحلیل سری-۲؛ (ج) زون‌های تسلیم در سقف و دیواره‌ها برای تحلیل سری-۱؛ (د) تغییر شکل‌های کل در سقف و دیواره‌ها برای تحلیل سری-۲؛ (ه) زون تسلیم و جابجایی کل در توده سنگ (سری-۲ با نصب سیستم نگهداری) (کای، ۲۰۱۱)

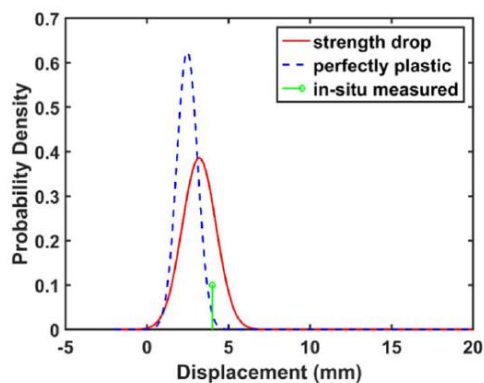
تیواری و همکاران (۲۰۱۷) از این روش برای تحلیل پایداری تونل‌ها با در نظر گرفتن ویژگی‌های ژئومکانیکی پس از شکست^۱ در کنار خصوصیات مقاومتی حداکثر^۲ بهره گرفته اند. آن‌ها از یک رویکرد کمی مبتنی بر شاخص مقاومت زمین‌شناسی^۳ (GSI) به منظور برآورد خصوصیات مقاومتی و تغییر شکل استفاده کرده اند. شکل ۳-۹ فرایند کاهش حجم بلوک بر اثر افت ویژگی‌های مقاومتی سنگ را به تصویر می‌کشد. این فرایند در کنار کاهش خصوصیات زبری سطح درزه‌ها موجب کاهش شاخص GSI در مقایسه با شرایط مقاومت حداکثر می‌شود.



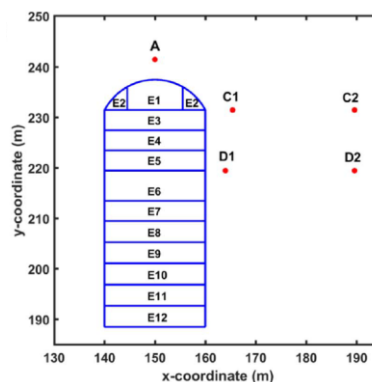
شکل ۳-۹- کاهش حجم بلوک‌های سنگی از شرایط مقاومت حداکثر (الف) به مقاومت باقی مانده (ب) که منتج به کاهش GSI در زون لغزش می‌شود (تیواری و همکاران، ۲۰۱۷)

در این مطالعه، عدم قطعیت ضخامت ناحیه پلاستیک و جابجایی توده سنگ در مجاورت تونل ناتپاژاگری با استفاده از روش تخمین نقطه‌ای در قالب روش عددی اجزای مجزا برآورد شده است. شکل ۳-۱۰ مراحل حفاری و موقعیت نقاط رفتارنگاری را در کنار جابجایی‌های برآورد شده و اندازه‌گیری شده در این نقاط نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که جابجایی‌های اندازه‌گیری شده در محدوده پیش‌بینی شده توسط روش پیشنهادی تیواری و همکاران (۲۰۱۷) قرار گرفته است. در حالی که محدوده نتایج مدل‌سازی احتمالاتی بدون در نظر گرفتن افت مقاومت در بعضی از موارد مقادیر اندازه‌گیری شده را شامل نمی‌شود.

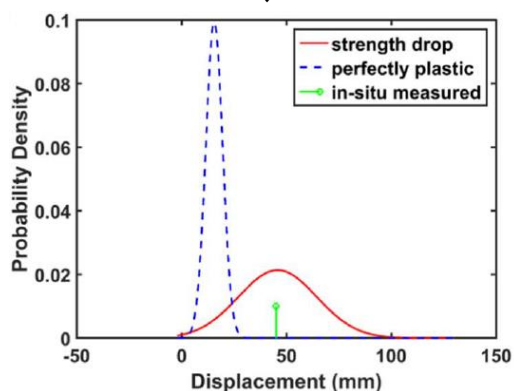
1 Post-peak strength parameter
2 Peak strength parameter
3 Geological strength index



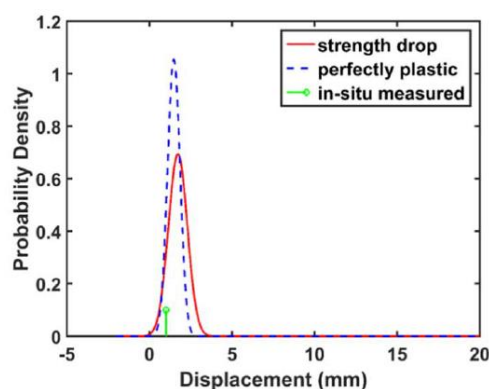
(ب)



(الف)



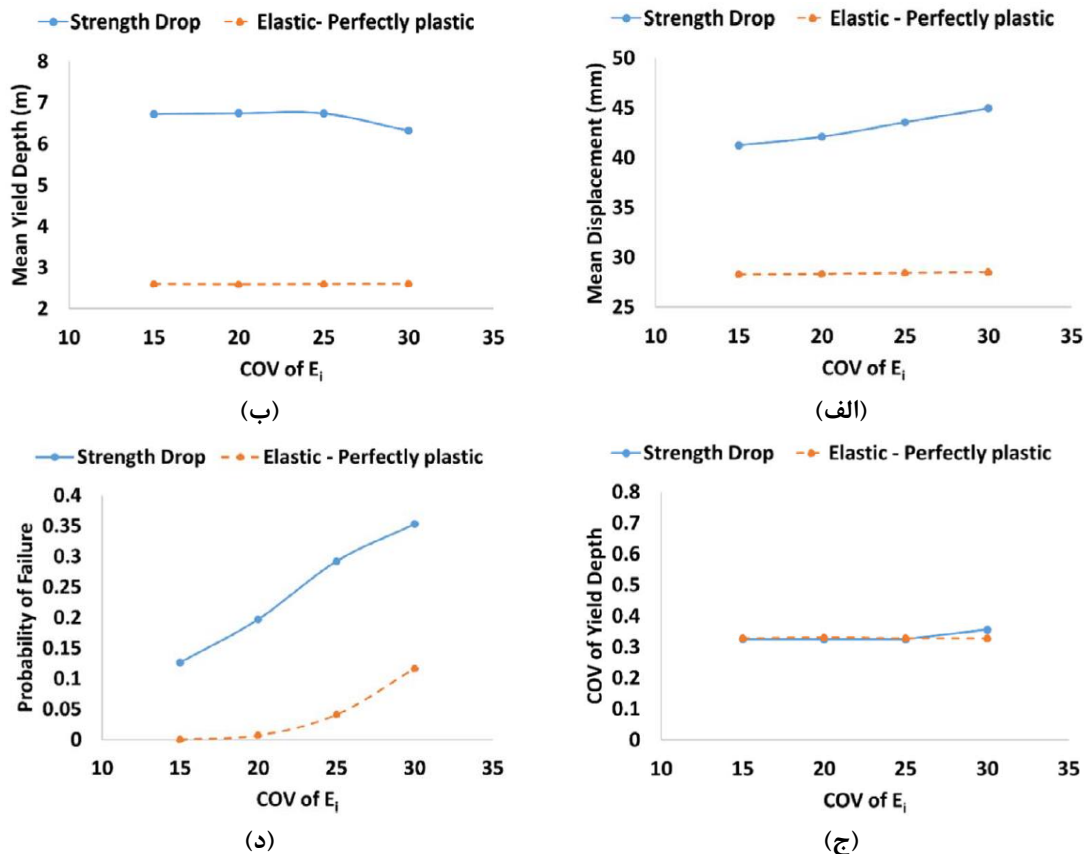
(د)



(ج)

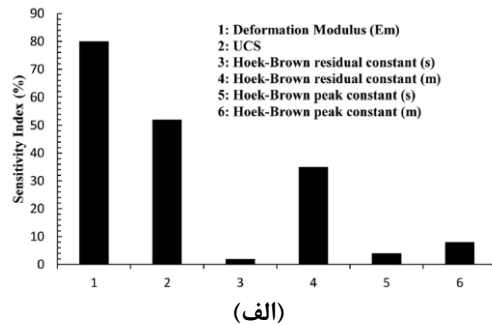
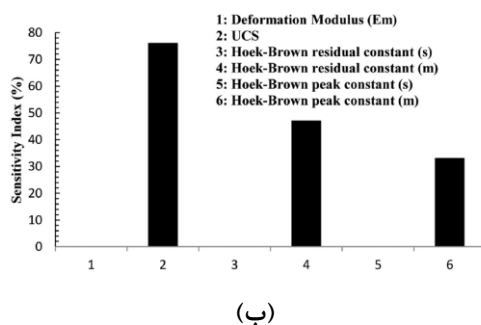
شکل ۳-۱۰- مقایسه جابجایی‌های اندازه‌گیری شده و برآورد شده در موقعیت‌های مختلف تونل ناتپاژاگری: (الف) موقعیت اندازه‌گیری‌ها؛ (ب) موقعیت C1؛ (ج) موقعیت C2؛ (د) موقعیت D1 (تیواری و همکاران، ۲۰۱۷)

نتایج بررسی تأثیر ضریب تغییرات مدول الاستیک سنگ بکر بر روی ضخامت ناحیه پلاستیک و جابجایی دیواره‌ها توسط تیواری و همکاران (۲۰۱۷) در شکل ۳-۱۱ ارائه شده است. مطابق با این شکل مقادیر میانگین جابجایی و ناحیه پلاستیک برای تمامی ضرایب تغییرات مدول یانگ تقریباً ثابت باقی می‌مانند و هنگامی که از مدل افت مقاومت استفاده نشود، مقادیر میانگین مذکور کمتر از مقدار واقعی تخمین زده می‌شوند. همچنین، مشاهده می‌شود که با افزایش ضریب تغییرات مدول یانگ بر احتمال شکست نیز افزوده می‌شود اما هنگام استفاده از روش مرسوم (بدون افت مقاومت) احتمال شکست در بازه ۷۵ تا ۱۰۰٪ بسته به ضریب تغییرات مدول یانگ کمتر تخمین زده می‌شود.



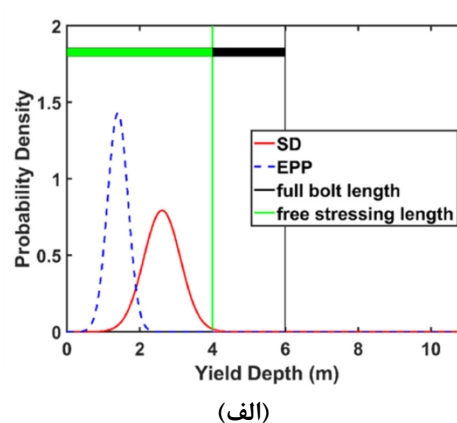
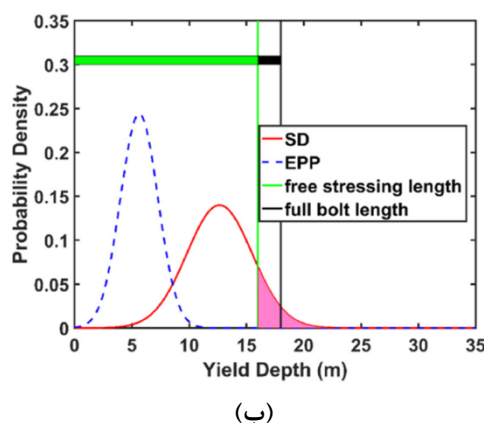
شکل ۳-۱۱- تأثیر ضریب تغییرات مدول یانگ بر روی: (الف) جابجایی میانگین؛ (ب) ضخامت میانگین ناحیه تسلیم؛ (ج) ضریب تغییرات ضخامت ناحیه تسلیم؛ (د) احتمال شکست (تیواری و همکاران، ۲۰۱۷)

تیواری و همکاران (۲۰۱۸) در ادامه تحقیقات پیشین خود الزامات سیستم نگهداری تونل‌های حفرشده در سنگ‌های با کیفیت متوسط را با رویکرد احتمالاتی مورد بررسی قرار داده اند. نتایج تحلیل حساسیت متغیرهای پاسخ به خصوصیات ژئومکانیکی در شکل ۳-۱۲ نشان داده شده است. مطابق با این شکل، تغییرشکل دیواره‌ها به مقدار زیادی به مدول تغییرشکل‌پذیری، مقاومت فشاری تک‌محوره، پارامتر مقاومتی باقی‌مانده هوک-براون (m_b^r) وابسته است. وابستگی جابجایی دیواره به پارامتر مقاومتی باقی‌مانده به دلیل تسلیم المان‌های مدل عددی در اطراف تونل بوده است. ضخامت ناحیه پلاستیک نیز بیشترین حساسیت را به مقاومت فشاری تک‌محوره و ثوابت هوک-براون حداکثر و باقی‌مانده داشته است. از طرف دیگر، تأثیر ثوابت اصطکاکی هوک-براون (m_b^r و m_b^p) نسبت به ثوابت چسبندگی (s_b^r و s_b^p) بیشتر بوده است.



شکل ۳-۱۲- نتایج تحلیل حساسیت: (الف) جابجایی دیواره‌ها؛ (ب) ضخامت ناحیه پلاستیک تونل (تیواری و همکاران، ۲۰۱۸)

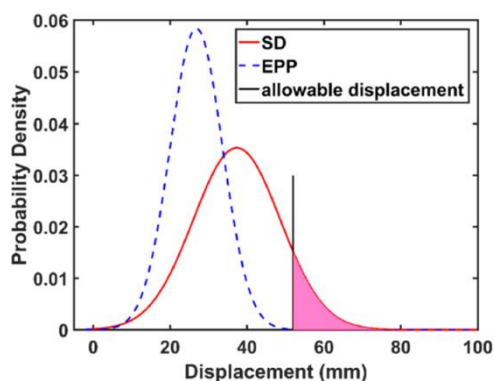
آن‌ها با استفاده از محدوده برآورد شده برای ضخامت ناحیه پلاستیک طول میل‌مهارهای بهینه را برای اقلان پایداری تونل محاسبه کرده اند. توابع توزیع احتمال ضخامت ناحیه تسلیم سقف و دیواره‌های تونل به دو روش افت مقاومت (SD) و الاستیک-پلاستیک کامل (EPP) در شکل‌های ۳-۱۳ (الف)-(ب) ارائه شده است. طول میل‌مهارهای نصب‌شده نیز در کنار طول آزاد تحت تنش^۱ و مهارشده^۲ آن در این نمودارها مشخص شده است. مشخصاً، به‌منظور این‌که کفایت میل‌مهارها در نگهداری از تونل تأیید شود ضخامت ناحیه تسلیم نباید از طول آزاد میل‌مهار بیشتر شود. احتمال بیشتر شدن ضخامت ناحیه تسلیم از طول آزاد میل‌مهار در این شکل به‌صورت ناحیه زیر توابع توزیع احتمال ضخامت ناحیه تسلیم و در سمت راست خط سبزنگ (معرف طول آزاد میل‌مهار) مشخص شده است. احتمال بیشتر شدن ضخامت ناحیه تسلیم از کل طول میل‌مهار نیز به‌صورت ناحیه زیر توابع توزیع احتمال در سمت راست خط سیاه‌رنگ (معرف کل طول میل‌مهار) مشخص گردیده است. مطابق با این شکل، احتمال وقوع ناحیه تسلیمی با ضخامتی بیشتر از طول میل‌مهار در دیواره‌ها نسبت به سقف بیشتر است.



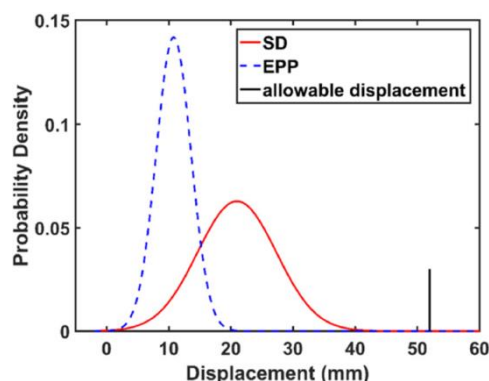
شکل ۳-۱۳- توابع چگالی احتمال: (الف) ضخامت ناحیه پلاستیک در سقف؛ (ب) ضخامت ناحیه پلاستیک در دیواره‌ها؛ (ج) جابجایی سقف؛ (د) جابجایی دیواره‌ها (تیواری و همکاران، ۲۰۱۸)

¹ Free stressing length (FSL)

² Anchorage length



(د)



(ج)

شکل ۳-۱۳- توابع چگالی احتمال: (الف) ضخامت ناحیه پلاستیک در سقف؛ (ب) ضخامت ناحیه پلاستیک در دیواره‌ها؛ (ج) جابجایی سقف؛ (د) جابجایی دیواره‌ها (تیواری و همکاران، ۲۰۱۸) (ادامه)

۳-۳- تحلیل عددی-تصادفی با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی

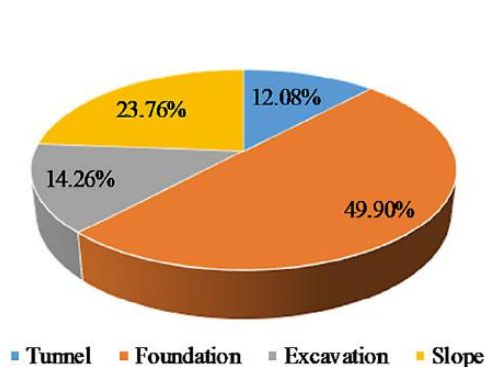
استفاده از روش‌های عددی-تصادفی با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی^۱ ویژگی‌ها برای نخستین بار جهت بررسی پایداری شیروانی‌ها مورد استفاده قرار گرفت. این روش با استفاده از روش تخمینی و روش شبیه‌سازی مونت کارلو توسعه پیدا کرد. در این روش شبیه‌سازی مونت کارلو با تحلیل‌های عددی ترکیب شده و ویژگی‌های خاک به صورت یک میدان تصادفی غیرهمبسته مدل شد (فنتون و ونمارک، ۱۹۹۹؛ کیم و میجر^۲، ۱۹۷۸). در مقایسه با خاک، تحلیل احتمالاتی تونل‌های حفاری شده در سنگ به دلیل این که تأثیر خصوصیات مقاومتی سنگ بکر (مدول الاستیک، چسبندگی، اصطکاک و ...)، خصوصیات درزه‌ها (نظیر زبری، فاصله‌داری و جهت‌یابی)، هوازدگی و ... بایستی در نظر گرفته شود، پیچیدگی بیشتری دارد (کای و همکاران، ۲۰۰۴؛ کای، ۲۰۱۱، چن و همکاران، ۲۰۱۹؛ چینگ و همکاران، ۲۰۱۱؛ سونگ و همکاران، ۲۰۱۱).

در ادامه، تحلیل‌های مشابهی برای محیط‌های سنگی نیز انجام شد (ادریس و همکاران، ۲۰۱۴، ۲۰۱۶ و ۲۰۱۹). در سال‌های اخیر با استفاده از ویژگی‌های آماری اثر همبستگی فضایی ویژگی‌های ژئومتریال‌ها نیز در برخی از تحلیل‌ها مورد نظر قرار گرفته است (سونگ و همکاران، ۲۰۱۱؛ هالدار و بابو، ۲۰۰۸؛ لو و همکاران، ۲۰۱۸). مزیت اصلی این روش این است که می‌توان توزیع آماری نتایج را تعیین کرده و به این وسیله اقدام به محاسبه احتمال گسیختگی نمود. ژانگ و همکاران (۲۰۲۰) تعداد تحقیقات منتشرشده در زمینه مطالعات تغییرپذیری فضایی را در دوره‌های زمانی مختلف با یکدیگر مقایسه کرده‌اند. شکل ۳-۱۴ (الف) تعداد کل تحقیقات منتشره در این زمینه را به تفکیک سال نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تعداد تحقیقات با گذر زمان افزایش یافته است که نشان-

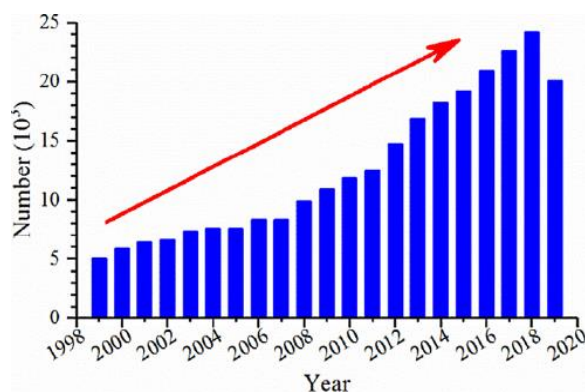
¹ Spatially variable numerical modelling

² Kim and Major

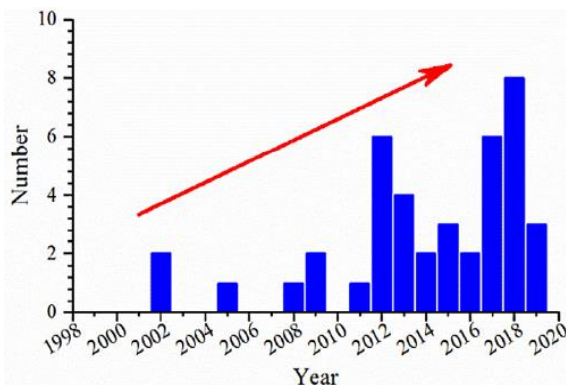
دهنده پررنگ تر شدن نقش مفهوم تغییرپذیری فضایی در تمامی شاخه‌های علم و فناوری می‌باشد. مطابق با داده‌های نمایه استنادی علوم (پایگاه وب آو ساینس^۱) که در شکل ۳-۱۴ (ب) ارائه شده است، کاربرد مطالعات در ارتباط با تغییرپذیری فضایی در زمینه تحلیل پایداری و طراحی تونل و حفريات زیرزمینی بخش بزرگی از ۴ حوزه فعال مهندسی ژئوتکنیک (شیروانی، تونل، پی و حفاری) را شامل می‌شود (ژانگ و همکاران، ۲۰۲۰). شکل ۳-۱۴ (ج) تعداد سالانه مقالات منتشر شده در زمینه کاربرد تغییرپذیری فضایی در مهندسی تونل را به تصویر می‌کشد. مطابق با این شکل، روند فراوانی این مطالعات به‌طور کلی و به‌ویژه در فاصله سال‌های ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۹ افزایشی بوده است. به‌طور مشابه، تعداد مطالعات تغییرپذیری فضایی برای حفريات عمیق در شکل ۳-۱۴ (د) ارائه شده است که معرف فراوانی کم مطالعات در سال‌های پیش از ۲۰۱۲ و افزایش ناگهانی آن در سال‌های بعد از آن می‌باشد.



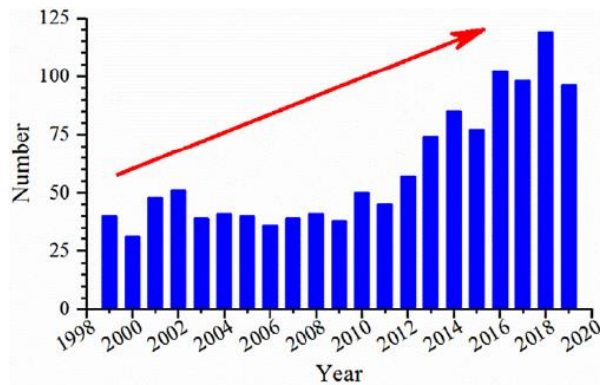
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

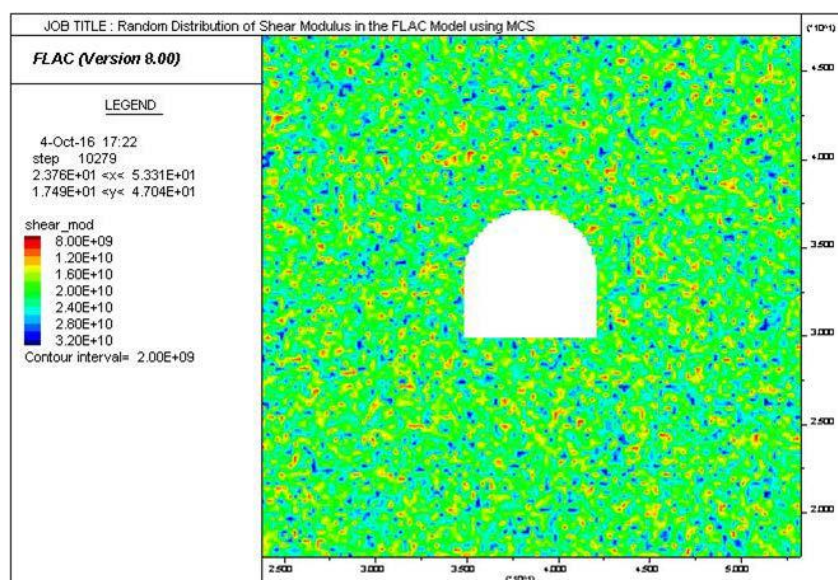
شکل ۳-۱۴- تعداد سالانه مقالات منتشر شده در زمینه تغییرپذیری فضایی در بیش از ۲۰ سال گذشته و کاربرد آن در: (الف) تمامی موضوعات علمی؛ (ب) مهندسی ژئوتکنیک؛ (ج) تونل؛ و (د) حفريات عمیق (ژانگ و همکاران، ۲۰۲۰)

روش‌های عددی-تصادفی با استفاده از اصول روش‌های عددی (نظیر اجزای محدود یا مجزا و تفاضل محدود) اقدام به اعمال همبستگی فضایی ویژگی‌های سنگ و خاک می‌کند. برای این منظور، از

¹ Web of Science

ماتریس کوواریانس که وابسته به مشخصات همبستگی فضایی ویژگی‌ها است استفاده می‌شود. در این روش نیز می‌توان توزیع آماری نتایج را محاسبه و احتمال گسیختگی را مشخص نمود.

ادریس و همکاران (۲۰۱۶) روش تفاضل محدود را با روش‌های احتمالاتی مختلف به‌منظور تحلیل پایداری یک تونل زیرزمینی تلفیق نموده‌اند. روش‌های احتمالاتی به‌کار گرفته شده توسط آن‌ها شامل روش تخمین نقطه‌ای، روش سطح پاسخ، شبکه عصبی مصنوعی، شبیه‌سازی مونت کارلو (شکل ۳-۱۵) و روش دسته‌بندی محدوده تغییرات^۱ می‌شوند. به عقیده آن‌ها استفاده از بهترین و بدترین شرایط در تحلیل پایداری قطعی یک سازه زیرزمینی ریسک ذاتی موجود در تحلیل را منعکس نمی‌کند. بهترین شرایط به‌دلیل این‌که مقاومت سنگ را بیش از مقدار واقعی تخمین می‌زند کمتر در طراحی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد و بدترین شرایط نیز در بیشتر موارد منتج به طراحی محافظه‌کارانه می‌شود.



شکل ۳-۱۵- توزیع تصادفی مدول برشی در یک مدل عددی-تصادفی (ادریس و همکاران، ۲۰۱۶)

آن‌ها از تحقیقات خود نتیجه گرفته‌اند که شبکه عصبی مصنوعی با وجود این‌که از دو روش تخمین نقطه‌ای و سطح پاسخ دقیق‌تر است اما نسبت به آن‌ها به زمان محاسباتی بیشتری نیاز دارد. شبکه عصبی مصنوعی نسبت به بازه نمونه‌گیری مورد استفاده برای داده‌های آموزشی حساسیت کمتری دارد. دقت روش سطح پاسخ در هنگام دور بودن نقاط ارزیابی پارامترهای ورودی از مقادیر میانگین می‌تواند تحت تأثیر قرار گیرد. روش تخمین نقطه‌ای آسان‌ترین روش احتمالاتی از میان روش‌های مذکور است و به کوتاه‌ترین زمان محاسبه نیاز دارد. به‌کارگیری هر دو روش مونت کارلو و طبقه‌بندی

¹ Strength classification method

محدوده تغییرات در مدل عددی ساده است اما روش دسته‌بندی محدوده تغییرات در مقایسه با شبیه‌سازی مونت کارلو به زمان محاسباتی کمتری نیاز دارد.

سونگ^۱ و همکاران (۲۰۱۱) تأثیر تغییرپذیری فضایی خصوصیات سنگ‌های هوازده را بر روی پاسخ‌های مختلف زمین به حفر تونل نظیر تغییرشکل، منحنی واکنش زمین و همچنین مکانیزم شکست بررسی نموده و نتیجه گرفتند که تغییرشکل نرمال‌شده میانگین با افزایش مقیاس نوسان و ضریب تغییرات افزایش می‌یابد. آن‌ها همچنین تأثیر تغییرپذیری خصوصیات مدل هوک-براون را بر روی تغییرشکل بررسی کرده و عنوان کردند که تغییرپذیری فضایی GSI و σ_{ci} بر تغییرشکل تونل اثرگذار است.

لو^۲ و همکاران (۲۰۱۸) رویکردی عملی و کارآمد برای ارزیابی احتمالاتی همگرایی تونل با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی خصوصیات توده‌سنگ به کمک توابع خودهمبستگی و روش سطح پاسخ ارائه نموده‌اند. چن دی^۳ و همکاران (۲۰۱۹) روشی برای تولید میدان‌های تصادفی غیرگوسی همبسته متقابل برای شبیه‌سازی خصوصیات توده‌سنگ‌های لایه‌ای ارائه کرده‌اند. میدان تصادفی پیشنهادی آن‌ها کاربرد عملی خوبی در شبیه‌سازی خودهمبستگی، همبستگی متقابل و غیرنرمال بودن تغییرپذیری فضایی خصوصیات توده‌سنگ لایه‌ای داشته است. چن اف^۴ و همکاران (۲۰۱۹) نیز از سیستم GSI و یک روش صفحه گسترده برای منظور کردن تغییرپذیری فضایی خصوصیات سنگ در تحلیل پایداری تونل‌های متقاطع با استفاده از نظریه میدان تصادفی استفاده کرده‌اند.

یو^۵ و همکاران (۲۰۱۹) عملکرد پوشش یک تونل خاکی را از دید تحلیل احتمالاتی و ترکیب آن با قابلیت اعتماد بررسی کرده‌اند. خصوصیات زمین در تحقیق مذکور بر اساس نظریه میدان تصادفی در مدل عددی تفاضل محدود سه‌بعدی تعریف شده است. یکی از اهداف آن‌ها مقایسه نتایج حاصل از میدان تصادفی شرطی^۶ (CRF) با میدان غیرشرطی^۷ (URF) بوده است. در صورتی که ویژگی‌های ژئوتکنیکی در موقعیت‌های خاصی از یک میدان تصادفی در دسترس بوده و مطابق با مقادیر واقعی مدل‌سازی شود، این میدان از نوع تصادفی شرطی خواهد بود. تأثیر ضریب تغییرات خصوصیات خاک بر روی احتمال شکست فشاری و کششی پوشش تونل در شکل ۳-۱۶ نشان داده شده است. مطابق

¹ Song

² Lü

³ Chen D.

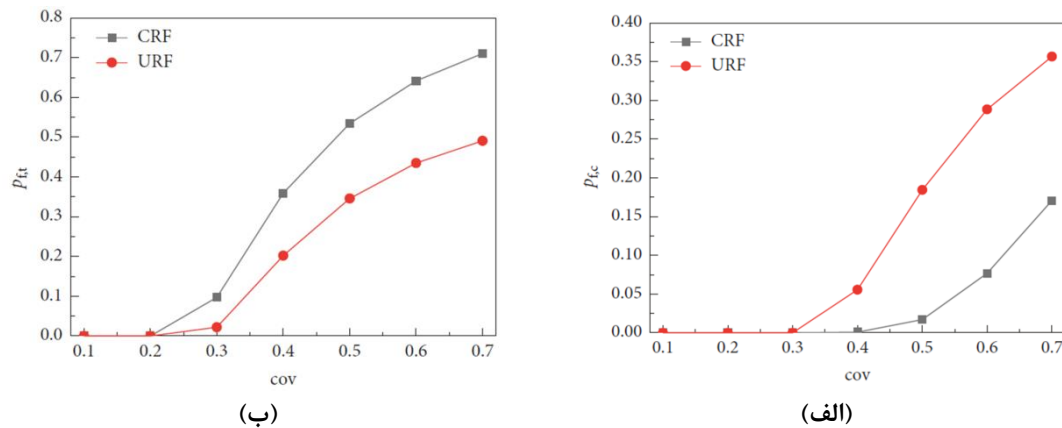
⁴ Chen F.

⁵ Yu

⁶ Conditional random field

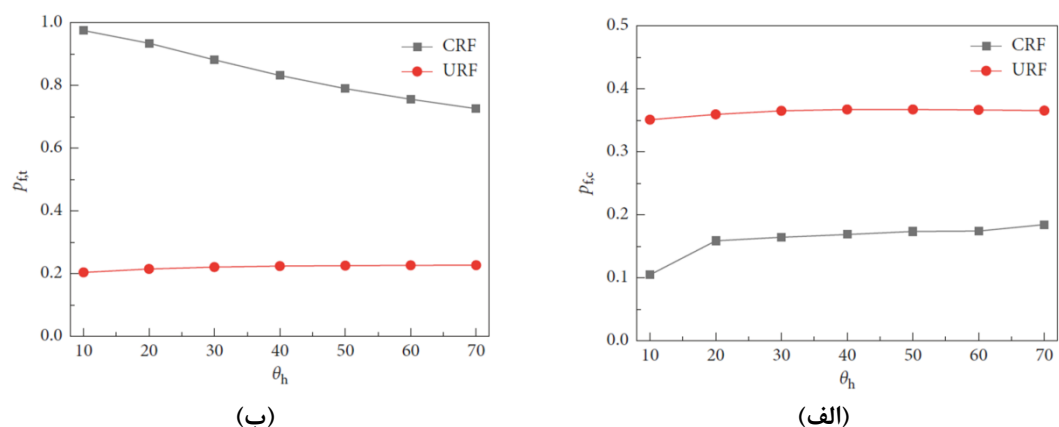
⁷ Unconditional random field

با این شکل، هر چه تغییرپذیری خصوصیات زمین افزایش یافته است، احتمال شکست نیز افزایش می‌یابد. از طرف دیگر، احتمال شکست تحت فشار در میدان تصادفی غیرشرطی نسبت به میدان شرطی همواره بیشتر بوده است. این گزاره در مورد شکست تحت کشش دقیقاً برعکس است. همچنین، احتمال شکست کششی از شکست فشاری در تمامی حالت‌ها بیشتر بوده است.



شکل ۳-۱۶- تأثیر ضریب تغییرات بر احتمال شکست پوشش تونل در هر دو میدان تصادفی شرطی و غیرشرطی: (الف) شکست تحت فشار؛ (ب) شکست تحت کشش (یو و همکاران، ۲۰۱۹)

شکل ۳-۱۷ تأثیر مقیاس نوسان یا همان طول همبستگی افقی را بر نتایج احتمال شکست فشارشی و کششی به تصویر می‌کشد. مطابق با این شکل مقیاس نوسان تأثیر اندکی بر روی احتمال شکست در هر دو میدان تصادفی شرطی و غیرشرطی داشته است. در این مورد نیز همانند مورد قبل احتمال شکست تحت فشار در میدان تصادفی غیرشرطی نسبت به میدان شرطی همواره بیشتر بوده است. در شکست کششی نیز برای تمامی مقادیر مقیاس نوسان مخالف این شرایط مشاهده می‌شود.



شکل ۳-۱۷- تأثیر مقیاس نوسان افقی بر احتمال شکست پوشش تونل در هر دو میدان تصادفی شرطی و غیرشرطی: (الف) شکست تحت فشار؛ (ب) شکست تحت کشش (یو و همکاران، ۲۰۱۹)

۳-۴- جمع‌بندی

در این فصل مطالعات انجام‌شده در زمینه تحلیل پایداری حفریات زیرزمینی با تأکید بر روش‌های احتمالاتی مرور گردید. بررسی کلی مطالعات مذکور نشان می‌دهد که بیشتر آن‌ها در زمینه تحلیل قابلیت اطمینان این قبیل سازه‌ها انجام شده و ترکیب الگوریتم‌های تصادفی و روش‌های احتمالاتی با روش‌های عددی با هدف تحلیل عددی-تصادفی سازه‌های زیرزمینی درصد کمتری از مطالعات انجام‌شده را شامل می‌شوند. مطالعات عددی-تصادفی نیز خود به دو دسته بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی و با در نظر گرفتن آن تقسیم می‌گردد. از طرف دیگر، در اکثر قریب به اتفاق مطالعات مذکور به‌صورت پیش‌فرض و بدون انجام مطالعات آماری معرف، از توابع توزیع احتمال نرمال برای تعریف ویژگی‌های ورودی (سنگ بکر و درزه‌ها) و خروجی (توده‌سنگ) بهره‌گیری شده است.

فصل چهارم: برآورد احتمالاتی ویژگی‌های ژنوتیپ‌های توده‌سنگ

۴-۱- مقدمه

همان‌طور که فصل‌های قبل اشاره شد، ماهیت غیرقطعی ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی توده‌سنگ تعیین مقادیر مشخصه دقیق برای این خصوصیات را پیچیده می‌سازد. این پیچیدگی در توزیع فضایی تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی قابل مشاهده است. توده‌سنگ ترکیبی از بلوک‌های سنگ بکر است که توسط انواع مختلفی از ناپیوستگی‌ها از هم جدا شده‌اند. بنابراین، خصوصیات توده‌سنگ از هر دو دسته سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها منشأ می‌گیرد و عدم قطعیت ویژگی‌های هر یک بر لزوم استفاده از یک روش احتمالاتی در برآورد خصوصیات ژئومکانیکی توده‌سنگ می‌افزاید. از این‌رو، به‌منظور برآورد غیرقطعی خصوصیات توده‌سنگ در این رساله از یک روش احتمالاتی بهره‌گیری شده است. نخست، توابع توزیع احتمال ویژگی‌های سنگ بکر، شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و در ادامه خصوصیات ژئومکانیکی توده‌سنگ با هدف برآورد مشخصه‌های آماری مورد انتظار هر یک بر اساس اطلاعات یک پروژه ژئومکانیکی تعیین می‌شود. سپس، خصوصیات ژئومکانیکی تونل‌های سنگی مورد مطالعه نیز بر اساس مشخصه‌های آماری مورد انتظار برآورد می‌گردد.

۴-۲- رویکرد احتمالاتی تعیین ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ

تخمین خصوصیات مقاومتی و مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ درزه‌دار از گذشته به‌عنوان یکی از دشوارترین کارها در زمینه مکانیک سنگ شناخته می‌شود چون اندازه‌گیری مستقیم این ویژگی‌ها اگر غیرممکن نباشد، بسیار پرهزینه و زمان‌بر خواهد بود (ژانگ و اینستین، ۲۰۰۴؛ ادلبرو و همکاران، ۲۰۰۶). علاوه بر آن، تخمین ویژگی‌های توده‌سنگ درزه‌دار تنها با استفاده از داده‌های مربوط به سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها بسیار دشوار است زیرا برهم‌کنش بین سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها اغلب پیچیده بوده و نسبت به رفتار جداگانه این واحدها کمتر شناخته شده است. مطالعات گسترده‌ای در زمینه روش‌های مختلف برآورد مقاومت و تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ درزه‌دار گزارش شده است. ادلبرو و همکاران (۲۰۰۶) عنوان کردند که معمول‌ترین روش برآورد این خصوصیات عبارتند از: (۱) معیارهای تجربی شکست و سیستم‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ؛ (۲) تحلیل برگشتی گسیختگی‌های موجود؛ (۳) آزمون‌های بزرگ‌مقیاس؛ و (۴) مدل‌سازی ریاضی. آن‌ها بهره‌گیری از روش (۱) را به‌دلیل تطبیق‌پذیری و راحتی استفاده به‌عنوان مناسب‌ترین گزینه معرفی کردند. همچنین، در مرحله طراحی مقدماتی یک فضای زیرزمینی و در صورت دسترسی محدود به زیرسطح، روش‌های طبقه‌بندی مهندسی تبدیل به یک روش عملی در برآورد ویژگی‌های توده‌سنگ می‌شوند (کای و همکاران، ۲۰۰۴).

در دهه‌های گذشته، بسیاری از روش‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ تکامل یافته‌اند. این روش‌ها شامل RQD (دیر، ۱۹۶۷)، رده‌بندی مهندسی توده‌سنگ یا RMR (بنیائوسکی، ۱۹۷۶ و ۱۹۸۹)، شاخص کیفیت تونل‌سازی Q (بارتن و همکاران، ۱۹۷۴)، GSI (هوک و همکاران، ۱۹۹۵) و شاخص توده‌سنگ یا RMI (پالمستروم، ۱۹۹۶) می‌شوند. دیگر روش‌های موجود مانند $MRMR$ (لابشر، ۱۹۹۰) و عدد توده‌سنگ یا N (گوئل و همکاران، ۱۹۹۵) در حقیقت با انجام اصلاحاتی بر روی روش‌های فوق‌الذکر پیشنهاد شده‌اند. مروری بر روش‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ را می‌توان در ادلبرو (۲۰۰۳) یافت. مرسوم‌ترین روش‌ها در این میان سیستم‌های Q ، RMR و GSI هستند (وینس و لیلی، ۲۰۰۱). کای و همکاران (۲۰۱۱) استفاده از سیستم GSI را به‌عنوان تنها روشی که ارتباط مستقیم با خصوصیات مهندسی نظیر ویژگی‌های مورد استفاده در معیارهای شکست موهر-کولمب و هوک-براون یا مدول تغییرشکل‌پذیری دارد، توصیه کرده‌اند.

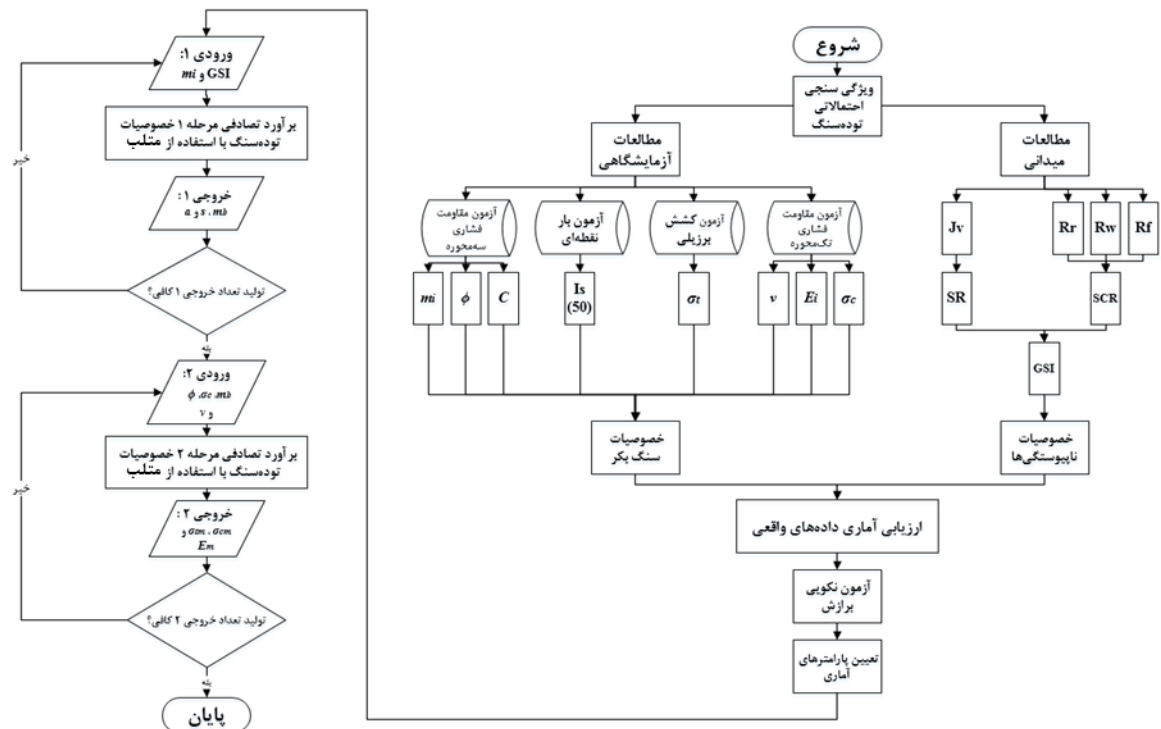
خصوصیات متفاوت مفروض در سیستم‌های طبقه‌بندی/ویژگی‌سنجی توده‌سنگ با عدم قطعیت (هر دو نوع تصادفی و شناختی) همراه هستند. از این‌رو، این خصوصیات را بایستی در محاسبات تصادفی [و نه قطعی] در نظر گرفت. برای کاربرد روش ترکیبی هوک-براون- GSI ، هوک (۲۰۰۷) پیشنهاد کرد که مقادیر میانگین خصوصیات ورودی پایه (مقاومت فشاری تک‌محوره، GSI و m_i) نباید استفاده شوند چون تمامی این ورودی‌ها حول مقدار میانگین خود متغیر هستند. وی پیشنهاد نمود که به‌طور جایگزین مقادیر تصادفی این خصوصیات بایستی مورد استفاده قرار بگیرند.

تعیین مقاومت و مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ با استفاده از رویکرد احتمالاتی اساساً یک فرایند گام‌به‌گام است که از کمی‌سازی عدم قطعیت ویژگی‌های درزه و سنگ بکر آغاز می‌شود. توزیع‌های احتمال این ویژگی‌ها به‌همراه شاخص‌های آماری متناظر (مقدار متوسط و انحراف استاندارد) از طریق شبیه‌سازی مونت کارلو به‌عنوان خصوصیات ورودی روابط تجربی هوک-براون در تعیین توابع چگالی احتمال و شاخص‌های آماری ویژگی‌های مقاومتی و تغییرشکل توده‌سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. هر شبیه‌سازی از یک دسته خاص از مقادیر متغیرهای تصادفی تولیدشده مطابق با توزیع‌های احتمال مربوطه استفاده می‌کند. بنابراین، یک دسته پاسخ (هریک متناظر با دسته‌های متفاوت مقادیر برای متغیرهای تصادفی) حاصل می‌شود. شکل ۴-۱ نمایش ساده‌ای از رویکرد احتمالاتی برآورد خصوصیات توده‌سنگ با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو را به‌تصویر می‌کشد.

روش مونت کارلو نیازمند تعداد زیادی چرخه محاسباتی برای تعریف دقیق توزیع‌های ورودی است. نمونه‌گیری ابرمکعب لاتین^۱ (LHS) حالت خلاصه‌شده مونت کارلو است که از نمونه‌برداری لایه‌ای

¹ Latin hypercube sampling

استفاده می‌نماید. این روش نسبت به شبیه‌سازی مونت کارلو نیازمند تعداد چرخه‌های کم‌تری (بین ۵ تا ۱۰ برابر) برای تعریف توابع توزیع ورودی است (استارتزمن و واتنبارگر^۱، ۱۹۸۵). روش مونت کارلو در برنامه‌های صفحه گسترده مبتنی بر Excel نظیر @RISK و Crystal Ball موجود است. دقت نتایج در این روش به تعداد تکرارها یا چرخه‌ها بستگی داشته و هر چه تعداد آن‌ها بیشتر باشد دقت نیز بالاتر خواهد بود.



شکل ۴-۱- رویکرد مورد استفاده در تعیین ویژگی‌های ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از روش مونت کارلو

از آنجایی که اکثر ورودی‌های مورد استفاده در این رساله با بهره‌گیری از سیستم GSI به‌دست آمده اند، ارائه خلاصه‌ای از معیار شکست هوک-براون تعمیم‌یافته و همچنین GSI در بخش‌های ذیل مفید فایده خواهد بود.

۴-۳- معیار شکست هوک-براون تعمیم‌یافته

هنگامی که مدل‌سازی عددی برای طراحی و تحلیل مسائل مهندسی سنگ به‌کار گرفته می‌شود، سیستم GSI بهترین انتخاب برای تعیین پارامترهای ورودی تحلیل عددی خواهد بود (هوک و براون، ۲۰۱۹). خصوصیات تعریف‌شده در معیار شکست هوک-براون شامل خصوصیات سنگ بکر (مقاومت فشاری تک‌محوره و ثابت هوک-براون m_i) و شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) هستند. در صورت معلوم بودن خصوصیات مذکور، دیگر مشخصات مورد نیاز برای مدل‌سازی عددی شامل ثابت‌های

¹ Startzman and Wattenbarger

توده سنگ (m_b ، s و a)، مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ (E_m) یا خصوصیات معادل معیار موهر-کولمب (چسبندگی و زاویه اصطکاک) را می توان با استفاده از معیار هوک-براون (۲۰۰۲ و ۲۰۱۹) محاسبه نمود. شکل تعمیم یافته معیار هوک-براون در حالت فاقد فشار منفذی به صورت رابطه (۱-۴) تعریف می شود:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1-4)$$

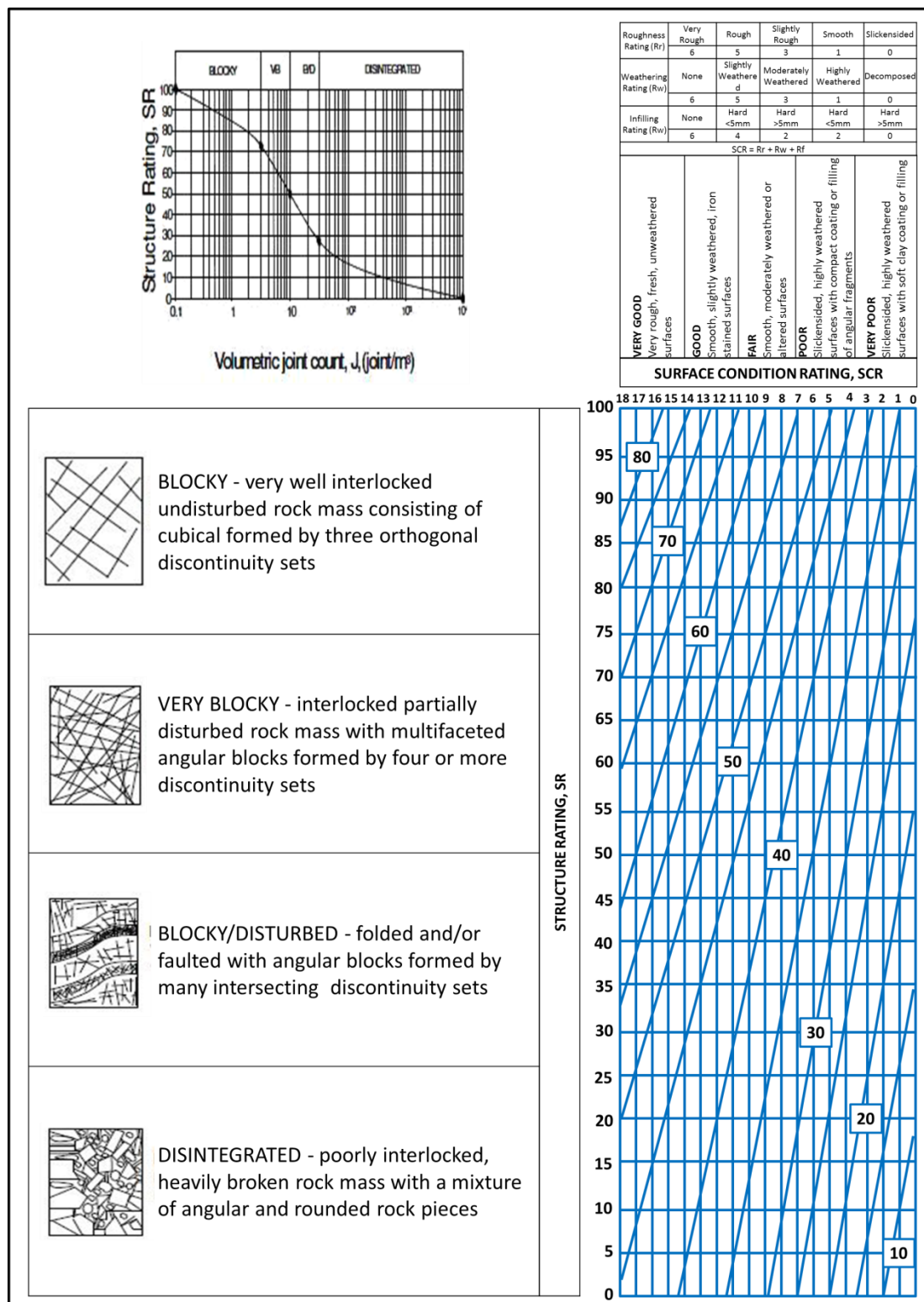
که در آن σ_{ci} مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر، σ_1 و σ_3 به ترتیب تنش های اصلی حداکثر و حداقل، m_b ، s و a ثوابت هوک-براون وابسته به خصوصیات توده سنگ است. در معیار هوک-براون برای ماده سنگ m_i جایگزین m_b ، $s = 1$ و $a = 0.5$ خواهد بود.

۴-۴- شاخص مقاومت زمین شناسی

نسخه اولیه سیستم GSI توسط هوک و همکاران (۱۹۹۵) به عنوان یکی از تکمیل کننده های معیار شکست تعمیم یافته هوک-براون و به منظور برآورد خصوصیات مقاومتی هوک-براون (m_b ، s و a) ارائه شده است. مقدار امتیاز GSI به طور معمول از نمودار پیشنهادی هوک و همکاران (۱۹۹۵) برآورد می شود که مبتنی بر تعاریف کیفی ارائه شده بر اساس شرایط بلوک های سنگ و سطحی درزه های توده-سنگ می باشد (مارینوس و همکاران، ۲۰۰۶).

برآورد کیفی شاخص GSI با استفاده از نمودار مذکور به مقدار زیادی وابسته به تجربه کاربر است. از این رو، روش هایی برای کمی سازی برآورد GSI ارائه شده است. برای مثال، کای و همکاران (۲۰۰۴) روشی برای تعیین کمی شاخص GSI بر اساس حجم بلوک (V_b) و عامل شرایط سطحی درزه (J_c) ارائه کرده اند. در این رساله با توجه به شرایط موجود در موارد مطالعاتی از رویکرد توسعه یافته توسط سونمز و اولوسای (۱۹۹۹ و ۲۰۰۲) به منظور برآورد کمی مقادیر شاخص GSI استفاده شده است. نمودار پیشنهادی (سونمز و اولوسای، ۱۹۹۹) در شکل ۴-۲ ارائه شده است. رویه برآورد GSI شامل مراحل زیر می شود:

- (۱) تقریب فراوانی درزه داری حجمی (J_v)؛
- (۲) محاسبه امتیاز ساختاری (SR) بر اساس نمودار سمت چپ بالا؛
- (۳) برآورد زبری سطح درزه ها (R_r)، هواز دگی (R_w) و پرکننده (R_f) از جدول سمت راست بالا؛
- (۴) محاسبه مجموع سه خصوصیت مورد ۳ برای محاسبه امتیاز شرایط سطحی درزه ها (SCR)
- (۵) پیدا کردن نقطه تقاطع مقادیر SR و SCR بر روی چارت به منظور تعیین محدوده GSI



شکل ۴-۲- چارت برداشت GSI (سونمز و اولوسای، ۱۹۹۹)

شدت درزه‌داری حجمی (J_v) را می‌توان به‌عنوان تعداد درزه‌هایی که حجمی معادل ۱ مترمکعب از توده‌سنگ مفروض را قطع می‌کنند، تعریف نمود. اندازه‌گیری متوسط فاصله‌داری دسته‌درزه‌هایی که بلوک را قطع می‌کنند به‌منظور برآورد J_v ضروری است. در مرحله بعد، تعداد درزه‌های تصادفی

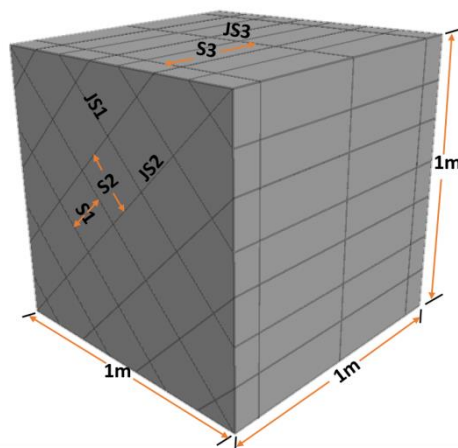
بایستی محاسبه شود. برای توده سنگ نشان داده شده در شکل ۳-۴ که ممکن است حاوی چند دسته درزه و همچنین تعدادی درزه تصادفی باشد، رابطه (۲-۴) مورد استفاده قرار می گیرد.

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} + \frac{N_r}{5} \quad (2-4)$$

که در آن S_1, S_2, S_3 و S_n به ترتیب فاصله داری میانگین دسته درزه های اصلی ۱، ۲، ۳ و n به متر هستند. همچنین، N_r تعداد درزه های تصادفی هستند که فاصله داری آن ها معادل ۵ متر در نظر گرفته شده است.

امتیاز SCR شرایط سطحی غالب درزه های توده سنگ را در قالب RMR با استفاده از زبری، هوازگی و شرایط پرکننده درزه ها توصیف نموده و به صورت رابطه (۳-۴) تعریف می شود:

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (3-4)$$



شکل ۳-۴- مشخصات مورد نیاز برای محاسبه J_v

همان طور که ذکر شد، R_r از طریق لمس سطح درزه ها برآورد شده و به عنوان معیاری برای زبری درزه در نظر گرفته می شود، به طوری که با افزایش ناهمواری سطح درزه ها این امتیاز نیز در بازه ۰ تا ۶ افزایش می یابد. شرایط هوازگی سطح درزه ها توسط امتیاز R_w تعریف می شود که با درجه هوازگی و آلتراسیون کاهش می یابد. بیشترین مقدار (۶) هنگامی به این ویژگی تخصیص می یابد که سطوح درزه ها هوازده باشد. در طرف مقابل، کمترین مقدار R_w در ارتباط با سطوح درزه تجزیه شده و کاملاً هوازده است. به علاوه، R_f امتیازی است که مواد پرکننده درزه را رده بندی می کند. این امتیاز برای سطوح کاملاً تمیز برابر با ۶ است اما هر چه ضخامت و نرمی پرکننده بیشتر شود این امتیاز کاهش می یابد؛ به طوری که R_f برای پرکننده های نرم با ضخامت بیش از ۵ میلیمتر برابر با ۰ خواهد بود.

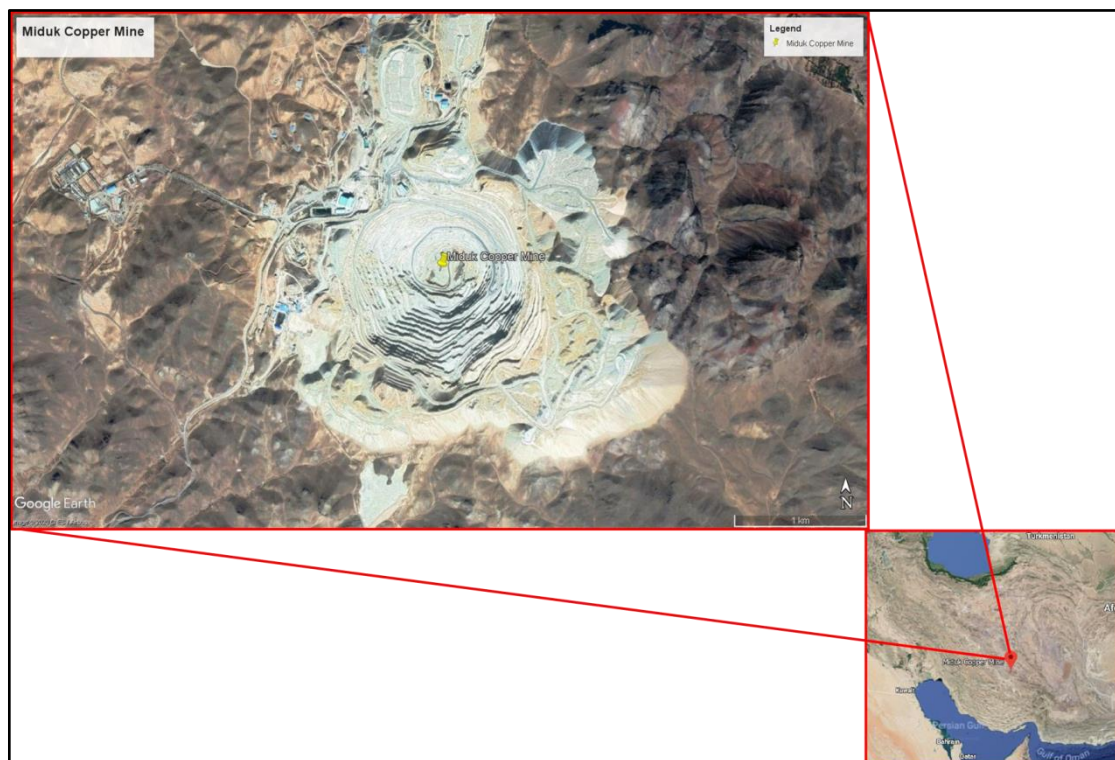
عدم قطعیت مقاومت فشاری و m_i را می توان با استفاده از روش های آماری مبتنی بر داده های موجود یا اطلاعات موجود از خصوصیات سنگ بکر کمی سازی نمود. روش های کمی یا کیفی را می توان برای

ثبت اطلاعات مربوط به GSI مورد استفاده قرار داد. از این رو، به دلیل دسترسی به منطق ریاضی و کاهش تأثیر قضاوت فردی در برداشت GSI، از یک روش کمی استفاده شده است.

۴-۵- تخمین مشخصه‌های آماری بر اساس داده‌های واقعی

۴-۵-۱- مورد مطالعاتی

معدن مس مس میدوک در ۴۲ کیلومتری شمال شرق شهرستان شهر بابک و ۱۳۲ کیلومتری شمال غرب معدن مس سرچشمه، در استان کرمان، قرار گرفته است. فاصله مستقیم این معدن تا شهرستان شهر بابک ۲۷ کیلومتر است (اوتومک، ۱۹۹۲). این کانسار در ناحیه‌ای کوهستانی قرار گرفته و توپوگرافی معدن به گونه‌ای است که بالاترین تراز معدن در حدود ۲۶۵۰ متر ارتفاع دارد. سنگ میزبان کانه‌زایی از نوع دیوریت است که درون سنگ‌های آذرین آتشفشانی (عموماً ترکیبی از آندزیت، توف و مخلوطی از آن‌ها) جای گرفته است. از این رو، واحدهای سنگی مطالعه شده در این تحقیق در دو گروه سنگ‌شناسی جای گرفته اند: دیوریت و آندزیت-توف. موقعیت معدن میدوک در شکل ۴-۴ نشان داده شده است.



شکل ۴-۴- موقعیت معدن میدوک (گوگل، ۲۰۲۰)

سه زون کانه‌زایی شامل زون اکسیداسیون، سوپرژن و هیپوژن در معدن یافت می‌شود. کانه‌زایی‌های هیپوژن و سوپرژن با استفاده از روش‌های میکروسکوپی شناسایی شده است. آلتراسیون فلیک غالب-

ترین نوع دگرسانی در زون هیپوژن است و آلتراسیون آرژیلیک زون سوپرژن بر روی آن و نزدیکی سطح قرار گرفته است. آلتراسیون پتاسیک بیشتر در زون هیپوژن عمیق مشاهده می‌شود. آلتراسیون پروپلیتیک و کانی‌های اپیدوت و کلریت نیز در برخی از مناطق توده آتشفشانی آندزیتی وجود دارد (اوتومک، ۱۹۹۲). وجود واحدهای سنگی و آلتراسیونی مختلف ساختگاه معدن میدوک را تبدیل به محیطی با خصوصیات ژئومکانیکی متغیر کرده است که به‌کارگیری روش‌های احتمالاتی را برای ویژگی‌سنجی، تحلیل و تفسیر آن را در شرایط مختلف ضروری می‌سازد.

۴-۵-۲- مطالعات آزمایشگاهی

دو کمپین حفاری متشکل از هر دو نوع گمانه‌های اکتشافی و ژئوتکنیکی در معدن میدوک اجرا شده و داده‌های آزمایشگاهی ژئومکانیک برای هر دو آن‌ها در دسترس است. تعداد ۲۰ حلقه گمانه زاویه‌دار با طول کلی بیش از ۵۵۰۰ متر در قالب حفاری‌های ژئوتکنیکی و تعداد ۳۹ حلقه گمانه قائم با طولی بیش از ۲۷۰۰۰ متر در قالب حفاری‌های اکتشافی در این معدن اجرا شده اند. موقعیت گمانه‌های ژئوتکنیکی حفر شده و مسیر آن‌ها نسبت به نقشه معدن در پیوست (شکل پ-۱) ارائه شده است. نمونه‌های آزمایشگاهی ژئومکانیک در حین حفاری گمانه‌ها به‌منظور کسب اطلاعات ژئومکانیکی واحدهای سنگ بکر شامل مقاومت فشاری تک‌محوره، فشاری سه‌محوره، کششی برزیلی یا غیرمستقیم، شاخص بار نقطه‌ای و برش مستقیم انتخاب شدند (آزمونه فولاد، ۲۰۱۹).

(۱) مقاومت فشاری تک‌محوره

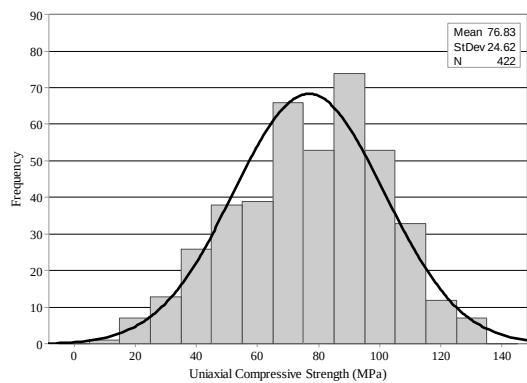
آزمون مقاومت فشاری محصور نشده یا تک‌محوره مرسوم‌ترین ابزار ویژگی‌سنجی شاخص در پروژه‌های مهندسی سنگ است. آزمون‌های مقاومت تک‌محوره در معدن میدوک مطابق با دستورالعمل پیشنهادی انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (۱۹۸۱) انجام شد. تعداد ۲۳۴ آزمون مربوط به واحد سنگی آندزیت-توف و ۴۲۲ مورد مربوط به نمونه‌های دیوریت بوده است. تفاوت بین تعداد آزمون‌ها از این واقعیت نشأت می‌گیرد که دیوریت درصد بیشتری از توده‌سنگ‌های معدن را به‌ویژه در ترازهای پایینی تشکیل می‌دهد. کیفیت پایین مغزه‌ها در ترازهای بالایی را نیز می‌توان به‌عنوان دلیل دیگر عدم‌برابری تعداد نمونه‌های این دو واحد بیان نمود. با این وجود، تلاش بر این بوده است که آزمون‌ها بر روی نمونه‌های معرف فاقد نقیصه انجام شود تا نتایج به‌طور واقع‌گرایانه منعکس‌کننده ویژگی‌های سنگ بکر و پراکندگی آماری آن‌ها باشند. نسبت ارتفاع به قطر نمونه‌ها برای این آزمون برابر با ۲/۵ و قطر نمونه‌ها در بازه ۵/۹-۶/۱ سانتیمتر ثبت شده است. مقادیر نسبت پواسون و مدول یانگ نیز در تمامی آزمون‌های مقاومت فشاری تک‌محوره با استفاده از کرنش‌های عمودی و جانبی محاسبه شدند.

هیستوگرام فراوانی مقادیر به دست آمده برای مقاومت فشاری تک محوره، نسبت پواسون و مدول یانگ واحدهای سنگی دیوریت و آندزیت-توف به همراه تابع توزیع احتمال آن‌ها در شکل‌های ۴-۵ (الف)- (و) نشان داده شده است. محققین بسیاری استفاده از تابع توزیع نرمال یا تابع توزیع نرمال بریده شده را برای مقاومت فشاری تک محوره پیشنهاد کرده اند (هوک، ۱۹۹۸؛ تیواری و همکاران، ۲۰۱۷؛ گراسو و همکاران، ۱۹۹۲؛ هسو و نلسون، ۲۰۰۲؛ پاتاک و نیلسن، ۲۰۰۴؛ ساری و همکاران، ۲۰۱۰). از این-رو، در این مطالعه نیز یک تابع توزیع نرمال به منظور برآورد گشتاورهای آماری (مقدار میانگین و انحراف استاندارد) مشخصات مذکور بر روی داده‌های واقعی حاصل از آزمون مقاومت فشاری برآزش شده است. کای (۲۰۰۴) تابع توزیع نرمال را برای توصیف مدول یانگ نمونه‌های سنگ بکر پیشنهاد نمود در حالی که تیواری و همکاران (۲۰۱۷) از توزیع لگاریتمی نرمال برای این منظور استفاده کرد. از طرف دیگر، تغییرات نسبت پواسون نمونه‌های سنگ در تحقیقات پیشین مطالعه نشده است که احتمالاً به دلیل محدوده تغییرات اندک این ویژگی است. در این مطالعه، توزیع نرمال برای نمایش تغییرپذیری مدول یانگ و نسبت پواسون استفاده شده است.

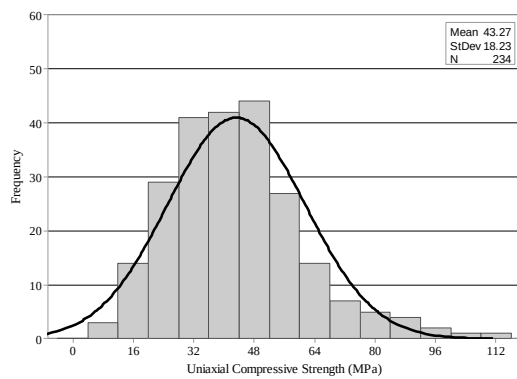
(۲) چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی

آزمون مقاومت فشاری سه محوره برای تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های سنگ بکر استفاده شده اند. فشارهای اعمالی بر نمونه در این حالت از دو مولفه تشکیل می‌شود: مولفه تنش محصورکننده و انحرافی. فشار محصورکننده به صورت هیدرولیکی به سطح خارجی نمونه وارد می‌شود در حالی که افزایش فشار انحرافی به صورت محوری و تا لحظه وقوع شکست اعمال می‌گردد. آزمون‌های فشاری سه محوره در معدن میدوک بر روی ۱۱۵ نمونه استوانه‌ای انجام شده است که در این میان تعداد ۸۰ آزمون بر روی نمونه‌های دیوریت و ۳۵ آزمون بر روی نمونه‌های آندزیت توف انجام شده است. مشابه آزمون تک محوره، در این مورد هم از دستورالعمل‌های استاندارد پیشنهادی انجمن بین-المللی مکانیک سنگ (۱۹۸۱) برای انجام آزمون و تعیین خصوصیات مقاومتی استفاده شده است.

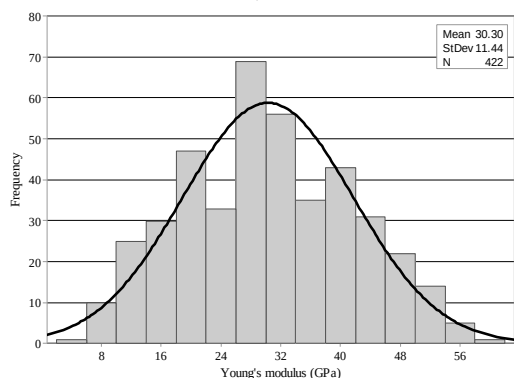
هیستوگرام فراوانی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های دیوریت و آندزیت-توف در شکل-های ۴-۶ (الف)-(د) در کنار توابع توزیع احتمال آن‌ها ارائه شده است. کای (۲۰۱۱) توابع توزیع ویبل و نرمال را برای توصیف این دو پارامتر پیشنهاد کرد. توزیع نرمال در این مطالعه برای توصیف چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های سنگ بکر انتخاب شده است.



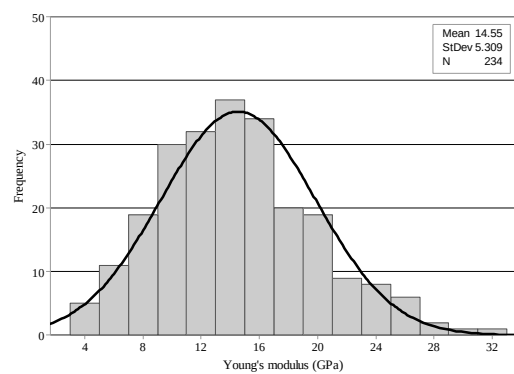
(ب)



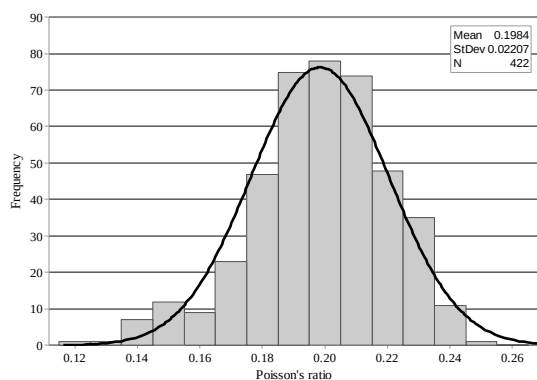
(الف)



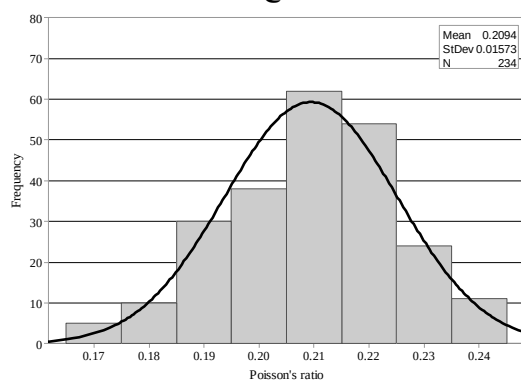
(د)



(ج)

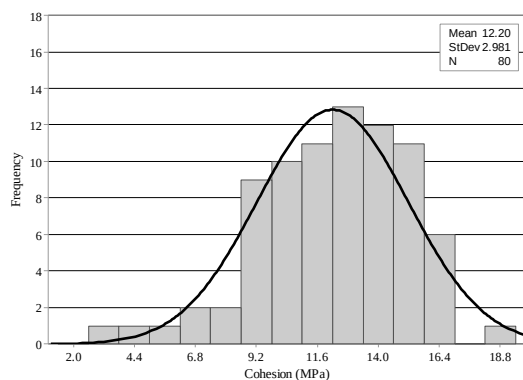


(و)

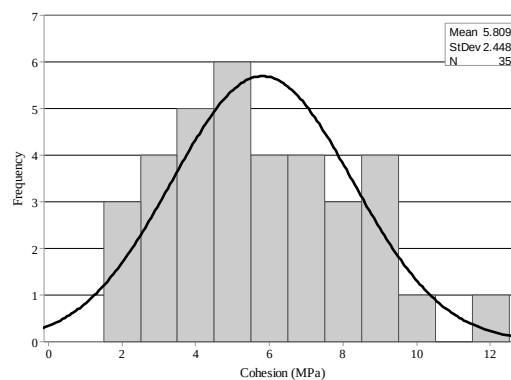


(هـ)

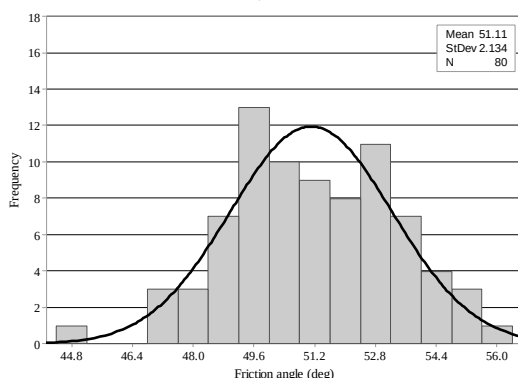
شکل ۴-۵- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام برای: (الف) - (ب) مقاومت فشاری تک محوره؛ (ج) - (د) مدول یانگ؛ و (ه) - (و) نسبت پواسون به ترتیب برای آندزیت-توف و دیوریت (ادامه)



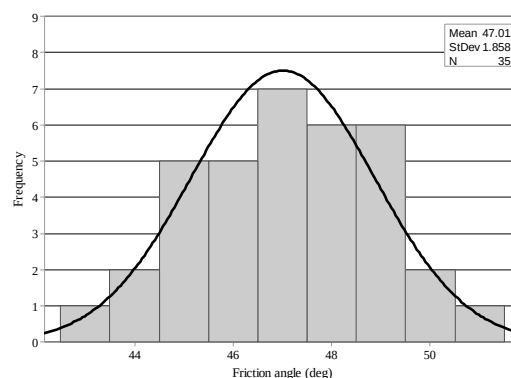
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

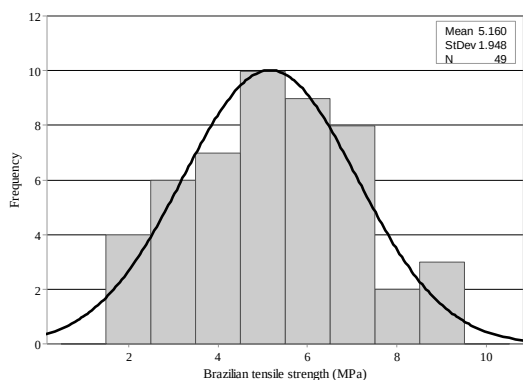
شکل ۴-۶- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام برای: (الف)-(ب) چسبندگی؛ (ج)-(د) زاویه اصطکاک داخلی

(۳) مقاومت کششی

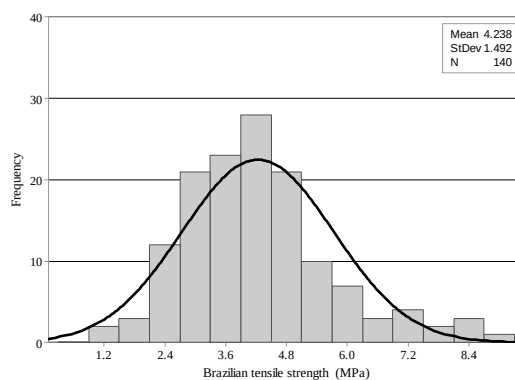
آزمایش مقاومت کششی سنگ را می‌توان به دو روش مستقیم و غیرمستقیم انجام داد. با این وجود، آزمون مقاومت کششی مستقیم به دلیل دشواری در تهیه نمونه‌های مناسب و انجام آزمون معمول نیست. در نتیجه، آزمون مقاومت کششی برزیلی^۱ معمولاً به منظور به دست آوردن معیاری از مقاومت کششی نمونه‌های سنگی سخت مورد استفاده قرار می‌گیرد (هسو و نلسون، ۲۰۰۲). مقادیر مقاومت کششی تعداد ۱۸۹ نمونه سنگ از معدن مس میدوک در طی کمپین‌های حفاری ژئوتکنیکی و اکتشافی در نتیجه آزمون‌های انجام شده ثبت شده اند که ۱۴۰ نمونه مربوط به آندزیت-توف و ۴۹ مورد مربوط به دیوریت بوده است.

شکل‌های ۴-۷ (الف)-(ب) هیستوگرام فراوانی و تابع توزیع نرمال مفروض برای داده‌های واقعی مقاومت کششی برزیلی را به ترتیب برای دیوریت و آندزیت-توف به تصویر می‌کشد. تابع توزیع نرمال در این مورد نیز برای توصیف مقاومت کششی سنگ مورد استفاده قرار گرفته است.

¹ Brazilian tensile strength (BTS)



(ب)



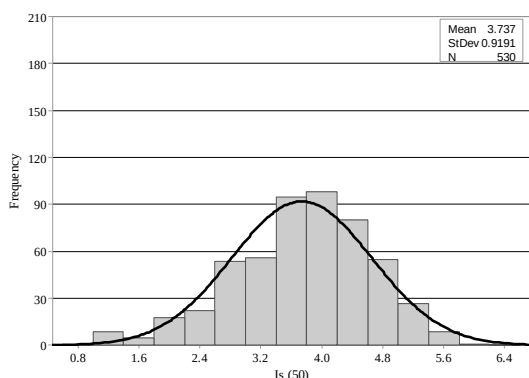
(الف)

شکل ۴-۷- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام مقاومت کششی برای: (الف) آندزیت-توف؛ (ب) دیوریت

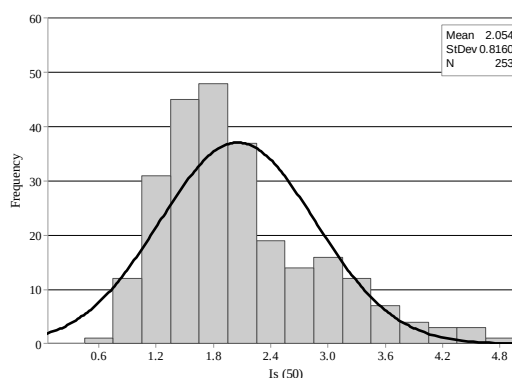
(۴) شاخص بار نقطه‌ای

آزمون بار نقطه‌ای را می‌توان به‌عنوان جایگزینی برای آزمون مقاومت فشاری تک‌محوره در نظر گرفت. این آزمون مزیت‌هایی در مقایسه با دیگر آزمون‌های شاخص سنگ بکر دارد. نخست، امکان انجام این آزمون بر روی نمونه‌هایی به شکل‌های مختلف نظیر مغزه استوانه‌ای، بلوکی و یا حتی قطعات فاقد شکل منظم وجود دارد. دوم آن‌که؛ این آزمون به‌عنوان یک آزمایش ساده و کم‌هزینه هم به‌صورت صحرایی و هم به‌صورت آزمایشگاهی در دسترس است (براج و فرانکلین^۱، ۱۹۷۲). آزمون شاخص بار نقطه‌ای در معدن میدوک بر روی ۷۸۳ نمونه با نسبت طول به قطری در بازه ۰/۳ تا ۱ انجام شده است. نمونه‌ها شامل ۵۳۰ نمونه دیوریت و ۲۵۳ نمونه آندزیت-توف بوده‌اند.

هیستوگرام فراوانی مقادیر شاخص بار نقطه‌ای دیوریت و آندزیت-توف و توابع توزیع احتمال آن‌ها در شکل‌های ۴-۸ (الف)-(ب) نشان داده شده است. از توزیع نرمال در این تحقیق برای توصیف آماری شاخص بار نقطه‌ای نمونه‌های سنگ بکر در معدن میدوک بهره‌گیری شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۴-۸- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام شاخص بار نقطه‌ای برای: (الف) آندزیت-توف؛ (ب) دیوریت

¹ Broch and Franklin

(۵) ثابت m_i هوک-براون

معیار شکست هوک-براون بر مبنای مطالعه آزمایشگاهی رابطه بین تنش‌های اصلی در نقطه شکست نمونه‌های سنگ توسعه یافته است (هوک و براون، ۱۹۸۰). این معیار برای سنگ بکر به صورت رابطه (۴-۴) تعریف می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_r + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_r}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{1/5} \quad (۴-۴)$$

در رابطه (۴-۴) اگر $\sigma_1 = 0$ باشد، σ_r برابر با مقاومت کششی (σ_t) خواهد بود و رابطه (۴-۴) به شکل زیر در خواهد آمد:

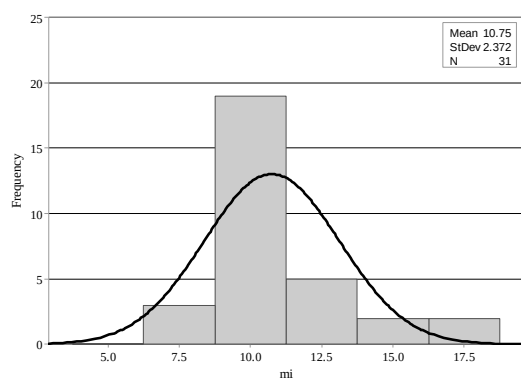
$$m_i = \left(\left(\frac{\sigma_t}{\sigma_c} \right)^r - 1 \right) \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t} \right) = -R \left(\frac{1}{R^r} - 1 \right) \quad (۵-۴)$$

کای (۲۰۱۰) عنوان کرده است هنگامی که نسبت مقامت فشاری به کششی (R) بیش‌تر یا برابر با ۸ باشد، عبارت $(\sigma_t/\sigma_c)^r$ در رابطه (۵-۴) قابل حذف خواهد بود. بنابراین، رابطه (۶-۴) حاصل می‌شود:

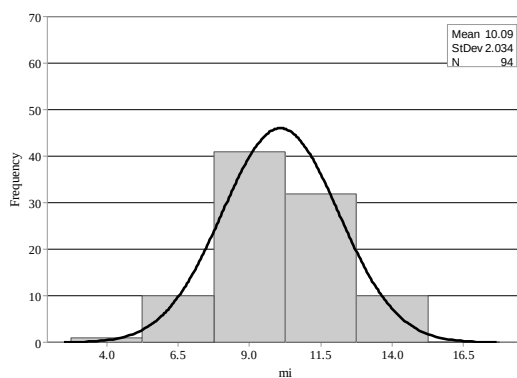
$$m_i \approx \frac{\sigma_c}{|\sigma_t|} = R \quad (۶-۴)$$

با وجود اهمیت نتایج آزمون سه‌محوره، مسائل اقتصادی و فنی تهیه نمونه‌های مناسب سبب محدودیت استفاده از این آزمون در ویژگی‌سنجی ساختگاه‌ها در پروژه‌های ژئومکانیکی شده است؛ به طوری که مطالعه آماری تغییرپذیری ثابت m_i بر اساس داده‌های آزمون سه‌محوره معمولاً امکان‌پذیر نیست. بنابراین، رابطه فوق به طور خاص برای ارزیابی آماری m_i مفید خواهد بود چون داده‌های مقاومت فشاری تک‌محوره و مقاومت کششی در مقایسه با آزمون سه‌محوره بیشتر در دسترس هستند. شایان ذکر است که رابطه (۶-۴) تنها در صورتی که $R \geq 8$ باشد، کاربرد دارد.

ثابت m_i برای تعداد ۱۲۵ مورد داده محاسبه شده که در این بین تعداد ۳۱ داده مربوط به دیوریت و ۹۴ مورد مربوط به آندزیت-توف است. شکل ۴-۹ هیستوگرام‌های فراوانی و تابع توزیع احتمال داده‌های m_i را به ترتیب برای دیوریت و آندزیت-توف نشان می‌دهد. توجه شود که مقادیر مقاومت فشاری و کششی برزلی متناظر بر مبنای عمق نمونه مغزه‌ها انتخاب شده اند.



(ب)

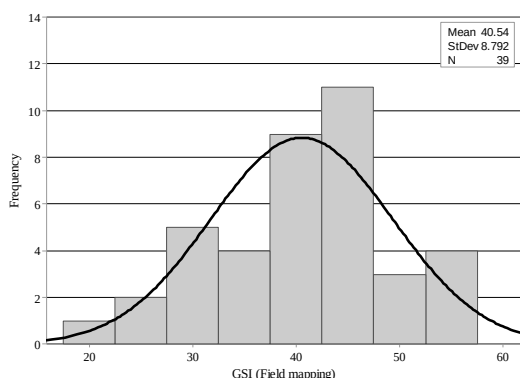


(الف)

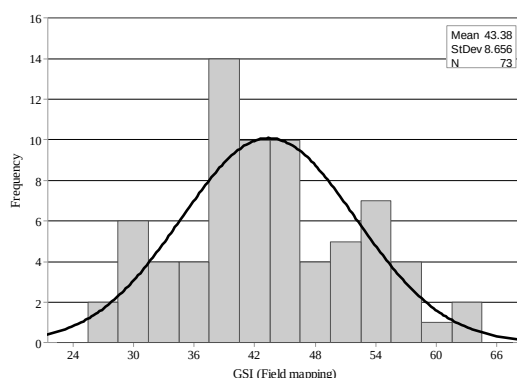
شکل ۴-۹- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام ثابت m_i برای: (الف) آندزیت-توف؛ (ب) دیوریت

۴-۵-۳- مطالعات میدانی

برداشت میدانی در معدن میدوک با هدف جمع‌آوری داده‌های مربوط به شاخص GSI توده‌سنگ انجام شد. در این راستا، تمامی ۱۳ پله موجود در معدن در زمان انجام مطالعات در این مطالعه مورد برداشت قرار گرفت. از دید زمین‌شناسی ساختاری، بیشتر توده‌سنگ‌های تشکیل‌دهنده معدن در گروه بلوکی/دست‌خورده (B/D) چارت مورد استفاده قرار می‌گیرند به‌طوری‌که عدد J_v برای تمامی بخش‌ها در بازه ۳۰-۱۰ محاسبه شده است. به‌علاوه، شرایط سطحی درزه‌ها به‌طور عمده از شرایط ضعیف (P) تا خوب (G) متغیر است. از این‌رو، تلاش بر این بوده است تا کلاس‌های SCR مختلف (F ، P و G) توده‌سنگ‌های بلوکی/دست‌خورده در نمایش نتایج مطالعه تفکیک گردد. بدین ترتیب، نمایش بهتری از تغییرات شرایط ژئومکانیکی توده‌سنگ به نسبت نمایش محدود نشده تغییرات GSI حاصل خواهد شد. شکل ۴-۱۰- هیستوگرام‌های فراوانی و توابع توزیع احتمال شاخص GSI را برای دو واحد دیوریت و آندزیت-توف و به تصویر می‌کشد. مطابق با این شکل، مقدار این شاخص بین ۲۷ تا ۶۴ برای آندزیت توف و بین ۲۰ تا ۵۵ برای دیوریت در تغییر است.



(ب)



(الف)

شکل ۴-۱۰- نمودارهای توزیع احتمال و هیستوگرام GSI برای: (الف) آندزیت-توف؛ (ب) دیوریت

۴-۵-۴- آزمون نکویی برازش

بررسی آماری جهت تخمین واقع‌گرایانه خواص اجزای تشکیل‌دهنده زمین ضروری است. خواص توده-سنگ مدل‌سازی شده با توجه به خطاهای اندازه‌گیری می‌تواند متغیر باشد. هدف از این بخش بررسی میزان انطباق توزیع داده‌های ویژگی‌های توده‌سنگ با توابع توزیع تخصیص‌یافته است. به‌منظور ارزیابی میزان تشابه توزیع داده‌ها با توابع توزیع برازش‌شده برای ویژگی‌های سنگ بکر از آزمون نکویی برازش کای دو^۱ (χ^2) استفاده شد. با استفاده از این آزمون فراوانی داده‌های واقعی در هر یک از دسته داده‌ها با فراوانی قابل انتظار متغیر مورد بررسی مطابق با تابع توزیع برازش‌شده مقایسه می‌گردد. آماره مربوط به این آزمون از رابطه (۷-۴) محاسبه می‌شود:

$$\chi^2 = \sum (O_i - e_i)^2 / e_i \quad (7-4)$$

در این رابطه O_i تعداد داده‌های واقعی قرار گرفته در دسته i و e_i تعداد داده‌های مورد انتظار در این دسته طبق تابع توزیع برازش‌شده است. همچنین، درجه آزادی داده‌ها^۲ (df) معادل تعداد دسته‌ها منهای یک تعریف می‌شود. بر این اساس، یک آزمون فرض برای عدم پیروی داده‌ها از توابع توزیع برازش‌شده تعریف می‌شود به‌طوری‌که در صورتی که مقدار آماره χ^2 برای داده‌ها از مقدار بحرانی آن در توزیع کای دو کمتر باشد، فرض صفر (عدم پیروی داده‌ها از توابع توزیع برازش‌شده) رد خواهد شد (ساری، ۲۰۰۹). لازم به ذکر است که مقادیر بحرانی مورد نظر با استفاده از کد دستوری $CHIINV(\alpha, df)$ در اکسل محاسبه شده که در آن α یک مقدار پیش‌فرض مانند ۰/۰۵ است که سطح اطمینان تخمین را بیان می‌کند. محاسبه گشتاورهای آماری هر متغیر تصادفی بر مبنای داده‌های واقعی که در بخش‌های قبل ارائه شد نیز ضروری است. از آنجایی که توابع توزیع پیشنهادی برای پارامترهای ورودی از نوع نرمال هستند، این گشتاورها شامل مقدار میانگین و واریانس یا انحراف استاندارد توزیع هستند. به‌دلیل این که تحلیل انجام‌شده در این مطالعه از نوع آماری هستند، انتظار بر این است که توزیع داده‌ها تابعی از اندازه آن‌ها باشد. اما در صورتی که نرمال بودن یک متغیر اثبات شود، گشتاورهای آن با تغییر اندازه نمونه‌ای که نرمال بودن آن محرز است، تغییر قابل توجهی نخواهد کرد. از طرف دیگر، جوامع آماری کوچک ممکن است از توابع توزیع متفاوت از توزیع نرمال پیروی کنند (آلتمن و بلند، ۱۹۹۵).

نتایج آزمون کای دو برای ویژگی‌های ژئومکانیکی ورودی به تفکیک در جدول ۴-۱ ارائه شده است. مطابق با این جدول داده‌های مربوط به تمامی خصوصیات به‌جز اندیس بار نقطه‌ای تطابق خوبی با

¹ Chi-squared goodness of fit test

² Degree of Freedom

توابع توزیع پیشنهادی دارند. نکته حائز اهمیت این است که نتیجه آزمون کای دو به شدت به فراوانی داده‌ها وابسته است، به طوری که برای اندیس بار نقطه‌ای که به دلیل هزینه کم تعداد داده زیادی از آن در دسترس می‌باشد همین امر سبب عدم تطابق آن با تابع توزیع برازش شده گردیده است.

جدول ۴-۱- نتایج آزمون کای دو برای داده‌های ژئومکانیکی واقعی دیوریت (DIO) و آندزیت-توف (ATU)

ویژگی	واحد	فراوانی مشاهده شده	فراوانی مورد انتظار	χ^2	CHIINV	میانگین	انحراف استاندارد
E_i	DIO	۴۲۲	۴۱۱/۱۲	۲۳/۷۶	۲۵/۰۰	۳۰/۳۰	۱۱/۴۴
	ATU	۲۳۴	۲۳۰/۹۶	۹/۹۵	۲۵/۰۰	۱۴/۵۵	۵/۳۰
θ	DIO	۴۲۲	۴۱۸/۲۳	۲۱/۹۸	۲۵/۰۰	۰/۲۰	۰/۰۲
	ATU	۲۳۴	۲۳۲/۷۷	۴/۸۵	۱۵/۵۱	۰/۲۱	۰/۰۲
σ_c	DIO	۴۲۲	۴۱۷/۹۲	۱۶/۵۲	۲۳/۶۸	۷۶/۸۳	۲۴/۶۲
	ATU	۲۳۴	۲۳۴/۵۳	۱۳/۷۳	۲۵/۰۰	۴۳/۲۷	۱۸/۲۳
C_i	DIO	۸۰	۷۸/۶۴	۱۱/۳۴	۲۵/۰۰	۱۲/۱۵	۳/۲۳
	ATU	۳۵	۳۳/۵۹	۵/۷۸	۱۹/۶۸	۵/۱۸	۲/۴۵
φ_i	DIO	۸۰	۷۹/۱۵	۱۱/۹۱	۲۵/۰۰	۵۱/۱۱	۲/۱۳
	ATU	۳۵	۳۴/۷۱	۱/۶۷	۲۵/۰۰	۵۱/۱۱	۲/۱۳
m_i	DIO	۳۱	۳۱/۱۰	۹/۵۲	۱۲/۵۹	۱۰/۷۵	۲/۳۷
	ATU	۹۱	۹۶/۶۰	۴/۱۰	۱۲/۵۹	۱۰/۰۹	۲/۰۳
σ_t	DIO	۴۹	۴۸/۶۵	۵/۰۶	۱۸/۳۱	۵/۱۶	۱/۹۵
	ATU	۱۴۰	۱۲۷/۵۹	۲۰/۸۵	۲۵/۰۰	۴/۲۷	۱/۵۶
PLI	DIO	۵۲۹	۴۳۸/۳۰	۵۰/۲۹	۲۵/۰۰	۳/۷۴	۰/۹۲
	ATU	۲۵۳	۲۳۶/۹۳	۴۶/۹۸	۲۵/۰۰	۲/۰۵	۰/۸۱
GSI	DIO	۳۹	۳۹/۱۵	۵/۷۶	۱۶/۹۲	۴۰/۵۴	۸/۷۹
	ATU	۷۳	۷۲/۴۴	۱۳/۶۷	۲۴/۹۹	۴۳/۳۸	۸/۶۶

۴-۵-۵- فرمولاسیون برآورد ویژگی‌های توده سنگ

در بخش قبل مشخص شد که مدول یانگ، نسبت پواسون، مقاومت فشاری تک محوره، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مقاومت کششی برزیلی، ثابت m_i و GSI از جوامع آماری نرمال انتخاب شده اند. بنابراین، آن‌ها را می‌توان به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفت. از این رو، یک رویکرد تصادفی در این بخش برای تعیین شاخص‌های آماری ویژگی‌های توده سنگ از طریق مقادیر متناظر سنگ بکر و سیستم طبقه بندی توده سنگ تشریح می‌شود.

محاسبه ثوابت هوک-براون (m_b ، s و a) واحدهای لیتولوژیکی گام نخست برآورد ویژگی‌های توده-سنگ است. هوک و همکاران (۲۰۰۲) روابط (۴-۸)-(۴-۱۰) را برای محاسبه ثوابت توده سنگ بر مبنای شاخص GSI و ثوابت متناظر سنگ بکر ارائه کرده است.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (4-8)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (9-4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (10-4)$$

پارامتر D در رابطه‌های فوق عامل اغتشاش نام دارد که به شدت آتشیاری و رهایی تنش تجربه شده توسط توده سنگ بستگی دارد (مقدار این پارامتر بین ۰ برای سنگ دست‌نخورده و ۱ برای سنگ کاملاً دست‌خورده متغیر است). در اینجا، پارامتر مذکور با توجه به تأثیر امواج آتشیاری بر روی کیفیت توده سنگ برابر با ۰/۷ در نظر گرفته شده است. با فرض $\sigma_3 = 0$ در رابطه (۱-۴)، برآورد مقاومت فشاری تک‌محوره توده سنگ با جایگذاری مقادیر منته به صورت رابطه (۱۱-۴) ممکن خواهد بود:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c s^a \quad (11-4)$$

هنگامی که $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_{tm}$ باشد، مقاومت کششی توده سنگ از رابطه (۱۲-۴) به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\sigma_{tm} = \frac{s\sigma_c}{m_b} \quad (12-4)$$

مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ بایستی با استفاده از رابطه (۱۳-۴) که توسط هوک و دیدریکس (۲۰۰۶) محاسبه شود:

$$E_m = 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (13-4)$$

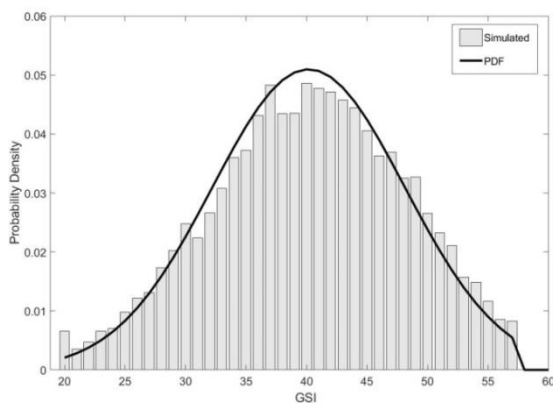
۴-۵-۶- تحلیل تصادفی

برآورد تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از فرمولاسیون ارائه شده در زیربخش قبل و ترکیب آن با شبیه‌سازی مونت کارلو امکان‌پذیر خواهد بود. تخمین مذکور با هدف تحلیل پایداری کارگاه‌های معدنی زیرزمینی معدن میدوک که در دست مطالعه هستند انجام شده است. از این‌رو، عمق تحلیل معادل ۸۰۰ متر در نظر گرفته شد. بدین منظور، الگوریتمی در محیط نرم‌افزار متلب^۱ نوشته شد که به صورت تصادفی متغیرهای ورودی را از جوامع آماری آن‌ها انتخاب و شبیه‌سازی را برای تعداد تکرار مشخص n (برای مثال $n = 10^4$) اجرا کرده و توابع توزیع احتمال و گشتاورهای آماری متغیرهای خروجی را تعیین می‌نماید. در این بخش، شاخص GSI و m_i با توجه فرمولاسیون

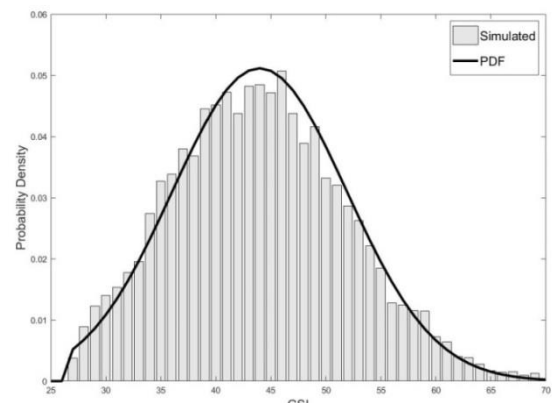
¹ Matrix laboratory (MATLAB)

ارائه شده به عنوان نخستین خصوصیات تصادفی ورودی به منظور به دست آوردن ثوابت هوک-براون توده سنگ (m_b , s و a) در نظر گرفته شد. این ثوابت سپس به همراه دسته دوم خصوصیات ورودی تصادفی (σ_c) برای محاسبه تصادفی متغیرهای خروجی نهایی الگوریتم شامل مقاومت فشاری تک-محوره، مقاومت کششی و مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ استفاده شده اند. مقادیر قطعی متناظر خصوصیات توده سنگ نیز به منظور مقایسه با گشتاورهای آماری توزیع های احتمالاتی مورد استفاده قرار گرفتند.

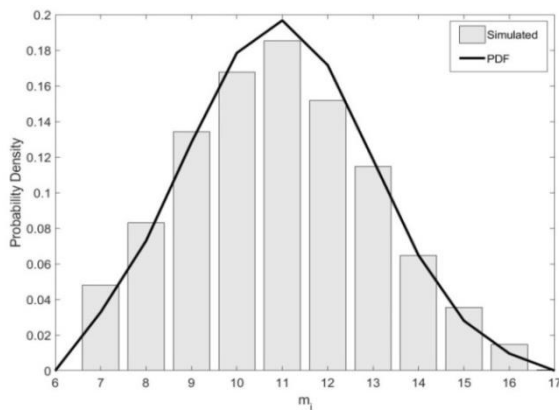
همان طور که عنوان شد، گام نخست تحلیل تصادفی تولید توابع توزیع احتمال متغیرهای ورودی مطابق با شاخص های آماری به دست آمده از مشاهدات واقعی است. شکل های ۴-۱۱ (الف)-(و) توابع توزیع احتمال متغیرهای ورودی (GSI ، m_i و σ_c) را ارائه می کند. هیستوگرام های مربوط به داده های تولید شده در طی شبیه سازی نیز در این شکل نشان داده شده اند. برخی از دنباله های توابع توزیع احتمال به منظور جلوگیری از وقوع مقادیر غیرواقعی (نظیر اعداد منفی و ...) بریده شد. برای مثال، یک تابع توزیع نرمال بریده شده برای شاخص GSI پیشنهاد شد تا از تولید مقادیر کمتر از مقادیر حداقل برآورده شده در برداشت های میدانی پرهیز شود.



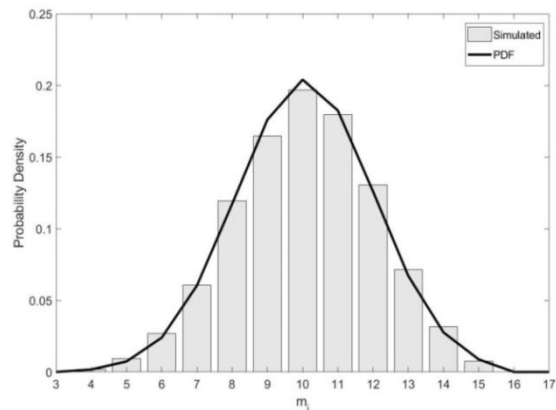
(ب)



(الف)

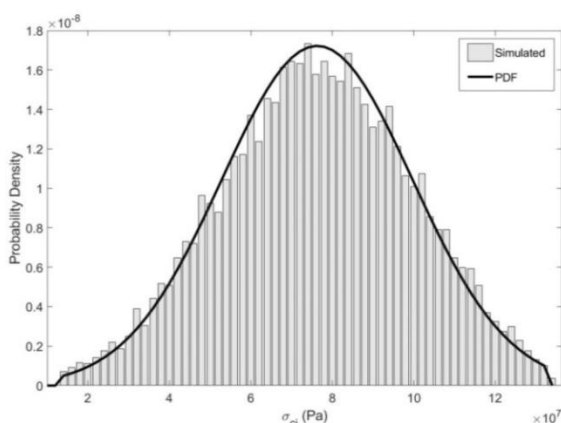


(د)

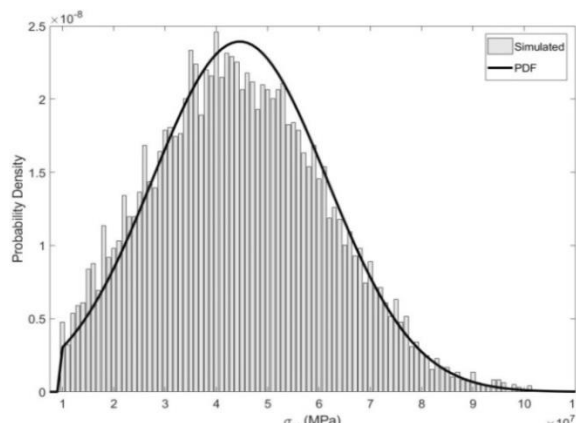


(ج)

شکل ۴-۱۱- توابع توزیع: (الف)-(ب) GSI ; (ج)-(د) m_i ; و (ه)-(و) σ_c به ترتیب برای آندزیت-توف و دیوریت



(و)



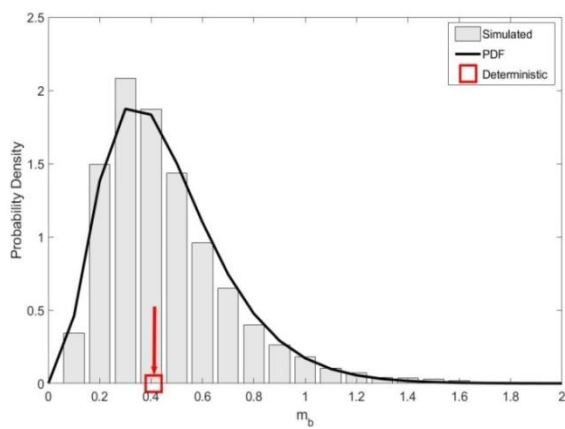
(ه)

شکل ۴-۱۱- توابع توزیع: (الف)-(ب) GSI ; (ج)-(د) m_i ; و (ه)-(و) σ_c به ترتیب برای آندزیت-توف و دیوریت (ادامه)

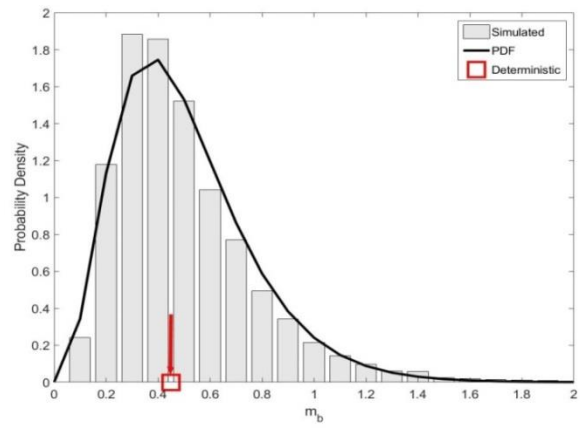
شبیه‌سازی مونت کارلو پس از تولید متغیرهای ورودی وارد مرحله فرمولاسیون شده و در آن نمونه-گیری از این متغیرها در هر گام تکراری به صورت منحصر به فرد انجام می‌شود. پس از انجام نمونه-گیری، محاسبات انجام شده و متغیرهای خروجی یعنی خصوصیات توده‌سنگ شامل σ_{cm} ، a ، s ، m_b ، E_m و σ_{tm} از گامی به گام دیگر تولید می‌شود. توابع توزیع احتمال و هیستوگرام‌های منتهی و مقادیر قطعی به دست آمده از روابط مذکور در شکل‌های ۴-۱۲ (الف)-(ل) ارائه شده اند. مطابق با این شکل‌ها، خصوصیات حاصل با وجود این که از تعداد تکرار بسیار زیادی به دست آمده و توابع توزیع متغیرهای ورودی نیز نرمال منظور شده اند، اما لزوماً از تابع توزیع نرمال پیروی نمی‌کنند. مقایسه نتایج روش-های احتمالاتی و قطعی نشان می‌دهد که در نظر گرفتن عدم قطعیت خصوصیات ژئومکانیکی توده-سنگ از طریق تحلیل تصادفی امکان‌پذیر است؛ در حالی که این امر با استفاده از تحلیل قطعی ممکن نخواهد بود. تغییرپذیری متغیرهای ورودی بیشترین تأثیر را بر مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ دارد. از طرف دیگر، مقاومت کششی نسبت به مدول تغییر شکل‌پذیری آن حساسیت کمتری به تغییرپذیری ورودی‌ها دارند. علاوه بر آن، توابع توزیع احتمال m_b و E_m دیوریت چولگی مثبت بیشتری در مقایسه با توزیع‌های متناظر آندزیت-توف از خود نشان می‌دهند. این مورد در مورد متغیرهای a و σ_{cm} کاملاً متفاوت است به طوری که توابع توزیع مربوط به آندزیت-توف چولگی مثبت بیشتری دارند.

انواع توابع توزیع حاصل برای خصوصیات ژئومکانیکی مختلف و شاخص آماری آن‌ها در جدول ۴-۲ ارائه شده است. توزیع گاما به عنوان تابع توزیعی با بهترین برازش برای متغیرهای m_b ، s و σ_{cm} معرفی شده است. از طرف دیگر، خصوصیات a ، σ_{tm} و E_m از توزیع لگاریتمی نرمال پیروی می‌کنند. ذکر این نکته ضروری است که نتایج این بخش از مطالعات برای ساختگاه پروژه‌ای با عدم قطعیت بالا در ویژگی‌های ژئومکانیکی آن به دست آمده است و مفروضات مختص این ساختگاه را در انجام تحلیل-

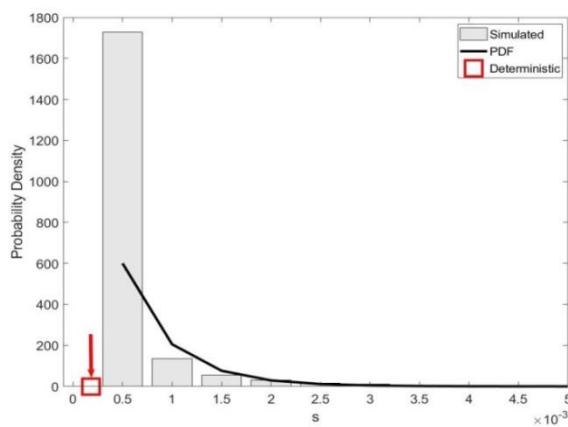
ها الزامی می‌سازد. بنابراین، انجام چنین تحلیلی در هر پروژه دیگری ممکن است نیازمند در نظر گرفتن جنبه‌های متفاوتی باشد.



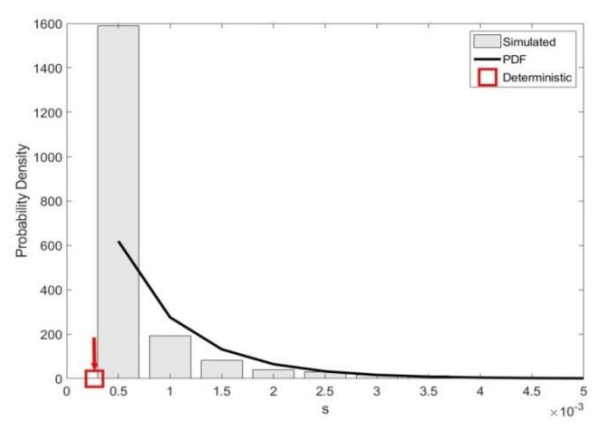
(ب)



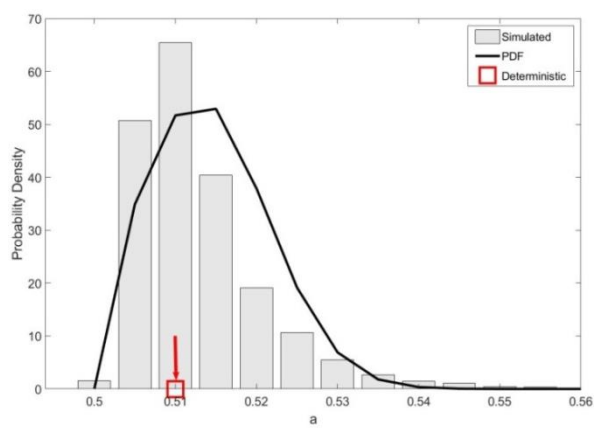
(الف)



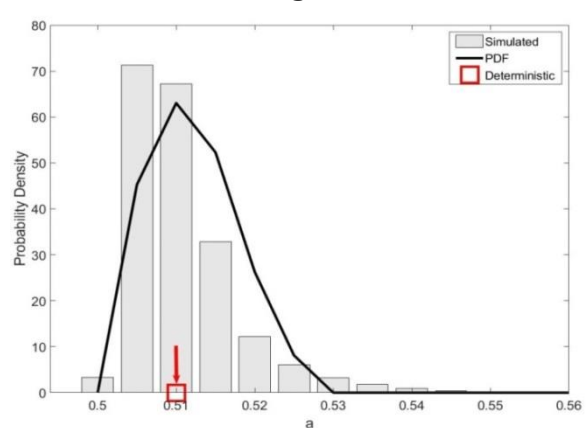
(د)



(ج)

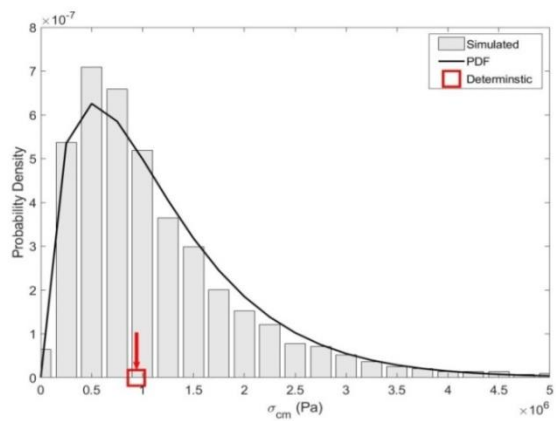


(و)

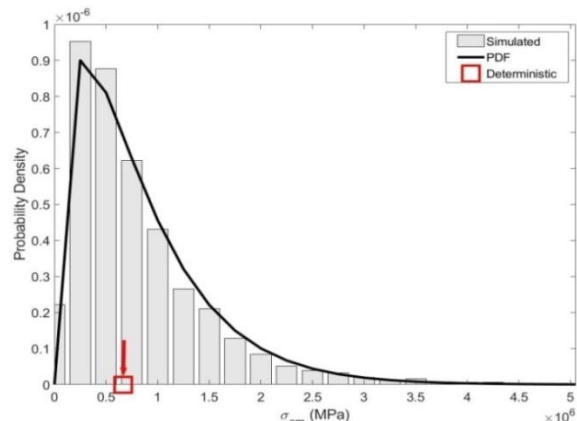


(ه)

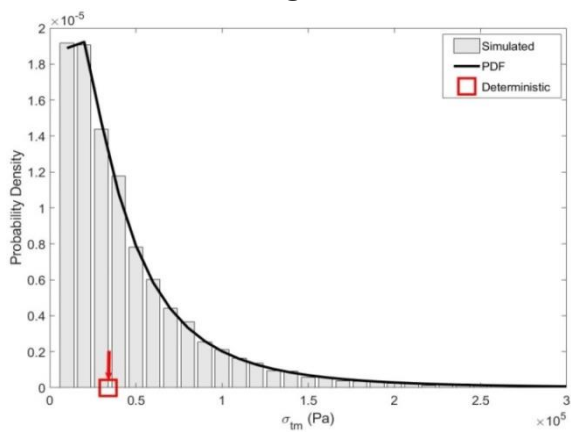
شکل ۴-۱۲- توابع توزیع متغیرهای خروجی و مقادیر قطعی متناظر برای: (الف)، (ج)، (ه)، (ز) و (ط) آندزیت-توف؛ (ب)، (د)، (و)، (ح) و (ی) دیوریت



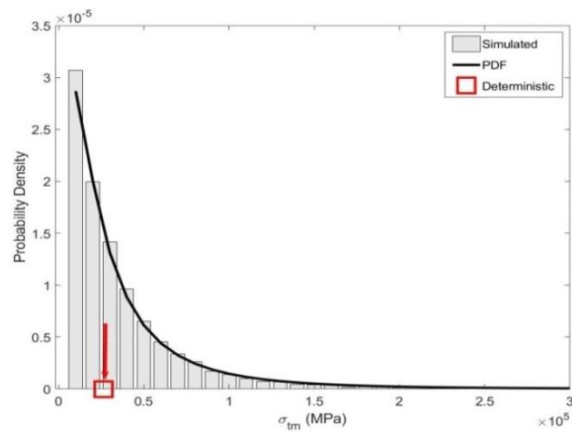
(ح)



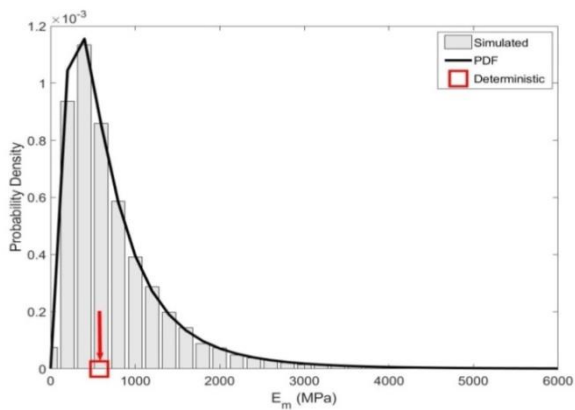
(ز)



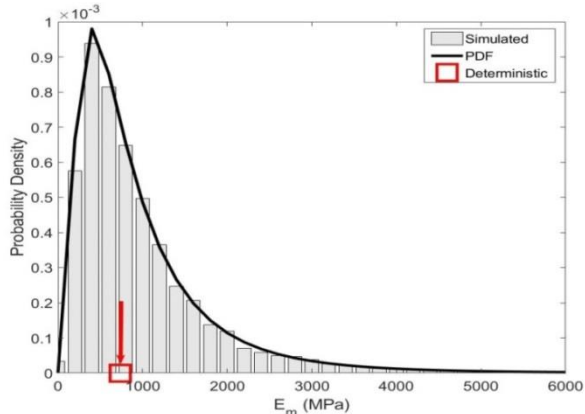
(ی)



(ط)



(ل)



(ک)

شکل ۴-۱۲- توابع توزیع متغیرهای خروجی و مقادیر قطعی متناظر برای: (الف)، (ج)، (ه)، (ز) و (ط) آندزیت-توف؛
(ب)، (د)، (و)، (ح) و (ی) دیوریت (ادامه)

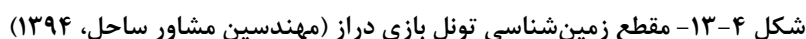
جدول ۴-۲ - شاخص‌های آماری ویژگی سنجی ژئومکانیکی معدن میدوک

ویژگی	شاخص آماری	دیوریت	آندزیت-توف
m_b	توزیع احتمال	گاما	گاما
	پارامتر شکل	۳/۷۳	۳/۷۷
	پارامتر مقیاس	۰/۱۲	۰/۱۳
s	توزیع احتمال	گاما	گاما
	پارامتر شکل	۰/۷۳	۰/۷۴
	پارامتر مقیاس	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۰۸
a	توزیع احتمال	لگاریتمی نرمال	لگاریتمی نرمال
	پارامتر مکان	-۴/۴۹	-۴/۶۷
	پارامتر مقیاس	۰/۵۷	۰/۵۸
σ_{cm}	توزیع احتمال	گاما	گاما
	پارامتر شکل	۱/۷۴	۱/۵۵
	پارامتر مقیاس	۰/۰۰۰۰۰۰۶۷	۰/۰۰۰۰۰۰۵۳
σ_{tm}	توزیع احتمال	لگاریتمی نرمال	لگاریتمی نرمال
	پارامتر مکان	۱۰/۳۸	۱۰/۰۸
	پارامتر مقیاس	۰/۹۱	۰/۹۹
E_m	توزیع احتمال	لگاریتمی نرمال	لگاریتمی نرمال
	پارامتر مکان	۶/۳۵	۶/۶۰
	پارامتر مقیاس	۰/۸۰	۰/۷۸

۴-۶- کاربرد رویکرد احتمالاتی در ویژگی سنجی ژئومکانیکی تونل‌ها

۴-۶-۱- تونل انتقال آب بازی دراز

تونل انتقال آب بازی دراز در بخش غربی استان کرمانشاه واقع شده است. این تونل به طول ۸ کیلومتر از بخشی از یک تاق‌دیس طویل‌گذر می‌کند. در تاق‌دیس مورد اشاره هسته تاق‌دیس را سازند گورپی شکل داده است که از طبقات شیلی همراه با میان‌لایه‌های نازک آهک مارنی تشکیل شده و به علت فرسایش‌پذیری بالای این سازند از ارتفاعات بخش محوری تاق‌دیس تا حدودی کاسته شده است. در طرفین هسته تاق‌دیس به ترتیب سازندهای تله‌زنگ، پابده، آسماری، گچساران، آغا‌جاری و بختیاری شکل گرفته‌اند (مهندسین مشاور ساحل، ۱۳۹۴). در شکل ۴-۱۳ مقطع زمین‌شناسی مسیر تونل و سازندهای مختلف تشکیل‌دهنده آن نشان داده شده است. مقطع C از این تونل واقع در سازند گچساران و متشکل از واحدهای سنگی مارن و انیدریت با مشخصات ارائه شده در جدول ۴-۳ برای مطالعه احتمالاتی ویژگی‌های ژئومکانیکی انتخاب شده است.



H (m)	γ (kN/m ³)	UCS (MPa)	GSI	نوع سنگ	واحد زمین‌شناسی
۲۱۷	۲۴/۵	۱۵	۶۲	مارن و انیدریت	گچساران

$$GSI_r = GSI_n \cdot e^{-0.134 GSI} \quad (14-4)$$
$$\varphi = \sin^{-1} \left(\frac{\varepsilon a m_b (s + m_b \sigma_{rn})^{a-1}}{\gamma(1+a)(\gamma+a) + \varepsilon a m_b (s + m_b \sigma_{rn})^{a-1}} \right) \quad (15-4)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1 + \gamma a)s + (1 - a)m_b\sigma_{rn}](s + m_b\sigma_{rn})^{a-1}}{(1 + a)(\gamma + a) \sqrt{\frac{1 + (\gamma a m_b(s + m_b\sigma_{rn})^{a-1})}{(1 + a)(\gamma + a)}}} \quad (16-4)$$

$$\sigma_{rn} = \frac{\sigma_{rmax}}{\sigma_{ci}} \quad (17-4)$$

$$\frac{\sigma_{rmax}}{\sigma_{cm}} = .19 \gamma \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-.19} \quad (14)$$

از آنجایی که تعداد داده کافی برای انجام تحلیل آماری در تونل بازی دراز در دسترس نبود، توابع توزیع احتمال خصوصیات ژئومکانیکی سنگ بکر بر مبنای رویکرد پیشنهادی انتخاب شدند. از این رو، از توابع توزیع نرمال برای تمامی متغیرهای سنگ بکر بهره‌گیری شد. جدول ۴-۴ شاخص‌های آماری توابع توزیع احتمال خصوصیات مذکور را ارائه می‌کند. در این مورد، تابع توزیع احتمال مقاومت فشاری تک‌محوره به‌منظور حذف مقادیر غیرکاربردی منفی بریده شد.

جدول ۴-۴- توابع توزیع و شاخص‌های آماری خصوصیات سنگ بکر تونل بازی دراز

ویژگی	شاخص آماری	مقدار
m_i ثابت	مقدار میانگین	۱۵
	انحراف استاندارد	۳/۳
	تابع توزیع	نرمال
مقاومت فشاری تک‌محوره (MPa)	مقدار میانگین	۱۵
	انحراف استاندارد	۶/۳
	تابع توزیع	نرمال

ضریب تغییرات (CoV) و مقدار میانگین ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ بر اساس مفروضات و فرمولاسیون ارائه شده در بخش قبل محاسبه شد. گشتاورهای آماری توابع توزیع خصوصیات حداکثر و باقی‌مانده توده‌سنگ به‌ترتیب در جدول ۴-۵ ارائه شده است. داده‌های شبیه‌سازی شده برای این خصوصیات نیز در شکل‌های پ-۲ و پ-۳ پیوست ارائه شده است.

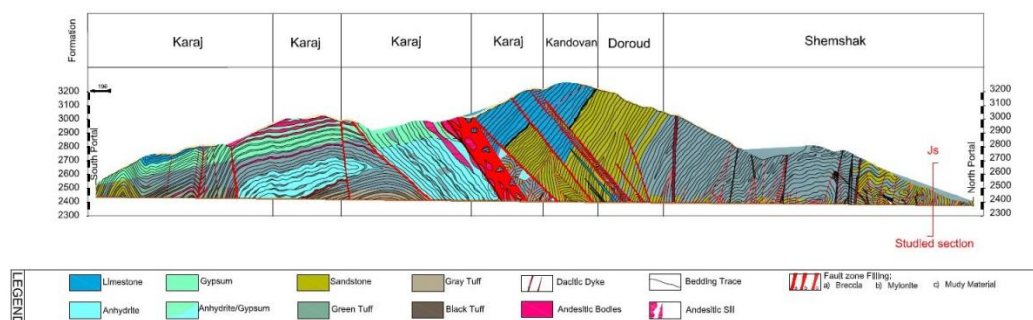
جدول ۴-۵- شاخص‌های آماری خصوصیات ژئومکانیکی حداکثر و باقی‌مانده توده‌سنگ تونل بازی دراز

ویژگی	مقدار در مقاومت حداکثر		مقدار در مقاومت باقی‌مانده	
	مقدار میانگین	انحراف استاندارد	مقدار میانگین	انحراف استاندارد
m_b	۳/۹۸	۱/۳۸	۱/۱۴	۰/۲۹
s	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۱
a	۰/۵۰	۰/۰۰۱	۰/۵۳	۰/۰۱
σ_{cm} (MPa)	۲/۰۰	۱/۳۰	۰/۲۲	۰/۱۰
E_m (GPa)	۲۵/۰۰	۱۲/۰۰	۱۴/۰۰	۴/۰۰
σ_{tm} (MPa)	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲
c (MPa)	۰/۵۵	۰/۱۲	۰/۳۰	۰/۰۵
φ (°)	۳۴/۴۰	۵/۱۳	۲۵/۳۰	۴/۰۰
GSI	۶۲/۰	۷/۸۰	۲۷/۳	۳/۴۰

۴-۶-۲- تونل البرز شرقی

تونل دوقلوی البرز طولانی‌ترین تونل آزادراه تهران-شمال است که در هر جهت خود ۶۳۰۰ متر طول دارد. تونل راهنمای^۱ البرز با استفاده از یک دستگاه حفاری تمام مقطع سپر باز^۲ اما تونل‌های دوقلوی البرز به روش مرحله‌ای حفاری شده است. هدف از حفاری تونل راهنما کسب اطلاعاتی در مورد شرایط زمین‌شناسی و ژئومکانیکی توده‌سنگ‌های مسیر تونل با استفاده از روش‌های مشاهداتی و جمع‌آوری، تحلیل و تفسیر داده‌های حاصل حین حفاری آن بوده است (ژئودیتا، ۲۰۱۶).

پروفیل طولی زمین‌شناسی تونل در شکل ۴-۱۴ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، مسیر تونل به ۷ بخش زمین‌شناسی تقریباً همگن از منظر واحدهای سنگی تقسیم شده است. برای هر بخش، خصوصیات ژئومکانیکی مورد نیاز بر مبنای اطلاعات موجود به‌دست آمد. جدول ۴-۶ خصوصیات ژئومکانیکی (شامل واحد زمین‌شناسی، موقعیت، مقاومت فشاری تک‌محوره، وزن مخصوص سنگ و ارتفاع روباره، GSI و RMR) مقطع مورد مطالعه (J_s) که در سازند شمشک واقع است را خلاصه می‌نماید. مقطع J_s در فاصله ۲۹۳/۲۰ + کیلومتری از پورتال شمالی تونل قرار دارد و به‌همین دلیل با این کد نیز شناخته می‌شود. سازند شمشک غالباً از توالی‌های آرژیلیت و ماسه-سنگ به‌همراه ساخت‌های عدسی‌شکل زغال و دایک‌های داسیتی تشکیل شده و بازه طول ۰ + ۰۰۰ تا ۴۸۸ + کیلومتری از پورتال شمالی تونل را شامل می‌شود. مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوره در این مقطع مربوط به نمونه‌های داسیت است. از طرف دیگر، مقادیر میانه و حداقل به‌ترتیب برای نمونه‌های ماسه‌سنگ و آرژیلیت ثبت شده اند. شرایط آب زیرزمینی داخل تونل راهنما در این مقطع به‌صورت چکه چکه (دبی معادل ۰/۱ تا ۰/۳ لیتر بر ثانیه) ثبت شده است.



شکل ۴-۱۴- مقطع زمین‌شناسی تونل‌های دوقلوی البرز (ژئودیتا، ۲۰۱۶)

جدول ۴-۶- ویژگی‌های ژئومکانیکی (مقادیر میانگین) مقطع J_s (ژئودیتا، ۲۰۱۶)

واحد زمین‌شناسی	نوع سنگ	RMR	GSI	UCS (MPa)	γ (kN/m ³)	H (m)
شمشک	ماسه سنگ و آرژیلیت	۴۴	۴۵	۸۱	۲۶/۳	۶۵

¹ Pilot tunnel

² Open gripper tunnel boring machine

برآورد ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ در این مورد مطالعاتی نیز مشابه مورد (۱) با استفاده از خصوصیات سنگ بکر و شرایط ژئومکانیکی آن (GSI) انجام شد. توابع توزیع مفروض در این مورد نیز مشابه توابع توزیع به‌دست‌آمده برای خصوصیات مختلف توده‌سنگ در مورد (۱) تعریف شده است. جدول ۴-۷ گشتاورهای آماری و نوع تابع توزیع احتمال خصوصیات سنگ بکر مورد استفاده در تخمین ویژگی‌های توده‌سنگ را ارائه می‌کند. لازم به توضیح است که مقادیر انحراف استاندارد بر مبنای تفاضل بین مقادیر متناظر با فراوانی ۴۹/۹ (مقدار میانگین) و فراوانی ۱۵/۸٪ محاسبه شده است. شاخص‌های آماری خصوصیات توده‌سنگ نیز در جدول ۴-۸ ارائه شده و منحنی توابع توزیع آن‌ها نیز در شکل پ-۴ پیوست ارائه شده است.

جدول ۴-۷- توابع توزیع و گشتاورهای آماری خصوصیات سنگ بکر تونل البرز

ویژگی	آماره	مقدار
ثابت m_i	مقدار میانگین	۱۳
	انحراف استاندارد	۲/۰
	تابع توزیع	نرمال
مقاومت فشاری تک‌محوره (MPa)	مقدار میانگین	۸۱
	انحراف استاندارد	۲۳/۶
	تابع توزیع	نرمال

جدول ۴-۸- توابع توزیع و شاخص‌های آماری خصوصیات ژئومکانیکی توده‌سنگ تونل البرز

ویژگی	شاخص آماری	مقدار
m_b	مقدار میانگین	۱/۰۳
	انحراف استاندارد	۰/۴۵
	تابع توزیع	گاما
s	مقدار میانگین	۰/۰۰۱
	انحراف استاندارد	۰/۰۰۲
	تابع توزیع	گاما
a	مقدار میانگین	۰/۵۱
	انحراف استاندارد	۰/۰۱
	تابع توزیع	لگاریتمی نرمال
σ_{cm} (MPa)	مقدار میانگین	۲/۳۳۲
	انحراف استاندارد	۱/۶۱۲
	تابع توزیع	گاما
E_m (GPa)	مقدار میانگین	۲/۰۲۷
	انحراف استاندارد	۱/۵۶۹
	تابع توزیع	لگاریتمی نرمال
σ_{tm} (MPa)	مقدار میانگین	۰/۰۷۵
	انحراف استاندارد	۰/۰۶۳
	تابع توزیع	لگاریتمی نرمال
c (MPa)	مقدار میانگین	۰/۴۴۰
	انحراف استاندارد	۰/۱۰۹
	تابع توزیع	نرمال
ϕ (°)	مقدار میانگین	۴۰/۱۹۰
	انحراف استاندارد	۴/۳۶۰
	تابع توزیع	نرمال
GSI	مقدار میانگین	۴۵/۰
	انحراف استاندارد	۸/۳
	تابع توزیع	نرمال

۴-۷- جمع‌بندی

تغییرپذیری تصادفی خصوصیات ژئومکانیکی توده‌سنگ یکی از مصادیق عدم قطعیت موجود در مهندسی ژئومکانیک است. در این فصل رویکردی بر مبنای روش شبیه‌سازی مونت کارلو به منظور ویژگی‌سنجی تصادفی توده‌سنگ در پروژه‌های مکانیک سنگی ارائه شد و کاربرد آن در سه پروژه متمایز به همراه جزئیات متغیر در هر یک از پروژه‌ها بررسی گردید. برخلاف مطالعات پیشین، نتایج

حاصل نشان‌دهنده این موضوع است که مشخصه‌های آماری خصوصیات توده‌سنگ الزاماً از مشخصه-های آماری متناظر ماده‌سنگ پیروی نمی‌کنند. بر این اساس، تابع گاما بهترین برازش را بر روی ثوابت m_b و s هوک-براون و مقاومت فشاری توده‌سنگ داشته است. همچنین، مقاومت کششی و مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ و ثابت a بر مبنای نتایج از توزیع لگاریتمی نرمال پیروی می‌نمایند.

فصل پنجم: تحلیل پایداری عددی-احتمالاتی توخل های مسکی

۵-۱- مقدمه

تحلیل پایداری حفريات زیرزمینی برای سالیان متمادی موضوع تحقیق بسیار مهمی در مهندسی ژئومکانیک بوده است. همان‌طور که در فصل ۳ عنوان شد، روش‌های تحلیل پایداری به دو دسته روش‌های قطعی و احتمالاتی تقسیم می‌شوند. روش‌های قطعی خود شامل روش‌های تجربی، تحلیلی، مدل‌سازی فیزیکی و مدل‌سازی عددی هستند. روش‌های احتمالاتی نیز در این رساله به روش‌های اعتباری، تحلیل عددی-احتمالاتی بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی و با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی خصوصیات دسته‌بندی شده اند.

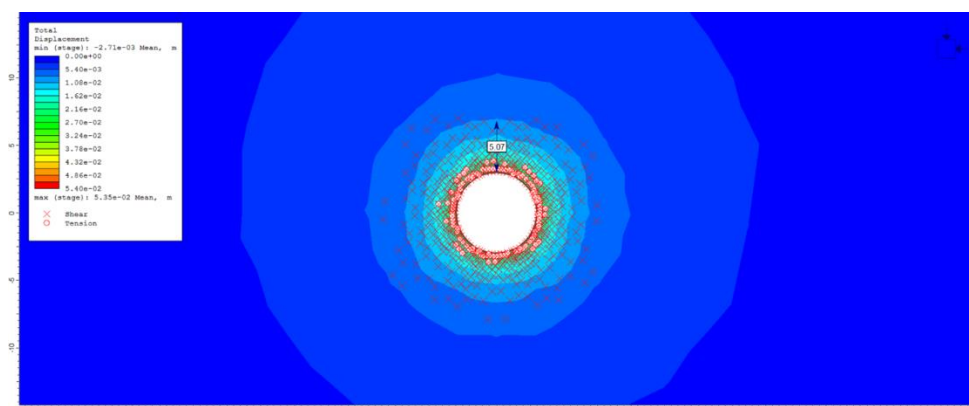
در این فصل، کاربرد هر دو روش عددی-احتمالاتی در طراحی و تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی از جنبه‌های گوناگون بررسی و در نهایت نتایج حاصله با یکدیگر مقایسه شده اند. در مورد اول، بارسنگ آزادشده بر اثر حفاری تونل بازی‌دراز با استفاده از مدل‌سازی تصادفی بدون در نظر گرفتن تغییرات فضایی ویژگی‌های توده‌سنگ مورد مطالعه قرار گرفته است. در مورد دوم، تحلیل پایداری و طراحی پوشش موقت تونل البرز واقع در آزادراه تهران-شمال با استفاده از روش تصادفی و با لحاظ تغییرپذیری فضایی اما بدون در نظر گرفتن هم‌بستگی خصوصیات انجام شده است. مورد سوم مراحل مدل‌سازی تصادفی تونل البرز را در قالب نظریه میدان تصادفی ارائه می‌کند. در این نظریه هم‌بستگی فضایی خصوصیات ژئومکانیکی و همچنین هم‌بستگی متقابل این خصوصیات نسبت به یکدیگر در نظر گرفته شده است. در پایان نیز نتایج حاصل از روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و تأثیر عوامل مختلف بر آن‌ها بررسی شده است.

۵-۲- برآورد عددی-احتمالاتی بارسنگ

در این بخش، مقادیر بارسنگ وارد شده بر تونل بازی‌دراز با قطر نهایی ۶/۸ متر با تلفیق احتمالات و روش پیشنهادی چون و شین (۲۰۰۱) برآورد شده است که در آن بارهای رهاسده توسط توده‌سنگ اطراف تونل با توجه به ضخامت ناحیه پلاستیک اطراف حفریه تخمین زده می‌شود. در این بخش با توجه به قابلیت‌های مورد نیاز در زمینه منظور کردن ویژگی‌های پس از شکست توده‌سنگ، نسخه سال ۲۰۱۹ نرم‌افزار اجزای محدود *Rocscience RS2* (راکساینس، ۲۰۱۹) مورد استفاده قرار گرفت. از آن‌جایی که تنش‌های برجای منطقه در هنگام انجام مطالعات اندازه‌گیری نشده بود، برآورد بارسنگ در شرایط میدان تنش هیدرواستاتیک انجام شد. در این بخش از روش نمونه‌گیری ابرمکعب لاتین (مک‌کی و همکاران، ۱۹۷۹) برای نمونه‌گیری تصادفی استفاده شد. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، این روش به‌دلیل این‌که با بهره‌گیری از گام‌های محاسباتی و نمونه‌های کمتر امکان ارائه نتایج قابل مقایسه

با نتایج تکنیک مونت کارلو را دارد، در نمونه‌گیری از توابع توزیع متغیرهای ورودی مفید واقع می‌شود. نمونه‌گیری ابرمکعب لاتین با تقسیم محدوده تغییرات هر متغیر به تعداد n بازه به طول یکسان و احتمال $1/n$ آغاز می‌گردد. هنگامی که تعریف فواصل مذکور به پایان رسید، نقطه‌ای تصادفی در داخل هر یک از این فواصل بر مبنای میزان چگالی احتمال متغیر در فاصله مورد نظر انتخاب می‌شود (ایمان و همکاران، ۱۹۸۰). پس از اتمام فرایند نمونه‌گیری، مدل‌های عددی اجرا شدند. به‌منظور تعیین بارسنگ، ضخامت ناحیه پلاستیک حول تاج تونل برآورد گردید و مقدار بارسنگ با استفاده از حاصل ضرب آن در وزن مخصوص توده‌سنگ محاسبه شد.

ضخامت ناحیه تسلیم، المان‌های تسلیم‌شده و خطوط هم‌تراز مقادیر جابجایی اطراف تونل در شکل ۵-۱ نشان داده شده است. خط هم‌تراز جابجایی در این شکل معرف مقادیر میانگین محاسبه‌شده از تحلیل آماری متغیرهای پاسخ مدل حاصل از تحلیل‌های عددی-تصادفی بدون در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی هستند. رویکرد تصادفی تک‌متغیره تغییرات فضایی متغیر ورودی (ویژگی ژئومکانیکی) را در مدل در نظر نگرفته و در هر واقعی‌سازی مدل تنها یک مقدار مشخص از این ویژگی را به کل مدل اختصاص می‌دهد. لازم به ذکر است که مدل رفتاری مورد استفاده در این شکل مدل افت مقاومت هوک-براون^۱ (HBSD) بوده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، المان‌های تسلیم‌شده تقریباً به‌صورت متقارن حول تونل قرار گرفته‌اند. گستره بارسنگ اعمالی در این روش به‌عنوان فاصله عمودی بین آخرین المان‌های تسلیم‌شده و بالاترین نقطه روی تاج تونل در نظر گرفته می‌شود (چون و شین، ۲۰۰۱؛ تقی‌زاده و همکاران، ۲۰۲۰). مطابق با شکل ۵-۱، گستره بارسنگ (به‌عبارت دیگر ضخامت ناحیه پلاستیک) در این مدل معادل ۵/۰۷ متر و متعاقباً مقدار بارسنگ اعمالی متناظر با آن برابر با ۱۲۴/۳ کیلوپاسکال تخمین زده شد.



شکل ۵-۱- المان‌های تسلیم‌شده، ضخامت متوسط زون پلاستیک و خطوط هم‌تراز جابجایی حول تونل در مدل HBSD

¹ Hoek-Brown strength drop model (HBSD)

۵-۲-۱- اعتبارسنجی

از آن جایی که بارسنگ در حین عملیات حفاری غیرقابل اندازه‌گیری است، روش تحلیلی همگرایی-همجواری مبتنی بر معیارهای شکست موهر-کولمب و هوک-براون برای اعتبارسنجی نتایج تخمینی بارسنگ مورد استفاده قرار گرفتند. معادلات مربوط به روش‌های تحلیلی مذکور در ادامه ارائه می‌شود.

۵-۲-۲- برآورد ضخامت ناحیه پلاستیک با استفاده از معیار موهر-کولمب

برای توده‌سنگی که شرایط معیار هوک-براون را اقلان می‌کند، آغاز شکست پلاستیک به‌صورت رابطه (۱-۵) تعریف می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_{cr} + k\sigma_3 \quad (1-5)$$

مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ (σ_{cr}) در این معیار با استفاده از رابطه (۲-۵) محاسبه می‌گردد.

$$\sigma_{cr} = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (2-5)$$

شیب نمودار σ_1 در مقابل σ_3 برابر با k بوده و با استفاده از رابطه (۳-۵) تعریف شود:

$$k = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (3-5)$$

که در آن σ_1 تنش محوری در نقطه شکست، σ_3 تنش محصورکننده، c معرف چسبندگی و φ زاویه اصطکاک داخلی توده‌سنگ است.

برای یک تونل دایروی در معرض تنش هیدرواستاتیک σ و فشار نگهداری یکنواخت p_i ، شکست هنگامی رخ می‌دهد که فشار داخلی تأمین‌شده توسط پوشش تونل کمتر از فشار نگهداری بحرانی (p_i^{cr}) باشد، که توسط هوک و همکاران (۲۰۰۰) به‌صورت رابطه (۴-۵) تعریف شده است:

$$p_i^{cr} = \frac{2\sigma_c - \sigma_{cr}}{1 + k} \quad (4-5)$$

در این مورد، ضخامت ناحیه پلاستیک با استفاده از رابطه (۵-۵) محاسبه می‌شود. در این رابطه r نماینده شعاع تونل است.

$$r_p = r \cdot \left[\frac{2(\sigma_c (k-1) + \sigma_{cr})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cr})} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (5-5)$$

۵-۲-۳- برآورد ضخامت ناحیه پلاستیک با استفاده از معیار هوک-براون

در فصل ۴ روابط مربوط به معیار هوک-براون تعمیم یافته به تفصیل ارائه شد. فشار نگهداری بحرانی (p_i^{cr}) برای یک توده سنگ هوک-براون را می توان با استفاده از رابطه (۵-۶) و مفهوم همگرایی-همجواری تحلیلی (کارانزا تورس و فایرهورست، ۲۰۰۰) به دست آورد:

$$p_i^{cr} = \left[p_i^{cr} - \frac{s}{m_b} \right] m_b \times \sigma_{ci} \quad (۵-۶)$$

در این رابطه، P_i^{cr} فشار بحرانی مقیاس داری است که حد الاستیک در این مقدار به دست آمده و آن را می توان با استفاده از رابطه (۵-۷) محاسبه کرد:

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} \left(1 - \sqrt{1 + 16 S_i} \right)^2 \quad (۵-۷)$$

در عبارت فوق، S_i تنش میدان دور مقیاس دار است که توسط رابطه (۵-۸) محاسبه می شود:

$$S_i = \left(\frac{\sigma_i}{m_b \times \sigma_{ci}} \right) + \left(\frac{s}{m_b} \right) \quad (۵-۸)$$

تا زمانی که فشار نگهداری داخلی (p_i) از فشار نگهداری بحرانی (p_i^{cr}) بیشتر باشد، رفتار توده سنگ اطراف الاستیک خواهد بود. هیچ شکستی در این حالت رخ نخواهد داد و جابجایی شعاعی دیواره تونل از رابطه (۵-۹) محاسبه خواهد شد:

$$U_r^{el} = \left(\frac{\sigma_i - p_i}{2 G_m} \right) r. \quad (۵-۹)$$

که در آن G_m مدول برشی توده سنگ است و در واحد مگاپاسکال بیان می شود.

اگر فشار نگهداری داخلی (p_i) کمتر از فشار نگهداری بحرانی (p_i^{cr}) باشد، شکست رخ خواهد داد. در این مورد، ضخامت ناحیه پلاستیک (r_p) برابر خواهد بود با:

$$r_p = r_i \times \exp \left[2 \left(\sqrt{\tilde{p}_i^{cr}} - \sqrt{\tilde{p}_i} \right) \right] \quad (۵-۱۰)$$

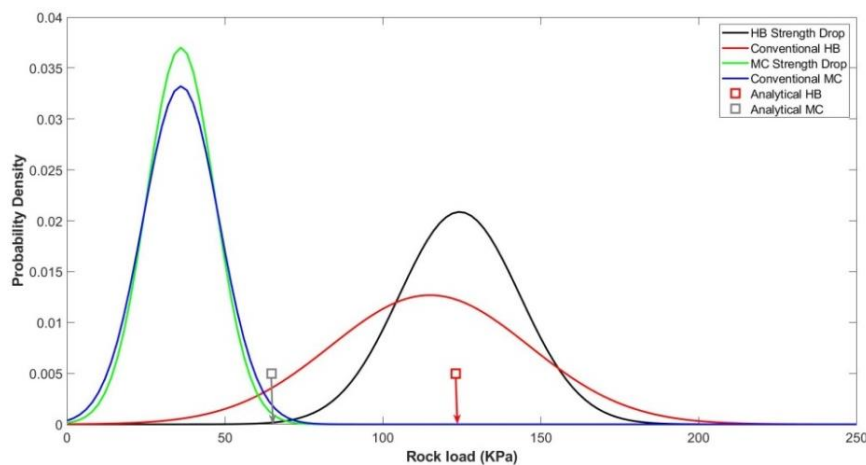
در این معادله، $\tilde{p}_i$ و $\tilde{p}_i^{cr}$ به ترتیب فشار داخلی مقیاس دار و مقدار متناظر بحرانی آن بوده و از رابطه های (۵-۱۱) و (۵-۱۲) محاسبه می شود:

$$\tilde{p}_i = \left(\frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} \right) + \left(\frac{s}{m_b} \right) \quad (۵-۱۱)$$

$$\tilde{p}_i^{cr} = \left(\frac{p_i^{cr}}{m_b \sigma_{ci}} \right) + \left(\frac{s}{m_b} \right) \quad (۵-۱۲)$$

۵-۲-۴- تأثیر مدل رفتاری

در این بخش، مقادیر بارسنگ حاصل از روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده اند. برآوردهای تحلیلی به‌عنوان یک ابزار اعتبارسنجی برای مدل‌های تصادفی استفاده شد. توابع توزیع احتمال متغیر پاسخ (بارسنگ) برای تمامی مدل‌های رفتاری شامل مدل *HBSD*، مدل هوک-براون متداول^۱ (*CHB*)، مدل افت مقاومت موهر-کولمب^۲ (*MCSD*) و مدل موهر-کولمب مرسوم^۳ (*CMC*) در شکل ۵-۲ نشان داده شده است. همان‌طور که ذکر شد، روش تحلیلی یک مقدار قطعی از بارسنگ ارائه می‌کند که با استفاده از یک مستطیل و پیکان قرمز رنگ در این شکل مشخص شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر میانگین بارسنگ رویکرد *HBSD* به مقادیر تحلیلی متناظر بسیار نزدیک است. همچنین، مقادیر تحلیلی بارسنگ در محدوده پیش‌بینی‌شده توسط مدل *CHB* قرار می‌گیرد اما اختلاف بیشتری میان میانگین حاصل از این مدل و مقادیر مذکور نسبت به مدل *HBSD* وجود دارد. به علاوه، تفاوت بین گشتاورهای آماری نتایج حاصل از دو مدل *MCSD* و *CMC* اندک است که به معنی عدم تأثیر چشم‌گیر ویژگی‌های ژئومکانیکی باقی‌مانده در نتایج حاصل از مدل موهر-کولمب می‌باشد؛ در حالی که نتایج *HBSD* معرف تأثیر قابل توجه در نظر گرفتن افت مقاومت در برآورد بارسنگ هستند.



شکل ۵-۲- توابع توزیع بارسنگ تخمینی به روش‌های احتمالاتی مختلف

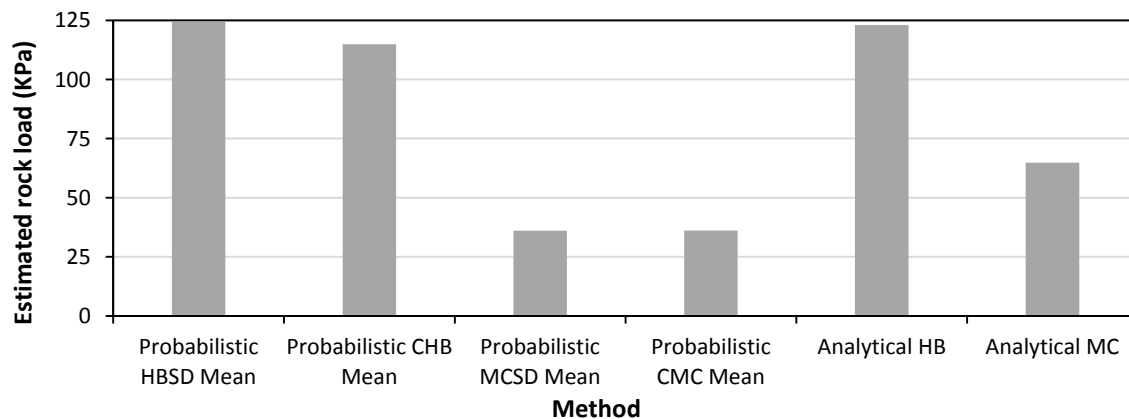
شکل ۵-۳ مقادیر تخمینی بارسنگ را برای روش‌های تحلیلی و تصادفی مقایسه می‌کند. این دیاگرام نشان می‌دهد که مدل‌های عددی مبتنی بر مدل هوک-براون (*CHB* و *HBSD*) نزدیک‌ترین تخمین‌ها را به مقادیر تحلیلی خود ارائه می‌کنند و در این میان مدل *HBSD* بهترین گزینه برای تخمین بارسنگ خواهد بود. از طرف دیگر، مقادیر برآورد شده با مدل‌های عددی-احتمالاتی موهر-کولمب

^۱ Conventional Hoek-Brown (*CHB*)

^۲ Mohr-Coulomb strength drop (*MCSD*)

^۳ Conventional Mohr-Coulomb (*CMC*)

(CMC و MCSD) از مقادیر تحلیلی متناظر فاصله دارند. این امر به این معنی است که در تخمین-های انجام شده توسط مدل رفتاری موهر-کولمب، مقادیر بارسنگ رها شده توسط توده سنگ حول حفریه کمتر از مقدار واقعی هستند. در نتیجه، بهره‌گیری از این مدل‌ها می‌تواند به تخمین ضریب ایمنی بیشتر و طراحی الزامات نگهداری کمتر از مقدار مورد نیاز منجر شود. از این‌رو، انتخاب دقیق-ترین روش در تخمین بارسنگ (در اینجا مدل HBSD) به منظور دستیابی به اهداف طراحی اجتناب-ناپذیر است.

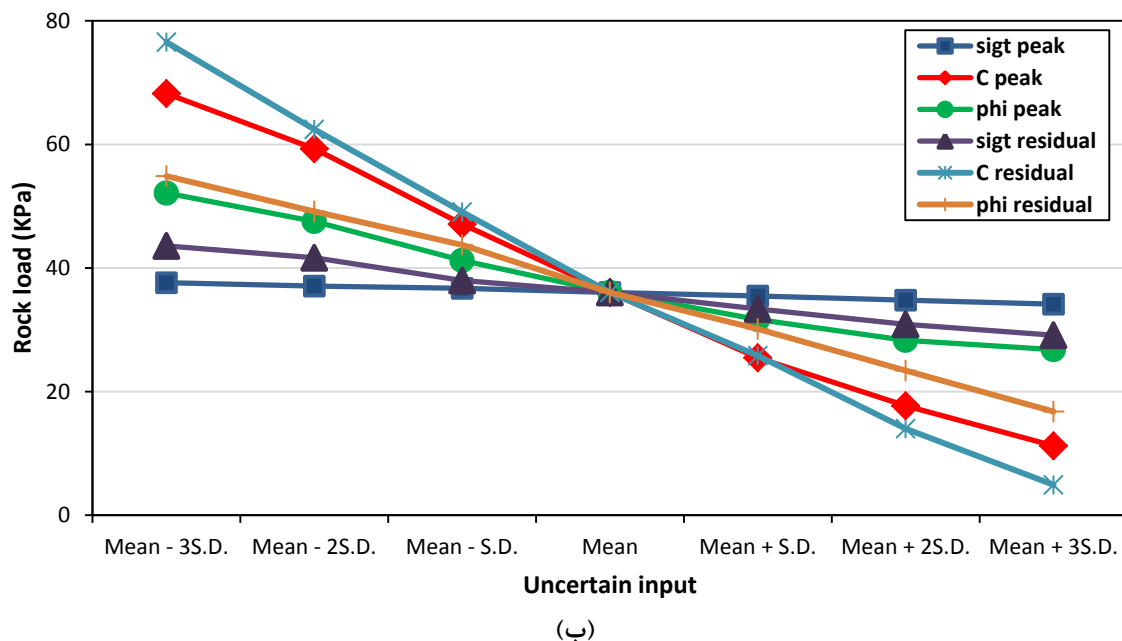
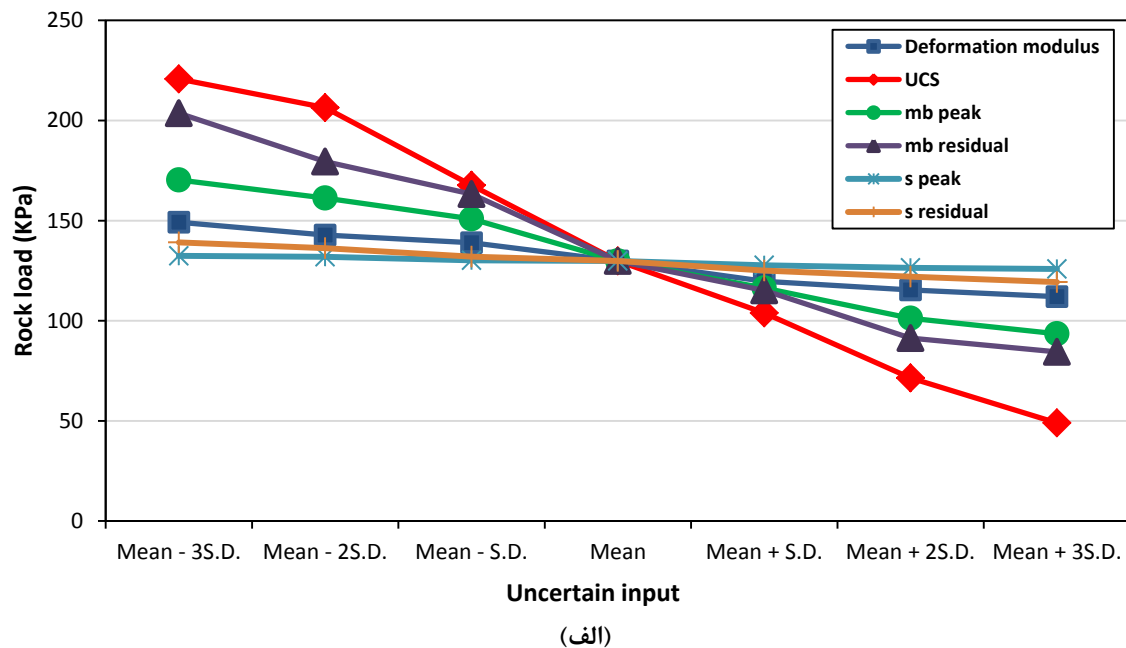


شکل ۵-۳- مقایسه بارسنگ‌های برآورد شده با روش‌های مختلف

۵-۲-۵- تحلیل حساسیت

تحلیل حساسیت به منظور تعیین میزان تأثیر ویژگی‌های ژئومکانیکی حداکثر و باقی‌مانده توده سنگ بر روی ضخامت ناحیه پلاستیک و بارسنگ انجام شد. از آنجایی که هدف این بخش نمایش تأثیر عدم-قطعیت متغیرهای ورودی بر متغیرهای پاسخ مدل عددی بود، محدوده تغییرات تحلیل حساسیت به-عنوان تابعی از انحراف استاندارد ورودی‌ها نشان داده شد. در مجموع، تعداد ۷۴ مدل عددی به منظور انجام تحلیل حساسیت با تخصیص خصوصیات متمایز ساخته و اجرا شد (۳۷ مدل عددی برای هر یک از مدل‌های رفتاری افت مقاومت). نتایج مربوط به تحلیل حساسیت بارسنگ به خصوصیات ژئومکانیکی در شکل ۵-۴ نشان داده شده است. از آنجایی که ویژگی‌های ژئومکانیکی نمی‌توانند مقادیر منفی اختیار کنند، کوچک‌ترین مقادیر ممکن برای این متغیرها [در صورت نیاز] به یک مقدار مثبت بسیار کوچک محدود شد. به منظور انجام تحلیل حساسیت، هر ویژگی در محدوده تغییرات خود مقادیر مربوطه را اختیار کرده و ویژگی‌های دیگر ثابت (برابر با مقادیر میانگین) در نظر گرفته شد. جزئیات مقادیر مورد استفاده در مدل‌سازی عددی با هدف تحلیل حساسیت نیز در جداول پ-۱ و پ-۲ پیوست ارائه شده است.

به‌طور کلی، بارسنگ‌های برآورد شده برای مدل *MCSD* کمتر از مقادیر متناظر برای مدل *HBSD* بوده است. از نظر میزان تأثیر، مقاومت فشاری تک‌محوره، m_b^p ، m_b^r ، مدول تغییرشکل‌پذیری، s^p و s^r را می‌توان به‌عنوان ترتیب موثرترین تا کم‌تأثیرترین ویژگی‌ها بر روی بارسنگ تخمینی مدل *HBSD* دانست. مطابق با شکل ۴-۵، به نظر می‌رسد بارسنگ برآوردشده برای مدل *MCSD* حساسیت بیشتری به c^r توده‌سنگ دارد و از این منظر، c^p و ϕ^r در رتبه‌های دوم و سوم قرار می‌گیرند.



شکل ۴-۵- تحلیل حساسیت بارسنگ به ویژگی‌های موثر برای مدل: (الف) *HBSD*؛ و (ب) *MCSD* (Mean و S.D. معرف مقادیر میانگین و انحراف استاندارد هستند)

۵-۳- تحلیل عددی-تصادفی پایداری تونل

در این بخش، تحلیل پایداری احتمالاتی تونل البرز با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های ژئومکانیکی مورد بحث قرار گرفته است. بدین منظور، روش مونت کارلو در نرم‌افزار مبتنی بر روش عددی تفاضل محدود *FLAC* با استفاده از یک تابع *FISH* به کار گرفته شد. زبان *FISH* یک زبان برنامه‌نویسی مختص نرم‌افزارهای شرکت آیتسکا^۱ می‌باشد که برای تعریف توابع و متغیرهای جدید توسط کاربر مورد استفاده قرار می‌گیرد (آیتسکا، ۲۰۱۵). تابع مذکور در یک فرایند تکرارشونده متغیرهای تصادفی هر زون محاسباتی از گستره مدل را به آن اختصاص می‌دهد.

دو رویکرد متفاوت برای در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی مشخصات توده‌سنگ مطابق با توابع توزیع آن‌ها دنبال شده است. رویکرد نخست محدوده تغییرات ویژگی‌های ژئومکانیکی ورودی را دسته‌بندی کرده و مقادیر معرف از هر دسته را به‌طور تصادفی به تعداد زون متناظر با فراوانی آن دسته تخصیص می‌دهد. در حقیقت، این رویکرد معادل روش نمونه‌گیری ابرمکعب لاتین در فضای دو بعدی است که در ادامه رساله با عنوان رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات^۲ یا *SCM* شناخته خواهد شد. در رویکرد دوم، خودهمبستگی فضایی هر ویژگی و همچنین همبستگی متقابل آن‌ها نیز بر پایه نظریه میدان تصادفی (*RFM*) مورد توجه قرار گرفته است. علاوه بر آن، تأثیر خصوصیات آماری نظیر ضریب تغییرات و مقیاس نوسان نیز بر روی پاسخ مدل مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین، یک تابع عملکرد ویژه بر مبنای تغییرشکل بحرانی و مجاز تونل برای تحلیل احتمال شکست تعریف شده است. نهایتاً، نتایج تحلیل تصادفی با نتایج قطعی و داده‌های رفتارنگاری مقایسه شده است.

۵-۳-۱- رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات

شکل ۵-۵ فلوچارت تخصیص ویژگی‌ها را به مدل عددی در رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات (*SCM*) به تصویر می‌کشد. در این رویکرد، ابتدا فراوانی دسته‌های مختلف تعریف‌شده در محدوده تغییرات هر یک از خصوصیات ژئومکانیکی بایستی محاسبه شود. در گام دوم، فرایند مذکور با در نظر گرفتن یک ویژگی ژئومکانیکی واحد برای تمامی زون‌های محاسباتی آغاز می‌شود. در مرحله سوم، تعداد زون‌های محاسباتی متناظر با هر دسته از محدوده تغییرات با توجه به فراوانی آن دسته مشخص شده و مقدار مربوطه از هر ویژگی به آن اختصاص می‌یابد. در هنگام استفاده از این رویکرد بایستی توجه داشت که مقدار متوسط هر ویژگی تقریباً نزدیک به مقادیر میانگین محاسبه‌شده از توابع توزیع آن‌ها باقی می‌ماند.

¹ Itasca

² Strength classification method (SCM)

هر واقعی سازی از مدل را می توان توسط ماتریسی به شکل $[Z_{ij}]_{(n+1) \times (n+1)}$ نشان داد که در آن Z_{ij} معرف زون واقع در ردیف i ام و ستون j ام است که مختصات مرکز آن به صورت زیر مشخص می شود:

$$x_i = l/(n+1) + i.sl \quad i = 0, 1, 2, \dots, n \quad (13-5)$$

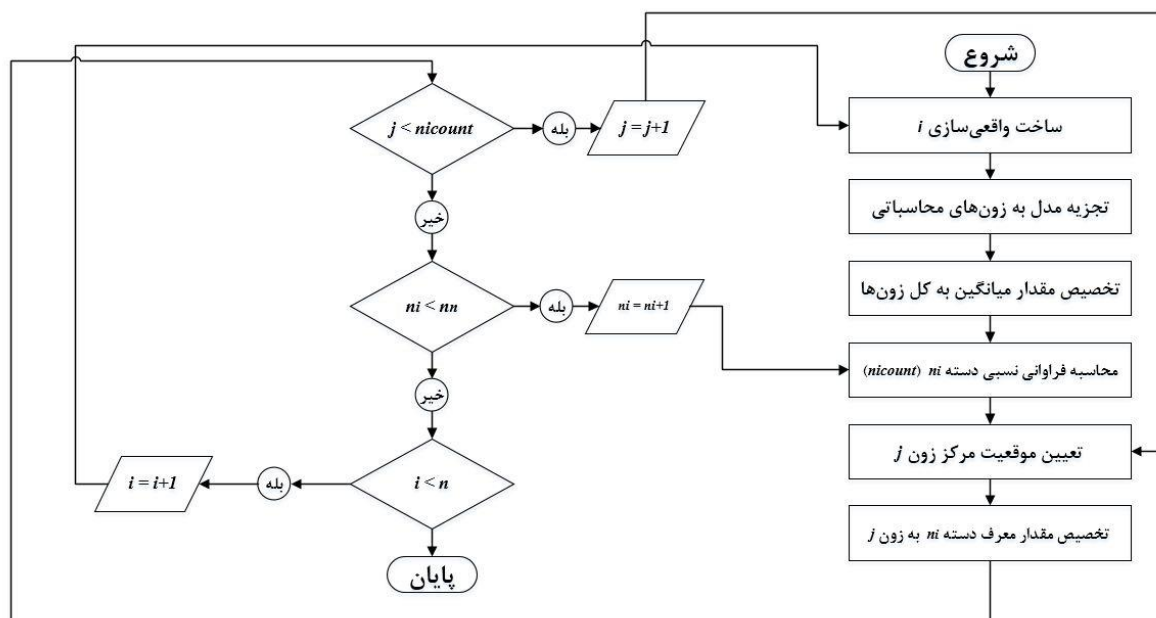
$$y_j = l/(n+1) + j.sl \quad j = 0, 1, 2, \dots, n \quad (14-5)$$

که در آن sl طول ضلع هر زون و $n+1$ نماینده تعداد زون ها در جهت افقی یا قائم است. پس از تعیین مرکز زون، خصوصیات تصادفی به زون های متناظر مشخص شده با Z_{ij} تخصیص می یابد. بدین منظور، زون ها به صورت تصادفی با استفاده از روابط (15-5) و (16-5) انتخاب می شوند:

$$k = \text{int}((i).urand) + 1 \quad kcount \leq \text{number of calculated class zones} \quad (15-5)$$

$$l = \text{int}((j).urand) + 1 \quad lcount \leq \text{number of calculated class zones} \quad (16-5)$$

که در آن زوج (k, l) نشان دهنده یک زون واقع در ردیف k ام و ستون l ام است که به صورت تصادفی برای تخصیص متغیرها بر مبنای دسته های دارای مقدار کمتر یا بیشتر از مقدار میانگین انتخاب شده است. تابع int حاصل ضرب i در $urand$ را به نزدیک ترین عدد بدون اعشار گرد می کند. تابع $urand$ نیز یک مقدار تصادفی با توزیع یکنواخت بین 0 و 1 تولید می نماید. این رویکرد تا جایی که تعداد زوج های $(kcount \text{ and } lcount)$ به تعداد محاسبه شده برای هر دسته آماری برسد، ادامه می یابد.



شکل 5-5- فلوچارت تخصیص تصادفی ویژگی های ژئومکانیکی در رویکرد SCM

فرایند واقعی سازی خصوصیات تصادفی مورد استفاده در این بخش را می توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- (۱) ساخت شبکه مدل^۱ حاوی تعداد $n + 2$ گره^۲ در هر دو راستای x و y ؛
- (۲) تعیین مختصات مرکز زون (x_i, y_i) با استفاده از روابط (۵-۱۳) و (۵-۱۴)؛
- (۳) محاسبه فراوانی نسبی هر دسته آماری از ویژگی مورد نظر؛
- (۴) تخصیص مقادیر میانگین خصوصیات به تمامی زون‌های محاسباتی مدل بر مبنای توابع توزیع آن‌ها؛
- (۵) تعیین موقعیت زون‌های عددی با استفاده از روابط (۵-۱۵) و (۵-۱۶)؛
- (۶) تخصیص مقادیر مربوط به دسته‌های ضعیف‌تر یا قوی‌تر از دسته مقدار میانگین بر مبنای توابع توزیع آن‌ها به زون‌های مشخص‌شده؛
- (۷) تکرار گام‌های ۵ و ۶ تا زمانی که دسته‌های آماری به تمامی زون‌های مشخص‌شده تخصیص یابد؛
- (۸) تکرار گام‌های ۱ تا ۷ تا جایی که تغییر تعداد شبیه‌سازی‌های عددی تأثیر قابل توجهی بر پاسخ مورد نظر نداشته باشد.

۵-۳-۲- رویکرد میدان تصادفی

در این مورد نیز رویکردی با هدف ترکیب شبیه‌سازی مونت کارلو و روش عددی تفاضل محدود به-منظور در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی مشخصات توده‌سنگ دنبال شده است. تفاوت‌های اصلی مدل‌سازی *RFM* با روش *SCM* عبارتند از:

- ✓ در نظر گرفتن تمامی مقادیر ممکن از ویژگی‌ها مطابق با تابع توزیع احتمال آن‌ها
- ✓ خودهمبستگی فضایی ویژگی‌های ژئومکانیکی در نقاط مختلف شبکه مدل
- ✓ همبستگی متقابل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی (مطابق با فصل ۲ برابر با 0.6 - در نظر گرفته شد)

روابط حاکم بر میدان تصادفی در بخش ۲-۵ فصل ۲ و ویژگی‌های ژئومکانیکی تونل البرز در جدول-های ۴-۷ و ۴-۸ فصل ۴ ارائه شده اند. شکل ۵-۶ فلوچارت تخصیص ویژگی‌های ژئومکانیکی را در رویکرد میدان تصادفی نشان می‌دهد. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، به‌منظور تعریف میدان‌های تصادفی خصوصیت دیگری به نام مقیاس نوسان یا طول همبستگی (θ) مورد نیاز است.

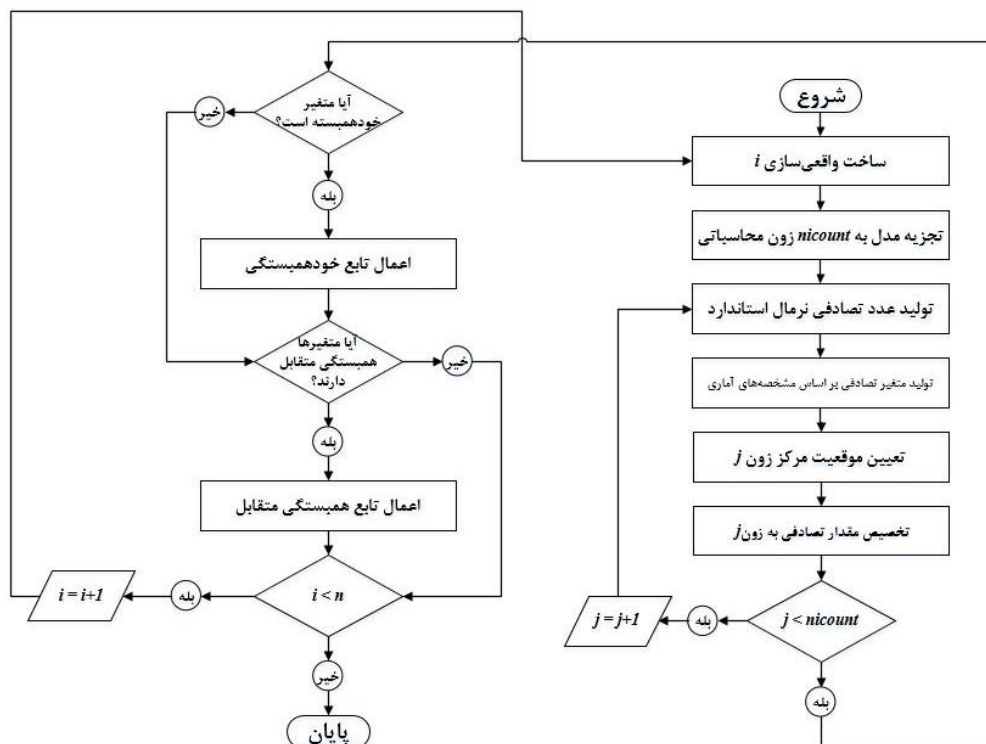
¹ Model grid

² Node

تعیین مقیاس نوسان برای هر ویژگی مختص ساختگاه بوده و نیازمند مطالعات گسترده‌ای در زمینه آزمون‌های آزمایشگاهی و برجا می‌باشد. از این‌رو، با توجه به این‌که هدف از این مطالعه تعیین مقیاس نوسان ویژگی‌های ژئومکانیکی نبوده است، از مقیاس نوسان‌های متفاوتی برای پیشبرد اهداف این مطالعه استفاده شد که در جدول ۵-۱ ارائه شده اند. موضوع دیگر این‌که به‌منظور کاهش پیچیدگی تابع *FISH* و با توجه به محدودیت محاسباتی نرم‌افزار، مقیاس نوسان (θ) در هر مدل برای تمامی ویژگی‌ها یکسان در نظر گرفته شد. ضریب تغییرات (*CoV*) پارامتر دیگری است که در میدان تصادفی معرف پراکندگی ویژگی‌های ژئومکانیکی می‌باشد. در این جدول مقادیر پیش‌فرض *CoV* نیز به‌صورت درصد آورده شده است. تعاریف مربوط به این دو پارامتر در فصل ۲ عنوان شده است. لازم به ذکر است که مقادیر ضریب تغییرات نیز همانند مقیاس نوسان در بخش‌هایی که تحلیل پارامتریک و حساسیت انجام شده است با مقادیر پیش‌فرض متفاوت بوده است (در بازه ۱۰ تا ۵۰٪).

جدول ۵-۱- مقیاس نوسان و ضریب تغییرات پیش‌فرض ویژگی‌های ژئومکانیکی

ویژگی	<i>CoV</i> (%)	θ (m)
چسبندگی	۲۵	۵ و ۲، ۰/۵۰، ۰/۱۰
زاویه اصطکاک داخلی	۱۱	
مدول بالک	۷۰	
مدول برشی	۷۰	
مقاومت کششی	۸۴	



شکل ۵-۶- فلوچارت تخصیص تصادفی ویژگی‌های ژئومکانیکی در رویکرد RFM

به منظور تولید اعداد تصادفی نرمال از روش پیشنهادی باکس و مولر (۱۹۵۸) استفاده شد. این روش از دو عدد تصادفی مستقل با توزیع نرمال در بازه [۰ و ۱] برای تولید اعداد تصادفی نرمال بهره می گیرد. بدین ترتیب، دو متغیر نرمال استاندارد مستقل (X و Y) با روابط (۵-۱۷) و (۵-۱۸) تولید می شود:

$$X = \sqrt{-2 \ln U} \cos(2\pi V) \quad (5-17)$$

$$Y = \sqrt{-2 \ln U} \sin(2\pi V) \quad (5-18)$$

متغیر نرمال استاندارد را می توان با استفاده از مقادیر میانگین و انحراف استاندارد متناظر به متغیر نرمال مستقل و منفرد تبدیل نمود. این رابطه با رابطه (۵-۱۹) تعریف می شود:

$$x_i = \sigma_{x_i} Z_i + \mu_{x_i} \quad (5-19)$$

که در آن Z_i متغیر نرمال استاندارد، x_i متغیر نرمال مستقل، μ_{x_i} مقدار میانگین و σ_{x_i} انحراف استاندارد این متغیر هستند.

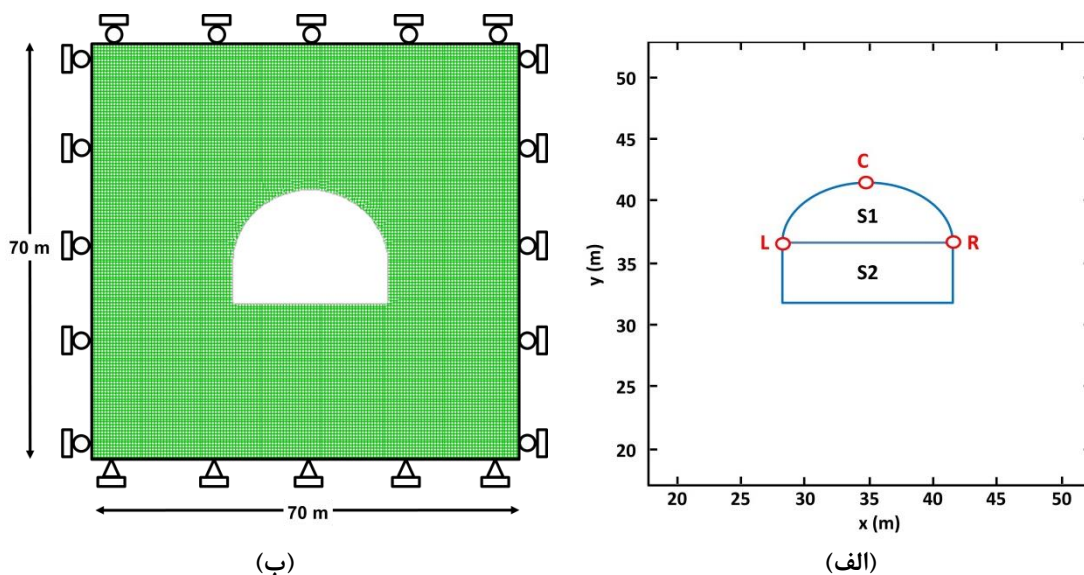
۵-۳-۳- شرایط مرزی، اولیه و مفروضات مدل سازی

مدل عددی به ابعاد ۷۰ متر در ۷۰ متر به تعداد ۷۸۴۰۰ زون محاسباتی تفاضل محدود تجزیه^۱ شد به طوری که تعداد ۲۸۰ زون در هر دو راستای X و Y قرار گرفت. این تعداد زون در هر راستا منتج به طول گوشه^۲ یا ضلع ۰/۲۵ متر برای هر زون محاسباتی شد. این امر رزولوشن قابل قبولی برای تخصیص خصوصیات تصادفی و همچنین دقت معقولی در محاسبات عددی حاصل می نماید.

شرایط مرزی غلتکی به مرز بالایی مدل اعمال شد تا از تغییر شکل های غیرواقعی به سمت بالای مدل جلوگیری شود. از طرف دیگر، جابجایی مرزهای جانبی مدل در راستای X و مرز تحتانی در هر دو راستای X و Y مقید شد. هندسه مدل و شرایط مرزی اعمالی در شکل ۵-۷ نشان داده شده است. تنش های میدان دور در مقطع مورد مطالعه با اختصاص یک میدان تنش بر جای هیدرواستاتیک ($k = 1$) در صفحه X - Y در مدل منظور شد (ژئودیتا، ۲۰۱۶).

¹ Discretized

² Edge length

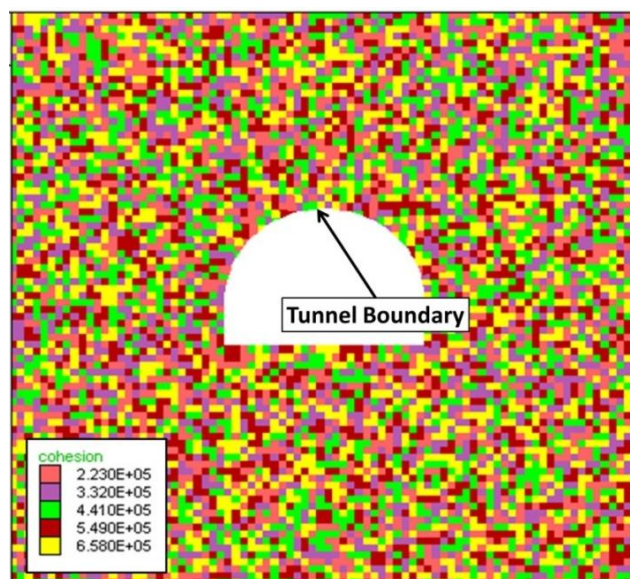


شکل ۵-۷- (الف) مراحل حفاری تونل و موقعیت نقاط رفتارنگاری؛ و (ب) شرایط مرزی و هندسه مدل

مدل رفتاری الاستیک-پلاستیک کامل به منظور مدل سازی رفتار پلاستیک توده سنگ مورد استفاده قرار گرفته است. در این مطالعه فرض بر این بوده است که توده سنگ از معیار شکست موهر-کولمب پیروی می کند. روابط مربوط به برآورد مقادیر چسبندگی (c) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) بر مبنای روابط هوک-براون در فصل ۴ ارائه شده است. توابع چگالی احتمال خصوصیات مقاومتی (c و ϕ) در شکل پ-۴ پیوست و گشتاورهای آماری معادل آنها در جدول ۴-۸ ارائه شده اند. نتایج مذکور نشان می دهند که توابع توزیع احتمال چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی از نوع نرمال هستند.

روش حفاری مرحله ای طاق و پاتاق^۱ برای حفاری تونل البرز انتخاب شده است. در این روش سطح مقطع تونل در هر گام پیشروی در دو مرحله حفاری طاق و سپس پاتاق کامل می شود. طاق تونل به شکل یک قوس به قطر ۱۳ متر و پاتاق تونل مستطیلی با طول دیواره ۳/۳ متری است. ارتفاع کلی تونل نیز برابر با ۹/۸ خواهد بود. سه نقطه با هدف رفتارنگاری تغییر شکل بر روی محیط تونل در مقطع مورد تحلیل در نظر گرفته شده که پاسخ این نقاط در مدل عددی نیز ثبت شده است. دو نقطه از این نقاط بر روی دیواره های کناری و یک نقطه بر روی تاج تونل انتخاب شده است. شکل ۵-۸ نمونه ای از واقعی سازی های تصادفی خصوصیات ژئومکانیکی را با استفاده از رویکرد SCM نشان می دهد.

¹ Top-heading and benching

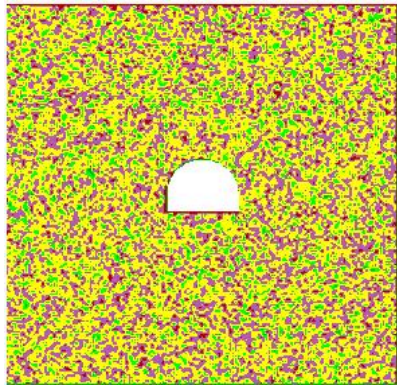


شکل ۵-۸- نمونه‌ای از واقعی‌سازی تصادفی SCM ویژگی‌های ژئومکانیکی

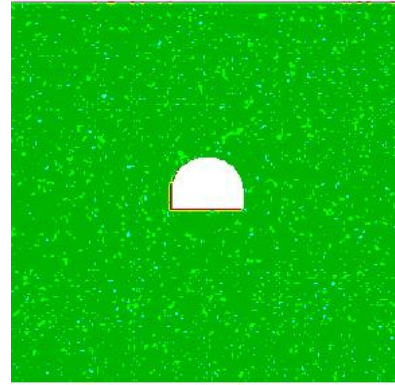
نمونه‌هایی از میدان‌های تصادفی تولیدشده برای چسبندگی نیز با $\theta = 0.5 \text{ m}$ و $\theta = 5 \text{ m}$ و ضریب تغییرات (CoV) ۱۰ و ۵۰ درصد در شکل ۵-۹ نشان داده شده است. مطابق با این شکل، CoV نسبت به θ تأثیر بیشتری بر روی تغییرپذیری فضایی دارد. از طرف دیگر، با افزایش مقیاس نوسان تغییرپذیری فضایی کاهش می‌یابد. بر این اساس، بیشترین تغییرات در مدل $\theta = 0.5 \text{ m}$ و $CoV = 50\%$ مشاهده می‌شود.

در حین تولید نمونه‌های تصادفی از ویژگی‌های ژئومکانیکی چند نکته در نظر گرفته شد. برای مثال، مقادیر مربوطه برای توده‌سنگ همواره مثبت هستند. از طرف دیگر، زاویه اصطکاک داخلی نمی‌تواند مقادیر بیشتر از ۹۰ درجه را اختیار کند. در این رساله، تابع $FISH$ مربوط به تولید ویژگی‌های ژئومکانیکی به‌گونه‌ای نوشته شد تا مقادیر منفی قبل از تخصیص به‌عنوان یک مقدار از متغیر متناظر به‌صورت خودکار پالایش و با یک مقدار مثبت اما بسیار اندک (در اینجا 0.1) جایگزین شوند. این فرایند در مورد مقادیر بیشتر از ۹۰ درجه تولیدی برای زاویه اصطکاک داخلی نیز با جایگزین کردن آن‌ها با مقدار قابل قبول حداکثر (۸۹ درجه) ادامه یافت.

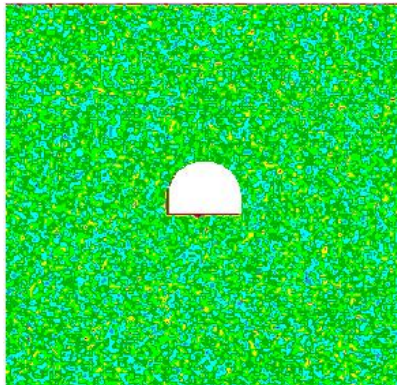
مفهوم ترخیص تنش به‌منظور در نظر گرفتن تأثیر تنش‌های سه بُعدی در فرآیند مدل‌سازی مورد استفاده قرار گرفت. مقدار ترخیص تنش با توجه به مقدار گام پیشروی (AR) و شعاع تونل (r) با استفاده از رابطه (۵-۲۰) قابل محاسبه است. گام پیشروی در تمامی موارد مدل‌سازی برابر با ۳ متر در نظر گرفته شد.



(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۵-۹- نمونه واقعی سازی RFM برای: (الف) $\theta = 0.5 \text{ m}$ و $CoV = 10\%$; (ب) $\theta = 0.5 \text{ m}$ و $CoV = 50\%$; (ج) $\theta = 5 \text{ m}$ و $CoV = 10\%$; (د) $\theta = 5 \text{ m}$ و $CoV = 50\%$

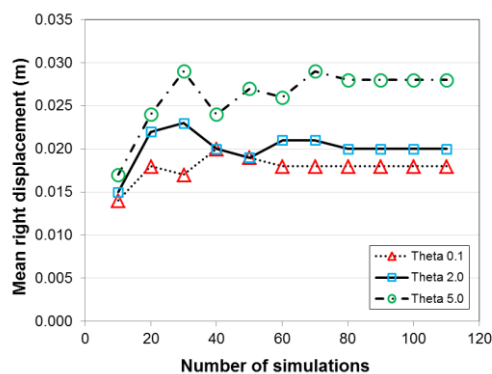
$$\lambda_s = \frac{u_r}{u_{rmax}} = 0.75 + 0.75 \left[1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{AR}{r}} \right)^2 \right] \quad (5-20)$$

در این رابطه، u_r برابر با جابجایی در نرخ پیشروی تعیین شده و u_{rmax} جابجایی نهایی دیواره‌های تونل می‌باشد.

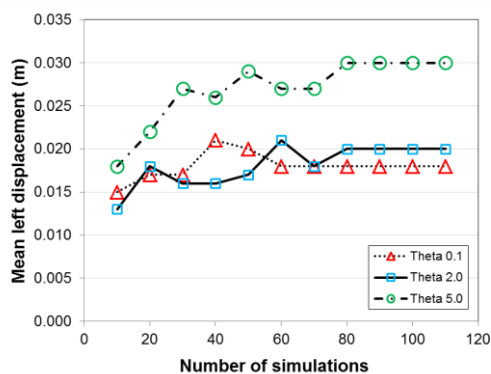
۵-۳-۴- اندازه نمونه

دقت شبیه‌سازی مونت کارلو به تعداد شبیه‌سازی‌های انجام‌شده برای ویژگی‌های ورودی بستگی دارد (آنگ و تانگ، ۱۹۸۴). از این‌رو، افزایش تعداد شبیه‌سازی‌ها موجب افزایش دقت نتایج خواهد شد. برای این منظور، نمونه داده‌هایی با اندازه‌های متفاوت مورد تحلیل قرار گرفت. در رویکرد SCM و به-منظور دستیابی به تراز قابل قبولی از دقت، انتظار می‌رود که ضریبی از ۱۰۰ مدل عددی شبیه‌سازی و اجرا شود. با این وجود، از طریق مقایسه مقادیر میانگین و انحراف استاندارد محاسبه‌شده می‌توان تعداد بهینه شبیه‌سازی‌ها را تعیین نمود.

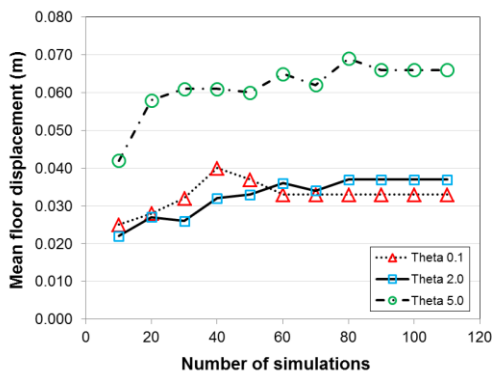
شبیه‌سازی مونت کارلو به منظور تولید میدان‌های تصادفی نیز مورد استفاده قرار گرفت. بایستی توجه شود که هدف اصلی تحقیقات در این بخش بیش از این که به تصویر کشیدن میزان حساسیت شبیه‌سازی مونت کارلو به تعداد واقعی‌سازی‌ها باشد، بررسی تأثیر میزان تغییرپذیری ویژگی‌های ژئومکانیکی بر روی رفتار تونل بوده است. شکل ۵-۱۰ تغییرات جابجایی میانگین در بخش‌های مختلف تونل را با توجه به تعداد واقعی‌سازی‌های میدان تصادفی نشان می‌دهد. مطابق با این شکل، مقدار جابجایی میانگین تعداد ۱۰ واقعی‌سازی در اکثر حالت‌ها کمترین مقدار را داشته و پس از یک روند افزایشی در نوسان بوده تا این که به یک مقدار مشخص همگرا شده است. بر این اساس، تعداد ۱۰۰ واقعی‌سازی در هر یک از حالت‌های مدل‌سازی تصادفی برای برآورد متغیر پاسخ انتخاب شد تا با دقت مناسبی معرف مقدار جابجایی همگرا شده در تمامی بخش‌های تونل باشد.



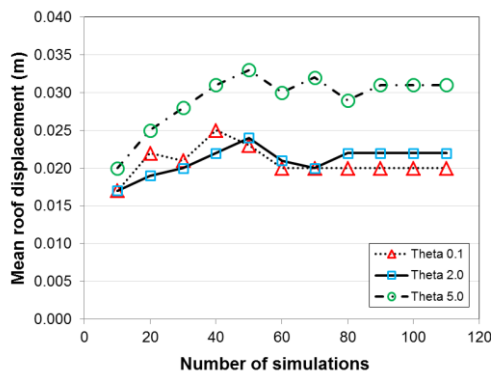
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

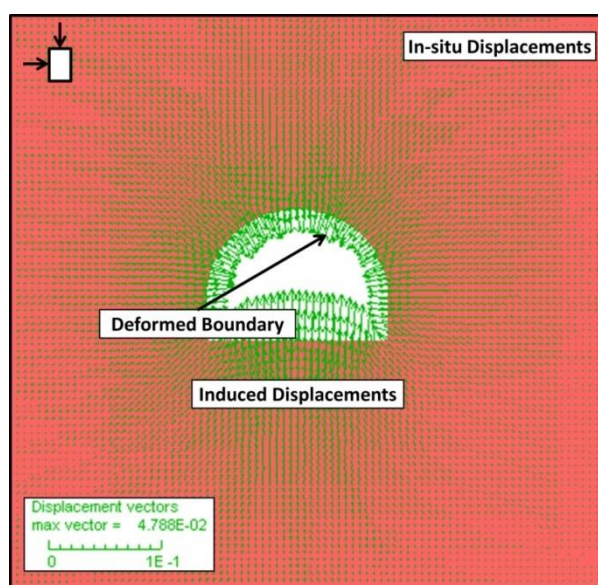
شکل ۵-۱۰ همگرایی مقادیر جابجایی میانگین: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) سقف؛ و (د) کف تونل با افزایش تعداد واقعی‌سازی‌ها

۵-۳-۵- تعریف تابع عملکرد تونل بر اساس جابجایی مجاز

در این رساله جابجایی دیواره‌های تونل به عنوان عامل تصمیم‌گیرنده در تحلیل پاسخ تونل به شرایط بر جای زمین انتخاب شد. استفاده از این متغیر در ادامه مطالعه نیز که هدف بررسی عملکرد پوشش بتنی به عنوان سیستم نگهداری تونل است، کمک‌کننده خواهد بود. در صورتی که در پوشش مورد

مطالعه نقش میل‌مهارها^۱ غالب بود، بهره‌گیری از ضخامت ناحیه پلاستیک می‌توانست در زمینه طراحی طول و چگالی شبکه میل‌مهارها مفید واقع شود.

بردارهای جابجایی کل یکی از واقعی‌سازی‌ها در شکل ۵-۱۱ نشان داده شده است. بردارهای جابجایی در این شکل معرف مقادیر محاسبه‌شده پس از حفاری کامل آخرین مرحله در مدل تصادفی است. مطابق با این شکل، مقادیر تغییرشکل در کف تونل در مقایسه با دیواره‌های کناری و تاج آن بیشتر است. جابجایی حداکثر معادل ۴۷/۸۸ میلی‌متر و در کف تونل ثبت شده است. نتایج حاصل از این واقعی‌سازی‌ها یکپارچه‌سازی شده و به‌منظور ویژگی‌سنجی توابع احتمالاتی و گشتاورهای (مقدار میانگین و انحراف استاندارد) جابجایی در تاج، کف و دیواره‌های تونل تفسیر شد.



شکل ۵-۱۱- بردارهای جابجایی اطراف تونل در یکی از واقعی‌سازی‌ها

(۱) محدوده کرنش مجاز

به‌کارگیری معیاری برای تحلیل پایداری تونل پس از برآورد گشتاورهای آماری پاسخ مدل الزامی است. مفهوم کرنش بحرانی معرفی‌شده توسط ساکورایی (۱۹۸۱) را می‌توان به‌عنوان ابزاری برای ارزیابی شرایط پایداری تونل‌ها مورد استفاده قرار داد. این مفهوم به‌منظور تخمین تغییرشکل توده-سنگ قبل از شکست و به‌منظور دستیابی به یک طراحی ایمن توسعه یافته است (لی و ویلائسکوزا^۲، ۲۰۰۵). این روش پس از معرفی توسط لی و ویلائسکوزا (۲۰۰۵) مورد بازبینی قرار گرفت. کرنش بحرانی (ϵ_c) در رابطه (۵-۲۱) به‌صورت نسبت مقاومت فشاری حداکثر به مدول تغییرشکل‌پذیری تانژانتی اولیه تعریف می‌شود (کوآسنیوسکی و تاکاهاشی^۳، ۲۰۱۰).

¹ Rockbolts

² Li and Villaescusa

³ Kwasniewski and Takahashi

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{cm}}{E_m} \quad (21-5)$$

که در آن σ_{cm} و E_m به ترتیب مقاومت توده سنگ و مدول تغییر شکل پذیری هستند. مطابق با مقادیر ارائه شده در جدول ۴-۵، کرنش بحرانی متوسط معادل ۰/۱۱٪ به دست آمده است. کای (۲۰۱۱) برای محاسبه کرنش مجاز (ε_a) رابطه (۲۲-۵) را پیشنهاد نمود:

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_c}{1-R_a} \quad (22-5)$$

که در آن R_a پارامتری معرف مقاومت باقی مانده است و بنا بر نظر کای (۲۰۱۱) می تواند مقادیر ۰/۶۰، ۰/۶۵ و ۰/۷۰ را بر مبنای حدود آستانه ای تعمیم یافته برای توسعه و بروز ترک اختیار کند. جابجایی های مجاز (U_a) بخش های مختلف دیواره تونل را می توان با استفاده از رابطه (۲۳-۵) به صورت زیر تعیین نمود:

$$U_a = \varepsilon_a \cdot r \quad (23-5)$$

که در آن r شعاع تونل دایروی معادل با تونل طراحی شده است و با استفاده از رابطه (۲۴-۵) قابل محاسبه است.

$$r = \frac{d}{2} = \frac{(H_t + W)}{4} \quad (24-5)$$

که در آن d ، H_t و w به ترتیب نماینده قطر، ارتفاع و عرض تونل هستند. بدین ترتیب، شعاع معادل تونل که بعد نرمالیزاسیون نیز نامیده می شود بر مبنای ارتفاع و عرض تونل برآورد شده و برابر با $(13+9/8)/4=5/7$ متر خواهد بود.

(۲) تابع عملکرد

حفر تونل سبب برهم خوردن حالت تنش برجا در اطراف فضای زیرزمینی می شود (کُنگ^۱ و همکاران، ۲۰۲۱). تنش های جدید تشکیل شده در توده سنگ حول تونل تنش های القایی نامیده می شوند. اگر این تنش ها از حد مشخصی فراتر بروند سبب گسیختگی تونل و از دست دادن قابلیت سرویس دهی آن خواهد شد.

تعریف یک تابع عملکرد خاص برای ارزیابی سرویس دهی تونل ضروری است. این تابع در این مطالعه به منظور تعیین احتمال ناپایداری تونل مورد استفاده قرار گرفته و با رابطه (۲۵-۵) تعریف می شود:

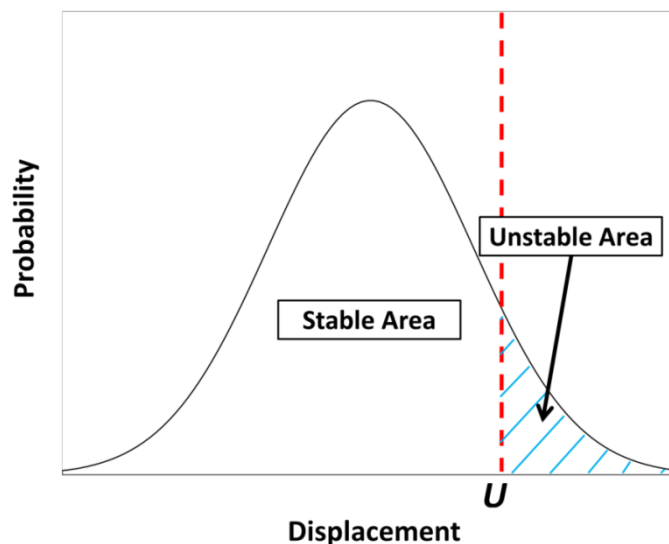
$$g(x) = U_a - R(x) \quad (25-5)$$

¹ Kong

که در آن $R(x)$ معرف مقادیر متغیر جابجایی در بخش‌های مختلف از دیواره تونل است. هنگامی که تابع عملکرد منفی شود ($g(x) < 0$)، به معنی تجاوز جابجایی متناظر مدل از حد مجاز بوده و وقوع شکست محتمل خواهد بود. به طور متضاد، وقتی این تابع مثبت باشد ($g(x) > 0$)، تونل در شرایط پایدار قرار داشته و عملکرد آن مطلوب است. حالت حدی نیز با معادله $g(x) = 0$ تعریف می‌شود که مرز بین شرایط پایدار و ناپایدار را نشان می‌دهد. نهایتاً، احتمال شکست (ناپایداری تونل) به صورت رابطه (۲۶-۵) تعریف می‌شود:

$$P_f = P[g(x) < 0] = \int f(x) dx \quad \text{for } g(x) < 0. \quad (26-5)$$

طرف راست رابطه (۲۶-۵) به این معنی است که احتمال شکست را می‌توان از مساحت زیر نمودار تابع توزیع احتمال در تاج، کف و دیواره‌های کناری تونل و سمت راست خطی که مقدار جابجایی مجاز (U) و همچنین حالت حدی را مشخص می‌کند، محاسبه نمود (شکل ۵-۱۴).



شکل ۵-۱۲- برآورد احتمال شکست

(۳) احتمال ناپایداری

مقادیر کرنش مجاز با استفاده از روابط (۲۱-۵) تا (۲۳-۵) برای پارامترهای مقاومت باقی‌مانده مختلف معادل ۰/۲۷، ۰/۳۱ و ۰/۳۷٪ و جابجایی‌های مجاز نیز به ترتیب ۱۵/۳۹، ۱۷/۶۷ و ۲۱/۰۹ میلی‌متر محاسبه شد. در نتیجه، جابجایی مجاز حداکثر (U_{max}) برای این مقطع از تونل البرز برابر با ۲۱/۰۹ میلی‌متر خواهد بود. مقادیر جابجایی بحرانی و مجاز در جدول ۲-۵ ارائه و مقایسه شده‌اند. در این جدول مشاهده می‌شود که حداکثر مقدار میانگین جابجایی در روش SCM در حدود دو برابر و در روش RFM بیش از سه برابر جابجایی مجاز خواهد بود. جزئیات نتایج مربوط به جابجایی میانگین

حاصل از روش‌های مختلف تصادفی و مقادیر قطعی در جدول ۵-۳ ارائه شده اند. مطابق با این جدول، بیشترین جابجایی تمامی مدل‌ها در کف (جابجایی میانگین حداکثر مدل) و پس از آن تاج تونل ثبت شده است. مورد دیگر این‌که مقادیر جابجایی با افزایش مقیاس نوسان در رویکرد *RFM* افزایش یافته است. مشاهده می‌شود که مقادیر قطعی محاسبه‌شده بسیار کمتر از جابجایی‌های احتمالاتی هستند. متعاقباً، مقادیر جابجایی قطعی کمتر از حد مجاز برآورد شده است، به‌طوری‌که مقطع مورد بحث تونل بر مبنای نتایج قطعی بدون به‌کارگیری سیستم نگهداری نهایی نیز پایدار به نظر می‌رسد. در حالی‌که مقایسه نتایج مدل‌سازی تصادفی با جابجایی مجاز حداکثر نشان می‌دهد که اقدامات اصلاحی برای برقراری شرایط پایدار تونل الزامی خواهد بود.

جدول ۵-۲- جابجایی‌ها و کرنش‌های مجاز و حداکثر محاسبه‌شده

جابجایی میانگین حداکثر مدل (mm)		جابجایی مجاز (mm)	کرنش مجاز (%)	کرنش بحرانی (%)	پارامتر مقاومت باقی‌مانده
RFM	SCM				
۷۲	۴۲	۱۵/۳۹	۰/۲۷	۰/۱۱	۰/۶۰
		۱۷/۶۷	۰/۳۱		۰/۶۵
		۲۱/۰۹	۰/۳۷		۰/۷۰

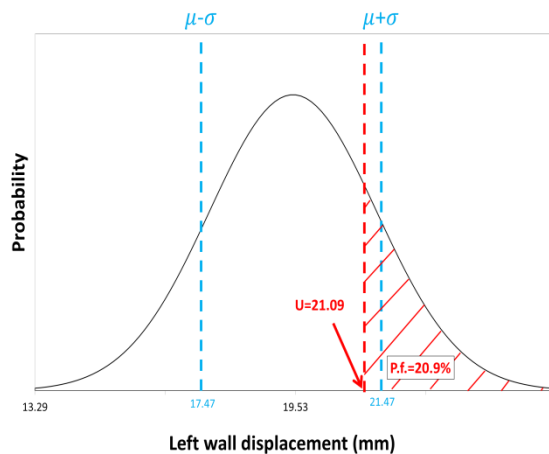
جدول ۵-۳- مقایسه جابجایی‌های محاسبه‌شده به روش‌های مختلف

قطعی	مستقل		همبسته متقابل		SCM	جابجایی (mm)
	$\theta = 5$	$\theta = 0.5$	$\theta = 5$	$\theta = 0.5$		
۸	۳۲	۲۰	۲۸	۱۹	۱۹	دیواره راست
۸	۳۰	۲۰	۳۰	۱۸	۱۹	دیواره چپ
۹	۳۰	۲۱	۳۱	۲۱	۲۲	تاج
۱۲	۷۲	۳۶	۶۶	۳۳	۴۲	کف

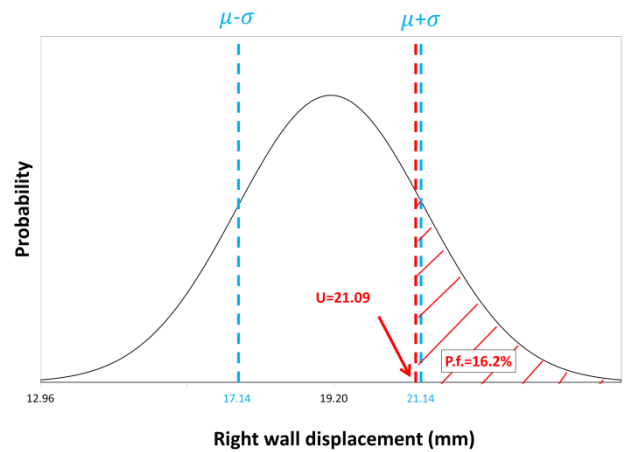
مقادیر احتمال ناپایداری تونل بدون پوشش برای بخش‌های مختلف آن در جدول ۵-۴ ارائه شده است. بیشترین احتمال ناپایداری با توجه به مقادیر جابجایی برای کف تونل به‌دست آمده است و احتمال شکست در سقف با ۶۹٪ پس از کف در رده دوم قرار می‌گیرد. همچنین، با وجود این‌که مقادیر جابجایی دیواره‌های راست و چپ در تمامی روش‌ها تقریباً یکسان بوده اند اما مقادیر احتمال ناپایداری آن‌ها به دلیل انحراف استاندارد متفاوت داده‌ها متمایز از یکدیگر هستند به‌طوری‌که افزایش انحراف استاندارد موجب افزایش این احتمال شده است. با توجه به تعدد شرایط مورد بررسی و به‌منظور پرهیز از تکرار مطالب، مقادیر احتمال ناپایداری برآورد شده برای بخش‌های مختلف تونل تنها برای روش *SCM* در شکل ۵-۱۳ ارائه شده اند.

جدول ۵-۴- درصد احتمال ناپایداری تونل بدون پوشش حاصل از روش‌های مختلف

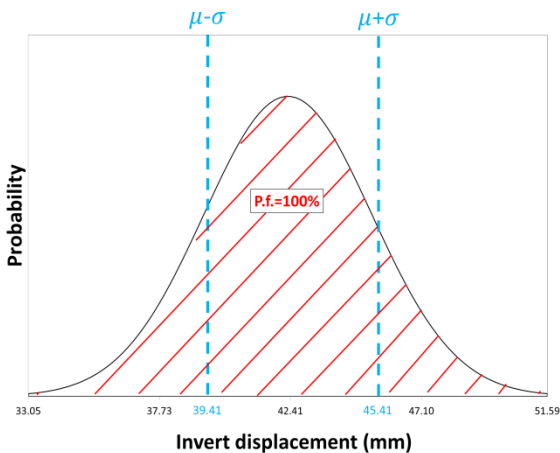
مستقل		همبسته متقابل		SCM	احتمال ناپایداری (%)
$\theta = 5$	$\theta = 0.5$	$\theta = 5$	$\theta = 0.5$		
۸۴	۳۹	۷۵	۲۵	۱۶	دیواره راست
۷۲	۲۹	۸۴	۱۵	۲۱	دیواره چپ
۹۰	۴۹	۸۶	۴۹	۶۹	تاج
۹۶	۹۵	۹۷	۹۵	۱۰۰	کف



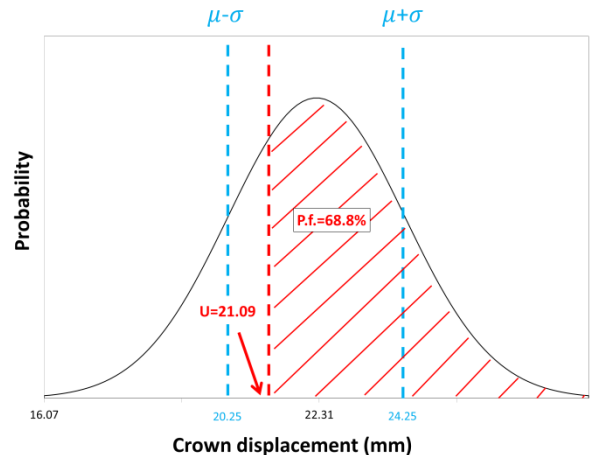
(ب)



(الف)



(د)

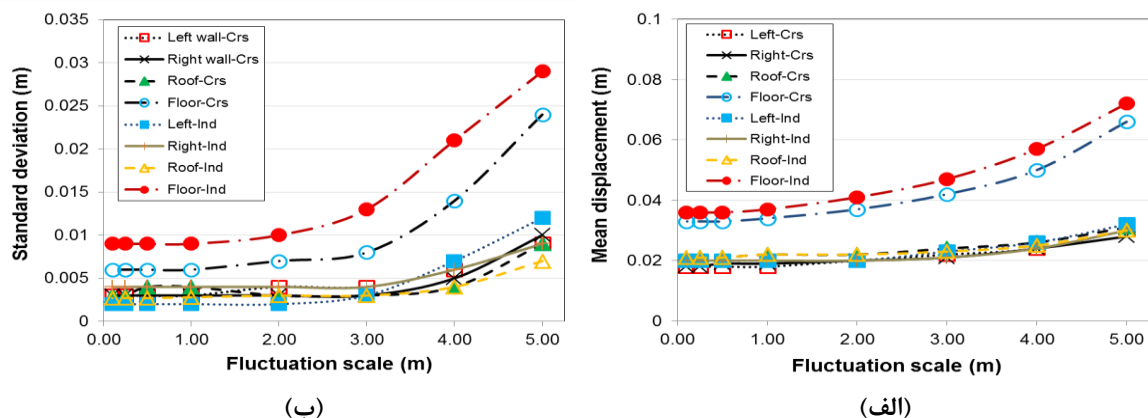


(ج)

شکل ۵-۱۳- احتمال شکست SCM برای: (الف) دیواره راست؛ (ب) دیواره چپ؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

نمودارهای جابجایی میانگین و انحراف استاندارد به دست آمده بر حسب مقادیر مختلف θ در رویکرد RFM در شکل ۵-۱۴ ارائه شده است. تحلیل‌های انجام شده در این بخش در دو حالت با در نظر گرفتن همبستگی متقابل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی و همچنین فاقد آن انجام شده است. با توجه به این که برهم‌کنش دیگر ویژگی‌های ژئومکانیکی از پیچیدگی‌های مختص به خود برخوردار

بوده و مطالعه جامعی بر روی آن‌ها انجام نشده است، در این بخش از همبستگی متقابل این ویژگی‌ها صرف‌نظر شده است. مطابق با این شکل، افزایش θ سبب افزایش تغییرشکل تونل می‌شود. همچنین، در نظر گرفتن همبستگی متقابل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی منجر به کاهش تغییرشکل و پراکندگی داده‌ها نسبت به حالت فاقد همبستگی متقابل می‌شود. علاوه بر آن، تأثیر افزایش مقیاس نوسان با گذر از مقیاس نوسان ۳ متر بیشتر بروز پیدا می‌کند.



شکل ۵-۱۴- تأثیر مقیاس نوسان بر روی: (الف) میانگین جابجایی؛ (ب) پراکندگی داده‌های جابجایی تونل البرز

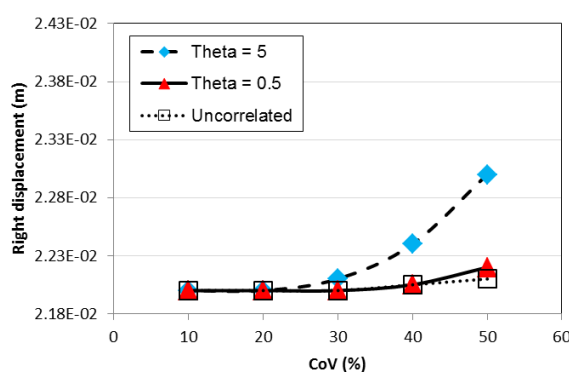
۵-۳-۶- ارزیابی تأثیر ضریب تغییرات و مقیاس نوسان

در این بخش تأثیر ضریب تغییرات و مقیاس نوسان ویژگی‌های مقاومتی توده‌سنگ (شامل چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و ...) بر روی تغییرشکل تونل بررسی می‌شود. در این راستا، ابتدا هر یک از این ویژگی‌ها [به‌صورت جداگانه] و در ادامه تمامی آن‌ها در فضا تغییرپذیر و خودهمبسته در نظر گرفته شده و تأثیر همبستگی متقابل ویژگی‌های مقاومتی بر روی نتایج ارزیابی شد. شایان ذکر است با توجه به اختلاف نتایج حاصل برای رویکرد *SCM* و نتایج *RFM* در موارد تک‌متغیره، نتایج مربوط به این رویکرد تنها در بخش تحلیل تأثیر تغییرپذیری توأم تمامی ویژگی‌ها ارائه شده است. هدف از این کار علاوه بر پرهیز از ارائه نمودارهای مشابه، مشهود شدن روند تغییر جابجایی تونل در برابر تغییر مشخصه‌های آماری بوده است.

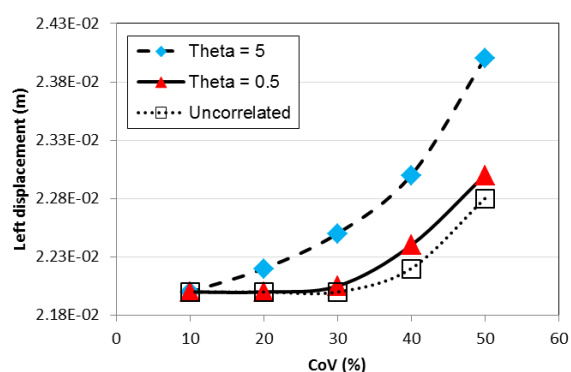
(۱) تأثیر چسبندگی

چسبندگی در کنار زاویه اصطکاک داخلی معرف میزان مقاومت توده‌سنگ در معیار موهر-کولمب است. از این‌رو، مطالعه تأثیر همبستگی فضایی آن بر روی تغییرشکل حفریه حائز اهمیت می‌باشد. شکل ۵-۱۵ تأثیر تغییرپذیری فضایی خودهمبسته چسبندگی را بر روی تغییرشکل میانگین تونل به-عنوان تابعی از *CoV* و همچنین θ ارائه می‌کند. مطابق انتظار، تغییرپذیری فضایی چسبندگی بر رفتار تغییرشکل تونل اثرگذار است. مطابق با این شکل با افزایش *CoV* (در بازه ۱۰ تا ۵۰٪) و θ ، جابجایی

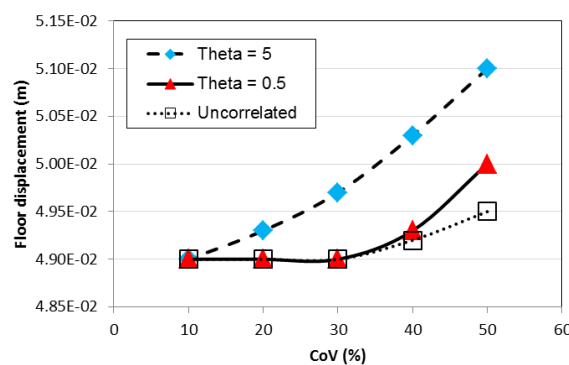
دیواره راست، چپ، تاج و کف تونل افزایش یافته است. میزان تغییر جابجایی برای حالت غیرهمبسته و دارای مقیاس نوسان ۰/۵ متر بسیار نزدیک به یکدیگر است. از طرف دیگر، مقادیر جابجایی برای مقیاس نوسان ۵ متر نسبت به دو حالت مذکور به‌ویژه در ضریب تغییرات بیشتر از ۳۰٪ افزایش قابل توجهی یافته است. این شرایط برای تمامی بخش‌های تونل شامل دیواره چپ، راست، تاج و کف تونل مشاهده می‌شود. با این وجود، مقادیر جابجایی ثبت‌شده در تمامی حالت‌ها برای کف تونل بیشتر از دیگر قسمت‌ها بوده است. از منظر میزان تأثیر CoV ، تغییرات جابجایی محاسبه‌شده در کف تونل برای مقیاس نوسان ۵ متر با وقوع کمترین انحراف از میانگین در چسبندگی (ضریب تغییرات ۱۰٪) نمایان شده و این تأثیر بر روی مقدار میانگین جابجایی سقف و کف نسبت به دیگر بخش‌ها بیشتر بوده است.



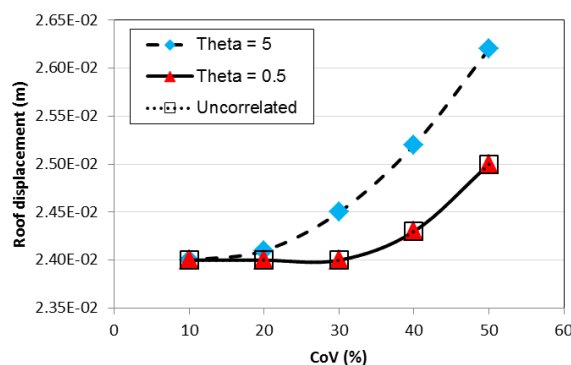
(ب)



(الف)



(د)

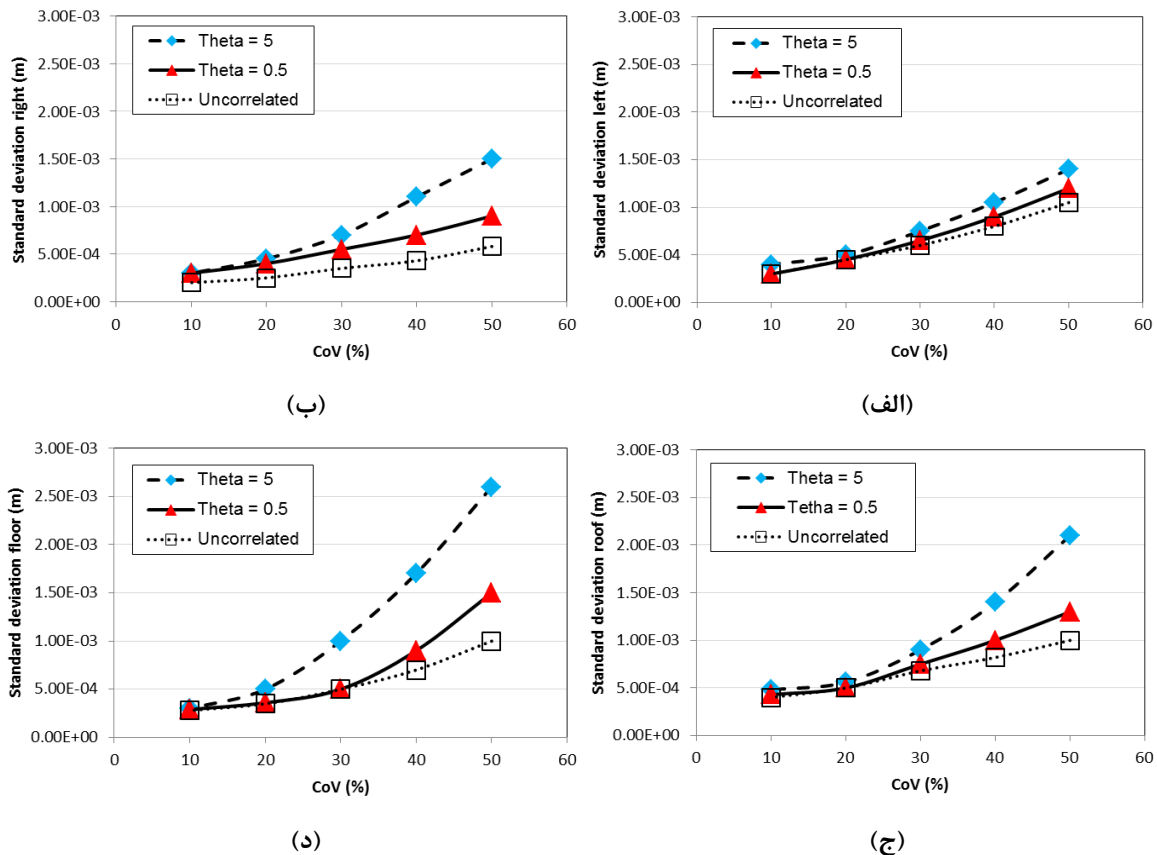


(ج)

شکل ۵-۱۵- تأثیر تغییرپذیری چسبندگی بر روی میانگین جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

تأثیر تغییرپذیری فضایی خودهمبسته چسبندگی بر روی میزان پراکندگی داده‌های جابجایی تونل به‌عنوان تابعی از ضریب تغییرات چسبندگی و همچنین مقیاس نوسان در شکل ۵-۱۶ ارائه شده است. به‌منظور نمایش میزان پراکندگی از انحراف استاندارد مقادیر جابجایی استفاده شده است. مطابق با این شکل، انحراف استاندارد داده‌ها در محدوده میلیمتر تغییر می‌کند. موضوع دیگر این‌که مقادیر شاخص پراکندگی در تمامی حالت‌ها برای CoV های کم (۱۰٪) کمتر از ۰/۵ میلیمتر حاصل شده

است. همچنین، افزایش CoV و θ چسبندگی به طور مشابه سبب افزایش پراکندگی داده‌های مربوط به جابجایی در بخش‌های مختلف تونل شده اما این افزایش برای مقیاس نوسان ۵ متر بیشتر بوده است. علاوه بر آن، پراکندگی مقادیر جابجایی کف تونل نسبت به دیگر بخش‌ها به افزایش CoV چسبندگی حساسیت بیشتری دارد.

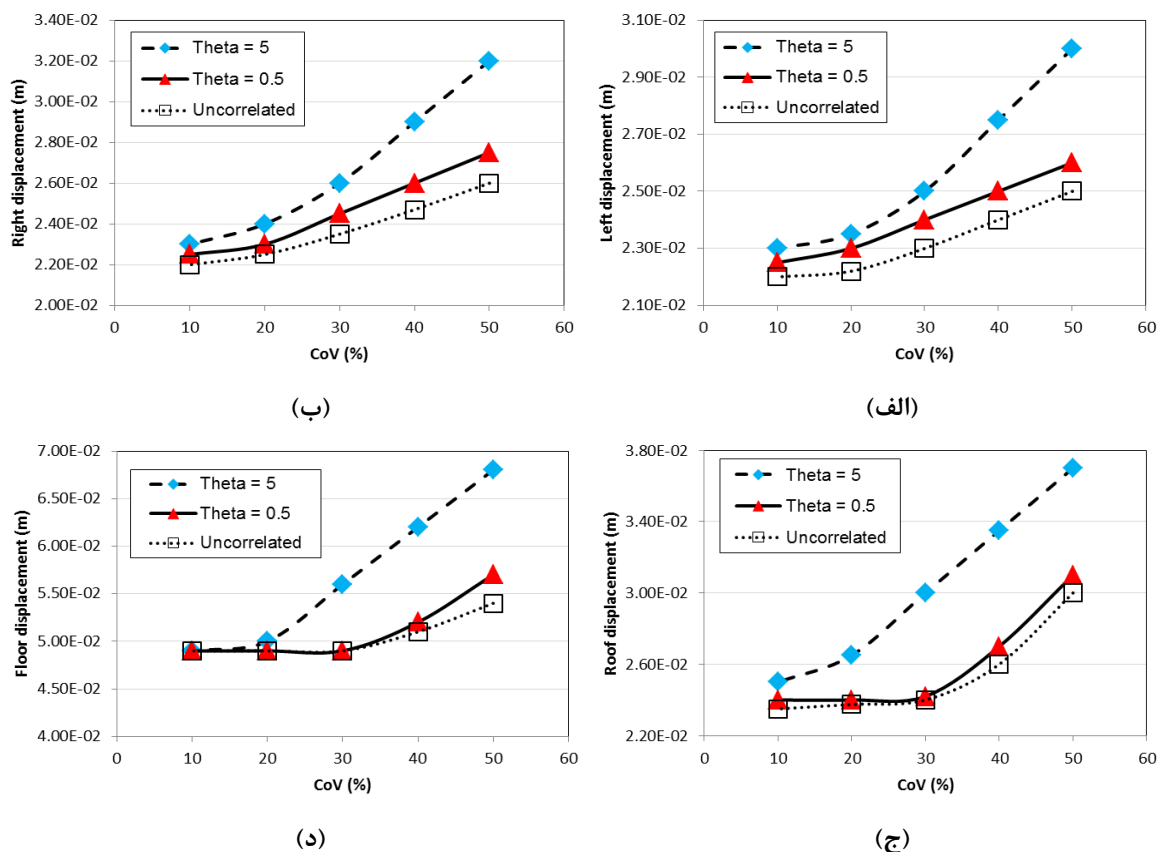


شکل ۵-۱۶- تأثیر تغییرپذیری چسبندگی بر روی پراکندگی داده‌های جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

(۲) تأثیر زاویه اصطکاک داخلی

همان‌طور که اشاره شد، زاویه اصطکاک داخلی دیگر ویژگی معرف مقاومت توده‌سنگ در معیار موهر-کولمب است. بنابراین، تأثیر همبستگی فضایی آن نیز بر روی تغییرشکل حفیه مورد مطالعه قرار گرفت. تأثیر تغییرپذیری فضایی خودهمبسته زاویه اصطکاک بر روی تغییرشکل میانگین تونل در شکل ۵-۱۷ به‌عنوان تابعی از ضریب تغییرات این ویژگی و همچنین مقیاس نوسان ارائه شده است. مطابق با این شکل، تغییرپذیری فضایی این ویژگی نیز تغییرشکل تونل را تحت تأثیر قرار می‌دهد به-طوری‌که روند جابجایی دیواره راست، چپ، تاج و کف تونل با افزایش CoV زاویه اصطکاک داخلی (در بازه ۱۰ تا ۵۰٪) و θ افزایشی است. مطابق با این شکل، میزان تغییر جابجایی سقف و کف تونل برای حالت غیرهمبسته و دارای مقیاس نوسان ۰/۵ متر بسیار نزدیک به هم است. از طرف دیگر، جابجایی

دیواره چپ و راست در حالت همبسته با مقیاس نوسان ۰/۵ متر بیشتر از حالت غیرهمبسته محاسبه شده است. با این حال، تأثیر افزایش θ به ۵ متر بر روی جابجایی تونل در تمامی بخش‌ها مشهود است. مشابه چسبندگی، مقادیر جابجایی ثبت‌شده در تمامی حالت‌های CoV و θ برای کف تونل بیشتر از دیگر قسمت‌ها بوده است. اما برخلاف آن، میزان تأثیر ضریب تغییرات بر روی جابجایی کف تونل در ضریب تغییرات ۱۰٪ آن‌چنان قابل توجه نبوده است. به‌طور مشابه، تأثیر افزایش CoV بر روی مقدار میانگین جابجایی سقف و کف بیشتر بوده است.

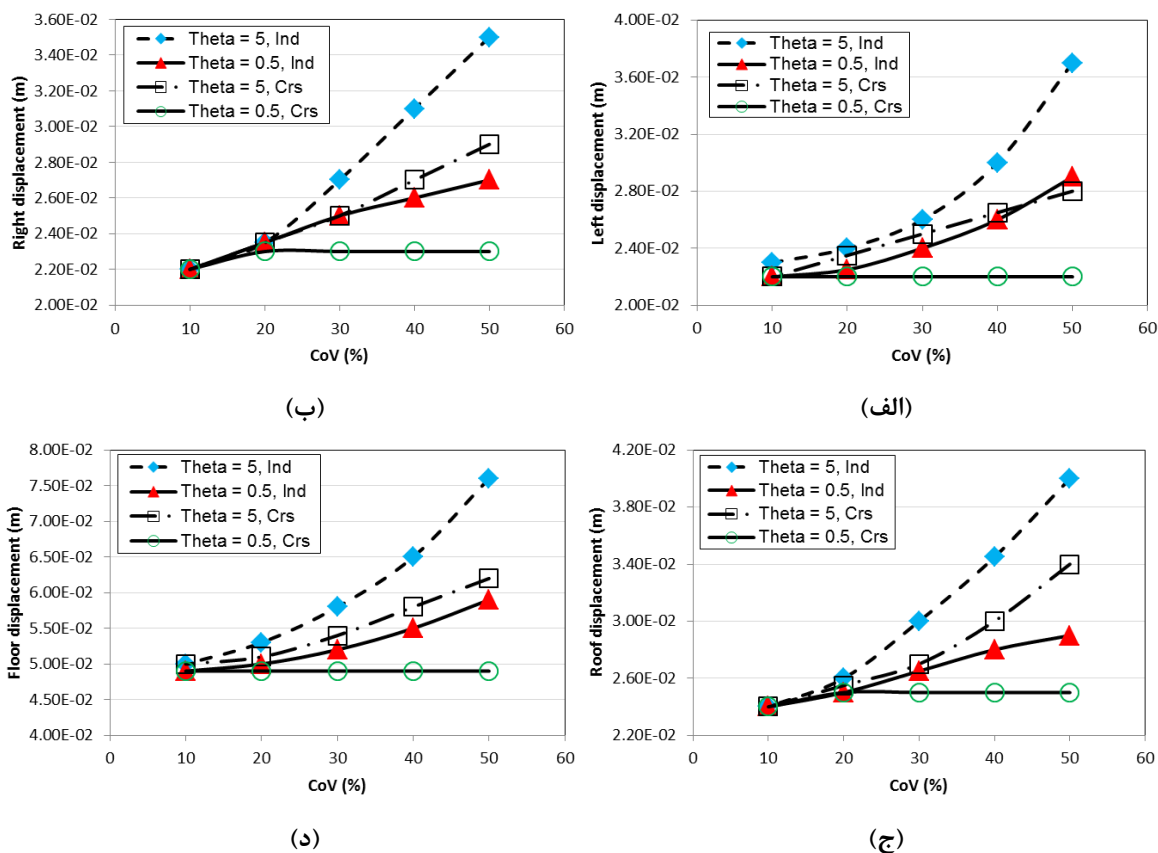


شکل ۵-۱۷- تأثیر تغییرپذیری زاویه اصطکاک بر روی میانگین جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

با هدف عدم تکرار نمودارهای مشابه، تأثیر تغییرپذیری فضایی خودهمبسته زاویه اصطکاک داخلی بر روی میزان پراکندگی داده‌های جابجایی تونل در شکل پ-۶ پیوست‌ها ارائه شده است. در این مورد نیز انحراف استاندارد داده‌ها در محدوده‌ای کمتر از ۱۰ میلیمتر در حال تغییر بوده و مقیاس نوسان ۵ متر موجب پراکندگی بیشتر داده‌ها شده است. علاوه بر آن، روند افزایشی انحراف استاندارد برای CoV بیشتر از ۳۰٪ سرعت می‌گیرد.

(۳) تأثیر توأمان چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی

در این بخش به صورت همزمان تأثیر همبستگی فضایی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بر روی تغییر شکل حفریه بررسی شده این دو ویژگی در دو حالت مستقل و دارای همبستگی متقابل در نظر گرفته شده اند. شکل ۵-۱۸ تأثیر تغییرپذیری فضایی خودهمبسته چسبندگی و زاویه اصطکاک را بر روی تغییر شکل میانگین تونل به عنوان تابعی از CoV و θ ارائه می‌کند. در بخش‌های پیشین تأثیر تغییرپذیری فضایی چسبندگی و زاویه اصطکاک بر روی تغییر شکل تونل آشکار شد. بنابراین مشخص است که تلفیق تغییرپذیری این دو ویژگی نیز بر تغییر شکل اثرگذار خواهد بود. همان‌طور که در شکل ۵-۱۸ مشخص است، در نظر نگرفتن همبستگی متقابل بین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی منجر به محاسبه مقادیر جابجایی بیشتری می‌شود (گراف‌های Ind). همچنین، مقادیر جابجایی محاسبه شده در حالتی با مقیاس نوسان ۰/۵ متر و وجود همبستگی متقابل تقریباً تحت تأثیر CoV قرار ندارد (گراف‌های $Theta = 0.5, Crs$). از طرف دیگر، تأثیر افزایش CoV در مدل همبسته متقابل با افزایش θ به ۵ متر آشکار می‌شود اما این تأثیر همچنان از مدل مستقل کمتر بوده است. بنابراین، شیب تغییرات جابجایی مدل مستقل بیشتر از مدل همبسته متقابل بوده است.



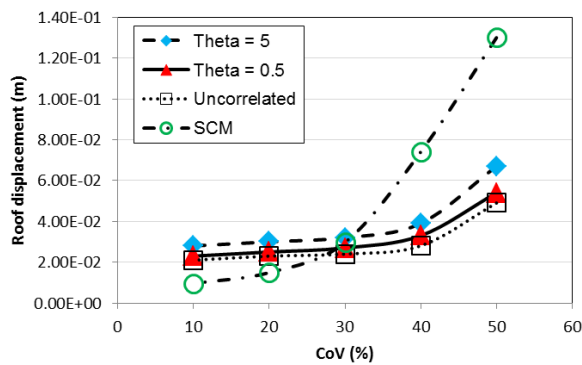
شکل ۵-۱۸- تأثیر تغییرپذیری خودهمبسته چسبندگی و زاویه اصطکاک بر روی میانگین جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

تأثیر تغییرپذیری فضایی توأمان و خودهمبسته چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بر روی میزان پراکندگی داده‌های جابجایی تونل در شکل پ-۷ پیوست شده است. انحراف استاندارد داده‌های این بخش نیز در محدوده‌ای زیر ۱۰ میلیمتر تغییر می‌کند. موضوع دیگر این‌که نمودارهای شاخص پراکندگی مدل همبسته متقابل برای θ کمتر از ۰/۵ میلیمتر نشان‌دهنده تأثیر ناچیز افزایش CoV بر میزان پراکندگی داده‌های این مدل است. همچنین، افزایش توأمان CoV دو ویژگی مذکور سبب افزایش پراکندگی داده‌های مربوط به جابجایی در مقیاس نوسان ۵ متر بیشتر بوده است. به‌طور مشابه، پراکندگی مقادیر جابجایی کف تونل نسبت به دیگر بخش‌ها به افزایش CoV چسبندگی حساسیت بیشتری داشته است.

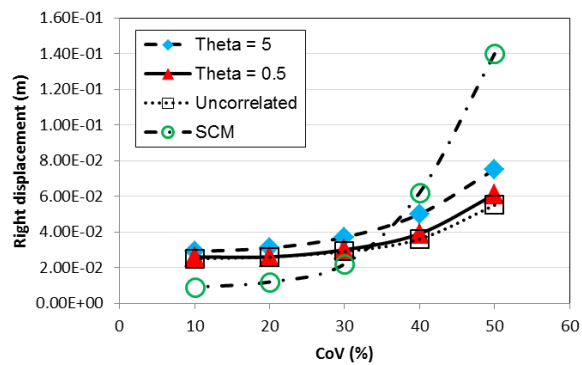
(۴) تأثیر توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی

تأثیر تغییرپذیری توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ شامل چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مدول بالک، مدول برشی و مقاومت کششی بر روی جابجایی تونل در این بخش مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش از همبستگی متقابل ویژگی‌ها صرف‌نظر شده است. تأثیر تغییرپذیری فضایی توأمان ویژگی‌های مذکور بر روی تغییرشکل میانگین تونل در شکل ۵-۱۹ نشان داده شده است. مطابق با این شکل، روند جابجایی دیواره چپ، راست، تاج و کف تونل با افزایش CoV (به‌ویژه در بازه ۳۰ تا ۵۰٪) و θ افزایشی بوده اما در مقیاس نوسان ۵ متر واضح‌تر است. همچنین، مقادیر برآورد شده توسط روش SCM در ضریب تغییرات زیر ۳۰٪ کمترین مقادیر و در بازه بیشتر از ۳۰٪ بیشترین مقادیر تغییرشکل را نشان می‌دهند. این موضوع معرف تأثیر شگرف افزایش CoV در بازه ۳۰ تا ۵۰٪ بر روی نتایج حاصل از این رویکرد می‌باشد. افزایش CoV از ۴۰ به ۵۰٪ در هر چهار مدل (SCM ، غیرهمبسته، مقیاس نوسان ۰/۵ و ۵ متر) بیشترین تأثیر را در تغییرشکل تونل داشته است. برخلاف موارد پیشین، جابجایی مدل غیرهمبسته نیز تحت تأثیر افزایش CoV ویژگی‌های ژئومکانیکی افزایش یافته است. بنابراین، مدل‌سازی تغییرپذیری فضایی توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی سبب آشکار شدن تأثیر ضریب تغییرات بر روی جابجایی تونل شده است.

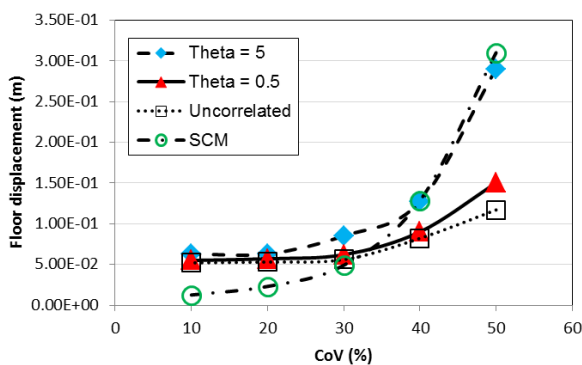
تأثیر تغییرپذیری فضایی توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی بر روی میزان پراکندگی داده‌های جابجایی تونل معرف افزایش انحراف استاندارد داده‌ها به محدوده سانتیمتر است (شکل پ-۸ پیوست‌ها). همچنین، CoV کمتر از ۳۰٪ در رویکرد SCM منجر به پراکندگی اندکی در داده‌ها می‌شود. به‌طور مشابه، مقیاس نوسان ۵ متر و همچنین ضریب تغییرات بیش از ۳۰٪ در رویکرد SCM موجب پراکندگی بیشتر داده‌ها شده است. علاوه بر آن، روند افزایشی انحراف استاندارد برای CoV بیشتر از ۳۰٪ سرعت می‌گیرد.



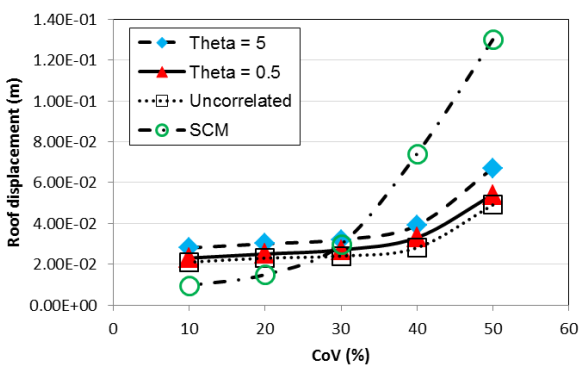
(ب)



(الف)



(د)

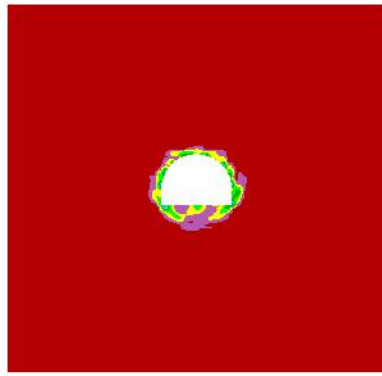


(ج)

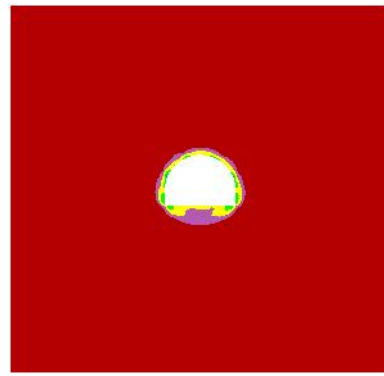
شکل ۵-۱۹- تأثیر تغییرپذیری توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی بر روی میانگین جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

۵-۳-۷- ارزیابی تأثیر تغییرپذیری فضایی بر روی ناحیه پلاستیک اطراف تونل

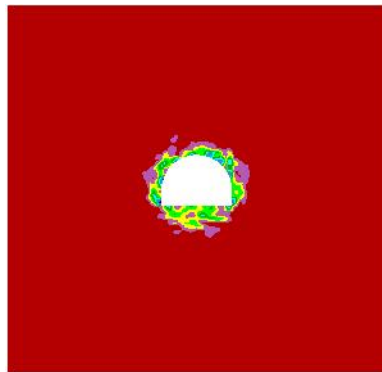
همان‌طور که در بخش‌های قبل اشاره شد، حفر تونل می‌تواند منجر به تشکیل یک ناحیه پلاستیک در اطراف محیط حفیره شود. مرز بین زون‌های پلاستیک و الاستیک را می‌توان به‌طور تحلیلی با استفاده از رابطه (۵-۵) معیار شکست موهر-کولمب محاسبه نمود (هوک، ۲۰۰۰؛ کارانزا تورس، ۲۰۰۲). مرز زون الاستیک و پلاستیک را می‌توان به‌صورت تقریبی از طریق مدل‌سازی عددی-احتمالاتی نیز به‌دست آورد. در این بخش با در نظر گرفتن تغییرپذیری هم‌زمان چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به تحلیل تأثیر ضریب تغییرات (CoV) و مقیاس نوسان (θ) بر روی گستره زون پلاستیک پرداخته شد. شکل ۵-۲۰ تأثیر CoV و θ را بر روی گستره ناحیه پلاستیک نشان می‌دهد. مطابق با این شکل افزایش CoV و θ موجب بزرگتر شدن ناحیه پلاستیک اطراف تونل می‌شود اما تأثیر CoV نسبت به θ در این افزایش مشهودتر است.



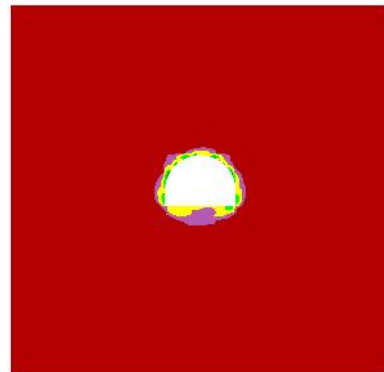
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۵-۲۰- گستره ناحیه پلاستیک برای: (الف) $\theta = 0.5$ m و $CoV = 10\%$; (ب) $\theta = 0.5$ m و $CoV = 50\%$; (ج) $\theta = 5$ m و $CoV = 10\%$; (د) $\theta = 5$ m و $CoV = 50\%$

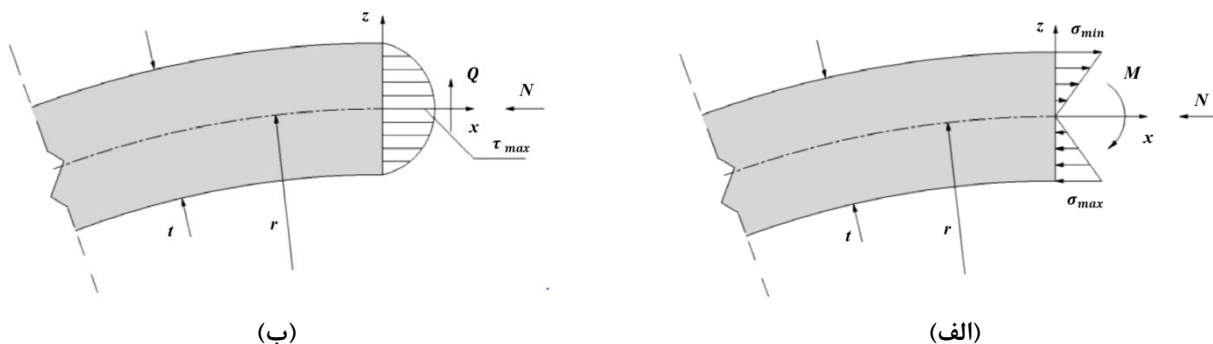
۵-۳-۸- طراحی سیستم نگهداری بر اساس تنش‌های وارده

هدف این بخش تحلیل بارهای وارد بر پوشش موقت شاتکریتی تونل است. به منظور شبیه‌سازی پوشش شاتکریتی از المان لاینر^۱ در نرم‌افزار *FLAC* استفاده شد. این المان قابلیت تحمل گشتاور خمشی (M)، نیروی محوری (N) و نیروی برشی (Q) را به صورت همزمان دارد. مطابق با شکل ۵-۲۱، تنش‌های متناظر برای اقناع شرایط تعادل در برابر این نیروها در سازه نگهداری ایجاد می‌شود. از آن جایی که نیروی محوری در سرتاسر مقطع عرضی پوشش ثابت است، تنش محوری القایی نیز ثابت بوده و از رابطه (۵-۲۷) به دست می‌آید:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (۵-۲۷)$$

در این رابطه، σ_N تنش محوری حاصل از نیروی محوری و A مساحت مقطع عرضی پوشش است.

¹ Liner element



شکل ۵-۲۱- تنش‌های ایجادشده در پوشش به دلیل برهم‌کنش: (الف) نیروی محوری-گشتاور خمشی؛ (ب) نیروی محوری-نیروی برشی

به‌طور مشابه، تنش خمشی ناشی از گشتاور خمشی (M) به‌صورت رابطه (۵-۲۸) تعریف می‌شود:

$$\sigma_M = -\frac{Mz}{I} \quad (۵-۲۸)$$

که در آن، σ_M تنش خمشی ناشی از گشتاور خمشی M ، I گشتاور دوم سطح مقطع پوشش و z فاصله از محور خنثی روی مقطع عرضی پوشش است. مقدار z در قسمت بالایی محور خنثی مثبت و در زیر آن منفی است. توجه شود که گشتاور خمشی مثبت در صورتی سبب ایجاد تنش فشاری (مثبت) می‌شود که z منفی باشد. تنش‌های خمشی حداکثر فارغ از علامت آن‌ها در مرزهای داخلی و بیرونی پوشش ایجاد می‌شوند. بنابراین، تنش‌های محوری حداکثر و حداقل ایجادشده در پوشش را می‌توان از طریق برهم‌کنش نیروی محوری-گشتاور خمشی و با استفاده از رابطه (۵-۲۹) محاسبه نمود.

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \frac{t}{r} \quad (۵-۲۹)$$

در این رابطه σ_{min}^{max} به‌ترتیب تنش‌های محوری حداکثر و حداقل در مرزهای درونی و بیرونی پوشش بر حسب علامت‌های قراردادی مشخص‌شده در شکل ۵-۲۱ (الف) بوده و t نیز معرف ضخامت پوشش است.

تنش برشی مطابق با شکل ۵-۲۱ (ب) به‌دلیل نیروی برشی (Q) اعمالی بر پوشش به‌وجود می‌آید که از طریق رابطه (۵-۳۰) تعیین می‌گردد:

$$\tau' = \frac{3Q}{2A} \left[1 - \left(\frac{z}{t} \right)^2 \right] \quad (۵-۳۰)$$

که در آن، τ' تنش برشی القا شده توسط نیروی برشی-عرضی Q بوده که به‌صورت یک سهمی در طول ضخامت پوشش توزیع می‌شود. کمترین تنش برشی برابر با صفر و در مرزهای داخلی و بیرونی پوشش ثبت می‌شود. از طرف دیگر، بیشترین تنش برشی معادل $3Q/2A$ بوده و در محور خنثی رخ می‌دهد.

تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل در محور خنثی پوشش را می‌توان بر اساس تنش برشی حداکثر (τ'_{max}) و تنش محوری σ_N با استفاده از رابطه (۵-۳۱) به‌دست آورد.

$$\sigma'_y = \frac{\sigma_N}{\gamma} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{\gamma}\right)^2 + \tau'^2_{max}} \quad (۵-۳۱)$$

در این رابطه σ'_1 و σ'_3 به‌ترتیب تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل ناشی از برهم‌نهی تأثیر نیروهای محوری و برشی-عرضی هستند. به‌عبارت دیگر، حالت تنش در یک نقطه از محور خنثی تحت تأثیر برهم‌کنش نیروهای محوری-برشی تعیین می‌شود.

هدف این بخش بررسی احتمالاتی پوشش شاتکریتی طراحی‌شده برای تونل البرز است. نمونه پلات نیروهای محوری، برشی و گشتاور خمشی وارد بر پوشش در مدل‌های تصادفی در پیوست ارائه شده است. از آن‌جایی که در طرح ارائه‌شده نگهداری موقت مرکب از بولت و شاتکریت بود، یک سطح از ضریب ایمنی (FoS) برای پوشش شاتکریتی در تحلیل‌ها در نظر گرفته شد. اگر پوشش تونل از یک لایه شاتکریتی با مقاومت فشاری (σ_c) برابر با ۲۰ مگاپاسکال، مقاومت کششی (σ_t) معادل ۴- مگاپاسکال و ضخامت ۱۰۰ میلیمتر تشکیل شده باشد، میزان استحکام^۱ پوشش در برابر تنش‌های فشاری (R_c) و کششی (R_t) را می‌توان با استفاده از رابطه‌های (۵-۳۲) و (۵-۳۳) به‌دست آورد.

$$R_c = FoS \cdot \sigma_c \quad (۵-۳۲)$$

$$R_t = FoS \cdot \sigma_t \quad (۵-۳۳)$$

نکته مهم این‌که در این رساله از تغییرپذیری ویژگی‌های پوشش صرف‌نظر شده است. این موضوع با توجه به این‌که شاتکریت یک ماده مهندسی‌شده می‌باشد به واقعیت نزدیک‌تر است. از آن‌جایی که پوشش تونل به‌طور همزمان در معرض برهم‌کنش نیروی محوری-گشتاور خمشی ($N - M$) و نیروی محوری-نیروی برشی ($N - Q$) قرار دارد، چهار مُد گسیختگی متفاوت را می‌توان بر مبنای بارهای عامل بر پوشش شناسایی کرد که عبارتند از:

(۱) گسیختگی تحت فشار ناشی از برهم‌کنش $N - M$

(۲) گسیختگی تحت کشش ناشی از برهم‌کنش $N - M$

(۳) گسیختگی تحت فشار ناشی از برهم‌کنش $N - Q$

(۴) گسیختگی تحت کشش ناشی از برهم‌کنش $N - Q$

¹ Resistance

اگر برهم کنش $N - M$ مورد بحث باشد، پوشش تونل در صورتی تحت تنش فشاری گسیخته خواهد شد که تنش محوری حداکثر محاسبه شده (σ_{max}) بزرگتر از استحکام فشاری $(FoS \cdot \sigma_c)$ باشد. از طرف دیگر، گسیختگی کششی در این حالت در صورتی به وقوع می پیوندد که تنش محوری حداقل (σ_{min}) از استحکام کششی پوشش $(FoS \cdot \sigma_t)$ کمتر شود (با توجه به علامت قراردادی منفی). به طور مشابه، پوشش در برهم کنش $N - Q$ هنگامی دچار گسیختگی فشاری می شود که تنش اصلی حداکثر (σ_1) در محور خنثی بزرگتر از استحکام فشاری باشد. از طرف دیگر، گسیختگی کششی در شرایط تنش اصلی حداقل (σ_3) کمتر از استحکام کششی رخ می دهد.

در این مطالعه، تنش های محاسبه شده، به منظور در اختیار داشتن معیاری برای بررسی شرایط پایداری پوشش، نسبت به مقاومت های فشاری و کششی بی بعد شده اند. در نتیجه، عاملی به نام عامل مقاومت^۱ تعریف می شود که در شرایط مختلف با استفاده از روابط (۳۴-۵) تا (۳۷-۵) محاسبه می گردد.

$$C_c^{nm} = \sigma_{max} / \sigma_c \quad (34-5)$$

$$C_t^{nm} = \sigma_{min} / \sigma_t \quad (35-5)$$

$$C_c^{nq} = \sigma_1 / \sigma_c \quad (36-5)$$

$$C_t^{nq} = \sigma_3 / \sigma_t \quad (37-5)$$

در روابط فوق C عامل مقاومت، بالانویس های nm و nq به ترتیب معرف برهم کنش $N - M$ و $N - Q$ و زیرنویس های c و t به ترتیب نماینده فشار و کشش هستند.

(۱) برآورد احتمال گسیختگی پوشش تونل البرز

مقادیر میانگین عامل های مقاومت حاصل از رویکردهای مختلف مورد استفاده در جدول ۵-۵ ارائه شده است. مطابق با این جدول، برهم کنش نیروهای محوری و برشی نسبت به برهم کنش گشتاور خمشی-نیروی محوری منتج به عامل های مقاومت کمتری شده است. همچنین، تحلیل SCM در اثر برهم کنش گشتاور خمشی-نیروی محوری عامل مقاومتی بالاتر از ضریب ایمنی به دست آورده است اما دیگر رویکردها در بدترین حالت معرف شرایط حد واسط هستند (با در نظر گرفتن $FoS = 1/2$).

¹ Strength factor

جدول ۵-۵- مقادیر میانگین عامل مقاومت برآورد شده از روش‌های مختلف

عامل مقاومت	SCM	همبسته متقابل		مستقل	
		$\theta = 0.5$	$\theta = 0.5$	$\theta = 0.5$	$\theta = 0.5$
C_c^{nm}	۰/۷۲	۰/۷۸	۰/۹۹	۰/۷۵	۰/۸۸
C_t^{nm}	۱/۴۹	۰/۶۶	۱/۲۳	۰/۴۷	۱/۲۰
C_c^{nq}	۰/۲۳	۰/۳۶	۰/۴۰	۰/۳۳	۰/۳۶
C_t^{nq}	۰/۰۳	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۲

احتمال گسیختگی پوشش تونل را می‌توان بر حسب مدهای گسیختگی و عامل‌های مقاومت فوق‌الذکر در شرایط مختلف با بهره‌گیری از رابطه‌های (۳۸-۵)-(۴۱-۵) محاسبه نمود:

$$p_c^{nm} = P[\sigma_{max} > FoS \cdot \sigma_c] = P[C_c^{nm} > FoS] \quad (38-5)$$

$$p_t^{nm} = P[\sigma_{min} > FoS \cdot \sigma_t] = P[C_t^{nm} > FoS] \quad (39-5)$$

$$p_c^{nq} = P[\sigma_c > FoS \cdot \sigma_c] = P[C_c^{nq} > FoS] \quad (40-5)$$

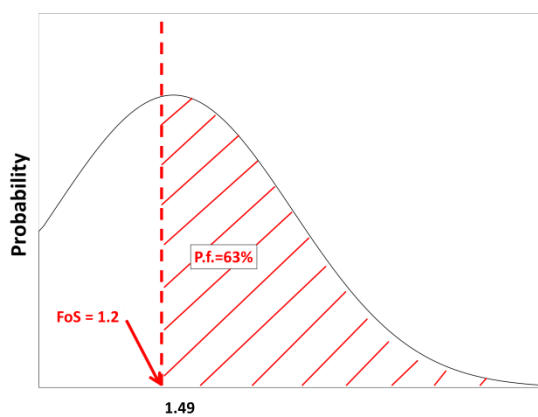
$$p_t^{nq} = P[\sigma_t > FoS \cdot \sigma_t] = P[C_t^{nq} > FoS] \quad (41-5)$$

در این روابط، p_c^{nm} و p_t^{nm} به ترتیب احتمال گسیختگی تحت فشار و کشش در برهم‌کنش $N - M$ هستند. همچنین، p_c^{nq} و p_t^{nq} نیز به ترتیب احتمال گسیختگی تحت فشار و کشش در برهم‌کنش $N - Q$ می‌باشند.

جدول ۵-۶ مقادیر احتمال گسیختگی پوشش تونل را در رویکردهای مختلف ارائه می‌کند. مقدار FoS تأمین‌شده توسط پوشش در این جدول برابر با ۱/۲ در نظر گرفته شده است. مقادیر بیشینه احتمال گسیختگی پوشش تحت کشش ناشی از برهم‌کنش $N - M$ به‌دست آمده است؛ به‌طوری‌که رویکرد SCM بیشترین و رویکرد میدان تصادفی با همبستگی متقابل و $\theta = 0.5$ کمترین p_t^{nm} را حاصل کرده‌اند. همچنین، مقادیر ارائه‌شده در این جدول نشان از احتمال نزدیک به صفر مدهای شکست فشاری و کششی ناشی از $N - Q$ دارد. در نتیجه، وقوع شکست ناشی از برهم‌کنش نیروهای محوری و برشی با اعمال یک پوشش اولیه شاتکریت به ضخامت ۱۰۰ میلیمتر محتمل نخواهد بود. در طرف مقابل، نقش برهم‌کنش گشتاور خمشی و نیروی محوری در گسیختگی پوشش تونل به‌ویژه تحت مد کششی قابل توجه است. در این بخش نیز با توجه به تعدد شرایط مورد بررسی و به‌منظور پرهیز از تکرار مطالب، احتمال‌های گسیختگی پوشش برآورد شده برای مدهای شکست مختلف تنها برای روش SCM در شکل ۵-۲۲ ارائه شده‌اند.

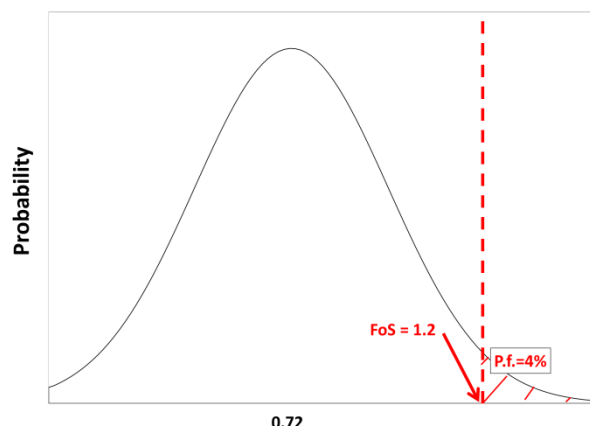
جدول ۵-۶- احتمال گسیختگی پوشش برآورد شده از روش‌های مختلف ($FoS = 1/2$)

مستقل		همبسته متقابل		SCM	احتمال گسیختگی (%)
$\theta = 5$	$\theta = 0.5$	$\theta = 5$	$\theta = 0.5$		
۱۲	۵	۲۲	۳	۴	p_c^{nm}
۵۸	۵۰	۵۱	۱۵	۶۳	p_t^{nm}
.	.	.	.	.	p_c^{nq}
.	.	.	.	.	p_t^{nq}



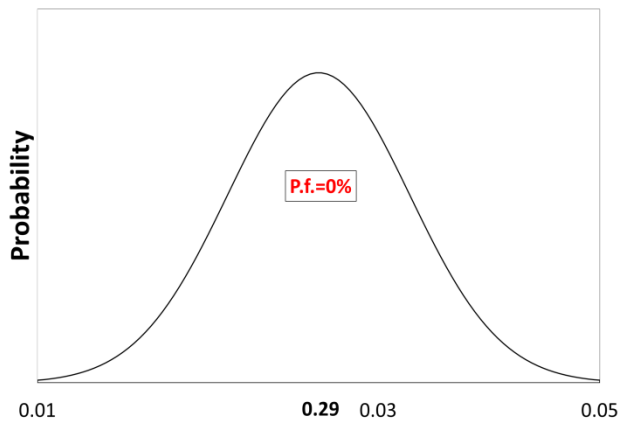
Cnm Tension

(ب)



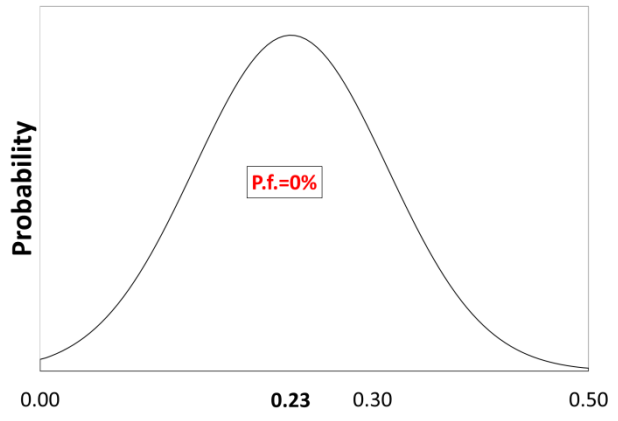
Cnm Compression

(الف)



Cnq Tension

(د)



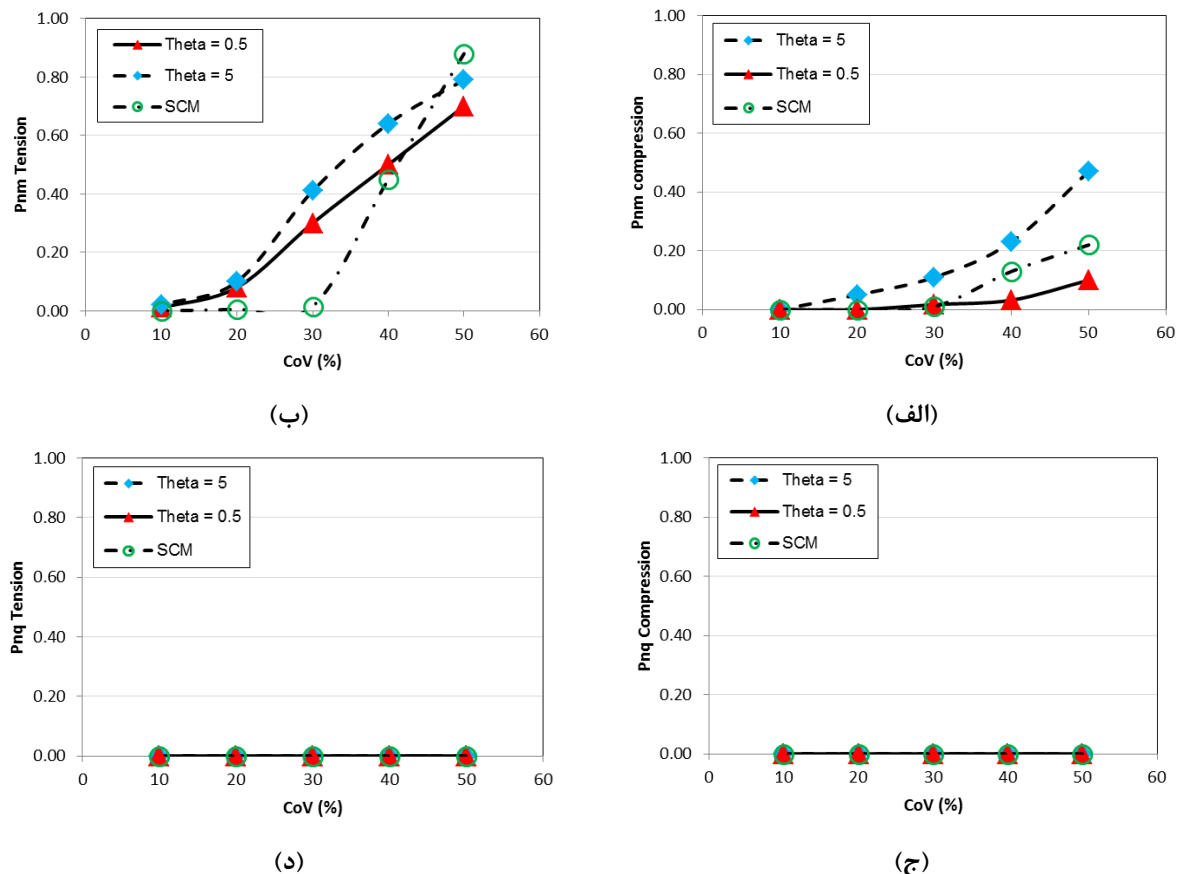
Cnq Compression

(ج)

شکل ۵-۲۲- احتمال گسیختگی پوشش SCM تحت: (الف) فشار $N - M$ ؛ (ب) کشش $N - M$ ؛ (ج) فشار $N - Q$ ؛ (د) کشش $N - Q$

(۲) ارزیابی تأثیر ضریب تغییرات و مقیاس نوسان

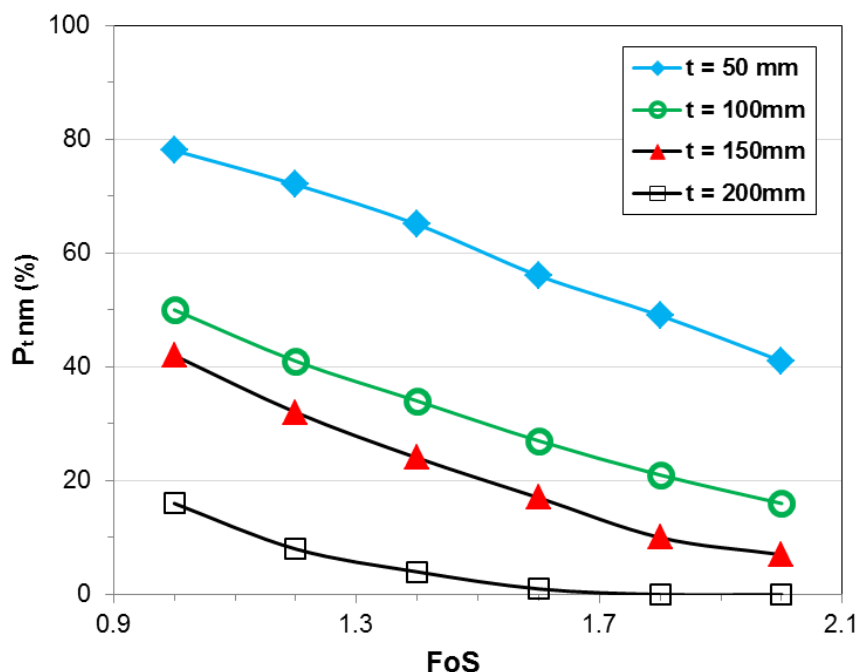
در ادامه، تأثیر تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های ژئومکانیکی بر روی احتمال گسیختگی پوشش تحت مدهای مختلف به‌عنوان تابعی از CoV و θ بررسی شد (شکل ۵-۲۳). در بخش‌های پیشین مشخص گردید که نتایج حاصل از رویکرد SCM تنها در شرایط چند متغیره به رویکرد RFM نزدیک است. از این‌رو، شرایط چند متغیره با هدف مقایسه نتایج رویکردهای مختلف در نظر گرفته شد. مطابق با شکل ۵-۲۳، احتمال وقوع گسیختگی کششی در پوشش تونل بر اثر برهم‌کنش نیروی محوری و گشتاور خمشی بیشتر از دیگر مدهای گسیختگی است. از طرف دیگر، احتمال وقوع شکست فشاری و کششی بر اثر برهم‌کنش نیروهای محوری-برشی حتی با افزایش CoV و θ نیز نزدیک به صفر است. همچنین، تأثیر افزایش CoV بر روی نتایج رویکرد SCM در برهم‌کنش $N - M$ در مقادیر بیشتر از ۳۰٪ بسیار مشهود است.



شکل ۵-۲۳- تأثیر مقیاس نوسان و ضریب تغییرات بر روی احتمال گسیختگی پوشش تحت: (الف) فشار $N - M$ ؛ (ب) کشش $N - M$ ؛ (ج) فشار $N - Q$ ؛ و (د) کشش $N - Q$

(۳) ارزیابی تأثیر ضخامت و ضریب ایمنی پوشش

در مرحله بعد، تأثیر ضخامت پوشش بر روی احتمال گسیختگی با فرض ثابت بودن خواص مقاومتی آن مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور مدل‌های میدان تصادفی همبسته متقابل با $\theta = 5 \text{ m}$ و $CoV = 30\%$ انتخاب شد. از آنجایی که p_t^{nm} احتمال شکست غالب تونل بود، تأثیر تغییر ضخامت و ضریب ایمنی مورد انتظار پوشش تنها بر روی احتمال گسیختگی کششی ناشی از برهم کنش $N - M$ ارزیابی شد. رابطه بین ضریب ایمنی پوشش، ضخامت آن و احتمال گسیختگی سیستم نگهداری تونل در شرایط مذکور در شکل ۵-۲۴ ارائه شده است. مطابق با این شکل، ضخامت ۵۰ و ۱۰۰ میلیمتری حتی در شرایطی که ضریب ایمنی مورد انتظاری در حدود ۲ برای تقویت پوشش شاتکریتی تأمین شود، منجر به بروز احتمال شکست بالایی خواهد شد. از طرف دیگر، افزایش ضخامت پوشش به ۱۵۰ میلیمتر سبب کاهش قابل توجه احتمال گسیختگی (به‌ویژه برای ضرایب ایمنی بالای ۱/۷) شده است. به‌کارگیری پوشش با ضخامت ۲۰۰ میلیمتر نیز برای ضرایب ایمنی پوشش بالای ۱/۱ احتمال گسیختگی پایین‌تر از ۱۰٪ را حاصل کرده است؛ به‌طوری که با گذر ضریب ایمنی مورد انتظار پوشش از ۱/۸، احتمال گسیختگی تقریباً برابر با صفر بوده است. موضوع جالب توجه دیگر این‌که، با افزایش ضخامت پوشش شیب تغییرات p_t^{nm} بر اثر ضریب ایمنی کاهش می‌یابد. به‌عبارت دیگر، با افزایش ضخامت پوشش از ۵۰ به ۲۰۰ میلیمتر از میزان تأثیر ضریب ایمنی ارائه‌شده توسط پوشش بر احتمال گسیختگی کاسته می‌شود.



شکل ۵-۲۴- احتمال گسیختگی به‌عنوان تابعی از ضریب ایمنی و ضخامت پوشش

۵-۳-۹- مقایسه نتایج با داده‌های رفتارنگاری تونل

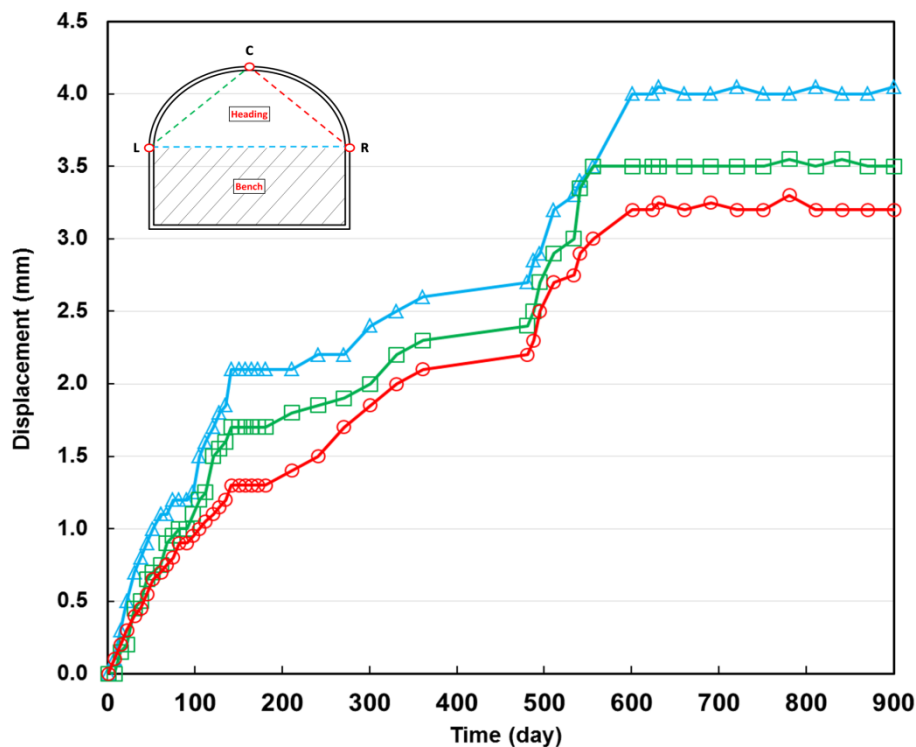
بهره‌گیری از روش‌های مختلف رفتارنگاری در حفاریات زیرزمینی در حین ساخت و سرویس‌دهی آن‌ها به‌منظور کنترل و ارزیابی رفتار زمین‌الزامی است. تونل البرز در مقطع مورد مطالعه با هدف پایش تغییرشکل تونل به ابزارهای رفتارنگاری نظیر پین‌های همگرایی‌سنج^۱ مجهز شده است. پین‌های همگرایی‌سنج معمول‌ترین ابزار اندازه‌گیری تغییرشکل تونل هستند. این پین‌ها جابجایی نسبی دو نقطه بر روی دیواره تونل را نسبت به یکدیگر می‌سنجند (کاواداس^۲، ۲۰۰۳). مزایای این روش سهولت استفاده، نرخ بالای اندازه‌گیری و هزینه پایین را در بر می‌گیرد. شکل ۵-۲۵ نتایج رفتارنگاری در این مقطع را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که سیستم نگهداری تونل در دوره رفتارنگاری مذکور شامل نگهداری موقت مرکب از شاتکریت و بولت بوده است. مطابق با این شکل، همگرایی نهایی دیواره راست و چپ ($L - R$) برابر با ۴/۰۰ میلی‌متر، بین تاج تونل و دیواره چپ ($C - L$) برابر با ۳/۵۰ میلی‌متر و همگرایی تاج و دیواره راست ($C - R$) برابر با ۳/۲۰ میلی‌متر ثبت شده است. مقادیر همگرایی نسبی حاصل از تحلیل‌های عددی و مقادیر اندازه‌گیری‌شده حین رفتارنگاری تونل در جدول ۵-۷ با هم مقایسه شده‌اند. جابجایی‌های نسبی ثبت‌شده از طریق مدل‌سازی تصادفی مطابقت خوبی با همگرایی‌های اندازه‌گیری‌شده با استفاده از ابزارهای رفتارنگاری نشان می‌دهند. از طرف دیگر، مقادیر قطعی متناظر تفاوت معناداری با دیگر مقادیر محاسبه و اندازه‌گیری‌شده دارند.

جدول ۵-۷- مقادیر همگرایی محاسبه و اندازه‌گیری‌شده تونل دارای پوشش

همگرایی (mm)	رفتارنگاری	SCM	همبسته متقابل		مستقل		قطعی
			$\theta = ۰/۵$	$\theta = ۵$	$\theta = ۰/۵$	$\theta = ۵$	
L-R	۴/۰۰	۳/۸۴	۳/۷۲	۴/۱۳	۳/۷۷	۴/۴۹	۱/۶۱
C-R	۳/۲۰	۳/۱۱	۳/۰۸	۳/۲۵	۳/۱۴	۳/۶۷	۱/۵۶
C-L	۳/۵۰	۲/۷۸	۲/۹۶	۳/۴۱	۲/۹۳	۴/۱۹	۱/۵۵

^۱ Convergence pin

^۲ Kavvas



شکل ۵-۲۵- نتایج رفتارنگاری تونل البرز

۵-۴- جمع‌بندی

در این فصل رویکردهای مختلفی برای تحلیل پایداری عددی-تصادفی سازه‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار گرفت و در نهایت روشی برای طراحی سیستم نگهداری پیشنهاد شد. مقادیر ویژگی‌های ورودی با بهره‌گیری از فرمولاسیون احتمالاتی ارائه‌شده در فصل چهارم در این مدل‌ها فراخوانی شد. مقایسه نتایج حاصل از رویکردهای مختلف نشان‌دهنده تأثیر قابل توجه ضریب تغییرات بر روی نتایج حاصل از رویکرد *SCM* می‌باشد. از طرف دیگر، رویکرد *SCM* تنها در مدل‌های چند متغیره رفتاری مشابه رفتار حاصل از رویکرد *RFM* شبیه‌سازی می‌کند. ارتباط ضریب تغییرات و مقیاس نوسان با نتایج *RFM* نیز مستقیم است؛ به‌طوری‌که با افزایش هر دو در این رویکرد بر میزان تغییرشکل افزوده می‌شود. به‌منظور طراحی سیستم نگهداری موقت تونل از برهم‌کنش نیروهای محوری، برشی و گشتاور خمشی برای تعریف احتمال گسیختگی پوشش شاتکریتی بهره‌گیری شد. تحلیل عملکرد پوشش نیز مبین تأثیر غالب برهم‌کنش نیروی محوری-گشتاور خمشی در گسیختگی پوشش به‌ویژه در مد گسیختگی کششی است.

فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادها

۶-۱- نتیجه گیری

طراحی و اجرای سازه‌هایی نظیر تونل‌های سنگی نقشی اساسی در بهبود زیرساخت‌های حیاتی در جوامع انسانی ایفا می‌کنند. فرایندهای زمین‌شناسی پیچیده سبب بروز ویژگی‌های ژئومکانیکی تغییرپذیر می‌شود. محدودیت داده‌ها نیز در کنار تغییرپذیری فضایی بر عدم قطعیت ویژگی‌سنجی ساختگاه پروژه‌های ژئومکانیکی می‌افزاید. در نتیجه، تحلیل پایداری و طراحی پوشش در این محیط‌ها در کنار رعایت جنبه‌های اقتصادی بایستی تصادفی بودن ویژگی‌های ژئومکانیکی را نیز مد نظر داشته باشد. در حالت کلی، نتایج حاصل از این رساله که مطالب فوق در آن مورد بررسی قرار گرفته را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- ✓ توابع توزیع احتمال ویژگی‌های ژئومکانیکی توده‌سنگ لزوماً از تابع‌های متناظر سنگ بکر و شاخص مقاومت زمین‌شناسی پیروی نمی‌کنند. در حالی که در مطالعات پیشین تابع توزیع احتمال نرمال (گاوسی) برای هر سه گروه مورد استفاده قرار گرفته است.
- ✓ بر مبنای تحلیل احتمالاتی انجام‌شده، تابع توزیع گاما به عنوان بهترین تابع برازش‌شده بر ثوابت هوک-براون (m_b و S) و مقاومت فشاری (σ_{cm}) توده‌سنگ پیشنهاد شده است. همچنین، دیگر ثابت هوک-براون (a)، مقاومت کششی (σ_{tm}) و مدول تغییرشکل‌پذیری (E_m) توده‌سنگ به عنوان متغیرهای لگاریتمی نرمال شناسایی شده اند.
- ✓ استفاده از رویکرد احتمالاتی افت مقاومت هوک-براون ($HBSD$) در مقایسه با رویکرد احتمالاتی افت مقاومت موهر-کولمب ($MCSD$) و روش‌های متداول هوک-براون (CHB) و موهر-کولمب (CMC) منتج به تخمین بیشترین بارسنگ برای تونل بازی دراز شده است. با این وجود، مقادیر مذکور نزدیک‌ترین مقادیر حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی به مقادیر تحلیلی بوده اند.
- ✓ مقدار تحلیلی ضخامت ناحیه پلاستیک تونل بازی دراز در بازه تخمینی توسط مدل‌های CHB و $HBSD$ قرار می‌گیرد اما اختلاف مقدار میانگین مدل CHB از مقدار تحلیلی نسبت به مدل $HBSD$ بیشتر بوده است.
- ✓ تحلیل احتمالاتی با استفاده از مدل‌های $MCSD$ و CMC قادر به برآورد دقیق محدوده تغییرات ضخامت ناحیه پلاستیک و بارسنگ وارد بر تونل بازی دراز نبوده است.
- ✓ تفاوت بین مشخصه‌های آماری ضخامت ناحیه پلاستیک و بارسنگ حاصل از مدل‌های $MCSD$ و CMC ناچیز است. این موضوع به معنی عدم تأثیر قابل توجه منظور کردن افت مقاومت در مدل موهر-کولمب بر روی مقادیر تخمینی می‌باشد.

- ✓ ضریب تغییرات نسبت به مقیاس نوسان تأثیر بیشتری بر روی تغییرپذیری فضایی یک میدان تصادفی دارد. از طرف دیگر، با افزایش مقیاس نوسان تغییرپذیری فضایی کاهش می‌یابد. بر این اساس، بیشترین تغییرات فضایی همواره در مدلی با کمترین مقیاس نوسان و بیشترین ضریب تغییرات مورد انتظار است.
- ✓ رویکرد دسته‌بندی محدوده تغییرات ویژگی‌های ژئومکانیکی (SCM) در مدل‌های تصادفی تک-متغیره نسبت به مدل چندمتغیره مقادیر بسیار کمتری برای تغییرشکل تونل حاصل می‌کند.
- ✓ ضریب تغییرات اندک در رویکرد SCM چندمتغیره منجر به تخمین کمترین مقادیر تغییرشکل نسبت به رویکرد میدان تصادفی (RFM) می‌شود. این مقادیر برای تونل البرز با عبور ضریب تغییرات از ۳۰٪ به مقادیر متناظر RFM نزدیک شده است.
- ✓ نتایج حاصل از رویکرد RFM تا حد زیادی تحت تأثیر مقدار ضریب تغییرات و مقیاس نوسان ویژگی‌های ژئومکانیکی قرار دارد. این موضوع اهمیت تعیین میزان همبستگی خواص ژئومکانیکی و محدوده تغییرات آن‌ها را مشخص می‌کند. به‌طور کلی، افزایش مقیاس نوسان و ضریب تغییرات ویژگی‌ها سبب افزایش تغییرشکل دیواره‌ها می‌شود.
- ✓ در نظر گرفتن همبستگی متقابل بین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بر روی مقادیر تغییرشکل دیواره‌ها تأثیر داشته است؛ به‌طوری‌که در این حالت مقادیر کمتری در قیاس با مدل-های فاقد همبستگی متقابل محاسبه شده است.
- ✓ به‌منظور طراحی سیستم نگهداری اولیه تونل البرز از برهم‌کنش نیروهای محوری، برشی و گشتاور خمشی برای تعریف احتمال گسیختگی پوشش شاتکریتی بهره‌گیری شد. تحلیل عملکرد پوشش مبین تأثیر غالب برهم‌کنش نیروی محوری-گشتاور خمشی در گسیختگی پوشش به‌ویژه در مد گسیختگی کششی است. از طرف دیگر، احتمال وقوع مدهای گسیختگی فشاری و کششی تحت برهم‌کنش نیروهای محوری-برشی در شرایط مورد بررسی نزدیک به صفر بوده است.
- ✓ به‌طور کلی، افزایش ضخامت پوشش (از ۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر) و ضریب ایمنی پوشش سبب کاهش احتمال گسیختگی می‌شود. روند کاهشی احتمال گسیختگی با افزایش ضریب ایمنی پوشش برای ضخامت‌های کمتر پرشیب‌تر است. از طرف دیگر، احتمال گسیختگی بسیار پایینی برای پوشش ۲۰۰ میلیمتری تونل البرز در ضرایب ایمنی بالای ۱/۸ ثبت شده است.

۶-۲- پیشنهادها

پیشنهادهای زیر را می‌توان برای ادامه مطالعات انجام‌شده در این رساله ارائه نمود:

- ✓ تمامی مطالعات فوق بر روی توده‌سنگ‌های خشک متمرکز بوده اند و تأثیر حضور آب در نظر گرفته نشده است. با توجه به این که حضور آب نقشی اساسی در پایداری حفریات ایفا می‌کند، پیشنهاد می‌شود تأثیر این عامل در مطالعات مشابه بر روی تونل‌های واقع در زیر سطح ایستابی بررسی گردد.
- ✓ در تحلیل عددی-احتمالی پایداری تونل می‌توان از مدل رفتاری هوک-براون نیز استفاده کرد و نتایج را با نتایج به‌دست‌آمده برای مدل موهر-کولمب مقایسه نمود.
- ✓ بررسی همبستگی فضایی یک میدان تصادفی ژئومکانیکی به‌شدت مختص مکان بوده و از پروژه‌ای به پروژه دیگر متفاوت و نیازمند بررسی‌های تفصیلی است.
- ✓ پیشنهاد می‌شود تأثیر افت مقاومت در محدوده پس از شکست در نتایج مدل‌های تصادفی تحلیل پایداری نیز در مطالعات آتی بررسی گردد.

مربع

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، (۱۳۸۹) "شرح خدمات همسان مطالعات طرح-های احداث راه" نشریه شماره ۴۱۳.

مهندسين مشاور ساحل، (۱۳۹۴) "گزارش زمین‌شناسی مهندسی تونل انتقال آب بازی دراز" تهران، ایران.

Adler, R. J. (1981). The Geometry of Random Fields. John Wiley & Sons Inc.

Altman, D. G., Bland, J. M. (1995). Statistics notes: The normal distribution. Br Med J. Vol: 310(6975). pp 298.

Ang, A. H. S., Tang, W. H. (1975). Probability concepts in engineering planning and design. vol. I. John Wiley & Sons Inc.

Ang, A. H. S., Tang, W. H. (1984). Probability concepts in engineering planning and design: decision, risk, and reliability. vol. II. John Wiley & Sons Inc.

Azmouneh Foulada (2019). Report of Miduk rock mechanics test results. Isfahan, Iran.

Baecher, G. B. (1972). Site Exploration: A Probabilistic Approach. PhD Thesis, Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.

Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons.

Barton, N. (1988). Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using the Q-System. In: Rock Classification Systems for Engineering Purposes. ASTM International. pp 59-88.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. Vol: 6. pp 189-236.

Bedi, A., Harrison, J. P. (2012). Dealing with epistemic uncertainty in fractured rock masses. In: ISRM International Symposium-EUROCK 2012.

Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classification in engineering. Paper presented at the symposium on exploration for rock engineering, Johannesburg.

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classification. John Willey and Sons Inc.

Box, G. E., Jenkins, G. M., Reinsel, G. C. and Ljung, G. M. (2015). Time series analysis: forecasting and control. John Wiley & Sons.

Box, G. E., Muller, M.E. (1958). A note on the generation of random normal deviates. Annals of Mathematical Statistics. Vol: 29(2). pp 610-611.

Brady, B.H.G., Brown, E.T. (2004). Rock Mechanics for Underground Mining. Third Edition. Springer.

- Broch, E., Franklin, J. A. (1972). The point-load strength test. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr.* Vol: 9(6). pp 669-676.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., Minami, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *Int J of Rock Mech Min Sci.* Vol: 41(5). pp 833-847.
- Cai, M. (2010). Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown Strength parameter m_i of brittle rocks. *Rock Mech Rock Eng.* Vol: 43. pp 167–84.
- Cai, M. (2011). Rock mass characterization and rock property variability considerations for tunnel and cavern design. *Rock Mech Rock Eng.* Vol: 44. pp 379-399.
- Carranza-Torres, C., Fairhurst, C. (1999). The elasto-plastic response of underground excavation in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Int J Rock Mech Min Sci.* Vol: 36. pp 777-809.
- Carranza-Torres, C., Fairhurst, C. (2000). Application of convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunn Undrgrnd Sp Tech.* Vol: 15. pp 187-213.
- Carranza-Torres, C. (2002). Dimensionless graphical representation of the exact elasto-plastic solution of a circular tunnel in a Mohr–Coulomb material subject to uniform far-field stresses. *Rock Mech Rock Eng.* Vol: 36(3). pp 237–53.
- Chapman, D., Metje, N., Stark, A. (2010). *Introduction to tunnel construction.* Spon Press.
- Chen, D., Xu, D., Ren, G., Jiang, Q., Liu, G., Wan, L., Li, N. (2019). Simulation of cross-correlated non-Gaussian random fields for layered rock mass mechanical parameters. *Computers and Geotechnics.* Vol: 112. pp 104–119.
- Chen, W. F., Scawthorn, C. R. (1971). Limit analysis and limit equilibrium solutions in soil mechanics. *Soils and Foundations.* Vol: 10(3). pp 13-49.
- Chen, F., Wang, L., Zhang, W. (2019). Reliability assessment on stability of tunnelling perpendicularly beneath an existing tunnel considering spatial variabilities of rock mass properties. *Tunnelling and Underground Space Technology.* Vol: 88. pp 276-289.
- Chiasson, P., Lafleur, J., Soulie, M., Law, K. T. (1995). Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics. *Canadian Geotechnical Journal.* Vol: 32(1). pp 1-10.
- Ching, J., Hu, Y.G., Yang, Z. Y., Shiau, J.Q., Chen, J. C., Li, Y. S. (2011). Reliability-based design for allowable bearing capacity of footings on rock masses by considering angle of distortion. *Int J Rock Mech Min Sci.* Vol: 48 (5). pp 728–740.
- Christian, J. T. (2004). Geotechnical engineering reliability: How well do we know what we are doing. *J Geotech Geoenviron Eng.* Vol: 130(10). pp 985-1003.
- Chun, B., Shin, Y. (2001). A study on the design of NATM tunnel concrete lining. *J Kor Soc Rock Mech.* Vol: 11(2). pp 96–108.

Dai, S., Wang, M. (1992). Reliability analysis in engineering applications. Van Nostrand Reinhold.

David, M. (2012). Geostatistical ore reserve estimation. Elsevier.

Deere, D. U., Miller, D. W. (1967). The rock quality designation (RQD) index in practice. Classification Systems for Engineering Purposes. In: Proc Symp Rock Classification Systems for Engineering Purposes.

Dershowitz, W. S., Einstein, H. H. (1988). Characterizing rock joint geometry with joint system models. Rock mechanics and rock engineering. Vol: 21(1). pp 21-51.

Duncan, J. M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. J Geotech Geoenviron Eng. ASCE. Vol: 126(4). pp 307-316.

Edelbro, C. (2003). Rock mass strength - A review. Technical report 16. Luleå University of Technology. Division of rock mechanics.

Edelbro, C., Sjöberg, J., Nordlund, E. (2006). A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol: 22(1). pp 57-68.

Einstein, H. H., Baecher, G. B. (1983). Probabilistic and statistical methods in engineering geology. Rock Mech Rock Eng. Vol: 16(1). pp 39-72.

Einstein, H. H., Karam, K. (2001). Risk assessment and uncertainties. Keynote lecture presented at the International conference on landslides – Causes, Impacts and Countermeasures. Davos.

El-Kadi, A. I., Williams, S. A. (2000). Generating two-dimensional fields of autocorrelated, normally distributed parameters by the matrix decomposition technique. Ground Water. Vol: 38(4). pp 530-532.

Fenton, G. A. (1999). Estimation for Stochastic Soil Models. J Geotech Geoenviron Eng. ASCE. Vol: 125(6). pp 470-485.

Fenton, G. A., Griffiths, D. V. (2008). Risk assessment in geotechnical engineering. John Wiley & Sons.

Fenton, G. A., Lake, C., Menzies, T. (2009). The Role of Correlation Length on Probability of Failure for Soil Liner System. GeoHalifax. 62nd Canadian Geotechnical Conference and 10th Joint CGS/IAH-CNC Specialty Groundwater Conference, Canada.

Franklin J. A. (1975). Safety and economy in tunneling. Proceedings of the 10th Canadian Rock Mechanics Symposium. Queens University, Kingston, pp 27-53.

Geodata (2016). Detailed design of Alborz main tunnel. Retrieved from Tehran-Shomal freeway project.

Goel R. K., Jethwa J. L., Paithankar A. G. (1995). An empirical approach for predicting ground condition for tunnelling and its practical benefits. Proc 35th US Symp on Rock Mech. pp 431-435.

Google (2020). Map showing location of Miduk copper mine on google earth. Google earth. <https://earth.google.com/web>

Grasso, P., Xu, S., Mahtab, A. (1992). Problems and promises of index testing of rocks. Paper presented at the 33rd US symposium on rock mechanics. Santa Fe. New Mexico.

Griffiths, D. V., Fenton, G. A., (2007). Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. International Centre for Mechanical Sciences. Springer.

Haldar, S., Babu, G. S. (2008). Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. Computers and Geotechnics. Vol: 35(4). pp 537-547.

Haldar, A., Mahadevan, S. (2000). Probability, reliability, and statistical methods in engineering design. John Wiley & Sons Inc.

Harr, M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. McGraw-Hill, New York.

Haskett, J. D., Pachepsky, Y. A., Acock, B. (1995). Use of the beta distribution for parameterizing variability of soil properties at the regional level for crop yield estimation. Agricultural Systems. Vol: 48(1). pp 73-86.

Hicks, M. A., Samy, K. (2002). Influence of heterogeneity on undrained clay slope stability. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology. Vol: 35. pp 41–49.

Hoek, E. (1998). Reliability of the Hoek–Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. Int J Rock Mech Min Sci. Vol: 35. pp 63–68.

Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Accessed from: <http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>

Hoek, E., Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. J Geotech Geoenviron Eng. Vol: 106. pp 1013-1035.

Hoek, E., Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol: 11(3). pp 445-463.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). Hoek–Brown failure criterion—2002 edition. Paper presented at the 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto.

Hoek, E., Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimates of rock mass modulus. Int J Rock Mech Min Sci. Vol: 43(2). pp 203-215.

Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Balkema, Rotterdam.

Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (2000). Support of underground excavations in hard rock. CRC Press.

Hsu, S. C., Nelson, P. P. (2002). Characterization of eagle ford shale. Eng Geol. Vol: 67. pp 169-183.

Hudson, J. A. (2000). Comprehensive rock engineering. Pergamon Press.

Idris, M. A. (2014). Probabilistic stability analysis of underground mine excavations. Doctoral dissertation. Luleå tekniska universitet.

Idris, M. A., Nordlund, E., Saiang, D. (2016). Comparison of different probabilistic methods for analyzing stability of underground rock excavations. The Electronic journal of geotechnical engineering. Vol: 21(21). pp 6555-85.

Idris, M. A., Nordlund, E. (2019). Probabilistic-Based Stope Design Methodology for Complex Ore Body with Rock Mass Property Variability. Journal of Mining Science. Vol: 55. pp 743-750.

Iman, R. L., Davenport, J. M., Zeigler, D. K. (1980). Latin Hypercube Sampling (program user's guide). Technical Report SAND 79-1473. Albuquerque, New Mexico, Sandia Laboratories.

ISRM (1981). Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods. Pergamon Press, Oxford.

ITA Working group No. 2. (2000). Guidelines for the design of shield tunnel lining. Tunn Undrgrnd Sp Tech. Vol: 15. pp 303-331.

Itasca (2015). FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 7.0. Minneapolis, Minnesota.

Jaksa, M. B., Brooker, P. I., Kaggwa, W. S. (1997). Modelling the spatial variability of the undrained shear strength of clay soils using geostatistics. Geostatistics Wollongong. Vol: 2. pp 1284-1295.

Jaksa, M. B., Kaggwa, W. S., Brooker, P. I. (1999). Experimental evaluation of the scale of fluctuation of a stiff clay. Proc., 8th Int. Conf. on the Appl. of Statistics and Probability.

Journel, A. G., Huijbregts, C. J. (1978). Mining geostatistics, Academic press.

Kavvadas, M. J. (2003). Monitoring and modelling ground deformations during tunnelling. In: Proceedings of the 11th FIG Symposium on Deformation Measurements. pp 371-390.

Kim, H., Major, G. (1978). Application of Monte Carlo techniques to slope stability analysis. In Proceedings of the 19th US Rock Mechanics Symposium, Reno, Nevada. pp 28-39.

Kim, K., Gao, H. (1995). Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr. Vol: 34. pp 111-20.

Kong, X., Liu, Q., Pan, Y., Liu J. (2021). Stress redistribution and formation of the pressure arch above underground excavation in rock mass. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Vol: 25(4). pp 1-15.

Kwasniewski M, Takahashi M. (2010). Strain-based failure criteria for rocks: state of the art and recent advances. In: Zhao J, editor. *Rock mechanics in civil and environmental engineering*, Taylor and Francis Group, pp 45-56.

Lacasse, S., Nadim, F. (1998). Risk and reliability in geotechnical engineering. Paper presented at the 4th International conference on case histories on geotechnical engineering. St. Louis, Missouri, USA.

Langford, C. J., Diederichs, M. (2013). Reliability based approach to tunnel lining design using a modified point estimate method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol: 60. pp 263-276.

Lama, R. D., Vutukuri, V. S. (1978). *Handbook on mechanical properties of rocks*. Vol: 1. Trans Tech Publications, Clausthal, Germany.

La Pointe, P. R., Hudson, J. A. (1985). *Characterization and interpretation of rock mass joint patterns* (Vol 199). Geological Society of America.

Laubscher, D. H. (1990). A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*. Vol: 90(10). pp 257-273.

Li, J., Villaescusa, E. (2005). Determination of rock mass compressive strength using critical strain theory. In: *Proceedings of 40th US Symposium on Rock Mechanics*.

Lü, Q., Xiao, Z., Zheng, J., Shang, Y. (2018). Probabilistic assessment of tunnel convergence considering spatial variability in rock mass properties using interpolated autocorrelation and response surface method. *Geosci Front*. Vol: 9(6). pp 1619–1629.

Lumb, P. (1975). Spatial variability of soil properties. In *Proceedings of the second international conference on application of statistics and probability in soil and structural engineering*. Aachen, Germany, pp 397–421.

Marinos, P., Hoek, E., Marinos, V. (2006). Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. *Bull Eng Geol Environ* 65:129-142.

MathWorks Inc (2012). *MATLAB Version 2012b*. Available from: www.mathworks.com

McKay, M. D., Beckman, R. J., Conover, W. J. (1979). Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*. Vol: 21(2). pp 239-245.

Moarefvand, P., Verdel, T. (2008). The probabilistic distinct element method. *Int J Num Anal Meth Geomech*. Vol: 32. pp 559-577.

Muir Wood A. M. (1994). *Control of uncertainties in geotechnical engineering*. Special publication on Geotechnical Eng. ISSMFE, New Delhi, India.

Muir Wood A. M. (2017). Geological uncertainties in tunneling- Risk assessment and quality assurance. International tunnelling and underground space association.

Nadim, F. (2007). Tools and strategies for dealing with uncertainty in geotechnics. In: Probabilistic methods in geotechnical engineering (Griffiths, D.V., Fenton, G.A. (Eds.)). Springer. pp 71–96.

Nie, X., Zhanga, J., Huang, H., Liu, Z., Lacasse, S. (2015). Scale of fluctuation for geotechnical probabilistic analysis. Proceedings of ISGSR2015. Rotterdam, The Netherlands.

Oracle (2007). Crystal Ball User Manual, Version 7.3.1, Oracle (included in file package).

Oreste, T. N. (2005). A probabilistic design approach for tunnel supports. Comp Geotech. Vol: 32. pp 520-34.

Outomec (1992). Miduk feasibility study, Volume 2: Techno-economic feasibility study and relevant backing technical studies of Miduk copper project.

Palisade (2001). @RISK Version 4.0. Available from: www.palisade.com

Palmström, A. (1996). Characterizing rock masses by the R_{Mi} for use in practical rock engineering: Part 1: The development of the Rock Mass index (R_{Mi}). Tunnelling and underground space technology. Vol: 11(2). pp 175-188.

Pathak, S., Nilsen, B. (2004). Probabilistic rock slope stability analysis for Himalayan condition. Bull Eng Geol Environ. Vol: 63. pp 25-32.

Popescu, R., Deodatis, G., Nobahar A. (2005). Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. Probabilistic Engineering Mechanics. Vol: 20. pp 324–341.

Priest, S. D., Hudson, J. A. (1976). Discontinuity spacings in rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Vol: 13(5). pp 135-148.

Rétháti, L. (1988). Probabilistic solutions in geotechnics. Elsevier, Amsterdam.

Rocscience (2019). RS2 Version 2019, Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. Rocscience Inc, Canada.

Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. Proc Nat Acad Sci USA. Vol: 72. pp 3812-3814.

Sakurai, S. (1981). Direct strain evaluation technique in construction of underground opening. In: the 22nd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association.

Sari, M. (2009). The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass. Int J Rock Mech Min Sci. Vol: 46. pp 613–26.

Sari, M., Karpuz, C., Ayday, C. (2010). Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites. *Comp Geosci*. Vol: 36. pp 959–69.

Song, L., Li, H. Z., Chan, C. L., Low, B. K. (2016). Reliability analysis of underground excavation in elastic-strain-softening rock mass. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol: 60. pp 66-79.

Song, K. I., Cho, G. C., Lee, S. W. (2011). Effects of spatially variable weathered rock properties on tunnel behavior. *Probabilistic Engineering Mechanics*. Vol: 26(3). pp 413-26.

Sonmez, H., Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *Int J Rock Mech Min Sci*. Vol: 36. pp 743-60.

Sonmez, H., Ulusay, R. (2002). A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability cases. *Bull Earth Sci Appl Res Centre Hacettepe Univ*. Vol: 26. pp 77-99.

Soulie, M., Montes, P., Silvestri, V. (1990). Modeling spatial variability of soil parameters. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol: 27. pp 617-630.

Srivastava, A., Babu, G. S., Haldar, S. (2010). Influence of spatial variability of permeability property on steady state seepage flow and slope stability analysis. *Engineering Geology*. Vol: 110. pp 93–101.

Startzman, R., Wattenbarger, R. (1985). An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions. Paper presented at the Proc Symp Soc Petrolm Engrs Hydrocarbon Economics and Evaluation.

Taghizadeh, H., Zare, S., Mazraehli, M. (2020). Analysis of Rock Load for Tunnel Lining Design. *Geotech Geolog Eng*. Vol: 38. pp 2989-3005.

Tiwari, G., Pandit, B., Gali, M. L., Babu, G. S. (2017). Probabilistic analysis of tunnels considering uncertainty in peak and post-peak strength parameters. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol: 70. pp 375-87.

Tiwari, G., Pandit, B., Gali, M. L., Babu, G. S. (2018). Analysis of tunnel support requirements using deterministic and probabilistic approaches in average quality rock mass. *International Journal of Geomechanics*. Vol: 18(4). pp 1-20.

Unal, E. (1983). Development of design and roof-control standards for coal-mine roofs. PhD Dissertation, Pennsylvania State University.

Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. ASCE. Vol: 109(5). pp 1203-14.

Vanmarcke, E. H. (1983). *Random fields: analysis and synthesis*. MIT Press. Cambridge.

Vanmarcke, E. H. (2010). *Random fields: analysis and synthesis*. World Scientific.

Valley, B., Kaiser, P. K., Duff, D. (2010). Consideration of uncertainty in modelling the behaviour of underground excavations. In 5th international seminar on deep and high stress mining. Australian Centre for Geomechanics.

Wines, D. R., Lilly, P. A. (2001). A comparative analysis of rock mass classification schemes in part of the Fimiston open pit operation in Kalgoorlie, Western Australia. Aust Geomech. Vol: 36(4). pp 59-72.

Yegulalp T. M., Mahtab M. A. (1983). A proposed model for statistical representation of mechanical properties of rock. In: Proceedings of the 24th US rock mechanics symposium. Texas.

Yegulalp T. M., Kim K. (1992). Statistical assessment of scale effect on rock properties using the theory of extremes. Trans AIME. Vol: 294. pp 1834–7.

Yu, X., Cheng, J., Cao, C., Li, E., Feng, J. (2019). Probabilistic analysis of tunnel liner performance using random field theory. Advances in Civil Engineering.

Zhang, L., Einstein, H. (2004). Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol: 41(2). pp 337-41.

Zhang, W., Han, L., Gu, X., Wang, L., Chen, F., Liu, H. (2020). Tunneling and deep excavations in spatially variable soil and rock masses: A short review. Underground Space.

Zhao, H., Ru, Z., Chang, X., Yin, S. Li, S. (2014). Reliability analysis of tunnel using least square support vector machine. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol: 41. pp. 14-23.

Zhu, P. (2018). The Variability of the Void Ratio of Sand and its Effect on Settlement and Infinite Slope Stability. Doctoral dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen.

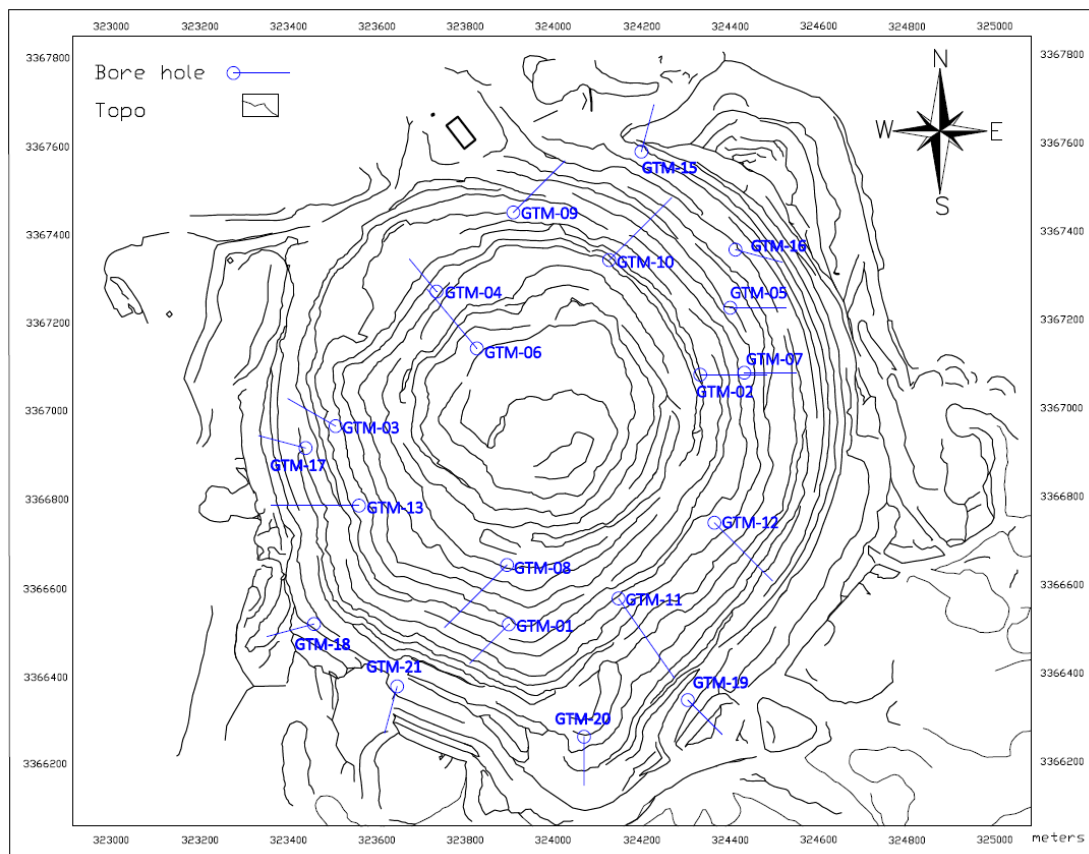
پوست

جدول پ-۱- جزئیات تحلیل حساسیت تخمین بارسنگ برای توده سنگ HBSD

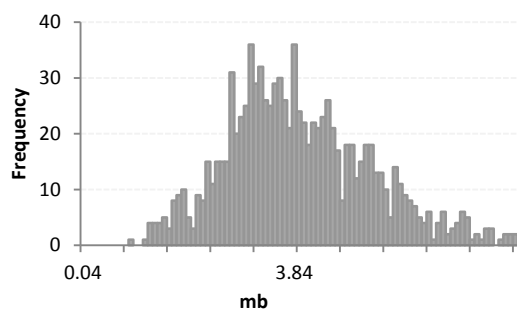
بارسنگ (kPa)	ویژگی						ردیف
	E_m (GPa)	σ_{cm} (MPa)	m_b^p	m_b^r	s^p	s^r	
112.06	61	2	3.98	1.14	0.02	0.005	1
115.37	49	2	3.98	1.14	0.02	0.005	2
119.71	37	2	3.98	1.14	0.02	0.005	3
124.22	25	2	3.98	1.14	0.02	0.005	4
138.99	13	2	3.98	1.14	0.02	0.005	5
142.83	1	2	3.98	1.14	0.02	0.005	6
149.23	0.3	2	3.98	1.14	0.02	0.005	7
48.95	25	5.9	3.98	1.14	0.02	0.005	8
71.42	25	4.6	3.98	1.14	0.02	0.005	9
103.88	25	3.3	3.98	1.14	0.02	0.005	10
167.70	25	0.7	3.98	1.14	0.02	0.005	11
206.40	25	0.1	3.98	1.14	0.02	0.005	12
220.74	25	0.01	3.98	1.14	0.02	0.005	13
93.49	25	2	8.12	1.14	0.02	0.005	14
101.28	25	2	6.74	1.14	0.02	0.005	15
116.36	25	2	5.36	1.14	0.02	0.005	16
150.93	25	2	2.6	1.14	0.02	0.005	17
161.25	25	2	1.22	1.14	0.02	0.005	18
170.28	25	2	0.80	1.14	0.02	0.005	19
84.51	25	2	3.98	2.01	0.02	0.005	20
91.34	25	2	3.98	1.72	0.02	0.005	21
115.18	25	2	3.98	1.43	0.02	0.005	22
163.28	25	2	3.98	0.85	0.02	0.005	23
179.53	25	2	3.98	0.56	0.02	0.005	24
203.66	25	2	3.98	0.27	0.02	0.005	25
121.87	25	2	3.98	1.14	0.042	0.005	26
122.41	25	2	3.98	1.14	0.036	0.005	27
123.68	25	2	3.98	1.14	0.028	0.005	28
126.17	25	2	3.98	1.14	0.012	0.005	29
127.99	25	2	3.98	1.14	0.004	0.005	30
128.46	25	2	3.98	1.14	0.001	0.005	31
116.36	25	2	3.98	1.14	0.02	0.008	32
118.02	25	2	3.98	1.14	0.02	0.007	33
121.11	25	2	3.98	1.14	0.02	0.006	34
128.07	25	2	3.98	1.14	0.02	0.004	35
131.29	25	2	3.98	1.14	0.02	0.003	36
134.13	25	2	3.98	1.14	0.02	0.002	37

جدول پ-۲- جزئیات تحلیل حساسیت تخمین بارسنگ برای توده سنگ MCSD

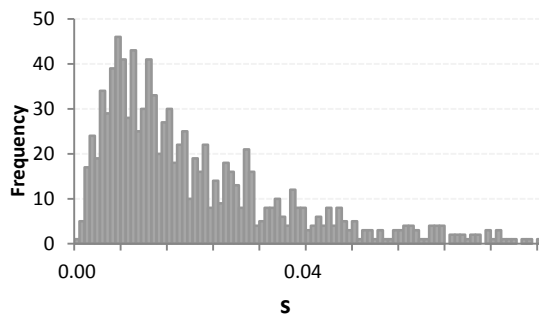
بارسنگ (kPa)	ویژگی						ردیف
	σ_{tm}^p (MPa)	C^p (MPa)	φ^p	σ_{tm}^r (MPa)	C^r (MPa)	φ^r	
34.15	0.25	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	1
34.81	0.19	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	2
35.47	0.13	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	3
36.06	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	4
36.72	0.01	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	5
37.08	0.006	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	6
37.63	0.002	0.55	34.40	0.005	0.30	25.3	7
11.23	0.07	0.91	34.40	0.005	0.30	25.3	8
17.71	0.07	0.79	34.40	0.005	0.30	25.3	9
25.49	0.07	0.67	34.40	0.005	0.30	25.3	10
47.11	0.07	0.43	34.40	0.005	0.30	25.3	11
59.30	0.07	0.31	34.40	0.005	0.30	25.3	12
68.24	0.07	0.19	34.40	0.005	0.30	25.3	13
26.79	0.07	0.55	49.79	0.005	0.30	25.3	14
28.30	0.07	0.55	44.66	0.005	0.30	25.3	15
31.68	0.07	0.55	39.53	0.005	0.30	25.3	16
41.23	0.07	0.55	29.27	0.005	0.30	25.3	17
47.55	0.07	0.55	24.14	0.005	0.30	25.3	18
52.12	0.07	0.55	19.01	0.005	0.30	25.3	19
29.14	0.07	0.55	34.40	0.011	0.30	25.3	20
30.89	0.07	0.55	34.40	0.009	0.30	25.3	21
33.39	0.07	0.55	34.40	0.007	0.30	25.3	22
37.99	0.07	0.55	34.40	0.003	0.30	25.3	23
41.66	0.07	0.55	34.40	0.001	0.30	25.3	24
43.59	0.07	0.55	34.40	0.0001	0.30	25.3	25
4.92	0.07	0.55	34.40	0.005	0.45	25.3	26
14.01	0.07	0.55	34.40	0.005	0.40	25.3	27
25.82	0.07	0.55	34.40	0.005	0.35	25.3	28
49.08	0.07	0.55	34.40	0.005	0.25	25.3	29
62.43	0.07	0.55	34.40	0.005	0.2	25.3	30
76.56	0.07	0.55	34.40	0.005	0.15	25.3	31
16.77	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	37.3	32
23.42	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	33.3	33
30.14	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	29.3	34
43.75	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	21.3	35
49.16	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	17.3	36
54.88	0.07	0.55	34.40	0.005	0.30	13.3	37



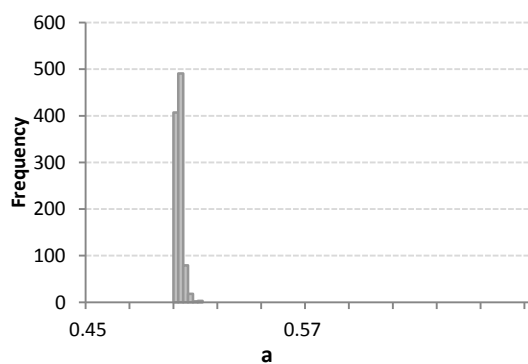
شکل پ-۱- موقعیت گمانه‌های ژئوتکنیکی



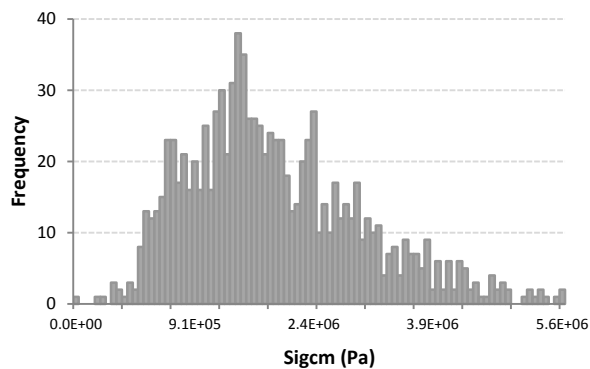
(ب)



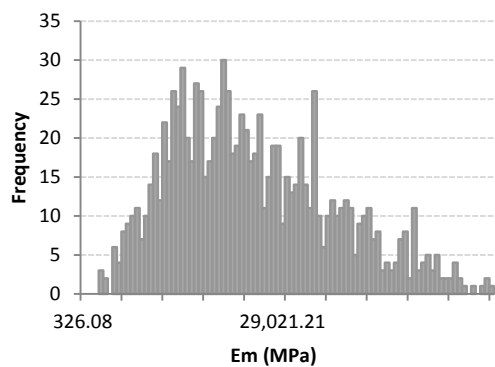
(الف)



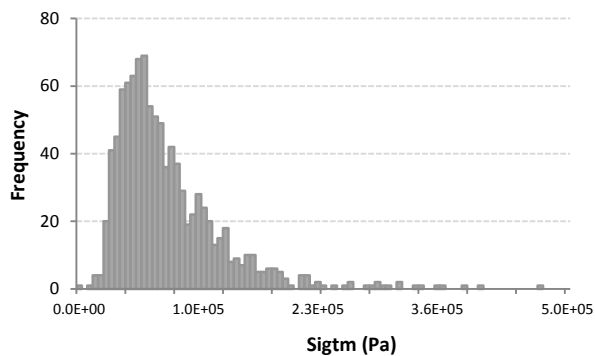
(د)



(ج)

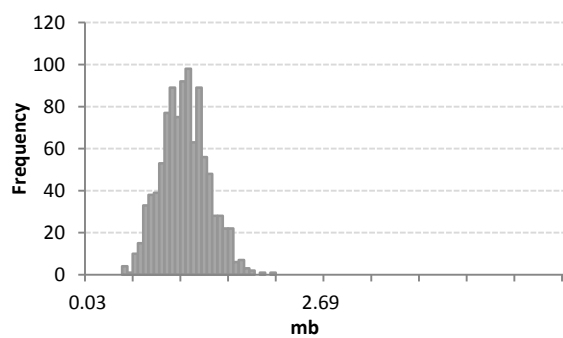


(و)

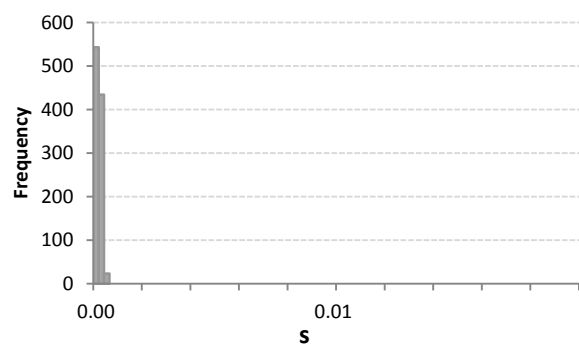


(ه)

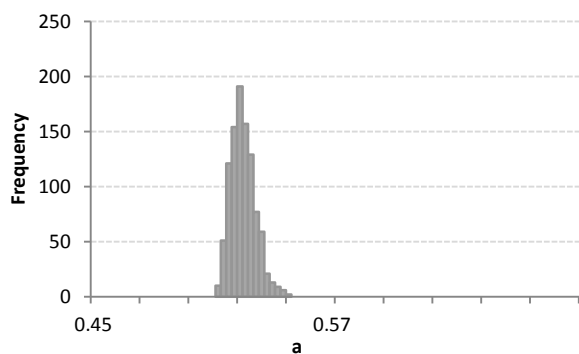
شکل پ-۲- هیستوگرام‌های ویژگی‌های ساختگاه تونل بازی دراز: (الف) s^p : (ب) m_b^p : (ج) σ_{cm}^p : (د) a^p : (ه) σ_{tm}^p و (و) E_m^p



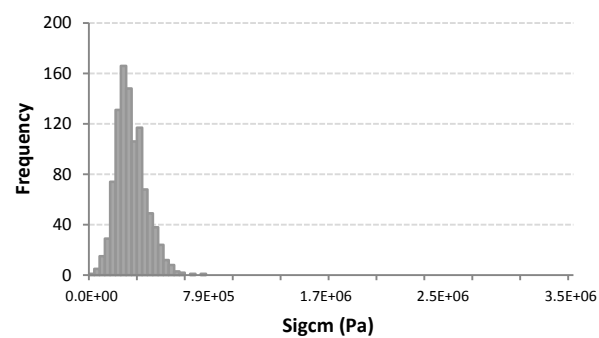
(ب)



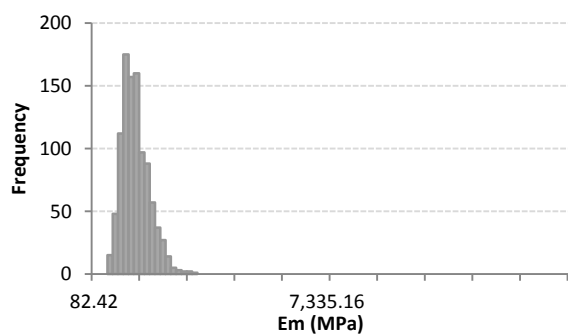
(الف)



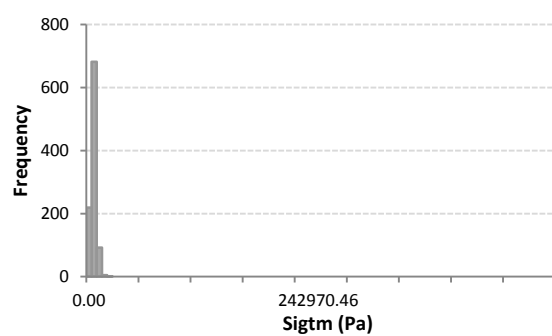
(د)



(ج)

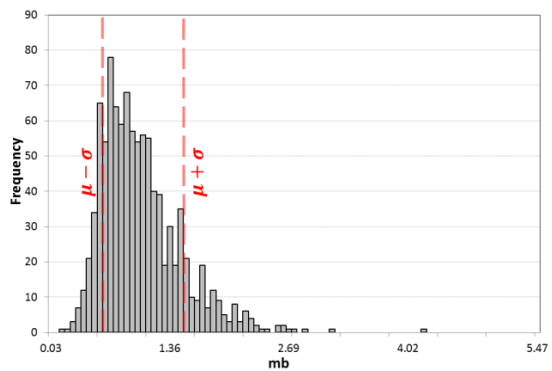


(و)

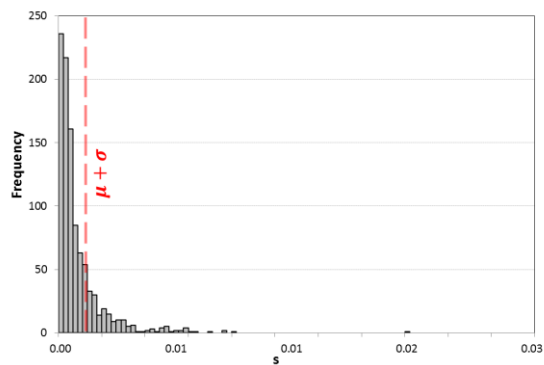


(ه)

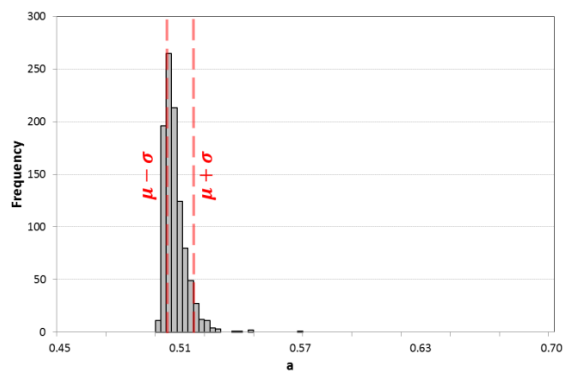
شکل پ-۳- هیستوگرام‌های ویژگی‌های ساختگاه تونل بازی دراز: (الف) s^r ؛ (ب) m_b^r ؛ (ج) σ_{cm}^r ؛ (د) a^r ؛ (ه) σ_{tm}^r و (و) E_m^r



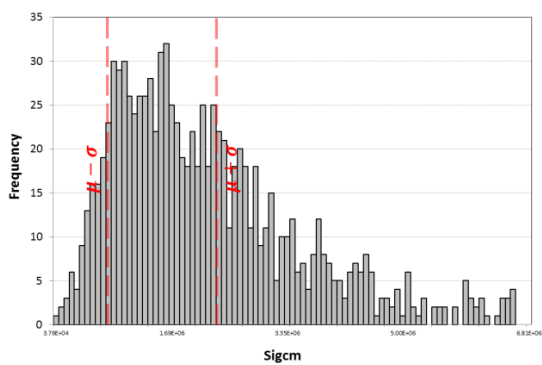
(ب)



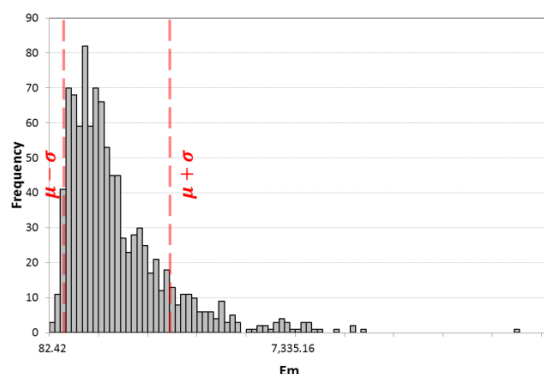
(الف)



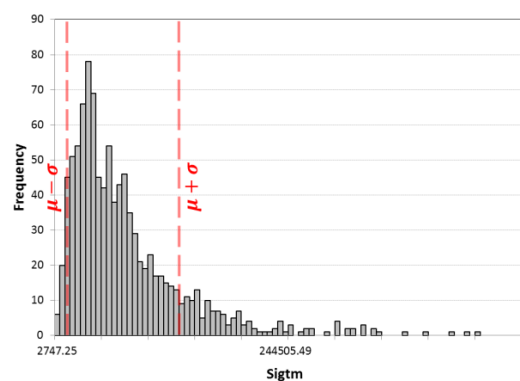
(د)



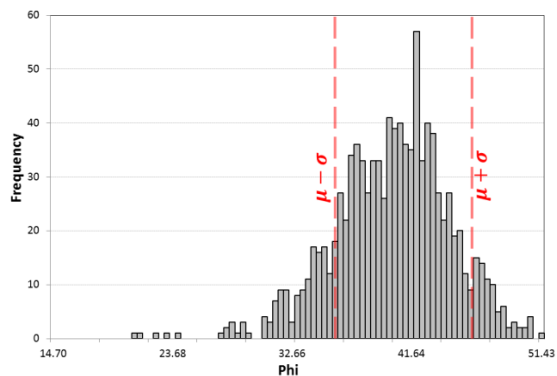
(ج)



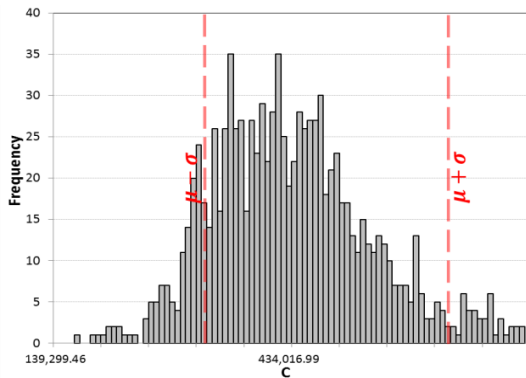
(و)



(ه)

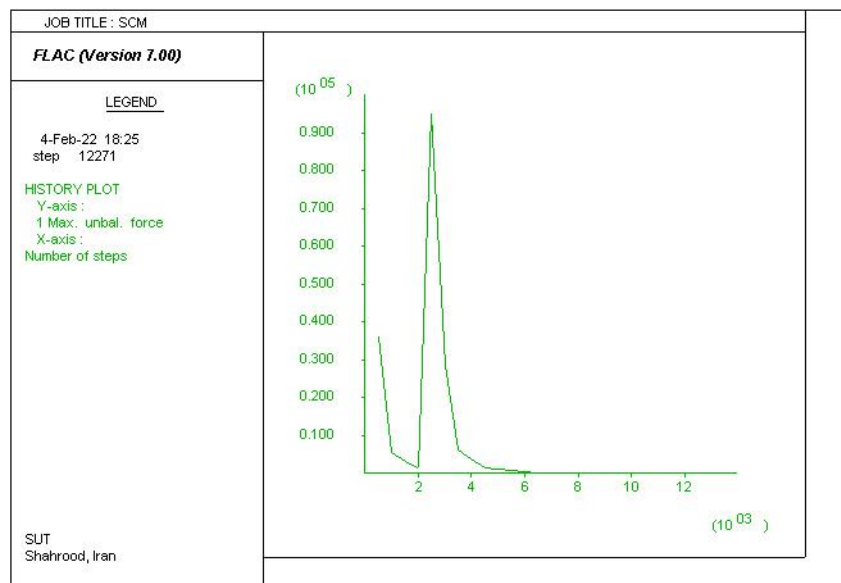


(ح)

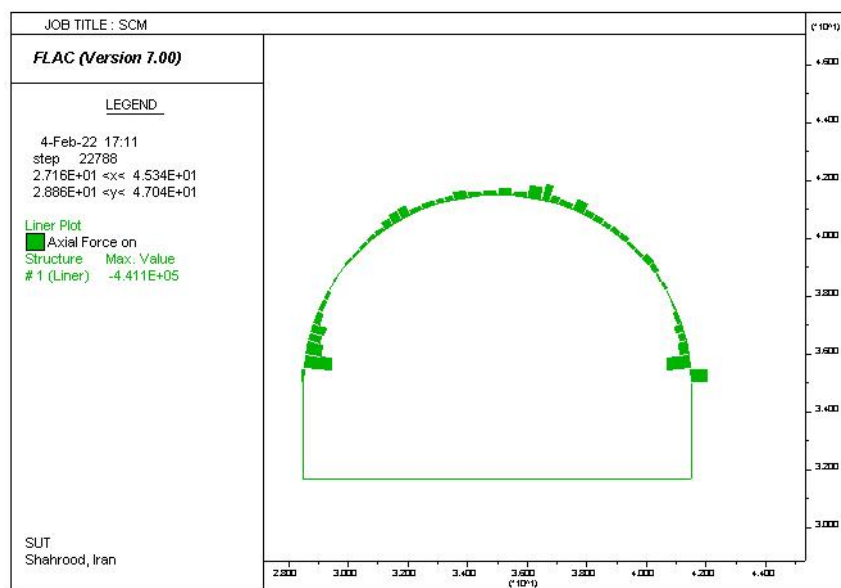


(ز)

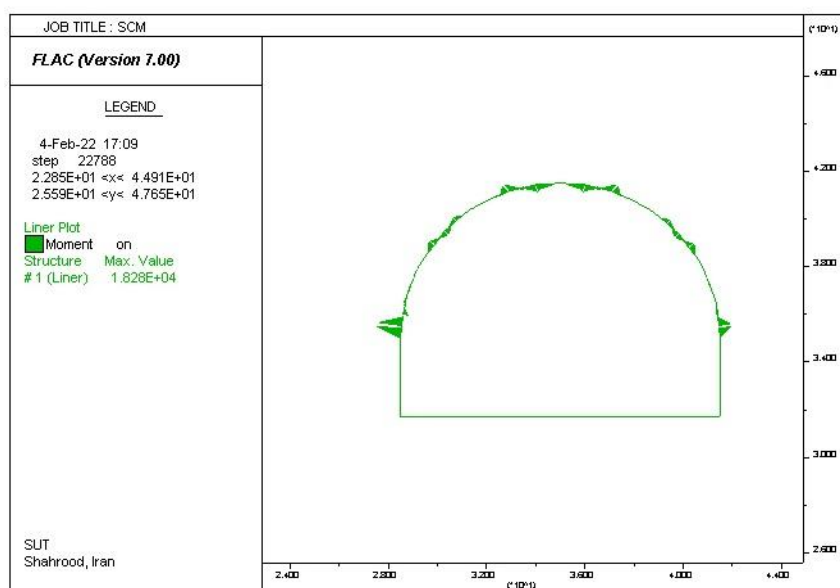
شکل پ-۴- هیستوگرام‌های ویژگی‌های ساختگاه تونل البرز: (الف) s^p : (ب) m_b^p : (ج) σ_{cm}^p : (د) a^p : (ه) σ_{tm}^p : (و) E_m^p : (ز) C : و (ح) ϕ



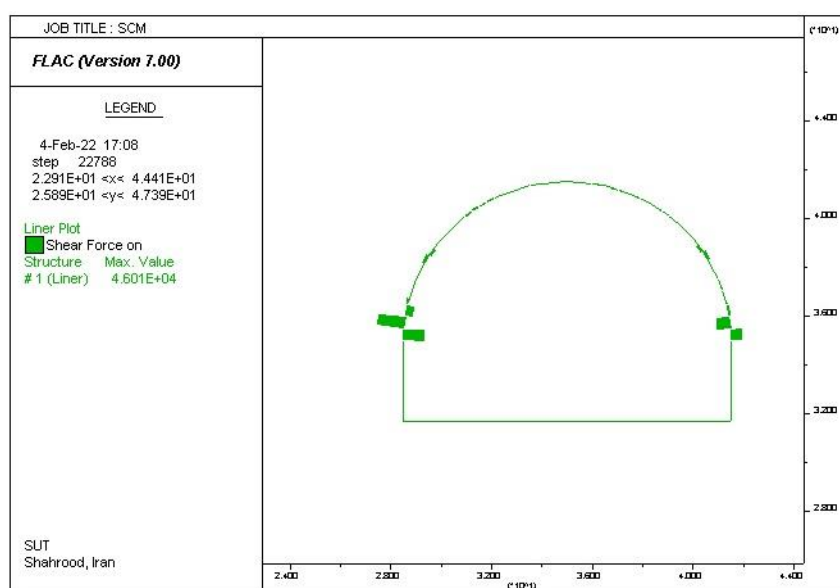
شکل پ-۵- نمونه‌ای از نمودار نیروهای نامتعادل کننده گره‌ای (مربوط به رویکرد SCM)



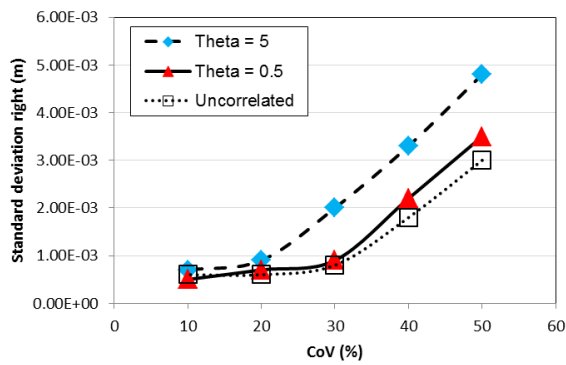
شکل پ-۶- نمونه‌ای از پلات نیروی محوری عامل بر سیستم نگهداری (مربوط به رویکرد SCM)



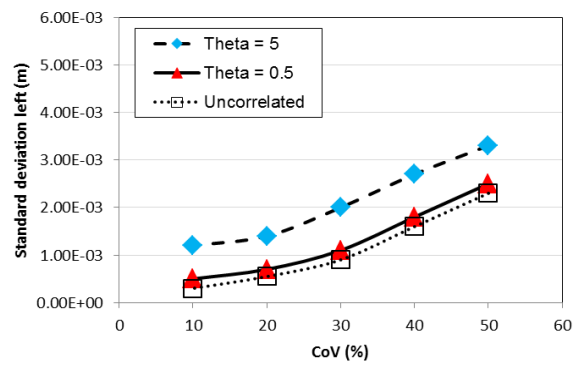
شکل پ-۷- نمونه‌ای از پلات گشتاورهای خمشی عامل بر سیستم نگهداری (مربوط به رویکرد SCM)



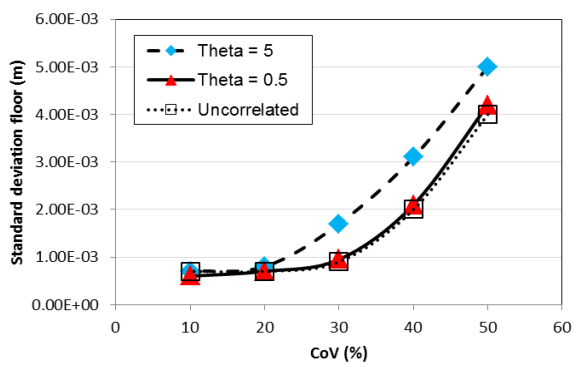
شکل پ-۸- نمونه‌ای از پلات نیروهای برشی عامل بر سیستم نگهداری (مربوط به رویکرد SCM)



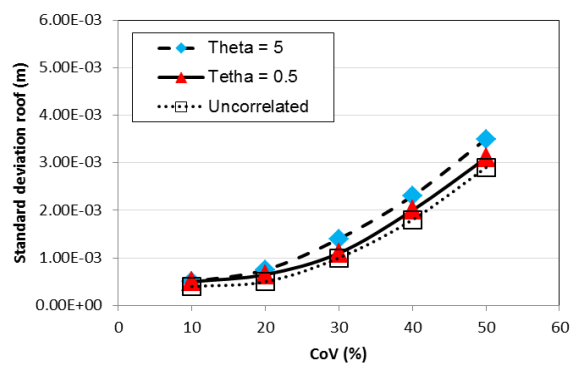
(ب)



(الف)

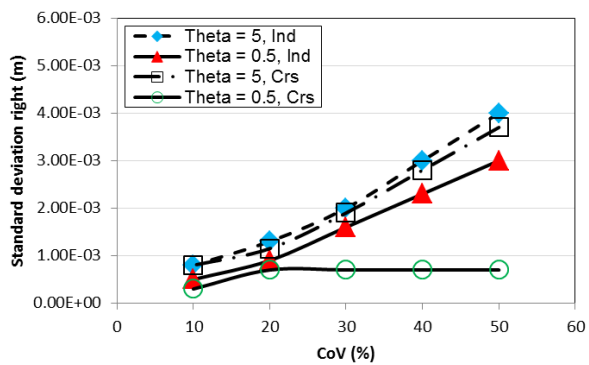


(د)

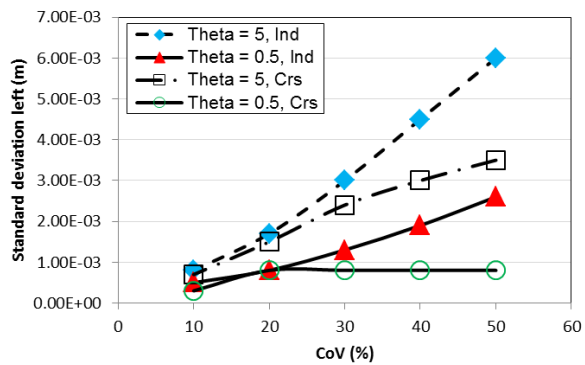


(ج)

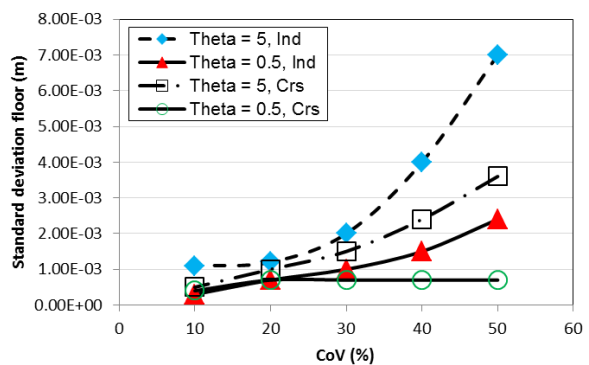
شکل پ-۹- تأثیر تغییرپذیری زاویه اصطکاک بر روی پراکندگی داده‌های جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل



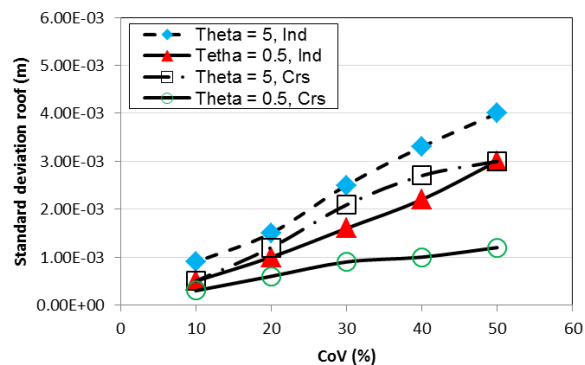
(ب)



(الف)

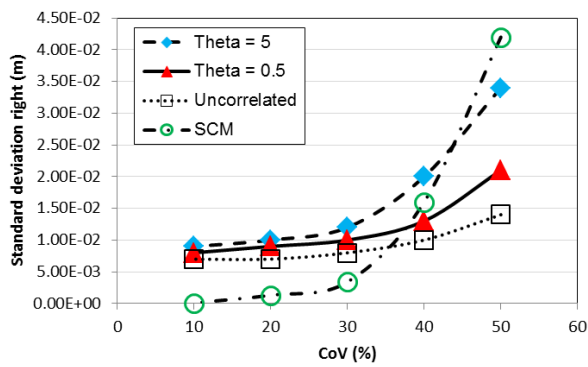


(د)

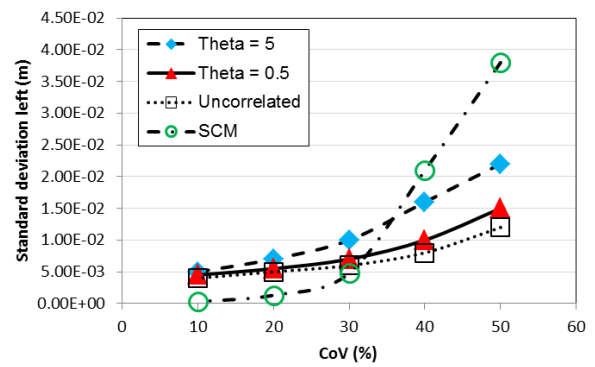


(ج)

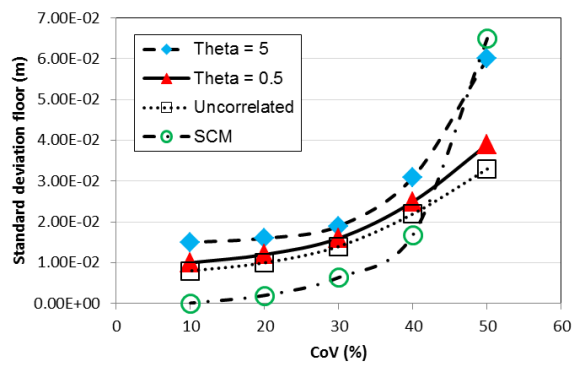
شکل پ-۱۰- تأثیر تغییرپذیری خودهمبسته چسبندگی و زاویه اصطکاک بر روی پراکندگی داده‌های جابجایی:
(الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل



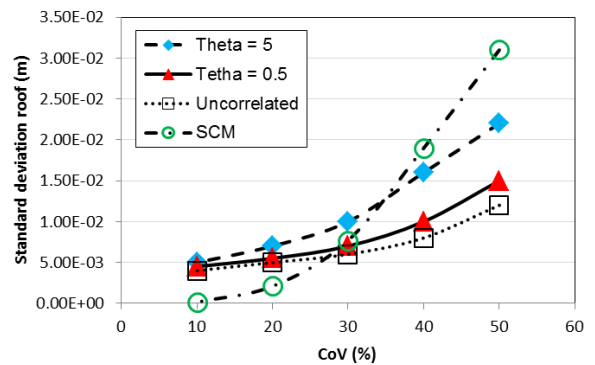
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل پ-۱۱- تأثیر تغییرپذیری توأمان ویژگی‌های ژئومکانیکی بر روی پراکندگی داده‌های جابجایی: (الف) دیواره چپ؛ (ب) دیواره راست؛ (ج) تاج؛ و (د) کف تونل

Abstract

The geomechanical parameters estimation always involves a level of uncertainty, which is related to both rock mass nature and lack of knowledge. Hence, application of probabilistic analysis methods is essential to take account of the uncertainties effects on the tunnel design. The purpose of this thesis is to present an approach for probabilistic stability analysis of tunnels considering the heterogeneity of geo-mechanical properties. First, a stochastic procedure is developed in MATLAB for rock mass characterization in which variability of its properties is considered. Afterward, different stochastic procedures such as single random variable (SRV), strength classification method (SCM), and random field method (RFM) are implemented during modeling step, coupled with the stochastic sampling techniques. The required response of the SRV models is rock load, while tunnel deformation, and acting forces and moments on the lining are the demanded responses of the other procedures. The tunnel lining performance is evaluated based on the interactions between bending moment, thrust and shear forces. The probabilistic analyses results are compared with the deterministic results and the in-situ measurements. It is observed, in both probabilistic and deterministic analyses, that the largest displacements have occurred in the invert. In contrast, the smallest displacements have been recorded in the sidewalls. Comparing measured and calculated convergences, it is conjectured that the displacements have been underestimated by deterministic numerical modelling. On the other hand, the measured values are very close to the mean values predicted by the probabilistic analysis. It is finally concluded that the presented approach results in reliable stability analysis for underground excavations compared to the conventional deterministic method.

Keywords: Underground excavations; Probabilistic stability analysis; Rock load; Properties variability; RFM; MCS.



Shahrood University of
Technology

Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

Ph.D. Thesis in Rock Mechanics

A New Probabilistic Procedure for Rock Tunnel Design Considering Uncertainty in Geomechanical Properties

By: Masoud Mazraehli

Supervisor:
Dr. Shokrollah Zare

February 2022