



ISRM

انجمن بین المللی مکانیک سنگ

نشریه علمی-پژوهشی

# مکانیک سنگ



IRSRM

انجمن مکانیک سنگ ایران

دوره اول، شماره اول، بهار ۱۳۹۶

- ارزیابی عوامل موثر بر شکست مصالح دانه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی به روش اجزای مجزا
- تحلیل قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی روی توده‌سنگ با استفاده از روش مونت کارلو
- تعیین پروفیل تغییر شکل طولی تونل‌های دارای نگهداری (SLDP) با روش عددی
- بررسی تأثیر فشار محصورکننده در تولید ماسه از مخازن هیدروکربوری با استفاده از روش المان مجزا
- ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشباری با استفاده از رویکرد توسعه‌یافته FMEA در شرایط عدم قطعیت
- تابع توزیع متغیر تصادفی ضخامت پوشش شاتکریت در نگهداری موقت تونل‌ها
- ارائه مدل ابتکاری DAT برای برآورد زمان و هزینه‌ی تونل و به‌روزرسانی با داده‌های حین حفاری
- پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران با استفاده از رگرسیون خطی چند متغیره



# بسمه تعالی



انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ

نشریه علمی-پژوهشی

## مکانیک سنگ



انجمن مکانیک سنگ ایران

دوره اول، شماره اول، بهار ۱۳۹۶

مدیرمسئول: دکتر عبدالهادی قزوینیان

دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

سر دبیر: دکتر کورش شهریار

دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

مدیر اجرایی: مهندس امید روشنی

هیات تحریریه (به ترتیب الفبا)

دکتر مرتضی احمدی - دانشگاه تربیت مدرس - استاد

دکتر سید رحمان ترابی - دانشگاه صنعتی شاهرود - استاد

دکتر احمد جعفری - دانشگاه تهران - دانشیار

دکتر سیدمحمدفاروق حسینی - دانشگاه تهران - دانشیار

دکتر مصطفی شریفزاده - دانشگاه کر تین استرالیا - دانشیار

دکتر کورش شهریار - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

دکتر محمد فاتحی مرجی - دانشگاه یزد - دانشیار

دکتر احمد فهیمی فر - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

دکتر مرتضی قارونی نیک - دانشگاه علم و صنعت - استادیار

دکتر عبدالهادی قزوینیان - دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

دکتر کامران گشتاسبی - دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

دکتر عباس مجدی - دانشگاه تهران - دانشیار

دکتر حسین معماریان - دانشگاه تهران - استاد

صاحب امتیاز: انجمن مکانیک سنگ ایران

این نشریه بر اساس مجوز شماره ۳/۱۸/۵۲۰۰۴ در

تاریخ ۱۳۹۶/۰۳/۱۳ از وزارت علوم، تحقیقات و

فناوری چاپ شده است.

ناشر: انجمن مکانیک سنگ ایران

شماره: کاغذی - الکترونیکی

آدرس: تهران - خیابان جلال آل احمد - دانشگاه

تربیت مدرس - دانشکده فنی و مهندسی -

دبیرخانه انجمن مکانیک سنگ ایران

تلفن: ۰۲۱ - ۸۸۶۳۰۴۸۲

نمابر: ۰۲۱ - ۸۸۶۳۰۴۸۲

رایانامه: info@journal.irsrn.net

تارنما: journal.irsrn.net

چاپ: اول

\* استفاده از مطالب و تصاویر با ذکر منبع، بلامانع

است.

\* مجله مکانیک سنگ ایران در ویرایش مقالات آزاد

است.

\* مسئولیت کامل محتوی و اصالت مقاله به عهده

نویسنده/نویسندگان است.



به نام خداوند دانا و توانا

درخت تو گر بار دانش بگیرد      به زیرآوری چرخ نیلوفری را

شکی نیست که رابطه بین انسان و زمین (سنگ) و نیازهای روزافزون جوامع بشری به ساخت سازه‌های مختلف بر روی سنگ، در درون سنگ و یا از سنگ باعث تولد شاخه جدیدی از علوم مهندسی تحت عنوان مکانیک سنگ گردید. مکانیک سنگ یکی از نمونه‌های بارز همکاری‌های علوم نظری و کاربردی است که توانسته در حل مسائل و مشکلات مربوط به سنگ و مهندسی سنگ قدم‌های بسیار سودمندی بردارد. به دنبال اعلام استقلال علم مکانیک سنگ در دهه ۱۹۶۰ و تشکیل انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ، متخصصین این رشته فرصت و مکانی برای تبادل اطلاعات، تجربه و دانش را پیدا کردند. لذا از طریق تشکیل انجمن‌های محلی، برگزاری گردهمایی‌ها و کنفرانس‌ها به رشد و تعالی این رشته از علوم مهندسی کمک کردند. به دنبال تحولاتی که در سطح بین‌المللی حاصل می‌شد، در ایران نیز با تشکیل انجمن مکانیک سنگ در سال ۱۳۷۴ به‌عنوان شاخه‌ای از انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ سعی در گردهم آوردن متخصصان این رشته و ایجاد کانونی برای تبادل اندیشه و تجربه و کمک به حل معضلات و مشکلات درزمینه مکانیک سنگ و مهندسی سنگ شد. علیرغم تلاش‌ها و موفقیت‌های به‌دست‌آمده از جمله برگزاری بیش از پنج کنفرانس ملی و بین‌المللی به نظر می‌رسید که همیشه جای یک نشریه تخصصی که متخصصین و دست‌اندرکاران بتوانند از طریق آن تبادل نظر کرده و یافته‌ها و تجربیات خود را با دیگران به اشتراک گذاشته و مسائل و مشکلات جدید را برای بحث و بررسی بیشتر در جامعه مکانیک سنگ کشور مطرح نمایند، خالی بود.

خوشبختانه با کوشش و همت اعضا و هیات مدیره‌های انجمن پس از تلاش‌های طولانی مجوز انتشار مجله تخصصی تحت عنوان «نشریه مکانیک سنگ ایران» با شماره ۳/۱۸/۵۲۰۰۴ در تاریخ ۱۳/۰۳/۱۳۹۶ از وزارت علوم، تحقیقات و فناوری اخذ شد. امید است که این نشریه بتواند با همکاری و مساعدت همه دست‌اندرکاران، متخصصین و اعضا جامعه مکانیک سنگ ایران، تلاش و حمایت‌های بی‌دریغ هیات‌تحریریه، هیات‌داوران و هیات‌مدیره انجمن مکانیک سنگ ایران به‌طور منظم و به‌صورت فصل‌نامه منعکس‌کننده نتایج تحقیقات و پژوهش‌های ارزشمند جامعه مهندسی مکانیک سنگ ایران شود. شکی نیست که هر کاری در شروع نقایصی خواهد داشت لذا از اساتید، دانشجویان و کارشناسان محترم انتظار می‌رود که ضمن گوشزد کردن کاستی‌ها، ما را در راه اعتلای جامعه مهندسی مکانیک سنگ که همگی ما جزئی از آن هستیم، یاری نمایند. شکی نیست که موفقیت یک صنف حرفه‌ای به توانایی و اشتراک و تلاش آن صنف در حل مشکلات تخصصی اجتماعی که در آن زندگی می‌کنند، دارد. امید است راهنمایی‌ها و کمک‌های خود را از ما دریغ نفرمایید.

دکتر کورش شهریار

سردبیر

بهار ۱۳۹۶

## اهداف و محورهای جذب مقالات در نشریه علمی پژوهشی مکانیک سنگ ایران

نشریه علمی پژوهشی مکانیک سنگ، توسط انجمن مکانیک سنگ ایران، (عضو جامعه بین‌المللی مکانیک سنگ) برای تبادل نظرات و اطلاعات علمی بین مراکز دانشگاهی و صنعتی در مقیاس ملی و بین‌المللی پایه‌گذاری شده است. این نشریه به‌منظور کمک به اعتلای فعالیت‌های پژوهشی متخصصین مکانیک سنگ کشور، اقدام به چاپ دستاوردهای بدیع و ارزشمند این عزیزان می‌نماید. بدین‌وسیله از کلیه اساتید دانشگاه‌ها، متخصصین مکانیک سنگ، دانشجویان و پژوهشگران فعال در عرصه مکانیک سنگ دعوت به عمل می‌آید تا نتایج دستاوردهای پژوهشی خود را برای چاپ در مجله علمی پژوهشی مکانیک سنگ به این مجله ارسال نمایند.

محورهای فعالیت نشریه مکانیک سنگ عبارتند از:

- تحلیل و طراحی تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی
- تحلیل و طراحی شیروانی‌ها و ترانشه‌های سنگی
- مکانیک سنگ در پروژه‌های معدنکاری، مهندسی نفت و گاز، نظامی و محیط‌زیست
- ابزاربندی و رفتارسنجی در مهندسی سنگ
- روش‌های عددی در مهندسی سنگ
- مطالعات جریان سیال در محیط‌های سنگی
- بهسازی زمین‌های سنگی
- آزمون‌های برجا و آزمایشگاهی سنگ

## فهرست مقالات

- ۱ ارزیابی عوامل موثر بر شکست مصالح دانه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی به روش اجزای مجزا  
علی امین‌زاده؛ احمد فهیمی‌فر
- ۱۱ تحلیل قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی روی توده‌سنگ با استفاده از روش مونت‌کارلو  
محمدحسین باقری پور؛ علی غلامحسین پور
- ۲۵ تعیین پروفیل تغییرشکل طولی تونل‌های دارای نگهداری (SLDP) با روش عددی  
علی حسین علی‌نژادی؛ رضا رحمان‌نژاد
- ۳۵ بررسی تأثیر فشار محصورکننده در تولید ماسه از مخازن هیدروکربوری با استفاده از روش  
المان مجزا  
مصطفی سیدآتشی؛ کامران گشتاسبی؛ روح اله بصیرت
- ۴۳ ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشباری با استفاده از رویکرد توسعه‌یافته FMEA در  
شرایط عدم قطعیت  
عزالدین بخت‌آور؛ رضا میکائیل؛ سید محمدعلی صفوی
- ۵۵ تابع توزیع متغیر تصادفی ضخامت پوشش شاتکریت در نگهداری موقت تونل‌ها  
فرنوش باسلیقه؛ علی کیهانی
- ۶۹ ارائه‌ی مدل ابتکاری DAT برای برآورد زمان و هزینه‌ی تونل و به‌روزرسانی با داده‌های حین  
حفاری  
ارسلان محمودزاده؛ شکرالله زارع؛ رحمان دارای
- ۸۹ پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ‌های جنوب غربی ایران با استفاده از رگرسیون  
خطی چند متغیره  
مهناز اصلان زاده؛ مهدی حسینی





## ارزیابی عوامل مؤثر بر شکست مصالح دانه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی به روش اجزای مجزا

علی امین‌زاده<sup>۱</sup>؛ احمد فهیمی‌فر<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۷

### چکیده

بر اساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی، پارامترهای گوناگونی بر رفتار مصالح دانه‌ای تأثیر دارند. در این مقاله، تأثیر تنش همه‌جانبه، شکل و حالت شکست دانه‌ها بر گسترش شکست ذرات در مصالح دانه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است. برای رسیدن به این منظور، از شبیه‌سازی عددی چندین آزمون دومحوری به کمک روش اجزای مجزا استفاده می‌شود. روش‌های عددی علاوه بر مزایایی مانند ارزان و سریع بودن، قابلیت تمرکز بر روی یک یا چند پارامتر خاص را نیز دارند. برای هر کدام از پارامترهای مورد بررسی، نتایج شبیه‌سازی‌های انجام‌شده به صورت منحنی‌های درصد شکست ذرات نسبت به تنش همه‌جانبه ترسیم می‌گردد. آزمایش‌ها برای سه شکل مختلف از ذرات (سه، چهار و شش گوشه‌ای) که دارای دو حالت شکست متفاوت (تقسیم به دو قسمت مساوی یا فرسایش گوشه‌های تیز) هستند اجرا شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که افزایش هر دو پارامتر تیز گوشه‌گی و تنش همه‌جانبه باعث گسترش شکست ذرات نمونه‌ها می‌شود. علاوه بر این، حالت شکست نیز تأثیر قابل توجهی در میزان شکست ذرات دارد. در نهایت، نتایج به دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی با کد اجزای مجزای استفاده شده در این تحقیق با نتایج عددی و تجربی حاصل از کارهای گذشته در یک نمودار مورد مقایسه قرار گرفته است. مقایسه بین نتایج، تطابق قابل قبول بین آن‌ها را نشان می‌دهد. اختلافاتی نیز در نتایج به چشم می‌خورد که ممکن است ناشی از دوبعدی بودن شبیه‌سازی و همچنین تفاوت در نحوه در تعریف شکست در آزمایش‌های تجربی با عددی باشد؛ بنابراین در مجموع، استفاده از کد مورد نظر برای شبیه‌سازی‌های آتی مناسب به نظر می‌رسد.

شکست ذرات، مصالح دانه‌ای، روش اجزای مجزا، شکل ذرات، تنش همه‌جانبه

واژگان کلیدی

\*. ایران، تهران، خیابان حافظ ۴۲۴، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ساختمان عمران شماره ۲، اتاق ۷۱۱، کد پستی ۱۵۹۱۶۳۴۳۱۱

تلفن ثابت: ۰۱۱ ۶۴۵۴۳۰۲۴۳-۶۶۴۰۰، تلفن همراه: ۰۹۱۵۳۲۵۷۴۵۰، نمابر: ۰۱۱ ۶۴۵۴۳۰۱۱

آدرس پست الکترونیک: [fahim@aut.ac.ir](mailto:fahim@aut.ac.ir)

## ۱- مقدمه

پارامترهای مختلفی بر رفتار مصالح دانه‌ای مثل خاک‌ها و سنگ‌ها اثر می‌گذارند که از جمله آن‌ها می‌توان به سطح تنش همه‌جانبه‌ی وارد شده، تراکم، دانه‌بندی، شکل ذرات، جنس ذرات و همچنین مقدار و نحوه شکست ذرات اشاره کرد. به منظور تحقیق در مورد رفتار مکانیکی محیط‌های دانه‌ای می‌توان از آزمایش‌های تجربی استفاده نمود. از جمله این آزمایش‌ها می‌توان از آزمایش تک‌محوری، سه محوری و کرنش صفحه‌ای نام برد. با توجه به تحقیقات انجام شده در مورد تأثیر عواملی همچون شکل و شکست دانه‌ها و تنش همه‌جانبه مشاهده می‌شود که توجه به این عوامل در مطالعه رفتار مصالح دانه‌ای اجتناب‌ناپذیر است. خرد شدن ذرات منجر به تغییر در خصوصیات فنی و مکانیکی مصالح دانه‌ای همچون مقاومت برشی، تغییر شکل‌پذیری و نفوذپذیری می‌شود [۱-۶]. رفتار مکانیکی نمونه‌ی ذرات مصالح دانه‌ای با تغییر شکل ذرات تشکیل‌دهنده آن تغییر می‌کند. محققان مختلفی بر روی تأثیر شکل ذرات بر روی رفتار مکانیکی خاک مطالعه کرده‌اند. [۷-۱۱] با توجه به تحقیقات انجام شده بر روی تأثیر عواملی همچون شکل و شکست دانه‌ها و تنش همه‌جانبه مشاهده می‌شود که توجه به این عوامل در مطالعه رفتار خاک اجتناب‌ناپذیر است. بیشتر این آزمون‌ها برای تنش‌های همه‌جانبه مختلف تکرار شده‌اند.

انجام چنین آزمایش‌هایی گاه بسیار پرهزینه و دشوار می‌باشد؛ بنابراین، از روش‌های عددی به‌عنوان جایگزین مناسبی برای چنین آزمون‌هایی استفاده می‌شود. با کمک شبیه‌سازی‌های عددی می‌توان تأثیر عوامل مختلف (مانند شکل، اندازه، دانه‌بندی و شکست ذرات، تنش همه‌جانبه و غیره) را بر روی رفتار محیط دانه‌ای به تفکیک یا به‌طور هم‌زمان بررسی نمود و اهمیت هرکدام از عوامل را با سایر عامل‌ها مقایسه کرد. این روش علاوه بر ارزان‌تر بودن، به تجهیزات ویژه نیز نیاز ندارد. در این پژوهش، از روش اجزای مجزا<sup>۱</sup> استفاده می‌شود.

روش اجزای مجزا نخستین بار توسط Cundall (1971) به‌منظور شبیه‌سازی محیط‌های دانه‌ای ارائه شد و این امکان را فراهم نمود که نمونه‌ای متشکل از مجموعه‌ای از ذرات موردبررسی قرار گیرد. نخستین برنامه‌ی رایانه‌ای که بر اساس

اجزای مجزا معرفی شد، BALL نام دارد که به‌منظور مدل‌سازی دوبعدی محیط‌های دانه‌ای که از ذرات دایروی تشکیل شده‌اند، تهیه شد. [۱۲، ۱۳] او از این روش برای تغییر شکل مجموعه‌ی سنگ‌های بلوکی استفاده نمود. پس از آن، برنامه‌های رایانه‌ای دیگری برای شبیه‌سازی محیط‌های دانه‌ای متشکل از ذرات بیضی‌شکل [۱۴] و ذرات تیز گوشه چندضلعی [۱۵] معرفی شدند.

برنامه‌ی POLY که برای مدل‌سازی محیط‌های متشکل از ذرات دوبعدی تیز گوشه ارائه شده است [۱۵] و نسخه‌ی تغییر یافته‌ی آن از برنامه‌ی BALL [13] می‌باشد، جهت مدل‌سازی شکسته شدن ذرات چندضلعی تیز گوشه دوبعدی اصلاح گردیده [۱۶] و برای بررسی اثر شکل و شکست ذرات بر رفتار مکانیکی مصالح دانه‌ای استفاده شده است [۱۷]. کد مورد نظر M-POLY نام دارد و مبنای کار پژوهش حاضر قرار گرفته است.

تاکنون توسط برنامه‌ی M-POLY، تأثیر عواملی همچون فشار همه‌جانبه و شکست ذرات [۱۸] و همچنین ناهمسانی<sup>۲</sup> [۱۹] بر رفتار مکانیکی محیط‌های دانه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است. در تحقیق حاضر، علاوه بر بررسی عواملی مانند شکست ذرات و فشار همه‌جانبه تأثیر هم‌زمان شکل ذرات و همچنین نحوه‌ی شکست آن‌ها بر رفتار خاک دانه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. با مروری در ادبیات گذشته، روشن است که تاکنون به تأثیر این عوامل به‌طور هم‌زمان چندان پرداخته نشده است. علاوه بر این، نحوه‌ی شکست ذرات نیز از عواملی است که هنوز در تحقیقات انجام شده اطلاعات بسیار کمی در مورد آن موجود می‌باشد و بیشتر به پدیده‌ی شکست ذرات پرداخته شده است اما در مورد نحوه‌ی شکست آن‌ها نتایج زیادی مشاهده نمی‌شود.

## ۲- استفاده از روش اجزای مجزا

برای شبیه‌سازی برهم‌کنش بین ذرات، از سیستم جرم و فنر به همراه میراگر استفاده می‌شود. با توجه به این‌که در سیستم موجود، ذرات دارای انرژی جنبشی هستند، برای کاهش این انرژی و رسیدن به حالت تعادل استاتیکی، استفاده از میراگر لازم است. در شکل ۱ نمونه‌ای از این نوع شبیه‌سازی ملاحظه می‌شود. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، برای هر ذره

هنگامی که دو ذره باهم برخورد کنند، نیروهای عمودی و برشی میان آنان ایجاد می‌شود. برای نمایش نیروی عمودی از  $F_n$  و برای نمایش نیروی برشی از  $F_s$  استفاده می‌شود. ذرات فاقد چسبندگی در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین، هیچ نیروی کششی در محل برخورد دو ذره ایجاد نمی‌گردد. اگر  $F_n \leq 0$  شود، تماس میان ذرات از بین می‌رود و از یکدیگر جدا می‌شوند. از قانون اصطکاک کولمب برای محاسبه نیروی اصطکاک بین دو ذره دارای برخورد استفاده می‌شود. برای محیط‌های دانه‌ای فاقد چسبندگی، قانون کولمب به صورت  $F_s^{\max} = F_n \cdot \tan \phi$  نوشته می‌شود ( $\phi$  زاویه اصطکاک در محل تماس دو ذره است). ذراتی که باهم برخورد دارند، می‌توانند با یک ضریب اصطکاک ثابت در محل تماس با یکدیگر بلغزند. اگر نیروی برشی یا مماسی ( $F_s$ ) در محل برخورد دو ذره از حداکثر مقدار نیروی اصطکاک بیشتر شود، لغزش اتفاق می‌افتد. مقدار نیروی برشی وارد بر ذرات با حفظ علامت اولیه خود به حداکثر مقدار خود برابر  $|F_s^{\max}|$  محدود می‌شود (یعنی همواره  $F_s \leq F_s^{\max}$  می‌باشد)، که مقدار  $F_s^{\max}$  نیز از رابطه ۱ به دست می‌آید:

$$F_s^{\max} = \mu \cdot F_n \quad (1)$$

که در آن  $\mu = \tan \phi$  ضریب اصطکاک بین‌دانه‌ای است. اگر بین دو ذره لغزش رخ دهد، میرایی تماسی در جهت مماس بر محل برخورد ذرات ( $C_s$ )، اعمال نمی‌شود.

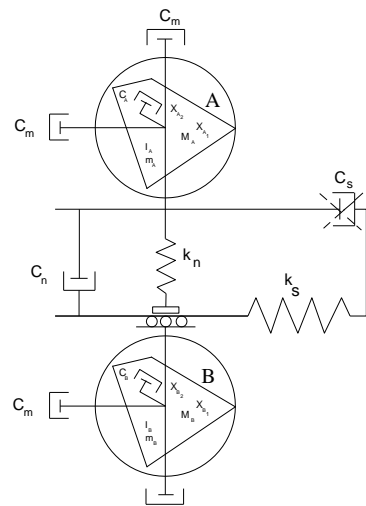
### ۳- روش آزمایش

کد مورد استفاده در این مقاله (POLY)، پدیده شکست ذرات تیز گوشه را جهت مطالعه اثر آن بر رفتار نمونه‌ای از مصالح همچون سنگریزه‌ها شبیه‌سازی می‌کند. در این کد، شبیه‌سازی پدیده شکست ذرات به گونه‌ای انجام گیرد که تا حد امکان از حجم محاسبات و تعداد المان‌های مورد نیاز کاسته شود. بدین منظور ذرات در فضای دوبعدی در نظر گرفته شده‌اند.

در روش مذکور، فرض شده است که هر ذره تنها بتواند در امتداد تعدادی خط مستقیم، با راستا و موقعیت مشخص شکسته شود. این خطوط به شکلی در نظر گرفته شده‌اند که یک‌ذره سالم تبدیل به چند ریز ذره شود؛ بنابراین، شکل قطعات حاصل از شکست ذره اولیه از ابتدا مشخص فرض می‌شود. مطابق شکل ۲-الف فرض می‌شود که ذره P فقط در

مانند A و B (که به صورت یک چندضلعی محدب می‌باشد) یک محور مختصات محلی تعریف شده است. از طرفی، مبدأ مختصات محلی هر ذره بر روی مرکز ثقل آن (مرکز سطح ذره) قرار دارد. همچنین، شعاع معادل این چندضلعی که برابر با فاصله دورترین گوشه‌ی چندضلعی نسبت به مرکز ثقل آن می‌باشد توسط برنامه محاسبه می‌گردد؛ بنابراین، برنامه به جای چندضلعی دایره‌ای را در نظر می‌گیرد که مرکز آن منطبق بر مرکز ثقل و شعاع آن برابر شعاع معادل ذره می‌باشد. این دایره معادل، دایره محیطی ذره نامیده می‌شود. فنی که در راستای خط واصل مراکز جرم ذرات (مرکز دایره‌ی محیطی ذره) است، نماینده سختی عمودی بوده که با  $K_n$  نشان داده می‌شود و فنی که در راستای عمود بر خط اتصال دو مرکز است، نشان‌دهنده سختی برشی می‌باشد که با  $K_s$  نمایش داده می‌شود.

علاوه بر سختی در تماس بین دو ذره، باید میرایی نیز برای تماس در نظر گرفته شود. میرایی به دو صورت قابل شبیه‌سازی می‌باشد: میرایی تماسی<sup>۳</sup> و میرایی کلی<sup>۴</sup>. میرایی تماسی ناشی از میراگرهایی است که در دو راستای عمود و مماس بر محل برخورد ذرات تعبیه شده‌اند که در شکل ۱، به صورت  $C_n$  و  $C_s$  نمایش داده می‌شوند. میرایی کلی را می‌توان ناشی از میراگرهایی تصور نمود که تک‌تک ذرات را به یک دستگاه مرجع ثابت متصل کرده‌اند که در شکل ۱ به صورت  $C_m$  نشان داده شده است.



شکل ۱: شبیه‌سازی برهم‌کنش و برخورد ذرات به وسیله جرم- فنر - میراگر در روش DEM

3- Contact Damping

4- Global Damping

مدل سازی اتصال گیردار بین دو ذره دارای پیوند، از طریق دو فنر خطی و یک فنر پیچشی انجام می شود. یکی از فنرهای خطی که عمود بر وجه مشترک دو ذره است فنر قائم و فنر خطی دیگر که موازی با وجه مشترک دو ذره می باشد فنر برشی نام دارند. نیروها و لنگر در محل اتصال بین دو ذره پیوندی، از طریق فنرهای خطی و پیچشی منتقل می شوند. محاسبه مقدار آن ها با توجه به جابجایی نسبی دو ذره پیوندی، در هر سیکل شبیه سازی مقدور می باشد.

در شکل ۳ دو ریز ذره  $P_1$  و  $P_2$  که ذره مبنای  $P$  را تشکیل می دهند، نشان داده شده است. بر اثر اعمال بار، هر یک از ریز ذره ها جابجا می شوند. بر اثر جابجایی نسبی این دو ریز ذره، باید بررسی کرد که آیا شکست در این ذره رخ داده است یا خیر. بدین منظور، نقاط  $m_1$  و  $m$  که دیگر بر هم منطبق نیستند، بررسی می شوند. به منظور محاسبه نیرو و لنگر اعمال شده بر هر ذره، جابجایی نسبی دو ذره پیوندی  $P_1$  و  $P_2$  به سه جابجایی نسبی عمودی ( $\Delta_n$ )، جابجایی برشی ( $\Delta_s$ ) و دورانی ( $\Delta_\theta$ ) تفکیک می شود. این سه مؤلفه نسبت به صفحه ی مشترک دو ریز ذره سنجیده می شوند. از این رو، نیروهای عمودی، برشی و لنگر ایجاد شده در اتصال به کمک روابط زیر قابل محاسبه است:

$$F_{nBond} = K_{nBond} \cdot \Delta_n \quad (2)$$

$$F_{sBond} = K_{sBond} \cdot \Delta_s \quad (3)$$

$$M_{Bond} = K_{\theta Bond} \cdot \Delta_\theta \quad (4)$$

در روابط بالا  $K_{\theta-Bond}$  سختی فنر پیچشی،  $K_{n-Bond}$  و  $K_{s-}$  Bond سختی واحد طول فنرهای عمودی و برشی هستند. مقادیر این پارامترها متناسب با سختی جنس ذرات در نظر گرفته می شوند.

$$P_1 \quad m_1 \quad m_2 \quad P_2 =$$

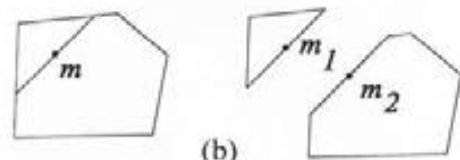
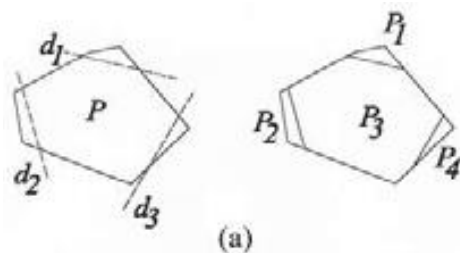
$$P_1 \quad m_1 \quad \Delta_n \quad P_2 + P_1 \quad \Delta_s \quad P_2 + P_1 \quad \Delta_\theta \quad P_2$$

شکل ۳: جایگزینی جابجایی نسبی دو ریز ذره، با سه مؤلفه عمودی، برشی و پیچشی [۱۵]

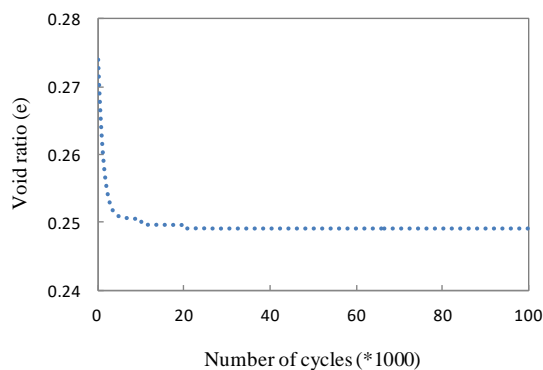
راستای خطوط  $d_1$ ،  $d_2$  و  $d_3$  قابلیت شکسته شدن داشته باشد. بدین جهت، در این روش به جای هر ذره یکپارچه مانند  $P$ ، یک ذره مرکب که از به هم پیوستن ذرات پیوندی کوچک تر  $P_1$ ،  $P_2$  تا  $P_n$  تشکیل شده است، جایگزین می گردد. ذره ی  $P$  را ذره مبنای و ریز ذرات پیوندی  $P_1$ ،  $P_2$  و  $P_n$  را ریز ذرات هم مبنا می نامیم.

ریز ذرات پیوندی هم مبنا، جسم صلب در نظر گرفته می شوند. آن ها قابلیت شکستن یا تغییر شکل ندارند؛ اما زمانی که به طرف همدیگر فشار داده شوند، امکان هم پوشانی دارند. ذرات مبنا نیز قابلیت تغییر شکل ندارند، اما از آنجاکه از چندین ریز ذره پیوندی تشکیل شده اند، قابلیت شکستن دارند. هر دو ذره مبنا و ریز ذره پیوندی به طور اختیاری چند ضلعی محدب در نظر گرفته شده اند.

جهت اطمینان از صلبیت و یکپارچگی ریز ذرات پیوندی هم مبنا برای تشکیل ذره مبنا، فرض می شود هر دو ریز ذره پیوندی که وجه مشترک دارند، به وسیله یک اتصال گیردار در وسط وجه مشترک خود به یکدیگر متصل شوند. نقاط  $m_1$  و  $m_2$  در شکل ۲-ب نشان دهنده محل پیوند مذکور می باشند. این اتصالات گیردار نقش قید را برای دو ذره پیوندی هم مبنا بازی می کنند. در طی شبیه سازی، هرگاه تنش ایجاد شده در اتصال بین دو ذره از ظرفیت باربری آن بیشتر شود، اتصال شکسته می شود و با جدا شدن دو ذره پیوندی از یکدیگر، شکست رخ می دهد.



شکل ۲: شیوه مدل سازی شکست: (الف) ذره یکپارچه  $P$  و ذره مرکب معادل آن؛ (ب) نقاط پیوند دو ریز ذره پیوندی [۱۶]



شکل ۴: تراکم همه‌جانبه‌ی نمونه ذرات مربعی بر اثر تنش همه‌جانبه-ی نیم مگاپاسکال

۳. آزمون دومحوری: در آخرین مرحله از هر آزمایش، نمونه در معرض کرنش برشی دومحوری با نرخ ثابت قرار می‌گیرد. در آزمون دومحوری، کرنش محوری با نرخ ثابتی در راستای عمودی اعمال می‌شود و هم‌زمان، تنش داخلی مجموعه‌ی ذرات در راستای افقی مساوی با فشار محصورکننده‌ای که در مرحله قبل به نمونه وارد شده بود، نگه‌داشته می‌شود. این مرحله در تمام آزمون‌های انجام‌شده تا کرنش محوری ۲۰٪ نمونه ادامه یافته است.

شکل ۵-الف نمونه‌ای از ذرات مربعی تولیدشده را نشان می‌دهد. این ذرات سپس به‌صورت همسان متراکم شده است و به‌صورت شکل ۵-ب درآمده است. در شکل ۵-پ این نمونه از ذرات تا رسیدن به کرنش محوری ۲۰٪ تحت برش دومحوری قرار گرفته است.

#### ۴-۱- پارامترهای استفاده‌شده در شبیه‌سازی‌ها

پارامترهای استفاده‌شده در آزمایش بر روی نمونه‌ها شامل ذرات سالم و ذرات شامل چند ریزذره مطابق جدول ۱ انتخاب شدند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، برای بررسی شکست، مقاومت فشاری و کششی ماسه و چسبندگی و ضریب اصطکاک سکون نیز باید تعیین شود.

#### ۴-۲- تنش‌های همه‌جانبه، شکل ذرات، شکست و نوع آن

در آزمایش بر روی نمونه‌های با ذرات مثلثی، مربعی و شش‌ضلعی از تنش‌های همه‌جانبه‌ی نیم، یک، دو و چهار مگاپاسکال برای تراکم همه‌جانبه‌ی نمونه‌ها استفاده‌شده است. برای هر تنش همه‌جانبه روند تکرار چرخه‌ها تا جایی ادامه یافته که نسبت تخلخل نمونه‌ها به مقدار ثابتی برسد. پس‌از آن نمونه تحت اثر تنش همه‌جانبه‌ی بزرگ‌تری قرار گرفته است.

با رخ دادن یکی از دو حالت زیر، قید بین دو ذره پیوندی گسسته می‌شود:

الف- هرگاه تنش برشی در محل اتصال دو ذره پیوندی، از مقدار تنش برشی نهایی (ظرفیت باربری قید) فراتر رود.

ب- هرگاه حداکثر تنش‌های فشاری یا کششی اتصال (که به‌وسیله گشتاور و نیروی عمودی به وجود آمده‌اند) از تنش‌های فشاری و کششی نهایی بیشتر شوند.

#### ۴- شبیه‌سازی‌های عددی در تحقیق حاضر

روند شبیه‌سازی شامل سه مرحله‌ی مختلف است:

۱. تولید اولیه‌ی نمونه‌ی ذرات: ابتدا ذرات موردنظر تولید می‌شوند. تخلخل مجموعه تولیدشده زیاد است، بنابراین نیاز به تراکم دارد.

۲. تراکم همه‌جانبه: برنامه در مرحله‌ی تراکم همه‌جانبه‌ی مجموعه‌ی ذرات، نرخ کرنش واردشده بر ذرات را به شکلی کنترل می‌کند تا مقدار تنش‌های داخلی میانگین نمونه‌ی ذرات، به تنش همه‌جانبه‌ای که توسط کاربر تعریف می‌شود برسد. با در نظر گرفتن این شرط در برنامه، اگر تنش‌های داخلی مجموعه از تنش‌های همه‌جانبه تعریف‌شده کمتر باشد، ذرات مرزی به مرکز دایره محصورکننده‌ی ذرات نزدیک شده و در غیر این صورت از مرکز دایره دور می‌شوند. مرحله‌ی تراکم همه‌جانبه تا جایی ادامه می‌یابد که:

الف- میان تنش داخلی نمونه ذرات و تنش همه‌جانبه‌ی وارد شده تعادل برقرار گردد. به عبارتی، تنش همه‌جانبه باید به مقداری برسد که کاربر تعریف کرده است.

ب- حجم نمونه به مقدار ثابتی برسد که با ثابت شدن نمودار نسبت تخلخل به تعداد چرخه‌های تکرار روند آزمایش مشخص می‌شود.

در شکل ۴ تغییرات نسبت تخلخل نمونه‌ی ذرات مربعی نسبت به افزایش چرخه‌های محاسباتی اجراشده به‌وسیله‌ی برنامه، تحت تنش همه‌جانبه‌ی نیم مگاپاسکال مشاهده می‌شود. تغییرات نسبت تخلخل در ابتدا سرعت زیادی داشته اما با ادامه‌ی روند تراکم همه‌جانبه نسبت تخلخل به مقدار ثابتی می‌رسد.

جدول ۱: پارامترهای استفاده شده در نمونه ذرات

اندازه	واحد	عامل استفاده شده
$2.0 \times 10^8$	نیوتن بر متر	سختی عمودی و مماسی ( $k_{nn}, k_{ss}$ )
$2.5 \times 10^3$	کیلوگرم بر مترمکعب	وزن واحد ذرات ( $\rho$ )
$1.0 \times 10^4$	بر ثانیه	ضریب میرایی انتقالی (ALPHA)
$2.0 \times 10^4$	بر ثانیه	ضریب میرایی چرخشی (ALPHA)
$1.3e^{-5}$	ثانیه	گام زمانی (Frac)
$1.0 \times 10^{-2}$	بر ثانیه	نرخ کرنش (EBEVEL)
0.0	کیلو پاسکال	چسبندگی بین ذرات (c)
عامل‌های مرتبط با مقاومت ماسه		
200	مگا نیوتن بر مترمربع	مقاومت فشاری (Sc)
20	مگا نیوتن بر مترمربع	مقاومت کششی (St)
$4.0 \times 10^6$	مگا نیوتن بر مترمربع	ضریب الاستیسته (E)

جدول ۲: نحوه شکست هرکدام از ذرات

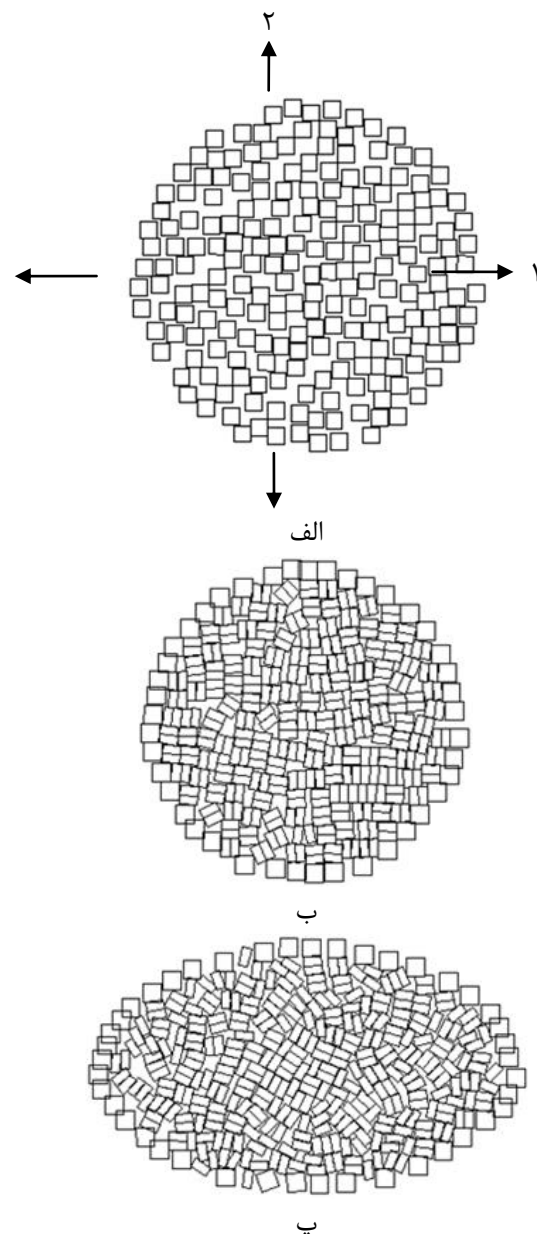
شکل ذرات			حالت‌های شکست
H	S	T	
			۱
			۲

جدول ۳: علامت‌های اختصاری برای سه شکل مختلف ذرات با دو

حالت شکست

شکل ذرات			حالت‌های شکست
شش ضلعی	مربع	مثلث	
H1	S1	T1	۱
H2	S2	T2	۲

در این تحقیق، هر نمونه شامل ذرات مثلثی، مربعی یا شش‌گوشه می‌باشد. هرکدام از این ذرات می‌توانند به صورت دو ریزذره‌ای یا چند ریزذره‌ای موجود باشند (جدول ۲). از این پس برای هرکدام از ذرات و حالت شکست آن، از علامت اختصاری نشان داده شده در جدول ۳ استفاده می‌شود.



شکل ۵: تراکم همه‌جانبه‌ی نمونه ذرات مربعی بر اثر تنش همه‌جانبه - ی نیم مگا پاسکال

## ۴-۳- شرایط نمونه ذرات

شبیه‌سازی آزمون دومیحوری بر روی ذراتی با شکل‌های مختلف توسط رایانه‌ی شخصی انجام شده است. برای این‌که امکان بررسی و مقایسه عامل‌های مختلف را به‌طور مجزا داشته باشیم، نمونه‌ها شرایطی مطابق زیر دارند:

الف- شعاع معادل همه ذرات، یک میلی‌متر می‌باشد.

ب- هر مجموعه شامل فقط یک‌شکل از ذرات (مثلی، مربعی و شش‌گوشه) می‌باشد.

پ- هر نمونه از ذرات، به‌وسیله دایره‌ای به شعاع ۴۰ میلی‌متر احاطه شده است.

در فایل ورودی برنامه برای تمام نمونه‌ها، طول و عرض محدوده‌ی مستطیلی شکلی که حافظه‌ی برنامه فقط به ذرات داخل آن‌ها اختصاص می‌یابد ۱۴۵ میلی‌متر انتخاب شده است. شعاع دایره‌ی محصورکننده‌ی ذرات ۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. حداکثر تعداد ذراتی که می‌توانند تولید شوند برای ذرات مثلی ۴۶۰، مربعی ۲۱۰ و شش‌ضلعی ۳۱۵ ذره مبنا تعریف می‌شود. برای ذرات شامل دو ریزذره، تعداد کل ریزذرات مثلی ۸۴۰، مربعی ۳۶۴ و شش‌ضلعی ۵۷۱ ذره به دست می‌آید. این مقدار برای ذرات چند ریزذره‌ای به ترتیب ۱۶۱۲، ۸۴۷ و ۱۰۱۹ ریزذره می‌شود.

## ۵- نتایج

آزمون آزمایشگاهی سه محوری با توجه به مساوی بودن تنش‌ها در دو جهت از سه بعد، در عمل به آزمونی دومیحوری تبدیل می‌شود. برای شبیه‌سازی آزمون دومیحوری با روش اجزای مجزا، ابتدا نمونه اولیه به‌وسیله برنامه‌ی AutoBall تولید می‌شود. برنامه‌ی AutoBall برای تعریف موقعیت مکانی هر ذره کنترل می‌نماید که دایره محیطی هر ذره با دایره‌های محیطی ذرات پیرامون آن تداخل نداشته باشد؛ بنابراین نمونه‌ی تولیدشده تخلخل زیادی دارد. با توجه به غیرمتراکم بودن نمونه‌ی اولیه‌ی تولیدشده به‌وسیله‌ی برنامه‌ی AutoBall، ابتدا باید تخلخل نمونه‌ها را با واردکردن تراکم اولیه (بدون این‌که تنش‌ی به ذرات اعمال شود) کاهش داد. بدین منظور، با اعمال کرنش محوری بر مرز مجموعه، ذرات مرزی با یک نرخ کرنش ثابت ( $EBEVEL=0.01$ ) به سمت مرکز نمونه ذرات به حرکت درمی‌آیند که در نتیجه‌ی آن، مجموعه متراکم می‌شود. روند تراکم تا جایی ادامه می‌یابد که تنش ناچیزی در مجموعه ذرات به وجود آید. در غیر این صورت با افزایش عملیات تراکم، ذرات

در یکدیگر فرو می‌روند و در نتیجه در داخل مجموعه نیروهای بسیار بزرگی ایجاد می‌شود. مقدار تراکم اولیه توسط آزمون و خطا به دست می‌آید. به این صورت که ابتدا تعدادی چرخه معین به برنامه داده می‌شود. با کنترل روند اجرای برنامه مشاهده می‌شود که از یک چرخه‌ی معین به بعد (یعنی همان مقداری که باید به‌عنوان چرخه‌ی پایان برنامه در نظر گرفته شود) نیروهای بزرگی در داخل مجموعه پدید می‌آیند. در نتیجه چرخه تعریف شده توسط کاربر اصلاح می‌گردد. پس از تراکم نمونه اولیه، آزمون دومیحوری با اعمال کرنش محوری با آهنگ مشخصی در راستای دو (که در شکل ۵ نشان داده شد) اجرا می‌شود و هم‌زمان، تنش داخلی مجموعه‌ی ذرات در راستای یک مساوی با فشار جانبی از قبل تعیین شده در مرحله تراکم همه‌جانبه، نگهداشته می‌شود. این مرحله تا کرنش محوری (کرنش در راستای ۲-۲) ۲۰٪ ادامه دارد. با ترسیم نمودارهای درصد شکست ذرات هرکدام از نمونه‌ها نسبت به فشار جانبی در راستای ۱-۱، روند تغییرات شکست ذرات نسبت به فشارهای جانبی مختلف برای نمونه‌هایی شامل ذرات مثلی، مربعی و شش‌گوشه برای دو حالت شکست مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

## ۵-۱- تأثیر شکل و نحوه شکست ذرات و تنش جانبی بر

## درصد شکست ذرات

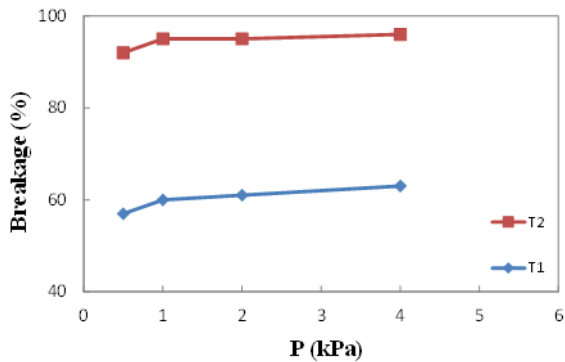
در این بخش، تأثیر هم‌زمان عامل‌های شکل و نحوه شکست ذرات و مقدار تنش جانبی بر مقدار شکست ذرات مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در هرکدام از قسمت‌های زیر، تأثیر دو عامل از سه عامل شکل، نحوه شکست ذرات و تنش جانبی مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌گونه که در شکل‌های ۶ و ۷ دیده می‌شود، منحنی‌های شکست ذرات مختلف از صفر شروع نشده‌اند که علت آن، شکست مقداری از ذرات در مرحله تراکم همه‌جانبه است.

## ۵-۱-۱- تأثیر شکل ذرات و تنش جانبی

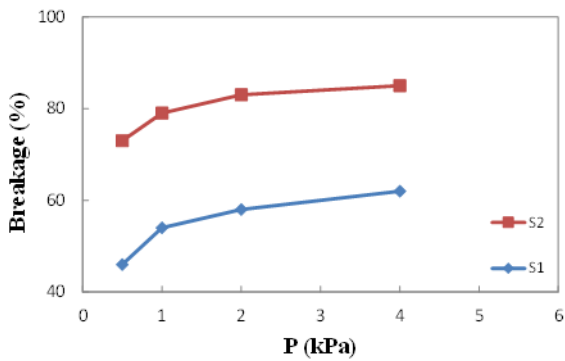
تغییرات درصد شکست مجموعه ذرات شامل دو و چند ریزذره نسبت به تنش‌های ثابت جانبی مختلف در شکل ۶ نشان داده شده است. در هر یک از شکل‌ها سه منحنی جداگانه برای مقایسه‌ی تأثیر شکل ذرات نمونه (مثلی، مربعی و شش‌ضلعی) بر رفتار نمونه ترسیم شده است. شکل ۶-الف مقدار شکست مجموعه ذرات دو ریزذره‌ای را با در نظر گرفتن فقط مرحله آزمون دومیحوری نمایش می‌دهد. کم‌ترین درصد شکست

سه شکل ذرات (الف- مثلث، ب- مربع و پ- شش گوشه) و در هر تنش جانبی، افزایش تعداد ریزذره‌ها منجر به افزایش مقدار شکست ذرات می‌شود.

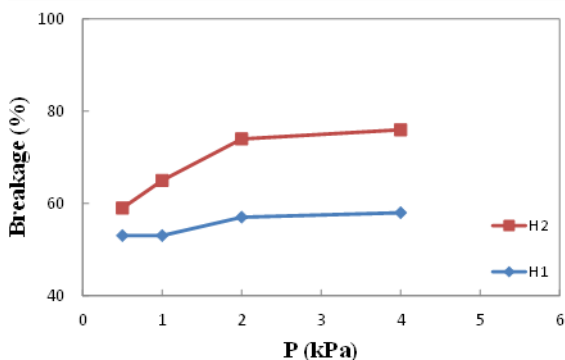
همچنین مشابه بخش ۵-۱-۱، در همه نمونه‌ها و در هر مرحله از آزمایش، افزایش تنش جانبی منجر به افزایش درصد شکست ذرات می‌شود.



الف



ب

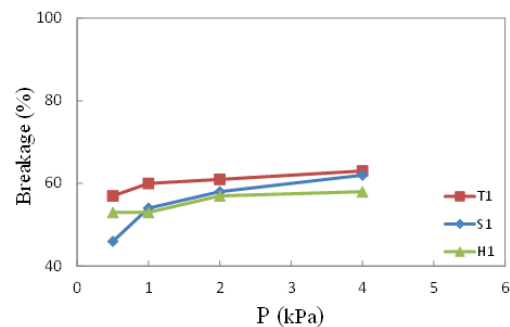


پ

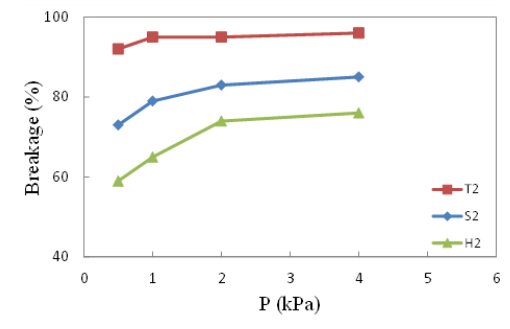
شکل ۷: منحنی‌های تغییر درصد شکست مجموعه ذرات شامل دو و چند ریزذره نسبت به تنش‌های جانبی ۰/۵، یک، دو و چهار مگاپاسکال برای ذرات (الف) مثلثی، (ب) مربعی و (پ) شش ضلعی در آزمون دومیوری

مربوط به نمونه ذرات شش ضلعی می‌باشد. از طرفی، ذرات مثلثی بیشترین درصد شکست را دارند. برای ذرات شامل چند ریزذره (شکل ۶-ب) نیز، درصد شکست بیشینه در هر تنش جانبی برای نمونه ذرات مثلثی و درصد شکست کمینه برای ذرات شش ضلعی اتفاق می‌افتد با این تفاوت که، اختلاف میان نمودارهای ذرات بیشتر و متمایزتر است. به‌طور کلی می‌توان گفت که هر چه ذرات نمونه تیز گوشه‌تر باشند، درصد شکست نهایی ذرات بیشتر است. آزمون‌های تجربی نیز این نتایج را تأیید می‌کند [۲۰].

برای همه نمونه‌ها (مثلثی، مربعی و شش ضلعی)، افزایش تنش جانبی منجر به افزایش درصد شکست می‌گردد که با نتایج آزمایش‌های تجربی گزارش شده تطابق دارد [۲].



الف



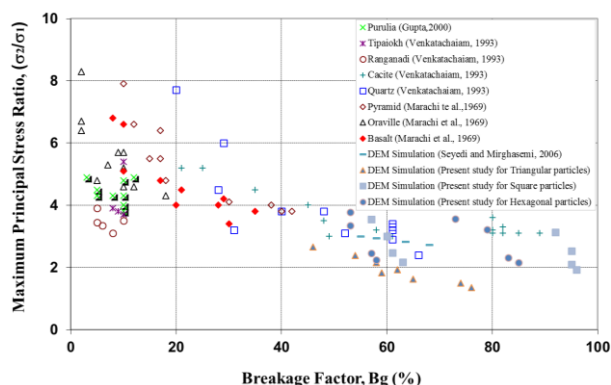
ب

شکل ۶: منحنی‌های تغییر درصد شکست مجموعه ذرات مثلثی، مربعی و شش ضلعی نسبت به تنش‌های جانبی ۰/۵، یک، دو و چهار مگاپاسکال برای ذرات شامل (الف) دو و (ب) چند ریزذره در آزمون دومیوری

#### ۵-۱-۲- تأثیر نحوه شکست ذرات و تنش جانبی

در شکل ۷ تغییرات درصد شکست مجموعه ذرات مثلثی، مربعی و شش گوشه نسبت به تنش‌های جانبی مختلف برای آزمون دومیوری نشان داده شده است. هر کدام از شکل‌ها شامل سه منحنی جداگانه برای نمایش و مقایسه‌ی نمونه ذرات دو یا چند ریزذره‌ای می‌باشد. همان‌گونه که دیده می‌شود برای هر





شکل ۸- تغییرات نسبت تنش‌های اصلی به فاکتور شکست (برحسب درصد) برای نتایج شبیه‌سازی‌های دوماحوری و آزمایش‌های تجربی

#### ۷- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی به‌منظور بررسی عوامل تنش همه‌جانبه، شکل ذرات و حالت شکست ذرات بر مقدار شکست مصالح دانه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت. نمونه‌ها شامل ذراتی به شکل مثلث، مربع یا شش ضلعی انتخاب شدند. هر کدام از این ذرات می‌تواند با دو حالت مختلف بشکنند. هر دسته از آزمایش‌ها با چهار تنش محصورکننده متفاوت (۵/۰، یک، دو و چهار مگاپاسکال) انجام شده است. آزمون‌ها شامل مراحل تراکم همه‌جانبه و همچنین، آزمون دوماحوری می‌باشند. بنابراین، ۴۸ آزمایش مختلف بر روی نمونه‌هایی که توسط دایره‌ای به شعاع ۴۰ میلی‌متر محاط شده‌اند، صورت گرفته است. علاوه بر این، ذرات تشکیل‌دهنده‌ی همه نمونه‌ها دارای شعاع معادل یکسانی برابر یک میلی‌متر هستند. خلاصه‌ای از نتایج به‌دست‌آمده از شبیه‌سازی‌های عددی به شرح زیر می‌باشد:

- الف- برای تمام نمونه‌ها، افزایش تنش جانبی منجر به افزایش درصد شکست ذرات می‌شود.
- ب- مجموعه‌های شامل ذرات تیز گوشه‌تر، شکست بیشتری از خود نشان می‌دهند.
- پ- با افزایش ریزذرات ذره مینا (حالتی که به فرایش ذرات شبیه است)، درصد بیشتری از ذرات نمونه می‌شکنند.

rockfill dams (pp. 531-551), 10th Congress on Large Dams.

[3] Marachi, N.D., & Chan, C.K., & H.B. Bolton. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials, J. Soil Mech. Found. Div. 98(1), 95-114.

[4] Bopp, P.A.(1994). Effect of initial relative density

با مرور ادبیات گذشته می‌توان تأثیر پارامترهای شکل [۲۱] و شکست ذرات [۲۲] در تنش‌های جانبی مختلف را در شبیه‌سازی‌های انجام‌شده توسط محققین پیدا کرد، اما تأثیر هم‌زمان این پارامترها به‌ندرت یافت می‌شود. علاوه بر این، تلاش شده است تا با شبیه‌سازی نحوه شکست ذرات، روند مناسبی برای مدل‌سازی حالت‌های مختلف شکست برای تحقیقات آینده ارائه شود.

#### ۶- مقایسه نتایج با سایر مطالعات تجربی و عددی

به‌منظور مقایسه‌ی نتایج شبیه‌سازی‌ها با آزمایش‌های تجربی، مقادیر تجربی نسبت تنش‌های اصلی بیشینه  $(\sigma_2 / \sigma_1)_{max}$  در مقابل درجه شکست  $(B_g)$  که توسط محققان مختلفی انجام شده است، در شکل ۸ مشاهده می‌شود. علاوه بر این، نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی صورت گرفته در گذشته که بر روی مجموعه‌ای از ذرات با شکل‌های نامنظم که به‌طور تصادفی انتخاب شده‌اند انجام گرفته [۲۳] و نتایج شبیه‌سازی تحقیق حاضر که بر روی ذراتی با شکل‌های مثلثی، مربعی و شش ضلعی اجرا شده، در این شکل نمایش داده شده‌اند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، نتایج تجربی در اطراف مرز پایینی به‌دست‌آمده از نتایج آزمایشگاهی به‌دست‌آمده است؛ بنابراین، روش استفاده‌شده در این تحقیق روشی مناسب برای شبیه‌سازی رفتار مصالح دانه‌ای است. شایان‌ذکر است که محققان در آزمایش‌های تجربی خود از عامل شکست مارشال استفاده کرده‌اند، درحالی‌که تحقیق حاضر شبیه‌سازی عددی بوده و برای تعریف مقدار شکست از نسبت ذرات شکسته شده به تعداد کل ذرات استفاده شده است. علاوه بر این، مدل‌سازی‌ها در دو بعد انجام شده‌اند. در صورتی که مدل‌سازی سه‌بعدی انجام شود، شاید نتایج انطباق بیشتری باهم پیدا کنند.

#### ۸- مراجع

[1] Marsal, R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (pp. 27-43) Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

[2] Fumagali, E., & Moscini, B. Rossi, P.P. (1970). Laboratory tests on materials and static models for

- [15] Mirghasemi, A.A., & Rothenburg, L., & Matyas, E.L. (1997). Numerical Simulations of Assemblies of Two-Dimensional Polygon-Shaped Particles and Effects of Confining Pressure on Shear Strength, Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society. 37(3), 43–52. DOI: 10.3208/sandf.37.3\_43
- [16] Hosseininia, E.S., & Mirghasemi, A.A. (2006). Numerical simulation of breakage of two-dimensional polygon-shaped particles using discrete element method, Powder Technology(pp. 100-112). Doi:10.1016/j.powtec.2006.05.006
- [17] Aminzadeh, A., & Hosseininia, E.S.(2013). A study on the effect of particle shape and fragmentation on the mechanical behavior of granular materials using discrete element method (pp. 915–918). AIP Conference Proceedings, AIP Publishing, sydney, australia. doi:10.1063/1.4812081.
- [18] Hosseininia, E.S., & Mirghasemi, A.A. (2007). Effect of particle breakage on the behavior of simulated angular particle assemblies. Journal of China Particuology. 5, 328–336. Doi:10.1016/j.cpart.2007.06.005
- [19] Seyed Hosseininia, E. (2012). Discrete element modeling of inherently anisotropic granular assemblies with polygonal particles, Particuology. 13(4), 32-43. Doi:10.1016/j.partic.2011.11.015.
- [20] Lobo-Guerrero, S., & Vallejo, L.E., & Vesga, L.F. (2006). Visualization of Crushing Evolution in Granular Materials under Compression Using DEM. International Journal of Geomechanics. 6(3), 195-200. DOI: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:3(195)
- [21] Abedi, S. A, & Mirghasemi, A. (2011). Particle shape consideration in numerical simulation of assemblies of irregularly shaped particles. Particuology. 9(4), 387–397. DOI:10.1016/j.partic.2010.11.005.
- [22] Al Hattamleh, O. F., & AlShalabi, H., & Al Qablan, T. Al-Rousan, (2010). Effect of grain crushing and bedding plane inclination on Aqaba sand behavior. Journal of Bull. Eng. Geol. Environ. 69, 41–49. DOI 10.1007/s10064-009-0238-6
- [23] Seyed Hosseininia, E., & Mirghasemi, a. a. (2006). Numerical simulation of breakage of two-dimensional polygon-shaped particles using discrete element method. Powder Technology. 166, 100–112. DOI:10.1016/j.powtec.2006.05.006
- on instability and behavior of granular materials at high pressures, Univ. of California.
- [5] Yamamuro, J.A., & Bopp, P.A., & Lade, P. V. (1996). One-dimensional compression of sands at high pressures. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 122(2), 109–119. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:2(109)
- [6] Varadarajan, A., & Sharma, K.G., & Venkatachalam, K., & Gupta, A.K. (2003). Testing and modeling two rockfill materials. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 129(3), 206–218. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:3(206)
- [7] Lade, P. V., & Yamamuro, J.A., & Bopp, P.A.( 1996). Significance of Particle Crushing in Granular Materials. Journal of Geotech. Engr., ASCE. 122(4), 309–316. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:4(309)
- [8] Lee, K.L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil. Journal of Can. Geotech. 4(1), 68–86. DOI: 10.1139/t67-012
- [9] Hagerty, M.M., & Hite, D.R., & Ulrich, C.R., & Hagerty, D.J. (1993). One-dimensional high pressure compression of granular media. Journal of Geotech. Eng. ASCE. 119(1), 1–18. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:1(1)
- [10] Santamarina, J.C., & Cho G.C. (2004). Soil behaviour : The role of particle shape. 18(1), 1–14.
- [11] Cho, G.C., & Dodds, J. J., & Santamarina, C. (2006). Particle Shape Effects on Packing Density , Stiffness , and Strength: Natural and Crushed Sands, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. 132(5), 591–602. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:5(591)
- [12] Cundall P.A.(1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems (pp. 129-136). Symp. ISRM, Nancy, France. Proc.
- [13] Cundall, P.A. (1978). Ball—A computer program to model granular media using distinct element method, Advanced Technology Group, Dams and Moore, London. Technical.
- [14] Ting, J., & Khawaja, M., & Meachum, L., & Rowell, J. (1993). An ellipse-based discrete element model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 17(9), 603–623. DOI: 10.1002/nag.1610170902

## تحلیل قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی روی توده سنگ با استفاده از روش مونت کارلو

محمد حسین باقری پور<sup>۱</sup>؛ علی غلامحسین پور<sup>۲\*</sup>

۱- استاد گروه مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان  
۲- دانشجوی دکتری مکانیک خاک و پی دانشگاه شهید باهنر کرمان

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۱

### چکیده

از جمله گزینه‌های محتمل برای احداث فونداسیون سازه‌های عظیم می‌توان به پی‌های واقع بر روی توده سنگ اشاره کرد. ظرفیت باربری این نوع از فونداسیون‌ها از جمله مسائل مهم مورد توجه مهندسی است که به واسطه ماهیت غیر همگن توده سنگ و عدم قطعیت پارامترهای آن، ضریب اطمینان نمی‌تواند منطقی و تنهایی در تجزیه و تحلیل این‌گونه مسائل موردانکا قرار گیرد. از طرفی مطالعات جدید نشان می‌دهد که قضاوت بهتر در مورد پایداری سازه بایستی متکی بر ضریب اطمینان و احتمال شکست به‌طور توأم باشد. این مسئله ضرورت استفاده از روش‌های قابلیت اعتمادپذیری را نشان می‌دهد. در این مقاله با در نظر گرفتن یک پی روی توده سنگ به‌عنوان مطالعه موردی و نسبت دادن دامنه‌ای از مقادیر محتمل برای پارامترهای مؤثر، قابلیت اطمینان ظرفیت باربری فونداسیون بررسی شده است. نتایج مطالعات، نشان‌دهنده این موضوع است که در صورت استفاده از روش‌های اطمینان‌پذیری، خروجی طراحی قابل‌اعتمادتر و سازه‌ها علاوه بر حفظ پایداری و ایمنی از نظر اقتصادی به‌صرفه‌تر خواهد شد.

### کلمات کلیدی

ظرفیت باربری، توده سنگ، قابلیت اعتماد، مونت کارلو

## ۱- مقدمه

می‌دهند. همچنین با توجه به دشوار بودن انتخاب دقیق و قانع‌کننده ضریب اطمینان در مهندسی ژئوتکنیک و تحمیل هزینه‌های زیاد در صورت انتخاب نادرست، به‌خصوص وقتی که داده‌های ورودی تحلیل دارای نامعینی و پراکندگی باشند، ضرورت استفاده از روش‌های اعتمادپذیری را مشخص می‌شود. در مطالعه حاضر، ابتدا به معرفی روش‌های تحلیل احتمالاتی در ژئوتکنیک پرداخته می‌شود، سپس با استفاده از روش اعتمادپذیری مونت‌کارلو، الگوریتم محاسبه ظرفیت باربری پی‌های روی توده‌سنگ با در نظر گرفتن پارامترهای ضریب اطمینان و احتمال شکست، ارائه می‌گردد. دقت این روش با استفاده از داده‌های مربوط به توده‌سنگ استفاده‌شده در منابع دیگر و در دسترس قابل‌کنترل و مقایسه است. مزیت روش پیشنهادشده، امکان قضاوت در ظرفیت باربری و تصمیم‌گیری هم‌زمان و مفید بر اساس ضریب اطمینان و احتمال گسیختگی فونداسیون است.

## ۲- مختصری از مطالعات گذشته

سنگ هم از نظر مقاومت و هم تغییر شکل‌پذیری نیازمند بررسی دقیق‌تر هستند. در مورد رفتار فونداسیون‌های بر روی توده‌سنگ نسبت به خاک مطالعه کمتری انجام شده است. تحلیل احتمالاتی ظرفیت باربری از جمله مواردی است که در سال‌های اخیر مطالعات متعددی بر روی آن صورت گرفته است. فنتون و همکاران تأثیر عمق، وزن فونداسیون و مقدار خروج از مرکزیت محور فونداسیون را بر قابلیت اعتماد ظرفیت باربری با استفاده از روش اجزا محدود احتمالاتی بررسی کردند. در این مطالعه، چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک به‌عنوان پارامتری متغیر در نظر گرفته شدند. در روش اجزا محدود احتمالاتی که ترکیبی از روش اجزا محدود کلاسیک و روش مونت‌کارلو است، مقادیر متفاوتی برای پارامتری متغیر با استفاده از روش تنوری انتخاب تصادفی محاسبه می‌شود. در مرحله بعد این مقادیر به مصالح مدل‌سازی شده در نرم‌افزار اجزا محدود اختصاص یافته و به تعداد موردنظر محاسبات انجام می‌شود [۲]. زو و بای ظرفیت باربری خمشی احتمالاتی برج خنک‌کننده را بررسی کردند. آن‌ها در این مطالعه خصوصیات مصالح مورد استفاده در بدنه برج و همچنین مقدار بار باد را به‌عنوان پارامترهای متغیر در نظر گرفتند. در مرحله اول فقط با متغیر در نظر گرفتن خصوصیات مصالح مشاهده شد که

از جمله گزینه‌های محتمل برای احداث فونداسیون سازه‌های عظیم می‌توان به پی‌های واقع بر روی توده‌سنگ اشاره کرد. یکی از شرایط عملکرد صحیح پی، تحمل بار وارده از سازه روی پی است. به‌عبارت‌دیگر ظرفیت باربری پی پاسخگوی بار تحمیلی باشد. در مقایسه با خاک، اغلب سنگ‌ها مقاوم‌تر هستند و باربری بیشتری دارند و بار وارده از سازه بر سنگ اغلب از نظر باربری مشکلی ایجاد نمی‌کند. با این وجود، بار سازه‌های بزرگ، همانند سدها، آسمان‌خراش یا پایه‌های پل می‌توانند برای ظرفیت باربری سنگ نسبتاً مقاوم نیز مشکل‌زا باشند. از طرفی در طبیعت، اکثر توده‌سنگ دارای درزه و گسل می‌باشند. در صورتی که سنگ درزه‌دار باشد؛ و یا هوازده باشد، دچار تغییر شکل‌های بیشتری می‌شود و در این حالت ظرفیت باربری نسبت به حالت سنگ بکر و سالم (سنگ بدون عوارض ساختاری) تحت تأثیر قرار می‌گیرد. در نتیجه در طراحی فونداسیونی واقع روی بستر سنگی باید تمام پارامترهای ساختاری توده‌سنگ و شرایط محیطی را بررسی کرد. در تحلیل ظرفیت باربری پی روی توده‌سنگ با استفاده از روشی قطعی، عدم قطعیت‌های موجود در پارامتری مقاومت سنگ نادیده گرفته می‌شوند و در نتیجه با استفاده از ضرایب اطمینان، جوابی محتاطانه‌تری را به دست می‌آورند [۱].

به‌طور کلی پی‌سازی سازه‌های واقع بر روی توده‌سنگ در مقایسه با سایر سازه از پیچیدگی بیشتری برخوردار بوده و نیازمند تحقیقات و برنامه‌ریزی دقیق‌تری است. این مطالعات شامل حفر گمانه و تونلی اکتشافی در سنگ زیر پی، انجام آزمایش‌های مقاومتی سنگ به‌صورت در جا و آزمایشگاهی و تحلیل کامل نیروی وارد بر پی است.

بدون شک بحث پی‌سازی مهم‌ترین و پیچیده‌ترین بخش در طراحی سازه‌های واقع بر روی توده‌سنگ است. نبود مطالعات کافی در این بخش و عدم دقت در انتخاب پارامتری طراحی پی، عواقب ناگواری به همراه خواهد داشت. به‌عنوان مثال، آمار موجود در مورد سدی تخریب‌شده یا آسیب‌دیده مؤید این مطلب است که مهم‌ترین عامل این‌گونه مشکلات، شرایط نامناسب پی و طراحی غیراصولی آن است. گسیختگی که منشأ سازه‌های دارند در مقایسه با گسیختگی ناشی از طراحی نامناسب پی، درصد بسیار کمی از آمار تخریب سد را به خود اختصاص

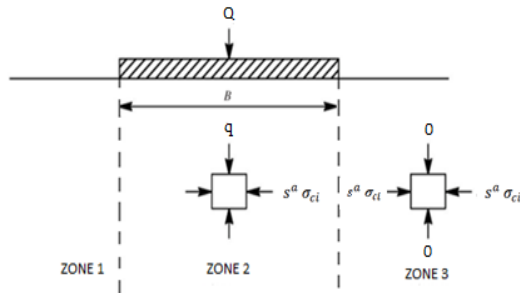
ارتباط عدد نفوذ استاندارد، احتمال وقوع روانگرایی و تنش برشی سیکی با استفاده از روش اعتمادپذیری بر اساس SPT را بررسی کردند. روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای، عموماً بر اساس تحلیل قطعی است. در تحلیل قطعی، پارامترها معین، بدون پراکندگی و خطا در نظر گرفته می‌شوند. آن‌ها در این مطالعه، با ارائه رابطه‌ای جدید، ارزیابی پتانسیل روانگرایی را بر پایه اعتمادپذیری و مبتنی بر نتایج آزمایش نفوذ استاندارد بررسی کردند. مزیت روش ارائه‌شده توسط این دو نفر، امکان ارزیابی احتمال وقوع روانگرایی بر اساس نتایج شاخص اعتمادپذیری و ضریب اطمینان است [۱۱، ۱۲].

### ۳- مقاومت و ظرفیت باربری توده سنگ

تاکنون روابط ظرفیت باربری متعددی توسط محققین مختلف از جمله ترزاقی، گودمن و دیگران ارائه شده است که این روابط در مراجع متعددی آورده شده‌اند که از ذکر آن‌ها در این مقاله، خودداری می‌شود. برای اطلاعات بیشتر می‌توان به منابع رجوع نمایند. (مثال [۱۳، ۱۴])

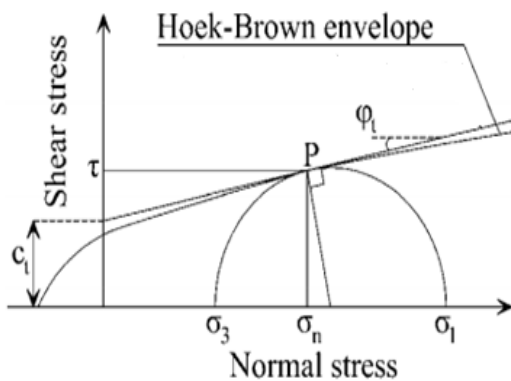
پیش‌بینی احتمال وقوع انواع شکستگی رایج در توده سنگ به پیش‌بینی و شناخت صحیحی از رفتار کلی توده سنگ در درازمدت کمک می‌کند. به دلیل پیچیدگی کاربرد معیاری تئوریک در پیش‌بینی رفتار توده سنگ، معیاری شکست تجربی متعددی برای سنگ پیشنهاد شده است. معیار شکست به‌طور کلی عبارت است از تابع یا قانونی که رابطه بین تنش و خصوصیات مصالح خاک یا سنگ را در لحظه و شرایط گسیختگی و شکست بیان می‌کند. این معیار به دو صورت خطی و غیرخطی بیان می‌شوند. از روابط خطی مورد استفاده در مسائل عملی می‌توان به معیار موهر - کلمب و از روابط غیرخطی نیز می‌توان به معیار هوک - براون اشاره کرد. معیار غیرخطی هوک - براون از جمله معیاری تجربی است که با دقت مناسب رفتار توده سنگ را در شکست پیش‌بینی می‌کند. معیار شکست هوک - براون به‌طور وسیعی در گذشته استفاده شده است. نسخه‌های متعددی از معیار هوک - براون از سال ۱۹۸۰ تاکنون ارائه و معرفی شده است که همگی غیرخطی هستند. این معیار بر اساس تجارب حاصل از معیاری شکست سنگ سالم به دست آمد. نسخه‌های اولیه این معیار تنها برای سنگ‌های سالم کاربرد داشتند.

نتایج روش احتمالاتی به‌صورت تقریبی با نتایج روش قطعی مطابقت دارند؛ اما در مرحله بعد با لحاظ کردن عدم قطعیت مقدار بار باد، شاهد افزایش انحراف معیار و در نتیجه پراکندگی بیشتر نتایج بودند. این امر تأثیر بیشتر مقدار بار باد بر نتایج و لزوم توجه بیشتر به آن را در طراحی نشان می‌دهد [۳]. شاهین و چنگ آنالیز قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی نواری را مطالعه کردند. در این تحقیق، آن‌ها با استفاده از روش مونت کارلو، ضرایب اطمینان را برای طراحی پی نواری مورد مطالعه قراردادند و نتیجه‌گیری کردند که استفاده از روش قابلیت اعتماد نسبت به ضریب اطمینان از کارایی بیشتری دارد [۴]. ماسین و همکاران آنالیز احتمالاتی نشست پی‌های نواری را در خاک ماسه‌ای بررسی کردند. آن‌ها در این مطالعه با در نظر گرفتن ضریب همبستگی بین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک و در نظر گرفتن تابع توزیع لوگ - نرمال برای آن‌ها، ثابت کردند که در این حالت نتایج به حالت آزمایشگاهی نزدیک‌تر می‌شوند [۵]. در تحقیق دیگری احتمال شکست ناشی از ظرفیت باربری را بررسی شد. در این مطالعه آن‌ها با استفاده از روش گشتاور مرتبه اول (بسط سری تیلور) و در نظر گرفتن ضرایب رابطه ترزاقی به‌عنوان پارامتری متغیر، احتمال شکست را بررسی کردند و در نهایت روشی بر اساس بسط سری تیلور ارائه دادند [۶]. کرابینی کاربرد ترکیب روش اجزای محدود تصادفی و قابلیت اعتماد را در طراحی پی نواری مطالعه کردند. آن‌ها با متغیر در نظر گرفتن چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای منطقه‌ای در تارانتو ایتالیا، نتیجه گرفتند که توزیع ظرفیت باربری از تابع توزیع چگالی احتمال لوگ - نرمال پیروی می‌کند [۷]. داساکو و راثو آنالیز قابلیت اعتماد پی نواری را در خاک فاقد چسبندگی بررسی کردند. آن‌ها در این مطالعه هر سه منبع عدم اطمینان یعنی اندازه‌گیری، انسانی و محاسبات را مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که بیشترین عدم اطمینان را خطاهای انسانی موجب می‌شوند [۸]. فوون و کولوی عوامل عدم قطعیت در طراحی فونداسیون بر اساس اعتمادپذیری را ارزیابی کردند [۹]. فنتون و گریفیتس ظرفیت باربری پی نواری صلب بر روی خاک چسبنده را به‌صورت احتمالاتی بررسی کردند. این دو نفر که از پیشگامان بحث قابلیت اعتماد در ژئوتکنیک به شمار می‌آیند و با ترکیب روش اجزا محدود و مونت کارلو، ظرفیت باربری را به‌صورت احتمالاتی بررسی کردند [۱۰]. باقری پور و افضل‌ی راد (۱۳۸۸)



شکل ۱: پی نواری با عرض B بر روی توده سنگ افقی [۱۳]

همچنین با ترسیم دایره موهر مربوط به معیار شکست هوک - براون همان گونه که در شکل شماره (۲) نشان داده شده است می توان پارامترهای برشی مربوط به توده سنگ را تعیین نمود.



شکل ۲: نمودار دایره موهر معیار شکست هوک - براون [۱۳]

در سال ۱۹۹۲ نسخه‌ای از معیار هوک - براون ارائه شد که فقط برای سنگ‌های بکر و توده‌سنگ‌های شدیداً درزه‌دار صادق است. روشی که هوک و براون برای رسیدن به معیار شکست استفاده کردند، یک روش آزمایشگاهی خالص و با خطا همراه بود. البته به نظر می‌رسد که قابلیت اعتماد این معیار برای سنگ‌های سالم بیشتر باشد تا برای سنگ درزه‌دار. زیرا مقادیر m یا m<sub>i</sub> به صورت تجربی تعیین می‌شوند [۱۳]. رابطه هوک - براون (۱۹۹۲) به صورت زیر است:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (m * \sigma_3 * \sigma_{ci} + s * \sigma_{ci}^2)^{0.5} \quad (2)$$

$$m = m_i * \exp\left(\frac{RMR-100}{a}\right) \quad (3)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{b}\right) \quad (4)$$

در طبیعت توده‌سنگ در حقیقت سنگ‌های شکسته‌ای شامل درزه، ترک و گسل هستند که قابل آزمایش کششی و یا فشاری نیستند و یا آن آزمایش بسیار مشکل هستند. هنگامی که سازه‌ای در درون و یا بر روی این توده‌سنگ قرار می‌گیرد، بایستی واکنش توده را در حالت تنش فشاری همه‌جانبه بررسی نمود لذا معیار گسیختگی توده‌سنگ است که می‌تواند شرایط شکست و گسیختگی را در حجم وسیع‌تر سنگ که توده‌وار عمل می‌کند برآورد کند.

### ۳-۱- معیار شکست هوک-براون

معروف‌ترین و کاربردی‌ترین معیار شکست، معیار هوک - براون (تعمیم آن برای توده‌سنگ) است [۱۳]. هوک و براون (۱۹۸۰) رابطه (۱) را بین تنش‌های اصلی حداقل و حداکثر برای تشخیص شکست در سنگ‌های سالم پیشنهاد کردند [۱۴]. معیار شکست هوک - براون جهت تخمین مقاومت برشی در محل اتصال توده‌سنگ توسعه پیدا کرد.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (m * \sigma_3 * \sigma_{ci} + \sigma_{ci}^2)^{0.5} \quad (1)$$

در روابط فوق  $\sigma_1$  و  $\sigma_3$  به ترتیب تنش‌های اصلی بزرگ‌تر و کوچک‌تر،  $\sigma_{ci}$  مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر است.

شکل (۱) نشان‌دهنده یک پی نواری با عرض B بر روی توده‌سنگ افقی است که تنش  $Q_u$  بر آن وارد می‌شود. همان‌طور که در شکل پیداست، سنگ واقع در زیر سازه در حالت تنش فشاری سه محوری است. تنش اصلی بزرگ‌تر برابر با ظرفیت باربری و تنش اصلی کوچک‌تر برابر با فشار محصورکننده‌ای است که توسط اطراف وارد می‌شود. حداکثر فشاری که سنگ اطراف می‌توانند ایجاد کنند برابر با مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ در منطقه یک است. این شرایط در حالتی اتفاق می‌افتد که سطح ضعیف مشخصی برای گسیختگی توده‌سنگ وجود نداشته باشد. این روش، روشی ساده و محافظه‌کارانه است که بر اساس آن ظرفیت باربری پی تخمین زده می‌شود.

در لحظه گسیختگی پی، هر دو منطقه به‌طور هم‌زمان برش خورده و تنش اصلی کوچک‌تر در منطقه دو، برابر با تنش اصلی بزرگ‌تر در منطقه یک خواهد بود. تنش اصلی کوچک‌تر در منطقه دو توسط مقاومت منطقه یک در مقابل فشردگی به وجود می‌آید و برابر با مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ است. مقاومت در فشار سه محوری را می‌توان با معیار هوک - براون توصیف نمود.

## ۳-۲- معیار شکست هوک- براون اصلاح شده

آخرین نسخه معیار شکست هوک و براون (۲۰۰۲) [۱۴] مطابق رابطه زیر تعریف می‌گردد:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (5)$$

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (6)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (7)$$

$$\alpha = 0.5 + \frac{1}{6} \left( \exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right) \right) \quad (8)$$

اگر بار تنها از یک جهت بر سنگ وارد شود، مقاومت فشاری تک‌محوری آن تعیین می‌شود.  $GSI^1$  شاخص مقاومتی زمین‌شناسی است که کیفیت توده سنگ را مشخص می‌کند. مقدار  $GSI$  بستگی به ساختار توده سنگ و شرایط سطحی درزه دارد. کاربرد اصلی مقادیر  $GSI$  برای تعیین ثابت‌های معیار هوک - براون برای توده سنگ است. استفاده از  $GSI$  نیازمند درک صحیح جنبه‌های مهندسی و همچنین زمین‌شناسی توده سنگ است.  $D$  (ضریب آشفتنگی و دست‌خوردگی توده سنگ) نیز مقداری بین صفر و یک دارد و به صورت تجربی تعیین می‌شود. ضریب  $D$  بستگی به عملیات احداث سازه، هوازگی و خسارات ناشی از انفجاری احتمالی نزدیک به توده سنگ دارد. مقدار  $a$  نیز مقداری بین ۰/۵ تا ۰/۶۵ را شامل می‌شود [۱۳].

با توجه به توضیحات فوق و مطالعات انجام شده، از روش هوک - براون جهت ارزیابی ظرفیت باربری پی‌های کم عمق روی توده سنگ استفاده می‌گردد. با مقایسه نسخه‌های متعدد این روش، نسخه هوک-براون اصلاح شده نسبت به سایر نسخه، از تکامل و جامعیت بیشتری نسبت به نسخه‌های قبلی برخوردار است. به گونه‌ای که با اصلاحات متعدد صورت گرفته برای انواع سنگ قابل استفاده است. لذا از بین نسخه‌های ذکر شده روش هوک - براون، نسخه اصلاح شده (۲۰۰۲) مورد استفاده قرار می‌گیرد.

## ۴- روش تحلیل احتمالاتی در ژئوتکنیک

از عواملی که استفاده از روش‌های احتمالاتی را در مهندسی ژئوتکنیک به امری ضروری تبدیل کرده است، می‌توان به

تغییرات خصوصیات خاک یا سنگ در یک محدوده، تکنیکی مدل‌سازی، شرایط آزمایشگاهی، انتخاب پارامتری طراحی، فرضیات استفاده شده برای ساده‌سازی مسئله، خطای مدل، روش‌های ساخت و مصالح استفاده شده اشاره کرد [۱۵].

مفهوم تحلیل احتمالاتی هنگامی روشن‌تر می‌گردد که در مقابل تحلیل قطعی مطرح و مورد بحث قرار گیرد. در تحلیل قطعی پارامترها معین، بدون پراکندگی و خطا در نظر گرفته می‌شوند. سپس با اعمال یک ضریب اطمینان پارامترهای طراحی محاسبه و استفاده می‌گردند. گروهی از مهندسی ژئوتکنیک بر این باورند که ضریب اطمینان دارای معنی و مفهوم فیزیکی ضعیفی است و انتخاب مقدار قانع کننده آن دشوار است. این پارامتر نمی‌تواند به تنهایی نشان دهنده ایمنی سازه باشد. مخصوصاً وقتی که پارامترهای ورودی تحلیل دارای نامعینی و پراکندگی در توزیع خود باشند، در این موارد از تحلیل اعتماد پذیری استفاده می‌شود.

وقتی نامعینی و خطاها در اندازه‌گیری پارامترها به حدی باشد که میزان اعتبار محاسبات را کاهش دهد، استفاده از روش تحلیل احتمالاتی برای اطمینان سنجی جواب‌های به دست آمده از محاسبات، راه‌حلی مناسب است. روش‌های ارائه شده برای تحلیل احتمالاتی، مبتنی بر وجود نامعینی به علت نقص دانش بشری و اطلاعات کافی از خواص مصالح و شرایط بارگذاری است. از نتایج احتمالاتی در برآورد ایمنی و آنالیز هزینه استفاده می‌شود [۱۶]. در مهندسی عمران ضریب اطمینان معمولاً بر اساس تجربه و رسیدن به سازه‌های کاملاً مطمئن انتخاب می‌شوند. بنابراین خرابی در اثر اشتباهات و یا نقص دانش فنی و یا ضعف در اجرا رخ می‌دهد. تحلیل و طراحی نیز برای رسیدن به اطمینان عدم خرابی و با توجه به خواست عمومی جامعه و هزینه‌ای که بر آن می‌پردازد انجام می‌پذیرد [۱۷]. تحلیل احتمالاتی و اطمینان سنجی به علت مسائل اقتصادی و همچنین ایمنی بیشتر در مهندسی عمران مورد توافق قرار گرفته است؛ مخصوصاً در ژئوتکنیک که منابع نامعینی زیاد است. نامعینی در مهندسی ژئوتکنیک و مخصوصاً در مهندسی مکانیک سنگ عوامل مختلف بسیار دارد. برخی مانند: جزئیات زمین‌شناسی، تحلیل را بسیار پیچیده می‌کنند و برخی دیگر مثل پراکندگی خواص مصالح را می‌توان در آنالیز آماری در نظر گرفت. کریستین و همکاران خطاها را به دو صورت کلی: ۱- خطاهای ناشی از پراکندگی داده‌های

که همیشه ۲ گرم سنگین تر نشان می‌دهد.<sup>۵</sup>

در طراحی و تحلیل مربوط به مهندسی ژئوتکنیک، اصولاً تصمیم‌گیری، وابستگی زیادی به پاسخ سیستم تحت شرایط طراحی دارد. در صورت غیرقطعی بودن برخی از اجزای یک سیستم پاسخ این سیستم را نمی‌توان با اطمینان کافی و دقیق ارزیابی نمود. در واقع به علت وجود عدم قطعیت، طراحی به روش قدیمی و متداول یعنی طراحی به صورت قطعی به دلیل ناتوانی آن در به حساب آوردن خطاهای پاسخ سیستم و در واقع عدم قطعیت‌های خروجی، زیر سؤال است؛ در حالی که در طراحی و تحلیل با در نظر گرفتن عدم قطعیت، مسئله در واقع به صورت چندبعدی بررسی شده و پاسخ سیستم به صورت یک متغیر تصادفی بررسی می‌گردد. هدف اصلی تحلیل عدم قطعیت، ارزیابی و بررسی خصوصیات آماری خروجی یک سیستم به صورت تابعی از پارامترهای غیرقطعی مؤثر در آن است. در طراحی و شبیه‌سازی‌های مربوط به مهندسی ژئوتکنیک، پارامترهای طراحی و خروجی‌های سیستم، تابعی از پارامترهای متعدد هستند که مقدار و اندازه اکثر آن را نمی‌توان به صورت کاملاً دقیق و صحیح تعیین کرد. وظیفه تحلیل عدم قطعیت تعیین عدم قطعیت‌های خروجی سیستم، به صورت تابعی از عدم قطعیت‌های خود مدل سیستم و پارامترهای تأثیرگذار در سیستم می‌باشند. این روش تحلیل، در واقع یک چارچوب مشخص و سیستماتیک به منظور کمی کردن عدم قطعیت خروجی سیستم به دست می‌دهد. به علاوه این تحلیل به طراحی کمک می‌کند تا دید مناسبی نسبت به میزان مشارکت هر یک از پارامترهای غیرقطعی در عدم قطعیت کلی خروجی سیستم پیدا کند.

مشخصه احتمالاتی خواص توده‌سنگ بسیار پیچیده‌تر از خاک است. تغییرات فاصله‌ای توده‌سنگ تحت تأثیر خواص سنگ بکر، پراکندگی ترک بین سنگ و خواص مصالح در محل اتصال قرار دارند. یک مدل برای سنگ باید بتواند تغییرپذیری مقاومت ترک و مهم‌تر از آن تغییرپذیری فاصله‌ای طول و جهت ترک را توصیف کند.

مدل احتمالاتی متفاوتی برای تخمین و برآورد احتمال شکست پی پیشنهاد گردیده‌اند. از مهم‌ترین آن‌ها می‌توان به روش‌های ارائه‌شده توسط فنتون و گریفیتیس [۱۵]، چرابینی [۸] و سوپرا [۱۹] اشاره کرد. تمام این مدل بر اساس آنالیز آماری به دست آمده‌اند. برای محاسبه احتمال شکست با استفاده

اندازه‌گیری شده حول میانگین ۲- خطاهای سیستماتیک طبقه‌بندی کردند [۱۸]. در شکل (۳) نیز نمودار تصمیم‌گیری بر اساس احتمال شکست نشان داده شده است. خطاهای دسته اول ناشی از پراکندگی داده حول میانگین است و در مهندسی ژئوتکنیک به دو صورت زیر می‌تواند اتفاق بیافتد:



شکل ۳: نمودار تصمیم‌گیری بر اساس احتمال شکست [۱۸]

پراکندگی در اندازه‌گیری‌های مربوط به تغییرات در پروفیل خاک از نقطه‌ای به نقطه دیگر که باعث تفاوت در اندازه‌گیری می‌شود.<sup>۲</sup>

پراکندگی در اندازه‌گیری‌های مربوط به یک نقطه به این ترتیب که هرگاه یک کمیت در یک نقطه به دفعات اندازه‌گیری گردد، مقادیر به دست آمده متفاوت خواهد بود.<sup>۳</sup>

خطاهای دسته دوم یعنی خطای سیستماتیک مربوط به میانگین محاسبه شده است و باعث ایجاد فاصله میان میانگین مقادیر به دست آمده از آزمایشات و مقدار واقعی آن می‌شود. این خطا را می‌توان به دو گروه زیر تقسیم کرد:

خطای سیستماتیک در مقدار میانگین محاسبه شده مربوط به محدودیت تعداد آزمایش است که باعث نامعینی آماری در مقدار میانگین می‌شود. به این معنی که به علت تعداد محدود آزمایش، مقدار میانگین نتایج آن همواره با مقدار واقعی فاصله دارد. این خطا با افزایش تعداد آزمایش و در نتیجه افزایش مقدار داده کاهش می‌یابد.<sup>۴</sup>

خطایی که به علت روش اندازه‌گیری نادرست اتفاق می‌افتد و با تکرار آزمایش برطرف نمی‌گردد. مثل نامیزان بودن ترازویی



بی شماری توسط معادلات غیرخطی به یکدیگر مرتبط هستند، بدون محدودیت خاصی قابل کاربرد است. در یافتن برآوردهای مناسب برای حل مسائلی که یا نمی توان آن را به صورت ریاضی مدل بندی کرد و یا حل ریاضی آن مشکل است، این روش دستیابی به جواب را ممکن می سازد. اگر قادر باشیم که یک آزمایش سازه ای را هزاران بار تکرار نماییم، توزیعی از جواب به دست خواهد آمد. این توزیع عملکرد سازه را برای نمونه های مورد آزمایش نشان خواهد داد. انجام دادن چنین آزمایش هایی عملاً غیرممکن است اما می توان آن را به صورت ریاضی مدل سازی نمود.

در شبیه سازی مونت کارلو، ابتدا  $n$  عدد تصادفی برای هر یک از پارامترهای تصادفی موجود در معادله پاسخ تولید می شود. سپس معادله پاسخ به ازای تک تک اعداد تصادفی تولید شده حل و در نهایت  $n$  مقدار برای معادله پاسخ سازه به دست می آید که با به کارگیری روابط مذکور می توان اطلاعات آماری نمونه را برای پاسخ سازه به دست آورد.

محاسبه احتمال شکست سازه با استفاده از آنالیز مونت کارلو نیز قابل بررسی است. بدین منظور باید در ابتدا تعریف شکست مشخص باشد. سپس آنالیز مونت کارلو برای هر نمونه انجام و بررسی می شود که آیا شکست اتفاق می افتد یا خیر. با تقسیم تعداد نمونه های آنالیز مونت کارلو که در آن ها شکست حادث می شود، بر کل نمونه، احتمال شکست سازه به دست می آید [۲۰].

با استفاده از مفهوم روش کار مونت کارلو، احتمال شکست به آسانی از رابطه ذیل به دست می آید:

$$P_f = \frac{1}{N_f} \sum_{i=1}^{N_f} I(X) \quad (9)$$

تعداد کل تحلیل های تابع شرایط حدی با  $N_f$  نشان داده شده است. تابع  $I(X)$  بیانگر بودن یا نبودن نقطه شبیه سازی شده در ناحیه شکست است و به صورت رابطه ذیل تعریف می شود [۲۰].

$$I(X) = \begin{cases} 1 & \text{if } g(X) \leq 0 \\ 0 & \text{if } g(X) > 0 \end{cases} \quad (10)$$

بر اساس رابطه (۹)،  $N_f$  مجموعه از متغیری طراحی مستقل بر اساس توزیعشان به دست می آیند. سپس تابع شکست یا تابع شرایط حدی برای آن ها محاسبه می شود. در نهایت برآوردی از احتمال شکست به صورت رابطه ذیل حاصل می شود [۲۰]:

$$P_f = \frac{N_f}{N_t} \quad (11)$$

که در آن  $N_f$  نشان دهنده تعداد وقوع شکست در سازه است.

از این روش، تنها مقادیر میانگین و انحراف معیار پارامتری ورودی مورد نیاز بوده و عدم قطعیت در مدل انتخابی، در محاسبات وارد نمی گردند. بنابراین نتایج این روش با مقداری خطا همراه است.

در این تحقیق از آنالیز اعتماد پذیری که عدم قطعیت پارامتر و مدل انتخابی را مدنظر قرار می دهد استفاده گردیده و در ادامه مورد بررسی قرار گرفته است.

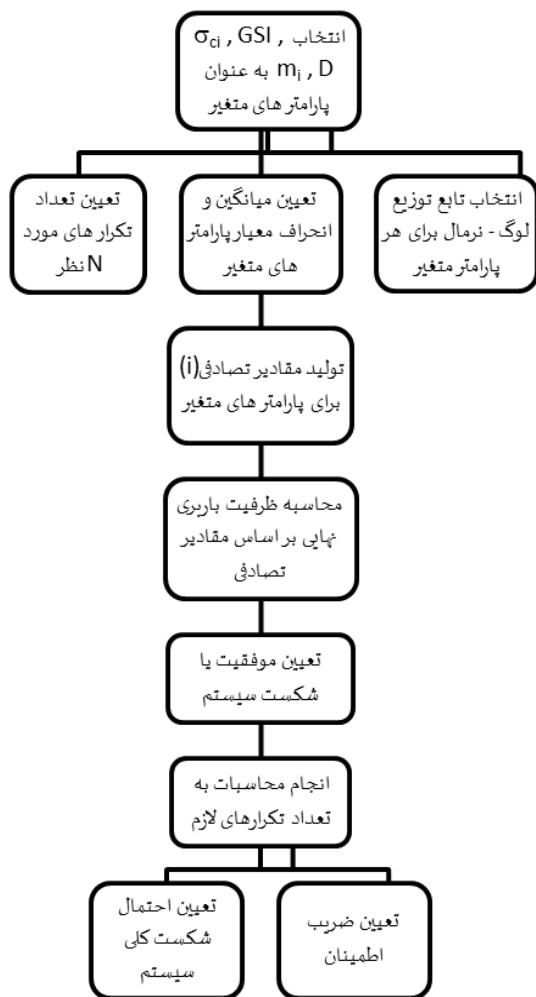
## ۵- روش شبیه سازی مونت کارلو

یکی از روش های تحلیل اعتماد پذیری، روش های شبیه سازی هستند. پرکاربردترین روش شبیه سازی، روش مونت کارلو است. روش های شبیه سازی، به هر روش عددی برای ایجاد شرایط سیستم در حالت واقعی و طبیعی اطلاق می شود. نتایج این روش بسیار شبیه به جواب واقعی است. آنالیز مونت کارلو یکی از مهم ترین ابزار مهندسی برای تحلیل آماری عدم قطعیت موجود در مسائل است [۲۰].

این روش شامل مراحل زیر است:

- انتخاب روش حل تحلیلی قطعی مناسب
- انتخاب پارامترهای ورودی برای مدل سازی احتمالاتی و کمی سازی تغییرات آن
- نمونه گیری تصادفی برای هر پارامتر که از تابع چگالی احتمال و یا ستون داده های مربوط به آن پارامتر انتخاب می شوند.
- حل مسئله از روش تحلیلی قطعی با مجموعه ی پارامترهای انتخاب شده برای محاسبه تابع عملکرد
- عملیات با تکرار دو مرحله ی اخیر تا رسیدن به تعداد کافی شبیه سازی ادامه می یابد و با استفاده از مقادیر خروجی، تابع توزیع عملکرد و در نتیجه احتمال شکست مشخص می گردد.
- شبیه سازی مونت کارلو روشی است که در اکثر کارهای عمرانی همانند روانگرایی، پایداری شیروانی، دیوار حائل و نشت استفاده شده است و به علت سهولت استفاده و فرض های ساده کننده آن در بسیاری تحقیقات به کار برده شده است. همچنین به علت جواب های دقیق تری که در مقایسه با سایر روش اعتماد پذیری به دست می دهد، در میان محققین مسئله قابلیت اعتماد به روشی متداول تبدیل گشته است که در این مقاله هم از آن استفاده شده است.
- این روش به خصوص در مسائل پیچیده ای که متغیری تصادفی

دلیل ارائه مقدار تنش فشاری وارده در مطالعات این منطقه، امکان مقایسه نتایج حاصل از محاسبات با تنش وارده امکان پذیر است و در نتیجه اعتبار سنجی نتایج به خوبی میسر است



شکل ۴: الگوریتم آنالیز اعتمادپذیری بر پایه روش MCS

توده سنگ مورد مطالعه مربوط به منطقه ای در ترکیه از نوع آندزیت سیاه<sup>۶</sup> است که در شکل ۵ مشخص شده است. در این منطقه به طور غالب از نوع آندزیت است. در این منطقه، از این سنگ به علت قابلیت دوام خوب به طور گسترده در ساخت و ساز و مخصوصاً بستر و تکیه گاه پی استفاده می شود. برخی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ آندزیت در جدول ۱ نشان داده شده اند [۲۱].

از مزایای روش مونت کارلو نسبت به سایر روش می توان موارد زیر را برشمرد:

۱. عدم محدودیت در تعداد پارامترها
۲. زمان کمتر
۳. امکان استفاده از محیط نرم افزار Excel
۴. امکان بهینه سازی تابع
۵. سادگی و راحتی استفاده
۶. هماهنگی با انواع توابع و عدم نیاز به شرایط مرزی

در تحلیل ظرفیت باربری با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو و در هر نقطه دلخواه از محل مورد نظر، ابتدا برای هر یک از متغیری تصادفی ورودی، بهترین توزیع احتمال را به دست می آورند، که در این مقاله، برای متغیری تصادفی توزیع احتمال لوگ نرمال در نظر گرفته شده است، زیرا این توزیع فقط مقادیر مثبت را ارائه می دهد. تابع چگالی احتمال مربوط به توزیع احتمال لوگ نرمال از رابطه ذیل حاصل می گردد:

$$f(x) = \frac{\exp(-0.5(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma})^2)}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \quad (12)$$

در این رابطه،  $\mu$  و  $\sigma$  به ترتیب بیانگر مقادیر میانگین و انحراف معیار استاندارد متغیر تصادفی و  $x$  متغیر تصادفی است. سپس به ازای مقادیر تصادفی از تابع چگالی احتمال پارامتر مورد نظر (اعداد تصادفی بین کمترین و بیشترین داده)، به تعداد مورد نظر، داده تولید می شود. این پروسه بار و برای تک تک متغیری تصادفی تکرار می گردد و در هر مرحله، از روی چگالی های احتمال حاصل و رابطه ظرفیت باربری نهایی مقادیر مورد نظر به دست می آیند.

فلوچارت آنالیز اعتمادپذیری بر پایه روش MCS به صورت شکل ۴ پیشنهاد می گردد.

## ۶- مدل سازی مطالعه موردی

در بخش های قبل روش های اعتمادپذیری و پارامتری مرتبط با این روش مورد بررسی قرار گرفت. به منظور مقایسه روش های اعتمادپذیری و بررسی دقت نتایج هر یک از این روش، ابتدا مطالعات موردی برای توده سنگ مورد مطالعه در دیگر نقاط دنیا انجام شده و برای مقادیر مختلف، احتمال شکست و ضریب اطمینان با استفاده از روش مونت کارلو به دست آمده است. به

جدول ۲: عدم قطعیت پارامتری استفاده شده

پارامتر	میانگین	انحراف معیار	چولگی
GSI	۵۲	۱/۳۵۵	۰/۱۷۹
$\sigma_{ci}$ (MPa)	۵۳	۱/۵	۰/۲۴۲
$m_i$	۷/۱	۱/۵۱۳	۰/۳۵۳
D	۰/۷	۰/۳۹۲	۰/۰۳۷

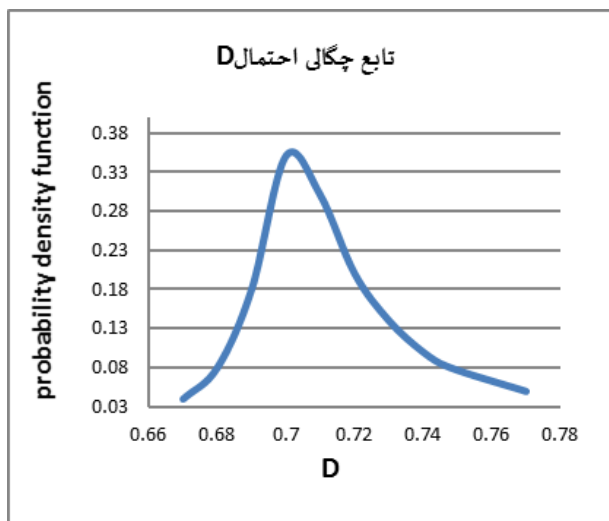


شکل ۵: توده سنگ مورد مطالعه [۲۱]

برای محاسبه احتمال شکست پی، با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، ابتدا تابع چگالی احتمال مربوط به هر یک از متغیری تصادفی رسم می‌گردد. در اشکال ۶ تا ۹ به ترتیب توابع چگالی احتمال مربوط به متغیری  $\sigma_{ci}$ ,  $GSI$ ,  $m_i$ ,  $D$  ترسیم شده است. سپس با استفاده از برنامه‌نویسی مطلب، پروسه محاسبه مقدار ظرفیت باربری نهایی به تعداد تکراری  $10^3$ ،  $10^4$ ،  $10^5$  و  $10^6$  بار انجام شده و در نهایت از رابطه (۱۱) احتمال شکست محاسبه می‌گردد.

در ادامه با توجه به شکل ۴ که فلوچارت پیشنهادی جهت تحلیل قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، ارائه گردیده است؛ برنامه موردنظر در نرم‌افزار مطلب نوشته می‌شود.

نتایج حاصل از روش شبیه‌سازی مونت کارلو در جداول ۳ و ۴ نشان داده شده‌اند.

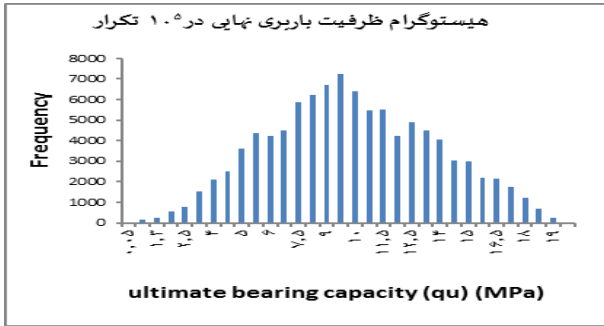


شکل ۶: تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی D

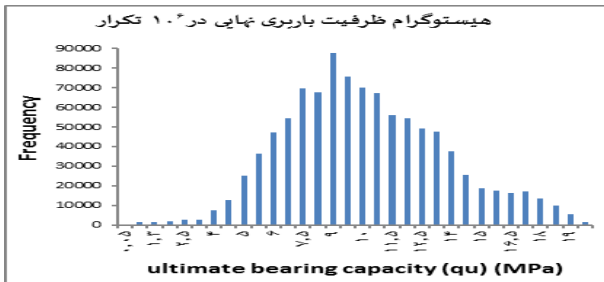
در رابطه هوک - براون اصلاح شده (۲۰۰۲) که در این مقاله استفاده می‌شود، تمام پارامتری مؤثر به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفته می‌شوند. بدین گونه که پارامتر مقاومت فشاری تک‌محوری  $\sigma_{ci}$  به صورت مستقیم در رابطه تأثیرگذار است. مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ که یکی از شاخص‌های مهم خواص مکانیکی سنگ است از طریق آزمایش‌هایی نظیر آزمایش فشاری تک‌محوری در آزمایشگاه و یا به طریق آزمایش بارگذاری نقطه‌ای حاصل می‌شود که می‌تواند دارای عدم اطمینان (خطای انسانی یا اندازه‌گیری) باشد. فاکتوری  $m$ ،  $s$ ،  $a$  نیز خود وابسته به مقادیر  $GSI$ ،  $m_i$ ،  $D$  می‌باشند. به همین دلیل این سه پارامتر نیز به عنوان متغیری تصادفی در نظر گرفته می‌شوند. همچنین عدم قطعیت پارامتری مؤثر در رابطه ظرفیت باربری در جدول ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱: خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ آندزیت [۲۱]

پارامتر	محدوده تغییرات	میانگین
وزن واحد حجم ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	۲۵/۵-۲۱/۶۵	۲۳/۵۷
تخلخل (e)	۴/۱۳-۳/۲۶	۳/۷
مقاومت فشاری تک‌محوره ( $\sigma_{ci}$ ) (MPa)	۱۴۸-۴۰	۹۴
مقاومت کششی ( $\sigma_{ti}$ ) (MPa)	۹/۶-۷/۵۵	۸/۵۸
چسبندگی (c) (MPa)	۱۲/۳۱-۷/۱۳	۹/۷۲
زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ ) (درجه)	۵۶/۷-۴۹/۷	۵۳/۲۱
مدول الاستیسته (E) (GPa)	۴۳/۳-۴۰/۵	۴۱/۹
ضریب پواسون ( $\nu$ )	۰/۲۴-۰/۲۰	۰/۲۲
RQD	۵۸-۴۶	۵۲



شکل ۱۰: نمودار هیستوگرام ظرفیت باربری نهایی در ۱۰<sup>۵</sup> تکرار



شکل ۱۱: نمودار هیستوگرام ظرفیت باربری نهایی در ۱۰<sup>۶</sup> تکرار

جدول ۳: مقادیر میانگین و انحراف معیار ظرفیت باربری

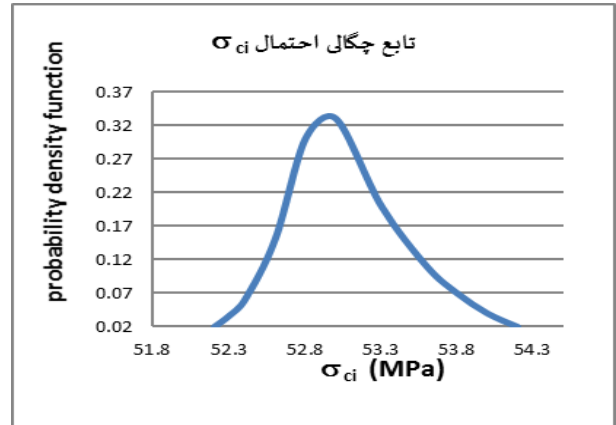
تعداد تکرار	میانگین (MPa)	انحراف معیار
۱۰ <sup>۲</sup>	۹/۱۲۱	۴/۵۲۲
۱۰ <sup>۴</sup>	۹/۲۲۸	۴/۵۵۲
۱۰ <sup>۵</sup>	۹/۳۶۷	۴/۵۷۰
۱۰ <sup>۶</sup>	۹/۴۵۲	۴/۵۶۳

جدول ۴: مقادیر احتمال شکست و ضریب اطمینان ظرفیت باربری

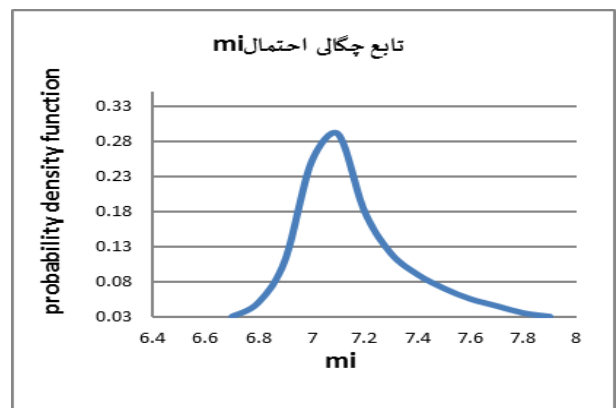
تعداد تکرار	احتمال شکست	میانگین ضریب اطمینان
۱۰ <sup>۲</sup>	۰/۰۵۱	۳/۱۱۶
۱۰ <sup>۴</sup>	۰/۰۲۲۱	۲/۶۱۱
۱۰ <sup>۵</sup>	۰/۰۱۰۶	۲/۲۷۴
۱۰ <sup>۶</sup>	۰/۰۰۷۵	۱/۵۸۸

جدول ۵: مقادیر ظرفیت باربری نهایی برآورد شده توسط روش مونت کارلو

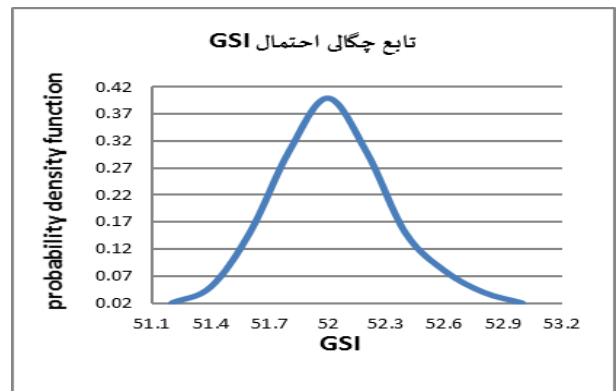
روش اعتمادپذیری	ظرفیت باربری نهایی (qu) (MPa)	
تعداد تکرار	۱۰ <sup>۲</sup>	۹/۱۲۱
	۱۰ <sup>۴</sup>	۹/۲۲۸
	۱۰ <sup>۵</sup>	۹/۳۶۷
	۱۰ <sup>۶</sup>	۹/۴۵۲



شکل ۷: تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی  $\sigma_{ci}$



شکل ۸: تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی  $m_i$



شکل ۹: تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی GSI

همچنین نمودار هیستوگرام ظرفیت باربری نهایی در ۱۰<sup>۵</sup> و ۱۰<sup>۶</sup> تکرار در اشکال (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده‌اند. مقادیر ظرفیت باربری نهایی محاسبه شده توسط روش شبیه‌سازی مونت کارلو با تکراری مختلف، در جدول (۵) مشاهده می‌شوند.

## ۱-۶- مقایسه نتایج با روش قطعی

برای بررسی صحت نتایج، مقادیر حاصل از روش‌های اعتمادپذیری با روش قطعی (هوک - براون) مقایسه می‌گردد. در این حالت مقادیر میانگین داده را در رابطه وارد گردید که مقادیر ذیل برای توده سنگ مورد بحث (ترکیه) حاصل می‌گردد:

$$q_u = \sigma_{ci} * s^a [(m * s^{a-1})^a + 1] = 10.96 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) = 0.722 \quad (11)$$

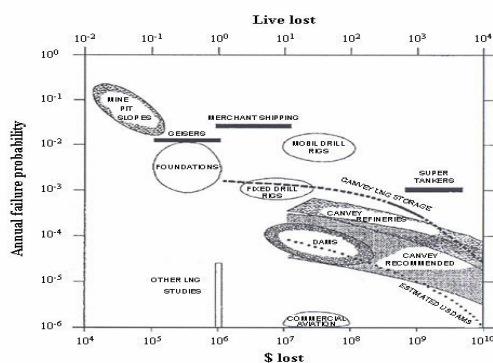
$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) = 0.017 \quad (12)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{6} \left( \exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right) \right) = 0.505 \quad (13)$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، ظرفیت باربری نهایی برای توده سنگ مورد مطالعه با استفاده از روش قطعی هوک - براون، بیشتر از مقادیر حاصل از روش‌های اعتمادپذیری است. می‌توان بیان داشت که در حالت مطالعه شده، ظرفیت باربری متوسط (روش‌های اعتمادپذیری) کمتر از ظرفیت باربری قطعی با مقادیر متوسط است.

## ۲-۶- کاربرد احتمال شکست در مسئله ظرفیت باربری

پس از محاسبه احتمال شکست ظرفیت باربری مسئله در قسمت قبل، گام بعدی بررسی کاربردی بودن آن است. معمولاً برای این کار از جداول احتمال شکست بر اساس شاخص قابلیت اعتماد و یا از نموداری تصمیم‌گیری بر اساس احتمال شکست همانند نمودار ارائه شده توسط بیچر [۲۲] در شکل ۱۲ استفاده می‌کنند. این‌گونه نمودار به‌عنوان یک ابزار مفید برای تشریح احتمال شکست و ریسک شناخته شده هستند.



شکل ۱۲: نمودار تصمیم‌گیری بر اساس احتمال شکست [۲۲]

در شکل ۱۲ احتمال شکست سازه مهندسی شناخته شده در برابر هزینه به دلار یا تعداد نفرات جان‌باخته در یک سال مشخص شده است. محور به‌صورت لگاریتمی نشان داده شده‌اند. این نمودار تجربی، نرخ شکست یا هزینه را که قابل قبول هستند، ارائه می‌دهد.

در این نمودار برای فونداسیون، احتمال شکست قابل قبول در محدوده  $10^{-3}$  -  $10^{-2}$  در نظر گرفته شده است و یا در مقایسه با سد احتمال شکست بیشتر اما خسارات جانی و مالی کمتر.

در مسئله ظرفیت باربری پی نواری استفاده شده در این مقاله، مقادیر احتمال شکست محاسبه شده در جدول ۶ آورده شده‌اند که مقادیری بین ۰/۰۵ تا ۰/۰۰۶ دارند. در نتیجه احتمال شکست محاسبه شده برای ظرفیت باربری در مقایسه با مقادیر نشان داده شده در شکل ۱۲ مطابقت دارند.

در هر صورت، پس از محاسبه احتمال شکست، باید در نظر داشت که این مقادیر نیز بدون خطا نیستند. این مطلب به علت در نظر نگرفتن بعضی پارامتری مهم و مؤثر در تحلیل قابلیت اعتماد است که ممکن است باعث شکست پی شوند. در نتیجه مهندسی باید در استفاده از این مقادیر مراقب باشند.

جدول ۶: مقادیر احتمال شکست محاسبه شده توسط روش مونت کارلو

روش اعتمادپذیری	احتمال شکست (P <sub>L</sub> )
۱۰ <sup>۳</sup>	۰/۰۵۱۰
۱۰ <sup>۴</sup>	۰/۰۲۲۱
۱۰ <sup>۵</sup>	۰/۰۱۰۶
۱۰ <sup>۶</sup>	۰/۰۰۷۵

## ۳-۶- محاسبه ضرایب اطمینان

همچنین در هر سیکل و به ازای هر مقدار از ظرفیت باربری نهایی محاسبه شده، با تقسیم این مقادیر بر مقدار تنش وارده، ضریب اطمینان به دست می‌آید که این مقادیر در جدول ۷ نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که در جدول مشخص است با افزایش تعداد تکراری روش مونت کارلو، ضریب اطمینان مورد استفاده نیز افزایش می‌یابد که نتیجه‌ای قابل انتظار است، زیرا با افزایش تکرار، مقادیر میانگین ظرفیت باربری نیز افزایش می‌یابد.

همچنین با مقایسه احتمال شکست و ضریب اطمینان در تکرار مختلف مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد تکرار، احتمال

علی‌رغم تحمیل هزینه‌های اضافی، احتمال گسیختگی فونداسیون را کاهش می‌دهد. برای طراحی بهینه فونداسیون بر بستر سنگی، استفاده از روش ارائه‌شده توصیه می‌شود که تصمیم‌گیری بر پایه ریسک را با استفاده از روش قطعی امکان‌پذیر می‌کند. این مزیت بزرگی است برای مهندسی ژئوتکنیک، که از روش‌های رایج مبتنی بر ضریب اطمینان برای طراحی فونداسیون استفاده می‌کنند.

در روش مونت کارلو، یکی از مهم‌ترین فاکتور، تعیین تعداد تکرار موردنیاز برای انجام محاسبات به‌وسیله رابطه قطعی است. با مقایسه نتایج ظرفیت باربری حاصل از روش مونت کارلو، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد تکرار، مقدار ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. مقادیر انحراف معیار در  $10^3$  تکرار تا  $10^5$  تکرار روندی صعودی دارند، که این افزایش به دلیل افزایش تعداد تکرار منطقی است. از طرفی مقدار انحراف معیار و یا پراکندگی در  $10^6$  تکرار نسبت به  $10^5$  تکرار کاهش می‌یابد، به‌عبارت‌دیگر نتایج همگراتر و قابل‌اطمینان‌تر می‌شوند و از پراکندگی آن‌ها کاسته می‌شود. با مقایسه مقادیر احتمال شکست حاصل از مونت کارلو، مشاهده می‌شود که هرچه تعداد تکرار بیشتر می‌شود، احتمال شکست نیز کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که هر چه تعداد تکرار بیشتر می‌شود، احتمال شکست با سرعت کمتری کاهش می‌یابد؛ از این مسئله می‌توان نتیجه گرفت که نتایج، در مقادیر تکرار بالاتر همگرا و ثابت می‌شوند و تکرار بیشتر باعث کاهش احتمال شکست نمی‌گردد.

#### ۸- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	شرح
$\sigma_1$	Pa	تنش اصلی بزرگ‌تر	GSI	شاخص مقاومت زمین‌شناسی
$\sigma_3$	Pa	تنش اصلی کوچک‌تر	$N_i$	تعداد کل تحلیل
$\sigma_{ci}$	Pa	مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر	$N_f$	تعداد دفعات شکست
m - s		ثوابت هوک-براون برای سنگ بکر	RMR	شاخص نرخ‌گذاری توده‌سنگ

شکست کاهش و میانگین ضریب اطمینان افزایش می‌یابد، به‌عبارت‌دیگر افزایش ضریب اطمینان، کاهش احتمال شکست را به همراه دارد که امری طبیعی است. این بدین معناست که با افزایش تعداد مدل‌سازی، شرایط احتمال شکست و در نتیجه گسیختگی بیشتری به وقوع پیوسته است و در نتیجه در طراحی باید از ضرایب اطمینان بزرگ‌تری استفاده نمود.

از مزیت دیگر این روش، تعیین عددی دقیق‌تر به‌عنوان ضریب اطمینان بر پایه روش اعتمادپذیری و جلوگیری از تحمیل هزینه‌های اضافی است.

جدول ۷: مقادیر میانگین ضریب اطمینان محاسبه‌شده توسط روش مونت کارلو

میانگین ضریب اطمینان (FS)	روش اعتمادپذیری
۱/۵۸۵	$10^3$
۲/۰۱۷	$10^4$
۲/۳۸۱	$10^5$
۲/۴۷۲	$10^6$

#### ۷- نتیجه‌گیری

در تحلیل ظرفیت باربری پی روی توده‌سنگ با استفاده از روش قطعی، عدم قطعیت موجود در سنگ نادیده گرفته می‌شوند و لذا جواب دقیقی به‌دست نمی‌آید. در نتیجه با استفاده از ضرایب اطمینان، جواب قابل‌اعتمادتری را به‌دست می‌آورند. این مسئله ضرورت استفاده از روش‌های اعتمادپذیری را نشان می‌دهد. در این تحقیق ظرفیت باربری پی روی توده‌سنگ با استفاده از روش‌های احتمالاتی بررسی شده است و به‌عنوان نمونه توده‌سنگی در منطقه آنکارای ترکیه مطالعه شده است.

با مقایسه حاصل از روش‌های مختلف ظرفیت باربری، روش هوک - براون اصلاح‌شده (۲۰۰۲) انتخاب‌شده است. همچنین روش احتمالاتی موردنظر نیز، روش مونت کارلو انتخاب‌شده است. با مقایسه ضریب اطمینان و مقادیر احتمال شکست به‌دست‌آمده از مطالعه موردی، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد تکرار، احتمال شکست کاهش و میانگین ضریب اطمینان افزایش می‌یابد، به‌عبارت‌دیگر افزایش ضریب اطمینان، کاهش احتمال شکست را به همراه دارد که امری طبیعی است. این بدان معناست که ضریب اطمینان بزرگ‌تر،

## ۹- مراجع

- [۱۱] باقری پور، محمدحسین. افضلی راد، مبین. (۱۳۸۷). بررسی ارتباط عدد نفوذ استاندارد و احتمال وقوع روانگرایی با استفاده از روش اعتمادپذیری بر اساس SPT. مجله علمی و پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف، شماره ۴۲، صفحه ۱۳-۲۰.
- [۱۲] باقری پور، محمدحسین. و همکاران. بررسی ارتباط بین احتمال وقوع روانگرایی، عدد نفوذ استاندارد و تنش برشی سیکلی با استفاده از روش اعتمادپذیری. (۱۳۸۶) پنجمین کنفرانس زلزله‌شناسی.
- [13] Wyllie, D.C. (1999). *Foundations on Rock*. FN spon, London.
- [14] Hoek, E. (2007). A Brief History of the Hoek-Brown Failure Criterion, *Soils and Rocks*, 2, 23-35.
- [15] fenton, A. & Griffiths, D.V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons. ISBN: 9780470178201
- [16] Beacher, G.B. & Christian, J.T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons. ISBN: 978-0-471-49833-9
- [۱۷] غلام پور، سیروس. (۱۳۸۷). مطالعه اثرات میزان پیش تنیدگی بر انعطاف‌پذیری و اعتمادپذیری سازه‌های سبک فضا کار، تز دوره دکترا، دانشگاه علوم و تحقیقات
- [18] Christian, J.T. & Beacher, G.B. (1992). *Reliability and Probability in Stability Analysis*. ASCE, Geotechnical Spatial Publication. 1071 – 1111,
- [19] Subra, A. (2012). *Probabilistic Analysis and Design of Strip Foundations Resting on Rocks Obeying Hoek–Brown Failure Criterion*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 49, 45–58.
- [۲۰] بهجتی، حسام. (۱۳۹۰). آنالیز خطر روانگرایی با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- [21] Mehmet, S. (2010). Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites. *Computers & Geosciences* 36, 959–969.
- Beacher, G.B. (1982). *Statistical methods in site characterization*. Santa Barbara. California. 463-492.
- [1] LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures. (2010). *NCHRP report 651*, Washington DC.
- [2] Fenton, G.A. et al. (2015). Influence of embedment, self-weight and anisotropy on bearing capacity reliability using the random finite element method. *Computers and Geotechnics*, 67, 229–238.
- [3] Yazhou, Xu. & Guoliang, Bai. (2013). Random buckling bearing capacity of super-large cooling towers considering stochastic material properties and wind loads. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 33, 18–25
- [4] Shahin, M. A. & Cheung, E. M. (2011). Probabilistic Analysis of Bearing Capacity of Strip Footings. *Proceeding of ISGSR*.
- [5] Suchomel, R. & Mašin, D. (2011). Probabilistic analyses of a strip footing on horizontally stratified sandy deposit using advanced constitutive model. *Computers and Geotechnics*, 38, 363–374.
- [6] Thomas, M. & Tina, K. (2011). Reliability analysis of the bearing failure problem considering uncertain stochastic parameters. *Computers and Geotechnics*, 37, 299–310.
- [7] Cherrubini & et al. (2009). Application of Random Finite Element Method to Bearing Capacity Design of Strip Footing. *Journal of GeoEngineering*, 4(3), 103-112.
- [8] Dasaka, S. & Rao, R. (2005). Reliability analysis of allowable pressure of strip footing in spatially varying cohesionless soil. *Proceeding of ICOSSAR*, Rotterdam.
- [9] Phoon, K. & Kulhawy, H. (2003). Evaluation of model uncertainties for reliability-based foundation design. *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 004 8.
- [10] fenton, A. & Griffiths, D.V. (2002). Bearing Capacity of Rough Rigid Strip Footing on Cohesive Soil: Probabilistic Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9), 743-755.

- 
- 1 Geological Strength Index
  - 2 Spatial Variation
  - 3 Random Testing Errors
  - 4 Statistical Errors in Mean
  - 5 bias in Measurement Procedure
  - 6 Black Andesite





## تعیین پروفیل تغییر شکل طولی تونل‌های دارای نگهداری (SLDP) با روش عددی

علی حسین علی‌نژادی<sup>۱</sup>؛ رضا رحمان‌نژاد<sup>۲\*</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مکانیک سنگ دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲- استاد دانشگاه شهید باهنر کرمان،

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۳

### چکیده

با توجه به اهمیت ایمنی سازه‌های زیرزمینی، انتخاب مناسب پارامترهای نگهداری و تحلیل اندرکنش آن با زمین همواره یک مسئله مهم بشمار می‌رود. یکی از مؤلفه‌های مهم در طراحی تونل‌ها به روش همگرایی-همجواری منحنی پروفیل تغییر شکل طولی یا LDP است که بر اساس آن، موقعیت نصب نگهداری تعیین می‌شود. محققین زیادی جهت تعیین آن در حالت تونل فاقد نگهداری راه‌کارهای گوناگونی ارائه نموده‌اند.

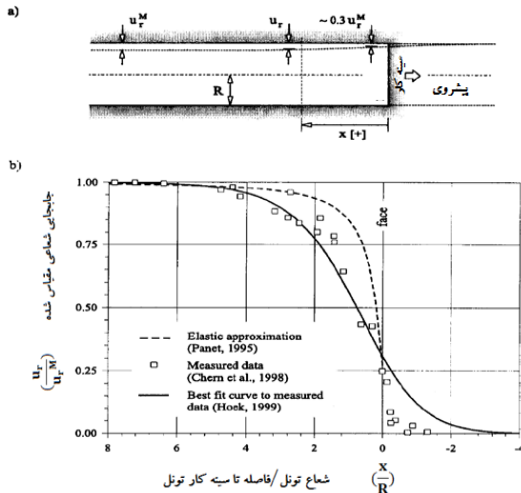
چنانچه نگهداری در تونل نصب گردد، شکل منحنی مزبور در فاصله بدون نگهداری بین سینه‌کار و لبه نگهداری تغییر کرده و جابجایی نهایی کاهش می‌یابد که در این مورد تحقیقات بسیار محدودی صورت گرفته است. در این تحقیق روشی برای رسم نمودار LDP برای تونل دارای نگهداری یعنی (SLDP) در شرایط جامع‌تر نسبت به تحقیقات قبلی ارائه شده است. بدین منظور با استفاده از نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$  تونلی غیردایروی دارای پوشش بتنی در محیط الاستوپلاستیک برای بازه RMR بین ۴۰ تا ۷۰، ارتفاع روباره ۱۰۰ الی ۳۰۰ مترو تحت تنش‌های هیدروستاتیک و غیرهیدروستاتیک مدل‌سازی عددی شد. به‌عنوان پارامترهای متغیر نگهداری سختی آن و فاصله بدون نگهداری انتخاب شد. از داده‌های حاصل از مدل‌سازی عددی که با ترکیب حالت‌های مختلف از پارامترهای فوق حاصل شد، پروفیل تغییر شکل طولی تونل نگهداری شده (SLDP) رسم گردید و سپس با استفاده از محاسبات آماری، روابطی برای تعیین SLDP ارائه شد.

تنش‌های غیر هیدروستاتیک، پوشش بتنی، سختی نگهداری، تنش غیر هیدروستاتیک،  $FLAC^{3D}$ RMR,SLDPLDP

کلمات کلیدی

### ۱- مقدمه

جلوی تونل در فاصله حدود چهار برابر شعاع آن شروع و در هر فاصله  $x$  از سینه کار مقدار آن  $u_r$  است. هنگامی که فاصله  $x$  به میزان کافی بزرگ باشد، جابجایی شعاعی به حداکثر مقدار خود یا  $u_r^{\max}$  در فاصله حدود هشت برابر شعاع تونل می‌رسد. همچنین در سینه کار مقدار جابجایی‌ها حدود ۳۰٪ جابجایی‌های کل است [۳].



شکل ۱: (a) جابجایی شعاعی تونل در مجاورت سینه کار، (b) پروفیل تغییر شکل طولی و بهترین برازش بر آن [۳]

پنت<sup>۴</sup> (۱۹۹۵) رابطه زیر را بین جابجایی شعاعی و فاصله از پس از نصب نگهداری شکل منحنی پروفیل طولی و مقادیر جابجایی آن تغییر می‌کند. بنابراین، پس از نصب نگهداری استفاده از منحنی LDP منطقی نبوده و باید تأثیر سختی و فاصله نصب نگهداری را در رفتار این منحنی احتساب نمود. بدین منظور ساتیریوس و ارداکوس<sup>۷</sup> در سال ۲۰۰۷، با تصحیح منحنی LDP برای تونل‌های دایروی نگهداری شده به رابطه‌ی زیر برای تعیین میزان تغییر شکل سینه کار در محیط الاستوپلاستیک و تحت شرایط تنش هیدروستاتیک دست یافت [۵]:

$$\frac{u(0)}{u(\infty)} = p_1 \left( \frac{R_p}{R} \right) + p_2 \quad (3)$$

که پارامترهای  $p_1$  و  $p_2$  وابسته به تنش‌های برجا و مقاومت فشاری نامحصور زمین بوده و  $(R_p/R)$  شعاع پلاستیک نرمالیزه شده تونل بدون نگهداری است.

جهانپوری و رحمان نژاد (۱۳۹۰) روشی برای رسم پروفیل تغییر شکل طولی تونل دارای نگهداری در محیط الاستیک ارائه

در حین حفاری تونل‌ها، ارزیابی اندرکنش نگهداری با توده سنگ امری ضروریست. این مهم با استفاده از روش همگرایی - همجواری قابل انجام است [۱]. روابط همگرایی - همجواری در شکل اصلی آن، رابطه بین فشار شعاعی داخلی و تغییر مکان شعاعی روی مرزهای تونل دایره‌ای در حال حفاری در یک محیط همسانگرد، همگن و الاستوپلاستیک در معرض تنش‌های بر جای هیدروستاتیک است. پروفیل تغییر شکل طولی تونل<sup>۱</sup> (LDP)، منحنی عکس‌العمل زمین<sup>۲</sup> (GRC) و منحنی مشخصه سیستم نگهداری<sup>۳</sup> (SCC) اجزاء اصلی روش همگرایی - همجواری هستند [۳]. محققان دیگری نیز در معرفی اجزاء و پیشرفت روش همگرایی - همجواری نقش داشته‌اند [۴].

### ۲- پروفیل تغییر شکل طولی تونل

این پروفیل تغییرات جابجایی محیط تونل در امتداد محور طولی آن است که به منظور ارزیابی پایداری و تعیین محل نصب نگهداری رسم می‌گردد.

شکل ۱ مقطع طولی از تونل بدون پوشش با شعاع  $R$  در مجاورت سینه کار را نشان می‌دهد. جابجایی‌ها در توده سنگ روابط متعددی برای رسم LDP پیشنهاد شده است. سینه کار در محیط‌های الاستیک پیشنهاد کرد [۳]:

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

رابطه (۱) برای مقادیر مثبت  $x$  کاربرد دارد که در شکل ۱-b-۱ رسم گردیده است.

چرن<sup>۵</sup> و همکاران (۱۹۹۸) مقادیر همگرایی را در مجاورت سینه کار یک تونل در پروژه مغار نیروگاه مینگتام<sup>۶</sup> اندازه‌گیری کردند (شکل ۱-b-۱). بر اساس این داده‌ها، هوک (۱۹۹۹) بهترین رابطه‌ی علمی منطبق را به شرح زیر بین جابجایی شعاعی تونل و فاصله تا سینه کار پیشنهاد کرد [۳]:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[ 1 + \exp \left( \frac{-x/R}{1.1} \right) \right]^{-1.7} \quad (2)$$

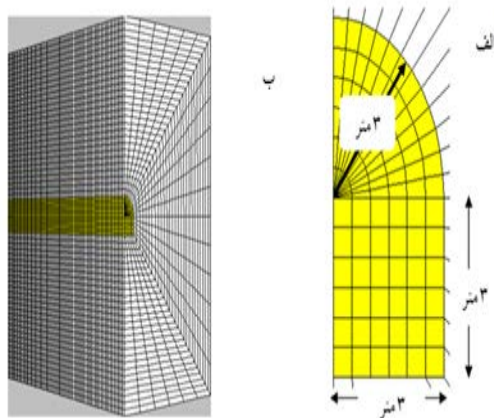
این رابطه برای توده‌های دارای رفتار الاستوپلاستیک کاربرد دارد. همچنین هر دو رابطه برای تونل‌های دایروی بدون پوشش و شرایط تنش هیدروستاتیک زمین ارائه شده است.

توده‌سنگ (MPa)،  $\varphi$ : زاویه اصطکاک داخلی توده‌سنگ،  $\sigma_{cm}$ : مقاومت فشاری توده‌سنگ (MPa)،  $\sigma_t$ : مقاومت کششی توده‌سنگ (MPa)، K: مدول حجمی توده‌سنگ، G: مدول برشی توده‌سنگ است.

نسبت پواسون توده‌سنگ (v) در همه موارد مقدار ۰/۲۵ فرض و وزن مخصوص توده‌سنگ  $0.027 \text{ MN/m}^3$  در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که در این دست‌نوشته جهت رعایت اختصار فقط نتایج مربوط به عمق ۱۰۰ متر ارائه شده است.

#### ۴- روش انجام کار

مدل‌سازی پروفیل تغییرشکل طولی در شرایط گوناگون ناشی از ترکیب پارامترهای معرفی شده در مرحله قبل، توسط نرم‌افزار  $\text{FLAC}^{3D}$  انجام گرفت [۸]. در مجموع ۸۶۴ مدل عددی ۳ بعدی ساخته شد. مدل‌ها در شرایط کرنش صفحه‌ای و تقارن محوری ساخته شد (شکل ۲). ابعاد مناسب برای تمام مدل‌ها انتخاب شد (۵۰م \* ۶۰ \* ۳۰) و شرایط مرزی مبتنی بر جابجایی در مرزهای افقی و تحتانی مدل و تنش روباره برای مرز فوقانی اعمال شد.



شکل ۲: الف) مقطع عرضی تونل ب) نمای سه‌بعدی از مدل ساخته شده

پس از رساندن مدل به تعادل اولیه، ابتدا تونل به اندازه ۳۰ متر به صورت تمام مقطع حفر و نگهداری نصب شد. سپس پیشروی تونل با طول حفاری متفاوت از ۱ الی ۵ متر متناظر با هر حالت خاص، مدل شد. نگهداری بکار رفته در مدل‌سازی از نوع بتن پاشیده یا بتنی در نظر گرفته شد که با المان شل<sup>۹</sup> مدل شد. محدوده تغییرات مدول یانگ بتن بین ۱۴Gpa تا ۲۸Gpa انتخاب و مقدار ضخامت بتن بین ۰/۱۵ و ۰/۴ متر و نسبت پواسون بتن در تمام شرایط ثابت و برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته شد. لذا سختی نرمال نگهداری ( $K_{SN}$ ) با توجه به مقادیر مربوط

دادند. به این صورت که بر روی پروفیل تغییرشکل طولی تونل دارای نگهداری منتج از مدل‌سازی عددی، نقاطی را در نظر گرفته و با استفاده از محاسبات آماری روابطی برای نقاط ارائه دادند [۶].

هدف این تحقیق ارائه روش رسم پروفیل تغییر شکل طولی تونل دارای نگهداری که آن را  $\text{SLDP}^A$  می‌نامیم، است. به منظور افزایش دامنه کاربرد مسئله، مقطع تونل غیردایروی، محیط الاستوپلاستیک و میدان تنش برجا هیدروستاتیک و غیر هیدروستاتیک در نظر گرفته شده است. همچنین مقایسه‌ای بین منحنی  $\text{SLDP}$  و  $\text{LDP}$  صورت گرفته و ویژگی‌های منحنی  $\text{SLDP}$  بیان می‌گردد.

#### ۳- خصوصیات ژئومکانیکی مدل

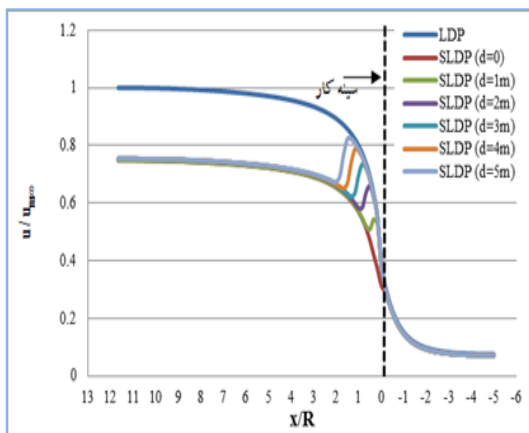
برای حل مسئله، تونلی با مقطع D شکل که در محیط دارای رفتار الاستوپلاستیک قرار دارد، فرض شد (شکل ۲). سه عمق ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ متر و همچنین سه میدان تنش‌های برجا دارای نسبت تنش‌های افقی به قائم برابر ۰/۱، ۵ و ۱/۵ در نظر گرفته شد.

توده‌سنگ‌هایی که RMR آن‌ها در ۴۰ تا ۷۰ بازه قرار دارد، دارای کیفیت متوسط بوده و نیاز به نگهداری بدون تمهیدات ویژه دارند. توده‌سنگ‌های دارای RMR بزرگ‌تر از ۷۰ عموماً نیازی به نگهداری ندارند و توده‌سنگ‌های دارای RMR کوچک‌تر از ۴۰ جزء زمین‌های سست و ریزشی هستند که بایستی با روش‌های خاص حفر و نگهداری گردند [۷]. بنابراین خصوصیات ژئومکانیکی انتخابی برای توده‌سنگ مربوط به چهار نوع توده‌سنگ دارای RMR از ۴۰ تا ۷۰ است. با توجه به اینکه چنین توده‌سنگ‌هایی دارای رفتار الاستوپلاستیک است، از معیار شکست موهر-کولمب در حل مدل عددی استفاده شد. خصوصیات ژئومکانیکی لازم، از روابط موجود بین RMR و این خصوصیات به دست آمد:

$c = 0.005(RMR - 1)$	(Bieniawski, 1989)	(۱)	(۳)
$\varphi(^{\circ}) = 0.5RMR + 4.5$	(Bieniawski, 1989)	(۱)	(۴)
$\sigma_{cm} = 0.5e^{0.0082RMR}$	(Trueman, 1988)	(۱)	(۵)
$E_m = 0.16RMR$	(Rahmannejad&masoumi,2007) (۱۰-۱)		(۶)
$E_m = 0.052(RMR - 50)^2 + 8, RMR \geq 50$			(۷)
$\sigma_t = \frac{\sigma_{cm}}{10}$		(۱)	(۸)
$K = \frac{E_m}{3(1-2\nu)}$		(۱)	(۹)
$G = \frac{E_m}{2(1+\nu)}$		(۱)	(۱۰)

که  $E_m$ : مدول تغییرشکل توده‌سنگ (GPa)، c: چسبندگی

می‌شود. طبق شکل در چنین سنگ‌های ضعیفی مقدار جابجایی نهایی روی محور قائم در این حالت نسبت به شکل ۴ تقریباً نصف شده است که تأثیر نگهداری را در ایجاد پایداری در سنگ‌های ضعیف و بر روی منحنی پروفیل تغییرشکل طولی نشان می‌دهد. بعلاوه نصب نگهداری منجر به افت کل منحنی (کاهش جابجایی‌ها) به سمت پائین نسبت به حالت بدون نگهداری است که تأثیر آن حتی در جلوی سینه‌کار نیز مشاهده می‌شود. همچنین کوهان ایجادشده در فاصله بدون نگهداری ویژگی دیگر این منحنی است.



شکل ۴: پروفیل SLDP برای فواصل مختلف بدون نگهداری (d) و RMR=70

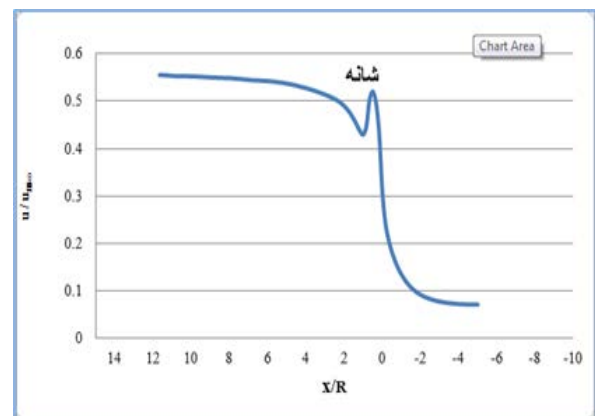
از مقایسه نمودارهای SLDP به دست آمده مشخص شد میزان جابجایی‌ها در تونل قبل و بعد از نصب نگهداری و همچنین میزان خمش حداکثر در فاصله‌ی بدون نگهداری متأثر از RMR است. به عبارت دیگر، افزایش RMR باعث کاهش میزان جابجایی‌ها و خمش حداکثر در فاصله‌ی بدون نگهداری می‌گردد.

همچنین میزان خمش حداکثر در فاصله‌ی بدون نگهداری و تغییرشکل نهایی پس از نصب نگهداری متأثر از دو عامل فاصله‌ی بدون نگهداری و سختی نگهداری است. نکته جالب توجه دیگر در مورد منحنی‌های SLDP این واقعیت است که در تمام حالات میزان جابجایی تونل در فاصله فاقد نگهداری بیش از جابجایی نهایی تونل در فاصله دور از سینه‌کار است که لزوم توجه به پایداری تونل در این فاصله، مخصوصاً اگر پیشروی تونل دچار وقفه شود را ضروری می‌نماید.

به مدول یانگ و ضخامت بتن، سختی نرمال در بازه ۱۰۰۰MPa تا ۴۰۰۰MPa فرض شد [۱۱].

## ۵- محاسبه پروفیل تغییرشکل طولی تونل نگهداری شده (SLDP)

پس از اجرای مدل‌های عددی، به منظور رسم پروفیل تغییرشکل طولی تونل نگهداری شده (SLDP)، جابجایی شعاعی مربوط به تمام گره‌های موجود در تاج، در امتداد محور تونل استخراج و نمودارهای SLDP رسم گردید. همان‌طور که در شکل ۳ به صورت شماتیک مشاهده می‌شود، پروفیل تغییرشکل طولی مربوط به تونل نگهداری شده نیز نموداری شبیه به LDP است با این تفاوت که در فاصله‌ی بدون نگهداری یک خمش اتفاق می‌افتد و نمودار در این فاصله حالت کوهانی شکل<sup>۱</sup> به خود می‌گیرد. در حالتی که فاصله فاقد نگهداری وجود نداشته باشد (d=0)، کوهان منحنی از بین رفته و به همان منحنی LDP تبدیل گشته که دارای جابجایی نهایی کمتری است. در شکل ۴ پروفیل SLDP برای فواصل مختلف بدون نگهداری (d) در شرایط RMR=70، نسبت تنش افقی به قائم برابر ۰/۵،  $K_{SN}=1000$  Mpa و عمق ۱۰۰ متر ارائه شده است. نقطه‌ی صفر محور افقی نشانگر محل سینه‌کار و قسمت منفی و مثبت به ترتیب نشانگر جلوی سینه‌کار (حفر نشده) و پشت سینه‌کار (حفرشده) است. به علت کیفیت مناسب توده‌سنگ تفاوت جابجایی نهایی در دو حالت با و بدون نگهداری فاحش نیست.



شکل ۳: پروفیل تغییرشکل طولی (SLDP)

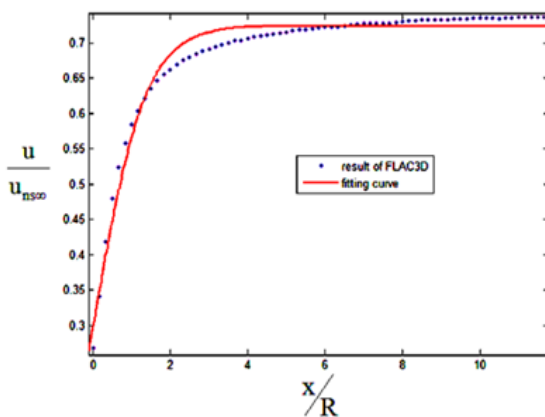
پروفیل تغییرشکل طولی تونل دارای نگهداری در شرایط مثال بالا ولی دارای کیفیت ضعیف (RMR=40) در شکل ۵ مشاهده

۶- ارائه رابطه برای نمودار SLDP

برای یافتن رابطه‌ای برای نمودارهای SLDP از نرم‌افزار مطلب استفاده گردید. با توجه به اینکه نمودار SLDP دارای شکل خاصی است که برازش مناسبی بر روی آن صورت نمی‌گیرد، لذا ابتدا این نمودار به قسمت‌های مختلفی تقسیم شد. از قسمت مربوط به جلوی سینه‌کار (حفر نشده) صرف‌نظر کرده و فقط روابط قسمت‌های مربوط به پشت سینه‌کار تونل (حفر شده) به دست آمد. مراحل کار در ادامه شرح داده شده است.

۶-۱- ارائه رابطه برای نمودار SLDP بافاصله بدون نگهداری صفر (d=0)

نمودار SLDP در حالتی که فاصله‌ی بدون نگهداری وجود ندارد (d=0) دارای شکل مشابه LDP است (شکل ۶)



شکل ۶: منحنی SLDP منتج از مدل‌سازی عددی و منحنی برازش شده برای حالت (d=0)

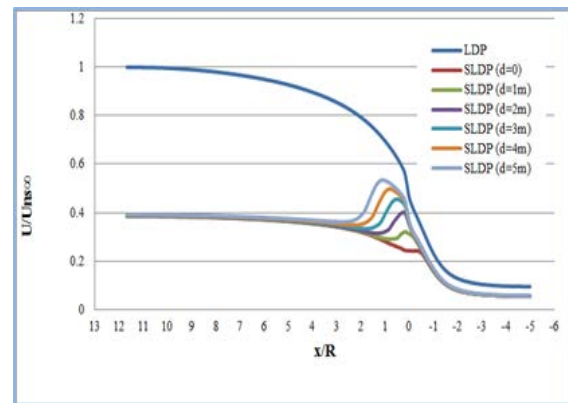
بر اساس برازش‌های مختلفی که بر روی داده‌های حاصل از مدل‌سازی انجام شد، رابطه (۱۲) که مشابه رابطه هوک رابطه (۲) است، با ضریب همبستگی ۰/۹۵ انتخاب شد [۱۲]:

$$\frac{u}{u_{ns\infty}} = \left[ c + \exp\left(\frac{-x/R}{a}\right) \right]^b \quad (12)$$

$u_{ns\infty}$ : جابجایی نهایی در حالت بدون نگهداری،  $u$ : جابجایی در فاصله‌ی  $x$  از سینه‌کار تونل،  $x$ : فاصله از سینه‌کار تونل،  $R$ : شعاع قوس فوقانی تونل. ضرایب  $a$ ،  $b$  و  $c$  از جداول زیر به دست می‌آیند.

جدول ۱: مقادیر ضرایب  $a$  و  $b$  در رابطه (۱۲) برای عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

k	$K_{SN}$ (MPa)	a	$d^*$	b
۰/۵	۱۰۰۰	$a = \frac{d^*}{RMR^{1.7}}$	۱۰۸۵	-۱/۲۲
	۲۰۰۰		۱۲۱۰	
	۳۰۰۰		۱۱۱۱	
	۴۰۰۰		۱۱۴۱	
۱	۱۰۰۰	$a = \frac{d^*}{RMR^2}$	۳۰۲۲	-۱/۵۰
	۲۰۰۰		۳۳۹۱	
	۳۰۰۰		۳۶۲۰	
	۴۰۰۰		۳۸۰۴	
۱/۵	۱۰۰۰	$a = \frac{d^*}{RMR^{1.3}}$	۱۳۸/۸	-۲/۱۵
	۲۰۰۰		۱۴۵/۲	
	۳۰۰۰		۱۴۹/۹	
	۴۰۰۰		۱۴۶/۴	



شکل ۵: پروفیل تغییر شکل طولی تونل دارای نگهداری برای

جدول ۲: مقادیر ضریب  $c$  در رابطه (۱۲) برای عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

k	RMR	$K_{SN}$ (GPa)			
		۱	۲	۳	۴
۰/۵	۴۰	۲/۱۸	۲/۶	۳	۳/۲۵
	۵۰	۱/۶۴	۱/۸۷	۲/۰۵	۲/۲۲
	۶۰	۱/۴	۱/۵۵	۱/۶۳	۱/۷۲
	۷۰	۱/۲۸	۱/۳۳	۱/۳۷	۱/۴۱
۱	۴۰	۲/۸۴	۳/۵۴	۴	۴/۳۵
	۵۰	۱/۹۵	۲/۳	۲/۵۸	۲/۸
	۶۰	۱/۵	۱/۶۳	۱/۷۵	۱/۸۶
	۷۰	۱/۲۴	۱/۲۸	۱/۳۲	۱/۳۵
۱/۵	۴۰	۲/۶۷	۳/۲۹	۳/۷۲	۴/۰۸
	۵۰	۲/۰۴	۲/۵۶	۲/۹۵	۳/۲۸
	۶۰	۱/۵۵	۱/۷۹	۱/۹۷	۲/۱۲
	۷۰	۱/۲۸	۱/۳۸	۱/۴۴	۱/۴۸

سنگ‌های ضعیف (RMR=40)

۶-۲- ارائه رابطه برای SLDP با فواصل متفاوت بدون نگهداری (d#0)

$$\frac{u_i}{u_{ns\infty}} = a \times \exp\left(\frac{d}{R}\right) + c \quad (13)$$

$u_i$ : جابجایی در نقطه‌ی  $i$  است که  $i=1$ : مربوط به لبه‌ی نگهداری،  $i=2$ : مربوط به خمش حداکثر،  $i=1$ : مربوط به سینه‌کار تونل است.  $u_{ns\infty}$ : جابجایی نهایی تونل فاقد نگهداری،  $d$ : طول فاصله‌ی بدون نگهداری،  $R$ : شعاع قوس تونل است. مقدار ضرایب  $a$  و  $c$  از جداول ۳ به دست می‌آید.

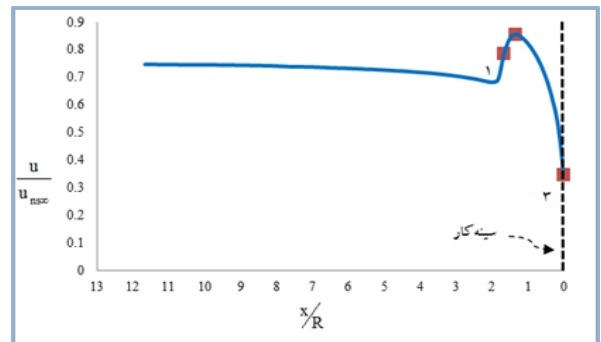
جدول ۳: مقادیر ضریب  $a$  در رابطه (۱۳) برای لبه نگهداری ( $i=1$ ) در عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

		RMR					
		۴۰	۵۰	۶۰	۷۰		
$k=0.5$	$K_{SN}$ (GPa)	۱	-۰/۲۵	-۰/۳۳	-۰/۳۸	-۰/۴۳	
		۲	-۰/۲۳	-۰/۳	-۰/۳۶	-۰/۴۲	
		۳	-۰/۲	-۰/۲۸	-۰/۳۵	-۰/۴۱	
		۴	-۰/۱۹	-۰/۲۷	-۰/۳۳	-۰/۴	
$i=1$	$k=1$	$K_{SN}$ (GPa)	۱	-۰/۲۵	-۰/۳۶	-۰/۴۶	-۰/۴۸
			۲	-۰/۲۱	-۰/۳	-۰/۳۹	-۰/۴۷
			۳	-۰/۱۸	-۰/۲۷	-۰/۳۴	-۰/۴۶
			۴	-۰/۱۵	-۰/۲۴	-۰/۳۱	-۰/۴۴
$k=1.5$	$K_{SN}$ (GPa)	۱	-۰/۲۴	-۰/۳۶	-۰/۴۸	-۰/۵۵	
		۲	-۰/۱۸	-۰/۲۹	-۰/۴۱	-۰/۴۸	
		۳	-۰/۱۵	-۰/۲۴	-۰/۳۵	-۰/۴۳	
		۴	-۰/۱۲	-۰/۲۱	-۰/۳۱	-۰/۳۹	

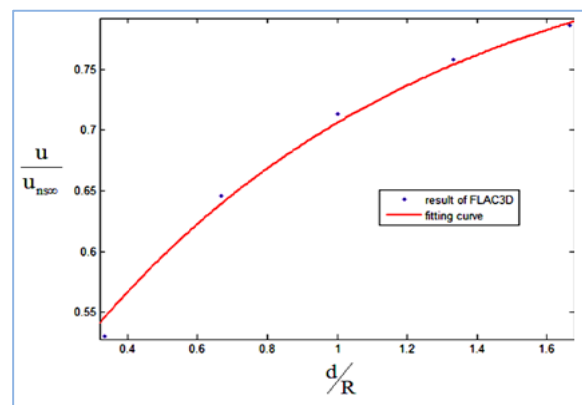
جدول ۴: مقادیر ضریب  $a$  در رابطه (۱۳) برای نقطه خمش حداکثر ( $i=2$ ) در عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

RMR	$i=2$		
	$k=0.5$	$k=1$	$k=1.5$
۴۰	-۰/۴	-۰/۵۴	-۰/۶۲
۵۰	-۰/۴۳	-۰/۵۹	-۰/۶۶
۶۰	-۰/۴۸	-۰/۵۸	-۰/۷
۷۰	-۰/۵۳	-۰/۶۲	-۰/۶۸

در حالتی که فاصله بدون نگهداری وجود دارد، در این فاصله خمشی به شکل کوهان در نمودار SLDP اتفاق می‌افتد. به منظور یافتن رابطه مناسب برای این قسمت از نمودار SLDP، سه نقطه به صورت زیر بر روی آن در نظر گرفته شد (شکل ۷): نقطه ۱: لبه‌ی نگهداری، نقطه ۲: محل خمش حداکثر روی کوهان و نقطه ۳: سینه‌کار تونل. برازش‌های صورت گرفته نشان داد که در هر کدام از نقاط ۱، ۲ و ۳ تغییرات نسبت تغییر شکل در تونل نگهداری شده به تغییر شکل نهایی تونل فاقد نگهداری ( $u/u_{ns\infty}$ ) بر حسب تغییرات نسبت طول نگهداری نشده به شعاع قوس تونل ( $d/R$ )، از یک معادله نمایی (رابطه ۱۳) با ضریب همبستگی بزرگ‌تر از ۰/۹۲ پیروی می‌کند (شکل ۸).



شکل ۷: منحنی (SLDP) برای فاصله‌ی بدون نگهداری ۵ متر در شرایط تنش هیدروستاتیک و  $RMR=70$  و  $K_{SN}=1000MPa$  و عمق ۱۰۰ متر



شکل ۸: منحنی نمایی برازش شده بر تغییرات  $u/u_{ns\infty}$  بر حسب  $d/R$  مربوط به لبه‌ی نگهداری در شرایط تنش هیدروستاتیک،  $RMR=70$  و  $K_{SN}=1000MPa$  و عمق ۱۰۰m

جدول ۵: مقادیر ضریب a در رابطه (۱۳) برای سینه‌کار تونل (i=۳) در عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

		RMR				
		۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	
i=3	k=0.5	1	-۰/۰۹	-۰/۰۵	-۰/۰۳	-۰/۰۱
		2	-۰/۱۲	-۰/۰۷	-۰/۰۴	-۰/۰۲
		3	-۰/۱۳	-۰/۰۸	-۰/۰۵	-۰/۰۲
		4	-۰/۱۳	-۰/۰۹	-۰/۰۵	-۰/۰۳
	k=1	1	-۰/۰۹	-۰/۰۷	-۰/۰۴	-۰/۰۳
		2	-۰/۱۱	-۰/۰۸	-۰/۰۶	-۰/۰۴
		3	-۰/۱۲	-۰/۰۹	-۰/۰۶	-۰/۰۴۵
		4	-۰/۱۳	-۰/۱	-۰/۰۷	-۰/۰۵
	k=1.5	1	-۰/۱۲	-۰/۱۱	-۰/۰۸	-۰/۰۵
		2	-۰/۱۳	-۰/۱۲	-۰/۰۹	-۰/۰۶
		3	-۰/۱۴	-۰/۱۳	-۰/۱	-۰/۰۶
		4	-۰/۱۵	-۰/۱۳	-۰/۱	-۰/۰۷

جدول ۶: مقادیر ضریب c در رابطه (۱۳) برای عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

$$c = \epsilon \times K_{SN}^{0.1} + f$$

		RMR ۴۰	RMR ۵۰	RMR ۶۰	RMR ۷۰	
i=1	k=0.5	e	-۰/۴۴	-۰/۴۳	-۰/۳۳	-۰/۱۹
		f	۱/۳۶	۱/۵۲	۱/۴۳	۱/۲۳
	k=1	e	-۰/۴۸	-۰/۵۷	-۰/۵۷	-۰/۲۲
		f	۱/۳۳	۱/۷۱	۱/۸۷	۱/۳۲
	k=1.5	e	-۰/۴۷	-۰/۶۵	-۰/۷۱	-۰/۵۳
		f	۱/۲۳	۱/۷۴	۲/۰۴	۱/۸۵
i=2	k=0.5	e	-۰/۲۵	-۰/۲۶	-۰/۲۲	-۰/۱۳
		f	۱/۱	۱/۲۶	۱/۲۸	۱/۱۸
	k=1	e	-۰/۲	-۰/۲۶	-۰/۲۲	-۰/۱۲
		f	۰/۹۹	۱/۲۳	۱/۲۷	۱/۲۲
	k=1.5	e	-۰/۱۶	-۰/۲۳	-۰/۲۹	-۰/۱۵
		f	۰/۸۸	۱/۱	۱/۳۴	۱/۱۸
i=3	k=0.5	e	-۰/۱۲	-۰/۱۰	-۰/۰۸	-۰/۰۳
		f	۰/۶۲	۰/۶۲	۰/۵۸	۰/۴۶
	k=1	e	-۰/۰۵	-۰/۰۶	-۰/۰۵	-۰/۰۲
		f	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۴۲	۰/۳۹
	k=1.5	e	-۰/۰۲	-۰/۰۴	-۰/۰۴	-۰/۰۱
		f	۰/۲۴	۰/۳	۰/۳۲	۰/۲۷

### ۳-۶- تعیین مختصات متناظر با محور افقی برای خمش حداکثر

همان‌طور که قبلاً اشاره شد محل سینه‌کار تونل همان نقطه‌ی صفر محور افقی نمودار SLDP و طول بدون نگهداری (d)، همان مختصات متناظر با لبه‌ی نگهداری است. از آنجایی که موقعیت لبه نگهداری مشخص است، لذا تنها مختصات متناظر با محور افقی برای نقطه خمش حداکثر بایستی مشخص گردد.

$$\frac{x}{R} = a \times \left(\frac{d}{R}\right) + c \quad (14)$$

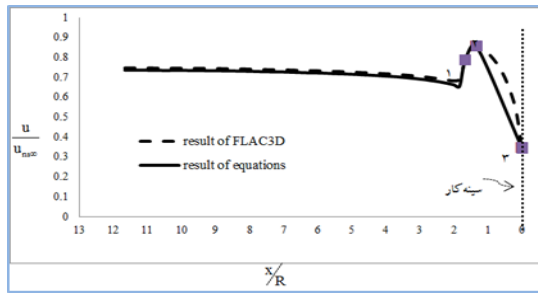
x: فاصله‌ی نقطه‌ی خمش حداکثر از سینه‌کار تونل است.

ضرایب a و c از جدول زیر به دست می‌آید.

تحقیقات انجام‌شده نشان داد که تغییرات نسبت فاصله از سینه‌کار تونل به شعاع قوس فوقانی تونل برای نقطه خمش حداکثر (x/R) برحسب تغییرات نسبت طول نگهداری نشده به شعاع قوس فوقانی تونل (d/R)، از یک معادله چندجمله‌ای درجه یک (رابطه ۱۴) با ضریب همبستگی بزرگ‌تر از ۰/۹۵ پیروی می‌کند (شکل ۹).

جدول ۷: مقادیر ضرایب a و c در رابطه (۱۴) برای عمق ۱۰۰ متر [۱۲]

		C				
k	RMR	a	K <sub>SN</sub> =1GPa	K <sub>SN</sub> =2GPa	K <sub>SN</sub> =3GPa	K <sub>SN</sub> =4GPa
۰/۵	۴۰	۰/۷۸	-۰/۲۱۳	-۰/۲۱۳	-۰/۳۱۳	-۰/۳۱۳
	۵۰	۰/۷۸	-۰/۱۱۳	-۰/۱۱۳	-۰/۱۴۷	-۰/۱۴۷
	۶۰	۰/۷۸	-۰/۰۱۳	-۰/۰۱۳	-۰/۰۴۷	-۰/۰۴۷
	۷۰	۰/۷۸	۰/۰۵۳	-۰/۰۵۳	-۰/۰۵۳	-۰/۰۲۰
۱	۴۰	۰/۵	.	.	-۰/۰۳۳	-۰/۰۶۷
	۵۰	۰/۶	۰/۱	.	-۰/۰۳۳	-۰/۰۳۳
	۶۰	۰/۷	۰/۱	-۰/۰۳۳	-۰/۰۳۳	.
	۷۰	۰/۷۵	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۵
۱/۵	۴۰	۰/۳۵	۰/۰۸۳	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۱۷
	۵۰	۰/۶	۰/۰۳۳	-۰/۰۶۷	-۰/۰۶۷	-۰/۰۶۷
	۶۰	۰/۶۲	۰/۱۱۳	۰/۰۸	۰/۰۴۷	۰/۰۱۳
	۷۰	۰/۶۸	۰/۱۲	۰/۰۸۷	۰/۰۵۳	۰/۰۵۳

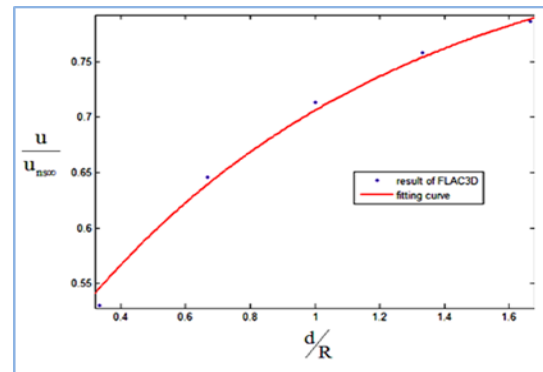


شکل ۱۰: مقایسه نمودار SLDP از حل عددی و منتج از روابط پیشنهادی

### ۸- نتیجه گیری

پروفیل تغییرشکل طولی نمایانگر تغییرات جابجایی در محیط تونل در امتداد محور طولی است. بر اساس این ابزار، طراح می‌تواند لزوم نصب نگهداری و موقعیت مناسب آن را تعیین کند. در صورت نصب نگهداری شکل منحنی مزبور و کمیت آن تغییر می‌نماید. روابط رایج تعیین LDP تأثیر وجود نگهداری را بر منحنی مزبور برای تونل‌های در حال اجرا در نظر نمی‌گیرند. تحقیقات اندک موجود برای رسم پروفیل تغییرشکل طولی تونل دارای نگهداری نیز برای شرایط محدودی صادق است. در این تحقیق تغییرات کیفی و کمی پروفیل تغییرشکل طولی تونل غیردایروی دارای نگهداری (SLDP) در محیط الاستوپلاستیک، تحت شرایط تنش غیرهیدروستاتیک و زمین باکیفیت متفاوت از نظر امتیاز RMR، بررسی شد. چنانچه نگهداری در لبه سینه‌کار نصب گردد، روند منحنی مشابه منحنی LDP، ولی مقادیر جابجایی در طول منحنی دستخوش افت شده که میزنان بسته به سختی نگهداری و کیفیت توده‌سنگ (RMR) است. در شرایط وجود فاصله بدون نگهداری، منحنی جابجایی در این فاصله دچار افزایش شده و حالت کوهانی شکل پیدا می‌کند. میزان جابجایی در فاصله بدون نگهداری در شرایط خاص می‌تواند قابل توجه بوده و بیش از جابجایی نهایی تونل باشد.

جهت رسم منحنی در تمام فاصله پشت سینه‌کار روابطی ارائه شده که موقعیت نقاط شاخص پروفیل را در سینه‌کار تونل، محل کوهان، لبه نگهداری و در فاصله دور از سینه‌کار ارائه می‌دهد.



شکل ۹: منحنی برازش شده بر تغییرات  $x/R$  برحسب  $d/R$  مربوط به خمش حداکثر در شرایط تنش هیدروستاتیک و  $RMR=70$  و  $K_{SN}=1000MPa$  و عمق ۱۰۰ متر

### ۷- روش استفاده از روابط ارائه شده برای رسم

#### SLDP نمودار

برای رسم نمودار SLDP در حالت وجود فاصله بدون نگهداری ( $d \neq 0$ )، در ابتدا با رابطه (۱۲)، نمودار SLDP در حالتی که فاصله بدون نگهداری وجود ندارد ( $d=0$ ) را رسم نموده، بعد با استفاده از رابطه (۱۳) میزان جابجایی نقاط لبه نگهداری، خمش حداکثر و سینه‌کار تونل را به دست آورده و سپس توسط رابطه (۱۴) مختصات متناظر با محور افقی (فاصله از سینه‌کار) را برای نقطه خمش حداکثر تعیین می‌شود. در گام بعد با داشتن مختصات نقاط سه‌گانه معرفی شده نمودار SLDP، منحنی را رسم نموده و بخشی از نمودار که مربوط به حالت بدون نگهداری است را حذف کرده تا منحنی SLDP به دست آید. در شکل ۱۰ برای شرایط تنش هیدروستاتیک، فاصله بدون نگهداری برابر با ۵ متر،  $RMR=70$ ،  $K_{SN}=1000MPa$  و عمق ۱۰۰ متر منحنی SLDP با روش پیشنهادی و مدل‌سازی عددی ارائه شده که مقایسه آن با حل عددی نشانگر کارایی روش پیشنهادی رسم منحنی SLDP است.



## ۹- مراجع

- determination of critical factor of safety for underground rock caverns. School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technological University, 639798 Singapore, Singapore.
- [10] Rahmancejad, R., Masumi, H., 2007. New Empirical Relations for Determining of Rock Mass Modulus of Deformation, proceeding of 2nd Inter. conference of Design and Building of Underground Constructions, May 22-24, Ekaterenburg, Russia.
- [۱۱] هوک و براون. سازه‌های زیرزمینی در سنگ، ترجمه: احمد فهیمی‌فر. (۱۳۷۶) تهران، آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک راه و ترابری.
- [۱۲] علی حسین علی‌نژادی، رضا رحمان نژاد (۱۳۹۲). تحلیل پروفیل تغییرشکل طولی تونل نگهداری شده (SLDP) در محیط‌های الاستوپلاستیک. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، بخش مهندسی معدن، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- [13] ironmental Protection (pp. 27-34). Albena: International Scientific GeoConference. ISBN: 9549181812 & 9789549181814.
- [14] Jalali, S. E., & Forouhandeh, S. F. (2011, June). Reliability Estimation of Auxiliary Ventilation Systems in Long Tunnels during Construction. Safety Science, 49(5), 664-669. DOI:10.1016/j.ssci.2010.12.015.
- [15] Singh, B., & Goel, R. K. (2006). Tunnelling in Weak Rocks. (J. A. Hudson, Ed.) Amsterdam: Elsevier B.V. ISBN-13:978-0-08-044987-6.
- [1] Oreste, P. P. (2003). Analysis of Structural Interaction in Tunnels using the Convergence-Confinement Approach, Tunneling and Underground Space Technology, vol. 18, pp. 347-363.
- [2] Antiga, A., Chiorboli, M., & Coppola, P. (2007). Convergence-Confinement Method Limit of Application of the Closed form Solutions Compared with Numerical Models. In ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EURO: TUN 2007). Vienna.
- [3] Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (2000). Application of Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses that Satisfy Hoek-Brown Failure Criterion. Tunneling and Underground Space Technology, Vol.15, No. 2, pp.187-213.
- [4] AFTES, French Association for Underground Works. (2001). Recommendation on the Convergence-Confinement Method. Paris: AFTES
- [5] Vardakos, S. (2007). Back-analysis Method for Optimal Tunnel Design. Blacksburg, Virginia. PHD thesis.
- [۶] محمد جهانپوری، رضا رحمان نژاد (۱۳۹۰). تحلیل پروفیل تغییرشکل طولی تونل نگهداری شده (SLDP). پایان‌نامه کارشناسی ارشد، بخش مهندسی معدن، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- [7] Harrison, J. P., & Hudson, J. A. (2000). Engineering rock mechanics-an introduction to the principles. Access Online via Elsevier.
- [8] Itasca Consulting Group, 2000; FLAC3D User's, Version 2.
- [9] Wengang, Z., Anthony, T. C. (). Reliability assessment on ultimate and serviceability limit state and

- 
- 1 Longitudinal Deformation Profile
  - 2 Ground Reaction Curve
  - 3 Support Characteristic Curve
  - 4 Panet
  - 5 Chern
  - 6 Mingtam
  - 7 Sotirios Vardakos
  - 8 Supported Longitudinal Deformation Profile
  - 9 Shell
  - 10 Hump shape



## بررسی تأثیر فشار محصورکننده در تولید ماسه از مخازن هیدروکربوری با استفاده از روش المان مجزا

مصطفی سیدآتشی<sup>۱</sup>؛ کامران گشتاسبی<sup>۲\*</sup>؛ روح اله بصیرت<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد مکانیک سنگ، دانشگاه تربیت مدرس

۲- عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی، گروه مهندسی مکانیک سنگ

۳- دانشجوی دکتری مکانیک سنگ، دانشگاه تربیت مدرس

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲

دریافت: ۱۳۹۵/۰۵

### چکیده

کشور ایران دارای اولین ذخایر گاز و چهارمین ذخایر نفتی دنیا است که بخش اعظمی از آن‌ها در مخازن ماسه‌سنگی قرار دارد. در ایران میدان‌هایی مانند منصوری، اهواز و رگ سفید از نظر تولید ماسه نسبت به مخازن دیگر مشکل بیشتری دارند که بررسی آن‌ها از این جهت اهمیت دارند. معضل تولید ماسه به‌عنوان یکی از چالش‌های اساسی سالیان متمادی فکر و اندیشه محققین زیادی را به خود معطوف داشته و در همین راستا تکنیک‌های بسیاری وارد بازار شده و رشد تکاملی قابل‌ملاحظه‌ای داشته‌اند. با استفاده از این روش‌ها، تأثیر پارامترهای مختلف بر تولید ماسه بررسی می‌شود. یکی از پارامترهای مؤثر، فشار محصورکننده و به‌عبارت‌دیگر فشار جانبی زمین بر تولید ماسه است. در این مقاله با استفاده از روش اجزای مجزا در نرم‌افزار  $PFC^{3D}$ ، تأثیر این پارامتر بررسی شده است. نتایج نشان دادند با افزایش تنش محصورکننده، تولید ماسه افزایش پیدا می‌کند.

تولید ماسه، روش المان مجزا، فشار محصورکننده، نرم‌افزار  $PFC^{3D}$ ، جریان سیال

واژگان کلیدی

## ۱- مقدمه

حفاری چاه و تولید نفت در مخازن ماسه‌سنگی ضعیف، ممکن است با تولید ماسه همراه باشد، این پدیده همه‌ساله هزینه‌های هنگفتی را به صنعت نفت و گاز وارد می‌کند. بررسی‌ها نشان می‌دهند که عوامل زیادی بر شکست و جدا شدن دانه‌های ماسه از سنگ مخزن تأثیر می‌گذارند. یکی از این عوامل فشار محصورکننده می‌باشد. از طرفی ترکیب دو فرایند هیدرودینامیکی و ژئومکانیکی در مکانیزم شکست، فرسایش سنگ و انتقال دانه‌ها به‌صورت هم‌زمان باعث شده که پیش‌بینی روند ماسه دهی بسیار پیچیده شود. یکی از روش‌های بررسی مکانیزم تولید ماسه در چاه، مدل‌سازی عددی سنگ مخزن همراه با جریان سیال با حل معادلات تلفیقی سیال و سنگ است.

تاکنون در این زمینه تحقیقات متعددی در جهان صورت گرفته است. از اولین پژوهش‌ها در این زمینه می‌توان به مطالعات تیکسر و همکاران در سال ۱۹۷۳ اشاره کرد که مدلی برای پیش‌بینی تولید ماسه ارائه کردند [۱]. این مدل تنها به یک پارامتر عمق وابسته است. بر اساس این مدل تولید ماسه در عمق ۱۲۰۰۰ فوت اتفاق می‌افتد. Vardoulakis و Stavropoulou در سال ۱۹۹۵ با بررسی جنبه‌های هیدرومکانیکی تولید ماسه، یک مدل ریاضی ارائه کردند [۲]. مدل ارائه‌شده به جریان یک‌بعدی سیال محدود است. نوری و وزیری در سال ۲۰۰۴ با استفاده از یک سری روش‌های عددی و آزمایشگاهی تولید ماسه را پیش‌بینی کردند [۳].

Isehunwa و همکاران در سال ۲۰۱۰ مکانیزم شکست ماسه و پارامترهای ماسه دهی در مخزن نفت دلتا نیجریه را مورد بررسی قرار دادند [۴]. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که در مکانیزم شکست ماسه، چسبندگی پارامتر مهمی است. یونسی و رسولی در سال ۲۰۱۲ مکانیزم ماسه دهی را تحت شرایط تنش سه محوره واقعی (TTSC) در آزمایشگاه شبیه‌سازی کرد و اثر تنش‌های مختلف را روی میزان تولید ماسه و شکل منطقه تخریب حاصل از ماسه‌دهی بررسی کردند [۵]. آن‌ها دریافتند که هندسه منطقه تخریب بر اثر ماسه‌دهی پیرامون حفره، ارتباط مستقیمی با اختلاف و اندازه تنش‌های جانبی دارد.

۲- روش المان مجزا در  $PFC^{3D}$ 

در  $PFC^{3D}$  جابجایی‌ها و واکنش متقابل مجموعه‌ی ذرات صلب کروی با استفاده از روش المان مجزا (DEM) مدل می‌شوند. از این رو جابجایی‌ها و چرخش‌های محدود اجسام گسسته و جداشدگی کامل را ممکن می‌سازد و به‌طور خودکار اتصالات جدید را با فرآیندهای محاسباتی، مشخص می‌کند. می‌توان  $PFC^{3D}$  را به دلیل محدودیت استفاده از ذرات کروی صلب به‌عنوان اجرای ساده‌شده‌ای از DEM در نظر گرفت.

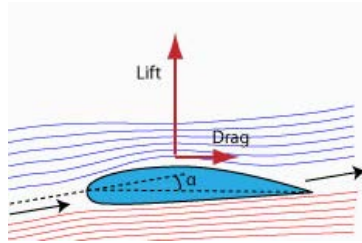
محاسبات انجام‌شده در DEM بین کاربرد قانون دوم نیوتن در مورد ذرات و قانون نیرو-جابجایی در اتصالات ارتباط ایجاد می‌کند. قانون دوم نیوتن برای تعیین حرکت هر ذره ناشی از اتصال و نیروهای عمل‌گر روی آن بکار می‌روند، درحالی‌که قانون نیرو-جابجایی برای به‌هنگام سازی نیروهای تماسی حاصل از حرکت نسبی در هر اتصال بکار گرفته شده است.

۲-۱- مدل جریان ذره‌ای  $PFC^{3D}$ 

عموماً جریان ذره‌ای، رفتار مکانیکی یک سیستم متشکل از مجموعه‌ای از ذرات با شکل دلخواه را شبیه‌سازی می‌کند. مدل جریان ذره‌ای در  $PFC^{3D}$  شامل فرضیات زیر است [۶]:

- ۱) ذرات مانند اجسام سخت رفتار می‌کنند.
- ۲) اتصالات در طول یک ناحیه کوچک روی می‌دهند (مثلاً در یک نقطه).
- ۳) زمانی که ذرات در نقاط اتصال همپوشانی دارند، رفتار در اتصالات از یک پیوند اتصالی سست پیروی می‌کند.
- ۴) اتصال حاصل از همپوشانی ذرات به نیروی تماسی وابسته است که با کوچک‌تر شدن ذرات این اتصال قوی‌تر می‌شود.
- ۵) پیوندها در تماس بین ذرات ایجاد می‌شوند.
- ۶) تمامی ذرات کروی هستند که با مجموعه‌ای از ذرات می‌توان شکل دلخواه را ایجاد کرد.

فرضیه صلبیت تا زمانی مناسب است که، اغلب تغییر شکل‌های ایجادشده از طریق بروز جابجایی‌ها در امتداد پیوندهای بین ذرات باشد. تغییرشکل مجموعه‌ای از ذرات متراکم شده یا مجموعه‌ای از ذرات دانه‌ای منفصل مثل شن عمدتاً با توجه به این فرضیه به‌خوبی تشریح می‌شود. زیرا تغییرشکل عموماً از لغزش و چرخش ذراتی با پیکره صلب و بازشدگی و به‌هم‌پیوستگی در اتصالات نتیجه می‌شود نه از تغییرشکل ذرات



شکل ۱: نیروهای وارد شده از طرف سیال به ذرات محیط

نیروی درگ اعمال شده به هر ذره برابر است با:

$$\vec{f}_{drag} = \frac{4}{3}\pi r^3 \frac{\vec{f}_b}{(1-\epsilon)} \quad (1)$$

که در آن  $r$  شعاع ذرات و  $\vec{f}_b$  نیروی حجمی وارد بر واحد حجم ذرات در المان سیال است.

که به صورت رابطه ۲ تعریف می شود:

$$\vec{f}_b = \beta \vec{U} \quad (2)$$

که در آن  $\beta$  یک ضریب و  $\vec{U}$  سرعت نسبی سیال بین ذرات به طور متوسط است که به صورت رابطه ۳ تعریف می شود.

$$\vec{U} = \vec{u} - \vec{v} \quad (3)$$

که در آن  $\vec{v}$  سرعت سیال و  $\vec{u}$  سرعت متوسط تمام ذرات موجود در المان مایع است.

### ۳- مدل سازی سه بعدی

با در نظرگیری اینکه، تولید ماسه ناشی از حرکت دانه‌ها در سنگ مخزن بر اثر نیروهای وارده بر آن است، مناسبترین نرم افزار برای بررسی مکانیزم تولید ماسه  $PFC^{3D}$  می باشد. لذا مخزن ماسه سنگی و چاه حفاری شده در آن به صورت سه بعدی در محیط این نرم افزار مدل سازی شده است.

شکل ۲ هندسه مدل ساخته شده را نشان می دهد. این شکل مربوط به مدل آزمایشگاهی بوده و برای اعتبارسنجی مدل استفاده شده است. برای مدل اصلی آن و مشبک کاری آن تغییر یافته است که در ادامه توضیح داده می شود. برای ساخت هندسه ای استوانه ای در نرم افزار  $PFC^{3D}$  با توجه به اینکه این نرم افزار قابلیت ساخت دیواره منحنی شکل را ندارد، از تعداد زیادی دیواره (که تعداد این دیواره‌ها در کد قابل تنظیم است) در مسیر انحنای استوانه ای چاه و مخزن استفاده شده است.

منفرد. بنابراین به منظور بررسی رفتار مکانیکی چنین سیستم-هایی، مدل سازی دقیق تغییر شکل ذرات ضروری نیست.

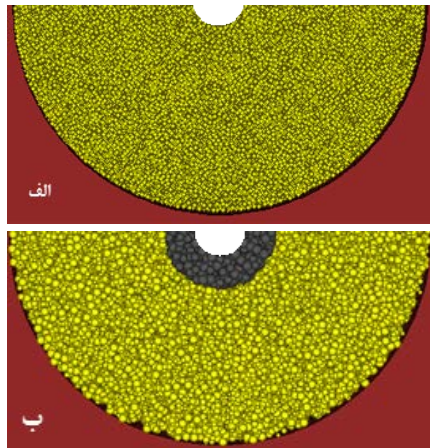
### ۲-۲- حرکت جریان سیال یا هیدرودینامیک

برای مدل سازی جزئیات جریان سیال بین ذرات از حل معادلات شناخته شده ناویر استوکس استفاده می شود و اثر مایع بر ذرات جامد موجود در مسیر جریان سیال در هر کدام از المان های سیال بررسی می شود.

در جریان محیط متخلخل دو نوع سرعت وجود دارد، یک سرعت داری یا ماکروسکوپی که بر پایه نتایج مطالعات آزمایشگاهی بر روی جریان آب گذرنده از میان یک ستون ماسه ای فرمول بندی شده است. مورد دوم سرعت بینابینی یا درون شبکه ای که درون منافذ محیط متخلخل حرکت می کنند و سرعت واقعی سیال است. سرعت ماکروسکوپی نرخ جریان سیال در واحد سطح مقطع است. این سرعت غیر واقعی است چراکه در این حالت فرض بر آن است که جریان در سرتاسر مقطع جاری است در حالی که جریان تنها در فضای منافذ اتفاق می افتد [۶].

### ۲-۳- اندرکنش سیال و ذرات

هنگامی که یک جسم در مسیر حرکت سیال قرار می گیرد دو نوع نیرو از جانب سیال به جسم وارد می شود. یک نیروی لیفت (Lift force) که در جهت عمود بر حرکت جریان سیال می باشد و دیگری نیروی درگ (Drag force) یا پسا که در جهت جریان سیال به ذرات محیط وارد می شود. اثر دینامی وارده در شکل زیر مشاهده می شود. نیروی درگ باعث کاهش سرعت جریان سیال در محیط متخلخل و در مجراهایی که سیال در آن ها حرکت می کند مثل جریان آب در لوله باعث افت فشار جریان سیال می شود. نیروی درگ به حجم جسم درون محیط متخلخل وارد می شود. واضح است که اگر مقدار این نیرو از نیروهای مقاوم وارد بر ذره بزرگ تر شود، باعث حرکت ذره می شود.

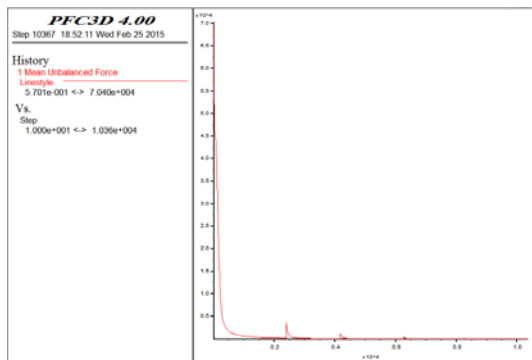


شکل ۳: مخازن ماسه‌سنگی، الف) بدون گراول ب) همراه با گراول

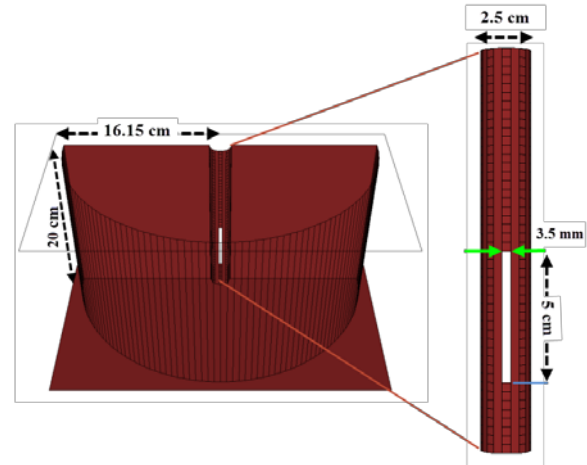
### پک

مسئله بسیار مهم در روند شبیه‌سازی، حل مسئله در مراحل مختلف است. این کار به‌منظور از بین بردن تمرکز تنش و نیروهای نامتعادل کننده انجام می‌شود. همان‌طور که در فلوجارت مشخص است، قبل از حل نهایی و پیاده‌سازی شرایط سیال، مدل در مراحل مختلف ساخت حل می‌شود. شکل ۴ مقدار نیروهای نامتعادل کننده را در روند شبیه‌سازی و پیاده‌سازی شرایط نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در شکل ۴ مشخص است، نیروهای نامتعادل کننده در ابتدا بسیار زیاد بوده و بعد از اولین حل به صفر میل می‌کند و مجدداً هنگام پیاده‌سازی مراحل مختلف دوباره مقدار گرفته و بعد از حل صفر می‌شود. در مورد خواص اتصالی بین ذرات، ماسه‌سنگ مخزن به‌صورت شکسته شده و ضعیف در نظر گرفته شده است و تنها پیوند بین ذرات، پیوند حاصل از همپوشانی می‌باشد. همچنین ضریب اصطکاک  $0/2$  برای سطوح در تماس باهم در نظر گرفته شده است.



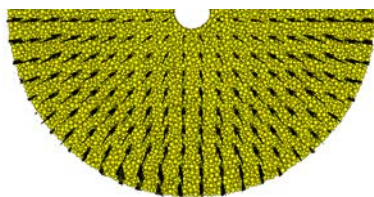
شکل ۴: نمودار نیروهای نامتعادل کننده در روند شبیه‌سازی



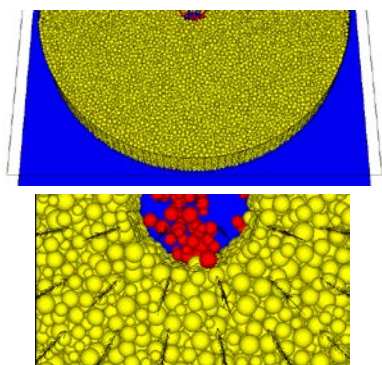
شکل ۲: مشخصات هندسی مدل عددی به‌منظور صحت‌سنجی

برای تولید دانه‌ها در مخزن دو قسمت در نظر گرفته شده است. قسمت حاشیه نزدیک چاه برای گراول پک که نوعی سیستم نگهداری برای کنترل تولید ماسه است و ضخامت آن از صفر یعنی چاه بدون گراول تا میزان دلخواه قابل تغییر است و قسمت ماسه‌سنگ که ضخامت آن بعد از گراول تا انتهای حاشیه مخزن می‌باشد. شکل ۳ مخزن در دو حالت بدون گراول و همراه با گراول پک را نشان می‌دهد. تخلخل  $20\%$  برای سنگ مخزن در نظر گرفته شده است.

برای اعمال تنش در مدل‌های ساخته شده، در نرم‌افزار PFC<sup>3D</sup> دو روش وجود دارد؛ روش اول حرکت دادن دیواره‌ها است (باید توجه داشت که دیواره شامل یک سمت فعال است که باید این سمت را در تماس با دانه‌ها قرارداد). در این مورد با توجه به مطالب گفته شده در فصل قبل نیروهای حجمی و تماسی درون هندسه مدل، هیچ‌گاه باعث حرکت دیواره نخواهد شد، اما با حرکت دادن دیواره می‌توان باعث ایجاد تنش روی دانه‌ها شد. روش دوم انتخاب کره تنش است. در این روش، حجم دلخواه کروی درون فضای هندسه مدل انتخاب شده و تنش روی سطح این کره محاسبه می‌شود. با توجه به این که دیواره‌های مدل همواره ثابت‌اند (به‌جز حالتی که کاربر به دیواره سرعت دهد)، با افزایش یا کاهش جزئی شعاع دانه‌ها می‌توان میزان تنش را روی کره تنش و نهایتاً در کل محیط کنترل کرد. در مدل ساخته شده به دلیل وجود دیواره‌های زیاد، کنترل تنش از روش اول امکان‌پذیر نیست. بنابراین برای اعمال تنش از روش دوم استفاده شده است.



شکل ۶- جریان سیال در مخزن



شکل ۷ الف) نمای دور از مخزن، همراه با تولید ماسه (ب) نما نزدیک چاه، همراه با تولید ماسه

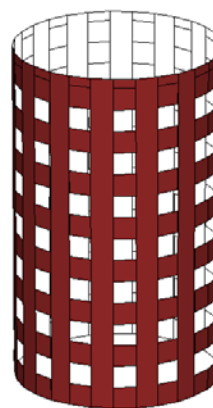
لازم به ذکر است با توجه به زمان زیاد محاسبات، در مدل‌های ساخته‌شده برای صحت‌سنجی و تحلیل حساسیت پارامترهای سیال، یک قطاع ۱۸۰ درجه (یعنی نصف چاه) شبیه‌سازی شده است.

### ۳-۲- صحت سنجی

شبیه‌سازی‌های عددی همواره از لحاظ اقتصادی، زمان و غیره نسبت به روش‌های آزمایشگاهی و میدانی ارجحیت دارند. اما لازمه اعتماد کردن به این روش‌ها مقایسه نتایج حاصل از آن‌ها با نتایج واقعی است. به منظور اعتبارسنجی مدل‌سازی انجام‌شده، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج داده‌های مدل آزمایشگاهی شیرین‌آبادی و همکاران مقایسه شده است [۷]. محفظه شبیه‌ساز مخزن در این آزمایش دارای یک هندسه سیلندری شکل می‌باشد که یک چاه در وسط آن تعبیه شده است. در طول آزمایش فشار ورودی ثابت بوده و دستگاه یک سازند ماسه‌سنگی سست (بدون چسبندگی بین ذرات) را که در زیر یک لایه نفوذناپذیر (پوش‌سنگ) قرار دارد، شبیه‌سازی می‌کند.

با توجه به هندسه مدل آزمایشگاهی، نوع سوراخ‌کاری چاه، مشخصات ذرات ماسه استفاده‌شده و سیال استفاده‌شده مدل عددی نیز شبیه‌سازی شده است. شکل ۲ مشخصات هندسه مدل عددی ساخته‌شده و جدول ۱ مشخصات ذرات استفاده‌شده به منظور صحت سنجی را نشان می‌دهد.

نهایتاً در ساخت هندسه مدل و قبل از پیاده‌سازی شرایط سیال دیواره داخلی چاه مشبک‌کاری می‌شود. شکل ۵ مشبک‌کاری دیواره چاه را نشان می‌دهد. در این حالت، تعداد و اندازه سوراخ‌ها نیز قابل کنترل می‌باشد.

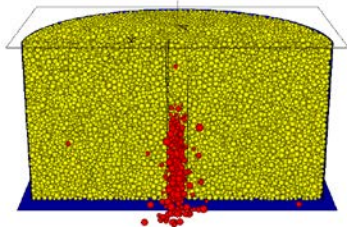


شکل ۵: مشبک‌کاری جداره چاه

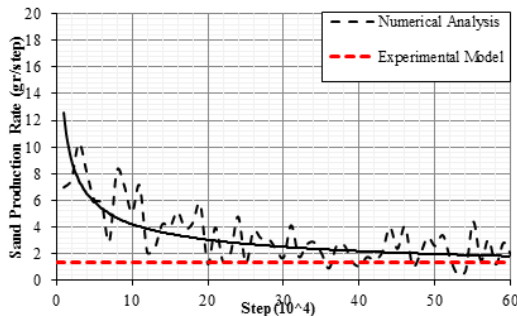
### ۳-۱- پیاده‌سازی شرایط سیال

ورود سیال به ذرات ساخته‌شده در نرم‌افزار PFC<sup>3D</sup> نیازمند المان بندی مجدد سیال است، المان بندی سیال به گونه‌ای است که اندازه آن‌ها از المان‌های مجزا که کره‌ها هستند بزرگ‌تر می‌باشد، بنابراین در هر المان سیال تعدادی ذره قرار می‌گیرد. با پیاده‌سازی شرایط مرزی سیال و ورود آن، در هر گام زمانی سیال، معادلات ناپیر-استوکس که به‌طور مفصل در فصل قبل توضیح داده شد، در المان‌های سیال حل می‌شود. در فرایند حل مقدار نیرویی که از طرف سیال به دانه‌های ماسه وارد می‌شود، در هر گام زمانی سیال محاسبه می‌شود. در صورتی که برآیند این نیرو و دیگر نیروهای عامل حرکت، از برآیند نیروهای نگه‌دارنده ذره در موقعیت خود بیشتر شود، دانه‌ی ماسه حرکت می‌کند. اگر این حرکت تا دیواره چاه ادامه پیدا کند و دانه ماسه همراه با سیال وارد چاه شود، تولید ماسه اتفاق می‌افتد. در شبیه‌سازی انجام‌شده با ورود دانه به چاه رنگ کره موردنظر عوض‌شده، حجم و وزن آن محاسبه می‌شود. شکل ۶ جریان سیال در مخزن و شکل ۷ تولید ماسه در چاه را نشان می‌دهد.

زمانی حل سیال در دوزرب می‌شود تا تولید در چاه کامل به دست آید. تولید ماسه در مدل عددی در شکل ۸ و مقایسه نرخ تولید ماسه‌ی دو مدل در شکل ۹ نشان داده شده است. لازم به ذکر است نرخ تولید ماسه برای مدل آزمایشگاهی نرخ متوسط تولید می‌باشد، بنابراین همواره در این بازه زمانی ثابت است که در نمودار با خط چین قرمز رنگ نشان داده شده است.



شکل ۸: تولید ماسه در مدل عددی



شکل ۹: مقایسه نتایج نرخ تولید ماسه در مدل سازی عددی و آزمایشگاهی

همان‌طور که از شکل ۹ مشخص است، نرخ تولید ماسه در مدل عددی به سمت نرخ تولید در مدل آزمایشگاهی میل می‌کند و تا حد زیادی به آن نزدیک شده است. تفاوت موجود نیز به این علت است که دانه‌های مدل عددی از لحاظ هندسی کاملاً کروی هستند، در حالی که کرویته دانه‌های کوارتز در مدل آزمایشگاهی برابر ۰/۷ است.

#### ۴- بررسی تأثیر فشار محصورکننده

به منظور بررسی تأثیر عمق چاه و تنش‌های محصورکننده بر تولید ماسه سه مدل مختلف با اعمال تنش‌های متفاوت ساخته شده است. در مدل اول تنش محصورکننده ۲ مگاپاسکال و ۵۸۵۱۹ کره، مدل دوم با تنش محصورکننده ۲۰ مگاپاسکال و ۵۹۴۵۲ کره و در مدل سوم تنش محصورکننده ۵۰ مگاپاسکال و ۶۱۳۷۵ کره است. نفت سبک ۱ با فشار ۲۰۰ کیلو پاسکال برای شرایط مرزی سیال در هر سه مدل

جدول ۱: مشخصات ذرات استفاده شده در مدل عددی

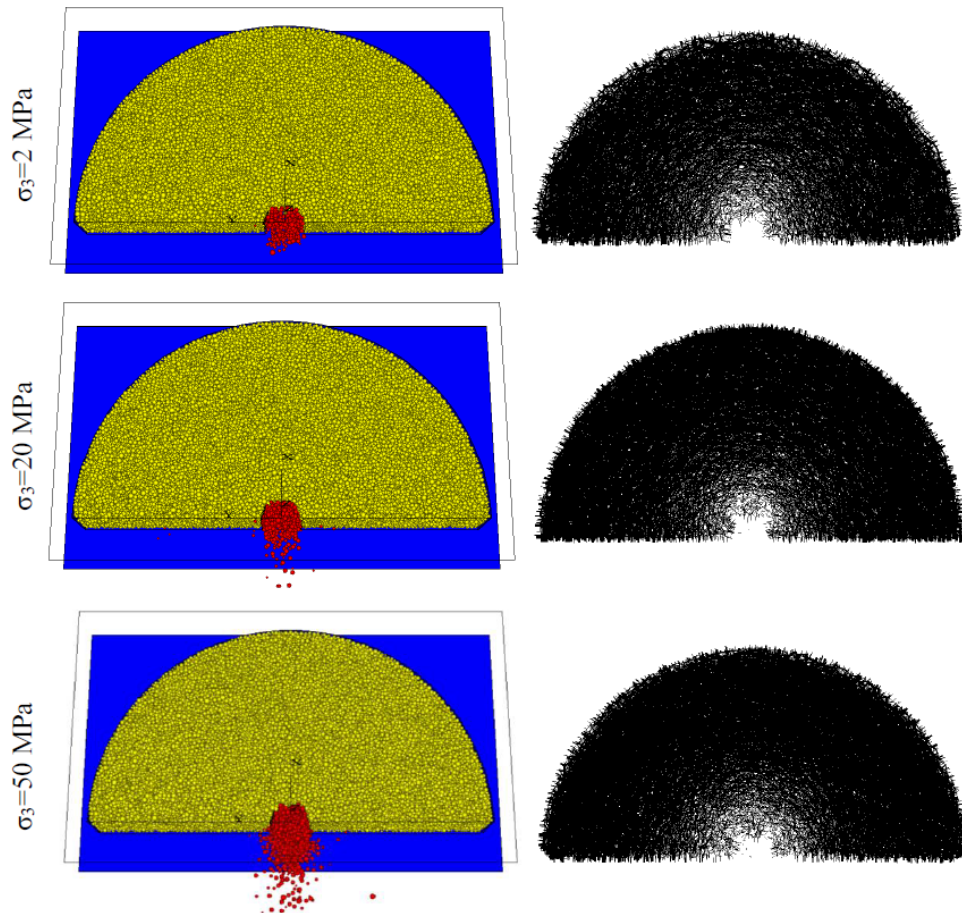
پارامتر	واحد	مقدار
شعاع ذرات	mm	۱-۲
شعاع ذرات گراول	mm	۲/۳۳۸-۴/۵
تعداد ذرات مدل بدون گراول		۵۵۳۲۲
تعداد ذرات مدل با گراول		۵۲۸۵۳
تخلخل اولیه	%	۲۰
سختی نرمال	N/m	۱۰۸
سختی برشی	N/m	۱۰۸
دانسیته ذرات	Kg/m <sup>3</sup>	۲۶۵۰
دانسیته سیال	Kg/m <sup>3</sup>	۱۰۰۰
ویسکوزیته دینامیک سیال	cp	۱
فشار سیال ورودی	kPa	۲۰۰

مدل در هر دو حالت با گراول و بدون گراول شبیه‌سازی شده است. شکل ۳ دو مدل عددی ساخته شده به منظور صحت سنجی را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است سختی نرمال، برشی و دانسیته ذرات در مدل‌های ساخته شده برای بررسی پارامتری نیز برابر مقادیر جدول ۱ است.

#### ۳-۳- مقایسه نتایج

به منظور مقایسه نتایج به دست آمده از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی، میانگین نرخ تولید ماسه برای پنج حالت بدون گراول و پنج حالت با گراول در آزمون‌های آزمایشگاهی محاسبه شده و با نتایج حاصل از مدل عددی مقایسه شده است. در مدل‌های با گراول در هر دو حالت آزمایشگاهی و عددی مقدار ماسه‌ی تولید شده برابر صفر است. مدل‌های آزمایشگاهی در حالت بدون گراول، نرخ‌های تولید متفاوت ولی نزدیک به هم دارند. با میانگین‌گیری از این مقادیر، نرخ تولید متوسط ۴/۲۲ گرم بر ثانیه برای آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده به دست می‌آید. با توجه به اینکه مقدار ماسه‌ی تولید شده در نرم‌افزار در هر ۱۰۰۰۰ گام زمانی ثبت می‌شود و این تعداد گام برابر یک سوم ثانیه در واقعیت است، بنابراین نرخ تولید در نرم‌افزار برای این بازه زمانی محاسبه می‌شود. همچنین تولید ثبت شده در مدل عددی برای نصف چاه است. با در نظرگیری موارد ذکر شده برای مقایسه دو مدل، نرخ تولید در آزمایشگاه در یک سوم ثانیه برابر ۱/۴ است و مقدار تولید ماسه در گام‌های





شکل ۱۰- تولید ماسه و نیروهای تماسی برای مدل‌هایی با تنش محصورکننده متفاوت

در مورد نیروهای تماسی در مدل‌هایی با تنش پایین‌تر مقدار این نیرو از ابتدای اجرای مدل در سطح کمتری قرار دارد. گستردگی ناحیه سست شده در مخزنی با سطح تنش پایین‌تر، بیشتر تحت تأثیر تولید ماسه قرار دارد. به نحوی که گسترش این ناحیه در مدلی با تنش محصورکننده ۲ مگاپاسکال با تقریباً یک‌دوم مقدار ماسه تولیدشده نسبت به مخزنی که تنش محصورکننده آن ۲۰ مگاپاسکال است، بیشتر می‌باشد. این بدان معنی است که در سنگ مخزن با تنش اعمال‌شده بالاتر تولید ماسه بیشتر مربوط به ناحیه‌ی دور چاه است. برای بررسی دقیق‌تر تأثیر تنش محصورکننده بر تولید ماسه در چاه، مقدار و نرخ تولید ماسه هرکدام از مدل‌ها به ترتیب در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است.

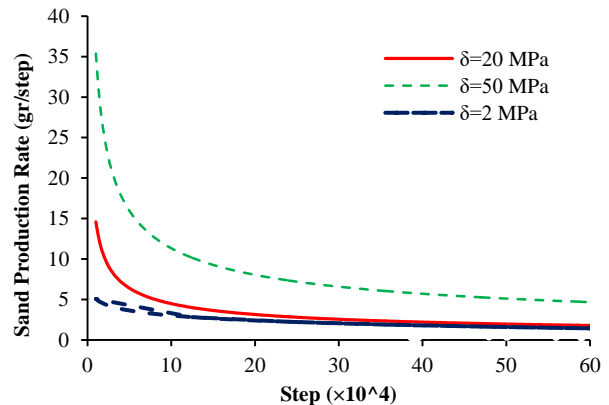
اعمال‌شده است. تولید ماسه و نیروهای تماسی برای هرکدام از مدل‌ها به ترتیب در شکل ۱۰ نشان داده شده است. اعمال تنش محصورکننده بالا، در مدل‌هایی که این پارامتر مقدار بیشتری دارد، تأثیر بیشتری بر تخریب ناحیه‌ی دور چاه دارد. حذف شدن تعدادی از دانه‌ها باعث می‌شود نیروی تماسی روی دانه‌های اطراف فضای خالی کاهش پیدا کند. همچنین با حذف دانه‌های ابتدایی از سنگ مخزن این مدل‌ها، سیال با سرعت بیشتری به سمت فضای خالی شده که اکنون تحت نیروی تماسی کمتری است حرکت می‌کند. بنابراین سیال با سرعت بالا در محیطی با نیروی تماسی کم در جریان است. در نتیجه همان‌طور که از شکل ۱۲ مشخص است با افزایش فشار محصورکننده مقدار ماسه‌ی تولیدشده در چاه افزایش پیدا می‌کند.

پیدا کرده است. در این مورد نیز همواره منحنی‌های مربوط به تولید تجمعی ماسه با شیب مربوط به نرخ تولیدشان در حال دور شدن از هم می‌باشند.

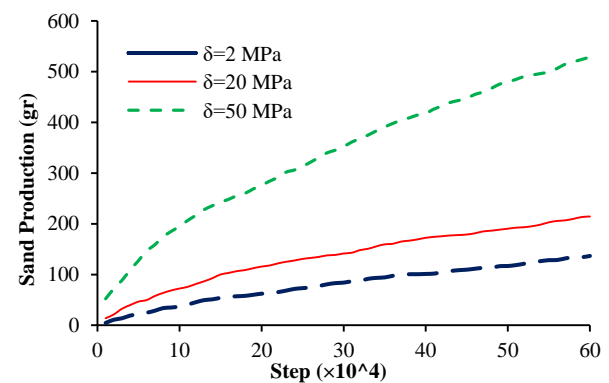
### ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله به منظور بررسی تأثیر فشار محصورکننده بر تولید ماسه در چاه‌های نفت، مخزن ماسه‌سنگی و چاه حفاری شده در آن، با کد نویسی در محیط نرم‌افزار PFC<sup>3D</sup> شبیه‌سازی شد. در ابتدا نتایج حاصل از مدل عددی با مدل آزمایشگاهی مقایسه شد. در مورد مدل‌های با نگره‌دارنده گراول در هر دو حالت آزمایشگاهی و عددی مقدار تولید ماسه برابر صفر بوده است. در مواردی که چاه فاقد نگره‌دارنده گراول می‌باشد، نرخ تولید ماسه در مدل عددی تا حد قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد.

نتایج عددی نشان دادند که با شروع تولید ماسه، سنگ مخزن در اطراف چاه دچار سست شدگی می‌شود و با افزایش مقدار تولید ناحیه سست شده گسترش می‌یابد. همچنین نتایج نشان دادند که در سازندهای ضعیف که فشار محصورکننده در آن‌ها زیاد است، در مقایسه باحالتی که مقدار تنش مذکور در سطوح پایین‌تری قرار دارد، نسبت به فشار ثابت سیال، تحریک پذیرتر می‌باشند. بنابراین با افزایش تنش محصورکننده، تولید ماسه افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۱۱: تولید ماسه برای مدل‌های با تنش محصورکننده متفاوت



شکل ۱۲: نرخ تولید ماسه برای مدل‌های با تنش محصورکننده متفاوت

همان‌طور که از شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشخص است با افزایش تنش محصورکننده مقدار ماسه و نرخ تولید آن افزایش

Engineers. DIO:10.2118/90273-MS.

[4] Isehunwa S, Farotade A. (2010). Sand Failure Mechanism and Sanding Parameters in Niger Delta Oil Reservoirs. Int J Eng Sci and Tech. 2:777-82.

[5] Younessi A, Rasouli V, Wu B. (2013). Sand production simulation under true-triaxial stress conditions. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 61:130-40.

[6] Itasca consulting group, (2012). PFC<sup>3D</sup> software Manual version 4 & 5.

[7] R. Shirinabadi, P. Moarefvand, K. Goshtasbi, K. Ahangari. (2013). Designing a Device for Physical Modeling of Sand Production. European Journal of Scientific Research ISSN 1450-216X / 1450-202X Vol. 105 No 3, pp.429-437.

### ۶-۶- مراجع

[1] Tixier MP, Loveless GW, Anderson RA. (1975). Estimation of Formation Strength From the Mechanical-Properties Log. Society of Petroleum Engineers, DIO:10.2118/18244-MS.

[2] Vardoulakis I, Stavropoulou M, Papanastasiou P. (1996). Hydro-mechanical aspects of the sand production problem. Transport in Porous media.;22:225-44.

[3] Nouri A, Vaziri HH, Belhaj HA, Islam MR. (2004). Sand-Production Prediction: A New Set of Criteria for Modeling Based on Large-Scale Transient Experiments and Numerical Investigation. Society of Petroleum

## ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشباری با استفاده از رویکرد توسعه یافته FMEA در شرایط عدم قطعیت

عزالدین بخت‌آور<sup>۱\*</sup>؛ رضا میکائیل؛ سید محمد علی صفوی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی معدن و مواد، دانشگاه صنعتی ارومیه

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی معدن و مواد، دانشگاه صنعتی ارومیه

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۱

در این تحقیق، به منظور ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشباری از رویکرد جدیدی بر اساس روش FMEA در شرایط عدم قطعیت و نظرات تیمی سه نفره از کارشناسان آتشباری استفاده شد. بدین منظور، نخست مطابق با اثرات لرزش بر سنگ‌شکن، تیکتر، سایت صنعتی، کارخانه تغلیظ، کلیدخانه، پمپ بنزین، تصفیه‌خانه، نیروگاه برق و انبار مواد ناریه در معدن مس سونگون، ۱۴ حالت رخداد، مدنظر قرار گرفت. با استفاده از تحلیل آماری، رابطه‌ای برای محاسبه حداقل فاصله آسیب‌پذیر ناشی از لرزش زمین ارائه شد. در رویکرد FMEA، با تدوین و به‌کارگیری الگوهای رده‌بندی کیفی و معادل فازی آن‌ها، اعداد فازی ۱۴ حالت رخداد و وزن‌های فازی درجه اهمیت نسبی فاکتورهای ریسک بر اساس نظرات تیم کارشناسی تعیین شد. عدد اولویت ریسک فازی برای ۱۴ حالت با در نظر گرفتن تأثیر وزن‌های فازی فاکتورهای ریسک به صورت میانگین هندسی محاسبه شد. نتایج نشان داد که حالت C-4 که بیانگر تأثیر لرزش زمین ناشی از آتشباری در نقطه ۴ بر سایت صنعتی بود، بیشترین ریسک را داشت. دو حالت F-9 (پمپ‌بنزین) و G-10 (تصفیه‌خانه) دارای ریسک یکسان و نزدیک به ریسک سایت صنعتی بودند. سنگ‌شکن (A-1) و انبار مواد ناریه (I-13) هر دو ریسک متوسط به پایین و سایر بخش‌ها ریسک ناچیزی داشتند.

چکیده

ارزیابی ریسک، آتشباری، لرزش زمین، FMEA فازی، معدن مس سونگون

کلمات کلیدی

## ۱- مقدمه

اغلب، لرزش زمین به‌عنوان یکی از پی‌آمدهای بحرانی نامطلوب ناشی از عملیات آتشفشانی ممکن است ریسک‌های مختلفی برای دیواره‌های معادن سطحی و به‌ویژه زیرساخت‌ها و ساختمان‌های اطراف معدن در پی داشته باشد. در معدن مس سونگون، اثرات ناشی از عملیات آتشفشانی در دو زون الاستیک و غیر الاستیک دیده می‌شود. در بلافاصله موقعیت خرج داخل چال، زون به‌صورت غیرالاستیک است که در آن انفجار باعث خرد شدن سنگ‌ها می‌شود. در زون الاستیک که در آن لرزش‌ها به وقوع می‌پیوندد، موج ناشی از آتشفشانی با افزایش میزان فاصله از محل آتشفشانی، انرژی تخریبی خود را به‌تدریج از دست می‌دهد. در این حالت، انرژی باقی‌مانده به‌صورت امواج فشاری با سرعتی معادل سرعت صوت انتقال می‌یابد و بدون ایجاد خردایش، حرکت کرده و باعث لرزش ذرات به‌صورت الاستیک می‌شود. به‌نحوی که شکل و حجم مواد در این زون بعد از عبور امواج، به‌صورت اولیه باقی می‌ماند. باوجود اهمیت زیاد بررسی اثرات لرزش زمین ناشی از آتشفشانی در معادن سطحی به‌ویژه در معدن مس سونگون به‌دلیل نزدیکی سایت‌های مختلف این مجتمع به نقاط آتشفشانی، تنها تحقیقات اندکی به‌شرح زیر گزارش شده است:

عظیمی و همکاران (۲۰۰۷) طی تحقیقی در معدن مس سونگون به مانیتورینگ لرزش‌های ناشی از آتشفشانی و روند انتشار این لرزش‌ها پرداختند که پس از بررسی ۶۵ عملیات آتشفشانی، رابطه‌ای برای تعیین روش انتشار امواج منجر به لرزش‌ها ارائه کردند [۱].

حسینی و همکاران (۱۳۸۳) بر اساس نمونه‌برداری‌های انجام‌شده و انجام مطالعات برجا و آزمایشگاهی، امپدانس سنگ‌های باطله و درون‌گیر معدن مس سونگون را تعیین کرده و سپس با استفاده از امپدانس‌های استاندارد آنفو و محاسبات ریاضی مربوطه، شرایط انتقال انرژی ناشی از آتشفشانی این معدن را به‌صورت کمی مورد تجزیه و تحلیل قرار داده‌اند [۲]. فرامرزی و همکاران (۱۳۹۱) طی تحقیقی اثرات لرزش زمین

ناشی از عملیات آتشفشانی در معدن سونگون را بر کارکنان بررسی کردند. بدین منظور، لرزه‌های ناشی از ۲۲ عملیات آتشفشانی در معدن سونگون را ثبت کرده و بر این اساس معادله استهلاک موج را تعیین کردند. همچنین براساس معیار خسارت USBM حداکثر خرج انفجاری هم‌زمان مجاز برحسب فاصله باهدف جلوگیری از بروز خسارت در سازه‌های نزدیک به‌ویژه ساختمان اداری و انبار تجهیزات محاسبه شد [۳].

آزاد و عبدالهی شریف (۱۳۹۱) کاهش میزان ارتعاشات زمین در کنار کاهش میزان مصرف ماده ناریه و همچنین اصلاح الگوی حفاری و کاهش و یا حذف اضافه حفاری را به‌عنوان پارامترهای مؤثر در استفاده حداکثر از انرژی مواد منفجره در راستای دستیابی به خردایش بهینه، بررسی کردند. بر این اساس، الگوی جدید آتشفشانی برای معدن مس سونگون مبتنی بر ایجاد فاصله هوایی طراحی و آزمایش شد که منجر به محدود شدن ابعاد خردایش و کاهش طیف دانه‌بندی، کاهش مصرف ویژه مواد ناریه و نیز کاهش لرزش زمین و حذف پنجه در پای پله‌ها شد [۴].

پس از بررسی ادبیات مرتبط با موضوع این تحقیق مشخص شد که اغلب سعی بر مطالعه، مانیتورینگ و ثبت لرزش زمین ناشی از عملیات آتشفشانی بوده و در اندک مواردی نیز به تجزیه و تحلیل اثرات ناشی از لرزش‌ها پرداخته شده است. بدان مفهوم که هیچ‌کدام از آن‌ها در قالب ارزیابی ریسک‌های ناشی از لرزش زمین تحت شرایط عدم قطعیت ارائه نشده‌اند. اگرچه در مواردی از تحقیقات نیز لرزش زمین ناشی از انفجار در معادن سطحی با استفاده از روش‌های تحلیل آماری و فوق ابتکاری، پیش‌بینی شده است. بیشتر تحقیقات این دسته، اخیراً در دو مقاله توسط حاجی‌حسینی و همکاران (۲۰۱۵) و شیرانی فرادنبه و همکاران (۲۰۱۶) مطالعه و بررسی شدند [۵] و [۶]. از این‌رو، در این تحقیق، هدف ارائه رویکردی به‌منظور ارزیابی ریسک‌های ناشی از لرزش زمین تحت شرایط عدم قطعیت با استفاده از تکنیک FMEA خواهد بود که تاکنون موضوع بحث هیچ‌کدام از تحقیقات پیشین نبوده است. ازجمله مهم‌ترین

## ۱-۲- شناسایی و بررسی حالت‌های رخداد

اطلاعات حاصل از تست‌های برجای آتشفباری به منظور بررسی و تحلیل لرزش‌ها و اثرات آن‌ها بر زیرساخت‌های معدن مس سونگون در جدول ۱ دسته‌بندی شده است.

جدول ۱: نتایج تست‌های برجای در سونگون

تعداد چال در هر تاخیر (n)	قطر چال یا D (میلی متر)	حداقل فاصله آسیب‌پذیر یا d (متر)
۵	۲۵۰	۲۵۰
۵	۱۲۷	۱۴۰
۱۰	۱۲۷	۲۰۰
۵	۷۶	۸۰
۱۰	۷۶	۱۲۰

به منظور تعیین حداقل فاصله آسیب‌پذیر و غیر ایمن ناشی از لرزش زمین حاصل از آتشفباری‌ها از اطلاعات جدول ۱ برای تحلیل آماری در نرم‌افزار SPSS استفاده شده است که پس از انجام مراحل مختلف در نرم‌افزار، رابطه ۱ با  $R^2$  برابر ۰/۹۷ حاصل می‌شود.

$$d = 10.64n + 1.007D - 48.644 \quad (1)$$

که در آن:

d حداقل فاصله آسیب‌پذیر (متر)

n تعداد چال در آخرین تأخیر

D قطر چال‌های آتشفباری در آخرین تأخیر (میلی‌متر)

از رابطه ۱ برای تعیین حداقل فاصله آسیب‌پذیر از نقاط آتشفباری مطابق با جدول ۲ در معدن سونگون استفاده می‌شود، به علاوه تمامی اطلاعات موردنیاز برای ارزیابی ریسک لرزش زمین آورده شده است. این اطلاعات حاصل پردازش‌های مختلف بر روی نقشه کلی محدوده مس سونگون است (شکل ۱). به واسطه این شکل، حالت‌های تحت تأثیر لرزش ناشی از آتشفباری در بخش‌های مختلف معدن شناسایی شده‌اند. بر اساس اطلاعات جدول ۲ می‌توان به کارشناس‌ها و خبرگان در این زمینه کمک کرد که راحت‌تر و با اطمینان بیشتر بتوانند در مورد پارامترهای اولیه موردنیاز برای ارزیابی ریسک نظر دهند.

نوآوری‌هایی که خاص تحقیق حاضر بوده و در سایر تحقیقات مرتبط با لرزش زمین ناشی از آتشفباری به آن توجه نشده است، عبارت‌اند از:

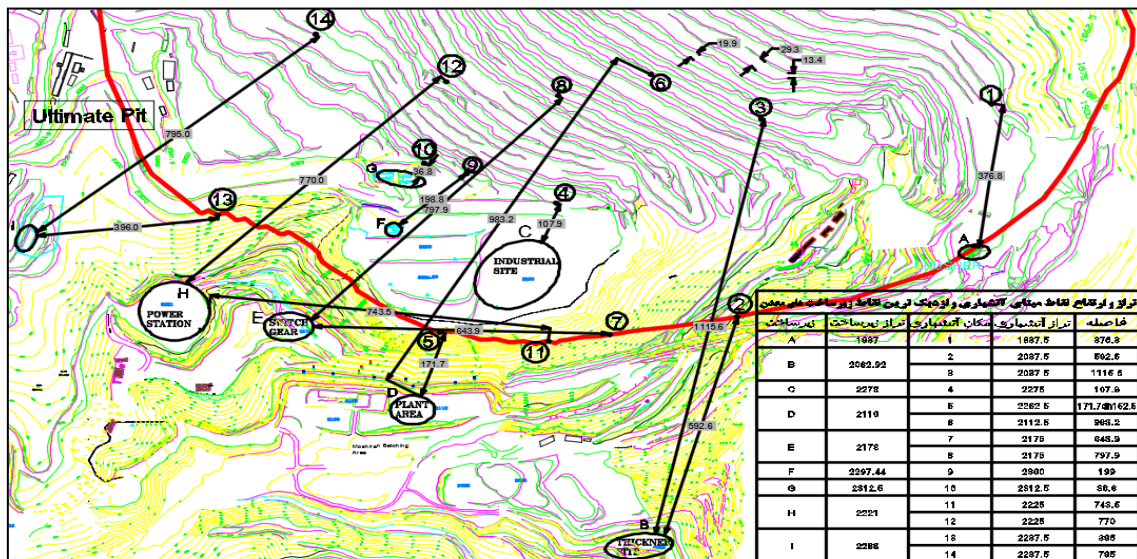
- توسعه رویکرد FMEA فازی به عنوان متداول‌ترین روش در مسائل مهندسی، برای ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشفباری
- در نظر گرفتن شرایط عدم قطعیت در قالب اعداد فازی مثلثی در روند حل این مسئله
- ارائه رده‌بندی‌های خاص لرزش زمین برای فاکتورهای مؤثر در ارزیابی ریسک نظیر احتمال وقوع رخداد، شدت رخداد و احتمال کشف خطر
- امکان بهره‌گیری از نظرات یک گروه خبره متخصص در زمینه عملیات آتشفباری و چالش لرزش زمین، با در نظر گرفتن تأثیر وزن نظرات هر کدام از خبرگان

## ۲- ارزیابی ریسک لرزش زمین در سونگون با استفاده از رویکرد پیشنهادی

در این تحقیق، روش ارزیابی ریسک در حالت شکست و تجزیه و تحلیل اثرات (FMEA) با توجه به مزایای زیاد و فراگیر بودن آن در بیشتر زمینه‌های علمی، توسعه داده شده است. به طور کلی، داده‌های مرتبط با ارزیابی ریسک دارای ماهیت غیرقطعی هستند که به منظور ارزیابی ریسک دقیق‌تر و نزدیک به واقعیت می‌توان این عدم قطعیت‌ها را بر اساس تئوری فازی و در قالب اعداد فازی در نظر گرفت. به ویژه در روش FMEA، هر سه فاکتور احتمال وقوع، شدت و نرخ احتمال کشف (شناسایی) رخداد دارای ماهیتی احتمالاتی و غیرقطعی هستند. بدین منظور، با تأکید بر اعداد فازی مثلثی و با استفاده از میانگین هندسی وزن‌های فازی، روش FMEA با رویکرد شرایط عدم قطعیت (فازی) توسعه داده شده است.

جدول ۲: اطلاعات پایه از سایت سونگون برای ارزیابی ریسک لرزش زمین

عنوان زیرساخت نشانه	تراز زیرساخت	شماره آتشیاری (حالت)	موقعیت آتشیاری	تراز آتشیاری	تعداد چال در آخرین تأخیر	قطر چال (میلی متر)	حداقل فاصله آسیب پذیر	اختلاف ارتفاع به تراز آتشیاری	فاصله تا زیرساخت
سنگ شکن	۱۹۸۷	۱	داخل پیت	۱۹۸۷٫۵	۱۸	۱۶۵	۳۰۹	-۰٫۵	۳۷۶٫۸
سایت تیکتر	۲۰۸۳	۲	روی پیت	۲۰۸۷٫۵	۷	۱۶۵	۱۹۲	-۴٫۵	۵۹۲٫۶
سایت صنعتی	۲۲۷۸	۴	داخل پیت	۲۰۸۷٫۵	۶	۱۶۵	۱۸۱	-۴٫۵	۱۱۱۵٫۶
محدوده کارخانه	۲۱۱۰	۵	روی پیت	۲۲۶۲٫۵	۹	۱۶۵	۲۱۳	-۱۵۲٫۵	۱۷۱٫۷
بخش کلیدخانه	۲۱۷۸	۷	روی پیت	۲۱۷۵	۱۶	۱۶۵	۲۰۳	-۲٫۵	۹۸۳٫۲
پمپ بنزین	۲۲۹۷٫۵	۹	داخل پیت	۲۱۷۵	۱۶	۱۶۵	۲۸۸	+۳	۶۴۳٫۹
تمفیه خانه	۲۳۱۲٫۵	۱۰	داخل پیت	۲۳۰۰	۱۸	۱۶۵	۲۸۸	+۳	۷۹۷٫۹
نیروگاه برق	۲۲۲۱	۱۲	داخل پیت	۲۳۱۲٫۵	۱۳	۱۶۵	۲۵۶	۰	۳۶٫۸
انبار مواد ناربه	۲۲۸۸	۱۴	داخل پیت	۲۲۲۵	۹	۱۲۷	۱۷۵	-۴	۷۴۳٫۵
			داخل پیت	۲۲۲۵	۹	۱۲۷	۱۷۵	-۴	۷۷۰
			روی پیت	۲۲۸۷٫۵	۱۳	۱۶۵	۲۵۶	+۰٫۵	۳۹۶
			داخل پیت	۲۲۸۷٫۵	۱۳	۱۶۵	۲۵۶	+۰٫۵	۷۹۵



شکل ۱: موقعیت نقاط آتشیاری و بخش‌های تحت تأثیر لرزش زمین

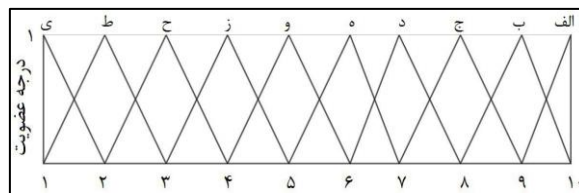
## ۲-۲- رده‌بندی کیفی و فازی فاکتورهای ریسک

نخست، سه فاکتور احتمال وقوع، شدت وقوع و آهنگ احتمال کشف رخداد به‌عنوان عوامل مؤثر در ارزیابی ریسک با رویکرد FMEA فازی تعیین می‌شوند. بدین منظور باید از الگوی مشخصی برای رتبه‌بندی هرکدام از فاکتورهای مذکور در شرایط عدم قطعیت و با استفاده از اعداد فازی استفاده شود. از این‌رو، برای رتبه‌بندی و تعیین عدد فازی احتمال وقوع، شدت

وقوع و آهنگ احتمال کشف رخداد لرزش ناشی از هرکدام از آتشیاری‌های معدن سونگون مطابق با جدول ۲، به ترتیب از جدول‌های ۳ تا ۵ استفاده شده است. با تبعیت از اعداد فازی مثلثی و با استفاده از الگوی رده‌بندی فازی شکل ۱، هر سه فاکتور ریسک براساس تعیین توابع عضویت ارزیابی شده‌اند.

جدول ۴: رتبه‌بندی فازی شدت وقوع یک رخداد

رتبه‌بندی کیفی	بیان شدت اثر یک رخداد	عدد فازی	
		شدت	نشانه وقوع
فاجعه‌بار	تخریب کامل زیرساخت‌ها و تجهیزات و توقف سیستم	(۹،۱۰،۱۰)	الف
مخرب	آسیب جدی و توقف طولانی کار زیرساخت‌ها و تجهیزات	(۸،۹،۱۰)	ب
خیلی زیاد	آسیب جدی و توقف مقطعی کار زیرساخت‌ها و تجهیزات	(۷،۸،۹)	ج
زیاد	توقف مقطعی کار زیرساخت‌ها و آسیب به تجهیزات	(۶،۷،۸)	د
متوسط	توقف مقطعی کار زیرساخت‌ها و آسیب جزئی به تجهیزات	(۵،۶،۷)	ه
کم	توقف مقطعی کار زیرساخت‌ها بدون هیچ آسیبی	(۴،۵،۶)	و
خیلی کم	ادامه کار در صورت اصلاح زیاد عملکردها	(۳،۴،۵)	ز
جزئی	ادامه کار در صورت اصلاح جزئی عملکردها	(۲،۳،۴)	ح
خیلی جزئی	ادامه کار با کمترین محدودیت‌ها و موانع	(۱،۲،۳)	ط
هیچ	بدون تأثیر	(۱،۱،۲)	ی



شکل ۱: رتبه‌بندی فازی فاکتورهای ارزیابی ریسک

جدول ۳: رتبه‌بندی فازی احتمال وقوع یک رخداد

رتبه‌بندی کیفی	بیان احتمال وقوع	عدد فازی	
		احتمال وقوع	نشانه
قطعی	بیش از یک رخداد در روز	(۹،۱۰،۱۰)	الف
خیلی زیاد	بیش از یک رخداد در هفته	(۸،۹،۱۰)	ب
زیاد	یک رخداد در هفته	(۷،۸،۹)	ج
تقریباً زیاد	بیش از یک رخداد در ماه	(۶،۷،۸)	د
متوسط	یک رخداد در ماه	(۵،۶،۷)	ه
کم	بیش از یک رخداد در هر ۶ ماه	(۴،۵،۶)	و
خیلی کم	بیش از یک رخداد در سال	(۳،۴،۵)	ز
بعید	بیش از یک رخداد در هر دو سال	(۲،۳،۴)	ح
خیلی بعید	یک رخداد در هر ۲ تا ۵ سال	(۱،۲،۳)	ط
ناچیز	یک رخداد در بیش از ۵ سال	(۱،۱،۲)	ی

با استفاده از الگوی جدول ۶ و به‌صورت شماتیک مطابق با شکل ۳، وزن‌های فازی درجه اهمیت نسبی هر سه فاکتور ارزیابی ریسک توسط سه کارشناس متخصص در این زمینه به‌صورت کیفی تعیین‌شده است. نتایج به‌صورت اطلاعات اولیه کیفی ریسک در جدول ۷ آمده است. نظرات این کارشناسان با وزن‌های متفاوت به ترتیب ۰/۴، ۰/۳۵ و ۰/۲۵ در نظر گرفته‌شده است. همچنین، با توجه به نقاط آتشفشاری و موقعیت زیرساخت‌های معدن سونگون و بر اساس رده‌بندی‌های جدول‌های ۳ تا ۵، نظرات کارشناسان در رابطه با پارامترهای احتمال وقوع، شدت وقوع و آهنگ احتمال کشف مطابق با نتایج جدول ۸ تعیین‌شده است سپس، با استفاده از اطلاعات این جدول و نظرات کیفی خبرگان، مقادیر فازی رخداد لرزش زمین تعیین شد که نتایج مطابق با جدول ۸ است. این نتایج، اساس انجام مراحل اصلی ارزیابی ریسک با استفاده از رویکرد FMEA فازی است.

## ۲-۳- تعیین وزن و اعداد فازی فاکتورهای ارزیابی

### ریسک

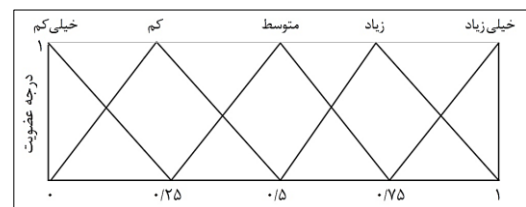
با توجه به اطلاعات جدول ۷، تعداد ۱۴ حالت شکست یا رخداد در معدن سونگون در نظر گرفته‌شده است که می‌توانند تحت تأثیر ریسک لرزش ناشی از آتشفشاری، صدماتی (شکست‌هایی) به همراه داشته باشند. به‌منظور ارزیابی ریسک بر اساس رویکرد FMEA فازی باید عدد اولویت ریسک فازی تعیین شود. از این‌رو، نخست مجموع نظرات فازی اعضای تیم خبره FMEA برای هر کدام از سه عنصر ریسک به‌طور جداگانه و به ترتیب با استفاده از رابطه‌های جدول ۲ تا ۴ محاسبه می‌شود. نتایج این مرحله در جدول ۸ آمده است.

جدول ۵: رتبه‌بندی فازی احتمال کشف یک رخداد

رتبه‌بندی و بیان کیفی	بیان احتمال کشف	احتمال کشف فازی	نشانه
کاملاً بعید	غیرقابل کشف	(۰, ۰, ۱)	الف
خیلی بعید	کشف خیلی بعید رخداد	(۰, ۰, ۱)	ب
بعید	کشف بعید رخداد	(۰, ۰, ۱)	ج
خیلی کم	احتمال کشف خیلی کم	(۰, ۰, ۱)	د
کم	احتمال کشف کم	(۰, ۰, ۱)	ه
متوسط	احتمال کشف متوسط	(۰, ۰, ۱)	و
تقریباً زیاد	احتمال کشف تقریباً زیاد	(۰, ۰, ۱)	ز
زیاد	احتمال کشف زیاد	(۰, ۰, ۱)	ح
خیلی زیاد	احتمال کشف خیلی زیاد	(۰, ۰, ۱)	ط
تقریباً قطعی	قطعاً می‌توان وقوع رخداد را کشف کرد	(۰, ۰, ۱)	ی

جدول ۶: وزن‌های فازی اهمیت نسبی فاکتورهای ریسک

بیان کیفی وزن‌ها	اعداد فازی
خیلی زیاد	(۰, ۰, ۱)
زیاد	(۰, ۰, ۱)
متوسط	(۰, ۰, ۱)
کم	(۰, ۰, ۱)
خیلی کم	(۰, ۰, ۱)



شکل ۲: رتبه‌بندی وزن‌های فازی فاکتورهای ریسک

$$\tilde{R}_i^O = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ija}^O, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijb}^O, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijd}^O \right) \quad (2)$$

$$\forall (i = 1, 2, \dots, 14)$$

$$\tilde{R}_i^S = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ija}^S, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijb}^S, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijd}^S \right) \quad (3)$$

$$\tilde{R}_i^D = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ija}^D, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijb}^D, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot R_{ijd}^D \right) \quad (4)$$

که در آن:

$\tilde{R}_i^O$ ، حاصل جمع اعداد فازی احتمال وقوع رخداد مطابق با

نظرات تیم خبره ارزیابی ریسک

$\tilde{R}_i^S$ ، حاصل جمع اعداد فازی شدت رخداد مطابق با نظرات

تیم خبره ارزیابی ریسک

$\tilde{R}_i^D$ ، حاصل جمع اعداد فازی احتمال کشف رخداد مطابق با

نظرات تیم خبره ارزیابی ریسک

$\omega_j$ ، وزن‌های اهمیت نسبی نظرات تیم خبره که به ترتیب

برای سه نفر عبارت‌اند از ۰,۲۵، ۰,۳۵ و ۰,۴

$\tilde{R}_{ij}^O$ ، رده (عدد) فازی احتمال وقوع حالت شکست (رخداد) i

از نظر شخص خبره j

$\tilde{R}_{ij}^S$ ، رده (عدد) فازی شدت حالت شکست (رخداد) i از نظر

شخص خبره j

$\tilde{R}_{ij}^D$ ، رده (عدد) فازی احتمال کشف حالت شکست (رخداد) i

از نظر شخص خبره j

$\tilde{R}_{ija}^O, \tilde{R}_{ijb}^O, \tilde{R}_{ija}^S$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و

کران بالای عدد فازی احتمال وقوع حالت شکست (رخداد) i از

نظر شخص خبره j

$\tilde{R}_{ija}^S, \tilde{R}_{ijl}^S, \tilde{R}_{ija}^D$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و

کران بالای عدد فازی شدت حالت شکست (رخداد) i از نظر

شخص خبره j

$\tilde{R}_{ija}^D, \tilde{R}_{ijl}^D, \tilde{R}_{ija}^O$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و

کران بالای عدد فازی احتمال کشف حالت شکست (رخداد) i از

نظر شخص خبره j

باید مجموع وزن‌های فازی سه فاکتور اصلی ارزیابی ریسک را

مطابق با نظرات کارشناسان خبره از رابطه‌های ۵ تا ۷ محاسبه

کرد که نتایج آن در جدول ۹ آورده شده است.

$$\tilde{W}^O = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{ja}^O, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jb}^O, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jd}^O \right) \quad (5)$$

$$\tilde{W}^S = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{ja}^S, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jb}^S, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jd}^S \right) \quad (6)$$

$$\tilde{W}^D = \left( \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{ja}^D, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jb}^D, \sum_{j=1}^3 \omega_j \cdot W_{jd}^D \right) \quad (7)$$



جدول ۷: اطلاعات اولیه کیفی ریسک مطابق با روش FMEA فازی

حالت‌های رخداد (شکست) مورد بررسی														درجه اهمیت وزنی	فاکتور ریسک	خبرگان FMEA	
I-14	I-13	H-12	H-11	G-10	F-9	E-8	E-7	D-6	D-5	C-4	B-3	B-2	A-1				
خ	ک	خ	خ	ز	ز	م	م	ب	ب	ز	ب	ک	ز	۱ (۴۰٪)	احتمال وقوع رخداد	۱ (۴۰٪)	زیاد
ک	خ	ک	م	ز	ز	م	زیاد	ک	ک	ز	ب	م	ز	۲ (۳۵٪)		۲ (۳۵٪)	م
م	ز	م	م	ز	ز	م	م	ب	ک	ز	ب	ک	م	۳ (۲۵٪)		۳ (۲۵٪)	م
خ	ج	خ	ج	م	ز	ج	ج	ب	ب	ز	ب	ج	ز	۱ (۴۰٪)	شدت رخداد	۱ (۴۰٪)	خ
ج	خ	ج	ج	م	ز	ج	ج	ب	ب	ز	ب	ج	ز	۲ (۳۵٪)		۲ (۳۵٪)	زیاد
ج	خ	ج	ج	ف	ز	ج	ج	ب	ب	ز	م	ج	ز	۳ (۲۵٪)		۳ (۲۵٪)	خ
ز	ت	ز	ت	ت	ز	ز	ز	ت	ز	ز	ت	م	ز	۱ (۴۰٪)	احتمال کشف رخداد	۱ (۴۰٪)	کم
ز	ت	ز	م	ت	ز	ز	م	ت	ت	ز	ت	م	ز	۲ (۳۵٪)		۲ (۳۵٪)	کم
ز	ت	ز	ت	ت	ز	ز	ت	ت	ز	ز	ت	م	ز	۳ (۲۵٪)		۳ (۲۵٪)	خ

خ = خیلی زیاد، ک = خیلی کم، ب = خیلی بعید، ج = خیلی جزئی، ت = تقریباً قطعی، ز = تقریباً زیاد، ف = فاجعه‌بار، م = متوسط

جدول ۸: مقادیر فازی فاکتورهای ریسک و درجه اهمیت وزنی آن‌ها برای معدن سونگون

فاکتور ریسک	احتمال وقوع (O)	شدت (S)	احتمال کشف (D)	خبرگان (z)	درجه اهمیت وزنی
A-1	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
B-2	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
B-3	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
C-4	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
D-5	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
D-6	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
E-7	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
E-8	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
F-9	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
G-10	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
H-11	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
H-12	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
I-13	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)
I-14	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)	(۰.۷۵, ۰.۵, ۰.۲۵)

حالت‌های رخداد (شکست) مورد بررسی

که در رابطه‌ها:

$\tilde{W}^O, \tilde{W}^S, \tilde{W}^D$ ، به ترتیب حاصل جمع وزن‌های فازی احتمال وقوع، شدت و احتمال کشف  
 $\tilde{W}_j^O, \tilde{W}_j^S, \tilde{W}_j^D$ ، به ترتیب اعداد فازی مربوط به درجه اهمیت وزنی احتمال وقوع، شدت و احتمال کشف هر رخداد مطابق با نظر خبره ز  
 $\tilde{W}_{jd}^O, \tilde{W}_{jb}^O, \tilde{W}_{ja}^O$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و بالای وزن‌های فازی احتمال کشف از نظر خبره ز  
 $\tilde{W}_{jd}^S, \tilde{W}_{jb}^S, \tilde{W}_{ja}^S$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و بالای وزن‌های فازی شدت رخداد از نظر خبره ز  
 $\tilde{W}_{jd}^D, \tilde{W}_{jb}^D, \tilde{W}_{ja}^D$ ، به ترتیب مقادیر کران پایین، میانه و بالای وزن‌های فازی احتمال وقوع از نظر خبره ز  
 ۲-۴-۲- تعیین عدد اولویت ریسک فازی  
 پس از تعیین اعداد فازی و اهمیت وزنی سه فاکتور ریسک با

استفاده از روابط ۲ تا ۷، عدد اولویت ریسک فازی برای ۱۴ حالت شکست با استفاده از رابطه ۸ محاسبه شده که نتایج این بخش در جدول ۹ آمده است. در رابطه ۸، تأثیر وزن‌ها بر سه فاکتور اصلی ارزیابی ریسک به صورت میانگین هندسی وزن‌های فازی در نظر گرفته شده است.

عدد قطعی از رابطه ۹ استفاده می‌شود. در جدول ۹، اعداد فازی اولویت ریسک با استفاده از روش غیر فازی‌سازی مرکز ثقل مطابق با رابطه ۹، اولویت‌بندی شده‌اند. همان‌طور که در شکل ۳ به عنوان خروجی این مرحله نیز مشخص است، هراندازه که مقدار فازی و قطعی حاصل از روش مرکز ثقل برای هرکدام از ۱۴ حالت رخداد بزرگ‌تر باشد، ریسک آن بیشتر است و باید با اولویت بیشتر با استفاده از راهکارهای مناسب به رفع یا کاهش آن پرداخت.

$$FFMEA_i = (\tilde{R}_i^O) \left[ \frac{\tilde{W}^O}{(\tilde{W}^O + \tilde{W}^S + \tilde{W}^D)} \right] \times (\tilde{R}_i^S) \left[ \frac{\tilde{W}^S}{(\tilde{W}^O + \tilde{W}^S + \tilde{W}^D)} \right] \times (\tilde{R}_i^D) \left[ \frac{\tilde{W}^D}{(\tilde{W}^O + \tilde{W}^S + \tilde{W}^D)} \right] \quad (8)$$

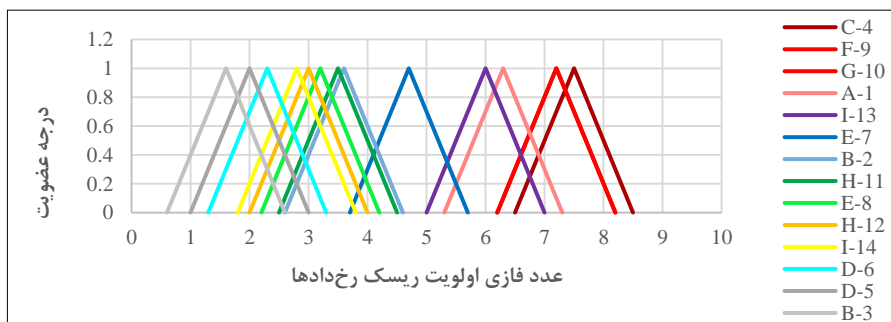
$$\bar{x}_0(\tilde{A}) = \frac{a+b+d}{3} \quad (9)$$

### ۲-۵-۵-۲- اولویت‌بندی و ارزیابی ریسک لرزش زمین

برای تبدیل یک عدد فازی مثلثی مانند  $\tilde{A}=(a,b,d)$  به یک

جدول ۹: نتایج ارزیابی ریسک لرزش زمین با FMEA فازی

حالت رخداد	مجموع اعداد فازی احتمال وقوع ( $\tilde{R}_i^O$ )	مجموع اعداد فازی شدت ( $\tilde{R}_i^S$ )	مجموع اعداد فازی احتمال کشف ( $\tilde{R}_i^D$ )	عدد قطعی اولویت ریسک
A-1	(۶٫۸۵ ، ۷٫۸۵ ، ۸٫۸۵)	(۵٫۶۵ ، ۶٫۶۵ ، ۷٫۶۵)	(۱٫۶۵ ، ۲٫۶۵ ، ۳٫۶۵)	۶٫۳
B-2	(۳٫۷ ، ۴٫۷ ، ۵٫۷)	(۱٫۷۵ ، ۲٫۷۵ ، ۳٫۷۵)	(۳٫۲۴ ، ۴٫۲۴ ، ۵٫۲۴)	۳٫۶
B-3	(۱ ، ۲ ، ۳)	(۱ ، ۱ ، ۲)	(۱ ، ۱٫۲۵ ، ۲٫۲۵)	۱٫۶
C-4	(۷٫۷۵ ، ۸٫۷۵ ، ۹٫۷۵)	(۷٫۲۵ ، ۸٫۲۵ ، ۹٫۲۵)	(۱٫۷۵ ، ۲٫۷۵ ، ۳٫۷۵)	۷٫۵
D-5	(۲٫۲ ، ۳٫۲ ، ۴٫۲)	(۱ ، ۱ ، ۲)	(۱٫۳۵ ، ۲٫۱ ، ۳٫۱)	۲
D-6	(۱٫۷ ، ۲٫۷ ، ۳٫۷)	(۱٫۳۵ ، ۲٫۱ ، ۳٫۱)	(۱ ، ۱٫۴ ، ۲٫۴)	۲٫۳
E-7	(۵٫۷ ، ۶٫۷ ، ۷٫۷)	(۲٫۶ ، ۳٫۶ ، ۴٫۶)	(۳٫۳۵ ، ۴٫۳۵ ، ۵٫۳۵)	۴٫۷
E-8	(۵ ، ۶ ، ۷)	(۱ ، ۲ ، ۳)	(۲ ، ۳ ، ۴)	۳٫۲
F-9	(۷٫۷۵ ، ۸٫۷۵ ، ۹٫۷۵)	(۶٫۴ ، ۷٫۴ ، ۸٫۴)	(۲٫۱ ، ۳٫۱ ، ۴٫۱)	۷٫۲
G-10	(۸ ، ۹ ، ۱۰)	(۸٫۲۵ ، ۹٫۲۵ ، ۱۰)	(۱ ، ۱ ، ۲)	۷٫۲
H-11	(۴٫۲ ، ۵٫۲ ، ۶٫۲)	(۱٫۴ ، ۲٫۴ ، ۳٫۴)	(۳٫۳۵ ، ۴٫۳۵ ، ۵٫۳۵)	۳٫۵
H-12	(۳٫۵ ، ۴٫۵ ، ۵٫۵)	(۱ ، ۲ ، ۳)	(۳ ، ۴ ، ۵)	۳
I-13	(۷ ، ۸ ، ۹)	(۴٫۴ ، ۵٫۴ ، ۶٫۴)	(۲٫۴ ، ۳٫۴ ، ۴٫۴)	۶
I-14	(۳٫۵ ، ۴٫۵ ، ۵٫۵)	(۱ ، ۲ ، ۳)	(۲ ، ۳ ، ۴)	۲٫۸
درجه اهمیت وزنی	(۰٫۳۵ ، ۰٫۶ ، ۰٫۸۵)	(۰٫۶۶ ، ۰٫۹۱ ، ۱)	(۰ ، ۰٫۱۹ ، ۰٫۴۴)	



شکل ۳: اعداد فازی اولویت ریسک حاصل برای ۱۴ حالت رخداد در معدن مس سونگون

### ۳- بحث و نتایج

با توجه به نتایج اعداد فازی و قطعی اولویت ریسک لرزش زمین ناشی از آتشفشانی‌ها در ۱۴ حالت رخداد معدن سونگون مطابق با جدول ۹ و شکل ۴، واضح است که حالت رخداد C-4 بیشترین ریسک را دارد. دلایل اصلی این ریسک زیاد در ارتباط با سایت صنعتی معدن سونگون (C) عبارتند از:

- سایت صنعتی در داخل محدوده استخراجی معدن سونگون قرار دارد.
- فاصله آن مطابق با جدول ۲ و شکل ۱ از نقطه هم‌تراز آتشفشانی ۱۰۷/۹ متر است.
- چال‌های آتشفشانی آخرین تأخیر در نقطه هم‌تراز آن، ۱۷ عدد با قطر ۱۶۵ میلی‌متر است که حاوی میزان خرج مصرفی زیادی است. تحت این شرایط و مطابق با مطالعات اولیه در سونگون امواج و لرزش ناشی از آتشفشانی می‌تواند تا فاصله ۲۹۸ متری اثرات منفی داشته باشد.

با توجه به حساسیت بالای این موضوع و لزوم وجود یک سایت صنعتی برای معدن سونگون باید راهکار مناسبی برای رفع و یا کاهش درجه ریسک لرزش زمین بر روی این بخش ارائه شود. به منظور رفع کامل این نوع ریسک‌ها در ارتباط با سایت صنعتی سونگون باید مکان‌یابی جدید برای این سایت در خارج از محدوده استخراجی معدن و مطابق با اصول و معیارهای لازم، انجام شود. در این حالت، تنها می‌توان برخی از اجزای منفک قابل استفاده مجدد را از سایت جدا و به مکان جدید منتقل کرد و عمده سرمایه به‌کاررفته برای تجهیز و راه‌اندازی آن از دست می‌رود. در صورت به‌کارگیری این راه‌کار به‌طور یقین ریسکی از نوع ریسک‌های مرتبط با آتشفشانی، مکان جدید صنعتی را تهدید نخواهد کرد و این بخش کاملاً ایمن خواهد بود. در غیر این صورت، دو راهکار دیگر وجود دارد که هر دو دربرگیرنده ریسک‌های ناشی از آتشفشانی به‌ویژه لرزش زمین برای سایت صنعتی کنونی معدن سونگون خواهند بود.

در دو حالت دیگر تأکید بر حفظ مکان کنونی سایت است. درازای این کار حجم زیادی از کانسار سونگون در زیر و اطراف

سایت باقی می‌ماند و قابل بازیابی نخواهد بود که از جنبه اقتصادی ضرر زیادی در قالب ریسک‌های اقتصادی بر پروژه تحمیل خواهد کرد. البته راهکار نخست یعنی دست کشیدن از سایت کنونی نیز نیازمند سرمایه‌گذاری مجدد زیادی است که در پی آن نیز ریسک‌های اقتصادی بر پروژه تحمیل می‌شود. مطابق با راهکار دوم می‌توان بدون تغییر در الگوی آتشفشانی تنها با افزایش زون ممنوعه آتشفشانی در اطراف سایت صنعتی اثر و ریسک لرزش‌ها را بر سایت کم کرد. علاوه بر این موضوع می‌توان یکسری تمهیدات اساسی در رابطه با افزایش استحکام سازه‌ای اعمال کرد. همان‌گونه که اشاره شد با استفاده از این راهکار تناژ زیادی از کانسار بدون بهره‌برداری باقی می‌ماند که با توجه به نیاز کشورها برای دستیابی به مواد معدنی فلزی خیلی منطقی به نظر نمی‌رسد.

راهکار سوم را می‌توان به‌گونه‌ای تدوین کرد که با اعمال برخی اصلاحات اساسی در طرح و الگوی آتشفشانی بتوان زون ممنوعه را به حداقل رساند. همچنین با اعمال برخی تمهیدات برای افزایش استحکام سازه سایت صنعتی، درجه ریسک‌های لرزش را به حد مجاز یا کم مخرب، رساند. برخی از اصطلاحات در طرح آتشفشانی در راهکار سوم عبارت‌اند از: کاهش قطر و تعداد چال‌ها در هر تأخیر (کاهش خرج مصرفی در هر تأخیر و حجم آتشفشانی‌ها)، افزایش تعداد تأخیرها در هر مرحله، استفاده از مواد منفجره ضعیف‌تر و بهره‌گیری از آتشفشانی کنترل‌شده، اگرچه با استفاده از این راهکار نیز بخشی از کانسار قابل بهره‌برداری نخواهد بود اما میزان آن از راهکار دوم کم‌تر است. این نتیجه به‌واسطه کاهش حجم آتشفشانی‌ها در هر تأخیر و مرحله اتفاق می‌افتد که درنهایت منجر به کاهش آهنگ تولید می‌شود و این نیز ضعف دیگر این راهکار است که درنهایت بر ماهیت اقتصادی پروژه تأثیرگذار است.

در مجموع، انتخاب و به‌کارگیری هر کدام از این سه راهکار نیازمند یک بررسی جامع و درواقع ارزیابی و مقایسه آن‌ها از جنبه‌های فنی و به‌ویژه اقتصادی است. باید توجه کرد که رفع ریسک (راهکار اول) نیازمند صرف هزینه‌های به‌مراتب بیشتر از

مشکلاتی مانند سایت صنعتی که در داخل محدوده استخراجی قرار داشت، را داشته باشد البته نه به آن شدت، از این رو، ریسک لرزش مرتبط با آن با تعیین فاصله از نقاط هم‌تراز آتشیاری در داخل محدوده استخراجی (یعنی عدد ۱) تعیین شده که بر این اساس فاصله سنگ‌شکن تا نقطه آتشیاری هم‌تراز ۳۷۶/۸ متر است. در رابطه با انبار مواد ناریه فاصله تا نقطه هم‌تراز آتشیاری آن (۱۳) روی محدوده نهایی روباز ۳۹۶ متر است.

- به ترتیب در نقاط هم‌تراز آتشیاری ۱ و ۱۳ مرتبط با سنگ‌شکن و انبار مواد ناریه، ۱۸ و ۱۳ چال با قطر ۱۶۵ میلی‌متر در آخرین تأخیرها آتشیاری می‌شوند. با توجه به مطالعات اولیه در سونگون مطابق با تعداد و قطر چال‌های نقاط هم‌تراز آتشیاری متناسب با سنگ‌شکن و انبار مواد ناریه نیز، لرزش‌ها می‌توانند به ترتیب تا فاصله ۳۰۹ و ۲۵۶ متری اثرگذار باشند.

در نتیجه، با توجه به فاصله ۳۹۶ متری انبار مواد ناریه از نزدیک‌ترین نقطه هم‌تراز آتشیاری (نقطه ۱۳) و فاصله اثرگذاری ۲۵۶ متری لرزش ناشی از آتشیاری در این نقطه بر اساس ۱۳ چال ۱۶۵ میلی‌متری، در آخرین تأخیر می‌توان گفت که ریسک و اثرات نامطلوب لرزش‌های آتشیاری بر انبار مواد ناریه متوسط به پایین و خیلی قابل لمس نخواهد بود. بر این اساس، عدد قطعی ۶ برای عدد اولویت ریسک مطابق با جدول ۹ و شکل ۳ می‌تواند مبنا برای ارزیابی ریسک باشد. به گونه‌ای که باید اعداد اولویت ریسک بالاتر از ۶ به منظور انجام تمهیدات کاهش و رفع درجه ریسک مدنظر قرار گیرند و مدیریت شوند.

#### ۴- نتیجه‌گیری

پس از پردازش‌های مختلف نقشه توپوگرافی محدوده مس سونگون، ۱۴ جزء مختلف به منظور ارزیابی ریسک‌های ناشی از لرزش‌های مختلف زمین طی آتشیاری در بخش‌های مختلف معدن مشخص شد. در این تحقیق، باهدف ارزیابی ریسک لرزش زمین ناشی از آتشیاری در معدن مس سونگون بنا شد که با توجه به امکان استفاده از یک‌روند عدم قطعیت (فازی) و دقت بالای مبنای روش، از رویکرد FMEA فازی استفاده شود.

کاهش ریسک مطابق با راهکارهای دوم و سوم است. البته با انتقال سایت، باوجود صرف هزینه‌های زیاد می‌توان حجم زیادی از کنسار را برای استخراج آزاد کرد و درازای آن سود زیادی نیز به پروژه اضافه می‌شود. پس از حالت رخداد C-4 (سایت صنعتی) با بیشترین ریسک، دو حالت دیگر رخداد یعنی F-9 (پمپ‌بنزین) و G-10 (تصفیه‌خانه) دارای ریسک یکسان و نزدیک به ریسک حالت C-4 هستند. دلایل اصلی ریسک زیاد لرزش زمین در ارتباط با پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه عبارت‌اند از:

- هر دو مورد در داخل محدوده استخراجی معدن سونگون قرار دارد.

- مطابق با شکل ۱ و جدول ۲ فاصله پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه از نقاط هم‌تراز آتشیاری آن‌ها که با اعداد ۹ و ۱۰ مشخص شده‌اند به ترتیب ۱۹۹ و ۳۶/۸ متر است.

- در نقاط هم‌تراز آتشیاری (۹ و ۱۰) مرتبط با پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه به ترتیب ۱۸ و ۱۳ چال با قطر ۱۶۵ میلی‌متر در آخرین تأخیرها آتشیاری می‌شوند. در این دو حالت نیز میزان خرج مصرفی انفجاری در هر تأخیر زیاد است. با توجه به مطالعات اولیه در سونگون مطابق با تعداد و قطر چال‌های نقاط هم‌تراز آتشیاری متناسب با پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه، لرزش‌ها می‌توانند به ترتیب تا فاصله ۳۰۹ و ۲۵۶ متری اثرات منفی در پی داشته باشند.

در رابطه با پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه به نظر می‌رسد که با توجه به سرمایه اولیه اختصاصی نسبتاً کم و در کل حساسیت‌های کمتر بر حفظ موقعیت کنونی آن‌ها طی عملیات استخراجی و پروژه‌های معدنی، راهکار منطقی انتقال و جایابی جدید این دو بخش به خارج از معدن باشد. پس از بررسی سه حالت پر ریسک سایت صنعتی، پمپ‌بنزین و تصفیه‌خانه که تقریباً ریسک زیادی دارند، نوبت به دو مورد بعدی یعنی سنگ‌شکن (A-1) و انبار مواد ناریه (I-13) می‌رسد که هر دو ریسک متوسط به پایینی دارند. دلایل اصلی این مسئله عبارت‌اند از:

- مطابق با شکل ۱ و جدول ۲ سنگ‌شکن بر روی محدوده نهایی استخراجی معدن قرار گرفته که از این جنبه می‌تواند

سنگ شکن نیازمند توجهی ویژه برای مدیریت در برابر ریسک‌های لرزش زمین ناشی از آتشفشاری‌ها در نقاط هم‌ترازشان هستند. این بدان مفهوم است که سایر بخش‌های تحت بررسی مانند انبار مواد ناریه، سایت تیکر، کارخانه تغلیظ، بخش کلیدخانه و نیروگاه برق با توجه به فاصله زیادی که از نقاط هم‌تراز آتشفشاری دارند و اعداد اولویت ریسک کمتر از ۶ که به خود اختصاص داده‌اند در مقابل این نوع از ریسک‌ها ایمن خواهند بود.

#### ۵- تشکر و قدرانی

از همکاری‌های صمیمانه اعضای محترم مجتمع مس سونگون به‌ویژه آقای مهندس داود محمدی سرقینی طی این تحقیق سپاسگزاریم.

بدین منظور، مطابق با روند رویکرد FMEA فازی، برای تعیین رده‌های کیفی و اعداد فازی معادل سه فاکتور احتمال وقوع، شدت و احتمال کشف رخداد (شکست) از یک تیم سه نفره کارشناسی درزمینه آتشفشاری استفاده شد. سپس، وزن‌های فازی درجه اهمیت نسبی هر سه فاکتور احتمال وقوع، شدت و احتمال کشف رخداد توسط تیم کارشناسی با استفاده از یک الگوی مناسب تعیین شد. سپس، عدد اولویت ریسک فازی برای ۱۴ جزء یا حالت شکست محاسبه شد که طی این فرآیند تأثیر وزن‌ها بر روی سه فاکتور اصلی ارزیابی ریسک به‌صورت میانگین هندسی وزن‌های فازی در نظر گرفته شد. به‌منظور مقایسه، اولویت‌بندی و ارزیابی ریسک ۱۴ حالت شکست، اعداد فازی اولویت ریسک غیرفازی شد. درنهایت، مشخص شد که تنها سایت صنعتی، پمپ‌بنزین، تصفیه‌خانه و تا حدودی

#### ۶- مراجع

محاسبه کیفیت انتقال انرژی حاصل از انفجارات معدن مس سونگون، کنفرانس مهندسی معدن ایران، انجمن مهندسی معدن ایران.

[5] Hajihassani, M., Armaghani, D.J., Monjezi, M., Mohamad, E.T., Marto, A. (2015). "Blast-induced air and ground vibration prediction: a particle swarm optimization-based artificial neural network approach", *Environmental Earth Sciences*: 2799-2817.

[6] Shirani Faradonbeh, R., Armaghani, D.J., Abd Majid, M.Z., MD Tahir, M., Ramesh Murlidhar, B., Monjezi, M., Wong, H.M. (2016). "Prediction of ground vibration due to quarry blasting based on gene expression programming: a new model for peak particle velocity prediction." *International Journal of Environmental Science and Technology* 1-12.

[1] Azimi, Y., Khoshrou, H., Saberi, H. (2007). "Seismic Wave Monitoring and Ground Vibration Analysis Generated by Bench Blasting in Sungun Copper Mine", 3rd Iranian Rock Mechanics Conference, Amirkabir University of Technology, Tehran.

[۲] آزاد، ع؛ عبداللهی شریف، ج؛ ۱۳۹۱. بررسی فنی و اقتصادی آتشفشاری با بالشتک هوایی در معدن مس سونگون اهر، چهارمین کنفرانس مهندسی معدن ایران، انجمن مهندسی معدن ایران.

[۳] فرامرزی، ف؛ منصوری، ح؛ ابراهیمی فرسنگی، م؛ ۱۳۹۱. ارزیابی لرزش زمین ناشی از عملیات انفجار در معدن روباز مس سونگون، چهارمین کنفرانس مهندسی معدن ایران، انجمن مهندسی معدن ایران.

[۴] حسینی، ه؛ نصیری‌نژاد، ع؛ پوررحیمیان، ی؛ ۱۳۸۳. بررسی و



## تابع توزیع متغیر تصادفی ضخامت پوشش شاتکریت در نگهداری موقت تونل‌ها

فرنوش باسلیقه<sup>۱\*</sup>؛ علی کیهانی<sup>۲</sup>

۱- استادیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود

۲- دانشیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۰

دریافت: ۱۳۹۵/۰۵

### چکیده

یکی از مهم‌ترین مسائل در تحلیل قابلیت اعتماد هر سازه‌ای، اطلاع صحیح از نحوه توزیع متغیرهای تصادفی زیرمجموعه این تحلیل است که بر اساس واقعیات ساخت این نوع سازه‌ها در پروژه‌های اجرایی به‌دست‌آمده باشد. در این تحقیق، سعی شده با توجه به اطلاعات آماری موجود حاصل از برداشتهای یک پروژه در حال ساخت در ایران، تابع توزیع مناسبی برای ضخامت پوشش شاتکریت در نگهداری موقت تونل‌ها پیشنهاد شود. به این منظور توابع توزیع مختلف با استفاده از سه روش آزمون‌های نیکویی برازش، ارزیابی و بهترین توابع توزیع مناسب مشخص گردیده‌اند. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از هر سه روش، توزیع *Generalized Extreme Value* برای ضخامت شاتکریت، پیشنهاد می‌شود.

### واژگان کلیدی

تونل، نگهداری موقت، قابلیت اعتماد، شاتکریت، تابع چگالی احتمال، متغیر تصادفی

### ۱- مقدمه

یکی از مسائل مهم در تحلیل قابلیت اعتماد، انتخاب یک تابع چگالی احتمال مناسب (*Probability Density Function=PDF*) برای متغیرهای تصادفی بوده و تاکنون تحقیقات اندکی بر روی اینکه تابع انتخاب‌شده با واقعیتهای موجود انطباق دارد یا نه، صورت پذیرفته است. در طی فرایند ساخت یک پروژه، عدم قطعیت‌های مختلفی وجود دارد که شامل عدم قطعیت‌های طبیعی و انسانی می‌شود.

شناخت هر یک از این عدم قطعیت‌ها نیاز به تجربه داشته و نمی‌توان همگی آن‌ها را به‌درستی شناخت [۱]. در این تحقیق، یک نمونه از عدم قطعیت‌های موجود در نگهداری موقت تونل‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است تا با استفاده از داده‌های واقعی، نسبت به تخمین تابع مناسب برای چگالی احتمال آن اقدام شود. در روش جدید تونل‌زنی اتریشی (*New Austrian Tunneling Method=ATM*) اشاره شده که به دلیل تغییر شرایط زمین‌شناسی در مسیر تونل، اضافه حفاری‌های مختلف می‌تواند برای نقاط مختلف یک مقطع تونل و همچنین در کل

\* شاهرود - میدان هفت تیر- بلوار دانشگاه - پردیس مهندسی و فناوریهای نوین دانشگاه شاهرود - دانشکده عمران - تلفن: ۰۲۱۷۷۹۰۴۱۵۵ - همراه: f\_basaligheh@yahoo.com - پست الکترونیک: ۰۹۱۲۲۲۳۳۷۸۴

نیست؛ بنابراین عموماً برای بررسی توزیع آماری متغیرهای تصادفی از آزمون‌های ناپارامتریک نیکویی- برازش استفاده می‌شود. ذکر این نکته ضروری است که هیچ توزیع آماری نمی‌تواند دقیقاً بر داده‌های مشاهده‌ای برازش خوبی داشته باشد و انتخاب یکی به‌عنوان بهترین توزیع با توجه به مقایسه نسبت به سایر توزیع‌ها انتخاب می‌گردد [۹]. عموماً از سه روش آزمون نیکویی برازش به‌عنوان بهترین روش تشخیص تابع توزیع احتمال داده‌ها استفاده می‌شود که این سه روش معمولاً در برنامه‌های رایانه‌ای نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. این سه روش عبارتند از:

- آزمون کای اسکوئر (*Chi-Squared*)

- آزمون کولموگروف - اسمیرنوف (*Kolmogorov Smirnov*)

- آزمون اندرسون - دارلینگ (*Anderson Darling*)

هر یک از این روش‌ها دارای مزایا و معایبی هستند و نمی‌توان به راحتی یکی را رد یا قبول کرد؛ بنابراین در این تحقیق از هر سه روش برای تعیین مناسب‌ترین تابع چگالی استفاده شده است و با امتیاز دادن به هر یک از این روش‌ها و معدل‌گیری بین آن‌ها، نتیجه مطلوب قابل‌دستیابی است [10]، [11] و [۱۲] در ادامه به توضیح هر یک از این روش‌ها پرداخته شده است.

## ۲-۱- آزمون کای اسکوئر

این آزمون برای مقایسه توزیع اطلاعات واقعی با یک تابع توزیع مورد استفاده قرار می‌گیرد. آماره آزمون از رابطه (۱) تخمین زده می‌شود:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{NC} \frac{(f_i - \hat{f}_i)^2}{\hat{f}_i} \quad (1)$$

در رابطه بالا  $f$  فرکانس اطلاعات واقعی،  $\hat{f}$  فرکانس محاسبه‌شده بر اساس توزیع تئوری مورد آزمون،  $i$  شماره دسته‌بندی‌ها و  $NC$  تعداد دسته‌بندی‌هاست. بر طبق این آزمون، تعداد نمونه‌های موجود در هر بازه (دسته‌بندی) حداقل ۵ توصیه می‌شود.  $\chi^2$  توزیع کای اسکوئر با  $(NC-NP-1)$  درجه آزادی می‌باشد که در آن  $NP$  تعداد پارامترهایی است که باید تخمین زده شوند. آماره‌ی فوق با مقدار توزیع کای اسکوئر با در نظر گرفتن سطح پذیرش و درجه آزادی مشخص، مقایسه می‌گردد. چنانچه مقدار  $\chi^2$  محاسبه‌شده از رابطه‌ی فوق کمتر از مقدار توزیع کای اسکوئر باشد، فرض تبعیت اطلاعات از

مسیر تونل اتفاق بیافتد [۲]. بدین منظور ضخامت پوشش شاتکریت اجراشده در نقاط مختلف نگهداری موقت تونل به‌عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است و بر اساس داده‌های به‌دست‌آمده از اندازه‌گیری‌های میدانی، بهترین تابع چگالی احتمال برای آن به‌دست‌آمده است.

شاتکریت به‌عنوان نگهداری موقت استاندارد در طراحی و ساخت تونل‌ها استفاده می‌شود. اگر شدت بارهایی که از زمین به نگهداری موقت منتقل می‌شود، به‌اندازه‌ای بزرگ باشد که مانع از استفاده شاتکریت به‌تنهایی شود، یا اگر فشردگی زمین (*Squeezing*) یا لکه‌گیری (*raveling*) مجدد برای سطح پوشش لازم باشد، معمولاً از پروفیل‌های فولادی به همراه شاتکریت استفاده می‌شود [۳]. روش دیگر، استفاده از تیر خرپایی (*Lattice girder*) به همراه شاتکریت می‌باشد که در مراجع [۴]، [۵]، [۶] و [۷] مزایا و معایب استفاده از این دو روش متداول نسبت به هم بررسی شده است. برای تحلیل قابلیت اعتماد سازه تونل می‌توان از دیدگاه‌های مختلف طراحی، به قضیه نگریست. از جمله می‌توان از روش ضرایب طراحی بار و مقاومت (*Load and Resistance Factor Design = LRFD*) استفاده کرد [۸]. مسلماً برای هر تحلیل قابلیت اعتماد می‌توان از متغیرهای تصادفی مختلفی استفاده کرد. هدف این مقاله، بررسی نحوه‌ی توزیع متغیرهای تصادفی پوشش نگهداری موقت تونل‌ها با استفاده از شاتکریت می‌باشد و به این منظور از آزمون‌های نیکویی برازش برای تعیین توابع چگالی احتمال مناسب استفاده شده است. در ادامه، ابتدا روش‌های نیکویی برازش معمول معرفی گردیده است. سپس اطلاعات مربوط به ضخامت پوشش شاتکریت در یک تونل ساخته‌شده در ایران ارائه گردیده تا با توجه به دخیل کردن واقعیات اجرای این روش، نسبت به تعیین تابع چگالی احتمال مناسب بر اساس آزمون‌های فوق‌الذکر اقدام گردد.

## ۲-۲- آزمون‌های نیکویی برازش و برآورد پارامترهای

### توزیع احتمال

آزمون‌های آماری به دو صورت پارامتریک و ناپارامتریک انجام می‌شود. در آزمون‌های پارامتریک فرض اساسی بر پایه برخوردار بودن مشاهدات از توزیع خاص (مثلاً توزیع نرمال) است ولی در آزمون‌های ناپارامتریک، نیازی به فرض اولیه‌ای برای توزیع



وزن بیشتری به دنباله‌ها می‌دهد، بنابراین از دقت بیشتری، متغیر  $F^0(x)$  و توزیع فرضی  $x$  برخوردار است. برای متغیر  $F^0(x)$  یک توزیع دوجمله‌ای با احتمال  $nF_n(x)$  تصادفی و واریانس آن  $nF^0(x)$  می‌باشد. مقدار مورد انتظار می‌باشد. با تعریف آماره بهترین برازش  $nF^0(x)[1-F^0(x)]$  را انتخاب می‌کنیم.  $W_n^2$  (معادله ۳) تابع وزن

$$W_n^2 = n \int_{-\infty}^{+\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \Psi[F^0(x)] dF^0(x) = \quad (۳)$$

$$n \int_{-\infty}^{+\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \Psi[F^0(x)] F^0(x) d(x)$$

$$\Psi(u) = \frac{1}{u(1-u)} \quad (۴)$$

و برای مقادیر  $x$  خواهیم داشت:

$$\sqrt{n} \frac{F_n(x) - F^0(x)}{\sqrt{F^0(x)[1-F^0(x)]}} \quad (۵)$$

متوسط صفر و واریانس ۱ وقتی است که فرض تپی درست باشد. آماره اندرسون - دارلینگ به صورت زیر می‌باشد:

$$A_n^2 = n \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{[F_n(x) - F^0(x)]^2}{F^0(x)[1-F^0(x)]} dF^0(x) \quad (۶)$$

رابطه‌ی ۶ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$A_n^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (2j-1) [\log u_{(j)} + \log(1-u_{(n-j+1)})] \quad (۷)$$

اندرسون - دارلینگ توزیع حد  $A_n^2$  را برای تابع وزن معادله (۴) تعریف نموده‌اند.

در رابطه‌ی بالا  $u_j = F^0(x_{(j)})$  و  $x_{(1)} < x_{(2)} < \dots < x_{(n)}$  نمونه‌های مرتب‌شده می‌باشد [۱۵] و [۱۶].

### ۳- متغیر تصادفی میزان ضخامت شاکریت اجراشده

در بسیاری از مواقع پس از حفاری تونل‌ها، نیاز به پوشش سریع احساس می‌شود که بدین منظور معمولاً از شاکریت برای این کار استفاده می‌شود. با توجه به سرعت اجرا و غیریکنواختی حفاری انجام‌شده در نقاط مختلف، ضخامت شاکریت یکسان نبوده و می‌تواند به‌عنوان یک متغیر تصادفی به حساب آید.

در این تحقیق به‌منظور تعیین تابع توزیع این متغیر تصادفی، یکی از پروژه‌های اجراشده در ایران انتخاب شده است. حفاری این تونل در سنگ با مقطع نشان داده‌شده در شکل ۱ انجام‌شده و شرایط زمین‌شناسی و ژئوتکنیک در طول تونل

توزیع فرض شده در سطح پذیرش مشخص پذیرفته می‌شود [۱۳] و [۱۴].

### ۲-۲- آزمون کولموگروف- اسمیرنوف

آزمون کولموگروف- اسمیرنوف یکی دیگر از آزمون‌هایی است که جهت سنجش تبعیت توزیع یک نمونه از توزیع خاص استفاده می‌شود. آزمون کای اسکوتر هنگامی که تعداد نمونه‌ها به اندازه کافی بزرگ باشد تا در هر دسته‌بندی حداقل ۵ داده قرار بگیرد، خوب عمل می‌کند. در غیر این صورت استفاده از آزمون کولموگروف- اسمیرنوف توصیه می‌شود. آماره این آزمون بیشترین اختلاف بین فرکانس‌های مورد انتظار و واقعی (به صورت قدر مطلق) اندازه‌گیری شده در دسته‌های مختلف می‌باشد. این آماره به صورت رابطه (۲) نوشته می‌شود:

$$D = \text{Max} |F(x) - \hat{F}(x)| \quad (۲)$$

که در آن  $F$  فرکانس نسبی تجمعی واقعی و  $\hat{F}$  فرکانس نسبی تجمعی مورد انتظار است.

مراحل زیر برای انجام این آزمون طی می‌شود:

فرکانس نسبی تجمعی یک نمونه برای بازه‌های (دسته‌بندی‌های) مختلف اندازه‌گیری می‌شود فرکانس نسبی تجمعی برای دسته‌های مختلف با استفاده از توزیع آماری تئوری یا از روی نمونه اطلاعات دیگری به دست می‌آید.

قدر مطلق تفاضل دو فرکانس به دست آمده از مراحل ۱ و ۲ در هر بازه محاسبه می‌گردد.

بیشترین مقدار تفاضل به دست آمده از مرحله ۳ به‌عنوان آماره آزمون ( $D$ ) یادداشت می‌گردد.

با انتخاب مقدار  $\alpha$  به‌عنوان میزان خطا و برای تعداد نمونه  $n$  مقدار  $D\alpha$  از جداول مربوطه خوانده می‌شود.

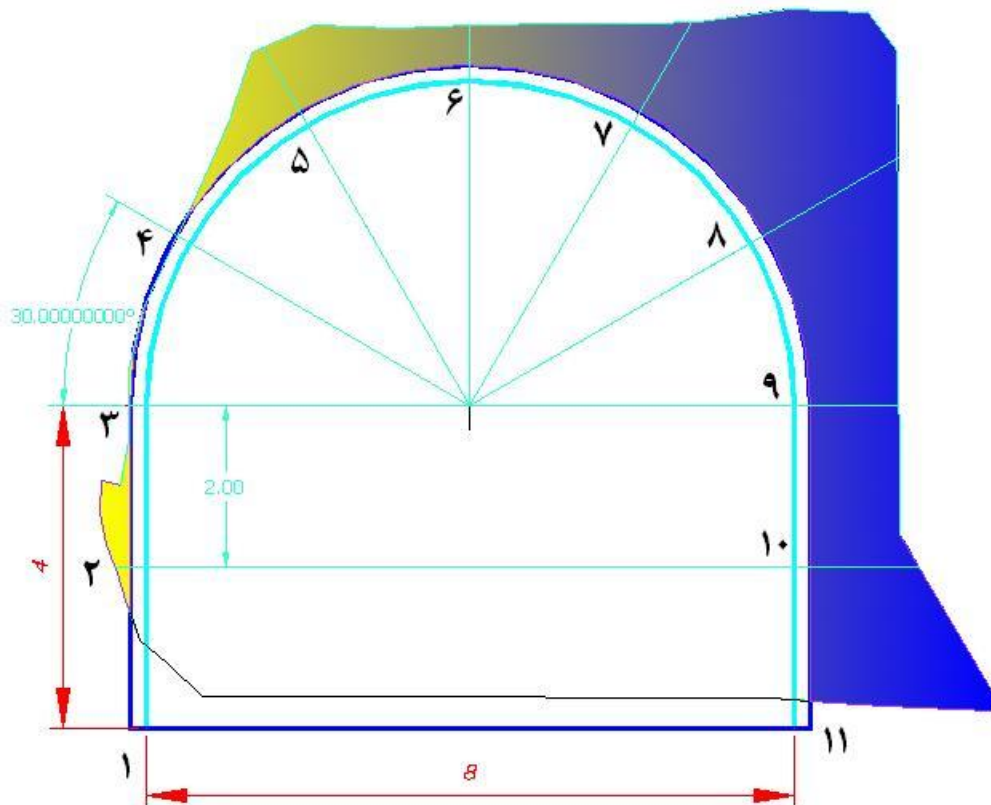
اگر  $D$  از مقدار  $D\alpha$  به دست آمده از جدول کمتر باشد، آنگاه فرض تبعیت نمونه از توزیع در نظر گرفته شده پذیرفته شده و در غیر این صورت رد می‌شود [۱۳].

### ۲-۳- آزمون اندرسون - دارلینگ

آزمون اندرسون - دارلینگ یکی از روش‌های معتبر دیگر در زمینه برازش بهترین تابع چگالی احتمال می‌باشد. آزمون اندرسون - دارلینگ یک آزمون جامع برای مقایسه تابع توزیع تجمعی مشاهداتی برازش داده‌شده بر روی تابع توزیع تجمعی مورد انتظار می‌باشد. این آزمون چون نسبت به آزمون‌های دیگر

حفاری در سنگ، عموماً در نقاط بالای دیوارها و در محل اتصال به قوس سقف، میزان اضافه حفاری‌ها به صورت قابل توجهی نسبت به سایر نقاط زیادتر خواهد بود و در نقاط بالایی سقف، میزان اضافه حفاری‌ها، عمدتاً کمتر از سایر نقاط تونل خواهد بود. لذا بررسی میزان ضخامت شاتکریت اجرا شده برای یک مقطع خاص، خیلی منطقی به نظر نمی‌رسد ولی بررسی ضخامت شاتکریت برای یک نقطه خاص در طول تونل با توجه به موارد ذکر شده در بالا منطقی می‌باشد. با توجه به اینکه مقادیر منفی به دلیل کسر حفاری قابل قبول نبوده و در مراحل اصلاح مقطع، بایستی تصحیح شوند، لذا این مقادیر پیش از پردازش داده‌ها از جدول ۱ حذف گردیده است. ولی وجود مقادیر صفر در جدول لطمه‌ای به این مسئله وارد نخواهد کرد. با توجه به این مسئله، تابع توزیع احتمال این متغیر، توسط برنامه Easy Fit 5.5 از سه روش ذکر شده در بخش قبل انجام شده است. بعد از بررسی ۶۵ توزیع ارائه شده در این نرم‌افزار، تنها توابع توزیعی که بر اطلاعات مسئله برازش می‌شدند، شامل ۱۵ توزیع بود که اسامی این توابع توزیع به همراه مقادیر آماره و رتبه هر یک از سه روش نیکویی برازش در جداول ۲ الی ۱۰ آورده شده است.

مورد بررسی یکسان بوده است. فاصله‌داری دسته‌درزه‌ها کمتر از ۶۰ سانتی‌متر بوده و طبقه‌بندی‌های توده‌سنگ (RMR و Q)، توده‌سنگ محدوده تونل‌ها به صورت نسبتاً بلوکی در نظر گرفته شده ( $RMR < 40$ ,  $Q < 1$ ) و در این پروژه بنا بر اهمیت و نقش گسترده‌ای که طبقه‌بندی‌های توده‌سنگ در طراحی نگهداری تونل‌ها دارند از روش‌های RMR، Q، RSR و RQD استفاده شده است. برای رعایت اختصار از بررسی جزئیات ۴ روش ذکر شده در بالا صرف نظر شده و خواننده می‌تواند به گزارش مکانیک سنگ پروژه در مرجع [۱۶] مراجعه نماید. بر این اساس با تلفیق نتایج روش‌های مختلف تحلیلی، تجربی و قضاوت مهندسی، سیستم نگهداری پیشنهادی این تونل، شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر به دست آمده. در حفاری تونل از روش آتشیاری استفاده شده که برای مطلع شدن از جزئیات بیشتر می‌توان به مرجع [۱۶] مراجعه کرد. در ۹ نقطه از ۱۱ نقطه مشخص شده بر روی این تونل، مقادیر ضخامت شاتکریت اندازه‌گیری شده که این مقادیر در طول تونل طبق جدول ۱ آورده شده است. این اندازه‌گیری‌ها با استفاده از نقشه‌برداری دقیق هر مقطع قبل و بعد از اجرای شاتکریت به دست آمده است. با توجه به تجربه‌ی نگارنده در زمینه‌ی



شکل ۱: نقاط مختلف انتخابی بر روی تونل با ابعاد ۸\*۸ متری برای مشخص کردن ضخامت شاتکریت

جدول ۱: ضخامت‌های شاکریت در موقعیت‌های مختلف تونل ۸\*۸ متری (پیش‌بینی ۲۰ سانتی‌متر)

ضخامت شاکریت در موقعیت‌های مختلف برحسب سانتی‌متر											ردیف	
۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	متراز	
					۵۳	۳۹	۳۸	۲۵	۴۱		-۰/۰۰	۱
				۶۳	۱	۲۶	۳۶	۲۹	۱۸		۳/۰۰	۲
	۱۲۶	۱۲۶	۲۰۷	۱۵۰	۶۹	۹۵	۹	۲۰	۳۹		۶/۰۰	۳
	۱۵۳	۱۲۹	۲۰۹	۱۴۶	۶۹	۱۱۰	۱۷	۲۰	۳۹		۷/۰۰	۴
	۱۳۶	۲۰۲	۱۱۵	۲۱۶	۱۱۸	۷۳	۴۴	۴۶	۱۸		۹/۰۰	۵
	-۲۵	۴۹	۸۶	۱۴۵	۸۷	۴۹	۲۲	۲۶	۳۴		۱۲/۰۰	۶
	-۱۶	۱۲	۴۷	۶۳	۴۰	۵۰	۱۰۱	۵۷	۶۰		۱۵/۰۰	۷
	-۱۶	۱۲	۴۴	۳۲	۶۰	۴۸	۸۵	۶۳	۶۰		۱۶/۵۰	۸
	-۱۰	۳۸	۵۴	۳۰	۴۵	۴۶	۸۳	۸۱	۸۶		۱۸/۰۰	۹
	۳۲	۳۶	۶۳	۴۹	۴۹	۲۴	۷۴	۹۹	۵۲		۲۱/۰۰	۱۰
	-۲۷	۳۶	۶۱	۵۳	۳۶	۳۰	۳۸	۴۷	۱۵		۲۴/۰۰	۱۱
	-۳۱	۱۵	۵۹	۴۶	۸	۳۶	۲۴	۳۰	۰		۲۷/۰۰	۱۲
	۳	۴۰	۲۱	۳۵	۲۹	۲۹	۳۲	۱۶	۱۱		۳۰/۰۰	۱۳
		۵۱	۶۲	۴۰	۳۷	۱۳۳					۳۳/۰۰	۱۴
		۷۲	۷۱	۴۴	۵۶						۳۶/۰۰	۱۵
	۲۲	۳۸	۳۸	۴۴	۳۸	۳۹	۶۲				۳۹/۰۰	۱۶
		۳۲	۲۴	۱۳	۱۷	۴۶	۷۱	۳۶			۴۲/۰۰	۱۷
		۳۰	۳۰	۱۷	۱۸	۲۸	۶۳	۳۹			۴۵/۰۰	۱۸
	۳۹	۷۱	۲۹	۳۲	۱۹	۴۷	۱۳۱	۸۵	۷۲		۴۸/۰۰	۱۹
		۷۴	۳۷	۲۵	۲۵						۵۰/۰۰	۲۰
		۴۵	۲۲	۲۵	۳۸						۵۴/۰۰	۲۱
		۵۲	۴۶	۳۳	۴۲						۵۷/۰۰	۲۲
	۲۴	۴۴	۴۹	۳۳	۲۳	۳۸	۴۱	۴۵	۱۵		۶۰/۰۰	۲۳
	۲۴	۳۰	۴۰	۵۵	۳۳	۳۳	۳۷	۳۱	۱۶		۶۱/۰۰	۲۴
	۳۵	۵۰	۳۹	۷۵	۶۸	۵۰	۱۹	۲۰	۲۳		۶۳/۰۰	۲۵
	۳۷	۶۳	۴۰	۵۷	۴۰	۱۹	۱۲	۱۶	۳۱		۶۶/۰۰	۲۶
	۳۱	۵۱	۲۵	۴۹	۷۱	۴۵	۲۹	۵۷	۳۱		۶۸/۰۰	۲۷
	۳۱	۴۹	۲۳	۴۷	۶۹	۴۳	۲۷	۵۵	۳۱		۶۹/۰۰	۲۸
	۷	۳۷	۳۴	۳۱	۲۵	۱۶	۲۵	۴۳	۲۸		۷۱/۰۰	۲۹
	-۳۴	۲۱	۲۸	۳۵	۳۵	۵۳	۲۴	۵۴	۵		۷۴/۰۰	۳۰
	-۳۴	۲۰	۲۸	۳۵	۳۵	۵۳	۲۴	۵۴	۵		۷۵/۰۰	۳۱
		۲۲	۳۷	۳۳	۱۵	۱۹					۷۷/۰۰	۳۲
		۲۲	۳۷	۳۳	۱۵						۷۸/۰۰	۳۳
		۳۱	۲۸	۵۷	۵۵						۸۰/۰۰	۳۴
		۱۵	۳۵	۱۹	۱۰۳						۸۳/۰۰	۳۵
		۱۷	۱۹	۲۸	۱۹	۳۵					۸۶/۰۰	۳۶
		۱۵	۱۷	۲۶	۱۷	۳۵	۶۲				۸۷/۰۰	۳۷
		۱۱	۹	۲۰	۳۶	۲۵	۲۰	۳۲			۹۰/۰۰	۳۸
	-۲۳	۵۸	۲۰	۱۵	۲۰	۳۳	۵۵	۳۰	-۱۰		۹۳/۰۰	۳۹
	-۴۵	۲۵	۳۲	۱۱	۱۲	۴۳	۵۵	۵۳	۱۷		۹۶/۰۰	۴۰
		۵	۱۲	۴۲	۲۸	۷۴	۴۸	۲۵			۹۸/۰۰	۴۱
		۰	۲۰	۷۴	۸۲	۷۲	۲۳	۳۰			۹۹/۰۰	۴۲
		۱۵	۳۵	۲۴	۷	۱۵	۱۵	۳۰			۱۰۲/۰۰	۴۳

جدول ۲: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۲ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13549	3	0.65976	7	2.2101	7
2	Error	0.14319	5	0.58809	3	0.95679	5
3	Error Function	0.59694	15	23.472	15	24.996	15
4	Exponential	0.22361	12	2.8654	11	4.883	12
5	Exponential (2P)	0.22361	13	2.3273	10	4.883	13
6	Gen. Extreme Value	0.0899	1	0.18547	1	0.46789	2
7	Gumbel Max	0.10409	2	0.19831	2	0.17849	1
8	Hypersecant	0.16468	7	0.64488	6	3.0031	9
9	Laplace	0.18707	8	0.77019	8	3.0506	10
10	Logistic	0.14929	6	0.59798	5	2.9012	8
11	Normal	0.14	4	0.59758	4	0.55356	3
12	Pareto 2	0.23211	14	2.972	12	4.8263	11
13	Pert	0.20342	11	2.0462	9	1.9592	6
14	Phased Bi-Exponential	0.19558	9	3.4906	14	0.77648	4
15	Rice	0.20157	10	2.9815	13	6.3998	14

جدول ۳: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۳ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.17163	7	1.31	9	7.3571	12
2	Error	0.18186	9	0.88411	6	2.5522	5
3	Error Function	0.78459	15	62.222	15	226.85	15
4	Exponential	0.31815	13	4.4838	11	13.971	14
5	Exponential (2P)	0.14604	5	4.56	12	0.01626	1
6	Gen. Extreme Value	0.10002	1	0.29247	1	1.7526	4
7	Gumbel Max	0.11575	4	0.32641	2	2.7509	7
8	Hypersecant	0.1894	10	0.92167	7	2.6248	6
9	Laplace	0.21571	11	1.1892	8	6.1366	11
10	Logistic	0.17423	8	0.83624	4	3.4872	9
11	Normal	0.1537	6	0.85508	5	3.512	10
12	Pareto 2	0.34643	14	5.3203	13	12.536	13
13	Pert	0.11534	3	3.1611	10	0.06494	2
14	Phased Bi-Exponential	0.29206	12	8.0877	14	0.12183	3
15	Rice	0.11235	2	0.59208	3	3.1554	8

جدول ۴: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۴ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.17149	8	1.9921	10	6.8441	13
2	Error	0.18981	11	1.4877	7	6.2112	11
3	Error Function	0.64602	15	37.061	15	73.892	15
4	Exponential	0.23777	13	2.648	12	0.53302	1
5	Exponential (2P)	0.13926	3	1.5801	8	3.0758	5
6	Gen. Extreme Value	0.10204	1	0.27325	1	2.0812	2
7	Gumbel Max	0.11025	2	0.48575	2	3.6247	7
8	Hypersecant	0.18136	10	1.398	6	6.3824	12
9	Laplace	0.20549	12	1.7867	9	8.0439	14
10	Logistic	0.17309	9	1.2617	5	4.51	10
11	Normal	0.16317	6	1.2236	4	3.1118	6
12	Pareto 2	0.24932	14	2.8982	13	3.7558	9
13	Pert	0.15449	4	2.6231	11	3.0588	4
14	Phased Bi-Exponential	0.16012	5	3.6378	14	3.6762	8
15	Rice	0.1705	7	1.1679	3	3.0084	3

جدول ۵: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۵ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13262	2	0.64845	3	0.87184	1
2	Error	0.1632	7	1.4135	5	4.3633	6
3	Error Function	0.72086	15	52.862	15	168.32	15
4	Exponential	0.28347	12	4.6887	12	25.865	12
5	Exponential (2P)	0.15389	5	1.8183	10	2.2244	3
6	Gen. Extreme Value	0.10399	1	0.32543	1	1.0476	2
7	Gumbel Max	0.15137	4	0.64222	2	10.198	11
8	Hypersecant	0.18771	9	1.4347	7	3.9078	4
9	Laplace	0.1632	6	1.4135	6	4.3633	7
10	Logistic	0.19993	10	1.5079	8	4.6771	8
11	Normal	0.21528	11	1.766	9	5.0279	9
12	Pareto 2	0.30222	13	5.3678	13	28.806	13
13	Pert	0.14674	3	2.545	11	3.9806	5
14	Phased Bi-Exponential	0.34646	14	12.267	14	28.869	14
15	Rice	0.1862	8	1.0416	4	5.5446	10

جدول ۶: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۶ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13268	5	1.3314	9	0.49359	1
2	Error	0.14199	8	1.0212	7	5.7643	8
3	Error Function	0.63322	15	51.857	15	139.44	15
4	Exponential	0.22188	13	2.9208	11	11.415	14
5	Exponential (2P)	0.21079	12	3.3033	13	10.131	12
6	Gen. Extreme Value	0.06467	1	0.18077	1	1.8189	3
7	Gumbel Max	0.07523	2	0.21579	2	0.57258	2
8	Hypersecant	0.14227	9	1.121	8	4.668	7
9	Laplace	0.15766	10	1.508	10	9.1035	11
10	Logistic	0.14117	7	0.97932	5	5.802	9
11	Normal	0.13988	6	0.93717	4	6.6258	10
12	Pareto 2	0.22533	14	3.0248	12	11.41	13
13	Pert	0.08864	3	0.32293	3	3.0557	5
14	Phased Bi-Exponential	0.18044	11	5.8678	14	1.8656	4
15	Rice	0.13125	4	0.98956	6	4.5534	6

جدول ۷: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۷ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.14633	2	1.9619	2	6.2173	3
2	Error	0.22872	8	3.9111	7	9.0055	5
3	Error Function	0.60714	15	32.204	15	64.92	15
4	Exponential	0.25283	12	4.1082	10	29.031	14
5	Exponential (2P)	0.15526	4	2.0216	3	5.4791	2
6	Gen. Extreme Value	0.08794	1	0.40894	1	4.5446	1
7	Gumbel Max	0.177	6	2.7476	4	24.955	13
8	Hypersecant	0.22701	7	3.9263	9	10.495	8
9	Laplace	0.22872	9	3.9111	8	9.0055	6
10	Logistic	0.23544	10	4.1127	11	13.605	10
11	Normal	0.24557	11	4.6357	13	19.832	11
12	Pareto 2	0.25746	13	4.198	12	22.013	12
13	Pert	0.15223	3	3.4833	6	9.6778	7
14	Phased Bi-Exponential	0.16397	5	3.206	5	8.5709	4
15	Rice	0.27061	14	6.1081	14	11.157	9

جدول ۸: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۸ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.12108	2	1.2452	2	1.0121	1
2	Error	0.27788	12	4.3205	8	15.656	6
3	Error Function	0.61599	15	28.466	15	65.515	15
4	Exponential	0.26924	11	4.3297	10	33.5	13
5	Exponential (2P)	0.16776	3	2.6424	3	11.731	5
6	Gen. Extreme Value	0.1053	1	0.48717	1	4.1903	2
7	Gumbel Max	0.20033	6	3.4176	4	20.018	8
8	Hypersecant	0.25655	9	4.3169	7	31.917	10
9	Laplace	0.27788	13	4.3205	9	15.656	7
10	Logistic	0.2498	8	4.5375	11	32.485	11
11	Normal	0.24499	7	5.1811	13	33.451	12
12	Pareto 2	0.26555	10	4.2776	6	33.91	14
13	Pert	0.18201	4	4.8285	12	11.064	4
14	Phased Bi-Exponential	0.19515	5	4.1448	5	10.408	3
15	Rice	0.33521	14	7.3246	14	28.596	9

جدول ۹: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۹ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.12909	2	0.95558	2	1.5871	1
2	Error	0.18292	10	1.9194	4	4.5481	5
3	Error Function	0.57295	15	28.772	15	53.943	15
4	Exponential	0.17943	7	3.8768	11	8.3628	11
5	Exponential (2P)	0.17943	8	2.7368	10	8.3628	12
6	Gen. Extreme Value	0.09469	1	0.278	1	1.7814	2
7	Gumbel Max	0.13371	4	1.1873	3	6.073	8
8	Hypersecant	0.17836	6	1.9525	6	3.8849	4
9	Laplace	0.18292	11	1.9194	5	4.5481	6
10	Logistic	0.18846	12	2.1148	7	3.3236	3
11	Normal	0.20075	13	2.5826	8	5.1077	7
12	Pareto 2	0.18285	9	3.9501	12	8.3666	13
13	Pert	0.12931	3	2.6147	9	7.75	9
14	Phased Bi-Exponential	0.17129	5	5.2647	13	7.8174	10
15	Rice	0.23191	14	6.6322	14	9.182	14

جدول ۱۰: آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۱۰ نشان داده شده در شکل ۱

No	Distribution	Kolmogorov-Smirnov		Anderson-Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.16687	1	0.70267	2	1.2933	7
2	Error	0.37886	11	1.9885	8	3.4596	11
3	Error Function	0.52454	15	7.2578	15	2.1655	9
4	Exponential	0.23717	4	0.73247	4	0.47156	3
5	Exponential (2P)	0.24233	6	2.8964	12	0.81814	6
6	Gen. Extreme Value	0.19906	2	0.6337	1	0.04734	1
7	Gumbel Max	0.30115	7	1.2412	5	0.0734	2
8	Hypersecant	0.38249	12	2.0335	9	3.8314	13
9	Laplace	0.4051	13	2.3452	10	4.1819	14
10	Logistic	0.37509	10	1.9535	7	3.5107	12
11	Normal	0.36626	9	1.901	6	2.982	10
12	Pareto 2	0.23764	5	0.7283	3	0.47747	4
13	Pert	0.36402	8	6.2319	13	1.7894	8
14	Phased Bi-Exponential	0.22031	3	2.5285	11	0.51402	5
15	Rice	0.50989	14	6.316	14	13.864	15

حال با استفاده از روش اشاره شده در مراجع [10] و [11] می‌توان با جمع امتیاز هر یک از این روش‌ها در نقاط ۲ الی ۹ اشاره شده در شکل ۱ و معدل گیری بین آن‌ها، بهترین برازش بر اساس سه روش موجود را به دست آورد که خلاصه این کار طی جداول ۱۱، ۱۲ و ۱۳ آورده شده است. طی این جداول درجهایی که جمع امتیازات رتبه یکسان شده، رتبه

معدل گیری با یک عدد و علامت (\*) مشخص شده است. همان‌طور که از این جداول مشخص است تابع توزیع Generalized Extreme Value از هر سه روش نیکویی برازش حائز رتبه ۱ می‌باشد. لذا فرض تابع توزیع Generalized Extreme Value برای متغیر تصادفی ضخامت شاتکریت مناسب به نظر می‌رسد.

جدول ۱۱: رتبه توابع توزیع از روش آزمون نیکویی برازش Kolmogorov Smirnov

رتبه معدل گیری	جمع امتیازات رتبه	تابع توزیع	ردیف
۲	۳۲	Cauchy	۱
۱۰	۸۱	Error	۲
۱۵	۱۳۵	Error Function	۳
۱۳	۹۷	Exponential	۴
۵	۵۹	Exponential (2P)	۵
۱	۱۰	Gen. Extreme Value	۶
۳	۳۷	Gumbel Max	۷
۸	۷۹	Hypersecant	۸
۱۲	۹۳	Laplace	۹
۹	۸۰	Logistic	۱۰
۷	۷۳	Normal	۱۱
۱۴	۱۰۶	Pareto 2	۱۲
۴	۴۲	Pert	۱۳
۶	۶۹	Phased Bi-Exponential	۱۴
۱۱	۸۷	Rice	۱۵



جدول ۱۲: رتبه توابع توزیع از روش آزمون نیکویی برازش Anderson Darling

رتبه معدل گیری	جمع امتیازات رتبه	تابع توزیع	ردیف
۳	۴۶	Cauchy	۱
۴	۵۵	Error	۲
۱۵	۱۳۵	Error Function	۳
۱۲	۹۲	Exponential	۴
۹	۸۱	Exponential (2P)	۵
۱	۹	Gen. Extreme Value	۶
۲	۲۶	Gumbel Max	۷
۶	۶۵	Hypersecant	۸
۸	۷۳	Laplace	۹
۵	۶۳	Logistic	۱۰
۷	۶۶	Normal	۱۱
۱۳	۹۶	Pareto 2	۱۲
۱۰	۸۴	Pert	۱۳
۱۴	۱۰۴	Phased Bi-Exponential	۱۴
۱۱	۸۵	Rice	۱۵

جدول ۱۳: رتبه توابع توزیع از روش آزمون نیکویی برازش Chi-Squared

رتبه معدل گیری	جمع امتیازات رتبه	تابع توزیع	ردیف
۲	۴۶	Cauchy	۱
۷	۶۲	Error	۲
۱۵	۱۲۹	Error Function	۳
۱۳	۹۴	Exponential	۴
۵ (*)	۵۹	Exponential (2P)	۵
۱	۱۹	Gen. Extreme Value	۶
۵ (*)	۵۹	Gumbel Max	۷
۸	۷۳	Hypersecant	۸
۱۱	۸۶	Laplace	۹
۱۰	۸۰	Logistic	۱۰
۹	۷۸	Normal	۱۱
۱۴	۱۰۲	Pareto 2	۱۲
۳	۵۰	Pert	۱۳
۴	۵۵	Phased Bi-Exponential	۱۴
۱۲	۸۸	Rice	۱۵

#### ۴- جمع بندی و نتیجه گیری

تابع توزیع پیشرفته با سه پارامتر می‌باشد با اطلاعات واقعی بهترین تطابق را داشته و بنابراین در شبیه‌سازی‌های ضخامت پوشش شاتکریت می‌توان از آن استفاده نمود. لازم به ذکر است که در صورت استفاده از داده‌های آماری بیشتر در این زمینه برای چندین تونل دیگر می‌توان با اعتبار بیشتری به نتایج، اعتماد کرد.

در این تحقیق، ضخامت پوشش شاتکریت در نگهداری‌های موقت تونل به‌عنوان یک متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است و به‌منظور مشخص کردن تابع توزیع این متغیر تصادفی از اطلاعات واقعی یک تونل اجرا شده در ایران استفاده شده است. با استفاده از آماره‌های سه آزمون نیکویی برازش، مشخص گردیده است که تابع توزیع *Generalized Extreme Value* که یک

### ۵- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح
$\chi^2$	---	آماره درروش آزمون کای اسکوتر
$f_i$	---	فرکانس اطلاعات واقعی آزمون کای اسکوتر
$\hat{f}_i$	---	فرکانس محاسبه شده آزمون کای اسکوتر
$NC$	---	تعداد دسته بندی آزمون کای اسکوتر
$NP$	---	تعداد پارامترها آزمون کای اسکوتر
$D$	---	آماره درروش آزمون کولموگروف- اسمیرنوف
$F$	---	فرکانس نسبی تجمعی واقعی آزمون کولموگروف- اسمیرنوف
$\hat{F}$	---	فرکانس نسبی تجمعی مورد انتظار آزمون کولموگروف- اسمیرنوف
$W_n^2, A_n^2$	---	آماره درروش آزمون اندرسون- دارلینگ
$u$	---	تابع وزن آزمون اندرسون- دارلینگ
$n$	---	تعداد نمونه های آزمون اندرسون- دارلینگ
$F^0(x)$	---	توزیع دو جمله ای آزمون اندرسون- دارلینگ

### ۶- مراجع

- [1] Nowak, A. a. (2000). Reliability of structures. McGraw Hill, International Edition. ISBN: 0-07-116354-9.
- [2] Schwingenschloegl, R., & Lehmann, C. (2009). Swelling rock behaviour in a tunnel: NATM-support vs. Q-support – A comparison. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, 356–362. DOI: 10.1016/j.tust.2008.08.007
- [3] Carranza-Torres, C., Diederichs, M. (2009). Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, 506–532. DOI:10.1016/j.tust. 2009.02.001.
- [4] باسلیقه، فروش (۱۳۸۲). مزایای استفاده از تیر خرابایی به همراه شاتکریت به جای استفاده از پروفیل های فولادی در نگهداری موقت تونل ها. مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران. ۵، ص. ۲۷۰-۲۶۵. اصفهان: دانشگاه صنعتی اصفهان.
- [5] باسلیقه، فروش (۱۳۸۵). پاییز و زمستان. ارزیابی دو روش معمول در نگهداری اولیه تونل ها از دیدگاه اقتصادی. مجله علوم و فنون دانشگاه صنعتی شاهرود، دوازدهم و سیزدهم، ص. ۱۷-۱۱.
- [6] باسلیقه، فروش، کیهانی، علی. (۱۳۹۲). مزایای استفاده از روش "مقطع معادل" در طراحی نگهداری موقت تونل ها در حالت ترکیب پروفیل های فولادی با شاتکریت. مجموعه مقالات هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران. زاهدان: دانشگاه سیستان و بلوچستان.
- [7] باسلیقه، فروش، کیهانی، علی. (۱۳۹۲). ارائه ی نحوه ی صحیح مدل سازی دو روش متداول در نگهداری موقت تونل ها با استفاده از روش های جدید در این زمینه. مجموعه مقالات دهمین کنفرانس تونل ایران. تهران: انجمن تونل ایران.
- [8] Celestino T.B., Aoki N., Silva R.M., Gomes R.A.M.P., Bortolucci A.A., Ferreira D.A. "Evaluation of tunnel support structure reliability", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 21, Issues 3–4, May–July 2006, Pages 311, Safety in the Underground Space - Proceedings of the ITA-AITES 2006 World Tunnel Congress and 32nd ITA General Assembly.
- [9] رضایی پژند، حجت. (۱۳۸۰). کاربرد آمار و احتمال در منابع آب. انتشارات سخن گستر.
- [10] A. Sanchidrian, J. O. (2014). Size distribution functions for rock fragments. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 71, 381-394. DOI:10.1016/j.ijrmms. 2014.08.007.
- [11] Milford, R. (1987). Annual maximum wind speeds from parent distribution functions. *Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 25, 163-178.
- [۱۲] قمی شون، مرضیه، ملکیان، آرش. (۱۳۸۹). تعیین مناسب ترین توابع توزیع آماری سیلاب منطقه ای (مطالعه موردی: جنوب غرب استان کرمان). مجموعه مقالات ششمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری و چهارمین همایش ملی فرسایش و رسوب. تهران: دانشگاه تربیت مدرس.

certain goodness of fit criteria based on stochastic processes. *Ann. Math. Statist*, 23, 193-212.

[۱۶] دربندی، صابره، محمودی، سمیه، ابراهیمی، سالمه، شعیعی نوبریان، محمدرضا. (۱۳۹۰). معرفی و کاربرد اندرسون - دارلینگ در مهندسی رودخانه‌های استان آذربایجان شرقی. پنجمین کنفرانس سراسری آبخیزداری و مدیریت منابع آب و خاک. کرمان.

[۱۷] باسلیقه، فرنوش. (۱۳۹۴)، "تحلیل قابلیت اعتماد مقطع مرکب شاتکریت و فولاد در مسیر تونل" رساله دکتری سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

[۱۳] مفتاح هلقی، مهدی، زنگاله، محمدابراهیم، عقیلی، رویا. (۱۳۹۰). مقایسه مناسب‌ترین توابع توزیع آماری مربوط به دبی حداکثر روزانه و حداکثر بارش ۲۴ ساعته (مطالعه موردی ایستگاه هیدرومتری گنبدکاووس). پنجمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری ایران (مدیریت پایدار بلایای طبیعی). گرگان: دانشگاه علوم کشاورزی.

[14] Cochran, W. (1952). The  $\chi^2$  test of goodness of fit. *Ann. Math. Statist*, 23, 315-345.

[15] Anderson, T. a. (1952). Asymptotic theory of



## ارائه‌ی مدل ابتکاری DAT برای برآورد زمان و هزینه‌ی تونل و به‌روزرسانی با داده‌های حین حفاری

ارسلان محمودزاده<sup>۱</sup>؛ شکرآ... زارع<sup>۲\*</sup>؛ رحمان دارای<sup>۳</sup>

- ۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود  
۲- دانشیار، هیئت‌علمی گروه مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود  
۳- دانشجوی دکترای مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۲

### چکیده

زمان‌بندی از اهمیت فراوانی در برنامه‌ریزی و مدیریت ساخت پروژه‌ها برخوردار است. وابستگی پیچیده‌ی میان فعالیت‌های ساخت در تونل‌ها، زمان و هزینه‌های ساخت را تا حدودی تحت تأثیر قرار می‌دهد. شرایط زمین و زمان و هزینه‌های ساخت از موارد اساسی در تصمیم‌گیری‌ها برای مرحله‌ی برنامه‌ریزی و طراحی یک پروژه به حساب می‌آیند. در این مقاله، روش ابتکاری *DAT* به‌منظور ارزیابی احتمالاتی شرایط زمین و زمان و هزینه‌های ساخت بکار گرفته شده است. در طول ساخت، داده‌های زمین‌شناسی واقعی برای بخش‌های حفاری‌شده‌ی تونل در دسترس قرار می‌گیرد و عدم قطعیت‌های زمین‌شناسی برای این بخش‌ها به‌طور کامل از بین می‌رود. این داده‌های جدید می‌توانند در به‌روزرسانی شرایط زمین‌شناسی مورد انتظار مسیر تونل به‌منظور دستیابی به پیش‌بینی‌های دقیق‌تر برای بخش حفاری نشده، مورد استفاده قرار گیرند.

در این مقاله به‌منظور نشان دادن چگونگی پیش‌بینی شرایط زمین‌شناسی مورد انتظار در مسیر تونل، زمان و هزینه‌های مورد نیاز ساخت و همچنین به‌روزرسانی این موارد در طول فرآیند ساخت، از تونل جاده‌ی همرو به‌عنوان مطالعه موردی استفاده شده است. برای نشان دادن تأثیر به‌روزرسانی‌ها بر روی نتایج اولیه، میزان زمان و هزینه‌های به‌دست‌آمده از مدل اولیه با زمان و هزینه‌های به‌دست‌آمده از مدل به‌روزرسانی شده، مقایسه شده است. در نهایت، کاهش عدم قطعیت در مورد زمان و هزینه‌های ساخت تونل نتیجه شده است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، به‌روزرسانی داده‌ها در طول ساخت می‌تواند کمک بسیار خوبی در آگاه ساختن پیمان‌کارها و کارفرماهای پروژه در پذیرفتن میزان ریسک و ارائه‌ی پیشنهادها برای ساخت بخش‌های حفاری نشده‌ی تونل محسوب شود.

مدل ابتکاری *DAT*، عدم قطعیت زمان و هزینه، مدل زمین‌شناسی، مدل ساخت، به‌روزرسانی *DAT*.

واژگان کلیدی

## ۱- مقدمه

از جمله مباحث مهم جهت طراحی و برنامه‌ریزی پروژه‌ها، به حداقل رساندن عدم قطعیت‌ها است. معمولاً عدم قطعیت‌ها در پروژه‌های زیرسطحی، ناشی از شرایط ناشناخته‌ی زمین است که باعث می‌شود در طراحی‌ها نتوان کل مسائلی که ممکن است در زمان ساخت اتفاق بیفتد، در نظر گرفته شود. از مهم‌ترین عدم قطعیت‌ها می‌توان به عدم قطعیت در مورد زمان و هزینه‌ی نهایی پروژه اشاره کرد؛ زیرا این زمان و هزینه‌ها در ارتباط با شناخت کامل شرایط زیرسطحی هستند. بنابراین در پروژه‌های زیرسطحی نمی‌توان زمان و هزینه‌ها را به صورت قطعی بیان نمود بلکه باید از روش‌های احتمالاتی استفاده کرد [۱].

جهت برآورد عدم قطعیت‌ها به صورت احتمالاتی، ابزارها (مدل‌های احتمالاتی) مختلفی ارائه شده است که ابزار (Decision Aids for Tunneling) DAT از جمله آن‌ها می‌باشد. DAT برای اولین بار توسط انیشتین (۱۹۸۰) ارائه شد، بعد این مدل توسط گروه پروفیسور انیشتین توسعه یافت و تا به امروز کارهای زیادی روی مدل DAT در پروژه‌های مختلف انجام شده است.

ابزار DAT در ابتدا شامل دو مدل ساخت و مدل زمین‌شناسی بود تا این‌که یک مدل تحت عنوان مدل منابع به مدل‌های آن اضافه شد [۲]. سپس روشی برای ارزیابی فناوری تونل‌زنی تمام مقطع به روش DAT ارائه شد [۳]. بعد از آن مدل DAT به گونه‌ای توسعه یافت که می‌توانست در هنگام ساخت و در صورت دستیابی به داده‌های جدید و واقعی‌تر نسبت به داده‌های اولیه، مدل را به روزرسانی نموده و عدم قطعیت‌ها را در مورد زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل نسبت به مدل قبلی کاهش دهد [۴].

به منظور برآورد زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل، روش DAT در پروژه تونل سوچوون، تونل وونهبیو و تونل کنمور شمالی مورد استفاده قرار گرفت [۵]، [۶] و [۷].

جهت بررسی تأثیر به روزرسانی مدل DAT به کمک داده‌های زمین‌شناسی جدید و واقعی در زمان ساخت تونل (حفاری قسمتی از تونل)، ابتدا زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت یک تونل را با به کارگیری داده‌های زمین‌شناسی اولیه به کمک این روش ارزیابی نمودند؛ سپس با به روزرسانی داده‌های زمین‌شناسی در

زمان ساخت تونل و به کارگیری آن‌ها در مدل DAT، زمان و هزینه‌ی نهایی جدیدی برای ساخت تونل به دست آمد و در نهایت این زمان و هزینه‌ها را با هم مقایسه نمودند [۷]. به منظور مدل‌سازی عدم قطعیت در پروژه‌ی خط زیرزمینی در شهر نیویورک و برآورد زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل‌های پروژه‌ی خط راه‌آهن پرتغال، روش DAT بکار گرفته شد [۸] و [۹].

از جمله جدیدترین کارهایی که در آن از روش DAT بهره گرفته شده است، برآورد زمان و هزینه‌ی نهایی در حفاری چاه برای (Engineering Geothermal System) EGS است [۱۰].

ابزار کمک به تصمیم‌گیری DAT به پیش‌بینی زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل با استفاده از دو مدل زمین‌شناسی و مدل ساخت می‌پردازد. این ابزار در مدل زمین‌شناسی، مجموعه‌هایی از شرایط زمین‌شناسی مختلف را در نظر گرفته و هر مجموعه شرایط را یک کلاس زمین می‌نامد که شامل روش حفاری و سیستم نگهداری مخصوص به خود است. در مدل زمین‌شناسی، احتمال وقوع هر کدام از این کلاس‌های زمین با استفاده از روش مارکوف در هر موقعیتی در مسیر تونل به دست می‌آید. در مدل ساخت با اختصاص دادن زمان و هزینه به هر کدام از کلاس‌ها به کمک نظر افراد متخصص و تجربه‌ی پروژه‌های انجام‌شده‌ی قبلی در شرایط مشابه، زمان و هزینه‌ی مربوط به هر کلاس در هر موقعیتی در مسیر تونل با توجه به مدل زمین‌شناسی می‌تواند به دست آید. سپس می‌توان زمان و هزینه‌ی کل تونل را از مجموع زمان و هزینه‌ها در کلیه‌ی موقعیت‌ها در مسیر تونل به صورت احتمالاتی برآورد نمود [۱۱].

مدل DAT در دانشگاه MIT توسط گروه پروفیسور انیشتین نرم‌افزاری برای آن طراحی شده است که تمام مراحل مدل DAT را با آن نرم‌افزار می‌توان اجرا نمود ولی به دلیل در دسترس نبودن این نرم‌افزار، نویسندگان از نرم‌افزار MATLAB به منظور کد نویسی مدل مارکوف و نرم‌افزار PertMaster جهت انجام شبیه‌سازی‌های مونت کارلو و نرم‌افزار Excel برای ترسیم نمودارها بهره گرفته‌اند. همچنین از آنجایی‌که نویسندگان در اکثر مراحل کار برای دستیابی به داده‌های دقیق‌تر از نظرات افراد کارشناس تونل‌سازی به کمک پرسشنامه بهره گرفته‌اند، لذا در عنوان مقاله‌ی حاضر از مدل DAT تحت عنوان مدل ابتکاری DAT نام برده شده است.

مسیر تونل به بخش‌ها (سلول‌ها) مساوی هر کدام به طول ۱۰ متر تقسیم شد. شش تا از این سلول‌ها مربوط به موقعیت چهار گمانه و موقعیت ورودی و خروجی تونل بودند و به دلیل مشخص بودن احتمال وقوع حالات پارامترهای در نظر گرفته‌شده در این مطالعه (پارامترهای نوع سنگ، RQD و آب زیرزمینی)، با عنوان سلول‌های مشاهده‌ای از آن‌ها اسم برده شده است. لازم به ذکر است، با توجه به اینکه در این مطالعه از داده‌های قبل از شروع به ساخت تونل استفاده‌شده است و این داده‌ها برای موقعیت گمانه‌ها به صورت کاملاً دقیق نیستند و همچنین به دلیل اینکه در مرحله‌ی قبل از شروع به ساخت تونل فاصله‌ی حدود ۲۰۰ متر مربوط به پورتال ورودی و خروجی تونل خاک‌برداری نشده است، تمام مشاهدات به صورت غیرقطعی در نظر گرفته شدند.

در مرحله‌ی بعد به منظور پیدا کردن احتمال وقوع حالات پارامترها در سایر سلول‌ها (سلول‌های مجهول)، مدل مارکوف در نرم‌افزار MATLAB کدنویسی شد و به کمک سلول‌های مشاهده‌ای، سایر سلول‌ها نیز از حالت مجهول درآمدند و در نتیجه برای هر پارامتر، پروفیلی تحت عنوان پروفیل پارامتر به دست آمد که احتمال وقوع هر حالت از هر پارامتر را در داخل هر سلول مشخص می‌ساخت. در نهایت از ترکیب حالات مختلف پارامترها، شرایط زمین‌شناسی مختلفی برای مسیر تونل به دست آمد که توسط ۱۰ نفر کارشناس تونل‌سازی، چند کلاس زمین (هر کدام شامل روش حفاری و سیستم نگهداری مخصوص) معرفی شد به گونه‌ای که هر کدام از این کلاس‌ها برای تعدادی از شرایط زمین به دست آمده جوابگو بودند. سپس از ترکیب پروفیل‌های پارامتر، پروفیلی به دست آمد که احتمال وقوع هر کدام از کلاس‌های زمین را در داخل هر سلول به دست می‌داد و پروفیل کلاس زمین نامیده شد.

از آنجایی که هر کلاس زمین یک‌زمان و هزینه‌ی متفاوتی دارد، بنابراین احتمال وقوع زمان و هزینه‌های مختلف در داخل هر بخش نیز موجود است. سپس جهت دست‌یابی به زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل، با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو در نرم‌افزار PertMaster زمان و هزینه‌ی تمام بخش‌ها باهم جمع شدند. در نهایت به کمک نمودار پراکندگی، زمان و هزینه‌های متفاوتی با احتمال وقوع (عدم قطعیت)‌های مشخصی به دست آمد.

از آنجایی که بدنه‌ی اصلی این مطالعه به‌روزرسانی مدل DAT

مطالعه‌ی حاضر بر روی تونل همرو با طول ۱۳۱۰ متر و سطح مقطع ۹۷ مترمربع به‌عنوان بخشی از جاده‌ی جدید در دست احداث ساندج - مریوان صورت گرفته است. البته در زمان انجام این مطالعه، پروژه‌ی تونل همرو به اتمام رسیده بود و هدف از انتخاب این پروژه به‌عنوان مطالعه موردی، مقایسه‌ی زمان و هزینه‌ی حاصل از مدل DAT که در آن داده‌های قبل از شروع به ساخت تونل مورد استفاده قرار گرفته‌شده بود، با زمان و هزینه‌ی اجرای تونل در حالت واقعی بود و البته لازم به ذکر است که قبلاً تمام این کارها توسط نویسندگان در منابع [۱۲]، [۱۳] و [۱۴] انجام شده است؛ بنابراین در مقاله‌ی حاضر ضرورتی بر تکرار کارهای قبلی از جمله اعتبارسنجی مدل DAT دیده نشد بلکه بیش‌تر به بدنه‌ی اصلی مقاله‌ی حاضر که به‌روزرسانی مدل DAT در زمان حفاری است، پرداخته‌شده است.

ضرورت و اهمیت به‌روزرسانی مدل DAT از آنجا ناشی می‌شود که داده‌های ورودی DAT قبل از شروع به ساخت تونل به صورت احتمالاتی است و ممکن است این داده‌های اولیه دقیق نباشند و یا اشتباه باشند که در نتیجه می‌تواند منجر به افزایش عدم قطعیت‌ها و در نتیجه افزایش ریسک تصمیم‌گیری‌ها در مورد زمان و هزینه‌های به‌دست‌آمده شود، لذا می‌توان در زمان اجرای پروژه با دست‌یابی به داده‌های واقعی برای بخش‌های حفاری‌شده و تأثیر آن‌ها در مدل، عدم قطعیت‌ها را در مورد زمان و هزینه‌ی مورد نیاز اجرای بخش‌های حفاری نشده کاهش داد و جهت برنامه‌ریزی‌ها و تصمیم‌گیری‌های دقیق‌تر برای سایر بخش‌های حفاری‌شده از آن بهره گرفت که می‌تواند در بحث مدیریت پروژه بسیار حائز اهمیت باشد.

در ابتدا جهت برآورد زمان و هزینه، از داده‌های به‌دست‌آمده قبل از شروع به ساخت تونل استفاده‌شده و به‌منظور دست‌یابی به ماتریس‌های احتمال انتقال برای پارامترهای در نظر گرفته‌شده که در روش مارکوف از آن‌ها استفاده می‌شود، کلاس‌های زمین متناسب با شرایط زمین‌شناسی اولیه و همچنین زمان و هزینه‌ی مربوط به اجرای هر متر از کلاس زمین مورد نظر، پرسشنامه‌هایی تهیه شد و به کمک افراد باتجربه، این پرسشنامه‌ها تکمیل شدند. در نهایت از مجموع جواب‌های مربوط به این پرسشنامه‌ها، یک جواب نهایی به دست آمد و در روابط آماری بکار گرفته شد.

روش کار به شیوه‌ای بود که در مدل زمین‌شناسی ابتدا کل

طول مورد انتظار حالت  $i$  ( $H_{X_i}$ ) در مسیر تونل.

ب) محاسبه ماتریس شدت انتقال پارامتر  $X$  ( $A_X$ ) به کمک احتمال انتقال و ضریب شدت انتقال مطابق فرمول (۲).

$$A_X = \begin{bmatrix} -C_{X_1} & C_{X_1}P_{X_{12}} & \dots & C_{X_1}P_{X_{1n}} \\ C_{X_2}P_{X_{21}} & -C_{X_2} & \dots & C_{X_2}P_{X_{2n}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{X_n}P_{X_{n1}} & C_{X_n}P_{X_{n2}} & \dots & -C_{X_n} \end{bmatrix} \quad (2)$$

ج) محاسبه ماتریس احتمال انتقال فاصله: بر اساس فرایند مارکوف، احتمال وقوع یک حالت معین از پارامتر زمین‌شناسی  $X$  در موقعیت‌های بعدی می‌تواند محاسبه شود. با توجه به شکل (۱)، در اینجا احتمال وقوع حالت  $j$  ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) : تعداد حالت‌های پارامتر  $X$  از پارامتر  $X$  در یک موقعیت معین ( $L$ ) نسبت به موقعیت اولیه  $(O_0)$  به فاصله  $u = (L - O_0)$  مدنظر است ( $L > O_0$ ). همواره باید موقعیتی باشد که احتمال وقوع حالت‌های یک پارامتر معین در آن مشخص باشد تا فرایند مارکوف بتواند با استفاده از آن، این احتمال‌ها را در نقاط بعدی پیش‌بینی نماید [۱] و [۱۰].

$X(L)$	...	$X(O_0)$	حالت
...	...	...	سلول
$j$		$i$	

شکل ۱: پیش‌بینی احتمال وقوع حالت‌های پارامتر  $X$  در سایر

بخش‌ها [۱۴].

برای محاسبه احتمال وقوع حالت‌های یک پارامتر معین (به‌عنوان مثال پارامتر  $X$ ) در یک سلول به فاصله مشخصی (فاصله  $u$ ) نسبت به سلول اولیه، ماتریسی بکار برده می‌شود که ماتریس احتمال انتقال فاصله  $V_X(u)$  نام دارد و به صورت فرمول (۳) تعریف می‌شود [۱۳].

$$V_X(u) = \{v_{X_{ij}}(u)\} \quad (3)$$

که در آن  $v_{X_{ij}}(u)$  احتمال وقوع حالت  $j$  از پارامتر  $X$  به فاصله  $u$  از سلول  $O_0$  بوده و دارای حالت  $i$  است. همچنین معادله (۳) را می‌توان به صورت معادله (۴) نیز بیان نمود [۱۳].

حین حفاری است، لذا بعد از دستیابی به زمان و هزینه نهایی به کمک داده‌های قبل از شروع به ساخت تونل، با به‌روزرسانی داده‌ها (به‌روزرسانی حالات پارامترهای نوع سنگ، RQD و آب زیرزمینی و همچنین به‌روزرسانی ماتریس‌های احتمال انتقال و شدت انتقال برای هرکدام از این پارامترها) برای ۱۰۰ متر حفاری شده از دو طرف ورودی و خروجی تونل، مدل به‌روزرسانی شد و عدم قطعیت‌های کم‌تری نسبت به حالت قبل از به‌روزرسانی برای زمان و هزینه‌ها به دست آمد.

## ۲- مدل زمین‌شناسی

شرایط زمین‌شناسی یک فاکتور اصلی در انتخاب روش حفاری و نگهداری است. از آنجایی که داده‌های مربوط به شرایط زمین‌شناسی مسیر تونل بسیار کم و یا اصلاً موجود نیست، توصیف پیش‌بینی‌ها بر اساس عدم قطعیت خواهد بود. مدل پیش‌بینی زمین‌شناسی با استفاده از داده‌های اولیه نظیر نقشه‌های زمین‌شناسی، بررسی‌های ژئوفیزیکی، بررسی‌های ژئوتکنیکی و ... به پیش‌بینی شرایط زمین‌شناسی مورد انتظار در مسیر تونل می‌پردازد. معمولاً شرایط مورد انتظار در مسیر تونل نمی‌تواند به صورت قطعی بیان شود و بنابراین باید از روش‌های آماری جهت بیان احتمالاتی این شرایط استفاده نمود. یکی از مهم‌ترین روش‌های آماری که به پیش‌بینی شرایط زمین‌شناسی می‌پردازد، مدل مارکوف است که حالت مربوط به هرکدام از پارامترها را با توجه به حالت قبل از آن تخمین می‌زند [۱]. در ادامه مراحل مختلف پیش‌بینی مدل زمین‌شناسی به ترتیب و به صورت مختصر ارائه شده است:

الف) ارزیابی احتمال انتقال از حالت  $i$  به حالت  $j$  ( $p_{ij}$ ) و ضریب شدت انتقال حالت  $i$  ( $C_{X_i}$ ) پارامتر زمین‌شناسی موردنظر به کمک روش‌های آماری [۱۰].

$$p_{ij} = \frac{T_{ij}}{\sum_{k=1}^n T_{ik}} \quad (1)$$

که در آن  $p_{ij}$  احتمال انتقال از حالت  $i$  به حالت  $j$  و  $T_{ij}$  تعداد انتقال‌ها از حالت  $i$  به حالت  $j$  است.

مجموع انتقال‌ها از حالت  $i$  به سایر حالت‌های پارامتر

مربوطه ( $n$  تعداد کل حالات پارامتر موردنظر).

$C_{X_i}$ : ضریب شدت انتقال حالت  $i$  که عبارت است از عکس



نظر افراد متخصص برآورد نمود و از آن جهت پیش‌بینی زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل استفاده کرد.

#### ۴- به‌روزرسانی مدل DAT

در روش DAT به‌واسطه‌ی ناشناخته بودن شرایط زیرسطحی قبل از شروع به ساخت، در مورد داده‌های ورودی این ابزار عدم قطعیت‌هایی وجود دارد؛ ولی با شروع فرایند ساخت و حفاری بخش‌هایی از آن می‌توان با دستیابی به داده‌های واقعی در این بخش‌ها، مدل DAT را به‌روزرسانی نمود و در نتیجه، عدم قطعیت‌ها را در مورد زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل کاهش داد. برای به‌روزرسانی DAT در صورت دستیابی به داده‌های واقعی که در نتیجه‌ی حفاری بخشی از آن به‌دست‌آمده‌اند، بایستی داده‌های واقعی را به‌جای داده‌های قبلی در موقعیت‌های مشابه جایگزین نموده و سپس کلیه‌ی مراحل روش DAT برای دو مدل زمین‌شناسی و مدل ساخت که در بخش‌های قبلی بیان شد، از اول تا آخر را دوباره اجرا نمود.

#### ۵- مدل مارکوف و شبیه‌سازی مونت کارلو

مدل مارکوف جهت پیش‌بینی شرایط زمین‌شناسی مسیر تونل در روش DAT بکار می‌رود. کار مدل مارکوف در روش DAT به‌گونه‌ای است که به کمک داده‌های موجود اولیه، شرایط زمین‌شناسی را برای بخش‌های حفاری نشده‌ی زمین پیش‌بینی می‌نماید. در روش DAT به‌منظور اجرای مدل مارکوف ابتدا کل مسیر تونل به بخش‌های مساوی تقسیم خواهد شد که هر بخش یک سلول نیز نامیده می‌شود. در مرحله‌ی بعد ممکن است تعداد سلول‌هایی در مسیر تونل باشند که حالات مربوط به پارامترهای در نظر گرفته‌شده در آن‌ها به‌صورت قطعی یا غیرقطعی مشخص باشند (برای مثال موقعیت گمانه‌ها و یا هر موقعیتی در مسیر تونل که داده‌های مربوط به حالات پارامترهای در نظر گرفته‌شده در آن‌ها مشخص باشند) که این موقعیت‌ها هرکدام در داخل یک سلول قرار خواهند گرفت و آن سلول، سلول مشاهده‌ای خواهد بود. کار مدل مارکوف، پیش‌بینی شرایط زمین‌شناسی برای پارامترهای در نظر گرفته‌شده درون سلول‌های مجهول به کمک سلول‌های مشاهده‌ای می‌باشد. برای مثال مطابق شکل (۲) ابتدا مدل مارکوف به کمک سلول‌های مشاهده‌ای سبزرنگ، اولین سلول مجهول را پیش‌بینی می‌کند سپس به همین ترتیب اولین

$$V_X(u) = \exp(uA_X) = I + uA_X + \frac{1}{2!} u^2 A_X^2 + \dots + \frac{1}{m!} u^m A_X^m \quad (4)$$

در معادله‌ی (۴)، I ماتریس واحد از مرتبه‌ی n (n تعداد حالت‌های پارامتر X) و m عدد خیلی بزرگی است که می‌تواند تا بی‌نهایت ادامه پیدا کند.

د) محاسبه‌ی احتمال وقوع حالات پارامتر در شرایطی که در موقعیت  $O_0$ ، حالت پارامتر به‌طور قطعی مشخص نباشد و یک تابع جرم احتمال در مورد آن داده‌شده باشد. برای این حالت اجازه دهید  $S_{X_j}(u)$  احتمال وقوع حالت j از پارامتر X در موقعیت  $O_0 + u$  باشد، آنگاه معادله‌ی (۵) را خواهیم داشت [۱۲].

$$S_{X_j}(u) = \sum_{i=1}^n S_{X_i}(0) v_{X_{ij}}(u) \quad (5)$$

بعداً این که احتمال وقوع حالات تمام پارامترهای موردنظر در مسیر تونل به دست آمد، می‌توان به کمک آن‌ها پروفیل مربوط به هر پارامتر و در نهایت از ترکیب این پروفیل‌ها، پروفیل کلاس زمین را به دست آورد. هدف مدل زمین‌شناسی، تشکیل پروفیل کلاس زمین است تا از آن بتوان در مدل ساخت جهت برآورد زمان و هزینه‌های هر کلاس در هر موقعیتی در مسیر تونل استفاده کرد.

#### ۳- مدل ساخت

در پروژه‌های تونل‌سازی، اغلب به دلیل عدم قطعیت در مورد میزان زمان و هزینه‌ی موردنیاز روش حفاری و سیستم نگهداری در نظر گرفته‌شده، پیش‌بینی زمان و هزینه‌ی نهایی بسیار مشکل خواهد بود و موجب می‌شود که در برنامه‌ریزی‌های اولیه نتوان به نتایج دقیقی در مورد آن دست‌یافت. مدل ساخت با در نظر گرفتن فرایند ساخت در مسیر تونل برای هر کلاس زمین، زمان و هزینه‌ی مورد انتظار را برآورد می‌کند. هر کلاس زمین دارای یک روش حفاری و سیستم نگهداری معینی است که در طول هر سیکل از ساخت، طی یک سری فعالیت‌ها انجام می‌شود که شبکه‌ی فعالیت نام دارد. در مدل ساخت می‌توان با توجه به شبکه‌ی فعالیت مربوط به هر کلاس زمین، زمان و هزینه‌ی هر سیکل از ساخت کلاس موردنظر را با تجربه‌از پروژه‌های اجراشده‌ی در شرایط مشابه و

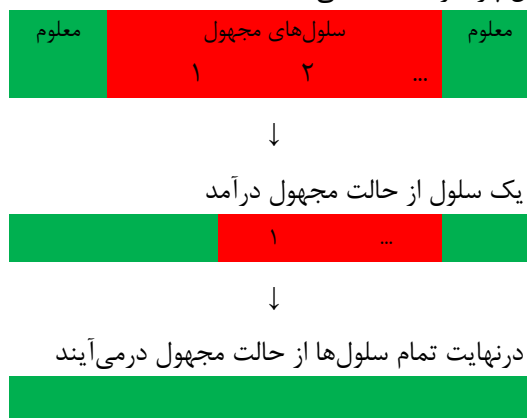
## ۶- به‌کارگیری مدل ابتکاری DAT در تونل همرو

### ۶-۱- سیمای پروژه‌ی تونل همرو

تونل راه همرو بخشی از جاده‌ی جدید در دست احداث سنندج - مریوان است که دارای طول حفاری ۱۳۱۰ متر و سطح مقطع ۹۷ مترمربع می‌باشد. این تونل در شرق استان کردستان، در ۵ کیلومتری شمال شویشه و در محدوده‌ای با طول جغرافیایی ۴۶ درجه و ۳۸ دقیقه تا ۴۶ درجه و ۴۰ دقیقه و عرض جغرافیایی ۳۵ درجه و ۲۵ دقیقه تا ۳۵ درجه و ۲۷ دقیقه واقع شده است. دهانه‌ی ورودی و خروجی تونل مذکور به ترتیب در کیلومتر ۹۲۰ + ۴ + ۲۳۲ قرار دارد. منطقه‌ی مورد مطالعه مربوط به زون سنندج-سیرجان و گسترده‌ترین واحد چینه‌شناسی تفکیک‌شده در منطقه از نظر سنی مربوط به پالئوسن ائوسن پایینی بوده و به لحاظ لیتولوژیکی متشکل از سنگ‌هایی از جنس شیل‌های ماسه‌ای همراه با عدسی‌های آهکی و سنگ‌های آتشفشانی می‌شود. از جمله سایر واحدهای چینه‌شناسی که در فواصل دورتر نسبت به منطقه‌ی مورد مطالعه رخمون دارند می‌توان به واحد چینه‌شناسی مربوط به کرتاسه‌ی بالایی پالئوسن اشاره کرد که از نظر لیتولوژی شامل شیل خاکستری و قرمز رنگ، آهک بارنگ‌های خاکستری، زرد و قرمز و همچنین لایه‌های ماسه‌سنگ می‌شود. همچنین می‌توان به رخمون‌های پراکنده‌ای از واحد سنگ - چینه‌ای در بخش‌های شمالی منطقه در نزدیکی روستای قلعه شیخان اشاره نمود که از نظر لیتولوژیکی از آهک‌های ماسه‌ای نومولیت‌دار تشکیل شده‌اند [۱۵].

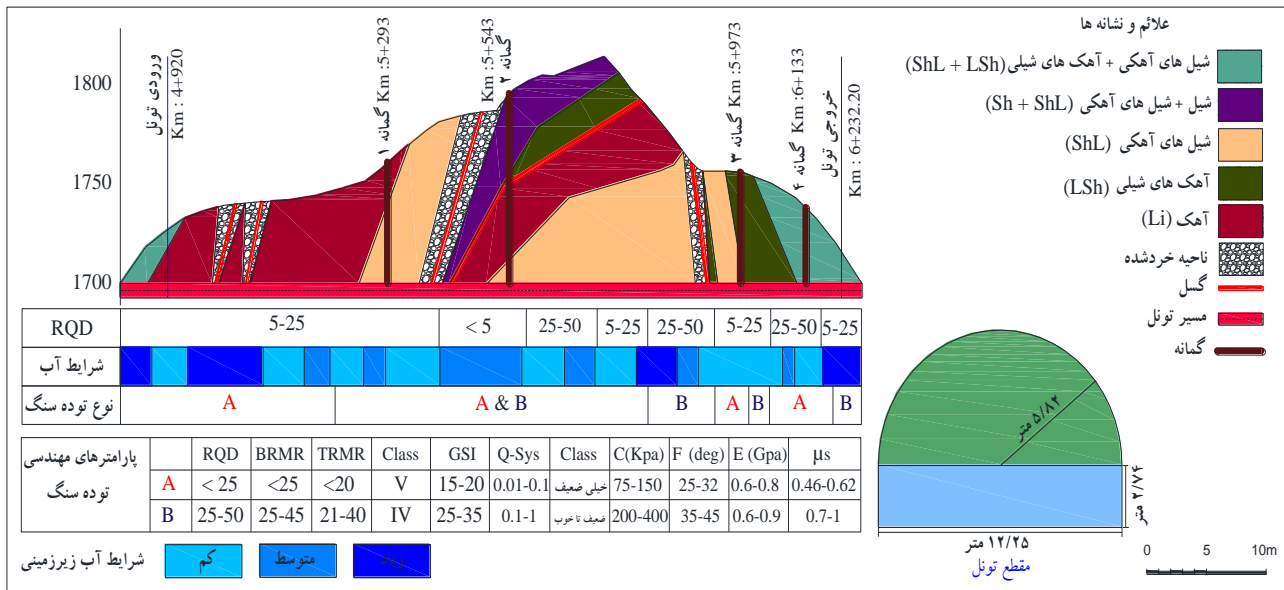
در نتیجه‌ی بررسی‌های انجام‌شده در بازدیدهای زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی صورت گرفته از منطقه، در مجموع چهار گونه‌ی زمین‌شناسی مهندسی در مسیر تونل قابل‌شناسایی و تفکیک از یکدیگر هستند. این گونه‌های زمین‌شناسی مهندسی عبارت‌اند از آهک (Li)، شیل (Sh)، تناوب شیل‌های ماسه‌ای و آهک‌های شیلی (ShL) و تناوب آهک و شیل (LSh). در شکل (۳) پروفیل طولی و سطح مقطع تونل همرو همراه با اطلاعات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی نشان داده شده است. [۱۵].

سلول پیش‌بینی‌شده جای یکی از سلول‌های مشاهده‌ای اول را می‌گیرد و اولین سلول مجهول میان سلول‌های مشاهده‌ای جدید نیز پیش‌بینی می‌شود و این روند ادامه می‌یابد تا تمام سلول‌های مجهول پیش‌بینی شوند. در نتیجه به کمک مدل مارکوف برای هر پارامتر در نظر گرفته‌شده، حالات پارامتر به‌صورت احتمالاتی در کل مسیر تونل در پروفیلی تحت عنوان پروفیل پارامتر به دست می‌آید.



شکل ۲: روش کار مدل مارکوف در روش DAT.

روش شبیه‌سازی مونت کارلو در مدل ساخت روش DAT کاربرد دارد. در مدل ساخت بعد از اینکه زمان و هزینه‌ها برای روش‌های حفاری و سیستم‌های نگهداری متناسب با شرایط زمین‌شناسی پیش‌بینی‌شده در نظر گرفته شد، در داخل هر سلول هر کدام از روش‌های حفاری و سیستم‌های نگهداری که زمان و هزینه‌ی مخصوص به خود را دارند با احتمال مشخصی اتفاق خواهند افتاد. روش کار شبیه‌سازی مونت کارلو به این صورت است که در هر بار شبیه‌سازی، در داخل هر سلول یک‌زمان و هزینه را در نظر می‌گیرد و زمان و هزینه‌های تمام سلول‌ها را در هر بار شبیه‌سازی باهم جمع می‌کند. همچنین در روش شبیه‌سازی مونت کارلو در مجموع دوره‌های شبیه‌سازی در داخل هر سلول زمان و هزینه‌ای که با احتمال بیشتری اتفاق افتاده باشد، بیش‌تر تکرار خواهد شد. امروزه نرم‌افزارهای زیادی به‌منظور انجام شبیه‌سازی مونت کارلو موجود هستند که در این مطالعه از نرم‌افزار PertMaster بهره گرفته شده است.



شکل ۳: پروفیل طولی و سطح مقطع تونل همرو [۱۵].

سابقه‌ی کاری در پروژه‌های تونل‌سازی با توجه به پروفیل طولی تونل که قبل از شروع به ساخت تهیه شده بود، برآورد شد و در نهایت از میانگین نظرهای این افراد استفاده شد. سپس با معکوس کردن طول میانگین حالات، ضریب شدت انتقال هر کدام از حالت‌های پارامترها نیز مطابق جدول (۱) به دست آمد.

جدول ۱: طول میانگین و ضریب شدت انتقال مربوط به هر حالت از هر پارامتر.

پارامتر	حالت پارامتر	طول میانگین (m)	ضریب شدت انتقال ( $m^{-1}$ )
نوع سنگ	Li	۳۲۰	۰/۰۰۳۱
	SH	۱۲۰	۰/۰۰۸۳
	SHL	۷۸۰	۰/۰۰۱۲
	LSh	۹۰	۰/۰۱۱۱
RQD	کمتر از ۵	۲۸۰	۰/۰۰۳۵
	۵ تا ۲۵	۶۵۰	۰/۰۰۱۵
	۲۵ تا ۵۰	۳۸۰	۰/۰۰۲۶
آب	کم	۶۲۰	۰/۰۰۱۶
	متوسط	۲۶۰	۰/۰۰۳۸
	زیاد	۴۳۰	۰/۰۰۲۳

## ۶-۲- مدل زمین‌شناسی تونل همرو

از جمله مهم‌ترین پارامترهایی که بر روی تونل‌زنی اثر می‌گذارند، عبارت‌اند از: نوع سنگ، RQD، جهت درزه‌داری، ناپیوستگی‌های اصلی، جریان آب، سختی، مقاومت فشاری و سیستوزیته [۱۰].

در این مطالعه چون در ابتدا داده‌های مربوط به سه پارامتر نوع سنگ، RQD و آب زیرزمینی به صورت دقیق‌تر موجود بودند و به دلیل عدم اطمینان از صحت داده‌های در دسترس مربوط به سایر پارامترها، بنابراین این سه پارامتر به عنوان پارامترهای زمین‌شناسی در نظر گرفته شدند که حالت‌های مربوط به هر کدام از پارامترها در ادامه ارائه شده است.

۱- پارامتر نوع سنگ با چهار حالت (حالت ۱: آهک (Li)، حالت ۲: شیل (Sh)، حالت ۳: تناوب شیل‌های ماسه‌ای و آهک‌های شیلی (SHL)، حالت ۴: تناوب آهک و شیل (LSh))  
 ۲- پارامتر RQD با سه حالت (حالت ۱: کم‌تر از ۵، حالت ۲: ۵ تا ۲۵، حالت ۳: ۲۵ تا ۵۰)  
 ۳- پارامتر آب زیرزمینی با ۳ حالت (حالت ۱: کم، حالت ۲: متوسط، حالت ۳: زیاد)

مطابق جدول (۱)، برای هر حالت از سه پارامتر در نظر گرفته شده، طول میانگین به کمک نظرات افراد کارشناس تونل‌سازی با حداقل تحصیلات کارشناسی ارشد در رشته‌های مهندسی معدن و زمین‌شناسی و همچنین حداقل ۵ سال

به منظور پیش‌بینی احتمال وقوع هر کدام از حالت‌های پارامترها (پروفیل پارامتر) در مسیر تونل همرو به کمک مدل مارکوف، فاصله‌ی میان هر دو سلول مشاهده‌ای به تعداد سلول‌هایی با طول هر کدام برابر ۱۰ متر مطابق شکل (۴) تقسیم شد.

ماتریس‌های پارامتر نوع سنگ:

$$P_T = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0 & 0.24 & 0.74 & 0.02 \\ 0.48 & 0 & 0.48 & 0.04 \\ 0.28 & 0.28 & 0 & 0.44 \\ 0.01 & 0.01 & 0.98 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_T = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} -0.0031 & 0.0007 & 0.0022 & 0.0002 \\ 0.0039 & -0.0083 & 0.0039 & 0.0005 \\ 0.0003 & 0.0003 & -0.0012 & 0.0006 \\ 0.00015 & 0.00015 & 0.0108 & -0.0111 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

ماتریس‌های پارامتر RQD:

$$P_d = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0 & 0.10 & 0.90 \\ 0.05 & 0 & 0.95 \\ 0.33 & 0.67 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_d = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} -0.0035 & 0.0003 & 0.0032 \\ 0.0001 & -0.0015 & 0.0014 \\ 0.0008 & 0.0018 & -0.0026 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

ماتریس‌های پارامتر آب زیرزمینی:

$$P_w = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0 & 0.72 & 0.28 \\ 0.50 & 0 & 0.50 \\ 0.28 & 0.72 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$A_w = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} -0.0016 & 0.00115 & 0.00045 \\ 0.0019 & -0.0038 & 0.0019 \\ 0.0006 & 0.0017 & -0.0023 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

در ادامه به کمک پرسشنامه‌هایی که در اختیار ۱۰ نفر کارشناس تونل‌سازی با مشخصات فوق‌الذکر قرار داده شد، ماتریس‌های احتمال انتقال و شدت انتقال برای هر کدام از پارامترها همان‌طور که در ادامه آورده شده است، به دست آمد. روش تعیین هر کدام از درایه‌های ماتریس احتمال انتقال به این شکل است که در ابتدا هر فرد کارشناس کل مسیر تونل را به بخش‌های مساوی که تقسیم می‌کند. سپس به کمک پروفیل طولی تونل و داده‌های موجود، برای هر پارامتر مشخص می‌کند که اگر در مسیر تونل از یک بخش تعیین شده وارد بخش بعدی شویم، برای چند بار حالت پارامتر تغییر می‌کند. همچنین مشخص می‌سازد که در هر انتقال، حالت پارامتر از چه حالتی به چه حالت دیگری تغییر یافته است. در صورتی که حالت پارامتر تغییر نکند و در همان حالت خود باقی بماند، تحت عنوان یک انتقال به حساب نمی‌آید به عبارتی دیگر زمانی می‌گوییم انتقال صورت گرفته است که اگر از یک بخش وارد بخش بعدی شویم، حالت پارامتر به حالتی دیگر تغییر کند به همین خاطر در ماتریس‌های احتمال انتقال، احتمال انتقال از یک حالت به خودش برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. بعد از اینکه تعداد انتقال‌ها از یک حالت به سایر حالت‌ها برای هر پارامتر مشخص شد می‌توان درایه‌های ماتریس احتمال انتقال را محاسبه نمود. برای مثال اگر پارامتر نوع سنگ را با چهار حالت در نظر بگیریم و بخواهیم درایه‌های سطر اول ماتریس احتمال انتقال را محاسبه کنیم، تعداد انتقال از حالت اول به سایر حالت‌های ۲، ۳ و ۴ را باید داشته باشیم. برای محاسبه‌ی احتمال انتقال از حالت ۱ به حالت ۲ باید تعداد انتقال‌ها از حالت ۱ به حالت ۲ را بر مجموع کل انتقال‌ها از حالت ۱ به حالت‌های ۲، ۳ و ۴ تقسیم کنیم. سایر درایه‌ها نیز به همین صورت تعیین می‌شوند و در نهایت می‌توانیم آن‌ها را به صورت درصدی بیان کنیم. حال با توجه به فرمول ماتریس شدت انتقال که قبلاً بیان شد (فرمول (۲))، به کمک ضریب شدت انتقال و ماتریس احتمال انتقال، ماتریس شدت انتقال نیز برای هر پارامتر به دست می‌آید.

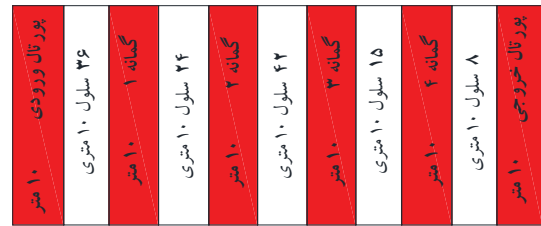
از این رو این سلول‌ها نیز به صورت سلول‌های مشاهده‌ای غیرقطعی در نظر گرفته شدند و احتمال وقوع حالت‌های مختلف پارامترها برای آن‌ها توسط افراد کارشناس با بهره‌گیری از پروفیل زمین‌شناسی و داده‌های حاصل از گمانه‌ها، ارزیابی شدند. روش ارزیابی به‌گونه‌ای است که هر فرد کارشناس با توجه به داده‌های اولیه و داده‌های مربوط به موقعیت گمانه‌ها که در اختیار او قرار داده شده است، احتمال وقوع هر کدام از حالات پارامترها را در موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای تخمین می‌زند. در نتیجه از میانگین‌گیری نظرات ۱۰ فرد کارشناس، احتمال وقوع هر حالت در داخل سلول‌های مشاهده‌ای به صورت جدول (۲) به دست آمد.

حال نوبت به تشکیل پروفیل پارامتر می‌رسد که در آن برای هر پارامتر، احتمال وقوع حالت‌های آن در تمام سلول‌ها در مسیر تونل قابل‌دستیابی است. جهت به دست آوردن پروفیل‌های پارامتر، چون احتمال وقوع حالت‌ها در موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای به صورت غیرقطعی بیان شد، از فرمول (۶) استفاده شده است [۱].

فرمول (۶) مربوط به سلول‌های مجهول میان دو سلول مشاهده‌ای مانند  $O_1$  و  $O_2$  (سلول ورودی و گمانه‌ی ۱) است که احتمال وقوع هر کدام از حالت‌های سه پارامتر آب زیرزمینی، RQD و نوع سنگ را در سلول مجهول  $L$  پیش‌بینی می‌نماید. در فرمول (۶) که برای شکل (۵) بیان شده است، داریم:

$m$  و  $w$ : تابع چگالی احتمال حالت‌های یک پارامتر معین در سلول‌های مشاهده‌ای  $O_{t-1}$  و  $O_t$ .

$n$ : تعداد حالت‌های پارامتر مورد نظر.



شکل ۴: تعداد و موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای در مسیر تونل همرو.

با توجه به شکل (۴)، سلول‌های مشاهده‌ای مربوط به گمانه‌ها و پورتال ورودی و خروجی تونل به صورت رنگی نشان داده شده‌اند و برای هر کدام از این حالت‌های مشاهده‌ای، یک سلول با طول ۱۰ متر در نظر گرفته شده است؛ بنابراین در کل مسیر تونل، شش سلول مشاهده‌ای موجود بودند که همه‌ی آن‌ها به صورت غیرقطعی در نظر گرفته شدند. دلیل در نظر گرفتن سلول‌های مشاهده‌ای ابتدا و انتهای تونل (در ورودی و خروجی تونل) به صورت غیرقطعی این بود که ابتدا از هر دو طرف نیاز به خاک‌برداری فاصله‌ی حدود ۱۰۰ متر به دلیل میزان روباره‌ی کم بود و از آن به بعد حفاری تونل به طول ۱۳۱۰ متر شروع می‌شد؛ بنابراین به صورت قطعی برای این دو سلول، حالت‌های پارامترها با توجه به داده‌های قبل از شروع به خاک‌برداری ۱۰۰ متر از ورودی و خروجی تونل مشخص نشد ولی چون به قسمت ابتدا و انتهای تونل نزدیک بود و همچنین به دلیل میزان روباره‌ی کم، توانسته شد که احتمال وقوع حالت‌های هر کدام از پارامترها به صورت غیرقطعی توسط افراد متخصص برآورد شود و در نتیجه این دو سلول به عنوان دو سلول مشاهده‌ای غیرقطعی در نظر گرفته شدند. برای چهار سلول مشاهده‌ای گمانه‌ی ۱، گمانه‌ی ۲، گمانه‌ی ۳ و گمانه‌ی ۴ نیز که مربوط به موقعیت گمانه‌ها بودند، حالت غیرقطعی در نظر گرفته شد زیرا در موقعیت گمانه‌ها با داده‌های به دست آمده نمی‌توان به صورت کاملاً قطعی در مورد نوع حالت پارامتر مورد نظر اظهار نظر کرد،

$$V_{X_{mz}}^{ns}(L, -O_{t-1}) = \begin{cases} \left[ \sum_{m=1}^n P[X(O_{t-1})=m] \sum_{w=1}^n P[X(O_t)=w] \right] \frac{V_{X_{zw}}(O_t - L) V_{X_{mz}}(L, -O_{t-1})}{V_{X_{mw}}(O_t - O_{t-1})} & O_{t-1} \leq L < O_t, \quad t = 2, 3, \dots, s \\ \sum_{w=1}^n P[X(O_s)=w] V_{X_{wz}}(L, -O_s) & L \geq O_s \end{cases} \quad (6)$$

جدول ۲: احتمال وقوع هر حالت از هر پارامتر در موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای.

پارامتر	سلول‌های مشاهده‌ای					
	ورودی	گمانه ۱	گمانه ۲	گمانه ۳	گمانه ۴	خروجی
نوع سنگ	حالت ۱	۰/۹۰	۰/۸۰	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۳
	حالت ۲	۰/۰۵	۰/۱۰	۰/۰۹	۰/۵۴	۰/۰۲
	حالت ۳	۰/۰۴	۰/۰۶	۰/۸۵	۰/۴۰	۰/۱۰
	حالت ۴	۰/۰۱	۰/۰۴	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۸۵
RQD	حالت ۱	۰/۰۳	۰/۰۹	۰/۹۵	۰/۱۵	۰/۰۱
	حالت ۲	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۰۴	۰/۸۰	۰/۱۵
	حالت ۳	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۵	۰/۸۰
آب زیرزمینی	حالت ۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۸۵	۰/۰۳
	حالت ۲	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۹۵	۰/۱۰	۰/۱۵
	حالت ۳	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۰۱	۰/۰۵	۰/۰۵

سلول	$X(O_1)$	$X(L_0)$	$X(L_1)$	...	$X(L_{35})$	$X(O_2)$
حالت	m	$z_0$	$z_1$	...	$z_{35}$	w
سلول	$X(O_2)$	$X(L_{37})$	$X(L_{38})$	...	$X(L_{60})$	$X(O_3)$
حالت	m	$z_{37}$	$z_{38}$	...	$z_{60}$	w
سلول	$X(O_3)$	$X(L_{62})$	$X(L_{63})$	...	$X(L_{103})$	$X(O_4)$
حالت	m	$z_{62}$	$z_{63}$	...	$z_{103}$	w
سلول	$X(O_4)$	$X(L_{105})$	$X(L_{106})$	...	$X(L_{119})$	$X(O_5)$
حالت	m	$z_{105}$	$z_{106}$	...	$z_{119}$	w
سلول	$X(O_5)$	$X(L_{121})$	$X(L_{122})$	...	$X(L_{128})$	$X(O_6)$
حالت	m	$z_{121}$	$z_{122}$	...	$z_{128}$	w

شکل ۵ - روش پیش‌بینی احتمال وقوع هر کدام از حالت‌های پارامترها در داخل سلول‌های مجهول میان هر دو سلول مشاهده‌ای. طول هر سلول برابر ۱۰ متر در نظر گرفته شده و سلول‌های مشاهده‌ای به صورت رنگی نمایان شده‌اند.

سلول مشاهده‌ای  $O_t$  به شرط این‌که حالت در سلول  $L_t$ ،  $z_t$  باشد.

سلول  $L_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد.

سلول  $L_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد.

سلول مشاهده‌ای  $O_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $w$  باشد.

سلول مشاهده‌ای  $O_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد.

بعد از پیدا کردن احتمال وقوع حالت‌ها در سلول مجهول  $L_t$ ،

نوبت به سلول مجهول  $L_1$  می‌رسد به گونه‌ای که در فرمول (۶)،

$L_1$  جایگزین  $L_t$  و  $z_1$  جایگزین  $z_t$  خواهد شد و به همین

در سلول  $L_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

احتمال وقوع حالت  $z_t$  از پارامتر  $X$  در سلول  $L_t$  به شرط این‌که حالت در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

احتمال این‌که حالت پارامتر  $X$  در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $m$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

احتمال این‌که حالت پارامتر  $X$  در سلول مشاهده‌ای  $O_t$ ،  $w$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

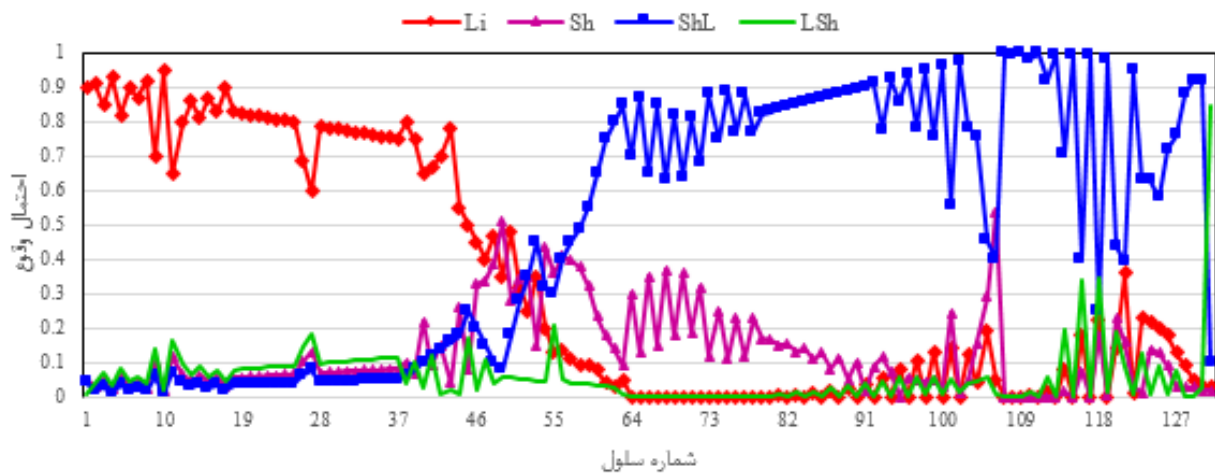
احتمال وقوع حالت  $w$  از پارامتر  $X$  در سلول مشاهده‌ای  $O_{t-1}$ ،  $w$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

احتمال وقوع حالت  $w$  از پارامتر  $X$  در سلول مشاهده‌ای  $O_t$ ،  $w$  باشد (بالانویس ns معرف چند مشاهده‌ی غیرقطعی است).

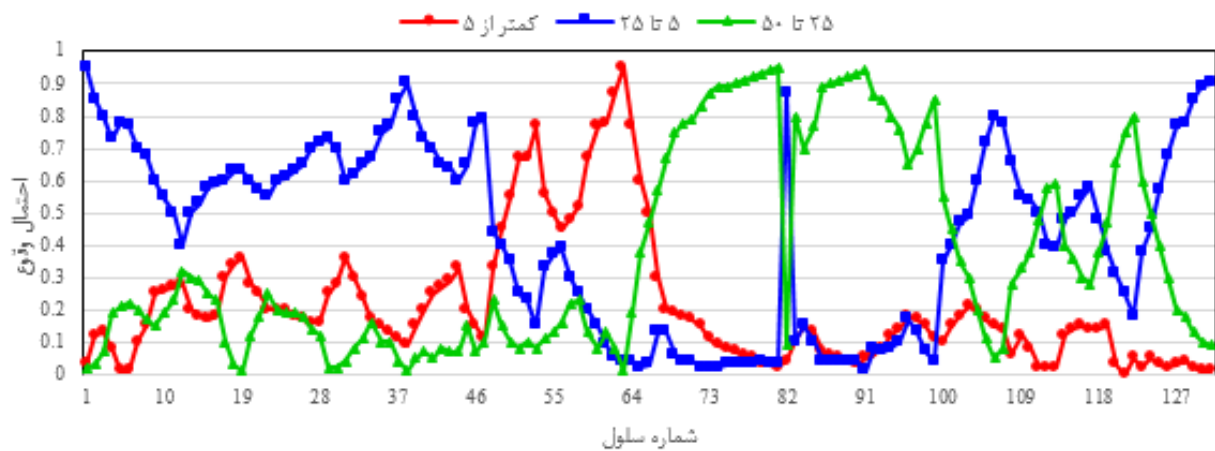
احتمال وقوع حالات به صورت زیگزاگی و با تغییرات سریعی همراه هستند که در چنین وضعیتی می توان گفت نتایجی که برای ماتریس های احتمال انتقال و شدت انتقال به دست آمده است با نتایج حاصل از نظر افراد کارشناس برای موقعیت گمانه ها متفاوت و یا شباهت کمتری باهم دارند؛ بنابراین هرچه داده های ورودی روش DAT دقیق تر باشند، در پروفیل های پارامتر کم تر حالت زیگزاگی و تغییرات سریع برای احتمال وقوع حالات یک پارامتر در مسیر تونل اتفاق می افتد. البته چنین مشکلی می تواند حین حفاری تونل و با دستیابی به داده های واقعی پارامترهای در نظر گرفته شده برای بخش های حفاری شده برطرف شود و کم تر با چنین تغییرات سریعی مواجه شد. یکی از موارد مهمی هم که در این مطالعه مورد توجه قرار گرفته است همین موضوع است که در قسمت به روزرسانی داده ها حین حفاری به آن پرداخته خواهد شد.

ترتیب برای سایر سلول های مجهول تا به سلول مجهول آخر در فاصله ی میان دو مشاهده می رسد.

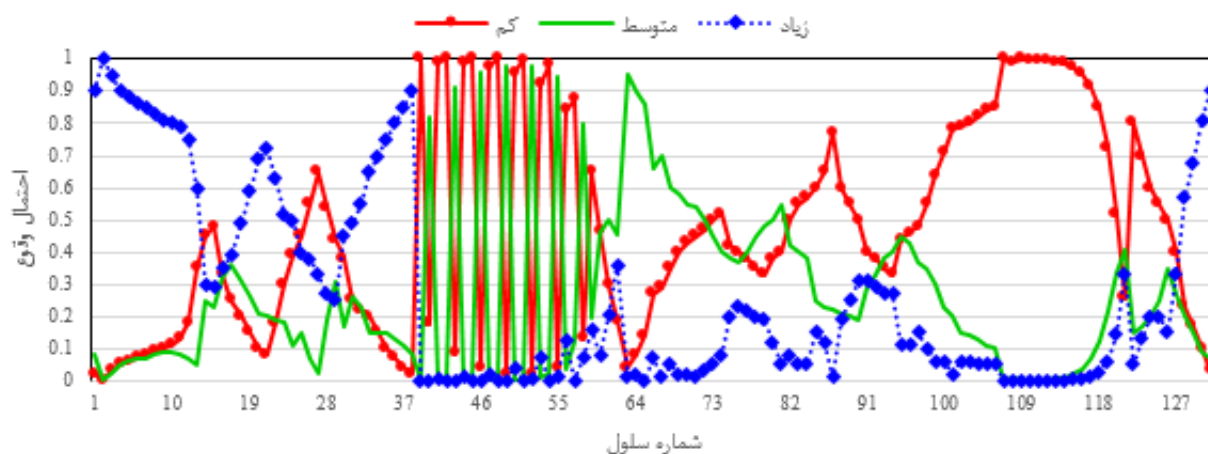
به منظور پیدا کردن احتمال وقوع هر کدام از حالت های پارامترهای در نظر گرفته شده، فرمول (۶) در نرم افزار MATLAB کدنویسی شد [۱۶]. در نهایت احتمال وقوع حالت های هر پارامتر در داخل هر سلول در مسیر تونل، مطابق شکل های (۶، ۷ و ۸) به دست آمد. این پروفیل ها که تحت عنوان پروفیل پارامتر از آن ها نام برده می شود اگر با پروفیل طولی تونل که در شکل (۳) نشان داده شد مقایسه شوند، ارتباط خوبی را می توان میان آن ها مشاهده کرد به طوری که اگر در پروفیل طولی تونل در موقعیتی یک حالت مشخصی از یک پارامتر اتفاق افتاده باشد در پروفیل پارامتر نیز همان حالت در همان موقعیت در بیش تر موارد با احتمال بیش تری اتفاق افتاده است. همچنین در پروفیل های پارامتر در بعضی از موقعیت ها



شکل ۶: پروفیل پارامتر نوع سنگ.



شکل ۷: پروفیل پارامتر RQD.



شکل ۸: پروفیل پارامتر شرایط آب زیرزمینی.

جدول ۳: معرفی بردارهای زمین‌شناسی مربوط به هرکدام از کلاس‌های زمین در نظر گرفته‌شده.

شماره کلاس زمین	حالت پارامتر نوع سنگ	حالت پارامتر <i>RQD</i>	حالت پارامتر آب زیرزمینی
۱	۱، ۲، ۳، ۴	۱	۱، ۲، ۳
۲	۲	۲	۲، ۳
۳	۱، ۴	۳	۱، ۲، ۳
۴	۱، ۳	۲	۳
۵	۱، ۲، ۳	۳	۱، ۲، ۳
	۲، ۴	۲	۱
	۳	۳	۲
	۱، ۲، ۳، ۴	۲	۳

برای تشکیل پروفیل کلاس زمین، از بردارهای زمین‌شناسی مربوط به هر پارامتر در جدول (۳) و داده‌های به‌دست‌آمده برای احتمال وقوع حالت‌های هر پارامتر استفاده شد. برای این کار، ابتدا داده‌های به‌دست‌آمده برای تشکیل پروفیل‌های پارامتر در نرم‌افزار Excel وارد شدند. سپس با توجه به جدول (۳) که بردار یا بردارهای زمین‌شناسی هر کلاس زمین را معرفی می‌نماید، احتمال وقوع هرکدام از کلاس‌های زمین در داخل هر سلول در نرم‌افزار Excel به دست آمد.

با توجه به پارامترها و حالت‌های در نظر گرفته‌شده برای هرکدام از آن‌ها، درکل  $36 (= 4 \times 3 \times 3)$  شرایط (بردار) مختلف زمین‌شناسی می‌تواند در کل مسیر تونل اتفاق بیفتد. بدیهی است که نمی‌توان برای هرکدام از این شرایط یک روش حفاری و سیستم نگهداری در نظر گرفت بلکه چند روش حفاری و سیستم نگهداری (در این مطالعه ۵ تا) می‌توان در نظر گرفت که هرکدام برای تعدادی از این بردارهای زمین‌شناسی مناسب باشند. این بردارهای زمین‌شناسی به کمک پرسشنامه در تعداد ۵ کلاس مطابق جدول (۳) جای گرفتند که مشخصات مربوط به هرکدام از کلاس‌های زمین در نظر گرفته‌شده در جدول (۴) آمده است. برای دستیابی به جدول‌های (۳) و (۴) نیازی نیست که از نظر چند فرد کارشناس استفاده شود و تنها یک فرد کارشناس با تجربه در زمینه‌ی ساخت چنین تونل‌های جاده‌ای کفایت می‌کند. در این مطالعه برای دستیابی به این داده‌ها از نظر فردی کارشناس با مدرک تحصیلی کارشناسی ارشد رشته‌ی مهندسی معدن/گرایش مکانیک سنگ با حداقل ۱۵ سال سابقه‌ی کاری در زمینه‌ی ساخت تونل‌های کوهی و جاده‌ای بهره‌گرفته شد. در ابتدا فرد کارشناس با تجربه از پروژه‌های اجراشده‌ی قبلی در شرایط مشابه پنج کلاس زمین از خیلی ضعیف تا متوسط تا خوب مطابق جدول (۴) در نظر گرفت. سپس هرکدام از شرایط مختلف زمین‌شناسی با توجه به پارامترها و حالات مختلف در نظر گرفته‌شده برای هرکدام از آن‌ها در کلاس قابل اجرا برای آن جای داد و درنهایت جدول (۳) به دست آمد.



(RQD) و حالت k از پارامتر آب زیرزمینی (k یکی از سه حالت پارامتر آب زیرزمینی) با احتمال مشخصی اتفاق می‌افتد؛ بنابراین برای پیدا کردن احتمال وقوع هر کلاس زمین در یک سلول معین بایستی برای هر بردار (i,j,k) مربوط به آن کلاس، احتمال وقوع حالت i، j و k را در داخل آن سلول مشخص نموده و سپس این احتمال‌ها را برای هر بردار در هم ضرب نمود. اگر کلاس زمین شامل چند بردار زمین‌شناسی باشد، برای هر کدام از بردارها باید در داخل هر سلول این محاسبات را انجام داده و در نهایت آن‌ها را باهم جمع نمود تا احتمال وقوع آن کلاس در داخل هر سلول به دست آید. در ادامه با توجه به مطالب ارائه‌شده، چگونگی دستیابی به احتمال وقوع کلاس زمین ۳ در داخل سلول l نشان داده شده است:

$$\begin{aligned}
 & P[g(l) \text{ belongs to } GC_3] \\
 &= P[g(l) = g_{11}] + P[g(l) = g_{12}] \\
 &+ P[g(l) = g_{13}] + P[g(l) = g_{14}] \\
 &+ P[g(l) = g_{15}] + P[g(l) = g_{16}] \\
 &+ P[g(l) = g_{17}] + P[g(l) = g_{18}] \\
 &= P[r(l) = 1 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 1] \\
 &+ P[r(l) = 1 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 2] \\
 &+ P[r(l) = 1 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 4 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 1] \\
 &+ P[r(l) = 4 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 2] \\
 &+ P[r(l) = 4 \text{ and } d(l) = 2 \text{ and } w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 1 \text{ and } d(l) = 3 \text{ and } w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 3 \text{ and } d(l) = 3 \text{ and } w(l) = 3] \\
 & [g(l) \text{ belongs to } GC_3] \\
 &= P[r(l) = 1] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 1] \\
 &+ P[r(l) = 1] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 2] \\
 &+ P[r(l) = 1] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 4] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 1] \\
 &+ P[r(l) = 4] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 2] \\
 &+ P[r(l) = 4] * P[d(l) = 2] * P[w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 1] * P[d(l) = 3] * P[w(l) = 3] \\
 &+ P[r(l) = 3] * P[d(l) = 3] * P[w(l) = 3]
 \end{aligned}$$

جدول ۴: مشخصات مربوط به هر کدام از کلاس‌های زمین.

شماره کلاس زمین	مشخصات
۱	روش تونل‌های جانبی - نگهداری: IPE 180 (خیلی ضعیف) فاصله‌داری ۰/۷۵ - ۰/۵ متر و ۲۰ سانتی‌متر شاتکریت تقویت‌شده به‌وسیله‌ی دولایه مش φ8@100×100 mm
۲	روش دیافراگم مرکزی - نگهداری: IPE 180 (ضعیف) فاصله‌داری ۱ - ۰/۷۵ متر و ۲۰ سانتی‌متر شاتکریت تقویت‌شده به‌وسیله‌ی دولایه مش φ6@100×100 mm
۳	روش طاق و پطاق - نگهداری: IPE 180 (ضعیف تا متوسط) فاصله‌داری ۱/۲ - ۱ متر و ۲۰ سانتی‌متر شاتکریت تقویت‌شده به‌وسیله‌ی دولایه مش φ8@100×100 mm
۴	روش طاق و پطاق - نگهداری: IPE 180 (متوسط) بولت تمام تزریقی، φ25 mm, L : 4-6 m ، فاصله‌داری ۲ × ۲ و ۱۵ سانتی‌متر شاتکریت تقویت‌شده به‌وسیله‌ی دولایه مش φ6@100×100 mm
۵	روش طاق و پطاق - نگهداری: IPE 180 (متوسط تا خوب) بولت تمام تزریقی، φ25 mm, L : 4-6 m ، فاصله‌داری ۲ × ۲ و ۱۰ سانتی‌متر شاتکریت تقویت‌شده به‌وسیله‌ی یک‌لایه مش φ6@100×100 mm

به‌منظور بیان شیوه‌ی کار در نرم‌افزار Excel جهت دستیابی به احتمال وقوع هر کلاس زمین در داخل هر کدام از سلول‌ها برای این مطالعه، کلاس زمین ۳ را در نظر می‌گیریم که مطابق جدول (۳) شامل ۸ بردار زمین‌شناسی زیر است:

$$\begin{aligned}
 g_{11} &= (1, 2, 1) & g_{12} &= (1, 2, 2) \\
 g_{13} &= (1, 2, 3) & g_{14} &= (4, 2, 1) \\
 g_{15} &= (4, 2, 2) & g_{16} &= (4, 2, 3) \\
 g_{17} &= (1, 3, 3) & g_{18} &= (3, 3, 3)
 \end{aligned}$$

در این مطالعه اگر هر کدام از بردارها را به‌صورت (i,j,k) در نظر بگیریم، i، j و k به ترتیب بیان‌کننده حالت پارامتر نوع سنگ، RQD و آب زیرزمینی هستند؛ بنابراین بردار (i,j,k) برای یک کلاس زمین معین به این معنی است که در این کلاس برای هر سلول، حالت i از پارامتر نوع سنگ (i یکی از چهار پارامتر نوع سنگ)، حالت j از پارامتر RQD (j یکی از سه حالت پارامتر

وقوع هر کدام از کلاس‌های زمین را در داخل تمام سلول‌ها به دست می‌دهد و به‌عنوان پروفیل کلاس زمین شناخته شده است. هدف مدل زمین‌شناسی، دستیابی به پروفیل کلاس زمین است تا بتوان از آن به‌عنوان ورودی مدل ساخت استفاده نمود.

در شکل (۹) نیز همانند پروفیل‌های پارامتر، حالت زیگزگی و تغییرات سریع در احتمال وقوع کلاس‌های زمین مشاهده می‌شود که این وضعیت نیز به دلیل همان پروفیل‌های پارامتر است به‌گونه‌ای که اگر داده‌های اولیه دقیق نباشند علاوه بر پروفیل‌های پارامتر، بر روی پروفیل کلاس زمین هم تأثیرگذار هستند و یا به عبارتی هر چه پروفیل‌های پارامتر دقیق‌تر باشند، پروفیل کلاس زمین دقیق‌تری به دست می‌آید.

$P[g(l) \text{ belongs to GC}_p]$ : احتمال وقوع کلاس زمین ۳ در سلول  $l$ .

$r(l)$ : حالت پارامتر نوع سنگ در سلول  $l$

$d(l)$ : حالت پارامتر RQD در سلول  $l$

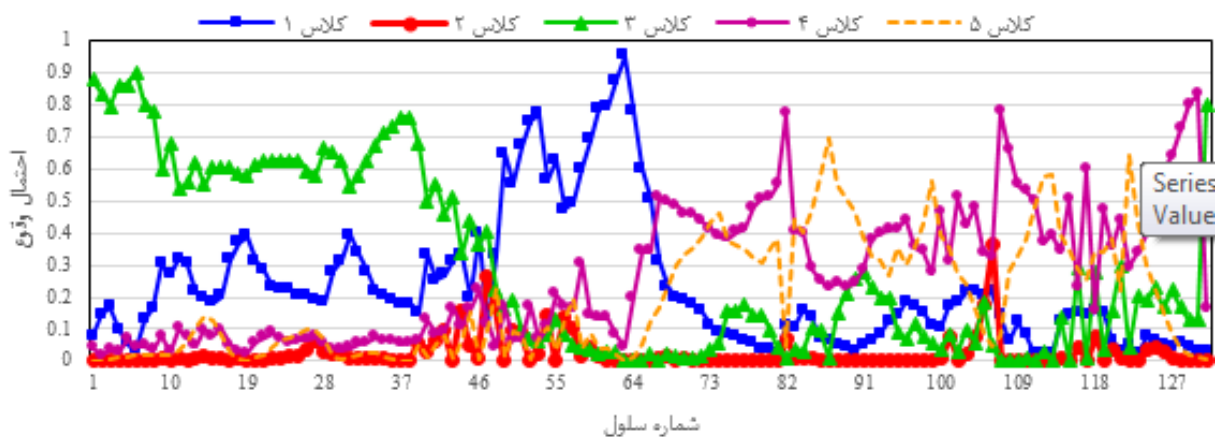
$w(l)$ : حالت پارامتر آب زیرزمینی در سلول  $l$

$P[r(l) = i]$ : احتمال این‌که حالت پارامتر نوع سنگ در سلول  $l$  باشد  $i$ .

$P[d(l) = j]$ : احتمال این‌که حالت پارامتر RQD در سلول  $l$  باشد  $j$ .

$P[w(l) = k]$ : احتمال این‌که حالت پارامتر آب زیرزمینی در سلول  $l$  باشد  $k$ .

برای سایر کلاس‌های زمین نیز به این صورت عمل شد و درنهایت با استفاده از نتایج به‌دست‌آمده برای هر کلاس زمین، پروفیلی مطابق شکل (۹) به دست آمد. این پروفیل، احتمال



شکل ۹: پروفیل کلاس زمین.

حداکثر برای هر سیکل ساخت از کلاس‌های زمین به دست آید. سپس از میانگین‌گیری نظرهای ارائه‌شده به‌وسیله‌ی افراد کارشناس مختلف برای هر کلاس زمین، زمان و هزینه‌ی حداقل، متوسط و حداکثر به ازای هر ده متر ساخت (هر سلول) مطابق جدول (۵) به دست آمد. همچنین از آنجایی‌که هزینه‌های ساخت سال‌به‌سال در حال افزایش است، بنابراین، میزان حداقل، متوسط و حداکثر افزایش هزینه‌ها به‌صورت سالیانه توسط افراد کارشناس به دست آمد و درنهایت با تبدیل این افزایش هزینه‌ها برای هر ده متر از کلاس‌های زمین، میزان حداقل، متوسط و حداکثر افزایش هزینه‌ها به‌صورت سالیانه نیز برای هر سلول مطابق جدول (۵) به دست آمد. نکته‌ای که بایستی در این مطالعه مدنظر قرار گیرد، این است

## ۷- مدل ساخت برای تونل همرو

در مدل ساخت، زمان و هزینه‌ی اجرای تونل در هر سلول برای هر کلاس زمین به دست می‌آید. به‌منظور برآورد زمان و هزینه برای هر سلول (۱۰ متر) در تونل همرو، به کمک پرسشنامه از افراد کارشناس (۱۰ نفر) خواسته شد که ابتدا برای هر کدام از کلاس‌های زمین، فعالیت‌هایی که یک سیکل ساخت (حفاری و نگهداری) از کلاس موردنظر را کامل نماید در نظر بگیرند؛ سپس به کمک این فعالیت‌ها، میزان زمان و هزینه‌ی حداقل، متوسط و حداکثر مربوط به هر فعالیت (برای سال ۱۳۹۴) را با تجربه از پروژه‌های اجراشده‌ی قبلی در شرایط زمین‌شناسی مشابه تقریب زده تا درنهایت زمان و هزینه‌ی حداقل، متوسط و

داده‌ها در نرم‌افزار *PertMaster* می‌توان نسبت به اجرای شبیه‌سازی مونت کارلو اقدام نمود. در خلال اجرای شبیه‌سازی، برنامه‌ی تهیه‌شده به تعداد مشخصی تکرار می‌شود. در هر یک از این تکرارها، مقادیر غیرقطعی برنامه (در این مطالعه زمان و هزینه) بر اساس توزیع‌ها و داده‌های واردشده به صورت تصادفی تعیین می‌شوند. نرم‌افزار *PertMaster* در انتهای هر تکرار، میزان زمان و هزینه‌ی نهایی را در خود ذخیره‌سازی می‌نماید. پس از اتمام کلیه‌ی تکرارها، از این مقادیر برای رسم نمودارهای موردنظر و نیز تهیه‌ی تابع احتمالی مربوط به اجرای هر یک از این موارد استفاده می‌شود.

به دلیل این‌که برای هرکدام از زمان و هزینه‌ها سه مقدار حداقل، متوسط و حداکثر موجود بود، بنابراین در نرم‌افزار *PertMaster* به منظور اجرای شبیه‌سازی از توابع توزیع مثلثی استفاده شد.

در نهایت بعد از اجرای شبیه‌سازی مونت کارلو (برای ۱۰۰۰۰ بار تکرار)، نمودار پراکندگی زمان - هزینه به صورت شکل (۱۰) به دست آمد. در شکل (۱۰) زمان و هزینه‌ی حداقل و حداکثر نشان داده شده است و می‌توان به عنوان یک حالت بهینه نقطه‌ای را به عنوان زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل انتخاب کرد که دارای بیش‌ترین تکرار در اجرای شبیه‌سازی‌ها باشد.

که در پرسشنامه، جهت برآورد زمان و هزینه‌ها برای هر سیکل ساخت از یک کلاس زمین معین، از افراد کارشناس خواسته شد تا فرض کنند تونل تنها از یک طرف (ورودی یا خروجی) حفاری شود و نتایج به دست آمده برای زمان و هزینه‌های ساخت نیز برای این فرض است. همچنین در برآورد زمان و هزینه‌ها، روسازی کف تونل (عملیات مربوط به ساخت جاده‌ی تونل) در نظر گرفته نشده است.

حال بعد از دست‌یابی به زمان و هزینه‌های اجرای ساخت هر سلول (ده متر طول) برای هر کلاس زمین، نوبت به تخمین زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت کل تونل می‌رسد. به منظور برآورد زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت تونل، باید زمان و هزینه‌ی تمام سلول‌ها (۱۳۱ سلول) را باهم جمع نمود. از آنجایی‌که در داخل هر سلول، هرکدام از کلاس‌های زمین با احتمال مشخصی اتفاق می‌افتد (پروفیل کلاس زمین)، می‌توان برای ارزیابی زمان و هزینه‌ی نهایی ساخت کل تونل، روش شبیه‌سازی مونت کارلو را بکار برد.

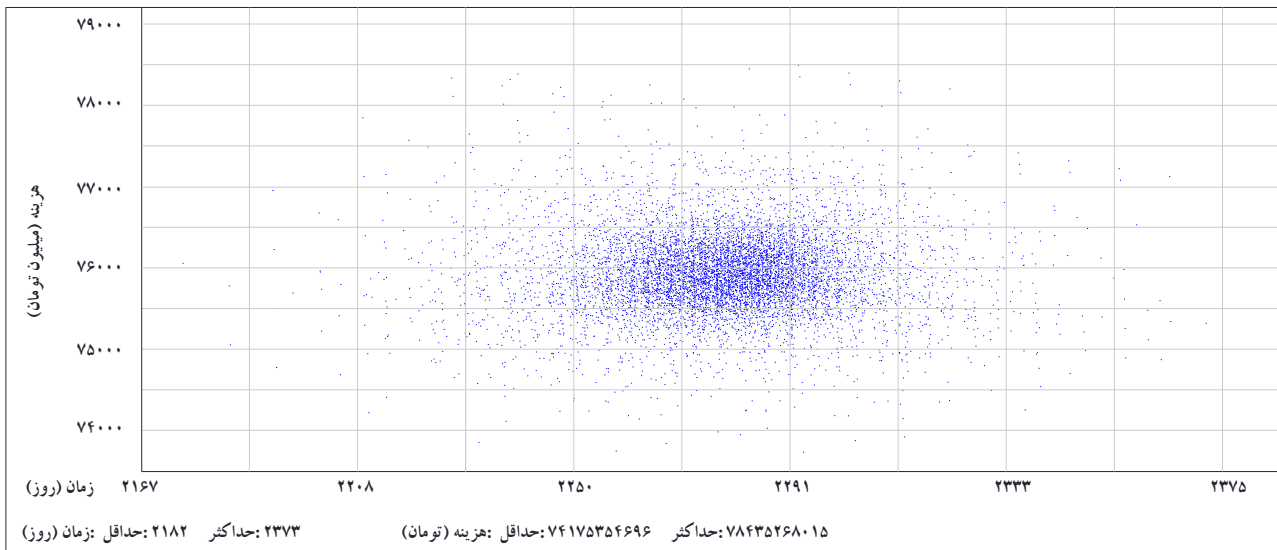
#### ۸- برآورد احتمالاتی زمان و هزینه‌ی ساخت تونل

##### همرو با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو

در این مقاله، برای انجام روش شبیه‌سازی مونت کارلو، نرم‌افزار *PertMaster* مورد استفاده قرار گرفت [۱۷]. پس از وارد نمودن

جدول ۵: زمان و هزینه‌ی مربوط به هر سلول (۱۰ متر) از کلاس زمین موردنظر.

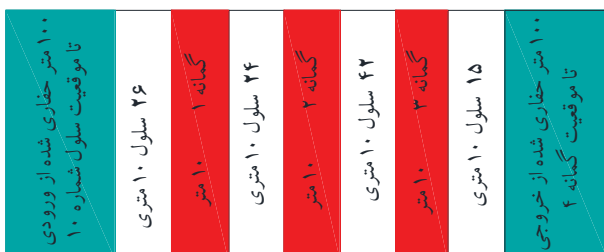
شماره‌ی کلاس زمین	زمان به ازای هر سلول (روز)			هزینه به ازای هر سلول (میلیون تومان)			افزایش هزینه برای هر سلول به صورت سالیانه (درصد)		
	حداکثر	متوسط	حداقل	حداکثر	متوسط	حداقل	حداکثر	متوسط	حداقل
۱	۲۰	۱۶/۷	۱۳/۴	۴۲۴/۴۵	۳۸۵/۶۳	۳۵۰	۲۵ - ۳۰	۱۵ - ۲۰	۵ - ۱۰
۲	۱۶/۷	۱۴/۲	۱۱/۷	۳۸۵/۶۳	۳۵۰	۳۱۸/۳۵	۲۵ - ۳۰	۱۵ - ۲۰	۵ - ۱۰
۳	۱۴/۲	۱۱/۷	۱۰	۳۵۰	۳۱۸/۳۵	۲۷۶/۷۸	۲۵ - ۳۰	۱۵ - ۲۰	۵ - ۱۰
۴	۱۱/۷	۱۰	۸/۴	۳۱۸/۳۵	۲۷۶/۷۸	۲۳۶/۲۰	۲۵ - ۳۰	۱۵ - ۲۰	۵ - ۱۰
۵	۱۰	۸/۴	۶/۳	۲۷۶/۷۸	۲۳۶/۲۰	۱۷۲/۹۶	۲۵ - ۳۰	۱۵ - ۲۰	۵ - ۱۰



شکل ۱۰: نمودار پراکنندگی زمان - هزینه‌ی ساخت تونل قبل از به‌روزرسانی DAT.

جدول (۶) احتمال وقوع حالت‌های تمام پارامترها را در موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای بعد از به‌روزرسانی نشان می‌دهد. در نهایت پروفیل‌های پارامتر و کلاس زمین بعد از به‌روزرسانی مطابق شکل‌های (۱۲) تا (۱۵) به دست آمدند.

در بخش‌های قبلی گفته شد که حالت زیگزاگی و تغییرات سریع در پروفیل‌های پارامتر و نیز پروفیل کلاس زمین ناشی از عدم همخوانی داده‌های مربوط به موقعیت گمانه‌ها و ماتریس‌های احتمال انتقال و شدت انتقال می‌باشد. حال در این بخش بعد از حفاری ۱۰۰ متر از هر دو بخش ورودی و خروجی تونل و نیز با تأثیر دادن داده‌های واقعی این بخش‌های حفاری شده برای پارامترهای در نظر گرفته‌شده در مدل، حالت‌های زیگزاگی و تغییرات سریع در احتمال وقوع حالات پارامترها و کلاس‌های زمین خیلی کمتر شده است و در نتیجه‌ی آن مطابق شکل (۱۶) زمان و هزینه‌های ساخت تونل با عدم قطعیت‌های کم‌تری به دست آمده‌اند.



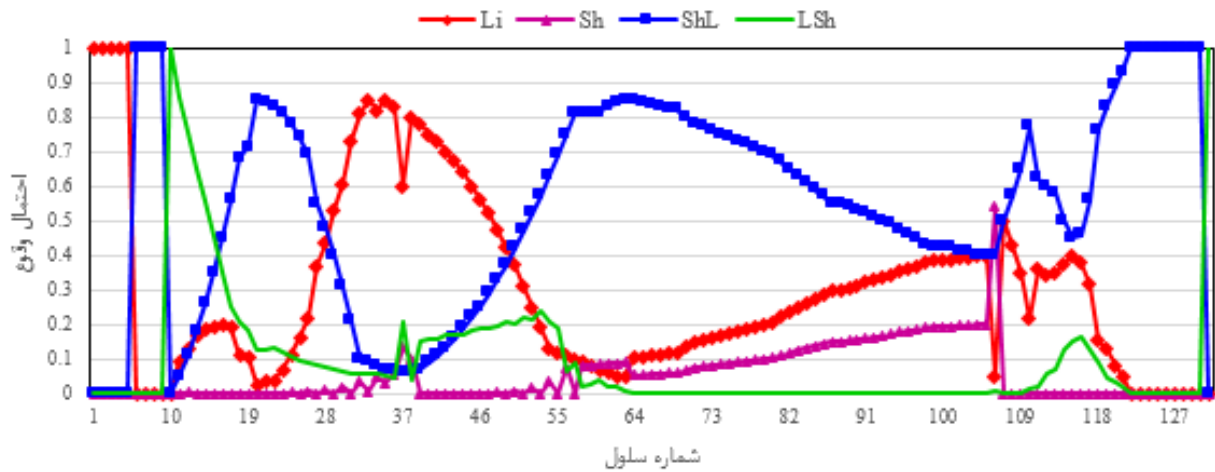
شکل ۱۱: تعداد و موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای در مسیر تونل همرو بعد از به‌روزرسانی.

## ۹- به‌روزرسانی مدل برای تونل همرو به کمک داده‌های حین حفاری

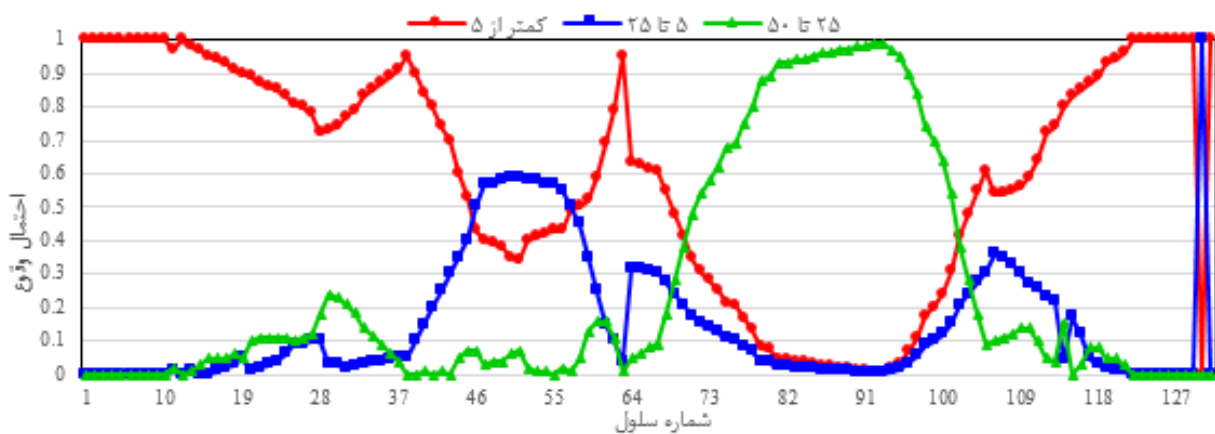
به‌منظور به‌روزرسانی مدل ابتکاری DAT در تونل همرو، داده‌های واقعی مربوط به حالات پارامترها به‌جای داده‌های قبلی در موقعیت‌های مشابه برای ۱۰۰ متر اول ورودی و خروجی تونل جایگزین شدند و همچنین ماتریس‌های احتمال انتقال و شدت انتقال جدیدی به‌واسطه‌ی تغییر در ضریب شدت انتقال و وسعت هرکدام از حالت‌های پارامترها، توسط افراد کارشناس به دست آمد. شکل (۱۱) تعداد و موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای را بعد از به‌روزرسانی نشان می‌دهد. همچنان که مشاهده می‌شود، برای به‌روزرسانی مدل از پنج سلول مشاهده‌ای استفاده شده است؛ زیرا بعد از حفاری ۱۰۰ متر از هر دو طرف ورودی و خروجی، سینه‌کار تونل به ترتیب تا انتهای سلول شماره‌ی ۱۰ و سلول گمانه‌ی ۴ رسیده است؛ بنابراین در به‌روزرسانی مدل، داده‌های واقعی برای بخش‌های حفاری‌شده‌ی تونل در نظر گرفته می‌شود. همچنین برای به‌روزرسانی مدل در بخش‌های حفاری نشده، سلول انتهایی حفاری‌شده از هر دو طرف (سلول شماره‌ی ۱۰ و سلول مربوط به گمانه‌ی ۴) به‌عنوان سلول‌های مشاهده‌ای قطعی در نظر گرفته می‌شوند. پس باین‌وجود باید از سه سلول مشاهده‌ای غیرقطعی (سلول‌های مربوط به گمانه‌های ۱، ۲ و ۳) و دو سلول مشاهده‌ای قطعی در به‌روزرسانی مدل برای بخش حفاری نشده استفاده نمود.

جدول ۶: احتمال وقوع هر حالت از هر پارامتر در موقعیت سلول‌های مشاهده‌ای بعد از به‌روزرسانی.

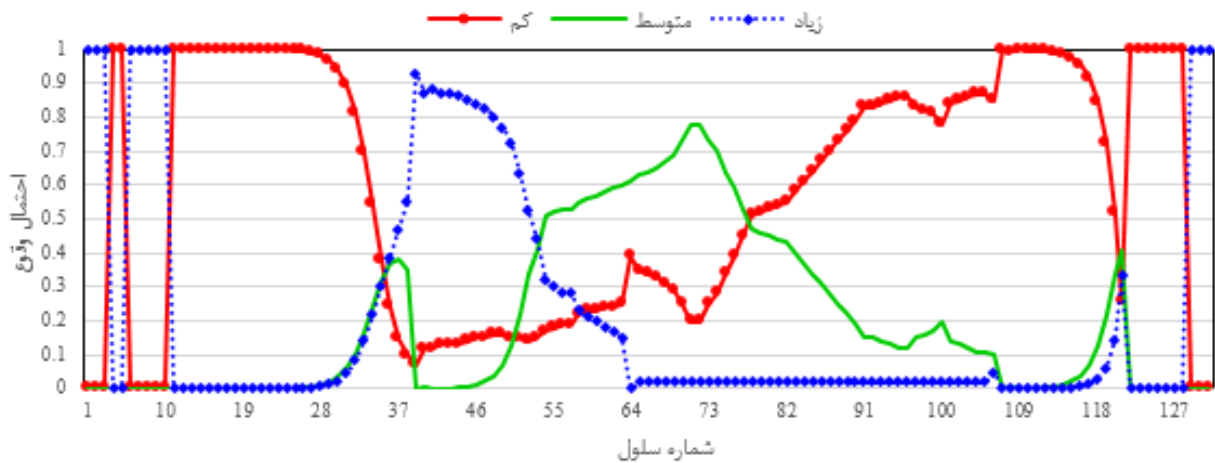
سلول‌های مشاهده‌ای					پارامتر	
گمانه ۴	گمانه ۳	گمانه ۲	گمانه ۱	سلول ۱۰	حالت	نوع
۰	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۸۰	۰	حالت ۱	نوع سنگ
۰	۰/۵۴	۰/۰۹	۰/۱۰	۰	حالت ۲	
۱	۰/۴۰	۰/۸۵	۰/۰۶	۰	حالت ۳	
۰	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۴	۱	حالت ۴	
۱	۰/۱۵	۰/۹۵	۰/۰۹	۱	حالت ۱	RQD
۰	۰/۸۰	۰/۰۴	۰/۹۰	۰	حالت ۲	
۰	۰/۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰	حالت ۳	
۱	۰/۸۵	۰/۰۴	۰/۰۲	۰	حالت ۱	آب زیرزمینی
۰	۰/۱۰	۰/۹۵	۰/۰۸	۰	حالت ۲	
۰	۰/۰۵	۰/۰۱	۰/۹۰	۱	حالت ۳	



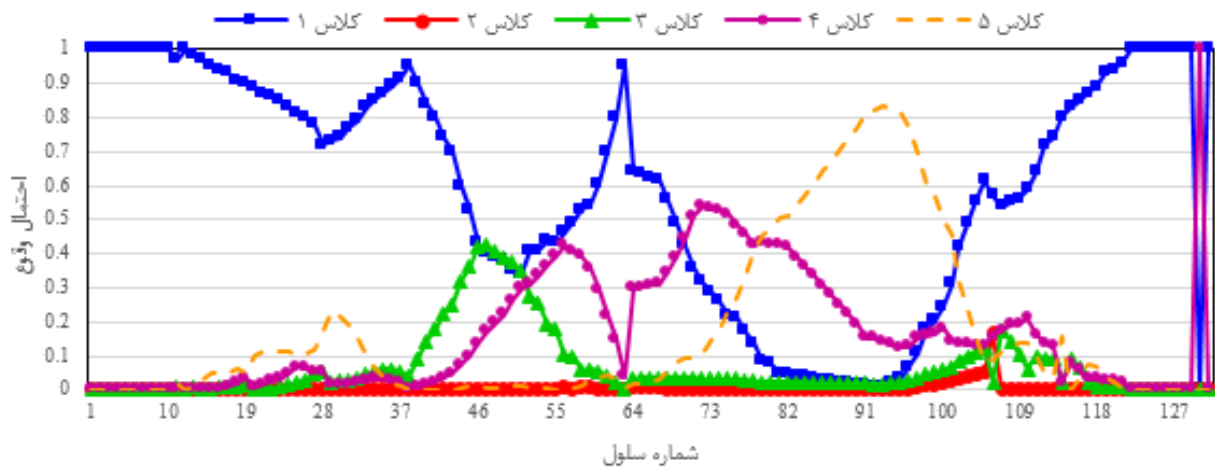
شکل ۱۲: پروفیل پارامتر نوع سنگ بعد از به‌روزرسانی.



شکل ۱۳: پروفیل پارامتر RQD بعد از به‌روزرسانی.



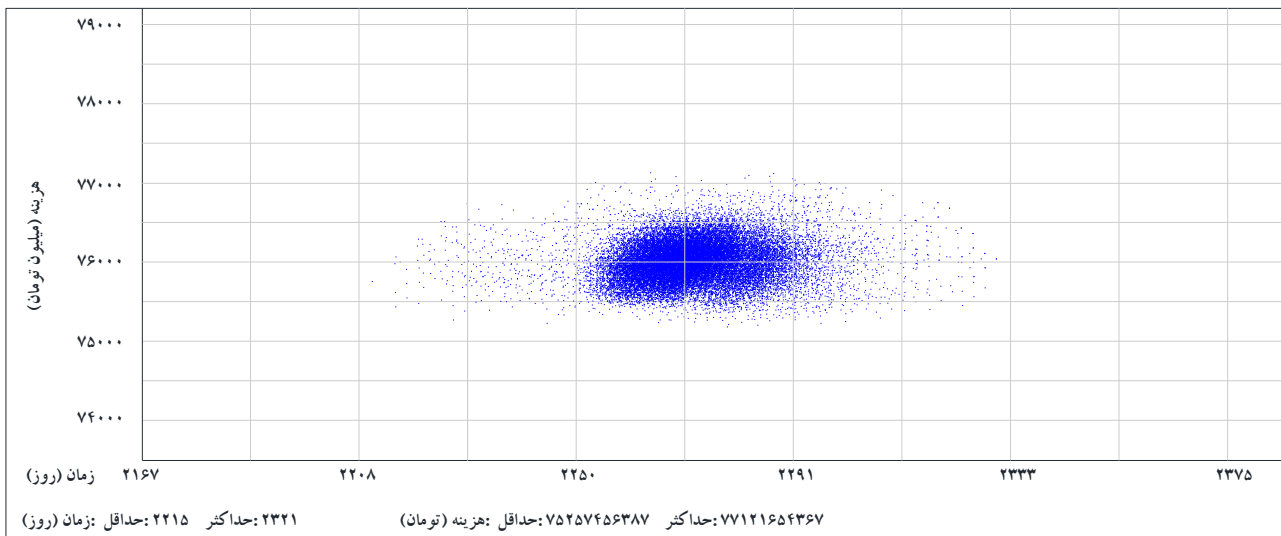
شکل ۱۴: پروفیل پارامتر آب زیرزمینی بعد از به روزرسانی.



شکل ۱۵: پروفیل کلاس زمین بعد از به روزرسانی.

تغییر کرد. همان‌طور که از شکل (۱۶) مشخص است، میزان حداقل و حداکثر زمان و هزینه‌ها به همدیگر نزدیک‌تر شده‌اند و این یعنی عدم قطعیت‌های مربوط به زمان و هزینه ساخت تونل در نتیجه‌ی به‌روزرسانی، کاهش یافته است.

بعد از به‌روزرسانی پروفیل کلاس زمین، به‌روزرسانی داده‌های ورودی در نرم‌افزار PertMaster جهت اجرای شبیه‌سازی مونت‌کارلو انجام شد. در نتیجه‌ی این شبیه‌سازی‌ها، نمودار پراکندگی زمان-هزینه برای تونل همرو به‌صورت شکل (۱۶)



شکل ۱۶: نمودار پراکندگی زمان - هزینه‌ی ساخت تونل بعد از به‌روزرسانی مدل.

## ۱۰- نتیجه‌گیری

هزینه‌ی ساخت کل این تونل به‌صورت احتمالاتی پیش‌بینی شد. در نتیجه میزان زمان حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۲۱۸۲ و ۲۳۷۳ روز و همچنین میزان هزینه‌ی حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۷۴،۱۷۵،۳۵۴،۶۹۶ و ۷۸،۴۳۵،۲۶۸،۰۱۵ تومان به دست آمد. سپس با به‌روزرسانی داده‌ها در هنگام ساخت برای ۱۰۰ متر در هر کدام از موقعیت‌های ورودی و خروجی تونل، مدل ابتکاری *DAT* به‌روزرسانی شد و در نتیجه عدم قطعیت‌ها نسبت به حالت قبل از به‌روزرسانی برای زمان و هزینه کاهش یافت؛ به‌گونه‌ای که میزان زمان حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۲۲۱۵ و ۲۳۲۱ روز و همچنین میزان هزینه‌ی حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۷۵،۲۵۷،۴۵۶،۳۸۷ و ۳۶۷،۷۷،۱۲۱،۶۵۴ تومان به دست آمد.

عدم قطعیت زمین‌شناسی، منبع اصلی ریسک در ساخت زیرزمینی است که اغلب منجر به فرض نمودن بدترین شرایط زمین‌شناسی ممکن می‌شود و در نتیجه، هزینه‌ها به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. انتخاب حفاری و نگهداری بر اساس شرایط زمین‌شناسی موجود، منجر به صرفه‌جویی قابل توجهی در طول ساخت خواهد شد. به‌منظور کاهش عدم قطعیت‌ها، ابزارهای مختلفی ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به ابزار *DAT* اشاره نمود. *DAT* ابزاری آماری است که با استفاده از داده‌های موجود، به پیش‌بینی احتمالاتی زمان و هزینه‌ی موردنیاز اجرای تونل می‌پردازد. در این مقاله ابتدا به کمک مدل ابتکاری *DAT* با به‌کارگیری داده‌های قبل از شروع به ساخت تونل همرو، زمان و

## ۱۱- مراجع

Tunneling. Ph.D. Thesis submitted at the Massachusetts Institutes of Technology(MIT).

[5] Min. S. Y., Einstein. H. H., Lee. J. S., Kim. T. K. (2003.). Application of decision aids for tunneling (DAT) to a drill and blast tunnel. J. Civil Eng. KSCE. 7(5), 619-628. DOI: 10.1007/BF02838325.

[6] Min. S. Y., Einstein. H. H. (2003). DAT Application for the Wonhyo tunnel. Korea: KRRI.

[7] Min. S. Y., Einstein. H. H. (2005). Application of decision aids for tunneling (DAT) to update excavation cost/time information. J. Civil Eng. KSCE. 9(4), 335-

[1] Chan. M. (1981). A Geological Prediction and Updating Model in Tunneling. Ph.D. Thesis submitted at the Massachusetts Institutes of Technology(MIT).

[2] Halabe. V. B. (1995). Resource Modeling for DAT. Ph.D. Thesis submitted at the Massachusetts Institutes of Technology(MIT).

[3] Sinfield. J. V., Einstein. H. H. (1996). Evaluation of Tunneling Technology Using the Decision Aids for Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology. 11(4), 491-504. DOI:10.1016/S0886-7798(96)89245-5

[4] Haas. C. (2000). Updating in the Decision Aids for

- [۱۲] محمودزاده، ارسلان؛ زارع، شکراله؛ دارای، رحمان (۱۳۹۴). کاربرد روش DAT (ابزار کمک به تصمیم‌گیری در تونل‌سازی)- مطالعه‌ی موردی: تونل جاده‌ی همرو؛ دومین کنفرانس منطقه‌ای و یازدهمین کنفرانس تونل ایران.
- [۱۳] محمودزاده، ارسلان؛ زارع، شکراله؛ دارای، رحمان (۱۳۹۴). کاهش عدم قطعیت زمان و هزینه‌ی پروژه‌های تونل‌سازی با به‌کارگیری روش DAT- مطالعه‌ی موردی: تونل راه همرو؛ مجله‌ی علمی-پژوهشی عمران شریف.
- [14] Mahmoodzadeh. A., Zare. S. (2016). Probabilistic prediction of expected ground condition and construction time and costs in road tunnels. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 8(6), 734-745. DOI: /10.1016/j.jrmge.2016.07.001.
- [۱۵] مهندسین مشاور ره آور (۱۳۸۸). گزارش مطالعات تونل‌های محور تیژ تیژ گاران - تونل همرو، مرحله دوم، ۱۵۷ صفحه.
- [16] MATLAB software, R. (2013).
- [17] PertMaster tutorials, V. 8. (2009).
346. DOI: 10.1007/BF02829047.
- [8] Hung. V. (2012). Modelling Ancertainty in the NEW YORK City No. 7 Subwat Line Extenstion Project Using Decision Aids for Tunnelling (DAT). Ph.D. Thesis submitted at the Massachusetts Institutes of Technology(MIT).
- [9] Moret. Y. (2011). Modeling Cost and Time Uncertainty in Rail Line Construction. Ph.D. Thesis submitted at the Massachusetts Institutes of Technology(MIT).
- [10] Yost. K., Valentin. A., Einstein. H. H. (2015). Estimating Cost and Time of Well Bore Drilling for Engineered Geothermal Systems (EGS)-Considering Uncertainties.53, 85-99. DOI: 10.1016 /j.geoth-ermics.2014.04.005
- [11] Ioannou. G., ASCE. A. M. (1989). A Geological Prediction Model for Tunneling. *ASCE Journal of Construction Engineering and Management*. 115(3), 339-356. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9364 (19-87)113%3A4(569).



## پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران با استفاده از رگرسیون خطی چند متغیره

مهناز اصلان زاده<sup>۱</sup>، مهدی حسینی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی معدن، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

۲- دانشیار گروه مهندسی معدن، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۲

### چکیده

آگاهی از پارامترهای ژئومکانیکی خاک و سنگ در طراحی و ساخت سازه‌های مهندسی از موارد حائز اهمیت می‌باشد. مدول تغییرشکل پذیری توسط آزمایش‌های برجا و روش‌های غیرمستقیم قابل تعیین می‌باشد. در تخمین این مدول به روش غیرمستقیم، روابط تجربی روشی ساده و ارزان هستند اما به دلیل تغییرات نوع سنگ و طبیعت توده‌سنگ استفاده از روابط تجربی در مناطق دیگر جهان عمدتاً با خطا همراه خواهد بود. در این مقاله سعی شده است با استفاده از پارامترهای مدول الاستیک سنگ بکر ( $E_i$ ) و امتیاز توده‌سنگ (RMR) به تخمین مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ ( $E_m$ ) توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران پرداخته شود. بدین منظور از روش رگرسیون خطی چند متغیره استفاده شده است. پایگاه داده‌های استفاده‌شده شامل ۳۳۳ داده می‌باشد. جهت بررسی عملکرد رابطه و ارزیابی دقت آن از ضریب  $R^2$  (ضریب تعیین) و RMSE (جذر میانگین مربع خطا) استفاده شد. ضریب  $R^2$  برای داده‌ها ۰/۸۱۱ و مقدار RMSE 1921/0 می‌باشد.

### کلمات کلیدی

توده‌سنگ، رابطه تجربی، جنوب غربی ایران، مدول تغییرشکل پذیری، رگرسیون خطی چند متغیره

## ۱- مقدمه

مدول تغییرشکل پذیری توسط آزمایش‌های برجا و روش‌های غیرمستقیم قابل تعیین می‌باشد. در تخمین این مدول به روش غیرمستقیم، روابط تجربی روشی ساده و ارزان هستند اما به دلیل تغییرات نوع سنگ و طبیعت توده‌سنگ استفاده از روابط تجربی در مناطق دیگر جهان عمدتاً با خطا همراه خواهد بود [۱]. برای به دست آوردن این مدول روش‌های متفاوت مستقیم و غیرمستقیم به کار برده می‌شود [۲]. آزمایش‌های صحرایی جزو روش‌های مستقیم هستند، برای تعیین مدول تغییرشکل پذیری حتی الامکان آزمایش طوری اجرا می‌شود که از نظر مقدار بار و جهت بارگذاری شبیه به شرایط واقعی پروژه باشند. همچنین حجم سنگی که مورد آزمایش قرار می‌گیرد باید متناسب با پروژه مورد نظر باشد. به‌طور کلی این آزمایش‌ها را می‌توان به دودسته بزرگ‌مقیاس و کوچک‌مقیاس تقسیم نمود. آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و شعاعی جزو دسته آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس هستند که نتایج حاصل از آن‌ها نسبت به آزمایش‌های کوچک‌مقیاس، معرف بهتری برای توده‌سنگ می‌باشد؛ اما این روش‌ها پرهزینه بوده و بیشتر در پروژه‌های حساس مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش بارگذاری شعاعی منحصر به پروژه‌هایی است که در آن‌ها تغییرشکل هم‌زمان سنگ در جهات مختلف حائز اهمیت می‌باشد [۲]. آزمایش دیلاتومتری، جک گمانه‌ای و جک تخت جزو آزمایش‌های کوچک‌مقیاس بوده و حجم کمتری از سنگ را درگیر آزمایش می‌کنند. در این تحقیق از نتایج آزمایش دیلاتومتری برای ارائه رابطه استفاده شده است.

در این روش ویژگی‌های تغییرشکل پذیری توده‌سنگ با اعمال فشار به دیواره گمانه توسط دیلاتومتر تعیین می‌گردد. انبساط ایجادشده در گمانه مستقیماً توسط ترانس دیوسرهای کار گذاشته‌شده در دیلاتومتر اندازه‌گیری می‌شود. با توجه به رابطه بین فشار و اتساع، ویژگی‌های تغییرشکل پذیری توده‌سنگ در منطقه‌ای که دیلاتومتر کار گذاشته‌شده است، محاسبه می‌گردد. با این روش می‌توان ناهمسانگردی تغییرشکل پذیری در صفحه‌ای عمود بر محور گمانه را نیز بررسی نمود. در مورد سنگ‌های با درزه‌داری کم مدول از رابطه ۱ محاسبه می‌شود:

$$E_d = (1 + V_R) \cdot D \cdot \frac{\Delta P_i}{\Delta D} \quad (1)$$

مدول تغییرشکل پذیری (MPa):  $E_d$

$V_R$ : ضریب پواسن توده‌سنگ،  $D$ : قطر گمانه (m)

$P_i$ : افزایش فشار در بخش مورد نظر (MPa)،

$\Delta D$ : میانگین تغییر قطر گمانه (m)

یکی از روش‌های مستقیم تخمین مدول تغییرشکل پذیری استفاده از طبقه‌بندی مهندسی سنگ‌ها است. این روابط بر مبنای پارامترهای ژئومکانیکی و سیستم‌های مختلف رده‌بندی توده‌سنگ از قبیل رده‌بندی ژئومکانیکی توده‌سنگ RMR، شاخص توده‌سنگ RMI، شاخص مقاومت زمین‌شناسی GSI، شاخص کیفی سنگ RQD و سیستم رده‌بندی Q و با استفاده از نتایج آزمایش‌های برجا انجام شده در نقاط مختلف دنیا برای تعیین مدول دگرشکلی توده‌سنگ ارائه شده است. در جدول ۱ تعدادی از روابط تجربی مربوط به برآورد مدول دگرشکلی توده‌سنگ همراه با سال ارائه و نام محققین آورده شده است.

در این مقاله گزارش سدهایی که در جنوب غربی ایران واقع هستند جمع‌آوری شد و مورد تحلیل اولیه قرار گرفت و مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ با استفاده از نتایج داده‌های آزمایش دیلاتومتری محاسبه شد و سپس به کمک روش آماری با استفاده از نرم‌افزار SPSS رابطه‌ای برای تخمین مدول تغییرشکل پذیری از طریق مقادیر RMR و مدول الاستیسیته سنگ بکر ارائه شد.

## ۲- جمع‌آوری داده‌ها و ایجاد یک بانک اطلاعاتی

فرآیند آنالیز آماری کمک می‌کند تا پژوهشگر بتواند از داده‌های اولیه، اطلاعات موردنیاز خود را استخراج کند و در صورت لزوم نتایج را تعمیم دهد. اگر حجم داده‌ها زیاد باشد، استفاده از روش‌های مختلف تحلیل‌های آماری به‌صورت دستی بسیار خسته‌کننده و مشکل خواهد بود. امروزه با توجه به وجود انواع مختلف نرم‌افزارهای آماری مشکل مرتفع گردیده و انجام انواع تحلیل‌های پیچیده آماری تسهیل شده است. نرم‌افزار SPSS یکی از قدیمی‌ترین، برنامه‌های کاربردی در زمینه تجزیه و تحلیل‌های آماری است. نخستین نسخه این نرم‌افزار در سال ۱۹۶۸ منتشر شد. SPSS از جمله نرم‌افزارهایی است که برای تحلیل‌های آماری به‌صورت بسیار گسترده‌ای استفاده می‌شود. داده‌های استفاده‌شده در این تحقیق شامل ۳۳۳ نمونه می‌باشد که از آزمایش‌های دیلاتومتری انجام شده در پروژه‌های

۲۸ داده، بختیاری ۷۴ داده، تنگ معشوره ۵۰ داده، خرسان ۲، ۶۱ داده، خرسان ۳، ۵۷ داده، سیمره ۵۳ داده و طرح توسعه کارون ۱، ۱۰ داده است. با استفاده از نرم‌افزار SPSS خصوصیات آماری پارامترها شامل میانگین، میانه، نما، انحراف معیار، واریانس و ماکزیمم و مینیمم ۳۳۳ نمونه استفاده شده در مدل، محاسبه شد نتایج در جدول ۲ ارائه شده است.

جنوب غرب ایران جمع‌آوری شده است. دیلاتومتر استفاده شده در آزمایش‌های انجام شده از نوع دیلاتومتر IF096 می‌باشد. برای ارائه روابط تجربی برای توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران، از داده‌های مربوط به آزمایش‌های دیلاتومتری انجام شده در ساختگاه هفت سد بازفت، بختیاری، تنگ معشوره، خرسان ۲، خرسان ۳، سیمره و کارون ۱ که در جنوب غرب ایران واقع هستند، استفاده شده است. تعداد داده‌های مربوط به سد بازفت

جدول ۱: برآورد تجربی مدول دگرشکلی توده‌سنگ با سیستم‌های طبقه‌بندی RMR و Q [۳، ۴، ۵، ۶، ۷، ۸، ۹، ۱۰، ۱۱]

رابطه	روش
$E_d = \frac{E_i}{100} (0/0028 RMR^2 + 0/9 \exp(\frac{RMR}{22.82}))$	نیکلسون و بیناوسکی (۱۹۹۰)
$E_d = E_i (0/5 [1 - \cos(\pi \frac{RMR}{100})])$	میتری و همکاران (۱۹۹۴)
$E_d = (1-D/2) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(RMR-10)/40}, 0 < D < 1$	هوک و همکاران (۲۰۰۲)
$E_d = 0.0736 e^{0.0755RMR}$	گکاگلو و همکاران (۲۰۰۳)
$E_d = E_i \exp[\frac{(RMR-100)}{17.4}]$	رامامورتی (۲۰۰۴)
$E_d = 3.713 \times 10^{-5} RMR^3$	توسل پور (۱۳۸۵)
$E_d = 147.28 e^{(RMR-100)/24} - 0.202RMR (GPa)$	گالرا و همکاران (۲۰۰۵)*
$E_d = e^{(RMR-10)/18}$	گالرا و همکاران (۲۰۰۵)
$E_d = 0.0876 RMR (GPa), RMR \leq 50$	گالرا و همکاران (۲۰۰۵)
$E_d = 0.0867 RMR + 1.056 (RMR - 50)^2 (GPa), RMR > 50$	گالرا و همکاران (۲۰۰۵)
$E_d = E_i e^{\frac{(RMR-100)}{36}}$	گالرا و همکاران (۲۰۰۵)
$E_d = E_i 10^{\frac{((RMR-100)(100-RMR))}{4000 \exp(-\frac{RMR}{100})}}$	سونمز و همکاران (۲۰۰۶)
$E_d = 1.3326 e^{0.0364 RMR}$	چان و همکاران (۲۰۰۹)
$E_d = 0.0003 RMR^3 - 0.0193RMR^2 + 0.3157 RMR + 3.4064$	محمدی و رحمان نژاد (۲۰۰۹)

$E_i$ : (MPa): مقاومت فشاری سنگ بکر  $\sigma_{ci}$  مدول کشسانی سنگ بکر

جدول ۲: ویژگی‌های آماری نمونه‌ها

$E_i$ (GPa)	RMR	ویژگی‌ها
۳۳۳	۳۳۳	تعداد نمونه‌ها
۱۸/۲۸	۷۰	میانگین
۱۵	۷۱	میانه
۱۹	۷۹	نما
۱۴/۲۸	۸/۳۱	انحراف معیار
۲۰۳/۹۲	۶۹/۱۴	واریانس
۰/۷۹۷	۳۷	مینیمم
۸۲	۸۴	ماکزیمم

کلی، بر اساس مقادیر جدول ۵ می‌توان درباره میزان همبستگی متغیرها قضاوت کرد، البته این مقادیر یک قانون ثابت نیستند و به صورت تجربی به دست آمده است. در برخی کتاب‌ها روش‌های دیگری نیز برای تفسیر نتایج آزمون همبستگی ارائه شده است.

جدول ۳: نتایج آزمون P-value

پارامترها	RMR	$E_i$	$E_m$
نتایج p-value	۰/۱۱۳	۰/۱۵۴	۰/۱۶

جدول ۴: همبستگی دوه‌دو بین متغیرهای مستقل

متغیرهای مستقل	Log $E_i$	Log RMR
Log $E_i$	۱	۰/۱۸۵
Log RMR	۰/۱۸۵	۱

جدول ۵: تفسیر نتایج آزمون همبستگی بین متغیرهای مستقل [۱۲]

ضریب همبستگی	تفسیر
۰-۰/۱۹	خیلی اندک و قابل چشم‌پوشی
۰/۲۰-۰/۳۹	خیلی اندک تا اندک
۰/۴۰-۰/۶۹	متوسط
۰/۷۰-۰/۸۹	زیاد
۰/۹۰-۱	خیلی زیاد

صفر بودن ضریب همبستگی، تنها عدم وجود رابطه‌ی خطی بین دو متغیر را نشان می‌دهد، ولی نمی‌توان مستقل بودن دو متغیر را نیز نتیجه گرفت. هنگامی که ضریب همبستگی پیرسون بین دو متغیر صفر باشد، این متغیرها تنها در صورتی مستقل از یکدیگرند که توزیع متغیرها نرمال باشد [۱۲]. با توجه به اطلاعات جدول ۴ و بررسی آن‌ها با استفاده از جدول ۵، مشخص می‌شود که همبستگی بین متغیر RMR و  $E_i$  در رده خیلی اندک و قابل چشم‌پوشی قرار دارد.

برای کنترل کردن اعتبار کلی مدل ساخته شده از آزمون F استفاده می‌شود. از آنجایی که مقدار آماره F از جدول توزیع آن

### ۳- تجزیه و تحلیل آماری داده‌ها

در این تحقیق سعی می‌شود با استفاده از تکنیک رگرسیون خطی چند متغیره در نرم‌افزار SPSS بر روی اطلاعات و داده‌های جمع‌آوری شده آنالیزهای لازم انجام گرفته و در نهایت با بررسی ارتباط پارامترهای ورودی با مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ، یک رابطه منطقی و یک معادله جدید رگرسیونی ایجاد کرد.

رگرسیون پرکاربردترین روش آماری است که برای سنجش و ارائه مدل ارتباط متغیر وابسته با متغیر یا متغیرهای مستقل بکار می‌رود. رگرسیون خطی، ضرایب معادله خطی که بزرگ‌ترین هماهنگی با داده‌های مشاهده شده را دارا است، برآورد می‌کند. با استفاده از معادله خط امکان پیشگویی مقادیر بعدی نیز وجود دارد. در معادله رگرسیون یک متغیره، یک متغیر مستقل<sup>۱</sup> و یک متغیر وابسته<sup>۲</sup> داریم. در معادله رگرسیون چند متغیره تعداد متغیرهای مستقل بیش از یکی است.

در این تحلیل با استفاده از آزمون کولموگروف اسمیرنوف، پیروی داده‌ها از توزیع نرمال بررسی شد. فرضیه صفر در این آزمون عبارت است از پیروی داده‌ها از توزیع نرمال و فرضیه مقابل آن عدم پیروی داده‌ها از توزیع موردنظر است.

مقدار p-value (سطح معنی‌داری) در این آزمون برای هر یک از متغیرها در جدول ۳ نشان داده شده است. با توجه به این که سطح معنی‌داری برای هر پنج متغیر بیشتر از ۰/۰۵ است، فرضیه صفر پذیرفته می‌شود به این معنا که توزیع داده‌ها نرمال است.

آنالیز داده‌ها به روش رگرسیون خطی چند متغیره انجام می‌شود، برای همگرایی بیش‌تر میان متغیرهای مستقل با متغیر وابسته از لگاریتم داده‌ها برای به دست آوردن رابطه استفاده شده است. در این تحلیل متغیر وابسته لگاریتم مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ و متغیرهای مستقل مدول الاستیک و امتیاز توده‌سنگ هستند. نتایج بررسی همبستگی بین متغیرهای مستقل نشان می‌دهد که بین پارامترها به صورت دوه‌دو روابطی با ضریب همبستگی ۰/۱۸۵ مشاهده می‌شود. نتایج حاصل از محاسبه و بررسی همبستگی بین متغیرهای مستقل در جدول ۴ نشان داده شده است. بر اساس یک قاعده

<sup>۱</sup>- Independent

<sup>۲</sup>- Dependent

برابر ۲/۶۸ و میزان F محاسبه‌شده مدل ۳۱۷/۴۲۸ است (بزرگ‌تر از F جدول توزیع است) و با توجه به این که سطح معنی‌داری (P-value) در این آزمون کمتر از ۰/۰۵ است، فرضیه صفر رد و فرضیه مقابل آن پذیرفته می‌شود. بدان معنا که حداقل یکی از متغیرهای مستقل نظیر RMR و مدول الاستیسیته سنگ بکر با صفر تفاوت داشته و بر مدول تغییرشکل پذیری تأثیر دارد. پس از بررسی اعتبار کلی مدل، اعتبار هر یک از متغیرهای مستقل به‌طور جداگانه با آزمون t مشخص می‌شود. مقادیر آماره t و سطح معنی‌داری در این آزمون برای هر یک از متغیرهای مستقل در جدول زیر نشان داده شده است. بزرگ‌تر بودن آماره t یک متغیر مستقل از مقدار جدول توزیع آن و کوچک‌تر بودن سطح معنی‌داری از ۰/۰۵ نشان می‌دهد ضریب به‌دست‌آمده برای آن متغیر به لحاظ آماری معنی‌دار است. در مدل ساخته‌شده مقدار t از جدول توزیع ۱/۹۵۶ می‌باشد؛ بنابراین با توجه به اینکه قدر مطلق آماره t برای متغیرهای مستقل RMR و  $E_i$  بزرگ‌تر از t جدول توزیع است و سطح معنی‌داری در این آزمون برای هر سه متغیر با صفر تفاوت داشته و این پارامترها تأثیر معنی‌داری بر

مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ دارند. ضریب تعیین مدل نیز بیانگر آن است که ۸۱/۱ درصد تغییرات مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ با تغییر RMR و مدول الاستیک سنگ بکر قابل توجیه است. در نهایت رابطه زیر برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ ارائه می‌شود. نتایج آنالیز داده‌ها به روش رگرسیون خطی چند متغیره در جدول ۶ نشان داده شده است. با استفاده از مقادیر به‌دست‌آمده از جدول ۶ رابطه (۲) برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ ارائه شد. نمودار مقادیر مدول پیش‌بینی شده با استفاده از این رابطه در مقابل مقادیر حاصل از آزمایش دیلاتومتری در شکل ۱ نشان داده شده است.

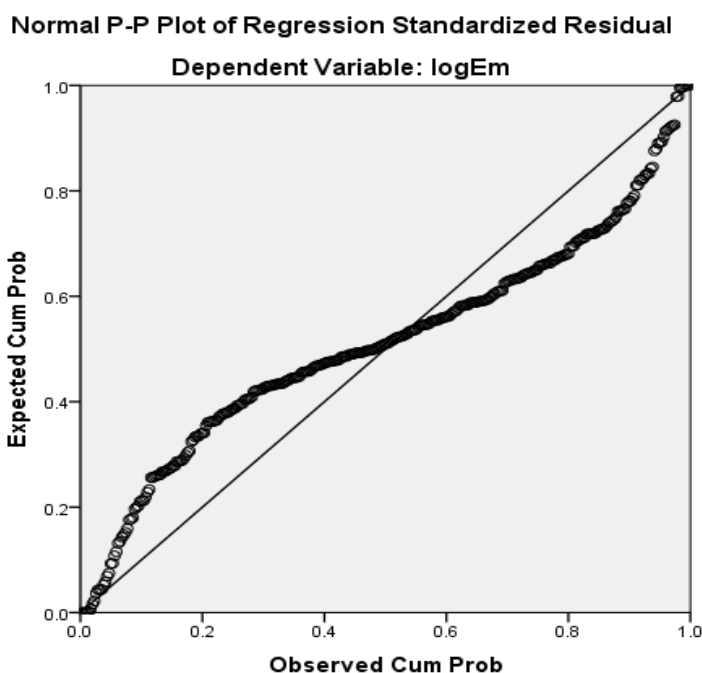
$$\text{Log } E_m = -0.674 + 0.406 \log RMR + 0.842 \log E_i \quad (2)$$

$E_m$ : مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ (GPa)  
 $E_i$ : مدول الاستیک سنگ بکر (GPa)

جدول ۶: نتایج آنالیز داده‌ها به روش رگرسیون خطی چند متغیره

نتایج آزمون ANOVA همان آزمون F می‌باشد		آماره F	۳۱۷/۴۲۸	
		P-value	۰/۰۰	
پارامترهای مدل	ضریب	خطای معیار	آماره t	P-value
عرض از مبدأ	-۰/۶۷۴	۰/۳۶۹	-۱/۸۲۸	۰/۰۶۹
RMR	۰/۴۰۶	۰/۲۰۷	۱/۹۵۶	۰/۵۱
$E_i$	۰/۸۴۲	۰/۰۳۷	۲۲/۷۰۷	۰/۰۰

$R^2 = 0.811$



شکل ۱: مقادیر پیش‌بینی شده مدول تغییرشکل پذیری با استفاده از رگرسیون

$N$ : تعداد آزمایش‌های برجای انجام شده می‌باشد.

بر اساس این روش هر رابطه‌ای که مقدار RMSE آن به صفر نزدیک‌تر باشد دارای دقت تخمین بالاتر و بهتری می‌باشد؛ در واقع مقدار RMSE بیانگر این است که مقدار مدول محاسبه شده توسط روابط ارائه شده چه میزان از مقدار اندازه‌گیری شده توسط آزمایش‌های برجای انحراف دارد. مقدار RMSE برای مدل رگرسیون میزان  $0/1921$  می‌باشد. در شکل ۲ میزان خطای رابطه ۲ و مدل‌های نیکلسون و بیناویسکی، میتری و همکاران، رامامورتی، گالرا و همکاران نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل نمایان است میزان خطای رابطه ۲ برای تخمین مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران در مقایسه با مدل‌های دیگر بسیار کمتر می‌باشد.

#### ۴- اعتبار سنجی رابطه به دست آمده

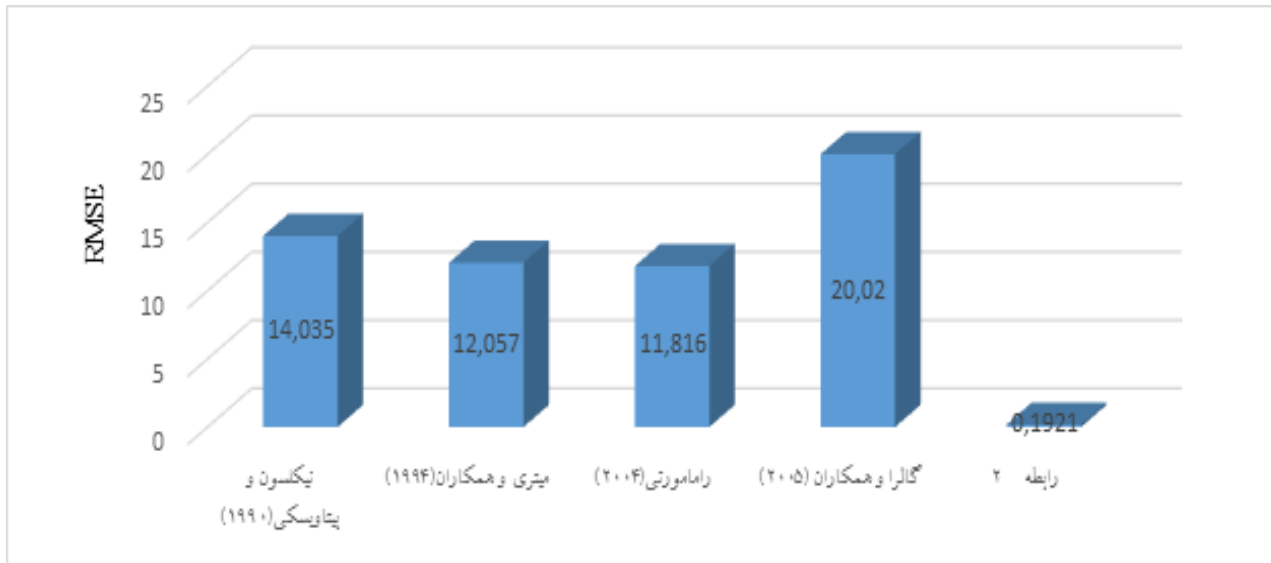
به منظور ارزیابی اعتبار رابطه ۲ در مقایسه با روابط دیگر در تخمین مدول تغییرشکل پذیری توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران، از جذر میانگین مربع خطاها (RMSE) و ضریب همبستگی استفاده می‌شود؛ مقدار RMSE از رابطه ۳ به دست می‌آید [۱۳].

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (E_{m_i} - E'_{m_i})^2}{N}} \quad (3)$$

که در آن:

$E_{m_i}$ : مدول تغییرشکل پذیری اندازه‌گیری شده توسط آزمایش‌های برجای

$E'_{m_i}$ : مدول تغییرشکل پذیری محاسبه شده توسط مدل رگرسیون



شکل ۲: مقایسه رابطه ۲ پیشنهاد شده در این مقاله با روابط سایر محققین

## ۵- نتیجه‌گیری

تغییر شکل توده‌سنگ با تغییر RMR و مدول الاستیک سنگ بکر قابل توجیه است. مقدار جذر میانگین مربع خطا برای روابط مختلف و رابطه ارائه شده محاسبه شد. مقدار جذر میانگین مربع خطا برای رابطه به دست آمده در این مقاله ۰/۱۹۲۱ بوده که در مقایسه با روابط به دست آمده توسط محققین دیگر، نشان می‌دهد که مدول تغییر شکل توده‌سنگ را با استفاده از رابطه ارائه شده با خطای کمتری می‌توان تخمین زد.

در این مقاله ضمن معرفی روش‌های مستقیم و غیرمستقیم تعیین مدول تغییر شکل پذیری، روش‌های غیرمستقیم تعیین مدول تغییر شکل پذیری همانند استفاده از طبقه‌بندی مهندسی سنگ‌ها، به دلیل هزینه کم‌تر و سرعت بالاتر مورد استفاده قرار گرفت. در این تحقیق از نتایج حاصل از ۳۳۳ آزمایش دیلاتومتری که در توده‌سنگ‌های جنوب غربی ایران انجام شده استفاده شده است. در روش رگرسیون خطی چند متغیره ضریب همبستگی رابطه بیانگر آن است که ۸۱/۱ درصد تغییرات مدول

سید داود، ۱۳۸۲، "رده‌بندی توده‌سنگ روشی کاربردی در مهندسی عمران"، انتشارات فن‌آوران.

[4] Galera Jose M., Alvarez M., Bieniawski Z.T. (2005) "Evaluation of The Deformation Modulus of Rock Masses: Comparison of Pressuremeter and Dilatometer Tests with RMR Prediction", ISP5-PRESSIO International Symposium.

[۵] رحیمی، بهروز، شهریار، کوروش، (۱۳۸۸) "برآورد تجربی پارامترهای ژئومکانیکی و تنش‌های برجای توده‌سنگ: مسیر تونل شماره یک راه‌آهن قزوین - رشت"، مجموعه مقالات هشتمین کنفرانس تونل، دانشگاه تربیت مدرس.

## ۶- مراجع

[۱] اسماعیلی، م. پسندی، م. هاشمی، م. شریفی، ا. (۱۳۹۲) "پیش‌بینی مدول الاستیسیته سنگ بکر با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی" هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی نیک‌بخت، زاهدان، ایران.

[۲] فهیمی فر، الف. سروش، ح. (۱۳۹۰) "آزمایش‌های مکانیک سنگ (جلد دوم)" (چاپ دوم)، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

[۳] سینگ، گوئل، ر. ک؛ (ترجمه اجل لوئیان، رسول و محمدی،

- [10] Mohammadi Hamid., Rahmannejad Reza., (2010) "The Estimation of Rock Mass Deformation Modulus Using Regression and Artificial Neural Networks Analysis", The Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 35, No. 1A, pp. 205-217.
- [11] Hoek E., Carranza Torres., C.T., Corkum, B. (2002) "Hoek-Brown Failure Criterion Edition", Proceedings of the fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, vol. 1, pp. 267-73.
- [۱۲] کرلینجر، پدهازر، (۱۳۸۸) " رگرسیون چند متغیری در پژوهش رفتاری " (جلد دوم)، ترجمه دکتر حسن پاشا شریفی، انتشارات آوای نور.
- [13] Minaeian, B., Ahangari, K., (2013) "Estimation of uniaxial compressive strength based on P-wave and Schmidt hammer rebound using statistical method", Arab J Geosci, 6:1925-1931.
- [6] Gokceoglu C., Sonmez H., Kayabasi A. (2003) "Predicting The Deformation Moduli of Rock Masses", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 40, pp. 701-710.
- [7] Byung Sik Chun., Woong Ryul Ryu., Myung, Sagong., Jong NamDo. (2009) "Indirect Estimation of The Rock Deformation Modulus base on Polynomial and Multiple Regression Analyses of The RMR System" International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 46, pp. 649-658.
- [8] Sonmez H., Gokceoglu C., Nefeslioglu H.A., Kayabasi A. (2006) "Estimation of Rock Modulus: For Intact Rocks with an Artificial Neural Network and For Rock Masses with a New Empirical Equation" International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 43, pp. 224-235.
- [۹] توسل پور، امیر. (۱۳۸۵) "تخمین مدول تغییر شکل پذیری برجا با استفاده از پارامتر ژئومکانیکی توده سنگ"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.



# ABSTRACT





## Evaluation of Effective Factors on the Breakage of Granular Materials Using Discrete Element Method (DEM)

Aminzadeh, A.<sup>1</sup>; Fahimifar, A.<sup>2</sup>

1- PhD Student, Faculty of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology.

2- Professor, Faculty of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology.

Received: Sep. 2016

Accepted: Mar. 2017

### KEYWORDS

Particle Breakage  
Granular Materials  
Discrete Element Method  
Particle Shape  
Confining Pressure

### ABSTRACT

#### Summary

In this paper, the influence of three different parameters (confining pressure, particles shape and mode of failure) on particle breakage in granular media is studied by discrete element method. The percentage of particle breakage under four confining pressure levels is presented for three particle shapes and two modes of failure. At last, the results are compared with the past numerical and experimental outcomes and the weak and strength points are evaluated.

### Introduction

According to the results of experimental tests, various parameters are effective on the behavior of granular materials. In this paper, the effect of confining pressure, grain shape and modes of failure on propagation of particle breakage in granular materials has been investigated. To achieve this, numerical simulations of biaxial tests are implemented by DEM. The numerical methods are not only cheaper and faster, but also more focused on one or several specific parameters.

### Methodology and Approaches

To model the biaxial tests, the modified DEM code POLY (which is a Fortran code) was utilized. For each of the three mentioned parameters, the results of numerical simulations are represented in terms of curves of particle breakage percentage against confining pressure. The numerical tests are performed for three different particle shapes (triangular, square and hexagonal particles) which can be broken in two modes (fragmentation into two halves or erosion of the angular points).

### Results and Conclusions

The outcomes show that an increase in both angularity and confining pressure parameters leads to an increase in particle breakage of the samples. Also, the mode of failure has a considerable effect on the percentage of particles breakage. Finally, the results of the numerical modeling with the discrete element code utilized in this study are compared with the past numerical and experimental outcomes in one figure; a comparison between the results shows their acceptable agreement. There are also some differences between the outcomes which may be originated from quite a few reasons, two of which are as follows: 1. The numerical simulations, unlike the real tests, are two dimensional and 2. The methodology of defining breakage is different for numerical and experimental tests. In overall, utilizing the present code for the future studies will be logical.



## Reliability Analysis of Bearing Capacity of Foundations on Rock Masses Using Monte Carlo Method

Gholamhoseinpour A.<sup>1</sup>, Bagheripour M.S.<sup>2</sup>

1- Ph.D. Candidate of Geotechnical Engineering, Shahid Bahonar University, Kerman

2- Professor of Civil Engineering of Shahid Bahonar University, Kerman

Received: Mar. 2016

Accepted: Mar. 2017

---

### **KEYWORDS**

Reliability  
Bearing Capacity  
Footings on Rock Masses  
Rock Mechanics  
Monte Carlo

---

### **ABSTRACT**

#### **Summary**

One of the possible choices for the foundation of large scale structures like dams and bridges is to build it on rock masses. In comparison with soils, most rocks have more strength- and that means more bearing capacity. So, the load of structures on rock mass usually causes no problem from bearing point of view. One of the terms of safe application of foundations is to bear the load structures or in the other hand bearing capacity of foundation is adequate for load structures.

Estimating bearing capacity of foundations has been one of the most important problems for geotechnical engineers and because of its importance; several relations have been suggested with different researches. A typical method in design of structures in geotechnical engineering is safety factor that is a stuffy method and even in most cases lead to increase in project costs. However, not paying attention to the reliability of soil or rock parameters, even in a small scale, and using just a number as safety factor is not logical. Reliability and error is a common problem in geotechnical engineering and especially in rock mechanics. So, using reliability methods in geotechnical engineering has been common. In these methods, by using a range of probable values for parameters, variation of the function will be determined. Since using probability methods especially in geotechnical engineering is so limited, in this study, the most common method for reliability analysis "Monte Carlo" was introduced and reliability relations for bearing capacity of footing on rock masses was proposed. Using the proposed method in this research, bearing capacity of a strip footing on rock mass located in Ankara (Turkey) was studied and finally, the accuracy of results from different probabilistic methods is compared with results of deterministic method. The modified Hoek-Brown failure criterion was used to study the bearing capacity. Finally, a probability distribution of the bearing capacity was estimated and the probability of failure was calculated.

## Determination of Longitudinal Deformation Profile for Supported Tunnels (SLDP) Using Numerical Modeling

Alinezhadi, A.<sup>2</sup>, Rahman Nejad, R.<sup>1</sup>

1-Shahid Bahonar University of Kerman

2-Rock Mechanic Expert

Received: May 2016

Accepted: Jan. 2017

### KEYWORDS

Non-hydrostatic stress  
Concrete lining  
Support stiffness  
FLAC3<sup>D</sup>  
RMR  
SLDP  
LDP

### ABSTRACT

#### Summary

This paper is aimed to introduce the Longitudinal Deformation Profile of supported tunnel. Tunnel depth, RMR value, coefficient of lateral pressure along with support stiffness and non-supported length behind the tunnel face are selected as main effective parameters. Tunnel support may be concrete or shotcrete. To obtain the supported LDP curve which is known as SLDP, FLAC3<sup>D</sup> numerical code is utilized. Statistical processing of numerical experiments allows us to drive some relations, characterizing different parts of SLDP curve. Results show that existence of lining changes the shape and magnitude of deformation profile.

#### Introduction

Considering the importance of underground structures, selection of a suitable location for support system installation behind the tunnel face is of a great importance for stability analysis. The usual way to solve this problem is the application of LDP, one of the three tools of Convergence-Confinement method. The LDP is the graphical representation of the radial displacement that occurs along the axis of an unsupported cylindrical excavation for sections located ahead of and behind the excavation face. Many researchers, such as Panet and Guenot (1982), Panet (1993, 1995), Chern et al. (1998), Hoek (1999), Unlu and Gercek (2003), Vlachopoulos and Diederichs (2009) have suggested elastic or elasto-plastic relations for the LDP. Anyway, these solutions do not incorporate the stiffness of support in the deformation profile. Other researchers including Bernaud and Rousset (1992), Nguyen-Minh and Corbetta (1991), Nguyen Minh and Guo (1993) and Bernaud and Rousset (1996), Vardakos (2007) discussed the effects of the support mechanical or geometrical characteristics in the deformation profile.

#### Methodology and Approaches

In this research, the LDP of supported tunnels was modeled using FLAC3<sup>D</sup> software and assuming the following conditions: non-circular lined tunnel in elasto-plastic rock mass with different RMR values (40-70), depth of overburden from 100 to 300 m, three values of in situ stress field (0.5, 1 and 1.5), changing length of non-support interval from 1 to 5 m and different support stiffness. In order to differentiate supported LDP from non-supported one, it is named SLDP. In SLDP curves, deformation profile has a hump shape between the tunnel face and support edge. Also, the ultimate deformation of supported profiles is less than the non-supported ones. Based on the statistical processing of huge number of numerical modeling results for different combination of above mentioned parameters, a series of relations for calculation of different parts of SLDP were presented.

#### Results and Conclusions

The SLDP profile and given equations can be used to determine the final displacement and the displacements in the important points of non-supported interval, including tunnel face, at the peak of hump and edge of support system, however, the newly presented concept - SLDP is more practical than LDP for tunnels under construction. In addition, existing equations concerning supported tunnels are only applicable for circular tunnels under hydrostatic condition, while the presented equations are valid for non-circular tunnels under hydrostatic and non-hydrostatic conditions.



## The Effect of Confining Pressure on the Sand Production in Hydrocarbon Reservoirs by Using Discrete Element Method

Seyed Atashi, M.<sup>1</sup>; Goshtasbi, K.<sup>2</sup>; Basirat, R.<sup>3</sup>

<sup>1</sup>M.Sc in Rock Mechanics Engineering, Tarbiat Modares University

<sup>2</sup>Associate Professor, Technical Department, Tarbiat Modares University

<sup>3</sup>PhD student in Rock Mechanics Engineering, Tarbiat Modares University, R.Basirat@modares.ac.ir

Received: Jul. 2016

Accepted: Feb. 2017

### KEYWORDS

Sand Production  
Discrete Element Method  
Confining Pressure  
PFC<sup>3D</sup> Software  
Fluid Flow

### ABSTRACT

Iran has the first world's gas reserves and the fourth largest oil reserves, which most of them are located in the sandstone reservoirs. In fields such as Mansoori, Ahvaz and Rag Sefid have more problem of sand production than other reservoirs. This problem should be investigated for these reservoirs.

### Summary

The problem of sand production as one of the major challenges has attracted many researchers over the years. In this regard, many techniques have been developed and significant evolutionary growth. Some of these methods are laboratory, analytical and numerical methods. The effect of various parameters on the sand production is studied by using these methods. The best approach is three-dimensional modeling of sand production due to the complexities of this problem. In this paper, three-dimensional modeling is done in PFC<sup>3D</sup> software. The results showed that sand production is raised with increasing of confining pressure.

### Introduction

Studies show that many factors affected on the failure and separation of sand grains from reservoir rock. The prediction of sand production is very complicated, because of the combination of hydrodynamic and geomechanical processes in the mechanism of failure, erosion and transport of grains at the same time. One of the methods for examining of the mechanism of sand production in the well is numerical modeling of reservoir rock and fluid flow with integrated solving of fluid and rock equations. One of the parameters in the sand production is confining pressure, in other words earth lateral pressure that the effect of this parameter should be studied.

### Methodology and Approaches

In this paper, the effect of confining pressure was investigated by using Discrete Element Method in PFC<sup>3D</sup> software. The Navier-Stokes equation is used for modeling of fluid flow between the particles and the effect of liquid on solid particles in the path of fluid flow is considered in each of the elements. At the first, the numerical results were compared with experimental model. The impact of confining pressure on sand production is investigated after validation of the numerical.

### Results and Conclusions

Sand production rate in numerical models has a good agreement with experimental results in the wells without gravel pack. Numerical results showed that rock around the wells are loosed with beginning of the sand production and loosed region is expanded with increasing of production. The results also showed that the weak formations, that confining pressure is high, are more stimulated compared with the formations have less stress. So, sand production is risen with increasing confining pressure.

## Assessment of the Ground Vibration Risk Caused By Blasting Using a Developed FMEA Approach in an Uncertain Environment

Bakhtavar, E.<sup>1</sup>, Mikaeil, R.<sup>2</sup>, Savfavi, S.M.A.<sup>3</sup>

1- Assistant Professor, Department of Mining and Material Engineering, Urmia University of Technology

2- Assistant Professor, Department of Mining and Material Engineering, Urmia University of Technology

3- MSc. Student, Department of Mining and Material Engineering, Urmia University of Technology

Received: Mar. 2016

Accepted: Jan. 2017

### KEYWORDS

Risk assessment  
Management  
Blasting  
Ground vibration  
Fuzzy FMEA  
Sungun mine

### ABSTRACT

#### Summary

An approach based on the failure modes and event analysis (FMEA) was developed considering a three-member team of blasting experts in order to assess the ground vibration risk resulted from blasting. Fourteen states of occurrence were considered focusing the impacts of ground vibration on the infrastructures and structures of Sungun mine. Through statistical analysis, a relation was provided to determine the minimum vulnerable distance from a blast source. After presenting the qualitative and fuzzy number ratings of the

risk factors, the fuzzy number of each 14 states was determined together with the fuzzy weights of each factor according to the ideas of experts. The fuzzy risk priority numbers of the states were calculated considering the geometric mean of the fuzzy weights. Results indicated that the states C-4 (industrial site), F-9 (gas station), and G-10 (treatment site) have high risk values. Crusher (A-1) and explosive storage (I-13) both had less than an average risk and the other states included negligible risk.

### Introduction

Ground vibration as one of the undesirable consequences of blasting can impose numerous risks to open pit walls, infrastructures, and structures within or around a mine. Considering the specific conditions of Sungun mine, this problem is very sensitive. The main purpose of this research is to develop an approach in an uncertain environment based on the failure modes and effect analysis (FMEA) for particularly assessing the ground vibration risks caused by blasting.

### Methodology and Approaches

Fourteen cases including the infrastructures and structures sites, which were under the ground vibration risks, were considered. The location of the sites was indicated on the map of Sungun area. Blasting data were statistically analyzed using SPSS software, in order to obtain a relation for determining the minimum vulnerable distance from a blast. The main process of the ground vibration risk assessment was made using the FMEA approach, which was developed by presenting the qualitative and fuzzy number ratings of the related risk factors and also by considering the fuzzy weights of each risk factor according to the ideas of an expert team.

### Results and Conclusions

Results indicated that only the industrial site, gas station, treatment site, and almost crusher had considerable ground vibration risk; hence, they should be essentially managed in order to decrease their risk levels by employing the available solutions. Because of a long distance from the blast sources, other sites had negligible risk.



## Distribution Function of the Random Variable Thickness of Shotcrete in Temporary Support of Tunnels

Basaligheh, F.<sup>1</sup>; Keyhani, A.<sup>2</sup>

1- Assistant Professor; Faculty of civil engineering, Shahrood University of Technology  
f\_basaligheh@yahoo.com

2- Associate Professor; Faculty of civil engineering, Shahrood University of Technology

Received: Jul. 2016

Accepted: Jan. 2017

### KEYWORDS

Tunnel  
Temporary support  
Reliability  
Shotcrete  
Probability distribution function  
Random variable

### ABSTRACT

#### Summary

In this paper, Probability Density Function (PDF) for thickness of the shotcrete cover in tunnel temporary support is investigated. Based on collected data from a recently constructed tunnel in Iran, the proper PDF is suggested. To achieve this, three goodness of fit statistical methods are considered to find the appropriate distribution function. The results show that the Generalized Extreme Value distribution function has the best rank with respect to other distribution functions.

### Introduction

One of the most important issues in the reliability analysis of the structures is proper selection of the distribution function for existing random variables. In tunnels, the problem of temporary supporting system involves many random variables including thickness of the shotcrete. In this research, based on the data obtained from an existing tunnel in Iran, the probability distribution function for the shotcrete thickness is determined by using curve fitting techniques.

### Methodology and Approaches

Different distribution functions have been studied and compared based on three well-known goodness of fit tests, called Chi-Squared, Kolmogorov Smirnov and Anderson Darling. For this purpose, nine points in each section and 43 individual sections are considered in the tunnel route. It is reasonable an individual point in all sections is considered to obtain a distribution function. Also, 15 types of distribution functions are chosen to have an appropriate fit over the data. The EasyFit software is utilized for assessment and finding the appropriate distribution function using the three mentioned goodness of fit tests.

### Results and Conclusions

According to the results, the Generalized Extreme Value Distribution is recommended for PDF of shotcrete thickness in tunnel supporting systems. It is noted that this distribution function has the best rank in all three goodness of fit tests. Although the results are obtained by using data from a specific tunnel project, they can be improved by considering more data from other projects. The distribution function can be used to obtain uncertainties of thickness of shotcrete in reliability analysis of tunnels.





## Providing the DAT Innovative Model to Estimate Time and Cost of Tunnel and Updating with the Data Acquired During Excavation

Mahmoodzadeh, A.<sup>1</sup>; Zare, S.<sup>2</sup>; Daraii, R.<sup>3</sup>

1- Master of Science in Rock Mechanics Field, School of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering, Shahrood University of Technology

2- Associate Professor, School of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering, Shahrood University of Technology

3- Ph.D.candidate, School of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering, Shahrood University of Technology

Received: Apr. 2016

Accepted: Jan. 2017

### KEYWORDS

DAT Innovative Model  
Time and Cost Uncertainty  
Geological Model  
Construction Model  
Updating the DAT

### ABSTRACT

Schedules are major concerns in construction planning and management. The mutual interferences among construction activities of tunnels are complicated, which will affect scheduling to some degree. Ground condition and construction (excavation & support system) time and costs are key factors in decision making during the planning and design phase of a tunnel project.

In this work the DAT innovative methodology for the probabilistic estimation of ground condition and construction time and costs is used. As construction

progresses, geologic information is checked based on the excavated part of the tunnel and, therefore, the uncertainty about this part of the tunnel will disappear. This new information can be used to update the geology condition of the tunnel in order to obtain more precise prediction for unexcavated part.

In this paper, an engineering application to Garan road tunnel is well presented to demonstrate how the ground conditions and the construction time and costs are updated during construction. Finally, the results of simulations for the initial prediction and the updated prediction will be compared in order to see how the construction time and costs distributions of the given tunnel are changed after the geologic updating. Finally, reducing of uncertainty about the construction time and costs is resulted. It facilitates both the owners and the contractors to be aware of the risk they should carry before construction of unexcavated part, and it is useful for both tendering and bidding.

### Summary

Firstly, each case of construction time and cost is obtained by using DAT innovative model; applying data before starting excavation. Then by providing new data according to the 100 excavated meters of both entry and exit of tunnel, the model is updated. Finally less uncertainty is achieved due to updating the model for produced time and cost.

### Introduction

From among the significant discussions pertaining to the project design and planning, the minimizing of uncertainties is important issue. Usually the uncertainties in subsurface projects arise from the unknown ground conditions which may cause the designer fail to consider all the potential issues prone to occur during the construction procedure. total time and costs uncertainties can be considered as the most important uncertainties; the time and costs are directly connected with cognition of the subsurface conditions. Accordingly in subsurface projects the actual time and costs are not ascertainable, and hence the probability methods should be used to assess such factors[1].

Various commercial software for risk analysis of tunnel construction have been developed over the years, the most important of which is the DAT (Decision Aids for Tunnelling), developed at MIT in collaboration with EPFL (Ecole Polytechnique Federal de Lausanne). DAT tool primarily included only two construction and geological models, but later a further model was added to the DAT models called the resource model [2]. Afterwards a method for assessment of the full-face tunneling technology was introduced using the DAT method [3]. The DAT model was developed so that it capable to update the model during the construction if new more real data compared with the initial data was obtained and reduced the uncertainties about the final time and cost of tunneling in comparison to the previous model [4]. In



ISRM

International Society for Rock Mechanics

JOURNAL OF ROCK MECHANICS

SPRING 2017, VOL 1, NO 1, P: 105-P:107



Iranian Society for Rock Mechanics

order to estimate the total time and costs of tunneling, the DAT method employed in many projects such as Soocheon, Wonhyo and north Kenmore tunnels [5].

DAT model updating using new real geological data during tunnel excavation, first the total time and costs of a tunnel was estimated using the initial geological data through implementing the DAT method; Then a new estimation of total time and costs was obtained through updating the DAT model by new geological data collected during tunneling and finally the results were compared [5]. For modeling the uncertainty in the underground subway line of New York City and also estimating the total time and costs of the tunnels in the Portuguese Railway project the DAT model was also used. The most recent works using DAT model is the total time and costs estimation of well drilling for EGS [6.]

The DAT allow engineers to simulate tunnel construction considering uncertainties in geology and construction processes for a given tunnel and, as a result, obtain distributions of the total cost and duration of tunnel construction. The DAT model uses probabilistic modeling of the construction process to analyze the effects of geotechnical uncertainties and construction uncertainties on construction costs and time. This tool in geological model considers different geological conditions and defines every setting as a ground class that includes the special excavation method and support system. In the geological model the occurrence possibility of each ground class is obtained using Markov method in any location along the tunnel. In construction model by allocating the time and costs to each classes using the expert views and the experience from the previously carried out projects in similar conditions, the time and costs relating to each class can be estimated in different locations along the tunnel. Then the total time and costs of the tunnel can be probabilistically estimated from the sum of the times and costs in the all locations along the tunnel.

In DAT method due to pre-constructional unknown state of the subsurface conditions, there are uncertainties concerning the input data of the tool; However by the commencement of the construction and drilling some parts of the tunnel, the DAT model can be updated through acquiring the actual data of the drilled parts, resulting in the reduction of the uncertainties concerning the time and cost of the tunnel construction. For updating DAT tool in case of obtaining actual data subsequent to drilling part of the tunnel, the previous data must be replaced with the actual data in the similar locations and then all of DAT method steps for the geological and construction models mentioned in previous sections must be performed entirely from the beginning to the end .

In this letter due to the unavailability of the DAT tool, the DAT innovative model is proposed. Where, the Matlab software is used to coding the Marcov model and the PertMaster is used for Monte Carlo simulation. In many cases through input data questioners, the opinions of experts are considered.

In this work, the Hamro road tunnel is selected as a case study. Firstly, each case of construction time and cost is obtained by using DAT innovative model; applying data before starting excavation. Then by providing new data according to the 100 excavated meters of both entry and exit of tunnel, the model is updated. Finally less uncertainty is achieved due to updating the model for produced time and cost.

### Methodology and Approaches

In accordance with the research methodology, In the geological model first the total tunnel alignment was divided into several equal parts (cells) each with 10m length. A number of 6 cells that related to 4 borings' locations and 2 entry and exit positions were called as 'observational cells' due to specified to the probability of occurrence of the parameters' different states considered in this study (rock type, RQD and underground water). However in this study due to inaccessibility to the data pertaining to the exact location of the borings and also because initially a length of 200m relevant to the entry and exit portal of the tunnel had not been excavated, all the observations were considered as non-deterministic. Afterwards in order to find the occurrence probability of the parameters' statuses in other cells (unknown cells), programming of Markov model was performed in MATLAB software and with the aid of observational cells other cells were also predicted, consequently specifying a profile titled parameter profile for each parameter which could determine the occurrence probability of each status of the parameter inside each cell. Ultimately, through combining different statuses of the parameters, different geological settings for the tunnel alignment were obtained for which several ground classes (each including the special excavation method and support system) were introduced by 10 experts so that each one of the classes were responsible for a specific number of ground conditions obtained as described above. In the next stage a profile was obtained through combining parameter profiles which could determine the probability of each one of the ground classes inside each cell which was nominated as the 'ground class' .

Because each ground class has a different time and costs, there is the possibility for occurrence of different time and



ISRM

International Society for Rock Mechanics

JOURNAL OF ROCK MECHANICS

SPRING 2017, VOL 1, NO 1, P: 105-P:107



Iranian Society for Rock Mechanics

---

costs within each section. In the next stage to obtain the total time and costs of tunnel construction (construction model), the time and costs of the all sections were added up using Monte Carlo simulation method in the PertMaster program. Finally with the aid of cumulative graph, different total time and costs with specific occurrence probability (uncertainties) were obtained

Then through updating data during construction of 100m in each one of the tunnel entry and exit positions, the DAT innovative model was updated and consequently less uncertainties compared with pre-updating state was obtained concerning the cost and time of the project execution.

### Results and Conclusions

The geological uncertainty is the main source of risk in underground construction, often leading to assumption of the worst ground conditions and thereby increasing in the cost amounts considerably. Decreasing the designing costs, conservative construction and selecting suitable drilling methods and support systems based on the existing geological conditions would result in considerable saving during construction process. Various commercial software for risk analysis of tunnel construction have been developed over the years, the most important of which is the DAT (Decision Aids for Tunnelling), developed at MIT in collaboration with EPFL (Ecole Polytechnique Federal de Lausanne). The DAT allow engineers to simulate tunnel construction considering uncertainties in geology and construction processes for a given tunnel and, as a result, obtain distributions of the total cost and time of tunnel construction. In this paper, using the DAT innovative model and considering the pre-construction data of Hamro road tunnel, the probabilistic construction time and cost of the entire tunnel was predicted. Consequently the minimum and maximum time were obtained as equal to 2182 and 2373 days respectively; also the minimum and maximum costs were obtained as equal to 74,175,354,696 and 78,435,268,015 Tuman respectively. In the next stage, by updating data during construction of 100m in each one of the tunnel entry and exit positions, the DAT innovative model was updated and consequently less uncertainties compared with pre-updating state were obtained concerning the cost and time of the project execution. So that the minimum and maximum time were obtained as equal to 2215 and 2321 days respectively; also the minimum and maximum costs were obtained as equal to 75,257,456,387 and 77,121,654,367 Tuman respectively.

---

## Prediction of Deformation Modulus of Rock Masses in Southwest Iran Using Multivariate Linear Regression

Aslanzadeh, M.<sup>1</sup>, hosseini, M.<sup>2</sup>

1. M.Sc. student, Department of Mining Engineering, Imam Khomeini International University  
2. Associate Professor, Department of Mining Engineering, Imam Khomeini International University

Received: Apr. 2016

Accepted: Jan. 2017

### KEYWORDS

Rock masses  
Empirical relation  
Southwest Iran  
Deformation Modulus  
Multivariate linear regression

### ABSTRACT

#### Summary

Knowing geomechanical parameters of soil and rock is among the important items of designing and constructing engineering structures. Deformation modulus may be determined through in-situ tests and indirect methods. For indirect estimating of this module, empirical relations are simple and inexpensive methods, but their uses in other parts of the world were associated with errors due to the variation of rock type and the nature of rock mass. In the present article we attempted to estimate the deformation modulus ( $E_m$ ) of the rock masses of southwestern Iran by using intact rock elastic modulus ( $E_i$ ) and Rock Mass Rating (RMR) parameters. To do that, the multivariable linear

regression method was used. The database used included 333 data. In order to study the relation performance and to evaluate its accuracy,  $R^2$  coefficient (coefficient of determination) and RMSE (root-mean-square error) were used. For this data  $R^2$  coefficient was 0.811 and RMSE value was 0.1921.

### Introduction

One of the indirect methods of estimating deformation modulus is using engineering classification of rocks. These relations are provided for determining deformation modulus of rock mass based on geomechanical parameters and various rock mass classification systems such as Rock Mass rating (RMR), Rock Mass Index (RMi), Geological Strength Index (GSI), Rock Quality Designation (RQD) and Q classification system, and by using in-place tests results done at different places of the world. Some of the empirical relations for estimation of deformation modulus of rock mass are presented in Table 1 along with the year of introduction and the researchers' names.

**Table 1. Some of the empirical relations for estimation of deformation modulus of rock mass**

Researchers' Names	Empirical Relation
Hoek et al.	$E_d = (1-D/2) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(RMR-10)/40}, 0 < D < 1$
Gokceoglu et al.	$E_d = 0.0736 e^{0.0755RMR}$
Galera et al.	$E_d = 147.28 e^{(RMR-100)/24} - 0.202RMR$
Sonmez et al.	$E_d = E_i 10^{\left\{ \frac{(RMR-100)(100-RMR)}{4000 \exp(-\frac{RMR}{100})} \right\}}$
Mohammadi and Rahmancejad	$E_d = 0.0003 RMR^3 - 0.0193RMR^2 + 0.3157 RMR + 3.4064$

$E_d$ : deformation modulus of rock mass (GPa),  $\sigma_{ci}$ : Uniaxial compressive strength of intact rock

### Methodology and Approaches

The data used in this research included 333 samples which were obtained from dilatometer tests done in the projects locating at the southwest of Iran. The dilatometer used in these tests was of IF096 Type. To introduce empirical relation for rock masses of southwestern Iran, the results of dilatometer tests performed in seven dam sites including Bazoft, Bakhtyari, Tang Mashooreh, Khersan 2, Khersan 3, Seymareh and Karoon 1, which were located at southwest of Iran, were used. The numbers of data for each of the dams were 28 data for Bazoft Dam, 74 data for Bakhtyari Dam, 50 data for Tang Mashooreh, 61 data for Khersan 2, 57 data for Khersan 3, 53 data for Seymareh, and 10 data for the development plan of Karoon 1.

In this research, we attempted to do the required analysis on the gathered data and by using multivariable linear regression technic in SPSS Software and finally, to make a logical relation and a new regression equation by studying the relation between input parameters and the deformation modulus of the rock mass.

### Results and Conclusions

Equation 1 was achieved for deformation modulus of rock mass based on the statistical analysis.

$$\text{Log } E_m = -0.674 + 0.406 \log \text{RMR} + 0.842 \log E_i \quad (1)$$

Where:

$E_m$ ,  $E_i$  and RMR are deformation modulus of rock mass (in GPa), Elastic modulus of intact rock (in GPa) and rock mass rating, respectively.

In multivariable linear regression method, the correlation coefficient indicated that 81.1 percent of the rock mass deformation modulus variations might be justified by variations in RMR and elastic modulus of intact rock. The value of root-mean-square error was calculated for different relations as well as the introduced relation. The value of root-mean-square error for the relation obtained in this article was 0.1921 which showed that the deformation modulus of rock mass could be estimated with less error than by other researchers' relations.

## Table of Content

<b>Evaluation of Effective Factors on the Breakage of Granular Materials Using Discrete Element Method (DEM)</b> Aminzadeh, A.; Fahimifar, A.	99
<b>Reliability Analysis of Bearing Capacity of Foundations on Rock Masses Using Monte Carlo Method</b> Gholamhoseinpour A., Bagheripour M.S.	100
<b>Determination of Longitudinal Deformation Profile for Supported Tunnels (SLDP) Using Numerical Modeling</b> Alinezhadi, A., Rahman Nejad, R.	101
<b>The Effect of Confining Pressure on the Sand Production in Hydrocarbon Reservoirs by Using Discrete Element Method</b> Seyed Atashi, M.; Goshtasbi, K.; Basirat, R.	102
<b>Assessment of the Ground Vibration Risk Caused By Blasting Using a Developed FMEA Approach in an Uncertain Environment</b> Bakhtavar, E., Mikaeil, R., Savfavi, S.M.A.	103
<b>Distribution Function of the Random Variable Thickness of Shotcrete in Temporary Support of Tunnels</b> Basaligheh, F.; Keyhani, A.	104
<b>Providing the DAT Innovative Model to Estimate Time and Cost of Tunnel and Updating with the Data Acquired During Excavation</b> Mahmoodzadeh, A.; Zare, S.; Daraii, R.	105
<b>Prediction of Deformation Modulus of Rock Masses in Southwest Iran Using Multivariate Linear Regression</b> Aslanzadeh, M., hosseini, M.	108





International Society for Rock Mechanics

JOURNAL OF ROCK MECHANICS

SPRING 2017, VOL 1, NO 1



Iranian Society for Rock Mechanics

**Grantee and Publisher:  
Iranian Society for Rock Mechanics**

**Director in chief: Dr. Abdolhadi Ghazvinian**  
Associate Prof, Tarbiat Modares University

**Editor in chief: Dr. Kourosh Shahriar**  
Professor, Amirkabir University of Technology

**Executive manager: Eng. Omid Roshani**

**Editorial Board:**

- Dr. Morteza Ahmadi** (Professor, Tarbiat Modares University)
- Dr. Seyed Rahman Torabi** (Professor, Shahrood University of Technology)
- Dr. Ahmad Jafari** (Associate Prof, Tehran University)
- Dr. Seyed Mohammad Farogh Hoseini** (Associate prof, Tehran University)
- Dr. Mostafa Sharifzadeh** (Associate Prof, Curtin University)
- Dr. Kourosh Shahriar** (Professor, Amirkabir University of Technology)
- Dr. Mohammad Fatehi Marji** (Associate Prof, Yazd University)
- Dr. Ahmad Fahimifar** (Professor, Amirkabir University of Technology)
- Dr. Morteza Gharonik** (Assistant Prof, Iran University of Science and Technology)
- Dr. Abdolhadi Ghazvinian** (Associate Prof, Tarbiat Modares University)
- Dr. Kamran Goshtasbi** (Associate Prof, Tarbiat Modares University)
- Dr. Abbas Majdi** (Associate Prof, Tehran University)
- Dr. Hosein Memarian** (Professor, Tehran University)

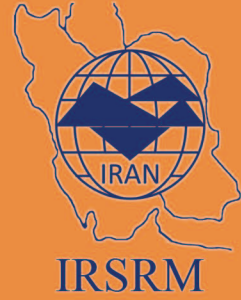
**Address:** Secretariat of the Iranian Society for Rock Mechanics (IRSRM)  
c/o Dept of Mining Engineering, Fac. of Engineering, Tarbiat Modares Univ.  
P.O. Box No. 14115-314  
Tehran  
IRAN  
**Tell:** 021-88630482  
**Fax:** 021-88630482  
**E-mail:** info@journal.irsrm.net  
**Website:** journal.irsrm.net







JOURNAL OF ROCK MECHANICS



International Society for Rock Mechanics

Iranian Society for Rock Mechanics

SPRING 2017, VOL. 1, NO. 1

- Evaluation of Effective Factors on the Breakage of Granular Materials Using Discrete Element Method
- Reliability Analysis of Bearing Capacity of Foundations on Rock Masses Using Monte Carlo Method
- Determination of Longitudinal Deformation Profile for Supported Tunnels Using Numerical Modeling
- The Effect of Confining Pressure on the Sand Production in Hydrocarbon Reservoirs by Using Discrete Element Method
- Assessment of the Ground Vibration Risk Caused By Blasting Using a Developed FMEA Approach in an Uncertain Environment
- Distribution Function of the Random Variable Thickness of Shotcrete in Temporary Support of Tunnels
- Providing the DAT Innovative Model to Estimate Time and Cost of Tunnel and Updating with the Data Acquired During Excavation
- Prediction of Deformation Modulus of Rock Masses in Southwest Iran Using Multivariate Linear Regression