

نشریه علمی-پژوهشی

مکانیک سنگ

دوره اول، شماره دوم، تابستان ۱۳۹۶



- مقایسه مقادیر چقرمگی شکست مد I سنگ بازالت در آزمون نمونههای استوانهای و دیسکی با شیار مستقیم
  - اعتبار سنجی عددی راه حل های تحلیلی طراحی لرزه ای پوشش نهایی تونل ها (مقطع مدور) مطالعه موردی: خط ۶ مترو تهران
- انتخاب ماشین تونل بری تمام مقطع (TBM) مناسب با استفاده از روش شباهت به گزینه ایده آل فازی (FTOPSIS) مطالعه موردی: قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع)
  - تعیین پارامترهای ژئومکانیکی و ظرفیت باربری مجاز پیهای سنگی مخازن سطحی نفت خام در جزیره خارک
    - تأثیر نرخ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ تحت بارگذاری کشش غیر مستقیم
  - تعیین موقعیت زون گسله پورکان-وردیج در قطعه دوم تونل انتقال آب کرج با استفاده از پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین حفر تونل
    - مطالعه تاثیر شکل هندسی دیسک TBM بر خردایش سنگ توسط نرم افزار PFC2D
    - مطالعه تأثیر ویسکوزیته سیال و قطر چال بر فشار شکست درروش شکست هیدرولیکی به کمک دستگاه آزمون سه محوره واقعی

بسمه تعالى

نشريه علمي-پژوهشي

مکانیک سنگ

انجمن مکانیک سنگ ایران

دوره اول، شماره دوم، تابستان ۱۳۹۶

مدیرمسئول: دکتر عبدالهادی قزوینیان دانشگاه تربیت مدرس – دانشیار سردبیر: دکتر کورش شهریار دانشگاه صنعتی امیرکبیر – استاد مدیر اجرایی: مهندس امید روشنی

هيات تحريريه (به ترتيب 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 کرتین 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 عبدالهادی قزوینیان – دانشگاه تربیت مدرس – دانشیار دکتر عباس مجدی – دانشگاه تهران – دانشیار دکتر حسین معماریان – دانشگاه تهران – استاد



**صاحبامتیاز**: 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 شمار: كاغذى - الكترونيكي **آدرس**: تهران – خیابان جلال آل احمد – دانشگاه تربیت مدرس – دانشکده فنی و مهندسی – دبیرخانه انجمن مکانیک سنگ ایران تلفن: ۸۸۶۳۰۴۸۲– ۲۱ نمابر: ۸۸۶۳۰۴۸۲- ۲۱ رايانامە:info@journal.irsrm.net تارنما:journal.irsrm.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.

# 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 پایه گذاری شده است. این نشریه به منظور کمک به اعتلای فعالیتهای پژوهشی متخصصین مکانیک سنگ کشور، اقدام به چاپ دستاوردهای بدیع و ارزشمند این عزیزان می ماید. بدین وسیله از کلیه اساتید دانشگاهها، متخصصین مکانیک سنگ، دانشجویان و پژوهشگران فعال در عرصه مکانیک سنگ دعوت به عمل می آید 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
    - آزمون های برجا و آزمایشگاهی سنگ

# فهرست مقالات

مقایسه مقادیر چقرمگی شکست مد I سنگ بازالت در آزمون نمونههای استوانهای و دیسکی با ١ شيار مستقيم مهدی موسوی؛ علیمحمد پاکدامن اعتبارسنجی عددی راهحلهای تحلیلی طراحی لرزهای پوشش نهایی تونلها (مقطع مدور) ٩ (مطالعه موردی: خط ۶ مترو تهران) عليرضا رشيددل؛ ميررئوف هادئي؛ رضا رحماننژاد انتخاب ماشین تونلبری تمام مقطع (TBM) مناسب با استفاده از روش شباهت به گزینه ايده آل فازي (FTOPSIS) مطالعه موردي: قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) 29 رضا میکائیل؛ پیمان جعفر شیرزاد؛ جعفر خادمی حمیدی تعیین پارامترهای ژئومکانیکی و ظرفیت باربری مجاز پیهای سنگی مخازن سطحی نفت خام 41 در جزیره خارک سعيد سلطاني محمدي؛ شكراله زارع؛ مجيد نيكخواه؛ مهدي قنواتي نسب تأثير نرخ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ تحت بارگذاری کشش غیر مستقیم حميدرضا نجاتى؛ عبدالهادى قزوينيان ۵۵ تعيين موقعيت زون گسله پوركان-ورديج در قطعه دوم تونل انتقال آب كرج با استفاده از ۶۷ پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین حفر تونل جعفر حسن پور؛ زهره محمدياري؛ اكبر چشمي مطالعه تاثیر شکل هندسی دیسک TBM بر خردایش سنگ توسط نرم افزار PFC2D ۷۵ وهاب سرفرازی؛ نسرین میخک بیرالوند مطالعه تأثیر ویسکوزیته سیال و قطر چال بر فشار شکست درروش شکست هیدرولیکی به ٨٩ كمك دستگاه آزمون سه محوره واقعی حامد شیرازی؛ سید رحمان ترابی؛ حسین میرزایی







# مقایسه مقادیر چقرمگی شکست مد I سنگ بازالت در آزمون نمونههای استوانهای و دیسکی با شیار مستقیم

مهدی موسوی'\*؛ علیمحمد پاکدامن ً

۱ – دانشیار دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه تهران ۲- کارشناس ارشد مهندسی معدن، گرایش مکانیک سنگ، دانشگاه تهران

پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲

ISRM

دریافت: ۱۳۹۵/۰۴

چکيده

چقرمگی شکست مبین مقاومت در برابر گسترش ترک و یکی از مهمترین پارامترهای مکانیک شکستی سنگها و سایر جامدات است. آزمونهای مختلفی بهمنظور تعیین چقرمگی شکست مود I سنگها ارائه شده که نتایج آنها در عمل با یکدیگر تفاوت دارند، در این مقاله از بین روشهای مختلف تعیین چقرمگی شکست سنگها در مود I، دو آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم و نمونه دیسکی با شیار مستقیم بهمنظور تعیین میزان اختلاف مقادیر چقرمگی شکست انتخاب شدند. نتایج حاصل مبین اختلافی مستقیم بهمنظور تعیین یارمترهای مختلف تعیین مستقیم بهمنظور تعیین میزان اختلاف مقادیر چقرمگی شکست انتخاب شدند. نتایج حاصل مبین اختلافی مستقیم بهمنظور تعیین میزان اختلاف مقادیر چقرمگی شکست انتخاب شدند. نتایج حاصل مبین اختلافی با سرسی علل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست این دو آزمون که اختلاف چندان زیادی نبود، است. بهمنظور بررسی علل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست، مدلسازی عددی این دو آزمون با روش المان محدود سه بررسی علل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست، مدلسازی عددی این دو آزمون با روش المان محدود دیگری که برای بر دو آزمون با روش المان محدود مدو تروی و زمون بود، در این دو آزمون با روش المان محدود در سی علل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست، مدلسازی عددی این دو آزمون با روش المان محدود مدو آزمون بود، در این مقادیر چقرمگی شکست، مدلسازی عددی این دو آزمون با روش المان محدود دیگری که برای بردی یا مود در این دو آزمون با روش المان محدود دیگری که برای بردسی علت تفاوت مقادیر چقرمگی شکست در این نو آزمون به یک مقدار است. عامل مدیگری که برای بردی مود نود فرض شیار بهعنوان یک ترک در این نمونههای آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم و در نتیجه صحیحتر بودن فرض شیار بهعنوان یک ترک در این نمونهها، آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم مقادیر قابل اعتمادری از چقرمگی شکست در این نمونهها، آزمون نمونه استوانهای با شیار میکند.

*کلمات کلیدی* چقرمگی شکست سنگ، آزمونهای آزمایشگاهی، آنالیز المان محدود، مکانیک شکست سنگ

۱– مقدمه

چقرمگی شکست <sup>۱</sup> یا همان ضریب شدت تنش بحرانی <sup>۲</sup> یکی از مهمترین پارامترهای مکانیک شکستی سنگها و سایر مواد که جزو ویژگیهای ذاتی آنها محسوب میشود، برای تعیین چقرمگی شکست آزمونهای متفاوتی در دو حالت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی طراحی شده است که هریک از این حالات مشتمل بر سه مود شکست است، مود I که در آن سطوح ترک نسبت به هم باز می شوند (مودکششی)<sup>۳</sup>، مود II یا مود برشی که سطوح ترک بدون هیچ گونه باز شدگی، نسبت به هم در داخل صفحه می لغزند (مود برش داخل صفحه)<sup>4</sup>، مود III یا مود پارگی که در این حالت نیز سطوح ترک بدون می لغزند (مود برش داخل صفحه)<sup>3</sup>، مود می لغزند (مود برش داخل صفحه)<sup>4</sup>، مود یا سه حالت باز شدگی نسبت به هم در خارج از صفحه قطعه یا سه حالت بارگذاری مذکور باشد [۱].



شکل ۱: حالات مختلف جابهجایی صفحات ترک [۲]

آزمونهای مختلفی بهمنظور تعیین چقرمگی شکست سنگها با شیار مستقیم در مود I ارائهشده است که از آن جمله میتوان به آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم<sup>۷</sup> [۳]، آزمون نمونه دیسکی با شیار مستقیم<sup>۸</sup> [۴،۵]، آزمون نمونه نیمدایرهای با شیار مستقیم<sup>۹</sup> که استاندارد پیشنهادی انجمن بینالمللی مکانیک سنگ در سال ۲۰۱۳ است [۸–۶] و آزمون نمونه برزیلی با شیار مستقیم<sup>۱۰</sup> [۹] اشاره کرد که مقادیر چقرمگی شکست مشاهدهشده از آنها در عمل انطباق مناسبی با یکدیگر ندارد.

از آنجاکه چقرمگی شکست یکی از ویژگیهای ذاتی مواد است، مقادیر چقرمگی شکست مشاهدهشده از آزمونهای مختلف باید انطباق مناسبی برای یک نوع سنگ با یکدیگر داشته باشند، اما

در عمل با توجه به نوع آزمون مورداستفاده، مقادیر چقرمگی شکست حاصل با یکدیگر متفاوتاند. سان<sup>۱۱</sup> و اچترلونی<sup>۱۲</sup> که بر روی نمونههای گرانیتی مطالعه می کردند به این نتیجه رسیدند که مقادیر چقرمگی شکست نمونههای آزمون میله کوتاه <sup>۱۳</sup> از نمونههای استوانهای با شیار مستقیم بیشتر است و چنانچه نمونههای استوانهای با شیار مستقیم پیشتر کدار شوند نتایجی نزدیک به نمونههای SR که تصحیح غیرخطی دارند ارائه می کنند [۱۰]. در تحقیقی دیگر، تاتلوگلو<sup>۱۴</sup> و کلس<sup>۱۵</sup> نیز که بر روی نمونههای آندزیت و مرمریت مطالعه می کردند، نشان دادند که مقادیر چقرمگی نمونههای نیم دایرهای با شیار مستقیم کمتر از نمونههای دیسکی با شیار چورون<sup>۱۶</sup> است، همچنین بیان کردند که چقرمگی شکست نمونههای دیسکی با شیار مستقیم در نسبتهای ضخامت به شعاع ۱ تقریباً برابر با چقرمگی شکست نمونههای نیمدایرهای با شیار مستقیم بوده و در نسبتهای ضخامت به شعاع بیش از ۲ نیز چقرمگی شکست نمونههای دیسکی با شیار مستقیم مشابه به نمونههای دیسکی با شیار چورون است [۴]. در بسیاری از آزمونها که ارائه رابطه تحلیلی امکان پذیر نیست، از روشهای عددی برای تعیین چقرمگی شکست سنگها استفاده میشود. روشهای متنوعی بهمنظور تعیین چقرمگی شکست به روش عددی در این آزمونها مورداستفاده قرارگرفته است که از آن جمله مى توان به روش المان محدود $^{11}$  [8-۴،۱۴]، المان محدود توسعه یافته ۱۸ [۲]، المان مرزی ۱۹ [۱۵]، المان مجزا<sup>۲۰</sup> [۱۶] اشاره کرد. در مدلسازی عددی نمونههای سنگی در مراجع بیشتر از روش المان محدود استفادهشده است. آلکیلیسچیل<sup>۲۱</sup> [۵] با بررسی ۴ نرمافزار المان محدود آباکوس<sup>۲۲</sup>، انسیس<sup>۲۳</sup>. فرنس دوبعدی<sup>۲۴</sup> و فرنس سهبعدی<sup>۲۵</sup> بیان کرد که نتایج حاصل از این ۴ نرمافزار اختلاف چندانی با یکدیگر ندارند، البته نرمافزار آباکوس حساسیت کمتری به تعداد المانها از خود نشان میدهد. روش تعیین چقرمگی شکست در این نرمافزار با استفاده از انتگرال-جی <sup>۲۶</sup> است. آزمونهای نمونه استوانهای با شیار مستقیم و نمونه دیسکی با

شيار مستقيم از آزمونهايي نسبتاً ساده ازنظر آمادهسازي و روند انجام است که در این مقاله به دلیل یکسان بودن نوع شیار ایجادی به بررسی مقادیر چقرمگی شکست آنها و میزان تفاوت این مقادیر، پرداخته شده است. مقادیر چقرمگی شکست حاصل از این دو روش در آزمایشگاه و با استفاده از روابط پیشنهادی تعیین شد، سپس با استفاده از مدلسازی عددی سهبعدی با استفاده از نرمافزار المان محدود آباکوس و نتایج آزمایشگاهی، به بررسی علل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست، در این دو آزمون يرداخته شد.

۲- آزمون های تعیین چقرمگی شکست

۲-۱- آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم

در سال ۱۹۸۲، اوچترلونی<sup>۲۷</sup> آزمونی را برای تعیین چقرمگی شکست مواد سنگی ارائه کرد که ویژگی اصلی آن استفاده از نمونههای استوانهای توپر با شیار مستقیم (مطابق شکل ۲) بهمنظور تعیین چقرمگی شکست سنگها بود که با توجه به شکل نمونهها، آزمونی مناسب برای تعیین چقرمگی شکست نمونههای سنگی بود [۳].



شکل ۲: مشخصات هندسی آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم [۳]

رابطه ۱ بهمنظور تعیین چقرمگی شکست توسط اوچترلونی ارائه شد [۳].

$$K_{IC} = 0.25 \left(\frac{s}{D}\right) Y \frac{P_{max}}{D^{1.5}}$$
(1)

اگرچه پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش بهوضوح با نسبت دهانه به قطر تغییر میکند اما برای نسبت دهانه به قطر ۳٬۳۳، این عامل بهصورت رابطه ۲ تعریف می شود:

$$Y = \frac{12.7527 {\left(\frac{a}{D}\right)}^{0.5} \left[1 + 19.646 {\left(\frac{a}{D}\right)}^{4.5}\right]^{0.5}}{\left[1 - {\left(\frac{a}{D}\right)}\right]^{0.25}} \tag{(7)}$$

اوچترلونی اشاره کرد که رابطه ارائهشده توسط وی تنها برای نسبت طول شیار به عرض نمونه (a/D)، بین صفرتا ۰٫۶ برقرار است [۳].

۲-۲- آزمون نمونه دیسکی تحت خمش با شیار مستقیم تتلواگلو <sup>۲۸</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۱ این آزمون را بهمنظور تعیین چقرمگی شکست ارائه کردند، این آزمون نیز شامل نمونههای دیسکی است که مطابق شکل ۳، در مرکز آن شیار مستقیمی ایجادشده است [۴،۵]. بهمنظور تعیین چقرمگی شکست در این آزمون از رابطه ۳ استفاده می شود [۴،۵]. (٣)

 $K_{IC} = Y \sigma_{cr} \sqrt{\pi a}$ 

که در آن:

 $\sigma_{\rm cr} = \frac{P_{\rm cr}}{2DB}$ 



شکل ۳: هندسه آزمون نمونه دیسکی با شیار مستقیم [۴]

۳- آزمایشها

۳-۱- خصوصیات نمونههای مورد آزمایش

نمونههای مورداستفاده در این تحقیق از جنس بازالتاند که در جدول ۱ به خصوصیات آنها اشارهشده است. علت انتخاب این نوع سنگ یکنواختی بسیار زیاد خصوصیات سنگ در نمونههای مختلف آن است.

جدول ۱: خصوصیات نمونه مورداستفاده برای انجام آزمایش

مقدار	پارامتر
185/10	مقاومت فشاری تکمحوری (MPa)
42,984	مدول يانگ (GPa)
٠٫١٨٣	ضريب پواسون
11/17	مقاومت کششی (MPa)
T/ADT	جرم مخصوص (Kg/m <sup>3</sup> )
•,74	تخلخل (٪)

#### ۳–۲– خصوصیات ابزار مورداستفاده

بهمنظور ایجاد شیار در نمونهها از اره باضخامت ۱٬۵۸ میلیمتر استفاده شد، همچنین بهمنظور اعمال باربر نمونهها از دستگاه پرس صلب ۸۱۵MTS، استفاده شد. تمامی آزمایشها بهمنظور جلوگیری از تأثیرات آهنگ بارگذاری و همچنین اثرات دینامیکی بر چقرمگی شکست با سرعت ۰٬۰۰۲ میلیمتر بر ثانیه صورت گرفت.

بهمنظور ثبت دقیق بار نیز از بارسنج با ظرفیت ۵ تن استفاده شد. تمامی آزمونها بهمنظور تعیین چقرمگی شکست سه بار تکرار شدند.

### ۳-۳- نتایج آزمایشها

بهمنظور تعیین چقرمگی شکست در آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم نمونههایی به قطر ۵۴، طول ۲۱۶ و فاصله تکیهگاهی ۱۸۰ میلیمتر (نسبت دهانه به قطر ۳٬۳۳) مورداستفاده قرارگرفتهاند، شیار ایجادی مستقیم و به طول ۱۱٬۷ میلیمتر در مرکز نمونه است.

همچنین در آزمون نمونه دیسکی با شیار مستقیم از نمونههایی نیمدایرهای به قطر ۷۴ و ضخامت ۳۷٫۵ و طول دهانه ۵۰ میلیمتر استفادهشده است، در این آزمون شیار ایجادی مستقیم و به طول ۱۸میلیمتر در مرکز نمونه است.

نتایج حاصل از مقادیر چقرمگی شکست مشاهدهشده از این دو آزمون، در جدول ۲ قابل مشاهده است. در شکل ۴ شیوه انجام آزمون نشان دادهشده است.

جدول ۲: مقادیر چقرمگی شکست حاصل از دو آزمون				
چقرمگی شکست (MPa√m)	نیروی گسیختگی (KN)	پارامتر		
۱/۲۸۵	F/71V	SEC 1		
۲/۸۲۴	۶/۶۷۱	SEC 2		
۲/۲۷۰	۵/۳۶۳	SEC 3		
۲/۲۹	۵/۴۲	SEC AVE		
۲/• ۸۳	٩/۴١٧	SNDB 1		
۲/۱	٩/۴٩۶	SNDB 2		
۱/۷۳۶	Y/AQY	SNDB 3		
1/97	٨/٩٢	SNDB AVE		



شکل ۴: شیوه انجام دو آزمون، الف: نمونه استوانهای با شیار مستقیم، ب: نمونه دیسکی با شیار مستقیم

### ۴- مدلسازی عددی

بهمنظور مدلسازی عددی آزمونهای تعیین چقرمگی شکست از نرمافزار المان محدود ABAQUS استفاده شد. برای تعیین چقرمگی شکست از روش انتگرال-جی و بهمنظور مدلسازی ترک از المان سینگولار در نوک ترک استفاده شد. به دلیل وجود تقارن در هندسه نمونه و شرایط مرزی، تنها نیمی از نمونه مدلسازی شد. از ۱۰ کنتور انتگرالی در اطراف ترک برای تعیین ضریب شدت تنش در نمونه استفاده شد.

### ۴-۱- مدلسازی نمونه استوانهای با شیار مستقیم

بهمنظور مدلسازی نمونههای استوانهای با شیار مستقیم از ابعادی مشابه آزمونهای انجامشده، استفاده شد. تعداد المانهای مورداستفاده در این آزمون بهمنظور مدلسازی در حدود ۵۶۰۰ المان است.

مدلسازی برای ۶ طول متفاوت ترک صورت گرفت و مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش با استفاده از رابطه ۴ بهصورت عددی محاسبه و با مقادیر حاصل از رابطه ۲ که بهصورت تحلیلی است، مقایسه شدند.

$$Y = \frac{K_I D^{1.5}}{0.25 \left(\frac{S}{D}\right) P} \tag{f}$$

در جدول ۳ مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش به صورت عددی و تحلیلی نشان داده شده است. نتایج مبین اختلافی ناچیز تا نسبت طول ترک به قطر نمونه (a/D)، ۶۵، است، اما برای مقادیر بیش تر این نسبت انطباق مناسبی با رابطه تحلیلی مشاهده نمی شود زیرا رابطه تحلیلی ارائه شده توسط او چترلونی تنها تا بازه نسبت طول ترک به قطر نمونه ۶٫۰ معتبر است.

جدول ۳: مقایسه مقادیر عددی و تحلیلی پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش در نمونههای استوانهای با شیار مستقیم

اختلاف	Y	Y		طول شيار
(%)	(عددی)	(تحليلی)	(a/D)	(متر)
۰,۱۸۵	۶,۳۵۸	۶,۳۷	•,٢١۶۶	•,• <b>\ \ Y</b>
۵٬۰۳	٩,١۵۴	٩,۶۴	•, <b>~~</b> ~	۰,۰۲
۵,۰۱	14/115	۱۸,۰۱۵	۰,۵۵۶	٠,٠٣
۲,۳۶۳۸	۲۶,۵۷	۲۵,۹۶	<b>۰</b> ,۶۴۸	۰,۰۳۵
24/18	۴۸,۲۸	۳٧/٩۶	۰,۲۴	•,• ۴
۱ • ۸٫۸۵	۱۱۸,۲۰	۵۶٬۵۹۶	۰٫۸۳	۰,۰۴۵



شکل ۵: نمودار مقایسه مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش بهصورت عددی و تحلیلی در نمونههای استوانهای با شیار مستقیم

با توجه به صعودی بودن نمودار پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش در این نمونهها (مطابق شکل ۵)، رشد ترک بهصورت ناپایدار است. مقدار چقرمگی شکست با مدلسازی عددی ناپایدار است. مقدار چقرمگی شکست با مدلسازی عددی درصد ۲٬۲۸۵MPa√m درصد (۰٬۱۸۵ درصد) با روند تحلیلی (معادله ۲) دارد.

### ۲-۴- مدلسازی نمونه دیسکی با شیار مستقیم

بهمنظور مدلسازی نمونه دیسکی با شیار مستقیم نیز از ابعادی مشابه ابعاد آزمایشها و تقریباً ۹۳۰۰ المان استفاده شد. برای مدلسازی ترک نیز از ۵ طول متفاوت ترک استفاده شد و سپس مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش برای این ۵ طول ترک با رابطه ۵ محاسبه شد.

$$Y = \frac{K_{I}(2DB)}{P\sqrt{\pi a}}$$
(\delta)

با توجه به صعودی بودن نمودار پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش (مطابق شکل ۶)، در این نمونه نیز رشد ترک بهصورت ناپایدار است.

جدول ۴: مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش در نمونه دیسکی با شیار مستقیم

Y	(a/D)	طول ترک
۵/۱۶	<b>۲</b> ۹′ •	•,• ١٨
<i>۶</i> ,۹۸	• ,8	•,• ٢٢۵
۱۰,۱۸	• , Y	• ,• 78٣
14,44	• , A	• , • ٣
FT/TF	۰,۹	• /• ٣٣٨



شکل ۶: نمودار مقادیر پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش نمونههای دیسکی با شیار مستقیم

بهمنظور مقایسه نتایج مدلسازی عددی در این آزمون رابطه تحلیلی وجود ندارد و با توجه به صحت نتایج آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم (بخش ۴–۱)، اعتبار نتایج این آزمون تائید میشود. مقدار چقرمگی شکست در این آزمون با مدلسازی عددی۱٬۹۷ MPa√m حاصل شد.

### ۵- بحث

با توجه به نتایج آزمونهای آزمایشگاهی، مقادیر چقرمگی شکست حاصل از این دو آزمون تا ۱۳٬۵ درصد با یکدیگر متفاوت است (مقدار چقرمگی شکست نمونههای استوانهای با شیار مستقیم و نمونههای دیسکی با شیار مستقیم به ترتیب شیار مستقیم و نمونههای دیسکی با شیار مستقیم به ترتیب رامسکستیم و نمونههای دیسکی با شیار مستقیم به ترتیب مدار مستقیم و نوع بارگذاری که بهصورت خمشی است، همچنین نوع شیار که بهصورت مستقیم است، اختلاف زیادی نیست اما در این بخش به تحلیل وجود این اختلاف با استفاده از مدلسازی عددی، پرداخته می شود.

در ابتدا برای تعیین ناحیه پلاستیک نوک ترک<sup>۳۹</sup> از معیار تنش کششی نرمال استفاده میشود، بهاین ترتیب که هر جا تنش های عمود بر صفحه ترک از مقاومت کششی نمونه تجاوز کرد، آن ناحیه وارد منطقه پلاستیک شده است. در شکل ۷ ناحیه پلاستیک نوک ترک مطابق با معیار تنش کششی نرمال نشان داده شده است. به منظور تخمین حجم ناحیه پلاستیک نوک ترک، شکل ناحیه پلاستیک در نوک ترک دایره ای فرض شد (البته در واقعیت دمبلی شکل است).

نسبت حجم ناحیه پلاستیک به حجم کل نمونه در نمونههای با شیار استوانهای با شیار مستقیم و دیسکی با شیار مستقیم به ترتیب ۰/۷۱ و ۶۴ درصد است که بیانگر تفاوت ناچیز این نسبت بین این دو نمونه است، پس با توجه به یکسان بودن تقریبی نسبت حجم ناحیه پلاستیک ایجادی به حجم کل نمونه در دو آزمون، صحت بهکارگیری فرضیه الاستیک خطی برای هر دو نمونه به یک مقدار است و نسبت حجم ناحیه پلاستیک نوک ترک به حجم کل نمونه عامل این تفاوت نیست.

نشریه علمی- پژوهشی مکانیک سنگ

در مراجع [۱۰،۱۶]، اشارهشده که بهمنظور دستیابی به مقادیر صحیحتر چقرمگی شکست و درنتیجه ایجاد یک ترک طبیعی و باضخامت ناچیز از چند چرخه بارگذاری- باربرداری بر روی نمونه استفاده شود، اما چون اعمال چرخههای بارگذاری-باربرداری و همچنین کنترل رشد پایدار ترک در نمونههای شکننده همچون سنگها کاری دشوار است، بهتر است صحت همین نمونهها مورد ارزیابی واقع شود.



شکل ۷: ناحیه پلاستیک ایجادی طبق معیار تنش کششی نرمال، الف: نمونههای استوانهای با شیار مستقیم، ب: نمونههای دیسکی با شیار مستقیم (ناحیه قرمز مبین نواحی پلاستیک شده است.)

با توجه به رشد ناپایدار ترک در این دو آزمون، مقاومت در برابر گسترش شیار ایجادی بهعنوان چقرمگی شکست این دو آزمون گزارش میشود. نسبت ضخامت شیار به طول نمونه برای نمونههای دیسکی با شیار مستقیم تقریباً سه برابر نمونههای استوانهای با شیار مستقیم است. درواقع فرض کردن شیار ایجادی بهعنوان ترک در نمونههای استوانهای با شیار مستقیم فرضی صحیحتر بوده که سبب میشود مقادیر چقرمگی شکست این آزمون در مقایسه با نمونههای دیسکی با شیار مستقیم بیشتر و البته صحیحتر باشند.

همان طور که اشاره شد این دو آزمون به لحاظ هندسه شیار و نوع بارگذاری (خمشی) مشابه یکدیگر بودند، ازاین رو پیش بینی شد مقادیر چقرمگی شکست حاصل از آن ها تفاوت چندانی با یکدیگر نداشته باشد که نتایج حاصل نیز، تأییدکننده این پیش بینی بود. از آنجا که تفاوت مقادیر چقرمگی شکست در این دو تست ۱۳٫۵ درصد بود که تفاوت ناچیزی است، برای بررسی علت این تفاوت ناچیز، ابتدا مدل سازی عددی صورت گرفت که نشان داد صحت فرضیه الاستیک خطی برای هر دو نمونه

تقریباً یکسان است سپس، پایداری رشد ترک بررسی شد که با توجه به یکسان بودن نوع شیار نیز رشد ترک در هر دو نمونه مشابه یکدیگر و به صورت ناپایدار بود و درنهایت نسبت ضخامت شیار به طول نمونه بررسی شد که این عامل برای نمونههای استوانهای با شیار مستقیم کمتر بود و نشاندهنده این واقعیت بود که فرض شیار ایجادی بهعنوان یک ترک در این نمونهها صحیحتر است، ازاینرو مقادیر چقرمگی شکست نمونههای استوانهای با شیار مستقیم قابل اعتمادتر از نمونههای دیسکی با شیار مستقیم است، اگرچه مقادیر چقرمگی شکست حاصل از آنها تفاوت زيادي با يكديگر ندارند.

# ۶- نتیجهگیری

در این مقاله بهمنظور بررسی مقادیر چقرمگی شکست نمونه بازالت از دو آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم و نمونه دیسکی با شیار مستقیم استفاده شد که در پایان نتایج زیر حاصل شد:

-نتایج مبین اختلافی ۱۳٬۵ درصدی بین مقادیر چقرمگی شکست نمونههای استوانهای با شیار مستقیم و نمونه دیسکی با شیار مستقیم بود که اختلاف کم مشاهده شده در بین این دو نمونه به دلیل مشابهت هندسه، شرایط بارگذاری و نوع شیار در این دو آزمون است.

- نیروی موردنیاز برای گسیختگی نمونههای دیسکی با شیار مستقیم بیش از نمونههای استوانهای با شیار مستقیم است.

- بهمنظور تحلیل و بررسی نتایج از مدلسازی عددی آزمونها بهصورت سهبعدی و روش المان محدود استفاده شد که نتایج مدلسازی صورت گرفته مبین انطباق مناسب (اختلافی ۵ درصدی) بین مقادیر تحلیلی و عددی پارامتر بدون بعد ضریب شدت تنش در نمونههای استوانهای با شیار مستقیم است. در نمونههای دیسکی با شیار مستقیم نیز چقرمگی شکست بهصورت عددی و با توجه به اعتبارسنجی صورت گرفته در آزمون نمونه استوانهای با شیار مستقیم محاسبه شد.

- بەمنظور تخمين ناحيه پلاستيک نوک ترک از معيار تنش کششی نرمال استفاده شد که با توجه به آن نسبت حجم ناحیه

پلاستیک ایجادی در نوک ترک در نمونههای دیسکی با شیار مستقیم و استوانهای با شیار مستقیم تفاوت چندانی با یکدیگر نداشت. به همین دلیل کاربرد نظریه الاستیک خطی برای هر دو نوع نمونه صحت یکسانی دارد و نسبت حجم ناحیه پلاستیک به حجم کل نمونه عامل تفاوت در مقادیر چقرمگی شكست نيست.

- پایداری رشد ترک در هر دو نمونه با استفاده از مدلسازی عددی بررسی شد که با توجه به مستقیم بودن شیار ایجادی، رشد ترک در هر دو نمونه به صورت ناپایدار بود. ازاین رو، ناپایداری رشد ترک نیز عامل تفاوت مقادیر چقرمگی شکست در این دو آزمون نبود.

- با توجه به این که نسبت ضخامت شیار به طول نمونه، در نمونههای دیسکی با شیار مستقیم تقریباً سه برابر نمونههای استوانهای با شیار مستقیم است، فرض کردن شیار ایجادی بهعنوان ترک در نمونههای استوانهای با شیار مستقیم فرضی صحیحتر است ازاینرو مقادیر چقرمگی شکست مشاهدهشده از آن مقادیر صحیحتری است.

۷- تشکر و قدردانی

با سپاس از آزمایشگاه مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن دانشگاه تهران که امکان انجام تستها و ثبت کامل رفتار نمونهها را بادقت مناسب امکان پذیر کرد.

		~
شرح	واحد	نماد
بار اعمالی	Ν	Р
پارامتر بدون بعد ض	-	V
شدت تنش		-
قطر نمونه	m	D
طول شيار ايجاد;	m	а
طول دهانه (فاصله		c.
تکیهگاهها)	111	3

ريب

۸- فهرست نمادها

شدت تنش	-	Ŷ
قطر نمونه	m	D
طول شيار ايجادى	m	a
طول دهانه (فاصله بین تکیهگاهها)	m	S
ضخامت نمونه ديسكى	m	В
تنش بحرانی در نمونه دیسکی با شیار مستقیم	MPa	$\sigma_{cr}$
ضریب شدت تنش مود I	$MPa\sqrt{m}$	K <sub>I</sub>
چقرمگی شکست مود I	$MPa\sqrt{m}$	K <sub>IC</sub>

International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 30, pp. 821-824.

[10] Sun, Z.and Ouchterlony, F., (1986) "Fracture toughness of stripa granite cores", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 23, pp. 399-409.

[11] Alkilicgil, C., (2010), "Development of Specimen Geometries for Mode I Fracture Toughness Testing With Disck Type Rock Specimens", Ph.D. dissertation, Middle East Technical University, Ankara.

[12] Keles, C., Tutluoglu, L., (2011), "Investigation of proper specimen geometry for mode I fracture toughness testing with flattened Brazilian disc method", Internayional Journal of Fracture, vol. 169, pp. 61-75.

[13] Wang, Q., Jia, X., Kou, S., Zhang, Z. and Lindqvist, P.A., (2003) "More accurate stress intensity factor derived by finite element analysis for the ISRM suggested rock fracture toughness specimen—CCNBD",International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 40, pp. 233-241

[14] Wang, Q., Jia, X., Kou, S., Zhang, Z. and Lindqvist, P.-A., (2004), "The flattened brazilian disc specimen used for testing elastic modulus, tensile strength and fracture toughness of brittle rocks: analytical and numerical results", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 41, pp. 245-253.

[15] Wang, Q. and Xing, L., (1999), "Determination of fracture toughness KIC by using the flattened Brazilian disk specimen for rocks", Engineering Fracture Mechanics, vol. 64, pp. 193-201.

[16] Funatsu, T., Shimizu, N., Kuruppu, M. and Matsui, K., (2014), "Evaluation of mode I fracture toughness assisted by the numerical determination of K-Resistance", Rock Mechanic and Rock Engineering.

- 7-Single Edge Crack Round Bar Bending Test (SECRBB)
- 8- Straight Notch Disk Bend Test (SNDB)
- 9- Semi-circular Bend Test (SCB)
- 10-Crack Straight Through Brazilian Disc (CSTBD)
- 11-Sun
- 12-Ouchterlonv
- 13-Short Rod (SR) 14 -Tutluoglu
- 15- Keles
- 16- Cracked Chevron Notch Brazilian Disc (CCNBD) 17- Finite Element Method (FEM)
- 18- Extended Finite Element Method (XFEM)
- 19- Boundary Element Method (BEM)
- 20- Distinct Element Method (DEM)
- 21- Alkilicgil
- 22- ABAQUS
- 23- ANSYS
- 24- FRANC 2D
- 25- FRANC 3D
- 26- J-Integral
- 27-Ouchterlony
- 28-Tutluoglu
- 29- Fracture Process Zone (FPZ)

[1] Saouma, V.E., (2000)," Fracture Mechanics", Lecture notes CVEN-6831, Univesity of Colorado, USA.

[2] Mohammadi, S., (2008), "Extended Finite Element Method for Fracture Analaysis of Structures", Blackwell Publishing, UK.

[3] Ouchterlony, F., (1982), "Extension of the compliance and stress intensity formulas for the single edge crack round bar in bending", Fracture Mechanics for Ceramics, Rocks and Concrete, pp. 237-256.

[4] Tutluoglu, L. and Keles, C., (2011), "Mode I fracture toughness determination with straight notched disk", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 48, pp. 1248-1261.

[5] Alkilicgil, C., (2006), "Development of a New Method for Mode I Fracture Toughness Test", M.Sc thesis, Middle East Technical University, Ankara.

[6] Kuruppu, M. D., Obara, Y., Ayatollahi, M. R., Chong, K. P. and Funatsu, T., (2013), "ISRM-suggested method for determining the mode I static fracture toughness using semi-circular bend specimen", ISRM Suggested Method.

[7] Chong, K., Kuruppu, M. and Kuszmaul, J., (1987), "Fracture toughness determination of layered materials", Engineering Fracture Mechanic, vol. 28, pp. 43-54.

[8] Lim, I. L., Johnston, I. W., Choi, S. K., Boland, J. N., (1994), "Fracture testing of a soft rock with semi-circular specimens under three-point bending", Part 1 Mode I, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 31, pp. 185-197.

[9] Fowell, R., Xu, C., (1993), "The cracked chevron notched brazilian disc test- geometrical considerations for toughness practical rock fracture measurement",

### ۹- مراجع

<sup>1-</sup>Fracture Toughness

<sup>2-</sup> Critical Stress Intensity Factor (CSIF) 3- Opening Mode 4- Shearing Mode 5- Tearing Mode

<sup>6-</sup> Mixed Mode



نشریه علمی-پژوهشی مکانیک سنگ JOURNAL OF ROCK MECHANICS



دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۹ تا ۲۷

# اعتبارسنجی عددی راهحلهای تحلیلی طراحی لرزهای پوشش نهایی تونلها (مقطع مدور) (مطالعه موردی: خط ۶ مترو تهران)

علیرضا رشیددل<sup>۱</sup>؛ میررئوف هادئی<sup>\*۲</sup>؛ رضا رحماننژاد<sup>۳</sup>

۱- دانشآموختهی کارشناسی ارشد مهندسی معدن؛ گرایش تونل و فضاهای زیرزمینی؛ دانشکدهی مهندسی؛ دانشگاه ارومیه؛ ایران ۲- استادیار؛ گروه مهندسی معدن؛ دانشکدهی فنی و مهندسی؛ دانشگاه بینالمللی امام خمینی (ره)؛ قزوین؛ ایران ۳- استاد؛ گروه مهندسی معدن؛ دانشکدهی فنی و مهندسی؛ دانشگاه شهید باهنر کرمان؛ کرمان؛ ایران

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۵

چکیدہ

در اغلب پروژههای تونلی برای بر آورد اولیه پاسخ دینامیکی تونلها در برابر بارگذاری لرزهای از روشهای تحلیلی فرم بسته استفاده میشود. در بخش اول مقاله برای بررسی اعتبار روشهای تحلیلی که توسط ونگ (Wang)، پنزین (Penzien)، پارک و همکاران (Park, et al) ارائه ده است ابتدا پوشش نهایی خط ۶ مترو تهران با استفاده از روشهای تحلیلی تحت بارگذاری لرزهای بیضی شدگی قرار گرفت سپس اعتبار مستجی روشهای تحلیلی از طریق روش شبه استاتیکی در کد تفاضل محدود <sup>2D</sup> *Flac تحت* فرضیات یکسان با روش مای تحلیلی از طریق روش شبه استاتیکی در کد تفاضل محدود <sup>2D</sup> پارک و فرضیات منجی روش های تحلیلی از طریق روش شبه استایکی در کد تفاضل محدود <sup>2D</sup> بیزین رفتار غیرخطی یکسان با روش تحلیلی انجام شد. در هر دو روش عددی و تحلیلی برای در نرم گرفتن رفتار غیرخطی خاک از خواص معادل خطی خاک حاصل از تحلیل پاسخ زمین در نرم افزار *Rane تحدی و نو*ی معروی محوری اختلاف بسیار زیادی براورد نیروی محوری اختلاف بسیار زیادی با می برای در نرم افزار قدر معان مند. اعتبار زیادی با دوش تحلیلی انجام شد. در هر دو روش عددی و تحلیلی برای در نرم فران فیرخطی برخواص معادل خطی خاک حاصل از تحلیل پاسخ زمین در نرم افزار *Rane توی محو*ری اختلاف بسیار زیادی با مدل سازی عددی داری در آورد نیروی محوری اختلاف بسیار زیادی با مدل ازی ده می این روش ونگ و روش پارک و همکاران تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری از دقت بسیار بالایی برخوردار روش پارک و همکاران تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری از دقت بسیار بالایی برخوردار روش پارک و همکاران تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری از دقت بسیار بالایی برخوردار موده پارک و و همکاران تحت شرایط عده لغزش در برآورد نیروی محوری از دقت بسیار بالایی برخوردار موده پارک و همکاران تحت شرایط عده لغزش در برآورد نیروی محوری از دوش پارک و همکاران تحت شرایط عده لغزش در برآورد نیروی شوی مودی و نوش و معی برخوردار موده پارک و و همکاران تحت شرایط و زمین، یک بررسی عددی لرزهای شبه استاتیکی محه موری نقش اهمیت اندرکنشی واقعی این پوشش تونل و زمین، یک برسی عددی لرزهای شبه استای دادن مرایط اندن از مول و نول و ای اسی از مودی موری موری موری مونی و نول ه اعدم انبی مواندی مولی واقعی ایز و نیروی محوری نوش موسی از مرب و یکی از مهم ترین محدودی موان و خاک است.

**واژگان کلیدی** اعتبار سنجی عددی، حل تحلیلی، بارگذاری لرزهای، اندر کنش پوشش و خاک، نیروی محوری، ممان خمشی

<sup>»</sup> نویسنده مسئول مکاتبات؛ آدرس: قزوین، دانشگاه بین|لمللی امام خمینی (ره)، دانشکدهی فنی و مهندسی، گروه مهندسی معدن؛ کد پستی: ۳۴۱۴۸۹۶۸۱۸؛ شماره تلفن: ۳۳۹۰۱۱۸۹– ۲۸۰؛ آدرس پست الکترونیک: Hadei@ENG.ikiu.ac.ir

شوارتز (Einstein and Schwartz) در دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل، پوشش تونل را به صورت یک پوسته جدار ضخیم و زمین اطراف را به صورت الاستیک، همگن و همسانگرد برای به دست آوردن نیروهای داخلی پوشش تونل در حالت بارگذاری استاتیکی بر اساس روش صلبیت نسبی در نظر گرفتند [۴]. شاید ونگ (Wang) (۱۹۹۳) اولین شخصی باشد که راهحل فرم بسته برای نیروهای داخلی سازهای پوشش تونل در دو حالت عدم لغزش و لغزش كامل تحت شرایط بارگذاری لرزهای ارائه داد. راهحلی برای محاسبه ممانهای خمشی تحت شرایط عدم لغزش بهوسیله ونگ (۱۹۹۳) ایجاد نشد. وی توصیه نمود که راهحلهای شرایط لغزش کامل برای شرایط عدم لغزش استفاده شود [۵]. ينزين و وو ( Penzien and Wu) (۱۹۹۸) رامحلهای فرم بسته الاستیک را برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل در اثر تغییر شکل تاشدگی ارائه کردند [۶]. سپس پنزین (Penzien) (۲۰۰۰) یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییر شکلهای تاشدگی تونلهای مستطیلی و دایرهای ارائه کرد که کارهای منتشرشده قبلی را تکمیل کرد [۷ و ۸]. هشاش و همکاران (Hashash, et al) (۲۰۰۱) (Hashash, et al) انجمن بین المللی تونل (ITA) مقاله ای برای تحلیل و طراحی تونلها تحت بارگذاری لرزهای با تمرکز خاص بر اجرا در ایالت متحده امریکا با روشهای تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰) ارائه کردند [۸]. بابت (Bobet) (۲۰۰۳) نیز یک سری راهحلهای تحلیلی متفاوتی برای ممان و نیروی محوری پوشش مدور تونل تحت بارگذاری لرزهای بر اساس راهحلهای بارگذاری استاتیکی انیشتین و اسچوارتز (۱۹۷۹) ارائه کرد [۹]. سپس هشاش و همکاران (۲۰۰۵) با توجه به اختلافاتی که روشهای تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰) در تخمین نیروی محوری پوشش تونل داشتند، یک سری بررسیهای عددی دوبعدی با استفاده از نرمافزار المان محدود Plaxis با فرضیات برابر با روش تحلیلی تحت شرایط کرنش مسطح با در نظر گرفتن رفتار الاستیک پوشش و زمین برای ۳ حالت از خواص زمین (مدول یانگ و ضریب پواسون متفاوت) انجام دادند. در بررسیهای آنها فقط حالت بدون لغزش با استفاده از نرمافزار Plaxis شبیهسازی شد. نتایج روش عددی و روش تحلیلی پنزین (۲۰۰۰) در حالت بدون لغزش اختلاف بالای ۷۰۰٪ در ۲ حالت خواص زمین برای نیروی محوری ماکزیمم

# ١٠

۱– مقدمه

باوجوداینکه معمولاً تونلها بهتر از سازههای سطحی در طول زلزله عمل میکنند، خسارتهایی که به برخی از این سازههای مهم طی رخدادهای لرزهای سابق واردشده است عبارتاند از: زلزله کوبه (Kobe) ژاپن ۱۹۹۵، زلزله چی چی (Chi Chi) تايوان ۱۹۹۹، زلزله بولو (Bolu) تركيه ۱۹۹۹، زلزله بالاده ايران ۲۰۰۴، زلزله وينچوآن (Wenchuan) و سيچوآن (Sichuan) چین ۲۰۰۸ و اخیراً در سال ۲۰۱۴ زلزله وال پارایسو (Valparaiso) شیلی، ازاینرو باید نکات مهم بار گذاری لرزهای در طراحی سازههای زیرزمینی در نظر گرفته شود [1]. علاوه بر این باید متذکر شد که تونلها در هر کشور جزء پروژههای مهم ملی و سرمایههای زیربنایی یک کشور محسوب می شوند و هزینه های فراوانی برای ساخت این سازه ها صرف می شود؛ بنابراین اهمیت بررسی لرزهای این سازهها دوچندان است [۲]. همچنین با توجه به اینکه کشور ایران در منطقهای مستعد فعالیتهای تکتونیکی و متعاقباً زلزله قرار دارد بنابراین طراحی لرزهای برای این سازههای پرهزینه نباید نادیده گرفته شود. برای طراحی لرزهای تونلها در آئیننامههای مختلف روشهای مختلفی همچون روشهای عددی تحلیل تاریخچه زمانی و شبه استاتیکی، روش تحلیلی فرم بسته، مدلسازی فیزیکی و روشهای تجربی وجود دارد. با توجه به اینکه راهحل-های تحلیلی محاسبات بسیار سریع و آسانی برای به دست آوردن نیروهای محوری و ممان خمشی پوشش تونل را در بردارند ابزارهای جذابی برای طراحی اولیه محسوب میشوند در اکثر پروژهها برای برآورد اولیه و سریع از روش تحلیلی فرم بسته استفاده می شود، بنابراین باید کارآیی روابط فرم بسته مختلف، تحت اعتبارسنجی مشخص گردد.

مویر وود (Muir Wood) (۱۹۷۵) با استفاده از روابط تحلیلی تغییرشکل بیضی شدگی، پوشش مدور تونل را در حالت الاستیک در مقابل بارهای استاتیکی با یک سری سادهسازیهایی بررسی کرد. او در کار خود ابتدا نیروهای برشی بین پوشش و زمین را در نظر نگرفت و سپس با استفاده از یک روش صریح لحاظ کرد. ممان خمشی پوشش تونل به ضریب صلبیت (R<sub>S</sub>) و بارگذاری شعاعی پوشش تونل به ضریب فشردگی (R<sub>C</sub>) ارتباط داده شد. درنهایت تأثیر درزههای طولی پوشش سگمنتی با استفاده از ممان اینرسی مؤثر پوشش تونل (I<sub>e</sub>) اتخاذ شد [۳]. با استفاده از راهحل تحلیلی انیشتین و

نتایج نشان داد که شکل حفریه، تأثیر کمی بر روی تغییرشکل سازه دارد و شرایط لغزش کامل منجر به تغییرشکل کمتری می شود و زمانی که سازه نسبت به زمین انعطاف پذیرتر است شرایط زهکشی نشده منجر به کاهش اعوجاج می شود [۱۴]. کانتوا و همکاران (Kontoe, et al) (۲۰۱۴) ابتدا چهار راهحل تحلیلی شناختهشده را تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل با استفاده از یک روش شبه استاتیکی در نرمافزار المان محدود ICFEP تحت شرایط یکسان با راهحل تحلیلی مورد اعتبارسنجى قراردادند سپس تحت شرايط لغزشى متنوعى راه-حل پارک را با روش عددی مورد ارزیابی قراردادند، راهحلهای دیگر به علت عدم توانایی شبیهسازی شرایط لغزشی مابین لغزش کامل و عدم لغزش در این بخش بکار برده نشد. آنها به این نتیجه رسیدند روش پارک تحت شرایط لغزشی گوناگون تطابق خوبی با روش عددی دارد. در قسمت دیگر تحقیقاتشان بر روی خواص خطی معادل خاک در راهحلهای تحلیلی بهعنوان یک روش تقریبی برای شبیهسازی رفتار غیرخطی خاک پرداختند [۱۵]. اخیراً دو و همکاران (Do, et al) (۲۰۱۵) از طریق نرمافزار FLAC<sup>3D</sup> با فرضیات یکسان با راه-حلهای تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) به بررسی اعتبار این راهحلها پرداختند. نتایج بررسی عددی آنها با نتایج راهحل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت بدون لغزش اختلاف ۰/۸۳٪ نیروی محوری را نشان داد. در حالت لغزش کامل اختلاف ۲۰/۰۸٪ نیروی محوری و اختلاف ۲/۵۵٪ ممان خمشی را نشان داد [1]

در این پژوهش خط ۶ مترو تهران بهعنوان یک محیط خاکی نرم شهری که نیازمند بررسی لرزهای است با استفاده از روش-های تحلیلی لرزهای بررسیشده و سپس با استفاده از نرمافزار های تحلیلی لرزهای بررسیشده و سپس با استفاده از نرمافزار آلمان استفاده از نامان است و با نتایج فرضیات یکسان راهحل تحلیلی مدلسازی شده است و با نتایج راهحل تحلیلی مقایسه شده است.

علت انتخاب خط ۶ مترو تهران برای مطالعه موردی این بوده است که تسهیلات زیرزمینی ساخته شده در خاکها در مقایسه با فضاهای ساخته شده در تودهی سنگ باکیفیت مناسب، خسارت بیشتری را در طول زلزله متحمل شده اند [۵ و ۱۵]. همچنین هدف از این مقاله بررسی درصد اختلاف نتایج نیروهای داخلی سازه ای روش های تحلیلی فرم بسته و روش عددی در یک محیط خاکی شهری می باشد که بتوان دقیق- را نشان داد. در حالی که این اختلاف در حالت بدون لغزش برای روش عددی و روش تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) زیر ۱٪ است [۱۰]. پاکباز و یاریوند (Pakbaz & Yareevand) (۲۰۰۵) تحلیل های عددی تمام دینامیکی دوبعدی با استفاده از نرمافزار CA2 بهمنظور برآورد تأثیر یک زلزله روی تونلهای مدور، در یک محيط الاستو- پلاستيک انجام دادند. نتايج عددي با نتايج راه-حل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) مقایسه شد. آنها پیشنهاد دادند که رابطه ممان خمشی ماکزیمم روش تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت لغزش کامل در نسبت انعطاف یذیری (F) بالاتر از ۲۰ باید در ۶/۰ ضرب گردد [۱۱]. صدارت و همکاران ( Sederat, et al) (۲۰۰۹) با استفاده از نرمافزار المان محدود Adina تحلیلهای شبه استاتیکی را با فرضیات یکسان و غیر یکسان راهحل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین و وو (۱۹۹۸) انجام دادند. در فرضیات غیر یکسان، آنها برای سطح تماس زمین و پوشش ضرایب اصطکاکی مختلفی را در نظر گرفتند. نتایج تحلیل شبه استاتیکی با فرضیات یکسان راهحل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت بدون لغزش اختلاف ۲/۵٪ در نیروی محوری و اختلاف ۲۷٪ درممان خمشی را نشان داد. در تحقیقات آنها نتايج تحليل شبه استاتيكي با فرضيات يكسان راهحل تحليلي پنزین و وو (۱۹۹۸) در حالت بدون لغزش اختلاف ۵۰۲۸٪ در نیروی محوری و اختلاف ۲۷٪ درممان خمشی را نشان داد. بخش دیگر نتایج آنها به تأثیر خواص سطح مشترک روی نیروهای سازهای ایجادشده در پوشش تونل تأکید کرد. نتایج نشان داد که شرایط عدم لغزش بدترین حالت از نیروهای نرمال اعمال شده در پوشش را ایجاد می کند [۱۲]. پارک و همکاران (Park, et al) (۲۰۰۹) (Park, et al) لرزهای در خروجی ممان و نیروی محوری تحت شرایط بدون لغزش برای تونلهای مدور را بررسی کردند. آنها با توجه به ارتباط بین جابجاییها و نیروهای اندرکنشی سطح مشترک خاک - پوشش و تأثیر لغزش در سطح مشترک خاک - پوشش با استفاده از یک ضریب انعطاف پذیری برشی راهحل های جدیدی را تحت شرایط اندرکنشی مختلف برای بیضی شدگی تونلهای مدور ارائه کردند [۱۳]. بابت (Bobet) (۲۰۱۰) یکسری راهحلهای تحلیلی برای حفریههای زیرزمینی با مقطع عرضی مستطیلی و مدور را در یک محیط الاستیک نامحدود که در معرض تنشهای برشی میدان آزاد تحت شرایط بارگذاری زهکشی شده و زهکشی نشده قرار دارند را ایجاد کرد.

ترین راهحل فرم بسته ازنظر فرضیاتی که ارائه کردهاند شناسایی کرد و برای برآورد اولیه در تحلیل لرزهای تونلهای شهری مترو استفاده کرد. درنتیجه نتایج این تحقیق برای استفاده در یک محیط خاکی سفت شهری معتبر خواهد بود. در بخش دیگر برای مشخص کردن اهمیت مدلسازی شرایط واقعی اندرکنشی بین خاک و پوشش، درروش عددی از المان فصل مشترک با شرایط واقعی اندرکنشی استفاده گردید و با شرایط اندرکنشی عدم لغزش و لغزش کامل راهحلهای تحلیلی مقاسه شد.

یکی از اهداف غیرمستقیم این مقاله نیز رسیدن به مدل عددی شبه استاتیکی بدون وجود محدودیتهای روشهای تحلیلی طراحی لرزهای تونلها میباشد. ازجمله محدویتهای تأثیرگذار راهحلهای تحلیلی: عدم در نظر گرفتن شرایط واقعی اندرکنشی بین پوشش تونل و محیط، قابل استفاده بودن تنها برای تونلهایی با مقاطع عرضی مدور و عدم در نظر گرفتن مدل رفتاری غیرخطی برای محیط میباشد.

### ۲- مورد مطالعاتی مبنا

خط ۶ مترو تهران یکی از خطوط حیاتی و طولانی مترو تهران است که جنوب شرقی تهران را به شمال غربی آن متصل می-نماید. در طرح اولیه آن طول خط بالغبر ۳۰ کیلومتر و شامل ۲۸ ایستگاه بوده که ۹ ایستگاه با خطوط ۱ و ۲ و ۳ و ۶ و ۷ و ۸ و ۹ مترو تقاطع خواهد داشت [۱۶]. اخیراً با توسعهی قسمت جنوبی خط ۶، طول این خط ۳۸ کیلومتر و دارای ۳۱ ایستگاه شده است و در حال حاضر رکورددار طولانی ترین خط متروی خاورمیانه است.

حفاری تونل در بخشهای مختلف مسیر هر پروژهای می تواند به روشهای متفاوتی انجام گیرد. عواملی چون شرایط توپوگرافی منطقه، طول مسیر حفاری، تغییرات خط پروژه، شرایط اجرایی، سرعت انجام کار، سطح آب زیرزمینی، تداخل با تأسیسات شهری زیرزمینی، وجود ساختمانهای تجاری و مسکونی از عوامل محدودکننده انتخاب روش حفاری تونل می-باشند که بخشهای مختلف مسیر را تحت شعاع قرار میدهند. باشند که بخشهای مختلف مسیر را تحت شعاع قرار میدهند. مسیر پروژه، مقرر گردید حفاری قطعه جنوبی تونل خط ۶ متروی تهران به روش مکانیزه سپری (با استفاده از دستگاه متروی تهران به روش مکانیزه سپری (با استفاده از دستگاه (TBM<sup>۲</sup>) انجام شود [۱۷].

### ۲-۱- طبقهبندی نوع زمین از دیدگاه لرزهای

بررسی اعداد به دست آمده از آزمایش نفوذ استاندارد در انتهای گمانه BH-SL612 و تحلیل این اعداد بر اساس روابط همبستگی توسط مراجع مختلف که نتایج آن در شکل ۱ ارائه گردیده است نشان می دهد که متوسط سرعت موجبرشی برای محدوده عمق قرار گیری تونل در حدود ۴۹۰ متر بر ثانیه می-باشد. با توجه به آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله باشد. این ناحیه از نوع П می باشد [۱۸].



BH- شکل ۱: مقادیر سرعت موجبرشی در برابر عمق برای گمانه [۱۸] SL612

طبق گزارشها تحلیل خطر سایت مترو خط ۶ و سازمان زمینشناسی ایالت متحده [۱۹] تهران در منطقهای قرار دارد که مطابق شکل ۲ احتمال وقوع زلزله با شتاب ماکزیمم زمین برابر ۴/۸ m/s<sup>2</sup>، هر ۵۰ سال یکبار در آن محتمل است. مطابق جدول ۱ در این محاسبات شتاب حداکثر سطح زمین برابر م/۶m/s<sup>2</sup> در نظر گرفتهشده است که به معنای یک زلزله به بزرگی ۸ ریشتر در فاصله ۱۰ کیلومتر از مرکز زلزله میباشد [۰۲]. در جدول ۲ مقادیر پارامترهای لرزهای موردنیاز برای بررسی لرزهای تونل برای گمانه BH-SL612 شده است و همچنین در جدول ۳ پارامترهای سازه تونل برای بررسی لرزه-ای تونل درجشده است.



شکل ۲: شتاب بیشینه زمین با ۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال [۲۰].

بزرگى زلزلە 8	
0.56g سطح زمين PGA	
فاصلەي گسل،ھاي لرزەاي ( <b>Km</b> )	

، ۲۱ و ۲۲].	رزهای تونل [۸، ۱۸،	مانه BH-SL612 برای بررسی ا	ئی خاک گ	ص دینامیک	جدول ۲: خواه
-------------	--------------------	----------------------------	----------	-----------	--------------

$a_s = 5.6 \times 0.7 = 3.92$	شتاب حداکثر ذره در عمق تونل (ضریب ۷/۰ مطابق جدول ۴ در مقاله Hashash, et al., 2001 ( m/2) ( m/2) ( s2
$C_{s} = 490$	سرعت ظاهری انتشار موجبرشی در عمق قرارگیری تونل برای گمانه BH-SL612 (خاک سفت) ( $\binom{m}{S}$ )
$V_s = a_s \frac{140 + 180}{2} = 0.64$	$\binom{m/}{S}$ ) (Hashash, et al., 2001 در مقاله Hashash, et al., 2001 در مقاله الم $\binom{m}{S}$ )
$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} = 0.0013$	حداکثر کرنش برشی میدان آزاد زمین بهدستآمده با روش تحلیلی
h = 60	ارتفاع خاک روی سنگبستر ( m )
$ \rho_{dry} = 1.7 $	چگالی خشک ( <sup>Mg/</sup> m <sup>3</sup> )
$G_{dyn} = 380.5$	مدول برشی کرنش سازگار حاصل از MPa ( MPa) ( MPA)
$v_{dyn} = 0.48$	ضریب پواسون دینامیکی برای خاک چسبنده SC, GC (Ohsaki & Iwasaki, 1973)
$E_{dyn} = 2G_{dyn} (1 + v_{dyn}) = 1126.2$	مدول الاستيسيته ديناميكي ( MPa )
$K_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{3(1-2\upsilon_{dyn})} = 9385$	مدول بالک دینامیکی ( MPa )

جدول ۳: پارامترهای موردنیاز پوشش خط ۶ مترو تهران برای بررسی لرزمای تونل [۲۰].

<i>r</i> (m)	$v_l$	<i>t</i> (m)	$E_l$ (MPa)	$l_{l} (m^4/m)$
4.425	0.2	0.35	27.8×10 <sup>3</sup>	0.00357

### ۳- تشریح مسئله و روش پژوهش

هنگامی که امواج لرزهای حجمی از نوع فشاری و برشی در داخل تودهی زمین حرکت می کنند، با تغییرشکلی که توده زمین در اثر عبور امواج می دهد، هر سازه در داخل زمین نیز بسته به نسبت انعطاف پذیری<sup>۳</sup> (F) و تراکم پذیری<sup>†</sup> (D) سازه و حداکثر کرنش برشی زمین ( $\gamma_{max}$ ) تغییرشکل خواهد داد. پاسخ تونل به حرکات لرزشی زمین لرزه ممکن است بر حسب سه نوع تغییرشکل اصلی نشان داده شود: تغییرشکل محوری<sup>4</sup>، انحنایی<sup>7</sup>، بیضی شدگی<sup>۷</sup> / دندانهای<sup>۸</sup> [ $\Omega$ ]. زمانی که امواج برشی به صورت عمود یا تقریباً عمود بر محور تونل منتشر می-شوند، مطابق شکل ۳ تغییرشکل بیضوی یا دندانهای را بسته به شکل مقطع عرضی در پوشش تونل ایجاد می کنند [ $\Lambda$ ]. اجزایی شکل مقطع ترین تأثیر را بر روی رفتار پوشش تونل تحت

بارگذاری لرزهای دارد، بهجز حالتی که تونل که بهوسیلهی گسل بریدهشده است، تغییرشکل بیضوی یا کشیدگی ایجادشده بهوسیلهی انتشار عمودی امواج لرزهای برشی است [۱۰].



شکل ۳: الف) تغییر شکل دندانهای ب) تغییر شکل بیضوی [۸].

نیروها و لنگرهای القاشده در سازهی تونل ناشی از امواج لرزهای به دو گروه عمده تقسیم میشوند: دسته اول ناشی از انتشار امواج در محور تونل و دسته دوم ناشی از انتشار امواج عمود بر

محور طولی تونل (بیضی شدگی تونلهای مدور) هستند (شکل ۴) [۸]. با توجه به اینکه انتشار امواج برشی عمود بر محور طولی تونل بحرانیترین وضعیت را ازنظر نیروهای داخلی سازه-ای و تغییرشکل پوشش تونل ایجاد میکنند [۵]؛ بنابراین در این پژوهش پاسخ تونل در مقابل انتشار امواج برشی عمود بر محور طولی تونل (بیضی شدگی تونل) در نظر گرفتهشده است. در روشهای تحلیلی دو روش برای برآورد نیروهای القاشدهی ناشی از انتشار امواج عمود بر محور طولی تونل پیشنهادشده است. یکی از این روشها سادهتر و تقریبی و دیگری دقیقتر و



دارای محاسبات بیشتری میباشد. در روش اول که از آن با نام روش تغییرشکل میدان آزاد زمین<sup>۹</sup> یادشده است مقدار کرنش زمین ناشی از امواج لرزهای، در غیاب سازه و یا حفاری تعیین می گردد و اندرکنش سازه و محیط لحاظ نمیشود. پس این روش بسته به صلبیت سازه نسبت به زمین، ممکن است تغییرشکلهای سازه را دست بالا و یا دست پایین تخمین بزند، بهعنوان تخمین اولیه از تغییرشکل سازه میتواند استفاده شود [۸]. در روش دوم که روش اندرکنشی<sup>۱۰</sup> نامیده می شود اندرکنش محیط و سازه در محاسبات لحاظ می گردد.



نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج در راستای طولی تونل نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج عمود بر راستای طولی تونل شکل ۴: وضعیت ایجاد نیروها و لنگرهای ناشی از امواج لرزهای [۸].

> در پژوهش حاضر راهحلهای تحلیلی اندرکنشی بیضی شدگی تونلهای مدور، ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰)، پارک و همکاران (۲۰۰۹) تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل با استفاده از نرمافزار تفاضل محدود FLAC<sup>2D</sup> طبق فرضیات یکسان مورد اعتبار سنجی قرار گرفت. آنالیز شبه استاتیکی هم

می تواند به صورت روش نیرو که در آن نیروهای اینرسی القاشده ی لرزهای همانند نیروی حجمی ثابت وارد می شوند، یا روش تغییر شکل که در شکل ۵ به تصویر کشیده شده است انجام شود [۱۵].



شکل ۵: شکل شماتیکی از آنالیز شبه استاتیکی به روش تغییر شکل سازگار با شرایط برش ساده [۱۵].

۳–۱– روش های تحلیلی فرم بسته
۳–۱– روش تغییر شکل میدان آزاد
۳–۱–۱– روش تغییر شکل میدان آزاد
ساده ترین روش تخمین تغییر شکل بیضی شدگی این است که
فرض کنیم تغییر شکلها در تونلهای مدور منطبق با
نفرض کنیم تغییر شکلها در تونلهای مدور منطبق با
یوشش و زمین نادیده گرفته می شود یا به عبارت دیگر تونل فاقد
نگهداری در نظر گرفته می شود. در این روش با فرض داشتن
مقطع حفاری مدور، مقدار کرنش قطری زمین حین زلزله بدون
فرض وجود حفاری تونل<sup>۱۱</sup> تنها وابسته به مقدار حداکثر کرنش
زمین آزاد ( سی ۲) زمین است که مقدار آن از رابطه (۱)
زمین افزایشیافته و در صورت دایروی بودن مقطع حفاری،
تعیین می شود. این مقدار با فرض وجود حفاری تونل<sup>۲۱</sup> در
سبب اعوجاج مقطع می گردد و مقدار آن از رابطه (۲) محاسبه
سبب اعوجاج مقطع می گردد و مقدار آن از رابطه (۲) محاسبه
سبب اعوجاج مقطع می گردد و مقدار آن از رابطه (۲) محاسبه
سبب اعوجاج مقطع می گردد و مقدار آن از رابطه (۲) محاسبه

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2} \tag{1}$$

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm 2\gamma_{\max} \left(1 - \upsilon_m\right) \tag{7}$$

چنانچه سختی تونل نسبت بهسختی محیط پیرامونی بسیار ناچیز باشد فرض وجود حفره در محاسبهی تغییرشکل برشی بیشتر به واقعیت نزدیک خواهد بود. چنانچه سختی تونل معادل سختی محیط پیرامونی باشد فرض عدم وجود حفاری در محاسبه تغییرشکل برشی بیشتر به واقعیت نزدیک خواهد بود. در حالتی که صلبیت تونل نسبت به محیط اطرافش قابل توجه باشد مقادیر تغییرشکلهای برشی از حالت حفاری نشده نیز کمتر خواهد بود. با توجه به اینکه در اکثر تونلها صلبیت پوشش نسبت به محیط اطرافش قابل توجه است درنتیجه در بیشتر موارد باید اندرکنش پوشش و زمین در نظر گرفته شود. همچنین نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج عمود بر محور تونل شديداً متأثر از نسبت سختي تونل به محيط اطرافش مي-باشد درنتیجه بهمنظور تعیین نیروهای مربوطه از روش اندركنشى استفاده شود مناسب است؛ بهعبارتديگر روش تغییرشکل میدان آزاد زمین برای یک سازهی تونل مناسب است که نسبت به محیط اطراف خود انعطاف پذیر باشد، همانند همه تونلهایی که در سنگها و خاکهای سفت حفر میشوند. در این حالت، معقول است که فرض کنیم تونل با توجه به محيط اطرافش تغيير شكل مىدهد. براى مواقعى كه سازههاى

صلب در خاک نرم واقع شدهاند، مناسب نیست، چون تحت این شرایط ممکن است تغییرشکلهای محاسبهشده زمین به دلیل ماهیت نرم خاک بسیار بزرگتر از آن باشند که برای سازههای صلب در نظر گرفته میشوند. هنگامیکه کرنش محاسبهشده برای زمین از کرنش مجاز مصالح پوشش تونل بیشتر میشود، مهندسان بهندرت طرح را به اجرا میگذارند [۵]. بهطورکلی این روش ساده تخمین سطح بالایی از کرنشهای ایجادشده در سازهها در اثر عبور امواج ارائه میدهد. بزرگترین مزیت این روش نیاز به کمترین دادهی ورودی است.

زمانی که سازه تونل نسبت به خاک اطراف خود صلبیت بیشتری داشته باشد، سازه تونل بهجای اینکه نسبت به تغییرشکلهای ایجادشده از طرف زمین هماهنگ عمل کند، در مقابل آن مقاومت میکند. ازاینرو در این روش با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین با توده زمین حذفشده از محیط، میتوان تقریب خوبی از اندرکنش سازه – محیط و اعوجاج اعمالشده به سازه در اثر بروز زلزله به دست آورد. تحلیل اندرکنش تونل – زمین که هم صلبیت تونل و هم صلبیت زمین را در نظر میگیرد، نقش کلیدی در یافتن پاسخ لرزهای تونل دارد. [۵]

اولین روش تحلیلی اندرکنشی، روش پیشنهادی ونگ (۱۹۹۳) می باشد. در این روش صلبیت تونل نسبت به زمین اطراف بر اساس نسبتهای فشردگی و انعطاف پذیری (F, C) ارائه شده به وسیله ی پک و همکاران (peck et al) (۱۹۷۲) مطابق روابط (۳) و (۴) در نظر گرفته می شود که به ترتیب معیاری از صلبیت کششی و صلبیت خمشی محیط نسبت به پوشش را ارائه می دهد [۸ و ۱۵].

$$C = \frac{E_m (1 - v_l^2) \mathbf{r}}{E_l t (1 + v_m) (1 - 2v_m)}$$
(٣)

$$F = \frac{E_m (1 - v_l^2) r^3}{6E_l I (1 + v_m)}$$
(°)

مطابق با مطالعات یک و همکاران (۱۹۷۲) اگر نسبت انعطاف-پذیری کمتر از ۲۰ باشد، پوشش تونل صلب بوده و اندرکنش بین پوشش و زمین باید در نظر گرفته شود.

نیروی محوری و لنگر خمشی حداکثر در سازه تونل علاوه بر اینکه تابع نسبتهای فشردگی و انعطافپذیری میباشند، تابع وضعیت لغزش تونل نسبت به محیط اطراف نیز تونلها، وضعیت سطح مشترک سازه تونل و خاک پیرامونی بین حالت لغزش کامل و حالت بدون لغزش میباشد، بنابراین بایستی هر دو حالت برای به دست آوردن نیروهای داخلی بحرانی پوشش و تغییرشکلها بررسی شود. اگرچه ممکن است فرضیات حالت لغزش کامل تحت برش ساده، به صورت قابل توجهی نیروهای محوری ماکزیمم را دست پایین تخمین بزند؛ بنابراین توصیه می شود که فرضیات حالت عدم لغزش کامل بین سازهی تونل و خاک پیرامونی در ارزیابی پاسخ نیروی محوری مطابق رابطه (۸) در نظر گرفته شود [۸].

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$
 ( $\Delta$ )

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + v_m)} r^2 \gamma_{\max}$$
 (9)

$$K_1 = \frac{12(1 - \upsilon_m)}{2F + 5 - 6\upsilon_m}$$
(Y)

مطابق مطالعات مختلف، لغزش در سطح مشترک سازهی تونل و خاک پیرامونی تنها برای تونلهای حفاریشده در خاکهای نرم، مواردی که شدت بارگذاری لرزهای شدید میباشد و یا تحت شرایط عایقبندی تفلونی امکانپذیر است. برای اغلب (۸)

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = -K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2] + 6 - 8\nu_m}$$
(A)

لغزش کامل و عدم لغزش به روش ونگ (۱۹۹۳) برای خط ۶ مترو تهران ارائهشده است. در جدول ۴ ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل بهوسیله تغییرشکل بیضی شدگی تحت شرایط اندرکنشی

شدگی به روش ونگ (۱۹۹۳).	، تغییرشکل بیضی	پوشش تونل بەوسيلە	داخلی ایجادشده در	ماكزيمم نيروهاي	جدول ۴: ا
-------------------------	-----------------	-------------------	-------------------	-----------------	-----------

С	8.30			
F	106.29			
$K_{1}$	0.029			
$\gamma_{\max} \xrightarrow{EERA}$	0.00019			
Full slip assumption				
T (max) KN	3.09			
M (max) KN.m	13.71			
No slip assumption				
<i>K</i> <sub>2</sub>	0.885			
T (max) KN	283.37			

 $R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free-field}} \tag{(1)}$ 

با فرض شرایط لغزش کامل، پاسخ برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی به دلیل اندرکنش خاک – سازه در طول زلزله که در پوشش تونل ایجاد می شود به صورت زیر بیان شد [۸]:

$$\pm \Delta d_{lining}^{n} = \pm R^{n} \Delta d_{free-field} \tag{11}$$

۳-۱-۲-۲- راەحل تحلیلی پنزین

پنزین و وو (۱۹۹۸) راه حل های فرم بسته الاستیک را برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل در اثر تغییر شکل های تاشدگی ارائه کردند. پنزین (۲۰۰۰) یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییر شکل های تاشدگی تونل های مستطیلی و دایره ای ارائه کرد که کارهای قبلی را تکمیل می-کند. برای ارزیابی کرنش زاویه ای سازه، یک نسبت اعوجاج (تاشدگی) پوشش - خاک به صورت رابطه (۱۰) تعریف شد

$$M\left(\theta\right) = -\frac{6E_{I}I\Delta d_{lining}}{d^{2}\left(1-v_{l}^{2}\right)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right)$$
(19)

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}}{d^3 (1 - v_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$
 (Y · )

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)} \tag{(1)}$$

$$\alpha = \frac{24E_{l}I(3-4\nu_{m})}{d^{3}G_{m}(1-\nu_{l}^{2})}$$
(YY)

در جدول ۵ ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل بهوسيله تغييرشكل بيضى شدكى تحت شرايط اندركنشى لغزش کامل و عدم لغزش به روش پنزین (۲۰۰۰) برای خط ۶ مترو تهران ارائهشده است.

$$T\left(\theta\right) = -\frac{12E_{I}I\Delta d_{lining}^{n}}{d^{3}\left(1-v_{l}^{2}\right)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right)$$
(17)

$$I'(\theta) = -\frac{1}{d^3(1-v_l^2)}\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lining}}{d^2(1-v_l^2)}\cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$
(17)

$$V\left(\theta\right) = -\frac{24E_{I}I\Delta d_{lining}}{d^{3}\left(1-v_{l}^{2}\right)}\sin 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right)$$
(14)

$$R^{n} = \pm \frac{4(1-\upsilon_{m})}{(\alpha^{n}+1)}$$
(1Δ)

$$\alpha^{n} = \frac{12E_{I}I\left(5-6\upsilon_{m}\right)}{d^{3}G_{m}\left(1-\upsilon_{l}^{2}\right)}$$
(19)

در شرایط عدم لغزش، روابط پنزین (۲۰۰۰) بهصورت مقابل بیان می گردد [۸]:

$$\pm \Delta d_{lining} = \pm R \,\Delta d_{free-field} \tag{1Y}$$

$$T\left(\theta\right) = -\frac{24E_{I}I\Delta d_{lining}}{d^{3}\left(1-v_{l}^{2}\right)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right)$$
(1A)

شدگی به روش پنزین (۲۰۰۰)	بهوسيله تغييرشكل بيضى	یجادشده در پوشش تونل	جدول ۵: ماکزیمم نیروهای داخلی ا
--------------------------	-----------------------	----------------------	---------------------------------

$\gamma_{\max} \xrightarrow{EERA}$	0.00019	$\alpha^n =$	0.009972
$\alpha =$	0.01016	$R^n =$	2.059463
R =	2.05908	$\Delta d_{lining}^n = R^n \frac{\gamma_{\max} d}{2}$	0.001731
$\Delta d_{lining}$	0.001731	$\Delta d_{free-field}$	0.00084

	Full slip assumption
T (max) KN	3.09
M (max) KN.m	13.70
$V(\max)$ KN	-6.19
	No slip assumption
T (max) KN	6.19
M (max) KN.m	13.70
$V(\max)$ KN	-6.19

است. در شرایط لغزش کامل روابط (۲۳) و (۲۴) و در شرایط عدم لغزش روابط (۲۵) تا (۲۷) به صورت زیر بیان می گردد :[17]:

$$\frac{T_{PTTO}(\text{F-S})}{G_S \gamma_C R} = -\frac{4(1-\upsilon_S)}{(2\text{F+}5-6\upsilon_S)}\cos 2(\theta + \frac{\pi}{4})$$

۳-۱-۲-۳- راهحل تحلیلی پارک و همکاران

روابط ارائهشده در راهحل تحلیلی فرم بسته پارک و همکاران (۲۰۰۹) برای تونلهای مدور ناشی از بیضی شدگی در اثر برخورد امواج برشی عمود بر محور تونل در ذیل ارائهشده (۳۳)

$$\frac{M PTTO(F-S)}{G_S \gamma_C R^2} = -\frac{4(1-\upsilon_S)}{(2F+5-6\upsilon_S)} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4})$$
(YF)

$$\frac{T_{PTTO(N-S)}}{G_S \gamma_C R} = -\frac{4(1-\upsilon_S)}{\Delta'} \left\{ F + (\frac{1}{2} - \upsilon_S) C + 2 \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4})$$
(Ya)

$$\frac{M PTTO(N-S)}{G_S \gamma C R^2} = -\frac{4(1-\upsilon_S)}{\Delta'} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2} - \upsilon_S\right) C \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4})$$
(Y9)

$$\Delta' = F[(3 - 2\nu_S) + (1 - 2\nu_S)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_S + 6\nu_S^2\right] + 6 - 8\nu_S$$
(YY)

جدول ۶: ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل بهوسیله تغییرشکل بیضی شدگی به روش پارک و همکاران (۲۰۰۹).

Δ	254.66	
	Full slip assumption	
$T(\max)$ KN	3.099	
M (max) KN.m	13.71	
	No slip assumption	
$T(\max)$ KN	283.39	
M (max) KN.m	13.48	

جهت استفاده از روش عددی از تحلیل معادل خطی یک بعدی در نرمافزار EERA ساخت دانشگاه کالیفرنیای جنوبی امریکا استفاده شد. مشخصات رکورد شتاب نگاشت استفاده شده در این پژوهش در جدول ۸ ارائه شده است که از تحلیل خطر سایت خط ۶ متروی تهران به دست آمده است که در بخش ۲–۱ توضیح داده شده است. با توجه به شرایط ساختگاهی و رکورد شتاب نگاشت اعمالی کرنشی برشی حداکثر 2000 =  $\gamma_{max}$ مطابق شکل ۶ توسط نرمافزار EERA محاسبه شده است که بسیار کوچک تر از مقدار به دست آمده از روش تحلیلی در جدول ۲ می باشد.

ِ نرمافزار EERA	استفادهشده در	،: مشخصات رکورد	جدول ۸
-----------------	---------------	-----------------	--------

ChiChi,Taiwan CHY006	پارامتر
7.62	Earthquake Magnitude (Mw)
0.56	PGA(g)
0.66	PGV(m/s)
9.76	Source-to-Site Distance (Km)
150	Duration (Sec)
1999	Year
1.57	Scaling Factor

حداکثر کرنش برشی (./)

۳-۲- روش عددی

# ۳-۲-۱- مدلسازی عددی بیضی شدگی تونل

بهطوركلى يكى از عوامل مؤثر بر نتايج طراحي لرزهاى سازههاي زیرزمینی، مقدار حداکثر کرنش برشی میدان آزاد استفادهشده در روشهای تحلیلی و عددی شبه استاتیکی میباشد. جهت محاسبهی مقدار پارامتر مذکور می توان از روابط سادهی تحلیلی در جدول ۲ و یا از روشهای عددی همچون نرمافزار EERA و DEEP SOIL بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین و سازه استفاده کرد. مقدار کرنش برشی حداکثر، وابسته به نوع رکورد شتابنگاشت اعمالی و نیز خصوصیات خاک است و استفاده از مقادیر شتاب حداکثر بهجای اعمال شتابنگاشت در سنگبستر و تبدیل آن به شتابنگاشت در عمق دفن تونل، از دقت کافی برخوردار نیست. از آنجاکه در روابط فرم بسته و شبه استاتیکی از پارامتر کرنش برشی حداکثر بهجای شتاب حداکثر استفاده می شود، به منظور دستیابی به دقت بیشتر باید کرنش برشی حداکثر ایجادشده در یک پروفیل خاک در اثر اعمال یک زلزله بهصورت ركورد شتابنگاشت محاسبه شود. این رویه بهوسیلهی محققانی همچون پارک و همکاران (۲۰۰۶) و بزاز و بشارت (۲۰۰۸) نیز اشارهشده است [۲۳ و ۲۴].

اتخاذ شد، چراکه این روش سازگار با فرضیات راهحل تحلیلی است و از محدودیتهای ذاتی مربوط به روش نیرو رنج نمیبرد (بهطور مثال حساسیت به ابعاد مدل) [۱۵]. در تمامی تحقیقات قبلی بهجز مقاله کانتوا و همکاران (۲۰۱۴) از روش نیرو استفاده شده و شرایط تنش اولیه در مدل برقرارشده است و درنهایت نیروهای داخلی پوشش تونل از تفریق نیروهای داخلی در مرحله شبه استاتیکی از مرحله استاتیکی حاصل شده است که به علت محدودیتهای ذاتی این روش و عدم همخوانی این روش با فرضیات راهحلهای تحلیلی رویه مناسبی نمی تواند باشد. شبکه مشبندی مدل عددی که در شکل ۶ مشاهده می-کنید دارای یکلایه خاک بر روی سنگبستر به ضخامت میباشد. مرزهای کناری شبکه مش بندی M = 60mاز مرکز تونل فاصلهدارند. از دادههای جدول ۲ و ۳ برای خواص مصالح خاک و پوشش تونل استفاده شد. روند مدلسازی بدین گونه است که ابتدا هندسه مدل در یک لایه و محیط به صورت كاملاً الاستيك خطى و بدون شتاب جاذبه زمين با المان Solid ایجاد شد. برای بستن مرزها بدین گونه عمل شد که مرزهای تحتانی در جهات قائم و افقی و مرزهای فوقانی و کناری تنها در راستای قائم بسته شد. سپس حفاری تونل و نصب المان مربوط به پوشش تونل بهصورت همزمان انجام گردید [۱۵ و ۵۲].

برای مدلسازی حالات اندرکنشی لغزش کامل و عدم لغزش بین المان پوشش تونل و خاک اطراف تونل بهصورت زیر عمل میکنیم [۱۵ و ۲۶]:

الف) در جهت عمود بر پوشش، خاک و پوشش کاملاً به هم متصل می شوند ب) در جهات مماس بر پوشش تونل ۲ حالت لغزش کامل و عدم لغزش وجود دارد. در حالت عدم لغزش فرض بر این است که اتصال یا چسبندگی کامل بین زمین و پوشش در جهت مماسی وجود دارد درنتیجه برای مدل سازی از المان Attach در روش عددی برای اتصال سازه و خاک استفاده می شود. در حالی که در حالت لغزش کامل هیچ مقاومت مماسی یا اصطکاکی بین خاک و سازه در نظر گرفته نمی شود درنتیجه پارامترهای مرتبط با مقاومت مماسی صفر در نظر گرفته شد. برای مدل سازی حالت لغزش کامل از المان سطح مشترک با ضریب صلبیت نرمال بسیار بالا طبق مرجع [1۵] و پارامترهای دیگر مطابق جدول ۹ استفاده شد.



شکل ۶: نمودار حداکثر کرنش برشی بهدست آمده از نرمافزار EERA

برای بررسی نتایج بهدستآمده از روشهای تحلیلی طراحی لرزهای پوشش تونل، از صحت سنجی عددی در نرمافزار FLAC2D V 8.0 استفاده شد. اگرچه نتایج بهدستآمده از روشهای تحلیلی برای خاکهای نرم بسیار محافظه کارانه است، لیکن برای اطمینان از صحت نتایج راهحلهای فرم بسته یک مدلسازی عددی لرزهای خالص (بدون در نظر گرفتن بارهای استاتیکی) انجام شد. فرضیات ارائهشده در روش عددی برای معادلسازی فرضیات روش تحلیلی و عددی به صورت زیر بیان می شود [۱۰، ۱۲، ۱۵ و ۲۵].

۱- شرایط کرنش مسطح در نظر گرفتهشده است. ۲- مدل عددی در یکلایه از خاک ایجاد می شود. ۳- تونل بهصورت مدور و پوشش تونل یکپارچه میباشد. ۴- زمین و پوشش تونل به صورت الاستیک خطی و بدون جرم است. ۵- وضعیت سطح مشترک سازه تونل و خاک پیرامونی در حالات لغزش كامل و عدم لغزش ایجاد می شود. ۶- حفاری بهصورت همزمان با نصب المان پوشش تونل صورت می گیرد (بدون در نظر گرفتن تأثیر توالی ساخت). ۷- بارگذاری لرزهای بهصورت بارگذاری برشی به انتهای مرزهای فوقانی اعمال می شود که شرایط برش خالص را شبیهسازی می کند و باعث ایجاد جایجایی مثلثی وارونه در طول مرزهای جانبی مدل و جابجایی یکنواخت جانبی در طول مرز فوقانی میشود. ۸- بارگذاری برشی برای ایجاد کرنش برشی تحت شرایط كاملاً زهكشي شده اعمال ميشود.

در این پژوهش آنالیز شبه استاتیکی بر پایه روش تغییرشکل

درنهایت بزرگی جابجایی مرز فوقانی مدل با حداکثر کرنش

برشی میدان آزاد ( $\gamma_{max}$ ) و ارتفاع مدل (H) مرتبط می شود

(شکل ۵). درنتیجه مقدار جابجایی حداکثر که در مرز فوقانی ایجادشده از رابطه (۲۹) به دست میآید [۱۵ و ۲۶]. در آخرین



شکل ۶: شبکه مش بندی مدل عددی به همراه المان سازهای لاینر.

كامل.	حالت لغزش	خاک در	تونل و	پوشش	ين المان	مشترک	سطح	المان	لرهای	پارامت	۷: مقادیر	جدول
-------	-----------	--------	--------	------	----------	-------	-----	-------	-------	--------	-----------	------

$1 \times 10^{10}$ 0.0 0.0 0.0 0.0 $1 \times 10^5$ 100 on	$K_{n} (Pa_{m})$	$K_{s(Pa_m)}$	c <sub>(Pa)</sub>	Ψ	φ	tbond (Pa)	sbratio	bslip
	1×10 <sup>10</sup>	0.0	0.0	0.0	0.0	1×10 <sup>5</sup>	100	on

مرحله بار افقی طوری به سطح اعمال می شود که جابجایی حداکثر مرز فوقانی ( *u*) مدل به ۱/۱۴ سانتی متر برسد. در شکلهای ۷ و ۸ برخی نتایج مدل سازی ارائه شده است.

# $u = \gamma_{\max} \times \mathbf{H}$ $u = 0.00019 \times 60m = 1.14cm$



شكل ٧: كانتور جابجايي افقى مدل تحت شرايط بدون لغزش.

(29)



شکل ۸: نیروی محوری وارد بر پوشش تونل تحت شرایط بدون لغزش.

است و در جدول ۹ نیز درصد اختلاف روشهای تحلیلی با روش عددی در برآورد نیروهای داخلی سازهای درجشده است.

در جدول ۸ نتایج اعتبار سنجی لرزهای به همراه نتایج راهحل-های تحلیلی تحت شرایط لغزش کامل و عدم لغزش ارائهشده

بول ۸. فکار تلطیق خانا کیر نیروهای داختی به دست امکاه در مکال ساری عددی و راه خل های تخلیلی.	اەحلھای تحلیلے	مدلسازی عددی و ر	علی بهدست آمده در	حداکثر نیروهای داخ	دول ۸: قدر مطلق
--	----------------	------------------	-------------------	--------------------	-----------------

	Full Slip			No Slip		
V <sub>max</sub> (KN/m)	M <sub>max</sub> (KNm/m)	T <sub>max</sub> (KN/m)	V <sub>max</sub> (KN/m)	M <sub>max</sub> (KNm/m)	T <sub>max</sub> (KN/m)	
14.48	12.94	3.15	7.79	12.69	275.6	<i>Flac</i> <sup>2D</sup>
	13.712	3.098		13.712	283.3783	Wang, 1993
6.19	13.708	3.098	6.19	13.708	6.196	Penzien, 2000
	13.718	3.099		13.48	283.39	Park at al, 2009

جدول ۹: درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی بهدست آمده در مدلسازی عددی و راهحلهای تحلیلی.

نیروهای داخلی سازهای	ف با ونگ٪	درصد اختلا	با پنزين ٪	درصد اختلاف	درصد اختلاف با پارک ٪		
-	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip	
$T_{\max}$	2.74	1.65	4348	1.65	2.74	1.61	
M <sub>max</sub>	7.45	5.63	7.42	5.60	5.86	5.67	
V <sub>max</sub>	-	-	20.5	133.9	-	-	

تنها فرضیات یکسان با راهحلهای تحلیلی را بررسی کردهاند و محدودیتهای راهحلهای تحلیلی ازجمله محدودیت به شرایط عدم لغزش و لغزش کامل بین پوشش و خاک را دارند. در این بخش از پژوهش با استفاده از روابطی معتبر شرایط اندرکنشی ۳–۲–۵– مدلسازی عددی تحت شرایط اندر کنشی واقعی متأسفانه تقریباً تمامی آنالیزهای عددی شبه استاتیکی بهجز کار صدارت و همکاران ۲۰۰۹ و کاتنوا و همکاران ۲۰۱۴ که برای اعتبار سنجی راهحلهای تحلیلی بکار گرفتهشده است زمين) و لغزش كامل (اتصال بدون مقاومت مماسى بين زمين و واقعی بین پوشش تونل و خاک در آنالیز شبه استاتیکی در نظر پوشش) میباشد [۸، ۱۲، ۱۵] بهمنظور در نظر گرفتن گرفته شده است و با راه حل های تحلیلی مقایسه شده است. اندر کنش بین پوشش تونل و زمین، از المان سطح مشتر ک با مولينس و آرنائو (Molins & Arnau) (۲۰۱۱۵) با توجه به مقدار ضریب صلبیت شعاعی بهدستآمده از رابطه (۳۰) در آزمایشهای تماممقیاس پوشش سگمنتی در خط ۹ متروی بارسلون به این نتیجه رسیدند که در نظر گرفتن کامل صلبیت تئوری وینکلر و پارامترهای دیگر مطابق جدول ۱۰ استفاده شد [٢٨]. صحت رابطه تحليلي وينكلر طبق آزمايشات تماممقياس مماسى پوشش سگمنتی مولینس و آرنائو (۲۰۱۱۵) مشخص شده بین پوشش و خاک متناسب ترین نتایج را با نتایج ( $K_{t_{i}} = \frac{K_{r_{i}}}{2}$ ) است. طبق آزمایشات مولینس و آرنائو (۲۰۱۱۵) ضریب صلبیت آزمایشگاهی در برآورد تنشهای حداکثر در طول تاج تونل و فنر مماسی در بهترین حالت باید یکسوم مقدار شعاعی آن انتقال تنش را ارائه می دهد. کاهش مقادیر صلبیت مماسی مطابق رابطه (۳۱) در نظر گرفته شود [۲۷]. مقدار واقعی زاویه باعث کاهش در پیک تنشهای محوری، یکنواختی توزیع اصطكاك المان سطح مشترك بين بتن (پوشش) و شن يا تنشها و حصول تنشهای قابل توجه در کف پوشش تونل می-ماسه مخلوط با رس یا سیلت (نوع خاک در گمانه موردنظر) شود. ناديده گرفتن صلبيت مماسي به هيچوجه توزيع يكنواختي طبق مرجع [79]، ۱۷ درجه در نظر گرفته شد و طبق همین از تنش محوری را ارائه نمیدهد. ازاینرو، توجه کافی به مرجع چسبندگی واقعی بین فصل مشترک این مصالح مکانیزمهای مماسی اهمیت زیادی در تعیین رفتار سازهای غیرمشابه، ۲۰ کیلو نیوتن اتخاذ شد. پوشش سگمنتی تونل در شرایط زمین سخت دارد [۲۷]. با توجه به اینکه شرایط اندرکنشی واقعی بین پوشش تونل و خاک، مابین حالت عدم لغزش (اتصال کاملاً صلب پوشش به  $K_r = \frac{E_s}{R(1+\nu_s)}$ (۳۰) (٣١)  $K_t = \frac{K_r}{3}$ جدول ۱۰: مقادیر پارامترهای المان سطح مشترک بین پوشش تونل و خاک در حالت شرایط واقعی اندرکنشی.

$K_{n} (Pa_{m})$	K <sub>s (Pa/m)</sub>	c <sub>(Pa)</sub>	ψ	φ	tbond (Pa)	sbratio	bslip
$1.72 \times 10^{8}$	5.73×10 <sup>7</sup>	20×10 <sup>3</sup>	0.0	17	6.7×10 <sup>4</sup>	100	on

لغزش، لغزش کامل و اندرکنش واقعی برای مورد مطالعاتی برمیآید، ممان خمشی در مقایسه با نیروی محوری تغییرات بسیار اندکی نسبت به تغییر شرایط اندرکنشی بین پوشش و خاک دارد و بیشتر تحت تأثیر هندسه و شکل تغییریافته سازه تونل میباشد که این خود متأثر از کرنش برشی میدان آزاد زمین است. مطابق شکل ۱۰ توزیع ممان خمشی حول پیرامون پوشش تونل متقارن میباشد. در جدول ۱۱ درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی بهدستآمده در مدل سازی عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی و راه حل های تحلیلی تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل ارائهشده است. نتایج این بخش مطابق با یافتههای صدارت و همکاران (۲۰۰۹) میباشد.

در شکلهای ۹ و ۱۰ برخی از نتایج مدلسازی عددی بارگذاری لرزهای بهصورت شبه استاتیکی تحت شرایط اندرکنشی واقعی ارائهشده است. همانطور که ملاحظه میکنید نیروی محوری حداکثر ۴۷/۳۶ کیلو نیوتن حاصلشده است که در مقایسه با شرایط بدون لغزش که ۲۷۵/۶ کیلونیوتن میباشد بسیار پایین-تر میباشد و همچنین از نیروی محوری در شرایط لغزش کامل که ۱۵/۳ کیلونیوتن است بیشتر است. ممان خمشی حداکثر ۱۳/۲۹ کیلونیوتن متر حاصلشده است که در مقایسه با شرایط بدون لغزش و شرایط لغزش کامل که به ترتیب ۱۲/۶۹ و ۱۲/۹۴ کیلونیوتن متر میباشد، اختلاف بسیار کمی دارد. همان طور که از اعداد و ارقام بهدستآمده تحت شرایط عدم



شکل ۹: نیروی محوری وارد بر پوشش تونل تحت شرایط اندرکنشی واقعی.



شكل ١٠: ممان وارد بر پوشش تونل تحت شرايط اندركنشي واقعي.

جدول ۱۱: درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی بهدستآمده در مدلسازی عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی و راهحلهای تحلیلی.

نیروهای داخلی سازهای	درصد اختلاف با ونگ ٪		با پنزين ٪	درصد اختلاف	درصد اختلاف با پارک ٪	
	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip
$T_{\rm max}$	498.34	1428.7	664.36	1428.7	498.37	1428.2
M <sub>max</sub>	3	3	3	3	1.4	3.1
V <sub>max</sub>	-	-	2.9	2.9	-	-

# ۴- نتیجهگیری

پاسخ سازههای زیرزمینی به رویدادهای لرزهای بیش تر به رفتار زمین اطراف و اندرکنش آن با زمین بستگی دارد. درنتیجه در روشهای عددی با استفاده از روابط مناسبی باید پارامترهای اندرکنشی پوشش و خاک تعیین گردد. شروط سادهسازی که

برای فرموله کردن اندرکنش پوشش و زمین در شرایط عدم لغزش در روش تحلیلی پنزین در نظر گرفتهشده است مناسب نمیباشند؛ بنابراین نتایج نیروی محوری روش تحلیلی پنزین اختلاف بسیار شدیدی با روش عددی و روشهای تحلیلی دیگر دارد.

در این پژوهش در بخش اول نیروهای داخلی سازهای خط ۶ مترو تهران بهعنوان نمایندهای از یک محیط خاکی با استفاده از ۳ روش تحلیلی فرم بسته اندرکنشی طراحی لرزهای تونلها تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل استخراج شد، سپس برای بررسی اعتبار این روشها از روش شبه استاتیکی عددی متناظر با فرضیات روشهای تحلیلی برای مقایسه صحیح استفاده شد. در بخش دیگر برای بررسی تأثیر شرایط واقعی اندرکنش بین پوشش و زمین در نتایج، از المان فصل مشترک در مدل عددی با مقادیر پارامترهای متناظر در جدول (۱۰)

۱- روش پنزین تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری حداکثر با روش عددی اختلاف دارد که نشاندهندهی عدم کارآیی این روش در حالت عدم لغزش برای نیروی محوری حداکثر است. روش پنزین نیروی محوری تحت شرایط عدم لغزش را تقریباً دو برابر شرایط لغزش کامل ارائه میدهد. این نتایج مطابق با نتایج هشاش و همکاران (۲۰۰۹)، صدارت و همکاران (۲۰۰۹) و کانتوا و همکاران (۲۰۱۴) است.

۲- روش ونگ (۱۹۹۳) و پارک و همکاران (۲۰۰۹) در برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط عدم لغزش به ترتیب دارای ۲/۷۴٪ و ۲/۷۴٪ اختلاف با روش عددی میباشد و نتایج تقریباً یکسانی با روش عددی دارند؛ که نشاندهندهی دقت این روشها در برآورد نیروی محوری حداکثر است.

۳- هر ۳ روش تحلیلی فرم بسته در برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط لغزش کامل ۱/۶٪ اختلاف با روش عددی دارند که نشاندهندهی دقت بالای هر سه روش تحلیلی در برآورد نیروی محوری تحت شرایط لغزش کامل است.

۴- روش پنزین (۲۰۰۰) در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط عدم لغزش با روش عددی ۷/۴۲٪ اختلاف دارد که نسبت به روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) اختلافش بیشتر و نسبت به روش ونگ (۱۹۹۳) اختلاف تقریباً یکسانی با روش عددی دارند.

۵- روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط عدم لغزش نسبت به سایر روشهای تحلیلی از دقت بالاتری برخوردار است. چراکه اختلاف ۵/۸۶٪ با روش عددی دارد.

۶- هر سه روش تحلیلی فرم بسته در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط لغزش کامل ۵/۶٪ اختلاف با روش عددی

دارند که نشاندهندهی دقت نسبتاً خوب هر سه روش تحلیلی در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط لغزش کامل است. ممان خمشی حداکثر بهدستآمده در روش پنزین تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل یکسان هستند. این نتیجه منطبق با یافتههای هشاش و همکاران (۲۰۰۵) است.

۷- در کل روش پنزین (۲۰۰۰) کم اعتبارترین روش تحت شرایط عدم لغزش می باشد. در حالی که روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) معتبرترین روش تحلیلی در برآورد نیروهای داخلی سازهای تحت شرایط عدم لغزش می باشد. تحت شرایط لغزش کامل تمامی نتایج روش های تحلیلی مشابه همدیگر بوده و درصد اختلاف یکسانی را با روش عددی در برآورد نیروی محوری و ممان خمشی حداکثر ارائه می دهند.

۸- مطابق جدول ۱۱ درصد اختلاف روشهای تحلیلی تحت شرایط لغزش کامل و عدم لغزش با روش عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی در برآورد ممان خمشی حداکثر پایین می-باشد. درنتیجه از روشهای تحلیلی اندرکنشی استفادهشده در این تحقیق می توان برای تخمین ممان خمشی حداکثر سازه تونل تحت شرايط اندركنشي واقعى براي محيط شهرى استفاده کرد. درحالی که درصد اختلاف این روشها در برآورد نیروی محوری حداکثر بسیار بالا است؛ که نشان دهندهی اهمیت موضوع اندر کنش واقعی پوشش و خاک در برآورد مقدار واقعی نیروی محوری حداکثر است؛ بنابراین می توان نتیجه گرفت که به هیچکدام از روشهای تحلیلی در برآورد نیروی محوری حداکثر برای شرایط اندرکنشی واقعی نمی توان اعتماد کرد و برای برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط اندرکنشی واقعی باید از روش عددی بهره برد. روش شبه استاتیکی که با در نظر گرفتن شرایط اندرکنشی واقعی در این پژوهش استفادهشده را می توان برای به دست آوردن بارهای لرزهای خالص (  $E_Q$  ) و افزودن آن به بارهای استاتیکی جهت طراحی پوشش نهایی تونلها استفاده کرد.

۹- یکی دیگر از نقاط ضعف روش های تحلیلی طراحی لرزهای تونل با استفاده از روش اندر کنشی، محدود شدن شکل سطح مقطع تونل به شکل مدور است درحالی که روش عددی که متناظر با فرضیات راهحل تحلیلی ایجادشده است قابلیت استفاده در هر شکل سطح مقطعی از جمله مقاطع مستطیلی، نعل اسبی و طاقی را دارد.

# ۵- فهرست نمادها

جدول ۱۲: سیاههی نماد						
شرح	واحد	نماد				
مدول برشی محیط خاکی یا سنگی	kPa	G <sub>s ل</sub> G <sub>m</sub> FDG				
مدول الاستیسیته محیط خاکی یا سنگی	kPa	$E_{m}$				
مدول الاستيسيته پوشش تونل	kPa	$E_{l}$				
ممان اينرسى پوشش يكپارچە تونل	$m^4/m$	Ι <sub>l</sub>				
ضريب پواسون پوشش تونل	-	$v_l$				
شعاع خارجي حفاري تونل	m	r				
ضخامت پوشش تونل	m	t				
ضريب پواسون خاک اطراف تونل	-	<sup>0</sup> ي <sup>0</sup> m				
ضریب پاسخ پوشش در شرایط لغزش کامل در روش ونگ (۱۹۹۳)	-	к <sub>1</sub>				
ضریب پاسخ پوشش در شرایط عدم لغزش در روش ونگ (۱۹۹۳)	-	К2				
تغييرشكل تاشدكي مقطع تونل مستطيلي	-	$\Delta_{structure}$				
تغییرشکل قطری میدان آزاد در زمین بدون فرض حفاری	-	$\Delta_{free-field}$				
نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور	-	R				
نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور تنها تحت بارگذاری نرمال		$R^n$				
تغييرشكل قطرى پوشش	_	$\Delta d_{lining}$ ,				
تغییرشکل قطری پوشش تنها تحت بارگذاری نرمال	-	$\Delta d_{lining}^{n}$				
ضریب استفادهشده در محاسبه نسبت تاشدگی پوشش – خاک تونل مدور	-	α				
ضریب استفادهشده در محاسبه نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور تنها تحت بارگذاری نرمال	-	$\alpha^n$				
ضریب پاسخ پوشش در شرایط عدم لغزش در روش پارک و همکاران	-	Δ				
مدول حجمي زونهاي مجاور فصل مشترك		K				
مدول برشی زونهای مجاور فصل مشترک		G				
کوچکترین عرض زون در جهت عمود بر فصل مشترک		$\Delta z_{\min}$				
جابجايى حداكثر مرز فوقانى مدل عددى		и				
ضريب صلبيت نرمال بين پوشش و خاک	Pa/m	K <sub>n</sub>				
ضريب صلبيت برشى بين پوشش و خاک	Pa/m	K <sub>s</sub>				
زاویه برخورد امواج لرزهای با محور تونل	Deg	heta				
چسبندگی بین پوشش و خاک	Pa	С				
زاویه اتساع بین پوشش و خاک	Deg	$\psi$				
زاویه اصطکاک داخلی بین پوشش و خاک	Deg	$\varphi$				
مقاومت كششى اتصال بين پوشش و خاک	Ра	tbond				
نسبت مقاومت برشی به مقاومت کششی اتصال بین پوشش و خاک	-	sbratio				
شرایط لغزش در اتصال بین پوشش و خاک	-	bslip				

۲۵

### ۶- مراجع

[13] Park, K. H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., & Owatsiriwong, A. (2009). Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. Tunnelling and, 24, 231-235. doi:10.1016/j.tust.2008.07.001.

[14] Bobet A. (2010). Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far- field shear loading. Tunnelling and Underground Space Technology;25:21– 31. doi:10.1016/j.tust.2009.08.001.

[15] Kontoe S, Avgerinos V, Potts DM, (2014), Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol:66, ISSN:0267-7261, Pages:206-219.

[16] Ahab Construction Company. (2008). Engineering geology report of metro tehran line 6. Tehran Urben Railway Corporation.

[17] Tarh Bamdad Consulting Engineers. (2015). Booklet computing guard structures soolghan stations (Z6-1)". Tehran Urben Railway Corporation.

[18] Darya Khak Pey Consulting Engineers. (2009). Geotechnic studies report southern part of metro tehran line 6. Tehran Urben Railway Corporation.

[19] U.S. Geological survey: Iran seismic hazard map. www.usgs.gov.

[20] GmbH Consulting Engineers. (2011). Report on the static design of the segmental lining for MetroTehran Line 6. Tehran Urben Railway Corporation.

[21] Das B M. Principles of soil dynamics [M]. Boston: PWS-Kent Publish-ing Co., 1993: 570.

[22] Ohsaki, Y., & Iwasaki, R. (1973). On Dynamic Shear Moduli And Poisson's Ratios Of Soil Deposits. Soil and Foundations, Vol. 13(4), 61-73.

[23] Bazaz JB and Besharat V. (2008). An investigation on seismic analysis of shallow tunnels in soil medium. In: Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering. Beijing (China); October 12– 17.

[24] Park KH, Tantayopin K and Tontavanich B. (2006). Analytical solutions for seismic design of tunnel lining in Bangkok MRT Subway. In: Proceedings of the international symposium on underground excavation and tunnelling. Bangkok (Thailand); 2–4 February.

[25] Federal Highway Administration (FHWA), (2009), "Technical manual for design and construction of road tunnels - Civil elements", Tech. rep., Report N° FHWA-NHI-10-034.

[26] Zurlo MA. 2012. Seismic response of circular

[1] Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. P., & Djeran-Maigre., I. (2015). 2D numerical investigation of segmental tunnel lining under seismic loading. Tunneling and Underground Space Technology, 72, 66-76. http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.01.015.

[2] Fundamentals of design methods and construction of road and railway tunnels in seismic regions. Ministry of Roads, Transportation Research Institute. (2008). Doi:624/193.

[3] Muir Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. Géotechnique, 25(1), 115-127.

[4] Einstein, H. H., & Schwartz, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. Journal of Geotechnical Engineering, 105, GT4, 499-517.

[5] Wang, J.-N., 1993. Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.

[6] Penzien, J., Wu, C. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. Int. J.Earthquake Eng. Struct. Dyn. 27, 283\_300.

[7] Penzien, Z. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamic, 29, 683–691.

[8] Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology, 16(4), 247-293. PII: S 0 8 8 6 - 7 7 9 8 Ž 0 1 . 0 0 0 5 1 - 7.

[9] Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. Tunneling and Underground Space Technology. 18, 377–393. doi:10.1016/S0886-7798(03)00008-7.

[10] Hashash, Y. M., Park, D., & Yao, J. I. (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, 435–441. doi:10.1016/j.tust.2005.02.004.

[11] Pakbaz, M. C., & Yareevand, A. (2005). 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. Tunnelling and U, 20, 411-417. doi:10.1016/j.tust.2005.01.006.

[12] Sederat, H., Kozak, A., Hashash, Y. M., Shamsabadi, A., & Krimotat, A. (2009). Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 24, 482-490. doi:10.1016/j.tust.2008.11.002. [28] Rashiddel, A. (2016). Numerical investigation of segmental tunnel lining under dynamic loads due to earthquake. Master of Science Thesis in Mining Engineering, Urmia University.

[29] Naval Facilities Engineering Command Publications Transmittal: FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES, September 1986. SN 0525-LP-300-707.

- 2- New Austrian Tunneling Method
- 3- Flexibility Ratio
- 4- Compressibility Ratio
- 5- Axial Deformation
- 6- Curvature Deformation
- 7- Ovaling Deformation
- 8- Racking Deformation
- 9- Free Field Deformation Approach
- 10-Interaction Approach
- 11-Non-Perforated
- 12-Perforated

tunnels: numerical validation of closed form solutions. In: Proceedings of the 1st civil and environmental engineering student conference. Imperial College London; 25–26 June 2012.

[27] Molins, C., & Arnau, O., (2011a). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test Configuration and Execution. Tunnelling and Underground SpaceTechnology 26, 764–777. doi:10.1016/j.tust.2011.05.002.

<sup>1-</sup> Earth Pressure Balance





دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۲۹ تا ۴۰



رضا میکائیل<sup>\*!</sup>؛ پیمان جعفر شیرزاد<sup>۲</sup>؛ جعفر خادمی حمیدی<sup>۳</sup>

۱ – استادیار و عضو هیئتعلمی دانشگاه صنعتی ارومیه ۲- دانشجوی کارشناسی مهندسی معدن دانشگاه صنعتی ارومیه ۳- استادیار و عضو هیئتعلمی دانشگاه تربیت مدرس

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۲

ISRM

دریافت: ۱۳۹۵/۰۸

چکیدہ

استفاده از ماشینهای تونلبری مکانیزه تمام مقطع تحت شرایط زمینشناسی مختلف، بهمنظور حفاری تونلهای طویل در سالهای اخیر گسترش زیادی پیداکرده است. انتخاب ماشین تونلبری تمام مقطع مناسب، یکی از مراحل مهم و تعیینکننده در پیشبرد فرآیند حفاری است. در این راستا میتوان با توجه به مشخصات محیط حفاری و ماشین تونلبر، مناسبترین ماشین را انتخاب کرد. در گام نخست از این تحقیق معیارهایی از قبیل شاخص RQD، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، ناپایداری سینهکار، ناپایداری دیوارهها، فاصلهداری ناپیوستگیها، هجوم آب مچاله شوندگی، زونهای گسلی، حفرات انحلالی، قطر تونل، شیب تونل، شعاع انحنای مسیر در مسیر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) مورد ارزیابی قرار گرفت و در گام بعد به بررسی و انتخاب مناسبترین ماشین تونلبری مکانیزه از میان چهار ماشین پیشنهادی پرداخته شد. بدین ترتیب با استفاده از روش Fuzzy-TOPSIS و بهرهگیری از نظرات خبرگان، مناسبترین ماشین تونلبری مکانیزه برای حفاری قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) انتخاب شد. نتایج حاصل از بررسی نشان داد که با توجه به معیارهای مذکور ماشین تونلبری میاشد (ع) انتخاب شد. نتایج حاصل از بررسی نشان

انتخاب ماشين تونلبري تمام مقطع-روش Fuzzy-TOPSIS- تونل امامزاده هاشم (ع)- Double Shield	ماثگان کلیدی
Universal TBM	وروى عيدى

#### ۱– مقدمه

امروزه با توجه به افزایش جمعیت و به تبع آن افزایش رفت و آمد و ترافیکهای جادهای و هم چنین به منظور کاهش زمان تردد، احداث تونلهای راه با ماشینهای تونل بری تمام مقطع (TBM) گسترش پیداکرده است. تصمیم گیری برای انتخاب ماشین مناسب یک مرحله بسیار حساس و دشوار در پروژههای حفاری مکانیزه و اساساً یک فرآیند برگشت ناپذیر است و هنگامی که ماشین به داخل زمین فرستاده می شود بیرون کشیدن و تغییر آن تقریباً غیرممکن است. عدم انجام مطالعات ساخت گاهی کافی و درنتیجه عدم شناخت کافی از شرایط زمین می تواند اشت باهاتی را در فرآیند انتخاب در پی داشته باشد که باعث

توقف طولانیمدت یا حتی گیر افتادن همیشگی ماشین و اعمال خسارتهای مالی جبران ناپذیری بر مسئولین طرح شود. از این رو سعی می شود تا در نخستین گام از طراحی با انجام مطالعات دقیق، بهترین ماشین تونل بر انتخاب شود. تاکنون مطالعات گسترده ای جهت بررسی و ارزیابی و انتخاب ماشین های تونل بر مکانیزه در شرایط مختلف ژئوتکنیکی و همچنین مخاطرات وابسته به آن ها صورت گرفته است. برخی از مهم ترین مطالعات انجام شده در این زمینه با توجه به مخاطرات ژئوتکنیکی و مشخصات زمین شناسی، در جداول ۱ و ۲ آورده شده است.

، با توجه به معیارهای ژئوتکنیکی	درزمينه انتخاب ماشين	جدول ۱: مطالعات انجامشده ،
---------------------------------	----------------------	----------------------------

مخاطرات ژئوتکنیکی مؤثر در انتخاب ماشین تونلبری تمام مقطع										
مچاله	هجوم	نشست	انفجار	حفرات	سختى و	زونهای	فاصلەدارى	ناپايدارى	ناپايدارى	محققين
شوندگی	آب	زمين	سنگ	انحلالى	سايندگى	گسلى	ناپيوستگىھا	سينهكار	ديوارەھا	
•	•			•		•		•	•	Shahriar et.al (2006) [Y · ]
•	•			•	•	•		٠	•	Shahriar et.al (2008) [12]
	•		٠	•		•		٠	•	Shiyong et.al (2008) [13]
					•					Li Weibing et.al (2008) [14]
•	•			•		٠		٠	•	Khademi Hamidi et.al. (2010) [7]
	•	٠						•		Yazdani Chamzini et.al (2012)
•	•					•	•			Karami et.al (2014) [6[]
•	•					•	•	•	•	Fahimdanesh et.al (2014) [3]

جدول ۲: مطالعات انجامشده درزمینه انتخاب ماشین با توجه به معیارهای زمین شناسی و مشخصات تودهسنگ

	، تونلبری تمام مقطع				
نشت گاز	توزيع دانەبندى ذرات	مقاومت كششى	مقاومت فشاري	شاخص RQD	محققين
٠					Shiyong et.al.(2008)[13]
			•		Li Weibing et.al.(2008) [14[]
•					Khademi Hamidi et.al. (2010) [7]
	•				Yazdani Chamzini. (2012)[17]
			•		Karami et.al. (2014)[6[]
•			•	•	Fahimdanesh et.al. (2014)[3]

نتایج نشان میدهد که در بیشتر این مطالعات معیارهایی از قبیل ناپایداری دیوارهها و سینه کار، زونهای گسلی، حفرات انحلالی، هجوم آب و مچاله شوندگی موردبررسی و ارزیابی قرار گرفتهاند. همچنین در برخی از مطالعات، علاوه بر معیارهای اشاره شده، معیارهایی مانند ایمنی، ریسک، هزینه ها و سرعت حفاری موردمطالعه قرار گرفتند. همراستا با این مطالعات، در مقاله حاضر سعی می شود تا پس از تعیین مهم ترین مشخصات

ژئومکانیکی و بررسی شرایط و مخاطرات زمینشناسی پیش رو قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) به ارزیابی و انتخاب گزینه مناسب ماشین تونلبری مکانیزه پرداخته شود.

### ۲- معرفی ساختگاه

قطعه دوم تونل راه امامزاده هاشم (ع) بخشی از طرح توسعه جادهای کشور است که وظیفه افزایش ظرفیت حملونقل و
کاهش حوادث جادهای در محدوده حادثهخیز امامزاده هاشم (ع) را بر عهده دارد. طول تونل حدود ۳۲۰۰ متر و به لحاظ موقعیت مکانی در محدوده شمال شرقی استان تهران و در حدفاصل دره مشاء (در شمال) و دره جنوب شرقی آبعلی واقعشده است. این منطقه جزء نواحی کوهستانی رشته کوه

البرز به حساب می آید. مقطع عرضی تونل به صورت دایروی با قطر حفاری حدود ۱۲/۲۷ متر و شیب طولی تونل ۲/۵٪ است [۱۹]. در شکل ۱ پروفیل طولی مسیر تونل نشان داده شده است. در جدول ۳ مشخصات ژئوتکنیکی واحدهای مختلف مسیر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) آورده شده است.



جدول ۳: مطالعات انجام شده درزمینه قابلیت برش سنگ با توجه به مشخصات فیزیکی و مکانیکی سنگ [۱۹]

(gr/cm <sup>3</sup> )	0	ROD	RMR	مقاومت تراكمي	طول	ليتولوژى	نام
er/em/	Q	КŲD		تکمحورہ (Mpa)	(متر)		مقطع
۲/۶	•/•٢	۲۵	۱۹	۳۵	13.	توف برشی و گدازه آئوسن	H-4
۲/۶	٩	٩٠	۶۳	12.	۶	توف داسیتی آئوسن	H-1
۲/۶	•/۴٩	۵۵	47	۵۵	۵۲۰	سازند درود	H-3
۲/۶	۱/۹۵	-	۵۵	Υ۵	14.	سازند مبارک	H-16
۲/۶	٨	٨٠	۵۹	11.	1.2.	سازند روته	H-2
۲/۶	۲/۵۲	۶۳	44	۴۰	۱۸۰	سازند اليكا	H-11
۲/۶	٢	-	۵۰	۳۰	١٣٠	سازند باروت	H-15
۲/۶	•/•٢	۱۵	۱۵	٣٠	4	ناحیههای گسلی	-

# ۳- انتخاب ماشین تونلبری مناسب برای قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع)

توجه به مخاطرات ژئوتکنیکی و شرایط پیچیده زمینشناسی و تکتونیکی در مسیر تونل امامزاده هاشم (ع) انتخاب ماشین تونلبری مناسب بهمنظور کاهش هزینهها و افزایش سرعت حفاری، الزامی میباشد. در این بخش سعی میشود تا از بین گزینههای پیشنهادی، با توجه به معیارهای مؤثر، مناسبترین ماشین انتخاب شود.

### ۳-۱- گزینههای پیشنهادی

در گام نخست برای حفاری قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) چهار ماشین تونل بری مکانیزه باقابلیت حفاری در محیط سخت بهعنوان گزینههای پیشنهادی انتخاب شدند. مزایا و معایب ماشینهای تونل بر پیشنهادی در جدول ۴ آورده شدهاند.

#### ۳-۲- معیارهای پیشنهادی

نحوه انتخاب معیارهای موردنظر در این تحقیق را می توان تلفیقی از مخاطرات موجود در مسیر حفاری، مشخصات تودهسنگ و مشخصات ژئومتری با نگاه ویژه به مطالعات پیشین دانست. بدین ترتیب سیزده معیار شامل شاخص RQD، مقاومت فشاری، کششی، ناپایداری دیوارهها، ناپایداری سینه کار، هجوم آب، فاصلهداری ناپیوستگیها، زونهای گسلی، مچاله شوندگی، حفرات انحلالی، قطر تونل، شیب تونل و شعاع انحنای مسیر برای ارزیابی و انتخاب گزینه مناسب حفاری انتخاب شدند. معیارهای کلی موردمطالعه در این تحقیق به همراه زیر معیارها در جدول ۵ آورده شدهاند.

	Open TBM	Single Shield TBM	Double shield TBM	Double shield Universal TBM
مزايا	- سهولت عملیات - قابل استفاده در سنگ سخت - سرعت پیشروی بالا - انعطاف پذیری سیستم نگهداری - هزینه اجرایی کمتر - هزینه سرمایه گذاری پایین	- محدوده کاربرد وسیع - ایمن - نصب قطعات پیش ساخته - عملکرد بالا - امکان کار در زمین ریزشی	- محدوده کاربرد وسیع -ایمن -انعطاف پذیری سیستم نگهداری - سرعت پیشروی بالا - نصب همزمان نگهداری نهایی - کار در شرایط دشوار زمین - امکان کنترل نفوذ آب با سپر بسته	- محدوده کاربرد گسترده - ایمن با استفاده از سپر و صفحه حفار - قابلیت انجام عملیات پیش تزریق - قابلیت تبدیل به ماشین تونل پری تمام مقطع - سرعت پیشروی بالا
معايب	–عدم کارایی کفشکـها در سنگـهای نرم و ناپایدار –نصب نگهداری در توده سنگ ناپایدار	- عملیات دومرحلهای - حفاری درزمینهای سست - نیاز به نصب قطعات پیش ساخته سرمایه گذاری بالا - عملکرد پیچیده ماشین - نیاز به کارخانه سگمنت	- هزینه سرمایه گذاری بالا - عملکرد پیچیده ماشین زین - نیاز به پاک کردن محل اتصال تلسکوپی ماشین - امکان گیرکردن سپر درزمینهای با همگرایی زیاد	– هزینه سرمایهگذاری بالا – عملکرد پیچیده ماشین – مدتزمان زیاد برای تبدیل حالت به ماشین EPB

جدول ۴: مزایا و معایب ماشین های پیشنهادی برای حفاری قطعه دوم امامزاده هاشم (ع) [۱]

جدول ۵: معیارهای موردمطالعه بهمنظور انتخاب ماشین تونل بری مکانیزه مناسب برای قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع)

	معيارهای موردمطالعه											
ترى تونل	صات ژئومن	مشخط	مخاطرات ژئوتكنيكي						مشخصات تودهسنگ			
C <sub>13</sub>	C <sub>12</sub>	C11	C <sub>10</sub>	<b>C</b> <sub>9</sub>	$C_8$	$C_7$	$C_6$	C <sub>5</sub>	$C_4$	C <sub>3</sub>	$C_2$	C1
شعاع انحنای مسیر	شيب تونل	قطر تونل	حفرات انحلالی	مچاله شوندگی	زونھای گسلی	فاصلەدارى ناپيوستگىھا	هجوم آب	ناپایداری سینهکار	ناپايدارى ديوارەھا	مقاومت کششی	مقاومت فشار ی	شاخص RQD

ارزیابی شده و بدین ترتیب بر مشکلات روش شباهت به گزینه ایده آل کلاسیک غلبه می شود [۲۱]. تحقیق هایی درزمینه های معدنی با استفاده از روش Fuzzy-TOPSIS انجام شده است که تعدادی از آن ها از سال ۲۰۰۹ تاکنون در جدول ۶ آورده شده است.

### ۳-۳- انتخاب گزینه برتر با روش Fuzzy-TOPSIS

روش شباهت به گزینه ایدهآل فازی یکی از این روشهای تصمیمگیری در شرایط عدم قطعیت است. در این روش عناصر ماتریس تصمیمگیری یا وزن معیارها و یا هردوی آنها توسط متغیرهای زبانی که توسط اعداد فازی ارائه میشوند،

جدول ۶: مطالعات انجام شده درزمینه های مختلف معدن با استفاده از روش TOPSIS و Fuzzy-TOPSIS

عنوان	نام محققين
A decision support system using fuzzy analytical hierarchy process (FAHP) and TOPSIS approaches for selecting of the optimum underground mining method.	Mikaeil et. al (2009) [9]
Choosing shaft sinking method by using the combination of Fuzzy AHP &Fuzzy TOPSIS approaches.	Yazdani et.al (2010) [18]
Optimal tunneling method selection using fuzzy multiple attribute decision making technique.	Bejari et. al (2010) [2][1]
Porphyry Copper Mineral Prospectivity Mapping Using Interval Valued Fuzzy Sets TOPSIS Method in Central Iran.	Jafari rad et. al (2011) [5]
Using fuzzy TOPSIS method for mineral processing plant site selection.	Safari et. al (2012) [11]
Risk evaluation of tunneling projects.	Fouladgar et, al (2012) [4]
Equipment selection using Fuzzy multi criteria decision making model: case study of Gole Gohar Iron Mine.	Lashgari et al. (2012) [7]
Mining method optimization of Gu mountain stay ore based on AHP-TOPSIS evaluation model.	Xinmin et. al (2013) [15]
Porphyry Cu potential area selection using the combine AHP-TOPSIS methods, a case study in siahrud area (NW, IRAN).	Pazand et. al (2014) [10]
Selecting the most suitable blasting pattern using AHP-TOPSIS method: sungun copper mine.	Yari et. al (2014) [16]



شکل ۲: نمایش گرافیکی از توابع ذوزنقهای فازی مورداستفاده برای معیارها [۲۱]

اعداد فازى	به همراه ا	معيارها	ی زبانی	،: متغيرها	جدول ۸
------------	------------	---------	---------	------------	--------

عدد فازی	متغير زبانى	معيارها
$(\cdot/\hat{r},\cdot/\hat{\Delta},\cdot/\hat{\Delta},\cdot/\hat{r})$	متوسط	С,
(•/1,•/٢,•/٢,•/٣)	کم	C۲
(•/1,•/٢,•/٢,•/٣)	کم	Cr
$(\cdot / Y, \cdot / \lambda, \cdot / \lambda, \cdot / 9)$	زياد	C۴
(•/Å,•/٩,١,١)	خیلی زیاد	C <sub>a</sub>
$(\cdot / Y, \cdot / \lambda, \cdot / \lambda, \cdot / 9)$	زياد	C۶
$(\cdot/\mathfrak{f},\cdot/\Delta,\cdot/\Delta,\cdot/\mathfrak{F})$	متوسط	C <sub>v</sub>
(•/Å,•/٩,١,١)	خیلی زیاد	C,
(•/Å,•/٩,١,١)	خیلی زیاد	C
$(\cdot/\Upsilon,\cdot/\Upsilon,\cdot/\Upsilon,\cdot/\Delta)$	متوسط- كم	С,.
$(\cdot/\mathfrak{f},\cdot/\Delta,\cdot/\Delta,\cdot/\mathfrak{F})$	متوسط	<b>C</b> ,,,
(•,•,•/•/Y)	خیلی کم	C''
(•,•,•/•/٢)	خیلی کم	Cır

#### جدول ۹: متغیرهای زبانی برای ر تبهبندی گزینهها

عدد فازی	اهميت
(•,•,1,7)	خیلی ضعیف (VP)
(1,7,7,7)	ضعيف (P)
(۴,۵,۵,۶)	متوسط (F)
(Υ,λ,λ,٩)	قوی (H)
$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	خیلی قوی (VH)



در این بخش از مقاله، پرسشنامههایی بهمنظور امتیازدهی به چهار گزینه موردنظر به هنگام مواجهه با مخاطرات ژئوتکنیکی تحت شرایط خاص زمینشناسی در مسیر حفاری تهیهشده و در اختیار خبرگان قرار گرفت. ترکیب خبرگان در نظر گرفتهشده در این تحقیق شامل ۳ کارشناس و ۵ عضو هیات علمی دانشگاه میباشد. در ادامه سعی میشود با توجه به نظرات خبرگان به ترتیب در هشت مرحله بهصورت زیر مناسبترین ماشین تونلبری انتخاب شود.

# مرحله اول: ارزیابی اهمیت معیارها

درجه اهمیت معیارها و مخاطرات با توجه به میزان تأثیر آنها در فرآیند حفاری، از تأثیر خیلی کم تا تأثیر خیلی زیاد تقسیمبندی شدند که در جدول ۷ آورده شده است. در این راستا نمایش گرافیکی توابع فازی ذوزنقهای مربوط به معیارها در شکل ۲ نشان دادهشده است. همچنین متغیرهای زبانی معیارها به همراه اعداد فازی آنها در جدول ۸ آورده شده است.

### مرحله دوم: تشكيل ماتريس تصميم

هشت تصمیم گیرنده از متغیرهای زبانی ارائهشده در جدول ۹ برای رتبهبندی گزینهها استفاده کردند. نمایش گرافیکی توابع فازی ذوزنقهای استفادهشده برای رتبهبندی گزینهها در شکل ۳ آورده شده است. نکته قابل توجه این است که تأثیر معیارها در کارایی ماشین طبق نظرات خبرگان منفی در نظر گرفتهشده است اما برای سادهسازی و استفاده از روابط، مثبت فرض میشوند. برای مثال ماشین TBM در هنگام مواجهه با آبهای زیرزمینی طبق نظر همه کارشناسان امتیاز خیلی قوی را گرفته است که نشان از ضعف ماشین هنگام هجوم آب دارد. لذا در زمان رتبهبندی گزینهای که کمترین شباهت را به گزینه ایدهآل دارد بهعنوان مناسب ترین ماشین انتخاب خواهد شد. ساختار سلسله مراتبی انتخاب ماشین تونل بری مناسب در شکل ۴ آورده شده است.

جدول ۷: متغیرهای زبانی برای ارزیابی اهمیت معیارها

عدد فازی	اهميت
(*,*,*/1,*/٢)	خیلی کم (VL)
(•/•/٢,•/٢,•/٣)	کم (L)
$(\cdot/\tau,\cdot/\tau,\cdot/\epsilon,\cdot/\delta)$	متوسط – کم (ML)
(•/\ <sup>6</sup> ,•/\Δ,•/\Δ,•/\۶)	متوسط (M)
$(\cdot   \Delta, \cdot   \mathcal{F}, \cdot   \vee, \cdot   \lambda)$	متوسط-زياد (MH)
$(\cdot / V, \cdot / \Lambda, \cdot / \Lambda, \cdot / \Lambda)$	زیاد (H)
(•/٩,•/٩,١,١)	خیلی زیاد (VH)



OT: Open TBM, SS: Single Shield TBM, DS: Double Shield TBM, DU: Double shield Universal

شكل ۴: ساختار سلسله مراتبي انتخاب ماشين تونل بر مناسب براي قطعه دوم امامزاده هاشم (ع)

نظرات خبرگان در رابطه با گزینهها در زمان مواجهه با معیارها بر اساس اعداد فازی تعریفشده، به صورت کمی در جدول ۱۰ آورده شده است.

پسازآن که متغیرهای زبانی ماتریس تصمیم، به اعداد فازی ذوزنقهای تبدیل شدند، باید ماتریس تصمیم فازی شکل گیرد. تیم تصمیمگیرنده دارای k عضو باشد و رتبهبندی فازی k امین تیم تصمیمگیرنده  $(a_{ijk}, b_{ijk}, c_{ijk}, d_{ijk}) = \tilde{x}_{ijk} = (a_{ijk}, b_{ijk}, c_{ijk}, d_{ijk})$ تصمیم گیرنده ازای  $(a_{ijk}, b_{ijk}, c_{ijk}, d_{ij}) = (a_{ij}, a_{ij}, c_{ij}, d_{ij})$ زتبهبندی فازی ترکیبی  $(a_{ij}, b_{ij}, c_{ij}, d_{ij}) = \tilde{x}_{ij}$  گزینه ا را با توجه به معیارها می توان از روابط زیر به دست آورد [۲۱]:  $(a_{ij}, a_{ijk} = Min\{a_{ijk}\}$ 

$$b_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^{n} b_{ijk}}{k} \tag{(Y)}$$

$$C_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^{K} C_{ijk}}{k} \tag{(7)}$$

$$d_{ij} = M_{ax} \{ d_{ijk} \}$$
(F)

بر این اساس گزینه اول ازنظر معیار اول بهصورت عدد فازی (۸۹۹٬۱۰٫۱۰) ارزیابی خواهد شد. سایر درایههای ماتریس نیز به همین روش محاسبه میشوند. ماتریس تصمیم تشکیلشده در جدول ۱۱ نشان دادهشده است.

مرحله سوم: تشکیل ماتریس تصمیم فازی بی مقیاس شده

زمانی که درایهها بهصورت فازی هستند، مسلماً معیارها نیز فازی خواهند بود. برای بی مقیاس کردن بهجای محاسبات پیچیده در روش شباهت به گزینه ایدهآل کلاسیک، در این مرحله از تغییر مقیاس خطی برای تبدیل مقیاس معیارهای مختلف به مقیاس قابلمقایسه استفاده میشود. درایههای ماتریس تصمیم بی مقیاس برای معیارهای مثبت از رابطه زیر محاسبه میشود [11]:

$$\widetilde{r}_{ij} = \left(\frac{a_{ij}}{d_j^*}, \frac{b_{ij}}{d_j^*}, \frac{c_{ij}}{d_j^*}, \frac{d_{ij}}{d_j^*}\right) \tag{(b)}$$

ماتریس بی مقیاس شده فازی بهدست آمده در جدول ۱۲ نشان دادهشده است.

جدول ۱۰: ر تبهبندی گزینهها بر اساس اعداد فازی توسط خبرگان با توجه به معیارهای موجود در مسیر حفاری

تصميمگيرندگان									
D8	D7	D6	D5	D4	D3	D2	D1	گزینهها	معيارها
(1,9,1.,1.)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(٧,λ,λ,٩)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	OT	
$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	(۲,۸,۸,۹)	(۲,۸,۸,۹)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(۴,۵,۵,۶)	(٧,٨,٨,٩)	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	SS	Cl
$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1., 1)$	DS	CI
$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(Y, A, A, 9)	DU	
$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	OT	
$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	(Υ,Λ,Λ,٩)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(٧,٨,٨,٩)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(\mathbf{f}, \Delta, \Delta, \mathbf{F})$	$(\Lambda, 9, 1., 1)$	SS	$C^{2}$
$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(۲,۸,۸,۹)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DS	C2
$(\lambda, 9, 1., 1.)$	((Υ,Λ,Λ,٩)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DU	
(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	$(f, \Delta, \Delta, \beta)$	OT	
$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(Y, , , , , 9)	(٧,λ,λ,٩)	(۲,۸,۸,۹)	(1,7,7,7)	$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	SS	C3
$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(۴,۵,۵,۶)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	DS	05
$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	DU	
$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	OT	
(Y, , , , , 9)	(۲,۸,۸,۹)	(Y, , , , , 9)	(۲,۸,۸,۹)	(۴,۵,۵,۶)	(Y, , , , , 9)	(۴,۵,۵,۶)	(Y, A, A, 9)	SS	C4
$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	(٧,٨,٨,٩)	$(\mathbf{f}, \mathbf{d}, \mathbf{d}, \mathbf{f})$	$(\mathbf{f}, \mathbf{d}, \mathbf{d}, \mathbf{f})$	$(\mathbf{f}, \Delta, \Delta, \mathbf{F})$	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	DS	0.
(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	$(f, \Delta, \Delta, F)$	(1,7,7,8)	(1,7,7,8)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	DU	
$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(۲,۸,۸,۹)	(۴,۵,۵,۶)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	OT	
$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(٧,٨,٨,٩)	(۲,۸,۸,۹)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(۲,۸,۸,۹)	(۴,۵,۵,۶)	(Y,A,A,٩)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	SS	C5
(1,9,1.,1.)	((Υ,λ,λ,٩)	(۴,۵,۵,۶)	(1,9,1.,1.)	((Υ,λ,λ,٩)	(۴,۵,۵,۶)	(Y,,,,,,,)	(1,9,1.,1.)	DS	
(•,•,1,٢)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(۸,۹,۱۰,۱۰)	((Υ,λ,λ,٩)	(1,7,7,7)	$(\mathfrak{k}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d}, \mathfrak{d})$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	DU	
(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	ОТ	
(1,9,1.,1.)	(,,٩,,١٠,,١٠)	(,,,,,,,,,,),)	(,,,,,,,,,,),)	(۲,۸,۸,۹)	(Υ,Λ,Λ,٩)	(4,0,0,9)	(,,,,,,,,,),)	55	C6
(1,9,1.,1.)	(Y,A,A,9)	(۲,۸,۸,۹)	(,,٩,,١٠,,١٠)	(Υ,Λ,Λ,٩)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(,,,,,,,,),)	DS	
(1,7,7,7)	(۴,۵,۵,۶)	(٢,٨,٨,٩)	(٧,٨,٨,٩)	(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(•,•,1,٢)	DU	
(,,,,,,,,,))	(Υ,Λ,Λ,٩) (Σ,Λ,Λ,٩)	(Y,A,A,٩)	(,, , , , , , , , )	(,,٩,,١٠,,١٠)	(,,٩,,١٠,,١٠)	$(\Lambda, \mathfrak{q}, \mathfrak{l} \cdot, \mathfrak{l} \cdot)$	(,,,,,,,,),)	01	C7
(Y,A,A,T) (Y A A C)	(7,0,0,7)	$(\mathbf{F}, \boldsymbol{\omega}, \boldsymbol{\omega}, \mathbf{F})$	$(\mathbf{F}, \boldsymbol{\omega}, \boldsymbol{\omega}, \mathbf{F})$	$(\mathbf{F}, \boldsymbol{\omega}, \boldsymbol{\omega}, \mathbf{F})$	(1,0,0,7)	(1,1,1,1)	(Y,A,A,T) (S A A G)	22	
$(1, \omega, \omega, \mathcal{F})$	(1,1,1,1)	$(1, \omega, \omega, \mathcal{F})$	$(1, \omega, \omega, \mathcal{F})$	$(1, \omega, \omega, \mathcal{F})$	(1,1,1,1)	(1,1,1,1)	$(1, \omega, \omega, \mathcal{F})$		
	(1,1,1,1)	(•,•,1,1)	(•,•,1,1)	(1,1,1,1)	(•,•,1,1)	(•,•,1,1)	(1, ω, ω, γ)		
$(\Lambda, \tau, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 1, 10, 10)$	$(\Lambda, \tau, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 1, 10, 10)$	$(\Lambda, \tau, 1 \cdot, 1 \cdot)$	55				
$(X, (, 1^{\circ}, 1^{\circ}))$	(Y,,,,,,,,) (Y, , , , , , )	(Y,,,,,,, () (Y , , , , )	$(Y, \Lambda, \Lambda, I)$	(Y,,,,,,, () (Y, , , , , )	(Y,,,,,,, () (Y, , , , , )	(1,,, /) () ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( ( (	$(\chi, \chi, \chi$	20	C8
$(\gamma, \Lambda, \Lambda, \gamma)$	$(1, \omega, \omega, r)$	$(1, \omega, \omega, r)$	(*,,,,,,,,) (* ^ ^ 6)	$(1,\omega,\omega,r)$	$(1, \omega, \omega, r)$	$(1, \omega, \omega, r)$	$(1, \omega, \omega, r)$	DU	
$(\gamma, \chi, \chi, \chi)$	(1,1,1,1)	$(1, \omega, \omega, r)$	$(1, \omega, \omega, r)$	(1,1,1,1)	(1,1,1,1)	(1,1,1,1)	$(\lambda, \eta, \eta, \eta, \eta)$	OT	
$(\Lambda, (, 1^{\circ}, 1^{\circ}))$	$(\chi, \chi, \psi, \psi)$	$(\chi, \chi, \chi$	$(\chi, \chi, \chi$	$(\chi, \chi, \chi$	$(\chi, \chi, \chi$	(1,1,1,1)	$(\Lambda, (, 1^{\circ}, 1^{\circ}))$	SS	
(X, X, Y, Y, Y, Y)	((*,,,,,,, ()) ((* \( \( \( \( \( \( \( \( \( \( \( \( \(	$(f, \Lambda, \Lambda, \chi)$ $(f \land \land S)$	$(Y, \Lambda, \Lambda, Y)$	$(f, \omega, \omega, r)$ $(f \land \land F)$	$(f, \Lambda, \Lambda, \chi)$ $(f \land \land S)$	(1, 1, 1, 1, 1, 1)	$(f, \Lambda, f, f, f)$	DS	C9
(Y & & 9)	$(1, \alpha, \alpha, r)$	$(f, \omega, \omega, r)$ $(f \land \land F)$	(+,,,,,,,,,,,) (+ ^ ^ 8)	() () () ()	() () () ()	(F A A F)	$(1, \omega, \omega, \nu)$	DU	
(),,,,,,,()	(1,1,1,1,1)	(1, 2, 2, 2, 2)	(1, 2, 2, 2, 2)	(1,1,1,1,1)	(1,1,1,1)	$(\lambda, \eta, \lambda, \omega, \lambda, \gamma)$	$(\lambda, q, 1, \cdot, 1, \cdot)$	OT	
(Y.A.A.9)	(1, 9, 1, 1, 1, 1)	$(\lambda, \mathfrak{q}, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(Y.A.A.9)	(۴.۵.۵.۶)	(۴.۵.۵.۶)	(۴.۵.۵.۶)	(A.9.1)·)	SS	
(Y.A.A.9)	(۴.۵.۵.۶)	(4.0.0.8)	(4.0.0.8)	(۴.۵.۵.۶)	(۴.۵.۵.۶)	(4.0.0.8)	(1,9,1.,1.)	DS	C10
(4.0.0.8)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	DU	
(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(1,9,1.,1.)	(۲,۸,۸,۹)	(Y, J, J, 9)	(4,0,0,8)	(1,7,7,7)	(1,9,1.,1.)	OT	
(Y, , , , , , )	(Υ,λ,λ,٩)	(4,0,0,8)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(1,9,1.,1.)	SS	<b>G11</b>
(۲,۸,۸,۹)	((۲,۸,۸,۹)	(٧,λ,λ,٩)	(٧,λ,λ,٩)	(٧,λ,λ,٩)	(٧,λ,λ,٩)	(۲,۸,۸,۹)	(1,9,1.,1.)	DS	CII
(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(۴,۵,۵,۶)	(٧,λ,λ,٩)	(٧,λ,λ,٩)	(Υ,λ,λ,٩)	(۴,۵,۵,۶)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DU	
(۴,۵,۵,۶)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(۴,۵,۵,۶)	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	OT	
$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	(٧,٨,٨,٩)	(Y, , , , , , )	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	SS	C12
(۲,۸,۸,۹)	(Y,A,A,9)	(٧,λ,λ,٩)	(٧,٨,٨,٩)	(٧,٨,٨,٩)	(٧,λ,λ,٩)	(1,7,7,7)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DS	CI2
$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	(٧,٨,٨,٩)	$(\mathbf{f}, \Delta, \Delta, \mathbf{F})$	$(\mathbf{f}, \Delta, \Delta, \mathbf{F})$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\cdot, \cdot, 1, 7)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DU	
(۴,۵,۵,۶)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\mathbf{f}, \Delta, \Delta, \mathbf{F})$	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	(1,7,7,7)	$(\lambda, 9, \overline{1 \cdot, 1 \cdot})$	OT	
(Υ,λ,λ,٩)	(٧,٨,٨,٩)	(Y, , , , , )	(Y, , , , , )	$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	(Υ,λ,λ,٩)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	SS	C13
(Υ,λ,λ,٩)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	$(Y, \lambda, \lambda, 9)$	(Υ,λ,λ,٩)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DS	013
(Y, , , , , )	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$(\mathbf{f}, \mathbf{d}, \mathbf{d}, \mathbf{f})$	$(\mathbf{f}, \mathbf{d}, \mathbf{d}, \mathbf{f})$	$(\mathbf{f}, \mathbf{d}, \mathbf{d}, \mathbf{f})$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	DU	
	OT: O	pen TBM, SS: S	ingle Shield TB	M, DS: Double	Shield TBM, D	U: Double shield	l Universal		

توجه به معيارها و نظرات كارشناسان	تشکیلشدہ با	تريس تصميم	جدول ۱۱: ما
-----------------------------------	-------------	------------	-------------

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	معيارها
(•,٣/۶٢,٣/٧۵,٩)	(1, 4/24, 0/17, 1.)	$(1, \frac{9}{V}, \frac{1}{V}, \frac{1}{V})$	$(Y, \Lambda/\Lambda Y, q/Y \Delta, 1 \cdot)$	$C_1$
$(\cdot, f/W, f/\lambda Y, 1\cdot)$	$(1, \Delta/\beta T, \Delta/\Lambda Y, 1 \cdot)$	$(\mathbf{f}, \mathbf{F} / \mathbf{V} \Delta, \mathbf{V}, \mathbf{V} \cdot)$	$(\cdot, T/T\Delta, T/Y\Delta, 1\cdot)$	$C_2$
(•,٢/۶٢,٢/٨٧,۶)	(1,٣/٨٧,٣/٨٧,۶)	(1,۵/۷۵,۵/۷۵,۹)	(•,1/87,1/27,8)	C <sub>3</sub>
(1,\%/17,\%/17,8)	(1,0,0,9)	(4,7/20,7/20,9)	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	C <sub>f</sub>
(•,F/TQ,F/ST,1•)	(4,1/87,1,1)	$(\mathfrak{k}, \lambda, \lambda/ \mathfrak{TV}, 1 \cdot)$	(۴,٨/٣٧,٩/١٢,١٠)	C <sub>5</sub>
(•, 4, 4/17, 9)	(4,1/87,1,1)	$(f,\lambda/T\Delta,\lambda/\lambda V,1 \cdot)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$C_6$
$(\cdot, 1/WY, 1/\Lambda Y, F)$	(1,٣/٨٧,٣/٨٧,۶)	(1,8/87,8/87,9)	$(Y, \lambda/Y \Delta, 9/\Delta, 1 \cdot)$	$C_7$
(1,4/34,4/40,1.)	$(f,\Delta/V\Delta,\Delta/V\Delta, Q)$	$(f, V/\Lambda V, \Lambda/17, 1.)$	$(\Lambda, 9, 1 \cdot, 1 \cdot)$	$C_8$
$(1, f/Y\Delta, f/\Lambda Y, 1 \cdot)$	(4,8/20,8/27,1.)	(4,1/1,1.)	(1,1/17,9,1.)	C <sub>9</sub>
(•,1/11,1/11,8)	$(\mathfrak{k}, \Delta/\Lambda Y, \mathfrak{k}, 1 \cdot)$	(4,1/20,1/82,1.)	$(\Lambda, 9, 1., 1.)$	C <sub>10</sub>
(4,8/87,8/40,1.)	$(Y, \lambda/1T, \lambda/T\Delta, 1 \cdot)$	(4,8/20,8/27,1.)	$(1, V/WY, V/\Lambda Y, 1 \cdot)$	C <sub>11</sub>
$(\cdot, f/ \nabla V, f/ \Lambda V, 1 \cdot)$	$(1, V/ TV, V/ \Delta, 1 \cdot)$	(4,1/87,9/20,1.)	(•,7/87,7/70,1•)	C <sub>12</sub>
$(f, V/ TY, V/ \Lambda Y, 1 \cdot)$	$(Y, \lambda/\Delta, 9, 1 \cdot)$	$(Y, \lambda/1T, \lambda/T\Delta, 1 \cdot)$	(1, 7/87, 7/40, 1.)	C <sub>13</sub>

جدول ۱۲: ماتریس بی مقیاس شده فازی

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	معيارها
(•,•/٣۶٢,•/٣٧۵,•/٩)	(•/1,•/۴۸۷,•/۵۱۲,۱)	$(\cdot/1,\cdot/9$ YD, $\cdot/Y,1)$	(•.٧,•/٨٨٧,•/٩٧۵,١)	$C_1$
(•,•/4٣٧,•/4λ٧,1)	(•/1,•/۵۶۲,•/۵۸۷,1)	$(\cdot/\mathcal{F},\cdot/\mathcal{F}V\Delta,\cdot/Y,1)$	$(\cdot,\cdot/\mathtt{TTA},\cdot/\mathtt{TYA},1)$	$C_2$
(•,•/۲۹۱,•/۳۱ <i>٨,•/۶۶۶</i> )	(•/111,•/43,•/43.•/888)	(•/111,•/۶۳۸,•/۶۳۸,1)	$(\cdot,\cdot/1$ $\Delta$ $\mathbf{T},\cdot/\mathbf{T}\cdot\mathbf{V},\cdot/\mathbf{F}\mathbf{F}\mathbf{F})$	C <sub>3</sub>
(•/1,•/٣١٢,•/٣١٢,•/۶)	$(\cdot/1,\cdot/\Delta,\cdot/\Delta,\cdot/9)$	$(\cdot/\mathfrak{f},\cdot/\mathtt{VT}\Delta,\cdot/\mathtt{VT}\Delta,\cdot/\mathtt{Q})$	$(\cdot/\lambda,\cdot/9,1,1)$	$C_4$
(•,•/420,•/482,1)	(•/4,•/Y&1,•/1,1)	$(\cdot/4,\cdot/\lambda,\cdot/\lambda\psi\chi,1)$	(•/4,•/\$\$7,•/917,1)	C <sub>5</sub>
(•,•/4,•/4)7,•/٩)	$(\cdot/\mathbf{f},\cdot/\mathbf{Y}\mathbf{F}\mathbf{f},\cdot/\mathbf{\Lambda},1)$	$(\cdot/$ f $,\cdot/$ AT $\Delta,\cdot/$ AAY $,1)$	$(\cdot/\Lambda,\cdot/9,1,1)$	$C_6$
$(\cdot,\cdot/1WV,\cdot/1\Lambda V,\cdot/9)$	$(\cdot/1,\cdot/T\lambda Y,\cdot/T\lambda Y,\cdot/F)$	(*/1,*/۶۶۲,*/۶۶۲,*/۹)	$(\cdot/Y,\cdot/\Lambda Y\Delta,\cdot/9\Delta,1)$	$C_7$
(•/1,•/437,•/470,1)	$(\cdot/$ f $,\cdot/$ $\Delta$ Y $\Delta,\cdot/$ $\Delta$ Y $\Delta,\cdot/$ 9 $)$	$(\cdot/$ f $,\cdot/$ Y $\Lambda$ Y $,\cdot/$ $\Lambda$ IT $,$ I)	$(\cdot/\Lambda,\cdot/9,1,1)$	$C_8$
(•/1,•/440,•/424,1)	(*/4,*/820,*/824,1)	$(\cdot/$ <sup><math>\varepsilon</math></sup> , $\cdot/$ <sup><math>Y</math></sup> $\Lambda$ $Y$ , $\cdot/$ $\Lambda$ $Y$ , $Y$ )	(•/1,•/Å١٢,•/٩,١)	<b>C</b> <sub>9</sub>
$(\cdot,\cdot/1)$ , $\cdot/1$ , $\cdot/2$ )	(•/4,•/۵۸Y,•/۶,۱)	(*/4,*/420,*/487,1)	$(\cdot/\lambda,\cdot/9,1,1)$	$C_{10}$
(•/4,•/887,•/8VD,1)	$(\cdot/Y,\cdot/\lambda)Y,\cdot/\lambdaY\Delta,1)$	(•.4,•.920,•/927,1)	(•/1,•/٧٣٧,•/٧٨٧,1)	C <sub>11</sub>
(•,•/4٣٧,•/4٨٧,١)	(•/1,•/YTY,•/Y۵,1)	(•/Y,•/XFT,•/9TD,1)	$(\cdot, \cdot / 797, \cdot / 770, 1)$	C <sub>12</sub>
$(\cdot/f,\cdot/\forall \forall \forall,\cdot/\forall \lambda \forall,1)$	$(\cdot/Y,\cdot/\Lambda\Delta,\cdot/9,1)$	$(\cdot/Y,\cdot/\Lambda$ 17, $\cdot/\Lambda$ 70,1)	$(\cdot/1,\cdot/377,\cdot/3703,1)$	C <sub>13</sub>

 $\widetilde{v}_{ij} = \widetilde{r}_{ij}.\widetilde{w}_j$ 

(۶)

ماتریس تصمیم بی مقیاس شده فازی وزندار در جدول ۱۳ آورده شده است. مرحله چهارم: تشکیل ماتریس تصمیم فازی بی مقیاس وزندار با توجه به وزن معیارهای ارائهشده در جدول، ماتریس تصمیم فازی وزندار از ضرب کردن ضریب اهمیت مربوط به هر معیار در ماتریس بی مقیاس شده فازی و از رابطه زیر به دست میآید [۲۱]:

فازى وزندار	اس شدہ	بس بی مقیا	۱۳: ماتر ی	جدول

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	معيارها
$(\cdot,\cdot/1\lambda1,\cdot/1\lambda1,\cdot/\Delta4)$	$(\cdot/\cdot$ f, $\cdot/$ ۲f $\mathbb{T}$ , $\cdot/$ ۲ $\Delta$ ۶, $\cdot/$ ۶)	(•/•4,•/٣٣٧,•/٣۵,•/۶)	(71/+,442/+,010/+,8/+)	$C_1$
$(\cdot,\cdot/\cdot \Lambda Y,\cdot/\cdot \P Y,\cdot/ \Upsilon)$	(•/• •/\\\7,•/\\\7,•/\\7,•/\	(•/•۴,•/١٣۵,•/١۴,•/٣)	$(\cdot,\cdot/\cdot$ 40, $\cdot/\cdot$ 00, $\pi/\cdot)$	$C_2$
(·,·/·۵۸,·/·۶۳,·/۱۹۹)	(•/• ١ ١,•/• 86,•/• 86,•/199)	(•/•)1,•/174,•/174,•/٣)	(•,•/•٣,•/•۴١,•/١٩٩)	C <sub>3</sub>
(+/+Y,+/T94,+/T94,+/24)	$(\cdot/\cdot \vee, \cdot/\ell, \cdot/\ell, \cdot/\lambda)$	$(\cdot/\Upsilon\Lambda,\cdot/\Delta\Lambda,\cdot/\Delta\Lambda,\cdot/\Lambda))$	$(\cdot/\delta \mathcal{P}, \cdot/\mathbf{YT}, \cdot/\mathbf{A}, \cdot/9)$	$C_4$
(•,•/٣٨٢,•/۴۶٢,١)	(·/TT,·/FLD,·/L,1)	(•/٣٢,•/٧٢,•/٨٣٧,١)	(•/٣٢,•/٧۵٣,•/٩١٢,١)	C <sub>5</sub>
$(\cdot,\cdot/\Upsilon T,\cdot/\Upsilon T 9,\cdot/\Lambda 1)$	(•/۲٨,•/۶•٩,•/۶۴.•/٩)	$(\cdot/\Upsilon\Lambda,\cdot/\$\%,\cdot/\Upsilon\cdot\P,\cdot/\P)$	$(\cdot/\delta \mathcal{P}, \cdot/\mathbf{YT}, \cdot/\mathbf{A}, \cdot/9)$	$C_6$
(+,+/+81,+/+91,+/18)	(•/• 4,•/198,•/198,•/89)	(•/•4,•/٣٣١,•/٣٣١,•/۵4)	(•/71,•/43,•/470,•/470,•/6)	$C_7$
(·/·λ,·/٣٩٣,·/۴٧۵,1)	$(\cdot/ \Upsilon \Upsilon, \cdot / \Delta \Upsilon \Upsilon, \cdot / \Delta \Upsilon \Delta, \cdot / \Re)$	$(\cdot/ TT, \cdot/ VAV, \cdot/ A1T, 1)$	(•/84,•/11,1,1)	$C_8$
$(\cdot/\cdot\lambda,\cdot/$ FTV $,\cdot/$ FAV $,1)$	(•/٣٢,•/۵۶۲,•/۶۳۷,1)	$(\cdot/ T T, \cdot/ V \cdot \lambda, \cdot/ \lambda 1 T, 1)$	$(\cdot/\cdot\lambda,\cdot/YW,\cdot/9,1)$	C <sub>9</sub>
(•,•/•۶٣,•/•λ۴,•/٣)	(·/·λ,·/۱٧۶,·/۲۴,·.Δ)	$(\cdot/\cdot\lambda,\cdot/1),\cdot/7\cdot\xi,\cdot/\Delta)$	$(\cdot/19,\cdot/17,\cdot/4,\cdot/\Delta)$	$C_{10}$
(•/18,•/٣٣1,•/٣٣٧,•/8)	(•/71,•/4•8,•/417,•/8)	(·/18,·/٣١٢,·/٣١٨,·/۵)	(•/•4,•/٣۶٨,•/٣٩٣,•/۶)	C <sub>11</sub>
(•,•,•/•FA,•/Y)	$(\cdot, \cdot, \cdot/\cdot Y\Delta, \cdot/\Upsilon)$	$(\cdot, \cdot, \cdot/\cdot \operatorname{9T}, \cdot/\operatorname{T})$	$(\cdot,\cdot,\cdot/\cdot \nabla \Upsilon,\cdot/\Upsilon)$	C <sub>12</sub>
$(\cdot,\cdot,\cdot/\cdot Y\lambda,\cdot/Y)$	$(\cdot, \cdot, \cdot/\cdot \lambda \Delta, \cdot/\Upsilon)$	$(\cdot,\cdot,\cdot/\cdot \Lambda \Upsilon,\cdot/\Upsilon)$	$(\cdot,\cdot,\cdot/\cdot \nabla Y,\cdot/\Upsilon)$	C <sub>13</sub>

$$A^* = \left\{ \widetilde{v}_1^*, \widetilde{v}_2^*, ..., \widetilde{v}_n^* \right\}$$
(Y)  
$$A^- = \left\{ \widetilde{v}_1^-, \widetilde{v}_2^-, ..., \widetilde{v}_n^- \right\}$$
(A)

این مقادیر از روابط زیر به دست میآیند [۲۱]:

$$\tilde{v}_{j}^{*} = M_{ax} \{ \tilde{v}_{ij3} \}$$
  $i = 1, 2, ..., m, j = 1, 2, ..., n$  (9)

$$\tilde{v}_{j}^{-} = M_{in} \{ \tilde{v}_{ij1} \}$$
  $i = 1, 2, ..., m, j = 1, 2, ..., n$  (1.)

گزینههایی که در  $A^*$  و A قرار می گیرند، به ترتیب نشاندهنده گزینههای کاملاً بهتر و کاملاً بدتر هستند. حل ایدهآل و ضد ایدهآل فازی به ترتیب در جداول ۱۴ و ۱۵ آورده

شده است.

## جدول ۱۴: حل ایده آل فازی

(+/\$,+/\$,+/\$,+/\$),(+/+/+/+/+/+/+/+/+/+/	A*	
جدول ۱۵: حل ضد ایده آل فازی		
(+,+,+,+),(+,+,+),(+,+,+),(+/+Y,+/+Y,+/+Y),(+,+,+),(+,+,+),(+,+,+),(+/+A,+/+A,+/+A,+/+A), (+/+A,+/+A,+/+A),(+,+,+),(+/+F,+/+F,+/+F,+/+F),(+,+,+,+),(+,+,+))	A <sup>-</sup>	

روابط زير قابلمحاسبه است [٢١]:

$$S_i^* = \sum_{j=1}^n d(\tilde{v}_{ij}, \tilde{v}_j^*)$$
,  $i = 1, 2, ..., m$  (11)

$$S_i^- = \sum_{j=1}^n d\left(\widetilde{v}_{ij}, \widetilde{v}_j^-\right) \quad , \quad i = 1, 2, \dots, m \tag{17}$$

(.,.) فاصله بین دو عدد فازی است که اگر 
$$a_1, b_1, c_1, d_1$$
 و  $a_1, b_1, c_1, d_1$  و  $a_2, b_2, c_2, d_2$  دو عدد فازی ذوزنقهای باشد، فاصله دو عدد برابر است با [۲۱]:

$$d_{v}(\tilde{M}_{1},\tilde{M}_{2}) = \sqrt{\frac{1}{4} \left[ (a_{1} - a_{2})^{2} + (b_{1} - b_{2})^{2} + (c_{1} - c_{2})^{2} + (d_{1} - d_{2})^{2} \right]}$$
(17)

قابلذکر است که 
$$d(\widetilde{v}_{ij}, \widetilde{v}_j^*)$$
 و  $d(\widetilde{v}_{ij}, \widetilde{v}_j^*)$  اعداد قطعی  
هستند.  
فاصله از حل ایدهآل و ضد ایدهآل محاسبه شده برای گزینه ها به  
ترتیب در جداول ۱۶ و ۱۷ آورده شده است.

ایدهآل محاسبهشده برای گزینهها	جدول ۱۶: فاصله از حل	

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	معيارها
•/461166046	•/٣٧٣٩۶•٢٢۵	•/٣٣٣۶۴٢٣٩٨	•/١٧٨٣٧٧۴•٩	C1
·/T \ · AV · TT \	•/19222262	·/۱۷۳۵۱۱۵۲۷	•/٣٣١٨۶٧۴١٩	$C_2$
•/٢٣١٨•۴٨٧۵	•/71274•288	•/١٨٩٣٢٧•٩٨	•/260.61822	C <sub>3</sub>
·/۵٧·٣٨·۵٧۵	•/544.2445	•/٣٨۶۴٢۵٩٣١	•/198748•89	$C_4$
•/848810778	•/٣٨٧٨٢٢۴۴۶	•/٣٧۶۶١٩۵٠٣	•/٣۶۴۴•١٢٢١	C <sub>5</sub>
·/۶·٨٣٨٧۴١٨	•/٣۶۶۲٩۲۵٧۴	•/٣۴۵٨۶١۶•۵	•/198748•89	$C_6$
•/۴٨٩٣•٣٨۴٢	•/۴١٩•٧۵٧۶٩	•/٣٣٩٨٢۴٢١٩	·/١٩·١٢٧۵٨٩	$C_7$
•/81•474887	•/44•441400	•/٣۶٨۴٨١••۴	•/٢٠٣۵٣١٣٢۴	$C_8$
·/۵٩٩۵۶١٩٢٣	•/۴۴۳۲۸۶۸۷۱	•/711474.•7	•/۴۸۲••١•٣٧	<b>C</b> <sub>9</sub>
•/۴•۴۳۵٩•۶١	•/۲۹۵۳۷•۹۵۳	•/771272711	•/٢١١٢۴۶٣٠٢	C <sub>10</sub>
•/٢٨٩۴۵٢•۶٩	•/ <b>٢</b> • ٩٣٩ ١ ٩٧٧	·/W·TAIVV9A	۰/ <b>۳۲</b> ۰۲۶۲۷۸۳	C11
·/18·049·0A	•/124818481	•/10184•818	•/194414.11	C <sub>12</sub>
•/184•1842	•/122882788	•/۱۵۳۲۳۵۱۱۳	•/198224029	C <sub>13</sub>
۵/۳۹۶۹۵۲۷۲۵	4/221012882	3/114111.51	31/122.2.218	Σ

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	معيارها
•/ <b>٢٩٩٧٢ • ٢</b> • ٣	•/٣۴٨۶٣۴٨٣٨	•/٣٨۶۵۴۵٢٧۵	•/۴٩۴١٨۴۶٨٢	$C_1$
•/184144844	•/١٢•۵٣٨١١٩	•/1792222	•/10410•9	$C_2$
•/١•٨٣٢١٢٨١	•/118741187	•/1441200	•/1•٢۶٩١٢٨۵	C <sub>3</sub>
·/٣Δ٧۴٨٢٨۶٧	•/۴۳۷۴۳۵۷۱	•/۵۲۷۲۳۳۴۵	•/۶٨۶٣۶٧٢۴٩	$C_4$
·/۵۸۲۷۶۱۷۴۴	•/٧۴۳۵٧۶۶۶	•/٧۶١٨•١٩٧۶	•/٧٩•٧۵١۶٩٩	C <sub>5</sub>
•/۴۶۵۴۹۴۶۲۹	•/۶۴۵۹۲۵۸۸۶	•/۶۷۵۷۷۳۸۱۶	•/٧۵۵٣١۴۵•۴	C <sub>6</sub>
·/\XX99YYYD	•/ <b>TT</b> \$V\$ <b>٩</b> V•V	•/٣۵٧٨٨٣٣۶١	•/۴۶۲۳۲۹۴۲۸	$C_7$
·/۵۲۴۴۹λ۳۳۲	•/۵۳۹۹•۶•١	•/۶٩۶٣۶•٧١٨	•/٧٩۶٧۵٩•۶	$C_8$
۰/۵۳۲ · ۸۵ · ۵	•/8•1387818	•/۶٧٧١۶۴۶٧٧	•/\$9\$\$&**	C <sub>9</sub>
·/\&&attiai	•/٢٩٣۶٧٣٢٨٨	•/٣١۴۶•۴٩١١	•/۳۵۶۵۴۵۹۳	C <sub>10</sub>
<ul> <li>/٣۵٣٨۶٧٩١٣</li> </ul>	•/4•11•4774	•/٣•٧١١•٧٢٩	•/٣۶٩٣٨٩•٢٣	C <sub>11</sub>
·/۱·۲۸۳۹۶۸۱	•/1•88•••	•/١١••٧٢٧٠٣	•/١•١٢٧١٩١١	C <sub>12</sub>
·/۱·٧٣٣۵٩٢١	•/\• \۶۵۶۵۶٩	•/\•٨•٧٨۶٧۵	•/1•1898888	C <sub>13</sub>
3646868441	4/461120261	۵/۲۷۷۴۲۲۱۶۸	۵/۸۶۸۱۰۵۲۳۵	Σ

جدول ۱۷: فاصله از حل ضد ایده آل محاسبه شده برای گزینه ها

شاخص شباهت نيز از رابطه زير محاسبه مي شود [٢١].

$$CC_{i} = \frac{S_{i}^{-}}{S_{i}^{*} + S_{i}^{-}} \quad i = 1, 2, ..., m$$
(14)

شاخص شباهت برای گزینهها در جدول ۱۸ آورده شده است.

جدول ۱۸: شاخص شباهت محاسبه شده برای گزینه ها

Double Shield Universal TBM	Double Shield TBM	Single Shield TBM	Open TBM	
·/FYYYIVQ	•/۵۲۸۴۲۷۸	۰/۵۸۳۰ ۴۰ <i>۸</i>	•/۶۵•۵۵۴•۲	شاخص شباهت

#### مرحله هشتم: رتبهبندی گزینهها

با توجه به این که تأثیر معیارها در شرایط واقعی منفی بوده و در محاسبات مثبت در نظر گرفته شده بودند، بنابراین گزینه ای به عنوان مناسب ترین ماشین انتخاب می شود که کمترین شباهت را به حالت ایده آل داشته باشد. نتایج به دست آمده گویای آن است که از میان گزینه ها، ماشین تونل بری Double Shield که از میان گزینه ها، ماشین تونل بری ماشین برای حفاری قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) انتخاب می شود.

# ۴- جمعبندی و نتیجه گیری

امروزه استفاده از ماشینهای تونل بری تمام مقطع مکانیزه بهمنظور حفاری تونلها بهطور چشمگیری گسترش پیداکرده است. انتخاب ماشین تونل بری مناسب منجر به بهبود روند حفاری و کاهش هزینهها و صرفهجویی در زمان یک پروژه

می شود. در این تحقیق به منظور انتخاب ماشین تونل بری تمام مقطع برای قطعه دوم تونل راه امامزاده هاشم (ع)، در گام نخست چهار ماشین تونل بر تمام مقطع مکانیزه درزمینهای سنگی Mouble Shield Single Shield TBM Open TBM به عنوان شامل TBM و TBM Double shield Universal به عنوان گزینه های پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفتند. در مرحله بعد پرسش نامه هایی به منظور مقایسه این چهار ماشین با توجه به معیارهایی نظیر شاخص RQD، مقاومت فشاری، مقاومت معیارهایی نظیر شاخص RQD، مقاومت فشاری، مقاومت فاصله داری ناپیوستگی ها، زون های گسلی، مچاله شوندگی، خفرات انحلالی، قطر تونل، شیب تونل و شعاع انحنای مسیر تهیه و در اختیار خبرگان قرار گرفت. درزمینه انتخاب ماشین تونل بری مکانیزه برای اولین بار در این تحقیق به منظور افزایش دقت و دلیل انتخاب ماشین تونل بری TBM را می تونل مشین به هنگام Universal را می توان انعطاف پذیری بالای این ماشین به هنگام مواجه با مخاطرات موجود در مسیر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) نظیر هجوم آب، ناپایداریها، زونهای گسلی، حفرات کارستی و مچاله شوندگی دانست. چراکه این مخاطرات به عنوان اصلی ترین و جدی ترین خطرات پیشروی حفاری تونل مطرح Single Shield TBM ,Double و Open TBM نیز در رتبههای بعدی قرار گرفتند. نزدیک شدن به شرایط واقعی، علاوه بر مخاطرات ژئوتکنیکی و شرایط زمین شناسی، از معیارهای ژئومتری تونل نیز استفاده شد. به دلیل تنوع نظرات خبرگان و دستیابی به نتایج دقیق تر، روش شباهت به گزینه ایده آل (Fuzzy-TOPSIS) مورداستفاده قرار گرفت. وزن معیارها با توجه به درجه اهمیت آنها در مسیر قطعه دوم تونل امامزاده هاشم (ع) مشخص و بعد از تشکیل ماتریسهای تصمیم اقدام به رتبهبندی و انتخاب برترین گزینه شد. درنهایت ماشین تونل بری تمام مقطع TBM IDouble TBM شد. درنهایت ماشین تونل مناسب ترین ماشین انتخاب شد.

نمادها	ست	۵– فهر
--------	----	--------

6- مراجع

شرح	واحد	نماد
درايه واقع در خانه ij		$\widetilde{r}_{ij}$
ضريب اهميت معيار		$\widetilde{W}_{j}$
بهترین مقدار معیار $i$ از بین تمام گزینهها		$\widetilde{v}_i^*$
بدترین مقدار معیار $i$ از بین تمام گزینهها		$\widetilde{v}_i^{-}$

[6] Karami, M., Faramarzi, L & ,Raisi Gahrooee, D. (2014) .The influence of geological features abd geomechanical properties of rock mass on TBM selection for SABZKOUH water conveyance tunnel . *Journal of engineering geology, 2169-2198.* 

[7] Khademi Hamidi, J., Shahriar, K., Rezai, B., Rostami, J & "Bejari, H.(2010) .Risk assessment based selection of rock TBM for adverse geological conditions using Fuzzy-AHP *Bullten of engineering geology and the environment*, 523-532.

[8] Lashgari, A., Yazdani Chamzini, A., Fouladgar, M. M., Zavadskas, E. K., shafiee, S & ,Abbate, N .(2012) . Equipment selection using Fuzzy multi criteria decision making model: case study of Gole Gohar Iron Mine .

Inzinerine Ekonomika- Engineering Economics ,125– 136.

[9] Mikaeil, R., Zare Naghadehi, M & "Khalokakaie, R.

(2009) A decision support system using fuzzy analytical hierarchy process (FAHP) and TOPSIS approaches for selecting of the optimum underground mining method *Archives of mining science*, 349–368.

[10] Pazand, K & ,Hezarkhani, A .(2014) .Porphyry Cu potential area selection using the combine AHP-TOPSIS methods, a case study in siahrud area (NW,

[1] Barla, G & ,Pelizza, S .(2000) .TBM tunnelling in difficult ground conditions .geoeng melbourne Australia.

[2] Bejari, H., shahriar, k., khademi hamidi, j & ,. Akbarpour Shirazi, M .(2010) .Optimal Tunneling method selection using Fuzzy multiple Attribute decision making method *JSRM International symposium*.

[3] Fahimdanesh, S & "Hafezi Moghadas, N .(2014) . Tunneling machine selection model based on geologic parameters using AHP method *Indian Journal of Scientific Research*, 137-145.

[4] Fouladgar , M. M "Yazdani Chamzini, A & " Zavadskas, E. K .(2012) .Risk evaluation of tunneling projects *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 1-12.

[5] Jafari Rad, A. R & "Bucsh, W .(2011) Porphyry Copper Mineral Prospectivity Mapping Using Interval Valued Fuzzy Sets Topsis Method in Central Iran . *Journal of Geographic Information System*, 312-317. [16] Yari, M., Monjezi, M & "Bagherpour, R .(2014) . Selecting the most suitable blasting pattern using AHP-TOPSIS method: sungun copper mine *Mineral Mining Technology* ,967–975.

[17] Yazdani Chamzini, A & "Haji Yakhchali, S . (2012) .Tunnel Boring Machine (TBM) selection using fuzzy multicriteria decision making method *.Tunnelling and Underground Space Technology*, 194–204.

[18] Yazdani, A., Lashgari, A & ,Basiri, M. H. (2010). Choosing shaft sinking method by using the combination of Fuzzy AHP& Fuzzy TOPSIS approaches .1st International applied geological congress, Islamic Azad University tehran.

[۱۹] ساحل، م. م. (۱۳۸۲)*. خدمات مهندسی طرح و ساخت تونل قطعه دوم امامزاده ها*شم *(ع).* تهران.

[۲۰] کوروش , ش., شریفزاده، م., خادمی حمیدی، ج., حدادی، م. (۱۳۸۵). انتخاب ماشین تونلزنی تمام مقطع در سنگبر اساس کاهش مخاطرات ژئوتکنیکی. هفتمین کنفرانس تونلسازی تهران-/یران، (ص. ۱۰۵۹-۱۰۲۰). تهران.

[۲۱] عطایی، م. (۱۳۸۹). تصمیم گیری چند معیاره فازی. (ک. محمد، تدوین) شاهرود: انتشارات دانشگاه صنعتی شاهرود. IRAN) .Earth Science Informations ,207-220.

[11] Safari, M., Kakaei, R., Ataei, M & ,. Karazmoozian, M. (2011) .Using Fuzzy-TOPSIS method for material processing plant site selection . *Arabian journal of Geosciences*, 1011–1019.

[12] Shahriar, K., Sharifzadeh, M & ,Khademi Hamidi, J .(2008) .Geotechnical risk assessment based approach for rock TBM selection in difficult ground conditions . *Tunnelling and Underground Space Technology* ,318– 325.

[13] Shiyoung, W., Wang, G., jinsong, X & ,Jian, W . (2008) .Research on TBM Type-selection and key construction technology for Jippeng 2 hydropower station .*Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 15.

[14] Weibing, L & ,Bin, L .(2009) .Analyses of the Geological factors effecting on selecting type of TBM . *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*.

[15] Xinmin, W., Jianchun, Q., Qilini, Z., Wujiu, C & ,. Xianlong, C .(2013) .Mining method optimization of Gu mountain stay ore based on AHP-TOPSIS evaluation model *Journal of Central south University (science and Technology)*.





دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۴۱ تا ۵۳



سعید سلطانی محمدی<sup>(®</sup>؛ شکراله زارع<sup>۲</sup>؛ مجید نیکخواه<sup>۳</sup>؛ مهدی قنواتی نسب<sup>۴</sup> ۱ – کارشناس ارشد مهندسی معدن – مکانیک سنگ، دانشگاه صنعتی شاهرود ۲ – دانشیار دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود ۳ – استادیار دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود ۴ – کارشناس شرکت پایانههای نفتی ایران

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۳

ISRM

دریافت: ۱۳۹۵/۰۳

چکیدہ

پیهای سنگی در مقایسه با پیهای خاکی به دلیل ماهیت سنگی آنها دارای مقاومت و صلبیت بیشتری بوده و به همین دلیل در مقابل بسیاری از بارهای وارده، باربری لازم را از خود نشان میدهند؛ اما عواملی از قبیل خردشدگی تودهسنگ، وجود ناپیوستگیها، هوازدگی شدید، وجود حفرات کارستی، گسلهداری و غیره موجب کاهش باربری آنها میشود. جزیره خارک یکی از مهمترین پایانههای صادرات نفت ایران است که در آن مخازن عظیم ذخیرهسازی نفت خام با ظرفیتهای مختلف ایجادشده است. این مخازن نیاز به پی مناسب دارند که همظرفیت باربری کافی داشته و هم بتواند نشست را محدود کند. در این پژوهش روشهای مختلف تعیین ظرفیت باربری کافی داشته و هم بتواند نشست را محدود کند. در این پژوهش و روش های مختلف تعیین ظرفیت باربری شامل؛ استفاده از آییننامهها، روشهای تجربی، روشهای تحلیلی اخام واقع در جزیره خارک توسط روشهای مختلف تعیین میشود. در این ارتباط بهمنظور بررسی ناپیوستگیها و عوامل ضعیف ساختاری از شاخص مقاومت زمین شناسی استفادهشده است. نتایج بررسیها و مطالعات نشان میدهد که ناپیوستگیها تأثیر زیادی در ظرفیت باربری پیهای سنگی مخازن ذخیرهسازی نفت باربری و نشست پیهای جزیره خارک در حد مجاز بوده و برای ساخت مخازن ذخیرهسازی نفت خام باربری و نشست پیهای جزیره خارک در حد مجاز بوده و برای ساخت مخازن ذخیرهسازی نفت ایربری و میاست.

واژگان کلیدی ظرفیت باربری- پیسنگی- روشهای تجربی، تحلیلی و عددی

#### ۱– مقدمه

مخازن ذخیرهسازی بهصورت وسیع در بسیاری از صنایع بخصوص در صنایع پالایش، نفت و پتروشیمی بهمنظور نگهداری محصولات مختلف نفتی به کار میروند. ازجمله گزینههای محتمل برای پی سازههای عظیم میتوان به پیهای واقع بر روی تودههای سنگی اشاره کرد. تعیین ظرفیت باربری پی از مسائل مهمی است که از دیرباز موردتوجه مهندسین ژئوتکنیک قرارگرفته و بنا به اهمیت آن روابط متعددی توسط محققین مختلف ارائهشده است. در هرکدام ازاینروابط عوامل مختلفی ازجمله درزهها و ناپیوستگیها، چسبندگی و اصطکاک داخلی تودهسنگ، شاخصهای طبقهبندی سنگها و غیره در نظر گرفتهشده است. بهطوریکه تحت شرایط کاملاً برابر برای نظر گرفتهشده است. بهطوریکه تحت شرایط کاملاً برابر برای نظر قرفیت باربری برای پی از روشهای مختلف یکسان نخواهد بود.

در این پژوهش ظرفیت باربری و نشست پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک با استفاده از روشهای تجربی، تحلیلی و عددی موردبررسی قرار می گیرد و با استفاده از معیارهای موجود، پی ساختگاه مخازن ازنظر نشست و توانایی تحمل بار ناشی از وزن مخازن نفت خام ارزیابی می شود. با بررسی سوابق پروژههای اجراشده در منطقه و بررسیهای میدانی صورت گرفته پارامترهای ژئومکانیکی ساختگاه مخازن میدانی صورت زمین شاسی ایتفاده می شود و تحلیلهایی با آن انجام می گیرد.

### ۲- ظرفیت باربری پیهای سنگی

از آنجایی که مقاومت سنگ ها در مقابل بارگذاری بیش از خاک است، در پی سازی ترجیح داده می شود که فشار وارده از سازه های سنگین به سنگ بستر یا پی سنگی منتقل شود [۱]. در صورتی که پی سنگی مستحکم و قوی باشد بارهای سازه اغلب می توانند بدون ایجاد مشکل و مسئله خاصی تحمل شوند، اما وجود یک شکستگی با مقاومت اندک با جهت یافتگی خاص، ممکن است باعث لغزش کامل شکستگی پی شود [۲].

در مواردی که پی بر روی سنگ بستر لایه یقرار می گیرد، به طوری که لایه زیرین آن ضخامت قابل ملاحظه ای داشته و از مقاومت کمتری بر خوردار است، احتمال وقوع سه مکانیزم

گسیختگی وجود خواهد داشت. حالت گسیختگی لایه فوقانی بستگی به خصوصیات تودهسنگ هر دولایه و نسبت ضخامت لایه فوقانی (H) به عرض پی (B) دارد. اگر نسبت H/B پایین بوده و لایه تحتانی تراکم پذیر باشد (مثل سنگ هوازده یا متخلخل)، شکست پانچی (Punching) اتفاق خواهد افتاد؛ اما اگر این نسبت کم بوده و لایه تحتانی پلاستیک و تراکم ناپذیر باشد (مثل رس یا شیل نرم)، لایه فوقانی کمانش خواهد کرد. برای مقادیر بیشتر H/B و درصورتیکه لایه تحتانی تراکم پذیر باشد، لایه فوقانی خمش خواهد نمود. این سه مکانیزم در شکل ۱ قابل مشاهده است [۲].



شکل ۱: احداث پی گسترده روی لایههای سنگی [۲]

الف- شکست پانچی ب- شکست کمانشی ج- شکست خمشی

ظرفیت باربری به دو صورت ظرفیت باربری نهایی و ظرفیت باربری مجاز بیان میشود. این دو اصطلاح به این صورت تعریف میشوند [۳]:

الف- ظرفیت باربری نهایی: ظرفیت باربری نهایی (*q*<sub>u</sub>) به عنوان میانگین بار در واحد سطح که برای ایجاد شکست از طریق گسیختن خاک تقویت شده یا توده سنگ موردنیاز است تعریف می شود.

ب- ظرفیت باربری مجاز: ظرفیت باربری مجاز بهعنوان بیشترین فشار مجاز بر روی یک پی خاکی یا تودهسنگ با رعایت تمامی فاکتورهای مربوطه ازجمله رعایت ایمنی مناسب در برابر شکست توده خاک یا تودهسنگ و رعایت جابجایی پی به گونهای که آنقدر بزرگ نباشد که باعث تخریب سازه شود، بیان میشود. ظرفیت باربری مجاز (q<sub>a</sub>) بر اساس مقاومت تودهسنگ، به صورت ظرفیت باربری نهایی تقسیم بر یک ضریب ایمنی تعریف میشود:

(1)

 $q_a = \frac{q_u}{FS}$ برای بیشتر پیها، حداقل ضریب ایمنی قابلقبول با احتساب یکبار سازهای شامل تمام بارهای زنده و مرده ۳ میباشد. بهعنوان یک معیار برای بررسی پی، تنش میانگینی که بر پی اعمال می شود باید برابر یا کمتر از ظرفیت باربری مجاز باشد.

# ۳- تعیین ظرفیت باربری پی های سنگی

بهطوركلى روشهاى تعيين ظرفيت باربرى پىهاى سنگى شامل روشهای تجربی، روشهای تحلیلی و روشهای عددی مىباشد. در ادامه به معرفى اين روشها مىپردازيم.

### ۳-۱- آییننامههای ساختمانی

روش متداول برای تعیین فشار باربری مجاز، استفاده از جداول و آییننامههای منتشرشده است. برای بسیاری از سازهها، ابعاد موردنیاز ناحیهی باربری پی از حد جداول منتشرشده یا آیین نامه های ساختمانی که در آن ها فشار باربری مجاز انواع سنگها درجشده، به دست میآید. جدول ۱ فشار باربری مجاز را برای انواع شرایط زمین شناسی سنگها، بسته به نوع و سن آنها ارائه مینماید. [۲].

جدول ۱: ظرفیت باربری مجاز برای سنگهای تازه طبق آیین نامه های ساختمانی [۲]

Rock type	Age	Locations		Allo	wable b	bearing pri	ISSURE (	MPa)		
			1	2 3	4	5 6	1	8	9	10
Granite		Ontario	1							
Manhattan schist <sup>8</sup>	Pre. Camb	New York								
Fordham gneiss <sup>6</sup>	Pre. Camb	New York								
Dolomite	L. Paleoz	Chicago								
Massively bedded limestone <sup>†</sup>		UK!								
Mica schist	Pre. Camb	Philadelphia		-						
Limestone	U. Paleoz	St Louis								
Hard, cemented shale		UKI								
Austin chalk	Cretaceous	Dallas	-							
Dolomite	L. Paleoz	Detroit								
Clay shale		UK1	-							
Pierre shale	Cretaceous	Denver	-							
Fox Hills sandstone	Tertiary	Denver								
Hard, very dense glacial till		Ontario	-							
Eagleford shale	Cretaceous	Dallas								
Solid chalk	Cretaceous	UKI								
Limestone	U. Paleoz	Kansas City								
Mica schist	Pre. Camb	Washington								
Schist and slate		UK <sup>‡</sup>	-							
Argillite	Pre. Camb	Cambridge MA								
Newark shale	Triassic	Philadelphia								
Friable sandstone	Quarternary	Los Angeles	-							
Friable claystone and sandstone	Tertiary	Oakland CA	-		-	100 12	, in	160	100	- In

۳-۲- روش کانادایی انجمن ژئوتکنیک کانادا در سال ۱۹۸۵ برای تعیین ظرفیت باربری نهایی رابطه زیر را پیشنهاد نموده است [۴]:  $q_u = 3\sigma_c K_{sp}.D$ (٢)

$$K_{sp} = [3 + S/B] / [10 \left(1 + \frac{300 g}{S}\right)^{0.5}]$$
(7)

در این رابطه Ksp فاکتور تجربی بوده که بین ۰/۱ تا ۰/۴ میباشد. عموماً این روش برای نسبتهای S/B بین ۰/۰۵ تا ۲ و g/s بین صفر تا ۰/۰۲ به کاربرده می شود. Dفاکتور عمق بوده که بهصورت زیر تعریف میشود:

> $D = 1 + 0.42 \ (L/B) < 3.4$ (۴)

۳-۳- روش مبنی بر معیار شکست هوک- براون در این روش بررسی ظرفیت باربری با توجه به تشکیل گوههای مقاوم و محرک در سنگ زیر پی صورت می گیرد. همان طور که در شکل ۲ مشاهده می شود، سنگ واقع در زیر سازه در حالت تنش فشاری سه محوری قرار دارد. تنش اصلی بزرگتر برابر با فشار باربری (q) و تنش اصلی کوچکتر برابر با فشار محصورکنندهای است که توسط سنگهای اطراف وارد میشود. حداکثر فشاری که سنگهای اطراف می توانند ایجاد کنند برابر با مقاومت فشاری تکمحوری تودهسنگ در منطقه (B) می باشد. این شرایط در حالتی اتفاق می افتد که سطح ضعیف مشخصی برای گسیختگی تودهسنگ وجود نداشته باشد و یا این که سنگ متخلخل بوده و بتواند تحت بارگذاری پی متراکم شود [۲].



شکل ۲: شالوده قرارگرفته روی سنگ [۲]

با توجه به آنچه گفته شد ظرفیت باربری مجاز به این صورت به دست می آید:

$$_{a} = \frac{C_{f1}S^{1/2}\sigma_{c}[1 + (mS^{-1/2} + 1)^{1/2}]}{FS}$$
( $\Delta$ )

ضریب تصحیح  $C_{f1}$  بر اساس شکل پی در محاسبات تعیین ظرفیت باربری مجاز از جدول ۲ به دست میآید.

I۲.	B عرض پی)	(L <b>طول و</b>	تصحیح شکل پی	، ۲: ضرایب	جدول
-----	-----------	-----------------	--------------	------------	------

C <sub>f1</sub>	C <sub>f2</sub>	شکل پی		
١	١	L/B>6	نوار ی	
1/17	٠/٩	L/B=2	مستطيلي	
۱/•۵	٠/٩۵	L/B=5	مستطيلي	
۱/۲۵	٠/٨۵	ىي	مرب	
١/٢	• /Y	دايروى		

در حالتی که پی سازه در عمق سنگ استقرار یابد، لازم است معادله را اصلاح نمود و تأثیر افزایش تنش ناشی از تنش محصورکننده (qs) در سطح زمین را به حساب آورد؛ بنابراین رابطه ظرفیت باربری به صورت زیر است [۲]:

$$q_{a} = \frac{C_{f1}[(m\sigma_{c}\sigma_{3} + S\sigma_{c}^{2})^{1/2} + \sigma_{3}]}{FS}$$
(۶)

$$\sigma_3 = (m\sigma_c q_s + S\sigma_c^2)^{1/2} + q_s \tag{Y}$$

#### ۳-۴- روش بل (Bell)

برای تعیین ظرفیت باربری سنگهای ضعیف با ترکداری بسیار کم از روش بل استفاده می شود. اصول مورداستفاده در این روش مانند اصولی است که در مورد سنگهای ترکدار در روش مبتنی بر معیار هوک- براون استفاده می شود. در این روش تحلیل، وزن سنگ در گوه فعال و همچنین محصوریت ایجادشده سنگهای اطراف در محاسبات در نظر گرفته می شود. ظرفیت باربری مجاز در این روش از رابطه زیر محاسبه می شود [7]:

$$q_a = \frac{C_{f1}c N_c + C_{f2}(B\gamma/2)N_{\gamma} + \gamma D N_q}{FS} \qquad (\Lambda)$$

در این رابطه  $C_{f1}$  و  $C_{f2}$  ضرایب تصحیح سنگ پی بوده که از جدول ۲ به دست میآیند.  $N_c$  و  $N_r$  و  $N_q$  ضرایب ظرفیت باربری بوده که به ترتیب نشاندهنده تأثیر چسبندگی، تأثیر وزن خاک و عرض پی و تأثیر روباره است و از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$N_c = 2 N_{\phi}^{0.5} (N_{\phi} + 1) \tag{9}$$

$$N_{\gamma} = 0.5 \, N_{\phi}^{0.5} \left( N_{\phi}^2 - 1 \right) \tag{(1)}$$

$$N_q = N_{\phi}^2 \tag{11}$$

$$N_{\emptyset} = tan^2 \left(45 + \emptyset/2\right) \tag{11}$$

#### ۵-۳- روش سرانو و اولالا (Serrano-Olalla)

در این روش سرانو و اولالا ظرفیت باربری نهایی تودهسنگ را با استفاده از معیار شکست غیرخطی هوک-براون محاسبه نمودهاند. این معیار در مورد سنگهای بکر، سنگهای حاوی ناپیوستگیهای متعدد و تودهسنگهای درزهدار معتبر است. روابط مختلفی برای تعیین ظرفیت باربری پیهای سنگی توسط سرانو و اولالا ارائهشده است که در ادامه تشریح می شود.

در سال ۱۹۹۴ سرانو و اولالا روش جامعی را برای تعیین ظرفیت باربری پیهای سنگی بر اساس معیار هوک- براون ارائه کردند. معیار شکست اولیه هوک-براون بهصورت زیر میباشد [۵]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} = \left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^{0.5} \tag{17}$$

بر این اساس سرانو و اولالا رابطهی زیر را برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی پیهای سنگی ارائه کردند:

$$q_u = \beta (N_\beta - \xi) \tag{14}$$

ضریب  $N_{\beta}$  را می توان بر اساس جداول، نمودار و روابط موجود محاسبه کرد.  $\beta$  و  $\xi$  پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگ است که با استفاده از ثوابت هوک- براون به صورت زیر به دست می آید.

$$\beta = \frac{m \sigma_{ci}}{8} \tag{10}$$

$$\xi = \frac{8 s}{m^2} \tag{19}$$

۳-۵-۲- روش سرانو و اولالا ۲۰۰۰

در روش قبل از معیار اولیه هوک- براون برای تعیین ظرفیت باربری پیهای سنگی استفاده شده است. هوک و همکاران معیار اولیه را برای کاربرد در محیطهای به شدت درزه دار اصلاح کرده و از توان جدیدی (n) با دامنه تغییرات بین 1/6 تا 1/6استفاده کردند. یک مقدار از توان 1/6 = n بیانگر معیار شکست اولیه خواهد بود. معیار شکست جدید به صورت زیر می با شد [7]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} = \left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^n \tag{1Y}$$

سرانو و اولالا در سال ۲۰۰۰ بر اساس معیار اصلاحشده نسخهی جدیدی از رابطه خود را برای تعیین ظرفیت باربری پیهای سنگی ارائه کردند که بهصورت زیر میباشد [۶]:  $q_u = \beta(N_\beta - \xi)$  (۱۸)

ضریب  $N_{\beta}$  را می توان بر اساس جداول، نمودار و روابط موجود محاسبه کرد.  $\beta_n$  و  $\eta_{\beta}$  ثابتهای تودهسنگ بوده و به n، n s، m،

و 
$$\sigma_c$$
 وابسته هستند و بهصورت زیر به دست میآیند.

$$\mathbf{K} = \left(\frac{1-n}{n}\right) \tag{19}$$

$$A_{n}^{k} = \frac{m(1-n)}{2^{\frac{1}{n}}}$$
 (7.)

$$A_n = (A_n^k)^{\frac{2^n}{k}} \tag{(1)}$$

$$\beta_n = A_n \, \sigma_c \tag{11}$$

تعیین پارامترهای ژئومکانیکی و ظرفیت باربری مجاز پیهای سنگی...



شکل ۳: ضریب ایمنی موضعی (  $F_p$  ) پیشنهادشده [۷]

#### ۳-۶- روش کولهاوی و کارتر(Kulhawy-Carter)

کولهاوی و کارتر یک راه حل حد پایین ساده برای تعیین ظرفیت باربری توده سنگها بر اساس معیار شکست غیرخطی هوک-براون ارائه کردند. جزئیات میدان تنش حد پایین در شکل  $(q_u)$  با نشان داده شده است. یک میدان تنش از بار گسیختگی ( $(q_u)$ ) با یافتن میدان تنشی که حد تعادل و معیار شکست را ارضا کند محاسبه می شود. همان طور که در شکل دیده می شود توده سنگ زیر پی نواری به دو ناحیه تقسیم شده است. تنش مخصوص بسیار کم)، در حالی که تنش افقی ( $(\sigma)$ ) برابر با قائم  $\sigma$  در ناحیه ی یک فرض می شود صفر باشد (دارای وزن مغصوص بسیار کم)، در حالی که تنش افقی ( $(\sigma)$ ) برابر با تعادل، پیوستگی تنش نرمال در طول ناپیوستگی بین نواحی ماید برقرار باشد. ظرفیت باربری پی نواری از معیار شکست باید برقرار باشد. ظرفیت باربری پی نواری از معیار شکست قابل محاسبه است [۹]:

$$q_u = [S^n + (m S^n + S)^n]\sigma_{ci} \tag{(79)}$$



شکل ۴: راه حل حد پایین ظرفیت باربری پی سنگی [۹]

$$\xi_n = \frac{S}{m A_n} \tag{(77)}$$

۳–۵–۳– ظرفیت باربری مجاز در روش سرانو و اولالا پس از به دست آوردن ظرفیت باربری نهایی، قدم بعدی در نظر گرفتن یک فشار باربری مجاز است. این فشار باید بهاندازه کافی از فشار باربری نهایی کمتر باشد تا سازه در یک سطح ایمنی مناسب قرار گیرد. این هدف با در نظر گرفتن یک ضریب اطمینان (FS) عمومی قابلدسترسی است. بزرگی این ضریب اطمینان بهاحتمال شکست پی بستگی دارد و همواره از یک بزرگتر است. ضریب اطمینان باید عدم قطعیت و شک و تردیدهای مربوط به دو مسئله زیر را پوشش دهد [۷]:

- ۱) متغیر آماری پارامترهای تودهسنگ (*RMR,m.,σ*<sup>c</sup>) در همه شرایط و حالات.
- ۲) میزان تطابق مدل شکست انتخابی باحالت واقعی (فقط در مواقعی که شکست شکننده داریم).

بنابراین ضریب اطمینان را می توان حاصل ضرب دو عامل زیر دانست.

$$FS = F_p \cdot F_m \tag{(14)}$$

عامل  $F_p$  مربوط به تغییرات پارامترهای تودهسنگ بوده و عامل  $F_m$  احتمال شکست شکننده یک قسمت یا کل پی را نشان میدهد. ضریب  $F_m$  در حالاتی که رفتار شکننده داریم منظور میشود و برای رفتار پلاستیک سنگ مساوی یک در نظر گرفته میشود. ضریب ایمنی موضعی پارامترها ( $F_p$ ) بر اساس مطالعات آماری در شکل ۳ پیشنهادشده است.

# ۳–۵–۴– ظرفیت باربری نهایی با در نظر گرفتن اثر وزن تودهسنگ

روابطی که توسط سرانو و اولالا ارائه شد و تا اینجا به آنها پرداختیم فاقد اثر وزن تودهسنگ بود. در سال ۲۰۱۴ آقای اولالا رابطه جدیدی را برای محاسبه ظرفیت باربری تودهسنگ ارائه نمود. در این حالت عبارت دیگری در رابطه ظرفیت باربری نهایی باید موردتوجه قرار گیرد تا نقش مهم و بدیهی وزن نهایی باید موردتوجه قرار گیرد تا نقش مهم و بدیهی وزن تودهسنگ در روابط اعمال شود؛ بنابراین داریم  $[\Lambda]$ :  $q_u = \beta(N_\beta - \xi) + \frac{1}{2} \gamma B N_{\rm Y}$ 

در این رابطه  $N_{
m v}$  فاکتور باربری قدیمی میباشد که از روابط موجود قابل محاسبه است.

#### ۳-۷- روشهای عددی

روشهای عددی در حل مسائل مهندسی کاربردهای زیادی دارد. درگذشته به علت نبود امکانات رایانهای کافی و همچنین زمانبر بودن انجام محاسبات، بیشتر از روابط تجربی استفادهشده است. باید توجه داشت که حل دقیق مسائل مهندسی سنگ با استفاده از روشهای تجربی و عددی بهتنهایی ممکن نیست. ترکیب این دو روش، میتواند طراح را در حل مسائل پیچیده کمک کند. اساس روشهای عددی، تبدیل یک محیط با بینهایت درجه آزادی به محیطی با درجه

آزادی محدود در تعداد معینی از نقاط محیط است [۱۰]. بهطورکلی روشهای عددی به روشهای پیوسته، گسسته و ترکیبی تقسیم میشوند. روشهای پیوسته شامل روش المان محدود، تفاضل محدود و المان مرزی و روشهای گسسته شامل روش المان مجزا میباشند. امروزه با توسعه علم کامپیوتر، نرمافزارهای فوقالعاده قدرتمندی برای تحلیل تنش و کرنش در کاربردهای مختلف تهیه و به بازار عرضهشده است. همچنین با استفاده از روشهای عددی میتوان شرایط خاص و قرارداد [۱۰].

# ۴- تعیین نشست پیهای سنگی

برای اغلب پیهای روی سنگ، مواد باربر به صورت الاستیک و همسانگرد در نظر گرفته می شوند؛ بنابراین نشست به همراه اعمال بار اتفاق می افتد و اثر وابسته به زمان وجود ندارد. از تئوری الاستیسیته می توان برای محاسبه نشست در دامنه وسیعی از شرایط زمین شناسی استفاده کرد که در ادامه به آن می پردازیم.

### ۴-۱- سنگهای همگن و همسانگرد

میزان نشست عمودی ( $\delta_V$ ) در سنگهای همگن و همسانگرد از رابطه (۲۷) محاسبه میشود. در این رابطه فرض میشود که یک یا چند بار گسترده یکنواخت بر روی سطح دایرهای یا چهارگوش پی عمل میکند[۲].

$$\delta_{V} = \frac{C_{d}qB(1-\nu^{2})}{E} \tag{(YV)}$$

پارامتر C<sub>d</sub> ضریب شکل پی بوده که به شکل پی و موقعیت نقطه ای که نشست آن محاسبه می شود بستگی دارد.

# ۴-۲- سنگهای لایهای

نشست سنگهای لایهای (در حالتی که لایه فوقانی در مقایسه با ابعاد پی نسبتاً ضخیم باشد) را میتوان با استفاده از تئوری الاستیک و مشابه روش ارائهشده برای سنگهای همسانگرد محاسبه نمود. در ادامه محاسبات مربوط برای شرایط مختلف زمینشناسی ارائه میشود[۲].

### ۴-۲-۱ لایه تراکم پذیر بر روی بستری صلب

در شرایطی که یکلایه تراکم پذیر بر روی بستری صلب قرار میگیرد (مثلاً حالتی که بخش هوازده روی سنگ تازه و عمیق قرارگرفته است) وجود بستر صلب در زیر لایه فوقانی باعث کاهش میزان نشست آن خواهد شد. در چنین حالتی، نشست توسط رابطه (۲۷) محاسبه میشود، با این تفاوت که بهجای  $C_d$ این تفاوت که بهجای این از ضریب  $C_a'$  استفاده میشود. فرض مرتبط با مقادیر  $C_a'$  این است که هیچگونه تنش برشی و جابجایی افقی در مرکز لایه فوقانی و همچنین سنگ تحتانی اتفاق نخواهد افتاد.

## ۴-۲-۲- لایه تراکم پذیر در داخل تشکیلات صلب

نشست در داخل تشکیلاتی که حاوی یکلایه نسبتاً نازک تراکم پذیر در زیر لایه سنگی صلب است را میتوان با روشی مشابه آنچه برای حالت قبل تشریح شد، محاسبه نمود. در این محاسبات فرض بر این است که اولا لایه تحتانی نامحدود بوده و صلب عمل میکند و ثانیا لایههای میانی و فوقانی تراکم پذیر هستند. با استفاده از این فرضیات میتوان ضریب شکل  $(c'_a)$  را به دست آورد و سپس نشست را با استفاده از میانگین وزندار مدول دولایه محاسبه نمود.

$$\bar{\mathbf{E}} = \frac{E_1 H_1 + E_2 H_2}{H_1 + H_2}$$
(YA)

$$-7-7-4$$
 لایه صلب بر روی تشکیلات تراکم پذیر  
در این حالت یک لایه سنگی صلب بر روی تشکیلاتی سنگی با  
صلبیت کمتر قرار می گیرد. در این شرایط، نشست عمودی  
( $\delta_v$ ) در یک پی دایرهای با بار گذاری یکنواخت از رابطه (۲۹) به  
دست می آید:  
 $\delta_v = a \, \delta_\infty$   
(۲۹)  
در این رابطه a ضریب تصحیحی است که با داشتن مدول  
نسبی دو سنگ  $\left(\frac{E_1}{E_2}\right)$  و نسبت ضخامت لایه فوقانی به قطر پی  
نسبی دو سنگ رول  
 $\frac{H}{B}$  قابل محاسبه است. پارامتر  $\delta_\infty$  نشست محاسبه شده با  
فرض این که مصالح پی کاملا از جنس لایه تحتانی بوده از  
رابطه (۲۷) محاسبه می شود.

۵- تعیین پارامترهای ژئومکانیکی ساختگاه مخازن نفت
 خام در جزیره خارک

مجتمع مخازن خارک در زمینی به مساحت حدود ۱۲۰ هکتار توان ذخیرهسازی نفت خام را دارد. این مخازن بهصورت استوانههای قطور و مرتفع عمودی بنا شدهاند و ظرفیت آنها از یکصد و چهل هزارتا یکمیلیون بشکه متفاوت است. سقف این مخازن از نوع شناور بوده و با بالا و پایین رفتن سطح نفت در داخل مخزن حرکت میکند. این مخازن که در یک ارتفاع از سطح دریا بناشدهاند این امکان را به نفت خام میدهند تا با

نیروی جاذبه به سمت اسکلهها هدایت شود [۱۱]. برای تعیین پارامترهای ژئومکانیکی ساختگاه مخازن از اطلاعات پروژههای ذخیرهسازی اجراشده در منطقه و گزارشهای زمینشناسی گمانههای حفرشده در این پروژهها به همراه مطالعات میدانی صورت گرفته در محدوده ساختگاه استفادهشده است. برای ساخت مخازن یک میلیون بشکهای نفت خام تعداد ۹ عدد گمانه تا عمق ۲۰ متری در منطقه حفاریشده است. بررسیها نشان میدهد جنس مصالح تحتالارضی تا اعماق حفاریشده به طورکلی از دولایه تشکیل شده است. لایه اول عمدتاً تا عمق ۶ متری ادامه دارد و لایه دوم که در زیر آن قرار گرفته خود شامل توالی لایههایی است که در زمانهای مختلف رسوب یافته و تا اعماق ادامه می یابد [۱۱]:

- سنگآهک لوماشل به همراه ماسه سخت شده با مرجان و صدف جانوران دریایی با بافتی متخلخل
- لایههای مارن متراکم که عمدتاً از دورنگ طوسی روشن و قهوهای روشن همراه بارگههای نارنجی تشکیل شده است.

مخازن سطحی ذخیرهسازی نفت خام از یک پی نواری تشکیلشده که بهصورت یک دیوار حلقهای بتنی در اطراف مخزن قرار دارد. این دیوار دارای ضخامت ۱/۱ متر بوده و از دو قسمت تشکیلشده است. مخازن یکمیلیون بشکهای نفت خام دارای قطر حدود ۱۰۹ متر میباشند. برای ساخت مخازن ذخیرهسازی نفت خام ابتدا خاکهای نباتی و آلی موجود

سطحی تا هر عمقی که وجود داشته باشد، برداشتشده و سطح موردنظر تسطیح میشود[۱۱].

به منظور بررسی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه های سنگی در محل گمانه ها مطالعات صحرایی و آزمایش های متداول همچون آزمایش مقاومت فشاری تک محوره انجام شده است. با بررسی مغزه های به دست آمده از گمانه ها پارامتر های مختلف در مقیاس آزمایشگاهی اندازه گیری شده است. همچنین با بررسی های میدانی صورت گرفته وضعیت ژئوتکنیکی و زمین شناسی منطقه ارزیابی شد که نتایج آن در جدول ۳ به صورت بازه حداقل و حداکثر قابل مشاهده می باشد.

بهمنظور بررسی رفتار تودهسنگ از شاخص مقاومت زمینشناسی (Geological Strength Index) استفاده شده است. این شاخص سیستمی را برای تخمین کاهش مقاومت توده سنگ برای شرایط زمین شناسی مختلف که از روی مطالعات میدانی مشخص می شود فراهم می کند. خصوصیات توده سنگ بر اساس برداشت بصری از پدیده های ساختاری و شرایط سطحی ناپیوستگی ها که از روی زبری درزه و تغییرات آن مشخص می شود، به دست می آید [۱۲].

برای تعیین پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگهای منطقه از نرمافزار Roclab استفادهشده است. این نرمافزار پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگ را بر اساس معیار شکست هوک- براون محاسبه میکند. نتایج پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگهای منطقه در جدول ۴ آمده است.

### ۶- ظرفیت باربری پی مخازن در جزیرہ خارک

پی مخازن یک میلیون بشکه ای ذخیر هسازی نفت خام در جزیره خارک به طورکلی از دولایه سنگ آهک مرجانی و سنگ مارن تشکیل شده است. به طوری که سنگ مارن در زیر لایه سنگ آهک مرجانی قرار گرفته و تا اعماق ادامه می یابد. در ادامه ظرفیت باربری پی مخازن توسط روش های مختلف بررسی می شود.

<b>γ</b> <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	v $\sigma_{\rm ci}$ (MPa)		1Pa) GSI CR		RQD	نوع سنگ	
1/97	• /YY	۴/۲ – ۱۱/۰۵	۳۵-۴۵	۸۷-۹۸	۵۹–۱۸	سنگآهک مرجانی	
۲/۱۱	• / ٣ •	$4/\lambda - 1 \cdot /\Delta$	۴۰-۵۰	٨Υ-١٠٠	٨٠-٩٧	سنگ مارن	

جدول ۳: پارامترهای ژئومکانیکی پیهای سنگی مخازن ذخیرهسازی نفت خام

سنگ مارن	سنگاهک مرجانی	l	پارامترھ
۷/۲	$V/\Delta$	$\sigma_{ m ci(MPa)}$	
۴۵	۴.	GSI	
٧	۱.	mi	
•	•	D	پارامترهای ورودی نرمافزار Roclab
178.	۳ • ۷۵	Ei (MPa)	
•/٩٨٢	1/174	m <sub>b</sub>	
•/••٢٢	•/•• ١٣	S	
• / ۵ • A	•/۵۱۱	n	نابتهای معیار هو ۵-براون
٠ /٣	• /٣٢	چسبندگی <sub>(MPa)</sub>	
۲۶	$\Upsilon V / \Delta$	زاویه اصطکاک داخلی <sub>(Deg)</sub>	5
۲۸۱/۸۰	۵۰۰	مدول تغییرشکل پذیری <sub>(MPa)</sub>	پارامترهای بودهسنگ

جدول ۴: پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگهای ساختگاه مخازن حاصل از نرمافزار Roclab

#### ۶-۱- روشهای تجربی

روشهای تجربی تعیین ظرفیت باربری پیهای سنگی و آییننامههای موجود در بخشهای قبل بهطور کامل بررسی شد. مقادیر ظرفیت باربری نهایی و مجاز پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک حاصل ازاینروشها با فرض فاکتور ایمنی ۳ در جدول ۵ آمده است.

# جدول ۵: ظرفیت باربری پی مخازن ذخیرهسازی با استفاده از روشهای تجربی (MPa)

مارن	سنگ	ب مرجانی	سنگآهک	
مجاز	نهایی	مجاز	نهایی	ظرفیت باربری
٠/٧٢	۲/۱۷	• /Y۵	۲/۲۶	روش كانادايي
٠/٧۵	۲/۲۵	١	٣	آييننامه

#### ۶-۲- روشهای تحلیلی

ظرفیت باربری نهایی و مجاز پی مخازن ذخیرهسازی نفتخام در جزیره خارک حاصل از روشهای تحلیلی در جداول ۶ و ۷ آورده شده است. ظرفیت باربری را میتوان در دو حالت، با در نظر گرفتن اثر وزن تودهسنگ و بدون در نظر گرفتن وزن تودهسنگ محاسبه کرد. ازاینرو ظرفیت باربری پی مخازن در دو حالت محاسبهشده است. ازآنجاکه وزن سنگ بخش زیادی از بار وارده را تحمل میکند، انتظار میرود ظرفیت باربری تودهسنگ با وزن بیشتر از تودهسنگ بدون وزن باشد؛ بنابراین ظرفیت باربری محاسبهشده برای تودهسنگ بدون وزن محافظه کارانه خواهد بود.

#### جدول ۶: ظرفیت باربری نهایی پی مخازن با استفاده از روشهای تحلیلی(MPa)

مارن	سنگ مارن		سنگآهک	
با وزن	بىوزن	با وزن	بىوزن	ظرفیت باربری
Y/A	۴/۱	٨/۶٢	۴/۷	روش بل
٣/•۶	۲/۳	٣/٢۵	۲/۲	هوک و براون
-	١/٨٣	-	1/71	كولهاوي وكارتر
۱۰/۷۵	۵/۶۳	۱۱/۸۸	۶/۳۹	سرانو و اولالا ۱۹۹۴
۱۰/۴۷	۵/۳۵	11/44	۵/۹۴	سرانو و اولالا ۲۰۰۰

#### جدول ۷: ظرفیت باربری مجاز پی مخازن با استفاده از روشهای تحلیلی(MPa)

مارن	سنگ مارن		سنگآهک	ظرفت واردره
با وزن	بىوزن	با وزن	بىوزن	طرطيت باربري
۲/۶	1/34	۲/۸۹	١/۵٧	روش بل
۱/• ۲	• /YY	۱/•۸	٠ /٧٣	هوک و براون
-	۰/۶۱	-	• /۵V	كولهاوي وكارتر
٠/٨٣	۰/۴۳	•/٩٩	• /۵٣	سرانو و اولالا ۱۹۹۴
•/A)	•/۴١	٠/٩۵	•/۵	سرانو و اولالا ۲۰۰۰

### ۶-۳- روش عددی

در این پژوهش از روش تفاضل محدود برای بررسی ظرفیت باربری پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک

استفاده شده است. از مهمترین نرمافزارهایی که از روش تفاضل محدود برای حل مسائل ژئوتکنیک استفاده می کند، نرمافزار FLAC<sup>3D</sup>است. تمامی تحلیلهای عددی توسط ورژن ۴ این نرمافزار انجام گرفته است.

برای ساخت مدل سهبعدی به دلیل تقارن پی دایرهای، یکچهارم از پی مدلسازی شده است. با این کار حجم محاسبات در مقایسه با مدلسازی کل پی کم میشود. محورهای مختصات به گونهای انتخاب شدهاند که محورهای X و محورهای مختصات به گونهای انتخاب شدهاند که محورهای X و به مصورت افقی در صفحه بالایی استوانه و محور Z رو به پایین در راستای محور استوانه می باشد. شعاع مدل و ارتفاع آن پایین در راستای محور استوانه می باشد. شعاع مدل و ارتفاع آن برابر ۱۵۰ متر در نظر گرفته شده است. لایه ها به صورت افقی بوده که با توجه به وضعیت زمین شناسی کلی منطقه لایه اول تا عمق ۶ متر و لایه دوم از ۶ متر تا عمق زمین ادامه می یابد. نمونهای از مدل هندسی و مش بندی انجام شده در شکل ۵ قابل مشاهده است.



شکل ۵: مدل هندسی و مش بندی ایجادشده در نرمافزار FLAC<sup>3D</sup>

بهمنظور پیشبینی مدل رفتاری مواد از مدل موهر-کولمب و مدل هوک- براون استفادهشده است. ازآنجایی که روابط تحلیلی ارائهشده نیز بر اساس این دو معیار میباشد، مقایسهای بین نتایج حاصل از این دو مدل رفتاری صورت می گیرد. برای اعمال شرایط مرزی در مدل ساختهشده، جابجایی مرزهای تقارن در 0=x و 0=y به ترتیب در جهات x و y محدودشدهاند. در مرزهای دایرهای اطراف و کف مدل جابجاییها در تمام جهات محدودشدهاند.

تحلیل با اعمال یک سرعت قائم یا فشار یکنواخت برای شبیه سازی بارگذاری پی انجام می شود. برای این منظور طبق پیشنهاد دستور العمل نرمافزار FLAC<sup>3D</sup> یک سرعت با بزرگی <sup>۲-</sup> ۱۰×۲/۵ متر در هر گام به نقاط گرهای زیر پی در جهت

مثبت رو به پایین اعمال میشود. با اجرای برنامه در تعداد گام زمانی محاسباتی، نمودار ظرفیت باربری پی به دست میآید. زمانی که پی دچار تغییرمکانهایی است که منجر به افزایش بار نمی شود نمودار بار – تغییرمکان به یک ثبات (شیب تقریباً صفر) می رسد. باری که در آخرین گام به دست میآید، معادل ظرفیت باربری نهایی پی (۹۰) خواهد بود. شکل ۶ نمودار ظرفیت باربری پی در مدل هوک-براون را نشان می دهد.



شکل ۶: نمودار تعیین ظرفیت باربری پی مخازن ذخیرهسازی در مدل هوک-براون

ظرفیت باربری نهایی و مجاز پی مخازن نفت خام در جزیره خارک حاصل مدلسازی عددی در جدول ۸ آمده است. مرزبندی میدان سرعت و بردار سرعت پی پس از بارگذاری در زمان ظرفیت باربری نهایی در شکل ۷ مشاهده میشود. در اثر اعمال بار ناشی از وزن مخزن و محتویات درون آن، زمین زیر مخزن به سمت اطراف تمایل به جابجایی دارد. مرزبندیهای میدان سرعت حساسترین نقاط پی در اثر اعمال بار که بیشترین جابجایی در آنها اتفاق میافتد را نشان میدهند.

جدول ۸: ظرفیت باربری پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام حاصل تحلیل عددی(MPa)

_	ظرفيت با	اربری مجاز	ظرفیت باربری نهایی	
مدل رفتاری	با وزن	بدون وزن	با وزن	بدون وزن
موهر -كولمب	۱/Y١	۱/•Y	۵/۱۴	٣/٢
هوک-براون	١/•٩	•/۶٩	٣/٢٧	۲/۰۸

#### ۶-۴- ظرفیت باربری پی مخازن در حالت خاص

برای احداث مخازن نفت خام ابتدا خاکهای سطحی و هوازده برداشتشده و در صورت نیاز مصالح مناسب جایگزین میشود.

پی اکثر مخازن ذخیرهسازی نفت خام به گونهای است که با برداشت خاکهای سطحی و هوازده بر روی بستر مقاوم سنگی قرار می گیرد و تنها در برخی از موارد نیاز به مصالح جایگزین می باشد.



شکل ۷: مرزبندی میدان سرعت و بردار سرعت پی پس از بارگذاری در مدل موهر -کولمب

با بررسی نمودار گمانهها و ترانشههای موجود در منطقه مشخص شد که بهطورمعمول در برخی از گمانهها تا عمق ۲ متری سنگهای هوازده و خاک وجود دارد. با توجه به ناهمواریهای موجود در منطقه مقدار مصالح جایگزین حداکثر ۳ متر در نظر گرفتهشده است. خصوصیات خاک مورداستفاده در زیر مخازن ذخیرهسازی نفت خام بهعنوان مصالح جایگزین بر اساس گزارشات موجود در جدول ۹ آمده است.

جدول ۹: خصوصیات خاک مورداستفاده در زیر مخازن ذخیرهسازی نفت خام[۱۱]

ν	E (MPa)	γ(gr/cm <sup>3</sup> )	Ø (Deg)	C (MPa)	پارامتر
۰/۴	18	1/17	۲.	•/•٢١	مقدار

بهمنظور بررسی ظرفیت باربری پی مخازن با مدلسازی عددی، هندسه مدل، سرعت بارگذاری و تعداد گام زمانی مطابق آنچه در قبل گفته شد میباشد. برای توصیف مواد تشکیل دهنده پی از مدل موهر-کولمب استفاده شده است. ظرفیت باربری نهایی پی پس از بارگذاری با در نظر گرفتن وزن تودهسنگ ۱/۹۸ مگاپاسکال خواهد بود.

۷- تعیین نشست پی مخازن ذخیرهسازی

مقدار و توزیع نشست نقش مهمی را در طراحی و اجرای پی دارد. نشست زیاد اجزای پی ممکن است که باعث ایجاد صدمه و یا ایجاد اختلال در برنامه بهرهبرداری سازه شود. در اینجا به بررسی نشست پی مخازن پرداخته می شود.

۷-۱- تعیین نشست با استفاده از روش تحلیلی

مخازن عظیم ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک به طور عمده بر روی بستری از سنگ آهک مرجانی با ضخامتی حدود ۶ متر قرار می گیرند و در زیر این بستر سنگ مارن وجود دارد. از آنجایی که مدول الاستیسیته سنگ آهک مرجانی بیش از سنگ مارن است صلبیت آن نیز بیشتر می باشد. در این شرایط نشست با استفاده از رابطه (۲۹) به دست می آید. در این رابطه ضریب تصحیح n برابر ۱۹۸ است. بر این اساس نشست در مرکز پی ۹/۹ سانتیمتر و در گوشه پی ۴/۴۲ سانتیمتر خواهد بود.

۲-۲- تعیین نشست با استفاده از روش عددی

برای تعیین نشست پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام با استفاده از مدلسازی عددی ابعاد مدل هندسی موردنظر در جهت x و yکه در صفحهی افقی قرار دارند ۳۰۰ متر و در جهت z که در راستای قائم رو به پایین است، ۱۵۰ متر در نظر گرفتهشده است. به دلیل تقارن پی دایرهای و کاهش حجم محاسبات نصف پی مدل میشود. چگالی مش بندی، شرایط مرزی و اولیه مشابه مدل ساختهشده برای تعیین ظرفیت باربری است. مدل رفتاری موردنظر برای تعیین خصوصیات مواد تشکیلدهنده پی مدل موهر کولمب و مدل هوک اون در نظر گرفتهشده است. بار اعمالشده به پی بار ثقلی میباشد که این بار شامل وزن مخزن و محتویات درون آن است.

هندسه مدل ساختهشده و مرزبندی نشست پی در مدل موهر-کولمب در شکل ۸ نشان دادهشده است. همانطور که مشخص است بیشترین نشست پی در مرکز مخزن و کمترین نشست در اطراف مخزن اتفاق میافتد. نشست بهدستآمده با استفاده از مدلسازی عددی با مدل رفتاری موهر-کولمب در گوشهها ۲/۷ سانتیمتر و در مرکز مخزن ۵/۵ سانتیمتر میباشد.

نمودار جابجایی نقاط زیر پی پس از بارگذاری در مدل هوک-براون در شکل ۹ مشاهده میشود. همان طور که انتظار میرود نشست به دست آمده در این مدل رفتاری با مدل موهر - کولمب برابر است این مسئله را این گونه می توان بیان کرد که نشست تنها تابع ثوابت الاستیک سنگ (۷ و E) خواهد بود و سایر پارامترها تأثیری در نشست پی نخواهند داشت. از آنجایی که ثوابت الاستیک توده سنگ در این دو مدل رفتاری توسط مدول برشی و مدول حجمی تعریف می شوند و این دو پارامتر در هر دو مدل برابر است، نشست محاسبه شده نیز یکسان خواهد بود.







شکل ۹: جابجایی نقاط زیر پی مخازن پس از بارگذاری در مدل هوک-براون

### ۸- بررسی ظرفیت باربری و نشست پی مخازن

ظرفیت باربری مجاز پی مخازن با استفاده از مدلسازی عددی با در نظر گرفتن اثر وزن تودهسنگ با مدل رفتاری موهر-کولمب ۱/۷۱ مگاپاسکال و با مدل رفتاری هوک- براون ۱/۰۹ مگاپاسکال بهدستآمده است. همچنین با در نظر گرفتن یکلایه ۳ متری از خاک در زیر مخزن ظرفیت باربری مجاز ۰/۶۶ مگاپاسکال محاسبه شد.

بر اساس اطلاعات موجود وزن مخزن در زمان آزمایش ۱۸۲۰۰۰ تن است که شامل وزن سازهی فلزی مخزن و محتویات درون آن میباشد. این وزن بیشترین وزن ثقلی وارده در طول عمر مخزن است[۱۱]. درصورتی که ظرفیت باربری مجاز پی برای این بار ثقلی حداکثر جواب دهد، ازنظر بار ثقلی مشکلی نخواهیم داشت. با توجه به قطر مخزن که حدود ۱۰۹ متر است، بار ثقلی اعمال شده بر پی ۱۹۵۵ مگاپاسکال خواهد بود. این بار از ظرفیت باربری مجاز پی در تمام حالات ذکر شده کمتر است؛ بنابراین تنش ناشی از بار ثقلی زیر مخزن در

محدوده مجاز است.

بهعنوان یک معیار برای ارزیابی نشست پی مخازن ذخیرهسازی برای دو نقطه از پی (مرکز تا لبه)، اختلاف نشست دو نقطه به فاصله آنها میبایست کمتر از 100 باشد[۱۳]. نشست پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام بر اساس مدلسازی عددی ۲/۷ سانتیمتر در گوشه مخزن و ۴/۵ سانتیمتر در مرکز مخزن به دست آمد، بنابراین داریم:

$$\delta = 5.5 - 2.7 = 2.8$$
 cm

$$\delta/L = \frac{2.8}{5450} = 0.00051 < 1/300$$

با توجه به آنچه گفته شد ازنظر نشست نیز مشکلی برای مخازن ذخیرهسازی وجود ندارد.

بهمنظور مقایسه ظرفیت باربری بهدستآمده از روشهای مختلف، ظرفیت باربری مجاز و نهایی پی مخازن ذخیرهسازی در شکلهای ۱۰ و ۱۱ نشان دادهشده است. روشهای مختلف با توجه به تئوری استفادهشده در آنها مقادیر مختلفی را برای ظرفیت باربری پیشنهاد میکنند.



شکل ۱۰: ظرفیت باربری مجاز پی مخازن حاصل از روشهای مختلف برای سنگآهک بیوزن (MPa)





بر اساس مطالعات صورت گرفته شاخص مقاومت زمین شناسی برای سنگ آهک مرجانی حدود ۴۰ و برای سنگ مارن حدود ۴۵ می باشد. همان طور که در شکل ۱۲ دیده می شود، با کاهش GSI و تضعیف توده سنگ ظرفیت باربری کاهش قابل ملاحظه ای می یابد. این مسئله لزوم انجام بررسی های دقیق تر و در نظر گرفتن ناپیو ستگی ها در توده سنگ پی را نشان می دهد. با افزایش GSI و کیفیت توده سنگ مدل موهر - کولمب مقادیر بیشتری از ظرفیت باربری را نسبت به مدل هو ک - براون پیش بینی می کند.



شکل ۱۲: ظرفیت باربری مجاز سنگ آهک مرجانی حاصل از مدلسازی عددی بر اساس تغییرات GSI (MPa)

#### ۹- نتیجهگیری

در این پژوهش ظرفیت باربری و نشست پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک با استفاده از روشهای مختلف موردبررسی قرارگرفته است. در ابتدا با استفاده از روشهای تجربی و تحلیلی موجود ظرفیت باربری و نشست پی ارزیابی شد. سپس با استفاده از مدلسازی عددی با استفاده از نرمافزار <sup>3D</sup> FLAC طرفیت باربری و نشست پی مخازن موردبررسی قرار گرفت. نتایج این تحقیق به صورت زیر می باشد. ۱- باوجوداین که پیهای سنگی برای اغلب سازهها پیهای قابل اطمینانی هستند، در مواردی که تودهسنگ از کیفیت پایینی برخوردار است، به ویژه برای سازههای حساس و بااهمیت، لزوم مطالعه و تخمین ظرفیت باربری پیهای سنگی وجود دارد.

۲- بررسیهای صورت گرفته در این پژوهش نشان میدهد که ظرفیت باربری و نشست پی مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک در حد مجاز بوده و مشکلی در این زمینه وجود ندارد.

۳- در ساختگاه مخازن ذخیره سازی نفت خام در جزیره خارک از آنجایی که لایه سنگ آهک مرجانی مدول الاستیسیته ای به مراتب بالاتر از سنگ مارن زیرین دارد، این لایه بخش اعظم بار را تحمل کرده و پایداری پی در درجه اول به ظرفیت باربری این لایه وابسته است. در این حالت با توجه به ضخامت نسبتاً کم سنگ آهک مرجانی و رفتار پلاستیک و تراکم پذیری بسیار پایین سنگ مارن شکست کمانشی محتمل تر است.

۴- تمام تحلیلها در این پژوهش در دو حالت با در نظر گرفتن وزن تودهسنگ و بدون در نظر گرفتن وزن تودهسنگ انجامشده است. درصورتی که وزن تودهسنگ در محاسبات ظرفیت باربری لحاظ شود، ظرفیت باربری افزایش مییابد؛ بنابراین ظرفیت باربری محاسبه شده برای تودهسنگ بدون وزن محافظه کارانه خواهد بود.

۵- بهمنظور بررسی ناپیوستگیها در تودهسنگ از شاخص مقاومت زمینشناسی (GSI) استفادهشده است. مقایسه مقادیر ظرفیت باربری در شرایط درزهداری مختلف نشان میدهد که وجود ناپیوستگیها میتواند تأثیر زیادی بر ظرفیت باربری پیسنگی داشته باشد. با افزایش GSI و کاهش ناپیوستگیها ظرفیت باربری پی افزایش مییابد.

۶- ظرفیت باربری بهدستآمده از روشهای مختلف با توجه به تئوریهای مختلفی که در آنها استفاده شده متفاوت میباشد. روش مناسب باید بر اساس نوع و رفتار توده سنگ و با توجه به نوع پی، گستره بارگذاری آن، حالت شکست احتمالی، میزان احتمال شکست پی و اهمیت سازه انتخاب شود.

۲- در بین روشهای مختلف که بررسی شد ظرفیت باربری مجاز پی مخازن نفت خام بدون درنظرگرفتن وزن سنگ با روش سرانو-اولالا ۲۰۰۰ کمترین مقدار و با روش بل بیشترین مقدار را خواهد داشت. ظرفیت باربری بهدستآمده با مدلسازی عددی مقادیری بینابین را دارد. ظرفیت باربری نهایی پی مخازن با در نظر گرفتن وزن سنگ با استفاده از روش هوک-براون و مدلسازی عددی با مدل رفتاری هوک-براون کمترین مقدار و با روش سرانو-اولالا ۱۹۹۴ بیشترین مقدار را خواهد داشت. مقادیر ظرفیت باربری حاصل مدلسازی عددی با مدل رفتاری موهر-کولمب بیشتر از مدل رفتاری هوک-براون خواهد بود.

شرح	واحد	نماد
طول پی فروشده در سنگ	m	L
پارامترهای هوک-براون	-	S, m, n
تنش اصلی حداکثر و حداقل	MPa	$\sigma_1, \sigma_3$
چسبندگی تودەسنگ	MPa	С
وزن مخصوص و تودهسنگ	gr/cm <sup>3</sup>	Y
زاويه اصطكاك داخلى	Deg	Ø
بار گسترده یکنواخت	MPa	q
ضريب پواسون	-	ν
مدول الاستيسيته	MPa	Е
ضخامت لايه	cm-m	Н

### ۱۰- سپاسگزاری

این پژوهش با همکاری شرکت پایانههای نفتی ایران انجامشده است. مؤلفان بر خود لازم میدانند مراتب تقدیر و تشکر خود را از ریاست محترم پژوهش و توسعه شرکت پایانههای نفتی ایران و سایر همکاران ایشان اعلام نمایند.

۱۱- فهرست نمادها

شرح	واحد	نماد
مقاومت فشاري تكمحوره	MPa	$\sigma_{ci}$
فاصلەدارى ناپيوستگىھا	cm-m	S
عرض یا قطر پی	m	В
بازشدگی ناپیوستگیها	mm-cm	g

[8] Olalla, C. (2014). Foundations on rock masses. *Rock Engineering and Rock Mechanics*, Structures in and on Rock Masses, London, 978-1-13800149-7. DOI: 10.1201/b16955-6.

[9] Kulhawy, F.H., & Carter, J.P. (1992). Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses and socketed foundations in rock masses. *Engineering in rock masses*. p. 231–45. Doi:10.1016/B978-0-7506-1965-3.50016-9

 [۱۰] کرمی، م. ابره، ب. فرامرزی، ل. (۱۳۹۱). آموزش کاربردی نرمافزار FLAC<sup>3D</sup> ویرایش دوم، چاپ اول، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان.8-85-5151-600-5151 .
 [۱۱] شرکت پایانههای صادرات مواد نفتی ایران، (۱۳۸۷). پروژه

مخازن ذخیرهسازی نفت خام در جزیره خارک. بوشهر، آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک استان بوشهر.

[12] Marinos, G., & Marinos, V., & Hoek, E. (2007). Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses, Workshop on Underground Works under Special Conditions. DOI: 10.1201/NOE0415450287.ch2.

[13] Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. fifth edition; McGraw-Hill Companies. 277-280. ISBN 0-07-912247-7

**۱۲- مراجع** [۱] رهائی ع، (۱۳۷۷). اصول مهندسی پی. دانشگاه صنعتی امیر کنیر. ISBN: 978-964-463-337-9.

[2] Wyllie, D. C. (2005). *Foundation on rock*. Second Editions, Principal, Golder Associates, Consulting Engineers Vancouver, Canada. ISBN 0-203-47767-7.

[3] Brown, W. D. (1994) *Rock foundation*. US Army Corps of Engineering. EM110-1-2908.

[۴] گشتاسبی، ک. نیکخواه، م. دلیری، م. (۱۳۸۰). بررسی روشهای تخمین ظرفیت باربری پیهای سنگی. اولین کنفرانس مکانیک سنگ ایران. IRMC01\_040.

[5] Serrano, A., & Ollala, C. (1994), Ultimate Bearing Capacity Of Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanic*, Vol. 31.NO.2. Doi:10.1016/0148-9062(94)92799-5.

[6] Serrano, A., & Olalla, C., & Gonzalez, J. (2000), Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 37 (2000) 1013-1018. Doi:10.1016/j.ijrmms.2015.12.014.

[7] Serrano, A., & Olalla, C. (1996). Allowable bearing capacity of rock foundations using a Non- linear failure criterium. *Int.j rock mech.* Sci, vol 33.No4. Doi:10.1016/0148-9062(95)00081-X.





دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۵۵ تا ۶۵

ISRM

# تأثیر نرخ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ تحت بارگذاری کشش غیر مستقیم

حميدرضا نجاتى\*؛ عبدالهادى قزوينيان

دانشگاه تربیت مدرس، گروه مهندسی مکانیک سنگ

دريافت: ۹۴/۱۲ پذيرش:۹۵/۱۱

چکیدہ

شناسایی مکانیزم شکست سنگها در شرایط مختلف بارگذاری، یکی از مهمترین پیش نیازهای طراحی سازههای سنگی است. در سالهای اخیر، از یک سو توسعه روزافزون سازههای سنگی و از سوی دیگر افزایش طیف بارهای دینامیک باعث شده تا اهمیت این مساله بیش از پیش مطرح شود. هدف از این مطالعه بررسی تأثیر آهنگ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ است. برای این منظور تعدادی نمونه برزیلی از یک نوع ماسه سنگ همسان و همگن تهیه شده و این نمونهها با استفاده از یک دستگاه بارگذاری جابهجایی \_ کنترل تحت بار یکنواخت با شش نرخ بارگذاری متفاوت (۲/۰، ۲/۰، ۲/۱، ۲/۰، ۸/۶، ۹/۶، ۶/۱، مرام، عرار میلیمتر بر دقیقه) قرار داده میشود، همچنین به منظور رفتارنگاری فرآیند شکست سنگ در حین بارگذاری، سیستم ثبت امواج صوتی ساطع شده (AE) از سنگ نیز مورد استفاده قرار گرفته است. بررسیهای انجام شده نشان میدهد که تغییر در نرخ بارگذاری باعث تغییر اساسی در مکانیزم شکست سنگ میشود به طوری که افزایش نرخ بارگذاری باعث میشود تا درصد ترکهای کششی ایجاد شده در نمونه کاهش یابد و به تعداد ترکهای برشی اضافه شود.

کلمات کلیدی مکانیزم شکست، آهنگ بارگذاری، امواج صوتی، فرکانس بارگذاری

#### ۱– مقدمه

سازههای سنگی در عملیاتهای حفاری، آتشباری، انفجارهای نظامی و یا در مواجهه با پدیدههایی مانند زلزله، زمین لغزه و عبور وسایل نقلیه در معرض طیف وسیعی از آهنگهای بارگذاریاند. بررسیهای انجام شده نشان میدهد که اگر چه رفتار مکانیکی سنگها در آهنگهای بارگذاری مختلف، متفاوت است ولی شکست سنگ در همه آهنگهای بارگذاری هر چند با مکانیزمهای متفاوت، اتفاق میافتد [۱۴]. بنابراین مطالعه شکست سنگ، رفتار مکانیکی و روش انتشار ترک در سنگها تحت فرکانس و آهنگ بارگذاری متفاوت بسیار مهم است.

مکانیزم متفاوت شکست سنگ با آهنگهای بارگذاری مختلف اهمیت مطالعه مکانیزم شکست سنگ بهوسیله آهنگ بارگذاری مختلف را نشان میدهد. در یک تقسیمبندی کلیتر مکانیزم شکست سنگها در دو حیطه شکست استاتیک و شکست دینامیک مورد بررسی قرار می گیرند. طبق تعریف، هر نوع باری که حداقل یکی از پارامترهای مقدار، جهت و یا نقطه اثر آن در طول زمان تغییر کند به عنوان بار دینامیک شناخته می شود. بر اساس این تعریف تقریبا همه بارهای موجود در طبیعت از نوع بار دینامک یا وابسته به زماناند. در شرایطی که آهنگ تغییر بزرگی بار نسبت به زمان کم باشد می توان آن را به عنوان بار استاتیک یا شبه استاتیک در نظر گرفت. نتایج مطالعات متعددی که در این زمینه انجام شده است، نشان میدهد که رفتار سازهها در محدوده بار استاتیک تقریبا ثابت و با ورود به محدوده ديناميك تغيير رفتار مكانيكي سازه كاملا مشهود است. اگر چه همه مطالعات به وجود چنین آستانهای بین محدوده بارگذاری استاتیک و دینامیک اشاره میکنند ولی نمی توان آهنگ بارگذاری و یا فرکانس معینی را به عنوان آستانه بار دینامیک برای همه سازهها معرفی کرد زیرا این مقدار به شدت تحت تأثير دوره تناوب سازه مورد نظر است.

مدار به ساع کانی کانیز موره عوب ساره موره عر سای . در این مطالعه مکانیزم شکست سنگ با آهنگ بارگذاری مختلف مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور تعدادی نمونه برزیلی از یک نوع ماسه سنگ تهیه شد و با آهنگهای مختلف بارگذاری تحت بار کشش غیر مستقیم قرار گرفت.

# ۲- تاثیر نرخ بارگذاری بر شکست سنگ

مطالعات متعددی برای بررسی تأثیر آهنگ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ، نحوه انتشار ترک، مقدار چقرمگی شکست سنگ

و نظایر آن انجام شده است. همانطور که اشاره شد، یکی از پارامترهای مهم در تقسیمبندی بارهای اعمالی به سازهها و یا نمونههای آزمایشگاهی آهنگ بارگذاری است که برای ایجاد آنبه منظور انجام آزمونهای آزمایشگاهی ابزارهای متفاوتی مورد نیاز است. در شکل ۱ تجهیزات مورد نیاز برای اعمال بارهای با آهنگهای مختلف و همچنین طبقهبندی نوع بارها بر اساس آهنگ آنها نشان داده شده است.



ایجاد آن [۴]

۲-۱- تأثیر نرخ بارگذاری بر چقرمگی شکست سنگ یکی از مهمترین پارامترهای مکانیکی برای مطالعه رفتار شکست مواد مهندسی چقرمگی شکست<sup>۱</sup> است که طبق تعریف به مقاومت جسم در برابر رشد ترک گفته می شود. مقدار چقرمگی شکست ماده در توسعه ترکهای موجود و انشعاب ً آنها به ترکهای بیشتر موثر است. بر این اساس یکی از مباحث مورد علاقه محققان بررسی مقدار چقرمگی شکست سنگ در آهنگ بارگذاریهای مختلف است. بر این اساس در منابعی مانند[۱۲،۶،۳] مقدار چقرمگی شیل، مرمر، گرانیت و سنگ آهک را با استفاده از آزمایش خمش سه نقطهای اندازهگیری کردهاند. نتایج مطالعات آنها نشان میدهد که مقدار چقرمگی شکست چهار نوع سنگ مورد مطالعه با افزایش آهنگ بارگذاری، کمی افزایش مییابد. ولی با این همه این محققان به علت محدودیت موجود در شرایط آزمایش رابطهای را برای تعیین مقدار کمی تغییرات چقرمگی با تغییر آهنگ بار گذاری ارایه نکردهاند.

در ادامه ژانگ و همکاران مطالعاتی را روی دو نوع سنگ مرمر و وسيعي از آهنگ بارگذاري در محدوده گابرو انجام دادند. در این  $k = 10^{-2} - 10^6 MPa.m^{1/2}.S^{-1}$ مطالعات برای اعمال بار دینامیکی از دستگاه هاپکینسون استفاده شده است.

مجموعه آزمایشهای انجام شده بر روی نمونههای گابرو و مرمر نشان میدهد که تغییرات چقرمگی شکست سنگ در محدوده بارگذاری استاتیکی ( K<sub>IC</sub> ) چندان وابسته به آهنگ بارگذاری نیست ولی چقرمگی شکست سنگ با افزایش آهنگ بارگذاری در محدوده بارگذاری دینامیکی ( K<sub>Id</sub> ) افزایش می یابد. در شکل ۲ تغییرات مقدار چقرمگی شکست سنگ نسبت به آهنگ بارگذاریهای مختلف نشان داده شده است.

با وجود مطالعات متعددی که در زمینه تأثیر آهنگ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ انجام شده است، هنوز هم ابهاماتی در این زمینه وجود دارد که نیازمند بررسیهای بیشتر و مطالعات آزمایشگاهی دقیقتر است. در این مطالعه سعی میشود تا با بهره گیری از سیستم ثبت امواج صوتی ساطع شده<sup>۲</sup>(AE) در حین بارگذاری بر روی نمونههای سنگی باآهنگهای مختلفمکانیزم شکست نمونهها مورد بررسی قرار گیرد.

# ۳- مطالعات آزمایشگاهی

به منظور بررسی تأثیر آهنگ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ یک نوع ماسه سنگ همگن و همسان انتخاب و تعداد زیادی نمونه برزیلی تهیه شده است. برای انجام آزمایشهای مورد نظر از دستگاه خودکنترل الکتریکی شرکت اینسترون ٔ با ظرفیت ۲۰ تن استفاده شده است همچنینبه منظور پایش فرآیند شکست سنگ در حین بارگذاری از سیستم ثبت امواج صوتی ساطع شده از سنگ نیز استفاده شده تا همزمان با اعمال بارگذاری، امواج صوتی ناشی از ایجاد ریزترکها و درشت تر کهای القا شده ثبت شوند. سیستم ثبت امواج صوتی که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است ساخت شرکت والن<sup>°</sup> آلمان است. سنسورهای ثبت صدا در این دستگاه با کد مشخصه VS150-L، محدوده فرکانسی ۱۰۰ تا ۴۵۰ کیلو هرتز و با فرکانس رزونانس ۱۵۰ کیلو هرتز دارند.

وظيفه سنسورها دريافت امواج الاستيك ناشى از فرايندهاى مختلف ايجاد امواج صوتى و تبديل آن به امواج الكتريكي است. سیگنالهای دریافتی سنسورها ولتاژ و دامنه بسیار پایینی دارند

و بنابراین برای تقویت آنها و افزایش دامنه آنها از تقويت كننده استفاده مي شود.



سیگنالهای منتشر شده از سنگ توسط تقویت کنندههای متصل به سنسور تقویت شده و یک آستانه dB ۳۸ برای حذف نویزهای محیط و دستگاه بارگذاری برای دستگاه تعریف می شود. بدین ترتیب کلیه امواج ساطع شده از سنگ با دامنه بیش از dB ۳۸ ثبت می شوند. شکل ۳ نمایی از دستگاه بارگذاری و سنسور ثبت امواج صوتی را نشان میدهد.



شکل ۳: دستگاه بارگذاری خودکنترل الکتریکی و سنسور ثبت امواج صوتی

است.

در این بخش ابتدا تأثیر آهنگ بارگذاری یکنواخت بر مقاومت شکست و مکانیزم شکست ماسه سنگ مورد بررسی قرار گرفته و در مرحله بعد تأثیر فرکانس بار سیکلی بر طول عمر خستگی سنگ گرانیت، مرمر و نمونههای شبه سنگی ساخته شده با گچ و سیمان مورد بررسی قرار میگیرد. به منظور بررسی تأثیر آهنگ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ، تعدادی نمونه برزیلی با قطر ۵۴ میلیمتر و ضخامت ۴۴ میلیمتر تهیه شده و آزمایش برزیلی بر روی نمونهها در شش آهنگ بارگذاری متفاوت انجام شده است. آزمایشها با دستگاه جابهجایی-کنترل الکتریکی انجام شده و آهنگهای بارگذاری انتخاب شده کنترل الکتریکی انجام شده و آهنگهای بارگذاری انتخاب شده انجام آزمایش امواج صوتی ساطع شده از نمونههای سنگی با استفاده از دستگاه AE ثبت شده است. تحلیل و تفسیر امواج AE ثبت شده اطلاعات بسیار مفیدی را از مکانیزم شکست سنگها ارایه میدهد. به عنوان مثال دامنه امواج ثبت شده میتواند به عنوان معیاری برای تعیین ابعاد ترکها مورد استفاده قرار گیرد به طوریکه امواج با دامنه کم مربوط به ریز ترکها است و هر چه دامنه موج ثبت شده بیشتر باشد مقیاس آن بزرگتر میشود[۸،۲]. همچنین بررسیهای انجام شده نشان داده است که ترکهای نوع کششی در مقایسه با ترکهای برشی امواجی با فرکانس متوسط <sup>3</sup>(AF) و زاویهٔ خیز<sup>۷</sup>(RA) بالا تولید میکنند [۱۰،۹]. در شکل ۴ تفاوت امواج صوتی ثبت شده در اثر شکست نوع کشش و برش بهصورت شماتیک نشان داده شده است. همچنین در شکل ۵ محدوده تغییرات فرکانس متوسط و زاویه خیز برای ترکهای نوع کشش و برش به تصویر کشیده شده



شکل ۴: منابع مختلف تولید موج صوتی و شکل موج متناظر آن [۱]



شکل ۵: تغییرات فرکانس متوسط به زاویه خیز و تفکیک نوع شکست [۹]

۳–۱– تأثیر آهنگ بارگذاری بر مقاومت شکست سنگ تقریبا همه بررسیهای انجام شده در زمینه تأثیر آهنگ بارگذاری بر مقاومت شکست سنگها بر این نکته تاکید داشتهاند که افزایش آهنگ بارگذاری مقاومت شکست سنگها را افزایش میدهد. در این مطالعه نیز آزمایشهای انجام شده روی نمونههای برزیلی ماسه سنگ نشان میدهد که افزایش آهنگ بارگذاری، مقاومت شکست نمونه را افزایش میدهد. شکل ۶ نمودار بار زمان آزمایشهای انجام شده در آهنگهای بارگذاری مختلف را نشان میدهد.

شکل شکست نمونههای برزیلی ماسه سنگ در شکل ۷ نشان داده شده است. میزان خردشدگی بیشتر نمونهها در آهنگهای بارگذاری بالاتر، کاملا در شکل نشان داده شده مشهود است. همچنین نمودار تجمعی تعداد شمارشهای ثبت شده با دستگاه AE در طول بارگذاری در این شکل نمایش داده شده است. با افزایش آهنگ بارگذاری علاوه بر اینکه بار لحظه شکست نمونهها افزایش مییابد، تعداد شمارشهای ایجاد شده نمودار میلهای بار شکست و تعداد تجمعی شمارشها تا لحظه شکست را در آهنگهای بارگذاری مختلف نشان میدهد. شکل شکست را در آهنگهای بارگذاری مختلف نشان میدهد. شکل اینکه مقاومت شکست نمونهها را افزایش میدهد تعداد ریزترکها و در واقع میزان خردشدگی سنگ را نیز افزایش میدهد.

بسیاری از مطالعات گذشته افزایش مقاومت شکست سنگ در آهنگهای بارگذاری بالاتر را همین ایجاد شکستگیها و خردشدگی بیشتر نمونهها ذکر کردهاند اما این تنها دلیل افزایش مقاومت دینامیک سنگها نسبت به مقاومت استاتیک آنها نیست، در ادامه با بررسی مکانیزم ایجاد ریز ترکها در آهنگ بارگذاری مختلف سایر دلایل افزایش مقاومت سنگ با افزایش آهنگ بارگذاری تشریح می شود.

۲-۳- مکانیزم ایجاد ریزترک در نرخ بارگذاری مختلف

برای مطالعه دقیق فرآیند آسیب و مکانیزم گسیختکی سنگها در سطوح مختلف تنش، بررسی مکانیزم ایجاد ریز ترکها اهمیت زیادی دارد. زیرا از یک طرف ایجاد ریزترکها باعث اتلاف انرژی شده و از طرف دیگر اتصال^ریز ترکها به یکدیگر باعث ایجاد ترکهای بزرگتر شده و در نهایت به گسیختگی نمونه منجر می شود. بنابراین بررسی آماری و توصیفی میکرو ترکهای ایجاد شده در سطوح مختلف تنش میتواند در شناسایی مکانیزم آسیب نمونههای سنگی بسیار مفید باشد. در این بخش، مکانیزم ایجاد شکست در نمونههای ماسه سنگ تحت آهنگ بارگذاری مختلف مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور سیگنالهای ثبت شده با استفاده از دستگاه AE، مورد تحلیل قرار می گیرند. همانطور که اشاره شد، یکی از مشخصههای اصلی سیگنالهای صوتی ثبت شده زاویه خیز و فرکانس متوسط سیگنالها است. زاویه خیز و فرکانس متوسط برای هر سیگنال ثبت شده قابل محاسبه است. در شکل ۹ تغییرات زاویه خیز و فرکانس متوسط سیگنالهای ثبت شده در آهنگهای بارگذاری مختلف نشان داده شده است.

همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده است فرکانس متوسط سیگنالها با تغییر آهنگ بارگذاری تغییر چندانی نمیکند ولی مقدار زاویه خیز با افزایش آهنگ بارگذاری افزایش مییابد. برآیند این دو تصویر بیانگر این واقعیت است که احتمالا افزایش آهنگ بارگذاری باعث میشود تا درصد ترکهای کششی ایجاد شده در نمونه کاهش یابد و به تعداد ترکهای برشی اضافه شود. این مساله میتواند اصلیترین دلیل افزایش مقاومت دینامیکی سنگها نسبت به مقاومت استاتیکی آنها باشد.



شکل ۶: نمودار بار \_زمان و شمارش \_زمان نمونه ماسه سنگ در آهنگهای بارگذاری مختلف (الف) ۰٫۳ (ب) ۰٫۶ (ج) ۱٫۲ (د) ۲٫۴ (ه) میلیمتر بر دقیقه، خطوط آبی رنگ معرف منحنی بار \_زمان بوده و خطوط قرمز رنگ توزیع تجمعی شمارشهای ثبت شده با دستگاه AE را نشان میدهد.



شکل ۷: شکل شکست نمونههای ماسه سنگ در آهنگ بارگذاری مختلف به ترتیب نمونههای S1 تا S6 تحت آهنگهای بارگذاری ۰/۳، ۶/۰، ۱/۲، ۲/۴، ۴/۸ و ۹/۶ میلیمتر بر دقیقه





هر چند آزمایشهای انجام شده از نوع آزمایشهای برزیلی بوده است و نمونهها تحت بارگذاری کشش غیر مستقیم قرار می گیرند ولی توزیع تنشهای ایجاد شده می تواند به گونهای باشد که ترکهای برشی هم در نمونه ایجاد شود. افزایش آهنگ بارگذاری به احتمال ایجاد ترکهای برشی میافزاید و از آنجایی که مقاومت برش سنگها بیش از مقاومت کشش آن استف افزایش آهنگ بارگذاری باعث افزایش مقاومت شکست سنگ میشود.





به هم خوردن توزیع تنشها با افزایش آهنگ بارگذاری می تواند یکی از دلایل ایجاد شکستگیهای بیشتر در نمونهها باشد، زیرا اگر بار با آهنگ بارگذاری کم به نمونهها اعمال شده و توزیع تنشها در نمونه به آرامی صورت گیرد بیشتر شکستهای ایجاد شده به صورت کششی و در راستای شکست اصلی نمونه است، اگر ریز ترکهای ایجاد شده در راستای شکست اصلی سنگ نباشد برای ایجاد شکست در سنگ ریزترکهای بیشتری ایجاد خواهد شد که این مساله با افزایش تعداد شمارشهای AE در شکل ۷ نشان داده شده است.

۴- مکانیزم شکست مواد شکل پذیر و شکننده

مواد شکننده <sup>۹</sup>مانند بیشتر سنگها به موادی گفته میشود که اگر میزان باری بیش از حد تسلیم به آنها وارد شود، سهم عمده آن بار صرف ایجاد سطح جدید در نمونه میشود و در مقابل مواد شکل پذیر <sup>۱۰</sup> مانند اکثر فلزات، موادی هستند که بعد از مرحله تسلیم بدون تولید سطح جدید در نمونه انرژی قابل ملاحظهای را برای ایجاد تغییر شکل پلاستیک در خود جذب میکنند. میزان شکل پذیری مواد یکی از مهم ترین پارامترهای مکانیکی در مطالعه مکانیک شکست و مکانیزم گسترش ترک در مواد مختلف است به طوری که برای مطالعه مکانیزم شکست مواد مهندسی، شکست این مواد به دو دسته کلی شکست نرم و ترد تقسیم می شود.

نکته بسیار مهمی که در مبحث شکست دینامیک مواد مختلف مطرح است این است که افزایش آهنگ بارگذاری در همه مواد باعث افزایش مقاومت شکست نمیشود، به عنوان مثال مقاومت شکست دینامیک فلزات به عنوان مواد شکلپذیر کمتر از مقاومت شکست استاتیکی آنها است. دلیلی که برای کاهش مقاومت دینامیک شکست فلزات نسبت به مقاومت استاتیکی مقاومت دینامیک شکست فلزات نسبت به مقاومت استاتیکی ازها بیان میشود ترد یا شکننده شدن فلزات در آهنگهای ازها بیان میشود ترد یا شکننده شدن فلزات در مقایسه با ازها بیان میشود ترد یا شکننده شدن فلزات در مقایسه با سنگها دارای رفتاری نرم و شکلپذیراند. شکل ۱۰ تفاوت شکست مواد شکننده و شکلپذیر را به طور شماتیک نشان میدهد.

سهم عمدهای از انرژی بارهای استاتیک در مواجهه با مواد شکلپذیر صرف ایجاد تغییر شکل پلاستیک در این مواد میشود و به همین دلیل مقاومت شکست مواد شکلپذیر بیشتر از مواد شکننده است. اصلیترین پیامد افزایش آهنگ بارگذاری در مواد شکلپذیر کاهش شکلپذیری مواد است، به

عبارت دیگر مواد شکلپذیر در مواجهه با بارهای دینامیک رفتاری ترد و شکننده دارند بنابراین مقاومت شکست دینامیک آنها کمتر از مقاومت استاتیکی آنها است ولی در مواد ترد مانند سنگ، افزایش آهنگ بارگذاری تأثیر چندانی بر میزان تردی آنها ندارد و عواملی همچون چند تکه شدن نمونه تحت بار و بر هم خوردن توزیع تنشهای اعمالی باعث افزایش مقاومت شکست دینامیک سنگها در مقایسه با مقاومت شکست استاتیکی آنها می شود.



Brittle

شکل ۱۰: اختلاف شکست مواد شکننده و شکل پذیر البته پدیده انشعاب ترکها در مواجهه با بارهای دینامیک در مورد مواد شکل پذیر هم اتفاق میافتد اما تغییر شکل پلاستیک مواد شکل پذیر انرژی قابل توجهی را جذب میکند که در صورت اعمال بار دینامیک به نمونه این تغییر شکل اتفاق نیافتاده و انرژی آن صرف شکست نمونه می شود.

۵- تأثیر فرکانس بار سیکلی بر طول عمر خستگی سنگها

یکی دیگر از انواع تغییر در آهنگ بارگذاریها، تغییر در فرکانس بار سیکلی وارد بر نمونهها است. مطالعات متعددی در زمینه تأثیر فرکانس بارهای سیکلی بر طول عمر خستگی فلزات انجام شده و ثابت شده است که به جز برخی از فلزات تقریبا طول عمر همه آنها به فرکانس بار سیکلی وابسته نیست و در واقع تعداد سیکلهای لازم برای ایجاد شکست در نمونه با افزایش فرکانس بارگذاری ثابت باقی میماند. معمولا نرمافزارهایی که برای تحلیل شکست خستگی توسعه یافتهاند به گونهای طراحی شدهاند که فرکانس بارگذاری تأثیری بر طول عمر خستگی قطعه طراحی شده ندارد. با این وجود، تأثیر فرکانس بار سیکلی بر طول عمر خستگی سنگها کمتر مورد بررسی قرار گرفته است.

جعفری و همکاران[۷] با مطالعه رفتار برشی درزههای یک نمونه شبه سنگی تحت بارگذاری سیکلی نشان دادند که با افزایش فرکانس بار اعمالی به نمونهها مقاومت برشی درزهها کاهش مییابد. این مطالعه در محدوده فرکانسی صفر تا یک هرتز انجام شده و کاهش مقاومت برشی درزهها با افزایش فرکانس بارگذاری با شیب ملایمی انجام می گیرد.

وانگ<sup>۱۱</sup> و همکاران[۱۱] بسته شدن<sup>۱۲</sup> درزههای سنگی تحت بارگذاری دینامیکی با فرکانسهای مختلف را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات وانگ و همکاران حاکی از آن است که جابهجایی قائم درزههای با زبری مشخص با افزایش فرکانس بارگذاری کاهش مییابد.

چن<sup>۳۲</sup> و همکاران[۵] پاسخ دینامیکی و رفتار شکست سنگها تحت بار دینامیکی در محدوده فرکانس ۲٫۵ تا ۵ هرتز را مورد بررسی قرار دادند و دریافتند که آهنگ کرنش بدست آمده با افزایش فرکانس بارگذاری افزایش مییابد.

در این بخش با طراحی تعدادی آزمایش خستگی تحت بارگذاری سیکلی مشخص، تأثیر فرکانس بار سیکلی بر طول عمر خستگی سنگها، مورد بررسی قرار میگیرد. انجام این آزمایشها با استفاده از بار سیکلی با دامنه ثابت بسیار وقتگیر و هزینهبر است، به همین دلیل در این بخش بار سیکلی با دامنه متغیر برای انجام آزمایشهای خستگی مورد استفاده قرار میگیرد. در شکل ۱۱ طرح شماتیکی از بار سیکلی مورد استفاده در این بخش، نشان داده شده است. دستگاه مورد استفاده برای اعمال بار سیکلی به نمونهها از نوع دستگاه خود کنترل هیدرولیکی است.



شکل ۱۱ طرح بار سیکلی با دامنه متغیر را نشان میدهد. مقدار بار در شکل ۱۱ نسبت به مقاومت استاتیک نمونهها هنجار (نرمال) شده است. در این طرح بارگذاری، تعداد ۲۰۰ سیکل با دامنهای برابر ۲۵ درصد بار شکست به نمونه اعمال شده و پس از آن با ثابت نگه داشتن بار حداقل، بار حداکثر اعمالی تا ۳۰ درصد بار شکست نمونه افزایش مییابد. این روند تا زمانی ادامه مییابد که نمونه تحت بار بشکند. این آزمایش برای سه نوع سنگ اونیکس، گرانیت و نمونه شبه سنگی ساخته شده با گچ و سیمان در فرکانسهای یک، دو، چهار، شش و هشت هرتز انجام میشود. نتایج آزمایشهای انجام شده در این بخش، در جدول ۱ خلاصه شده است.

در شکل ۱۲ تغییرات محدود طول عمر خستگی نمونههای مختلف نسبت به فرکانس بارگذاری نشان داده شده است. همانطور که از دادههای جدول ۱ و شکل ۱۲ برمیآید فرکانس بارگذاری سیکلی تأثیر چندانی بر طول عمر خستگی نمونههای آزمایش شده ندارد. این مساله در مورد هر سه نوع سنگ صادق آزمایش و شکنندگی سنگها هم تأثیری بر روی این موضوع ندارد.

على رغم تأثیر آهنگ بارگذارى بر مقاومت شكست نمونههاى سنگى تحت بارگذارى يكنواخت، نتايج آزمايش ها نشان مى دهد كه فركانس بارهاى سيكلى تأثيرى بر طول عمر خستگى سنگ ها ندارد. از طرف ديگر، افزايش فركانس بارگذارى سيكلى، برخلاف افزايش آهنگ بارگذارى يكنواخت، تغيير چندانى در شكل شكست و ميزان خردشدگى نمونه ها ايجاد نمى كند. اين مساله مى تواند به اين دليل باشد كه افزايش مقدار بار اعمالى به نمونه ها در بارگذارى سيكلى كاملا كنترل شده است و از حد معينى فراترنمى رود ولى در بارگذارى يكنواخت بار اعمالى به نمونه تا لحظه شكست سنگ به سرعت افزايش

مکانیزم شکست خستگی کاملا متفاوت از مکانیزم شکست تحت بارگذاری یکنواخت است و برای شناسایی دقیق علت عدم تأثیر فرکانس بارگذاری سیکلی بر طول عمر خستگی سنگها لازم است تا مطالعات و آزمایشهای بیشتری در این زمینه انجام شود.

			محصف بالراباس	ىتى شوتەتقاي	ن عمر حمد	جناون ۱. طو		
تعداد سیکل شکست	فرکانس بارگذاری (هرتز)	نوع سنگ	تعداد سیکل شکست	فرکانس بارگذاری (هر تز)	نوع سنگ	تعداد سیکل شکست	فرکانس بارگذاری (هرتز)	نوع سنگ
۲۰۳۵	١		۲۳۷۳	١		7879	١	
1888	٢	4	2011	٢		۱۸۶۹	۲	
۲۳۲۳	۴	سنک	TV9A	۴	گرانیت	۲۳۷۰	۴	مرمر
2261	۶	مصنوعى	۲۳۹۰	۶		209	۶	اونيكس
2197	٨		۲۷۳۶	٨		TONY	٨	

جدول ۱: طول عمر خستگی نمونههای مختلف با فرکانسهای مختلف



شکل ۱۲: تغییرات طول عمر خستگی نمونههای مختلف نسبت به فرکانس بارگذاری

#### ۶- نتیجهگیری

در این مطالعه تلاش شده تا با انجام آزمونهای آزمایشگاهی تأثیر نرخ بارگذاری بر مکانیزم شکست سنگ تحت بارگذاری کشش غیر مستقیم مورد بررسی قرار گیرد. برخی از مهمترین نتایج این تحقیق عبارتنداز:

-افزایش آهنگ بارگذاری علاوه بر اینکه مقاومت شکست نمونهها را افزایش میدهد تعداد ریزترکها و در واقع میزان خردشدگی سنگ را نیز افزایش میدهد که این مساله یکی از عوامل افزایش مقاومت دینامیکی سنگها نسبت به مقاومت استاتیکی است.

-فرکانس متوسط سیگنالهای صوتی ساطع شده از سنگهای تحت بار، با تغییر آهنگ بارگذاری تغییر چندانی نمیکند ولی مقدار زاویه خیز با افزایش آهنگ بارگذاری افزایش مییابد. برآیند این دو نکته میتواند بیانگر این موضوع باشد که افزایش آهنگ بارگذاری احتمالا باعث میشود تا درصد ترکهای کششی ایجاد شده در نمونه کاهش یافته و به تعداد ترکهای برشی اضافه شود. این مساله میتواند یکی از مهمترین دلایل

افزایش مقاومت دینامیکی سنگها نسبت به مقاومت استاتیکی آنها باشد.

-اصلی ترین پیامد افزایش آهنگ بارگذاری در مواد شکل پذیر کاهش شکل پذیری مواد است، بنابراین مقاومت شکست دینامیک آنها کمتر از مقاومت استاتیکی آنها است ولی در مواد ترد مانند سنگ، افزایش آهنگ بارگذاری تأثیر چندانی بر میزان تردی آنها ندارد و عواملی همچون چند تکه شدن نمونه تحت بار و بر هم خوردن توزیع تنشهای اعمالی باعث افزایش مقاومت شکست دینامیک سنگها در مقایسه با مقاومت شکست استاتیکی آنها میشود. به عبارت دیگر افزایش آهنگ شکست نمی شود و در واقع مهم ترین مشخصهای که بر روی این مساله تأثیر می گذارد میزان شکنندگی مواد است. -فرکانس بارگذاری سیکلی تأثیر چندانی بر طول عمر خستگی سنگهای گرانیت، اونیکس و نمونه شبهسنگ ساخته شده با گچ و سیمان ندارد. Health Monit 5 (1):69-81

[9] Ohno, K, Ohtsu M (2010) Crack classification in concrete based on acoustic emission. Construction and Building Materials 24(12): 2339-2346.

[10] Philippidis TP, Nikolaidis VN, Anastassopoulos AA (1998) Damage characterization of carbon/carbon laminates using neural network techniques on AE signals. NDT&E Int. 31(5):329–40.

[11] Wang WH, Li XB, Zhang YP, Zuo YJ (2007) Closure behavior of rock joint under dynamic loading. Journal of Central South University of Technology 14(3): 408–412.

[12] Wu MB (1986) Effects of loading rates on fracture toughness of rock. Mech Practice; 10(2):21±3.

[13] Zhang ZX, Kou SQ, Jiang LG, Lindqvist PA (2000) Effects of loading rate on rock fracture: fracture characteristics and energy partitioning. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37 (5):745-762.

[14] Zhang ZX, Kou SQ, Yu J, Yu Y, Jiang LG, Lindqvist PA (1999) Effects of loading rate on rock fracture. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36 (5):597-611.

[15] Zhang ZX, Yu J, Kou SQ, Lindqvist PA (2001) Effects of high temperatures on dynamic rock fracture. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 38 (2):211-225.

[1] Aggelis DG, Soulioti DV, Barkoula NM, Paipetis AS, Matikas TE (2012) Influence of fiber chemical coating on the acoustic emission behavior of steel fiber reinforced concrete. Cement and Concrete Composites 34 (1):62-67.

[2] Aggelis DG, Soulioti DV, Sapouridis N, Barkoula NM, Paipetis AS, Matikas TE (2011) Acoustic emission characterization of the fracture process in fibre reinforced concrete.Constr Build Mater 25:4126–4131.

[3] Bazant ZP, Bai SP, Gettu R (1993) Fracture of rock: effect of loading rate. EngFractMech; 45:393±8.

[4] Cai M, Kaiser PK, Suorineni F, Su K (2007) A study on the dynamic behavior of the Meuse/Haute-Marne argillite. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C 32 (8–14):907-916.

[5] Chen F, Ma CD, Xu JC (2005) Dynamic response and failure behavior of rock under static-dynamic loading. Journal CSUT 12(3): 354–358.

[6] Costin LS (1981) Static and dynamic fracture behaviour of oil shale. Fracture mechanics for ceramics, rock and concrete. ASTM STP745, p. 169±84.

[7] Jafari MK, Pellet F, Boulon M, AminiHosseini K (2004) Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading. Rock Mechanics and Rock Engineering 37: 3–23.

[8] Kurz JH, Finck F, Grosse CU, Reinhardt HW (2006) Stress drop and stress redistribution in concrete quantified over time by the "b-value" analysis. Struct

1-Fracture toughness 2 -Bifurcation 3- Acoustic Emission (AE) 4 -INSTRON 5- V-IL

- 5 -Vallen6 -Average Frequency
- 7 -Raise Angle
- 8 -Coalescence
- 9 -Brittle
- 10 -Ductile
- 11 -Wang
- 12 -closure 13 -Chen

۷- مراجع






# تعیین موقعیت زون گسله پورکان-وردیج در قطعه دوم تونل انتقال آب کرج با استفاده از پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین حفر تونل

جعفر حسن پور<sup>ا®</sup>؛ زهره محمدیاری<sup>۲</sup>؛ اکبر چشمی<sup>۱</sup>

۱- عضو هیئت علمی دانشگاه تهران، پردیس علوم، دانشکده زمین شناسی ۲- دانشجوی کارشناسی ارشد زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تهران

پذیرش: ۱۳۹۵/۰۲

دریافت: ۱۳۹۴/۰۳

چکیدہ

معمولاً پارامترهای اپراتوری و پارامترهای مربوط به عملکرد ماشینهای حفر تونل رابطه معناداری با شرایط زمین شناسی مسیر تونل نشان میدهند. این رابطه مبنای بسیاری از روابط و مدلهای تجربی برای پیش بینی عملکرد ماشین میباشد. با مشخص بودن شرایط زمین شناسی مسیر تونل با استفاده از این مدلها میتوان تخمینی از نحوهی عملکرد ماشین به دست آورد. بدیهی است به صورت معکوس، با مشخص بودن پارامترهای عملکرد واقعی ماشین در یک تونل حفرشده، نیز میتوان به صورت غیرمستقیم تا حدودی پی به شرایط زمین شناسی مسیر تونل برد. این موضوع به ویژه در تونلهایی که با استفاده از ماشینهای حفر تونل سپردار حفاری میشوند، میتواند برای شناخت ویژگیهای زمین حفر شده بسیار مفید باشد. در این مقاله نیز با توجه به ابهاماتی که به ویژه در مورد موقعیت گسل فعال پورکان-وردیچ در مسیر تونل انتقال آب کرج (قطعهی دوم) وجود دارد، سعی شده است با استفاده از برخی شاخصها از جمله پارامترهای اپراتوری و پارامترهای مربوط به عملکرد ماشین به صورت غیرمستقیم شرایط زمین شنول در محدودهی اطراف گسل تفسیر گشته و ضخامت و موقعیت زون گسله تعیین گردد.

**کلمات کلیدی** شکست هیدرولیکی، پکر، بازه تحت فشار، فشار شکست

<sup>«</sup>نویسنده مسئول مکاتبات، *دانشگاه تهران، پردیس علوم، دانشکده زمین شناسی* 

#### ۱– مقدمه

یکی از مخاطرات زمین شناسی که معمولاً در پروژههای تونلسازی باعث ایجاد مشکلاتی در پایداری تونل به هنگام حفر تونل می گردد، حضور زونهای خردشده گسلی است. علاوه بر این، اگر گسل متقاطع با تونل، در زمره گسلهای پویا با احتمال جابجایی در طول دوره بهره برداری تشخیص داده شود، لازم است هنگام اجرای تونل، تمهیدات لازم برای کاهش خسارات ناشی از فعالیت مجدد گسل اندیشیده شود. بنابراین لازم است محل دقیق زون گسله مشخص گردد. از سوی دیگر در تونلسازی مکانیزه با ماشینهای سپردار، برداشت اطلاعات زمین شناسی مسیر تونل بسیار محدود بوده و فقط منحصر به بازدیدهای دورهای از سینهی کار تونل میشود که معمولاً بسیار دشوار بوده و در بسیاری موارد به دلایل مختلف از جمله ناپایدار بودن سینه کار، وجود آب و گاز و یا عدم توقف کافی ماشین غیر ممکن می گردد. بررسی مصالح کنده شده از سینه کار نیز از جمله دیگر راههای کسب اطلاعات زمین شناسی مى باشد كه اطلاعات حاصل از آن منحصر به تغييرات ليتولوژى و ویژگیهای ماده سنگ بوده و کامل نمی باشد. تشخیص زونهای گسله با استفاده از مصالح کنده شده معمولاً بسیار دشوار میباشد، اما ممکن است به ندرت بتوان نشانههایی از این زونها را در مصالح کنده شده تشخیص داد (از جمله رگههای کوارتزی پرکننده شکستگیها یا سطوح صیقلی و براق مربوط به سطوح گسله).بنابراین لازم است در بخشهای حساس از مسیر تونلها، از جمله در زونهای گسله، از روشهای غیر مستقیم نیز به بررسی ویژگیهای زمین شناسی مسیر تونل پرداخت تا نتایج مطلوبتری حاصل گردد. یکی از راهکارها بررسی تغییرات پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین و تفسیر این تغییرات بر اساس شرایط زمین شناسی مسیر تونل میباشد. در این زمینه تاکنون مطالعات زیادی صورت نگرفته است. مهم ترین مطالعهی مربوط به تحقیقات صورت گرفته توسط فوكويي و اكوبو ميباشد كه در اين تحقيق محققين براي تشخیص ویژگیهای زمین شناسی مسیر حفر شدهی تونل، روابطی میان مقاومت سنگ و پارامترهای گشتاور (و نیروی رانش) کاترهد و نرخ نفوذ دیسک کاتر در سنگ توسعه دادهاند [۱،۲].

در پروژهی تونل انتقال آب کرج (قطعهی ۲) بعد از اتمام حفاری تونل، کارفرمای طرح بررسی دقیقتر گسل فعال

پورکان-وردیج را که بر اساس مطالعات زمین شناسی قبل از اجرا، در حدود کیلومتر ۶۵۰۰ مسیر تونل را قطع مینماید، به منظور پیش بینی راهکارهای لازم جهت کاهش خسارات ناشی از فعالیت این گسل در طول دوره بهره برداری، الزام نمود. با توجه به هزینهی بالای راهکارهای اجرایی لازم بود که محل زون تحت تأثیر این گسل تا حد امکان به طور دقیق تعیین گردد. لازم به توضیح است که در مطالعات قبل از اجرا موقعیت گسله بر اساس تفسیر برداشتهای سطحی بر روی برشهای زمین شناسی ترسیم شده است که به دلیل عمق زیاد تونل و تغییرات ساختاری در عمق، موقعیت محل تقاطع گسل با تونل و همچنین ضخامت زون خردشده آن دقیق نیست.

در این تحقیق به منظور شناخت موقعیت و ضخامت زون گسلی مورد نظر سعی شده است با تفسیر تغییرات پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین از دیدگاه زمین شناسی و با در نظر گرفتن شاخصهای مختلف، ویژگیهای زمین در مسیر حفر شدهی تونل مشخص گردد. در این راستا طولی حدود مدر این راستا طولی حدود را در این راستا طولی حدود دربرمیگیرد، از این نظر مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- معرفی پروژه

سامانه انتقال آب غرب تهران به منظور انتقال آب شرب شهر تهران از سد امیر کبیر طراحی و اجرا می شود. مهم ترین بخش این پروژه احداث تونلی طویل با طول تقریبی ۳۰ کیلومتر می اشد که در دو قطعه ی مجزا اجرا شده است. قطعه ی دوم این تونل به طول ۱۴ کیلومتر در ادامه قطعه ی اول از نقطه ای این تونل به نام ۱۴ کیلومتر در ادامه قطعه ی اول از نقطه ای به نام 'k در دره ی کندر شروع و تا نقطه ای به نام BR در نزدیکی بند تنظیمی سد کرج واقع در خوزنکلا ادامه می-یابد [۳](شکل ۱).



شکل ۱: موقعیت جغرافیایی پروژهی تونل انتقال آب کرج

ماشین مورد استفاده در این پروژه از نوع سپردار با سپر دوبل (تلسکوپی)، با قطر ۴٬۶۵ متر و ساخست شرکت هرنکنشت<sup>7</sup> آلمان میباشد. این دستگاه با کلهی حفاری مسطح شامل ۳۱ دیسک کاتر با قطر ۴۳۲ میلیمتر (۱۷ اینچ) میباشد(شکل ۲). توان کلهی حفار در این ماشین ۱۲۵۰ کیلونیوتن طراحی شده و توانایی اعمال گشتاور حدود ۱۰۲۹ کیلونیوتن متر را در سرعت دورانی ۱۱ دور بر در دقیقه دارد.

۳- زمین شناسی مسیر تونل

گسترهی قطعهی دوم تونل انتقال آب کرج، از دیدگاه چینه شناسی در برگیرندهی مجموعههای رسوبی- آتشفشانی مختلفی از سازند کرج است. این مجموعهها وابسته به بالاترین بخش توف میانی و بخشهای زیرین تا میانی شیل آسارا از سازند کرج هستند که در قلمرو سنی ائوسن پسین تا میانی قرار می گیرند.



شکل ۲: ماشین حفر تونل در پروژه کرج



شکل ۱: برش زمین شناسی در راستای محور تونل وموقعیت گسلهای شناسایی شده در مطالعات قبل از اجرا (مهندسین مشاور ساحل)

سنگ شناسی آنها به طور کلی شامل تناوبهایی از توف، ماسه سنگ، کنگلومراهای ریزدانه، لای سنگ و گدازه و حتی آگلومرا میباشد که به طور جانبی تغییرات چشمگیری دارند. از دیگر ویژگیهای زمین شناختی گستره میتوان به وجود تودههای عظیم از سنگهای نفوذی، دایکهای آذرین و حتی دایکهای سیلیسی اشاره کرد که در میان واحدهای رسوبی و یا در راستای برخی از گسلها بیرون زدهاند. برش زمین شناسی که در راستای این تونل ترسیم شده است، در شکل ۳ ارائه شده است. همانطور که در این برش زمین شناسی نیز مشاهده میشود، چند گسل مسیر تونل را قطع مینمایند که از میان آنها مهمترین گسل، راندگی پورکان-وردیج است[۴].

## ۴- گسل پورکان-وردیج

گسل پورکان- وردیج به دلیل اینکه شاخهای از گسل فعال شمال تهران میباشد، گسلی فعال به حساب میآید. جنبشهای زمین لرزهای این گسل میتواند با گسیختگی

همراه باشد که این گسیختگی در مسیر تونل نیز ایجاد خواهد شد. گسل پورکان-وردیج با ساز و کار راندگی و راستای عمومی شمال غربی – جنوب شرقی و شیب به سمت شمال شرقی، با اندکی فاصله از پهنهی گسلی شمال تهران شروع و پس از گذر از روستای وردیج، از شمال پورکان در جادهی چالوس مجدداً به کوهستان منتهی می شود [۴]. (شکل ۴).



شکل ۲: نمایی از گسل پورکان – وردیج در مسیر تونل

گسل پورکان سبب رانده شدن عضوهای قدیمی تر سازند کرج روی عضوهای جوان تر شده است و در مقایسه با گسلهای اطراف مثل گسل نمرک که تنها دریک زیرعضو از سازند کرج عمل کرده است، جابه جایی بیشتری را دارد. بنابراین پهنه گسل پورکان-وردیج عریض تر است و خود متشکل از ریزگسلهایی است که سبب توزیع غیر یکنواخت دگرریختی در پهنه شده است و ترکیبات سنگ شناسی متفاوتی را از عضوها و زیر عضوهای سازند کرج در آن جای داده است. در برش زمین شناسی مسیر تونل (مطالعات مرحله یدوم، قبل از اجرای تونل)، موقعیت برخورد گسل پورکان-وردیج با تونل حدود متراژ ۶۴۵۰ تعیین شده است (شکل ۵). همچنین گسل F4 در متراژ ۶۴۵۰ از تونل تعیین محل شده است[۵].



شکل ۳: برش زمین شناسی مسیر تونل در مقطع نزدیک به گسل پورکان-وردیج (مهندسین مشاور ساحل)

۵- شناخت ویژگیهای زمین شناسی مسیر تونل با استفاده از دادههای حین اجرا

همانطور که اشاره شد در این تحقیق به منظور شناسایی دقیقتر زون گسله پورکان-وردیج، بخشی از مسیر تونل به طول تقریبی ۱۱۰۰ متر در اطراف گسل مورد بررسی قرار گرفته و ویژگیهای زمین شناسی آن با استفاده از پارامترهای ماشین و سایر برداشتهای ثبت شده در حین اجرا مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه نتایج این بررسیها ارائه می گردد.

## ۵-۱- پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین

یک اپراتور مجرب، با تغییر شرایط زمین شناسی، تلاش مینماید با کنترل پارامترهایی مانند فشار جکهای پیشران، دور دستگاه و گشتاور ماشین، با رعایت ایمنی و سلامت ماشین، به بهترین عملکرد و بیشترین نرخ نفوذ ماشین در

سنگ دست یابد. از این رو، معمولاً پارامترهای اپراتوری و عملکرد ماشین دارای ارتباط تنگاتنگی با شرایط زمین شناسی میباشند. بنابراین یکی از راهکارهای اصلی در این تحقیق، به منظور شناسایی زون گسلهی پورکان-وردیج، بررسی تغییرات پارامترهای اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین در محدودهی زون عملکرد این گسل میباشد. در شکلهای ۶ و ۷ نوسانات پارامترهای مختلف اپراتوری و عملکرد واقعی ماشین در محدوده اطراف این گسل نشان داده شده است.

یکی از پارامترهای عملکرد ماشین که دارای ارتباط مستقیم با شرایط زمین است، نرخ نفوذ دیسک کاتر در سنگ است. با ثابت فرض نمودن سایر پارامترها مانند نیروی رانش کاترهد، نوسانات نرخ نفوذ می تواند تا حدودی نشان دهندهی تغییرات شرایط زمین شناسی (تغییر در مقاومت مادهی سنگ و میزان خردشدگی تودهی سنگ) باشد. بنابراین بررسی تغییرات این پارامتر میتواند نشانهی خوبی برای شناخت زونهای خردشده در مسیر تونل نیز باشد. همانطور که ملاحظه می شود، یک تغییر محسوس در نرخ نفوذ ماشین یا P(m/h) در متراژ بین ۶۱۰۰ تا ۶۴۰۰ قابل مشاهده میباشد و با وجود کاهش دور ماشین در همین مقطع، نرخ نفوذ افزایش یافته است. این میتواند بدین معنی باشد که اپراتور به دلیل برخورد با زمین خردشدهتر، اگرچه قابلیت نفوذ بیشتری وجود داشته است، تلاش نموده است با کاهش دور دستگاه ضمن جلوگیری از ناپایداریهای احتمالی در سینهی کار و جدارهی تونل، با در نظر گرفتن ظرفیت نوار نقاله، از بالا رفتن حجم مواد کنده شده اجتناب نمايد.

همانطور که در شکل ۶ مشاهده می شود از میان پارامترهای مربوط به عملکرد ماشین، شاخص نفوذ یا (FPI)<sup>1</sup>، کاهش محسوس تری را در همین محدوده متراژ ۶۱۰۰ تا ۶۴۰۰ نشان می دهد، به طوریکه مقادیر کوچکتر از ۴ نیز در این محدوده به فراوانی ثبت شده است. پارامتر FPI یک پارامتر ترکیبی است که براساس نرخ نفوذ ماشین و دو پارامتر مربوط به ماشین یعنی نیروی پیشران و دور دستگاه از طریق رابطهی (۱) محاسبه می شود.

$$FPI = \frac{60 F_n RPM}{1000 ROP} \tag{1}$$

در رابطهی بالا ROP نرخ نفوذ دستگاه (m/h)، RPM دور دستگاه (m/h)، RPM دور دستگاه و Fn نیروی رانش کاترهد (kN/cutter) است [۶].

شرایط زمین شناسی را بهتر نشان دهد[۷].

بنابراین با توجه به اینکه در رابطه FPI علاوه بر نرخ نفوذ، اثر وجود دارد، می توان انتظار داشت که این پارامتر تغییرات پارامترهای اپراتوری مهم مانند دور دستگاه و نیروی رانش نیز



شکل ۴: تغییرات پارامترهای مربوط به عملکرد ماشین در طول تونل



شکل ۵: تغییرات پارامترهای اپراتوری در طول تونل

همانطور که مشاهده می شود، در این رده بندی، توده سنگها

بر اساس ویژگیهای آنها (استحکام مادهی سنگ و ساختار

توده سنگ) به شش گروه مختلف از نظر ویژگیهای حفر پذیری تقسیم شدهاند. در جدول ۱، از بالا به پایین، شرایط

حفر پذیری توده سنگ مطلوبتر و برعکس شرایط پایداری

تودهسنگ جدارهی تونل، نامطلوبتر می شود. همانطور که

مشاهده می شود در این روش جهت طبقه بندی حفرپذیری

زمین از رابطهی میان پارامتر FPI و ویژگیهای زمین شناسی

بر اساس طبقه بندی حفرپذیری زمین میتوان این بخش از مسیر تونل (یعنی ۱۱۰۰ متر مورد بررسی) را در سه کلاس -B

B-IV ، III و B-V طبقه بندی نمود. شکل ۹ موقعیت تقریبی

این کلاسها را در مسیر تونل نشان میدهد. چنانکه در این

تودهسنگها استفاده شده است.

از میان پارامترهای ایراتوری نیز، همانطور که در شکل ۷ مشاهده می شود، نسبت گشتاور دستگاه به نیروی رانش (Tq/Th)، تمایز محسوسی را در متراژ ۶۱۰۰ تا ۶۴۰۰ نشان میدهد، به طوری که فقط در این فاصله، این نسبت به مقادیر فراتر از ۰٫۳ رسیده است. معمولاً در زمینهای خردشدهتر نیاز به نیروی رانش کمتری برای خردایش سنگ میباشد. از سوی دیگر به دلیل نفوذ بیشتر دیسکها و بعضاً ناپایدار بودن سینهی کار و افزایش حجم مواد کنده شده در جلوی کاترهد، گشتاور مورد نیاز دستگاه افزایش مییابد. اپراتور در چنین مواقعی برای کنترل گشتاور دستگاه، دور کاترهد را کاهش میدهد.

## ۵-۲- حفریذیری تودهسنگها

ردەى حفرپذيرى تودەي سنگ

B-0

حفرپذیری توده سنگها با ویژگیهای رفتاری و مقاومتی توده سنگها در ارتباط مستقیم است و میتواند شاخصی برای زونهای خرد شده نیز باشد. حفرپذیری تودہ س است که بر اساس قطعهی اول تونل ان همکاران [۷] ارائه و شکل ۸ ارائه شده

. یکی از رده بندیهای ننگها ارائه شده اس ں اطلاعات چند پرو نتقال آب کرج) و خار- شده است. اصول این ه است.	ی که اخیراً در ت، رده بندی وژهی داخلی جی توسط حس رده بندی در - جدول ۱: رده	زمینهی ۲۰ تجربی ۱۰ (ازجمله جدول ۱ مندی حفرپذیر:	شکل ملاحظه میشود، از متراز ۲۰۰۰ تا ۲۲۱۰ از مسیر نوبل مقادیر FPI پایین بوده و در کلاس B-V از طبقه بندی فوق قرار می گیرد. بر اساس جدول ۱ و شکل ۱ کلاس B-V معادل تودهی سنگهای خردشده و زونهای گسله در نظر گرفته میشود.		
شاخص نفوذ صحرایی (FPI) (kN//mm/rev)	توصيف حفر پذيرى	شرایط پایداری	صعوبت نسبی برای کاربرد TBM	مثال	
> ٧.	دشوار	كاملاً پايدار	دشوار	تودهی سنگهای بسیار بسیار مستحکم و تودهای و بدون درزه مانند کوارتزیتها	
۴۰₋γ۰	کمی دشوار	پايدار	متوسط	سنگهای آذرین و دگرگونی بسیار مستحکم و با درزه داری اندک (گنیس، گابرو، دیوریت و)	
۲۵-۴۰	نسبتاً خوب	ناپایداریهای جزئی	خوب	سنگهای آواری و آذرآواری مستحکم و درزه دار (توف، توفیت، آگلومرا، آهک و دولومیتهای متوسط تا ضخیم لایه)	
۱۵-۲۵	خوب	ناپایداریهای موضعی	بسيار خوب	تودهی سنگهای نیمه مستحکم تا مستحکم و شدیدا درزه دار (لایههای نازک تا متوسط از آهکهای شیلی	

سنگهای ادرین و دکرکونی بسیار مستحکم و با درزه داری اندک (گنیس، گابرو، دیوریت و)	متوسط	پايدار	کمی دشوار	۴۰_γ۰	B-I
سنگهای آواری و آذرآواری مستحکم و درزه دار (توف، توفیت، آگلومرا، آهک و دولومیتهای متوسط تا ضخیم لایه)	خوب	ناپایداریهای جزئی	نسبتاً خوب	۲۵-۴۰	B-II
تودهی سنگهای نیمه مستحکم تا مستحکم و شدیدا درزه دار (لایههای نازک تا متوسط از آهکهای شیلی و ماسه سنگ)	بسيار خوب	ناپايدارىھاى موضعى	خوب	10-70	B-III
تودهی سنگهای ضعیف درزه دار و خردشده یا تودهی سنگهای متورق مانند تناوبهای نازک شیل و ماسه سنگ	خوب	ناپایداریهای عمده	بسيار خوب	Y-1۵	B-IV
سنگهای بسیار ضعیف و شدیداً خردشده و تودهی سنگهای کاملاً متورق (شیل، اسلیت، گرافیت شیست و)	همراه با مشکل	ریزش کلی، لهیدگی زمین	عالى	< γ	B-V



Note: 1) Very Foliated shales, slates and schistose graphite schists of Ghomrood project;

- 2) Alternation of shale and sandstone layers in Ghomrood project;
- 3) Tuffs, tuffites and sandstone layers of Karaj project;
- 4) Carbonate rocks in Zagross and Ghomrood projects;

5) Thick quartzite veins in Ghomrood project;

6) Massive igneous and metamorphic rocks in Manapouri

شکل ۸: مدل تجربی برای پیش بینی عملکرد ماشین و طبقه بندی حفر پذیری تودهی سنگ [۳، ۶]

تراوایی تودهی سنگ نیز بستگی دارد. بنابراین میتوان نتیجه گرفت که با توجه به ثابت بودن هد آب، از متراژ ۶۰۰۰ به بعد میزان تراوایی تودهی سنگ افزایش یافته است که نشان دهنده خردشدگی بیشتر تودهسنگ در این محدودهاست.

از سوی دیگر مطالعه یپوشش بتنی تونل نیز نشان می دهد در محدوده ی ۶۲۲۹ تا ۶۳۷۲ سگمنتهای نصب شده در اثر تنشهای روباره دچار شکستگی شدهاند. بنابراین در این محدوده فشار اعمال شده بیشتر از نقاط دیگر است که این می تواند دلیلی دیگر بر وجود زون گسله و مقادیر بیشتر بار سنگ در این بخش باشد. ۵-۳- سایر شاخصها

علاوه بر پارامترهای ماشین، میتوان از برخی شاخصهای دیگر نظیر میزان آب ورودی به تونل و شکستگی قطعات بتنی نصب شده در جداره تونل و یا میزان خورند گراول پشت پوشش بتنی تونل نیز برای شناسایی ویژگیهای مهندسی توده سنگها استفاده نمود. در شکل ۱۰ تغییرات آب ورودی به تونل (به صورت تجمعی) با پیشروی ماشین نشان داده شده است. چنانکه ملاحظه میشود، با رسیدن تونل به متراژ ۲۰۰۰ یک افزایش مشخص در آب ورودی به تونل مشاهده میشود که البته از متراژ میران آب ورودی به تونل افزایش بیشتری را نشان می دهد. افزایش آب ورودی علاوه بر هد استاتیکی آب به میزان



شکل ۶: تغییرات متوسط شاخص نفوذ و تفکیک کلاسهای مختلف حفرپذیری در طول تونل

جعفر حسن پور؛ زهره محمدیاری؛ اکبر چشمی



شکل ۱۰: تغییرات آب ورودی به تونل بر حسب طول حفر شده تونل (تجمعی، اندازه گیری شده در دهانهی تونل) [۵]

### ۶- نتیجه گیری

گسل پورکان-وردیج از جمله گسلهای اصلی منطقه است و بر اساس بررسی رخنمونهای سطحی، فرض بر این بوده است که محدودهی وسیعی را تحت تأثیر قرار داده است. وجود خردشدگیهای تکتونیکی در رخنمونهای سطحی این گسل چنین شواهدی را نشان میدهد. در مطالعات قبل از اجرای تونل، با در نظر گرفتن گسل F4 که در نزدیکی آن تشخیص داده شده است (و همچنین برخی گسلهای شناخته نشده)، یهنهای به ضخامت ۳۰۰ تا ۵۰۰ متر به عنوان زون مؤثر این گسل در نظر گرفته شد. بعد از اجرای تونل برای تدقیق محل و ضخامت زون خردشده، علاوه بر شاخصهای زمین شناسی از برخی پارامترهایی که به طور غیر مستقیم نشان دهندهی شرایط زمین شناسی تونل هستند (از جمله پارامترهای اپراتوری و پارامترهای مربوط به عملکرد ماشین) نیز استفاده گردید. نتایج این مطالعات، با در نظر گرفتن کلیهی شاخصهای مستقیم و غیر مستقیم، با اطمینان بالا نشان داد ۷- مراجع

[1] Fukui, K., & Okubo, S. (2006). Some attempts for estimating rock strength and rock mass classification from cutting force and investigation of optimum operation of tunnel boring machines. Journal of Rock mechanics and Rock Engineering, 39(1), 25–44. doi:10.1007/s00603-005-0071-6

[2] Fukui, K., & Okubo, S. (1999). Rock properties estimation by TBM cutting force. 9th Int. Congress on Rock Mechanics.

[۳] حسن پور, ج., & رستمی, ج. (۱۳۸۹). عملکرد ماشینهای تونل بُری در سنگ سخت. نشر فن آریا.
 [۴] مهندسین مشاور ساحل (۱۳۸۸). گزارشات زمین شناسی مهندسی تونل انتقال آب کرج (قطعهی دوم). چاپ نشده.

که زون خردشده ناشی از عملکرد گسل پورکان-وردیج دارای ضخامتی حدود ۴۰۰ متر از متراژ ۴۰۵۰ تا ۶۴۵۰ میباشد. در این مطالعه و با استفاده از شاخصهای به کار گرفته شده، هسته مرکزی گسل قابل تشخیص نمیباشد.نتیجهای که از بررسی ویژگیهای مهندسی واحدهای سنگی در دو سوی زون گسله پورکان-وردیج به دست میآید، تفاوت نسبی در این ویژگیها میباشد. به نظر میرسد در سنگهای کمرپایین گسل (که بیشتر از تودههای نفوذی مقاوم تشکیل شدهاند)، به دلیل شکنندگی بیشتر این سنگها، در مقایسه با سنگهای کمر بالای گسل (که بیشتر از جنس توفهای ریزدانه همراه با شیل هر حال این زون گسله به دلیل ماهیت متفاوت سنگهای دو سوی گسل متقارن نبوده و هسته مرکزی گسل متمایل به بخش انتهایی زون گسله در حدود کیلومتر ۶۴۰۰ تا ۶۴۵۰ در میباشد.

[۵] مهندسین مشاور ساحل (۱۳۹۰). گزارشات کارگاهی تونل انتقال آب کرج (قطعهی دوم). چاپ نشده.

[6] Hassanpour, J., Rostami, J., & Zhao, J. (2011). A new hard rock TBM performance prediction model for project planning. Tunneling and Underground Space Technology, 26, 595–603.

[7] Hassanpour, J., Rostami, J., Khamehchiyan, M., Bruland, A., & Tavakoli, H. (2010). TBM performance analysis in pyroclastic rocks, a case history of Karaj Water Conveyance Tunnel (KWCT), Journal of Rock mechanics and Rock Engineering, Vol. 43(4), 427-4 (Vol. 43).

1 Fukui 2 Okubo 3 Herrenknecht 4 Field Penetration Index





دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۷۵ تا ۸۸



وهاب سرفرازی \*`؛ نسرین میخک بیرالوند ٔ

۱ - گروه مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی همدان ۲- کارشناسی ارشد استخراج معدن، دانشگاه صنعتی همدان

پذیرش: ۹۵/۱۲

ISRM

دریافت: ۹۵/۰۴

چکیدہ

در این تحقیق با استفاده از کد جریان ذره دو بعدی (PFC2D) تاثیر شکل نوک برنده بر مکانیزم خردشدگی سنگ بررسی شده است. به این منظور، دو مدل عددی با مقاومت کششی متفاوت MP ۵ و MPa ۲۵ MPa ساخته و به ترتیب تحت تنش محصورکننده MPa و ۵MPa و ۲۰MPa قرار گرفتند. ۸ برنده با اشکال هندسی متفاوت با نرخ ۲۰۳۶ Ms سطح سنگ برخورد کرده تا اینکه mm ۶ در سنگ نفوذ نماید. بطور کلی ۱۶ مدلسازی انجام شد. سنگ زیر برنده سه رفتار مکانیکی مختلف را نشان میدهد که عبارتند از ناحیه شکسته شده زیر برنده، ناحیه پلاستیک دارای ترکهای موضعی زیر ناحیه شکسته شده و ناحیه الاستیک. زمانیکه مقاومت کششی سنگ MP ۵ است، تنش شکست حاصل از تیغه مقعر شکل کمترین و تعداد ترکهای ایجاد شده بیشترین است. این بدین معنی است که در سنگ با مقاومت MP ۵، شکل برنده تاثیر زیادی بر تنش شکست و وسعت شکست سنگ دارد. زمانیکه مقاومت کششی سنگ MP ۵ برنده تاثیر زیادی بر تنش شکست و وسعت شکست سنگ دارد. زمانیکه مقاومت کششی سنگ MP ۵ برنده تاثیر زیادی بر تنش شکست را ایجاد می کند ولی تنش شکست حاصل از تیغهها یکسان است. این برنده تاثیر زیادی بر تنش شکست را ایجاد می کند ولی تنش شکست حاصل از تیغه مقعر شکل کمترین و برد منگ با مقاومت کششی سنگ MP ۵ است، شکست حاصل از تیغه مقدر شکل میت به دا را در سنگ با مقاومت کششی سنگ MP ۵ است، تش شکست حاصل از تیغه مقدر شکل کمترین و برد رست معنی است که در سنگ با مقاومت MP ۵ است، شکست حاصل از تیغه مقدر یک میان بدین معنی است که در سنگ با مقاومت MP ۵ ایند ولی تنش شکست دامل از تیغه مقدر یک است. این شکست را کنترل می کند. بطور کلی تیغه مقعر شکل و U شکل با کمترین تنش مصرفی، بیشترین شکست را در سنگ با مقاومت کششی MP ۵ و MP ۵ ایجاد می کند. با افزایش مقاومت کششی، تنش شکست

كلمات كليدى TBM، نرمافزار PFC2D، برنده، مقاومت كششى، فشار محصور شوندگى

ابداع روابطی برای پیشبینی نرخ نفوذ TBM براساس پارامترهای یاد شده داشتند. تارکوی ٔ مدلی ارائه کرد که در آن از سختی کل سنگ به عنوان عامل تخمین زننده استفاده شده بود. عیب این روش عدم استفاده از مشخصات توده سنگ و خصوصیات ماشین در پارامترهای ورودی به مدل برای پیش بینی می باشد [1]. مدل ارائه شده توسط گراهام ۲ نرخ نفوذ را به عنوان تابعی از نیروی فشاری هر برنده و مقاومت فشاری نامحصور سنگ بستر تونل محاسبه می کرد [۲]. عیب این مدل در نظر نگرفتن مشخصههای ناپیوستگی سنگ و برندهها بود. برولند<sup>۳</sup> و همکاران نشان دادند که علاوه بر زاویهداری، فاصله داری صفحات ضعیف هم تاثیر قابل ملاحظهای بر نرخ نفوذ دارند [۳]. مدل ارائه شده توسط ایناراتو توانایی در نظر گرفتن اثر ردهبندی ساختار توده سنگ را در روند تخمین نرخ نفوذ داشت [۴]. چیایا<sup>۵</sup> به منظور بررسی فرآیند نفوذ دندانه برشی سخت در مواد ناهمگن، روش المان محدود را بکار گرفت [۵]. گانگ<sup>5</sup> با استفاده از مدلسازی عددی دوبعدی به روش المان مجزا تاثیر جهتداری درزه بر خردایش سنگ را بررسی کردند [۶]. نتایج نشان داد که جهتداری درزه بر روند شروع ترک و انتشار آن و نرخ نفوذ TBM تاثیر مهمی دارد. گانگ $^{
m v}$  و همکاران تاثیر شکنندگی سنگ بر خردشدگی سنگ را با روش عددی UDEC آنالیز نمودند [۷]. نتایج نشان داد که سرعت نفوذ TBM با افزایش شکنندگی سنگ افزایش می یابد. تحقيقات انجام شده توسط هانگسو مومكاران نشان داد كه تنش محصورکننده تاثیر قابل توجهی بر عوامل کلیدی خردشدگی سنگ از قبیل زاویه ترک، طول ترک و اتلاف انرژی دارد [۸]. در مطالعات فوق، تاثیر هندسه برنده بر مکانیزم شکست سنگ زیر برنده بررسی نشده است. هدف این تحقیق تعیین بهینهترین شکل هندسی نوک تیغه میباشد بگونهای که با صرف كمترين نيرو، بيشترين وسعت شكست را حاصل نمايد. از آنجاییکه نرم افزار PFC2D توانایی مدلسازی رشد و گسترش ترک را دارد لذا در این تحقیق از این نرم افزار استفاده شده است.

#### ۱– مقدمه

تونلها از مهمترین نیازهای شهرنشینی مدرن امروزی میباشند. با گذشت زمان استفاده از ماشینهای تونل کنی ابعاد وسيعترى بهخود گرفته است. امروزه پروژههاى تونلسازى زیادی در ارتباط با ملزومات حمل و نقل و جادهها در سرتاسر دنیا در حال اجرا میباشند. پیشرفت طراحی ماشین حفاری مستلزم آگاهی از عوامل تأثیرگذار بر برش مکانیکی سنگ میباشد. از مهمترین عوامل بکارگیری موفق ماشینهای حفاری، طراحی بهینه و پیشبینی عملکرد ماشین حفر تونل میباشد که تحت تاثیر شرایط زمین شناسی و هندسه ابزار برش است. یکی از مهمترین پارامترهای تعیینکننده عملکرد ماشین حفر تونل (TBM)، شاخص نرخ نفوذ می باشد. فاکتورهای متعددی بر میزان نرخ نفوذ ماشینهای حفر تونل تاثیرگذار هستند. بهطور کلی عوامل تاثیرگذار بر نرخ نفوذ را میتوان به سه گروه خصوصیات سنگ، مشخصات فنی TBM و هندسه تونل دسته بندی کرد. خصوصیات تودهسنگ به وسیله مشخصات سنگ بکر و ساختار ناییوستگی تودهسنگ تعیین می شود. اکثر پارامترهای مهم سنگ بکر که نرخ نفوذ را تحت تاثیر خود قرار میدهند متاثر از مقاومت فشاری تک محوره سنگ می باشند بگونه ای که هر چه مقاومت سنگ بیشتر باشد نرخ نفوذ کمتر خواهد بود. وجود ناپیوستگیهای ضعیف در تودهسنگ می تواند میزان نرخ نفوذ را افزایش دهد. این میزان افزایش نرخ نفوذ، متاثر از خصوصیات ناپیوستگیها از قبیل جهتداری، زاویهداری، پرشدگی و درجه هوازدگی است. مهم ترین مشخصات فنی TBM تاثیر گذار بر نرخ نفوذ، قطر و نوع دیسک برنده، نیروی نفوذ هر دیسک، گشتاور پیچشی دستگاه، فاصلهداری دیسکها، مهارت اپراتور و ... میباشد. هندسه تونل نیز نقش عمدهای بر نرخ نفوذ داشته و اغلب این نقش را با اعمال تغییرات در خصوصیات فنی TBM ایفا می کند. بسیاری از پارامترها از قبیل گشتاور، نیرو و انرژی مصرفی کل تحت تاثیر هندسه، قطر تونل و پایداری تونل هستند. با توجه به اهمیت بالای نرخ نفوذ *TBM* محققان فراوانی سعی در

### ۲- معرفی نرم افزار PFC2D

روش عددى المان مجزا ابتدا توسط كاندل براى تحليل مسائل مکانیک سنگ معرفی شد[۹]و سپس در مکانیک خاک توسط کاندل و استراک به کار برده شد[۱۰]. در این روش، اجسام مجزا می توانند جابجایی و چرخشهای محدودی داشته باشند [۱۱]. در سال ۲۰۰۲ کوک کاربرد روش المان مجزا در ناپیوستگیها را توسعه داده و متداول نمود[۱۲]. در نرم افزار PFC2D محيط سنگ به صورت مجموعه فشرده از ذرات با اندازههای غیر یکنواخت و اشکال کروی و یا دایروی مدلسازی می شود که ذرات در نقاط اتصال خویش با پیوندهای موازی به هم چسبیدهاند. مجموعه فشرده مصالح در این سیستم طوری تولید می شوند که ذرات به خوبی به هم وصل شده و نیروهای بین دانهای اندک باشد [۱۴]. حرکت و اندرکنش نیروهای ذرات توسط روش تفاضل محدود محاسبه می گردد. تماس بین ذرات توسط اتصال های خطی یا غیرخطی معرفی می شود. اتصال خطی، که در این مقاله از آن استفاده شده است، ارتباط الاستیک را بین تغییرشکل و نیروهای اعمال شده به دیسکها مهیا مینماید. مدل اتصال تماسی و موازی که در کد جریان ذره کاربرد دارد، بیانگر مقاومت بین دیسکها میباشند. مدل اتصال موازی که در این مقاله از آن استفاده شده است با

میکروپارامترهای زیر معرفی می گردد؛ مدول یانگ دیسکها، نسبت سختی نرمال به سختی برشی دیسک، ضریب اصطکاک دیسک، مقاومت نرمال اتصال موازی، مقاومت برشی اتصال موازی، نسبت انحراف استاندارد به انحراف میانگین مقاومت نرمال، نسبت انحراف استاندارد به انحراف میانگین مقاومت برشی، مینیمم شعاع دیسکها، ضریب افزایشدهنده شعاع دیسک، مدول یانگ اتصال موازی دیسکها و نسبت سختی نرمال به سختی برشی اتصال موازی در ادامه مراحل آماده سازی مدل عددی، تعیین میکروپارامترهای فوق و کالیبراسیون مدل، آماده سازی مدلهای اصلی، انواع هندسه تیغهها و نحوه بارگذاری مدل ارائه گردیده است.

## ۲-۱- مراحل آماده سازی مدل عددی اولیه

بطورکلی آماده سازی مدل در نرم افزار PFC2D شامل ۵ مرحله میباشد که عبارتند از: ایجاد مرزهای مدل و تولید دیسکها با ابعاد مورد نظر (شکل ۱–الف)، فشردگی اولیه ذرات (شکل ۱–ب)، اعمال تنش ایزوتروپیک (شکل ۱–ج)، کاهش تعداد ذرات معلق (شکل ۱–د) و اعمال پیوندهای موازی (شکل ۱–۵).





۲-۲- کالیبراسیون مدل بعد از ساخت مدل اولیه بایستی مدل را کالیبره نمود. به عبارت

دیگر باید میکروپارامتر های معرفی شده فوق را بگونه ای تعیین کرد که رفتار مکانیکی مدل عددی (مقاومت کششی) و نمونه آزمایشگاهی سنگ آهک و گنایس یکسان گردد. مقاومت میباشد. با سعی و خطا، میکروپارامترها بگونه ای انتخاب شدند که مدلهای عددی با مقاومت کششی MPa ۵ و MPa ۲۵ MPa حاصل شود (جدول ۱). کششی برزیلی سنگ آهک و گنایس توسط استاندارد ASTM [۱۳]، اندازه گیری شد. به این ترتیب که نمونههای دیسکی با قطر mm ۵۶ و ضخامت mm ۲۷ آماده سازی شد و تحت آزمایش برزیلین قرار گرفت. نرخ بارگذاری۰/۰۲ mm/s

مقاومت كششى			مقاومت كششى			
(M)	Pa)	ميكروخصوصيات	(M	Pa)	ميكروخصوصيات	
۲۵	۵		۲۵	۵		
١	١	$\stackrel{\overline{\lambda}}{\lambda}$ افزایش دهنده شعاع اتصال موازی	دىسكى	دىسكى	نوع ذره	
۵	۵	$\overline{E}$ مدول یانگ اتصال موازی (GPa) مدول	١٠٠٠	1	دانسيته( <i>kg/cm<sup>3</sup></i> )دانسيته	
٣	٣	$\left(rac{ar{k}_n}{ar{k}_s} ight)$ نسبت سختی های اتصال موازی	٠/٢٧	• /77	مینیمم شعاع دیسک (mm)	
• /۵	•/۵	ضريب اصطكاك	۱/۷۶	١/٧۶	نسبت مینیمم شعاع به ماکزیمم شعاع دیسک	
105	۲۹	مقاومت نرمال اتصال موازی، میانگین (MPa)	•/•٨	•/•٨	نسبت تخلخل	
۳۸	۷/۲۵	مقاومت نرمال اتصال موازی، انحراف استاندارد (MPa)	• /V	• /Y	ضریب میرایی (α)	
107	۲۹	مقاومت برشی اتصال موازی، میانگین (MPa)	۵	۵	مدول یانگ تماسی (GPa)	
۳۸	۷/۲۵	مقاومت برشی اتصال موازی، انحراف استاندارد (MPa)	٣	٣	$\left(rac{k_n}{k_s} ight)$ نسبت سختی های اتصال تماسی	

جدول ۱: میکروپارامترهای مورد نیاز برای ساخت مدل عددی با مقاومت کششی MPa و MPa ۲۵ MPa د

الگوی شکست نمونههای آزمایشگاهی میباشد. زمانیکه مقاومت کششی کم است، چند نوار کششی منجر به شکست سنگ میگردد درحالیکه با افزایش مقاومت کششی، یک سطح گسیختگی باعث شکست نمونه می شود. شکل ۲⊣لف و ب الگوهای شکست مدلهای عددی و نمونههای آزمایشگاهی را به ترتیب برای مقاومتهای MPa ۵ و MPa ۲۵ نشان میدهد. خطوط زرد رنگ (رنگ روشن) و قرمز رنگ (رنگ تیره)، نشان دهنده ترکهای کششی و ترکهای برشی میباشند. بطور کلی الگوهای شکست مدلهای عددی مشابه



شکل ۲: الگوی شکست مدلهای عددی و نمونههای آزمایشگاهی به ترتیب برای مقاومتهای الف) MPa و ب) ۲۵MP

۲-۳- آماده سازی مدل اصلی

بعد از کالیبراسیون مدل، مدلهای عددی با ابعاد ۶۰ ×۱۲۰ میلیمتر ساخته شد (شکل ۳–الف). این مدلها دارای ۱۳۴۵۶ دیسک میباشند. به منظور مهیا ساختن شرایط آزمایش، یک نوار افقی به عرض ۱۰ میلی متر و طول ۱۲۰ میلی متر از مدل حذف گردید (شکل ۳–ب). سپس دیسک برنده که وظیفه شکست سنگ را برعهده دارد، بین سطح سنگ و دیوار افقی بالایی نصب گردید.



# ۲-۴- انواع هندسههای دیسک

به منظور بررسی اثر شکل هندسی برنده بر الگوی شکست سنگ، ۸ شکل هندسی مختلف برای برنده مدلسازی شد. عرض تمام دیسکها  $N \cdot mm$  است و ارتفاع آنها  $N \cdot mm$  است (شکل ۴). تیغه شماره ۱ دارای لبه U شکل است. تیغه شماره ۲ دارای لبه کاملاً V شکل است. تیغه شماره  $\pi$  دارای لبه ای به شکل U خوابیده است. تیغه شماره  $\pi$  دارای لبه U شکل با

دیوارههای مورب کوتاه است. تیغه شماره ۵ دارای لبه مقعر است. تیغه شماره ۶ دارای لبه U شکل با دیوارههای مورب بلند است. تیغه شماره ۷ دارای لبه به شکل V نوک تخت با لبههای تیز و دیوارهای کوتاه است. تیغه شماره ۸ دارای لبه به شکل Vنوک تخت با لبههای گرد است.



#### ۲-۵- بارگذاری مدلها

اعمال تنش در برنامه PFC توسط دیوارهای مدل انجام می شود (شکل ۳-ب). سختی نرمال و برشی دیوارها، ۲ برابر سختی دیسکها انتخاب میشود تا دیوارها نسبت به مدل سخت ر باشند و صلابت آزمایش حفظ شود. زاویه اصطکاک دیوارها در مدل صفر انتخاب می شود تا اصطکاک بین دیوار و مدل ایجاد نشود. صفحات جانبی، فشار جانبی مورد نظر را بر نمونه اعمال می کنند و صفحه بالا وظیفه بار گذاری به دیسکها را برعهده دارد. صفحه پایین نمونه را در محل ثابت نگه میدارد. در تمام آزمایشها، نرخ بارگذاری استاتیکی دیوار برابر ۰/۰۲ m/s درنظر گرفته می شود. این میزان از بارگذاری منجر به فراهم ساختن شرایط بارگذاری استاتیکی میشود. برای تعیین این میزان بارگذاری، نرخهای مختلف بارگذاری مورد آزمایش قرار گرفت و مشخص شد که در نرح بارگذاری ۰/۰۲ و كمتر از آن منحنى بار-جابجايي روند خطى دارد و هيجگونه اعوجاج در آن مشاهده نمی شود. میزان تنش جانبی با مکانیزم کنترل شدهای ثابت میماند. مدلهای با مقاومت کششی MPa ۵ و ۲۵ به ترتیب تحت تنش محصور کننده MPa و ۲۰ قرار می گیرند. با حرکت صفحه فوقانی به سمت پایین، برنده به میزان *mm* ۴ در سنگ نفوذ مینماید و توزیع نیروهای داخلی و نحوه شکست سنگ مطالعه می گردد. به منظور تجزیه و تحلیل نتایج از تنش شکست استفاده شده است. برای تعیین تنش شکست نیروی عکس العمل از دیوار بالایی برداشت شد و این

نیرو به مساحت دیوار تقسیم شد. لازم به ذکر است، در این مدلسازی وضعیت کرنش صفحهای حکمفرما است. شرایط مرزی مدل با دیوارهای پیرامون مدل کنترل میشود. به این ترتیب که دیوارههای سمت چپ و راست، فشارهای حانبی را به مدل اعمال میکنند. با حرکت دیوار بالایی در خلاف جهت محور x نیرو به تیغهها منتقل میشود و دیوار پایین نیز همواره ثابت است تا شرایط انجام آزمایش مهیا شود. گتنی است بار اعمال شده تیغه، توسط منحنی عکس العمل تیغه بارگذار قابل برداشت است. با انتخاب سختی نرمال و برشی تیغهها در مقادیر بیشتر از سختی دیسکها، صلبیت تیغه از دیسکها بیشتر شده و امکان انجام شبیهسازی مهیا میشود.

۳- بحث و نتايج

درادامه تاثیر شکل هندسی برنده بر توزیع نیروهای داخلی مدل در نفوذ mm ۰/۵ دیسک و الگوی شکست سنگ بررسی شده است.

# ۳-۱- تاثیر شکل هندسی برنده بر نیروهای فشاری و کششی داخلی مدل در لحظه شروع ترک

شکلهای ۵ و ۶ توزیع نیروهای فشاری و کششی را در مدلهای با مقاومت کششی MPa و MPA ۲۵ در نفوذ mm ۰/۵ دیسک نشان میدهد. این شکلها برای تیغههای با شکل هندسی مختلف به ۸ بخش تقسیم شده است. خطوط قرمز رنگ و سیاه رنگ به ترتیب نشان دهنده نیروهای کششی و فشاری میباشند. ضخامت این خطوط بیانگر بزرگی نیرو است. در این شکل مقادیر نیروی فشاری و کششی ماکزیمم بر

حسب نیوتن نشان داده شده است. شکل ۵ نشان میدهد که در مدل با مقاومت کششی MPa و تحت تنش

محصور کننده MPa، نیروی کششی و فشاری ماکزیمم در زیر تیغهها ایجاد شده است. این نشان میدهد که ترک از این نقاط آغاز میشود. بیشترین نیروی کششی ماکزیمم مربوط به هندسههای شماره ۵، ۶ و ۷ (شکل ۵-ه، و و ز) میباشد که نوک تیز هستند. به عبارت دیگر در میزان نفوذ *mm*، این سه تیغه بیشترین نیروی کششی ماکزیمم را به سنگ اعمال می کنند که منجر به تغییر شکل بیشتر سنگ و شکست سنگ گردد. کمترین نیروی کششی ماکزیمم نیز مربوط به هندسههای شماره ۱، ۴ و ۸ (شکل ۵-الف، د و ح) می باشد که ،•/۵ mm شکل میباشند. به عبارت دیگر در میزان نفوذ Uاین تیغهها کمترین نیروی کششی ماکزیمم را به سنگ اعمال می کند که منجر به تغییر شکل کمتر سنگ و افزایش صلابت U سنگ زیر تیغه می گردد. هر چه نوک تیغه از V شکل به شكل تغيير مىكند، مقدار نيروى كششى زير تيغه افزايش می یابد. شکل ۶ نشان می دهد که در مدل با مقاومت کششی ۲۵ *MPa* و تحت تنش محصور کننده ۲۰ *MPa*، نیروی کششی و فشاری ماکزیمم در زیر تیغهها ایجاد شده است. دراین شرایط نیروی کششی ماکزیمم در تمام دیسکها تقریبا یکسان میباشد. به عبارت دیگر در این مقاومت و محصور شوندگی و با این میزان نفوذ دیسک، نمی توان دیسکی را که منجر به بیشترین نیروی کششی ماکزیمم میشود شناسایی نمود. بطور کلی می توان دریافت که در مقاومت کششی MPa ۵ و تحت تنش محصور کننده MPa ۵، تیغه شماره ۵، ۶ و ۷ دارای بیشترین اثر تخریبی بر سنگ میباشد درحالیکه با افزایش مقاومت کششی و فشار محصور کننده، به میزان نفوذ بیشتری نیاز است تا بتوان دیسک بهینه را شناسایی نمود.



نشریه علمی-پژوهشی مکانیک سنگ

شکل ۵: توزیع نیروهای فشاری و کششی برای نفوذ ۰/۱ mm تیغه در مدل با مقاومت کششی MPa.



شکل ۶: توزیع نیروهای فشاری و کششی برای نفوذ mm ۵/۰ تیغه در مدل با مقاومت کششی ۲۵ MPa



شکل ۷، چهار ناحیه مختلف آسیب را نشان میدهد. اولین شکل ۷، چهار ناحیه مختلف آسیب را نشان میدهد. اولین ناحیه (ناحیه *I*) که بین مرز سبز رنگ محصور است مربوط به ناحیه شکسته شده میباشد. این منطقه که تماما شکسته شده است دارای تمرکز تنش بالایی میباشد. ترکهای موجود در این ناحیه عمدتا کششی هستند مادامیکه حضور ترکهای برشی نیز قابل شناسایی میباشد. دومین ناحیه که بین مرز میباشد. در این ناحیه تعداد شکستگیها کاهش مییابد و عمدتا ترکهای کششی باعث شکست بخشی سنگ میگردند. کاهش تعداد ترکها در این ناحیه حکایت از کاهش تمرکز تنش در این منطقه و به عبارت دیگر کاهش تاثیر برنده در این زون دارد.

سومین ناحیه که بین مرز نارنجی و قرمز رنگ محصور است مربوط به ناحیه پلاستیک میباشد. در این ناحیه یک دسته شکستگی اصلی پیشروی میکنند. طول و جهت داری این شکستگی به هندسه برنده و خواص مکانیکی سنگ و فشار محصور کننده بستگی دارد. نواحی دو و سه با ناحیه *II* معرفی میشوند. شعاع ناحیه*II* که معادل شعاع دایره قرمز رنگ است، چندین برابر بزرگتر از شعاع ناحیه *I* است. منطقه تاثیر دیسک به این ناحیه ختم میشود.

چهارمین ناحیه که بین مرز قرمز و آبی رنگ محصور است مربوط به ناحیه الاستیک میباشد (ناحیه III). در این ناحیه رشد و گسترش ترک مشاهده نمی شود و رفتار سنگ الاستیک میباشد. مساحت نواحی معرفی شده فوق تابعی از شکل هندسی تیغهها و نسبت مقاومت کششی به فشار محصور کننده میباشد. در ادامه به بررسی این نواحی دردیسک های مختلف

پرداخته میشود.

۳-۲-۲- تاثیر شکل هندسی دیسک بر زون شکست در سنگ با مقاومت کششی MPa ۵، تحت فشارهای محصورکننده MPa ۵

شکل ۸ انواع شکست حاصل از نفوذ تیغههای با اشکال هندسی متفاوت در سنگ با مقاومت کششی MPa ۵ و تحت فشارهای محصورکننده MPa ۵ را نشان میدهد. نسبت مقاومت کششی به فشار محصورکننده ۱ میباشد. میزان نفوذ دیسک ۴ mm میباشد. در این شکلها انواع نواحی آسیب دیده (ناحیه شکسته شده، ناحیه پلاستیک و ناحیه الاستیک) مشخص شدهاند. ترکهای کششی به رنگ زرد و ترکهای برشی به رنگ قرمز نمایان میباشند. همانگونه که از تمام آرایشها مشاهده میشود، ترکهای کششی مود غالب شکست هستند که در مدل ایجاد میشوند.

۱) تیغه شماره ۱: در این حالت زون خردشده مستقیم زیر تیغه و بصورت دایرهای در اطراف لبه تیغه ایجاد شده است (شکل  $-\Lambda$ الف). مساحت این ناحیه تقریبا  $a^2$   $\Lambda$  است (a عرض دیسک است). در ناحیه II یک شکستگی اصلی و چندین ریز شکستگی قابل شناسایی است. شکستگی اصلی در راستای محور تیغه و به سمت عمق ایجاد می شود. طول این شکستگی دو برابر عرض دیسک می اشد که نسبت به سایر آرایشها کمتر است. شکستگیهای کوچک نیز با امتداد ۴۵ درجه نسبت به محور تیغه شکل گرفته است. مساحت ناحیه F می است. مساحت ناحیه آل به محور تیغه شکل گرفته است. مساحت ناحیه II تقریباً به محور تیغه شکل R می باشد.

۲) تیغه شماره ۲- زون خردشده زیر تیغه ایجاد می شود و وسعت خردشدگی در یالهای V بیشتر می باشد (شکل ۸-ب). مساحت این ناحیه تقریبا  $a^2$  ۱/۵ است. در این آرایش، مساحت ناحیه II تقریباً ۱/۲۵ برابر مساحت ناحیه I و یا  $a^2$  می باشد. ترک اصلی شکل گرفته در ناحیه II دارای طولی معادل a و امتداد آن با محور تیغه ۴۵ درجه است.

۳) تیغه شماره ۳- در این حالت زون خردشده مستقیم در زیر تیغه و به صورت بیضی در اطراف لبه تیغه گسترده شده است (شکل ۸-ج). مساحت این ناحیه تقریبا  $a^2$  ۲ است. مساحت ایجاد می شود اما وسعت شکست در یک یال تیغه زیاد است (شکل ۸-د). مساحت این ناحیه تقریبا  $a^2$  ۵/۲ است. مساحت ناحیه *II* تقریباً ۱/۵ برابر مساحت ناحیه *I* و یا 7/70  $a^2$  ۵/۲ می باشد. در این آرایش دو شکستگی اصلی در دو یال تیغه با زاویه ۶۰ درجه نسبت به محور تیغه شکل گرفته است. طول این شکستگی ها تقریباً *a* است. ناحیه *II* تقریباً ۲ برابر مساحت ناحیه *I* و یا  $a^2$  ۹ میباشد. در ناحیه *II* دو شکستگی با طول قابل توجه تشکیل شده است. اولین شکستگی دارای زاویه ۳۰ درجه نسبت به افق میباشد. طول این ترک تقریبا a ۱/۵ میباشد. رسیدن این ترک به سطح آزاد، باعث جدا شدن تراشه و خرده حفاری از سنگ میگردد. شکستگی دوم با زاویه ۹۰ درجه از شکستگی اول ایجاد شده است. طول این ترک تقریباً برابر a میباشد.

۴) تیغه شماره ۴- در این حالت زون خردشده در زیر تیغه



شکل ۸: انواع شکست حاصل از مدلسازی نفوذ تیغههای با اشکال هندسی متفاوت در سنگ ضعیف با فشار محصورشوندگی کم (یعنی= σ 6.(5*MPa*\_3 = 5*MPa*]3.

ناحیه تقریبا  $a^2$  ۲ است. مساحت ناحیه II تقریباً ۴/۵ برابر مساحت ناحیه I و یا  $a^2$  ۹ میباشد. یک شکستگی در راستای محور تیغه به سمت عمق گسترش یافته است که طول این شکستگیها تقریباً a ۱/۵ است. همچنین دو شکستگی با زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور تیغه در یال سمت چپ تیغه ایجاد شدهاند. طول این شکستگیها تقریباً a ۱/۲۵ و a۲ است. ۲) تیغه شماره ۲- در این حالت زون خردشده زیر تیغه شکل میگیرد (شکل ۸-ز). توزیع این زون در اطراف تیغه یکسان

II است. مساحت ناحیه I تقریبا  $^{2} a^{2}$  است. مساحت ناحیه ا

۵) تیغه شماره ۵- در این حالت زون خردشده به حالت دایره ای در اطراف لبه تیغه گسترده شده است (شکل ۸-۵). مساحت این ناحیه تقریباً ۲۶ است. وسعت ناحیه II در مقایسه با سایر آرایشها ماکزیمم است. مساحت ناحیه II تقریباً ۴ برابر مساحت ناحیه ای تقریباً ۴ برابر مساحت ناحیه در این حالی شکل می می باشد. شکستگی اصلی شکل گرفته در این حالت دارای زاویه ۳۰ درجه نسبت به محور تیغه می باشد. طول این شکستگیها تقریباً ۳۵ است.
۶) تیغه شماره ۶- در این آرایش زون خردشده در زیر لبه تیغه ایجاد شده و گسترش کمی دارد (شکل ۸-۵). مساحت این ایجاد شده در زیر لبه تیغه ایجاد شده و گسترش کمی دارد (شکل ۸-۵).

تقریباً ۶ برابر مساحت ناحیه I و یا  $^{2}$  ۹ میباشد. یک شکستگی بزرگ با زاویه ۴۵ درجه نسبت به امتداد محور بارگذاری ایجاد میشود. طول این شکستگی تقریباً a ۸/۵ است. ۸) تیغه شماره ۸- در این آرایش گسترش ناحیه I در جناحین  $\Lambda$  تیغه زیاد و گسترش آن در جهت عمق کم است (شکل ۸-ح). مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۸ است. مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۸ می مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۵ رمیا مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۵ رمیا در جهت عمق کم است (شکل ۸-ح). مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۵ است. مساحت ناحیه I تقریباً ۵/۵ رمی در راستای محور تیغه برابر مساحت ناحیه I و یا 2 ۵/۵ میباشد. پنج شکستگی در مساحت ناحیه I ایجاد شده است. یک شکستگی در راستای محور تیغه رابر مساحت ناحیه I ایجاد شده است. یک شکستگی در راستای محور تیغه زادیه I ایجاد شده است. یک شکستگی در راستای محور تیغه رشد مینماید که طول آن a است. در هر کدام از یالهای تیغه، زاویه ۵۶ درجه با امتداد بارگذاری پیشروی مینماید. طول شکستگی بالایی a ۸/۱ و طول شکستگی پایینی a است. با رسیدن شکستگیهایی بالایی به سطح آزاد نمونه، یک تراشهی ممثلی مثل از سطح سنگ جدا میشود.

بطور کلی می توان دریافت که تحت نفوذ mm ۴، تیغه شماره ۳، ۶ و ۸ باعث ایجاد شکستگیهای افقی در سنگ شده که با رسیدن این شکستگیها به سطح آزاد، تراشه از سطح سنگ جدا می شود. بزرگ ترین تراشه مربوط به دیسک شماره ۳ می باشد. تیغههای شماره ۱، ۴،۳، ۵، ۶ و ۷ شکستگیهای قائم و مورب با زاویه ۴۵ درجه نسبت به قائم ایجاد می کنند که این شکستگیها تاثیری بر ایجاد تراشه سنگی ندارد. بیشترین وسعت شکست توسط تیغه ۵ حاصل شده است. همچنین کمترین وسعت شکست برای تیغه شماره ۲ (V شکل) مشاهده شد.

۳-۲-۲- تاثیر شکل هندسی دیسک بر زون شکست در سنگ با مقاومت کششی ۲۵ MPa تحت فشارهای محصورکننده ۲۰ MPa

شکل ۹ انواع شکست حاصل از نفوذ تیغههای با اشکال هندسی متفاوت در ناحیهای با مقاومت کششی MPa و تحت فشارهای محصورکننده ۲۰ MPa را نشان میدهد. نسبت مقاومت کششی به فشار محصورکننده ۱/۲۵ میباشد. در این شکلها انواع نواحی آسیب دیده (ناحیه شکسته شده، ناحیه پلاستیک و ناحیه الاستیک) مشخص شدهاند. ترکهای کششی

نشریه علمی-پژوهشی مکانیک سنگ

به رنگ زرد و ترکهای برشی به رنگ قرمز نمایان شدهاند. همانگونه که از تمام آرایشها مشاهده میشود، ترکهای کششی مود غالب شکست هستند که در مدل ایجاد میشوند. ۱) تیغه شماره ۱- در این حالت زون خردشده مستقیم زیر تیغه و بصورت دایرهای در اطراف لبه تیغه ایجاد شده است (شکل ۹-الف). مساحت این ناحیه تقریبا  $^{2}$   $\Lambda 7/$  است (aزشکل ۹-الف). مساحت این ناحیه تقریبا  $^{2}$   $\Lambda 7/$  است (aناحیه I و یا  $^{2}$   $\Lambda$  می احمد در ناحیه II تقریباً ۲۲ برابر مساحت ناحیه I و یا  $^{2}$   $\Lambda$  می اشد. در ناحیه II یک شکستگی اصلی قابل شناسایی است. این شکستگی با زاویه  $\Lambda$  درجه نسبت به امتداد قائم رشد می کند. طول این شکستگیها دو برابر عرض دیسک می باشد.

۲) تیغه شماره ۲- زون خردشده زیر تیغه ایجاد می شود و و وسعت خردشدگی در یال های V بیشتر می باشد (شکل ۹-ب). مساحت این ناحیه تقریبا  $1a^2$  است. در این آرایش، مساحت ناحیه II تقریباً ۱/۵ می باشد. ناحیه I و یا  $a^2$  ۱/۵ می باشد. در این آرایش، شکستگی بزرگ مقیاس ایجاد نشده است.

۳) تیغه شماره ۳- در این حالت زون خردشده مستقیم در زیر تیغه و به صورت بیضی در اطراف لبه تیغه گسترده شده است (شکل ۹-ج). مساحت این ناحیه تقریبا  $a^2$  ۲/۵ است. مساحت ناحیه *II* تقریباً ۶ برابر مساحت ناحیه *I* و یا  $a^2$  ۱۵ می باشد. در ناحیه *II* یک شکستگی با طول ۲۵ تشکیل شده است. این شکستگی با پیشروی به سطح آزاد سنگ رسیده و یک تراشه از سنگ ایجاد می شود.

۴) تیغه شماره ۴- در این حالت زون خردشده بصورت نواری زیر تیغه ایجاد میشود (شکل ۹-د). مساحت این ناحیه تقریبا a<sup>2</sup> است. مساحت ناحیه II تقریباً ۵ برابر مساحت ناحیه I و یا a<sup>2</sup> میباشد. در این آرایش یک شکستگی از انتهای زون خرد شده با طول a ۵/۰ بطور قائم رشد میکند.

۵) تیغه شماره ۵- در این حالت زون خردشده به حالت دایرهای در اطراف لبه تیغه گسترده شده است (شکل ۹-ه). مساحت این ناحیه II تقریباً ۵ برابر مساحت ناحیه II تقریباً ۵ برابر مساحت ناحیه II تقریباً ۵ برابر مساحت ناحیه I و یا  $2^{\alpha}$  می باشد. شکستگی اصلی ایجاد

شده در زون پلاستیک دارای زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور تیغه میباشد. طول این شکستگی<sup>\*</sup> a است. ۶) تیغه شماره ۶ در این حالت زون خردشده بهحالت دایرهای در اطراف لبه تیغه گسترده شده است (شکل ۹-و). مساحت

این ناحیه تقریبا  $a^2$  است. مساحت ناحیه II تقریباً ۲ برابر مساحت ناحیه I و یا  $a^2$  میباشد. سه شکستگی کوچک مقیاس با طول 0/a در ناحیه پلاستیک ایجاد شده است. این شکستگیها بطور قائم و به سمت عمق نمونه گسترش یافتهاند.





محور تیغه رشد می کند. از آنجاییکه رشد این ترک به سمت قائم است، لذا منجر به ایجاد تراشه سنگی نمی گردد. بطور کلی تحت نفوذ *mm* ۴، تیغه شماره ۳ باعث ایجاد شکستگیهای افقی در سنگ شده که با رسیدن این شکستگیها به سطح آزاد، تراشه از سطح سنگ جدا می شود. تیغه شماره ۱، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ شکستگیهای قائم و مورب با زاویه ۴۵ درجه نسبت به قائم ایجاد می کنند که این زاویه ۳۵ درجه نسبت به قائم ایجاد می کنند که این شکستگیها تاثیری بر ایجاد تراشه سنگی ندارد. بیشترین وسعت شکست توسط تیغه ۳ حاصل شده است. همچنین کمترین وسعت شکست برای تیغه شماره ۲ (*V* شکل) مشاهده شد. (۷) تیغه شماره ۷- در این حالت زون خردشده زیر تیغه شکل می گیرد. توزیع این زون در یال چپ تیغه بیشتر از یال راست می باشد (شکل ۹-ز). مساحت ناحیه I تقریبا  $a^2$  است. مساحت ناحیه II تقریباً ۵ برابر مساحت ناحیه I و یا  $a^2$ ۵ می باشد. یک شکستگی با زاویه ۴۵ درجه نسبت به امتداد محور بار گذاری ایجاد می شود. طول این شکستگی تقریباً a ۱/۵ است.

۸) تیغه شماره ۸- در این آرایش گسترش ناحیه I در جهت عمق است (شکل ۹-ح). مساحت ناحیه I تقریبا  $^{2}/^{0}$  است. مساحت ناحیه II تقریباً ۱۴ برابر مساحت ناحیه I و یا  $^{2}$  ۷ میاشد. یک شکستگی در ناحیه II ایجاد شده است. این شکستگی با طول a ۲ با زاویه ۴۵ درجه نسبت به راستای

از مقایسه شکل ۸ و ۹ میتوان دریافت که با افزایش مقاومت و محصورشوندگی، وسعت نواحی شکست به شدت کاهش یافته است. دلیل این موضوع را میتوان به نیروهای داخلی مدل نسبت داد. همانگونه که از شکل ۵ و ۶ مشاهده میشود، با افزایش مقاومت کششی و فشار محصور کننده، نیروی فشاری افزایش و نیروی کششی داخلی مدل کاهش مییابد. این عامل سبب میگردد تا توسعه شکست توسط نیروهای فشاری محدود گردد. این نتایج در تطابق خوبی با تحقیقات انجام شده در مراجع [۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۸] است.

## ۳-۳- بررسی تاثیر شکل هندسی تیغه بر ماکزیمم نیروی شکست

جدول ۲-الف و ب، مقادیر تنش شکست و تعداد ترکهای ایجاد شده در مدلهای سنگی با مقاومت ۵ و ۲۵ مگاپاسکال را برای نفوذ ۴mm دیسک نشان میدهد. تنش شکست از تقسیم نیروی عکس العمل روی دیوار فوقانی شکل ۳ به طول دیوار حاصل می شود.

از جدول ۲-الف مشاهده می شود که برای نفوذ دیسک شماره ۴ و ۸ به میزان ۴*mm* در سنگ با مقاومت MPa ۵، تحت فشار محصورشوندگی MPa ۵، به تنش های ۶/۳ و ۸/۵ مگاپاسکال احتیاج است؛ درحالیکه تنش شکست مورد نیاز در سایر دیسکها ۵/۹ مگاپاسکال میباشد. این بدین معنی است که در حفاری سنگ با مقاومت کششی کم، هندسه دیسک بر تنش شکست تاثیر گذار است مادامیکه وسعت شکستگی را نیز کنترل می کند. بطور مثال تعداد ترکهای ایجاد شده زیر دیسکهای ۴ و ۸ به ترتیب ۳۲ و ۲۸ ترک است ولی تعداد ترکها زیر دیسک شماره ۵، ۱۰۲ عدد میباشد. از آنجاییکه دیسک شماره ۵ با صرف کمترین تنش، بیشترین آسیب را در سنگ ایجاد میکند، بنابراین میتوان دریافت که در این شرایط، دیسک شماره ۵ با لبه مقعر شکل بیشترین کارایی را دارد. بطورکلی می توان بیان داشت که هرچه دیسک نوک تیز تر و دارای سطح مقطع بیشتری باشد، اثر تخریبی آن بر سنگ بیشتر است.

جدول ۲: نتایج حاصل از شبیه سازی نفوذ تیغههای متفاوت در سنگ با؛

الف) مقاومت ۵ مگاپاسکال و فشار محصورشوندگی ۵ مگاپاسکال

شماره دیسک	ماکزیم <sub>م</sub> تنش شکست ( <i>MPa</i> )	تعداد کل ترکهای ایجاد شده	تعداد ترکهای کششی ایجاد شده	تعداد ترکهای برشی ایجاد شده
١	۵/٩	201	519	٣٢
٢	۵/۹	13.	11.	۲۰
٣	۵/۹	448	۳۸۲	54
۴	۶/۳	208	226	٣٢
۵	۵/۹	۵۷۵	۴۷۳	۱۰۲
۶	۵/٩	771	۲۲۳	۴۸
٧	۵/٩	241	۲۰۸	٣٣
٨	٨/۵	197	189	۲۸

ب) مقاومت ۲۵ مگاپاسکال و فشار محصورشوندگی ۲۰ مگاپاسکال

شماره دیسک	ماکزیمم تنش شکست (MPa)	تعداد کل ترکهای ایجاد شده	تعداد ترکهای کششی ایجاد شده	تعداد ترکهای برشی ایجاد شده
١	۲۱	١٣١	110	19
۲	۲۱	٨۵	٧۴	11
٣	۲۱	۲۸۹	400	۳۴
۴	۲۱	100	١٣٣	۲۲
۵	۲۱	۱۹۳	18.	٣٣
۶	۲۱	129	١٠٩	۲.
v	۲۱	۱۰۵	٨٩	18
٨	۲۱	٩١	٧٨	۱۳

از جدول ۲-ب مشاهده می شود که برای نفوذ دیسکها به میزان ۴mm در سنگ با مقاومت MPa ۲۵، تحت فشار محصور شوندگی ۲۰ MPa، به تنش ۲۱ مگاپاسکال احتیاج است. این بدین معنی است که در حفاری سنگ با مقاومت کششی زیاد، هندسه دیسک تاثیری بر تنش شکست ندارد ولی و سعت شکستگی را کنترل می کند. بطور مثال دیسک شماره ۲ و ۸ دارای کمترین آسیب می باشند (تعداد تر کها به ترتیب ۱۱ و ۳۱ عدد است) ولی دیسک شماره ۳ دارای بیشترین زون شکست بوده و تعداد ترک، ۳۴ عدد است. از آنجاییکه دیسک شماره ۳، بیشترین آسیب را در سنگ ایجاد می کند، بنابراین با لبه مقعر شکل (شماره ۵)، با کمترین تنش اعمالی بیشترین آسیب را در سنگ ایجاد میکند. بطورکلی میتوان بیان داشت که هرچه دیسک نوک تیزتر و دارای سطح مقطع بیشتری باشد، اثر تخریبی آن بر سنگ بیشتر است. چنانچه مقاومت سنگ ۲۵ مگاپاسکال و تنش محصورکننده ۲۰ مگاپاسکال باشد، هندسه دیسک تاثیری بر تنش شکست ندارد ولی وسعت باشد، هندسه دیسک تاثیری بر تنش شکست ندارد ولی وسعت پهن (شماره ۳) یشترین کارایی را دارد. هرچه نوک دیسک تختتر و دارای سطح مقطع بیشتری باشد، اثر تخریبی آن بر سنگ بیشتر است. بر اساس نتایج فوق میتوان دریافت که کد PFC توانایی مدلسازی رشد و گسترش ترک را دارد.

Environmental, 2006.

[8] Hongsu Ma, "Numerical study of the effect of confining stress on rock fragmentation by TBM cutters," State Key Laboratory of High-Efficient Mining and Safety of Metal Mines, Ministry of Education, University of Science and Technology Beijing, Beijing, 100083, PR China, 2011.

[9]- Cundall, P.A., "A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock Systems", Proceeding of 1st Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Nancy, France, Paper No. II-8, 1971.

[10]- Cundall P.A. and Strack, O., "A Discrete Element Model for Granular Assemblies."Geotechnique, Vol. 29, pp. 47-65, 1979.

[11]- Cundall, P. A. and Hart, R., "Numerical modeling of discontinua", Journal of Engineering Computations, Vol. 9, pp. 101–13, 1992.

[12]- Cook, B. K. and Jensen, R. P., "Discrete element methods: numerical modeling of discontinua", Proceedings of the Third International Conference on Discrete Element Methods, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication, No. 117, 2002.

[13]- ASTM, 1971. Standard method of test for splitting tensile resistance of cylindrical concrete specimens. ASTM designation C496-71.

[14]- Itasca Consulting Group Inc, "PFC2D/3D (Particle Flow Code in 2/3 Dimensions) User's Guides" Minneapolis, MN, USA, 2004/2005.

[15] Jian S., Peng Z., "Stress and Wear Analysis of the Disc Cutter of Rock Tunnel Boring

می توان دریافت که در این شرایط، دیسک شماره ۳ بیشترین کارایی را دارد. بطورکلی می توان بیان داشت که هرچه نوک دیسک تخت رو دارای سطح مقطع بیشتری باشد، اثر تخریبی آن بر سنگ بیشتر است.

۴- نتیجهگیری

این مطالعه به منظور بررسی اثر شکل هندسی لبه برندههای *TBM* بر مکانیسم خردشدگی سنگ، در ۲ نمونه سنگی با مقاومتهای کششی مختلف تحت فشارهای محصورشوندگی متفاوت انجام شد. نتایج نشان میدهند که چنانچه مقاومت سنگ ۵ مگاپاسکال و تنش محصورکننده ۵ مگاپاسکال باشد، هندسه دیسک بر تنش شکست تاثیر گذار است مادامیکه وسعت شکستگی را نیز کنترل میکند. در این شرایط، دیسک

[1] Tarkoy, P.J. "Predicting TBM penetration rates in selected rock types," In Proceedings, Ninth Canadian Rock Mechanics Symposium, Montreal. 1973.

[2] Graham, P.C. "Rock exploration for machine manufacturers,"In Proceedings, Symposium on exploration for rock engineering, Johannesburg, 1976, 173-180. Rotterdam: Balkema.

[3] Bruland, A.; B. E. Johannessen; A. Lislerud; T. Movinkel; K. Myrvold; and O. Johannessen, "Hard rock tunnel boring," Project report 1-88:].83 pp, Trondheim: Norwegian Institute of Technology. 1988.

[4] Innaurato, N.; R. Mancini; E. Rondena; and A. Zaninetti. "Forecasting and effective TBM performances in rapid excavation of a tunnel in Italy," In 7th Internationaler Kongress uber Felsmechanik; Berichte, Aachen, Deutschland, Bd. 2 (W. Wittke, ed.), 9135-990. Rotterdam: Balkema, 1991.

[5] Chiaia, B, "Fracture mechanisms induced in a brittle material by a hard cutting indenter," International Journal of Solids and Structure 38, 7747–7768, 2001.

[6] Qiu-Ming Gong, Jian Zhao, Yu-Yong Jiao, "Numerical modeling of the effects of joint orientation on rock fragmentation by TBM cutters," Underground Technology and Rock Engineering Program, Protective Technology Research Centre and School of Civil and Environmental, 2005.

[7] Q.M. Gong, Y.Y. Jiao, J. Zhao, "Numerical modelling of the effects of joint spacing on rock fragmentation by TBM cutters," Underground Technology and Rock Engineering Program, Protective Technology Research Centre and School of Civil and

destruction", EURO: TUN 2009 2<sup>nd</sup> International Conference on Computational Methods in Tunnelling Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009 Aedificatio Publishers, 1-4.

[18] Huang, H., Damjanac, B., and Detournay, E. "Normal wedge indentation in rocks with lateral confinement". Rock Mech Rock Eng, 31(2): 81–94, 1998. Machine", The Open Mechanical Engineering Journal, 9, 721 – 725, 2015.

[16] Ma H., Yin L., "Numerical study of the effect of confining stress on rock fragmentation by TBM cutters", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 48(6) 1021-1033, 2011.

[17] Lunow C., Konietzky H., "Two dimensional simulation of the pressing and the cutting rock

- 1 Tarkoy
- 2 Graham 3 Bruland
- 4 Innaurato
- 5 Chiaia
- 6 Gong
- 7 Gong
- 8 Hongsu





دوره اول، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶، صفحه ۸۹ تا ۹۸



# مطالعه تأثیر ویسکوزیته سیال و قطر چال بر فشار شکست درروش شکست هیدرولیکی به کمک دستگاه آزمون سه محوره واقعی

حامد شیرازی<sup>۹۰</sup>؛ سید رحمان ترابی<sup>۲</sup>؛ حسین میرزایی<sup>۲</sup> ۱- دانشجوی مقطع دکتری، دانشکده معدن نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود ۲- استاد دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود ۳- استادیار، دانشکده معدن، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

پذیرش: ۹۶/۰۹

دریافت: ۹۶/۰۱

چکیدہ

روش شکست هیدرولیکی بهترین روش شناختهشده برای تعیین مقدار و راستای تنشرهای اصلی برجای افقی در اعماق زمین میباشد؛ که مطالعات گستردهای بر روی نحوه اجرا و پارامترهای تأثیرگذار مانند قطر گمانه، طول بازه تحتفشار (اینتروال) و ویسکوزیته سیال شکستگی، بر روی نتایج حاصل از آن، انجامشده است. بااینحال، نکات مبهم زیادی در مورد روش شکست هیدرولیکی وجود دارد. درنتیجه، به مطالعات بیشتری برای تعیین میزان تأثیر پارامترهای مختلف بر روند روش مذکور نیاز است. این مطالعات نیازمند طراحی و ساخت تجهیزات و دستگاههایی مانند دستگاه سه محوره واقعی میباشند. دستگاه آزمون سه محوره واقعی که قابلیت انجام آزمایش شکست هیدرولیکی را در مقیاس آزمایشگاهی داشته باشد در دانشگاه صنعتی شاهرود طراحی و ساخته شد. در راستای بررسی ارتباط فشار شکست با دو پارامتر ویسکوزیته سیال و قطر گمانه که میتوانند نتایج حاصل از روش شکست هیدرولیکی را در مسیر تعیین شد. به همین منظور نمونههای بتنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ ۳۰ که در مرکز آنها سوراخ با قطرهای شد. به همین منظور نمونههای بتنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ ۳۰ که در مرکز آنها سوراخ با قطرهای شد. به همین منظور نمونههای بنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ ۳۰ که در مرکز آنها سوراخ با قطرهای شد. به همین منظور نمونههای بنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ ۳۰ که در مرکز آنها سوراخ با قطرهای شد. به همین منظور نمونههای بتنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ ۲۰ تایج حاصل از این آزمایشات نشان شد. به همین منظور نمونههای بتنی به ابعاد *m* ۳۰ ۳۰ ۳۰ که در مرکز آنها سوراخ با قطرهای شان داد که با افزایش قطر گمانه فشار سیال برای شکست سنگ کاهش مییابد. در قسمت دوم ۳ نوع روغن میدرولیک با ویسکوزیتههای متفاوت (۴۶۴، ۸۲۸۴ و ۱۰۰۲) در این مطالعه مورداستفاده قرار گرفت. نتایج

واژگان کلیدی دستگاه آزمون سه محوره واقعی، شکست هیدرولیکی، سیال تزریق، قطر گمانه، فشار شکست

۱– مقدمه

روش شکست هیدرولیکی بهترین روش شناختهشده برای تعیین مقدار و راستای تنشهای اصلی برجای افقی در اعماق زمین میباشد. همچنین روش مذکور، روشی است که در برنامهریزی بهرهبرداری از میدانهای نفتی و گازی، طراحی شیب چاهها، موقعیت و روند تحریک آنها استفاده میشود [۱]. اولین تحقیقات میدانی بر روی شکست هیدرولیکی در سال ۱۹۴۰ برای تحریک و افزایش تولید در میدانهای نفتی از طریق گسترش درزه و شکافهای موجود و ایجاد شکستگیهای جدید در سنگ مخزن نفت انجام شد [۲]. سپس، این روش با استفاده از فشار سیال تزریقی در طی بازه شکستن سنگ و توابع نظری حاکم بر این فرآیند، برای تعیین تنشهای برجا مورداستفاده قرار گرفت. فیرهرست<sup>۱</sup> اولین کسی بود که استفاده از شکست هیدرولیکی را برای اندازه گیری تنشهای برجا، پیشنهاد نمود [۳].

امروزه علاوه بر آن که روش شکست هیدرولیکی بهعنوان روشی برای تحریک چاههای نفتی بکار می ود، بهعنوان یک روش محبوب برای اندازه گیری تنشهای برجا نیز شناخته می شود. از طرف دیگر، مطالعات گستردهای بر روی نحوه اجرای روش و پارامترهای تأثیرگذار مانند قطر گمانه، طول بازه تحت فشار (اینتروال) و ویسکوزیته سیال شکستگی، بر روی نتایج حاصل از آن، توسط محققین و دانشمندان مختلف، انجام شده است که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره نمود:

تأثیر قطر گمانه بر روی فشار شکست که توسط محققین، ایتو<sup>۲</sup> و هایاشی<sup>۳</sup> [۴]، هیمسون<sup>۴</sup> و ژائو<sup>۵</sup> [۵] و ایتو [۶] موردمطالعه قرارگرفته است. نتایج حاصل از این تحقیقات نشان میدهند که با کاهش قطر گمانه، فشار شکست افزایش مییابد.

همچنین، مطالعات مربوط به تأثیر ویسکوزیته سیال بر روی فشار شکست توسط بنور<sup>7</sup> و همکارانش [۷] انجامشده است. تحقیقات آنها نشان داد که با کاهش ویسکوزیته سیال، فشار شکست روند خاصی را طی نمینماید. ضمناً لهوم<sup>۷</sup> و همکارانش [۸] در مطالعاتشان دریافتند که فشار شکست به ویسکوزیته سیال ارتباطی ندارد.

- <sup>1</sup> Fairhurst
- <sup>2</sup> Ito <sup>3</sup> Hayashi
- <sup>4</sup> Haimson
- <sup>5</sup> Zhao
- <sup>6</sup> Bennour
- <sup>7</sup> Lhomme

علاوه بر این، مطالعات دیگری در این زمینه انجامشده است [۱۱–۹]. بااینحال، نکات مبهم زیادی در مورد روش شکست هیدرولیکی وجود دارد؛ که از آن جمله میتوان به تأثیر نوع سیال بر فشار شکست اشاره نمود. درنتیجه، به مطالعات بیشتری برای تعیین میزان تأثیر پارامترهای مختلف بر روند روش مذکور نیاز است. این مطالعات نیازمند طراحی و ساخت تجهیزات و دستگاههایی مانند دستگاه سه محوره واقعی میباشند.

اخیراً، دستگاه سه محوره واقعی باقابلیت شبیه سازی روش شکست هیدرولیکی در برخی دانشگاهها و مراکز تحقیقاتی دنیا ساخته شدهاند [۲۱–۱۲]. در همین راستا، یک دستگاه جدید که امکان شبیه سازی آزمایش های شکست هیدرولیکی را در شرایط سه محوره واقعی فراهم می سازد در دانشگاه صنعتی شاهرود طراحی و ساخته شد. در این تحقیق که برای اولین بار در ایران با استفاده از دستگاه مذکور انجام شده است، تأثیر ویسکوزیته سیال و اندازه (قطر) گمانه بر روی فشار شکست مور دمطالعه قرار گرفت.

## ۲- دستگاه آزمون سه محوره واقعی

دستگاه آزمون سه محوره واقعی ساختهشده برای این تحقیق در شکل ۱ نشان دادهشده است. این سیستم متشکل از یک محفظه اعمال فشار، واحد تزریق و واحد جمع آوری و نظارت بر دادهها می اشد.



شکل ۱- دستگاه سه محوره واقعی

یک نمونه مکعبی به ابعاد ۳۰۰*cm* ۳۰۰*cm* را میتوان در درون محفظه اعمال فشار قرار داد. در همین حال، دستگاه مذکور استفاده از سه تنش مستقل عمود بر هم  $\sigma_1$  (محوری)،  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  (جانبی) را تسهیل مینماید.

تنش های افقی  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  توسط دو جفت جک هیدرولیکی دوبهدو مرتبط و متقارن در راستاهای X و Y که نیرویی معادل ۵۰ تن را بر روی نمونه اعمال مینمایند، تأمین می کنند. جک قائم نیز نیروی ۸۰ تنی را بر روی نمونه اعمال مینماید. باید به این نکته توجه شود که یکی از ویژگیهای مهم جکهای هیدرولیکی بکار رفته، ویژگی خودتنظیمی<sup>۱</sup> آنها است که با استفاده از مفاصل بین پیستون جکها و صفحات فلزی مرتبط با نمونه، امکان آن فراهم شده است. بدین معنی که در محل اتصال پیستون و صفحات انتهایی جکها که با نمونه در ارتباط جانبی صفحات انتهایی را فراهم می سازند. در حقیقت، این ویژگی کمک می کند تا در صورتی که صفحات جانبی نمونه از

نشود. بهمنظور کاهش اصطکاک بین صفحات فلزی جکها و سطوح جانبی نمونهها نیز ۶ ورق لاستیکی باضخامت حدود ۵mm در بین نمونه و جکها قرار داده شد.

حالت موازی خارجشده بودند، تمرکز تنشی بر روی آنها ایجاد

لازم به ذکر است، یکی دیگر از ویژگیهای دستگاه مذکور آن است که علاوه بر آنکه میتوان آزمایشهای شبیهسازی شکست هیدرولیکی را بر روی نمونههای مکعبی با ابعاد شکست هیدرولیکی را بر روی نمونههای مکعبی با ابعاد بخش محفظه استقرار نمونه، نمونههایی با ابعاد بخش محفظه استقرار نمونه، نمونههایی با ابعاد آزمایش قرار داد. نیروهایی که در سه راستای متعامد بر روی نمونه اعمال میشوند نیز بهوسیله فشارسنجهای نصبشده بر روی واحد هیدرولیک و همچنین از طریق سیستم اکتساب دادهها، کنترل می گردند. یادآور میشود قبل از انجام هر دسته آزمایش، سیستم اکتساب دادهها با استفاده از فشارسنجهای دستگاه کالیبره شده است.

### ۲-۱- واحد تزريق

واحد تزریق که سیال را با نرخ تزریق حدود ۶ cc/s به درون نمونه تزریق مینماید شامل یک سیستم پانچ سیال است که فشار سیال داخل نمونه را تا ۲۰۰۰bar افزایش میدهد. سیال تزریق میتواند بدون توجه به چگالی و ویسکوزیته آن، هر نوع سیالی باشد. یادآور میشود که واحد تزریق به گونهای طراحی شده است که میتواند حول یکی از ستون های اصلی

عمودی دستگاه دوران نموده و بر روی نمونه قرار بگیرد. لازم به ذکر است که این واحد، از جک قائم برای آببندی سوراخ تزریق استفاده مینماید. جک قائم، تنش در راستای محور Z را بر روی نمونه تأمین مینماید. درحالی که همزمان، بخش بالایی سوراخ تزریق را نیز آببندی مینماید. در عمل، جک قائم بر روی واحد تزریق فشار میآورد و آن را به سمت نمونه حرکت میدهد. پس از اعمال فشار در راستای Z و آببندی سوراخ تزریق، واحد تزریق از طریق یک حفره ایجادشده بر روی دیواره جانبی آن، با سیال تزریقی پر میشود. سپس این سیال به داخل سوراخ مرکزی نمونه تزریق می گردد. در پایان این عملیات، سیستم تزریق توسط یک فنر از روی نمونه کنار رفته و به محل اولیه خود بازمی گردد.

### ۲-۲- واحد هیدرولیک

این واحد که دارای یک مخزن ۲۵۰ لیتری میباشد، وظیفه تزریق سیال (روغن هیدرولیک) به داخل سیلندر جکها را دارد. ازآنجاییکه ۴ جک افقی و ۱ جک قائم برای دستگاه طراحیشده است و جکهای افقی دوبهدو باهم در ارتباط هستند (جکهایی که مقابل هم قرار گرفتهاند باید فشار یکسانی مقدار فشار جکها توسط فشارسنجهایی که بر روی این واحد نصبشده، قابل کنترل میباشد. علاوه بر آن، مسیری برای هدایت سیال به سمت سامانه تزریق، بر روی واحد فوق تعبیه گردیده است. واحد مذکور دارای ۲ موتور mT (T۲۰۰*W*) و ۲ پمپ دوطبقه برای تزریق سیال به مسیرهای توضیح دادهشده، است. لازم به ذکر است که تابلوی برق دستگاه نیز بر روی این واحد نصب گردیده است.

## ۲-۳- تجهیزات مربوط به تنظیم طول بازه تحتفشار و آببندی آن

بهمنظور تنظیم طول بازه تحتفشار (اینتروال) و آببندی آن در درون سوراخ مرکزی نمونه، سه انژکتور با سه قطر متفاوت (۸۰*mm و ۸۰mm و ۸۰mm*) طراحی و ساخته شدند که در شکل ۲ قابلمشاهده میباشد.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> self-alignment

#### نشریه علمی- پژوهشی مکانیک سنگ



شکل ۲- سه انژکتور با سه قطر متفاوت این انژکتورها نقش مجموعه پکرها درروش شکست هیدرولیکی را بازی میکنند و در داخل سوراخ مرکزی نمونه جانمایی میشوند. همچنین، قطعات مذکور شامل ۴ بخش هستند: الف) میله مرکزی

میله مرکزی طولی برابر با طول نمونه (۳۰۰۳) دارد. همچنین، دو بخش بالایی و پایینی این میلهها که محل استقرار تکیهگاه اسپیسرها هستند، رزوه شدهاند (شکل ۳). ضمناً، بهمنظور تزریق سیال به فضای موردنظر (فضای اینتروال)، یک سوراخ از سطح بالایی میله تا بخش میانی آن ایجادشده است (شکل ۴). **ب) تکیهگاه اسپیسرها** 

هر انژکتور دارای دو تکیه گاه اسپیسر است که در بخش بالا و پایین میله مرکزی پیچ شدهاند (شکل ۳). با باز و بسته کردن آنها می توان تعداد اسپیسرها را تغییر داد و فاصله تزریق را تنظیم کرد. قطر خارجی این قطعات برابر با قطر سوراخ مرکزی نمونه می باشد.

## ج) اسپیسرها

بهمنظور تغییر طول بازه تزریق، اسپیسرها مورداستفاده قرار می گیرند (شکل ۳). این حلقهها بین تکیه گاه اسپیسر و پکرهای لاستیکی قرار می گیرند. قطر خارجی اسپیسرها هم برابر قطر گمانه می باشد.

## د) پکرهای پلاستیکی

وظیفه این قطعات، آببندی فضای اینتروال میباشد (شکل ۳). آنها بهگونهای طراحیشدهاند که با افزایش فشار سیال داخل گمانه مرکزی نمونه، به دیواره گمانه میچسبند و از نشت سیال داخل فضای اینتروال به بیرون جلوگیری مینمایند.

هدف از طراحی و ساخت ۳ انژکتور با ۳ قطر متفاوت، ارزیابی تأثیر طول فضای اینتروال در شرایط استفاده از سه قطر گمانه متفاوت بر روی فشار شکست بوده است؛ اما در عمل، امکان

استفاده از این تجهیزات وجود نداشت. دلیل آنهم این بود که با توجه به نمونههای بتنی مورد آزمایش، آببندی فضای اینتروال با تجهیزات ساختهشده بسیار دشوار بود؛ بهعبارتدیگر، استفاده از این تجهیزات مستلزم آن است که سطوح داخلی گمانه بسیار صاف و صیقلی باشند.



شکل ۳ – واشر، اسپیسر، میله مرکزی و پکر لاستیکی



شکل ۴- سوراخ مرکزی

لازم به ذکر است که آزمایش بررسی اثر بازه تزریق با استفاده از دیگر دستگاه تزریق طراحی شده و با استفاده از نمونه های استوانه ای از جنس گچ با قطر NX و طول ۱۴cm انجام شد [۲۲].

### ۳- نمونه

نمونههای مکعبی از جنس بتن به ابعاد <sup>۳</sup>۳۰ ۳۰\*۳۰ در این تحقیق ساخته و مورد آزمایش قرار گرفتند (شکل ۵). باید توجه داشت که برای تهیه بتن، ماسه، آهک و سیمان به نسبت ۳ به ۲۰/۲۵ به ۱، باهم ترکیب شدهاند. متوسط اندازه ذرات استفاده شده در ترکیب فوق ۳*mm* بوده است. ضمناً منحنی دانهبندی ذرات در شکل ۶ نشان داده شده است.



شكل ۵- نمونه بتنى

با توجه به افزایش آهک، میانگین مقاومت فشاری تکمحوره نمونه در مدتزمان ۲۸ روزبه ۱۸*MPa* رسید. لازم به ذکر است که وزن آب اضافه شده به ترکیب حدود ۲۳٪ ماسه و جرم مخصوص نمونه ها به طور متوسط ۱۶۷۰Kg/m<sup>3</sup> بوده است. به منظور شبیه سازی گمانه، سه میله فولادی با قطرهای میمنظور شبیه سازی گمانه، سه میله فولادی با قطرهای این میله ها در مرکز قالب، حانمایی شده و پس از اتمام مرحله این میله ها در مرکز قالب، جانمایی شده و پس از اتمام مرحله تردیدند. همچنین، برای خروج حباب موجود در نمونه بتن نیز عملیات ایجاد ارتعاش به وسیله یک میله و بر اساس استانداردهای ASTM انجام شد.



شکل ۶- منحنی دانهبندی

## ۴- نمونهها و فشار محصور

همان طور که در بخش ۳ توضیح داده شد، نمونههای بتنی مکعبی شکل، بهعنوان نمونههای مورد آزمایش استفاده شدند و آزمایشها به دو گروه تقسیم شدند. در گروه اول، نمونههایی با گمانههای مرکزی با قطرهای مختلف، مورد آزمایش قرار گرفتند و فشار سیال داخل گمانه تا زمان وقوع شکست هیدرولیکی افزایش یافت. لازم به ذکر است در این آزمایشها، نرخ تزریق سیال ثابت بود. برای هر سه گمانه (گمانههای با قطر ۳۰*mm*، ۵۰*mm* و۸۰*m*M)، ۸ نمونه مورد آزمایش قرار گرفت. در این گروه، نوع سیال ثابت و تغییری در نوع سیال ایحاد نشد.

در گروه دوم آزمایشها، قطر گمانهها ثابت بود و نوع سیال

تزریقی در هر آزمایش متفاوت بود.

برای روغن هیدرولیک ۴۶H (۶۶ د۶۶)، روغن هیدرولیک ۶۸H (۶۸ cSt) و روغن هیدرولیک ۱۰۰H (۱۰۰ د۱۰۰)، به ترتیب ۷، ۱۰ و ۶ نمونه مورد آزمایش قرار گرفت.

یادآور میشود، واحد فیزیکی cgs برای ویسکوزیته جنبشی استوکس (St) و گاهی اوقات در قالب سانتی استوکس (cSt) میباشد. این طبقهبندی، درجه گرانروی را در دمای <sup>Co</sup>C تعریف میکند [۲۳].

لازم به ذکر است تعدادی آزمایش ناموفق به دلایل مختلف نظیر تنظیمات دستگاه، نامناسب بودن نمونه و نشت سیال و غیره انجام شد که در تحلیل نتایج منظور نشدهاند. همچنین اضافه مینماید انجام هر آزمایش با توجه به لزوم رعایت نکات Conc.23 Conc.23

شکل ۹- پر کردن گمانه با سیال تزریق



شکل ۱۰- جانمایی واحد تزریق بر روی نمونه و اعمال بار قائم



شکل ۱۱- شکستگی ایجادشده بر روی نمونه



شکل ۱۲- شکستگی ایجادشده بر روی نمونه

لازم در ساختن نمونههای بتنی کاملاً مشابه ازنظر ترکیب، زمان و شرایط گیرش و با توجه به وزن هر نمونه (حدود 4g ٤) و لزوم استقرار صحیح آن در محفظه مربوطه و شرایط فضای محدود برای کار بر روی دستگاه، انجام هر تست با مشکلات و محدودیتهای فراوان همراه بود. تمامی آزمایشها در فشارهای سه محوره واقعی  $\sigma_2$ =۲,۵*MPa*،  $\sigma_1$ =۱۲,۱*MPa* و سه محوره انجام شدند.

## ۵- روند آزمایش

روند آزمایش شکست هیدرولیکی که بر روی نمونههای بتنی انجامشده است بهطور خلاصه در ادامه ارائه گردیده و نتایج حاصله در جدول ۱ قابلمشاهده میباشد: • قرار دادن نمونه در داخل محفظه فشار (شکل ۷) • اعمال بارهای جانبی بر روی نمونه (شکل ۸) • پر کردن گمانه با سیال تزریق (شکل ۹) • جانمایی واحد تزریق با سیال تزریق • پر کردن واحد تزریق با سیال تزریق

تزریق سیال داخل واحد تزریق به درون گمانه تا زمان وقوع
 شکست (شکلهای ۱۱ و ۱۲)



شکل ۷- آمادهسازی نمونه



شکل ۸- اعمال بارهای جانبی بر روی نمونه

شکست در روش	بر فشار	چال	و قطر	سيال	ويسكوزيته	تاثير	يطالعه
-------------	---------	-----	-------	------	-----------	-------	--------

جدول ۱- نتایج آزمایشهای انجامشده				
فشار شکست (MPa)	سيال (روغن هيدروليک)	قطر گمانه (mm)	کد نمونه	شماره آزمایش
۱۴,۳۸	Н۴۶	٨٠	Conc. 1	١
۵۰,۰۵	Н۶л	٨٠	Conc. 2	٢
11,87	Н١٠٠	٨٠	Conc. 3	٣
14,40	Н۶λ	۵۰	Conc.4	۴
۱۷,Δ۱	Н۴۶	٣٠	Conc.5	۵
۱۷٫۳۰	Н۶λ	۳۰	Conc.6	۶
14,14	Н۶л	۵۰	Conc.7	٧
14,59	Н۴۶	۵۰	Conc.8	٨
15,56	Н۴۶	۵۰	Conc.9	٩
۱۳٫۶۸	Н۴۶	۳۰	Conc.10	١٠
17,74	Н۶л	۵۰	Conc.11	11
14,15	Н۶л	۳.	Conc.12	١٢
17,74	Н۱۰۰	٣٠	Conc.13	١٣
١٢,۵٨	Н۶л	۳.	Conc.14	14
15,45	Н۱۰۰	۵۰	Conc.15	۱۵
11,94	Н۱۰۰	۵۰	Conc.16	18
۱۲,۶۰	Н۶л	۵۰	Conc.17	١٧
14,84	Н۴۶	٨٠	Conc.18	۱۸
۱۳,۲۰	Н۶л	٨٠	Conc.19	١٩
۱۳,۶۵	Н١٠٠	٨٠	Conc.20	۲.
۱۵,۶۵	Н۱۰۰	۳۰	Conc.21	۲۱
14,02	Н۶л	٨٠	Conc.22	٢٢
۱۱,۵۹	Н۴۶	٨٠	Conc.23	۲۳

# ۶- نتایج آزمایشها

نتایج آزمایشها به دو بخش تقسیم میشوند:

 تأثیر ویسکوزیته سیال بر روی فشار شکست همانطور که قبلاً ذکر شد، ۳ نوع روغن هیدرولیک به داخل گمانههای با قطرهای مختلف تزریق گردیدند. در عمل، برای هر سه گمانه با قطرهای مختلف، ۳ نوع روغن هیدرولیک استفاده شد. با دستهبندی نتایج، میتوان تصور کرد که قطر گمانهها ثابت بودند و نوع سیال تزریقی تغییر مییافت و برعکس. نتایج این آزمایشها در شکلهای ۱۳، ۱۴ و ۱۵ نشان دادهشدهاند.

همان طور که در شکلهای ۱۳، ۱۴ و ۱۵ نشان داده شده است، رابطهای معکوس بین فشار شکست و ویسکوزیته سیال وجود دارد؛ به عبارت دیگر، با افزایش ویسکوزیته سیال، فشار شکست کاهش مییابد. در این خصوص می توان استدلال کرد که به شرط ثابت بودن نرخ تزریق سیال، اگر سیالی با ویسکوزیته کم به عنوان سیال شکستگی استفاده شود، افزایش فشار سیال باعث نفوذ آن به درون نمونه می گردد. در نتیجه فشار شکست افزایش مییابد. در حالی که یک سیال با ویسکوزیته بالاتر، به طور مؤثر تری می تواند فشار را به محیط اطراف منتقل نماید و قبل از نفوذ قابل توجه سیال به درون نمونه، باعث وقوع شکست گردد.

تأثیر قطر گمانه بر روی فشار شکست

همانطور که در بخش ۴ ذکر شد، چندین نمونه با سوراخ مرکزی (گمانه) دارای قطرهای مختلف، بهمنظور مطالعه تأثیر قطر گمانه بر روی فشار شکست مورد آزمایش قرار گرفتند. لازم به ذکر است، این آزمایشها برای هر سه نوع روغن هیدرولیک تکرار گردیدند. نتایج این آزمایشها در شکلهای میدرولیک تکرار گردیدند. نتایج این آزمایشها در شکلهای میدم، با افزایش قطر گمانه، فشار شکست کاهش مییابد و این روند در تمامی آزمایشهایی که با سیالهای مختلف انجامشده، قابلمشاهده می باشد.

اگر آزمایشها بر روی موادی از جنسهای دیگر هم انجام شود، این رفتار که همان "تأثیر اندازه چال<sup>۱</sup>" میباشد، تکرار خواهد شد [۶]. نتایج بهدستآمده در این تحقیق، بسیار نزدیک به نتایج بهدستآمده توسط ایتو و هایاشی<sup>۲</sup> [۴]، هیمسون<sup>۳</sup> و ژائو<sup>†</sup> [۵] و ایتو<sup>۵</sup> [۶] بوده و به نحوی میتواند بهعنوان تائید نتایج آنها در نظر گرفته شود.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Hole Size Effect

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Hayashi

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Haimson

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Zhao <sup>5</sup> Ito



(cSt) ويسكوزيته سيال



(cSt)ويسكوزيته سيال



شکل ۱۴- رابطه فشار شکست با ویسکوزیته سیال – قطر گمانه ۵۰mm







٩۶



افد من المراجع المراجع

شکل ۱۷– رابطه فشار شکست با قطر گمانه – روغن هیدرولیک ۶۸H

شکل ۱۸– رابطه فشار شکست با قطر گمانه – روغن هیدرولیک ۱۰۰H

#### ۷- نتیجهگیری

چندین آزمایش شکست هیدرولیکی با استفاده از سه نوع سیال تزریق (روغن هیدرولیک ۴۶*H*، ۴۶*H و ۲۰۰*۱) بر روی نمونههای مکعبی از جنس بتن در شرایط سه محوره واقعی انجام شد. هریک از نمونهها نیز دارای سوراخ مرکزی (گمانه) بودند و با توجه به قطر گمانه (۳ قطر متفاوت) به سه نوع تقسیم شدند. در این آزمایشها، ارتباط بین ویسکوزیته سیال و قطر گمانه با فشار شکست موردبررسی قرار گرفت. نتایج حاصل به شرح زیر می باشند:

 فشار شکست و ویسکوزیته سیال رابطهای معکوس با یکدیگر دارند و با افزایش ویسکوزیته، فشار شکست کاهش می یابد.

در یک نرخ ثابت تزریق، افزایش فشار شکست درنتیجهی کاهش ویسکوزیته را میتوان به این واقعیت نسبت داد که

سيال با ويسكوزيته پايين راحتتر به درون نمونه نفوذ ميكند.

به همین دلیل برای جبران افت فشار ایجادشده ناشی از نفوذ سیال به درون نمونه، به فشار بالاتری نیاز است. در مقابل، یک سیال با ویسکوزیته بالاتر با نفوذ کمتر به درون نمونه و بهطور مؤثرتری میتواند فشار را با هدف ایجاد شکست در نمونه، به محیط اطراف خود منتقل نماید.

درنتیجه، میتوان پیشبینی کرد که اگر یک سیال با ویسکوزیته پایین بهعنوان سیال شکستگی استفاده شود باید نرخ تزریق بهاندازه کافی بالا باشد.

 فشار شکست و قطر گمانه رابطهای معکوس با یکدیگر دارند و با افزایش قطر گمانه، فشار شکست کاهش مییابد.
 این رفتار که در نمونه از جنس دیگر نیز قابلمشاهده میباشد بنام "تأثیر اندازه چال" معروف است. "Experimental sanding analysis: thick walled cylinder versus true triaxial tests." In Proceedings of 2nd southern hemisphere international rock mechanics symposium (SHIRMS), Sun City, South Africa. 2012.

[13] Rasouli, V. "A true triaxial stress cell to simulate deep downhole drilling conditions." SPE News, 2011.

[14] Zhang, Guang-Qing, and Tiegang Fan. "A highstress tri-axial cell with pore pressure for measuring rock properties and simulating hydraulic fracturing." Measurement 49 (2014): 236-245.

[15] Aoyagi Kazuhei, Ishida Tsuyoshi, Murata Sumihiko, Yamamoto Koji, Sekine Kotaro. "Experiments to investigate effects of the intermediate principal stress on the borehole breakout development." 6<sup>th</sup> Int. Symp. On In-Situ Rock Stress, 20-22 August 2013, Sendai, Japan, 2013.

[16] Kizaki Akihisa, Tanaka Hiroharu and Sakaguchi Kiyotoshi. "Effects of Pore Water on Hydraulic Fracture Propagation using Super Critical Carbon Dioxide as Fracturing Fluid." 6<sup>th</sup> Int. Symp. On In-Situ Rock Stress, 20-22 August 2013, Sendai, Japan, 2013.

[17] Haimson Bezalel and Chang Chandong. "A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock, and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37 (2000) 285-296.

[18] Frash, Luke P., Marte Gutierrez, and Jesse Hampton. "True-triaxial apparatus for simulation of hydraulically fractured multi-borehole hot dry rock reservoirs." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 70 (2014): 496-506.

[19] Huang, Bingxiang, Changyou Liu, Junhui Fu, and Hui Guan. "Hydraulic fracturing after water pressure control blasting for increased fracturing." International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 48, no. 6 (2011): 976-983.

[20] Cheon, D. S., S. JEON, C. Park, and C. Ryu. "An experimental study on the brittle failure under true triaxial conditions." Tunnelling and Underground Space Technology 21, no. 3-4 (2006).

[21] Ito, T., Narita, H. "Laboratory study for pore water effect on hydraulically-induced fracture behavior in unconsolidated sands."48<sup>th</sup> US Rock Mechanics/ Geomechanics Symposium held in Minneapolis, MN, USA, 1-4 June, 2014.

[22] Shirazi, H., Torabi, S.R., Sereshki, F., Mirzaei, H. "Analysis of the effect of interval length on the fracture pressure in the hydraulic fracturing technique." 5<sup>th</sup> Iranian Rock Mechaincs Conference. 17-18 May 2014, Tarbiat Modares University, Iran.

[23] http://www.engineeringtoolbox.com/iso-grade-oild\_1207.html

## ۸- منابع

[1] Hayashi, Kazuo and Bezalel C. Haimson. "Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination of in situ minimum compressive stress." Journal of Geophysics Research: Solid Earth 96.B11 (1991): 18311-18321.

[2] Montgomery C and Smith M, Hydraulic Fracturing. NSI Technologies, December, 2010.

[3] Manthei, G., J. Eisenblatter and P. Kamlot, Stress Measurements in salt mines using a special hydraulic fracturing borehole tool, Geotechnical Measurements and Modelling, Natau, Fecker & Pimental (eds), ISBN 90 5809 603 3, 2003.

[4] Ito, T., and K. Hayashi. "Physical background to the breakdown pressure in hydraulic fracturing tectonic stress measurements." International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts. Vol. 28. No. 4. Pergamon, 1991.

[5] Haimson, Bezalel C., and Zhongliang Zhao. "Effect of borehole size and pressurization rate on hydraulic fracturing breakdown pressure." The 32nd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association, 1991.

[6] Ito, Takatoshi. "Effect of pore pressure gradient on fracture initiation in fluid saturated porous media: Rock." Engineering Fracture Mechanics 75.7 (2008): 1753-1762.

[7] Bennour, Z., T. Ishida, Y. Nagaya, Y. Nara, Y. Chen, Q. Chen, Y. Nakayama, K. Sekine, and Y. Nagano. "Fracture development and mechanism in shale cores by viscous oil, water and L-CO 2 injection." In 48th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, 2014.

[8] Lhomme, T. P., C. J. de Pater, and P. H. Helfferich. "Experimental study of hydraulic fracture initiation in Colton sandstone." SPE/ISRM Rock Mechanics Conference. Society of Petroleum Engineers, 2002.

[9] Detournay, Emmanuel E., and Alex E. Cheng. "Influence of pressurization rate on the magnitude of the breakdown pressure." The 33th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association, 1992.

[10] Inui, S., T. Ishida, Y. Nagaya, Y. Nara, Y. Chen, and Q. Chen. "AE monitoring of hydraulic fracturing experiments in granite blocks using supercritical CO<sub>2</sub>, water and viscous oil." In 48th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, 2014.

[11] Ishida, Tsuyoshi, Qu Chen, Yoshiaki Mizuta, and Jean-Claude Roegiers. "Influence of fluid viscosity on the hydraulic fracturing mechanism." Journal of energy resources technology 126, no. 3 (2004): 190-200.

[12] Younessi, A., V. Rasouli, and B. Wu.





## Comparison of Facture Toughness Values in Single Edge Crack Round Bar Bending Test (SECRBB) and Straight Notch Disk Bend Test (SNDB) for Basalt Rocks

#### Pakdaman, A. M., Moosavi, M.

School of Mining Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

Received: July 2016

Accepted: March 2017

KEYWORDS	ABSTRACT
Fracture Toughness of Rocks Experimental Tests Finite Element Analysis Fracture Mechanics of Rocks	<b>Summary</b> Different tests with different practical results have been so far presented for determination of mode I fracture toughness of rocks. In this paper, amongst

various methods of mode I fracture toughness determination, Single Edge Crack Round Bar Bending Test and Straight Notch Disk Bend Test are selected in order to investigate the difference of fracture toughness values. Results of investigations showed minor difference of 13.5% for fracture toughness values between these two tests. In order to identify the main cause of this difference, numerical modeling of

these two tests was applied with three dimension finite element method. Besides, another reason of different values of fracture toughness in these two tests was notch width to length ratio of the sample. In regards to the less ratio of this factor in Single Edge Crack Round Bar Bending Test and being more acceptable to define notch as a crack in these test, Single Edge Crack Round Bar Bending Test provides more accurate and reliable values of fracture toughness.

#### Introduction

Fracture toughness represents resistance to crack expansion and is one of the most significant factors of fracture mechanics in rocks and other solids. Different tests with different practical results have been presented to date for determination of mode I fracture toughness of rocks. In practice, however, the results of these methods have been very different. In this paper, amongst various methods of mode I fracture toughness determination, Single Edge Crack Round

Bar Bending Test and Straight Notch Disk Bend Test are selected in order to define the difference of fracture toughness values.

#### **Methodology and Approaches**

Fracture toughness values were determined experimentally. Next, in order to analyze the main causes of the differences between values of fracture toughness in different method, these tests were modeled with 3D finite element method. In these models, the fracture process zone around the crack tip was calculated for all tests based on "normal tensile stress" criterion. Also, these two tests were compared based on notch type, and ratio of notch thickness to the sample length.

#### **Results and Conclusions**

Results of investigation showed minor difference of 13.5% for fracture toughness values between these two tests. Numerical modeling showed the equal volume of Fracture Process Zone of crack tip in these two tests. Therefore, it can be said that accuracy level of Linear Elastic Theory in these two tests is the same. Besides, another reason of difference in the values of fracture toughness between these two tests was ratio of notch thickness to the sample length. In regards to the less ratio of this factor in Single Edge Crack Round Bar Bending Test (SECRBB) and being more acceptable to define notch as a crack in this test, Single Edge Crack Round Bar Bending Test (SECRBB) provides more accurate and reliable values of fracture toughness.



JOURNAL OF ROCK MECHANICS

SUMMER 2017, VOL 1, NO 2, P: 101



Iranian Society for Rock Mechanics

## Numerical Validation of Seismic Analytical Solutions of Circular Tunnels (Case Study: Tehran Metro Line 6)

Rashiddel, A.R.<sup>1</sup>; Hadei, M.R.<sup>2</sup>; Rahman Nejad, R<sup>3</sup>

M.Sc. In Mining Engineering; Tunneling and Underground Spaces; Urmia University, Urmia, Iran
 Assistant Professor; Department of Mining Engineering; Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.
 Professor; Department of Mining Engineering; Shahid Bahonar Kerman University, Kerman, Iran.

	Received: August 2016	Accepted: April 2017
KEYWORDS	ABSTRACT	
Analytical Solution Numerical Method Soil-Structure Interaction Seismic Loading Ovaling Deformation	Summary We have investigated the circular tunnel lining. To finite difference commerce earthquake loads. The in under various ground co results show that Penzier However the axial load I numerical method. The v static design of circular tu	e validation of different closed form solutions for seismic design of this end, we have used the Tehran metro line 6 as a case study. The cial code (Flac2D) is used to simulate ovalling deformation due to fluence of the deformation on structural behavior of tunnel lining nditions and soil-structure interactions is also evaluated. Obtained n method calculates very low axial force under no slip condition. by Wang and Park methods is very near to the computed load by validated numerical model is conducted to investigate the pseudo- unnel lining under real ground- structure interaction

#### Introduction

Since Iran is located in high risk area which experienced the intensive earthquake, the seismic analysis of underground structures is very important. There are presented some closed form solutions for seismic analysis of tunnel lining under full slip and no slip conditions. To different results obtained from the analytical methods under no slip condition, there is necessary to conduct numerical investigation for validation of the methods. Hashash et al. (2001), Sedarat et al. (2009), Park et al. (2009) and Do et al. (2015) have conducted some research in this area.

#### Methodology and Approaches

In this research, the analytical solutions based on mathematical equations and numerical modeling based on finite difference equations are conducted. To simulate the ground-structure interaction under no-slip, full slip and frictional conditions, the interface element is used in numerical modeling. The constitutive model of ground and lining is considered by linear elastic behavior and the seismic load is modeled by shear load at upper boundary of model. The induced inner traction in tunnel lining (axial force and moment) is calculated by numerical model at different aforesaid conditions and compared by analytical results.

#### **Results and Conclusions**

The seismic analysis of circular tunnel lining of Tehran metro line 6 is conducted by numerical model and analytical solutions. Obtained results show that the calculated axial load by Penzien method is not valid under no-slip condition. However, results of Park et al. method in very close to numerical model under no-slip condition. Under full slip behavior, the results of three analytical methods (Wang, Park and Penzien) are almost same and have certain difference with numerical model.



## Selecting the Appropriate Tunnel Boring Machine (TBM) Using Fuzzy-TOPSIS Technique Case Study: EmamZadeh Hashem Tunnel

Mikaeil, R.<sup>1</sup>, Jafar Shirzad, P.<sup>2</sup>; Khademi Hamidi, J.<sup>3</sup>

1- Department of Mining and Metallurgical Engineering, Urmia University of Technology 2- Department of Mining and Metallurgical Engineering, Urmia University of Technology 2 Mining Engineering, Department Feasible of Feasible Technology

3- Mining Engineering Department, Faculty of Engineering, Tarbiat Modares University

**Received: November 2016** 

Accepted: May 2017

KEYWORDS	ABSTRACT
Tunnel Boring Machine Selection	
Fuzzy-TOPSIS method	In recent years, mechanized tunneling and using tunnel boring machines in
Emam Zadeh Hashem Tunnel	different ground conditions has developed. Selecting the appropriate tunnel
Double Shield Universal TBM	boring machine is one of the important and determinative steps in excavation advances. In this regard, according to excavation and tunnel boring machine properties, can be select the best option. In this study, in first step, criteria such as RQD index, uniaxial comprehensive strength, tensile strength, wall's instability, face instability, distance between joints, water inflow, squeezing,
	fault zones, karstic voids, tunnel diameter, tunnel slope and tunnel curvature radius was selected, until in next step, four proposed machine be evaluated,

and the appropriate option be selected. In following, by using Fuzzy-TOPSIS method and expert's comments, appropriate machine for excavation the second part of Emamzade Hashem tunnel was selected. The results showed that, according to the above criteria, the Double Shield Universal TBM is the best selection to excavate the second part of Emamzade Hashem tunnel.

#### **Summary**

In this study, in first step, in order to select the appropriate tunnel boring machine among proposed machines, thirteen criterions was chosen. In next step, For the use of expert's Comments, Questionnaires was sent. After weighting to criteria, and the proposed alternatives by using the experts Comments, best option was selected.

#### Introduction

Nowadays Due to population growth, road traffics has increased. To overcome this problem, reduction in costs and decrease the journey time, tunneling and using the tunnel boring machines has increased. Selecting the appropriate tunnel boring machine can be done by using decision-making methods. In order to, the alternatives most be compared according to criteria with each other. Finally according to the decision-making method solution, the best option is selected.

#### **Methodology and Approaches**

In this study, for selecting the appropriate TBM, Fuzzy- TOPSIS decision-making method were used. In this method in first step after making decision matrix and weighting to criteria,

#### **Results and Conclusions**

According to the results, Double Shield Universal TBM selected as appropriate Option. Flexibility of machine against criteria, specially Geotechnical and geological hazards is the most important reason to achieve this result.


### Determination of Geomechanical Parameters and Allowable Bearing Capacity of the Rock Foundations of Surface Crude Oil Tanks in Khark Island

Soltani Mohamadi, S.<sup>1</sup>; Zare, S.<sup>2</sup>; Nikkhah, M.<sup>3</sup>; Ghanavati Nasab, M.<sup>4</sup>

1- MSc of Mining Engineering- Rock Mechanics, Shahrood University of Technology

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

3- Assistant Professor Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics, Shahrood University of Technology

4- Expert Iranian Oil Terminals Company

	Received: June 2016 Accepted: June 2017
KEYWORDS	ABSTRACT
Bearing Capacity Rock foundation Empirical, Analytical and Numerical Methods	<b>Summary</b> In the design of foundations on rock masses, it is necessary to examine the rock mass from different aspects. One aspect, in addition to settlement and instability, is determining the bearing capacity of rock foundations. Rock foundations have more strength and rigidity compared to soil foundations due to their rocky essense. In dead this aspect leads rock foundation to show the required bearing capacity against many incoming loads. However the factors

weathering, karst cavities, faulting, etc. reduce their bearing capacity. Due to the deployment of many structures on rock foundation and problems caused by structures instability on the inappropriate rock foundations, today, it is so necessity to examine rock foundations and estimate the effective parameters related to their bearing capacity, accurately and comprehensively. Studies have shown that the discontinuities have a great influence on the bearing capacity of rock foundations. In fact studies also have approved that the bearing capacity and settlement of Khark Island are allowed and it is suitable for construction of tanks.

of rock foundation such as crushed rock masses, discontinuities, high

### Introduction

Khark Island is one of the most important Iranian oil export terminals. Huge tanks with different capacities have been constructed in order to storage crude oil at the highest point of the Khark Island, in an area about 120 hectares. Oil storage tanks are very important especially in critical areas. So special considerations about their foundation should be taken account. In fact these tanks required an appropriate foundation in order to have sufficient bearing capacity as well as reducing the subsidence, Any deficiency in these rock foundations could be able to make huge irreparable damages.

### Methodology and Approaches

In these research different approach of bearing capacity determination such as use building codes, experimental methods, analytical and numerical methods will be examined. Then bearing capacity and settlement of rock foundations of crude oil storage tanks in Khark Island determined by various methods. First, using experimental and analytical methods the bearing capacity and settlement of the rock foundations of Khark Island is evaluated. Then, using numerical modeling by finite difference method using FLAC<sup>3D</sup> software the bearing capacity and settlement of tanks foundation will be examined. Finally parametric studies and sensitivity analysis of design parameters was performed. In order to examine discontinuities and weak structural factors, the geological strength index is used. **Results and Conclusions** 

In this study, the bearing capacity and settlement of the foundation of crude oil storage tanks in Khark Island is studied using different methods. Initially using experimental and analytical methods the bearing capacity and settlement were evaluated. Then using numerical modeling with FLAC<sup>3D</sup> software the bearing capacity and settlement of the foundation of tanks were evaluated. The results of this study are as follows:



1- Although rock foundations are reliable for most structures, in cases where the rock has poor quality, there is a need to study and estimate the bearing capacity of rock foundations especially for sensitive and important structures.

2- The Studies in this research shows that the bearing capacity and settlement of the foundation of crude oil storage tanks in Khark Island is in allowable limit and there is not problems.

3- Since the layer of coral limestone has modulus of elasticity higher than marl stone at the site of oil storage tanks in khark Island, this layer bear most of the load and the stability of foundation primarily is dependent on this layer. In this case, due to the relatively low thickness of coral limestone and plastic behavior and very low compressibility of marl stone buckling failure is more likely.

4- All analysis in this research both performed with regard to the weight of the rock mass and without weight of the rock mass. If the weight of rock mass to be considered in the calculations of bearing capacity, it increases. So calculate the bearing capacity of rock mass without weight is conservatively.

5- In this research to investigate discontinuities in rock mass the geological strength index (GSI) was used. Compare the values of bearing capacity in different jointed conditions show that discontinuities can have a great impact on the bearing capacity of rock foundation. The bearing capacity of foundation increase by increasing the GSI and reducing the discontinuities.

6- The bearing capacity obtained from different methods is different according to various theories that are used in them. The appropriate method should be selected based on the type and behavior of the rock mass and due to the extent of its load, possible failure modes, the probability of failure and the importance of structure.

7- Between various methods that were investigated, the allowable bearing capacity of foundation of crude oil tanks without considering the weight of rock, is lowest with Serrano- Olalla 2000 method and with Bell method will have highest value. The bearing capacity obtained by numerical modeling has intermediate values. The ultimate bearing capacity of foundation of crude oil tanks with considering the weight of rock is lowest using Hook-Brown method and numerical modeling with Hook-Brown models and will have highest value with Serrano- Olalla 1994 method. The bearing capacity values of numerical modeling with Mohr-Coulomb model will be more than Hoek-Brown model.



**JOURNAL OF ROCK MECHANICS** 



**Iranian Society for Rock Mechanics** 

## Effect of Loading Rate on the Failure Mechanism of Rocks under Indirect Tensile Loading

Nejati, H. R; Ghazvinian, A. Rock Mechanics Department, School of Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Received: March 2016

Accepted: February 2017

KEYWORDS	ABSTRACT
Failure Mechanism	
Loading Rate	Summary
Acoustic Emission Load Frequency	Failure mechanism of rocks is one of the fundamental aspects to study rock engineering stability. The macroscopic deformation and failure of rock is a dynamic, gradual and cumulative process of nucleation, growth, penetration, coalescence of micro-cracks, which is a non-equilibrium, non-linear evolutionery process. In the present study, the effect of loading rate on rock
failure mechanism was considered. For	or this purpose, some experimental tests were conducted on Brazilian disk
specimens of a homogeneous and isot	ropic sandstone at six different loading rate $(0.3, 0.6, 1.2, 2.4, 4.8 \text{ and } 9.6 \text{ scion} (AE)$ sensors were used to monitor the fracturing process

AE monitoring showed that micro-crack density induced by the applied loads during different stages of the failure processes increases as loading rate increases. Also, it is found that loading rate influences the mode of induced fracture, so that the number of tensile fractures decreases when loading rate increases.



### Locating the Poorkan-Vardij Fault Zone in the Second Lot of Karaj Water Conveyance Tunnel Using Actual TBM Performance and Operational Parameters

Hassanpur, J.<sup>1</sup>, Mohammadyari, Z.<sup>2</sup>, Cheshomi, A.<sup>3</sup>

1- Professor of geology faculty of University Of Tehran

2- Student of master in the University Of Tehran

3- Professor of geology faculty of University Of Tehran

Received: June 2015

Accepted: May 2016

KEYWORDS Boreability Fault Zone Penetration Index Boring machine Operation Rock Resistivity

### Summary

ABSTRACT

Usually, TBM performance and operational parameters and their variations are related to variations of geological conditions along the tunnel. This relationship is the base for developing many empirical TBM performance prediction models. By knowing the geological conditions along the tunnel alignment it is possible to predict the TBM performance using these models. It's obvious that in the reverse way by knowing the actual performance and

operational parameters of the machine in the bored tunnel, the approximate geological conditions along the tunnel can also be recognized. This technique especially in the tunnels that being bored by shielded machines can be useful for recognizing the engineering geological properties of the excavated rock masses. In this research an attempt is made to detect exact location of the poorkan-vardij active fault in the tunnel alignment using the actual TBM performance parameters.

### Introduction

Presence of active fault zones can be considered as one of the main geological hazards in mechanized tunneling projects that induces serious stability problems and direct faulting during tunnel excavation and operation. During tunnel excavation when shielded machines are used for tunnel completion, due to limitations in observation of tunnel face, recognizing the exact location of fault zones is very difficult. Therefore it is required to use the indirect methods like using the actual performance data collected during construction and analyzing them to probe the geological conditions of tunnel alignment. In the Karaj water conveyance tunnel project (Lot 2) after tunnel breakthrough, as a client requirement, it was needed to locate the poorkan-vardij fault zone in the tunnel, to design a scheme for reducing the damages that may occur if the fault is activated during the tunnel operation.

### Methodology and Approaches

In this research to detect the exact location of poorkan-vardij fault zone, a part of the tunnel alignment (almost 1000 meter length) around the fault is selected, and variations of TBM performance and operational parameters were analyzed. Results showed that among the considered parameters, two parameters of Field Penetration Index (FPI) and Torque/Thrust ratio are good criteria to detect fault zones.

### **Results and Conclusions**

Results of this study by considering the direct and indirect indices showed that the crushed zone caused by poorkanvardij fault is almost 400 meters in thickness and is located in the chainage 6050 to 6450 m of tunnel alignment. This section of tunnel must be considered as the most likely position of damage zone. Therefore, special design to overcome the damages of tunnel during fault activation must be considered for this section.



## Investigating the Effect of Cutter Edge Shape on Rock Fragmentation Using PFC2D

Sarfarazi, V.<sup>1</sup>; Beiralvand, N.<sup>2</sup>

School of Mining Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Received: July 2016

Accepted: March 2017

KEVWODDS	ABSTDACT
KE1 WORDS	ADSTRACT
ТВМ	
PFC2D	Summary
Cutter Edge Shape	In this paper, the effect of cutter edge shape on the failure mechanism of rock
Tensile Strength	has been investigated using particle flow code in two directions (PFC2D).
<b>Confining Pressure</b>	Particle flow code represents a rock mass as an assemblage of bonded rigid
ТВМ	particles. The standard process of generating a PFC2D assembly to represent a
PFC2D	test model involves: particle generation, packing the particles, isotropic stress

installation (stress initialization), floating particle (floater) elimination and bond installation. In PFC2D circular disks are connected with cohesive and frictional bonds and confined with planar walls. The values assigned to the strength bonds influence the macro strength of the sample. Friction is activated by specifying the coefficient of friction and is mobilized as long as particles stay in contact. Tensile cracks occur when the applied normal stress exceeds the specified normal bond strength. Shear cracks are generated as the applied shear stress surplus the specified shear bond strength either by rotation or by shearing of particles. The tensile strength at the contact immediately drops to zero after the bond breaks, while the shear strength decreases to the residual friction value. For all these microscopic behaviours, PFC only requires selection of the basic micro-parameters to define contact and bond stiffness, bond strength and contact friction, but these micro-parameters should provide the macroscale behaviour of the material being modelled. The code uses an explicit finite difference scheme to solve the equation of force and motion, and hence one can readily track initiation and propagation of bond breakage through the system.

For this purpose, two numerical models with different tensile strength of 5 MPa and 25 MPa were built and compressed by two different confining pressures of 5 MPa and 25 MPa, respectively. Eight disc cutters with different edge shape peneterate into the model at the rate of 0.02 m/s till 4 mm of disc peneteration is reached. Totally 16 simulation has been done. The rock materials, below the cutters, show three different mechanical behavior i.e. failure, plastic and elastic behavior. The failure zone is fully fractured. The plastic zone is consisted of partially micro crack with several major fractures. The elastic zone is an undamaged zone. The shape of cutter edge has important effect on extension of three introduce zones. When tensile strength is 5 MPa, the failure stress resulted from penetration of convex-shape cutter is the lowest one, 5.3 MPa while the number of total cracks is maximum one, 102. It means that the cutter shape controls the failure stress and failure extension when it cuts the weak rock. When tensile strength is 25 MPa, the failure stress resulted from penetration of different cutters is similar, 21 MPa, but the extension of failure is largest under U-shape cutter produce the largest failure zone. The results show that convex-shape edge and U-shape edge cutters have the best performance when tensile strength of rock is 5MPa and 25 MPa, respectively. The results also showed that the failure stress increases with increasing tensile strength, while the failure extension decreases.



SUMMER 2017, VOL 1, NO 2, P:108- P:109



# Study of the Effect of Fracture Fluids Viscosity and Borehole Diameter on Hydraulic Fracturing Breakdown Pressure Using a Newly Developed True Triaxial Apparatus

Shirazi, H.1\*; Torabi, S.R.2; Mirzaei, H.3

1-PhD. candidate, Mining, Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics, Shahrood University of Technology, IRAN, telephone: 2-Professor, Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics, Shahrood University of Technology, IRAN 3-Assoc. Professor, Faculty of Mining, Sahand University of Technology, IRAN

Received: March 2017

Accepted: November 2017

KEYWORDS	ABSTRACT
Hydraulic Fracturing Injection Fluid Borehole Diameter Breakdown Pressure	A new apparatus which allows laboratory Hydraulic fracturing experiments under true triaxial compression was developed at Shahrood University and laboratory hydraulic fracturing experiments were conducted to investigate the dependence of breakdown pressure upon two factors which could influence the use of the hydrofrac technique for in-situ stress determinations namely: the viscosity of fluid and borehole diameter. Therefore, in this study, by using the new apparatus was examined if the fracture pressure will change with viscosity of fluids and borehole diameter. In this regard, Some 300 mm cube

specimens of concrete were made and used in this study. It should be noted that, three steel rods of 30, 50 and 80 mm outer diameter were buried for a simulated borehole in the specimens. Meanwhile, 3 types of Hydraulic oil (46H, 68H and 100H) were injected to boreholes of different diameters. In this study, to examine the effect of viscosity of fracturing fluid and borehole diameter on hydraulic fracturing breakdown pressure, some tests were conducted. Results show that breakdown pressure decreases with increasing borehole diameter and also there is an inverse relationship between breakdown pressure and viscosity of fracturing fluid. In other words, it decreases with increasing viscosity of fracturing fluid.

### Summary

A new apparatus which allows laboratory Hydraulic fracturing experiments under true triaxial compression was developed at Shahrood University and laboratory hydraulic fracturing experiments were conducted to investigate the dependence of breakdown pressure upon the viscosity of fluid and borehole diameter. Results show that breakdown pressure decreases with increasing borehole diameter and also there is an inverse relationship between breakdown pressure and viscosity of fracturing fluid.

### Introduction

Hydraulic fracturing is the best known method for determining the magnitude and directions of the principle horizontal in situ rock stresses in the subsurface. Fairhurst was the first to introduce the application of hydraulic fracturing in determination of the in-situ stress. Today, hydraulic fracturing is used as a method to stimulate oil wells and is also known as a popular way to measure the in-situ stresses. On the other hand, many investigations were conducted by researchers on the phenomenon as numerous parameters such as borehole diameter, pressure interval length and viscosity of fracturing fluid affect the results of the implementation of the hydraulic fracturing. However, there are vague hints about hydraulic fracturing method. As a result, more studies to determine the impact of various parameters on the process, are required. These studies require design and construction of equipment and devices such as true three triaxial apparatus.

#### **Methodology and Approaches**

In this study, by using the new apparatus was examined if the fracture pressure will change with viscosity of fluids and borehole diameter. In this regard, Some 300 mm cube specimens of concrete were made and used in this study. Some hydraulic fracturing experiments using hydraulic oil 46H, 68H and 100H as injecting fluids were carried out on



cubical specimens of concrete with central boreholes of different diameters, under true triaxial stress conditions. The effects of fluid viscosity and borehole diameter were investigated in this study.

### **Results and Conclusions**

The results are summarized as follows:

• Breakdown pressure is dependent on the viscosity of fracturing fluid. It decreases with increasing the viscosity of fracturing fluid.

In a constant fluid flow rate, increase in the breakdown pressure following decrease in the viscosity can be attributed to the fact that low viscosity fluid more easily penetrates into the specimen requiring more pressure to compensate for the pressure drop due to leaked fluid. On the contrary, a higher viscosity fluid can more effectively transfer the pressure to the ambient rock to break it without considerable leakage.

- As a result, the injection flow rate must be high enough if a fluid with low viscosity is used as the fracturing fluid.
- Breakdown pressure is dependent on borehole diameter and it decreases with increasing borehole diameter. This behavior can be seen in other materials which is called "hole size effect".

Many follow up researches can be suggested in this area. One of these researches which looks important, is the study of the effect of flow rate, the results of which, in combination with the results of viscosity effect could be interesting.

## **Table of Content**

<b>Comparison of Facture Toughness Values in Single Edge Crack Round Bar Bending</b> <b>Test (SECRBB) and Straight Notch Disk Bend Test (SNDB) for Basalt Rocks</b> Pakdaman, A. M., Moosavi, M.	100
Numerical Validation of Seismic Analytical Solutions of Circular Tunnels (Case Study: Tehran Metro Line 6) Rashiddel, A.R.; Hadei, M.R.; Rahman Nejad, R.	101
Selecting the Appropriate Tunnel Boring Machine Using Fuzzy-TOPSIS Technique Case Study: EmamZadeh Hashem Tunnel Mikaeil, R., Jafar Shirzad, P.; Khademi Hamidi, J.	102
<b>Determination of Geomechanical Parameters and Allowable Bearing Capacity of the Rock Foundations of Surface Crude Oil Tanks in Khark Island</b> Soltani Mohamadi, S.; Zare, S.; Nikkhah, M.; Ghanavati Nasab, M.	103
Effect of Loading Rate on the Failure Mechanism of Rocks under Indirect Tensile Loading Nejati, H. R; Ghazvinian, A.	105
Locating the Poorkan-Vardij Fault Zone in the Second Lot of Karaj Water Conveyance Tunnel Using Actual TBM Performance and Operational Parameters Hassanpur, J., Mohammadyari, Z., Cheshomi, A.	106
<b>Investigating the Effect of Cutter Edge Shape on Rock Fragmentation Using PFC2D</b> Sarfarazi, V., Beiralvand, N.	107
<b>Study of the Effect of Fracture Fluids Viscosity and Borehole Diameter on Hydraulic Fracturing Breakdown Pressure Using a Newly Developed True Triaxial Apparatus</b> Shirazi, H.; Torabi, S.R.; Mirzaei, H.	108



JOURNAL OF ROCK MECHANICS



SUMMER 2017, VOL 1, NO 2

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. Ahmad Fahimifar (Professor, Amirkabir University of Technology)
Dr. Morteza Gharoninik (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

SUMMER 2017, VOL. 1, NO. 2

- Comparison of Facture Toughness Values in Single Edge Crack Round Bar Bending Test SECRBB) and Straight Notch Disk Bend Test (SNDB) for Basalt Rocks)
- Numerical Validation of Seismic Analytical Solutions of Circular Tunnels Case Study: Tehran Metro Line 6
- Selecting the Appropriate Tunnel Boring Machine Using Fuzzy-TOPSIS Technique Case Study: EmamZadeh Hashem Tunnel
- Determination of Geomechanical Parameters and Allowable Bearing Capacity of the Rock Foundations of Surface Crude Oil Tanks in Khark Island
- Effect of Loading Rate on the Failure Mechanism of Rocks under Indirect Tensile Loading
- Locating the Poorkan-Vardij Fault Zone in the Second Lot of Karaj Water Conveyance Tunnel Using Actual TBM Performance and Operational Parameters
- Investigating the Effect of Cutter Edge Shape on Rock Fragmentation Using PFC2D
- Study of the Effect of Fracture Fluids Viscosity and Borehole Diameter on Hydraulic Fracturing Breakdown Pressure Using a Newly Developed True Triaxial Apparatus