

نشریهی علمی-پژوهشی مکانیک سنگ JOURNAL OF ROCK MECHANICS

دوره ششم، شماره اول، بهار ۱۴۰۱، صفحه ۱۵ تا ۳۰



بررسی عددی اثر سطح مقطع و شدت تنش بر روی توسعه ناحیه آسیب اطراف تونلها در توده سنگ سخت

شفیع خوشخرام^۱؛ کامران گشتاسبی^۳»؛ حمیدرضا نجاتی^۳ ۱ – دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس تهران ۲– استاد دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران ۳– دانشیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران

پذیرش: ۱۴۰۰/۱۰/۰۸

دریافت : ۱۴۰۰/۰۶/۱۲؛

افزیش عمق حفریههای زیرزمینی در تودهسنگ سخت، سبب واکنش شدید به حفاری در این نوع تودهسنگ میشود.	چکیدہ
نمونهای از این واکنش توسعه ناحیه آسیب در اطراف حفریه است. در این مطالعه ناحیه آسیب با استفاده از مدلسازی	
عددی دوبعدی در ترکیب با مدل رفتاری تضعیف چسبندگی – تقویت زاویه اصطکاک مدلسازی شد. تاثیر سطح	
مقطع و شدت تنش بر روی توسعه این ناحیه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان دهنده تاثیر قابلتوجه نوع سطح	
مقطع با سطوح صاف یا انحنادار است. سطوح صاف ناحیه آسیب با تمرکز و عمق بالاتر را ایجاد میکنند. جهت توسعه	
آسیب وابستگی بالایی به شدت تنش و نسبت تنش افقی به قائم دارد. میدان تنش غیرهمسانگرد نیز سبب توسعه	
ناحیه آسیب در راستای خاصی میشود.	

۱- مقدمه

درک واکنش تودهسنگ به ایجاد حفریه زیرزمینی در طراحی سازه-های عمرانی (تونلهای انتقال و نیروگاههای هیدرولیکی)، توسعه معادن زیرزمینی و حفاری گمانههای عمیق برای تولید نفت، مخازن گاز یا اهداف دیگر از اهمیت ویژهای برخوردار است. همچنین درک واکنش تودهسنگ به حفاری بهویژه برای مخازن عمیق زیرزمینی برای دفن سوخت هستهای مصرف شده و زبالههای سطح بالای پرتوزا مهم است[1]. در این تحقیق ناحیه آسیب^۱ اطراف تونلها در قالب واکنش تودهسنگ به حفاری که در سالیان اخیر به مسئله قابل توجه محققین بخصوص در مورد فضاهای زیرزمینی عمیق مبدل شدهاست، پرداخته میشود.

تونلها و مغارها بر حسب نوع کاربرد به طور گستردهای در

¹ Damage zone

اعماق زیاد ساخته شدهاند. در زمینه معدن نیز با گذشت زمان، بشر ناگریز به استخراج مواد معدنی از اعماق زیاد خواهد بود. در حال حاضر نیز معادن عمیقی در جهان به عنوان مثال معدن تایوتونا با عمق ۳/۹ کیلومتری و معدن مپوننگ با عمق ۴ کیلومتر به عنوان عمیقترین معدن در جهان، فعال هستند[۲]. طراحی فضاهای زیرزمینی در اعماق کم تقریباً به صورت کامل درک شدهاست، و اما در اعماق زیاد اینگونه نیست. روال معمول برای ساخت فضاهای اما در اعماق زیاد اینگونه نیست. روال معمول برای ساخت فضاهای زیرزمینی در اعماق کم برای مشکلات مربوطه در اعماق زیاد کافی نیست. و مشکلات مربوطه در اعماق زیاد باعث شدهاست که نیست. و مشکلات مربوطه در اعماق زیاد باعث شدهاست که مهندسین تلاش کنند که از کل ظرفیت باربری سنگها استفاده کنند. برای مثال در کشور چین به سبب حفر فضاهای زیرزمینی عمیق به این تفاوتها نگاههای ویژهای شدهاست و روال جدیدی

> *نویسنده مسئول: استاد دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران پست الکترونیک: goshtasb@modares.ac.ir

توسط محققین برای طراحی فضاهای زیرزمینی در عمق زیاد پیشنهاد شدهاست(برای مثال [۳]). در اعماق زیاد معمولاً شرایط پرتنش و پیچیده زمین شناسی که محیطی متفاوت از اعماق کم است را داریم. این تنش زیاد سبب توسعه آسیب در تودهسنگ اطراف فضاهای زیرزمینی میشود. آسیب در سنگ به کاهش پارامترهای مکانیکی در نتیجه بارگذاری و باربرداری اطلاق میشود. هنگام حفارى فضاى زيرزمينى توزيع مجدد تنشهاى اطراف باعث شرايط بارگذاری و باربرداری می شود [۴]. آسیب القایی در توده سنگ اطراف حفریه علاوه بر اینکه از طریق توزیع مجدد تنش شکل می گیرد، روش حفاری نیز سبب ایجاد آسیب در تودهسنگ اطراف حفریه می-شود. تعیین عمق آسیب اطراف فضاهای زیرزمینی حفر شده در تودهسنگ از اهمیت بسیاری برخوردار است. در درجه اول آسیب، فاکتور مهمی برای ارزیابی پایداری فضاهای زیرزمینی است. تعیین میزان آسیب یک بینش کلی از وضعیت پایداری حفریه در اختیار طراح قرار خواهد داد. بعد از آن برای انتخاب سیستم نگهداری می-توان از ناحیه آسیب اطراف حفریه به عنوان یک شاخص مهم و اثر گذار استفاده کرد. برای مثال فنگ و همکاران [۳] در طراحی از ناحیه آسیب برای تعیین طول پیچ سنگ و ضخامت شاتکریت استفاده کردند و نتایج بسیار مطلوبی را ارائه دادند.

ناحیه آسیب دارای سطوح مختلفی است، با این حال سطح اول آسیب که ناحیه بهشدت آسیبدیده^۲ نامیده میشود شامل واکنش شدید تودهسنگ به حفاری است. این واکنشهای شدید شامل انفجار سنگ و پوسته پوسته شوندگی است. پیشبینی این سطح از آسیب نیز میتواند در طراحی فضاهای زیرزمینی بسیار قابل توجه باشد. در معادن و تونلهای عمیق این واکنشهای تودهسنگ سبب خسارات بسیاری شدهاند.

این ناحیه به عنوان یک شاخص مهم در ارزیابی و انتخاب سیستم نگهداری برای پایداری فضاهای زیرزمینی میتواند بسیار مفید باشد. در این مطالعه سعی میشود تا کاربرد آن در توده سنگ سخت برای اهداف مذکور مورد بررسی قرار گیرد. در این مطالعه برای مدلسازی عددی این ناحیه از روشهای عددی پیوسته در محیط ناحیه در قالب یک روش عددی پیوسته است. با وجود اهمیت این ناحیه محققین بسیاری برای نشان دادن آن صوفاً از ناحیه تسلیم ناحیه پلاستیک اطراف حفریه تنها شامل المانهای تسلیم شده در برش یا کشش است و لزوماً نشان دهنده ناحیه آسیب اطراف حفریه نخواهد بود. پس در این مطالعه شاخص جداگانهای برای نشان دادن آسیب در توده سنگ سخت استفاده شده و در کنار آن تاثیر سطح

مقطع های مختلف و همچنین شدت تنش بر روی توسعه آسیب نهایی اطراف تونل ها مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- ناحیه آسیب اطراف تونلها

ناحیه آسیبدیده اطراف تونلها به ناحیهای گفته می شود که خصوصیات ژئومکانیکی تودهسنگ در آن تحلیل رفته و مقدار اولیه خود را دارا نیستند. این تغییر در پارامترها از دو عامل اصلی ناشی می شود: توزیع مجدد تنشها در نتیجه حفر تونل و آسیب تودهسنگ ناشی از روش حفاری([۵]). علاوه بر این، سه نظر اصلی در مورد تعريف ناحيه آسيبديده وجود دارد: (۱) EDZ ، ناحيهای است که در آن اموج صوتی به میزان قابل توجهی کاهش مییابد، (۲) EDZ ، به عنوان ناحیهای در نظر گرفته می شود که خصوصیات و شرایط سنگ به دلیل ایجاد شکستگی و توزیع مجدد تنش تغییر کردهاست و (۳) EDZ ، ناحیهای با تغییرات قابل اندازه گیری و دائمی در خصوصيات مكانيكي و هيدروليكي انتقال سنگ اطراف حفريه تعريف می شود [۶]. محققین بسیاری از جمله مارتینو و همکاران، پراس و همکاران و چاندلر [۷, ۸, ۹] این ناحیه را به چندین زیر ناحیه تحت عناوین ناحیه به شدت آسیب دیده، ناحیه آسیب دیده داخلی و ناحیه آسیبدیده بیرونی تقسیم بندی کردهاند (شکل ۱). با حرکت شعاعی از مركز تونل به ترتيب اين نواحى تشكيل مىشوند. فراتر از اين نواحی، ناحیه تاثیر/آشفته حفاری را داریم که در این ناحیه صرفاً تنش از حالت برجا تغییر کرده ولی به میزانی نیست که بتواند باعث آسیب در تودهسنگ اطراف حفریه شود.



شکل ۱- نواحی آسیبدیده حفاری اطراف تونلها، اصلاح شده از مار تینو و همکاران

با پایان یافتن ناحیه آسیبدیده بیرونی میتوان گفت آسیب و کاهش خصوصیات تودهسنگ متوقف میشود. چالش اصلی در این

² Highly damaged zone (HDZ)

مطالعه، مشخص کردن مرز این نواحی میباشد. در ادبیات همچنان بر روی مشخص کردن مرز ناحیه آسیب نیز بحث وجود دارد. با این حال محققینی این زیرنواحی را نیز معرفی کرده و برای مشخص کردن آنها از یکدیگر شاخصهایی را معرفی کردهاند. در این مطالعه ناحیه آسیب ناشی از روش حفاری لحاظ نشده و تنها ناحیه آسیب تشکیل شده ناشی از توزیع مجدد تنشها در نظر گرفته شدهاست. ضمن اینکه طبق گفته محققین با افزایش عمق حفریه از میزان اثرگذاری روش حفاری بر روی توسعه ناحیه آسیب تشکیل شده کاسته میشود.

۳- مشخصات بعد از شکست تودهسنگ سخت

هنگام استفاده از مدل های عددی برای بررسی شکست پیشرونده تودهسنگ، تخمین ویژگی های پس از اوج یا پس از شکست توده سنگ مورد نیاز است. اهمیت مطالعه و تمایز بین رفتار تودهسنگ-های مختلف برای اولین بار توسط هوک و براون[۱۰] در سال ۱۹۹۷ مورد توجه قرار گرفتهاست. بر اساس پیشنهاد این محققین برای تودهسنگ سخت مدل رفتاری کشسان – شکننده – خمیری میتواند مناسب باشد. اما پس از بررسیهای گسترده توسط محققین ناکارآمدی این مدل رفتاری برای نشان دادن رفتار تودهسنگ سخت مشخص شد. در این تحقیق به عنوان یک جایگزین مناسب برای پوشش نواقص مدل رفتاری کشسان-شکننده-خمیری در نشان دادن رفتار تودهسنگ با شاخص مقاومت زمین شناسی بالا، از مدل رفتاری تضعيف چسبندگي-تقويت اصطكاك حاجي عبدالمجيد و همکاران[۱۱] استفاده می شود. اساس این مدل رفتاری در به کارگیری غیرهم زمان مولفههای مقاومتی چسبندگی و اصطکاک استوار است (شکل ۲). این فرضیه در ابتدا توسط مارتین[۱۲] مطرح شد.



شکل ۲- به کارگیری مولفههای مقاومت در مدل CWFS الف) در آزمونهای فشاری آزمایشگاهی ب) اطراف حفاریهای زیرزمینی

برای سنگهای سخت با مقاومت بالا در ابتدا تحت بارگذاری

که هیچ آسیبی در سنگ رخ نداده است، تنها مولفه چسبندگی فعال است، پس از شروع آسیب در سنگ مولفه اصطکاکی نیز فعال می-شود. باید به این نکته اشاره کرد، قبل از اینکه اصطکاک به مقدار اوج خود برسد چسبندگی به مقدار باقیمانده میرسد. رفتار سنگ های سخت با شکست شکننده در اطراف حفریهها نیز به صورت شماتیک در شکل ۲ نشان داده شدهاست. در شکل ۲-الف در نمودار تنش -کرنش نشان داده شدهاست، پس از آنکه چسبندگی به مقدار باقیمانده می رسد، اصطکاک به مقدار اوج خود می رسد. همین روند برای اطراف یک حفریه با تودهسنگ شکننده نیز مطرح است (شکل ۲-ب)، در این وضعیت مقاومت چسبندگی به تدریج با ترک خوردگی و بهمرسی ترکهای کششی تخریب می شود. مقاومت اصطکاکی وابسته به تنش نرمال تنها زمانی به طور کامل به کار گرفته می شود که مولفه چسبندگی به طور قابلتوجهی کاهش پیدا کند و آسیب جمع شدهباشد و تکههای خرد شده سنگ بتوانند نسبت به یکدیگر در برش حرکت کنند. این مفاهیم اصول مدل بنیادی تضعیف چسبندگی – تقویت اصطکاک هستند.

در این مدل آنچه که مهم است وابستگی پارامترهای مقاومتی چسبندگی و اصطکاک به کرنش برشی پلاستیک است. این حدود از کرنش برشی پلاستیک که در آن چسبندگی به مقدار باقیمانده می-رسد و متعاقباً اصطکاک به مقدار اوج خود میرسد، دو خصوصیت ماده هستند که به ناهمگنی ماده و ویژگیهای دانهها بستگی دارند.

۴- روش

۱-۴- مدل نرمشوندگی کرنش

برای استفاده از مدل رفتاری CWFS به تشریح مدل رفتاری نرم-شوندگی کرنش[†] نیاز داریم. محققینی از جمله هوک و براون، آلخانو و همکاران، کای و همکاران، هوک و همکاران [۱۰, ۱۳, ۱۴, ۱۵, ۱۶]، از طریق مشاهدات میدانی و آزمایشگاهی نشان دادهاند که مدل نرمشوندگی کرنش تقریباً مکانیزمهای تودهسنگ با کیفیت متوسط را در مرحله بعد از شکست نشان میدهد. در نرمافزار عددی Flac که بر پایه روش عددی تفاضل محدود صریح توسعه داده شدهاست، این مدل رفتاری بر اساس معیار شکست مور-کلمب موجود می باشد.

تفاوت اصلی این مدل با مدل مور-کلمب اصلی در این است، که در این مدل پارامترهای مقاومتی چسبندگی، اصطکاک، اتساع و مقاومت کششی میتوانند بعد از شروع تسلیم پلاستیک از خود رفتار نرمشوندگی یا سختشوندگی نشان دهند. در مدل مور-کلمب این ویژگیها همچنان بدون تغییر باقی میمانند. کرنش برشی پلاستیک بوسیله پارامتر سختشوندگی برشی اندازهگیری میشود، که فرم نموی آن به صورت زیر تعریف میشود[۱۷]:

³Cohesion-Weakening-Friction-Strengthening

⁴ Strain Softening



شکل ۳- تکامل یک پارامتر مقاومتی در رفتار نرمشوندگی کرنش تمامی پارامترهای مقاومتی به صورت تابع دوتکهای از پارامتر نرمشوندگی به صورت زیر خواهند بود: (۶)

$$\omega(\eta) = egin{cases} \omega^{\scriptscriptstyle p} - ig(\omega^{\scriptscriptstyle p} - \omega^{\scriptscriptstyle r}ig) rac{\eta}{\eta^*} & 0 < \eta < \eta^* \ \omega^{\scriptscriptstyle r} & \eta > \eta^* \end{cases}$$

با استفاده از این تکامل پارامترها می توان مدل رفتاری CWFS را مشابه آنچه در بخش ۳ تشریح شد، در نرمافزار Flac اجرا کرد. ۲-۴- شاخص آسیب

در روشهای عددی، شاخصهای مرسوم برای توصیف آسیب شامل نسبت تنش به مقاومت، حداکثر تنش فشاری، حداکثر تنش کششی، حداکثر کرنش کششی و غیره میباشند. شاخصهای بالا از مولفههای تنش، کرنش و یا جابهجایی استخراج میشوند، که این مولفهها یا تانسور و یا بردار هستند. پس در نتیجه ارزیابی پایداری تودهسنگ اطراف حفریه که اغلب در شرایط تنش سهمحوره یا دو-محوره قرار دارد، صرفاً با شاخصهای بالا غیرمنطقی است. استفاده از ناحیه تسلیم نیز برای این منظور کافی نیست. برای حل این مسئله ژانگ و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۱، شاخص نزدیکشدن به شکست⁶ را توسعه دادند، که یک ابزار ساده و کاربردی برای توصیف آسیب اطراف تونلهاست. این شاخص در ابتدا برای ارزیابی پایداری تودهسنگ تحت حفاری توسعه داده شدهاست. اما در سالیان بعد تطابق آن با ناحیه آسیب اطراف تونلها که از طریق اندازه گیریهای برجا مشخص شدهبود، محققین را بر آن داشت تا از آن برای مشخص کردن عمق و گسترش ناحیه آسیب استفاده کنند. شاخص FAI در سالیان اخیر برای نشان دادن ناحیه آسیب توسط فنگ و همکاران، پینگ و همکاران، ژانگ و همکاران (۳, ۲۰-۲۲, ۲۳] مورد استفاده قرار گرفته است. این شاخص دارای عقلانیت در مکانیک است و مبتنی بر روابط ریاضی است. فلذا در این مطالعه از شاخص مذکور استفاده خواهد شد.

این شاخص برای کمیسازی آسیب اطراف تونل رفتار تغییرشکل سنگ و تودهسنگ را به دو قسمت تقسیم میکند: ۱- مرحله کشسان ۲- مرحله بعد از شکست. در مرحله کشسان با ارزیابی نزدیک شدن

(۱)

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} \left(\Delta e_1^{ps} - \Delta e_m^{ps} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\Delta e_m^{ps} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\Delta e_3^{ps} - \Delta e_m^{ps} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$: c_{\ell} \vec{l} : c_{\ell} \vec{l}$$

$$\Delta e_m^{ps} = \frac{1}{3} \left(\Delta e_1^{ps} + \Delta e_3^{ps} \right) \tag{(7)}$$

و $\Delta e_j^{ps}, j = 1,3$ موهای کرنش برشی پلاستیک اصلی هستند. پارامتر سختشوندگی کششی e^{pt} ، کرنش پلاستیک کششی تجمیعشده را اندازه گیری می کند، که نموی آن به صورت زیر است: $\Delta e^{pt} = \Delta e_3^{pt}$ (۳)

که در آن Δe_3^{pt} ، نمو کرنش پلاستیک کششی در جهت تنش اصلی حداکثر است.

رفتار نرمشوندگی کرنش یا به آن تضعیف مقاومت مواد اطلاق می شود، طبق تئوری نمو پلاستیسیته حاوی دو تابع، معیار شکست *f* و *g* پتانسیل پلاستیک است، که به منظور شبیه سازی فرایند تغییر شکل خمیری از آن استفاده می شود. *f* و *g* هر دو هم به تانسور تنش و هم به پارامتر نرم شوندگی وابسته هستند. تعریف معیار شکست به شکل زیر است [۱۸]:

$$f\left(\boldsymbol{\sigma}_{ij},\boldsymbol{\eta}\right) = 0 \tag{(f)}$$

رفتار نرمشوندگی با انتقال تدریجی از معیار شکست اوج به یک معیار شکست اوج به یک معیار شکست باقیمانده مشخص می شود که پارامتر نرم شوندگی η بر این انتقال حاکم است. این انتقال به صورتی است که اگر پارامتر نرم- شوندگی صفر باشد در مرحله کشسان و اگر $\eta < \eta < \eta^{*}$ ، در مرحله نرم شوندگی مفر باشد در مرحله کشسان و اگر نگر مرحله باقیمانده مرحله نرم شوندگی کنترل کننده شده است. η^{*} به عنوان مقدار پارامتر نرم شوندگی کنترل کننده انتقال از مرحله نرم شوندگی به باقیمانده می باشد. مرحله نرم شوندگی مور باز مرحله نرم شوندگی مور باز مرحله باقیمانده می باز مرحله نرم شوندگی کنترل کننده است. آزمان شان از مرحله آزمان مشخص می شود.

چنانچه رفتار نرمشوندگی کرنش براساس معیار تسلیم مور-کلمب بیان شود، معیار تسلیم به شکل زیر است: (۵)

$$f(\sigma_1, \sigma_3, \eta) = \sigma_1 - K_{\phi}(\eta)\sigma_3 - 2C(\eta)\sqrt{K_{\phi}(\eta)}$$

همان طور که قبلاً عنوان شد پارامترهای مقاومتی در رفتار نرمشوندگی کرنش مقادیر ثابتی را دارا نیستند و با ورود به ناحیه تسلیم مقدار آنها تغییر میکند. این تغییر همان طور که در شکل ۳ نشان داده شدهاست، توسط پارامتر نرمشوندگی و پارامتر نرمشوندگی بحرانی کنترل میشود. هر کدام از پارامترهای مقاومتی که در نظر گرفته شود، در رفتار نرمشوندگی کرنش تکامل آن به صورت شکل ۳ خواهد بود.

⁵ Failure Approaching Index

وضعیت تنش نسبت به معیار شکست این مسئله کمیسازی میشود. برای این منظور شاخص نزدیک شدن به تسلیم⁵ ارائه شدهاست که وابسته به معیار تسلیم در نظر گرفتهشده است. روابط این شاخص برای معیارهای مرسوم در مکانیک سنگ توسط ژانگ و همکاران ارائه شدهاست. برای قسمت مرحله بعد از شکست، آسیب به کمک پارامتر کرنش برشی پلاستیک معادل کمیسازی میشود. رابطه FAI در زیر ارائه شدهاست:

$$FAI = \begin{cases} \omega & 0 \le \omega < 1\\ \omega + FD & \omega = 1, FD \ge 0 \end{cases}$$
(Y)

در رابطه ۱۰، VAI -I = WAI و FD و FD و محست است، که به صورت نسبت کرنش برشی پلاستیک معادل به کرنش برشی پلاستیک معادل بحرانی است. برای توده سنگ سخت، چنانچه مقدار پلاستیک معادل بحرانی است. برای توده سنگ سخت، چنانچه مقدار و فراتر از ۲، نشان دهنده آستانه شروع شکست برای المان مدنظر است.

۵- مدلسازی عددی

در این بخش با استفاده از مدل رفتاری SS و اجرای مدل رفتاری CWFS و همچنین جاگذاری شاخص FAI، در نرمافزار عددی FLAC 2D ، اثر سطح مقطع و شدت تنش بر روی توسعه آسیب مورد بررسی قرار گرفت. تمامی تغییرات و موارد ذکر شده در بخش-های ۴–۱ و ۴–۲، از طریق زبان برنامهنویسی FISH در نرمافزار جاگذاری شدهاست.

۱-۵- سطح مقطع و هندسه مدلها

با توجه به مشاهدات میدانی، سطح مقطع حفریه یکی از کلیدیترین موارد موثر بر روی توسعه ناحیه آسیب عنوان شدهاست. به همین جهت در این مطالعه چهار سطح مقطع دایرهای، *D* شکل، نعل اسبی و چهارگوش مورد بررسی قرار گرفت. ابعاد سطح مقطعهای استفاده شده در شکل ۴ نشان داده شدهاست.

ابعاد مدل در نظر گرفته شده برای مدل سازی، ۱۱ برابر قطر تونلها لحاظ شده است. پس مدلی با طول و عرض، ۸۰ متر ایجاد شد. تونلها در مرکز مدل قرار گرفته و در محدودهای مربعی به طول ۲۶/۵ متر، مش بسیار ریز در نظر گرفته شده و خارج از این محدوده مش یکنواخت است. مدل نهایی در شکل ۵ ارائه شدهاست. از حرکت کف مدل در جهت x و y ممانعت به عمل آمدهاست. در دو طرف کنار مدل نیز، حرکت در جهت x ثابت شدهاست. بر حسب عمق تونل موردنظر نیز تنشی بر بالای مدل اعمال می شود.

۲-۵- پارامترهای مدل عددی

۱-۲-۵- پارامترهای تودهسنگ

برای نشان دادن رفتار شکننده تودهسنگ سخت، همان طور که در بالا شرح داده شد، به رفتار CWFS در مدل سازی عددی نیاز داریم. اما بدست آوردن پارامترهای موردنیاز این مدل کار بسیار چالش برانگیزی حتی برای سنگ بکر است. فلذا در این مطالعه از دادههای منتشر در نوشتجات بهره گرفتیم. برای این منظور موارد مطالعاتی مختلف مورد بررسی قرار گرفت. که برای این مطالعه پارامترهای تودهسنگ سخت مطالعه شده بوسیله والتون و دیدریچس [۲۴] مورد آزمونهای آزمایشگاهی و آنالیز برگشتی مورد مطالعه قرار گرفته و پارامترهای ژئومکانیکی در جدول ۱ ارائه شدهاند.

این تودهسنگ دارای کیفیت خیلی خوب و شاخص مقاومت زمین-شناسی (GSI) ۶۵–۷۵ میباشد. مقدار زاویه اتساع $\phi/4$ در نظر گرفته شد.



شکل ۴- سطح مقطعهای در نظر گرفته گرفته برای بررسی عددی

⁶ Yield Approaching Index



شکل ۵- شرایط مرزی و نوع مشبندی در نظر گرفته برای مدلهای عددی

جدول ۱- پارامترهای ژئومکانیکی تودهسنگ سخت

پارامتر	مقدار
مدول الاستيك	۲۵ GPa
نسبت پواسون	۰/۲۵
	MPa
چسبت کی اوج	11/8
چسبندگی باقیماندہ	$\cdot \wedge MPa$
زاویه اصطکاک اوج	°۱۶
زاويه اصطكاك باقيمانده	°۵۰
زاويه اتساع	۱۲/°۵
کرنش برشی پلاستیک برای نرمشوندگی چسبندگی	۰/۰۰۱۵
کرنش برشی پلاستیک برای سختشوندگی زاویه	۰/۰۰۱۵
اصطکاک	

۲-۲-۵- تنشهای برجا

تنشهای در نظر گرفته ده بر حسب وزن مخصوص توده سنگ و عمق تونل لحاظ شده است. وزن مخصوص توده سنگ سخت در نظر گرفته شده، ۲۶۰۰ گیلوگرم بر متر مکعب است. عمق تمامی تونل ها نیز برای این مورد ۱۱۷۲ متر است. با این احتساب بر اساس ابعاد مدل استفاده شده تنش عمودی برابر با ۳۰ *MPa* بر مدل اعمال شده است. همچنین برای بررسی شدت تنش بر روی توسعه آسیب اطراف تونل ها مقادیر نسبت تنش افقی به عمودی ۱، ۵/۰ و ۱/۵ در نظر گرفته شد.

۳-۲-۵- روش حفاری

همان طور که پیش تر ذکر شد در این مطالعه تنها مدل سازی عددی ناحیه آسیب ناشی از توزیع مجدد تنش برجا مورد نظر است و مدل سازی توسعه این ناحیه تحت روش حفاری، چه روش حفاری و

انفجار و یا روش *TBM* ملزم استفاده از رویه جداگانهای میباشد که خارج از چهارچوب این مطالعه است. برای این منظور در محیط دوبعدی رویه خاصی برای شبیهسازی روش حفاری با القای کمترین میزان آسیب به اطراف حفریه اتخاذ شدهاست. علاوهبر این طبق گفته کای، ژائو و کای و دیدریچ [۲۵, ۲۶, ۲۷] برای شبیهسازی برداشت سینه کار باید از رویهی صحیحی برای این منظور استفاده کرد. روش-های استفاده شده در محیط دوبعدی از پیشنهادات منابع بالا بهره گرفته شدهاست.

در محیط دوبعدی حفاری در ۱۰ مرحله همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شدهاست، انجام شدهاست. ابتدا نیرویی به اطراف تونل برای ایجاد شرایط اولیه زمین اعمال میشود. بعد از مشخص شدن مقدار این نیرو، از مقدار این نیرو با ضریب مشخصی کاسته شده تا در نهایت کل این نیرو حذف شود. کاهش این نیرو در ابتدا با نرخ سریعی رخ میدهد اما در انتها کاهش نیرو خیلی آهسته رخ میدهد. این روش را ترخیص تنش گویند که روش معمول برای روش تفاضل محدود است.

۶- نتایج

۱-۶- نشان دادن کارایی شاخص FAI برای چند مورد مطالعاتی

برای بررسی کارایی شاخص معرفی شده، دو مورد مطالعاتی انتخاب شده و به صورت دوبعدی مدلسازی شده و در نهایت ناحیه آسیب پیشبینی شده از مدلسازی عددی با مشاهدات و اندازه گیریهای برجا مقایسه گردید.

مورد اول بالابر معدن Renstrom که در کشور سوئد قرار دارد. بالابر مطالعه شده در این معدن در عمق ۱۱۱۵–۱۱۸۵ متری قرار دارد. قطر آن ۳/۷ متر است. پس از حفاری در ناحیه تاج آن گسیختگی ناشی از تنش فشاری شکل گرفتهاست (شکل ۶). توده-سنگ اطراف بالابر با GSI، ۷۰–۸۰ از کیفیت بسیار خوبی برخوردار بودهاست. گسیختگی ایجاد شده با عمق ۱/۱ – ۲/۰ متر، عمود بر

تنش اصلی حداکثر اتفاق افتادهاست. این مورد از مطالعه ادلبرو[۲۸] انتخاب شدهاست.طبق گفته ایشان این گسیختگیها یا مسقیماً بعد از حفاری یا یک هفته بعد از آن اتفاق افتادهاند.



شکل ۶- گسیختگی اتفاق افتاده در بالابر موردنظر

با مدلسازی عددی تشریح شده در این مطالعه نتایج توزیع FAI در برابر نتیجه پژوهش ادلبرو در شکل ۷ ارائه شدهاست. ایشان از نرمافزار عددی دوبعدی Phase 2 برای این مطالعه استفاده کرده-اند و برای عمق گسیختگی نیز از باندهای برشی تشکیل شده اطراف تونل بهره گرفتهاند. همان طور که مشخص است، این باندها فراتر از عمق واقعی گسترش یافتهاند و عمق واقعی گسیختگی را منعکس نمی کنند. علاوهبر این، این باندها تنها عمق گسیختگی را نشان می-دهند و در مورد آسیب اطلاعاتی بدست نمی دهند.

در مقابل شاخص FAI نه تنها عمق گسیختگی را به درستی برآورد می کند، بلکه ناحیه آسیب تشکیل شده و ضریب پایداری را برای اطراف حفریه بدست می دهد.

همان طور که در شکل ۷، قسمت بالا مشخص است، ناحیه آبی رنگ با FAI بزرگتر از ۲ نشان دهنده ناحیه گسیخته شده اطراف بالابر است. همچنین ناحیه سبز رنگ ناحیه آسیب و رنگ زرد نشان دهنده وضعیت کشسان اطراف بالابر است.

برای تخمین دقیق عمق گسیختگی عدد FAI در اطراف بالابر بدست آمده و در شکل ۸ ارئه شدهاست. عمق گسیختگی ۲/۰ متر به درستی شبیهسازی شدهاست، علاوهبر این در همان جهت عمق ناحیه آسیب ۱ متری نیز برآورد شده است.

مورد دوم یک تونل آزمایشی از نیروگاه زیرزمینی I Jinping II [۲۹]: نیروگاه زیرزمینی Jinping II در استان سیچوان، از کشور چین ساخته شدهاست. این تونل به دلیل مشخص بودن عمق ناحیه آسیب اطراف و مشاهدات شکست حین ساخت، انتخاب شدهاست. در اطراف این تونل با استفاده از آزمونهای برجای اولتراسونیک عمق ناحیه آسیب بدست آمدهاست. ناحیه آسیب بدست آمده از آزمونهای برجا به همراه ابعاد تونل در شکل ۹ نشان داده شدهاست.



شکل ۷- نتایج حاصل از مدلسازی عددی دوبعدی -بالایی) این مطالعه (نرمافزار *Flac 2D*) -پایینی) ادلبرو (۲۰۰۹) - نرمافزار Phase 2



شکل ۸- عمق گسیختگی و آسیب بدست آمده از مدلسازی



مطالعاتی به همراه ابعاد تونل

عمق ناحیه آسیب از ۱/۶ تا ۱/۳ متر، متغیر است. در این تونل برای حفاری از روش حفاری و انفجار استفاده شدهاست، که باعث القای آسیب اضافهای به اطراف حفریه میشود. آسیب ناشی از انفجار در این تونل ۱/۴۱ تا ۱/۴۲ متر گزارش شدهاست. اما در این مطالعه هدف تنها آسیب ناشی از توزیع مجدد تنش است و آسیب ناشی از روش حفاری مدلسازی نمیشود. با این وجود در اعماق زیاد همانند این مورد آسیب ناشی از توزیع مجدد تنش، غالب است.

در این مورد علاوهبر نتیجه نهایی برداشت سینه کار، نتایج مربوط به مراحل مختلف کاهش نیروی نرمال وارد شده به اطراف تونل نیز در شکل ۱۰ ارائه شدهاست. از نتایج میبینیم که شروع آسیب با *I*<*IFAI* ازکاهش ۵۰ درصدی نیروی اعمالشده به دیواره تونل شروع میشود. و شروع آسیب بحرانی با *S*/*FAI* از کاهش ۸۰ درصدی این نیرو ظاهر میشود. آسیب عمدتاً در قسمت گوشههای پایین و بالای تونل متمرکز شدهاست. این نشاندهنده درست بودن روال کلی این شاخص است، چراکه از قبل میدانیم که آسیب اصولا در قسمتهای گوشهها و مکانهای نوک تیز بیشتر و بحرانی تر است. توسعه آسیب نیز در دیوارهها متمرکز است، در این قسمت تا زمین میقتر آسیب گسترش پیدا میکند، دلیل این مسئله را میتوان در

بیشتر است و اجازه گسترش آسیب در جهت سقف و کف را نمی-دهد. نسبت تنش افقی به قائم ۰/۸۶ است.

با بررسی نتایج میتوان دریافت که این شاخص حتی قبل از شروع آسیب نیز، قسمتهای بحرانی را به خوبی نشان می دهد، با شروع کاهش نیروی اطراف تونل و به اصطلاح برداشتن سینه کار این شاخص تغییر می کند و در اطراف تونل، FAI از ۲/۱ تا ۲/۴ متغیر است. بررسی عمق ناحیه آسیب برآورد شده در راستاهای مختلف نیز نشان می دهد که نتایج مدل سازی عددی و اندازه گیری برجا اختلاف اندکی با یکدیگر دارند و این شاخص به درستی عمق ناحیه آسیب را تخمین می زند. این نشان می دهد که می توان از این شاخص به عنوان یک ابزار کاربردی و عملی برای برآورد ناحیه آسیب اطراف تونل ها در مراحل اولیه پروژه بهره گرفت.

۲-۶- اثر سطح مقطع حفریه

بر طبق گفته رد [۱] سطح مقطع و جهتداری حفریه یکی از مهم-ترین عوامل موثر بر روی توسعه آسیب اطراف تونل-هاست. بر همین اساس در این مطالعه چهار سطح مقطع که در بخش ۵-۱ معرفی شدهاست، توسعه آسیب اطراف آنها مقایسه شد. در شکل ۱۱ توزیع FAI در اطراف حفریههای مختلف نشان داده شدهاست. مدلسازی عددی بدون استفاده از هرگونه المان ساختاری به عنوان سیستم نگهداری انجام شد تا بدترین وضعیت ممکن بدست آید.

با بررسی نتایج، اولین نکته آشکار تاثیر سطوح صاف و انحنادار در سطح مقطعها کاملاً آشکار است. در شکل از چپ به راست میزان سطوح صاف افزایش پیدا میکند، همانطور که مشخص است متناظر آن آسیب نیز هم در عمق و هم در گسترش افزایش پیدا میکنند. به دلیل سطح بالای شدت تنش و شکننده بودن تودهسنگ آسیب و گسیختگی با عمق بالایی در اطراف هر چهار سطح مقطع رخ می-دهد. در بین سطح مقطعها، سطح مقطع دایرهای کمترین عدد FAI را بدست میدهد. آسیب در این سطح مقطع به صورت یکنواخت در سراسر آن وجود دارد.



شکل ۱۰- توزیع FAI اطراف تونل مدلسازی شده

در سه سطح مقطع D شكل، نعل اسبی و چهارگوش حداكثر عدد FAI در گوشهها متمركز می شود. پس در تودهسنگ سخت و شكننده این قسمتها بحرانی ترین مكانها برای مستعد بود انفجار سنگ و پوسته پوسته شوندگی هستند. در مركز سطوح صاف كم-ترین مقدار آسیب وجود دارد. كاملاً مشخص است كه سطح مقطع، الگوی نهایی آسیب بوجود آمده اطراف حفریه را ایجاد می كند.

با بررسی عمق ناحیه آسیب، در سقف سه سطح مقطع دایرهای، D شکل و نعل اسبی به دلیل سطح انحنادار عمق آسیب یکسان و تقریبا ۲ متر بدست آمد. اما برای سطح مقطع چهارگوش عمق ناحیه آسیب در تمامی جهتها ۳ متر است.

۳–۶– اثر نسبت تنش افقی به قائم (K)

فاکتور موثر دیگر بر روی توسعه آسیب اطراف تونل، شدت تنش است. برای بررسی این مورد مقادیر مختلف نسبت تنس افقی به قائم برای دو سطح مقطع دایرهای و D شکل مدلسازی شد. نتایج برای سه مقدار K، ۱، ۵/۰ و ۱/۵ در شکل ۱۴ ارائه شدهاست.

با بررسی شکل میتوان دریافت که وضعیت تنش کنترل کننده یاصلی جهت گسترش ناحیه آسیب است، یعنی در وضعیت K < 1 ، آسیب در دیواره چپ و راست و عمود بر تنش حداکثر اصلی که تنش برجای عمودی است گسترش مییابد، اما در K > 1 آسیب در سقف و کف تونلها و دوباره عمود بر تنش حداکثر اصلی که تنش افقی در صفحه است، گسترش مییابد. پس



شکل ۱۱- توزیع FAI اطراف سطح مقطعهای مختلف برای نسبت تنش افقی به قائم برابر با ۱

از نقطه نظر ناحیه آسیب بدترین سطح مقطعها مربوط به سطح مقطع ای مربوط به سطح مقطع چهارگوش و D شکل است و دو سطح مقطع دایرهای و نعل اسبی وضعیت مطلوب تری دارند. این مسئله اثر سطوح صاف و انحادار را مشخص می کند.

در ادامه تاثیر سطح مقطع به صورت جزئی تری مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور در فاصلهی نزدیکی از سطح مقطعها، شاخص FAI در اطراف تونلها بدست آمده و در شکل ۱۲ ارائه شده-است. همان طور که نشان داده شدهاست برای سه سطح مقطع دایره-ای، D شکل و نعل اسبی در تاج و بخشی از دیوارهها تغییرات FAI مشابه است. در یک فاصله مشخص سطح مقطع دایرهای عددی یکسانی را برای آسیب در تمامی مکانها بدست می دهد.

برای سطح مقطع چهارگوش در محل بهم رسیدن تاج و دیوارهها و کف تونل حداکثر مقدار FAI بدست میآید. بلعکس همان طور که مشخص است در میانه هر بخش (سقف، دیواره و کف) حداقل مقدار FAI حاصل میشود. بجز تونل دایرهای تغییرات FAI در تمامی سطح مقطعها در کف آن مشابه است. در کل میتوان گفت جدای از نوع سطح مقطع، سطوح صاف یا انحنا در سطح مقطع های مختلف تغییرات FAI مشابهی را بدست میدهد.

درمییابیم که وضعیت اولیه تنش برجا تاثیر قابل توجهی در عمق آسیب و نحوه گسترش آن دارد.

برای X، Λ' ، آسیب در سقف و کف هر دو سطح مقطع تقریباً صفر است، البته در کف سطح مقطع D شکل اندکی آسیب وجود دارد. در دیوارهها، عمق آسیب محاسبه شده برای سطح مقطع Dشکل کمی بیشتر از سطح مقطع دایرهای است. البته این افزایش عمق برای تمامی شرایط وجود دارد. بیشترین میزان آسیب در کف تونل D شکل وجود دارد. باید این نکته را متذکر شد که بیشترین عدد آسیب را نیز در شرایط X، ۱/۵ داریم.

در سقف و کف تونل دایرهای به صورت مشابه تا عمق خاصی HDZ تشکیل می شود و در سقف و کف تونل D شکل نیز همین شرایط وجود دارد. با این حال در این شرایط تونل D شکل از مقدار آسیب بیشتری در سقف و کف برخوردار است.





در حالت K = 1، آسیب عمدتاً در گوشهها متمرکز می شود، اما با تغییرات این نسبت، جهت گسترش آسیب به راستای تنش کم-تر تغییر وضعیت می دهد. تغییرات FAI در اطراف سطح مقطع دایره-ای برای مقادیر مختلف K در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



ی رست منابع برسی سند در شکل مشخص است که مقدار K باعث می شود، حداکثر مقدار FAI در میانه سقف، کف و دیواره و در جهت خاصی بدست می آید. برای حالت K برابر با ۵/۰ تغییرات FAI از سقف به دیوارهها با شیب تندتری نسبت به حالت K برابر با ۵/۱ انجام می شود. با این حال مقدار FAI حاصل در دومی بیشتر از مورد اولی است. به طور کلی تمرکز در مورد K برابر با ۵/۰ بیشتر از K برابر با ۱/۵ است. در حالت اولی سقف و کف از وضعیت بسیار مطلوبی برخوردار هستند، چراکه عدد FAI بدست آمده بسیار پایین تر از حالت I=K است. پس می-توان نتیجه گرفت که در این وضعیت این دو مکان به سیستم نگهداری پایین تری نسبت به سایر مکانها نیاز دارند.

تغییرات شاخص FAI برای تونل D شکل در شکل ۱۵ ارائه شدهاست. با بررسی شکل میتوان دید که در حالت K کم از ۱، شدهاست. با بررسی شکل میتوان دید که در حالت K کم از K تغییرات شاخص FAI مشابه با تونل دایرهای است. اما در حالت K بزرگتر از ۱، تغییرات آن دیوارهها و کف اختلاف بسیاری دارد.

در سقف تونل). در مقابل برای سطوح صاف این اختلاف اندک K



شکل ۱۴- توزیع FAI برای دو سطح مقطع و سه نسبت تنش افقی به قائم



شكل 1۵- تغييرات شاخص FAI اطراف سطح مقطع D شكل

در حالت X بزرگتر از ۱، کف تونل D شکل بدترین وضعیت ممکن را داراست و مقدار شاخص FAI، عدد ۶ را نشان میدهد. در عمل Zسیختگی به ندرت از کف اتفاق میافتد و دلیل اصلی این مسئله ایجاد تنش محصورکننده بالا به دلیل رفت و آمد ماشین آلات و همچنین دپوی مواد حفر شده در کف تونل است. بیشترین مقدار FAI مربوط به حالت X بزرگتر از ۱ و برابر با ۱، در سقف و همچنین نزدیک به گوشههای پایین است. که در عمل نیز عمدتاً در این مکان-ها شاهد گسیختگیهای شدید و ناگهانی هستیم.

با مقایسه تغییرات FAI در دو سطح مقطع دایرهای می توان نتیجه گرفت که در سطوح انحنادار با تغییر جهت تنش یا به عبارتی نسبت تنش افقی به قائم تغییرات عمدهای در مقدار FAI بوجود می-آید (مقایسه تغییرات شاخص آسیب در تونل D شکل برای سه مقدار

۳-۶- اثر میدان تنش غیرهمسانگرد و جهت حفاری تونل با مولفه تنش

در گام نهایی در این مطالعه میدان تنش غیرهمسانگردی ایجاد شده و حفاری تونل در جهت دو مولفه تنش این میدان صورت گرفته و توسعه آسیب در هر دو حالت مقایسه گردید. میدان تنش ایجاد شده دارای تنش عمودی برابر با مراحل قبلی است، اما دو تنش افقی یکی ۲ برابر و دیگری ۱/۵ برابر تنش عمودی در نظر گرفته شد. حفاری در جهت هر دوی این تنشها صورت گرفته و نتایج آن در شکل ۱۶ ارائه گردیده است.



شکل ۱۶- توزیع FAI اطراف سطح مقطع دایرهای در میدان تنش غیرهمسانگرد برای دو حالت

آشکار است که هرگونه تغییری در میدان تنش با تغییر در الگوی ناحیه آسیب همراه است. میدان تنش ناهمسانگرد سبب توسعه آسیب در جهت خاصی میشود. برای حالت در نظر گرفته شده در این مطالعه توسعه آسیب در سقف و کف دنبال میشود. حفاری در جهت تنش افقی ۲ برابر تنش عمودی به مراتب آسیب کمتر و یکنواختی را بوجود میآورد. با حفاری در جهت تنش افقی ۱/۵ برابر تنش عمودی حداکثر مقدار شاخص FAI برابر با ۱۲ در سقف و کف تونل بدست میآید، با این نتیجه چنانچه از اقدام حمایتی درستی برای این مورد بهره گرفته نشود، شاهد گسیختگی قابل توجه در سقف و کف تونل تا ۳ متر خواهیم بود که عدد قابل ملاحظهای است.

در حالت دوم تمرکز آسیب شدیدی که خطر جدی در پی دارد ایجاد می شود. پس می توان گفت در چنین میدان تنشی چنانچه امکان تغییر جهت حفاری وجود داشته باشد، حفاری در حالت اول یعنی در جهت ۲ برابر تنش عمودی هزینه و خطر کم تری دارد. مقایسه تغییرات FAI اطراف دو تونل که در شکل ۱۷ ارائه شدهاست، نتایج آشکار تری را نشان می دهد.



شکل ۱۷– تغییرات FAI اطراف سطح مقطع تونل (نمودار آبی مربوط به حالت اول و نمودار قرمز مربوط به حالت دوم)

از شکل بالا مشخص است که حالت دوم تمرکز آسیب را نشان میدهد که بیشتر از حالت اول است. یعنی هرچه اختلاف دو تنش افقی بیشتر باشد، شاهد تمرکز آسیب شدیدتری در جهت تنش افقی کوچکتر خواهیم بود. در مقابل در جهت تنش افقی بزرگتر وضعیت مطلوبتری را شاهد هستیم. در هر دو تونل عمق آسیب بالایی را خواهیم داشت. کمترین عمق آسیب مرتبط با دیواره تونل در حالت دوم است.

۷- بحث

از نتایج این مطالعه کاربرد مدل رفتاری CWFS در گرفتن رفتار شکننده تودهسنگ سخت کاملاً آشکار است. با ترکیب این مدل رفتاری با شاخصی همچون FAI برای توصیف آسیب، واکنش توده-سنگ سخت به حفاری را میتوان به درستی بدست آورد. در تحقیقات پیشین یکی از دشواریهای مربوط نشان دادن رفتار ترد و

همچنین شاخصی برای توصیف آسیب بود، که در این مطالعه برطرف شدهاست. همانطور که پیشتر عنوان شد در این مطالعه از روش ترخیص تنش برای شبیهسازی برداشت سینه کار تونلها استفاده شد. عمق نهایی ناحیه گسیخته شده و آسیب دیده اطراف تونل در مراحل مختلف برداشت سینه کار در شکل ۱۸ و ۱۹ ارائه شدهاست.



□Circ □D-Shape □Horse-Shape □Square

شکل ۱۸- عمق ناحیه آسیب برای سطح مقطعهای مختلف بررسی شده و در مراحل مختلف برداشت سینهکار

از شکل بالا مشخص است که پس از کاهش ۷۰ درصد از نیروی اعمالی به اطراف تونل به عنوان نیروی ایجاد شرایط اولیه زمین، ناحیه آسیب شروع به تشکیل میکند. این رویه تقریباً در تمامی سطح مقطعها مشابه است. بهطور کلی ناحیه آسیب در مراحل انتهایی برداشت سینهکار تشکیل میشود و نرخ گسترش بالایی را دارد. دلیل این مسئله ماهیت شکننده تودهسنگ سخت است. بیشترین عمق ناحیه آسیب مربوط به تونل با سطح مقطع چهارگوش است که عمق ناحیه آسیب نصف عرض تونل است، که عمق قابل ملاحظهای است. با بررسی شکل ۱۹ میتوان مشاهده کرد که گسیختگی تودهسنگ اطراف تونلها در کاهش ۹۰ درصدی نیروی اعمالی به اطراف تونلها رخ میدهد.



مختلف

عمق ناحیه HDZ تا ۲ متر برای تونل چهارگوش بدست آمده است که عمق بسیار بالایی است. تونل چهارگوش با ناحیه آسیب و ناحیه گسیختهشده عمیق با اختلاف زیادی بدترین وضعیت را در بین چهار سطح مقطع بررسی شده در این مطالعه دارد. به طور کلی مراحل انتهایی برداشت سینه کار چه برای تشکیل ناحیه EDZ و چه HDZ از اهمیت قابل ملاحظهای برخوردار است. نرخ رشد سریع این دو ناحیه در کاهش ۲۰ الی ۱۰ درصدی نیروی باقیمانده اعمالی به اطراف تونل اتفاق میافتد.

جهت بررسی نتایج این مطالعه، نتایج بدست آمده از مدل سازی عددی در محیط دوبعدی با نتایج مشاهدهای و تجربی بدست آمده توسط مارتین و همکاران [۳۰] مورد مقایسه قرار گرفت. این محققین با استفاده از اندازه گیری ناحیه گسیخته شده اطراف تونل (R_f)، معاع تونل (n)) و حداکثر تنش مقاومت تک محوره سنگ بکر (σ_c)، شعاع تونل (n) و حداکثر تنش اصلی اطراف تونل (σ_{max}) رابطه تحلیلی را جهت محاسبه عمق ناحیه گلید در شکل ۲۰ ارائه شده است. همان طور که مشخص است، محققین در شکل در اینه مده است. همان طور که مشخص است، نتایج این مطالعه در محدوده مشخص شده بوسیله مارتین و همکاران قرار می گیرد، تنها یک مورد در خارج از این محدوده قرار گرفته است.



، ۲۰- ارتباط میان عمق ناحیه HDZ و حداکثر تنش مماسی در اطراف حفریه (رنگ آبی مربوط به مارتین، سایر مربوط به این مطالعه)

بهطور کلی میتوان گفت که مدلسازی عددی در این مطالعه توصیف کنندهی درستی از واکنش تودهسنگ به حفاری است.

۸- نتیجهگیری کلی

از بررسی نتایج این مطالعه میتوان نکات زیر را تشریح کرد:

 با بررسی روند توسعه آسیب اطراف سطح مقطعهای مختلف مشخص شد که سطوح صاف و انحنادار تاثیر قابل توجهی در روند توسعه ناحیه آسیب تشکیل شده اطراف

تونل دارند. از منظر عمق آسیب نیز برای سطوح انحنادار، عمق آسیب ۲ متر و برای سطوح صاف تا ۳ متر افزایش پیدا می کند. سطوح صاف در یک سطح مقطع سبب بوجود آمدن گوشهها شده و متعاقباً این مسئله باعث تمرکز آسیب در این محلها می شود. برای سطح مقطعی مانند دایرهای که تماماً از سطوح انحنادار تشکیل شده-است، گسترش آسیب روند یکنواختی دارد. بدترین سطح مقطع برای توسعه آسیب چهارگوش با سطوح صاف و مطلوب ترین وضعیت مربوط به سطح مقطع دایرهای با سطوح انحنادار است.

- جهت توسعه آسیب، ارتباط نزدیکی به نسبت تنش افقی به قائم (K) دارد. چنانچه K کمتر از ۱ باشد، آسیب در دیوارهها توسعه پیدا میکند و درصورتی که K بزرگتر از ۱ باشد، آسیب در سقف و کف تونل توسعه مییابد. در حالت اول شاهد گسیختگی در هر دو دیواره خواهیم بود، اما در حالت دوم به دلایل عملیاتی گسیختگی در کف رخ نمیدهد و تنها سقف دچار گسیختگی و واکنش شدید میشود.
- میدان تنش غیرهمسانگرد سبب توسعه آسیب در جهت خاصی میشود. این روند بسته به میدان تنش برجا متفاوت است. حفاری یکبار در جهت σ_1 و بار دیگر در جهت σ_2 انجام شد. در این میدان تنش حفاری در جهت σ_2 ، ناپایداری بیشتر نسبت به حفاری در جهت جهت σ_2 ، ناپایداری بیشتر نسبت به حفاری در جهت م آ م ایجاد میکند. با حفاری در جهت σ_2 ، آسیب با شدت بیشتری در سقف و کف تونل در جهت عمود بر شدت بیشتری در سقف و کف تونل در جهت مود بر اسیب در شدت بیشتری در مقف و کف تونل در جهت اسیب در نشن اصلی حداکثر گسترش پیدا میکند. عمق آسیب در نیش اصلی حداکثر گسترش پیدا میکند. عمق آسیب در نیش اصلی حداکثر گسترش پیدا میکند. عمق آسیب در سیب در حالت حفاری در جهت σ_2 بیشتر از حالت دیگری است. ناحیه ZDZ و HDZ هر دو در مراحل انتهایی برداشت سینه کار جهت جلوگیری از توسعه این ناحیهها بحرانی هستند. ناحیه ZDZ در کاهش ۲۰ درصدی و ناحیه مستند. ناحیه SDZ در کاهش ۲۰ درصدی و ناحیه مستند. ناحیه SDZ در کاهش ۲۰ درصدی و ناحیه مستند. ناحیه SDZ در کاهش ۲۰ درصدی و ناحیه

Sciences, 2004. **41**(8): p. 1251-1275.Jalali, S. E., & Forouhandeh, S. F. (2011, June). Reliability Estimation of Auxiliary Ventilation Systems in Long Tunnels during Construction. *Safety Science*, *49*(5), 664-669. DOI:10.1016/j.ssci.2010.12.015.

[2] Fairhurst, C., Rock Engineering: Where is the Laboratory? Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019. 52(12): p. 4865-4888.

[3] Feng, X.-T., et al., Dynamic design method for deep hard rock tunnels and its application. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2016. 8(4): p. 443-461.

[4] Eberhardt, E., *Numerical modelling of threedimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001. **38**(4): p. 499-518.

[5] Harrison, J.P., J.A. Hudson, and M. Popescu, *Engineering rock mechanics: Part 2. Illustrative worked examples.* Appl. Mech. Rev., 2002. **55**(2): p. B30-B31.

[6] Li, S., et al., Evolution of fractures in the excavation damaged zone of a deeply buried tunnel during TBM construction. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2012. **55**: p. 125-138.

[7] Martino, J. and N. Chandler, *Excavationinduced damage studies at the underground research laboratory*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004. **41**(8): p. 1413-1426.

[8] Perras, M.A. and M.S. Diederichs, *Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2016. **8**(1): p. 60-74.

[9] Chandler, N., *Developing tools for excavation design at Canada's Underground Research Laboratory*. International journal of rock mechanics and mining sciences, 2004. **41**(8): p. 1229-1249.

[10] Hoek, E. and E.T. Brown, *Practical estimates* of rock mass strength. International journal of rock mechanics and mining sciences, 1997. **34**(8): p. 1165-1186.

[11] Hajiabdolmajid, V., P. Kaiser, and C. Martin, *Modelling brittle failure of rock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002. **39**(6): p. 731-741.

[12] Martin, C., P. Kaiser, and D. McCreath, *Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels.* Canadian Geotechnical Journal, 1999. **36**(1): p. 136-151.

[13] Alejano, L. and E. Alonso, *Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005. **42**(4): p. 481-507.

[14] Cai, M., et al., Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007. 44(2): p. 247-265.

[15] Cai, M., et al., Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock

		'- فهرست نمادها
شرح	واحد	نماد
نمو كرنش		
برشى	-	Δe^{ps}
پلاستيک		
نمو کرنش		
برشى		$\wedge o^{ps}$
پلاستیک اصلی	-	Δe_1
حداكثر		
نمو پلاستيک	_	$\wedge e^{ps}$
اصلی حداقل		Δe ₃
نمو کرنش		
پلاستيک	-	Δe^{pt}
كششى		
نمو کرنش		
پلاستيک		
کششی در	-	Δe_3^{pt}
جهت تنش		
اصلی حداکثر		
كرنش برشي	_	n
پلاستيک		"
كرنش برشى		
پلاستيک	-	η^{*}
بحراني		
تنش اصلی	Pa	σ1
حداكثر		°1
تنش اصلی	Pa	σ_2
حداقل		03
ضريب زاويه	-	k,
اتساع		Ψ
چسبندگی	Pa	С
ضريب اتساع	-	k_ψ
زاويه اصطكاك	0	ϕ
زاويه اتساع	o	ψ
پارامتر مقاومتی	Pa	ω^p
در حالت اوج		
پارامتر مقاومتی 	-	r
در حالت	Ра	$\boldsymbol{\omega}^r$
باقيمانده		
شاحص پيوستدى	-	ω

۱۰- منبعها

[1] Read, R., 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory. International Journal of Rock Mechanics and Mining [23] Zhang, C., et al., *Rock mass damage induced* by rockbursts occurring on tunnel floors: a case study of two tunnels at the Jinping II Hydropower Station. Environmental earth sciences, 2014. **71**(1): p. 441-450.

[24] Walton, G. and M. Diederichs, A mine shaft case study on the accurate prediction of yield and displacements in stressed ground using lab-derived material properties. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015. 49: p. 98-113.

[25] Cai, M., Influence of stress path on tunnel excavation response-numerical tool selection and modeling strategy. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008. **23**(6): p. 618-628.

[26] Zhao, X. and M. Cai, *Influence of plastic shear* strain and confinement-dependent rock dilation on rock failure and displacement near an excavation boundary. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010. **47**(5): p. 723-738.

[27] Vlachopoulos, N. and M.S. Diederichs, *Appropriate uses and practical limitations of 2D numerical analysis of tunnels and tunnel support response*. Geotechnical and Geological Engineering, 2014. **32**(2): p. 469-488.

[28] Edelbro, C., Numerical modelling of observed fallouts in hard rock masses using an instantaneous cohesion-softening friction-hardening model. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009. **24**(4): p. 398-409.

[29] Xu, D.-p., et al., *Elastic modulus deterioration index to identify the loosened zone around underground openings*. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018. **82**: p. 20-29.

[30] Martin, C., P. Kaiser, and D. McCreath, Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal, 1999. 36(1): p. 136-151. masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004. 41(1): p. 3-19.

[16] Hoek, E. and M.S. Diederichs, *Empirical* estimation of rock mass modulus. International journal of rock mechanics and mining sciences, 2006. **43**(2): p. 203-215.

[17] Itasca, *FLAC-3D (Version 5.0) user manual.* 2012, Itasca Cons Group Inc Minneapolis, MN.

[18] Alejano, L., et al., *Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behaviour.* Tunnelling and Underground Space Technology, 2009. **24**(6): p. 689-705.

[19] Zhang, C., H. Zhou, and X.-T. Feng, *An index* for estimating the stability of brittle surrounding rock mass: FAI and its engineering application. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011. **44**(4): p. 401.

[20] Xu, D.-P., et al., *Constitutive representation* and damage degree index for the layered rock mass excavation response in underground openings. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017. **64**: p. 133-145.

[21] Feng, X.-T., et al., *In situ observation of rock spalling in the deep tunnels of the China Jinping underground laboratory (2400 m depth)*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018. **51**(4): p. 1193-1213.

[22] Feng, X.-T., et al., Rock cracking indices for improved tunnel support design: a case study for columnar jointed rock masses. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016. 49(6): p. 2115-2130.