

کاربرد شبیه‌سازی عددی به منظور برآورد آستانه‌های آسیب ناشی از تنش در برخی از انواع ماسه‌سنگ‌ها

مهران نوری^{۱*}؛ وهاب سرفرازی^۲؛ حمیدرضا نجاتی^۳؛ مجتبی بهالدینی^۴؛ بهروز رفیعی^۱؛ غلامرضا خانلری^۱

۱- گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران.

۲- گروه مهندسی معدن، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی همدان، همدان، ایران.

۳- گروه مهندسی معدن، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۴- دانشکده مهندسی معدن، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

دریافت: ۱۴۰۳/۰۱/۲۰ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۳۰

(* نویسنده مسئول: noori_mehran90@yahoo.com)

چکیده

شناسایی تنش لازم برای شروع و گسترش ریزترک‌های ناشی از تنش در توده‌سنگ‌های شکننده، نقشی اساسی در پیش‌بینی رفتار بلندمدت توده‌سنگ میزبان حفاری‌های زیرزمینی ایفا می‌کند. مقاومت پوسته‌شدگی (*Spalling*) را می‌توان از طریق تعیین سطوح تنش آغاز ترک (σ_{ci}) و آسیب ترک (σ_{cd}) حاصل از آزمایش‌های فشاری تک‌محوری تخمین زد. این پژوهش با هدف برآورد آستانه‌های آسیب تنش، از نرم‌افزار کد جریان ذرات (*PFC2D*) بهره برده است. بدین منظور، مدل‌سازی عددی پنج نوع ماسه‌سنگ مختلف با استفاده از مدل پیوند مسطح (*FJM*) در محیط *PFC* انجام شد. برای ارزیابی صحت مدل‌ها، نتایج شبیه‌سازی‌ها با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شدند. بر اساس تحلیل‌ها، نسبت تنش آغاز ترک (σ_{ci}) به مقاومت فشاری تک‌محوری (*UCS*) در مدل‌های عددی در بازه ۰/۳۹ تا ۰/۵۵ قرار داشت. این یافته نشان می‌دهد که ریزترک‌ها در محدوده تنشی ۰/۳۹ تا ۰/۵۵ برابر مقاومت فشاری تک‌محوری، شروع به شکل‌گیری می‌کنند. همچنین، آستانه تنش آسیب ترک (σ_{cd}) در مدل‌های عددی معادل ۸۵، ۶۳، ۱۲۶، ۱۱۴ و ۱۴۹ مگاپاسکال به ترتیب برای پنج مدل بدست آمد که برابر با ۰/۸۵ تا ۰/۹۳ مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه‌های ماسه‌سنگی است.

واژگان کلیدی

ماسه‌سنگ، آستانه تنش آسیب، شبیه‌سازی عددی، ترک‌خوردگی

۱- مقدمه

تحت تنش‌های بالای زمین‌شناسی قرار دارند و ناپیوستگی‌ها تأثیر کمتری دارند، ناپایداری‌ها به تغییر در توزیع تنش‌ها در نزدیکی حفاری مربوط می‌شوند. این وضعیت ممکن است باعث افزایش تنش‌های موضعی و آزاد شدن انرژی ذخیره‌شده

در حفاری‌های زیرزمینی، شکستگی‌های جدید در توده سنگ اطراف می‌توانند مشکلات پایداری ایجاد کرده و ایمنی ساخت‌وساز را تهدید کنند. در شرایطی که توده‌های سنگی

مقاومت پوسته‌شدگی را حدود $0.55 UCS$ نشان داد [14]. همچنین، مارتین و کریستینسن⁹ و آندرسون و مارتین¹⁰ برآورد مقاومت پوسته‌شدگی را با استفاده از آستانه‌های آسیب شروع و انتشار ترک امکان‌پذیر دانستند [15] و [16]. دیدریچ¹¹ و همکاران نیز آستانه‌های σ_{ci} و σ_{cd} را به‌عنوان بهترین برآورد کننده‌های مقاومت برجای سنگ‌های شکننده معرفی کردند [8].

در بسیاری از مطالعات، پاسخ‌های تنش-کرنش در آزمایش‌های فشاری تک‌محوری به مراحل مختلف با استفاده از آستانه‌های تنش خاصی تقسیم‌بندی شده‌اند [17-28]. این مراحل به آستانه‌هایی نظیر تنش بسته‌شدن ترک (σ_{cc})، تنش شروع ترک (σ_{ci}) و تنش آسیب ترک (σ_{cd}) تقسیم می‌شوند. تعیین تنش مورد نیاز برای شروع و انتشار ریزترک‌های ناشی از تنش در توده سنگ شکننده، یک پارامتر کلیدی به منظور پیش‌بینی رفتار طولانی مدت توده سنگ میزبان حفاری‌های زیرزمینی است. در نتیجه برآورد آستانه‌های σ_{ci} و σ_{cd} از تست‌های آزمایشگاهی یک امر ضروری است. بر اساس پایش نگاشت‌های انتشار آوایی¹² (AE) و یا اندازه‌گیری‌های کرنش در طول تست مقاومت فشاری تک‌محوری می‌توان سطوح تنش آسیب ترک را بطور غیرمستقیم برای سنگ تعیین نمود. با استفاده از آستانه‌های آسیب ترک، حدود بالا و پایین مقاومت برجای سنگ‌های شکننده، قابل پیش‌بینی است. سطح تنش σ_{ci} متناظر با حد پایین مقاومت برجا یا مقاومت بلند مدت سنگ‌های شکننده است. سطح تنش σ_{cd} مطابق با حد بالای مقاومت برجا یا مقاومت کوتاه مدت توده سنگ است [22] و [29-31].

تقسیم‌بندی آسیب‌های میکروتکرک معمولاً با شناسایی آستانه σ_{ci} آغاز می‌شود که نه تنها در مطالعه رفتار مکانیکی سنگ‌ها اهمیت دارد بلکه در تحلیل پایداری سازه‌های مهندسی نیز نقش مهمی ایفا می‌کند. σ_{ci} نمایانگر شروع افت مقاومت است و برای برآورد تنش‌های پوسته‌شدگی در سنگ‌های اطراف حفاریات زیرزمینی کاربرد دارد [15]. این

با شدت‌های مختلف شود که گسیختگی‌های شکننده‌ای مانند پوسته‌شدگی¹، ورقه‌شدگی² و انفجار سنگ³ ایجاد می‌کند [1]. در دو دهه اخیر، پروژه‌های مهندسی مختلفی در توده‌های سنگی با تنش‌های بالا اجرا شده‌اند، از جمله تونل‌ها و چاه‌های گاز و نفت. در این پروژه‌ها، ناحیه آسیب‌دیده ناشی از حفاری⁴ (EDZ) ممکن است در مرز تونل یا چاه ایجاد شود [2]. گسترش ترک‌ها در سنگ‌ها باعث تغییراتی در خواص آن‌ها مانند نفوذپذیری، سرعت انتشار امواج و مقاومت می‌شود، بنابراین تحلیل تنش‌ها در مراحل رشد ترک و گسترش منطقه آسیب‌دیده اهمیت دارد [3]. فعالیت ریزترک‌ها به شدت با آسیب و شکست سنگ‌ها مرتبط است، بنابراین درک روند شکل‌گیری و تکامل ترک‌ها ضروری است [4] و [5]. شکست سنگ‌ها به دلیل بازتوزیع تنش‌ها و گسترش ریزترک‌ها و ترک‌های بزرگ‌تر در جریان یا پس از حفاری رخ می‌دهد [1]. برای توده‌های سنگی که از حالت کاملاً دست‌نخورده تا بطور متوسط ترک‌خورده متغیر هستند، معمولاً انتظار می‌رود مقاومت در شرایط طبیعی تقریباً برابر با مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS) به‌دست‌آمده در آزمایشگاه باشد. باین‌حال، بررسی‌ها در پروژه‌های زیرزمینی و منابع علمی نشان داده است که مقاومت واقعی توده‌های سنگی اغلب کمتر از مقادیر UCS آزمایشگاهی است. بر اساس مطالعات انجام شده، این تفاوت عمدتاً به شرایط زمین‌شناسی محلی و اثرات آن‌ها بر رفتار مکانیکی سنگ نسبت داده می‌شود [6-10]. هوک و براون⁵ نشان داده‌اند که با رسیدن تنش برجای حداکثر به بیش از $0.15 UCS$ مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS)، پوسته‌شدگی در اطراف حفاری‌های زیرزمینی رخ می‌دهد [11]. مارتین⁶ و همکاران نشان دادند که پوسته‌شدگی زمانی رخ می‌دهد که تنش مماسی حداکثر (مقاومت برجای توده سنگ مرز حفاری) بیشتر از 0.4 مقاومت فشاری تک‌محوری باشد [12]. روجت⁷ و همکاران نشان دادند که مقاومت پوسته‌شدگی کمتر از مقاومت فشاری تک‌محوری است [13]. آزمایش‌های آندرسون⁸ و همکاران بر روی سنگ‌های دیوریت،

⁷ Rojat⁸ Andersson⁹ Martin and Christiansson¹⁰ Andersson and Martin¹¹ Diederichs¹² Acoustic Emission¹ spalling² slabbing³ rock burst⁴ Excavation damaged zone⁵ Hoek and Brown⁶ Martin

مراحل اولیه طراحی مهندسی و زمانی که آزمایش‌ها از نظر هزینه و زمان چالش‌برانگیزند، ابزار مؤثری هستند [41]. این مطالعه به منظور برآورد آستانه‌های تنش شروع ترک (σ_{ci}) و آسیب ترک (σ_{cd}) در ماسه‌سنگ‌های با درجات شکنندگی متفاوت با استفاده از شبیه‌سازی‌های عددی مبتنی بر روش اجزای مجزا (DEM) انجام شده است. این روش امکان ثبت دقیق ریزترک‌ها و تحلیل تکامل آسیب را فراهم می‌کند. هدف مطالعه افزایش دانش درباره رفتار مکانیکی سنگ‌ها و کاهش خطرات ناپایداری در پروژه‌های مهندسی با تنش بالا است. برای این کار، نمونه‌ها ابتدا جمع‌آوری و آزمایش‌های فشاری و کششی برزلی انجام شد، سپس شبیه‌سازی‌های عددی با کالیبراسیون پارامترهای مدل پیوند مسطح^{۱۶} (FJM) انجام گرفت تا ویژگی‌های مکانیکی به‌دقت بازایی شوند.

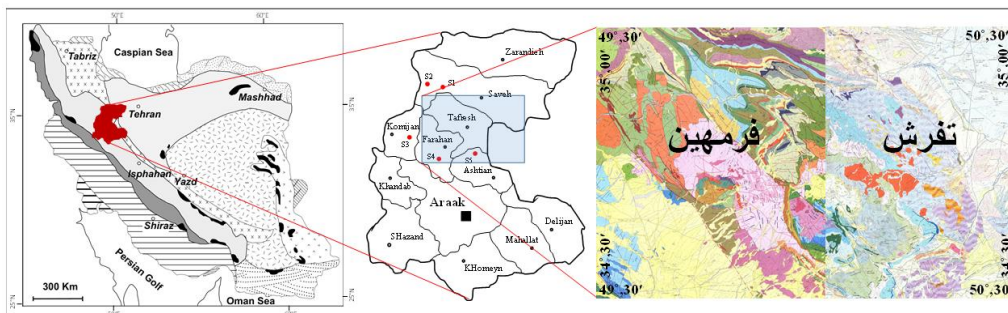
۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- تهیه نمونه

پس از بررسی‌های میدانی، نمونه‌های بلوکی ماسه‌سنگ با ابعاد مناسب ($40 \times 40 \times 50$ سانتی‌متر) از برون‌زدها و ترانشه‌های حاشیه جاده‌ها در بخش‌هایی از استان مرکزی جمع‌آوری شدند. واحدهای سنگی مورد نظر به منظور نمونه‌برداری، بخشی از ورقه‌های نقشه زمین‌شناسی با مقیاس $1:100,000$ تفرش و فرمهین را شامل می‌شوند (شکل ۱). ورقه یکصد هزار فرمهین در شمال شهرستان اراک و غرب شهرستان تفرش جای دارد.

پارامتر همچنین برای تخمین ضخامت EDZ در مرز حفاریات زیرزمینی [32-33] و سنجش شکنندگی سنگ‌ها [33] استفاده می‌شود. علاوه بر این، برای برآورد حد پایین مقاومت بلندمدت سنگ‌هایی که در پروژه‌های مهندسی مورد بررسی قرار می‌گیرند [30] و نیز تخمین پارامترهای (m_i) معیار هوک-براون و UCS ، کاربرد دارد [34-36]. فرآیند شکست نمونه‌های سنگی در آزمایش‌های فشاری عمدتاً بر اساس ویژگی‌های تنش-کرنش ($\sigma-\epsilon$) تعیین می‌شود که شامل تغییر شکل‌های محوری و جانبی است. با در دسترس بودن داده‌های تنش-کرنش، پارامترهای الاستیک و آستانه‌های ترک مانند σ_{ci} و σ_{cd} قابل برآورد هستند. اما روش‌های متداول اندازه‌گیری کرنش در آزمایشگاه با چالش‌هایی مواجه‌اند، مانند مشکلات در استفاده از کرنش‌سنج‌ها^{۱۳} و حسگرهای جابجایی^{۱۴} ($LVDTs$)، که ممکن است در شرایط خاص مانند دماهای بالا یا نزدیک به نقطه مقاومت اوج ناپایدار شوند. همچنین، اندازه‌گیری‌های $LVDT$ ممکن است تغییر شکل‌های اضافی را ثبت کنند که نیاز به اصلاح دارند [37-40].

در این مطالعه، مدل‌سازی عددی مبتنی بر روش اجزای مجزا^{۱۵} (DEM) به‌عنوان ابزاری مکمل برای تحلیل رفتار مکانیکی ماسه‌سنگ‌ها به کار گرفته شده است و جایگزینی کامل برای آزمایش‌های آزمایشگاهی محسوب نمی‌شود. کالیبراسیون مدل‌های عددی مستلزم داده‌های آزمایشگاهی است، با این حال، روش‌های رایج اندازه‌گیری کرنش دارای محدودیت‌هایی هستند. شبیه‌سازی‌های DEM به‌ویژه در



شکل ۱- موقعیت جغرافیایی منطقه مورد مطالعه (ورقه‌های نقشه زمین‌شناسی $1:100,000$ تفرش و فرمهین)

¹⁵ Discrete element method

¹⁶ Flat-joint model

¹³ Strain gauges

¹⁴ Linear variable differential transformers

ماکروسکوپی بررسی شدند تا از نبود ترک، شکستگی و ناپیوستگی اطمینان حاصل گردد. همچنین، آزمون چکش اشمیت بر روی این بلوک‌ها انجام شد تا بلوک‌های سالم و بدون هوازدگی شناسایی شوند. مغزه‌گیری با استفاده از مته الماسی و به‌صورت عمود بر صفحات لایه‌بندی انجام شد تا اثر ناهمسانگردی کاهش یابد. نمونه‌های مغزه طبق استاندارد *ISRM* بریده و با آب خنک شدند تا از آسیب‌های حرارتی و مکانیکی جلوگیری شود [43]. نمونه‌ها پس از خشک شدن در دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد به وزن ثابت رسیده و سپس برای آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری (*UCS*) و مقاومت کششی برزیلی (*BTS*) آماده شدند.

شرایط مختلف نقاط نمونه‌برداری از نظر رسوب‌گذاری، دیاژنز و تکتونیک، منجر به گستره‌ای وسیع از ویژگی‌های پتروگرافی در ماسه‌سنگ‌های مورد مطالعه، شده است. همچنین، انواع مختلف ماسه‌سنگ‌ها بر اساس تفاوت‌های ظاهری (اختلاف در رنگ، بافت و اندازه ذرات نمونه‌ها) تعیین شدند. بر اساس طبقه‌بندی ارائه‌شده توسط فولک^{۱۷} [42]، این ماسه‌سنگ‌ها بعنوان فلدسپاتیک لیتارنایت، لیتیک آرکوز (نوع ۲ و ۱)، لیتارنایت، و ساب‌لیتارنایت شناسایی شدند (شکل ۲). از نظر سن زمین‌شناسی، این ماسه‌سنگ‌ها طیف وسیعی از دوران‌های ژوراسیک، کرتاسه، آئوسن و میوسن را شامل می‌شوند. برای اطمینان از کیفیت، بلوک‌های سنگی همگن و عاری از هوازدگی انتخاب و به‌صورت



شکل ۲- انواع مختلف نمونه‌های ماسه‌سنگ بر اساس تفاوت‌های ظاهری

شد. همچنین، میانگین اندازه ذرات در این ماسه‌سنگ‌ها از ۰.۰۳ میلی‌متر (بسیار ریزدانه) تا ۰.۷۶ میلی‌متر (درشت‌دانه) متغیر بود. برای ارزیابی خصوصیات فیزیکی ماسه‌سنگ‌ها، آزمایش‌های متنوعی بر اساس استاندارد *ISRM* (۱۹۸۱) انجام شد. ابتدا، پارامترهای کلیدی شامل تخلخل، چگالی خشک و سرعت موج مورد سنجش قرار گرفتند. در مرحله بعد، آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری (*UCS*) بر روی نمونه‌های استوانه‌ای با نسبت طول به قطر ۲:۲.۵ انجام شد. همچنین، آزمایش برزیلی روی نمونه‌های دیسکی‌شکل با نسبت طول به قطر ۰.۵ تا ۰.۷۵ صورت گرفت. مقادیر تخلخل نمونه‌ها در بازه ۱.۲ تا ۵.۷۶ درصد قرار داشت، در حالی که چگالی خشک بین ۲.۴۸ تا ۲.۶۸ گرم بر سانتی‌متر مکعب اندازه‌گیری شد. سرعت موج (V_p) در نمونه‌ها حداقل ۳۱۷۲


۲-۲- مطالعات آزمایشگاهی

برای بررسی خصوصیات پتروگرافی ماسه‌سنگ‌ها، مقاطع نازکی از نمونه‌ها تهیه و به‌صورت میکروسکوپی مطالعه شدند. اطلاعات حاصل از مطالعات کانی‌شناسی به‌صورت جزئی در جدول ۱ آورده شده است. نتایج تحلیل مودال نشان داد که میزان ذرات کوارتز در این نمونه‌ها بین ۵ تا ۵۷ درصد متغیر است. علاوه بر این، مقادیر فلدسپار و قطعات سنگی نیز به ترتیب در بازه‌های ۱ تا ۴۳ درصد و ۵ تا ۴۰ درصد قرار داشت. بررسی نوع سیمان نشان داد که ترکیب غالب سیمان کربناتی است و ۸۶ درصد کل را شامل می‌شود، در حالی که سیمان آهن-هیدروکسید تنها ۱۴ درصد از ترکیب را تشکیل می‌دهد. از نظر نوع تخلخل، تخلخل بین‌دانه‌ای بیشترین سهم را دارد، در حالی که تخلخل درون‌دانه‌ای بسیار کم مشاهده

¹⁷ Folk

و حداکثر ۵۲۹۵ متر بر ثانیه ثبت شد.

جدول ۱- توصیف زمین‌شناسی و کانی‌شناسی ماسه سنگ‌های مورد مطالعه

نوع ماسه‌سنگ	تصویر میکروسکوپی	اندازه دانه	کانی‌شناسی
فلدسپاتیک لیتارنایت		بسیار ریزدانه تا ریزدانه	کوارتز: ۲۱٪ فلدسپات پتاسیم: ۱۱٪ پلاژیوکلاز: ۳٪ خرده سنگ: ۱۸٪ کانی‌های سنگین: ۵.۶٪ ماتریکس: ۴.۹٪ سیمان کل: ۳۶٪ حفره: ۰.۵٪
لیتیک آرکوز ۱		بسیار ریزدانه	کوارتز: ۱۴/۸٪ فلدسپات پتاسیم: ۱۲٪ پلاژیوکلاز: ۲٪ خرده سنگ: ۸/۶٪ کانی‌های سنگین: ۳/۷٪ ماتریکس: ۹/۵٪ سیمان کل: ۴۵/۷٪ حفره: ۳/۵٪
لیتیک آرکوز ۲		ریزدانه	کوارتز: ۶/۶٪ فلدسپات پتاسیم: ۳۶٪ پلاژیوکلاز: ۱٪ خرده سنگ: ۲۵٪ کانی‌های سنگین: ۸/۵٪ ماتریکس: ۳/۵٪ سیمان کل: ۱۸/۹٪ حفره: ۰/۳٪
لیتارنایت		متوسط تا درشت دانه	کوارتز: ۲۱/۶٪ فلدسپات پتاسیم: ۶٪ پلاژیوکلاز: ۰٪ خرده سنگ: ۳۵/۸٪ کانی‌های سنگین: ۰/۳٪ ماتریکس: ۰/۸٪ سیمان کل: ۳۵/۹٪ حفره: ۰٪
ساب‌لیتارنایت		ریزدانه	کوارتز: ۵۵/۷٪ فلدسپات پتاسیم: ۵٪ پلاژیوکلاز: ۱٪ خرده سنگ: ۱۲/۱٪ کانی‌های سنگین: ۰٪ ماتریکس: ۲۲/۶٪ سیمان کل: ۲/۸٪ حفره: ۰/۶٪

پیوندها وجود دارد. در مدل *PFC*، شکست هر پیوند به عنوان یک ترک کوچک در سنگ بازنمایی می شود که موقعیت آن در محل تماس دو ذره قرار دارد. در این پژوهش، با استفاده از نسخه *PFC2D* ارائه شده توسط گروه مهندسی آیتاسکا²¹ [46]، رفتار مکانیکی نمونه های ماسه سنگی بررسی شد.

فرآیند تولید مصالح در *PFC* شامل پنج مرحله است: فشردگی اولیه ذرات، اعمال تنش ایزوتروپیک، کاهش تعداد ذرات معلق، ایجاد پیوندهای موازی و حذف دیواره های مدل [46]. در مرحله فشردگی اولیه، دیواره های مدل از صفحات مسطح بدون اصطکاک تشکیل شده و ذرات با توزیع تصادفی برای پر کردن فضای مدل تولید می شوند. در این مرحله، قطر ذرات به طور یکنواخت تنظیم شده تا تخلخل مناسب به دست آید. سپس، شعاع ذرات افزایش یافته و سیستم مرتب می شود (شکل ۴ الف). در مرحله اعمال تنش ایزوتروپیک، شعاع ذرات برای رسیدن به تنش ایزوتروپیک مورد نظر کاهش می یابد. این تنش برابر با ۰.۱٪ مقاومت فشاری تک محوری مصالح است (شکل ۴ ب). ذرات معلق، که اتصالات آن ها کمتر از سه است، در مرحله بعدی کاهش یافته و هدف این است که همه ذرات حداقل سه اتصال داشته باشند (شکل ۴ ج). در مرحله ایجاد پیوندهای موازی، زمانی که فاصله بین سطوح دو ذره کمتر از 10^{-6} برابر میانگین شعاع آن ها باشد، پیوندها در بین ذرات مجاور برقرار می شود. در نهایت، با حذف دیواره های مدل، سیستم به حالت تعادلی رسیده و نیروهای خودتصادفی مشابه تنش های بین دانه های در سنگ طبیعی شکل می گیرند (شکل ۴ د) [47].

برای نمایش رفتار مکانیکی سنگ بکر، از مدل اتصال تخت (*FJM*) استفاده شد. مدل های پیوند تماسی²² (*CBM*) و پیوند موازی²³ (*PBM*) که پیش تر استفاده می شدند، در نمایش دقیق رفتار سنگ های ترد ضعف داشتند. بهاء الدینی و همکاران (۲۰۲۱) به برخی از این محدودیت ها اشاره کرده اند، از جمله نسبت نادرست مقاومت فشاری تک محوری (*UCS*) به مقاومت کششی برزیلی (*BTS*)، زوایای اصطکاکی پایین و بازتولید ناکافی رفتار انبساطی ناشی از کمبود مقاومت چرخشی و قفل شدگی ذرات [48]. برای رفع این مشکلات،

بررسی مقاومت فشاری نشان داد که مقدار متوسط *UCS* برای لیتیک آرکوز ۱ و ساب لیتارنایت به ترتیب در محدوده ۸۸ تا ۱۵۰ مگاپاسکال است. از سوی دیگر، مدول مماسی (E_{150}) به طور میانگین از ۸.۳ گیگاپاسکال در لیتیک آرکوز ۱ تا ۲۲ گیگاپاسکال در لیتارنایت متغیر بود. مقاومت کششی برزیلی (*BTS*) نیز برای ماسه سنگ های مختلف مطالعه شد. مقادیر متوسط *BTS* در لیتیک آرکوز ۱ و ۲ به ترتیب ۷ و ۱۵.۲ مگاپاسکال به دست آمد. تمام نتایج مربوط به ویژگی های فیزیکی و مکانیکی نمونه ها در شکل ۳ ارائه شده است. برای بررسی رفتار شکنندگی ماسه سنگ ها، شاخص شکنندگی B_I بر اساس رابطه σ_c/σ_t محاسبه شد. این شاخص، که توسط هوکا و داس¹⁸ معرفی شده است، مقاومت فشاری تک محوری (σ_c) را به مقاومت کششی برزیلی (σ_t) مرتبط می کند و به عنوان معیاری برای توصیف سهولت شکستگی نمونه ها بدون تغییر شکل نرم شونده استفاده می شود [44].

۲-۳- مدل سازی عددی در PFC2D

پوتیانندی و کاندال¹⁹ مدل ذرات پیوندی²⁰ (*BPM*) را با بهره گیری از روش اجزای مجزا برای تحلیل محیط های ناپیوسته ارائه کردند [45]. این مدل سنگ را به صورت مجموعه ای از ذرات گرد با ابعاد مختلف نمایش می دهد که با پیوندهایی به هم متصل شده اند و امکان جابجایی نسبی دارند. در نقاط تماس میان ذرات، تعاملات منجر به جابجایی نسبی می شود و هر ذره دارای ویژگی های مکانیکی خاصی از جمله مقاومت و سختی است. در روش اجزای مجزا، قانون دوم نیوتن برای ذرات و قانون نیرو-جابجایی برای نقاط تماس به طور متناوب در طی چرخه محاسبات اعمال می شود. ریزترک ها به عنوان عامل اصلی ایجاد ناهمگنی سنگ، تغییر شکل های غیرالاستیک را رقم می زنند و در نهایت با ترکیب این ترک ها، شکست های بزرگ تری ایجاد می شود. نرم افزار *PFC2D* که بر پایه این روش طراحی شده است، حرکت و تعامل ذرات گرد و سخت را که تحت تنش قرار دارند، شبیه سازی می کند. این روش سنگ را به عنوان یک ماده دانه ای و چسبنده مدل سازی می کند که امکان شکست در نواحی دانه ها و

²¹ Itasca Consulting Group Inc.

²² Contact bond model

²³ Parallel bond model

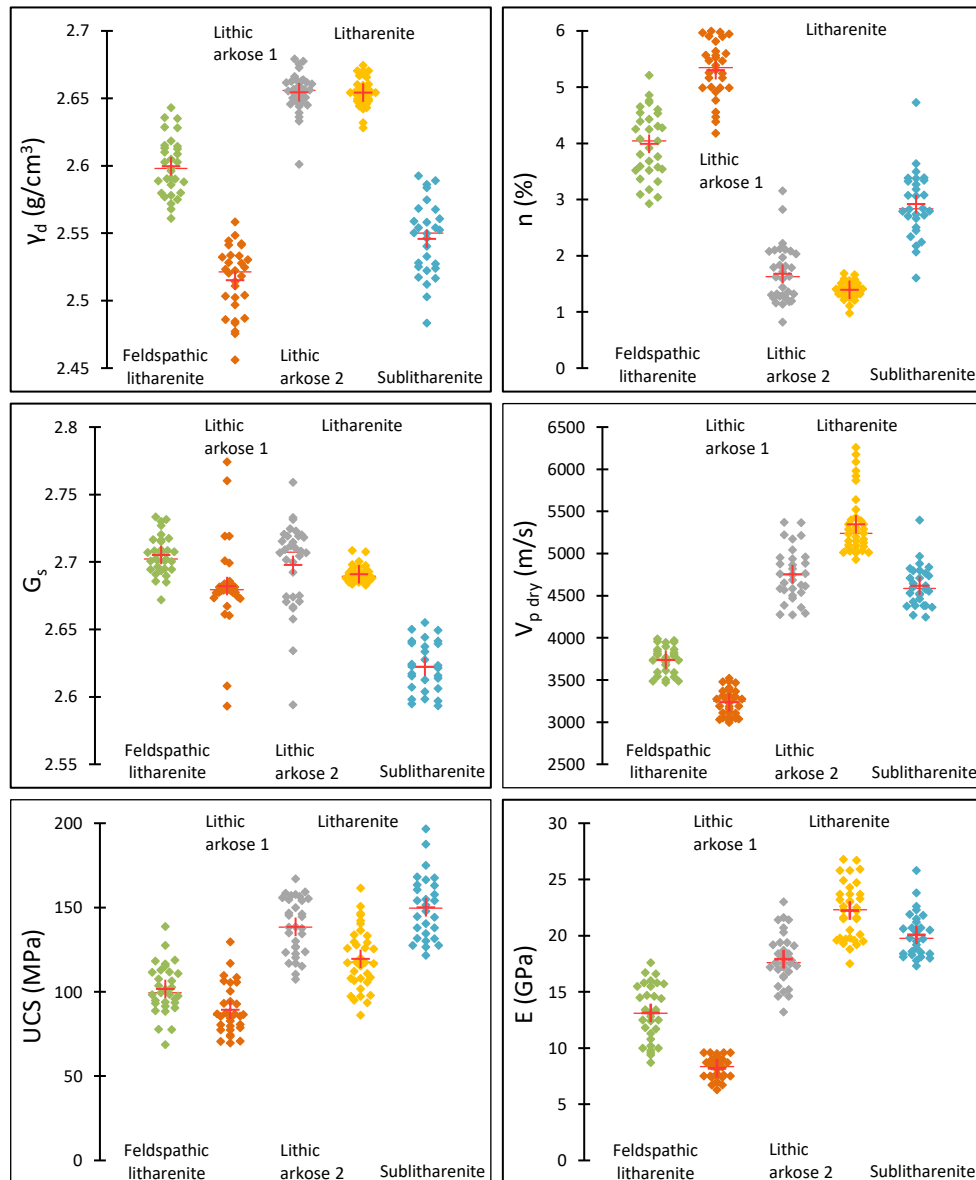
¹⁸ Hucka and Das

¹⁹ Potyondy and Cundall

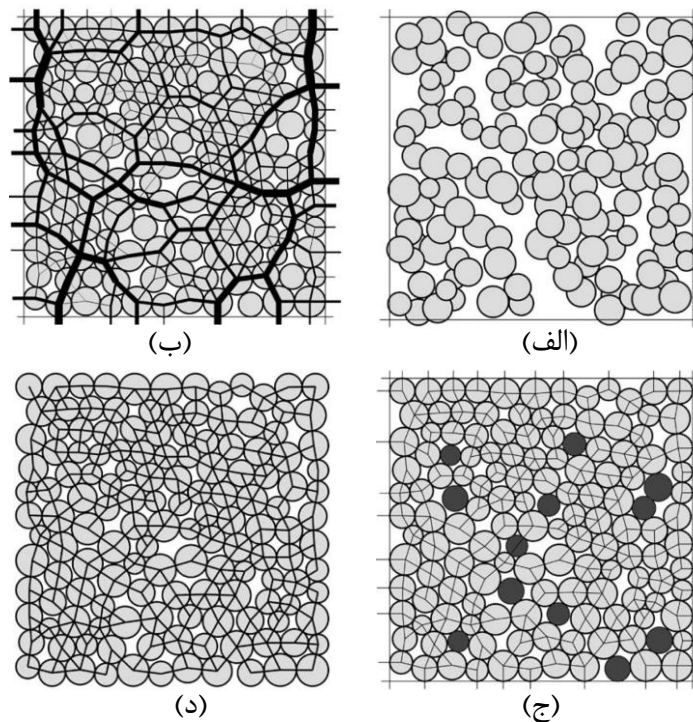
²⁰ Bonded-particle model

اتصال مسطح در یک نمودار مفهومی نشان داده شده‌اند (شکل ۵ب). مقایسه ویژگی‌های *FJM* با دیگر روش‌های باند کردن (اتصال) ذرات در مدل‌سازی سنگ با استفاده از نرم‌افزار *PFC* در جدول ۲ ارائه شده است.

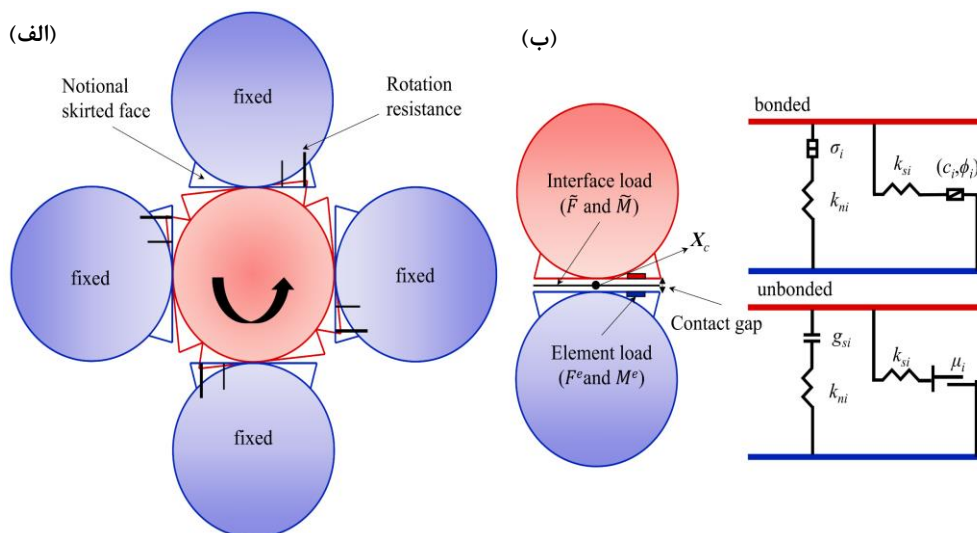
پوتیاندی^{۲۴} مدل اتصال مسطح (*FJM*) را معرفی کرد که دانه‌های سنگ را به‌عنوان ذرات شناور با مقاومت چرخشی و قفل‌شدگی بهینه بازنمایی می‌کند [49] (شکل ۵الف). این مدل با رفع نواقص مدل‌های قبلی، مکانیک سنگ‌های ترد را به شکلی کارآمد شبیه‌سازی می‌کند. اجزای مکانیکی مدل



شکل ۳- نمودار پراکندگی ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی ماسه‌سنگ‌های مورد مطالعه



شکل ۴- الف) آرایش ذرات پس از تولید اولیه و پیش از بازآرایی و توزیع مجدد، ب) نمایش توزیع زنجیره‌های نیرو در مدل ضخامت خطوط متناسب با بزرگی نیروها است، ج) ذرات شناور با تعداد اتصالات کمتر از سه، و د) شبکه اتصالات موازی پس از رسیدن به وضعیت تعادلی [۴۷].



شکل ۵- کالیبراسیون میکروپارامترهای مدل‌های عددی FJM در PFC2D برای نمونه‌های ماسه‌سنگی [۵۰]

جدول ۲- مقایسه ویژگی‌ها و محدودیت‌های روش‌های مختلف باند کردن ذرات در مدل‌سازی با PFC

روش‌های اتصال ذرات در PFC				ویژگی‌ها
Flat-Joint model	Clump Particle Model	Clustered Particle Model	Parallel and Contact Bond Model	
بالا (شکست تدریجی و محلی المان‌ها)	متوسط (عدم شکست ذرات)	متوسط (چرخش غیرواقعی ذرات تأثیرگذار است)	متوسط (گسیختگی کامل باندها)	دقت مدل‌سازی شکست
عالی (انتقال صحیح ممان)	خوب (چرخش محدود)	متوسط (چرخش غیرمهار شده ذرات)	ضعیف	دقت مدل‌سازی انتقال ممان بین ذرات
عالی	خوب	متوسط (بهبود یافته نسبت به روش‌های ساده)	ضعیف	مدل‌سازی قفل‌شدگی ذرات
نزدیک‌ترین مقدار به واقعیت	نزدیک‌تر به مقدار واقعی نسبت به مدل کلاستر	نزدیک‌تر به مقدار واقعی نسبت به باند تماسی	کمتر از مقدار واقعی	نسبت مقاومت فشاری تک‌محوره به کششی
بالا	متوسط	متوسط	پایین	دقت در مدل‌سازی زاویه اصطکاک داخلی
نزدیک به مقدار واقعی	احتمال بیش‌برآورد	تقریباً مناسب	کمتر از مقدار واقعی	انتساع در مقایسه با مقدار واقعی
بسیار بالا	بالا	متوسط	کم	زمان محاسباتی

مدل ذرات در هم فرو رفته (Clump Particle Model)

۲-۴- فرایند کالیبراسیون

می‌کند که مدل عددی بتواند رفتار مکانیکی واقعی سنگ را با دقت شبیه‌سازی کند.

در مدل‌سازی در $PFC2D$ ، فرایند تولید مدل شامل مراحل مختلفی است که ابتدا با تولید ذرات و بسته‌بندی اولیه آنها آغاز می‌شود. سپس، تنش ایزوتروپیک کمی اعمال شده و ذرات شناور حذف می‌شوند، و در نهایت، یک مدل اتصال مناسب برای شبیه‌سازی رفتار ماده نصب می‌گردد. برای شروع این فرایند، نمونه‌هایی با ابعاد مناسب برای مدل‌سازی عددی تهیه شدند. برای ساخت نمونه عددی، مجموعه‌ای از ذرات دایره‌ای ناهمگن که به‌خوبی به یکدیگر متصل بودند ایجاد و پیوند مسطح در نقاط تماس بین ذرات نصب شد. یک محفظه مستطیلی با دیوارهای بدون اصطکاک ساخته شد که در آن دیسک‌هایی به‌طور تصادفی توزیع شدند. اندازه ذرات با استفاده از دو پارامتر حداقل و حداکثر شعاع ذرات تنظیم گردید، به‌طوری که نسبت اندازه ذرات (R_{max}/R_{min}) برابر با ۱.۶۶ باشد و توزیع اندازه ذرات

در مدل‌سازی PFC ، تنظیم دقیق مدل عددی مستلزم انتخاب مقادیر مناسب برای پارامترهای میکروسکوپی است، زیرا هیچ رویکرد تئوریک دقیقی برای تبدیل خصوصیات ماکروسکوپی سنگ به مقیاس میکروسکوپی وجود ندارد. این تنظیم از طریق فرایند آزمون و خطا انجام می‌شود تا رفتار شبیه‌سازی‌شده با ویژگی‌های واقعی سنگ تطابق یابد. برای بازیابی دقیق رفتار ماسه سنگ‌های مورد مطالعه، لازم است دو گروه اصلی از پارامترهای میکروسکوپی به‌دقت تعیین شوند:

۱- پارامترهای ذرات: شامل ویژگی‌هایی نظیر چگالی، مدول یانگ، نسبت سختی نرمال به برشی، کوچک‌ترین شعاع ذرات، نسبت بزرگ‌ترین به کوچک‌ترین شعاع، و ضریب اصطکاک. ۲- پارامترهای مدل پیوند مسطح: شامل پارامترهایی مانند مدول یانگ، نسبت سختی نرمال به برشی، زاویه اصطکاک، مقاومت چسبندگی، مقاومت کششی، و ضریب اصطکاک. توجه ویژه به این دسته پارامترها تضمین

نمونه‌هایی با ابعاد ۱۱۰ میلی‌متر ارتفاع و ۵۰ میلی‌متر عرض آماده شدند. حرکت دیوارهای بالا و پایین نقش صفحات بارگذاری را ایفا می‌کند و تنش وارد بر نمونه از تقسیم نیروی وارد بر صفحات به سطح مقطع آن‌ها محاسبه می‌شود. بر اساس داده‌های تعیین اندازه ذرات برای هر نوع ماسه‌سنگ، قطرهای حداقل و حداکثر دیسک‌ها مشخص شدند. ذرات دارای توزیع اندازه طبیعی بوده و نسبت اندازه ذرات (R_{max}/R_{min}) برابر با ۱.۶۶ است. کمترین تعداد ذرات (۸۱۰۲) مربوط به ماسه‌سنگ نوع ۴ با بزرگ‌ترین اندازه متوسط ذرات است، درحالی‌که ماسه‌سنگ نوع ۲ با کوچک‌ترین اندازه متوسط ذرات، بیشترین تعداد ذرات (۱۲,۸۷۵) را دارد. همچنین زمان تحلیل مدل‌سازی و بارگذاری به تعداد و ابعاد ذرات وابسته است؛ با افزایش تعداد ذرات، زمان تحلیل نیز طولانی‌تر می‌شود. پس از تنظیم میکروپارامترها برای مدل‌های عددی، نمونه‌های ایجاد شده تحت بارگذاری تک‌محوری قرار گرفتند (شکل ۶). در این تصویر، ترک‌های کششی با رنگ زرد و ترک‌های برشی با رنگ قرمز نشان داده شده‌اند. در صورت وجود اختلاف میان نتایج شبیه‌سازی و آزمایش‌های آزمایشگاهی، می‌توان با تکرار مدل‌سازی، پارامترهای ماکروسکوپی مطلوب را به دست آورد. برای بررسی صحت میکروپارامترهای تعیین شده، نتایج شبیه‌سازی عددی نمونه‌های سالم ماسه‌سنگ‌ها تحت آزمایش UCS با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شدند.

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، منحنی‌های تنش- کرنش شبیه‌سازی عددی با منحنی‌های آزمایشگاهی هم‌خوانی خوبی دارند. مقاومت فشاری تک‌محوری و مدول یانگ حاصل از شبیه‌سازی عددی تقریباً با مقادیر آزمایشگاهی مطابقت دارد (جدول ۴). در شکل ۶، مکانیسم شکست نمونه‌های عددی دارای پیوند مسطح با نمونه‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است و نتایج نشان می‌دهد که حالت‌های شکست در هر دو روش شبیه‌سازی و آزمایشگاهی شباهت زیادی دارند.

یکنواخت باشد. سپس، مقداری تنش ایزوتروپیک اعمال شد تا تنش‌های قفل‌شده بین ذرات کاهش یابد و اتصال مناسبی بین ذرات برقرار شود. در گام بعدی، ذراتی که کمتر از سه پیوند با ذرات مجاور داشتند (ذرات شناور) حذف شدند و در نهایت مدل پیوند مسطح بین ذرات متصل نصب گردید. پس از ساخت مدل‌ها، میکروپارامترها کالیبره شدند. میکروپارامترهایی که در طی فرایند کالیبراسیون برای ذرات و اتصال مسطح در مدل‌های $PFC2D$ به دست آمده‌اند، در جدول ۳ ذکر شده‌اند.

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، نمونه‌های سنگ بکر به‌عنوان یک ماده ایزوتروپیک با استفاده از مدل پیوند مسطح شبیه‌سازی شدند. در این مدل، پیوند مسطح در نقطه تماس ذرات و در فاصله نصب^{۲۵} بین آنها پیاده‌سازی گردید. فرآیند کالیبراسیون بر اساس روش‌شناسی توسعه‌یافته توسط بهاء‌الدینی و همکاران (۲۰۲۱) انجام شد. این کالیبراسیون با تنظیم میکروپارامتر مقاومت کششی در آزمایش کشش برزلی برای بازیابی مقاومت کششی نمونه شروع شد. در آزمایش‌های مقاومت فشاری تک‌محوری، نسبت‌های سختی نرمال به برشی ذرات و پیوندها به‌گونه‌ای تنظیم گردیدند که با نسبت پواسون فیزیکی نمونه تطابق پیدا کنند. مدول الاستیسیته نیز با تنظیم مدول‌های ذرات و پیوندها کالیبره شد. علاوه بر این، آزمایش‌های فشاری تک‌محوری مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS) را با تغییر چسبندگی پیوندها کالیبره کردند. در نهایت، ضریب اصطکاک ذرات فاقد اتصال از طریق یک فرآیند تکراری و به روش سعی و خطا با بازیابی UCS تعیین شد.

۲-۵- مدل عددی آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری

برای هر نوع ماسه‌سنگ، نمونه‌های استوانه‌ای به‌صورت عددی شبیه‌سازی شدند. در شبیه‌سازی عددی آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS) با استفاده از $PFC2D$,

²⁵ installation gap

جدول ۳- کالیبراسیون میکروپارامترهای مدل‌های عددی FJM در PFC^{2D} برای نمونه‌های ماسه‌سنگی

تیپ ۵	تیپ ۴	تیپ ۳	تیپ ۲	تیپ ۱	ریز خصوصیات	پارامترهای ذرات
۰/۶۹	۰/۷۲	۰/۶۵	۰/۵۵	۰/۶۲	شعاع حداکثر به شعاع حداقل ذرات	شعاع ذرات (mm)
۱/۶۶	۱/۶۶	۱/۶۶	۱/۶۶	۱/۶۶	مدول الاستیسیته (GPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۰/۷	۰/۶۶	۰/۶۱	۰/۷	۰/۵	نسبت سختی نرمال به برشی	نسبت سختی نرمال به برشی
۴۹	۶۴	۶۰	۴۷	۵۶	ضریب اصطکاک (μ)	ضریب اصطکاک (μ)
۵/۵	۴/۱	۴/۷	۱/۸	۳/۱	مدول الاستیسیته (GPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۴۹	۶۴	۶۰	۴۷	۵۶	نسبت سختی نرمال به برشی	نسبت سختی نرمال به برشی
۵/۵	۴/۱	۴/۷	۱/۸	۳/۱	مقاومت کششی (MPa)	مقاومت کششی (MPa)
۸۳	۵۸	۸۰	۴۱	۶۶	چسبندگی (MPa)	چسبندگی (MPa)
۱۸۷	۱۶۸	۱۷۰	۱۰۲	۱۲۵		

تیپ ۱: فلدسپاتیک لیتارنایت، تیپ ۲: لیتیک آرکوز ۱، تیپ ۳: لیتیک آرکوز ۲، تیپ ۴: لیتارنایت، تیپ ۵: ساب لیتارنایت

مقدار آزمایشگاهی 97.15 MPa است که نشان‌دهنده اختلاف 6.3% درصدی است. مدول یانگ نیز تطابق خوبی را نشان می‌دهد، اما در برخی نمونه‌ها مقدار عددی اندکی بیشتر از مقدار آزمایشگاهی است. این موضوع ممکن است به دلیل تفاوت‌های جزئی در تنظیم میکروپارامترهای مدل عددی باشد که بر سختی نمونه تأثیر می‌گذارد. در آزمون کشش برزیلی (BTS)، اختلافات بین داده‌های عددی و آزمایشگاهی در محدوده 2% تا 10% درصد است. به‌عنوان نمونه، برای ماسه‌سنگ لیتارنایت مقدار عددی 7.75 MPa و مقدار آزمایشگاهی 8.32 MPa است که تنها 6.8% درصد اختلاف دارد. همچنین، رفتار شکنندگی^{۲۶} نیز در نتایج عددی و آزمایشگاهی هم‌خوانی دارد و تفاوت‌های مشاهده‌شده جزئی هستند. به‌طور کلی، اختلافات مشاهده‌شده در نتایج عددی و آزمایشگاهی در محدوده قابل قبولی قرار داشته و می‌توان این تفاوت‌ها را به عوامل متعددی از جمله فرضیات مدل‌سازی، ساده‌سازی‌های انجام‌شده در فرآیند عددی و حساسیت پارامترهای مدل نسبت داد. این اختلافات همچنین می‌توانند ناشی از تغییرات جزئی در خصوصیات مکانیکی نمونه‌های آزمایشگاهی باشند که در محیط آزمایشگاهی به دلیل ناهمگنی سنگ اجتناب‌ناپذیر است. بنابراین، نتایج عددی و آزمایشگاهی نه‌تنها از نظر مقادیر عددی بلکه از لحاظ روند کلی تغییرات و مکانیزم شکست، مطابقت مطلوبی را نشان می‌دهند که اعتبار مدل عددی را تأیید می‌کند.

۲-۶- مدل عددی آزمایش مقاومت کشش برزیلی

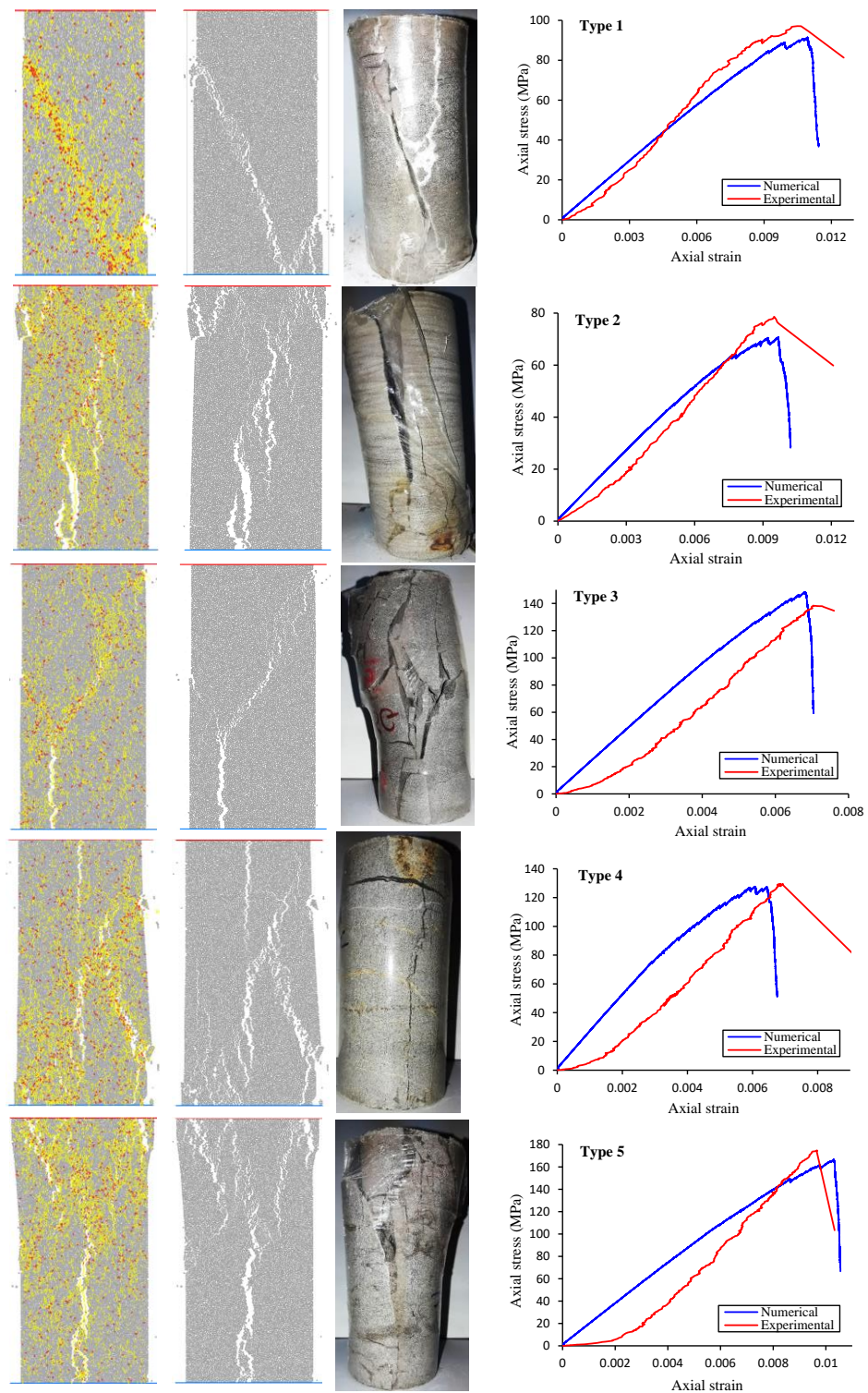
برای تعیین مقاومت کششی، آزمون کشش غیرمستقیم برزیلی به‌صورت عددی در نرم‌افزار $PFC2D$ شبیه‌سازی گردید. نمونه‌های عددی مطابق شکل ۷ طراحی شده و نیرو از طریق صفحات بارگذاری به آنها وارد شد. تعداد ذرات در مدل عددی ماسه‌سنگ نوع ۴ برابر با 3591 و در مدل ماسه‌سنگ نوع ۲ برابر با 4865 بود. مقاومت کششی غیرمستقیم با جایگذاری مقدار نیروی محوری بیشینه مربوط به شکست در دیواره‌های جانبی در معادله زیر محاسبه شد:

$$\sigma_t = \frac{2F_{max}}{\pi D} \quad (1)$$

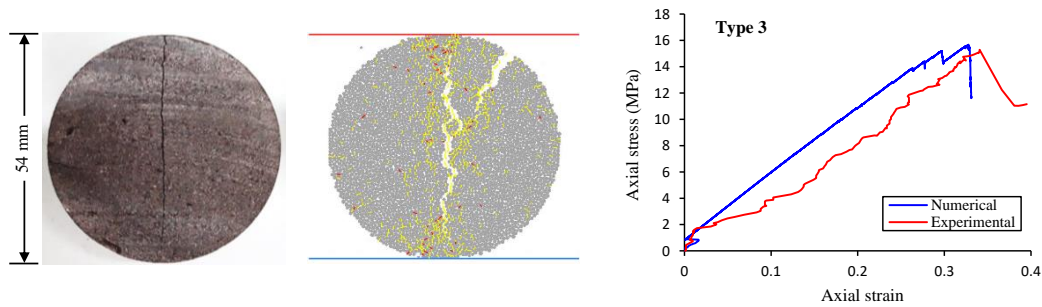
شکل ۷ مدل‌های عددی و توزیع ریزترک‌ها در نمونه‌ها پس از آزمون کشش برزیلی را نشان می‌دهد. همچنین، مقایسه منحنی تنش-کرنش آزمون‌های برزیلی شبیه‌سازی‌شده و آزمایشگاهی در شکل ۷ نمایش داده شده است و نتایج نشان‌دهنده تطابق مناسب میان داده‌های عددی و آزمایشگاهی است.

میزان اختلاف بین نتایج عددی و آزمایشگاهی در جدول ۴ ارائه شده است. نتایج عددی و آزمایشگاهی برای مقاومت فشاری تک‌محوری نشان‌دهنده تطابق مناسبی هستند، به‌طوری‌که اختلاف میان مقادیر عددی و آزمایشگاهی در محدوده 1.5% تا 9% درصد قرار دارد. به‌عنوان مثال، برای ماسه‌سنگ فلدسپاتیک لیتارنایت مقدار عددی 91 MPa و

²⁶ Brittleness



شکل ۶- شبیه‌سازی عددی آزمون مقاومت فشاری تک‌محوری و بررسی توزیع ریزترک‌ها (زرد: کششی، قرمز: برشی) و مقایسه منحنی‌های تنش- کرنش و حالت‌های شکست تجربی و شبیه‌سازی شده برای انواع ماسه‌سنگ‌ها



شکل ۷- مقایسه مدل عددی FJM با نمونه آزمایشگاهی در آزمون کشش برزیلی و نمایش توزیع ریز ترک‌های کششی و برشی در نمونه عددی و منحنی‌های تنش- کرنش آنها

جدول ۴- مقایسه خواص مکانیکی ماکروسکوپی حاصل از نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل‌سازی پیوند مسطح

ساب لیتارنایت		لیتارنایت		لیتیک آرکوز ۲		لیتیک آرکوز ۱		فلدسپاتیک لیتارنایت		ویژگی‌های مکانیکی
Num	Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num	Exp	
۱۶۶/۶۰	۱۷۴/۷۸	۱۲۷/۶۶	۱۲۹/۵۶	۱۴۸	۱۳۸/۴	۷۰	۷۸/۶۳	۹۱	۹۷/۱۵	UCS (MPa)
۲۰/۳	۲۲	۲۵	۲۴/۵	۲۳/۳۳	۲۳/۵	۹	۱۰	۸/۳۶	۹/۲۵	E (GPa)
۱/۰۳	۰/۹۶	۰/۶	۰/۶۹	۰/۶۸	۰/۷	۰/۹۷	۰/۹۵	۱/۰۹	۱/۰۵	Axial strain (%)
۱۵/۲	۱۶/۲۳	۷/۷۵	۸/۳۲	۱۵/۶۷	۱۵/۲۷	۵/۴۸	۵/۹۲	۱۱/۲	۱۲/۵	BTS (Mpa)
۱۰/۹۶	۱۰/۷۸	۱۶/۴۷	۱۵/۵۸	۹/۴۴	۹/۰۶	۱۲/۷۷	۱۳/۲۸	۸/۱	۷/۸	Brittleness (B ₁)

Num: عددی، Exp: آزمایشگاهی

۳- نتایج و بحث

۳-۱- آستانه‌های تنش آسیب

آسیب شروع ترک σ_{ci} ^{۲۷} و انتشار ترک σ_{cd} ^{۲۸} به ترتیب بهترین برآورد کننده‌های مقاومت برجای طولانی مدت و نهایی سنگ‌های شکننده تحت محصورشدگی پایین می‌باشند. در نتیجه برآورد آستانه‌های σ_{ci} و σ_{cd} با استفاده از تست‌های آزمایشگاهی یک امر ضروری می‌باشد.

بر اساس پایش نگاشت‌های انتشار آوایی (AE) و یا اندازه‌گیری‌های کرنش در طول تست مقاومت فشاری تک‌محوری، می‌توان سطوح تنش آسیب ترک را بطور غیرمستقیم برای سنگ تعیین نمود. با استفاده از آستانه‌های آسیب ترک، حدود بالا و پایین مقاومت برجای سنگ‌های شکننده قابل پیش‌بینی می‌باشد. سطح تنش σ_{ci} متناظر با حد پایین مقاومت برجا یا مقاومت بلند مدت سنگ‌های شکننده می‌باشد. سطح تنش σ_{cd} مطابق با حد بالای مقاومت برجا یا مقاومت کوتاه مدت توده سنگ می‌باشد [22] و [29-31].

تعیین تنش مورد نیاز برای شروع و انتشار ترک‌های ناشی از تنش در توده سنگ شکننده، یک پارامتر کلیدی به منظور پیش‌بینی رفتار طولانی مدت توده سنگ میزبان حفاری‌های زیرزمینی می‌باشد. اندرسون و همکاران با انجام آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری بر روی سنگ‌ها، نشان دادند که مقاومت پوسته‌شدگی در حدود ۰/۵۵ مقاومت فشاری تک‌محوری می‌باشد [14]. آنها نشان دادند که تنش شروع ترک حاصل از آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری می‌تواند تخمین مناسبی از مقاومت پوسته‌شدگی برجای سنگ بدست دهد. همچنین مارتین و کریستینسن [15] و اندرسون و مارتین [16] نشان دادند که برآورد مقاومت پوسته‌شدگی با استفاده از سطوح تنش شروع و آسیب ترک بدست آمده از آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری امکان‌پذیر می‌باشد. دیبدریچ و همکاران [8] نشان دادند که آستانه‌های

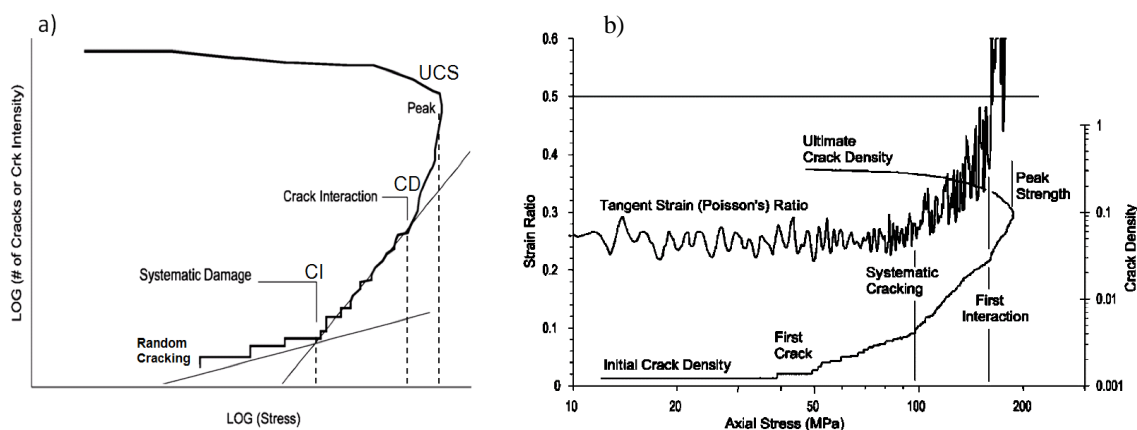
²⁸ Crack propagation

²⁷ Crack initiation

۲-۳- تعیین آستانه‌های تنش شروع و آسیب ترک

بر اساس مطالعات انجام شده، شکست در سنگ‌های شکننده با ایجاد، گسترش و بهم پیوستن میکروترک‌های ناشی از تنش رخ می‌دهد [8]، [18]، [22] و [51]. دیدیریچ و همکاران با تحلیل تعداد تجمعی ترک ثبت شده در نرم‌افزار *PFC*، سطوح مختلف آسیب ترک را تعیین نمودند. آنها نشان دادند که داده‌های ترک حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار *PFC*، معادل نتایج حاصل از روش انتشار آوایی می‌باشد [8].

آستانه‌های مختلف آسیب ترک با استفاده از تعداد تجمعی ریزترک‌های ثبت شده در نرم‌افزار *PFC* در شکل ۸ نشان داده شده است. در این شکل، ترک‌خوردگی سیستماتیک^{۲۹} به عنوان نقطه آغاز ترک (σ_{ci}) و بهم پیوستگی ترک به عنوان نقطه آسیب ترک (σ_{cd}) در نظر گرفته شده است. در روش انتشار آوایی، نمودار تجمعی نگاشت‌های آوایی در مقابل تنش، رسم می‌شود. آستانه σ_{ci} ، اولین نقطه‌ای می‌باشد که با افزایش محدود در بار اعمالی، نرخ انتشار ترک یک افزایش ناگهانی نشان می‌دهد. آستانه σ_{cd} ، نقطه‌ای است که دومین افزایش ناگهانی در شیب منحنی *AE* رخ می‌دهد [8].

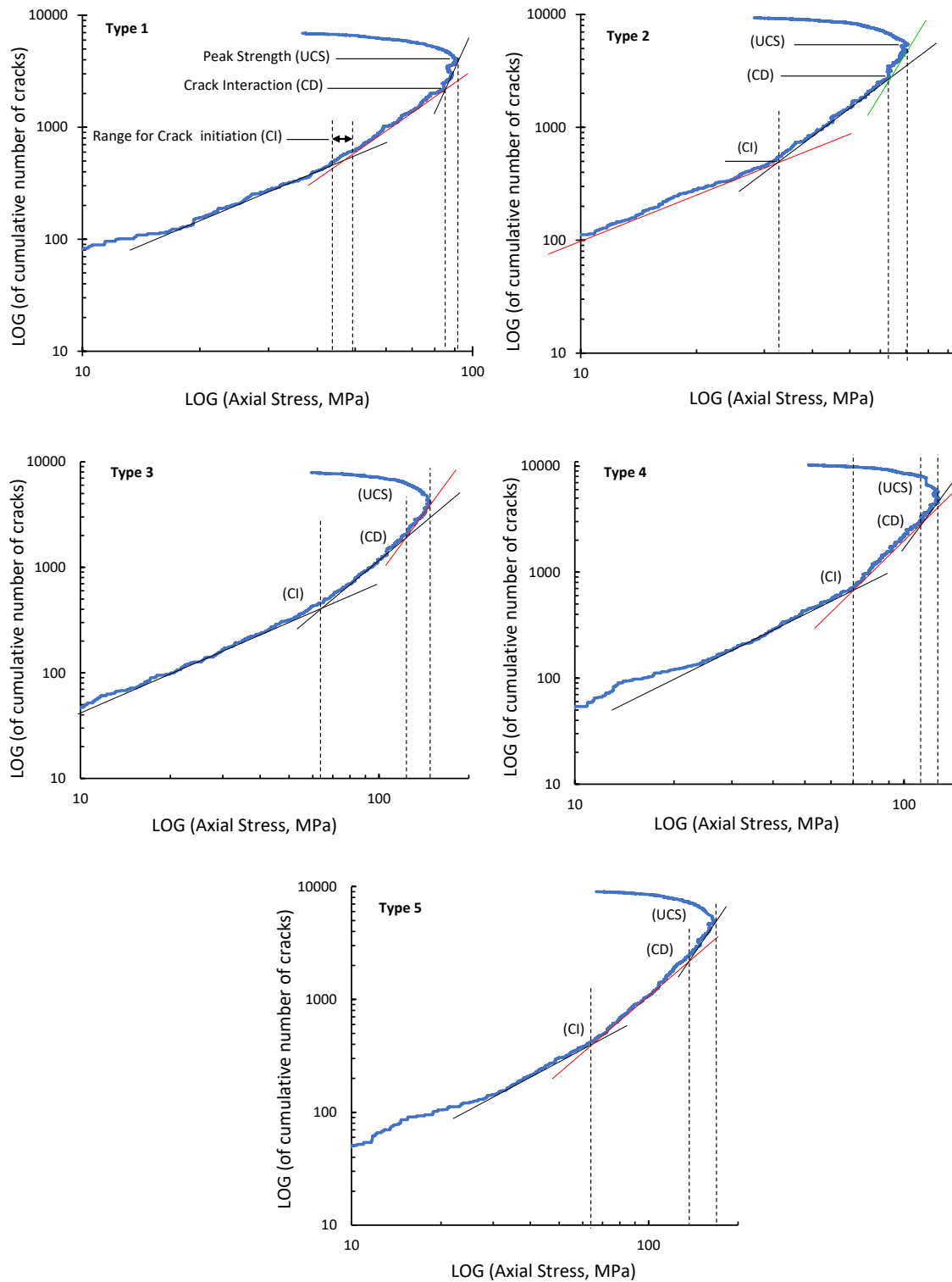


شکل ۸- روش تعیین تحول آسیب شکننده (a) نگاشت‌های انتشار آوایی (AE)، (b) آستانه‌های آسیب حاصل از ثبت تعداد تجمعی ترک با استفاده از نرم‌افزار *PFC*^{2D} [8]

در توالی‌های مختلف توسعه ترک، برآورد شده و نقاط انحراف منحنی تجمعی ترک از حالت خطی مشخص گردیدند (نقاط با تغییرات شیب ناگهانی).

آستانه‌های تنش آسیب بر اساس تعداد تجمعی ریزترک‌های حاصل از شبیه‌سازی عددی در *PFC*^{2D} برای هر تیپ ماسه‌سنگ مطابق با روش معرفی شده توسط دیدیریچ (۲۰۰۴) تعیین شدند. در شکل ۹ لگاریتم تعداد تجمعی ترک‌ها در مقابل لگاریتم تنش برای هر تیپ ماسه‌سنگ، رسم شده است. در این شکل، آستانه σ_{ci} اولین نقطه‌ای می‌باشد که شیب منحنی تجمعی ترک بطور ناگهانی تغییر می‌کند که می‌توان آنرا با دقت بالایی در یک محدوده کوچک مشخص نمود. آستانه σ_{cd} ، نقطه‌ای است که دومین افزایش ناگهانی در شیب منحنی تجمعی ترک رخ داده است. مقادیر مختلف سطوح تنش آسیب در جدول ۵ ارائه شده است. آستانه‌های تنش آسیب با رسم مماس‌هایی بر روی منحنی تجمعی ترک

²⁹ Systematic Cracking



شکل ۹- آستانه‌های تنش آسیب حاصل از ثبت تعداد تجمعی ترک در نرم‌افزار PFC^{2D} برای یک از تیپ‌های ماسه‌سنگ

جدول ۵- آستانه‌های تنش آسیب برای هر یک از تیپ‌های ماسه‌سنگی

$\sigma_{cd}/\sigma_{peak}$	$\sigma_{ci}/\sigma_{peak}$	σ_{peak} (Mpa)	σ_{cd} (Mpa)	σ_{ci} (Mpa)	نوع ماسه‌سنگ
۰/۹۳	۰/۵۰	۹۱/۴۸	۸۵	۴۶	فلدسپاتیک لیتارنایت
۰/۸۹	۰/۴۷	۷۰/۷۶	۶۳	۳۳	لیتیک آرکوز ۱
۰/۸۵	۰/۴۳	۱۴۸	۱۲۶	۶۴	لیتیک آرکوز ۲
۰/۸۹	۰/۵۵	۱۲۷/۶۶	۱۱۴	۷۰	لیتارنایت
۰/۹۰	۰/۳۹	۱۶۶	۱۴۹	۶۵	ساب لیتارنایت

مرحله رشد ناپایدار ترک می‌باشد که نهایتاً به شکست سنگ منتهی می‌گردد.

۴- نتیجه گیری

تعیین آستانه‌های تنش آغاز و آسیب ترک در سنگ‌های شکننده، به‌عنوان یکی از پارامترهای کلیدی برای پیش‌بینی رفتار بلندمدت توده‌های سنگ میزبان حفاری‌های زیرزمینی، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. نتایج این پژوهش نشان داد که آستانه آغاز ترک (σ_{ci}) و آستانه آسیب ترک (σ_{cd}) ترتیب بهترین برآوردکننده‌های مقاومت برجای بلندمدت و نهایی سنگ‌های شکننده تحت محصورشدگی پایین هستند. بر اساس شبیه‌سازی عددی انجام شده در نرم‌افزار PFC2D، آستانه آغاز ترک (σ_{ci}) برای ماسه‌سنگ‌های مورد مطالعه در محدوده ۰/۳۹ تا ۰/۵۵ مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS) قرار دارد. این سطح تنش متناظر با مرحله‌ای است که در آن ریزترک‌های کششی در سنگ ایجاد شده و به‌عنوان آغاز اتساع سنگ محسوب می‌شود. رخداد این آستانه‌ها برای مدل‌های عددی مختلف متناظر با هر یک از انواع ماسه سنگ‌های فلدسپاتیک لیتارنایت، لیتیک آرکوز ۱، لیتیک آرکوز ۲، لیتارنایت و ساب‌لیتارنایت به ترتیب در سطوح تنش معادل ۴۶، ۳۳، ۶۴ و ۷۰ مگاپاسکال تعیین گردید. همچنین، آستانه آسیب ترک (σ_{cd})، که معادل با مرحله‌ای از رفتار سنگ است که در آن رشد ناپایدار ترک رخ می‌دهد، برای مدل‌های عددی ماسه سنگ‌های فلدسپاتیک لیتارنایت، لیتیک آرکوز ۱، لیتیک آرکوز ۲، لیتارنایت و ساب‌لیتارنایت در محدوده تنش ۸۵، ۶۳، ۱۲۶، ۱۱۴ و ۱۴۹ مگاپاسکال مشاهده شد. این مقادیر نشان دادند که آستانه σ_{cd} در حدود ۰/۸۵ تا ۰/۹۳ مقاومت فشاری تک‌محوری قرار دارد و به‌عنوان مقاومت واقعی سنگ شناخته می‌شود. این نتایج نشان می‌دهند که تنش‌های

بخش خطی منحنی ترک تا قبل از اولین افزایش ناگهانی در شیب منحنی، بیانگر رفتار الاستیک مدل عددی می‌باشد که در آن، نرخ ترک‌های ایجاد شده روند یکنواختی را نشان می‌دهد. این مرحله بیانگر آغاز آسیب داخلی سنگ می‌باشد. نقطه انتهایی این مرحله در سطح تنش معادل ۴۶، ۳۳، ۶۴، ۷۰ و ۶۵ مگاپاسکال به ترتیب برای هر یک از مدل‌های ۱ تا ۵، به آستانه آغاز ترک منتهی می‌گردد. این نقطه به عنوان شروع اتساع سنگ در نظر گرفته می‌شود. محققان مشاهده نمودند که مقادیر این سطح تنش در حدود ۰/۳ تا ۰/۶ مقاومت پیک می‌باشد که در آن ریزترک‌های کششی ایجاد می‌شوند [18]، [22]، [35] و [51-55]. نسبت σ_{ci} به UCS برای هر یک از مدل‌های عددی در جدول ۵ ارائه شده است. این نسبت برای مدل‌های عددی بین ۰/۳۹ تا ۰/۵۵ متغیر می‌باشد. به عبارت دیگر، ریزترک‌ها در سطح تنش آغاز می‌شوند که که تقریباً بین ۰/۳۹ تا ۰/۵۵ مقاومت فشاری تک‌محوری می‌باشد. پس از آستانه σ_{ci} ، افزایش ریزترک‌های ثبت شده با سرعت بیشتری ادامه می‌یابد. در این مرحله، ریزترک‌ها به صورت پایدار رشد می‌کنند. این مرحله در سطوح تنش ۸۵، ۶۳، ۱۲۶، ۱۱۴ و ۱۴۹ مگاپاسکال به ترتیب برای مدل‌های عددی ۱ تا ۵، به آستانه σ_{cd} منتهی شده‌اند. نسبت σ_{cd} به UCS بین ۰/۵ تا ۰/۹ می‌باشد. این آستانه که به عنوان مقاومت واقعی سنگ از آن یاد می‌شود، در ارزیابی رفتار ساختارهای سنگی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. با توجه به رشد ناپایدار ترک در این سطح تنش (σ_{cd})، حتی با ثابت ماندن تنش، رشد ترک به صورت مستمر ادامه یافته و در نهایت منجر به شکست سنگ می‌گردد [22]. بر اساس نتایج، مشخص گردید که تنش آسیب ترک در حدود ۰/۸۵ تا ۰/۹۳ مقاومت فشاری تک‌محوری می‌باشد. پس از سطح تنش σ_{cd} ، افزایش ریزترک‌ها با سرعت بیشتری رخ می‌دهد که بیانگر

مطالعاتی که به ارزیابی تطبیقی این دو مدل بپردازند، به‌عنوان یک مسیر تحقیقاتی برای پژوهش‌های آتی پیشنهاد می‌شود. علاوه بر این، در این تحقیق، آستانه‌های تنش با استفاده از مدل عددی *PFC* تعیین شده‌اند و به‌منظور بررسی دقت این روش، به شباهت اصولی آن با روش انتشار آوایی (*AE*) اشاره شده است. با این حال، داده‌های *AE* مستقیماً در این پژوهش مورد استفاده قرار نگرفته‌اند. از آنجا که روش *AE* یک ابزار تجربی دقیق برای ارزیابی آستانه‌های تنش محسوب می‌شود، استفاده همزمان از داده‌های *AE* و مقایسه نتایج آن با داده‌های حاصل از *PFC* می‌تواند به افزایش دقت و اعتبار نتایج عددی کمک کند. لذا پیشنهاد می‌شود که در تحقیقات آینده، داده‌های *AE* به‌صورت تجربی جمع‌آوری شده و برای صحت‌سنجی روش عددی مورد استفاده قرار گیرند. این امر می‌تواند به درک عمیق‌تر از قابلیت‌های مدل *PFC* در تعیین آستانه‌های تنش و ارزیابی دقیق‌تر رفتار شکست نمونه‌های سنگی منجر شود.

آغاز و آسیب ترک در مدل‌های عددی، تطابق خوبی با مقادیر گزارش‌شده در مطالعات پیشین دارند. به‌طور کلی، این پژوهش نشان داد که شبیه‌سازی‌های عددی مبتنی بر نرم‌افزار *PFC2D* می‌تواند ابزار مناسبی برای تعیین آستانه‌های تنش آسیب در سنگ‌های شکننده باشد و به بهبود درک رفتار مکانیکی این سنگ‌ها کمک شایانی نماید. این نتایج می‌توانند در طراحی و پایداری سازه‌های سنگی و حفاری‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار گیرند. در این پژوهش، مدل پیوند مسطح (*Flat-Joint*) به‌عنوان روش اصلی در شبیه‌سازی رفتار مکانیکی نمونه‌های ماسه‌سنگی مورد استفاده قرار گرفته است. این انتخاب به دلیل توانایی مناسب این مدل در بازتولید ویژگی‌های مکانیکی سنگ در شرایط مورد بررسی انجام شده است. با این حال، مدل پیوند موازی (*Parallel Bond*) نیز از جمله روش‌های عددی رایج در تحلیل رفتار سنگ‌ها محسوب می‌شود. مقایسه جامع بین این دو مدل و بررسی تفاوت‌های آنها می‌تواند به درک بهتر قابلیت‌های هر یک در شبیه‌سازی رفتار مکانیکی نمونه‌های سنگی کمک کند. بنابراین، انجام

۵- منابع‌ها

- [1] Bruning, T., Karakus, M., Nguyen, G.D., Goodchild, D. (2018). Experimental study on the damage evolution of brittle rock under triaxial confinement with full circumferential strain control. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51, 3321-3341. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1537-7>
- [2] Xue, L., Qin, S., Sun, Q., Wang, Y., Lee, L.M., Li, W. (2014). A study on crack damage stress thresholds of different rock types based on uniaxial compression tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47, 1183-1195. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0479-3>
- [3] Chen, G., Lin, Y., (2004). Stress-strain-electrical resistance effects and associated state equations for uniaxial rock compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 223-236. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00092-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00092-3)
- [4] Alidaryan, M., Khosravi, M.H., Bahaaddini, M., Moosavi, M., Roshan, H. (2023). Mobilization of cohesion and friction angle of intact rocks in the shearing process. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 56, 8221-8233. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03484-z>
- [5] Gong, F., Wu, C. (2020). Identifying crack compaction and crack damage stress thresholds of rock using load-unload response ratio (LURR) theory. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53, 943-954. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01936-z>
- [6] Bahaaddini, M., Hosseinpour Moghadam, E. (2019). Evaluation of empirical approaches in estimating the deformation modulus of rock masses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78, 3493- 3507. <https://doi.org/10.1007/s10064-018-1347-x>
- [7] Cai, M., Kaiser, P.K. (2014). In-situ rock spalling strength near excavation boundaries. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47, 659-675. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0437-0>
- [8] Diederichs, M.S., Kaiser, P.K., Eberhardt, E. (2004). Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 785-812. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.02.003>

- [9] Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. (2003). Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18, 35-48. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00100-1](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00100-1)
- [10] Read, R.S. (2004). 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 1251-1275. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.012>
- [11] Hoek, E., Brown, E.T. (1980). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- [12] Martin, C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R., (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Can. Geotech. J.*, 36(1), 136-151.
- [13] Rojat, F., Labiouse, V., Kaiser, P.K., Descoedres, F. (2009). Brittle Rock Failure in the Steg Lateral Adit of the Lotschberg Base Tunnel. *Springer Wien*, 42, 341 p.
- [14] Andersson, J.C., Martin, C.D., Stille, H. (2009). The Äspö Pillar stability experiment: part II— rock mass response to coupled excavation-induced and thermal-induced stresses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 46(5), 879–895. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.03.002>
- [15] Martin, C.D., Christiansson, R. (2009). Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *Int J Rock Mech Min Sci*, 46(2), 219–228. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.001>
- [16] Andersson, J.C., Martin, C.D. (2009). The Äspö pillar stability experiment: Part I— Experiment design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 46(5), 865-878. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.02.010>
- [17] Bieniawski, Z.T. (1967a). Mechanism of brittle fracture of rock: Part I—theory of the fracture process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4, 395-406. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90030-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90030-7)
- [18] Bieniawski, Z.T. (1967b). Mechanism of brittle fracture of rock: Part II—experimental studies. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4, 407-423. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90031-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90031-9)
- [19] Bieniawski, Z.T. (1967c). Mechanism of brittle fracture of rock: Part III—fracture in tension and under long-term loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4, 425-430. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(67\)90032-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(67)90032-0)
- [20] Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B., Read, R.S. (1998). Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 222-233. <https://doi.org/10.1139/t97-091>
- [21] Lajtai, E.Z., Lajtai, V.N. (1974). The evolution of brittle fracture in rocks. *Journal of the Geological Society*, 130, 1-16. <https://doi.org/10.1144/gsjgs.130.1.0001>
- [22] Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31, 643-659. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)90005-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)90005-1)
- [23] Aboyanah, K.R., Abdelaziz, A., Haile, B.F., Zhao, Q., Grasselli, G. (2024). Evaluation of damage stress thresholds and mechanical properties of granite: New insights from digital image correlation and GB-FDEM. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57, 4679–4706. <https://doi.org/10.1007/s00603-024-03789-7>
- [24] Cui, Y., Xue, L., Xu, C., Bu, F., Zhai, M. (2024). Damage mechanism evolution of red sandstone under drying–wetting cycles: experiment and discrete element modeling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 83, 96. <https://doi.org/10.1007/s10064-024-03598-w>
- [25] Wang, C., Du, G., Han, Y., He, K., Li, E. (2023). Evolution characteristics of acoustic emission and strain energy for deep granite under different damage stages. *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, 9, 14. <https://doi.org/10.1007/s40948-023-00557-9>
- [26] Li, H., Zhong, R., Pel, L., Smeulders, D., You, Z. (2024). A new volumetric strain-based method for determining the crack initiation threshold of rocks under compression. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57, 1329–1351. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03619-2>
- [27] Mo, Z., Qian, L., Yao, T., Gao, Y., Zhang, J., Zhang, R., Liu, E., Jiang, H. (2024). Stress threshold determination method and damage evolution modelling based on micritic bioclastic limestone. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57, 45–60. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03524-8>



- [28] Zhang, Z., Liang, Z., Tang, C., Kishida, K. (2023). A comparative study of current methods for determining stress thresholds of rock subjected to compression. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 56, 7795–7818. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03480-3>
- [29] Diederichs, M.S. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunneling. *Can. Geotech. J.*, 44(9), 1082-1116. <https://doi.org/10.1139/t07-033>
- [30] Damjanac, B., Fairhurst, C. (2010). Evidence for a long-term strength threshold in crystalline rock. *Rock Mech. Rock Eng*, 43(5), 513-531. <https://doi.org/10.1007/s00603-010-0090-9>
- [31] Xue, L., Qin, S.Q., Sun, Q., Wang, Y.Y., Lee, L.M., Li, W.C. (2014). A study on crack damage stress thresholds of different rock types based on uniaxial compression tests. *Rock Mech. Rock Eng*, 47(4), 1183–1195. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0479-3>
- [32] Perras, M.A., Diederichs, M.S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8, 60-74. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.004>
- [33] Xi, X., Guo, Q., Zhang, Y., Pan, J., Cai, M. (2020). Investigating the relationship between the brittleness index and crack initiation stress for the granite under triaxial compression. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 17, 1-12. <https://doi.org/10.1590/1679-78255984>
- [34] Cai, M. (2010). Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown strength parameter m_i of brittle rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 167-184. <https://doi.org/10.1007/s00603-009-0053-1>
- [35] Nicksiar, M., Martin, C.D. (2013). Crack initiation stress in low porosity crystalline and sedimentary rocks. *Engineering Geology*, 154, 64-76. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.12.007>
- [36] Peng, J., Rong, G., Cai, M., Zhou, C.B. (2015). A model for characterizing crack closure effect of rocks. *Engineering Geology*, 189, 48-57. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.02.004>
- [37] Acar, C., Gunduz, Z., Kara, B. (2014). Modulus of elasticity determination of rocks using compressometer, strain gauge and LVDT. In: 11th International Congress on advances in civil engineering- ACE 2014, Istanbul, Turkey, 21-25 October 2014.
- [38] Taheri, A., Tani, K. (2008). Use of down-hole triaxial apparatus to estimate the mechanical properties of heterogeneous mudstone. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45, 1390-1402. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.01.017>
- [39] Shirole, D., Walton, G., Hedayat, A. (2020). Experimental investigation of multi-scale strain-field heterogeneity in rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 127, 104212. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104212>
- [40] Munoz, H., Taheri, A., Chanda, E.K. (2016). Pre-peak and post-peak rock strain characteristics during uniaxial compression by 3D digital image correlation. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49, 2541-2554. <https://doi.org/10.1007/s00603-016-0935-y>
- [41] Bahaaddini, M., Sharrock, G., Hebblewhite, B.K. (2011) A comparison of physical and numerical experiments on artificial jointed rock masses using PFC3D. In: 2th International FLAC/DEM Symposium, Melbourne, Australia 14-16 February 2011. pp 321-330.
- [42] Folk, E. (1980). *Petrography of Sedimentary Rocks*, Hemphill Publishing Company, 182p.
- [43] ISRM. (1981) *The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. Pergamon Press, Oxford, UK.
- [44] Hucka, V., Das, B. (1974). Brittleness determination of rocks by different methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 11(10), 389- 392. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(74\)91109-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(74)91109-7)
- [45] Potyondy, D.O., Cundall, P. (2004). A bonded-particle model for rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41(8), 1329–1364. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.011>
- [46] Itasca Consulting Group Inc. (2014). PFC2D-Particle Flow Code in 2 Dimensions, Version 5 2014 Minneapolis, MN, 40 USA.

- [47] Potyondy, D., Cundall, P. (2004). A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 1329–1364. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.011>
- [48] Bahaaddini, M., Sheikhpourkhani, A.M., Mansouri, H. (2021). Flat-joint model to reproduce the mechanical behaviour of intact rocks. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25, 1427-1448. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1579759>
- [49] Potyondy, D.O. (2011). Parallel-bond refinements to match macro-properties of hard rock. In: Second International FLAC/DEM Symposium, Melbourne, Australia, 14-16 February 2011. Itasca, pp 459–465.
- [50] Zhou, C., Xie, H., Zhu, J. (2024). Revealing size effect and associated variability of rocks based on BPM- μ DFN modelling: Significance of internal microstructure and strain rate. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57, 2983-2996. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03653-0>
- [51] Brace, W.F., Paulding, B.R., Scholz, C. (1966). Dilatancy in fracture of crystalline rocks. *J. Geophys. Res.*, 71 (16), 3939–3953. <https://doi.org/10.1029/JZ071i016p03939>
- [52] Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B. (1999). Quantifying progressive pre-peak brittle fracture damage in rock during uniaxial compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36, 361–80. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(99\)00019-4](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(99)00019-4)
- [53] Amann, F., Ündül, Ö., Kaiser, P. (2014). Crack initiation and crack propagation in heterogeneous sulfate rich clay rocks. *Rock Mech. Rock. Eng.*, 47(5), 1849–1865. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0495-3>
- [54] Ündül, Ö., Amann, F., Aysal, N., Plötze, M.L. (2015). Micro-textural effects on crack initiation and crack propagation of andesitic rocks. *Eng. Geol.*, 193, 267-275. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.04.024>
- [55] Ündül, Ö. (2016). Assessment of mineralogical and petrographic factors affecting petrophysical properties, strength and cracking processes of volcanic rocks. *Eng. Geol.*, 210, 10–22. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.06.001>



Application of Numerical Simulation to Estimate Stress Damage Thresholds in Some Types of Sandstones

Mehran Noori^{1*}; Vahab Sarfarazi²; Hamid Reza Nejati³; Mojtaba Bahaaddini⁴; Behrouz Rafiei¹; Gholamerza Khanlari¹

1- Department of Geology, Faculty of Science, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

2- Department of Mining Engineering, Hamedan University of Technology, Hamedan, Iran

3- Rock Mechanics Division, School of Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

4- School of Mining Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Received: 08. April. 2024 Accepted: 19. June. 2024

(* Corresponding author: noori_mehran90@yahoo.com)

Keywords

Sandstone
Damage stress threshold
Numerical simulation
PFC

Final English Extended Abstract

Identifying the stress levels required to initiate and propagate microcracks induced by stress in brittle rock masses plays a fundamental role in predicting the long-term behavior of the rock mass surrounding underground excavations. Spalling strength can be estimated by determining the crack initiation stress (σ_{ci}) and crack damage stress (σ_{cd}) levels derived from uniaxial compressive strength (UCS) tests. This study utilizes particle flow code (PFC2D) software to estimate the stress damage thresholds. To this end, numerical modeling of five types of sandstone was performed using the flat joint model (FJM) within the PFC environment. To evaluate the validity of the models, the simulation results were compared with laboratory data. Based on the analyses, the ratio of crack initiation stress (σ_{ci}) to UCS in the numerical models ranged from 0.39 to 0.55, indicating that microcracks begin to form within this stress range. Moreover, the crack damage stress (σ_{cd}) thresholds in the numerical models were determined as 85, 63, 126, 114, and 149 MPa for the five models, corresponding to 0.85 to 0.93 of the UCS of the sandstone samples.

Summary

This study uses PFC2D simulations to evaluate stress thresholds for crack initiation and damage evolution in brittle sandstones, highlighting their relevance for rock structure design and underground excavations.

Introduction

Micro-cracks in high-stress rock masses during excavations cause instability risks like spalling and rock bursts. Key stress thresholds, σ_{ci} and σ_{cd} , predict rock stability but are challenging to estimate experimentally. This study uses discrete element method (DEM) simulations, calibrated with laboratory data, to evaluate these thresholds in sandstones and improve understanding of rock behavior in engineering projects.

Methodology and Approaches

Laboratory tests and numerical simulations using the discrete element method (DEM) were conducted to assess crack stress thresholds in sandstones. Samples from Markazi Province, Iran, were tested for UCS and BTS. Numerical models, calibrated with experimental data, were developed using PFC2D software to simulate rock behavior and failure mechanisms.

Results and Conclusions

This study identifies crack initiation (σ_{ci}) and crack damage (σ_{cd}) thresholds as key indicators of the long-term strength of brittle rocks. Numerical simulations in PFC2D showed that σ_{ci} and σ_{cd} correlate well with UCS values. These findings validate the use of PFC2D simulations for determining stress thresholds in brittle rocks, useful for underground excavation design and stability.