مجله علمی — پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره بیستم، شماره ۴، سال ۱۳۹۹



تحلیل تئوری منطقه خرابی پیرامون گمانه با استفاده از معیارهای گسیختگی مختلف

على لكى روحاني '*، محمد بهرەدار'

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان ۲- دانشجوی دکترا ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان

*rou001@znu.ac.ir

تاريخ پذيرش: [۹۹/۳/۲۱]

تاریخ دریافت: [۹۸/۱۰/۲۹]

چکیدہ

حفر گمانه موجب از بین رفتن تعادل تنش های موجود در ساختار پیرامون گمانه و تمرکز تنش فشاری روی دیـواره خواهـد شـد. چنین تغییراتی در تنش های پیرامون گمانه می تواند موجب آسیب سازند و حالت متفاوتی از ناپایداری گمانه مانند ریزش دیواره تحت اثر شکست برشی شود. پدیده یریک-آوت گمانه (ریزش دیواره تحت اثر شکست برشی) ناشی از افزایش تنش برشی در دیواره گمانه به دلیل افزایش تنش محیطی در پیرامون دیواره است. در این مقاله هدف، مقایسه چهار معیار گسیختگی موهر -کولمب، هوک جراون، گریفیث و فیرهرست در تخمین عمق و عرض زاویه ای ناحیه خرابی بدست آمده از دیواره گمانه، تحت اثر تنش های برجای ناهمسان افقی است. نتایج نشان می دهد که با استفاده از تابع خرابی معیارهای گسیختگی (*F*) در صفحه (*σ*-*σ*) می توان مناطق خرابی، دست نخورده و مرز گسیختگی پیرامون گمانه را بدست آورد. مساحت زیر منحنی هر یک از این معیارها در صفحه (*σ*-*σ*) می توان مناطق خرابی، دست نخورده و مرز گسیختگی پیرامون گمانه پیرامون گمانه رخ خواهد داد، برای نمونه مساحت زیر منحنی در صفحه (*σ*-*σ*) می توان مناطق خرابی، دست نخورده و مرز گسیختگی پیرامون گمانه پیرامون گمانه رخ خواهد داد، برای نمونه مساحت زیر منحنی در صفحه (*σ*-*σ*) برای معیار گریفیث کمتر رای آن معیار در معیارها است، بنابراین منطقه خرابی با در نظر گرفتن معیار گریفیث بیشتر از سه معیار دیگر است. عرض زاویه ای بدست آمده از میابر می معیارها است، بنابراین منطقه خرابی با در نظر گرفتن معیار گریفیث بیشتر از سه معیار دیگر است. عرض زاویه ای بدست آمده از میابر معیار می و کو*ص*روان، موهر –کولمب و فیرهرست برخلاف میان در صفحه میارها است، بنابراین منطقه خرابی با در نظر گرفتن معیار گریفیث بیشتر از سه معیار دیگر بست. عرض زاویه ای بدست آمده از معیار می هم می را مون را می ای مور ای را در عرض یکسانی در صفحه مول حروان می می و میرهرست برخلاف معیار گریفیث بیشتر از سه معیار دیگر است. عرض زاویه ای بدست آمده از میابر یو می را می ای می را و می می را می می را کر می می را ی می را در می می را و می می را در می می را ی می را زای مقدار ثاب می را می می می را می می می می می می را (*σ*/*σ*/*σ*/*σ*)، برخلاف معیارهای هو کراون و موهر حکولمب به نتایج آزمایشگاهی فیرهرست و گریفیث با افزایش نسب می می را را می می را می را می را می می را و روهر حکولم می می رزمای می را د

واژ گان کلیدی: عمق، عرض زاویهای، ناحیه خرابی، بریک-آوت گمانه.

۱- مقدمه

حفر گمانه موجب از بین رفتن تعادل تنشهای موجود در ساختار پیرامون گمانه و همچنین سبب ایجاد تمرکز تنش فشاری روی دیواره گمانه و اطراف آن خواهد شد. تمرکز تنش به وجود آمده در صورتی که از مقاومت فشاری و کششی سنگ تجاوز کند میتواند به ترتیب موجب شکست برشی و کششی شود که نتیجه آن مسائل ناپایداری دیواره گمانه است. چنین تغییراتی در تنشهای پیرامون گمانه میتواند موجب آسیب سازند و حالت متفاوتی از ناپایداری گمانه مانند بریک آوت گمانه (ریزش دیواره گمانه تحت اثر شکست برشی) شود [1].

تنش موثر در هر نقطه بر روی دیواره و یا نزدیک گمانه توسط سه مؤلفه اصلی بیان میشود. این سه مؤلفه، شامل مؤلفه تنش شعاعی که در راستای شعاع گمانه عمل میکند، مؤلفه تنش محیطی که به محیط پیرامون گمانه وارد میشود و یک مؤلفه تنش محوری که موازی محور گمانه است. پدیده بریک آوت گمانه هنگامی رخ میدهد که تنش مماسی و تنش شعاعی در دیواره گمانه به ترتیب بیشینه و کمینه باشند. پدیده بریک-آوت گمانه موجب کشیدگی متقارن گمانه در مقطع عمود بر محور گمانه خواهد شد. همچنین این پدیده در راستای تنش برجای کمینه (*n*) رخ خواهد داد. اندازه گیری های میدانی از ابعاد بریک-آوت را میتوان با پردازش داده های دیجیتالی زمودارهای تصویری ثبت شده از دیواره گمانه انجام داد [2, 1]. پدیده بریک-آوت در تمامی سنگها رخ خواهد داد، و می تواند به عنوان روشی برای تعیین جهت تنش برجای کمینه استفاده میشود.

بدین ترتیب همواره در صنعت نفت و گاز درک بهتر سازوکار بریک-آوت گمانه به دو دلیل ضروری است. نخست اینکه پدیده بریک-آوت عموماً منجر به بروز مسائل زیانباری در زمینه ناپایداری گمانهها شده و مواردی همچون، فروریزش چاهها و فرسایش چاهها آرا موجب می شود، از سوی دیگر نیز،

مشاهدات مربوط به بریک–آوت گمانه در مطالعات میدانی، در تعیین راستا و بزرگای تنشرهای برجا مؤثر است [3].

1-1- مطالعات میدانی و آزمایشگاهی

ابتدا در سال ۱۹٦٤، مشاهده ورقه ورقه شدن جداره در گمانههای افقی در معادن طلای ویتواتردراند [؛]، توسط لیمن گزارش شـد [4]. این پدیده در بسیاری از دیگر حفرههای دایروی ماننـد تونـلهـا و چاهها نیز مشاهده شد. پدیده بریک–آوت در تعداد قابل توجهی از چاههای عمیق در سراسر جهان رخ داده است که ثبت این پدیده با شیب سنج چهاربازویی[°] و نمایشگر تصویری دیواره گمانه^۲ انجام شده است. همراستا بودن جهت شکل گیری بریک-آوت با جهـت تنش برجای کمینه (o_h)، توسط بل و گواس^۷ در سال ۱۹۷۹ در آلبرتا^ كانادا مشاهده شد [5]. بعدها اين هم راستا بودن بــا اســتفاده از دیگر نتایج آزمایشگاهی تأیید شـد [6، 7]. بررسـیهـای میـدانی انجام شده نشان میدهد که شکل بریـک-آوت تحـت تـاثیر قطـر گمانه میباشد و با افـزایش قطـر گمانـه، عمـق بریـک-آوت (r_d) افزایش خواهد یافت [8]. در آزمونهای آزمایشگاهی سه الگوی شکلگیری بریک-آوت شامل اسپیرال شکل^۹ (۹)، V شکل (۱۰) و شیاری شکل (۱۱) مشاهده شد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی، سراسی و همکاران ^۱ در سال ۲۰۰۵ نشان دادند که ماسه سنگ های سخت، تمایل بـه گسـترش بریـک-آوت V شـکل دارنـد [12]. بر اساس نتایج آزمایشگاهی لی و هایمسون در سال ۱۹۹۳ گسترش بریک-آوت V شکل را در ماسه سنگ اتساعی و شکل پذیر مشـاهده نمودنـد [13]. مطالعـه آزمایشـگاهی روی سنگها به منظور بررسی پدیـده بریـک-آوت تحـت تـنش.هـای ميداني از پيش موجود توسط هايمسون انجام شـد [,10, 11, 13 14]. نتایج نشان میدهد که شکل ریزش دیواره گمانه با توجـه بـه نوع سنگ، ترکیب کانی شناسی و سیمان بین دانه ها متفاوت است. لین و همکاران در سال ۲۰۱۹ با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی

^{1 .}Borehole breakout

^{2 .}Borehole collapse

^{3 .}Borehole washout

^{4 .}Witwaterdrand

^{5 .}Four-arm dipmeter

^{6 .}Borehole televiewer

^{7 .}Bell and Gough

^{8 .}Alberta

^{9.} Spiral-shaped

^{10.} Cerasi et al

به بررسی اثر قطر گمانه (۸ ۱۱ و ۱۵ میلیمتر) بر شکل هندسی خرابی پیرامون گمانه پرداختند. نتایج آنها نشان داد که شکل هندسی بریک-آوت به مقادیر و نسبت تـنشهای برجا، عـرض و است، که با افزایش قطر گمانه و نسبت تنشهای برجا، عـرض و عمق خرابی بریک-آوت افزایش خواهد یافت [15].

۲-۲- مطالعات تئوری و عددی

در سال ۱۹۷۹ اولین مدل بریـک–آوت بـا اسـتفاده از فـرض شکست برشی توسط بل و گوس معرفی شد. مشاهدات آنها مبتنی بر آن بود که برای گسترش بریک-آوت در جهت تنش برجای کمینه رخ خواهد. نتایج بل و گوس نشان داد که عـرض و عمق بریک–آوت وابسته به زاویه اصطکاک داخلی سنگ و مستقل از مقادیر تنش های برجا است. این تئوری هندسه بریک-آوت را به صورت V شکل پیشنهاد داده است [5]. زوباک و همکاران^۲ در سال ۱۹۸۵براساس مدل تئوری که به وسیله بل و گوس ارائه شـده بود، تنشهای شکل گرفته در هر نقطه از حول گمانه را با استفاده از معادلات کرش " بیان نمودند. آنها فرض کردنـد پدیـده بریـک آوت در دو امتداد قطری روبروی هم در پیرامون گمانه در بخـش-هایی که تنشها بیشتر از مقدار مُجازی که بوسیله معیار شکست موهر كلمب تعريف شده است، رخ خواهد داد [16]. در سال ۱۹۸۹ شبیهسازی عددی بریک-آوت با استفاده از روش المان مرزی توسط ژنگ و همکارانش ٔ ارائیه شد. در این شبیهسازی سنگ اطراف گمانه، الاستیک خطی و همگن در نظر گرفته شـد و شکل نهایی بریک-آوت برخلاف مدل زوبک و همکارانش (۱۹۸۵) بسیار نوکتیز و عمیقتر تشکیل شد [17].

در سال ۱۹۹٤ هریک و هایمسون[°] با استفاده از روش المان مرزی در شرایط دو بعدی، پدیدهی بریک-آوت را مدلسازی نمودند [18]. در این مدل، تنشهای به دست آمده عددی حول گمانه با معیار شکست موهر-کلمب مقایسه شدند تا ناحیه خرابی تعیین شود. در مدل ارائه شده توسط هریک و هایمسون با تغییر شعاع گمانه، مقاومت فشاری نیز تغییر خواهد کرد. رحمتی و همکاران

در سال ۲۰۱٤ با استفاده از روش المان مجزا در حالت سهبعدی به بررسی فرآیند بریک-آوت با هندسه شیاری شکل پرداختند. نمونهسنگ مکعبی استفاده در این پژوهشی، ماسه سنگ *Castlegate* بود. نتایج نشان داد که طول هندسه بریک-آوت شیاری شکل به هر دو تنش اصلی و ناهمسان بستگی دارد [19]. لی و همکاران در سال ۲۰۱۵ با استفاده از روش اجزای مجزا در حالت دو بعدی به بررسی شکل گیری بریک-آوت در دو نوع ماسه سنگ پرداختند. در هر دو نوع ماسه سنگ ذکر شده بریک آوت V شکل رخ داده است [20].

دوان و همکاران⁷ در سال ۲۰۱۶ با استفاده از روش المان مجزا در حالت دو بعدی به بررسی مکانیزم بریک-آوت در سـنگ شـیل پرداختند. نتایج آنان نشان داد که کاهش قطر گمانه به شدت باعث تغییر شکل شکست ترک از مُد کششی به مُد برشی خواهد شـد و فشار بحرانی را نیز افزایش خواهد داد [21]. در سال ۲۰۱۷ ساهارا و همکاران^۷با استفاده از مدل مکانیک خرابی پیوسته، پدیده بریک-آوت گمانه را بررسی کردند. در مدل ارائه شـده از ترکیب مكانيك خرابي و تئوري پلاستيسيته براي شبيهسازي رفتار مصالح سنگی استفاده شده است. نتایج به دست آمده از تحلیل نشان می دهد که استفاده از سطح تسلیم مناسب و تعیین دقیق پارامترهای آن اهمیت زیادی در رسیدن به نتایج واقع بینانـه خواهـد داشـت [22]. ژانگ^ و همکاران (۲۰۱۸) بـا اسـتفاده از روش المـان محـدود در محیط پوروالاستیک، به بررسی تعیین عرض زاویه ای و عمق خرابی بریک-آوت پرداختند. سـپس بـا اسـتفاده از روش تحلیـل معکوس (شبکه عصبی مصنوعی) و با داشتن نتایج هندسه بریک آوت به تخمین تنشهای برجا پرداختند [23].

در مقال معیار گسیختگی موهر - کولمب، هوک - بر اون، گریفیث و فیرهرست در تخمین عمق و عرض زاویهای ناحیه خرابی بدست آمده از دیواره گمانه، تحت اثر تنشهای برجای بیشینه σ_H و کمینه n است. سپس نتایج بدست آمده از روش تحلیلی الاستیک با در نظر گرفتن معیارهای گسیختگی ذکر شده با نتایج مدل آزمایشگاهی برای سنگهای گرانیت و ماسه سنگ مقایسه خواهد شد. در ادامه نیز

^{1.} Bell and Gough

^{2.} Zoback et al

^{3 .}Kircsh equation

^{4.} Zheng et al

^{5.} Haimson & Herrick

^{6.} Duan et al

^{7.} Sahara et al

^{8.} Zhang et al

مختلف	گسيختگى	معيارهاي	با استفاده از	مون گمانه	خرابي پيراه	لميل تئوري منطقه	تح
-------	---------	----------	---------------	-----------	-------------	------------------	----

مختلف على لكى روحانى و همكاران گسيختگى مناسب است. معيارهاى گسيختگى متعددى براى آناليز شكست سنگ استفاده شدهاند، اما توافق در مورد اينكه كدام معيار گسيختگى براى آناليز پايدارى ديواره گمانه انتخاب شود، وجود ندارد. به طوركلى، معيارهاى گسيختگى سنگ به خواص مكانيكى سنگ و تنشهاى برجا بستگى دارند. در اين مقاله با استفاده از چهار معيار گسيختگى موهر كولمب، هوك جراون، گريفيث و فيرهرست ناحيه خرابى بريك آوت بررسى شده است.

$\sigma_1 - -r = r = r = 1$ $\sigma_1 = \sigma_c + q \sigma_3$ $\sigma_1 = \sigma_c + q \sigma_3$ $\sigma_1 = \sigma_c + q \sigma_3$ $\sigma_1 = \sigma_c + q \sigma_3$

در معادله (٤)، σ_1 و σ_3 به ترتیب تنش های اصلی بیشینه و کمینه، مقاومت فشاری تک محوره سنگ و q نیز شیب معادله خط در دستگاه $\sigma_1 - \sigma_3$ است.

 $q = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \tag{(b)}$

تابع خرابی F برای معیار گسیختگی موهر-کولمب بـه منظور تخمین گسیختگی برشی به صورت معادلـه (٦) تعریف خواهـد شد.

 $F_{M-C} = \sigma_1 - \sigma_c - q\sigma_3 \tag{7}$

تنشهای اصلی بیشینه (σ₁) و کمینـه (σ₃) پیرامـون گمانـه در مختصات مختصات قطبی به صورت معادله (۷) است.

$$\sigma_{1} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}} \qquad (V)$$

$$\sigma_{3} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}}$$

$$(V)$$

$$\sigma_{3} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}}$$

$$(V)$$

$$\sigma_{3} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}}$$

$$(V)$$

$$\sigma_{3} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}}$$

$$(V)$$

$$(V)$$

$$(V)$$

$$\sigma_{3} = \frac{\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{rr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}}{2}\right)^{2} + \tau_{r\theta}^{2}}$$

$$(V)$$

$$r = a \Longrightarrow \begin{cases} \sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_H}{2} \left[2(1+K) + 4(1-K)\cos 2^{\theta_d} / _2 \right] \\ \sigma_{rr} = 0 \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases}$$
(A)

تأثیر نسبت تنشهای برجا بر عمق و عرض زاویهای ناحیه خرابی گمانه بررسی خواهد شد.

۲- بیان مسئله

در مقاله حاضر با در نظر گرفتن گمانهای دایرهای با شعاع a شکل (۱) در محیط پیوسته، همگن، ایزوتروپ با فرض رفتار الاستیک خطی برای سنگ تا لحظه شکست، عمق و عرض زاویه ای خرابی در دیواره گمانه با استفاده از روش تحلیلی تعیین خواهد شد. تعیین تنشهای ناشی از یک حفره دایروی در محیط جامد بینهایت که تحت تنشهای میدانی دور از حفره قرار گرفته است، نخستین بار توسط کرش در سال ۱۸۹۸ حل شد. حل تحلیلی کرش در مختصات قطبی به منظور بدست آوردن تنش های شعاعی ($\sigma_{\rm T}$)، مماسی ($\sigma_{\rm 00}$) و برشی ($\tau_{\rm T}$) در معادلات ۱ تا ۳ نمایش داده شده است [24].

- $\sigma_{rr} = \frac{\sigma_H}{2} \left[(1+K) \left(1 \frac{a^2}{r^2} \right) (1-K)(1 4\frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}) \cos 2\theta \right]$ (1)
- $\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_H}{2} \left[(1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-K) (1 + \frac{3a^4}{r^4}) \cos 2\theta \right]$ (Y)
- $\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_H}{2} \left[(1 K) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$ (Y)

در معادلات بالا a شعاع گمانه، r فاصلهی نقطه مورد نظر از مرکز گمانه، heta زاویهی نقطهی مورد نظر نسبت به امتـداد تـنش برجـای کمینه (σ_h) و $\kappa = \sigma_h / \sigma_H$ نسـبت تـنش.هـای برجـای کمینـه بـه بیشینه است.



 $\ensuremath{\textit{Fig. 1.}}$ The formation of breakouts around the borehole wall.



(٩)

صورت معادله (۹) تعیین خواهد شد.

$$\sigma_{1} = \sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_{H}}{2} \Big[2(1+K) + 4(1-K)\cos 2^{\theta d} /_{2} \Big]$$
(۹)

$$\sigma_{3} = 0$$
(۹)

$$\sigma_{3} = 0$$
(۹)

$$\sigma_{4} = \sigma_{H} \sigma_{4} \sigma_{4}$$

با جایگذاری و O_H به و ۱۱) بدست میآید.

$$\theta = \frac{\theta_d}{2} = \frac{1}{2} \cos^{-1}\left(\frac{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_H}\right) - (1+K)}{2(1-K)}\right) \tag{(1)}$$

$$\sigma_{H} = \frac{\sigma_{c}}{(1+2\cos 2^{\theta_{d}}/_{2})} - \sigma_{h} \frac{(1-2\cos 2^{\theta_{d}}/_{2})}{(1+2\cos 2^{\theta_{d}}/_{2})} = a_{1} - \sigma_{h}b_{1}$$
(11)

با فرض آنکه عمق خرابی در راستای تنش برجای کمینه (=
$$heta$$

0) رخ دهد، تنشهای شعاعی، محیطی و برشی در فاصله = r
از مرکز گمانه به صورت معادله (۱۲) است.
(۱۲)

- قطبى $(heta=0,r=r_d)$ به صورت معادله (۱۳) بازنویسی مے شو ند.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_{\theta\theta} = \sigma_H c_1 + \sigma_h d_1 = a_1 c_1 + \sigma_h (d_1 - b_1 c_1) \\ \sigma_3 = \sigma_{rr} = \sigma_H e_1 + \sigma_h f_1 = a_1 e_1 + \sigma_h (f_1 - b_1 e_1) \end{cases}$$
(17)

با جایگذاری معادله (۱۳) در معادله (۲)، σ_h تنش برجای کمینه، انش برجای بیشینه و r_d عمق خرابی بصورت معادلات (۱٤ σ_H ۱۵ و ۱٦) بدست مي آيد.

$$\sigma_h = \frac{\sigma_c + qe_1a_1 - c_1a_1}{-c_1b_1 + d_1 + qe_1b_1 - qf_1} \tag{11}$$

$$\sigma_H = \frac{a_1a_1 - b_1c_2 - q_1a_1}{-c_1b_1 + d_1 + qe_1b_1 - qf_1} \tag{10}$$

$$r_d = a. \left(\frac{3(1-K)(1+q)}{g' + \sqrt{(1+q)\left(h' + \frac{15}{\sigma_H}(1-K)\sigma_c\right) + 4(1-K)^2 q^2}}\right)^{0.5} \tag{17}$$

۳-۲-تعیین حوزه خرابی با استفاده از معیار گسیختگی فيرهرست

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{(\sigma_1 + \sigma_3)} = -2\sigma_t (w - 1)^2 \left[1 + \frac{2\sigma_t}{\sigma_1 + \sigma_3} \left(\left(\frac{w - 1}{2} \right)^2 - 1 \right) \right] \qquad (1 \forall)$$

$$if \implies w(w - 2)\sigma_3 + \sigma_1 > 0$$

$$\sigma_3 = -\sigma_t \ if \Longrightarrow w(w-2)\sigma_3 + \sigma_1 < 0 \tag{1A}$$

در معادلات بالا مقدار
$$w$$
 برابر است با:
(۱۹)
 $w = \sqrt{\frac{\sigma_c}{|\sigma_t|} + 1} = \sqrt{n+1}$
در روابط ارائه شده (۱۷ و ۱۸)، σ_1 و σ_3 به ترتیب تـنشهای
اصلی بیشینه و کمینه و σ_t مقاومت کششی سـنگ است.
باجایگذاری $^2(1 - w) = A = (1 - 2[N(-1)]) = B$ در معادله
باجایگذاری (۱۷)، معیار گسیختگی فیرهرست به صورت معادله (۲۰) نوشته
خواهد شد.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = -\sigma_t A(\sigma_1 + \sigma_3) - 2AB\sigma_t^2 \tag{(Y \cdot)}$$

تابع خرابي F براي معيار فيرهرست به منظور تخمين گسيختگي برشی به صورت معادله (۲۱) تعریف می شود.

 $F_F = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + \sigma_t A(\sigma_1 + \sigma_3) + 2AB\sigma_t^2 = 0$ (11) تنش های اصلی بیشینه (σ₁) و کمینه (σ₃) پیرامون گمانه در مختصات قطبی بصورت معادله (۷) است. به منظور تعیین شروع ناحیه گسیختگی در دیواره گمانـه، ابتـدا نصـف عـرض زاویـهای خرابی ($\theta = \theta_d/2$) یعنی نقط ہی شروع گسیختگی برشی از معادله (۲۱) استخراج خواهد شد، بدین منظور با جایگذاری = r a در معادلات (۱ تا ۳) تنش های شعاعی، محیطی و برشی در ديواره گمانه به صورت معادله (۸) نتيجه خواهد شد.

با جایگذاری معادله (۸) در معادله (۷)، تـنش.هـای اصـلی بـه صورت معادله (۹) تعیین خواهد شد. با جایگذاری معادله (۹) در (٢١)، معادله (٢٢) نتيجه خواهد شد. با حل معادل ه درجه دوم، $\sigma_{\theta\theta}$ بدست خواهد آمد.

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta\theta}^2 + A\sigma_t \sigma_{\theta\theta} + 2AB\sigma_t^2 &= 0 \Longrightarrow \\ \sigma_{\theta\theta} &= \frac{\sigma_t (-A + \sqrt{(A)^2 - 8AB}}{2} \end{aligned} \tag{YY}$$

با جایگذاری مقادیر A و B در معادله (۲۲)، معادله (۲۳) نتیجه خواهد شد.

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_t (1 - w^2) = -n\sigma_t \tag{(YT)}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_H}{2} [2(1+K) + 4(1-K)\cos 2\theta_d/2] = -n\sigma_t \quad (\Upsilon \mathfrak{L})$$

از معادل (۲٤)، نصف عرض زاویه ای خرابی ($\theta_d/2$) و θ_d بدست می آید که در معادلات (۲۵ و ۲٦) نشان داده شده است. $\theta_B = \frac{\theta_b}{2} = \frac{1}{2} \cos^{-1} \left(\frac{\left(\frac{-n\sigma_t}{\sigma_H} \right) - (1+K)}{2(1-K)} \right)$ (٢٥)

تحلیل تئوری منطقه خرابی پیرامون گمانه با استفاده از معیارهای گسیخنگی م

$$\sigma_H = \frac{-n\sigma_t}{(1+2\cos 2\theta_d/2)} - \sigma_h \frac{(1-2\cos 2\theta_d/2)}{(1+2\cos 2\theta_d/2)} = a_{11} - \sigma_h b_1$$
 (۲٦)
 $\theta =)$ با فرض آنکه عمق خرابی در راستای تنش برجای کمینه ($\theta = 0$
 $r = a$ بلوض آنکه عمق خرابی در راستای تنش برجای کمینه ($r = a$ باز مرکز گمانه بصورت معادله (۲۱) است.
 r_d
 r_d از مرکز گمانه بصورت معادله (۲۱) است.
 r_d
 r_d (r_d) $r = r_d$) با استفاده از دوایر موهر در معادلات
 r_d ($r_d = 0, r = r_d$) با استفاده از دوایر موهر در معادلات
 r_d
 $r_d = 0, r = r_d$)
 $r_d = 0, r = r_d$
 $r_d = 0, r = 0, r = 0$
 $r_d = 0, r = 0, r = 0$
 $r_d = 0, r = r_d$
 $r_d = 0, r = 0, r = 0$
 $r_d = 0, r = r_d$
 $r_d = 0, r = 0, r = 0, r = 0$
 $r_d = 0, r = 0$

صورت معادله (۳۱) نتیجه خواهد شد.
$$\sigma_h = \frac{-(p_1) + \sqrt{(p_1)^2 - 4(y_1)(h_1)}}{2m} \tag{(۳۱)}$$

 $2y_{1}$

۳-۳-تعیین حوزه خرابی با استفاده از معیار گسیختگی هوک-براون

معیار غیرخطی هوک-بروان در سال ۱۹۸۰ پیشـنهاد شـد و بـه تدریج تکامل یافت تا آخرین نسخه آن در سـال ۲۰۰۲ توسط هوک و همکاران انتشار یافت که معادله آن به صـورت معادلـه (۳۲) نشان داده شده است [27].

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (\frac{m_b \sigma_3}{\sigma_c} + s)^a \tag{(TY)}$$

s ،m_b و a پارامترهای ورودی معیار است که به درجه شکستگی توده سنگ وابستهاند و از شاخص زمین شناسی تخمین زده می شوند، که در معادلات زیر نشان داده شده است.

درمعادلات بالا σ_c مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر، σ_1 . $\sigma_3 و D$ به ترتیب تنش اصلی بیشینه، کمینه و فاکتور دست-خوردگی است. معیار هوک-براون با در نظر گرفتن سنگ بکر در معادله (۳٦) نشان داده شده است.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left((m_b \sigma_3 / \sigma_{ci}) + 1 \right)^{0.5} \Longrightarrow$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2$$
(77)

تابع خرابی F برای معیار هوک-براون به منظور تخمین گسیختگی برشی بصورت معادله (۳۷) تعریف میشود. $F_{H-B} = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - m_i \sigma_{ci} \sigma_3 - \sigma_{ci}^2 = 0$ (۳۷)

تنش های اصلی بیشینه (σ_1) و کمینه (σ_3) پیرامون گمانه در مختصات قطبی بصورت معادله (۷) است. به منظور تعیین شروع ناحیه گسیختگی در دیواره گمانه، ابتدا نصف عرض زاویهای خرابی $(2 - \theta_d = 0)$ یعنی نقطهی شروع گسیختگی برشی از معادله (۳۷) استخراج خواهد شد، بدین منظور با جایگذاری = rدر معادلات (۱ تا ۳) تنش های شعاعی، محیطی و برشی در دیواره گمانه بصورت معادله (۸) نتیجه خواهد شد. با جایگذاری معادله (۸) در معادله (۷)، تنش های اصلی به صورت معادله (۹) تعیین خواهد شد. با جایگذاری معادله (۹) در (۳۷)، معادله (۸) نتیجه خواهد شد.

 $\sigma_{\theta\theta} = \sigma_c \tag{(m)}$ $(\uparrow \Lambda)$ $(\downarrow \Lambda)$ $(\uparrow \Lambda)$ $(\downarrow \Lambda)$

$$\delta_{\theta\theta} = \frac{1}{2} [2(1+K) + 4(1-K)\cos 2\theta_d/2] = \delta_c \qquad (14)$$

از معادله (۳۹)، نصف عرض زاویـهای خرابـی (θ_d/2) و σ_H بدست می آیـد کـه در معـادلات (٤٠ و ٤١) نشـان داده شـده است.

$$\theta = \frac{\theta_d}{2} = \frac{1}{2} \cos^{-1}\left(\frac{(\sigma_c/\sigma_H) - (1+K)}{2(1-K)}\right) \tag{(\pounds \cdot)}$$

 $\sigma_{H} = \frac{\sigma_{c}}{(1+2\cos 2\theta_{d}/2)} - \sigma_{h} \frac{(1-2\cos 2\theta_{d}/2)}{(1+2\cos 2\theta_{d}/2)} = a_{1} - \sigma_{h}b_{1} \qquad (\pounds \)$

askin asking the state of the s

دوره بیستم / شماره ٤ / سال ۱۳۹۹

شکست برشی استخراج خواهـد شـد. از معادلـه (٤٨)، نصـف عرض زاویهای (θ) و *σ*_H بدست میآید کـه در معادلـه (٤٩) و (٥٠) نشان داده شده است.

$$\theta = \frac{\theta_d}{2} = \frac{1}{2} \cos^{-1}\left(\frac{\left(\frac{\delta\sigma_L}{\sigma_H}\right) - (1+K)}{2(1-K)}\right)$$
(£9)

$$\sigma_H = \frac{8\sigma_t}{(1+2\cos 2\theta_B)} - \sigma_h \frac{(1-2\cos 2\theta_B)}{(1+2\cos 2\theta_B)} = u_1 - \sigma_h b_1 \qquad (0, \cdot)$$

مقدار اختلاف تنشهای اصلی و مجموع آنها در مختصات قطبی $(\theta = 0, r = r_a)$ با استفاده از دوایر موهر در معادلات (۲۷ و ۲۸) نشان داده شده است. با جایگذاری معادله (۲۷ و (۲۸ در معادله (٤۷)، معادله (۵۰) نتیجه خواهد شد.

$$\begin{split} (b_1^2 i^2 + j^2 - 2b_1 ij)\sigma_h^2 + (-2u_1 i^2 b_1 + 2u_1 ij + 8\sigma_t b_1 l - 8\sigma_t m)\sigma_h \\ + (u_1^2 i^2 - 8\sigma_t u_1 l) &= 0 \end{split} \tag{6.}$$

صورت معادله (۱۵) است. $\sigma_{h} = \frac{-w_{1} + \sqrt{w_{1}^{2} - 4z_{1}x_{1}}}{2z_{1}} \tag{(01)}$

پارامترهای z_1 ، w_1 و x_1 در پیوست (۱) نشان داده شده است.

٤- مشخصات مكانيكي و فيزيكي سنگها

مطالعه آزمایشگاهی روی ماسه سنگ Tablerock و گرانیت Westerly تحت تنشهای میدانی از پیش موجود توسط لی و هایمسون در سال ۲۰۰٤ و سانگ ۱۹۹۸ انجام شد [20, 20, 20]. قبل از انجام آزمایش روی نمونه ماسه سنگ و گرانیت به منظور تخمین عمق و عرض زاویهای خرابی گمانه، ابتدا برای تعیین مشخصات مکانیکی ماسه سنگ و گرانیت، نمونه ها با شرایط کاملاً مشابه، مطابق با استانداردهای ISRM تحت آزمایش های مکانیکی قرار گرفته شد که در جدول (۱) مشخصات مکانیکی نمونه ها نشان داده شده است.

[20,]	29]	گرانیت	سنگ و	ماسه	مكانيكي	مشخصات	.۱	جدول
--------	-----	--------	-------	------	---------	--------	----	------

Property	Symbol	Tablerock Sandstone	Westerly Granite
Uniaxial compressive strength (MPa)	σ_c	43.8	187
Brazilian tensile strength (MPa)	σ_t	4.6	8.25
Friction angle(°)	φ	39.7	56.9
Cohesion(MPa)	С	10.38	28.7
Poisson's ratio	ν	0.2	0.25
Constant coefficient	$m_i[30]$	9.52	22.66

 Table 1. Mechanical properties of Tablerock sandstone and Westerly granite.
 معادلات (۲۷) و (٤٢) نشان داده شده است.

$$\sigma_{3} = \sigma_{rr} \implies \sigma_{3} = \frac{1}{2} \left(\sigma_{H} \left(3 \frac{a^{2}}{r_{d}^{2}} - 3 \frac{a^{4}}{r_{d}^{4}} \right) + \sigma_{h} (2 - 5 \frac{a^{2}}{r_{d}^{2}} + 3 \frac{a^{4}}{r_{d}^{4}} \right) = \sigma_{H} n + \sigma_{h} p \qquad (\xi \Upsilon)$$

$$\mu = \mu \sum_{i=1}^{n} (i \Upsilon) \cdot (i \Upsilon)$$

$$= m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2 \Longrightarrow (\sigma_H i + \sigma_h j)^2 =$$

 $m\sigma_c(\sigma_H n + \sigma_h p) + \sigma_c^2$ (٤٣) (٤٤) معادله (٤٣)، معادله (٤٢)، معادله با جایگذاری

 $(\sigma_1 - \sigma_3)^2$

$$q_1 \sigma_h^2 + s \sigma_h + t \tag{11}$$

$$\sigma_h = \frac{-s + \sqrt{s^2 - 4q_1 t}}{2q_1} \tag{(20)}$$

۳-٤-تخمین حسوزه خرابی، با استفاده از معیار گسیختگی گریفیث

در سال ۱۹۲۱ گریفیٹ تئوری خود را برای وضعیت تنش های فشاری تعمیم داد. معیار گریفیٹ برای وضعیت تنش فشاری صفحهای به صورت معادله (۵۱) بیان شده است [28].

$$\sigma_{t} = \frac{(\sigma_{1} - \sigma_{3})^{2}}{8(\sigma_{1} + \sigma_{3})} \Rightarrow \sigma_{1} + 3\sigma_{3} > 0$$
(٤٦)
در معادله (٤٦) $\sigma_{0} = \sigma_{0}$ به ترتیب تنش های اصلی بیشینه و
کمینه، σ_{0} مقاومت کششی توده سنگ بکر است. تابع خرابی F
برای معیار گریفیث به منظور تخمین گسیختگی برشی به
صورت معادله (٤٧) تعریف می شود.

 $F = 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 0$ (£V)

با جایگذاری a = a در معادلات (۱ تا ۳) تـنش.هـای شـعاعی، محیطی و برشی در دیواره گمانه را به صورت معادله (۸) نتیجه گرفته می شود. با جایگذاری معادله (۸) در معادله (۷) تنش.های اصلی به صورت معادله (۹) تعیین خواهد شـد. بـا جایگـذاری معادله (۹) در معادله (٤۷)، معادله (٤٨) نتیجه خواهد شد.

$$\begin{split} \sigma_1 &= \sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_H}{2} [2(1+K) + 4(1-K)\cos 2\theta_d/2] = 8\sigma_t \quad (\pounds \wedge) \\ \text{ is notice the result of the set of$$

تحلیل تئوری منطقه خرابی پیرامون گمانه با استفاده از معیارهای گسیختگی مختلف

على لكي روحاني و همكاران

مرز خرابی پیرامونِ گمانه قرار خواهد گرفت.

شکل ۲. رابطه بین تنشرهای اصلی برای معیارهای گسیختگی، (الف) – ماسه سنگ Tablerock و (ب)، گرانیت Westerly



Fig. 2. Relationships between major and minor principal stresses for criteria (a). Tablerock (b).Westerly granite

 $\sigma_H/\sigma_h =)$ در شکل (۳ الف و ب) تغییرات نسبت تنش برجا (= σ_d/σ_h) در برابر عرض خرابی (θ_d) نشان داده شده است، که با افزایش نسبت تنش برجا (σ_H/σ_h)، عرض زاویهای ناحیه خرابی برای ماسه سنگ و گرانیت افزایش خواهد یافت. عرض خرابی برای معیارهای موهر -کولمب (معادله ۱۰)، هو ک-براون (معادله ٤) و فیرهرست (معادله ۲۵) وابسته به نسبت تنش-های برجا ($K = \sigma_h/\sigma_H$)، مو ک-براون همانطور که در شکل (۳ الف و ب) نشان داده شده است به ازای نسبت تنش برجای ثابت برای نمونه های ماسه سنگ و گرانیت، مقدار عرض خرابی (θ_a) یکسانی برای سه معیار نتیجه خواهد شد. در شکل (۲)، اگر هر یک از نمودارهای معیارهای ذکر شده، محور قائم 1σ را در عرض کمتری قطع ٥- بررسی تأثیر تنشهای برجای ناهمسان و نسبت تنشها بر روی عمق و عرض خرابی

در این بخش ابتدا مرز و ناحیه خرابی بریـک–آوت مطـابق بــا معیارهای ذکر شده تحت اثر نسبت تنش های برجای مختلف، برای ماسهسنگ و گرانیت نشان داده می شود. سپس نمودارهای تغییرات نسبت تنشهای برجا ($K = \sigma_h / \sigma_H$) در برابر عمق و عرض زاویهای خرابی ترسیم خواهد شد و در گام پایانی نتایج مدل تئوری با نتایج آزمایشگاهی مقایسه خواهد شد. به ازای مقادیر مختلف σ_1 و σ_3 در صفحه $\sigma_3 - \sigma_3$ ، سه وضعیت برای تابع خرابی معیارهای گسیختگی (F) رخ خواهد داد. به ازای مقادیری از σ_1 و σ_3 که در پایین، بالا و روی منحنی معیارهای گسیختگی قرار میگیرند، به ترتیب مقدار تابع خرابی F بزرگتر از صفر، کوچکتر از صفر و صفر خواهـد شـد. بـه منظور نشان دادن ناحیه خرابی و تعیین مرز بین ناحیه خرابی و دست نخورده مي توان از تابع خرابي F استفاده نمود، با در نظر گرفتن نقطهای با مختصات مکانی (r, θ)، سه وضعیت ممکن است برای آن نقطه در پیرامون گمانه رخ دهد. اگر مقدار تابع خرابی F برای آن نقطه بزرگتر از صفر، کوچکتر از صفر و صفر شود، به ترتیب سه حالت دستنخورده، گسیخته شده و روی مرز برای آن نقطه رخ خواهد داد.

در شکل (۲ الف و ب)، به ازای مقادیری از σ_1 و σ_3 که در ناحیه ۱ قرار دارند، تابع خرابی T برای تمامی معیارهای ذکر شده بزرگتر از صفر است، بنابراین به ازای هر نقطهای با مختصات (π , θ) در پیرامون گمانه که مقادیر τ و σ_0 واقع در ناحیه ۱ بر آن اثر کند، آن نقطه گسیخته نخواهد شد. همچنین به ازای مقادیری که در ناحیه ٤ قرار دارند، تابع خرابی T برای تمامی معیارهای ذکر شده کوچکتر از صفر است، بنابراین به ازای هر نقطهای با مختصات (π , θ) در پیرامون گمانه که مقادیر τ و σ_0 موجود در ناحیه ٤ بر آن اثر کند، آن نقطه قرار دارند، تابع خرابی T برای معیارها برابر صفر است، بنابراین به قرار دارند، تابع خرابی π برای تمامی معیارها برابر صفر است، بنابراین به ازای هر نقطهای با مختصات (π , θ) که مقادیر آ σ و تقرار دارند، تابع خرابی π برای تمامی معیارها برابر صفر است، یافت. در شکل (٤ الف و ب)، به ازای مقدار ثابت برای نسبت تنش برجا ($\sigma_H/\sigma_h = 1/K = cte$)، مقدار عمق خرابی نرمال شده در دو معیار گریفیٹ و فیرهرست بیشتر از دو معیار دیگر بدست آمده است، در نمودارهای شکل (۲) مساحت زیر منحنی هر یک از این معیارها هر چقدر بیشتر باشد، در پیرامون گمانه ناحیه خرابی کمتری برای آن معیار رخ خواهد داد و بالعکس.



Fig. 4. Variation of in-situ stress (σ_H/σ_h) versus normalized damage depth (r_d/a) .

برای نمونه با توجه به آنکه مساحت زیر منحنی در دو معیار گریفیث و فیرهرست کمتر از مساحت زیر منحنی معیارهای موهر-کولمب و هوک براون است، بنابراین ناحیه خرابی و همچنین عمق خرابی برای معیارهای گریفیث و فیرهرست بیشتر از دو معیار دیگر است. کند، عرض زاویه ای ناحیه خرابی آن معیار بیشتر از سایر معیا رها خواهد شد، در معیار گریفیث عرض خرابی وابسته به (K) و ($8\sigma_t/\sigma_H$) است، معیار گریفیث نسبت به معیارهای دیگر محور σ_1 را در عرض کمتری قطع میکند، بنابراین عرض خرابی شکل گرفته با استفاده از معیار گریفیث در معادله (٤٩) بیشتر از سایر معیارها است.





Fig. 3. In situ stress changes (σ_H/σ_h) to width of damage zone (θ_B) .

در شکل (٤ الـف و ب)، تغییـرات نسـبت تـنش برجـا r_a/a در شکل (٤ الـف و ب)، تغییـرات نسـبت تـنش برجـا راستای تنش برجای کمینه نشان داده شـده است، بـا افـزایش مقدار نسبت تنش برجا، عمق خرابـی نرمـال شـده در راسـتای تنش برجای کمینه برای ماسهسنگ و گرانیت افـزایش خواهـد



Fig. 5. Damage boundary curve in Tablerock sandston

تحلیل تئوری منطقه خرابی پیرامون گمانه با استفاده از معیارهای گسیختگ ناحیه خرابی با در نظر گرفتن معیار گریفث بیشتر از سه معیار دیگر است. همانگونه که در شکل (۲) نشان داده شده است منحنی سه معیار موهر -کولمب، هوک-براون و گریفیث محور مرا در عرض یکسانی قطع میکنند که این عرض یکسان همان مقاومت فشاری تک محوری سنگ است، بنابراین در نمودارهای شکل (۵ ب، ج و د) عرض خرابی زاویهای یکسانی برای این سه معیار نتیجه خواهد شد.

موهر-کولمب و هوک-براون تقریباً هماهنگ بر هم هستند، دلیل این هماهنگی هم آن است که منحنی دو معیار در صفحه (3) برای نمونه ماسه سنگ و گرانیت در شکل (۲)، تقریباً منطق مدهماست.





(الف)

در شکل (۲ الف و ب)، تغییرات نسبت تنش برجا σ_h/σ_h به عمق خرابی نرمال شده r_a/a برای نمونه ماسه سنگ نشان داده شده است. همانگونه که در شکل نشان داده شده است نتایج معیار فیرهرست و گریفیث با افزایش نسبت تنشهای برجا، برخلاف دو معیار دیگر به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر است. در نمودارهای شکل (۲) به ازای مقدار ثابت برای نسبت تنشهای برجا ($\sigma_h/\sigma_h = 4$)، با افزایش مقدار تنش برجای کمینه از ۱۵ به ۲۰ مگاپاسکال، عمق خرابی در راستای $\theta = 0$ افزایش خواهد یافت.

در نمودار (٦ الف و ب)، شیب تغییرات نسبت تنش برجا (σ_H/σ_h) در برابر عمق خرابی نرمال شده برای معیارگسیختگی فیرهرست بیشتر از معیار هوک-براون و کمتر از نتایج آزمایشگاهی است. در شکل (۷ الف و ب)، تغییرات تنش برجای بیشینه σ_H در برابر عمق خرابی نرمال شده در راستای تنش برجای کمینه برای گرانیت نشان داده شده است، با افزایش مقدار تنش برجای بیشینه، عمق خرابی نرمال شده افزایش خواهد یافت. همانگونه که در شکل نشان داده شده است نتایج معیار فیرهرست با افزایش تنشهای برجا، برخلاف دو معیار دیگر به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر است. معیار گریفیت مرز مشخصی از ناحیه خرابی را در حول گمانه مشخص نمی کند بلکه در این معیار هر نقطهای پیرامون گمانه گسیخته خواهد شد.

شکل ۷. تغییرات تنش برجا حداکثر (σ_H) در برابر عمق خرابی نرمال شده در راستای تنش برجای کمینه



مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

در شکل (۵)، مرز خرابی پیرامون گمانه برای ماسهسنگ با نسبت تنش برجای (K) مختلف تحت نشان داده شده است. با کاهش نسبت تنشهای برجا (K) در هر چهار معیار، ناحیه خرابی بریک-آوت گستردهتر خواهد شد. در شکل (۵ الف و ج)، مرز و ناحیه خرابی دو معیار موهر-کولمب و هوک-براون تقریباً یکسان هستند.







همانگونه که در شکل (۵) نشان داده شده است، در شرایط بارگذاری یکسان برای نمونه ماسهسنگ، با توجه به آنکه مساحت زیر منحنی در صفحهی $\sigma_1 - \sigma_3$ برای معیار گریفیث کمتر از مساحت زیر منحنی سایر معیارها است، بنابراین گستره

على لكي روحاني و همكاران

 $(K = \sigma_h / \sigma_H)$ ه فرابی وابسته به ($K = \sigma_h / \sigma_H$) است، معیار گریفیٹ نسبت به معیارهای دیگر و ($8\sigma_t / \sigma_H$) است، معیار گریفیٹ نسبت به معیارهای دیگر محور σ_1 را در عرض کمتری قطع میکند که این عرض همان مقاومت فشاری تک محوره سنگ است $(\sigma_c = 8\sigma_t)$ ، بنابراین عرض خرابی شکل گرفته با استفاده از معیار گریفیٹ (معادله کا) بیشتر از سایر معیارها بدست میآید.

٤- در نمودار معیارهای گسیختگی در صفحه σ₁ - σ₃ مقادیر مختلف σ₁ و σ₃ در مناطق پایین، بالا و روی منحنی معیارهای گسیختگی، بـه ترتیب نشـان دهنـده منـاطق دسـت نخـورده، گسیخته شده و مرز گسیختگی در گمانه است.

 σ - مساحت زیر منحنی های ترسیم شده برای معیارهای موهر $\sigma_1 - \sigma_1$ کولمب، هوک-براون، فیرهرست و گریفیث در صفحه $\sigma_1 - \sigma_3$ ، با ناحیه خرابی پیرامون گمانه مرتبط هستند، با توجه به آنکه مساحت زیر منحنی در صفحه $\sigma_3 - \sigma_3$ ، برای معیار گریفیث کمتر از مساحت زیر منحنی سایر معیارها است، بنابراین محدوده ناحیه خرابی با در نظر گرفتن معیار گریفیث بیشتر از سه معیار دیگر است.

۲- عمق خرابی در مدل تئوری با در نظر گرفتن معیار گسیختگی فیرهرست برای ماسه سنگ و گرانیت با نتایج آزمایشگاهی هماهنگی بیشتری دارد. همچنین برای سنگهای شکننده با مقاومت فشاری بالا معیار گریفیث جوابهای منطقی ارائه نمی دهد.

۷- با افزایش مقاومت فشاری، عمق خرابی و عرض زاویه ناحیه خرابی بریک –آوت کاهش مییابد.
 ۸- با افزایش تنش برجای بیشینه و ثابت ماندن نسبت تنش برجا (K) و تنش برجای کمینه، ناحیه خرابی افزایش مییابد.
 ۹- در معیار فیرهرست، نسبت مقاومت فشاری به کششی در معادلات حاکم است، با افزایش نسبت مقاومتها (n)، عرض زاویهای و عمق ناحیه خرابی کاهش خواهد یافت.

References

۷-منابع

 Aadnoy, B. and Looyeh, R. "Petroleum Rock Mechanics: Drilling Operations and Well Design", (2th Edition), Elsevier Publication, New York, NY, USA (2010).



Fig. 7. In situ stress changes σ_H to borehole breakout depth for minimum in-situ stress.

٥-نتيجه گيري

در این مقاله ابتدا تنشهای القایی شعاعی، محیطی و برشی با استفاده از روابط کرش در پیرامون گمانه بدست آمد. سپس با تلفیق روابط کرش با معیارهای گسیختگی، مرز خرابی پیرامون گمانه تعیین شد. در گام بعد هدف، مقایسه چهار معیار ذکر شده در تخمین عمق و عرض زاویهی ناحیه خرابی در پیرامون گمانه است. در پایان نیز مدل تئوری بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی انجام شده روی دو نمونه ماسه سنگ و گرانیت نیز بررسی شد. نتایج بدست آمده به شرح زیر است.

۱- مرز و ناحیه خرابی دو معیار موهر-کولمب و هوک-براون تقریباً یکسان هستند، دلیل این هماهنگی آن است که منحنی دو معیار نیز در صفحه (σ₁ - σ₃) برای نمونه ماسه سنگ و گرانیت، تقریباً منطبق بر هم هستند.

۲- عرض خرابی بریک –آوت (θ_a) شکل گرفته در دیـواره گمانه برای سه معیار موهر –کولمب، فایرهارست و هوک –براون یکسان است، دلیل این هماهنگی آن است که منحنی هر یک از این سه معیار در صفحهی ($\sigma_1 - \sigma_3$) بـرای ماسـه سـنگ و گرانیت، محور σ_1 را در نقطهی یکسانی قطع میکنند، که بیانگر مقاومت فشاری تک محوره نمونه سنگ است.

۳- هنگامی که هر یک از نمودارهای معیارهای ذکر شده، محور
 قائم σ₁ را در عرض کمتری قطع کنند، عرض زاویهای ناحیه
 خرابی آن معیار بیشتر از سایر معیارها خواهد شد، در معیار

Engineering Geology, Vol. 69, No. 3-4, pp. 219-231 (2003).

- 15.Lin H; Oh J; Canbulat I; Stacey TR. "Experimental and Analytical Investigations of the Effect of Hole Size on Borehole Breakout Geometries for Estimation of In Situ Stresses", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, doi.org/10.1007/s00603-019-01944-z (2019).
- 16.Zoback, M.D., Moos, L., Mastin, L.G. Anderson, R.N. "Wellbore breakouts and in situ stress", J. Geophys. Res., Vol. 90, pp. 5523-5538 (1985).
- 17.Zheng, Z., Kemeny, J., Cook, N.G.W. "Analysis of borehole breakouts", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 94, No. B6, pp. 7171-7182 (1989).
- 18.Herrick, C.G. & Haimson, B.C. "Modeling of episodic failure leading to borehole breakouts in Alabama limesonte", In P. Nelson and S. Laubach (eds), Rock Mechanics; Models and Measurements, Austin, TX: 217–224, Rotterdam: Balkema (1994).
- 19.Rahmati, H., Nouri, A., Chan, D. and Vaziri, H. "Simulation of Drilling-Induced Compaction Bands Using Discrete Element Method", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 38, No. 1: 37-50, January (2014).
- 20.Lee. H. Moon. T, and. Haimson B. C. "Borehole breakouts induced in Arkosic sandstones and a discrete element analysis," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 49, no. 4, pp. 1369–1388 (2016).
- 21.Duan, K & Kwok, CY. "Evolution of stress-induced borehole breakout in inherently anisotropic rock: Insights from discrete element modeling," *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, vol. 121, no. 1, pp. 2361–2381 (2016).
- 22.Sahara, David P., Schoenball, Martin. Gerolymatou, Eleni and Kohl, Thomas, "Analysis of borehole breakout development using continuum damage mechanics," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 97 134 (2017).
- 23.Zhang H, Yin S, Aadnoy BS. "Finite-element modeling of borehole breakouts for in situ stress determination," *Int J Geomech*; 18 (12). 04018174 (2018).
- 24.Kirsch G (1898) Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 42(29):797–807.
- 25.Jaeger JC, Cook NG W,Zimmerman RW. Fundamentals of Rock Mechanics. 4th ed., Oxford: Black well Publishing. (2007).
- 26.Fairhurst, C., and N. G. W. Cook. "The phenomenon of rock splitting parallel to a free surface under compressive stress," *paper presented at First*

- Amadei, B. and Stephansson, O. "Rock stress and its measurement", (1th Edition), Chapman & Hall, London (1997).
- Barton, C.A., Tesler, L.G. and Zoback, M.D., "Interactive Image Analysis of Borehole Televiewer Data",Palaz I., Sengupta S.K. (eds) *Automated Pattern Analysis in Petroleum Exploration*, Springer, New York, NY (1992).
- Leeman, ER. "The treatment of stress in rock: I. the rock stress measurement: II. Borehole rock stress measuring instrument: III. The results of some rock stress investigations", J S Afr Inst Min Met; 65:4584-254, 114 (1964).
- Bell, J.S. and Gough, D.I. "Northeast-southwest compressive stress in Alberta: Evidence from oil wells", *Earth and Planet Sci. Let*, Vol. 45, pp. 475-482 (1979).
- 6. Haimson, B.C., Herrick, C.G. "Borehole breakouts and in situ stress", *Proc. 12th Annual Energy-Sources Technology Conf. and Exhib.*, *Drilling Symp.*, 22, 17– 22, Houston, TX (1989).
- 7. Mastin, L.G. Development of borehole breakouts in sandstone. MSc thesis, Stanford University (1984).
- 8. Martin, C.D., Martino, J.B. and Dzik, E.J. Comparison of borehole breakouts from laboratory and field tests, *in Proc. Eurock '94: Int. Symp. On Rock Mech. in Petrol. Eng.*, Delft, Balkema, Rotterdam, 183-90 (1994).
- 9. Van den Hoek, PJ. "Prediction of different types of cavity failure using bifurcation theory", *Rock mechanics in the national interest. In: Proceedings of 38th rock mechanical symposium*, AA Balkema Rotterdam (2001).
- 10.Haimson, B. and Lee, H. "Borehole breakouts and compaction bands in two high-porosity sandstones", *Int. J. Rock Mech. Min.* Sci, 41(2), 287-301 (2004).
- 11.Haimson, B.C. "Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks", *Int. J. Rock. Mech. Min.Sci.*, 44(2), 157-173 (2007).
- 12.Cerasi P., Papamichos E., Stenebraten J. F. "Quantitative sand-production prediction: Frictiondominated flow model", SPE Latin American and Caribbean Petroleum Engineering Conference. Rio de Janeiro, Brazil. no.SPE94791 (2005).
- 13.Lee, M., Haimson, B. "Laboratory study of borehole breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.* Abstr, Vol. 30, No. 7, pp. 1039-1045 (1993).
- 14. Haimson, B.C., Kovacich, J. "Borehole instability in high-porosity Berea sandstone and factors affecting dimensions and shape of fracture-like breakouts",

على لكي روحاني و همكاران

تحلیل تئوری منطقه خرابی پیرامون گمانه با استفاده از معیارهای گسیختگی مختلف

of Wisconsin, p.201. (1998).

30.Cai, M. "Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown Strength parameter mi of brittle rocks", *Rock Mech. Rock Eng*, 43(2), 167–184 (2010). Congress, Int. Soc. of Rock Mech., Lisbon, Portugal (1964).

- 27.Hoek, E., Carranza-Torres, C.T. and Corkum, B. "Hoek-Brown Failure Criterion— 2002 Edition," *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*, Toronto, 7-10 July 2002, 267-273 (2003).
- 28.Griffith, A. A. "The phenomena of rupture and flow insolids," *J Philos Trans R Soc Lond*; 221:163–198 (1921).
- 29.Song, I. "Borehole breakout and coredisking in westerly granite:mechanism of formation and relationship to in situ stress," Ph.D. thesis, University

	پيوست			
<i>a</i> ₁	<i>b</i> ₁			
σ_c	$(1-2\cos(2\theta_B))$			
$(1+2\cos(2\theta_B))$	$\overline{(1+2\cos(2\theta_B))}$			
<i>C</i> ₁	d_1			
a^2 $3a^4$	a^2 $3a^4$			
$(1 + \frac{1}{2r_d^2} + \frac{1}{2r_d^4})$	$\left(\frac{1}{2r_d^2} - \frac{1}{2r_d^4}\right)$			
<i>e</i> ₁	f_1			
$3a^2$ $3a^4$	$5a^2 + 3a^4$			
$(\frac{1}{2r_d^2} - \frac{1}{2r_d^4})$	$(1 - \frac{1}{2r_d^2} + \frac{1}{2r_d^4})$			
a ₁₁	i			
$-n\overline{\sigma}_t$	$a^2 a^4$			
$(1+2\cos(2\theta_B))$	$(1 - \frac{1}{r_d^2} + 3\frac{1}{r_d^4})$			
j	m			
$(1 + 2a^2 - 2a^4)$	$(1 - 2^{a^2})$			
$(-1+3\frac{r_{d}^{2}}{r_{d}^{2}}-3\frac{r_{d}^{4}}{r_{d}^{4}})$	$(1-2\frac{r_d^2}{r_d^2})$			
n	р			
$1_{(2}a^2 a^4)$	$1 (2 - 5^{a^2} + 2^{a^4})$			
$\frac{1}{2}(3\frac{r_d^2}{r_d^2}-3\frac{r_d^4}{r_d^4})$	$\frac{1}{2}(2-3\frac{1}{r_d^2}+3\frac{1}{r_d^4})$			
q_1	<i>Z</i> ₁			
$(b_1^2 i^2 + j^2 - 2ib_1 j)$	$(b_1^2 i^2 + j^2 - 2ib_1 j)$			
t	<i>x</i> ₁			
$(a_1^2 i^2 - m_i \sigma_c a_1 n - \sigma_c^2)$	$(u_1^2 i^2 - 8\sigma_t u_1 l)$			
g′	<i>y</i> ₁			
$\frac{1}{-}(3a-5aK-K-1)$	$(j - ib_1)^2$			
2	1			
u_1				
$\frac{30t_t}{(1+2\cos(2\theta_t))}$	$(1+2\frac{u}{r^2})$			
(1 + 2003(20 ^B))	$r_{\overline{d}}$			
$(-2i^2a, h, +m,\sigma, n)$	$h_1 + 2iia_2 - m_1 \sigma n$			
$(2\iota u_1 b_1 + m_i b_c n)$	$u_1 + 2iju_1 - m_i o_c p_j$			
$(-2u_1i^2b_1 + 2u_1ii + 8\sigma_1b_1l - 8\sigma_1m)$				
$\frac{1}{h'}$				
$\frac{1}{4}(-5 - 7q + K^2 + 8K + 8qK + 3qK^2)$				
p_1				
$(2ia_{11}(j-ib_1) + \sigma_t A(m-lb_1))$				
h_1				
$(i^2 a_{11}^2 + A a_{11} l \sigma_t + 2AB \sigma_t^2)$				

Theoretical analysis of the damaged zone around the borehole using different failure criteria

Ali Lakirouhani^{*1}, Mohammad Bahrehdar²

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Zanjan 2-Ph.D Student, Department of Civil Engineering, University of Zanjan

*rou001@znu.ac.ir

Abstract:

Actually, after drilling a borehole, some materials would be eliminated from the original rock mass. The exhumed materials no longer can carry the stresses transferred to the rock surrounding the borehole. The process represents a stress concentration in the rock around the borehole. The socalled borehole breakout failure results from an enhancement in shear stress on the borehole wall because of the excavation-induced increase of the hoop stress surrounding the wall. Vertical borehole breakouts generated via un-equal horizontal in-situ stresses are usually focused in two opposed areas along the least horizontal in-situ stress. Excavation cause loss of balance stresses around the borehole and also cause compressive stress concentration on the walls. Changes in stresses around the borehole may cause formation damage. This status results in other modes of borehole instability such as collapsing of the wall due to shearing failure. Breakout phenomenon (collapsed walls under shear failure) will occur by increased shear stress at the borehole wall which by itself is due to an increase in hoop stress on the wall. Effective stress at any point on the wall or near the borehole is expressed by three main components. These three components include the radial stress component that acts in the direction of the borehole radius, the hoop stress component that is applied to the environment around the borehole, and the axial stress component parallel to the borehole axis. The borehole breakout occurs when the tangential stress and the radial stress are maximum and minimum in the borehole wall, respectively. The borehole breakout will cause the symmetrical stretch of borehole perpendicular to the borehole axis. This phenomenon will also occur in the direction of minimum in-situ stress (σ_h). In this paper, the goal is to compare four failure criteria including, Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Griffith and Fairhurst to estimate the depth and angular width of the borehole wall in damaged zone, where the stresses are heterogeneous. The results show that damaged zone, undamaged zone and boundary curve of failure around the borehole, can be obtained using the function of failure criteria (F) in σ_1 - σ_3 plane. The more that the area under the curves of these criteria would be in σ_1 - σ_3 plane, the less damaged zone will occur around the borehole. For instance, the area under the curve for Griffith criteria in σ_1 - σ_3 plane, is less than the area of other criteria. So damaged area in Griffith criteria is more than 3 other criteria. Angular width obtained from Hoek-Brown criterion, Mohr-Coulomb criterion and Fairhrust criterion (unlike Griffith) coincide, because these 3 criteria cut the σ_1 axis with the same width in σ_1 - σ_3 plane. Also, with the constant value for difference of in-situ stresses ($\sigma_d = \sigma_H - \sigma_h$), depth of the failure in minimum in-situ stress direction is more in Griffith and Fairhrust criteria in compare with 2 other criteria. By comparing the failure criteria, it has been observed that, with an increase in insitu stresses ratio (σ_H/σ_h), the results of Griffith and Fairhrust criteria are more close to experimental results in compare with 2 other criteria (Hoek-Brown and Mohr-Coulomb).

Keywords: Depth, Angular width, Damage zone, Borehole breakout.