

مقاله پژوهشی

## ارزیابی بریک-آوت با معیار خرابی موگی-کولمب، به عنوان روشی برای تخمین تنش‌های برجا

علی لکی روحانی<sup>۱\*</sup>، محمد بهره دار<sup>۲</sup>

۱. دانشیار؛ گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه زنجان

۲. دانشجوی دکتری؛ گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه زنجان

دریافت مقاله: ۱۳۹۹/۰۸/۱۸ پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۰۳/۲۴

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22107/JPG.2021.254090.1128

### چکیده

### واژگان کلیدی

تعیین جهت و مقدار تنش‌های برجا به عنوان اساسی‌ترین پارامتر مورد نیاز برای ارزیابی پایداری دیواره گمانه بسیار با اهمیت هستند. یکی از روش‌ها برای تعیین جهت و مقدار تنش‌های برجا، پدیده‌ی بریک-آوت گمانه است. پدیده‌ی بریک-آوت گمانه که منجر به خرابی و ریزش جدار گمانه حفاری شده می‌شود، ناشی از افزایش تنش برشی به علت تمرکز تنش فشاری در پیرامون گمانه است. در این مقاله با تلفیق روابط تنش پیرامون گمانه بر پایه تئوری الاستیسیته با معیار خرابی موگی-کولمب عرض و عمق خرابی به دست آمد. سپس حداقل فشار سیال داخل گمانه برای جلوگیری از خرابی دیواره گمانه مورد ارزیابی قرار گرفت و همچنین تأثیر مشخصات فیزیکی مصالح، نسبت تنش‌های برجا و فشار سیال بر روی ابعاد بریک-آوت بررسی شد. در بخش دوم مقاله برای ماسه‌سنگ انتخابی ۲۱۵ تحلیل بریک-آوت برای مشخصات مکانیکی و تنش‌های برجا مختلف انجام شد. هدف این مقاله ارزیابی ارتباط بین عرض و عمق خرابی می‌باشد. ضریب همبستگی بین عرض و عمق خرابی با استفاده از رگرسیون ساده خطی  $R = 0.74$  به دست آمد همچنین بر اساس روش برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP) مقدار ضریب همبستگی  $R = 0.82$  نتیجه شد. این بدین معنی است که همبستگی متوسط تا زیادی بین این دو پارامتر وجود دارد و اگر قرار باشد مقادیر تنش برجا  $\sigma_H$ ،  $\sigma_h$  را بر اساس هندسه بریک-آوت به دست آورد، با توجه به همبستگی بالای عرض و عمق خرابی فقط می‌توان یکی از این دو تنش را به دست آورد.

### ۱. پیش‌گفتار

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 حالت‌های متفاوتی از ناپایداری گمانه نظیر بریک-آوت گمانه (ریزش دیواره گمانه تحت اثر شکست برشی) شود (Aadnoy *et al.*, 2010).

خرابی از نوع بریک-آوت گمانه موجب توسعه متقارن محیط گمانه در مقطع عمود بر محور گمانه خواهد شد. این نوع خرابی بر عکس شکست هیدرولیکی، در راستای تنش برجا گمانه

تخمین صحیح و نسبتاً دقیق جهت و مقدار تنش‌های برجا به عنوان اساسی‌ترین پارامتر مورد نیاز ارزیابی پایداری دیواره گمانه شناخته می‌شود. روش‌های مختلفی برای تعیین تنش‌های برجا در منابع مختلف آورده شده است (Zoback *et al.*, 2003). یکی از روش‌هایی که در دو دهه اخیر برای تعیین جهت و مقدار تنش‌های برجا مورد چالش قرار گرفته است، پدیده‌ی بریک-آوت گمانه می‌باشد. پدیده بریک-آوت در اصل ریزش دیواره گمانه تحت اثر شکست برشی ناشی از فشار است. حفر گمانه موجب از بین رفتن تعادل تنش‌های موجود در ساختار پیرامون گمانه و همچنین سبب ایجاد تمرکز تنش فشاری بر

آزمایشگاهی سه الگوی شکل‌گیری بریک-آوت شامل اسپیرال شکل<sup>۹</sup> (Van den Hoek, 2001)، شکل V (Haimson & Lee, 2004) و شیاری شکل (Haimson, 2007) مشاهده شد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی لی و هایمسون در سال ۱۹۹۳ گسترش بریک-آوت V شکل را در ماسه‌سنگ اتساعی و شکل‌پذیر مشاهده نمودند (Lee & Haimson, 1993). مطالعه آزمایشگاهی بر روی سنگ‌ها به منظور بررسی پدیده‌ی بریک-آوت تحت تنش‌های میدانی از پیش موجود توسط هایمسون انجام شد (Haimson & Herrick, 1989; Haimson & Lee, 2004; Haimson, 2007; Haimson & Kovacich, 2003). نتایج نشان می‌دهد که شکل ریزش دیواره گمانه با توجه به نوع سنگ، ترکیب کانی‌شناسی و سیمان بین دانه‌ها متفاوت است. لین و همکاران در سال ۲۰۱۹ با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی 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 تنش‌های برجا وابسته است که با افزایش قطر گمانه و نسبت تنش‌های برجا، عرض و عمق خرابی بریک-آوت افزایش خواهد یافت (Lin et al., 2019).

#### ۱.۲ مطالعات تئوری و عددی

در سال ۱۹۷۹ اولین مدل بریک-آوت با استفاده از فرض شکست برشی توسط بل و گوس معرفی شد. مشاهدات آن‌ها مبتنی بر آن بود که جهت گسترش بریک-آوت در جهت تنش برجای کمینه رخ خواهد. نتایج بل و گوس نشان داد که عرض و عمق بریک-آوت وابسته به زاویه اصطکاک داخلی سنگ و مستقل از مقادیر تنش‌های برجا است. این تئوری هندسی بریک-آوت را به صورت V شکل پیشنهاد داده است (Bell & Gough, 1979). زوباک و همکاران<sup>۱۰</sup> در سال ۱۹۸۵ بر اساس مدل تئوری که به وسیله بل و گوس ارائه شده بود، تنش‌های شکل گرفته در هر نقطه از پیرامون گمانه را با استفاده از معادلات کرش<sup>۱۱</sup> بیان نمودند. آن‌ها فرض کردند پدیده‌ی بریک-آوت در

رخ می‌دهد. اندازه‌گیری‌های میدانی از ابعاد بریک-آوت را می‌توان با پردازش داده‌های دیجیتالی نمودارهای تصویری ثبت شده از دیواره گمانه انجام داد (Aadnoy et al., 2010; Amadei & Stephansson, 1997). پدیده‌ی بریک-آوت گمانه در تمامی سنگ‌ها رخ خواهد داد، و در صنعت نفت و گاز درک بهتر سازوکار بریک-آوت گمانه به دو دلیل ضروری است. نخست اینکه پدیده‌ی بریک-آوت عموماً منجر به بروز مسائل زیان‌باری در زمینه ناپایداری گمانه‌ها شده و مواردی همچون فروریزش<sup>۱</sup> و فرسایش چاه‌ها<sup>۲</sup> را موجب می‌شود و از سویی دیگر مشاهدات مربوط به بریک-آوت گمانه<sup>۳</sup> در مطالعات میدانی، در تعیین راستا و بزرگی تنش‌های برجا، مؤثر است (Barton et al., 1992). همچنین می‌توان با استفاده از پدیده‌ی بریک-آوت، تنش برجای افقی بیشینه را به دست آورد (Barton and Zoback, 1988).

#### ۱.۱ مطالعات میدانی و آزمایشگاهی

ابتدا در سال ۱۹۶۴، مشاهدات ورقه ورقه شدن جداره در گمانه‌های افقی در معادن طلای ویتواتردراند<sup>۴</sup>، توسط لیمن گزارش شد (Leeman, 1964). این پدیده در بسیاری از دیگر حفره‌های دایروی مانند تونل‌ها و چاه‌ها نیز مشاهده شد. پدیده‌ی بریک-آوت در تعداد قابل توجهی از چاه‌های عمیق در سراسر جهان رخ داده است که ثبت این پدیده با شیب‌سنج چهار بازویی<sup>۵</sup> و نمایشگر تصویری دیواره گمانه<sup>۶</sup> انجام شده است. هم‌راستا بودن جهت شکل‌گیری بریک-آوت با جهت تنش برجای کمینه ( $\sigma_h$ )، توسط بل و گواس<sup>۷</sup> در سال ۱۹۷۹ در آلبرتا<sup>۸</sup> کانادا مشاهده شد (Bell & Gough, 1979). بعدها این هم‌راستا بودن با استفاده از دیگر نتایج آزمایشگاهی تأیید گردید (Haimson & Herrick, 1989; Mastin, 1994). بررسی‌های میدانی انجام شده نشان می‌دهد که شکل بریک-آوت تحت تأثیر قطر گمانه می‌باشد و با افزایش قطر گمانه، عمق بریک-آوت افزایش خواهد یافت (Martin et al., 1994). در آزمون‌های

<sup>1</sup> Borehole collapse

<sup>2</sup> Borehole washout

<sup>3</sup> Borehole breakout

<sup>4</sup> Witwaterdrand

<sup>5</sup> Four-arm dipmeter

<sup>6</sup> Borehole televiewer

<sup>7</sup> Bell and Gough

<sup>8</sup> Alberta

<sup>9</sup> Spiral-shaped

<sup>10</sup> Zoback et al

<sup>11</sup> Kirsch equation

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 بینانه خواهد داشت (Sahara et al., 2017). ژانگ<sup>۱۶</sup> و همکاران (۲۰۱۸) با استفاده از روش المان محدود در محیط پوروالاستیک، به بررسی تعیین عرض زاویه ای و عمق خرابی بریک-آوت پرداختند. سپس با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی و با داشتن نتایج هندسه بریک-آوت به تخمین تنش های برجا پرداختند (Zhang et al., 2018).

هدف از این مقاله ارزیابی استفاده از هندسه محدوده خرابی بریک-آوت در تخمین تنش های برجا می باشد. در تحلیل تئوری پدیده بریک-آوت، ورودی های مسئله شامل تنش های برجای افقی مینیمم ( $\sigma_h$ ) و ماکزیمم ( $\sigma_H$ ) و همچنین مشخصات مکانیکی سنگ بر اساس معیار خرابی انتخاب شده می باشند و عرض بیشینه و عمق هندسی بریک-آوت، به عنوان شاخص های خروجی مسئله هستند. در شکل ۱،  $\theta_d$  بیانگر حداکثر عرض خرابی و  $T_d$  بیانگر عمق بیشینه خرابی، در امتداد تنش افقی اصلی کوچک تر می باشد؛ بنابراین آنچه در ابعاد هندسی بریک-آوت قطعاً تأثیر دارد، تنش های برجا و مشخصات مکانیکی سنگ پیرامون گمانه می باشد. برای یک مشخصات مکانیکی ثابت سنگ، عمق و عرض بیشینه بریک-آوت تابعی از تنش های برجا است؛ اما زمانی می توان از هندسه بریک-آوت دو تنش برجا افقی را تخمین زد که عرض و عمق بریک-آوت مستقل از یکدیگر باشند، در غیر این صورت فقط می توان یکی از تنش های اصلی را بر اساس هندسه تخمین زد. نتایج مدل های آزمایشگاهی بر روی انواع ماسه سنگ ها در برخی موارد بیانگر ارتباط بین عمق و عرض خرابی بریک-آوت هستند و در برخی موارد دیگر ارتباط خاصی بین این دو پارامتر به دست نیامده است، به عنوان مثال نتایج آزمایشگاهی برای سنگ گرانیت وسترلی<sup>۴</sup> (Song, 1998) و همچنین برای سنگ آهک آلاباما<sup>۱۷</sup> (Herrick & Haimson, 1994) نشان می دهد که مقادیر عرض و عمق خرابی بریک-آوت مستقل از یکدیگر نیستند بلکه به یکدیگر وابسته هستند. این نتایج تحقیقات نشان می دهند که با افزایش

دو امتداد قطری روبروی هم در پیرامون گمانه در بخش هایی که تنش ها بیشتر از مقدار مجازی که به وسیله ی معیار شکست موهر کلمب تعریف شده است، رخ خواهد داد (Zoback et al., 1985). در سال ۱۹۸۹ شبیه سازی عددی بریک-آوت با استفاده از روش المان مرزی توسط ژانگ و همکارانش<sup>۱۲</sup> ارائه شد. در این شبیه سازی سنگ اطراف گمانه، الاستیک خطی و همگن در نظر گرفته شد و شکل نهایی بریک-آوت برخلاف مدل زویک و همکارانش (۱۹۸۵) بسیار نوک تیز و عمیق تر تشکیل شد (Zheng et al., 1989). در سال ۱۹۹۴ هر یک و هایمسون<sup>۱۳</sup> با استفاده از روش المان مرزی در شرایط دوبعدی، پدیده ی بریک-آوت را مدل سازی نمودند (Herrick & Haimson, 1994). در این مدل، تنش های به دست آمده به روش عددی در پیرامون گمانه با معیار شکست موهر-کلمب کنترل شدند تا ناحیه خرابی تعیین شود. در مدل ارائه شده توسط هر یک و هایمسون با تغییر شعاع گمانه، مقاومت فشاری نیز تغییر خواهد کرد.

رحمتی و همکاران در سال ۲۰۱۴ با استفاده از روش المان مجزا در حالت سه بعدی به بررسی فرآیند بریک-آوت با هندسه ی شیاری شکل پرداختند. نمونه سنگ مکعبی مورد استفاده در این تحقیق، ماسه سنگ بود. نتایج نشان داد که طول هندسه ی بریک-آوت شیاری شکل به هر دو تنش اصلی و ناهمسان بستگی دارد (Rahmati et al., 2014). لی و همکاران در سال ۲۰۱۶ با استفاده از روش اجزای مجزا در حالت دوبعدی 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 (Lee et al. 2016).

دوان و همکاران<sup>۱۴</sup> در سال ۲۰۱۶ با استفاده از روش المان مجزا در حالت دوبعدی به بررسی مکانیزم بریک-آوت در سنگ شیل پرداختند. نتایج آنان نشان داد که کاهش قطر گمانه باعث تغییر شکل شکست ترک از مد کششی به مد برشی خواهد شد (Duan et al., 2016). در سال ۲۰۱۷ ساهارا و همکاران<sup>۱۵</sup> با استفاده از مدل مکانیک خرابی پیوسته، پدیده ی بریک-آوت گمانه را بررسی کردند. در مدل ارائه شده از ترکیب مکانیک خرابی و تئوری پلاستیسیته برای شبیه سازی رفتار مصالح

<sup>12</sup> Zheng et al<sup>13</sup> Haimson & Herrick<sup>14</sup> Duan et al<sup>15</sup> Sahara et al<sup>16</sup> Zhang et al<sup>17</sup> Alabama limestone

بررسی خواهد شد. سپس رابطه‌ای برای عمق بریک-آوت برحسب عرض زاویه‌ای برای بهترین ساختار مورد استفاده در مدل، ارائه خواهد شد.

## ۲. بیان مسئله

هندسه مسئله مورد بررسی مطابق با شکل (۱) می‌باشد که در آن حفره‌ای دایروی به شعاع  $r_0$  در محیط سنگی همگن با فرض رفتار الاستیک خطی تا لحظه شکست قرار دارد. تعیین تنش-های ناشی از یک حفره دایروی در محیط بی‌نهایت که تحت تنش‌های میدانی دور از حفره قرار گرفته است، نخستین بار توسط کِرش در سال ۱۸۹۸ ارائه گردید. حل تحلیلی کِرش در مختصات قطبی به‌منظور به دست آوردن تنش‌های شعاعی  $(\sigma_{rr})$ ، مماسی  $(\sigma_{\theta\theta})$ ، قائم  $(\sigma_{zz})$  و برشی  $(\tau_{r\theta})$  در معادلات ۱ تا ۴ نمایش داده شده است (Kirsch, 1898).

تنش برجای بیشینه  $(\sigma_H)$  و با ثابت نگه‌داشتن مقادیر دیگر تنش‌ها  $(\sigma_h, \sigma_v)$ ، هم‌عرض و هم عمق بریک-آوت افزایش خواهند یافت. برخلاف نتایج به‌دست‌آمده برای نمونه‌های گرانیت و آلاباما، نتایج به‌دست‌آمده برای ماسه‌سنگ *Tablerock* نشان می‌دهد که مقادیر عرض و عمق خرابی وابسته به یکدیگر نیستند.

در مقاله‌ی حاضر، ابتدا عرض و عمق بریک-آوت با در نظر گرفتن معیار گسیختگی موگی-کولمب، تعیین خواهد شد. سپس تأثیر نسبت تنش برجای کمینه به بیشینه  $(K = \frac{\sigma_h}{\sigma_H})$ ، مشخصات فیزیکی مصالح و فشار سیال بر ابعاد بریک-آوت بررسی خواهد شد. در پایان نیز ارتباط بین عرض و عمق بریک-آوت برای ماسه‌سنگ *Tablerock* با در نظر گرفتن شاخص‌های ارزیابی مانند ضریب همبستگی و جذر میانگین مربعات خطا با استفاده از برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP) و رگرسیون خطی

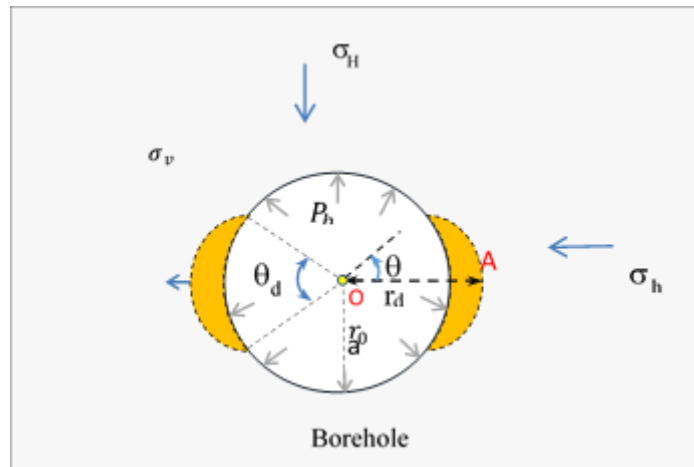
$$\sigma_{rr} = \frac{\sigma_H}{2} \left[ (1+K) \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) - (1-K) \cdot \left(1 - 4 \frac{r_0^2}{r^2} + \frac{3r_0^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2\theta \right] + P_b \frac{r_0^2}{r^2} \quad ۱$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_H}{2} \left[ (1+K) \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) + (1-K) \cdot \left(1 + \frac{3r_0^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2\theta \right] - P_b \frac{r_0^2}{r^2} \quad ۲$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_v + \left[ 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \frac{r_0^2}{r^2} \cdot \cos 2\theta \right] \quad ۳$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_H}{2} \left[ (1-K) \left(1 + \frac{2r_0^2}{r^2} - \frac{3r_0^4}{r^4}\right) \cdot \sin 2\theta \right] \quad ۴$$

در معادلات بالا و مطابق با شکل (۱) شعاع گمانه،  $r_0$  فاصله‌ی نقطه مورد نظر از مرکز گمانه،  $\theta$  زاویه‌ی نقطه‌ی مورد نظر نسبت به راستای تنش برجای کمینه،  $P_b$  فشار سیال داخل گمانه،  $\sigma_H$  تنش برجای بیشینه،  $\sigma_h$  تنش برجای کمینه،  $\sigma_v$  تنش سربار قائم و  $K = \sigma_h/\sigma_H$  نسبت تنش‌های برجای کمینه به بیشینه است.



شکل ۱. فرم خرابی بریک-آوت در پیرامون گمانه

### ۲.۱ معیار گسیختگی موگی-کولمب

$$a = \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{C_0}{q+1} \quad .7$$

$$b = \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{q-1}{q+1} \quad .8$$

$$q = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad .9$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad .10$$

در معادله (۷)،  $C_0$  مقاومت فشاری تک محوره سنگ و  $q$  شیب معادله خط در دستگاه  $\sigma_1 - \sigma_3$  است. تابع خرابی  $F_{MG}$  برای معیار گسیختگی موگی-کولمب به صورت معادله (۱۱) تعریف می‌شود:

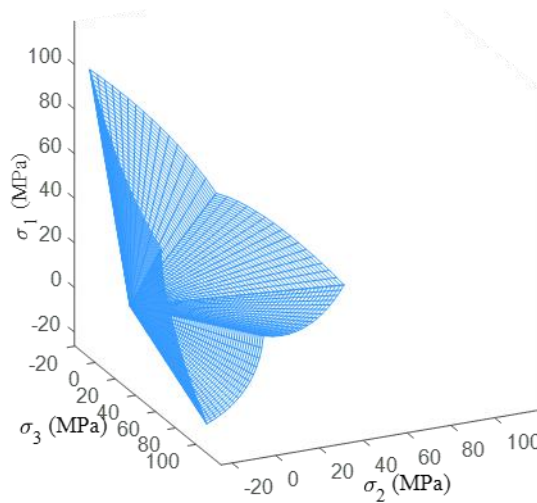
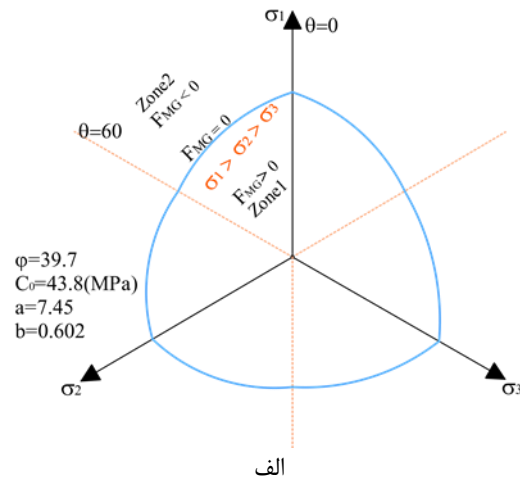
$$F_{MG} = a + b\sigma_{m,2} - \tau_{oct} = 0 \quad .11$$

تخمین ناحیه خرابی دیواره گمانه در شکل (۱)، نیازمند انتخاب یک معیار گسیختگی مناسب است. معیارهای گسیختگی متعددی برای آنالیز شکست سنگ استفاده شده‌اند، اما توافق در مورد اینکه کدام معیار گسیختگی برای آنالیز پایداری دیواره گمانه انتخاب شود، وجود ندارد. معیار گسیختگی چند محوره مانند موگی-کولمب با وضعیت تنش در گسیختگی بریک-آوت مطابقت دارد (Song & Haimson, 1997). این معیار تخمین مناسبی را در مقایسه با دیگر معیارها که اثر تنش میانی را نادیده می‌گیرند، از خود نشان می‌دهد (Al-Ajmi & Zimmerman, 2006)؛ بنابراین در این تحقیق از معیار گسیختگی موگی-کولمب (شکل ۲) استفاده شده است. در شکل (۱)  $r_d$  برابر با عمق خرابی، عمود بر دیواره گمانه و در راستای تنش بر جای کمینه می‌باشد. معیار گسیختگی موگی-کولمب بر اساس تنش‌های اصلی  $\sigma_1$ ،  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  به صورت معادله (۵) بیان می‌شود (Jaeger et al., 2007).

$$\tau_{oct} = a + b\sigma_{m,2} \quad .5$$

در این معادله،  $\sigma_1$ ،  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  به ترتیب تنش‌های اصلی بیشینه، میانه و کمینه و  $\sigma_{m,2}$  میانگین تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه می‌باشند. پارامترهای  $a$  و  $b$  وابسته به مشخصات مکانیکی مصالح سنگی است که در روابط زیر نشان داده شده است.

$$\sigma_{m,2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad .6$$



شکل ۲. معیار گسیختگی موگی-کولمب برای ماسه سنگ (الف در صفحه  $\pi$  ب) در فضای تنش‌های اصلی

۲.۲ تعیین بیشینه عرض خرابی در دیواره گمانه ( $\theta_d$ )  
 برای تعیین عرض ناحیه خرابی ( $\theta_d$ ) در دیواره گمانه، با جایگذاری  
 برشی در دیواره گمانه به صورت معادله (۱۲) نتیجه خواهد شد.

$$r = r_0 \rightarrow \begin{cases} \sigma_{rr} = P_b \\ \sigma_{\theta\theta} = \sigma_H [(1 + K) + 2(1 - K) \cos 2(\theta_d/2)] - P_b = a + b \cos 2\left(\frac{\theta_d}{2}\right) \\ \sigma_{zz} = \sigma_v + 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2(\theta_d/2) = c + d \cos 2(\theta_d/2) \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases} \quad .12$$

$$\begin{aligned} b &= 2\sigma_d & .14 & \text{در روابط بالا ضرایب } a, b, c \text{ و } d \text{ در معادلات ۱۳ تا ۱۶ نشان} \\ c &= \sigma_v & .15 & \text{داده شده است.} \\ d &= 2\nu\sigma_d & .16 & \end{aligned}$$

$$a = \sigma_s - P_b \quad .13$$

عرض ناحیه خرابی را به دست آورد. با جایگذاری معادله (۱۷) در معادله تابع خرابی  $F_{MG}$ ، معادله (۱۸) به صورت معادله درجه دوم نتیجه خواهد شد.

$$\frac{8}{9}\sigma_d^2\alpha\cos^2 2\left(\frac{\theta_d}{2}\right) + \sigma_d\beta\cos 2\left(\frac{\theta_d}{2}\right) + \gamma = 0 \quad .18$$

با حل معادله درجه دوم بالا مقدار عرض بریک-آوت  $\theta_d$  به دست می آید که به صورت معادله (۱۹) است.

$$\theta_d = 2\theta = \cos^{-1}\left(\frac{-1 + \sqrt{1 - \frac{32}{9}\left(\frac{\alpha\gamma}{\beta^2}\right)}}{\frac{16}{9}\sigma_d\left(\frac{\alpha}{\beta}\right)}\right) \quad .19$$

ضرایب  $\gamma$ ،  $\beta$ ،  $\alpha$ ،  $\sigma_d$  و  $\sigma_s$  به صورت معادلات ۲۱ تا ۲۴ است.

$\sigma_d = \sigma_H - \sigma_h$  و  $\sigma_s = \sigma_H + \sigma_h$  در معادلات بالا به ترتیب برابر مجموع و تفریق تنش های برجای افقی است. مقدار تنش های برشی در صفحات  $(r - \theta)$ ،  $(\theta - z)$  و  $(r - z)$  در دیواره ی گمانه ی قائم برابر صفر است، بنابراین هریک از تنش های  $\sigma_{\theta\theta}$ ،  $\sigma_{zz}$  و  $\sigma_{rr}$  برابر با تنش های اصلی  $\sigma_1$ ،  $\sigma_2$ ،  $\sigma_3$  است؛ بنابراین معادلات (۱۲) به صورت معادلات (۱۷) نتیجه خواهد شد.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_2 = \sigma_{zz} \\ \sigma_3 = \sigma_{rr} \end{cases} \quad .17$$

با حاکم شدن شرایط  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  می توان با جایگذاری تنش های اصلی (معادله ۱۷) در تابع خرابی  $F_{MG}$  (معادله ۱۸)،

$$\gamma = P_b^2\left(\frac{b^2}{4} - \frac{6}{9}\right) + \sigma_s^2\left(\frac{b^2}{4} - \frac{2}{9}\right) + P_b\sigma_s\left(\frac{6}{9} - \frac{b^2}{4}\right) + a^2 - \left(\frac{2}{9}\right)\sigma_v^2 + \sigma_s\left(ab + \left(\frac{2}{9}\right)\sigma_v\right) \quad .20$$

$$\beta = (b^2 - \frac{8}{9}) + (4/9).v). \sigma_s + (-(8/9).v + (4/9)). \sigma_v + (-(b^2/2) - (4/9)). P_b + 2ab \quad .21$$

### ۲.۳ تعیین عمق خرابی $r_d$ در راستای تنش برجای کمینه

برای به دست آوردن حداکثر عمق خرابی در راستای تنش برجای کمینه ( $\theta = 0$ )، تنش های شعاعی، محیطی، قائم و برشی در فاصله  $r = r_d$  از مرکز گمانه به صورت معادله (۲۵) به دست می آید.

$$\alpha = \left(v - v^2 + \left(\frac{9b^2}{8}\right) - 1\right) \quad .22$$

$$\sigma_d = \sigma_H - \sigma_h \quad .23$$

$$\sigma_s = \sigma_H + \sigma_h \quad .24$$

$$(r = r_d, \theta = 0) \rightarrow \begin{cases} \sigma_{rr} = A\rho^2 + B\rho + C \\ \sigma_{\theta\theta} = D\rho^2 + E\rho + F \\ \sigma_{zz} = \sigma_v + G\rho \\ \tau_{r\theta} = 0 \end{cases} \quad .25$$

$$E = ((\sigma_s + \sigma_d)/2) - P_b \quad .30$$

$$F = (\sigma_s/2 + \sigma_d/2) \quad .31$$

$$G = 2v\sigma_d \quad .32$$

مقدار تنش های برشی در صفحات  $(r - \theta)$ ،  $(\theta - z)$  و  $(r - z)$  در راستای تنش برجای کمینه  $\theta = 0$ ، برابر صفر است، بنابراین هریک از تنش های  $\sigma_{rr}$ ،  $\sigma_{zz}$ ،  $\sigma_{\theta\theta}$  برابر با تنش های

در روابط بالا  $\rho = r_o^2/r_d^2$  و ضرایب  $A$ ،  $B$ ،  $C$ ،  $D$ ،  $E$ ،  $F$  و  $G$  در معادلات ۲۶ تا ۳۲ نشان داده شده است.

$$A = -3/2.\sigma_d \quad .26$$

$$B = 2\sigma_d \quad .27$$

$$C = 1/2.(\sigma_s - \sigma_d) \quad .28$$

$$D = 3/2\sigma_d \quad .29$$

اصلی  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  است؛ بنابراین معادلات (۲۵) به صورت معادلات (۳۳) نتیجه خواهد شد.

$$\delta_1 \rho^4 + \delta_2 \rho^3 + \delta_3 \rho^2 + \delta_4 \rho + \delta_5 = 0 \quad (۳۴)$$

برای حل معادله درجه چهارم و تعیین مقدار  $\rho = r_o^2 / r_d^2$  از حل عددی به روش نیوتن-رافسون در نرم افزار متلب استفاده شده است. ضرایب  $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4, \delta_5$  به صورت معادلات ۳۵ تا ۳۹ نشان داده شده است.

$$\delta_1 = eD^2 + eA^2 + fAD \quad (۳۵)$$

$$\delta_2 = 2DEe + 2eAB + fAE + fDB + 2/9DG + 2/9AG \quad (۳۶)$$

$$\delta_3 = eE^2 + 2DFe + eB^2 + 2ACe - 2/9G^2 + fAF + fBE + fCD + g(A + D) + 2/9D\sigma_v + 2/9EG + 2/9A\sigma_v + 2/9BG \quad (۳۷)$$

$$\delta_4 = 2FEe + 2BCE - 4/9\sigma_v G + fBF + fCE + g(B + E) + 2/9E\sigma_v + 2/9FG + 2/9B\sigma_v + 2/9C \quad (۳۸)$$

$$\delta_5 = eF^2 + eC^2 - 2/9\sigma_v^2 + fCF + g(C + F) + 2/9F\sigma_v + 2/9C\sigma_v \quad (۳۹)$$

ضرایب  $e, f, g$  در معادلات ۴۰، ۴۱ و ۴۲ نشان داده شده است.

$$e = (b^2/4) - (2/9) \quad (۴۰)$$

$$f = (b^2/4) - (2/9) \quad (۴۱)$$

$$g = a \cdot b \quad (۴۲)$$

کاهش فشار سیال درون حفره، مقادیر تنش‌های شعاعی و مماسی به ترتیب کاهش و افزایش می‌یابد و با برابر شدن مقدار تنش مماسی با مقاومت سنگ، گسیختگی برشی در محل بیشترین تمرکز تنش (زاویه ۰ و ۱۸۰ درجه) رخ می‌دهد. اگر فشار سیال درون گمانه کمتر از حد پایین فشار سیال شود ( $P_b < P_{CIP}$ )، بریک-آوت رخ خواهد داد. به منظور تعیین حداقل فشار سیال در دیواره گمانه ( $P_{CIP}$ ) برای جلوگیری از شروع گسیختگی لازم است تنش‌های محیطی، شعاعی، قائم و برشی در دیواره گمانه در راستایی که بیشترین تمرکز تنش وجود دارد ( $\theta = 0$ )، تعیین شود.

#### ۲.۴ تعیین حداقل فشار سیال داخل گمانه برای جلوگیری از آغاز خرابی ( $P_{CIP}$ )

مقادیر تنش‌های شعاعی و محیطی در معادلات (۱) و (۲)، تابعی از فشار سیال درون گمانه  $P_b$  است، بنابراین هرگونه تغییر در فشار سیال، بر میزان تنش‌های شعاعی و محیطی تأثیر می‌گذارد و به همین دلیل می‌تواند بر روی حوزه خرابی تأثیرگذار باشد. با

$$(r = r_0, \theta_B = 0) \rightarrow \begin{cases} \sigma_{\theta\theta} = 3\sigma_H - \sigma_h - P_{(CIP)} = i - P_{(CIP)} \\ \sigma_{zz} = \sigma_v + 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) = c_1 + d_1 \\ \tau_{rr} = P_{(CIP)} \end{cases} \quad (۴۳)$$

ضرایب  $i, c$  و  $d$  در معادلات ۴۴، ۱۵ و ۱۶ نشان داده شده است.

$$i = 3\sigma_H - \sigma_h \quad (۴۴)$$

مقدار تنش‌های برشی در صفحات  $(r - \theta)$ ،  $(r - z)$  و  $(\theta - z)$  در دیواره‌ی گمانه‌ی قائم برابر صفر است، بنابراین هر یک از تنش‌های  $\sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta}$  و  $\sigma_{rr}$  برابر با تنش‌های اصلی  $\sigma_3, \sigma_2, \sigma_1$  است.



$$e = (b^2/4) - (2/9) \quad .50$$

$$f = (b^2/4) - (2/9) \quad .51$$

$$\omega = i^2e + a^2 + iab + \frac{2}{9}i(c+d) + \frac{2}{9}(c^2 + d^2 + 2cd) \quad .52$$

$$\sigma_1 = i - P_{(CIP)} \quad .45$$

$$\sigma_2 = c + d$$

$$\sigma_3 = P_{(CIP)}$$

با جایگذاری  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  در تابع خرابی معیار گسیختگی موگی-کولمب ( $F_{MG}$ )، معادله درجه دوم زیر نتیجه می‌شود (معادله .46).

$$\kappa P_{CIP}^2 + \chi P_{CIP} + \omega \quad .46$$

با حل این معادله، مقدار  $P_{CIP}$  به دست خواهد آمد.

$$P_{CIP} = \frac{-\chi \pm \sqrt{\chi^2 - 4\kappa\omega}}{2\kappa} \quad .47$$

ضرایب  $\kappa$ ،  $\chi$  و  $\omega$  در معادلات 48، 49 و 52 نشان داده شده است.

$$\kappa = 2e - f \quad .48$$

$$\chi = -2ie + if \quad .49$$

### ۳. صحت‌سنجی

به‌منظور صحت‌سنجی روش تحلیلی، از داده‌های سه مقطع از چاه ابرن نیویورک برای مقایسه استفاده شده است. مشخصات مکانیکی مصالح، مانند زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی و مقاومت فشاری به ترتیب ۳۱ درجه، ۱۰ مگا پاسکال و ۳۶ مگا پاسکال است. شعاع چاه مورد مطالعه ۱۱/۲ سانتی‌متر و نسبت تنش برجا به دست‌آمده از روش شکست هیدرولیکی در مطالعات میدانی برابر با ۲/۲۴ است. مقایسه نتایج بین روش تحلیلی و میدانی، تطابق مناسبی را نشان می‌دهد (جدول ۱). مشاهدات عرض و عمق خرابی در مطالعات میدانی با استفاده از نمایشگر تصویر چاه انجام شده است (Zoback et al., 1985).

جدول ۱. مقایسه عمق خرابی بریک-آوت با استفاده از روش تحلیلی و مطالعات میدانی برای چاه ابرن نیویورک

روش تحلیلی		مطالعات میدانی		عمق چاه
$rd/ro$	$rd$ (mm)	$rd/ro$	$rd$ (mm)	$H$ (m)
۱/۰۱۹	۱۱۴/۱	۱/۰۲۷	۱۱۵	۱۴۷۱/۹
۱/۰۲۲	۱۱۴/۵	۱/۰۶۳	۱۱۹/۱	۱۴۷۳/۱
۱/۰۲۷	۱۱۵	۱/۰۷۱	۱۲۰	۱۴۷۴/۶

### ۴. مشخصات سازند و محدوده مورد مطالعه

رنگ قهوه‌ای مایل به زرد است و دارای لایه‌بندی نازک و گاهی اوقات درز و شکاف‌های باریکی از (تقریباً ۲-۱ میلی‌متر) میکا است. تخلخل این نوع ماسه‌سنگ ۲۸٪ است. بر اساس خصوصیات مکانیکی، این نوع سنگ به‌عنوان ماسه‌سنگی متخلخل و درعین‌حال مقاوم طبقه‌بندی می‌شود. دانه‌های ماسه‌سنگ *Tablerock* به سختی توسط کوارتز میکروکریستالی سیمانته شده‌اند. مطالعه آزمایشگاهی بر روی ماسه‌سنگ *Tablerock* تحت تنش‌های میدانی از پیش موجود توسط لی و هایمسون در سال ۲۰۰۴ انجام شد. برای تعیین مشخصات مکانیکی ماسه‌سنگ، نمونه با شرایط کاملاً مشابه، مطابق با استانداردهای *ISRM* تحت آزمایش‌های مکانیکی قرار گرفته شد که در جدول (۲)

ماسه‌سنگ *Tablerock* مورد استفاده در این مطالعه متعلق به منطقه *Cloverdale Nursery* واقع در ایالات‌متحده امریکا می‌باشد و در زمره گروهی از لایه‌های ماسه‌سنگ در میوسن فوقانی، گروه آیداهو تحتانی قرار دارد (Wood and Burnham, 1987). این نوع ماسه‌سنگ از ۵۵٪ کوارتز و ۳۷٪ فلدسپات تشکیل شده است. به دلیل درصد بالای فلدسپات، این ماسه‌سنگ به‌عنوان یک ماسه‌سنگ آرکوزی طبقه‌بندی می‌شود (Prothero and Schwab, 1996). دانه‌های این نوع سنگ به خوبی طبقه‌بندی شده و زاویه‌دار هستند و میانگین قطر دانه‌ها ۰/۲ ± ۰/۷ میلی‌متر است. اطراف دانه‌ها با کوارتز میکروکریستالین احاطه شده است. ماسه‌سنگ *Tablerock* به

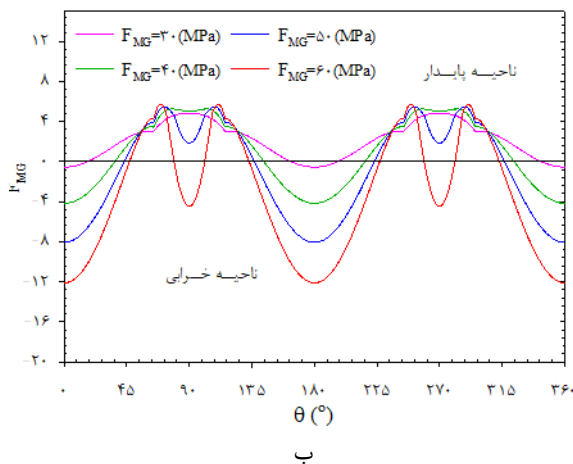
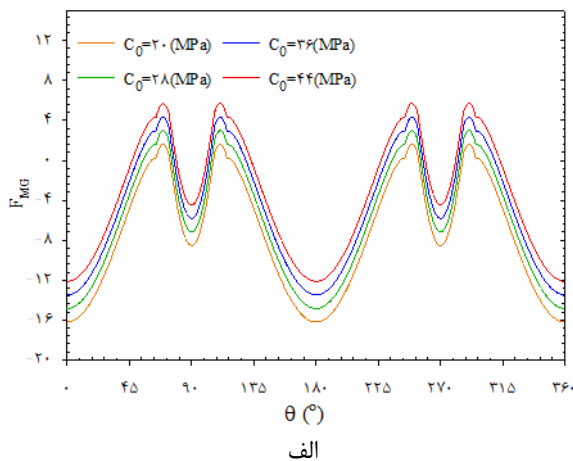
مشخصات مکانیکی نمونه نشان داده شده است.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی ماسه سنگ (Lee et al., 2016) Tablerock

مشخصات	نماینه	واحد	مقدار
مقاومت فشاری	$C_0$	(MPa)	۴۳٫۸
زاویه اصطکاک داخلی	$\varphi$	°	۳۹٫۷
چسبندگی	$c$	(MPa)	۱۰٫۳۸
ضریب پواسون	$\nu$	-	۰٫۲

خرابی پیرامون گمانه توسعه می‌یابد.

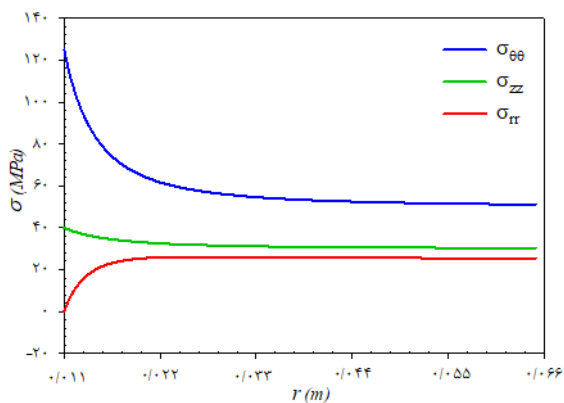
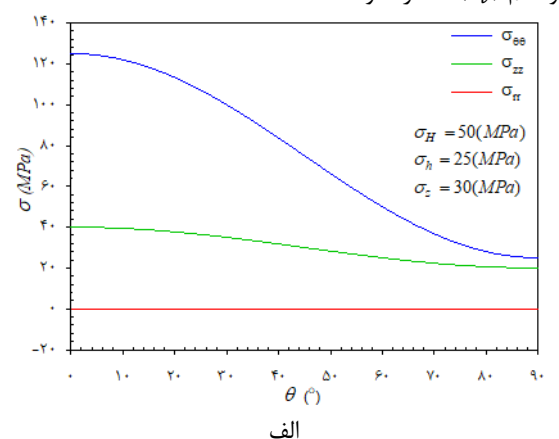
### ۵. تعیین و ترسیم تابع خرابی ( $F_{MG}$ ) در دیواره گمانه



شکل ۳. تغییرات تابع خرابی در پیرامون گمانه الف) تغییرات مقاومت فشاری سنگ و ب) تغییرات نسبت تنش‌های برج

به منظور نشان دادن ناحیه خرابی و تعیین مرز بین ناحیه خرابی و ناحیه الاستیک، می‌توان از تابع خرابی  $F_{MG}$  که توسط رابطه ۱۱ برای معیار موگی-کولمب تعریف شد، استفاده کرد. شرط خرابی هر نقطه در پیرامون گمانه آن است که مقدار  $F_{MG} < 0$  باشد؛ و اگر برای نقطه‌ای  $F_{MG} > 0$  باشد یعنی آنکه آن نقطه سالم است. مقدار  $F_{MG} = 0$  شرایط حدی مسئله و بیانگر آستانه خرابی است. در نمودار شکل ۳-الف) و ب) تغییرات تابع خرابی ( $F_{MG}$ ) پیرامون گمانه بین زوایای ۰ تا ۳۶۰ درجه در دیواره گمانه با در نظر گرفتن اثر تغییرات مقاومت فشاری سنگ و تغییرات نسبت تنش‌های برج نشان داده است. در نمودار شکل ۳-الف) اثر تغییرات مقاومت فشاری سنگ با در نظر گرفتن شرایط بارگذاری  $(\sigma_h = 60 \text{ MPa}, \sigma_v = 30 \text{ MPa})$  بر مقدار تابع خرابی  $F_{MG}$  بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد مقدار بیشینه برای تابع خرابی در راستای (۰ و ۱۸۰) رخ خواهد داد. همچنین با افزایش مقدار مقاومت فشاری سنگ، مقدار تابع خرابی نیز کاهش خواهد یافت. در نمودار شکل ۳-ب) اثر تغییرات نسبت تنش برجی بر تابع خرابی برای نمونه سنگ Tablerock نشان داده شده است. با تقاطع خط  $F_{MG} = 0$  با هر یک از منحنی‌ها، دو ناحیه در نمودار شکل خواهد گرفت. برای زوایایی که منحنی تابع خرابی بالای خط  $F_{MG} = 0$  قرار می‌گیرند بخش سالم در پیرامون گمانه را نشان می‌دهد و برای زوایایی که منحنی در زیر خط قرار می‌گیرد آن بخش، ناحیه خرابی خواهد بود. همچنین با در نظر گرفتن مقدار ثابت ۱۵ مگا پاسکال برای تنش برجی کمینه و با افزایش تنش برجی بیشینه از ۳۰ تا ۶۰ مگا پاسکال، ناحیه

ناحیه خرابی بریک-آوت مطابق با معیار موگی-کولمب تحت اثر تغییرات نسبت تنش‌های برجا و ضریب اصطکاک داخلی سنگ نشان مشخص می‌گردد. در شکل ۵ (الف) و (ب)، تغییرات تنش-های محیطی، شعاعی و قائم در دیواره‌ی گمانه ( $r = r_0$ ) و در راستای تنش بر جای کمینه ( $\theta = 0$ ) نشان داده شده است. در دیواره‌ی گمانه تنش محیطی در زاویه ( $\theta = 0$ ) بیشترین مقدار را دارد و با افزایش  $\theta$  مقدار آن کاسته خواهد شد، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در راستای تنش بر جای کمینه بیشترین تمرکز تنش وجود دارد. در شکل ۵ (ب) مقادیر تنش‌های محیطی، شعاعی و قائم با دور شدن از دیواره‌ی گمانه، به ترتیب با مقادیر تنش‌های بر جای بیشینه افقی ( $\sigma_H$ )، کمینه افقی ( $\sigma_h$ ) و قائم ( $\sigma_v$ ) همگرا خواهند شد.



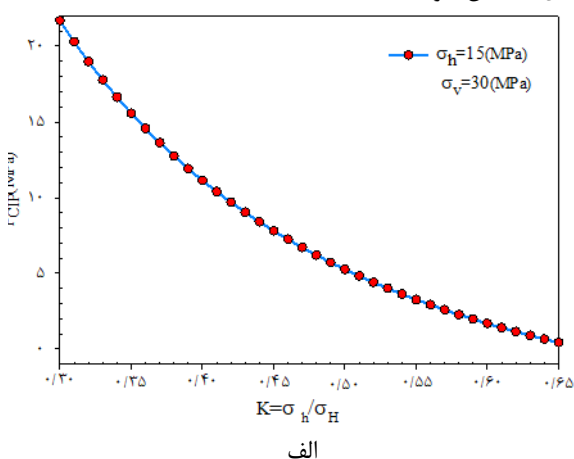
ب

شکل ۵. تغییرات تنش‌های محیطی، شعاعی و قائم (الف) در دیواره گمانه ( $r=r_0$ ) (ب) دور از دیواره گمانه و در راستای  $\theta=0$

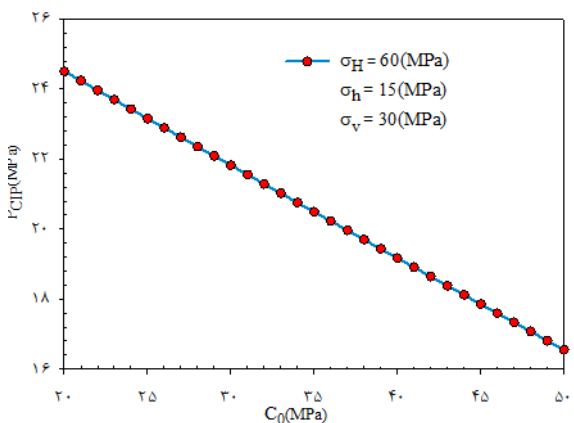
در شکل ۶-الف) مرز ناحیه خرابی برای نمونه ماسه‌سنگ *Tablerock* با مشخصات جدول (۱) ترسیم شده است. همان‌طور

## ۶. ترسیم حدافل فشار سیال $P_{CIP}$

در شکل (۴) الف و ب، تغییرات  $P_{CIP}$  به ترتیب در برابر تغییرات نسبت تنش‌ها برجا و تغییرات مقاومت فشاری سنگ نشان داده شده است. در شکل ۴ الف و ب، نتایج نشان می‌دهد که با افزایش نسبت تنش‌های برجا و مقاومت فشاری سنگ، مقدار  $P_{CIP}$  کاهش خواهد یافت.



الف



ب

شکل ۴. تغییرات حدافل فشار شروع ریزش در برابر الف) تغییرات نسبت تنش‌های برجا ب) تغییرات مقاومت فشاری

## ۷. بررسی تغییرات نسبت تنش‌های برجا،

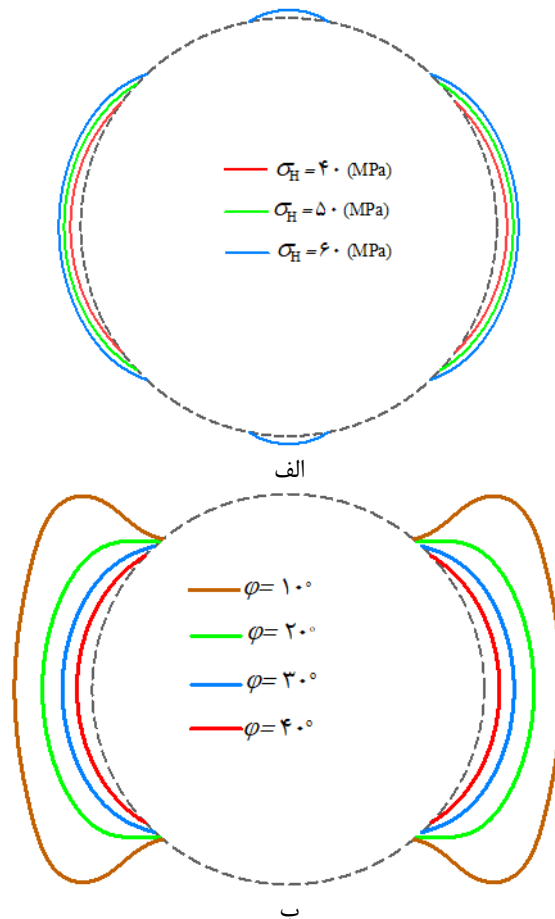
فشار سیال و مشخصات مصالح بر روی عمق

و عرض بریک-آوت

در این بخش ابتدا تغییرات تنش‌های شعاعی، محیطی، قائم و برشی در پیرامون گمانه نشان داده خواهد شد، سپس مرز و

$(\sigma_H = 50(MPa), \sigma_h = 15(MPa), \sigma_v = 30(MPa))$   
و تغییرات زاویه اصطکاک داخلی ترسیم شده است. نتایج نشان می-  
دهد که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی، عرض و عمق بریک-آوت  
گمانه کاهش می یابد.

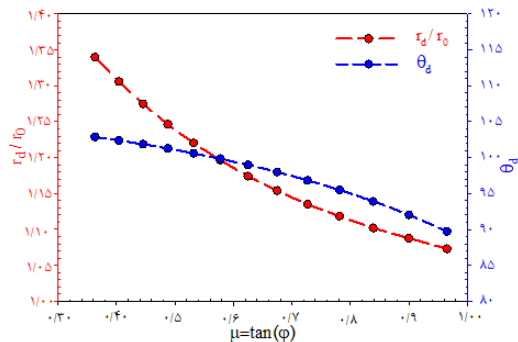
که در شکل ۶-الف) نشان داده شده است با ثابت نگه داشتن تنش  
برجای کمینه و افزایش تنش برجای بیشینه، عمق و عرض ناحیه  
خرابی افزایش خواهد یافت. برای تنش برجای  $\sigma_H = 60 (MPa)$ ،  
علاوه بر گسیختگی برشی، گسیختگی کششی در  
راستای تنش برجای بیشینه رخ خواهد داد. در شکل ۶-ب) مرز  
ناحیه خرابی با در نظر گرفتن شرایط بارگذاری ( $P_b = 0$ )،



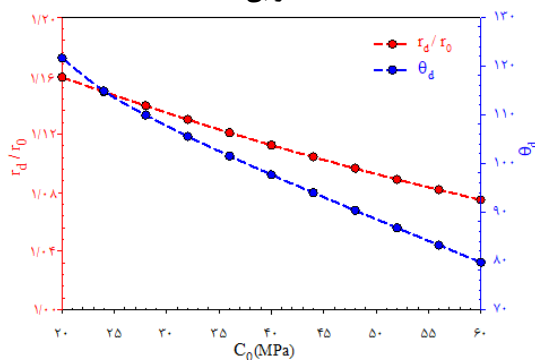
شکل ۶. مرز ناحیه خرابی در پیرامون گمانه با در نظر گرفتن الف) تغییرات تنش برجای بیشینه ب) تغییرات زاویه اصطکاک داخلی

گمانه  $(r_d/r_0)$  و عرض خرابی برای شرایط بارگذاری )  
 $(\sigma_v = 30(MPa), \sigma_h = 15(MPa), \sigma_H = 60(MPa))$   
نشان داده شده است، نتایج نشان می دهد که با افزایش فشار  
سیال ( $P_b$ )، عرض ناحیه خرابی و عمق خرابی کاهش می یابد.  
از جمله پارامترهای مهم و تأثیرگذار در تعیین شکل هندسی خرابی  
پیرامون گمانه، مشخصات مکانیکی مصالح سنگی است. در شکل  
۹، تغییرات ضریب اصطکاک سنگ در برابر عمق خرابی نرمال شده

در شکل ۷، تغییرات نسبت تنش برجا  $(K = \sigma_h/\sigma_H)$  در برابر  
عمق خرابی نرمال شده به شعاع گمانه  $(r_d/r_0)$  و عرض خرابی  
( $\theta_d$ ) نشان داده شده است، نتایج نشان می دهد که با افزایش  
نسبت تنش برجا  $(\sigma_h/\sigma_H)$  به ازای مقدار ثابت ۱۵ مگا پاسکال  
برای  $\sigma_h$ ، عرض ناحیه خرابی و عمق خرابی برای ماسه سنگ  
*Tablerock* کاهش خواهد یافت. در شکل ۸، تغییرات فشار  
سیال داخل حفره در برابر عمق خرابی تعدیل یافته به شعاع

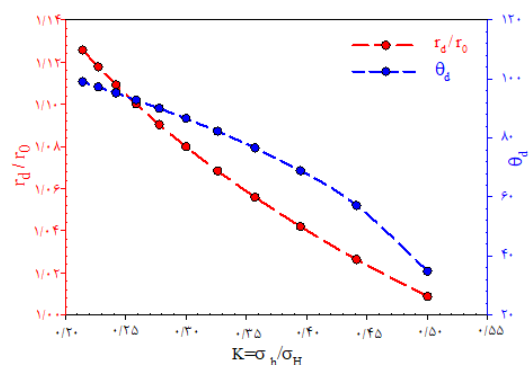


شکل ۹. تغییرات ضریب اصطکاک سنگ به عمق و عرض خرابی



شکل ۱۰. تغییرات مقاومت فشاری سنگ به عمق و عرض خرابی

به شعاع گمانه ( $r_a/r_0$ ) و عرض خرابی ( $\theta_a$ ) نشان داده شده است، نتایج نشان می‌دهد با افزایش ضریب اصطکاک سنگ، عمق و عرض خرابی هر دو کاهش خواهد یافت. در شکل ۱۰، تغییرات ضریب مقاومت فشاری سنگ در برابر عمق خرابی نرمال شده به شعاع گمانه ( $r_a/r_0$ ) و عرض خرابی ( $\theta_a$ ) نشان داده شده است، نتایج نشان می‌دهد با افزایش مقاومت فشاری سنگ، عمق و عرض خرابی هر دو کاهش خواهد یافت. با سه برابر شدن مقاومت فشاری سنگ، عمق و عرض خرابی به ترتیب ۷/۱۸ و ۵۲٪ کاهش خواهد یافت.

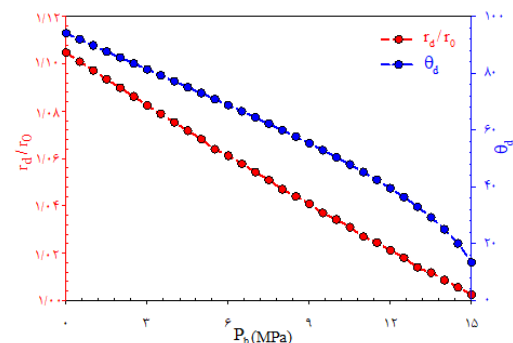


شکل ۷. تغییرات نسبت تنش برجا به عمق و عرض خرابی

## ۸. مدل سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک

### به منظور تعیین ارتباط بین $r_d$ و $\theta_d$

همان طور که قبلاً در مقدمه مقاله ذکر شد در صورتی می‌توان از نتایج بریک-آوت گمانه و هندسه ناحیه گسیختگی برای تخمین تنش برجا استفاده کرد که ارتباطی بین عمق و عرض خرابی ( $r_a$  و  $\theta_a$ ) وجود نداشته باشد. به منظور ارزیابی دقیق این مسئله نیاز به انجام تحلیل‌های متعددی می‌باشد. برای انجام تحلیل‌ها از خصوصیات مصالح مطابق با جدول (۳) استفاده شده است. محدوده‌های پیشنهادی این جدول مطابق با خصوصیات ماسه سنگ *Tablerock* می‌باشد. بعد از نوشتن کد مربوطه در نرم افزار متلب ۲۱۵ تحلیل انجام شد و عمق و عرض خرابی برای هر تحلیل به دست آمد. نتایج تمام ۲۱۵ تحلیل انجام شده، در پیوست ۱ مقاله آورده شده است. سپس در ادامه از برنامه ریزی بیان ژن *GEP* برای برنامه ریزی شبکه عصبی و یافتن رابطه بین عمق و عرض خرابی استفاده شده است. در ادامه به اصول این برنامه ریزی به صورت مختصر اشاره می‌شود



شکل ۸. تغییرات فشار سیال به عمق و عرض خرابی

اطلاعات موجود در داده‌ها و بدون هیچ فرضیه‌ای در ساختار رابطه، بین متغیرهای مستقل و وابسته، رابطه‌ای مناسب برقرار کرده و خروجی را پیش‌بینی می‌کند. نرم‌افزار مورد استفاده در این تحقیق نرم‌افزار *GeneXproTools* است. ویژگی‌های مورد استفاده در تحقیق حاضر برای برنامه‌نویسی بیان ژن (*GEP*) در جدول (۴) نشان داده شده است.

### ۸.۱ برنامه ریزی بیان ژن (*GEP*)

روش برنامه‌ریزی بیان ژن (*GEP*) که شکل توسعه‌یافته برنامه-ریزی ژنتیک است، توسط فریرا در سال ۱۹۹۹ ارائه شد (۲۰۰۱ *Ferreira*). روش برنامه‌ریزی بیان ژن جدیدترین شیوه از بین روش‌های الگوریتم ژنتیک می‌باشد که به دلیل دارا بودن دقت کافی، از کاربرد بیشتری برخوردار است. این روش با استفاده از

جدول ۳. مقادیر ورودی برای تعیین عمق و عرض خرابی بریک-آوت

مشخصات	نمایه	واحد	مقادیر
مقاومت فشاری تک‌محوره	$C_0$	(MPa)	۵۰-۴۰-۳۵
ضریب اصطکاک داخلی	$\mu = \tan(\varphi)$	°	۰٫۰-۷۵٫۰-۸۰٫۸۵
تنش بر جای بیشینه	$\sigma_H$	(MPa)	۶۰-۵۰-۴۰
تنش بر جای کمینه	$\sigma_h$	(MPa)	۳۰-۲۵-۲۰-۱۵
سربار قائم	$\sigma_z$	(MPa)	۳۰
فشار سیال	$P_b$	(MPa)	۲-۰

جدول ۴. ویژگی‌های مورد استفاده در تحقیق حاضر برای برنامه‌نویسی بیان ژن (*Ebtehaj et al., 2015*)

پارامتر	مقدار	پارامتر	مقدار
تعداد کروموزوم‌ها	۴۰-۳۰	نرخ ترکیب ژن	۰/۱
تعداد ژن‌ها	۴-۲	تعداد راس	۱۰-۷
عملگر ریاضی بیان ژن	+	تعداد جمعیت تولیدی	۱۰۰۰۰
نرخ جهش	۰/۰۴۴	ترانهش ژنی	۰/۱

### ۸.۲ نرمال‌سازی داده‌ها

نرمال شدن می‌باشد که در اینجا به ترتیب برابر با ۰ و ۱ می‌باشند.

#### ۸.۳ معیارهای ارزیابی برنامه‌ریزی بیان ژن

برای مقایسه عملکرد مدل‌های ارائه شده در مراحل آموزش و آزمایش، شاخص‌های آماری شامل ضریب همبستگی ( $R$ )، ریشه میانگین مربعات خطا ( $RMSE$ ) در جدول (۵) نشان داده شده است؛ که  $O_i$  مقادیر اندازه‌گیری شده،  $P_i$  مقادیر پیش‌بینی شده،  $\bar{O}$  میانگین داده‌های اندازه‌گیری شده،  $\bar{P}$  میانگین داده‌های پیش‌بینی شده و  $M$  تعداد داده‌ها است (*Geosoft., 2015*).

تعداد سری داده‌های مورد استفاده در این پژوهش به تعداد ۲۱۵ داده می‌باشد. قبل از شروع مدل‌سازی ابتدا بایستی ورودی‌ها و در بعضی از موارد خروجی‌ها را نیز نرمال کرد زیرا وارد کردن داده‌ها به صورت خام باعث کاهش سرعت و دقت می‌شود. برای نرمال کردن داده‌های ورودی از فرمول زیر استفاده می‌کنیم، این فرمول داده‌ها را در بازه  $a_0$  و  $b_0$  نرمال می‌کند ( *Geosoft., 2015*).

$$x_n = a_0 + \frac{x - x_{min}}{x_{max} - x_{min}} \cdot (b_0 - a_0) \quad (53)$$

در این رابطه  $x_{min}$ ،  $x_{max}$ ،  $x_n$  به ترتیب مقدار مینیمم و ماکزیمم داده‌های ورودی و داده نرمال شده است. همچنین  $a_0$  و  $b_0$  نیز به ترتیب برابر با حد پایین و بالای بازه مورد نظر برای

تابع جمع است می‌بایست ژن‌ها را با یکدیگر جمع کرده یا از نگاه دیگر برای به دست آوردن فرمول جواب، باید زیر درخت حاصله از ژن‌ها را با هم جمع کرد که در نهایت رابطه (۵۸) حاصل می‌شود. در رابطه ۵۸، مقادیر  $r_d$  تابعی از عرض خرابی بریک-آوت  $\theta_d$  است.

در شکل (۱۲)، ۲۱۵ سری داده با مختصات  $(r_d, \theta_d)$  نشان داده شده است. داده‌های این شکل با استفاده از تحلیل‌های انجام شده به کمک برنامه نوشته شده در متلب و با معیار خرابی موگی-کولمب به دست آمده است. رابطه‌ی به دست آمده از روش  $(GEP)$  یعنی معادله (۵۸) نیز با منحنی قرمز رنگ و رگرسیون خطی ساده انجام شده با خط سبز رنگ در شکل نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود پراکندگی داده‌ها با افزایش عرض و عمق خرابی بیشتر می‌شود و به ظاهر می‌توان محدوده نقاط را بین دو کران در پایین و بالا قرارداد. ضریب همبستگی برای عرض و عمق خرابی با استفاده از رگرسیون ساده خطی  $R = 0.74$  به دست می‌آید همچنین برای روش برنامه‌ریزی بیان ژن مقدار ضریب همبستگی  $R = 0.828$  نتیجه می‌شود. با این تفاسیر می‌توان گفت که ارتباط معناداری بین این دو پارامتر وجود دارد و همان‌طور که برخی از نتایج آزمایشگاهی پیش‌تر اشاره کرده بودند، نمی‌توان از هندسه پدیده بریک-آوت، هر دوی تنش‌های برجای افقی را در گمانه‌های قائم پیش‌بینی نمود. در معادله (۵۸) مقادیر  $r_d$  و  $\theta_d$  به صورت نرمالیزه شده بکار برده می‌شوند.

$$R = \frac{\sum_{i=1}^M (O_i - \bar{O}) \cdot (P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^M (O_i - \bar{O})^2 \cdot \sum_{i=1}^M (P_i - \bar{P})^2}} \quad (54)$$

$$RMSE = \left( \sum_{i=1}^M (P_i - O_i)^2 \right) / M \quad (55)$$

#### ۸.۴ بهترین ساختار در ترکیب‌های مدل برنامه‌ریزی بیان ژن

در تحقیق حاضر برای مدل‌سازی از طریق برنامه‌نویسی بیان ژن از ویژگی‌های مورد استفاده در جدول (۴) استفاده شده است و ساختارهای مختلف با تغییر تعداد کروموزوم، تعداد ژن و تعداد راس مورد بررسی قرار گرفته است. در جدول (۵)، نتایج مدل برنامه‌ریزی بیان ژن به ازای بهترین ساختار نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود برنامه‌ریزی بیان ژن به ازای ساختارهای مختلف، جواب مناسبی را ارائه می‌دهد. ساختار شماره (۱۰) بهترین پیش‌بینی را انجام می‌دهد. در ساختار شماره (۱۰) ضریب همبستگی ( $R$ ) و جذر میانگین مربعات خطا ( $RMSE$ ) به ترتیب  $0.828$  و  $0.1268$  به دست آمد.

#### ۸.۵ روابط ارائه شده برای پیش‌بینی عمق و عرض زاویه

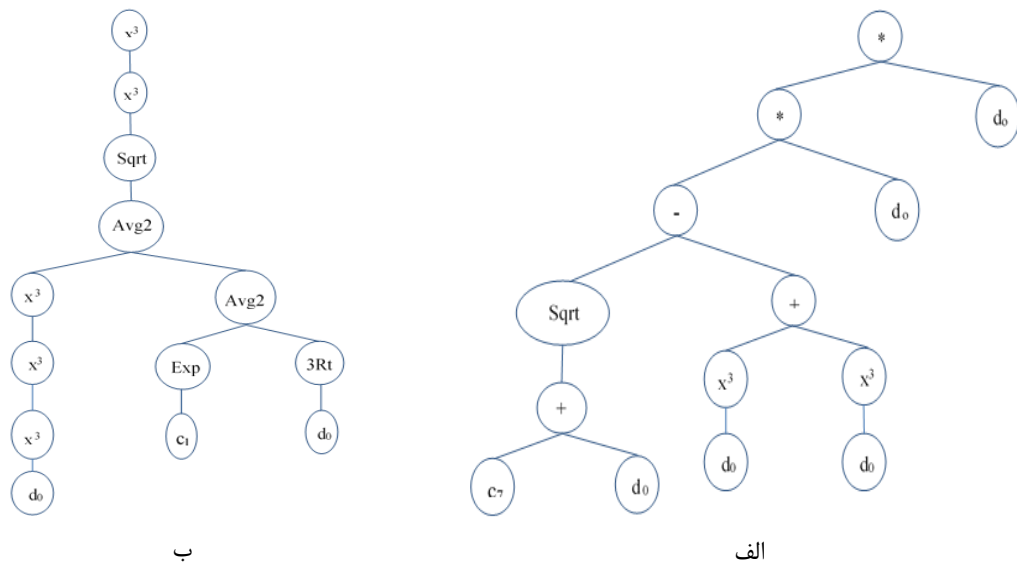
##### خرابی گمانه با استفاده از GEP

شکل (۱۱) ساختار درختی مدل برنامه‌ریزی بیان ژن را نشان می‌دهد. در این شکل مقادیر  $c$  مربوط به ضرایب برنامه‌ریزی بیان ژن و مقادیر  $d$  مربوط به پارامترهای ورودی می‌باشند. یکی از قابلیت‌های روش  $(GEP)$  در مقایسه با دیگر روش‌های هوشمند، توانایی برقراری رابطه ضمنی بین پارامترهای ورودی و خروجی مدل می‌باشد.

شکل ۱۱- الف) و ب) به ترتیب ژن اول (رابطه ۵۶) و ژن دوم (رابطه ۵۷) را نشان می‌دهد. بنا بر آنکه تابع پیوند در مدل‌سازی،

جدول ۵. چینش ساختارهای مختلف مدل در برنامه‌نویسی بیان ژن

$T_d$				پارامترهای خرابی گمانه		$T_d$				پارامترهای خرابی گمانه	
$R$		$RMSE$		معیارهای ارزیابی		$R$		$RMSE$		معیارهای ارزیابی	
تست	آموزش	تست	آموزش	شماره	چینش ساختار	تست	آموزش	تست	آموزش	شماره	چینش ساختار
۰/۷۶۰۸	۰/۸۲۸	۰/۱۴۵۴	۰/۱۲۶۸	۱۰	۳۰-۱۰-۲	۰/۷۶۲	۰/۸۲۴	۰/۱۴۴۹	۰/۱۲۸۱	۱	۴۰-۱۰-۲
۰/۷۶۱۲	۰/۸۲۳۰	۰/۱۴۵۲	۰/۱۲۸۳	۱۱	۳۰-۱۰-۳	۰/۷۸۲	۰/۷۹۱	۰/۱۵۷۷	۰/۱۳۹۶	۲	۴۰-۱۰-۳
۰/۷۵۴۳	۰/۸۰۵۶	۰/۱۴۷۵	۰/۱۳۴۴	۱۲	۳۰-۱۰-۴	۰/۷۵۱	۰/۸۱۱	۰/۱۴۸۰	۰/۱۳۲۸	۳	۴۰-۱۰-۴
۰/۷۵۸۹	۰/۸۱۹۲	۰/۱۴۶۱	۰/۱۲۹۷	۱۳	۳۰-۷-۲	۰/۷۶۳	۰/۸۲۳	۰/۱۴۴۷	۰/۱۲۸۲	۴	۴۰-۷-۲
۰/۷۶۱۱	۰/۸۲۱۵	۰/۱۴۵۵	۰/۱۲۸۹	۱۴	۳۰-۷-۳	۰/۷۶۰	۰/۸۲۷	۰/۱۴۵۷	۰/۱۲۷۷	۵	۴۰-۷-۳
۰/۷۶۱۷	۰/۸۲۲۶	۰/۱۴۵۲	۰/۱۲۹۰	۱۵	۳۰-۷-۴	۰/۷۶۱	۰/۸۱۳	۰/۱۴۶۳	۰/۱۳۲۸	۶	۴۰-۷-۴
۰/۷۶۲۸	۰/۸۲۲۷	۰/۱۴۵۲	۰/۱۲۹۱	۱۶	۳۰-۸-۲	۰/۷۶۲	۰/۸۲۴	۰/۱۴۵۲	۰/۱۲۸۱	۷	۴۰-۸-۲
۰/۷۵۸۸	۰/۸۲۳۹	۰/۱۴۵۸	۰/۱۲۸۲	۱۷	۳۰-۸-۳	۰/۷۶۰۹	۰/۸۲۲	۰/۱۴۵۴	۰/۱۲۸۴	۸	۴۰-۸-۳
۰/۷۲۳۱	۰/۸۲۲۱	۰/۱۵۶۵	۰/۱۲۹۱	۱۸	۳۰-۸-۴	۰/۷۶۲۳	۰/۸۱۴	۰/۱۴۵۷	۰/۱۳۱۹	۹	۴۰-۸-۴



شکل ۱۱. نمودار درختی برنامه‌ریزی بیان ژن (Geosoft., 2015)

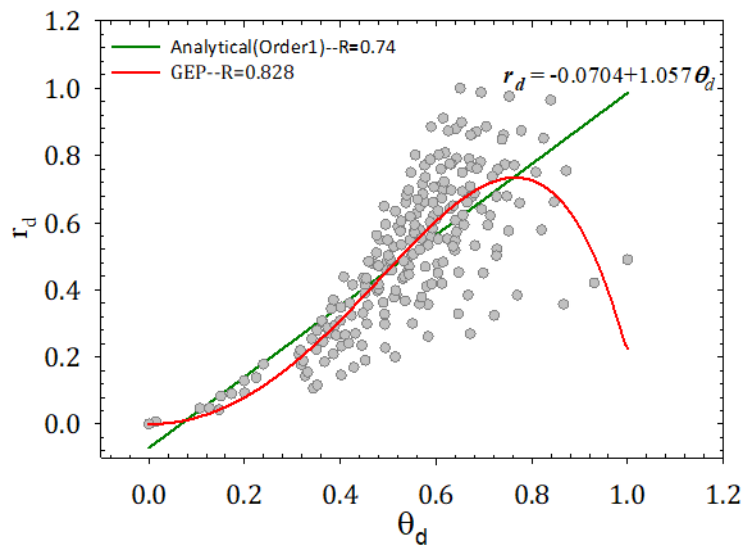
$$ET_1 = (\sqrt{3.86 + \theta_d} - 2\theta_d^3) \cdot \theta_d^2$$

۵۶



$$ET_2 = \left( \sqrt{\frac{\theta_d^{27} + \left( \frac{e^{-4.7} + \sqrt[3]{\theta_d}}{2} \right)}{2}} \right)^{3^3} \quad .57$$

$$r_d = ET_1 + ET_2 = (\sqrt{3.86 + \theta_d} - 2\theta_d^3) \cdot \theta_d^2 + \left( \sqrt{\frac{\theta_d^{27} + \left( \frac{e^{-4.7} + \sqrt[3]{\theta_d}}{2} \right)}{2}} \right)^{3^3} \quad .58$$

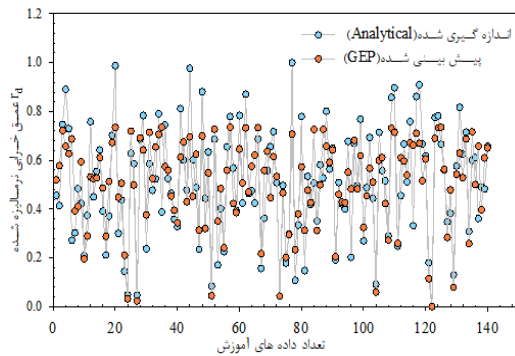


شکل ۱۲. تغییرات عرض خرابی بریک-آوت در برابر عمق با در نظر گرفتن شرایط جدول ۲

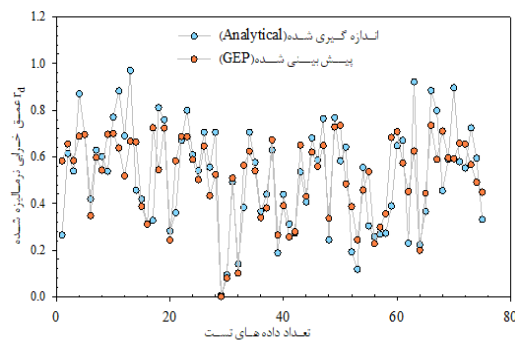
خرابی بر روی خط نیمساز متمرکز هستند و فقط تعداد اندکی از این نقاط خارج از منطقه متمرکز است. در شکل ۱۳ (ب) و (د) به ترتیب تغییرات تعداد داده‌های آموزش و آزمایش برای مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده نشان برای داده‌های نشان داده شده در شکل ۱۳ (ب) و (د)، مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده برای بعضی داده‌ها با یکدیگر انطباق و بعضی دیگر اختلاف مشهود است.

۸.۶ نتایج بهترین ساختار در روش برنامه‌نویسی بیان ژن در مرحله آموزش و آزمایش  
از میان داده‌های جمع‌آوری شده ۶۵٪ داده‌ها برای آموزش و ۳۵٪ داده‌ها برای آزمایش انتخاب شد. در شکل ۱۳ (الف) و (ج) در بخش آموزش و آزمایش بهترین خط برازش نشان داده شده است که محور قائم مقادیر خرابی پیش‌بینی شده با استفاده از نرم‌افزار (GEP) و محور افقی مقادیر خرابی اندازه‌گیری شده با استفاده از روش تحلیلی است. همان‌طور که مشخص است بیشتر مقادیر

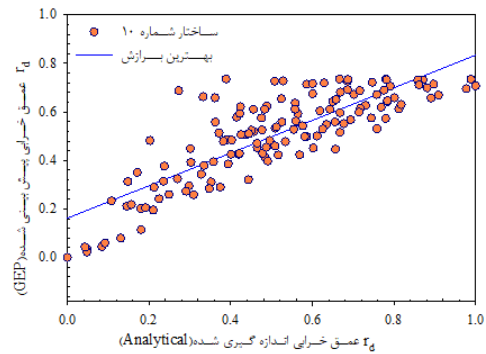
## ارزیابی بریک-آوت با معیار خرابی ...



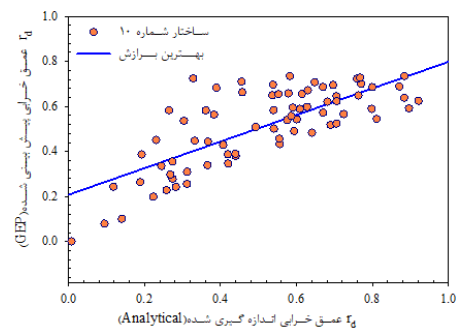
ب



د



الف



ج

شکل ۱۳. نمودار پراکندگی داده‌های نرمال محاسباتی و پیش‌بینی‌شده برای ساختار شماره برای مدل‌سازی با برنامه‌ریزی بیان ژن

## ۹. نتیجه‌گیری

با بهبود خواص مکانیکی سنگ مطابق با معیار خرابی انتخاب‌شده، عرض و عمق خرابی ناشی از بریک-آوت کاهش می‌یابد. مثلاً در معیار موگی-کولمب با افزایش مقاومت فشاری تک‌محوره و ضریب اصطکاک سنگ، عرض و عمق خرابی در پیرامون گمانه کاهش می‌یابد.

نسبت تنش‌های برجا در کنار خصوصیات مکانیکی سنگ، فاکتور دیگری است که در هندسه خرابی بریک-آوت تأثیرگذار است. با افزایش اختلاف تنش‌های برجا و به عبارتی با کاهش هرچه بیشتر نسبت  $K = \sigma_h / \sigma_H$ ، عرض و عمق خرابی پیرامون گمانه افزایش می‌یابد. همچنین افزایش فشار سیال داخل گمانه، موجب کاهش محدوده خرابی پیرامون گمانه خواهد شد.

به‌منظور ارزیابی پدیده بریک-آوت برای تخمین تنش‌های برجا، ۲۱۵ تحلیل تئوری انجام شد. در همه‌ی تحلیل‌ها، مشخصات مکانیکی سنگ در محدوده ماسه‌سنگ *Tablerock* انتخاب شد و برای هر تحلیل، عمق و عرض خرابی  $(r_d, \theta_d)$  محاسبه شد.

در این مقاله به بررسی پدیده بریک-آوت پیرامون گمانه‌های دایروی پرداخته شد. بریک-آوت خرابی برشی ناشی از فشار، بر اثر تمرکز تنش ایجادشده به دلیل حفر گمانه، در زمین می‌باشد. بریک-آوت اگرچه باعث ناپایداری جدار گمانه می‌شود اما از هندسه خرابی رخ داده شده می‌توان برای تخمین مقدار و امتداد تنش‌های برجا استفاده کرد. برای تحلیل این پدیده از معیار خرابی موگی-کولمب استفاده شد. معیار موگی-کولمب بر خلاف معیار موهر-کولمب و معیار هوک-براون که استفاده از آن‌ها برای توده‌های سنگی رایج است، اثر تنش میانه را نیز در نظر می‌گیرد. با تلفیق روابط ارائه‌شده برای تنش پیرامون گمانه بر پایه تئوری الاستیسیته و معیار خرابی موگی-کولمب، ناحیه خرابی پیرامون گمانه برای ماسه‌سنگ *Tablerock* به دست آمد. مطابق با نتایج حاصل از تحلیل تئوری انجام‌شده در این تحقیق با ترسیم تابع خرابی  $F_{MG}$ ، می‌توان مرز بین ناحیه گسیخته شده و ناحیه سالم در پیرامون گمانه را تشخیص داد.

ضریب همبستگی بین عرض و عمق خرابی با استفاده از رگرسیون ساده خطی  $R=0.74$  به دست آمد همچنین بر اساس روش برنامه‌ریزی بیان ژن  $(GEP)$  مقدار ضریب همبستگی  $R=0.82$  نتیجه شد. این بدین معنی است که همبستگی متوسط تا زیادی بین این دو پارامتر وجود دارد و اگر قرار باشد مقادیر تنش برجا  $\sigma_H, \sigma_h$  را بر اساس هندسه

بریک-اوت به دست آورد، با توجه به همبستگی بالای عرض و عمق خرابی فقط می‌توان یکی از این دو تنش را به دست آورد. پیشنهاد می‌گردد که تنش اصلی کوچک‌تر از آزمایش شکست هیدرولیکی و تنش اصلی بزرگ‌تر را بر اساس هندسه بریک-اوت به دست آورد.

## ۱۰. پیوست

پیوست ۱: مقادیر عرض و عمق بریک-اوت بدست آمده از روش تحلیلی برای مقادیر مختلف تنش‌های برجا و مشخصات مکانیکی سنگ

No	$\sigma_h$	$\sigma_H$	$C_o$	$\mu$	$P_b$	$r_d$	$\theta_d$	No	$\sigma_h$	$\sigma_H$	$C_o$	$\mu$	$P_b$	$r_d$	$\theta_d$
1	15	40	35	0.75	0	0.01197	93.3	111	15	60	35	0.75	2	0.01247	96.42
2	15	50	35	0.75	0	0.01235	100.2	112	20	40	35	0.75	2	0.01168	82.03
3	15	60	35	0.75	0	0.01266	104.4	113	20	50	35	0.75	2	0.01211	94.59
4	20	40	35	0.75	0	0.01193	100.9	114	20	60	35	0.75	2	0.01245	101.09
5	20	50	35	0.75	0	0.01232	106.8	115	25	40	35	0.75	2	0.01162	89.23
6	20	60	35	0.75	0	0.01264	110.1	116	25	50	35	0.75	2	0.01207	101.62
7	25	40	35	0.75	0	0.01188	114.5	117	25	60	35	0.75	2	0.01243	107.26
8	25	50	35	0.75	0	0.01229	116.6	118	15	40	40	0.8	2	0.01148	65.07
9	25	60	35	0.75	0	0.01262	117.8	119	15	50	40	0.8	2	0.01186	81.38
10	15	40	40	0.8	0	0.01170	81.7	120	15	60	40	0.8	2	0.01216	90.19
11	15	50	40	0.8	0	0.01205	92.4	121	20	40	40	0.8	2	0.01142	66.72
12	15	60	40	0.8	0	0.01234	98.5	122	20	50	40	0.8	2	0.01183	85.10
13	20	40	40	0.8	0	0.01165	86.9	123	20	60	40	0.8	2	0.01214	94.13
14	20	50	40	0.8	0	0.01202	97.7	124	25	40	40	0.8	2	0.01136	69.53
15	20	60	40	0.8	0	0.01232	103.4	125	25	50	40	0.8	2	0.01179	90.34
16	25	40	40	0.8	0	0.01161	95.5	126	25	60	40	0.8	2	0.01212	99.27
17	25	50	40	0.8	0	0.01199	105.4	127	15	40	50	0.85	2	0.01116	38.64
18	25	60	40	0.8	0	0.01230	110.0	128	15	50	50	0.85	2	0.01153	66.40
19	15	40	50	0.85	0	0.01136	60.2	129	15	60	50	0.85	2	0.01182	79.22
20	15	50	50	0.85	0	0.01170	78.3	130	20	40	50	0.85	2	0.01110	32.97
21	15	60	50	0.85	0	0.01197	87.9	131	20	50	50	0.85	2	0.01149	68.03
22	20	40	50	0.85	0	0.01131	60.8	132	20	60	50	0.85	2	0.01179	81.97
23	20	50	50	0.85	0	0.01167	81.6	133	25	40	50	0.85	2	0.01103	20.93
24	20	60	50	0.85	0	0.01195	91.6	134	25	50	50	0.85	2	0.01145	70.33
25	25	40	50	0.85	0	0.01126	61.8	135	25	60	50	0.85	2	0.01177	85.51

26	25	50	50	0.85	0	0.01164	86.3	136	15	40	35	0.8	2	0.01161	74.11
27	25	60	50	0.85	0	0.01194	96.4	137	15	50	35	0.8	2	0.01198	87.27
28	15	40	35	0.8	0	0.01184	91.0	138	15	60	35	0.8	2	0.01228	94.64
29	15	50	35	0.8	0	0.01218	98.7	139	20	40	35	0.8	2	0.01156	77.67
30	15	60	35	0.8	0	0.01246	103.3	140	20	50	35	0.8	2	0.01195	91.86
31	20	40	35	0.8	0	0.01180	98.2	141	20	60	35	0.8	2	0.01227	99.11
32	20	50	35	0.8	0	0.01216	105.0	142	25	40	35	0.8	2	0.01151	83.63
33	20	60	35	0.8	0	0.01245	108.8	143	25	50	35	0.8	2	0.01192	98.37
34	25	40	35	0.8	0	0.01176	110.7	144	25	60	35	0.8	2	0.01225	104.99
35	25	50	35	0.8	0	0.01213	114.4	145	15	40	35	0.85	2	0.01150	70.04
36	25	60	35	0.8	0	0.01243	116.3	146	15	50	35	0.85	2	0.01184	84.63
37	15	40	35	0.85	0	0.01173	88.6	147	15	60	35	0.85	2	0.01212	92.68
38	15	50	35	0.85	0	0.01204	97.0	148	20	40	35	0.85	2	0.01146	72.78
39	15	60	35	0.85	0	0.01229	102.0	149	20	50	35	0.85	2	0.01182	88.85
40	20	40	35	0.85	0	0.01169	95.1	150	20	60	35	0.85	2	0.01210	96.94
41	20	50	35	0.85	0	0.01202	103.1	151	25	40	35	0.85	2	0.01141	77.38
42	20	60	35	0.85	0	0.01228	107.4	152	25	50	35	0.85	2	0.01179	94.82
43	25	40	35	0.85	0	0.01165	106.5	153	25	60	35	0.85	2	0.01209	102.53
44	25	50	35	0.85	0	0.01199	112.0	154	15	40	40	0.75	2	0.01158	69.02
45	25	60	35	0.85	0	0.01226	114.6	155	15	50	40	0.75	2	0.01200	83.89
46	15	40	40	0.75	0	0.01181	84.1	156	15	60	40	0.75	2	0.01234	92.04
47	15	50	40	0.75	0	0.01219	94.0	157	20	40	40	0.75	2	0.01153	71.48
48	15	60	40	0.75	0	0.01251	99.7	158	20	50	40	0.75	2	0.01196	87.94
49	20	40	40	0.75	0	0.01176	89.8	159	20	60	40	0.75	2	0.01231	96.17
50	20	50	40	0.75	0	0.01216	99.6	160	25	40	40	0.75	2	0.01146	75.61
51	20	60	40	0.75	0	0.01249	104.8	161	25	50	40	0.75	2	0.01193	93.67
52	25	40	40	0.75	0	0.01171	99.4	162	25	60	40	0.75	2	0.01229	101.58
53	25	50	40	0.75	0	0.01213	107.7	163	15	40	40	0.85	2	0.01138	60.56
54	25	60	40	0.75	0	0.01247	111.5	164	15	50	40	0.85	2	0.01173	78.59
55	15	40	40	0.85	0	0.01160	79.0	165	15	60	40	0.85	2	0.01201	88.15
56	15	50	40	0.85	0	0.01192	90.6	166	20	40	40	0.85	2	0.01133	61.26
57	15	60	40	0.85	0	0.01218	97.1	167	20	50	40	0.85	2	0.01170	81.95
58	20	40	40	0.85	0	0.01156	83.6	168	20	60	40	0.85	2	0.01199	91.89
59	20	50	40	0.85	0	0.01190	95.6	169	25	40	40	0.85	2	0.01127	62.52
60	20	60	40	0.85	0	0.01216	101.9	170	25	50	40	0.85	2	0.01167	86.67
61	25	40	40	0.85	0	0.01151	91.3	171	25	60	40	0.85	2	0.01198	96.75

62	25	50	40	0.85	0	0.01187	102.9	172	15	40	50	0.75	2	0.01131	50.36
63	25	60	40	0.85	0	0.01215	108.3	173	15	50	50	0.75	2	0.01174	72.42
64	15	40	50	0.75	0	0.01152	66.6	174	15	60	50	0.75	2	0.01208	83.47
65	15	50	50	0.75	0	0.01192	82.3	175	20	40	50	0.75	2	0.01125	48.43
66	15	60	50	0.75	0	0.01225	90.8	176	20	50	50	0.75	2	0.01170	74.82
67	20	40	50	0.75	0	0.01146	68.6	177	20	60	50	0.75	2	0.01206	86.62
68	20	50	50	0.75	0	0.01189	86.1	178	25	40	50	0.75	2	0.01117	45.19
69	20	60	50	0.75	0	0.01223	94.8	179	25	50	50	0.75	2	0.01166	78.19
70	25	40	50	0.75	0	0.01140	71.8	180	25	60	50	0.75	2	0.01203	90.68
71	25	50	50	0.75	0	0.01185	91.5	181	15	40	50	0.8	2	0.01123	45.09
72	25	60	50	0.75	0	0.01220	100.0	182	15	50	50	0.8	2	0.01163	69.58
73	15	40	50	0.8	0	0.01144	63.6	183	15	60	50	0.8	2	0.01194	81.45
74	15	50	50	0.8	0	0.01181	80.4	184	20	40	50	0.8	2	0.01117	41.67
75	15	60	50	0.8	0	0.01210	89.4	185	20	50	50	0.8	2	0.01159	71.62
76	20	40	50	0.8	0	0.01138	64.9	186	20	60	50	0.8	2	0.01192	84.41
77	20	50	50	0.8	0	0.01177	84.0	187	25	40	50	0.8	2	0.01110	35.52
78	20	60	50	0.8	0	0.01208	93.3	188	25	50	50	0.8	2	0.01155	74.48
79	25	40	50	0.8	0	0.01133	67.17	189	25	60	50	0.8	2	0.01190	88.22
80	25	50	50	0.8	0	0.01174	89.01	190	30	40	35	0.75	2	0.01156	103.89
81	25	60	50	0.8	0	0.01206	98.29	191	30	50	35	0.75	2	0.01204	112.63
82	30	40	35	0.75	0	0.01182	150.32	192	30	60	35	0.75	2	0.01241	115.89
83	30	50	35	0.75	0	0.01226	133.43	193	30	40	35	0.8	2	0.01145	95.58
84	30	60	35	0.75	0	0.01260	129.20	194	30	50	35	0.8	2	0.01189	108.46
85	30	40	35	0.8	0	0.01171	141.15	195	30	60	35	0.8	2	0.01223	113.17
86	30	50	35	0.8	0	0.01211	130.16	196	30	40	35	0.85	2	0.01135	86.54
87	30	60	35	0.8	0	0.01242	127.25	197	30	50	35	0.85	2	0.01176	103.99
88	30	40	35	0.85	0	0.01161	132.72	198	30	60	35	0.85	2	0.01207	110.25
89	30	50	35	0.85	0	0.01197	126.70	199	30	40	40	0.75	2	0.01139	83.82
90	30	60	35	0.85	0	0.01225	125.16	200	30	50	40	0.75	2	0.01189	102.42
91	30	40	40	0.75	0	0.01165	120.00	201	30	60	40	0.75	2	0.01227	109.01
92	30	50	40	0.75	0	0.01210	120.67	202	30	40	40	0.8	2	0.01130	75.15
93	30	60	40	0.75	0	0.01245	121.16	203	30	50	40	0.8	2	0.01176	98.28
94	30	40	40	0.8	0	0.01155	113.74	204	30	60	40	0.8	2	0.01210	106.30
95	30	50	40	0.8	0	0.01197	117.64	205	30	40	40	0.85	2	0.01121	65.17
96	30	60	40	0.8	0	0.01228	119.24	206	30	50	40	0.85	2	0.01164	93.78

97	30	40	40	0.85	0	0.01146	107.13	207	30	60	40	0.85	2	0.01196	103.37
98	30	50	40	0.85	0	0.01184	114.39	208	30	40	50	0.75	2	0.01109	38.25
99	30	60	40	0.85	0	0.01213	117.17	209	30	50	50	0.75	2	0.01161	83.22
100	30	40	50	0.75	0	0.01133	78.32	210	30	60	50	0.75	2	0.01201	96.14
101	30	50	50	0.75	0	0.01181	99.65	211	30	40	50	0.8	2	0.01102	18.95
102	30	60	50	0.75	0	0.01218	107.09	212	30	50	50	0.8	2	0.01151	78.76
103	30	40	50	0.8	0	0.01126	71.72	213	30	60	50	0.8	2	0.01187	93.33
104	30	50	50	0.8	0	0.01171	96.59	214	30	50	50	0.85	2	0.01142	73.78
105	30	60	50	0.8	0	0.01204	105.11	215	30	60	50	0.85	2	0.01175	90.25
106	30	40	50	0.85	0	0.01120	64.12								
107	30	50	50	0.85	0	0.01161	93.25								
108	30	60	50	0.85	0	0.01192	102.95								
109	15	40	35	0.75	2	0.01173	77.73								

## ۱۱. مراجع

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

Amadei, B. and Stephansson, O. "Rock stress and its measurement", (1th Edition), Chapman & Hall, London (1997).

Al-Ajmi, A.M. and Zimmerman, R.W. "Stability Analyses of Vertical Boreholes Using the Mogi-Coulomb Failure Criterion", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. 43: 1200-1211, (2006).

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).

Barton, C. A., Zoback, M. D. (1988). In situ stress orientation and magnitude at the Fenton geothermal site, New Mexico, determined from wellbore breakouts. Geophysical Research Letters 15(5), 467-470.

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).

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).

Cerasi P., Papamichos E., Stenebraten J. F. "Quantitative sand-production prediction: Friction-dominated flow model", SPE Latin American and Caribbean Petroleum Engineering Conference. Rio de Janeiro, Brazil. no.SPE94791 (2005).

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).

Ebtehaj, I., Bonakdari, H., Zaji, A.H., Azimi, H., Sharifi, A. "Gene expression programming to predict the discharge coefficient in rectangular side weirs". *Appl. Soft Comput.* 35, 618–628 (2015)

Fairhurst, C., and N. G. W. Cook. "The phenomenon of rock splitting parallel to a free surface under compressive stress," paper presented at First Congress, Int. Soc. of Rock Mech., Lisbon, Portugal (1964).

Griffith, A. A. "The phenomena of rupture and flow insolids," *J Philos Trans R Soc Lond*; 221:163–198 (1921).

Geosoft, "GeneXproTools Help," 19 February 2014. [Online]. Available:

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).

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).

Haimson, B.C. "Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks", *Int. J. Rock Mech. Min.Sci.*, 44(2), 157-173 (2007).

Haimson, B.C., Kovacich, J. "Borehole instability in high-porosity Berea sandstone and factors affecting dimensions and shape of fracture-like breakouts", *Engineering Geology*, Vol. 69, No. 3-4, pp. 219-231 (2003).

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).

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).

Jaeger JC, Cook NG W, Zimmerman RW. *Fundamentals of Rock Mechanics*. 4th ed., Oxford: Black well Publishing. (2007).

irsch G (1898) Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 42(29):797–807.

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).

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).

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).

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).

- Mastin, L.G. Development of borehole breakouts in sandstone. MSc thesis, Stanford University (1984).
- 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).
- 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).
- 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).
- Song, I. "Borehole breakout and coredisking in westerly granite: mechanism of formation and relationship to in situ stress", Ph.D. thesis, University of Wisconsin, p.201. (1998).
- Song, I. and Haimson, B. C., "Polyaxial Strength Criteria and their Use in Estimating in situ Stress Magnitudes from Borehole Breakout Dimensions", Intl. J. Rock Mech. and Mining Sci, 34, 3-4, 116, (1997)
- Van den Hoek, P.J. "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).
- 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).
- Zoback, M.D., et al., "Determination of stress orientation and magnitude in deep wells". Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 40, pp. 1049-1076, July 11, (2003).
- Zheng, Z., Kemeny, J., Cook, N.G.W. "Analysis of borehole breakouts", Journal of Geophysical Research, Vol. 94, No. B6, pp. 7171-7182 (1989).
- Zhang H, Yin S, Aadnoy BS. "Finite-element modeling of borehole breakouts for in situ stress determination," Int J Geomech; 18 (12). 04018174 (2018).