

در نظر گرفتن عدم قطعیت برای تخمین پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر با استفاده از روش‌های آماری

مه‌دی محمدی*^۱، محمد فاتحی مرجی^۲

۱-استادیار، گروه مهندسی معدن، دانشگاه ولی عصر (عج) رفسنجان، رفسنجان، ایران

۲-استاد، دانشکده مهندسی معدن و متالوژی، دانشگاه یزد

* عهده دار مکاتبات: mehdi.mohammadi@vru.ac.ir

تاریخ ارسال: ۱۴۰۱/۰۷/۲۹

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۲/۱۶

DOI: [10.22034/ANM.2023.19104.1573](https://doi.org/10.22034/ANM.2023.19104.1573)

این نسخه "پذیرفته شده پیش از انتشار" مقاله است که در نشریه روش‌های تحلیلی و عددی در مهندسی معدن، پس از طی فرایند داوری، برای چاپ، قابل پذیرش تشخیص داده شده است. این نسخه پس از اعلام پذیرش و قبل از فرایند ویراستاری به صورت آنلاین منتشر می‌شود. مقاله پس از طی فرایند آماده سازی و انتشار نهایی، از نسخه پذیرفته شده پیش از انتشار خارج و در شماره‌ای مشخص در وب سایت نشریه منتشر می‌شود. صفحه آرایی و ویراستاری فنی باعث ایجاد تغییرات صوری در مقاله خواهد شد.

چکیده

یکی از چالش‌های موجود در روند تحلیل پایداری و یا طراحی یک سازه سنگی به روش تعادل حدی، تعیین پارامترهای مقاومت برشی شامل چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی است. زیرا در عمل با توجه به ناهمگنی موجود در سنگ، پیش‌بینی این پارامترها همواره با تردید همراه است. در چنین شرایطی اگر بتوان دامنه‌ای از پارامترهای مقاومت برشی واقعی را به دست آورد، قابلیت اعتماد به نتایج بالاتر خواهد بود. در این مقاله برای رسیدن به هدف مورد نظر، یک روش کاربردی بر مبنای روش‌های احتمالاتی توسعه داده شده است. در گام اول برای تولید نمونه‌های تصادفی از پارامترهای مقاومت برشی با توسعه یک روش ابتکاری، گروه‌هایی از جفت تنش‌های کمینه و بیشینه تولید شده است. در گام بعدی پس از تولید پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از دو معیار پرکاربرد، موهر کلمب و هوک براون و با استفاده از توزیع t ، دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی در آن قرار دارند با سطح اطمینان ۹۵ درصد برای دو معیار شکست به صورت جداگانه تعیین شده است. برای بررسی روش ارائه شده، مطالعه موردی روی نمونه‌های ماسه سنگ پینگ دینگ شان انجام شده است. نتایج حاصل از مطالعه موردی بیانگر این است که، پیش‌بینی دامنه پارامترهای مقاومت برشی با روش توسعه داده شده در مقایسه با روش مرسوم از قطعیت بیشتری برخوردار است و بنابراین طراح اعتماد بیشتری به نتایج می‌تواند داشته باشد.

کلمات کلیدی

پارامترهای مقاومت برشی، معیار شکست موهر کلمب، معیار شکست هوک براون، عدم قطعیت، توزیع t

۱- مقدمه

تحلیل پایداری سازه‌های سنگی در پروژه‌های معدنی و عمرانی مانند دیواره‌های معادن سطحی، دیواره سدها و یا شیب‌های سنگی واقع در مسیر جاده‌ها بسیار ضروری و با اهمیت است. زیرا عدم پایداری هر یک از آنها خسارات زیادی برجا خواهد گذاشت. یکی از روش‌های متداول برای تحلیل پایداری، روش‌های تعادل حدی است. روش‌های تعادل حدی بر مبنای فاکتور اطمینان بیان می‌شوند. فاکتور اطمینان پارامتری است کمی، که معرف پایداری یا عدم پایداری یک سازه سطحی می‌باشد. فاکتور اطمینان نسبت تنش‌های مقاوم به تنش‌های مخرب تعریف می‌شود [۱]. معمولاً مدلی که برای تحلیل پایداری به روش تعادل حدی استفاده می‌شود مدل موهرکلمب است [۲]. برای استفاده از این مدل نیاز به تعیین پارامترهای مقاومت برشی است. پارامترهای مقاومت برشی همان چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی سنگ هستند. چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، بیانگر تنش‌های عمودی و مماس بر صفحه شکست هستند که معرف ناپایداری نمونه تحت تاثیر تنش‌ها است [۳]. به عبارت دیگر با تعیین پارامترهای مقاومت برشی، می‌توان تنش‌های برشی متناظر با تنش‌های نرمال را مطابق با معیار شکست موهرکلمب و هوک‌براون را پیش‌بینی کرد.

در عمل برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر، از دو معیار شکست موهرکلمب و هوک‌براون که کاربرد فراوانی دارند استفاده می‌شود. نتایج حاصل از دو معیار به صورت یک عدد قطعی است.

مطالعات نشان می‌دهد که نتایج حاصل شده از دو معیار، تحت تاثیر عدم قطعیت ۱- حاصل از رابطه ریاضی معیار شکست، ۲- ناشی از ناهمگنی سنگ بکر می‌باشد. در ادامه نتایج بررسی‌ها آورده شده است.

در رابطه با عدم قطعیت حاصل از رابطه ریاضی معیار شکست بررسی‌ها نشان می‌دهد که: معیار موهرکلمب، معیاری است خطی، به عبارت دیگر پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، در تنش‌های مختلف ثابت هستند [۴]. این موضوع در شکل ۱ نمایش داده شده است. بنابراین بدیهی است که پارامترهای مقاومت برشی حاصل شده نمی‌تواند بیانگر مقاومت سنگ در تنش‌های مختلف باشد.

همچنین یکی از پرکاربردترین معیارها، برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی، معیار شکست هوک‌براون است [۵].

معیار هوک‌براون معیاری است غیرخطی، از اینرو پارامترهای مقاومت برشی (معادل معیار موهرکلمب) در تنش‌های عمودی مختلف، متغیر هستند (شکل ۲). از طرفی تنش‌های عمودی تابعی از زاویه صفحه شکست در هنگام ناپایداری نمونه تحت تاثیر تنش‌های سه محوره هستند. بررسی‌هایی که بر روی زاویه صفحه شکست نمونه‌های سنگ بکر تحت تاثیر تنش جانبی انجام شده، نشان می‌دهد که زوایای صفحه شکست حاصل شده از نمونه‌های آزمایشگاهی با زاویه صفحه شکست حاصل از معیار هوک‌براون یکسان نیست [۶]. این موضوع در نهایت نشان می‌دهد که پارامترهای مقاومت برشی حاصل شده از قابلیت اعتماد بالایی برخوردار نیستند. زیرا پارامترهای مقاومت برشی غیردقیق و نامناسب، می‌تواند فاکتور اطمینان غیردقیق و گمراه کننده پیش‌بینی نماید [۷].

در رابطه با عدم قطعیت ناشی از ناهمگنی سنگ، بررسی‌ها نشان می‌دهد که، برای تخمین پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر، نیاز به حداقل ۵ نتیجه آزمایش سه‌محوره است تا بر اساس رگرسیون‌گیری این پارامترها تخمین زده شود. چنانچه تعداد نمونه‌ها (تعداد آزمایش‌ها)، تغییر کنند و یا مقاومت نهایی یکی از نمونه‌ها تحت تاثیر تنش جانبی در آزمایش تغییر نماید، در نهایت پس از رگرسیون‌گیری از نتایج آزمایش، پارامترهای مقاومت برشی نیز تغییر می‌کنند.

بنابراین با توجه به چالش‌های مطرح شده، تخمین منطقی پارامترهای مقاومت برشی یک مرحله حیاتی در طراحی و تحلیل سازه‌های سنگی محسوب می‌شود. در دهه‌های گذشته بررسی‌هایی برای تعیین پارامترهای معادل مقاومت برشی بر اساس معیار هوک‌براون گزارش شده است [۸-۱۸]. به نقل از براون تعیین دقیق معادل پارامترهای مقاومت برشی با توجه به عدم قطعیت ذاتی سنگ و همچنین روابط معیار شکست کاری چالش برانگیز است [۸].

در چنین شرایطی یکی از روش‌های بسیار مفید استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی است، زیرا این روش‌ها می‌توانند دامنه‌ای از مقادیر واقعی پارامترهای مقاومت برشی با سطح اطمینان مشخص را تخمین بزنند. روش‌های آماری برای اولین مرتبه توسط وایبول توسعه داده شد [۱۹] و تاکنون مطالعات زیادی در زمینه برآورد احتمالاتی خواص توده‌سنگ انجام شده است. کیم یک روش احتمالاتی برای تخمین خصوصیات مقاومت توده‌سنگ، توسعه داد. او برای شبیه‌سازی متغیرهای تصادفی از روش مونت‌کارلو و برای برازش نتایج آزمایشات، از

در این مقاله با استفاده از روش‌های آماری که کارایی بالایی در حل مسائلی که همراه با عدم قطعیت هستند، به بررسی این موضوع پرداخته می‌شود. برای این منظور ابتدا با توسعه روشی کاربردی و جدید نمونه پارامترهای مقاومت برشی تولید و سپس با استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارند را با سطح اطمینان ۹۵ درصد تخمین می‌زند.

۲- معیار شکست موهرکلمب و هوک براون

طبق معیار شکست موهرکلمب، بین تنش نرمال و تنش برشی مماس بر صفحه شکست بر روی یک نمونه تحت تنش سه محوره رابطه‌ای خطی وجود دارد [۲۶-۲۷]. معادله ۱ رابطه بین تنش‌های روی صفحه شکست را نمایش می‌دهد (شکل ۱ الف).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1)$$

در این رابطه، پارامترهای c, φ بترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی که همان پارامترهای مقاومت برشی است؛ نامیده می‌شوند، σ_n تنش نرمال و τ تنش‌های برشی روی صفحه شکست هستند. بنابراین پارامترهای مقاومت برشی بیانگر ترکیب تنش‌ها در لحظه شکست بر روی نمونه است [۲۸].

معیار موهرکلمب بر اساس تنش‌های بیشینه و تنش‌های کمینه نیز ارائه شده است.

$$\sigma_1' = k\sigma_3' + \sigma_c \quad (2)$$

در عمل برای تعیین پارامترهای k و σ_c (مقاومت فشاری تک-محوره)، پس از انجام آزمایش سه محوره بر روی تعدادی نمونه و تعیین تنش‌های کمینه در تنش‌های جانبی مختلف، با استفاده از روش رگرسیون‌گیری، K و σ_c بدست می‌آیند (شکل ۱ ب). پارامترهای مقاومت برشی نیز از طریق روابط ۳ تخمین زده می‌شود.

$$k = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3 \text{ الف})$$

$$\sigma_c = \frac{2c \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3 \text{ ب})$$

توان دوم کای برای سنگ بازالت استفاده کرد و نتایج مطلوبی به‌دست آورد [۲۰]. هوک و براون در سال ۱۹۹۸، برای پیش‌بینی پارامترهای معیار هوک‌براون از روش احتمالاتی برآورد نقطه‌ای استفاده کرد [۲۱]. برای این منظور پارامترهای ورودی مانند شاخص مقاومت زمین‌شناسی، مقاومت فشاری تک‌محوره و ثابت سنگ بکر (m_i) را به‌عنوان متغیر تصادفی و توزیع این متغیرها را نرمال در نظر گرفت. ساری، برای برآورد پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ یک روش عملی احتمالاتی با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو ارائه نمود [۲۲]. وی تابع هدف را معیار هوک‌براون در نظر گرفت. در ابتدا توزیع پارامترهای مورد نیاز، مانند مقاومت فشاری تک‌محوره، فاصله‌داری، طول ناپیوستگی و دهانه ناپیوستگی (پارامترهای متغیر RMR) را تعیین و سپس بر اساس این پارامترها توزیع پارامترهای هوک‌براون و پارامترهای مقاومتی توده‌سنگ را شبیه‌سازی کرد و نتیجه گرفت. سطح اطمینان نتایج با این روش بیشتر از روش‌های قطعی است. همچنین ساری و همکارانش، در ادامه تحقیقاتش، در سال ۲۰۱۰ با در نظر گرفتن تاثیر عوامل موثر روی پارامترهای معیار هوک‌براون مجدداً پارامترهای مقاومت توده‌سنگ را با استفاده از روش مونت‌کارلو شبیه‌سازی و بررسی کردند [۲۳]. آیدریس با ترکیب روش عددی اجزا محدود و شبیه‌سازی مونت‌کارلو تغییرپذیری خواص توده‌سنگ را در پایداری طبقات معادن مطالعه کرد [۲۴]. وی در بررسی‌های خود توزیع پارامترهای ورودی به تحلیل را نرمال در نظر گرفت. ربیعی‌وزیری و همکاران، پارامترهای مقاومت برشی توده‌سنگ معدن سنگ آهن گل‌گهر را با استفاده از روش مونت‌کارلو شبیه‌سازی کرد و دریافتند که افزایش ضریب تغییرات و پراکندگی در توزیع می‌تواند ناشی از فرم روابط استفاده شده برای تعیین پارامترهای خروجی باشد [۲۵].

مطالعه انجام شده نشان می‌دهد، روش‌های آماری، در مسائلی که همراه با عدم قطعیت هستند، نتایج قابل قبولی ارائه می‌نماید.

بنابراین با توجه به مطالب ذکر شده، می‌توان به این نکته اشاره کرد که عدم قطعیت موجود در ۱- روابط معیارهای شکست موهرکلمب و هوک براون، ۲- خواص ذاتی سنگ بکر، یکی از چالش‌های اساسی و مهم در علم مهندسی سنگ می‌باشد و این موضوع می‌تواند در پارامترهای مقاومت برشی حاصل شده اثرگذار باشد.

در عمل برای تعیین m_i و σ_{ci} تعدادی نمونه تحت تاثیر تنش جانبی قرار داده و سپس با تعیین تنش کمینه، با استفاده از روش رگرسیون گیری پارامترهای مورد نظر پیش بینی می-شوند. شکل ۲ الف، منحنی معیار شکست را بر اساس تنش-های اصلی نمایش می-دهد.

معیار شکست هوک براون بر اساس تنش های نرمال و برشی روی صفحه شکست نیز بیان می-شود. روابط ۹ و ۸ توسط بالمر [۳۱] پیشنهاد شده است.

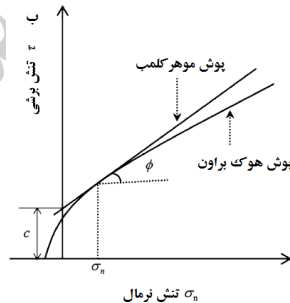
$$\sigma_n = \sigma'_3 + \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{(\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3}) + 1} \quad (8)$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma'_3) \sqrt{\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3}} \quad (9)$$

با مشتق گرفتن از σ'_1 نسبت به σ'_3 از معادله ۴ و جانشین کردن نتایج در روابط ۸ و ۹، روابط ۱۰ و ۱۱ بدست می آیند، که بترتیب بیانگر تنش های نرمال و تنش برشی بر صفحه شکست هستند [۱].

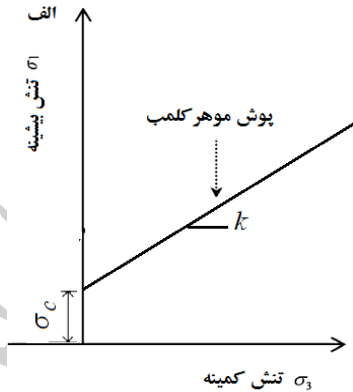
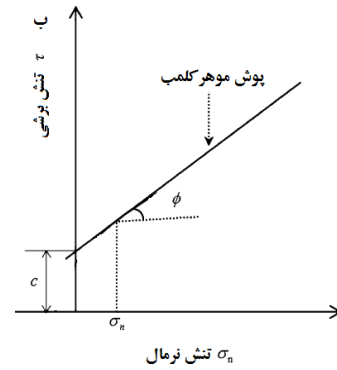
$$\sigma_n = \sigma'_3 + \frac{\sigma_{ci} (\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S)^a}{2 + am_b (\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S)^{a-1}} \quad (10)$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma'_3) \sqrt{1 + am_b (\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S)^{a-1}} \quad (11)$$



شکل ۲- معیار شکست هوک براون. الف- بر اساس تنش های اصلی. ب- بر اساس تنش های روی صفحه شکست

بر اساس شکل ۲ ب، چنانچه در تنش نرمال مورد نظر، خطی بر منحنی معیار شکست مماس شود، پارامترهای معادل



شکل ۱- معیار شکست موهر کلمب. الف - بر اساس تنش های روی صفحه شکست. ب- بر اساس تنش های اصلی

معیار هوک براون بر پایه آزمایش و تجربه روی تعدادی پروژه و نتایج آزمایشگاهی توسط هوک و براون توسعه داده شده است. عمومی ترین فرم این معیار که هم حالت اصلی و هم حالت اصلاح شده را در برمی گیرد بصورت رابطه زیر بیان می-شود [۲۹].

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \quad (4)$$

σ'_1, σ'_3 تنش اصلی کمینه و تنش اصلی بیشینه S, m_b, a پارامترهای ثابت توده سنگ هستند، σ_{ci} مقاومت فشاری سنگ بکر است. پارامتر a بزرگتر یا مساوی با ۰/۵ است. S و a برای سنگ بکر بترتیب برابر با ۱ و ۰/۵ است. S, m_b از روابط زیر به دست می-آیند [۱].

$$m_b = m_i \times e^{\frac{(GSI-100)}{28-14D}} \quad (5)$$

$$s = e^{\frac{(GSI-100)}{9-3D}} \quad (6)$$

GSI, D به ترتیب شاخص مقاومت زمین شناسی و فاکتور اغتشاش نام دارند. فاکتور اغتشاش تابع تنش های القایی مانند موج ناشی از انفجار است. این فاکتور بین صفر تا یک تغییر می-کند [۱، ۳۰]. شاخص مقاومت زمین شناسی برای سنگ بکر برابر با ۱۰۰ است. چنانچه نمونه بصورت بکر باشد رابطه هوک براون به صورت زیر تبدیل می-شود.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{\sigma_{ci} m_i \sigma'_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (7)$$

برای عملیاتی کردن این موضوع، از ابتکار جدیدی استفاده شده است که هزینه‌ها و زمان انجام آزمایش به حداقل مقدار می‌رسد.

برای این منظور، پیشنهاد می‌شود که حداقل دوازده آزمایش تک‌محوره و سه‌محوره انجام شود. پس از انجام آزمایش‌ها اکنون برای تولید گروه‌های مختلف، نتایج آزمایش‌ها را می‌توان با هم ترکیب کرد و گروه‌های مختلفی تولید کرد. به شرطی که حداقل دو جفت از نتایج آزمایش مقاومت فشاری سه‌محوره با گروه‌های دیگر متفاوت باشد. (پیشنهاد دوازده آزمایش به این دلیل است که طبق رابطه ترکیب (رابطه ۱۵) از ۱۲ آزمایش (n) انجام شده، انتخاب ۵ آزمایش (k) برای گروه‌بندی و در نهایت تعیین پارامترهای مقاومت برشی، ۷۹۲ حالت، حق انتخاب برای مهندس طراح ایجاد می‌نماید [۳۳]. بنابراین دامنه انتخاب و گروه بندی برای مهندس طراح بسیار گسترده می‌باشد.

$$P(n, k) = \frac{n!}{(n-k)!k!} \quad (15)$$

پس از تولید گروه‌هایی با پنج و یا شش مجموعه از نتایج آزمایش، اکنون پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از معیار موهرکلمب و یا هوک‌براون برای هر گروه تعیین می‌شود. بدیهی است پارامتر مقاومت برشی به‌دست آمده از هر گروه با گروه دیگر متفاوت است. بنابراین به تعداد گروه‌های در نظر گرفته شده، نمونه‌هایی تولید می‌شوند که با هم متفاوت و بیانگر پارامترهای مقاومت برشی هستند. در روش متداول، هر یک از گروه‌های مذکور یک نمونه پارامتر مقاومت برشی تولید می‌کند که از آن در تحلیل استفاده می‌شود. اما در روش توسعه داده شده، با انجام تعدادی آزمایش بیشتر می‌توان نمونه‌های آماری از پارامترهای مقاومت برشی را تولید کرد. در نتیجه، عدم قطعیت ناشی از ماهیت ذاتی سنگ کاهش می‌یابد. هر چه تعداد گروه‌ها بیشتر باشد، نمونه‌های آماری تولید شده بیشتر و در نتیجه پارامترهای مقاومت برشی واقعی - تری از جامعه آماری بدست می‌آید و دامنه مورد نظر از قابلیت اعتماد بالاتری برخوردار است.

پس از تولید نمونه‌های آماری از پارامترهای مقاومت برشی، با استفاده از روش‌های آماری، مشخصه آماری شامل میانگین و انحراف معیار را برای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به‌دست می‌آید. اکنون می‌توان دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارد را با استفاده از توزیع t تعیین کرد. با این عمل نتیجه به‌دست آمده از بالاترین سطح اطمینان برخوردار است و عدم قطعیت کاهش می‌یابد. برای

مقاومت برشی موهرکلمب تعیین می‌شوند. همچنین این پارامترها از روابط ۱۲ و ۱۳ محاسبه می‌شوند. در روابط مورد نظر σ_{3n} بالاترین تنش جانبی موجود در منطقه است که برای شیروانی‌ها از رابطه ۱۴ به‌دست می‌آید [۱].

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (12)$$

$$C = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)S+(1-a)m_b\sigma_{3n}](S+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6am_b(S+m_b\sigma_{3n})^{a-1})}} \quad (13)$$

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci} \quad (14)$$

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\lambda H} \right)$$

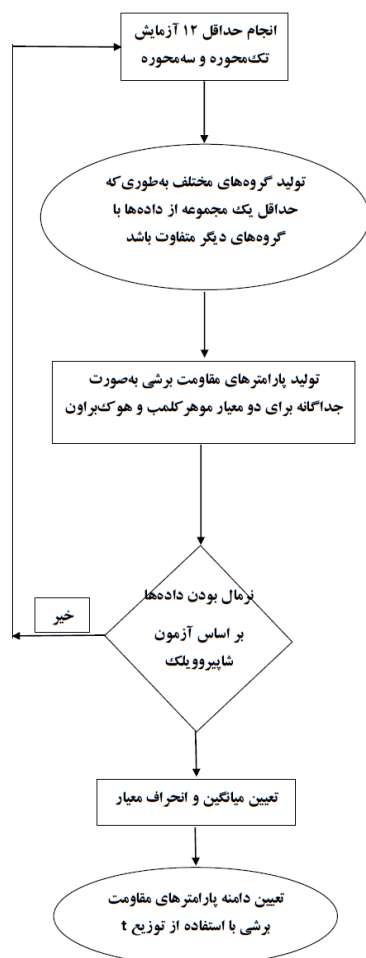
۳- روش تحقیق

روش متداول و متعارف برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی بدین ترتیب است که، یک گروه شامل حداقل ۵ نمونه تحت تنش سه محوره قرار گرفته و پس از تعیین نتایج آزمایش سه‌محوره (تنش جانبی و تنش بیشینه)، از داده‌ها بر اساس معیارهای موهر کلمب و یا هوک‌براون رگرسیون‌گیری کرده و پارامترهای مقاومت برشی تخمین زده می‌شوند [۳۲]. اما در عمل، چنانچه دو گروه متفاوت از نتایج آزمایش سه محوره از یک نوع سنگ موجود باشد، هنگام رگرسیون‌گیری از نتایج آزمایش، پارامترهای مقاومت برشی نیز تغییر می‌کنند و نتایج از قابلیت اعتماد بالایی برخوردار نیستند. در این پژوهش، هدف تخمین دامنه‌ای است؛ که پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارد. برای این منظور، در گام اول، بایستی، نمونه‌هایی از پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر را تولید کرد. برای این منظور بایستی نمونه‌های پنج‌تایی از سنگ مورد نظر جهت آزمایش سه‌محوره، آماده‌سازی کرد و پس از انجام آزمایش سه‌محوره، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای هر گروه تعیین شود و با این روش نمونه‌های آماری از پارامتر مقاومت برشی تولید می‌شود. اما نکته‌ای که وجود دارد؛ برای تولید گروه‌هایی از نتایج آزمایش سه‌محوره، بایستی تعداد نمونه‌های زیادی آماده‌سازی کرد تا بر روی آنها آزمایش سه‌محوره انجام داد و بر اساس آن پارامترهای مقاومت برشی تولید کرد. به عنوان مثال حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت فشاری سه‌محوره بایستی انجام شود تا ۶ گروه برای تعیین ۶ مجموعه پارامتر مقاومت برشی بدست آید. از اینرو آماده‌سازی نمونه و همچنین انجام آزمایش‌ها، زمان بر می‌شود.

این منظور پارامترهای مقاومت برشی تولید شده را به عنوان نمونه‌های انتخاب شده از یک جامعه آماری در نظر گرفته می‌شود. شرط استفاده از توزیع t نرمال بودن داده‌ها است. پس از بررسی نرمال بودن داده‌ها بر اساس آزمون شاپیرو ویلک، با استفاده از توزیع t (رابطه ۱۶) دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارد تخمین زده می‌شود.

$$t = \frac{\bar{y} - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad (16)$$

در این رابطه t مساحت زیر منحنی توزیع نرمال، \bar{y} و S به ترتیب میانگین و انحراف معیار نمونه و μ میانگین جامعه آماری و n تعداد نمونه است [۳۳]. پس از آن که مقادیر میانگین (\bar{y}) و انحراف معیار (S) از توصیف آماری نمونه‌های آماری تعیین شد. آنگاه می‌توان با حد اطمینان ۹۵ درصد دامنه واقعی پارامترهای مقاومت برشی $(C(\mu, C))$ و $(\phi(\mu, \phi))$ را تخمین زد. برای تعیین مقدار t از جدول زیر سطح منحنی توزیع t استفاده می‌شود. برای این منظور با در نظر گرفتن $t_{0.025}$ (زیرا آزمایش دو دنباله‌ای است) و همچنین درجه آزادی $d.f = n - 1$ که n تعداد نمونه‌های در نظر گرفته شده از جامعه آماری، می‌توان مقدار t را بدست آورد [۳۲]. شکل ۳ بصورت خلاصه روش کار را ارائه می‌دهد.



شکل ۳- فلوجارت روش تحقیق برای تخمین دامنه پارامترهای مقاومت برشی

۴- مطالعه موردی

در این مقاله تمرکز بر توسعه روشی کاربردی است؛ برای تخمین دامنه‌ای که پارامترهای واقعی مقاومت برشی سنگ بکر در آن قرار دارد. بنابراین نیاز به داده‌هایی استاندارد است تا نتایج به دست آمده قابل قبول باشند و قابلیت تعمیم داشته باشند. بنابراین در این مطالعه، از داده‌های مورد استفاده از تحقیقات یو [۳۴] که بر روی نمونه سنگ بکر انجام شده استفاده گردید. نتایج در جدول ۱ نمایش داده شده است. آزمایشات مقاومت فشاری تک محوره و سه محوره بر روی نمونه ماسه سنگ پینگ دینگ شان انجام شده است. آزمایشات توسط دستگاه خودکنترل انجام شده است. طول و قطر نمونه‌ها به ترتیب ۱۰۰ و ۵۰ میلی متر و همه نمونه‌ها از یک بلوک تهیه شده‌اند. برای نمونه سنگ مورد نظر، ۶ آزمایش تک-محوره و ۸ آزمایش سه محوره انجام شده است. نتایج حاصل

۴۰	۳۰٫۵۷	۳۰	۲۸۴٫۱	۸
		۴۰	۳۰٫۵۷	۹

پس از گروه‌بندی داده‌ها، ابتدا پارامترهای مقاومت برشی بر اساس معیار موهر کلمب تعیین شده است. برای هر گروه، با استفاده از روش رگرسیون‌گیری و بر اساس روابط ۳ پارامترهای مقاومت برشی برای ۲۰ گروه مورد نظر تخمین زده شد و نتایج در جدول ۳ نشان داده شده است. جدول ۳ نشان می‌دهد که پارامترهای مقاومت برشی به‌دست آمده در هر گروه، با هم متفاوت هستند. به‌عبارت دیگر در روش سنتی هر یک از سطرهای جدول ۳ به‌عنوان پارامترهای مقاومت برشی در تحلیل استفاده می‌شوند. در صورتی که نتایج در جدول نشان می‌دهد به‌علت عدم قطعیت ذاتی در سنگ نمی‌توان یک مقدار قطعی برای پارامترها در نظر گرفت.

جدول ۳- نمونه آماری تولید شده پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از معیار موهر کلمب					
ردیف	چسبندگی (مگاپاسکال)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	ردیف	چسبندگی (مگاپاسکال)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۱	۳۱٫۶	۴۰٫۵	۱۱	۲۸٫۲	۴۳٫۲
۲	۳۳٫۲۵	۳۹٫۸	۱۲	۳۲٫۲	۴۰
۳	۳۰	۴۱٫۳	۱۳	۲۶٫۸	۴۳
۴	۳۴	۳۹	۱۴	۳۰٫۵	۴۲
۵	۳۲٫۴	۴۰٫۱	۱۵	۲۹٫۳	۴۲٫۶
۶	۳۴٫۶	۳۹	۱۶	۲۸٫۹	۴۱٫۶
۷	۳۲٫۶	۳۹٫۹	۱۷	۳۴٫۳	۳۸٫۹
۸	۲۸٫۹	۴۱٫۶	۱۸	۳۰٫۳	۴۱
۹	۳۰٫۴	۴۲	۱۹	۲۸٫۶	۴۲٫۷
۱۰	۲۹٫۶	۴۲	۲۰	۳۵٫۱	۳۸٫۸

پس از تعیین نمونه‌های آماری بر اساس معیار موهر کلمب، اکنون پارامترهای مقاومت برشی بر اساس معیار هوک‌براون بدست می‌آید. برای تعیین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی از روابط ۱۱ و ۱۲ استفاده شده است. با توجه به اینکه در این مطالعه نمونه سنگ مورد نظر بکر است، در روابط از خصوصیات سنگ بکر استفاده شده است. بنابراین شاخص مقاومت زمین‌شناسی برابر با ۱۰۰ (نمونه ماسه‌سنگ بکر است.) و فاکتور اغتشاش برابر با صفر در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به غیرخطی بودن معیار هوک‌براون (شکل ۲)، پارامترهای مقاومت برشی برای هر ۲۰ گروه در تنش کمینه برابر با ۴۰ مگاپاسکال (بعنوان نمونه) تخمین زده شد. نتایج در جدول ۴ نمایش داده شده است.

جدول ۴- نمونه آماری پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از
--

از آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوره، نشان می‌دهد، اگر چه نمونه‌ها از یک بلوک سنگی تهیه شده‌اند، اما هیچ‌کدام از نتایج با هم برابر نیستند. این موضوع ناشی از عدم قطعیت در ماهیت ذاتی سنگ است.

جدول ۱- داده‌های استفاده شده در این پژوهش [۳۴]			
ماسه‌سنگ پینگ دینگ شان		ماسه‌سنگ پینگ دینگ شان	
$\sigma_3 (MPa)$	$\sigma_1 (MPa)$	$\sigma_3 (MPa)$	$\sigma_1 (MPa)$
۰	۱۰۲٫۹	۵	۱۵۷٫۷
۰	۱۰۳٫۴	۱۰٫۱	۱۹۷٫۱
۰	۱۰۳٫۶	۱۵٫۱	۲۲۴٫۳
۰	۱۲۲٫۴	۲۰٫۱	۲۳۸
۰	۱۲۸٫۷	۲۵	۲۵۸
۰	۱۲۹٫۴	۳۰	۲۸۳٫۵
		۳۰	۲۸۴٫۱
		۴۰	۳۰۵٫۷

مگاپاسکال: MPa

۵- بحث

۵-۱- تولید گروه و تعیین پارامترهای مقاومت برشی بر

اساس دو معیار شکست موهر کلمب و هوک‌براون

در گام اول، ابتدا بایستی داده‌های موجود در جدول ۱ گروه‌بندی شوند. برای این منظور، داده‌ها در ۲۰ گروه، که در هر گروه حداقل هفت مجموعه داده قرار دارند، تقسیم شدند. مجموعه داده‌ها بصورت تصادفی انتخاب شده‌اند. با توجه به اهمیت تنش تک‌محوره در همه داده‌ها از مقاومت فشاری تک‌محوره استفاده شده است. در بعضی از گروه‌ها از میانگین مقاومت فشاری تک‌محوره که در جدول ۱ آمده استفاده شده است. برای مثال دو گروه از داده‌ها در جدول ۲ نمایش داده شده است.

جدول ۲- نمونه‌ای از گروه‌بندی داده‌های موجود در جدول ۱ برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی				
گروه ۲		گروه ۱		
تنش کمینه (MPa)	تنش بیشینه (MPa)	تنش کمینه (MPa)	تنش بیشینه (MPa)	
۰	۱۱۵٫۱	۰	۱۲۹٫۴	۲
۵	۱۵۷٫۷	۵	۱۵۷٫۷	۳
۱۰٫۱	۱۹۷٫۱	۱۰٫۱	۱۹۷٫۱	۴
۱۵٫۱	۲۲۴٫۳	۱۵٫۱	۲۲۴٫۳	۵
۲۰٫۱	۲۳۸	۲۰٫۱	۲۳۸	۶
۲۵	۲۵۸	۲۵	۲۵۸	۷

ردیف	چسبندگی (مگاپاسکال)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	ردیف	چسبندگی (مگاپاسکال)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)
۱	۴۳	۳۵٫۷	۱۱	۴۲٫۵	۳۶٫۶
۲	۴۴٫۲۵	۳۵	۱۲	۴۳٫۱	۳۵٫۴
۳	۴۱٫۸	۳۶٫۴	۱۳	۴۱٫۴	۳۷٫۳
۴	۴۴٫۶	۳۴٫۷	۱۴	۴۴	۳۵٫۶
۵	۴۳	۳۵٫۶	۱۵	۴۳٫۳	۳۶
۶	۴۴٫۸	۳۴٫۵	۱۶	۴۱٫۳	۳۶٫۴
۷	۴۳٫۹	۳۵	۱۷	۴۴٫۷	۳۴٫۵
۸	۴۱٫۳	۳۶٫۴	۱۸	۴۱٫۹	۳۶٫۳
۹	۳۹٫۵	۳۷٫۵	۱۹	۴۲٫۹	۳۶٫۲
۱۰	۳۹٫۱	۳۷٫۶	۲۰	۴۵	۳۴٫۵

جدول ۴ نشان می‌دهد، که با تغییر در ترکیب آزمایش در گروه‌های مختلف هیچ‌یک از نتایج به‌دست آمده با هم برابر نیستند و دلیل آن ناشی از عدم قطعیت موجود در ماهیت ذاتی سنگ و همچنین روابط موجود است. در روش متعارف هر یک از پارامترهای مقاومت برشی در ۲۰ ردیف نشان داده شده بیانگر مقاومت برشی سنگ مورد نظر است و طبیعتاً تحلیل‌ها و طراحی از درجه قطعیت پایین‌تری برخوردار است. مقایسه جدول ۳ و ۴ نشان می‌دهد که پارامترهای مقاومت برشی بدست آمده، با هم متفاوت هستند و دلیل آن خطی بودن معیار موهرکلمب و غیرخطی بودن معیار هوک براون است. بنابراین به‌صورت جداگانه نتایج جداول ۳ و ۴ به‌عنوان نمونه‌های آماری در نظر گرفته می‌شود و با روش‌های احتمالاتی، دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارد، به‌دست می‌آید.

۲-۵ تعیین دامنه پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از توزیع t

برای تعیین دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی در آن قرار دارند، ابتدا با استفاده از روش‌های آماری، مشخصه آماری هر یک از پارامترهای مقاومت برشی موجود در جداول ۳ و ۴ به تفکیک تعیین می‌شود. نتایج در جداول ۵ و ۶ بر اساس معیارهای موهرکلمب و هوک براون نشان داده شده است.

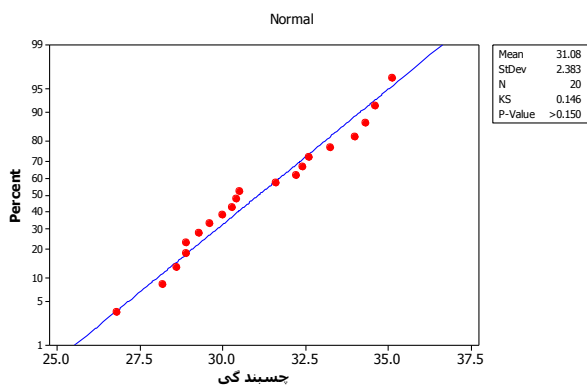
مقدار میانگین و انحراف معیار پارامتر چسبندگی برای معیار موهرکلمب به‌ترتیب برابر با (MPa) ۳۱٫۰۷، ۲٫۳۸ و برای زاویه اصطکاک داخلی به‌ترتیب برابر با ۴۰٫۹۵ و ۱٫۴۵ درجه است (جدول ۵). همچنین جدول ۶ توصیف آماری پارامترهای

مقاومت برشی را بر اساس معیار هوک براون نمایش می‌دهد. مقدار میانگین و انحراف معیار پارامتر چسبندگی به‌ترتیب برابر با (MPa) ۴۲٫۷۶ و ۱٫۶۸ و برای زاویه اصطکاک داخلی برابر با ۳۵٫۸۶ و ۰٫۹۶ درجه است. مقایسه ضریب تغییرات موجود در جداول ۵ و ۶ نشان می‌دهد که میزان پراکندگی نتایج نسبت به مقدار میانگین بر اساس معیار هوک براون کمتر از معیار موهرکلمب است. این موضوع نشان می‌دهد که دقت نتایج به‌دست آمده بر اساس معیار هوک براون بالاتر است و این به دلیل غیرخطی بودن معیار هوک براون است.

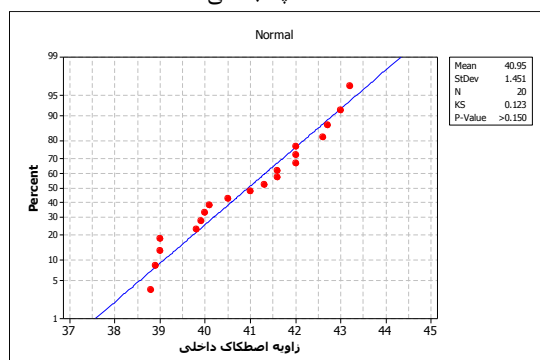
تعداد نمونه	کمینه مقدار	بیشینه مقدار	دامنه	میانگین	نما	میانه	واریانس	انحراف معیار	ضریب تغییرات %
۲۰	۲۶٫۸۰	۳۵٫۱۰	۸٫۳۰	۳۱٫۰۷	۲۸٫۹(۲)	۳۰٫۴۵	۵٫۶۸	۲٫۳۸	۷٫۶۷
۲۰	۳۷٫۸۰	۴۳٫۲۰	۵٫۴۰	۴۰٫۹۵	۴۳(۳)	۴۱٫۱۵	۲٫۱۰	۱٫۴۵	۳٫۵۴

تعداد نمونه	کمینه مقدار	بیشینه مقدار	دامنه	میانگین	نما	میانه	واریانس	انحراف معیار	ضریب تغییرات %
۲۰	۳۹٫۱۰	۴۵٫۰۰	۵٫۹۰	۴۲٫۷۶	۴۱٫۴۳(۲)	۴۳٫۰۰	۲٫۸۳	۱٫۶۸	۳٫۹۳
۲۰	۳۷٫۵۰	۳۷٫۶۰	۰٫۱۰	۳۵٫۸۶	۳۶٫۳۰(۳)	۳۵٫۸۵	۰٫۹۶	۰٫۹۸	۲٫۷۴

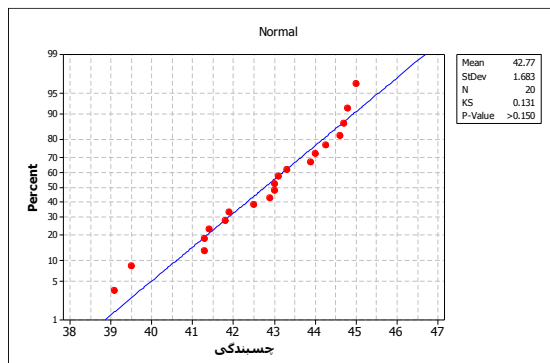
اکنون با تعیین میانگین و انحراف معیار، می‌توان بر اساس رابطه ۱۶ دامنه‌ای که پارامتر مقاومت برشی واقعی در آن قرار دارند را بدست آورد. اما ابتدا بایستی نرمال بودن داده‌های موجود در جداول ۳ و ۴ را که به‌عنوان نمونه‌های آماری در نظر



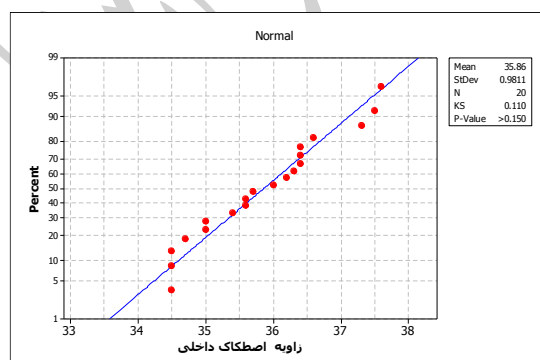
۴-الف چسبندگی



۴-ب زاویه اصطکاک داخلی



۴-ج چسبندگی



۴-د زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۴- نرمال بودن پارامترها بر اساس آزمون شاپیروویلک. الف و ب بر اساس معیار موهرکلمب. ج و د بر اساس معیار هوک براون

گرفته شده بررسی کرد. آزمون نرمال بودن داده‌ها در دو مرحله به شرح زیر انجام می‌شود:

۱- بررسی چولگی و کشیدگی داده‌ها، چنانچه چولگی و کشیدگی نمونه‌ها در دامنه $+2$ تا -2 قرار داشته باشد مرحله دوم قابل بررسی است [۳۳].

۲- استفاده از آزمون شاپیروویلک، در این آزمون برای بررسی نرمال بودن داده‌ها فرض صفر مبتنی بر اینکه توزیع داده‌ها نرمال است، در سطح خطای ۵ درصد آزمایش می‌شود. بنابراین اگر آماره آزمون بزرگتر مساوی 0.05 تعیین شود، توزیع داده‌ها نرمال خواهد بود. برای آزمون نرمالیتت فرض‌های آماری بصورت زیر تنظیم می‌شود [۳۳].

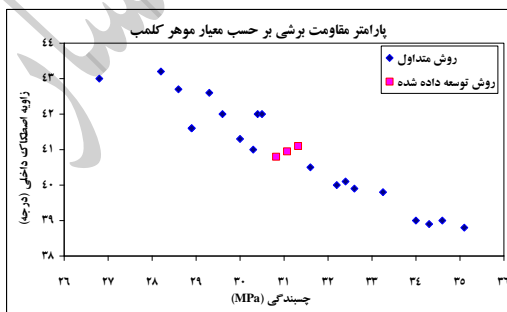
توزیع داده‌های مربوط به هر یک از متغیرها نرمال است: H_0
 توزیع داده‌های مربوط به هر یک از متغیرها نرمال نیست: H_1
 نتایج حاصل از آزمون نرمالیتت در جدول ۷ نمایش داده شده است. جدول ۷ نشان می‌دهد که، چولگی و کشیدگی بدست آمده برای پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در دامنه $+2$ تا -2 قرار دارند. بنابراین شرط اول مورد تایید است. شرط دوم بررسی سطح معناداری حاصل از آزمون شاپیروویلک است. طبق نتایج بدست آمده در همه نمونه‌ها نتایج حاصل از آزمون بزرگتر از 0.05 است. بنابراین با اطمینان بالایی داده‌ها را می‌توان نرمال فرض کرد. شکل ۵۴ و بترتیب سطح معناداری داده‌ها را در آزمون شاپیروویلک و همچنین هیستوگرام فراوانی تجمعی داده‌ها را نمایش می‌دهد.

جدول ۷- بررسی نرمال بودن داده‌ها				
آزمون	چولگی	کشیدگی	کولموگراف-اسمیرنوف	
	0.15	-1.01	>0.15	چسبندگی
	-0.07	-1.32	>0.15	زاویه اصطکاک داخلی
	0.67	-0.07	>0.15	چسبندگی
	0.2	-0.85	>0.15	زاویه اصطکاک داخلی

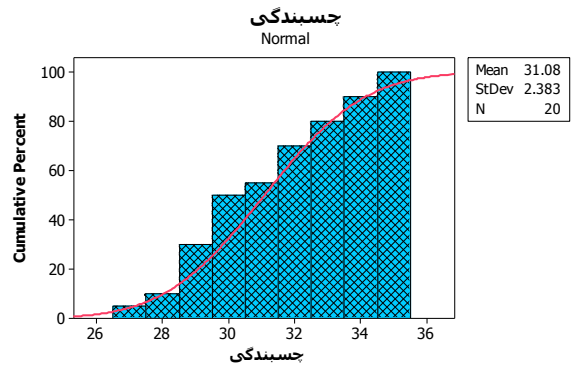
پارامترهای مقاومت برشی واقعی در آن تغییر می‌کند را تعیین و در جدول ۸ نمایش داده شده است. نتایج جدول ۸ نشان می‌دهد که اطلاعات بدست آمده از دو معیار با هم متفاوت هستند. همان‌طور که در بخش قبل ذکر گردید، معیار شکست موهر کلمب خطی، است بنابراین پارامترهای مقاومت برشی ثابت (شکل ۱)، اما معیار شکست هوک-براون غیرخطی است بنابراین پارامترهای مقاومت برشی در تنش‌های مختلف متفاوت است (شکل ۳). در مجموع معیار شکست هوک-براون نتایج بهتری نسبت به معیار موهر کلمب ارائه می‌نماید.

جدول ۸ - تعیین دامنه برای پارامترهای مقاومت برشی بر اساس معیار موهر کلمب و هوک-براون			
معیار هوک-براون		معیار موهر کلمب	
زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (MPa)
35.76(φ/35.96)	42.58(C/42.94)	40.8(φ/41.1)	30.82(C/31.32)

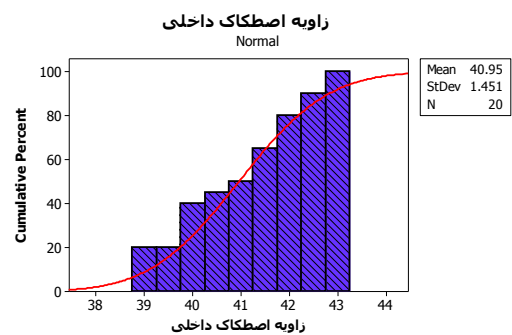
مقایسه جداول ۳ و ۴ که پارامترهای مقاومت برشی را بر اساس روش متداول نشان می‌دهد، با نتایج جدول ۸ که پارامترها را بر اساس روش توسعه یافته بدست آورده، نشان می‌دهد که روش توسعه داده شده دارای برتری نسبت به روش متداول است. زیرا نمونه‌های آماری تولید شده برای تعیین دامنه‌ای که پارامترهای واقعی در آن قرار دارد، از روش متداول گرفته شده است. این نکته در شکل ۶ مشهود است، چنانچه از روش متداول استفاده شود هر یک از نتایج موجود در شکل ۶ می‌توانست در تحلیل استفاده شود. اما با استفاده از روش توسعه داده شده با قطعیت بالاتر و در یک دامنه واقعی‌تر می‌توان پارامترهای مقاومت برشی را تعیین کرد. این نکته برتری روش توسعه داده شده نسبت به روش مرسوم است.



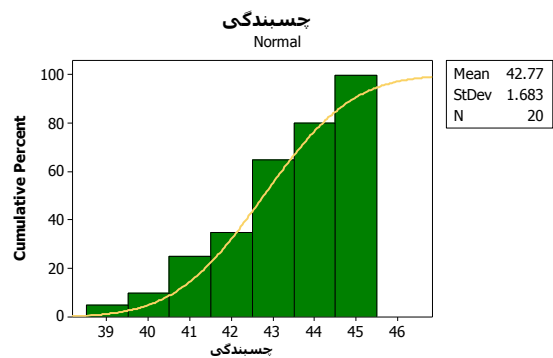
شکل ۶ الف



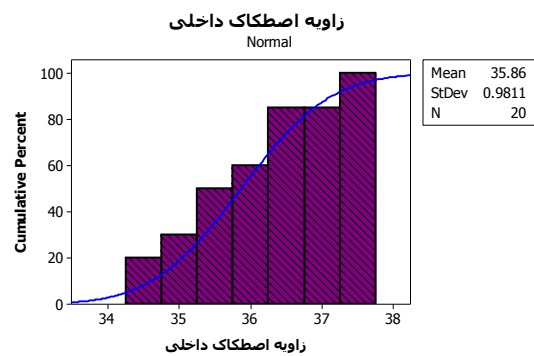
۵-الف چسبندگی



۵-ب زاویه اصطکاک داخلی



۵-ج چسبندگی



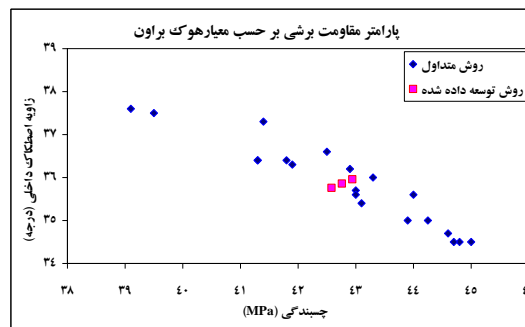
۵-د زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۵- توزیع تجمعی پارامترهای مقاومت برشی الف و ب بر اساس معیار موهر کلمب، ج و د بر اساس معیار هوک-براون اکنون با توجه به نرمال بودن داده‌ها، با استفاده از رابطه ۱۵ و نتایج جداول ۵و۶، با حد اطمینان ۹۵ درصد دامنه‌ای که

روش توسعه داده شده در مقایسه با روش مرسوم از قطعیت بیشتری برخوردار است و می‌تواند به‌عنوان یک روش در سایر پروژه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

مراجع

- [1] Carranza-Torres, C. (2021). Computational tools for the analysis of circular failure of rock slopes. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science.
- [2] Shen, J., Karakus, M., & Xu, C. (2012). Direct expressions for linearization of shear strength envelopes given by the Generalized Hoek–Brown criterion using genetic programming. *Computers and Geotechnics*, 44, 139–146.
- [3] Labuz, J.F., & Zang, A. (2012). Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 975–979.
- [4] Shen, J., Priest, S.D., & Karakus, M. (2012). Determination of Mohr–Coulomb Shear Strength Parameters from Generalized Hoek–Brown Criterion for Slope Stability Analysis. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(1), 123–129.
- [5] Rafiei Renani, H., & Martin, C.D. (2020). Slope Stability Analysis using Equivalent Mohr–Coulomb and Hoek–Brown criteria. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53, 13–21.
- [6] Mohammadi, M., & Tavakoli, H. (2015). Comparing the generalized Hoek–Brown and Mohr–Coulomb failure criteria for stress analysis on the rocks failure plane. *Geomechanics and Engineering*, 9(1), 115–124.
- [7] Brown, E.T. (2008). Estimating the mechanical properties of rock masses. In: *Proceedings of the 1st southern hemisphere international rock mechanics symposium: SHIRMS 2008, Perth, Western Australia 1*, 3–21.
- [8] Wyllie, D.C., & Mah, C. (2004). *Rock slope engineering: civil and mining* 4th edn. Spon Press, New York.
- [9] Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 33(3), 187–223.
- [10] Hoek, E. (1990). Estimating Mohr–Coulomb friction and cohesion values from the Hoek–Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 27(3), 227–229.
- [11] Amoushahi, S., Grenon, M., Locat, J., & Turmel, D. (2018). Deterministic and probabilistic stability analysis of a mining rock slope in the vicinity of a major public road — case study of the LAB Chrysotile mine in Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(10), 290–310.
- [12] Bakhtiyari, E., Almasi, A., Cheshomi, A., & Hassanpour, J. (2017). Determination of Shear Strength Parameters of Rock Mass using Back Analysis Methods and Comparison of Results with Empirical Methods. *The Journal of Scientific and Engineering Research*, 11, 35–42.
- [13] Hoek, E., & Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186.
- [14] Park, P., & Michalowski, R.L. (2021). Three-dimensional stability assessment of slopes in intact rock governed by the Hoek–Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 137, 104522.
- [15] Yang, S.Q., Chen, M., Jing, H.W., Chen, K.F., & Meng, B. (2017). A case study on large deformation failure



شکل ۶

شکل ۶- مقایسه پارامترهای مقاومت برشی بر اساس روش متداول و روش توسعه داده شده. الف: بر اساس معیار موهرکلمب، ب: بر اساس معیار هوک براون

۶- نتیجه گیری

در روند تحلیل و طراحی یک سازه سنگی به روش تعادل حدی، تعیین پارامترهای مقاومت برشی از اهمیت بسیار خاصی برخوردار است. زیرا تغییر در پارامترهای مقاومت برشی باعث تغییر در فاکتور اطمینان است. برای پیش بینی این پارامترها از نتایج آزمایش سه‌محوره و بر اساس دو معیار شکست موهرکلمب و هوک براون استفاده می‌شود. اما پیش‌بینی نتایج همواره با عدم قطعیت همراه هستند. این موضوع سبب تردید مهندسان برای استفاده از نتایج در تحلیل‌ها و طراحی می‌شود. در این مقاله برای یافتن نتایجی دقیق‌تر و قابل اعتمادتر یک روش کاربردی توسعه داده شد. برای این منظور با تشکیل گروه‌هایی از ترکیب تعدادی از داده‌های آزمایش سه‌محوره و بر اساس معیارهای شکست موهرکلمب و هوک براون، نمونه‌های تصادفی از پارامترهای مقاومت برشی تولید شد و سپس با تعیین توصیف آماری نمونه‌ها، و بررسی نرمال بودن داده‌ها، در نهایت با استفاده از توزیع t دامنه‌ای که پارامترهای مقاومت برشی در آن قرار دارند با حد اطمینان ۹۵ درصد برای دو معیار شکست مورد نظر به‌صورت جداگانه تعیین می‌شود. برای مطالعه موردی از نتایج آزمایش سه‌محوره که بر روی نمونه ماسه‌سنگ پینگ‌دینگ‌شان انجام شده، استفاده گردید. داده‌ها به ۲۰ گروه تقسیم و پارامترهای مقاومت برشی بدست آمد و در نهایت چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بر اساس معیار شکست موهرکلمب به ترتیب $30.82 < c < 31.32$ مگاپاسکال، $40.8 < \phi < 41.1$ درجه و برای معیار شکست هوک براون به ترتیب $42.58 < c < 42.94$ مگاپاسکال و $35.76 < \phi < 35.96$ درجه بدست آمد. نتایج بیانگر این است که، پیش‌بینی پارامترهای مقاومت برشی با

Parameters of Rock Mass using Monte Carlo Method. " Iranian Journal of Mining Engineering, 10(27), 69- 80. (In Persian)

[26] Mehrishal, S.A., (2021). Development of an analytical method for the calculation of the Mohr-Coulomb failure envelope. *Journal of Analytical and Numerical Methods in Mining Engineering*, 11(27), 19-29. (In Persian)

[27] Li, S., Zhang, Y., Cao, M., & Wang, Z. (2022). Study on Excavation Sequence of Pilot Tunnels for a Rectangular Tunnel Using Numerical Simulation and Field Monitoring Method. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55, 3507–3523.

[28] Cai, M., Hou, P.Y., Zhang, X.W., & Feng, X.T. (2021). Post-peak Stress–Strain curves of brittle hard rocks under axial-strain-controlled loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 147, 104921.

[29] Ling, W., Zuoan, W., & Shen, J. (2016). Charts for estimating rock mass shear strength parameters. *Geomechanics and Engineering*, 10(3), 257- 267.

[30] Mohammadi, M., (2021). Developing an Applied Method for Determining Geomechanical Parameters of Rock Mass Considering Uncertainty. *Journal of Mineral Resources Engineering and the Iranian Mining Engineering*, , 6(3), 99-114.

[31] Balmer, G., (1952). A general analytical solution for Mohr's envelope. *Am Soc Test Mater*, 1269–1271.

[32] Yang, S., Tian, W. & Ranjith, P.G. (2017). Experimental Investigation on Deformation Failure Characteristics of Crystalline Marble Under Triaxial Cyclic Loading. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50, 2871–2889.

[33] Douglas, C., (2003). *Applied Statistics and Probability for Engineers* 6th Edition. John Wiley & Sons, Inc.

[34] You, M., (2010). Mechanical characteristics of the exponential strength criterion under conventional triaxial stresses." *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47(2), 195–204.

mechanism of deep soft rock roadway in Xin'An coal mine, China. *Engineering Geology*, 217, 89-101.

[16] Fu, W., & Liao, Y. (2010). Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation. *Computers and Geotechnics*, 37, 288–298.

[17] Yang, X.L., & Yin, J.H. (2010). Slope equivalent Mohr–Coulomb strength parameters for rock masses satisfying the Hoek–Brown criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(4), 505–511.

[18] Chen, Y., & Lin, H. (2019). Consistency analysis of Hoek–Brown and equivalent Mohr–coulomb parameters in calculating slope safety factor. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78, 4349–4361.

[19] Zachariev, G., (2016). A Statistical Theory of the Damage of Materials. *Modern Mechanical Engineering*, 6, 129-150.

[20] Kim, K., & Gao, H. (1995). Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences Geomech Abstr*, 34, 111–120.

[21] Chen, Y., Lin, H., Li, S., Cio, Y., Yong, W., Wang, Y., & Zhao, Y. (2022). Shear expression derivation and parameter evaluation of Hoek–Brown criterion. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 22(77), <https://doi.org/10.1007/s43452-022-00403-x>

[22] Sari, M., (2009). The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 46(3), 613– 626.

[23] Sari, M., Karpuz, C., & Ayday, C. (2010). Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites. *Computers & Geosciences*, 36(7), 959–969.

[24] Idris, M., Saiang, A.D., & Nordlund, E. (2011). Numerical Analyses of the Effects of Rock Mass Property Variability on Open Stope Stability. *American Rock Mechanics Association*.

[25] Rabiei Vaziri, M., Azizabadi, H.R., & Kariminasab, S. (2015). Estimating the Shear Strength