

به نام خدا

مکانیک سنگ

ویژه داوطلبان کنکور کارشناسی ارشد مهندسی معدن

تهیه و تنظیم: حمیدرضا نظارت

پاییز ۸۹

فصل اول : تنش کرنش

خلاصه مباحث : تنش و کرنش

مقادیر عددی ، بردار و تانسور

مقادیر عددی :

مقادیر عددی نظیر درجه حرارت و چگالی که ممکن است صرفاً توسط یک عدد ، مثلاً 10°C یا $1.8 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$ بیان شوند مقادیر عددی نامیده می شوند. تحت تبدیل دستگاه مختصات مقادیر عددی ثابت مانده و تغییر نمی کنند. به این دلیل بعضی مواقع به مقادیر عددی مقادیری تغییر ناپذیر تحت تبدیل محور ها اطلاق می شود.

بردارها :

بردارها کمیتی هستند که برای تعریف آنها نه تنها مقدار عددی بلکه راستای قرار گیری یا جهت گیری آنها نیز لازم است تعیین شود. به عنوان مثال، نیرو در یک نقطه یک کمیت برداری است. در یک دستگاه مختصات کارتزین در حالت کلی سه بعدی یک کمیت برداری به سه مولفه بردار بصورت u_i که i از ۱ تا ۳ تغییر می کند.

تانسورها :

یک کمیت تانسوری کمیتی است که برای تعریف آن در یک دستگاه مختصات، مثلاً دستگاه کارتزین، نیاز به مشخص کردن تعداد معینی مولفه بوده و این مولفه ها طبق قانون خاصی تبدیل می شوند. تانسورها دارای مرتبه های مختلفی هستند. مثلاً یک کمیت عددی را تانسور مرتبه صفر، یک کمیت برداری را تانسور مرتبه یک ، و تنش را تانسور مرتبه دو می نامند.

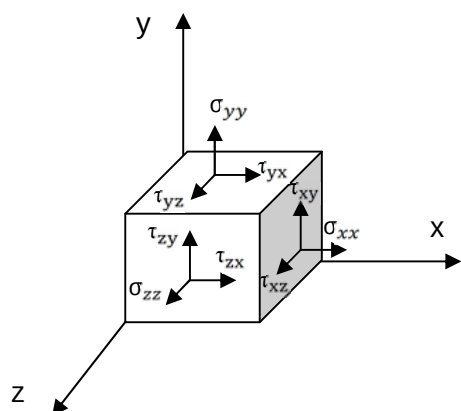
برای تعریف یک تانسور مرتبه صفر احتیاج به یک مولفه ، برای تعریف یک بردار (تانسور مرتبه یک) سه مولفه و تانسور مرتبه دو مثل تنش احتیاج به نه مولفه است.

تنش

تنش یک کمیت تانسوری است ، به عبارت دقیق تر یک تانسور مرتبه دو است زیرا بردار تنش علاوه بر اینکه به موقعیت هندسی نقطه بستگی دارد به راستای سطح عبوری از نقطه، یعنی بردار n ، نیز وابسته است بنابراین تانسور تنش را با علامت σ_{ij} نشان می دهند، در تانسور تنش اندیس اول محوری را که عمود بر سطح مزبور (وجه) عمود است و اندیس دوم نشان دهنده جهت تنش (راستاهای سه گانه دستگاه مختصات کارتزین) است. تانسور تنش دارای ۹ مولفه است که فقط ۶ مولفه از این ۹ مولفه مستقل هستند.

مولفه های تانسور تنش در روی سطوح مثبت و در راستای مثبت محور ها مثبت تعریف می شوند، در حالیکه روی سطوح منفی مولفه های تنش باید در جهت منفی محورهای مختصات باشند تا مثبت تلقی

شوند. هرگاه بردار یکه یکی از دو سطح طرفین یک مقطع با n نشان داده شود و این سطح مثبت قرار داده شود، منظور از سطح منفی همین مقطع سطحی است که بردار یکه آن $-n$ باشد. در حالت ایزوتروپیک برای بیان حالت تنش سه بعدی در یک نقطه دانستن شش مولفه تنش کافی خواهد بود.

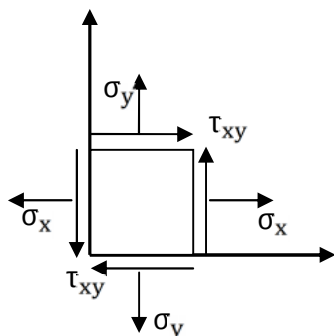


$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$$

و در همین حالت برای بیان حالت تنش دو بعدی در یک نقطه دانستن سه مولفه تنش کافی خواهد بود.



$$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

در یک سطح مثبت که مولفه تنش عمود موثر بر آن هم سو با جهت مثبت محورهای تنش های برشی در جهت مثبت محورها اثر می کند. در سطوحی که عمود بر آن در جهت منفی محورهای تنش های مثبت برشی در جهت عکس محورها اثر می کند.

لازم به ذکر است در مکانیک سنگ مانند مکانیک خاک و زمین شناسی ساختمانی تنش فشاری را مثبت (+) فرض می شود زیرا در مسائل مکانیک سنگ تنش هایی که با آنها سروکار داریم اغلب از نوع فشاری هستند مانند فشار طبقات، تنش های افقی، تنش های قائم که باعث چسبیدن ناپیوستگی ها بهم می شوند.

محاسبه تنش های برشی و قائم موثر بر هر نقطه از جسم

برای محاسبه تنش های قائم و برشی موثر در صفحه مورد نظر از روابط زیر می توان استفاده کرد.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{array} \right.$$

$$\left| \begin{array}{ccc} \sigma \\ \tau \end{array} \right| = \left| \begin{array}{ccc} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin 2\theta \\ -\frac{1}{2} \sin 2\theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta & \cos 2\theta \end{array} \right| \times \left| \begin{array}{c} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{array} \right|$$

محاسبه تنش های حاصل از دوران محورها

برای محاسبه تنشهای حاصل از دوران محورها از روابط زیر می توان استفاده کرد.

$$\begin{aligned}\sigma_{\hat{x}} &= \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_{\hat{y}} &= \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_{\hat{x}\hat{y}} &= \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \\ \begin{cases} \sigma_{\hat{x}} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_{\hat{y}} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_{\hat{x}\hat{y}} = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases}\end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{\hat{x}} \\ \sigma_{\hat{y}} \\ \tau_{\hat{x}\hat{y}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin 2\theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin 2\theta \\ -\frac{1}{2} \sin 2\theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta & \cos 2\theta \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

مجموع تنش های قائم در اطراف یک نقطه با تغییر جهت صفحه مورد نظر ثابت می ماند.

$$\sigma_x + \sigma_y = \sigma_{\hat{x}} + \sigma_{\hat{y}} = \sigma_r + \sigma_\theta = \sigma_1 + \sigma_3$$

تنش های اصلی و جهت آنها (دو بعدی)

برای محاسبه تنش های اصلی ماکزیمم و مینیمم از روابط زیر می توان استفاده کرد.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ \sigma_3 &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}\end{aligned}$$

برای پیدا کردن تنشهای اصلی می بایست دترمینان تانسور تنش برابر صفر باشد، بنابراین می توان با حل معادله به اندازه تنشهای اصلی σ_1 و σ_3 دست یافت.

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma \end{vmatrix} = 0$$

معادله فوق در حالت کلی یک معادله درجه دوم است که می تواند دو جواب به صورت σ_1 و σ_3 داشته باشد.

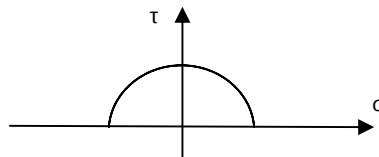
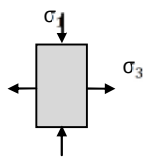
از آنجا که بردار تنش در هر نقطه علاوه بر موقعیت نقطه، وابسته به راستای سطح مورد نظر در همان نقطه است، طبیعتاً این سوال مطرح می شود که بردار تنش در روی کدامیک از سطوح گذرنده از نقطه P، ماکزیمم یا مینیمم مقدار خود را پیدا می کند. بنابراین می بایست بدنبال صفحه ای باشیم که تنش برشی در روی آن سطوح حذف شود تا بردار تنش در روی سطح به مقدار حداکثر یا حداقل خود برسد. این سطوح (سطوح اصلی) و تنش بر روی آن سطوح را (تنشهای اصلی) می نامند.

کسینوسهای هادی صفحه تنش اصلی با امتداد هریک از تنشهای اصلی، مثلاً σ_1 ، نسبت به دستگاه مختصات $x-y$ از حل معادلات ذیل تعیین می گردند.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$n_1^2 + n_2^2 = 1$$

صفحات حداکثر تنش قائم فارغ از تنش برشی هستند ولی صفحات حداکثر تنش برشی معمولاً دارای تنش قائم نیز هست. فقط در حالتیکه یک المان از یک طرف تحت فشار σ_x و از طرف دیگر تحت کشش σ_y (با شرط $\sigma_x = \sigma_y$) باشد می توان گفت حالت تنش برشی خالص داریم و در روی آن صفحه، تنش قائم برابر صفر است.

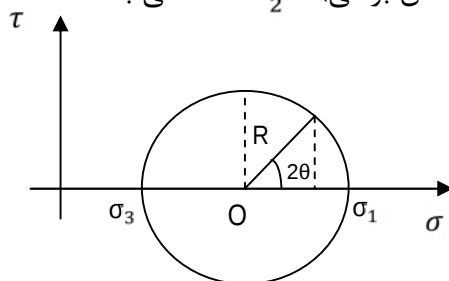


$$\tau_{x'y'} = 0 \rightarrow \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta = 0$$

$$2\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) + k \frac{\pi}{2} \quad k = 0, 1, 2, 3, \dots$$

دایره موهر

مختصات مرکز دایره موهر $O = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ و شعاع دایره موهر (ماکزیمم تنش برشی) $R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ می باشد.



$$\sigma - O = R \cos 2\theta$$

$$\tau = -R \sin 2\theta$$

پس از جمع کردن و بتوان رساندن خواهیم داشت:

$$(\sigma - O)^2 + \tau^2 = R^2$$

که معادله دایره ای است به شعاع R و به مرکز O از مرکز مختصات با محور افقی σ . زاویه صفحه مفروض که تعیین تنش ها برروی آن مطلوبست معادل 2θ و از مرکز دایره جدا می شود. (به عبارت دیگر زاویه θ در محور مختصات نصف زاویه مورد نظر در دایره موهر است و زاویه های مورد نظر در دایره دو برابر زاویه حقیقی است).

در دایره جهت دوران نسبت به مرکز دایره در جهت حرکت عقربه های ساعت است در صورتیکه در جسم واقعی در جهت خلاف حرکت عقربه های ساعت می باشد.

تحلیل کرنش (تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه)

ϵ مقدار تغییر واحد طول نمونه در امتداد کرنش های قائم وارده می باشد و ϵ را کرنش نرمال می گویند.

$$\epsilon = \lim_{L \rightarrow 0} \frac{\Delta L}{L}$$

علامت آن وقتی که کاهش طول را نشان می دهد مثبت و وقتی افزایش طول را نشان می دهد منفی است. در صورتیکه ابعاد المان به یک نسبت تغییر یابد، بطوریکه شکل جدید المان عیناً همان شکل اولیه باشد با این تفاوت که ابعاد آن به یک میزان بزرگتر شده باشد لذا تغییر شکل حاصل یک تغییر شکل حجمی نامیده می شود. (کرنش نرمال)

در صورتیکه ابعاد ثابت بوده ، لیکن زاویه بین ابعاد تغییر کرده باشد و از این رو به آن تغییر شکل برشی (کرنش برشی) گفته می شود. علامت کرنش برشی هنگامیکه مقدار افزایش در زاویه را نشان می دهد مثبت و هنگامیکه کاهش زاویه را نشان می دهد منفی در نظر گرفته می شود. γ برحسب $\frac{\text{in}}{\text{in}}$ و یا رادیان اندازه گیری می شود. (یک رادیان معادل 57.3° درجه است).

روابط بین تنش کرنش و کرنش های اصلی

رابطه بین کرنشهای ϵ_x ، ϵ_y و γ_{xy} و مقدار کرنش های حاصل در یک صفحه دلخواه که با θ مشخص شده و مقدار کرنش در آن صفحه γ و ϵ نامیده می شود ، بصورت زیر می باشد.

$$\begin{cases} \epsilon = \epsilon_x \cos^2 \theta + \epsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \gamma = (\epsilon_y - \epsilon_x) \sin 2\theta + \gamma_{xy} \cos 2\theta \end{cases}$$

با مقایسه معادلات تنش های قائم و برشی موثر در صفحه با معادلات فوق می توان گفت که در این روابط به ترتیب ϵ_x ، ϵ_y و $\frac{\gamma_{xy}}{2}$ با σ_x ، σ_y و τ_{xy} و همچنین σ و τ با ϵ و $\frac{\gamma}{2}$ مطابقت دارند بنابراین می توان روابط حاصل برای σ و τ را برای کرنش با جایگذاری ϵ با $\frac{\gamma}{2}$ و τ مورد استفاده قرار داد و همچنین می توان نتیجه گیری کرد که حالت کرنش در یک نقطه را می توان با استفاده از دایره موهر در محورهای $\epsilon - \frac{\gamma}{2}$ نشان داد. از آنجا که برای ایجاد کرنش γ_{xy} دو جفت تنش برشی τ_{xy} و τ_{yx} مورد نیاز است، ضریب $\frac{1}{2}$ از این امر ناشی شده است. برای محاسبه کرنش های حاصل از دوران محورها می توان از دترمینان زیر استفاده کرد.

$$\begin{vmatrix} \epsilon_x & \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta & \epsilon_x \\ \epsilon_y & \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\frac{1}{2} \sin 2\theta & \epsilon_y \\ \gamma_{xy} & -\sin 2\theta & \sin 2\theta & \cos 2\theta & \gamma_{xy} \end{vmatrix}$$

قانون هوک

در مکانیک مقدماتی مواد جامد، مساله ماده یک جسم طولی (یک بعدی) تحت تنش محوری مورد مطالعه قرار می گیرد. در این مطالعه ملاحظه می شود که همواره رابطه ای بین تنش و تغییر شکل نسبی (کرنش نرمال) وجود دارد که این رابطه تحت نام قانون هوک مشهور است.

همچنین بین تنش برشی و تغییر زاویه دو سطح متعامد (کرنش برشی) رابطه مناسبی وجود دارد. در بعضی از جامدات رابطه بین تغییر طول نسبی (کرنش نرمال) و نیروی اعمال شده (تنش قائم) تا حدود زیادی

خطی و الاستیک بوده و در بعضی دیگر این رابطه از همان ابتدا غیر خطی بوده و در بعضی موارد حتی غیر الاستیک است. خطی بودن رفتار یک جسم تحت تنش به این مفهوم است که با رشد تنش، تغییر شکل نسبی نیز به همان میزان رشد می نماید و بالعکس. غیر الاستیک بودن وضعیت یک جسم برگشت پذیری در رفتار آنها را نشان می دهد.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \\ \varepsilon_{yy} &= \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \\ \varepsilon_{zz} &= \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})]\end{aligned}$$

$$G = \text{مدول برشی} = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{3EK}{9K-E} = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$$

$$\varepsilon_l : \text{کرنش محوری} \quad \varepsilon_d : \text{کرنش جانبی} \quad \nu = -\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_l} = \frac{E-2G}{2G} = \frac{3K-E}{6K} = \frac{3K-2G}{2(3K+G)}$$

$$\lambda = \text{ثابت لامه} = \frac{2\nu G}{1-2\nu} = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_{xx} + \nu(\varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz})]$$

$$\sigma_{yy} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_{yy} + \nu(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{zz})]$$

$$\sigma_{zz} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_{zz} + \nu(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})]$$

$$\tau_{yz} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{yz} \quad \tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} \quad \tau_{zx} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{zx}$$

رفتار یک ماده ایزوتروپیک تحت فشار هیدرواستاتیک

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = P$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [P - 2P\nu] = \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [P - 2P\nu] = \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [P - 2P\nu] = \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P$$

$$\varepsilon_V = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P + \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P + \left(\frac{1-2\nu}{E} \right) P = \frac{3(1-2\nu)}{E} P = \frac{P}{K}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{EG}{3(3G-E)} = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$$

K نشان دهنده نسبت تنش فشاری هیدرواستاتیک P به کرنش حجمی ε_V بوده و به همین دلیل به نام مدول حجمی یا مدول فشاری مشهور است. از آنجا که برای تمام مواد فیزیکی فشار هیدرواستاتیکی باعث کاهش حجم می شود لذا K همواره مثبت است.

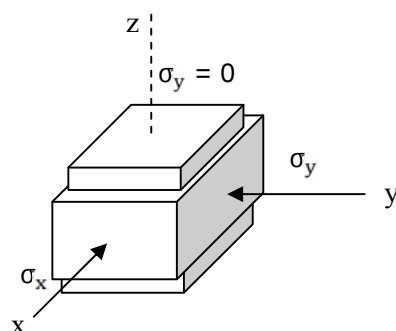
کرنش حجمی

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\text{حجم اولیه} - \text{حجم نهایی}}{\text{حجم اولیه}}$$

$$\varepsilon_V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

تنش صفحه ای

یک میدان تنش سه محوری که در آن یکی از تنشهای اصلی مثلاً $\sigma_z = 0$ و $\tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$ شرایط تنش صفحه ای نامیده می شود.



کرنش موثر در جهت محور X در اثر تنش σ_x کاهش (کوتاه شدگی) می باشد. مقدار کرنش مزبور بعلا وجود تاثیر ضریب پواسون ناشی از تنش σ_y کاهش می یابد.

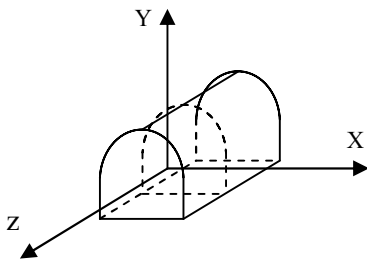
$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_y) \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu \sigma_x) \\ \varepsilon_z = \frac{-\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \end{cases}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)\tau_{xy}}{E}$$

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ 0 \\ \tau_{xy} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

کرنش صفحه ای

شرایطی است که طی آن تنش در دو جهت به عنوان مثال در راستای X و Y وارد می شود ولی مقدار تغییر شکل در جهت Z صفر بوده و از هرگونه تغییر شکل در این جهت جلوگیری می شود. چنین شرایطی را می توان در اطراف تونلهای طولانی مشاهده کرد که در آن تغییر شکلهای در مقطع تونل بوجود آمده و در امتداد محور تونل تغییر شکل ها بوجود آمده و در امتداد محور تونل تغییر شکلی مشاهده نمی شود. (شرایط فوق برای دهانه تونل صادق نیست). ($\epsilon_z = \gamma_{zx} = \gamma_{zy} = 0$)



$$\hat{\nu} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

$$\hat{E} = \frac{E}{1-\nu^2}$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{\hat{E}}(\sigma_x - \nu\sigma_y)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{\hat{E}}(\sigma_y - \nu\sigma_x)$$

$$\epsilon_z = 0$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1+\hat{\nu})\tau_{xy}}{\hat{E}}$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1}{E}[\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] = 0 \rightarrow \sigma_{zz} = \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{xx})$$

کرنش حاصل در اطراف یک تونل در شرایط تنش صفحه ای و کرنش صفحه ای متفاوت خواهد بود. (در شرایط کرنش صفحه ای مقدار کرنش کمتر است). توزیع تنش در اطراف کارهای زیرزمینی مستقل از خواص الاستیک مواد می باشد.

انرژی کرنشی

وقتی اجسام الاستیک تحت تنش های مختلفی قرار می گیرند تغییر شکل یافته و کار انجام شده بصورت انرژی کرنشی در آن ذخیره می شود.

در مورد یک جسم الاستیک خطی:

$$W = \frac{1}{2} \sigma \epsilon$$

در حالت بارگذاری سه محوری:

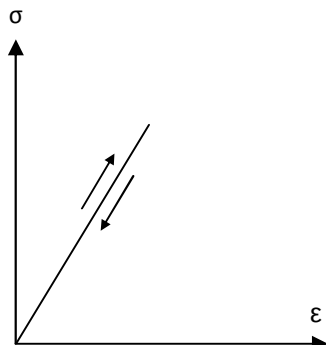
$$W = \frac{1}{2} (\sigma_1 \epsilon_1 + \sigma_2 \epsilon_2 + \sigma_3 \epsilon_3)$$

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_1 \epsilon_1 + \sigma_2 \epsilon_2 + \sigma_3 \epsilon_3 + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx})$$

انرژی کرنشی تنش های اصلی:

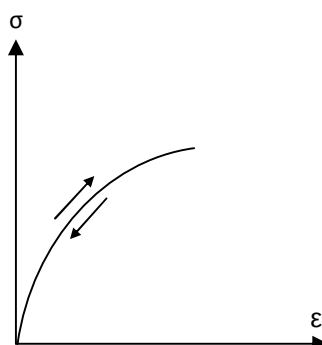
$$W = \frac{1}{2E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - \frac{\nu}{E} (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_1 \sigma_3)$$

منحنی های تنش کرنش در اجسام ایده آل



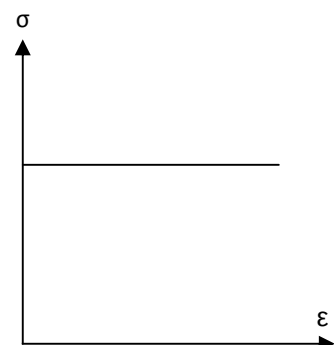
اجسام الاستیک خطی

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

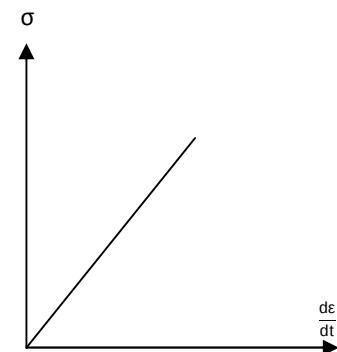


اجسام الاستیک غیر خطی

$$\sigma = f(\epsilon)$$

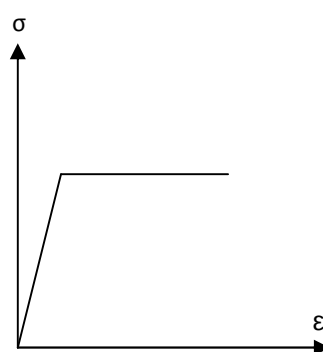


پلاستیک کامل

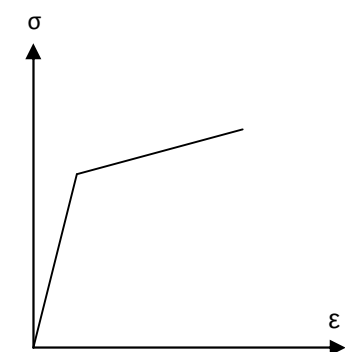


اجسام ویسکوز

$$\sigma = \mu \left(\frac{d\epsilon}{dt} \right)^n$$

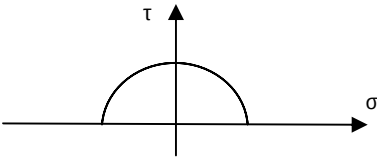
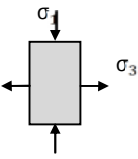
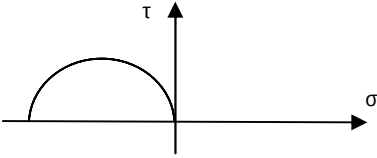
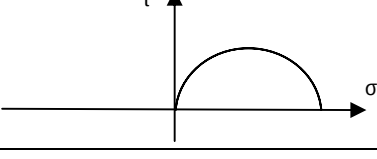
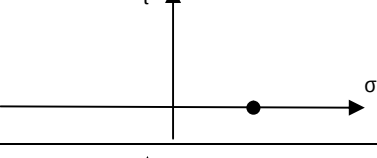
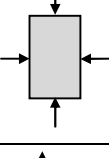
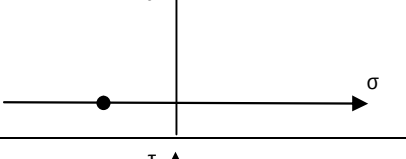
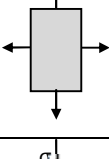
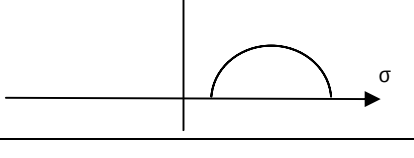
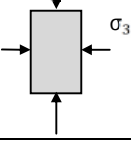


اجسام الاستوپلاستیک



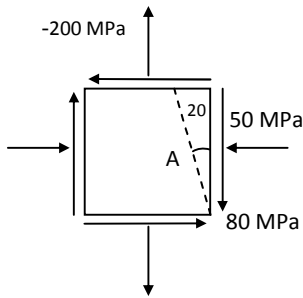
الاستوپلاستیک با سرسختی

دایره موهر برای شرایط مختلف بارگذاری

بارگذاری	دایره موهر	شکل بارگذاری
برشی خالص		
کششی یک محوره		
فشاری یک محوره		
هیدرواستاتیک فشاری		
هیدرواستاتیک کششی		
فشاری سه محوره		

فصل اول : تنش و کرنش

1- تنش عمودی در صفحه ی A چند مگا پاسکال است؟ {مهندسی معدن 1384}



72.18 (1)

222.18 (2)

-119.33 (3)

-222.18 (4)

2- مولفه های کرنش یک نقطه در یک جسم برابر مقادیر زیر است: $\epsilon_x = 12\eta$, $\epsilon_y = 4\eta$, $\gamma_{xy} = -6\eta$ ثابت است.

کرنش اصلی بزرگتر چه مقدار است؟ {مهندسی معدن 1385}

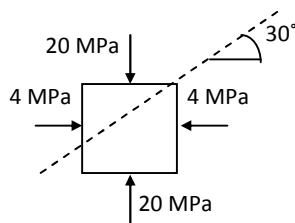
16 η (4)

13 η (3)

12 η (2)

3 η (1)

3- با توجه به شکل مولفه تنش عمودی در جهت خط B-B را بدست آورید؟ {مهندسی معدن 1385}



8 MPa (1)

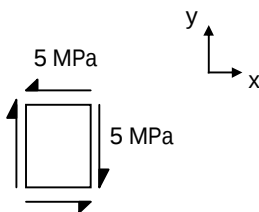
16 MPa (2)

12 MPa (3)

24 MPa (4)

4- اگر یک بلوک سنگی تحت تنش های برشی محض $\tau = 5 \text{ MPa}$ که در شکل روبرو نشان داده شده قرار گیرد و به اندازه 45

درجه در خلاف جهت عقربه های ساعت بچرخد، وضعیت تنش آن به چه صورت خواهد شد؟ {مهندسی معدن 1385}



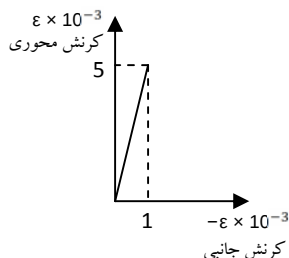
$\sigma_x = \sigma_y = 5 \text{ MPa}$, $\tau_{xy} = -5 \text{ MPa}$ (1)

$\sigma_x = 5 \text{ MPa}$, $\sigma_y = -5 \text{ MPa}$, $\tau_{xy} = 0$ (2)

$\sigma_x = 5 \text{ MPa}$, $\sigma_y = -5 \text{ MPa}$, $\tau_{xy} = 5 \text{ MPa}$ (3)

$\sigma_x = -5 \text{ MPa}$, $\sigma_y = 5 \text{ MPa}$, $\tau_{xy} = -5 \text{ MPa}$ (4)

5- رفتار یک ستون سنگی با مقطع دایره ای به قطر 1 متر و ارتفاع 2 متر در شکل روبرو نشان داده شده است. اگر $E = 20 \text{ GPa}$



باشد، مطلوبست تعیین حداکثر بار وارد بر این ستون. $(\pi = 3)$ {مهندسی معدن 1385}

$F = 0.75 \text{ MN}$ (1)

$F = 7.5 \text{ MN}$ (2)

$F = 75 \text{ MN}$ (3)

$F = 3000 \text{ MN}$ (4)

6- ضریب برشی و الاستیک یک نمونه سنگ، $E = 50 \text{ GPa}$ و $G = 20 \text{ GPa}$ بدست آمده است. مطلوبست تعیین ضریب

پواسون. {مهندسی معدن 1385}

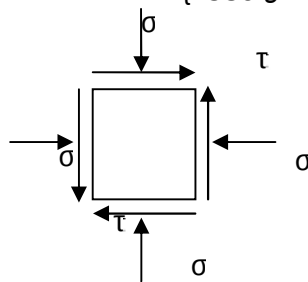
0.5 (4)

0.25 (3)

0.22 (2)

0.21 (1)

7- تنش های $\sigma_x = 40 \text{ MPa}$ و $\sigma_y = 60 \text{ MPa}$ و $\tau_{xy} = 15 \text{ MPa}$ مطابق شکل بر المانی از یک نمونه سنگ عمل می کنند.



زاویه ی امتداد σ_1 در جهت خلاف عقربه ساعت نسبت به محور X چه می باشد؟ {مهندسی معدن 1386}

$$(1) \frac{1}{2}(\tan^{-1}(-1.5)) - \frac{\pi}{2}$$

$$(2) \frac{1}{2}(\tan^{-1}(-1.5)) + \frac{\pi}{2}$$

$$(3) \tan^{-1}(-1.5) + \frac{\phi}{2}$$

$$(4) \frac{1}{2}(\tan^{-1}(-1.5))$$

8- اگر $\sigma_x = 6 \text{ MPa}$, $\sigma_y = 0$, $\tau_{xy} = -4 \text{ MPa}$ باشد، تنش اصلی حداکثر چه مقدار است؟ {مهندسی معدن 1387}

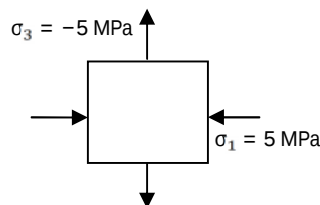
$$(4) 8 \text{ MPa}$$

$$(3) 6 \text{ MPa}$$

$$(2) 3 \text{ MPa}$$

$$(1) -2 \text{ MPa}$$

9- بلوک سنگی مطابق شکل روبه رو تحت تنش های اصلی، $\sigma_1 = 5 \text{ MPa}$ و $\sigma_3 = -5 \text{ MPa}$ می باشد و مقدار تنش برشی حداکثر و تنش های قائم متناظر با آن چقدر خواهند بود؟ {مکانیک سنگ 1388}



$$(1) \sigma_x = -5, \sigma_y = 5, \tau_{xy} = 0$$

$$(2) \sigma_x = 5, \sigma_y = -5, \tau_{xy} = 5$$

$$(3) \sigma_x = 0, \sigma_y = 0, \tau_{xy} = 10$$

$$(4) \sigma_x = 0, \sigma_y = 0, \tau_{xy} = 5$$

10- در تحلیل پایداری یک چاه که در توده سنگی با دو دسته درزه ی متعامد از روش محیط معادل سه بعدی استفاده شده است.

تعداد پارامترهای تغییر شکل پذیری مورد نیاز چقدر می باشد؟ {مکانیک سنگ 1388}

$$(4) 13$$

$$(3) 9$$

$$(2) 5$$

$$(1) 2$$

11- یک نمونه مستطیلی تحت تنش σ_x , σ_y به ترتیب برابر 60 و 20 مگاپاسکال قرار گرفته است. در صورتی که کرنش صفحه

ای بوده و ضریب پواسون 0.25 باشد. مقدار تنش در راستای Z چند مگا پاسکال است؟ {مکانیک سنگ 1389}

$$(4) 30$$

$$(3) 25$$

$$(2) 20$$

$$(1) 15$$

فصل دوم : معیارهای شکست

خلاصه مباحث : معیارهای شکست

شکست عبارتست از مکانیسم غالب گسیختگی سنگ تحت فشار و حرارت نسبتاً پایین در اعماق کم پوسته ی زمین. شکسته شدن را می توان به عنوان فرایندهای دربرگیرنده ی کاهش شدید ولو موقت چسبندگی ، کاهش توان پایداری در مقابل تفاضل تنش ها ، جدایش به دو قسمت یا بیشتر و آزاد شدن انرژی ذخیره شده ی کرنش کشسان تعریف کرد. همچنین پروسه ای که موجب می شود رفتار یک جسم از یک حالت به حالت دیگر تغییر کند را نیز شکست می نامند بنابراین تعریف چهار نوع شکست در جسم اتفاق می افتد که عبارتند از :

شکست تسلیم: گذر از حالت الاستیک به حالت شکل پذیر را شکست تسلیم می نامند.
شکست ترکیدن: پروسه ای که طی آن در ماده صفحات و یا سطوح جدیدی بصورت شکاف یا ترک تشکیل می شود.

شکست گسیختگی: نوعی شکست که طی آن سنگ به دو یا چند قسمت مجزا تقسیم می شود.
شکست مقاومت: پروسه ای که طی آن ظرفیت تحمل بار سنگ و یا نمونه از یک حالت افزایش تدریجی به کاهش تدریجی تغییر می یابد.

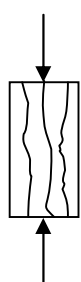
عموماً شکست را به دو نوع اصلی به نام های شکست گسترشی (کششی) و شکست برشی تقسیم می کنند. شکست گسترشی (کششی) در جهت عمود بر تنش فشاری اصلی کوچکتر (σ_3) اتفاق می افتد و اگر σ_3 ، کششی یعنی با علامت منفی باشد شکست را کششی می گویند. ناهموار بودن و تمیز بودن سطح شکستگی از مشخصات شکست کششی می باشد. در آزمایشهای تحت خمش و بار نقطه ای شکست کششی رخ می دهد. در شکست برشی حرکت قطعات موازی با صفحه شکست صورت می گیرد که خود ممکن است از چند درجه تا ۴۵ درجه نسبت به جهت تنش فشاری اصلی بزرگتر σ_1 شیب داشته باشد. در شکست برشی حالت سایش در سطح شکستگی مشاهده می شود و سطح برش تمیز نیست.
در واقع یک معیار شکست خوب و کامل بایستی دارای خواص زیر باشد:

۱- بایستی بتواند عکس العمل سنگ بکر را در مقابل تمامی شرایط مختلف تنشهای احتمالی در زیرزمین شرح دهد. دامنه تغییرات این شرایط از تنش کششی تک محوری تا فشاری سه محوری تغییر می کند.

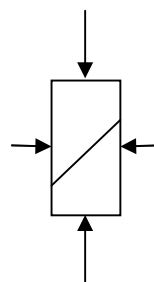
۲- بایستی قادر به پیش بینی اثر یک و یا چندین گروه ناپیوستگی در رفتار نمونه سنگ باشد.

۳- بایستی بتواند هرچند تقریبی رفتار توده سنگ را که شامل تعدادی دسته درزه و ناپیوستگی می باشد، مشخص نماید.

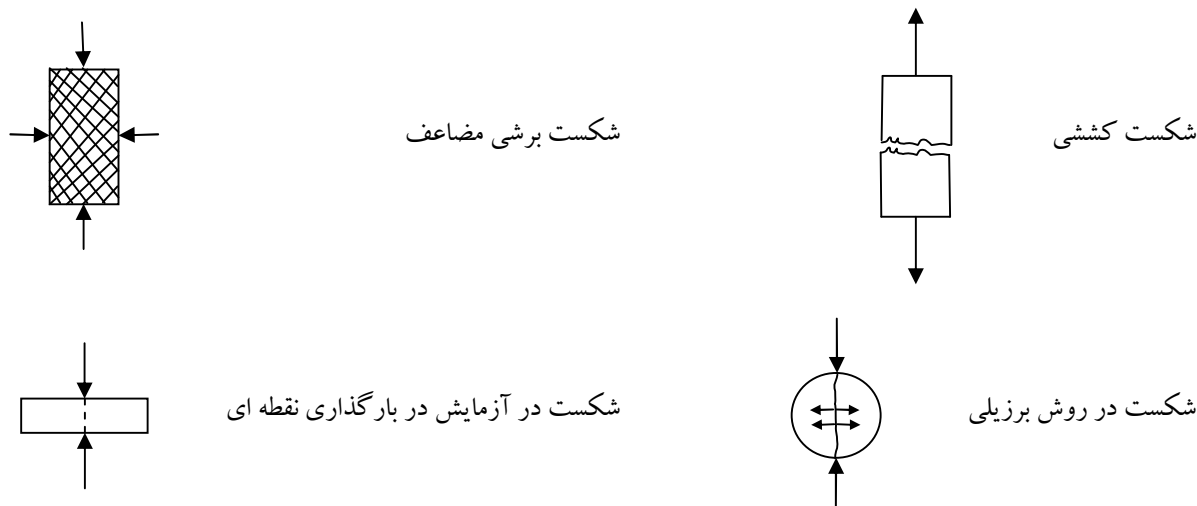
سطوح شکست



شکست گسترشی در اثر فشار تک محوری



شکست برشی



شکست (تسلیم) تحت اثر تنش های پلی اکسیال (چند محوره)

برای اینکه شکست اتفاق بیفتد ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) بایستی رابطه زیر که مشخصه جسم (سنگ) است صادق باشد. $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \text{خواص سنگ}) = 0$ این رابطه را معیار شکست گویند.

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0 \rightarrow \sigma_3 = -\sigma_t \quad \text{مقاومت کششی تک محوری}$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 = 0 \rightarrow \sigma_1 = \sigma_c \quad \text{مقاومت فشاری تک محوری}$$

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0 \rightarrow \sigma_c T = \sigma_1 \quad \text{مقاومت سه محوری}$$

معیار تنش کششی ماکزیمم (معیار رانکین)

اگر تنش اصلی مینیمم (σ_3) مساوی مقدار منفی مقاومت کششی سنگ باشد شکست اتفاق می افتد یعنی سنگ تحت تاثیر تنش کششی در حالت شکنندگی می شکند.

$$\sigma_3 \leq -\sigma_t$$

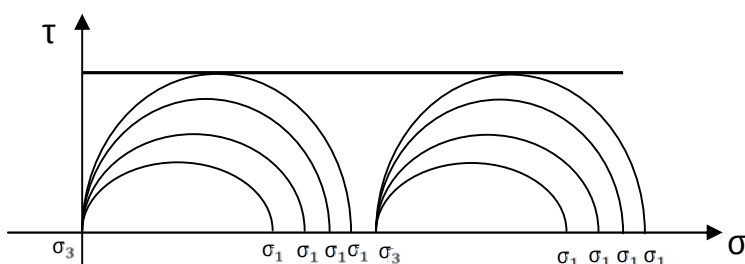
معیار تنش برشی ماکزیمم (معیار ترسکا)

سنگ هنگامی می شکند که مقدار تنش برشی حداکثر با مقاومت چسبندگی سنگ (S_0) برابر باشد.

$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = S_0 \rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = 2S_0$$

در بررسی شکست فلزات و رس های پلاستیک از معیار تنش برشی ماکزیمم استفاده می کنیم.

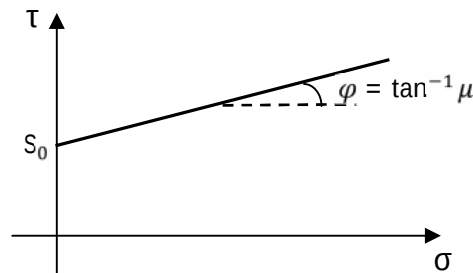
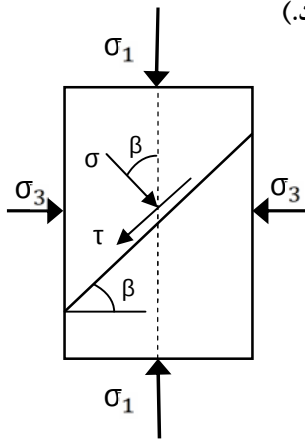
در این معیار در دایره موهر با افزایش تنش محدود کننده (σ_3) شعاع دایره موهر تغییر نمی کند.



فشار جانبی (σ_3) هیچگونه تاثیری در جهت بالا بردن مقاومت برشی جسم ندارد. معیار تنش برشی ماکزیمم با افزایش σ_1 شعاع دایره موهر بزرگ شده و وقتی دایره با پوش سنگ مماس شود سنگ می شکند در حالتی که σ_3 ثابت نگه داشته شود.

معیار موهر کلمب

تنش برشی که باعث شکست سنگ در امتداد صفحه معینی می شود، توسط نیروی چسبندگی سنگ و حاصلضرب تنش های قائم موثر بر صفحه شکست با یک ضریب ثابت مقابله می شود. (شرایط شکست در صفحه ای که عمود بر آن با محور اصلی تنش ماکزیمم σ_1 زاویه β بسازد).



τ : تنش برشی موثر بر صفحه شکست (علامتش جهت لغزش را نشان می دهد).

S_0 : نیروی چسبندگی (مقاومت برشی ذاتی سنگ)

μ : ضریب اصطکاک داخلی φ : زاویه اصطکاک داخلی

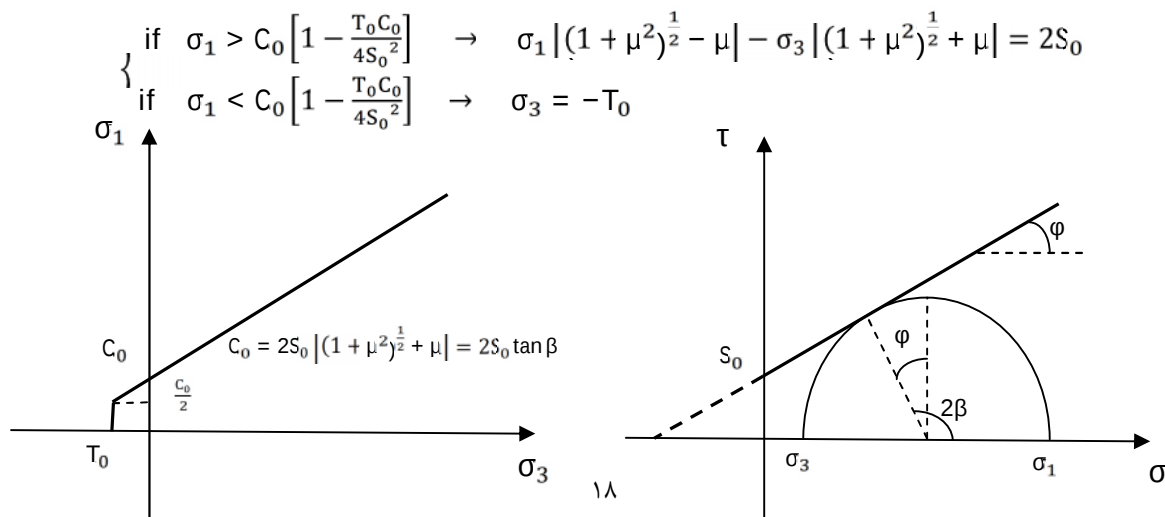
$$\tau = S_0 + \mu\sigma \quad \rightarrow \quad \tau - \mu\sigma = S_0$$

شکست هنگامی رخ میدهد که $\tan 2\beta = -\frac{1}{\mu}$ یعنی $45^\circ < \beta < 90^\circ$ که این بدین معناست که مقدار β به μ بستگی دارد.

$$\sin 2\beta = (1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}}$$

$$\cos 2\beta = -\mu(1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}}$$

تا زمانی که مقدار $\tau - \mu\sigma$ یعنی مقدار $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}\mu(\sigma_1 + \sigma_3)$ از S_0 کمتر باشد شکست رخ نخواهد داد.



$$\beta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\mu} \right) \quad \mu = \tan \varphi \quad \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$\begin{aligned} \mu = 0 &\rightarrow \varphi = 0 \rightarrow \beta = \frac{\pi}{4} \\ \mu = 1 &\rightarrow \varphi = \frac{\pi}{4} \rightarrow \beta = \frac{3\pi}{8} \\ \mu = \infty &\rightarrow \varphi = \frac{\pi}{2} \rightarrow \beta = \frac{\pi}{2} \\ \sigma_1 &= 2S_0 \tan \beta + \sigma_3 \tan^2 \beta \end{aligned}$$

$$\sigma_1 = C + \sigma_3 \tan^2 \beta$$

$$\sigma_1 = C + \sigma_3 N$$

$$0.5 \leq \mu \leq 1$$

$$3.5 \leq N \leq 4.5$$

$$S_0 = \frac{C_0}{2 \tan \beta} = \frac{C_0}{2\sqrt{N}}$$

$$N = \frac{C_0}{T_0} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \beta \quad \sin \varphi = \frac{N-1}{N+1}$$

صفحه شکست با محور اصلی تنش زاویه ای کمتر از ۴۵ درجه می سازد.

در حالت کلی برای سنگها همیشه $N > 1$ می باشد و تنش های هیدراستاتیک ($\sigma_1 = \sigma_3$) شیب خط ۴۵ درجه هیچ وقت پوش شکست (منحنی شکست) را قطع نخواهد کرد یعنی شکست اتفاق نخواهد افتاد. با افزایش فشار جانبی قطر دایره موهر در لحظه شکست افزایش می یابد و این نیز برعکس اجسام پلاستیک نشان می دهد که با افزایش فشار جانبی مقاومت سنگها افزایش می یابد. (یعنی در اجسام پلاستیک با افزایش فشار جانبی مقاومت سنگها کم می شود).

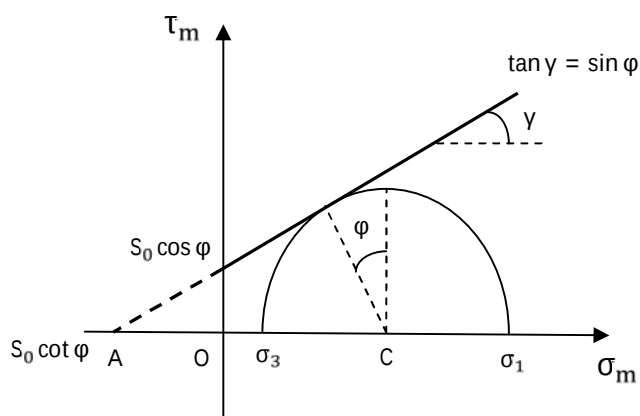
تنش اصلی متوسط (σ_2) در شکست تاثیری ندارد اما صفحه شکست در امتداد تنش اصلی متوسط قرار دارد و با افزایش تنش متوسط ($\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$) زاویه بین صفحه شکست و جهت اصلی تنش افزایش می یابد. مطابق این معیار منحنی شکست σ_1 ، σ_3 به صورت خطی مستقیم است که این حالت در مورد سنگهای آذرین و سایر سنگهای سخت بلورین صدق می کند اما برای کانی های تبخیری، شیل و کربنات ها، شیب رابطه σ_1 ، σ_3 معمولاً با افزایش σ_3 کاهش می یابد.

در معیار کولمب مقاومت فشاری بیشتر از مقاومت کششی برآورد می کند اما نسبت آنها به اندازه ای که در عمل مشاهده می شود (۱۰ تا ۵۰) نیست. مثلاً برای $\tan \varphi = 1$ ، $\frac{C_0}{T_0} = 5.8$ خواهد شد. مطابق این معیار زاویه شکست در شکست کششی و شکست فشاری یکسان است در حالی که در شکست کششی صفحه شکست معمولاً عمود بر جهت تنش کششی است. در این معیار در واقع شکست به صورت برشی فرض می شود، آنچنان که T_0 مقاومت واقعی کششی نبوده بلکه بیانگر مقدار تنشی است که در آن شکست برشی در کشش اتفاق می افتد به شرطی که در عمل شکست ترد قبل از رسیدن به مقدار مذکور به وقوع نپیوندد. تفاوتی که شکل سطوح شکست حاصل از کشش و برش با یکدیگر دارند نیز دلالت بر آن دارد که مکانیسم شکست در این دو حالت یکسان نیست.

چنانچه تنش عمودی در صفحه ی شکست منفی باشد، اصطکاک داخلی دیگر مفهومی نخواهد داشت زیرا این باعث جدا شدن سطوح شکست از هم می شود. لذا نباید انتظار داشت که معیار کولمب در مورد شکست کششی صادق باشد. مقدار $\tan \varphi$ از ۱ تا ۲۵ تغییر می کند که در این حالت مقاومت برشی (چسبندگی) حدوداً ۰.۲ تا ۰.۱ مقاومت فشاری سنگ خواهد شد.

معیار شکست موهر کلمب فقط برای شکست سنگها تحت میدان تنش های فشاری صادق است اما اگر به جای σ_1 در معیار شکست موهر کلمب $\frac{C_0}{2}$ یعنی نصف مقاومت فشاری تک محوری قرار داده شود در این صورت σ_3 بیانگر مقدار تقریبی مقاومت کششی سنگ است.

$$\sigma_1 = C_0 + N\sigma_3 \xrightarrow{\sigma_1 = \frac{C_0}{2}} \tau_0 = \sigma_3 = -\frac{C_0}{2N}$$



معیار موهر

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \\ \tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{تنش قائم متوسط} \\ \text{تنش برشی ماکزیمم} \end{array}$$

$$\begin{aligned} AC &= AO + OC = S_0 \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = S_0 \cot \varphi + \sigma_m \\ \sin \varphi &= \frac{\tau_m}{\sigma_m + S_0 \cot \varphi} \\ \tau_m &= S_0 \cos \varphi + \sigma_m \sin \varphi \\ \tau &= S_0 + \sigma \tan \varphi = S_0 + \mu \sigma \end{aligned}$$

نکته: اگر σ_1 برابر $\frac{C_0}{2}$ شود شرایط شکست سنگ از شکست برشی به شکست کششی می رسد.

نکته: وقتی شرایط شکست برشی و کششی هردو باهم برقرار است که برروی صفحه ای در داخل جسم که تنش عمودی وارد بر آن برابر σ_n باشد در عبارت زیر صدق کند:

$$\sigma_n = -T_0(1 + \sin \varphi) + S_0 \cos \varphi$$

نکته: اگر معیارهای شکست کلمب و ترسکا هردو برای یک جسم صادق باشند می توان دریافت که مقاومت فشاری تک محوری آن سنگ دو برابر مقاومت برشی آن است.

$$N = 1 \rightarrow \varphi = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \\ \tau = S_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \end{array} \right. \rightarrow C_0 = 2S_0$$

نکته: حداقل مقدار K (نسبت تنش اصلی حداکثر به حداقل) بطوریکه برای مقادیر بزرگتر از K سنگ دچار

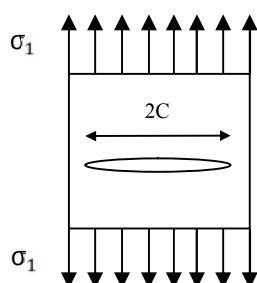
$$K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_n} = \frac{1}{N} = \frac{1}{\tan^2 \beta}$$

شکست نشود برابر است با:

معيار گريفيث

اصولاً به علت ساخت ویژه سنگها، در مرز بين دانه های مختلف در يك قطعه سنگ، نقاط ضعفي وجود دارد كه مستعد از هم باز شدن است. برای سهولت محاسبه، گريفيث فرض می كند كه اين بخش های ضعيف به شكل درزه های ذره بينی بيضوی شكل است. در مرز درزه های ذره بينی به علت تاثیر نيروهای خارجي وارد بر سنگ تنش كشي فوق العاده زيادی پديدار می گردد (هرچند كه نيروهای وارد بر سنگ بصورت فشاري باشد). البته مقدار تنش كشي ايجاد شده بستگی به چگونگی توجیه فضایی امتداد اين درزه های بيضوی نسبت به امتداد تنش ها دارد. در هر صورت هرگاه تنش های كشي ايجاد شده در سطح محيطی اين درزه ها بيش از مقاومت كشي سنگ در آن نقطه باشد شكستن سنگ از همین نقطه (كه در مرز درزه است) آغاز می شود.

تئوری گريفيث بر روی پلاکی از شیشه با ضخامت واحد دارای تركی بيضی شكل به طول محور بزرگ $2C$ برای گسترش ترك صورت گرفته است و نتیجه بدین صورت بود كه ترك هنگامی گسترش می يابد كه :



$$\sigma_T = \sqrt{\frac{K.E.\alpha}{C}}$$

α : انرژی سطحی در سطوح دیواره تركها ($\frac{J}{m^2}$)

C : نصف طول ترك

E : مدول يانگ نمونه بدون ترك

σ_T : تنش كشي

K : ضريب وضعيت آزمایش (برای مثال در حالت تنش صفحه ای برابر با $K = \frac{2}{\pi}$ و در حالت کرنش صفحه ای برابر با $K = \frac{2(1-\nu^2)}{\pi}$)

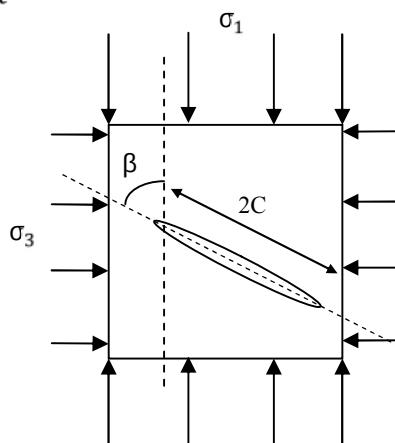
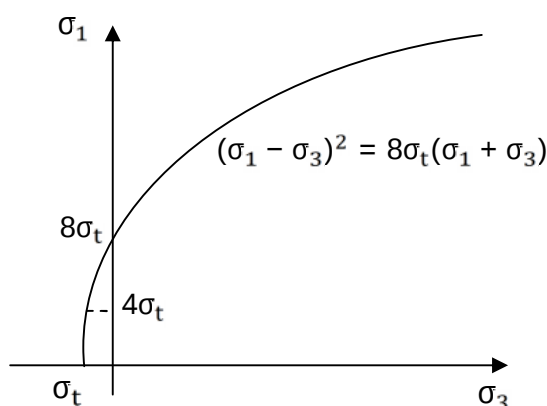
در معيار گريفيث در حالت كشي تك محوری، شكست كشي سنگ در امتداد عمود بر امتداد كشي صورت می گيرد (يعنی عمود بر امتداد σ_1) و ديگر اينكه با يك مقدار ثابت تنش كشي σ_3 ، شكست گسترش می يابد.

معيار گريفيث در حالت فشاري (بدون در نظر گرفتن تأثير اصطكاکی دیواره درزه ها):

هنگامی كه $\sigma_3 < 0$ است شكافی كه ايجاد می گردد، بطرف خارج از صفحه بيضوی درزه گسترش می يابد. تجربه و تئوری نشان می دهد كه مسير گسترش منحنی است و اين مسير تمايل دارد كه در امتداد σ_1 قرار گيرد.

اگر $\sigma_3 > 0$ باشد، شرايط كاملاً متفاوت است يعنی هنگامی كه تشكيل شكاف شروع شد و در امتداد σ_1 تمايل پيدا كرد آنگاه چون تنش نرمال بر اين امتداد فشاري است، ترك ايجاد شده التيام می يابد و از پيشروی باز می ماند و در شرايط موجود تنش ها شكافتن آن متوقف می شود و وضعيت پايدار است. از اينجا نتیجه می گيريم كه يك درزه بيضوی منفرد تحت شرايط تنش های عمود برهم كه هر دو فشاري است نمی تواند موجب شكست كامل سنگ گردد (اما می توان نتیجه گرفت كه چون اين درزه ها منحصر به فرد نيستند و در تمام طول و عرض سنگ گسترده هستند عملاً شكستن سنگ ممكن می گردد).

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0 \rightarrow (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) \\ \text{if } \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \rightarrow \sigma_3 = -\sigma_t \end{array} \right\}$$



اگر $\sigma_3 = 0$ و $\sigma_1 = \sigma_c$ باشد، $\sigma_c = 8\sigma_t$ می شود. بنابراین معیار شکست گریفیث چنین پیش بینی می کند که برای وقوع شکست باید مقدار مقاومت فشاری تک محوره دقیقاً هشت برابر مقاومت کششی تک محوره باشد که این شرط با مشاهدات واقعی هماهنگی ندارد زیرا مقاومت فشاری تک محوره بیشتر سنگ ها ۱۰ تا ۵۰ برابر مقاومت کششی تک محوره آنهاست.

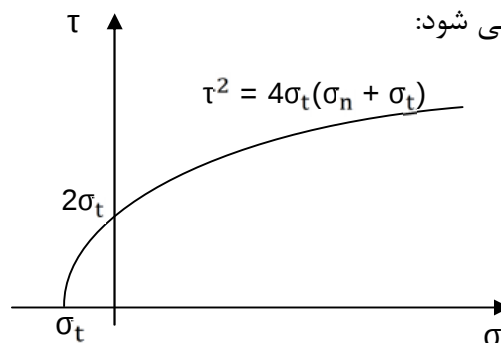
معیار مورل:

مورل در سال ۱۹۶۲ نشان داد که معیار شکست گریفیث با رابطه زیر تعریف می شود که با پوش موهر مرتبط می شود:

$$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma_n + \sigma_t)$$

$$S_0 = 2T_0$$

$$\frac{d\tau}{d\sigma_n} = \tan \varphi$$



مورل تئوری خود را با استفاده از حالت تنش سه محوری بصورت زیر بسط داد:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 24\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

که برای بارگذاری تک محوره رابطه فوق بصورت مقابل در می آید: $C_0 = 12T_0$

نکته: مشتق تابع $\tau = f(\sigma_n)$ ضریب زاویه خط مماس بر معیار شکست مورد نظر است ($\tan \varphi$) و با افزایش σ_n مقدار φ کاهش می یابد.

معيار مك كلينتون و والش

مك كلينتون و والش معيار گريفيث را به صورتی تعميم دادند كه دربر گیرنده شرایطی باشد كه مقدار فشار دو محوری زیاد و بنابراین اندازه ی نیروهای فشاری برای بستن ترك ها کافی بوده، بدین ترتیب نیروهای اصطكاك در سطح ترك ها فرصت فعالیت می یابند. این معيار اصلاح شده گريفيث شامل دو كمیت بحرانی است كه عبارتند از تنش كشی در دو سر ترك كه با مقدار مقاومت كشی تك محوره ی ماده عنوان می شود (به همان صورت كه در معيار اولیه ی گريفيث بود) و ضریب اصطكاك بین دو سطح ترك. بر اساس این معيار ، شكست وقتی اتفاق می افتد كه :

$$\sigma_1 \left| \sqrt{1 + \mu^2} - \mu \right| - \sigma_3 \left| \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \right| = 4\sigma_t \left(\sqrt{1 + \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_t}} \right) - 2\mu\sigma_{cr}$$

كه در آن μ = ضریب اصطكاك دو سطح ترك ؛ و

σ_{cr} = تنش لازم بحرانی عمود بر سطح ترك جهت بسته شدن ترك ها.

باید به خاطر داشت كه مقدار ضریب اصطكاك سطح ترك با ضریب اصطكاك داخلی كه در معيار موهر وجود دارد یکسان نمی باشد گرچه ممكن است این دو كمیت با یکدیگر مرتبط باشند.

معيار بریس

بریس مقدار σ_{cr} را ناچیز و قابل صرف نظر اعلام كرد كه بدین ترتیب معيار مك كلينتون و والش بصورت زیر در آمد:

$$\sigma_1 \left| \sqrt{1 + \mu^2} - \mu \right| - \sigma_3 \left| \sqrt{1 + \mu^2} + \mu \right| = 4\sigma_t$$

رابطه بین σ_1 و σ_3 در معيار كولمب رابطه ای خطی است. اگر شرایط فشار ساده تك محوری $\sigma_1 = \sigma_c$ و $\sigma_3 = 0$ باشد، نسبت مقاومت های تك محوری فشاری به كشی بصورت زیر خواهد شد:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = \frac{4}{\sqrt{1 + \mu^2} - \mu}$$

با فرض $\mu=1$ ، نسبت مقاومت های تك محوری فشاری به كشی تقریباً برابر ۱۰ می شود كه نسبت به عدد ۵.۸ كه توسط كولمب پیش بینی شده است به واقعیت نزدیکتر؛ اما هنوز كمتر از میزانی است كه عموماً در عمل مشاهده می شود.

معیارهای شکست تجربی

تجربه نشان می دهد که هیچ یک از معیارهای شکست موجود بطور کامل و دقیق پاسخگوی شرایط مختلف بارگذاری نیست و مشاهده می شود که پوشهای $\sigma - \tau$ و $\sigma_1 - \sigma_3$ اغلب خطی نبوده ، بلکه بصورت منحنی هستند که می توان آنها را بصورت قانون توان ارائه کرد. در سال ۱۹۶۵ مورل معیار تجربی زیر را پیشنهاد کرد (قانون توان).

$$\sigma_1 = \sigma_c + F. \sigma_3^A$$

$$\tau = S_0 + b. \sigma_n^a$$

σ_1 : تنش اصلی حداکثر

σ_3 : تنش اصلی حداقل

A و F و a و b ضرایب تجربی تطبیق منحنی با داده ها هستند. (A و a کمتر از یک بوده و F و b دارای واحد هستند).

ضرایب فوق بدون بعد نبوده و به همین علت مشکلاتی را فراهم می کنند. این مشکل را می توان به کمک نرمالیزه کردن رابطه فوق یعنی تقسیم طرفین رابطه به σ_c حل کرد. که در این حالت :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + F. \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^A \quad F = 3 \approx 5 \quad A = 0.75$$

صورت دیگری از قانون توان توسط هوک در سال ۱۹۶۸ پیشنهاد و توسط بنیاوسکی مورد استفاده قرار گرفت این معیار بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط بیان شده است. (نقطه بالای دایره موهر)

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.1 + B. \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_t} = 0.1$$

$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

نکته:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + F. \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^A$$

$$N = \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = \sigma_c \times F \times A \times \left(\frac{1}{\sigma_c}\right)^A \times (\sigma_3)^{1-A} \mid \sigma_3$$

$$\sin \varphi = \frac{N-1}{N+1}$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \sin 2\beta$$

معیار شکست تجربی هوک و براون

اساس این معیار تجربی ، معیار گریفیث و معیار مک کلینتون و والش می باشد. بنظر نامبردگان در حین شکست روابط زیر بین تنشهای اصلی موجود است.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(1 + m \frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{0.5}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + S\sigma_c^2}$$

در این روابط σ_1 و σ_3 تنش های اصلی ماکزیمم و مینیمم در لحظه شکست سنگ، σ_c مقاومت فشاری تک محوری نمونه سالم سنگ ، m و S ضرایب خواص سنگ و نحوه شکست آن قبل از قرارگیری تحت تاثیر σ_1 و σ_3 هستند که برای سنگهای مختلف توسط هوک بصورت تجربی تعیین شده است. عبارت دیگر S پارامتری است که به میزان وجود ناپیوستگی ها بستگی دارد (توده سنگ) و هرچه تعداد ناپیوستگی ها بیشتر شود S کوچکتر می شود. برای سنگ بکر و بدون ناپیوستگی $S = 1$ و در سنگهای فوق العاده درز و شکاف دار $S = 0$ می باشد.

اگر بازای یک تنش محصور کننده مشخص مقادیر عدد اصطکاک را برای سنگهای متفاوت اندازه گیری کنیم در می یابیم که هرچه مقدار m بیشتر باشد مقدار عدد اصطکاک آن سنگ بازای یک تنش ثابت و مشخص نیز بیشتر است. بنابراین m می تواند نمودی از عدد اصطکاک سنگ و در نتیجه مشخص کننده زاویه اصطکاک داخلی آن باشد.

$$S = \left(\frac{\text{مقاومت تراکمی توده سنگ}}{\text{مقاومت تراکمی ماده سنگ}} \right)^2$$

با قرار دادن $\sigma_1 = 0$ در این معیار و حل معادله درجه دوم حاصل برای σ_3 ، مقاومت تک محوری کششی سنگ (σ_t) بصورت زیر بدست می آید:

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_c[m - (m^2 + 4)^{0.5}]$$

برای ماده سنگ (سنگ بکر $S=1$)

$$m = \frac{\sigma_t^2 - \sigma_c^2}{\sigma_t \sigma_c}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = \frac{2\sqrt{S}}{|m - \sqrt{m^2 + 4}|}$$

فصل دوم : معیارهای شکست

۱- مقاومت کششی سنگی $\frac{1}{15}$ مقاومت فشاری تک محوری آن می باشد. اگر زاویه اصطکاک داخلی سنگ ۴۰ درجه و چسبندگی آن 5 MPa باشد. مقاومت های کششی (σ_t) و فشاری (σ_c) این سنگ چند مگاپاسکال خواهد بود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۴)

- (۱) ۷/۶۲۰ و ۱۱۴/۶۳۰۰
(۲) ۱/۴۳۰ و ۲۱/۴۴۵
(۳) ۱۴/۳۰۰ و ۲۱۴/۴۵۰
(۴) ۰/۷۶۲ و ۱۱/۴۳۰

۲- یک توده سنگی در عمق ۱۶۰ متری تحت فشار جانبی افقی ۲.۵ برابر فشار عمودی قرار دارد. در صورتی که وزن مخصوص روباره یعنی $\gamma = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ باشد، مقدار مقاومت کششی این سنگ مطابق ملاک شکست گریفیث چند مگاپاسکال است؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۴)

- (۱) ۴
(۲) ۶
(۳) ۱۰
(۴) ۰.۳۲۱

۳- معیار شکست مقاومت برشی برای یک سنگ خاص توسط معادله زیر بیان می شود، زاویه اصطکاک ϕ_b برابر چه مقدار است؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۴)

$$\tau = \sigma_n \tan[20 + 17 \log_{10} \left[\frac{20}{\sigma_n} \right]]$$

(۱) ۱۰° (۲) ۱۷° (۳) ۲۰° (۴) ϕ_b تابعی از σ_n است.

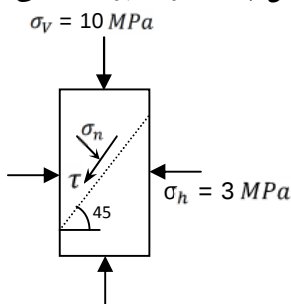
۴- در یک آزمایش فشاری سه محوری که فشار جانبی آن $\sigma_3 = 2.5 \text{ Mpa}$ است نمونه سنگی در فشار محوری $\sigma_1 = 100 \text{ Mpa}$ می شکند. اگر نمونه سنگ فوق بکر باشد و پارامتر شکست هوک و برآون آن $m=12$ در نظر گرفته شود، مقاومت فشاری تک محوری σ_c این سنگ چند مگاپاسکال است؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۴)

(۱) ۲۲۷.۲۹۴ (۲) ۱۱۳.۶۴۷ (۳) ۵۶.۸۲۳ (۴) ۲۲.۷۳۰

۵- کدام گزینه صحیح است؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۴ و مهندسی معدن ۱۳۸۵)

- (۱) سنگی با مقاومت فشاری تک محوری $\sigma_c = 420 \text{ MPa}$ تحت تنش هیدرواستاتیک برابر با ۱۰۰۰ مگاپاسکال خرد می شود.
(۲) سنگی با مقاومت فشاری تک محوری $\sigma_c = 420 \text{ MPa}$ تحت تنش هیدرواستاتیک برابر با ۱۰۰۰ مگاپاسکال تغییر شکل نمی دهد.
(۳) سنگی با مقاومت فشاری تک محوری $\sigma_c = 420 \text{ MPa}$ تحت تنش هیدرواستاتیک برابر با ۱۰۰۰ مگاپاسکال می شکند.
(۴) سنگی با مقاومت فشاری تک محوری $\sigma_c = 420 \text{ MPa}$ تحت تنش هیدرواستاتیک برابر با ۱۰۰۰ مگاپاسکال نمی شکند.

۶- گسلی مطابق شکل روبرو در یک توده سنگ قرار دارد که با افق زاویه ی ۴۵ درجه می سازد، اگر توده سنگ تحت تنش های اصلی $\sigma_1 = \sigma_v = 10 \text{ MPa}$ و $\sigma_h = \sigma_3 = 3 \text{ MPa}$ قرار داشته باشد و چسبندگی سطح گسل $S = 0.5 \text{ MPa}$ و زاویه اصطکاک سطح گسل برابر $\phi = 45^\circ$ باشد، ضریب ایمنی در مقابل لغزش بر روی گسل چقدر خواهد بود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۶)



- (۱) ۰.۵
(۲) ۱
(۳) ۱.۵
(۴) ۲

۷- کدام گزینه در مورد جمله ذیل صدق می نماید؟ طبق معیار موهر- کلمب، شکست در صفحه ای رخ می دهد که تنش برشی یا کششی در آن ماکزیمم باشد. (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

- (۱) این جمله غلط است. (۲) این جمله صحیح است.
(۳) در مورد اجسام شکننده صدق می کند. (۴) در مورد اجسام انعطاف پذیر صدق می کند.

۸- پاسخ کدام گزینه در ارتباط با جمله ی ذیل مناسب است. براساس معیار موهر-کلمب، برای یک نمونه سنگی با $C = 1 \text{ MPa}$ و $\phi = 40^\circ$ ، به ازای هر نسبت $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ امکان شکست وجود دارد؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

- (۱) صحیح (۲) غلط
(۳) در صورت مقاومت کششی صفر این موضوع غلط است. (۴) در صورت مقاومت کششی مخالف صفر این موضوع غلط است.

۹- در یک آزمایش سه محوری نمونه ای از سنگ آهک تحت شرایط $\sigma_3 = 40 \text{ MPa}$ و $\sigma_1 = 250 \text{ MPa}$ براساس معیار شکست گریفیث می شکنند. مقاومت کششی آن بر حسب MPa چقدر خواهد بود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

- (۱) ۱۷ (۲) ۱۸ (۳) ۱۹ (۴) ۲۱

۱۰- وضعیت تنش در موقع شکست نمونه ای از ماسه سنگ با مقاومت فشاری یک محوری $\sigma_c = 60 \text{ MPa}$ به شرح زیر است ضریب m در معیار هوک براون برای نمونه مزبور چقدر است. ($\sigma_1 = 240 \text{ MPa}$ و $\sigma_3 = 60 \text{ MPa}$) (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

- (۱) ۹ (۲) ۱۰ (۳) ۱۱ (۴) ۱۲

۱۱- توده سنگی دارای یک دسته درزه اصلی با شیب 30° درجه و جهت شیب 5° درجه با زاویه اصطکاک داخلی 45° درجه و بدون چسبندگی می باشد. در صورتی که پله ای 30 متری در این توده با شیب 60° درجه و جهت شیب 355° درجه حفر شود، ضریب اطمینان پله سنگی عبارتند از: (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

- (۱) $\frac{\sqrt{3}}{3}$ (۲) $\frac{\sqrt{3}}{2}$ (۳) $\frac{3}{\sqrt{3}}$ (۴) ۳

۱۲- معیار شکست یک ناپیوستگی عبارت است از $\tau = \frac{\sqrt{3}}{3} \sigma_n$ در صورتی که شیب ناپیوستگی 45° درجه باشد ضریب اطمینان بلوک سنگی قرار گرفته روی این ناپیوستگی عبارت است از: (مهندسی معدن ۱۳۸۷)

- (۱) $\frac{\sqrt{3}}{2}$ (۲) $\frac{\sqrt{3}}{3}$ (۳) $\frac{\sqrt{2}}{2}$ (۴) $\frac{3}{\sqrt{3}}$

۱۳- اگر معیار شکست زیر براساس آزمایشات آزمایشگاهی که بروی نمونه هایی از یک سنگ انجام شده بدست آید : $2\sigma_1 + 0.2\sigma_2 - 15\sigma_3 = 45$ نسبت مقاومت فشاری تک محوری C_0 به T_0 چقدر خواهد بود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۷)

- (۱) $\frac{C_0}{T_0} = 7.5$ (۲) $\frac{C_0}{T_0} = 10$ (۳) $\frac{C_0}{T_0} = 11.25$ (۴) $\frac{C_0}{T_0} = 15$

۱۴- معادله دایره موهر متناظر با شرایط وقوع شکست در یک نمونه سنگ آهک به صورت $(\sigma_n - 10)^2 + \tau^2 = 225$ است. تنش اصلی حداکثر در لحظه شکست این سنگ چقدر است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

- (۱) -۵ (۲) ۱۰ (۳) ۱۵ (۴) ۲۵

۱۵- در یک آزمایش سه محوری که بر روی نمونه های سنگی انجام شده است، تنش جانبی اعمال شده 15 MPa می باشد. زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی این نمونه سنگی بدست آمده از معیار کلمب به ترتیب ۳۰ درجه و 18MPa است. فرض کنید که غشای پلاستیکی روی سطح نمونه پاره شود و روغن در داخل نمونه فشاری معادل فشار جانبی اعمال کند. در این حالت مقدار تنش محوری ماکزیمم بر حسب MPa چقدر می باشد؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

- (۱) ۶۱.۲ (۲) ۷۶.۲ (۳) ۹۱.۲ (۴) ۱۰۶.۲

۱۶- توده سنگی دارای سیستم درزه ای است که با افق زاویه $\alpha = 75^\circ$ می سازد اگر تنش های اصلی برجا به صورت $\sigma_1 = 100 \text{ Mpa}$ و $\sigma_3 = 20 \text{ Mpa}$ باشند و سطح ناپیوستگی فاقد چسبندگی باشد، ضریب اصطکاک ناپیوستگی (μ) در زمان لغزش چقدر است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

- (۱) $2\sqrt{3}$ (۲) $\frac{\sqrt{3}}{4}$ (۳) $\frac{3}{4}$ (۴) 2

۱۷- معیارهای شکست سنگی به صورت $\tau^2 = 80 + 4\sigma^2$ می باشد. اگر مقاومت فشاری تک محوری این سنگ ۱۲۰ Mpa و تنش عمودی در صفحه گسیختگی برابر ۴ Mpa باشد، ضریب اصطکاک (μ) داخلی سنگ چقدر است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

- (۱) $\frac{1}{4}$ (۲) 1 (۳) $\frac{4}{3}$ (۴) $\frac{3}{2}$

۱۸- اگر مقاومت فشاری تک محوری سنگی ۱۰ برابر مقاومت کششی آن که 3 Mpa است، باشد. چسبندگی سنگ برای میدان تنش زیر چند Mpa است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

- (۱) ۳ (۲) ۵ (۳) ۷.۵ (۴) ۱۰
- $\sigma_{ij} = \begin{vmatrix} 15 & 15 & 0 \\ -15 & 75 & 0 \\ 0 & 0 & 25 \end{vmatrix}$

فصل سوم : خواص فیزیکی سنگ

خلاصه مباحث خواص فیزیکی سنگ

روابط نمودی حجمی:

تخلخل (پوکی): نسبت حجم بخش غیرجامد (بخش مایع+بخش گاز) موجود در یک سنگ یا خاک به حجم کل آن.

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{\text{حجم منافذ}}{\text{حجم کل}}$$

سنگها اجسامی کاملاً توپر نیستند و همیشه حاوی خلل و فرج به صورت حفره های کم و بیش مرتبط، شکافها و یا حفره های مجزا هستند. تخلخل سنگها می تواند از صفر تا ۹۰ درصد نوسان داشته باشد. ولی بطور متوسط برای سنگهای رسوبی حدود ۱۵٪ در نظر گرفته می شود، سنگهای آذرین و دگرگونی تخلخل کمتری نسبت به سنگهای رسوبی دارند. پاره ای از سنگهای آذرین مثل توفهای جوش خورده یا تراکیت ها از این قاعده مستثنی هستند. سنگهای آذرین فرسایش یافته نیز ممکن است تخلخل زیادی داشته باشند. وجود حفرات در سنگ اهمیت زیادی در خواص مکانیکی سنگ دارد و بطور کلی هرچه تخلخل بیشتر باشد مقاومت مکانیکی آن کمتر است.

حفره های درون سنگ ممکن است خالی یا حاوی آب - یا سیال دیگر- و یا گازهای مختلف - و هوا- باشد. چنانچه حفره ها و شکافهای در سنگ، شبکه مرتبطی را تشکیل دهد، در این صورت هرچه حفره ها زیادتر باشد نفوذ پذیری سنگ بیشتر است، اما اگر حفره ها مجزا باشد نمی تواند بیانگر میزان نفوذ پذیری سنگ باشد.

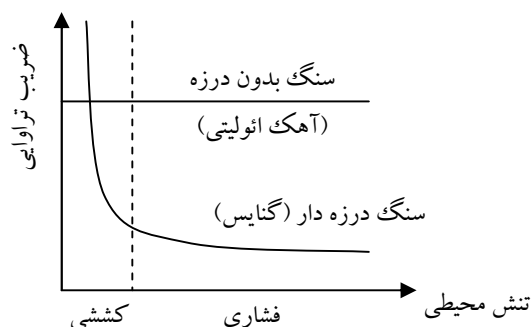
از طرفی حفره ها ممکن است اولیه یا ثانویه باشد. حفره های اولیه یا اصلی در زمان تشکیل سنگ پدید آمده است، در حالی که حفره های ثانویه در نتیجه ی فرایندهایی چون دگرگونی ، انحلال بعضی از کانی ها ، تبلور مجدد کانی ها ، هوازدگی و ... بوجود آمده است.

تخلخل در سنگها به دو صورت منافذ کروی (بیشتر در سنگهای آذرین) و شکافهای ریز (در سنگهای آذرین درونی و دگرگونی) دیده می شود. تخلخل های کروی بیشتر در اثر خروج حبابهای هوا به هنگام سرد شدن سنگهای آذرین بوجود می آیند و شکافهای ریز در اثر سرد شدن سریع یا در اثر برداشتن بار بوجود می آید. هر دو نوع تخلخل بر رفتار مکانیکی سنگ تاثیر می گذارند، ولی تاثیر شکافهای ریز خیلی بیشتر از منافذ کروی است. همچنین منافذ کروی نسبت به تنش های وارده چندان حساس نیستند ، اما شکافهای ریز متاثر از تنش های وارده هستند.

تخلخل یک سنگ بستگی به شکل و اندازه دانه هایی دارد که آنرا تشکیل می دهد و نیز مربوط به میزان تنوع دانه ها ، سیمان شدن آنها و نوع تجمع کانی هاست. اگر سنگ از دانه های کروی با اندازه های متفاوت تشکیل شده باشد حداقل تخلخل را خواهد داشت، در صورتی که اگر دانه ها زاویه دار و بی شکل باشد تخلخل زیادتر است.

عمق و سن سنگها تاثیر بسزایی در تخلخل سنگها، بخصوص در سنگهای رسوبی دارند. در سنگهای رسوبی هرچه به عمق پیش می رویم، بخاطر سنگینی لایه های بالایی ، تخلخل کمتر می شود و همچنین سنگهایی که سن بیشتری دارند و فرایند دیاژنز را بیشتر تحمل کرده اند تخلخل کمتری دارند.

بر اثر تنشهای فشاری درزه ها بسته شده و خاصیت تراوایی سنگ کم می شود ، و بر اثر تنش های کششی ، درزه ها بازتر شده و خاصیت تراوایی بیشتر می شود. در سنگ بدون درزه منحنی ضریب تراوایی نسبت به تنش محیطی ثابت است.



اندازه گیری تخلخل با درصد آب جذب شده در سنگ بعد از اشباع:

$$n = \frac{WG_s}{1+WG_s}$$

W : آب محتوی (درصد آب جذب شده) | G_s : چگالی نسبی سنگ | n : تخلخل

اندازه گیری تخلخل با درصد جیوه جذب شده در سنگ بعد از اشباع در جیوه:

$$n = \frac{W_{Hg} \cdot \frac{G_s}{G_{Hg}}}{1 + W_{Hg} \cdot \frac{G_s}{G_{Hg}}}$$

W_{Hg} : جیوه تزریق شده (جیوه محتوی) | G_{Hg} : چگالی نسبی جیوه (۱۳.۵۴۶) | G_s : چگالی نسبی سنگ | n : تخلخل

نسبت پوکی (نسبت تخلخل): نسبت حجم بخش غیر جامد (بخش مایع+بخش گاز) موجود در یک سنگ یا خاک به حجم بخش جامد آن.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\text{حجم منافذ}}{\text{حجم جامد}}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$

نسبت پوکی (e) وقتی بزرگتر از ۱ می شود که تخلخل بالایی داشته باشیم یعنی حجم فضای خالی بیشتر از حجم فضای جامد سنگ باشد.

درجه اشباع: نسبت حجم بخش مایع موجود در یک سنگ یا خاک به حجم بخش غیر جامد آن.

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\text{حجم آب}}{\text{حجم منافذ}}$$

روابط نمودی وزنی:

آب محتوی (درصد رطوبت): نسبت وزنی آب (یا بطور کامل بخش مایع) موجود در سنگ یا خاک به وزن بخش جامد آن.

$$m = W = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\text{وزن آب}}{\text{وزن جامد}}$$

وزن حجمی کل (وزن حجمی طبیعی حاوی رطوبت): نسبت وزن سنگ یا خاک در حالت طبیعی (در حالتی که آب موجود در خلل و فرج آن خشک نشده باشد) به کل حجم اشغال شده توسط آن.

$$\gamma_t = \frac{W_t}{V_t} = \frac{\text{وزن نمونه}}{\text{حجم نمونه}}$$

وزن حجمی جامد: نسبت وزن سنگ یا خاک کاملاً خشک به حجم بخش جامد آن.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

وزن حجمی خشک: نسبت وزن سنگ یا خاک کاملاً خشک به کل حجم آن.

$$\gamma_{dry} = \frac{W_s}{V_t}$$

وزن حجمی اشباع: وزن حجمی سنگ یا خاک تر در حالتی که درجه اشباع آن صد در صد باشد.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V_t} = \frac{W_t \times (S-1)}{V_t}$$

وزن حجمی غوطه وری:

$$\gamma_b = \gamma_t - \gamma_w = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

چگالی ظاهری (وزن مخصوص ظاهری یا وزن حجمی نسبی): نسبت وزن حجمی سنگ یا خاک در حالت طبیعی به وزن حجمی آب.

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{\gamma_w} = \frac{\text{وزن حجمی کل}}{\text{وزن حجمی آب}}$$

چگالی مطلق (وزن مخصوص واقعی یا وزن حجمی ذرات جامد): نسبت وزن حجمی ذرات جامد تشکیل دهنده ی سنگ یا خاک به وزن حجمی آب.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\text{وزن حجمی جامد}}{\text{وزن حجمی آب}}$$

وزن مخصوص یک کانی بستگی به ترکیب و ساختمان شیمیایی آن دارد، معمولاً هرچه شماره ی اتم های سنگین یک کانی بیشتر باشد شعاع اتمی آنها کوچکتر می گردد و تراکم آنها در شبکه تبلور بیشتر شده و در نتیجه وزن مخصوص آن کانی بزرگتر است.

وزن مخصوص واقعی سنگی شامل n کانی که هر کدام دارای وزن مخصوص واقعی G_i و درصد حجمی V_i می باشند، عبارتست از:

$$G_s = \sum_{i=1}^n (G_i \cdot V_i)$$

وزن مخصوص زغالها به درجه زغالی شدن، تخلخل و خاکستر آنها بستگی دارد. هرچه درجه زغالی شدن (متامرفیسم زغال) بیشتر باشد، تخلخل زغال کمتر می شود بنابراین وزن مخصوص زغال بزرگتر خواهد شد.

$$G_s \times m = S \times e$$

شاخص چگالی (چگای نسبی):

اگر نسبت پوکی سنگی در حالت طبیعی و یا نرمال برابر با e_n و نسبت پوکی آن در حالت خرد شده که با افزایش حجم همراه است برابر با e_{max} و نیز نسبت پوکی همین سنگ در حالت کاملاً فشرده و پرس شده برابر با e_{min} باشد، چگالی نسبی و یا شاخص چگالی را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$I_D = D_r = \frac{e_{max} - e_n}{e_{max} - e_{min}}$$

همچنین اگر حجم سنگی در حالت طبیعی و یا نرمال برابر با V_n و حجم آن در حالت خرد شده و شکسته شده که با افزایش حجم همراه است برابر با V_{max} و نیز حجم همین سنگ در حالت کاملاً فشرده شده برابر با V_{min} باشد، چگالی نسبی (D_r) یا شاخص چگالی (I_D) را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$I_D = D_r = \frac{V_{max} - V_n}{V_{max} - V_{min}}$$

همین طور اگر چگالی خشک سنگی در حالت طبیعی و نرمال برابر با ρ_n و چگالی خشک آن در حالت خرد شده که با افزایش حجم ولی با کاهش چگالی همراه است برابر با ρ_{min} و نیز چگالی خشک همین سنگ در حالت کاملاً فشرده شده که با کاهش حجم ولی با افزایش چگالی همراه باشد برابر با ρ_{max} باشد، چگالی نسبی (D_r) یا شاخص چگالی (I_D) را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$I_D = D_r = \frac{\rho_n - \rho_{min}}{\rho_{max} - \rho_{min}} \times \frac{\rho_{max}}{\rho_n}$$

عادی	خشک	اشباع
$\gamma_t = \frac{(1+m)}{(1+e)} G_s \times \gamma_w$	$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_t}{1+m}$	$\gamma_{sat} = \frac{(1+m)}{(1+m \times G_s)} G_s \times \gamma_w$
$\gamma_t = \frac{(G_s + S \times e)}{(1+e)} \gamma_w$	$\gamma_{dry} = \frac{G_s \times \gamma_w}{1+e}$	$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \times \gamma_w}{1+e}$
$\gamma_s = \frac{G_s - 1}{1+e} \times \gamma_w$	$\gamma_{dry} = G_s \times \gamma_w \times (1 - n)$	$\gamma_{sat} = \gamma_d + n \times \gamma_w$
$\rho_s = \frac{G_s - 1}{1+e} \times \rho_w$		$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{m}\right) \times \left(\frac{1+m}{1+e}\right) \times \gamma_w$

فصل سوم: خواص فیزیکی سنگ

۱- یک سنگ نمونه با مقدار رطوبت ۴۵ درصد و نسبت پوچ (e) برابر با ۰.۶۵ و وزن مخصوص نسبی (G_s) برابر با ۲.۷۵ در دست می باشد. وزن مخصوص مرطوب سنگ نمونه چند کیلونیوتن بر مترمکعب است؟ (وزن مخصوص آب یعنی $\gamma_w = 9.8 \frac{KN}{m^3}$ فرض شود). {مهندسی معدن ۱۳۸۴}

(۱) ۱۶.۳۳ (۲) ۱۸.۵۸ (۳) ۲۳.۶۸ (۴) ۲۶.۹۵

۲- اگر چگالی نسبی نمونه ای (G_s) برابر با ۲.۵، مقدار آب سنگ ۱۰ درصد و نسبت پوچی ۲۵ درصد باشد وزن مخصوص خشک (γ_d) و درجه اشباع به ترتیب برابر کدام است؟ ($\gamma_w = 10 \frac{KN}{m^3}$) {مهندسی معدن ۱۳۸۶}

(۱) $10 \frac{KN}{m^3}$ و ۲۵% (۲) $10 \frac{KN}{m^3}$ و ۵۰% (۳) $20 \frac{KN}{m^3}$ و ۷۵% (۴) $20 \frac{KN}{m^3}$ و ۱۰۰%

۳- یک نمونه ماسه سنگی متشکل از دانه های کوارتز و فلدسپار با سیمان کلسیتی دارای حجم 100 cm^3 می باشد. وزن اشباع این نمونه ۲۱۴ gr و وزن خشک آن ۲۰۳ gr می باشد. مقدار تخلخل این نمونه چقدر است؟ (وزن مخصوص آب را $1 \frac{gr}{\text{cm}^3}$ در نظر بگیرید). {مکانیک سنگ ۱۳۸۸}

(۱) ۵.۵٪ (۲) ۷.۵٪ (۳) ۱۱٪ (۴) ۱۵٪

۴- مصالح سنگدانه ای با دانه بندی یکنواخت..... {مکانیک سنگ ۱۳۸۸}

- (۱) همان مصالح خوب دانه بندی شده اند. (۲) دارای طیف گسترده ای از دانه های خاک می باشند.
(۳) به علت تخلخل بالا در فرآیند زهکشی کاربرد دارند. (۴) به علت تخلخل پایین در فرآیند زهکشی کاربرد ندارد.

۵- اگر وزن مخصوص خشک یک خاک که نسبت پوچی آن ۱ می باشد برابر $18 \frac{KN}{m^3}$ باشد، تخلخل و چگالی دانه های خاک چقدر می باشد. ($\gamma_w = 10 \frac{KN}{m^3}$) {مکانیک سنگ ۱۳۸۸}

(۱) $n = 50\%$ و $G_s = 3.6$ (۲) $n = 100\%$ و $G_s = 1.8$ (۳) $n = 50\%$ و $G_s = 1.8$ (۴) $n = 100\%$ و $G_s = 3.6$

۶- خاک اشباعی که وزن مخصوص خشک آن $15 \frac{KN}{m^3}$ و میزان رطوبت آن ۲۰ درصد می باشد، وزن مخصوص اشباع آن برحسب $\frac{KN}{m^3}$ چقدر است؟ {مکانیک سنگ ۱۳۸۸}

(۱) ۱۶.۵ (۲) ۱۷.۵ (۳) ۱۸ (۴) ۱۹.۵

۷- نفوذ پذیری ذاتی سنگ به کدام یک از پارامترهای زیر بستگی دارد؟ {مکانیک سنگ ۱۳۸۹}

- (۱) تخلخل موثر (۲) تخلخل کل (۳) حرارت سیال (۴) ویسکوزیته سیال

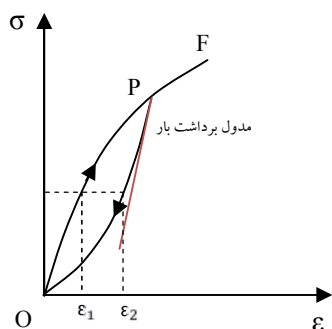
۸- وزن مخصوص خشک خاکی $18 \frac{KN}{m^3}$ است. با توجه به اینکه $G_s = 2.7$ است میزان رطوبت خاک در حالت اشباع چند درصد است؟ (وزن مخصوص آب $10 \frac{KN}{m^3}$ می باشد). {مکانیک سنگ ۱۳۸۹}

(۱) ۱۵ (۲) ۱۶.۲ (۳) ۱۷.۱ (۴) ۱۸.۵

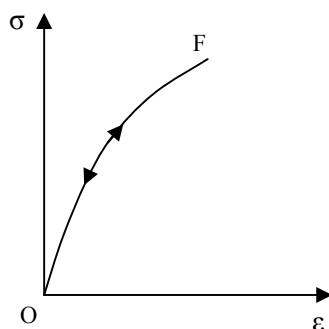
فصل چہارم : رفتار مکانیکی سنگھا

رفتار مکانیکی سنگها

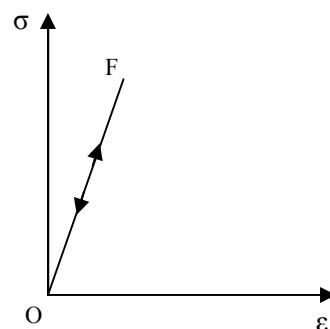
یکی از بهترین روشهای بررسی رفتار سنگها رسم منحنی تنش کرنش آنها می باشد. اساس کار در این روش بدین صورت است که نمونه ای استوانه ای از سنگ مزبور را تحت بار قرار داده و آن را به مرور افزایش می دهیم تا شکست حاصل شود. سپس با تبدیل بار به تنش و تبدیل تغییرشکل به کرنش دیاگرام تنش کرنش نمونه را رسم می نماییم. (دیاگرام $\sigma-\epsilon$)



شکل ۳



شکل ۲



شکل ۱

در شکل ۱ که بیشتر در سنگهای مقاوم اتفاق می افتد منحنی تنش کرنش سنگ تقریباً خطی بوده (الاستیک خطی) که با شکست و یا گسیختگی در نقطه F به پایان می رسد. معادله منحنی مزبور که خطی می باشد بشرح زیر است:

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

مقدار ثابت E در رابطه فوق که نشان دهنده شیب منحنی $\sigma-\epsilon$ بوده و برای حالت فوق ثابت می باشد مدول یانگ یا مدول الاستیسیته نامیده می شود.

در صورتی که منحنی تنش کرنش ماده ای غیر خطی بوده و مسیر منحنی بارگذاری و باربرداری در آن یکسان باشد آنرا ماده الاستیک کامل می نامند. معادله منحنی مزبور با رابطه زیر بیان می شود:

$$\sigma = f(\epsilon)$$

واژه بارگذاری به روند رو بافزایش تدریجی تنش وارده به نمونه سنگ و باربرداری به روند کاهش تدریجی بار، به نحوی که در آزمایشگاه صورت می گیرد اطلاق می شود.

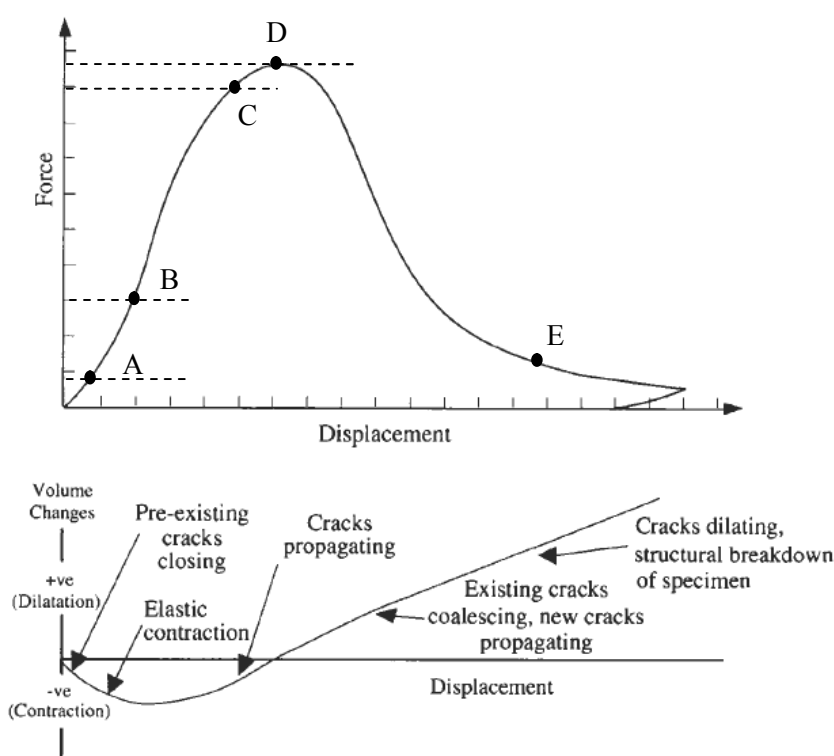
بدیهی است در شرایط فوق تمام انرژی ذخیره شده در نمونه در جریان بارگذاری موقع برداشت بار آزاد می شود و هیچگونه اتلاف انرژی صورت نمی گیرد.

در صورتی که پس از بارگذاری و برداشت بار تا رسیدن تنش به مقدار صفر تغییر شکلهای حاصل در نمونه نیز به صفر برسد ولی مسیر منحنی بارگذاری و باربرداری $\sigma-\epsilon$ در نمودار متفاوت باشد (شکل ۳) اینگونه رفتار سنگ به وارفتگی موسوم بوده که نشان دهنده زیاد بودن کار انجام شده بر روی نمونه در حین بارگذاری در مقایسه با کار انجام شده در باربرداری است. این پدیده نشان دهنده اتلاف و یا استهلاک انرژی در جسم مورد آزمایش است. در صورتی که در نقطه ای مثل P بر روی منحنی برداشت بار مماسی رسم شود شیب منحنی مزبور مدول برداشت بار نامیده می شود. اجسامی که چنین رفتار را نشان می دهند به اجسام الاستیک موسوم هستند.

بایستی توجه داشت که در تمامی موارد فوق پس از برداشت بار و رسیدن تنش به صفر تغییر شکل ها نیز به صفر کاهش می یابد. در ضمن وقتی که منحنی σ - ϵ غیر خطی باشد از یک مدول الاستیک ثابت نمی توان استفاده کرد.

منحنی تنش کرنش سنگ

در ابتدای شروع تاثیر نیرو در تست فشاری، شکافها و بعضی حفره ها بسته می شود و نوعی رفتار غیر الاستیک با تقعر منحنی به سمت بالا ظاهر می گردد و در بیشتر سنگها این بخش به یک قسمت مستقیم شبه الاستیک منتهی می شود سپس از نقطه B ترکهای ذره بینی جدید در داخل سنگ تشکیل شده، و پیشروی می کند بطوریکه اگر میکروفن حساسی به نمونه، وصل شده باشد، صدای شکستن درون سنگ و گسترش ترکهای قدیمی در امتداد محور σ_1 مشخص می شود. از نقطه C به بعد ترکهای تشکیل شده به هم متصل شده، تا شکسته شدن کامل سنگ ادامه می یابد (ترکها به انتهای نمونه می رسد). نقطه C را می توان نقطه تسلیم تصور نمود هرچند فقط نقطه D متناظر با مقاومت ماکزیمم منظور می شود. اگر دستگاه بارگذاری چنان باشد که بتوان نیروی وارد بر سنگ را کنترل نمود، بعد از نقطه D نیز می توان نمودار را بررسی کرد.



حالت شکل پذیر (Ductile): به حالتی (ماده ای) اطلاق می شود که تحت شرایطی بتواند دگر شکلی پایداری را بدون از دست دادن قابلیت تاب آوری خود در زیر بار تحمل کند.

حالت شکننده (Brittle): به حالتی (ماده ای) اطلاق می شود که تحت شرایطی قابلیت تاب آوری آن در زیر بار با افزایش دگر شکلی کاهش یابد.

✓ شکنندگی یک جسم را می توان باتوجه به شیب قسمت افتان منحنی یعنی DE تعیین کرد به نحوی که هرچه منحنی پر شیب تر باشد جسم شکننده تر و هرچه کم شیب تر باشد شکل پذیر تر خواهد بود.

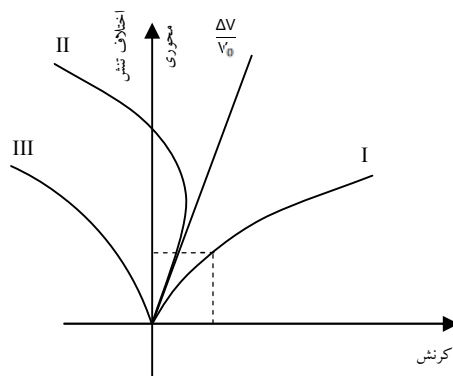
✓ برای بیان کمی رفتار الاستیک سنگ به همراه مدول الاستیسیته معمولاً ضریب ثابت دیگری به نام ضریب پواسون به کار گرفته می شود که معمولاً با ν نشان داده می شود. عکس آن به عنوان عدد پواسون نامیده می شود.

$$\nu = -\frac{\epsilon_l}{\epsilon_a} = -\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a} = -\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \quad \text{ن} = \frac{1}{\nu} \text{ عدد پواسون}$$

✓ در یک آزمایش سه محوری مقدار انبساط جانبی یک نمونه را به کمک حجم روغن جا به جا شده در حین آزمایش اندازه گیری شده و مجموع $\epsilon_2 + \epsilon_3$ بدست می آید.

✓ برای یک ماده الاستیک خطی با مقادیر معین E و ν کرنش حجمی ($\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta V}{V_0}$) در حین تراکم خطی است مستقیم با شیب مثبت، دلیل آن این است که با افزایش بار تراکمی حجم نمونه کاهش می یابد. زیرا:

$$\epsilon_1 > |\epsilon_2 + \epsilon_3|$$



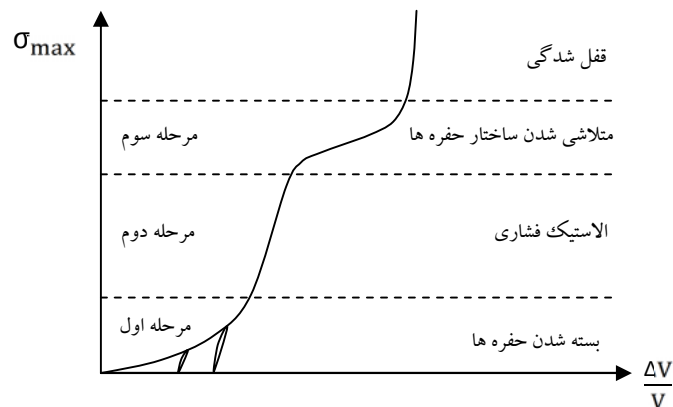
✓ تقریباً در حدود ۵۰٪ مقاومت نهایی منحنی $\frac{\Delta V}{V_0}$ (کرنش حجمی) از حالت مستقیم خارج شده و بطرف سمت چپ منحرف می شود این امر نشان دهنده افزایش حجم سنگ تحت بارهای فشاری است که در مراحل آخر بارگذاری و نزدیکی شکست سنگ افزایش مزبور قابل توجه بوده و به سمت چپ یعنی قسمت منفی محور کشیده می شود. پدیده مزبور را پدیده اتساع می نامند برای ایجاد شرایط مزبور و هنگام افزایش حجم بایستی که $\epsilon_1 < |\epsilon_2 + \epsilon_3|$ باشد که دلیل افزایش حجم نیز همین است. پدیده اتساع را می توان به تشکیل و توسعه ترکهای میکروسکوپی در نمونه های سنگ که محور طولی آنها به موازات جهت تنش اصلی حداکثر می باشد عمل نمود.

✓ در آزمایشهایی که پدیده اتساع رخ می دهد نسبت پواسون حین تراکم ثابت نخواهد ماند.

✓ ماده ای که مقادیر ضریب الاستیسیته آن در کشش و تراکم متفاوت باشد به ماده خطی مضاعف Bilinear موسوم می باشد.

رفتار سنگ در برابر تنش های هیدرواستاتیک:

در وضعیت تنش های همه جانبه مساوی (مانند فشار هیدرواستاتیک)، سنگ بتدریج فشرده می شود و هیچگاه به مرحله شکست نمی رسد هرچند فشار زیاد باشد. نمودار تغییرات تنش-کرنش حجمی در این وضعیت شامل چهار بخش است که در شکل مشخص شده اند.



در مرحله اول ترکهای ذره بینی بسته می شود و کانی ها اندکی فشرده می شود و چنانچه بار برداشته شود جسم به حالت اول برمی گردد. در فشار بیشتر، جسم فشرده تر می شود و جابه جایی نسبی حفره های ریز صورت می گیرد. شیب نمودار تنش کرنش را می توان مدول کلی تغییر شکل (K) در نظر گرفت. با افزایش فشار وارد بر سنگ در صورتی که سنگ سست باشد مانند ماسه سنگ، چاک و سنگ های آهک آواری؛ حفره ها به علت تمرکز تنش در مرز آنها خرد می شود، و در صورتی که سنگ قوی و با سیمان محکم باشد این پدیده در فشارهای زیاد مثل ۱۰۰۰ بار انجام می گیرد. با فشارهای بیشتر بعد از بسته شدن تمام حفره ها، فشار به دانه های سنگ منتقل شده و مدول کلی تغییر شکل بصورت پیشرونده افزایش می یابد. در سنگهای فاقد حفره ها ممکن است مرحله سوم وجود نداشته باشد یا بسیار کوتاه باشد. سنگهای متخلخل مثل پومیس و اسکوریا در مرحله سوم چنان خرد می شوند که نمونه پس از انجام آزمایش بصورت یک توده دانه ای تبدیل می شود.

انواع مدول الاستیسیته:

مدول الاستیک مماسی (تانژانتی): شیب مماس بر منحنی در نقطه ۵۰٪ مقاومت نهایی

$$E_{T(50\%)} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$$

مدول الاستیک متقاطع (سکانتی): شیب پاره خط واصل بین مبدا مختصات و نقطه ۵۰٪ مقاومت نهایی

$$E_{S(50\%)} = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

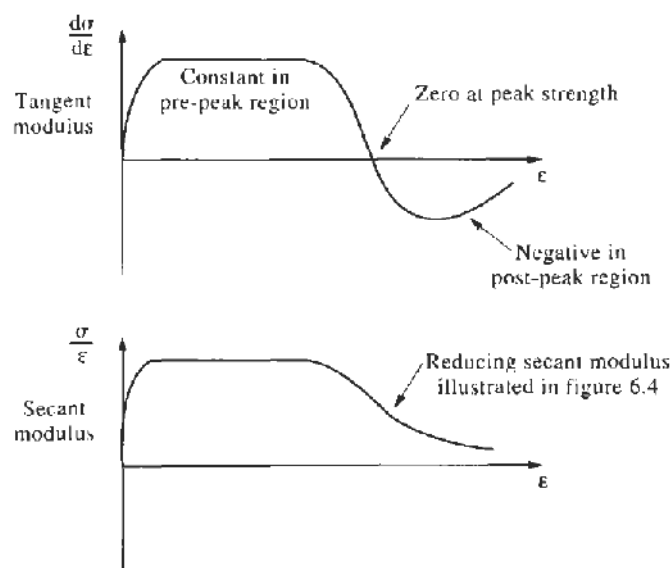
مدول الاستیک متوسط: شیب قسمت مستقیم الخط منحنی تنش کرنش

$$E_{a(50\%)} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$$

مدول الاستیک اولیه: شیب پاره خط مماس بر منحنی σ - ϵ که از مبدا مختصات می گذرد

$$E_i = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

$$E_s \leq E_T \leq E_i$$



ظرفیت باربری سنگ با مدول سنگ نسبت مستقیم دارد یعنی با افزایش مدول ظرفیت باربری سنگ افزایش می یابد.

عوامل موثر بر رفتار مکانیکی سنگ ها

۱- کانی شناسی

معمولاً سنگها از کانی های مختلفی تشکیل شده اند که این کانی ها دارای خواص فیزیکی و شیمیایی متفاوتی هستند. طبیعتاً اگر سنگی از کانی های سخت تر تشکیل شده باشد مقاومت بیشتری نسبت به سنگی که از کانی های سست تشکیل شده است، دارد. در هر صورت ترکیب کانی شناسی تاثیر قابل توجهی بر مقاومت و خصوصیات ارتجاعی سنگها دارد.

در بین کانی های تشکیل دهنده ی سنگ ها، کوارتز دارای حداکثر مقاومت است، از این رو مقاومت سنگهای سنگهای کوارتزدار، در صورتیکه کوارتز کالبد آن را تشکیل دهد، بالاست. باید توجه داشت که عامل تعیین کننده در مقاومت سنگهای سیمانی شده، مقاومت سیمان (کالبد) آنهاست تا مقاومت اجزای دانه های تشکیل دهنده آن.

- ✓ مدول ارتجاعی سنگهای بازیک و اولترابازیک بیشتر از سنگهای اسیدی روشن است.
- ✓ تجربه نشان داده است که اگر خصوصیات ارتجاعی کانی های تشکیل دهنده سنگ با خصوصیات ارتجاعی سیمان آن تفاوت زیادی داشته باشد، رفتار ارتجاعی سنگ مزبور بیشتر تحت تاثیر خصوصیت ارتجاعی کالبد یا سیمان آن قرار دارد.
- ✓ تاثیر ترکیب کانی شناسی بر خصوصیات الاستیکی سنگها بخصوص سنگهای با تخلخل کم بسیار چشمگیرتر است.

۲- وزن مخصوص (چگالی)

با افزایش وزن مخصوص، مقاومت تراکمی تک محوری بالا می رود؛ اما وقتی که وزن مخصوص به حد معینی رسید، دیگر مقاومت تراکمی افزایش نیافته و حتی تا حدودی کم هم می شود.

۳- وزن حجمی

مطالعات انجام شده نشان می دهد که بطور کلی با افزایش وزن حجمی، بر میزان مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته سنگها افزوده می شود.

۴- تخلخل

بطور کلی با افزایش تخلخل، مقاومت تراکمی و مدول الاستیسیته سنگها کاهش می یابد.

۵- شکل و اندازه دانه ها

مقاومت سنگها با افزایش اندازه دانه ها، در شرایط یکسان، کاهش می یابد. علت این امر وجود رابطه مستقیم بین نیروهای چسباننده و میانگین مقدار سطح تماس دانه ها با سیمان سنگ است. بنا بر نظریه آقای رهبندر، با کوچکتر شدن اندازه اجزاء تشکیل دهنده یک جسم جامد، پیوستگی بین مولکولی زیادتر گردیده و از سوی دیگر تشکیل شکستگیهای خیلی ریز و سایر بهم ریختگیها، که اساساً شکستن جسم را سهولت می بخشند، کمتر می گردند.

۶- هوازدگی و دگرسانی

هوازدگی تجزیه و تخریب سنگ در اثر عوامل جوی (آب باران) و آلتراسیون تجزیه و تخریب سنگ در اثر عوامل درونی (آبهای زیرزمینی) است.

تجربه نشان داده است که هوازدگی می تواند مقاومت فشاری یک محوری سنگ را تا حدود $\frac{1}{4}$ مقاومت سنگ هوا نزده کاهش دهد. البته جریان هوازدگی به نوع سنگ ها بستگی داشته و از طرف دیگر شرایط محیطی می تواند به عنوان یک عامل تسریع کننده یا کند کننده ی هوازدگی باشد. به عنوان مثال، سنگهای متراکم و ناتراوا نظیر بازالت، بتدریج بوسیله پوسته نازکی از مواد هوازده پوشیده می شوند. در حالیکه تاثیر هوازدگی در گرانیتهای به مراتب عمیق تر بوده و سنگهای متخلخل نظیر ماسه سنگ ها، کما بیش می توانند بطور یکنواخت تا عمق قابل ملاحظه ای تحت تاثیر هوازدگی قرار بگیرند.

$$100 \times \frac{\text{وزن آب جذب شده بوسیله ی سنگ در آزمایش جذب آب سریع}}{\text{وزن خشک سنگ}} = \text{شاخص دگرسانی}$$

لازم به ذکر است که هرچه میزان هوازدگی سنگ بیشتر باشد مقدار جذب آب سریع بیشتر خواهد بود و در نتیجه شاخص آلتراسیون آن بزرگتر خواهد بود.

براقیت سنگ، در اثر هوازدگی از بین می رود و با صدای چکش بجای صدای زیر، صدای بم ایجاد می کند که برای تشخیص سنگها هوازده استفاده می شود.

۷- میزان شکستگی های خیلی ریز

میزان افزایش شکستگی های خیلی ریز موجود در سنگ باعث کاهش مقاومت سنگ می شود و همچنین مدول الاستیسیته سنگ نیز با افزایش این شکستگی ها کاهش می یابد که این کاهش ربطی به علل ایجاد این شکافها ندارد.

۸- آب

تجربه نشان داده است که افزایش رطوبت یا آب محتوی موجب کاهش مقاومت و همچنین مدول ارتجاعی سنگها می شود.

تاثیر آب بر رفتار مکانیکی سنگها را می توان در دو قسمت مورد مطالعه قرار داد؛ الف) تاثیر نرم کنندگی، که باعث کاهش مقاومت و مدول ارتجاعی می شود ، ب) تاثیر فشار آب منفذی، که باعث کاهش تنش قائم موثر و در نتیجه کاهش مقاومت برشی سنگ می شود.

الف) تاثیر نرم کنندگی رطوبت

رطوبت و آب به هر صورت که در داخل نمونه موجود باشد باعث کاهش مقاومت سنگ می شود. البته آب با اتصال شیمیایی در اینجا مطرح نیست. وجود آب در سنگ به سه صورت زیر ممکن است.

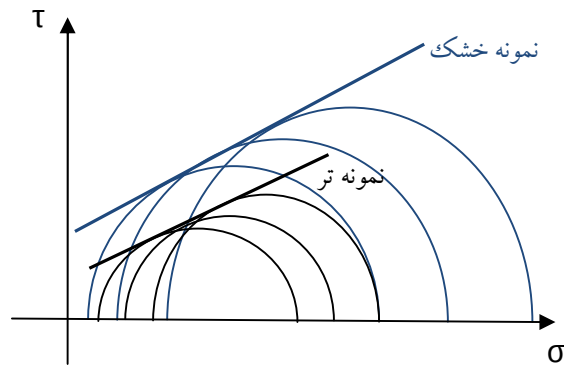
۱- آب با اتصال شیمیایی ۲- آب با اتصال فیزیکی ۳- آبهای آزاد

آب با اتصال شیمیایی آبهای هستند که در ساختمان شیمیایی مولکولها و شبکه ی کریستالی مینرالها موجودند و خود به دو دسته تقسیم می شوند (آب کریستالیزاسیون و آب یونی) از نوع آب کریستالیزاسیون می توان ژپس ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) و آپال ($\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) را نام برد. آبهای یونی به صورت H^+ و OH^- در فرمول کانی تشکیل دهنده سنگ موجود می باشد که می توان تالک $\text{Mg}_3(\text{OH})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}$ و کائولن با فرمول $\text{Al}_2(\text{OH})_4\text{Si}_2\text{O}_5$ را نام برد. آب کریستالیزاسیون در دماهای ۲۰۰ تا ۶۰۰ درجه سانتی گراد از سنگ جدا می شود در صورتیکه برای جدایش آبهای یونی به حرارتی حدود ۱۳۰۰ درجه سانتی گراد نیاز است.

۲- آب با اتصال فیزیکی : این آب توسط نیروی کششی جذب مولکولی به صورت فیلم و یا غشایی اطراف دانه های جامد سنگ را احاطه کرده اند. این مسئله با خاصیت خیس شوندگی سنگ بستگی دارد. این آبها در دمای ۱۰۵ تا ۱۱۰ درجه سانتی گراد از سنگ جدا می شوند. در آزمایشگاه برای جدا کردن این آبها لازم است تا نمونه به مدت ۲۴ ساعت در دمای فوق در داخل کوره گذاشته شود. سنگهایی که براحتی خیس می شوند لیوفیل نامیده اند و سنگ هایی نظیر ذغال و گوگرد که تماماً و یا بعضاً خیس نشو هستند را لیوفوب نام نهاده اند.

۳- آبهای آزاد فضاهای خالی بین دانه های سنگ و یا منافذ آنرا پر کرده اند و می توانند تحت تاثیر نیروی وزن و یا اختلاف فشار در سنگ مهاجرت یا حرکت کنند.

برای کاهش مقاومت سنگها در نتیجه افزایش رطوبت دلایل متعددی ذکر گردیده است که از آن جمله می توان به کاهش مقاومت چسبندگی مولکولها و چسبندگی ذاتی سنگ (S_0) اشاره نمود.



شیب منحنی و زاویه اصطکاک داخلی چندان اختلافی ندارند در حالتیکه چسبندگی برای نمونه تر بطور قابل ملاحظه ای کاهش یافته است. (یعنی نمونه تر مقاومت فشاری کمتری نسبت به نمونه خشک دارد.) وقتی نمونه ای حاوی کانی های رسی است (مانند شیل) آب جذب می کند و افزایش حجم پیدا می کند و بعد ثابت می شوند و وقتی رطوبت آنها کم می شود کاهش حجم پیدا می کنند و سپس ثابت می شوند در این حالت کاهش حجم ها برابر با حالت اولیه نمونه نیست بلکه یک تغییر شکل باقی می ماند. دلیل تغییر شکلهای تفریقی دوره های غیر قابل بازگشت، شیل تمایل به جدایش در امتداد صفحات ضعیف داشته و ریزش می کند. (علت ریزش در سقفهای شیلی در فصل پاییز که هوا از شرایط مرطوبتر به شرایط خشک تر تبدیل می شود همین پدیده است.) البته در بعضی ریزشها نیز باید به حضور پیریت بصورت ندولهایی در شیلهای سقف توجه داشت، زیرا پیریت با جذب رطوبت (تماس با آب و اکسیژن) اکسیده شده و در نتیجه آن FeSO_4 حاصل می شود که دارای حجمی چندین برابر پیریت است و تمرکز تنش های فوق العاده ای در سنگهای اطراف ایجاد می کند و این امر ممکن است به ریزش سقف معادن کمک کند.

ب- فشار آب منفذی

وقتی که منافذ سنگها توسط آب پر شود و فشار آبی که این منافذ را پر می کند برابر P_w باشد، این مقدار فشار از فشار قائم یعنی σ به اندازه P_w خواهد کاست. چنانچه فشار آب منفذی برابر با مقدار زیر باشد سنگ تحت فشار آب منفذی خواهد شکست:

$$P_w = \sigma_3 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - C_0}{q - 1}$$

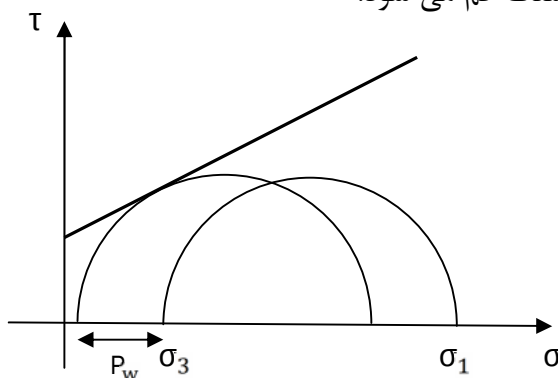
$$q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$C_0 = 2S_0\sqrt{N}$$

$$T_0 = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{8(\sigma_1 + \sigma_3 - 2U_f)}$$

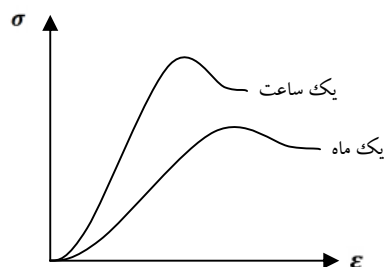
تاثیر فشار آب منفذی بر مقاومت سنگ با بررسی دایره موهر واضح تر است. با تاثیر P_w بر هر یک از تنش های σ_1 و σ_3 و کم شدن این مقدار از هر دو تنش دایره موهر بدون تغییر شعاع به اندازه P_w به

سمت چپ حرکت کرده و بر پوش موهر مماس می گردد. یعنی به میزانی که فشار آب منفذی افزایش یابد از مقاومت برشی سنگ کم می شود.



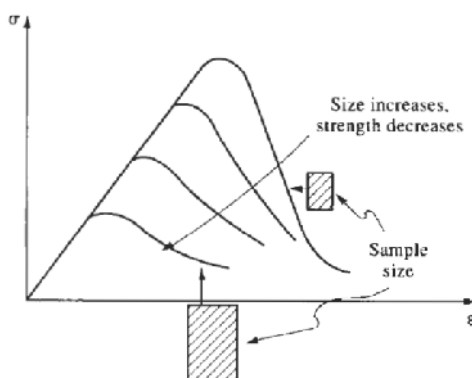
۹- سرعت بارگذاری

با کاهش سرعت بارگذاری مقاومت نمونه کمتر شده و مدول الاستیسیته آن کاهش می یابد و شکل پذیری سنگ نیز بیشتر می شود.



۱۰- اندازه نمونه

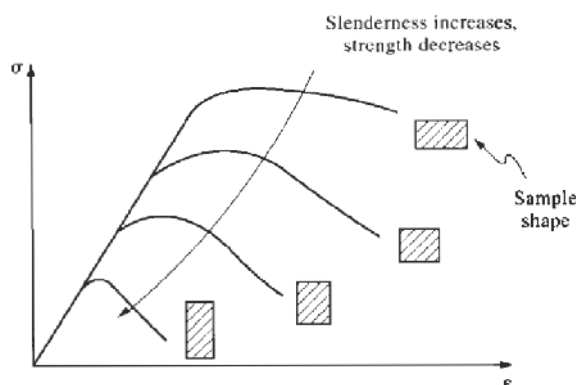
با افزایش قطر نمونه مقاومت نمونه کاهش می یابد. در سنگهای همگن اندازه نمونه در مقدار ضریب الاستیسیته تاثیر ندارد اما در سنگهای ناهمگن نسبت ارتفاع به قطر و نیز اندازه نمونه نقش مهمی در این ضریب دارند و با افزایش نسبت ارتفاع به قطر کاهش قابل ملاحظه ای در ضریب الاستیسیته رخ می دهد (۲ تا ۳ برابر).



فرمول هوک و براون: (D قطر نمونه است)

$$\sigma_c = \sigma_{c(50)} \times \left(\frac{50}{D}\right)^{0.18}$$

۱۱- شکل نمونه



۱۲- آنیزوتروپی سنگ

تفاوت مقدار مقاومت سنگ برحسب امتداد تنش های اصلی، آنیزوتروپی مقاومت نامیده می شود. در سنگ هایی که بافت لایه ای دارد وجود آنیزوتروپی مقاومت پدیدار می گردد و شدت آنیزوتروپی را می توان در سنگهایی که از کانی های مسطح مانند میکا، کلریت، رس و یا از کانی های طویل مانند هورن بلند تشکیل شده است مشاهده کرد. از این رو در سنگهای دگرگونی مانند شیست و اسلیت این پدیده بخوبی آشکار است.

حداقل مقدار مقاومت آنیزوتروپی هنگامی است که امتداد لایه بندی نسبت به امتداد تنش اصلی ماکزیمم زاویه ای بین 30° تا 75° می سازد. مقدار این زاویه در تمام انواع سنگها مساوی نیست و در هر موردی باید بصورت تجربی تعیین شود.

۱۳- مقاومت درزه و شکاف

در صورت وجود درزه یا شکافهای داخل سنگ ها نوعی آنیزوتروپی پدید می آید که تاثیر آن از آنیزوتروپی مربوط به لایه بندی ممکن است بسیار زیادتر باشد، زیرا مقاومت روی درزه فقط از نوع اصطکاکی است. چنانچه زاویه بین صفحه درزه و امتداد تنش اصلی ماکزیمم بین 25° تا 40° باشد، آنگاه نمونه قبل از شکسته شدن، روی این صفحه لغزش می کند و بنابراین پوش گسیختگی آن مشابه پوش گسیختگی یک نمونه سالم و بدون درزه نیست که مماس بر تعدادی دواير موهر گردد، بلکه این پوش تحت تاثیر درزه قرار می گیرد.

۱۴- خزش

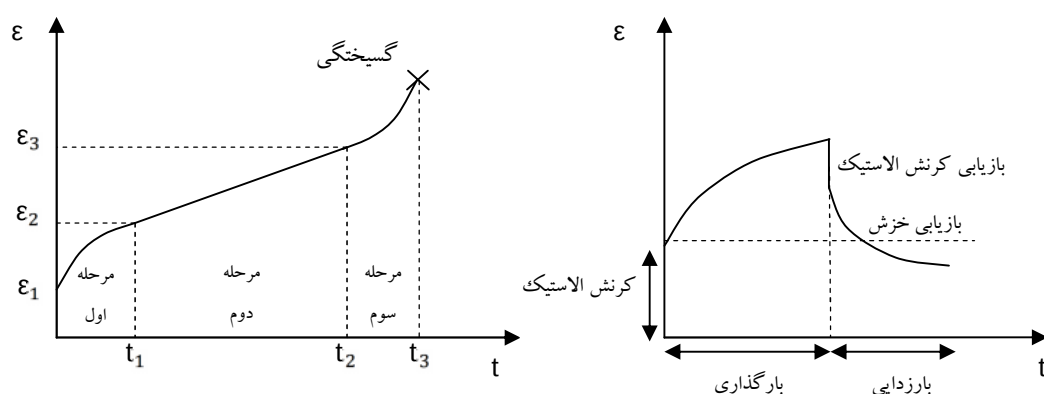
رفتار زمانی سنگ در برابر نیروهای خارجی خزش نامیده می شود. بعبارت دیگر خزش به معنی تغییر شکل نسبی زمانی سنگ در اثر بار ثابت است. رفتار خزشی سنگ تابع عوامل دیگری از جمله مقدار فشار محدود کننده جانبی، مقدار فشار ثابت وارد بر سنگ، دما و نیز رطوبت است. از این بین تاثیر دما و رطوبت قابل اغماض است. و بطور کلی سرعت خزش در یک نمونه مستقیماً به اختلاف تنش $\sigma_1 - \sigma_3$ بستگی دارد.

پس از اعمال تنش، یک عکس العمل الاستیک اولیه و فوری در نمونه پدید می آید و نمودار کرنش - زمان به حالت یک خط قائم روی محور کرنش قرار می گیرد. پس از آن در خلال زمان t_1 نمودار خزش بصورت

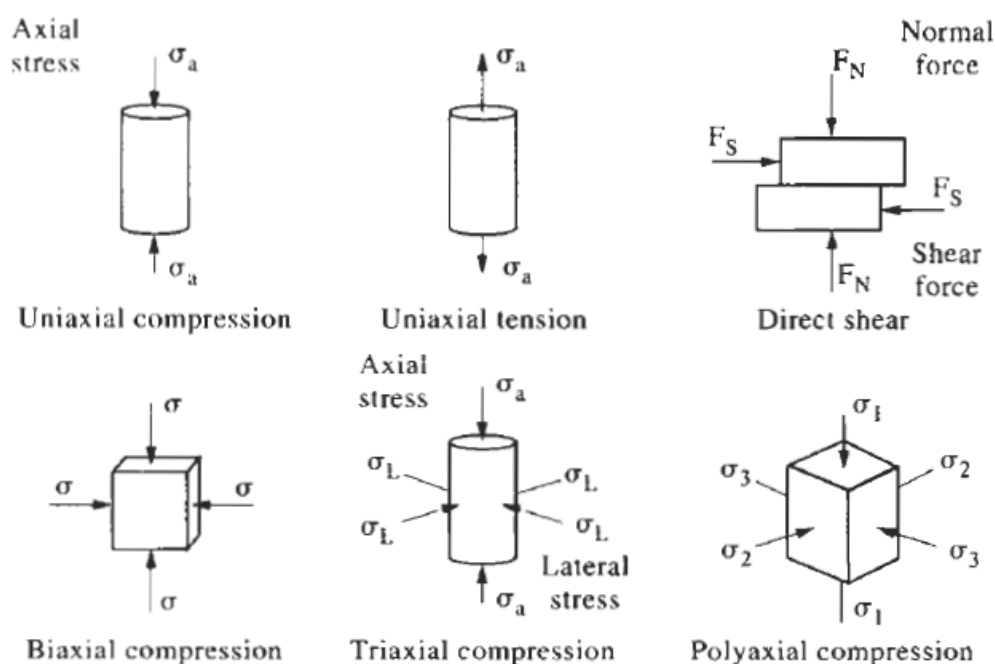
منحنی در می آید که شیب آن بتدریج کاهش می یابد. (الاستیک تاخیری) این قسمت از نمودار مرحله انتقالی است که از آن بعنوان خزش اولیه نیز تعبیر می شود. اگر در این دوره، تنش موثر وارده حذف گردد، مولفه الاستیک کرنش فوراً بازیابی شده و منحنی خزش با سرعت کند شونده ای بصورت وابسته به زمان به حالت اولیه بر می گردد.

بدنبال خزش اولیه، مرحله خزش دائم (مرحله دوم) خواهد بود که در این مرحله، سرعت کرنش نسبت به زمان (شیب منحنی) تقریباً ثابت می ماند این خزش را خزش یکنواخت می گویند. خزش مرحله دوم مقدار زیادی از کرنش الاستیک حاصل و ذخیره شده در نمونه را آزاد می کند و تغییر شکلی که در فاصله t_1 و t_2 رخ می دهد با حذف تنش موثر به حالت اولیه برنخواهد گشت.

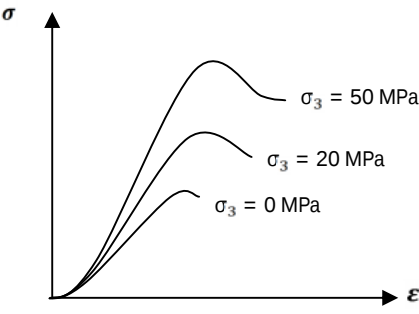
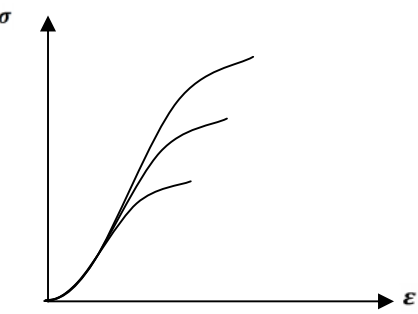
اگر سطح تنش موثر به حد کافی بالا باشد، مرحله سوم خزش (خزش پایدار) نیز بدنبال مرحله دوم رخ خواهد داد که در آن سرعت خزش در فاصله t_2 و t_3 بنحو شتابنده ای افزایش یافته و بالاخره سنگ به نقطه گسیختگی می رسد.



۱۵- وضعیت بارگذاری



۱۶- تاثیر فشارهای جانبی

(الف) ماسه سنگ (مقاومت کم و متخلخل)	(ب) گابرو (مقاومت بالا و سخت)
	
با افزایش فشارهای محدود کننده ۱- مدول الاستیسیته افزایش می یابد. ۲- شکل پذیری قبل از شکست نسبت به ماسه سنگ کمتر است. ۳- مقاومت نهایی افزایش می یابد.	با افزایش فشارهای محدود کننده ۱- مدول الاستیسیته افزایش می یابد. ۲- شکل پذیری قبل از شکست افزایش می یابد. ۳- مقاومت نهایی افزایش می یابد.

۱۷- درجه حرارت

تاثیر حرارت‌های بالا بر مقاومت سنگ به طبیعت و نوع کانی‌های تشکیل دهنده سنگ، بستگی دارد. یعنی حرارت ممکن است در سنگی باعث افزایش مقاومت و در سنگی دیگر باعث کاهش آن گردد. چون ضرایب انبساط و انقباض کانی‌ها یکسان نیست تاثیر حرارت بر سنگ‌های مختلف، متفاوت می باشد. در حرارت‌های بالا با گداختن، سوختن و تجزیه کانی‌ها، مقاومت سنگ‌ها کاهش می یابد. اما سنگ‌های آرژیلیتی (سنگ‌های رسی) با افزایش درجه حرارت به علت پخته شدن سخت تر گردیده و مقاومتشان افزایش می یابد (آجر و سفال).

اگر اختلاف انبساط خطی ادخالات با ماده در بر گیرنده بزرگتر از صفر باشد، با افزایش حرارت تنش کششی در ماده فراگیرنده، ایجاد می شود و موجب بازشدن یا انبساط شکاف‌های ریز موجود و در نتیجه کاهش مقاومت سنگ خواهد گردید.

اما اگر اختلاف انبساط خطی ادخالات با ماده در بر گیرنده کوچکتر از صفر باشد، با افزایش حرارت تنش های تراکمی در ماده اصلی یا فراگیرنده ایجاد شده و از انبساط یا بازشدن شکستگی های خیلی ریز و افزایش مجموع سطح تماس دانه ها و در نتیجه افزایش مقاومت سنگ می گردد.

افزایش بیشتر درجه حرارت، ممکن است باعث ایجاد تنش های بزرگتر از مقاومت فشاری و یا برشی گردد و در نتیجه باعث توسعه شکستگی های خیلی ریز و کاهش مقاومت سنگ گردد. به همین علت افزایش مقاومت در بعضی سنگ‌ها تا حد معینی از افزایش درجه حرارت مشهود می باشد.

به عنوان مثال با حرارت دادن گابرو تا حد ۶۰۰ درجه سانتیگراد بر مقدار مقاومت فشاری آن افزوده می گردد و به تجربه ثابت شده است که بالا رفتن مقاومت سنگ در اثر افزایش درجه حرارت از مشخصه های

سنگ های دانه ریز متراکم می باشد. ماسه سنگهای دانه ریز (قطر دانه ها از ۰.۲ تا ۰.۳ میلیمتر) سرپانتینیت (اندازه دانه ها از ۰.۱ تا ۰.۶ میلیمتر) و سایر سنگهای از این قبیل، نشان دهنده ی افزایش مقاومت با بالا رفتن دما تا حد ۸۰۰ درجه سانتیگراد می باشد.

از طرف دیگر افزایش حرارت در بعضی سنگها، مثل گرانیات با کاهش مقاومت آن همراه است. افزایش درجه حرارت همچنین باعث افزایش شکل پذیری و تغییر ماهیت شکست سنگها گردیده و از این رو فشار محدود کننده ی لازم برای انتقال از رفتار شکننده به حالت شکل پذیر را کاهش می دهد.

کاهش درجه حرارت سنگ ها به زیر صفر درجه سانتیگراد (تا حدود $^{\circ}\text{C} -30$ تا $^{\circ}\text{C} -20$) تنها خصوصیات مکانیکی سنگهای خرد شونده را در حالت اشباع از آب، به شکلی درخور توجه تحت تاثیر قرار می دهد. درچنین شرایطی به علت یخ زدن آب محتوی، سنگهای مزبور بصورت سنگهای سخت و مقاوم در می آیند. سنگهای منجمد شده در درجات ($^{\circ}\text{C} -100$ تا $^{\circ}\text{C} -80$) به مقدار زیادی ترد و شکننده می گردد. بطوریکه تحت تاثیر بارهای دینامیکی (ضربه) به میزان ۴ تا ۴.۵ برابر آسانتر از موقعی که در حرارت آزمایشگاه قرار دارند، شکسته می شوند.

در همان حال تجربه نشان داده است که کاهش درجه حرارت موجب افزایش مقاومت استاتیکی سنگ می گردد و به عنوان مثال، با انجماد ماسه سنگها، گابرو و سایر انواع سنگها، در دمای $^{\circ}\text{C} -180$ مقاومت تراکمی استاتیکی آنها به میزان ۱۰ تا ۷۰ درصد افزایش می یابد.

علاوه بر مقاومت، مقادیر ضریب الاستیسیته سنگها نیز تحت تاثیر دما قرار می گیرد. مثلاً بالا رفتن درجه حرارت محیط با کاهش مدول ارتجاعی بسیاری از سنگهای متبلور نظیر گرانیات همراه است زیرا با افزایش درجه حرارت، حرکت حرارتی مولکولهای جسم شدت یافته و پلاستیسیته سنگ افزایش می یابد. بطوریکه کاهش مدول ارتجاعی سنگها بر اثر افزایش دما تا حرارت حدود $^{\circ}\text{C} 600$ درخور توجه است و از آن پس معمولاً تغییر قابل ملاحظه ای در مدول ارتجاعی سنگها مشاهده نمی شود.

افزایش مدول ارتجاعی در اثر بالا رفتن درجه حرارت تا حدود ۲۵٪، مشخصه سنگهای بی شکل (Amorph Rocks) نظیر کوارتز شیشه ای و سنگهای دانه ریز بخصوص اسکارنهای دونیت و ولاستونیت دار، می باشد. مدول ارتجاعی سنگهای آرژلیتی دارای ذرات آب کلوئیدی، با افزایش حرارت، به علت پخته شدن تا چند برابر افزایش می یابد.

درصورتیکه بالا رفتن درجه حرارت موجب سوختن زغال سنگ، بعضی شیل ها و آهک یا تجزیه شدن آهک گردد، مدول ارتجاعی کاهش خواهد یافت. هنگامیکه دمای سنگهای خرد شونده و مرطوب به زیر صفر درجه سانتیگراد برده شود، به علت انجماد آب حفره ای و تقویت اتصال بین دانه ها، مدول ارتجاعی به شکل قابل ملاحظه ای افزایش می یابد، به همین علت انجماد سنگهای خشک و متراکم تا $^{\circ}\text{C} -200$ در بسیاری از مواد باعث افزایش مدول ارتجاعی آنها می گردد.

۱۸- صلبیت ماشین

شیب نمودار نیرو جا به جایی را صلبیت گویند.

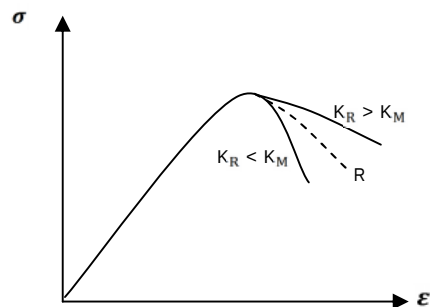
$$K_M = \frac{F}{\Delta x} \text{ صلبیت ماشین}$$

$$K_R = \frac{EA}{L} \text{ صلیب سنگ}$$

$$S = \frac{F^2}{2} \left(\frac{1}{K_R} + \frac{1}{K_M} \right) \text{ انرژی کل سیستم}$$

اگر صلیب سنگ از صلیب ماشین بیشتر باشد ($K_R > K_M$) انرژی ذخیره شده در ماشین بیشتر از انرژی ذخیره شده در نمونه سنگی است، در نتیجه شکست نمونه غیر قابل کنترل است.

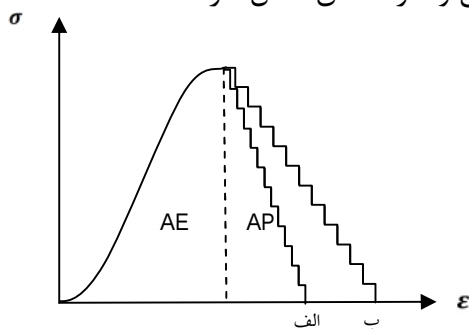
اگر صلیب ماشین از صلیب سنگ بیشتر باشد ($K_R < K_M$) انرژی ذخیره شده در نمونه سنگی بیشتر از انرژی ذخیره شده در ماشین است، در نتیجه می توان شکست سنگ را کنترل کرده و رفتار سنگ بعد از مقاومت نهایی را با کاهش بار مورد مطالعه قرار داد.



برای امکان مطالعه رفتار نمونه سنگی بعد از مقاومت نهایی می بایست یا صلابت نمونه سنگی را کاهش داد (طول نمونه را نسبت به سطح مقطع نمونه افزایش داد) یا صلابت ماشین را افزایش داد.

رفتار سنگ بعد از مقاومت نهایی

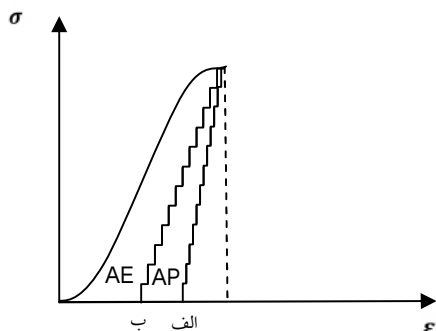
(۱) بعد از رسیدن به مقاومت نهایی به انرژی اضافی جهت گسیختگی و خرد شدن کامل دارند. انرژی برابر سطح قسمت AP است.



$$\begin{cases} 0 < B < 1 \\ AP > 0 \end{cases}$$

الف) شیب بیشتر - منحنی به خط عمود نزدیکتر - انرژی کمتر
ب) شیب کمتر - منحنی از خط عمود دورتر - انرژی بیشتر

(۲) بعد از رسیدن به مقاومت نهایی نه تنها به انرژی اضافی جهت گسیختگی نیاز نداریم بلکه نمونه حین خرد شدن نیز انرژی آزاد می کند.



$$\begin{cases} B > 1 \\ AP < 0 \end{cases}$$

الف) منحنی بعد از پیک به خط عمود نزدیکتر - انرژی پس داده کمتر
ب) منحنی بعد از پیک از خط عمود دورتر - انرژی پس داده بیشتر

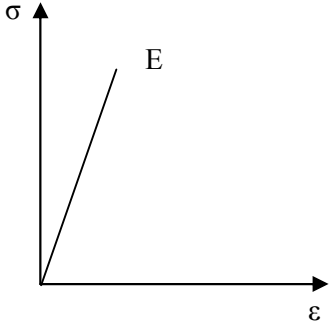
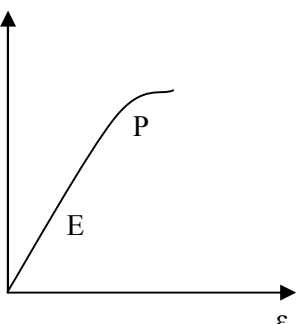
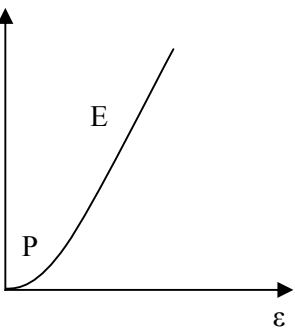
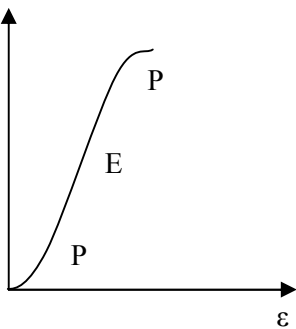
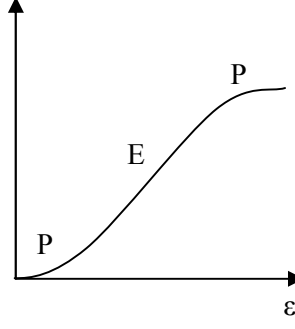
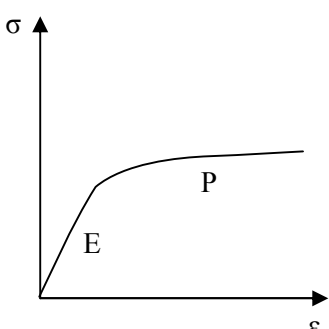
$$B = \frac{AE}{AE+AP} \text{ تردی یا شکنندگی}$$

✓ اگر منحنی بعد از پیک درست منطبق بر خط عمود شود یعنی سنگ بدون انرژی اضافی به محض

رسیدن به نقطه پیک خرد می شود. $AP \rightarrow 0$ و $B = 1$

✓ در سنگهای کاملاً خمیری (خزش داشته باشیم) $AP \rightarrow \infty$ و $B = 0$

بررسی رفتار سنگ قبل از نقطه مقاومت نهایی در تراکم تک محوری

	
بازالت، کوارتزیت، دیاباز، دولومیت، سنگ آهک مقاوم سنگهای چگال و مقاوم - شکست حالت انفجاری	سیلت استون، توف، لای سنگ، سنگ آهک سست تر
	
ماسه سنگ، گرانیت، دیاباز، شیست (مغزه گیری به موازات تورق)	سنگهای دگرگونی مرمر گنایس
	
شیست (مغزه گیری عمود بر تورق) تراکم پذیری زیاد سنگ به علت بسته شدن خلل و فرج	سنگهای تبخیری، پتاس نمک

فصل چهارم: رفتار مکانیکی سنگها

۱- یک آزمایش تراکمی سه محوره بر روی نمونه گرانیته با مقاومت تراکمی تک محوری $\sigma_c = 0.5 \text{ MPa}$ و دارای یک صفحه ناپیوستگی با زاویه اصطکاک 30° درجه انجام می گیرد. اگر مقدار $\sigma_1 = 3 \text{ MPa}$ و $\sigma_3 = 1 \text{ MPa}$ باشد، برای شکست ناپیوستگی چند مگاپاسکال فشار آب (U) نیاز است؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۵)

- (۱) ۰.۲۵ (۲) ۰.۵ (۳) ۰.۷۵ (۴) ۱.۵

۲- تنش های اصلی در توده سنگی زیر سطح ایستایی با مقاومت فشاری یک محوری σ_c و زاویه اصطکاک داخلی ϕ برابر σ_3 و σ_1 می باشند. فشار آب حفره ای چقدر باشد تا شکست در توده سنگ حاصل شود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۶)

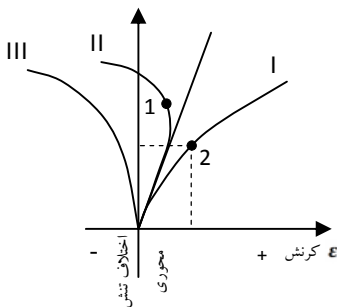
$$P_W = \frac{\sigma_3 - \sigma_c + \sigma_1}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 1} - \sigma_3 \quad (۲) \quad P_W = \frac{\sigma_3 + \sigma_c - \sigma_1}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) - 1} + \sigma_3 \quad (۱)$$

$$P_W = \frac{\sigma_3 + \sigma_1 + \sigma_c}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})} + \sigma_3 \quad (۴) \quad P_W = \frac{\sigma_3 + \sigma_1 - \sigma_c}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) - 1} - \sigma_3 \quad (۳)$$

۳- اگر معیار شکست برای یک نمونه سالم از سنگ آهک به شکل $\sigma_1 = 20 + 3\sigma_3$ باشد. در صورتیکه فشار آب منفذی در داخل نمونه 2 MPa باشد. تنش اصلی موثر ماکزیمم (σ_1) بر حسب MPa چقدر خواهد بود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۷)

- (۱) ۱۴ (۲) ۱۶ (۳) ۲۶ (۴) ۲۸

۴- نمودارهای سه گانه روبرو بر اساس اختلاف تنش محوری - کرنش برای نوعی سنگ رسم شده است. (مهندسی معدن ۱۳۸۷)



(۱) در نقطه ۱ پدیده خزش اتفاق می افتد.

(۲) شرایط بروز اتساع $\epsilon_1 > |\epsilon_2 + \epsilon_3|$

(۳) منحنی II نسبت به $\frac{\Delta V}{V_0}$ (کرنش حجمی) را نشان می دهد.

(۴) شیب خط بین مبدا و نقطه ۲ در منحنی I مدول مماسی سنگ مورد آزمایش را نشان می دهد.

۵- رفتار الاستیک تاخیری در کدام یک از مراحل منحنی کریپ (خزش) مشاهده می شود؟ (مهندسی معدن ۱۳۸۷)

- (۱) کرنش مستقل از زمان اولیه
(۲) کریپ مرحله دوم (کریپ یکنواخت)
(۳) کریپ مرحله سوم
(۴) کریپ مرحله اول (کریپ انتقالی)

۶- معادله قسمت خطی منحنی تنش کرنش سنگی به صورت زیر است. با فرض اینکه مقاومت فشاری تک محوره این سنگ 226 کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد، مقدار مدول و تری (سکانتی) 50% این سنگ بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع چقدر است؟ ($\sigma = -7 + 1.2 \times 10^5 \epsilon$) (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

- (۱) 7×10^4 (۲) 11.3×10^4 (۳) 12×10^4 (۴) 22.6×10^4

۷- با افزایش فشار تک محوری روی یک نمونه ی استوانه ای استاندارد، تغییرات جرم حجمی نمونه در روند آزمایش تا لحظه گسیختگی چگونه می باشد؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

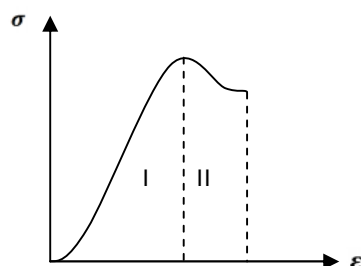
- (۱) ثابت
(۲) کاهش، ثابت، افزایش
(۳) افزایش، ثابت، کاهش
(۴) ثابت، کاهش

۸- از دیدگاه مقاومتی سنگ های تبخیری، کدام عبارت صحیح نمی باشد؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

- (۱) بزرگتر شدن بلورها باعث افزایش مقاومت می شود.
- (۲) به علت پتانسیل انحلال دارای مقاومت کم توان می باشند.
- (۳) مقاومت این سنگ ها کم و تغییر شکلشان شبیه سنگ های آهنکی می باشد.
- (۴) مقاومت کم و خاصیت خزش این سنگ ها باعث افزایش تغییر شکل پلاستیک قبل از گسیختگی می شود.

۹- در شکل مقابل منحنی تنش کرنش یک سنگ نشان داده شده است. مساحت قسمت I دو برابر مساحت قسمت II است. تردی

این سنگ چقدر است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)



- (۱) ۰.۳۳
- (۲) ۰.۶۷
- (۳) ۰.۵
- (۴) ۱.۵

۱۰- کدام عامل، باعث کاهش سرعت خزش می گردد؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۸)

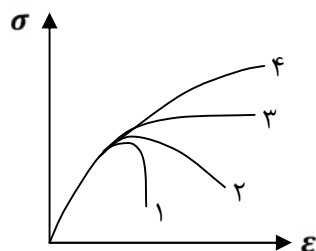
- (۱) افزایش رطوبت
- (۲) افزایش تنش محوری
- (۳) افزایش حرارت
- (۴) افزایش فشار جانبی

۱۱- در کدام یک از مراحل خزش (کریپ) در صورت باربرداری رفتار الاستیک تاخیری مشاهده می شود؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

- (۱) خزش مرحله اول
- (۲) خزش مرحله دوم
- (۳) خزش مرحله سوم
- (۴) در هر سه مرحله

۱۲- در نمودار تنش کرنش نشان داده شده در شکل مقابل، هریک از منحنی های ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب نشان دهنده چه رفتاری

هستند؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)



- (۱) شکننده، کرنش سختی، مرز شکننده و شکل پذیر، کرنش نرمی
- (۲) شکننده، کرنش نرمی، مرز شکننده و شکل پذیر، کرنش سختی
- (۳) مرز شکننده و شکل پذیر، کرنش سختی، شکننده، کرنش نرمی
- (۴) مرز شکننده و شکل پذیر، کرنش نرمی، شکننده، کرنش سختی

۱۳- کدام یک از موارد زیر در خصوص تاثیر دما بر خواص سنگ صحیح است؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

- (۱) با افزایش دما شکل پذیری سنگ افزایش می یابد.
- (۲) با افزایش دما مدول الاستیسیته سنگ افزایش می یابد.
- (۳) معمولاً با افزایش دما مقاومت سنگ افزایش می یابد.
- (۴) افزایش دما فشار جانبی لازم برای گذر از حالت شکننده به شکل پذیر را افزایش می دهد.

۱۴- کدام یک از گزینه های زیر، خواص شاخص نامطلوب برای قضاوت مهندسی در مورد سنگهای آذرین، دگرگونی و رسوبی

را به ترتیب نشان می دهد؟ (مکانیک سنگ ۱۳۸۹)

۲) شیستوزیته و تورق - انحلال - هوازدگی

۱) شیستوزیته و تورق - هوازدگی - انحلال

۴) هوازدگی - شیستوزیته و تورق - انحلال

۳) هوازدگی - انحلال - شیستوزیته و تورق

فصل پنجم : رده بندی مهندسی سنگها

رده بندی مهندسی سنگها

طبقه بندی ترزاقی

ترزاقی در سال ۱۹۴۶ اولین روش اختصاص امتیاز مبتنی بر ارزیابی بارهای سنگ که متناسب با طرح نگهداری تونل توسط قابهای فولادی است را تنظیم کرد و این عمل پیشرفت مهمی بود زیرا نگهداری با قابهای فولادی در تونل های سنگی در طی مدت ۵۰ سال پیش از آن تاریخ به طرز وسیعی مورد استفاده واقع شده بود. بایستی تاکید نمود که اگرچه این طبقه بندی برای احداث تونل ها و تخمین بارهای سنگ روی قابهای قوسی فولادی مناسب است برای روشهای جدید نگهداری با استفاده از شاتکریت و میل مهار مناسب نیست. سسیل در سال ۱۹۷۰ پس از بررسی های بسیار چنین نتیجه گیری کرد که طبقه بندی ترزاقی جهت دستیابی به یک ارزیابی واقعی از کیفیت سنگ بسیار کلی می باشد و اطلاعات کمی در مورد خصوصیات توده های سنگ فراهم نمی کند.

تعاریف از نظر ترزاقی

سنگ بکر (Intact Rock): فاقد درزه و یا ترکهای مویی است و بنابراین در صورت شکست از میان سنگ سالم خواهد شکستو بر اثر ضربه ای که به خاطر انفجار به سنگ وارد می شود ممکن است بعد از ساعت ها و یا روزها پوسته ها (Spalls) از سقف فرو بریزند. این وضعیت به پوسته پوسته شدن (Spalling) موسوم است. همچنین سنگ یکپارچه سخت ممکن است با وضعیت برجش (Popping) که به حالت خود به خودی، تخته سنگها از سقف و یا اطراف جدا می شوند، روبرو شود.

سنگ لایه ای (Stratified Rock): مرکب از لایه های منفرد با مقاومت کم در برابر جدایش در امتداد مرز بین لایه ها. لایه ها ممکن است توسط درزه های متقاطع تضعیف بشوند یا نشوند. در چنین سنگهایی وضعیت پوسته پوسته شدن امری عادی است.

سنگ نسبتاً درزه دار (Moderately jointed Rock): حاوی درزه و ترک مویی است اما بلوکهای بین درزه ها بطور محلی در یکدیگر فرورفته و یا آنقدر از نزدیک در یکدیگر قفل شده اند که دیواره های عمودی احتیاجی به نگهداری ندارند. ممکن است در این نوع از سنگها هم با وضعیت پوسته پوسته شدن و همچنین وضعیت ترکیدن مواجه شد.

سنگ بلوکی و رگه دار (Blocky and seamy Rock): حاوی قطعات سنگ که از لحاظ شیمیایی یکپارچه یا تقریباً یکپارچه که بطور کامل از یکدیگر جدا شده اند و بطور ناقص در یکدیگر قفل شده اند. در این نوع سنگها دیواره ها ممکن است نیاز به نگهداری جانبی داشته باشند.

سنگ خرد شده (Crushed Rock): شبیه به سنگ خرد شده در سنگ شکن ولی از لحاظ شیمیایی یکپارچه می باشد. در صورتیکه تمام یا اکثر ذرات آنقدر کوچک باشند که مانند دانه های ماسه ریز باشند و هیچگونه سیمان شدگی صورت نگرفته باشد، در زیر سطح آب زیرزمینی خواص ماسه آبدار را به نمایش می گذارند.

سنگ لهیده (Squeezing Rock): بدون افزایش حجم محسوس، به آرامی خزش کرده و به داخل تونل حرکت می کند. شرط لازم برای Squeezing وجود درصد بالایی از مواد میکروسکوپی و یا ریزتر از کانی های میکایی و یا کانیهای رسی با ظرفیت کم است.

سنگ تورمی (Swelling rock): بعلافت انبساط و افزایش حجم به داخل تونل حرکت می کند. بنظر می رسد که ظرفیت تورمی آن به سنگهایی محدود می شود که شامل کانیهای رسی همچون مونتموریلونیت با ظرفیت تورمی بالا می باشد.

به هنگام ایجاد یک تونل، در بخشی از توده سنگ، در بالا و اطراف تونل، رهایی تنش و جابه جایی رخ می دهد. این حرکت توسط نیروهای اصطکاک در طول مرزهای جانبی ac و bd مقابله می شود و این نیروهای اصطکاک بخش اصلی وزن بار W را روی مواد و یا اطراف تونل انتقال می دهند. سقف و اطراف تونل فقط احتیاج به تکیه گاهی متناسب با نیروی وارده به ارتفاع H_p را دارند. پهنای B_1 ناحیه سنگ که در اثر حرکت توده سنگ سست شده ایجاد می شود و به مشخصات توده سنگ و ابعاد تونل (B و H_t) بستگی دارد. گرچه طبقه بندی ترزاقی برای مدتها تنها معیار پیش بینی فشار وارد بر وسایل نگهداری بود ولی امروزه بیشتر جنبه ی تاریخی دارد.

وضعیت سنگ	بار سنگ بر حسب فوت	ملاحظات
سخت و یکپارچه	صفر	در صورت وجود Spalling (پوسته پوسته شدن) و Popping (ترکیدن) فقط پوشش اندکی نیاز است.
لایه بندی سخت یا شیشتوز	$0 - 0.5 B$	تکیه گاه مختصر، که اساساً جهت مقابله با پوسته پوسته شدن لازم است. فشار ممکن است از یک نقطه به نقطه دیگر به حالت سیار تغییر کند.
توده ای نسبتاً درزه دار	$0 - 0.25 B$	
نسبتاً بلوکی و لایه دار	$0.25 B - 0.35(B + H_t)$	فشار جانبی وجود ندارد.
خیلی بلوکی و لایه دار	$(0.35-1.1)(B + H_t)$	فشار جانبی کم یا وجود ندارد.
کاملاً شکسته (خرد شده)	$1.1 (B + H_t)$	اثرات نرم شدگی در اثر تراوش بطرف انتهای تونل که یا به نگهداری ممتد برای انتهای پایین از پایه های کناری ساپورت یا پایه های کناری (ribs) احتیاج دارد.
سنگ فشارنده (Squeezing rock)	$(1.1-2.1)(B + H_t)$	فشار جانبی سنگین، بست های وارونه نیاز است. پایه های کناری (ribs) دایره ای توصیه می شود.
سنگ آماسی (Swelling rock)	تا 250 فوت بدون توجه به مقدار $(B + H_t)$	پایه های کناری (ribs) دایره ای مورد نیاز است. در موارد حاد از ساپورت های تسلیم شو استفاده می شود.

طبقه بندی لوفر – پاخر (Laufer-pacher)

لوفر اظهار نظر کرد که «زمان پابرجایی» (Stand-up time) برای هر دهانه فعال بدون نگهداری (که عبارت است از عرض تونل با فاصله جبهه کار تا آخرین تکیه گاه در صورتی که این فاصله از عرض تونل بیشتر باشد)، معادل زمانی است که تونل بعد از حفر می تواند طی آن مدت بدون نگهداری پایدار بماند. لازم به ذکر است که ممکن است عوامل متعددی بر زمان پابرجایی اثر بگذارند به طور مثال جهات مختلف محور تونل، شکل مقطع، روش حفاری و روش نگهداری. طبقه بندی لوفر مدت زیادی استفاده نگردید تا اینکه چندین بار توسط مهندسان اطریشی به ویژه توسط Pacher, Gloser (۱۹۷۴) مورد اصلاح قرار گرفت. اهمیت اصلی طبقه بندی Laufer-pacher در این است که افزایش دهانه ی تونل منجر به کاهش شدیدی در زمان پابرجایی می گردد. این بدین معنی است که مثلاً در جایی که تونل اکتشافی با دهانه کوچکی را می توان با موفقیت بدون نگهداری در سنگ مشخصی احداث نمود، یک دهانه ی باز وسیع در همین سنگ ممکن است نیاز به نگهداری داشته و یا حتی در زمان کوتاهی پس از حفر ریزش نماید. در چنین شرایطی فقط با سیستمی مرکب از مقاطع و سکوها ی کوچکتر و یا پیشروی چندگانه می توان یک تونل با مقطع وسیع را در چنین سنگهایی ساخت. این طبقه بندی ضمن ارائه مفهوم «زمان پابرجایی» ابعاد دهانه را به عنوان پارامتری مناسب در تعیین نوع و میزان نگهداری تونل در ارتباط با آن مطرح ساخت و به این ترتیب تاثیر قابل ملاحظه ای در گسترش بیشتر سیستم های طبقه بندی توده سنگ داشته است.

کیفیت سنگ Deere

Deere (۱۹۶۴) یک اندیس کمی مبتنی بر فرآیند «اصلاح شده بازیابی مغزه» پیشنهاد کرد که عبارت است از نسبت مجموع قطعات سالمی از مغزه که طول آن برابر ۱۰ سانتیمتر و یا بیشتر می باشد؛ به طول کلی هر دور حفاری. انجمن بین المللی مکانیک سنگ توصیه کرده است که اندازه قطر مغزه حداقل NX (۵۴.۷ میلیمتر یا ۲.۱۵ اینچ) بوده و حفاری توسط سرمرته های الماسی انجام گیرد. ارتباط بین RQD و کیفیت مهندسی سنگ توسط Deere بدین شرح بیان گردید:

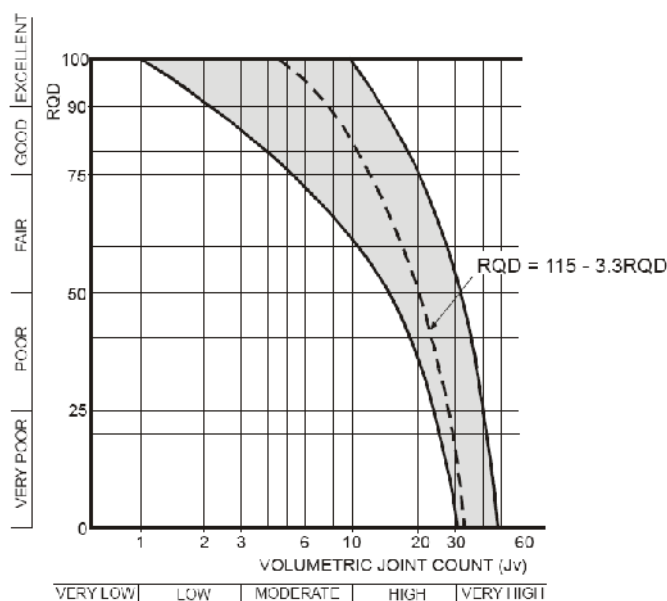
$$RQD = \frac{\sum \text{Length of core pieces} > 10 \text{ cm length}}{\text{Total length of core run}} \times 100$$

کیفیت سنگ	RQD درصد
عالی	۹۰-۱۰۰
خوب	۷۵-۹۰
نسبتاً خوب	۵۰-۷۵
سست	۲۵-۵۰
خیلی سست	کوچکتر از ۲۵

گرچه RQD شاخص ارزان و سریعی است ولی بدلیل در نظر نگرفتن تاثیر عواملی همچون جهت درزه ها، سفتی و انباشت مواد در شکاف دارای کاستی هایی هم هست. بنابراین با اینکه RQD یک پارامتر عملی جهت تخمین کیفیت مغزه است به تنهایی برای تشریح توده سنگ کافی نیست.

Palmström (۱۹۸۲) پیشنهاد کرد که هنگامی که مغزه ای در دسترس نباشد اما صفحات ناپیوستگی ها بر روی سطح و یا در تونل های اکتشافی مشخص باشند، امکان پذیر است شاخص کیفی توده سنگ RQD توسط تعداد ناپیوستگی ها در واحد حجم تخمین زده شود:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$



در روش خطی برداشت درزه ها که λ تعداد درزه ها در واحد طول خط برداشت است، مقدار RQD از روابط زیر حساب می شود.

$$RQD = 100 \times (1 + 0.1\lambda) \times e^{-0.1\lambda}$$

رابطه فوق برای $\lambda = 6 \approx 16$ بصورت خطی در می آید:

$$RQD = -3.68 \lambda + 110.4$$

نسبت سرعت موج (Ondera)

روش دیگری برای طبقه بندی توده سنگ استفاده از نسبت سرعت موج است. تاثیر ناپیوستگی های موجود در توده سنگ می تواند با مقایسه، سرعت موج تراکمی در محل با سرعت موج صوتی در نمونه ی مغزه سنگ بکر گرفته شده از همان توده سنگ در آزمایشگاه تخمین زده شود.

$$\text{Quality Index} = \frac{V_f}{V_l}$$

برای توده سنگی با کیفیت بالا که دارای تعداد محدودی درزه ی کیپ هم باشد، نسبت سرعت به یک نزدیک می شود. در حالیکه با افزایش شکستگی ها و بازتر شدن دهانه ی آنها، نسبت سرعت به مقادیر کمتر

از یک تقلیل خواهد یافت سرعت امواج صوتی در نمونه سنگ بکر در آزمایشگاه تحت تنش محوری برابر تنش وارده از طبقات رویی زمین ، در عمقی که نمونه از آن گرفته شده است و با رطوبتی معادل تعیین رطوبت نهایی در محل تعیین می گردد.

می توان از اطلاعات موجود دریافت که مربع نسبت سرعت را می توان بجای RQD برای مقاصد مهندسی بکار گرفت.

$$RQD = \left(\frac{V_f}{V_l}\right)^2$$

مفهوم RSR (امتیاز ساختاری سنگ)

مفهوم RSR باتوجه به ملاحظات زیرگامی به پیش محسوب می گردد: اولاً این طبقه بندی برخلاف طبقه بندی کیفی ترزاقی، یک طبقه بندی کمی است. ثانیاً برخلاف اندیس RQD که محدود به کیفیت مغزه است، طبقه بندی توده سنگ پارامترهای زیادی را در نظر می گیرد. ثالثاً بر خلاف طبقه بندی لوفر که متکی بر تجربیات عملی برای طبقه بندی توده سنگ است و سپس نتایجی بر اساس دوره های زمان پابرجایی و دهانه فعال به دست می دهد، حاوی یک طبقه بندی کامل شامل داده ها و نتایج می باشد.

مفهوم RSR دو مقوله کلی از عوامل موثر در رفتار توده ی سنگ در حفاری را در نظر می گیرد که عبارتند از: پارامترهای زمین شناسی و پارامترهای ساختاری. که به سه پارامتر اصلی A و B و C تقسیم شدند و مقدار RSR از مجموع امتیازات هر کدام از این پارامترها بدست می آید و حداکثر مقدار آن ۱۰۰ در نظر گرفته شده است:

$$RSR = A + B + C$$

الف) پارامتر A: مبتنی بر ارزیابی کلی ساختار سنگ می باشد.

- منشاء سنگ (آذرین، دگرگونی و رسوبی)
- سختی سنگ (سخت، متوسط، نرم و تجزیه شده)
- ساختار زمین شناسی (توده ای، مختصر گسله یا چین خورده، نسبتاً گسله یا چین خورده و شدیداً گسله یا چین خورده)

ب) پارامتر B: اثر ناپیوستگی ها با در نظر گرفتن جهت پیشروی تونل بر مبنای زیر استوار است:

- فاصله بین درزه ها
- جهات درزه ها (امتداد و شیب)
- جهت پیشروی تونل

ج) پارامتر C: تاثیر جریان آب زیرزمینی بر مبنای زیر استوار است:

- کیفیت کل توده سنگ بر اساس ترکیب پارامترهای A و B
- وضعیت درزه (خوب، متوسط و ضعیف)
- میزان آب در جریان (برحسب گالن در دقیقه به ازاء هر ۱۰۰۰ فوت طول تونل)

Parameter *A*: General area geology

	Basic Rock Type				Geological Structure			
	Hard	Medium	Soft	Decomposed		Slightly	Moderately	Intensively
Igneous	1	2	3	4		Folded or	Folded or	Folded or
Metamorphic	1	2	3	4		Faulted	Faulted	Faulted
Sedimentary	2	3	4	4	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

Parameter *B*: Joint pattern, direction of drive

	Strike $\perp$ to Axis					Strike $\parallel$ to Axis		
	Direction of Drive					Direction of Drive		
	Both	With Dip		Against Dip		Either direction		
	Dip of Prominent Joints ^a					Dip of Prominent Joints		
Average joint spacing	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
Very closely jointed, < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
Closely jointed, 2-6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
Moderately jointed, 6-12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
Moderate to blocky, 1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
Blocky to massive, 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massive, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

Parameter *C*: Groundwater, joint condition

Sum of Parameters <i>A</i> + <i>B</i>							
		13 - 44			45 - 75		
		Joint Condition ^b					
Anticipated water inflow		Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
gpm/1000 ft of tunnel							
None		22	18	12	25	22	18
Slight, < 200 gpm		19	15	9	23	19	14
Moderate, 200-1000 gpm		15	22	7	21	16	12
Heavy, > 1000 gp		10	8	6	18	14	10

^a Dip: flat: 0-20°; dipping: 20-50°; and vertical: 50-90°

^b Joint condition: good = tight or cemented; fair = slightly weathered or altered; poor = severely weathered, altered or open

طبقه بندی ژئومکانیکی یا RMR

این رده بندی که به اسامی مختلفی از جمله رده بندی ژئومکانیک و یا رده بندی CSIR خوانده می شود، در سال ۱۹۷۳ توسط آقای بنیوسکی ارائه شده است. وی براساس مطالعات خود برروی بیشتر از ۴۹ مورد خاص رده بندی خود را بر مبنای ۶ پارامتر مختلف ارائه دادند. بایستی توجه کرد که امتیازهای ۵ پارامتر اول با یکدیگر جمع شده و پارامتر ششم بطور جداگانه تاثیر داده می شود. بهر حال برای پارامتر ششم در بهترین شرایط هیچ امتیازی بر امتیازات اولیه اضافه نمی شود. شش پارامتر مذکور عبارتند از:

۱- مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر

۲- شاخص کیفی توده سنگ (RQD)

۳- فاصله داری ناپیوستگی ها

۴- شرایط ناپیوستگی

۵- شرایط آبهای زیرزمینی

۶- جهت و امتداد ناپیوستگی ها

دامنه تغییرات امتیازات RMR از صفر تا ۱۰۰ بوده و هرکدام از رده ها دارای یک دامنه ی ۲۰ امتیازی می باشد. نحوه امتیاز دهی به پارامترهای مختلف و همچنین نحوه تعدیل آنها و تاثیر جهت و امتداد ناپیوستگی ها در جداول بعدی داده شده است.

Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions					
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
Ratings	6	5	3	1	0
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**					
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis		
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°	
Very favourable	Favourable		Very unfavourable	Fair	
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°		
Fair	Unfavourable		Fair		

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Table 4.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the *RMR* system (After Bieniawski 1989).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock <i>RMR</i> : 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock <i>RMR</i> : 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock <i>RMR</i> : 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock <i>RMR</i> : 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V – Very poor rock <i>RMR</i> : < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if

با استفاده از رده بندی فوق می توان مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ را با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

$$E_M = 2RMR - 100 \quad RMR > 50$$

$$E_M = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad RMR < 50$$

Bieniawski's Rock Mass Rating (*RMR*) system was originally based upon case histories drawn from civil engineering. Consequently, the mining industry tended to regard the classification as somewhat conservative and several modifications have been proposed in order to make the classification more relevant to mining applications. A comprehensive summary of these modifications was compiled by Bieniawski (1989).

Laubscher (1977, 1984), Laubscher and Taylor (1976) and Laubscher and Page (1990) have described a Modified Rock Mass Rating system for mining. This *MRMR* system takes the basic *RMR* value, as defined by Bieniawski, and adjusts it to account for in situ and induced stresses, stress changes and the effects of blasting and weathering. A set of support recommendations is associated with the resulting *MRMR* value. In using Laubscher's *MRMR* system it should be borne in mind that many of the case histories upon which it is based are derived from caving operations. Originally, block caving in asbestos mines in Africa formed the basis for the modifications but, subsequently, other case histories from around the world have been added to the database.

Cummings et al (1982) and Kendorski et al (1983) have also modified Bieniawski's *RMR* classification to produce the *MBR* (modified basic *RMR*) system for mining. This system was developed for block caving operations in the USA. It involves the use of different ratings for the original parameters used to determine the value of *RMR* and the subsequent adjustment of the resulting *MBR* value to allow for blast damage, induced stresses, structural features, distance from the cave front and size of the caving block. Support recommendations are presented for isolated or development drifts as well as for the final support of intersections and drifts.

سیستم طبقه بندی Q

سیستم طبقه بندی توده سنگ Q در نروژ توسط Barton ، Lien ، Lunde از انیستیتوی ژئوتکنیک نروژ (NGI) ابداع گردید. این روش بنا بر دلایل زیر سهم بزرگی در امر گسترش کاربرد طبقه بندی توده سنگ ایفا کرده است: این سیستم مبتنی بر تحلیل ۲۰۰ مورد تونل در اسکاندیناوی می باشد. یک سیستم کمی است و سیستمی است مهندسی که قادر به طراحی پوشش تونل می باشد. سیستم Q مبتنی بر ارزیابی عددی از کیفیت توده سنگ با ۶ پارامتر مختلف می باشد: الف) RQD اندیس کیفی سنگ ب) تعداد دسته درزه ها (j_n) ج) زبری نامطلوبترین درزه یا ناپیوستگی (j_r) د) درجه هوازدگی یا پرتشدگی در طول ضعیف ترین درزه ها (j_a) ه) عدد کاهش آب درزه (j_w) و) ضریب کاهش تنش (SRF). شش پارامتر فوق که بصورت ۳ کسر گروه بندی شده اند، کیفیت توده سنگ Q را طبق رابطه زیر ارائه می دهند.

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \times \frac{j_r}{j_a} \times \frac{j_w}{SRF}$$

در جدول صفحه بعد ارزش های عددی هریک از پارامترهای بالا بدین سان تعبیر شده اند: دو پارامتر کسر اول تمامی ساختار سنگ را نمایندگی می کنند و نسبت حاصل این دو پارامتر مقایس مربوط به بزرگی بلوک را نشان می دهد. کسر دوم معرف مقاومت برشی داخلی بلوک (درزه ها) می باشد. پارامتر j_w در کسر سوم مقیاسی از فشار آب می باشد و پارامتر SRF مقیاسی است از :
الف) سست شدگی در مورد مناطق برشی و سنگهای حامل رس.

ب) تنش موثر در سنگ مستحکم (Competent)

ج) بارهای فشارنده و آماسی (Swelling) در سنگهای پلاستیک غیر مستحکم
پارامتر SRF به عنوان پارامتر «ضریب کاهش تنش یا تنش کلی» اطلاق می گردد و کسر $\frac{SRF}{j_w}$ «تنش موثر یا فعال» را نشان می دهد.

بارتون و همکاران (۱۹۷۴) پارامترهای j_n و j_r و j_a را به عنوان مبنا مهمتر از جهات درزه در نظر گرفتند و معتقدند اگر جهات درزه نیز در نظر گرفته می شد، عمومیت طبقه بندی کمتر می گردید. اما تعیین جهات در پارامترهای j_r و j_a بطور ضمنی در نظر گرفته شده زیرا پارامترهای برای نامطلوب ترین درزه ها تعیین می شوند.

ارزش Q با تعریف «اندازه معادل حفاری» با نگهداری تونل مربوط شده است. این پارامتر جدید که تابعی از دو عامل ابعاد و نوع عملیات حفاری است با تقسیم کردن دهانه یا قطر یا ارتفاع دیوار حفاری بر کمیتی موسوم به نسبت نگهداری حفاری ESR بدست می آید. بنابراین:

$$D_e = \frac{\text{دهانه یا قطر یا ارتفاع حفاری بر حسب متر}}{ESR} \quad \text{دهانه معادل}$$

ESR بستگی به استفاده ای که حفاری به جهت آن انجام می شود و درجه ایمنی مورد تقاضا دارد و در صفحات بعد جدول آن نشان داده شده است.

Table 4.6: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as δ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q .
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 - J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 - J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	γ_r degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of γ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	

Table 4.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	γ degrees (approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
c. No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G, H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
6. STRESS REDUCTION FACTOR	SRF	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0	

Classification of individual parameters in the Tunnelling Quality Index Q
(After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE			NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF		
b. Competent rock, rock stress problems				
	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H). O.
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure				
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	
Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES				
When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:				
1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).				
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .				
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.				
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation				
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions				

Excavation category	ESR
Temporary mine openings.	3-5
Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1
Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8

ارتباط بین شاخص Q و ابعاد مناسب یک تونل، مقیاس مناسب نگهداری را به دست می دهد. بارتون و همکاران (۱۹۷۴) ۳۸ نوع تکیه گاه برای نگهداری دائمی ارائه کردند. جهت تعیین نگهداری موقتی یا Q را به اندازه 5Q افزایش می دهند و یا ESR را 1.5ESR در نظر می گیرند. ماکزیمم دهانه بدون نگهداری از رابطه زیر بدست می آید.

$$AS = 2(ESR) \times Q^{0.4} \text{ ماکزیمم دهانه (بدون نگهداری)}$$

ارتباط بین مقدار Q و فشار وارد بر سیستم نگهداری (P_{roof}) برحسب ($\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$) از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_{\text{roof}} = \left(\frac{2}{j_r}\right) \times Q^{-\frac{1}{3}} \quad \text{اگر تعداد دسته درزه ها از سه بیشتر باشد.}$$

$$P_{\text{roof}} = \left(\frac{2}{3}\right) \times j_n^{\frac{1}{2}} \times j_r^{-1} \times Q^{-\frac{1}{3}} \quad \text{اگر تعداد دسته درزه ها از سه کمتر باشد.}$$

فصل چهارم: رده بندی مهندسی سنگ

2- در یک منطقه آهکی به روش خطی (Scan Line) درزه نگاری خواهد شد. تعداد متوسط درزه ها در واحد طول (J_v) 10

عدد به دست آمده است. RQD سنگ مزبور چقدر است؟ {مهندسی معدن 1384}

10 (1) 16 (2) 82 (3) 115 (4)

1- اگر $RMR_{89} > 23$ باشد، مقدار GSI چه مقدار است؟ {مهندسی معدن 1385}

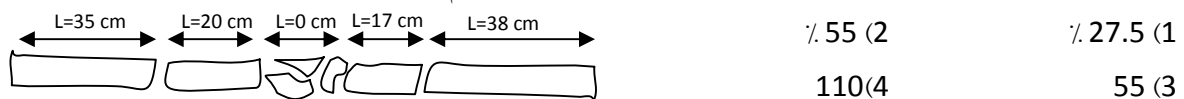
$GSI = RMR_{76} - 5$ (2) $GSI = RMR_{76} + 5$ (1)

$GSI = RMR_{89} - 5$ (4) $GSI = RMR_{89} + 5$ (3)

2- اگر $GSI = 10$ توده سنگ و $\sigma_{ci} = 90 \text{ MPa}$ باشد، مقدار E_m چه مقدار است؟ {مهندسی معدن 1385}

$\sqrt{0.9} \text{ GPa}$ (4) $\sqrt{0.9} \text{ MPa}$ (3) $\sqrt{0.8} \text{ MPa}$ (2) 3 GPa (1)

3 - باتوجه به شکل، RQD را محاسبه کنید. در صورتی که 2 متر حفاری انجام شده باشد: {مهندسی معدن 1385}



4- در کدام یک از رده بندی های مهندسی سنگ زیر پارامتر زمین شناسی شامل منشاء سنگ، سختی و ساختار آن به عنوان از

پارامترهای رده بندی به کار گرفته می شود؟ {مهندسی معدن 1386}

Q (1) RMR (3) RSR (4) Rmi (2)

5- در صورتی که محور طولی تونل موازی امتداد دسته درزه ها و شیب دسته درزه ها ما بین 20° تا 45° متغیر باشد، تاثیر هندسه

درزه ها بر قابلیت پایداری تونل چگونه است؟ {مهندسی معدن 1386}

کاملاً مطلوب (1) 2) مطلوب (2) 3) متوسط (3) 4) کاملاً نامطلوب (4)

6- تعداد سه دسته درزه در منطقه ای که قرار است تونلی احداث گردد وجود دارد. در دسته درزه اول تعداد 8 درزه در هر متر،

در دسته درزه دوم تعداد 5 درزه در هر متر و در دسته درزه سوم تعداد 2 درزه در هر متر وجود دارد. RQD سنگ مزبور چند درصد

است؟ {مهندسی معدن 1387}

49 (1) 65 (2) 72 (3) 90 (4)

8- در رده بندی Q (بارتون و همکاران) کدام یک از پارامترهای رده بندی دلالت بر برخورد با زون های برشی دارد؟ {مکانیک

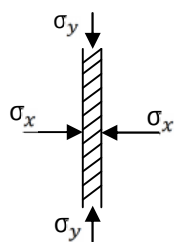
سنگ 1389}

J_n (2) RQD (3) SRF (4) J_a (1)

فصل پنجم : تنش های درجا

- تنش های درجای قائم
- تنش های درجای افقی
- قانون هیم
- تئوری الاستیسیته
- عوامل موثر بر تنش برجا
- روش های اندازه گیری

1- دایکی در پلان، در شکل روبرو نشان داده شده است. کدام یک در مورد جهت تنش ها صحیح است؟ {مکانیک سنگ



{1388

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_1 \quad (1)$$

$$\sigma_x = \sigma_3, \sigma_y = \sigma_1 \quad (2)$$

$$\sigma_x = \sigma_1, \sigma_y = \sigma_3 \quad (3)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_3 \quad (4)$$

2- در تحلیل پایداری یک چاه که در توده سنگی با دو دسته درزه ی متعامد از روش محیط معادل سه بعدی استفاده شده است.

تعداد پارامترهای تغییر شکل پذیری مورد نیاز چقدر می باشد؟ {مکانیک سنگ 1388}

13 (4

9 (3

5 (2

2 (1

فصل پنجم : تنش های درجا

در تونلی درزه های کششی در سقف و شکستگی و ریزش سنگ در دیواره های سمت چپ و راست مشاهده شده است. وضعیت تنش های منطقه را چگونه ارزیابی می کنید؟ {مهندسی معدن 1384}

- (1) تنش اصلی حداقل در امتداد قائم و نسبت تنش حداقل به حداکثر کمتر از یک سوم می باشد.
- (2) تنش اصلی حداکثر در امتداد قائم و نسبت تنش حداقل به حداکثر کمتر از یک سوم می باشد.
- (3) تنش اصلی حداقل در امتداد قائم و نسبت تنش حداقل به حداکثر بیشتر از یک سوم می باشد.
- (4) تنش اصلی حداکثر در امتداد قائم و نسبت تنش حداقل به حداکثر بیشتر از یک سوم می باشد.

- تونلی با مقطع دایره ای در یک توده سنگی الاستیک حفر گردیده است. اگر عمق این تونل 1500 متر و وزن مخصوص متوسط توده سنگ $0.027 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ و ضریب پواسون آن 0.25 باشد مقادیر تنش اصلی در سقف تونل و در نقطه A (شکل روبرو) چند مگاپاسکال خواهد بود؟ {مهندسی معدن 1384}

$$\sigma_r = \sigma_\theta = 0 \quad (1)$$

$$\sigma_r = 0 \text{ و } \sigma_\theta = 40.5 \quad (2)$$

$$\sigma_r = 13.5 \text{ و } \sigma_\theta = 108 \quad (3)$$

$$\sigma_r = 13.5 \text{ و } \sigma_\theta = 40.5 \quad (4)$$

8- ابزار دقیقی نوع فعال (Active Device) که برای اندازه گیری مدول تغییر شکل فقط در گمانه ها استفاده می گردد، کدام است؟ {مهندسی معدن 1384}

- (1) آزمایش دیلاتومتری
- (2) آزمایش جکینگ
- (3) آزمایش شکست هیدرولیکی
- (4) آزمایش بیش مغزه گیری

5- یک لایه ماسه سنگی از سطح زمین تا عمق 240 متری به طور افقی قرار دارد. سطح آب های زیرزمینی در عمق 60 متری می باشد. رطوبت سنگ و وزن مخصوص آن در بالای سطح آب های زیرزمینی به ترتیب برابر با: $22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ و 13.65 درصد. در صورتی که زاویه اصطکاک داخلی سنگ در تمامی ضخامت یکسان و برابر با $\phi = 35^\circ$ و نسبت پواسون آن $\nu = 0.3$ باشد، تنش عمود موثر در عمق 140 متری چند مگاپاسکال است؟ (وزن مخصوص آب یعنی $\gamma_w = 9.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$) {مهندسی معدن 1384}

$$3.5 \quad (1) \quad 3.32 \quad (2) \quad 3.08 \quad (3) \quad 2.536 \quad (4)$$

1- در اندازه گیری تنش های برجای زمین به روش بیش مغزه گیری (over coring) کدام مورد صحیح نمی باشد؟ {مهندسی معدن 1385}

- (1) چال پایلوت پس از چال اصلی حفر می شود.
- (2) حفر چال اصلی پس از جاسازی سلول کرنش سنج سه محوره ادامه می یابد.
- (3) با یک بار آزمایش می توان میدان کامل تنش در سه امتداد را تعیین کرد.

4) سلول کرنش سنج سه محوره در فاصله ای کمتر از حدود 5 برابر شعاع فضای حفاری از مرکز فضا نصب می شود.

2- تونلی با روش کرش (Kiresch) در محیط الاستیک و ایزوتروپ تحلیل می شود. از زاویه $\theta = 60^\circ$ تا سقف تنش های کششی محیطی مشاهده شده است. مقدار K که نسبت تنش اصلی افقی به قائم است چقدر می باشد؟ {مکانیک سنگ 1388}

$$3\frac{1}{3} \quad (4)$$

$$3 \quad (3)$$

$$\frac{1}{3} \quad (2)$$

$$0 \quad (1)$$

3- برای یک تونل (با مقطع نعل اسبی) حفاری شده در عمق 500 متری، با کاهش نسبت تنش های افقی به قائم میزان شکستگی های ناشی از تمرکز تنش در دیواره تونل: {مکانیک سنگ 1388}

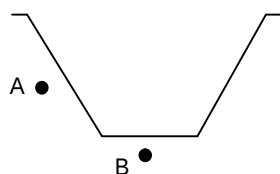
(2) افزایش می یابد.

(1) کاهش می یابد.

(4) بسته به ابعاد تونل ممکن است افزایش یا کاهش یابد.

(3) تغییر نمی کند.

4- در شکل مقابل محدوده نهایی معدن روباز مشاهده می شود. کدام گزینه زیر در مورد نسبت تنش افقی به قائم در نقاط A و B صحیح است؟ {مکانیک سنگ 1389}



(1) نسبت تنش افقی به قائم در نقاط A و B قبل و پس از احداث کاواک تغییر نمی کند.

(2) در نقطه B نسبت تنش افقی به قائم نسبت به وضعیت قبل از احداث کاواک کاهش می یابد.

(3) در نقطه B نسبت تنش افقی به قائم نسبت به وضعیت قبل از احداث کاواک افزایش می یابد.

(4) نسبت تنش افقی به قائم در نقطه A در مقایسه با وضعیت قبل از احداث کاواک تغییر نمی کند اما در نقطه B، پس از احداث کاواک نسبت تنش افقی به قائم افزایش می یابد.

5- در اندازه گیری تنش به روش جک صفحه ای (تخت)..... {مکانیک سنگ 1389}

(1) تنش کششی نیز قابل اندازه گیری است.

(2) تنش فشاری و کششی قابل اندازه گیری هستند.

(3) تنش مماسی فشاری توسط فشار سنج اندازه گیری می شود.

(4) تنش اولیه در سنگ توسط فشار سنج اندازه گیری می شود.

فصل ششم: روش های آزمایشگاهی

- آزمایش فشار تک محوری
- آزمایش بارگذاری یک نقطه ای
- آزمایش اندازه گیری سرعت موج
- آزمایش دوام
- آزمایش چکش اشمیت
- آزمایش تغییر شکل پذیری
- آزمایش کششی مستقیم و غیر مستقیم آزمایش خمشی
- آزمایش برشی
- آزمایش فشاری سه محوره

فصل ششم: روش های آزمایشگاهی

1- در صورت عدم استفاده از لایه کاهش دهنده اصطکاک در حد فاصل بین نمونه سنگ و صفحه فولادی در آزمایش تعیین مقاومت فشاری سنگ کدام مورد اتفاق خواهد افتاد؟ {مهندسی معدن 1385}

(1) مقاومت کاذب در سنگ ایجاد خواهد شد.

(2) مقاومت اندازه گیری شده کمتر از میزان واقعی خواهد بود.

(3) تاثیر میان کنش بین ماشین و نمونه سنگ به دلیل عدم تجانس آنها تقلیل خواهد یافت.

(4) تاثیر میان کنش بین ماشین و نمونه سنگ به دلیل عدم تجانس آنها افزایش خواهد یافت.

2- یک نمونه سنگی به قطر 50 mm تحت آزمایش بار نقطه ای قرار می گیرد. اگر نیروی وارده بین دو فک 0.02 MN باشد، مقاومت فشاری نمونه سنگی بر حسب MPa چقدر است؟ {مهندسی معدن 1386}

180 (1) 192 (2) 200 (3) 212 (4)

3- ضریب صلبیت قائم یک درزه $K_n = 3000 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$ می باشد اگر تنش قائم موثر در سطح درزه 10 MPa باشد. مقدار جا به جایی قائم چند میلی متر است؟ {مهندسی معدن 1387}

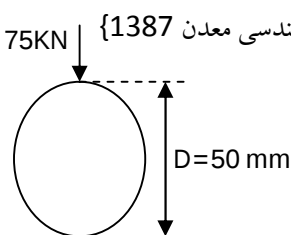
1.3 (1) 2.3 (2) 3.3 (3) 3.8 (4)

4- در یک آزمایش برشی بر روی یک درزه بدون نیروی چسبندگی زاویه اصطکاک حداکثر و باقیمانده به ترتیب 45° و 30° بدست می آید. مقاومت برشی بر حسب MPa حداکثر چقدر است؟ (تنش قائم موثر $\sigma_n = 10 \text{ MPa}$) {مهندسی معدن 1387}

10 (1) 5 (2) 12 (3) 5.77 (4)

5- در یک آزمایش برزلی که بر روی یک نمونه ی سنگی به شعاع 25 میلیمتر و نسبت طول به قطر 1 صورت گرفته است، در زمان گسیختگی بار متوسط 75 KN تخمین زده شده است. اگر مقاومت فشاری تک محوری سنگ 10 برابر مقاومت کششی آن

باشد، مطلوبست تعیین مقاومت فشاری سنگ بر حسب MPa (توجه: $\pi=3$) {مهندسی معدن 1387}



(1) $\sigma_c = 10$

(2) $\sigma_c = 200$

(3) $\sigma_c = 100$

(4) $\sigma_c = 20$