

به نام خداوند بخشنده مهربان

جزوه حاضر قسمت عمده مطالب درس مکانیک سنگ را در بر می گیرد. در ارائه مطالب ضمن مراعات سر فصل مصوب درس، سعی شده مطالب مورد نیاز برای احاطه هر چه بیشتر دانشجویان گرامی به موضوع مکانیک سنگ در متن جزوه گنجانده شود. مطالب ارائه شده چکیده مباحثی است که در طول بیش از ۲۰ سال گذشته در دانشگاههای مختلف به عنوان درس مکانیک سنگ و آزمایشگاه ارائه شده است. امید است با رفع نواقص و کمبودهای آن در آینده به عنوان یک مرجع مفید و کامل در اختیار شما عزیزان قرار گیرد. لذا از دانشجویان و افرادی که از این جزوه استفاده می کنند خواهشمند است نقطه نظرات سازنده خود را از ما دریغ نمایند.

کوروش شهریاری

بهار ۱۳۸۹

دانشگاه صنعتی امیر کبیر

دانشکده مهندسی معدن و متالورژی

فصل اول

مقدمه

در نیمه دوم قرن گذشته روابط بین علوم کاربردی و تئوریک به طور چشمگیری افزایش یافته است. زیرا در حل بسیاری از مسائل برای دسترسی به یک نتیجه مطلوب و قابل اطمینان، همکاری‌های مشترک بین شاخه‌های مختلف علوم لازم و ضروری بود. یکی از نمونه‌های بارز چنین همکاری‌هایی علم مکانیک سنگ می‌باشد. احتیاج روز افزون جامعه بشری به مواد خام معدنی و منابع انرژی و لزوم استفاده از فضاها و زیرزمینی در مناطق مسکونی و شهرهای بزرگ و یا مقاصد نظامی باعث تولد شاخه ای جدید از علوم مهندسی به نام مکانیک سنگ گردید. اولین تعریف جامع از مکانیک سنگ در سال ۱۹۶۶ توسط کمیته ملی مکانیک سنگ آمریکا ارائه گردید که در سال ۱۹۷۴ با تغییراتی به صورت زیر بیان شد [۱]:

[1] - Rock Mechanics

مکانیک سنگ: عبارت است از دانش نظری و عملی از رفتار مکانیکی سنگ یا آن بخش از علم مکانیک که به واکنش سنگ در برابر میدانهای نیرو از محیط فیزیکی اطراف مربوط می‌گردد.

در حال حاضر اصول مکانیک سنگ و روش‌های تحلیلی آن کاربرد وسیعی در زمینه‌های مهندسی معدن، راه و ساختمان، زمین‌شناسی، نفت و ژئوفیزیک پیدا کرده است و سعی می‌شود که مسائل و مشکلات مربوط به طراحی در زمینه‌های فوق با استفاده و بکارگیری مبانی مکانیک سنگ حل شود، که در عمل شاهد نمونه‌های موفقیت آمیز بسیاری در این موارد هستیم. قبل از پرداختن به اصل موضوع بهتر است نگاهی کوتاه به گذشته روابط بین انسان و سنگ و همچنین تاریخچه مکانیک سنگ بنمائیم.

رابطه انسان و سنگ در طول تاریخ

تاریخ شروع حیات انسان در روی کره زمین در حدود یک و نیم میلیون سال تخمین زده شده است. که در مقایسه با سن ۴ میلیارد و ۶۰۰ میلیون سالی کره خاکی خیلی ناچیز می باشد. انسان اولیه سال های سال به طور آزاد و ابتدائی می زیسته است و از حدود ۴۰ هزار سال قبل است که به مفهوم امروزی شروع به زندگی کرده و برای تداوم آن و حفظ جان خود به حفر سنگ و درست کردن پناهگاه پرداخته است. رابطه انسان با سنگ با غارنشینی، استفاده از سنگ و آلات سنگی (تبر و نیزه) جهت شکار و دفاع از خود شروع و تا به امروز به اشکال مختلف ادامه داشته و اهمیت این رابطه هر روز بیشتر و بیشتر شده است. وقتی در حدود ۱۰ هزار سال پیش انسان به زندگی کشاورزی روی آورد، موارد استفاده از سنگ نیز تنوع بیشتری پیدا کرد.

اولین یادبودهای سنگی در حدود ۶۰۰۰ سال قبل با کنده کاری سنگها توسط انسان‌های آن زمان برای نسل‌های آینده به یادگار گذاشته شده است. طول این یادبودهای سنگی [1] بعضی وقت‌ها تا ۲۵ متر نیز می‌رسد، که به صورتی نه چندان ظریف کار شده است و نشان می‌دهد که انسان‌های آن دوره سنگ را به عنوان یک میراث گران بها و قابل اطمینان و ماندنی برای نسل‌های بعد از خود انتخاب کرده اند. زیرا انسان‌های آن روزی سنگ را سنبل متانت، سنگینی و دوام دانسته و به علت سختی و صلابت به آن دل بسته و آنرا مورد اعتماد و اطمینان خود قرار داده است. موارد استفاده از خواص فوق در طول زمان افزایش یافته به طوریکه بجز استفاده مادی از سنگ یک سری دل‌بستگی‌ها و اعتقادات معنوی نسبت به آن در انسان بوجود آمده بطوریکه از آن انتظار برکت، شانس، خوشبختی و سلامتی و سحر و جادو داشته است. که سنگ شانس، سنگ جادو، سنگ شفا، سنگ طلسم، سنگ فال، سنگ صبور از آن جمله بوده و از طرف دیگر تقریباً " در تمامی ادیان سنگ جایگاه مخصوص و مقدسی دارد .

[1]- Megalith

بطور خلاصه انسان از بدو حیات دنبال سنگ گشته، آنرا پیدا کرده و به آن پناه برده و روی آن کار کرده و همیشه بیشتر از معیارهای مادی برای آن ارزش قائل بوده بطوریکه پس از مرگ نیز برای اینکه فراموش نشود بر سر قبر خود قطعه‌ای سنگ می‌گذارد، و یا مرده‌های خود را در دل سنگ دفن می‌کند. قدیمی‌ترین معدن شناخته شده دنیا متعلق به ۴۰۰۰۰ سال قبل از میلاد در نواحی سوازیلند افریقای جنوبی است که از آن هماتیت (سنگ اخرا) استخراج شده است. برای این منظور استخوان‌های حیوانات و سنگ‌های تیز بکار گرفته می‌شده است. با پیدایش سنگ چخماق^[۱] عصر حجر شروع می‌شود، سومریان در حدود ۴۰۰۰ سال قبل از میلاد مس را پیدا می‌کنند و مصریان ۲۹۰۰ سال قبل از میلاد با استفاده از اسکنه‌ها و قلم‌های مسی سنگ‌های مورد استفاده در اهرام مصر را شکل می‌دهند و تونل‌های زیر آنها را که یکی از بزرگترین آنها به طول ۲۴۵ متر است در داخل گرانیت حفر می‌کنند [۲].

[1] - Flint

داستان معدنکاری انسان برای اولین بار در سال ۱۹۵۶ توسط آگری کولا^[۱] (نام دیگر جرج بائوئر) در کتابی تحت عنوان دمتالیکا^[۲] مورد بحث و بررسی قرار گرفته است این کتاب برای مدت‌های مدید بعنوان مرجع مهندسی معدن مورد استفاده معدنچیان در نقاط مختلف دنیا قرار گرفته و باعث گسترش هر چه بیشتر این علم شده است. قابل ذکر است که اولین اطلاعات مربوط به مکانیک سنگ نیز از معدنکاری سرچشمه گرفته است [۳].

[1] - Agricola (George Bauer)

[2] - De Re Metallica

تولد و توسعه علم مکانیک سنگ

همانطوریکه در مقدمه نیز ذکر شد از موادی که برای بار اول اطمینان انسان را به خود جلب کرد ماده سنگ بود و این اعتماد و اطمینان بعدها به مرور زمان به توده سنگ نیز به عنوان پی و یا پناهگاه گسترش یافت و با گذشت زمان دامنه این اعتماد و اطمینان آنقدر گسترش یافت که در حین ساختمان و یا حفر تونل رسیدن به سنگ و یا دست یابی به آن در حفاریات سطحی و زیرزمینی به صورت یک هدف درآمده بود و بدون هیچ گونه اندازه گیری خواص مکانیکی، سنگ را محکم و مقاوم فرض می کردند. این اعتماد و اطمینان برای سالهای مدید ادامه داشت تا اینکه در اواسط قرن اخیر با تخریب سدهای واجنت^[۱] در ایتالیا با بیش از ۲۰۰۰ کشته و مالپاست^[۲] فرانسه در سال ۱۹۵۹ که اولی به علت لغزش زمین و دومی به علت جابجائی بلوکهای سنگی پی اتفاق افتاد مورد سوال قرار گرفت [۴].

[1] - Vajont

[2] - Malpaset

در صورتی که این شک و تردید و عدم اطمینان در مورد خاک (زمین) که نتیجه تخریب و تجزیه در سنگ‌ها است از سالهای خیلی پیش شروع شده بود و باعث بوجود آمدن علم مکانیک خاک [1] و بسط و توسعه آن شده بود (تئوری کولمب در مورد خاک در سال ۱۷۷۳).
در صورتیکه اولین مطالعه علمی در مورد توزیع تنش در محیط سنگی یکصد سال بعد توسط رزیه‌ها صورت گرفته است [۵].

بعد از جنگ جهانی دوم به موازات پیشرفت‌های حاصل در صنایع و علوم مختلف احتیاج به مواد اولیه معدنی هر روز افزایش یافته و عمق معادن و ابعاد آنها نیز بیشتر شد به طوری که بارهای وارده از طرف انسان بر سنگ بالغ بر ۸ تا ۱۰ برابر افزایش یافته و ابعاد کارهای زیرزمینی نیز بیش از ۴ تا ۵ برابر بزرگتر شده بود. اینها عواملی بودند که لزوم مطالعه خواص مکانیکی و عکس العمل سنگ‌ها را در مقابل شرایط جدید ضروری می‌ساختند به عبارت دیگر وقتی حفاریات روباز و زیرزمینی به چنین ابعادی رسیدند دیگر امکان بکارگیری سنگ‌ها بدون اندازه‌گیری خواص مکانیکی آنها منطقی به نظر نمی‌رسید.

[1] - Soil Mechanics

در سال ۱۹۳۶ تغییر شکل پذیری سنگ‌ها از طرف دیوید گریگ [۱] مورد مطالعه قرار گرفت و در سال ۱۹۴۶ یعنی یکسال پس از تشکیل کمیته ای جهت تحقیق در مورد تغییر شکل پذیری سنگ‌ها در آمریکا، اداره معادن این کشور اولین استانداردهای خود را در مورد چگونگی اندازه گیری خواص مکانیکی سنگ‌ها منتشر نمود.

[1] - David Griggs

به عبارت دیگر مطالعات آزمایشگاهی و درجا در مورد اندازه گیری خواص مکانیکی سنگ در ارتباط با پروژه‌های مهندسی پس از سال ۱۹۴۵ شروع شد (راس ایچینگر^[۱] سال ۱۹۴۹). در سال ۱۹۵۱ فعالیت‌های خیلی موثری در مورد مکانیک سنگ در مدرسه مهندسی معدن کلرادو^[۲] آغاز شد و در همین سال اولین سمپوزیوم چال زنی و حفاری و آتشیاری در آمریکا برگزار شد و همزمان با آن اولین سمپوزیوم مکانیک سنگ از طرف انجمن ژئومکانیک اتریش در سالزبورگ تشکیل گردید. در این سالها (۱۹۵۲-۱۹۴۵) افرادی که به نوعی با مسائل مهندسی مربوط به سنگ سروکار داشتند به رهبری لیوینگتن^[۳] در آمریکا و جی- استینی^[۴] در اروپا سعی در گردآوری افراد ذیربط و اعلام استقلال رشته مکانیک سنگ نمودند. تا اینکه در سال ۱۹۶۲ انجمن بین المللی مکانیک سنگ^[۵] به سرکردگی لئوپولد مولر^[۶] آلمانی تشکیل شد. اولین کنفرانس بین المللی مکانیک سنگ در سال ۱۹۶۶ در لیسبون تشکیل شد که از آن تاریخ به بعد هر ۴ سال یکبار تکرار می‌شود. کنگره‌ها و سمینارهای مشابهی در کشورهای مختلف دنیا همه ساله در ارتباط با مکانیک سنگ برگزار می‌شود. از جمله سمپوزیم مکانیک سنگ آمریکا، یوروراک، کنفرانس مکانیک سنگ آسیا، کنفرانس مکانیک سنگ ایران و...

-
- [1] - Rose-eichinger
 - [2] - Colorado school of mines
 - [3] - Livingston
 - [4] - J-Stini
 - [5] - ISRM
 - [6] - L.Muller

مکانیک سنگ به عنوان یک درس مستقل پس از سال ۱۹۶۰ در بعضی کشورها در رشته‌های معدن و ساختمان شروع به تدریس گردید. در ایران نیز برای اولین بار در سال... در برنامه درسی رشته‌های مهندسی معدن قرار گرفت، که امروزه به رشته‌های دیگر از جمله مهندسی عمران و نفت نیز گسترش یافته است. در حدود ۴۰ سالی که از اعلام استقلال مکانیک سنگ به عنوان یک علم مستقل می‌گذرد پیشرفت‌های خیلی زیادی در این زمینه حاصل شده است، به طوریکه در مسائل مربوط به معدنکاری و حفاریات سطحی و زیرزمینی به طور موفقیت آمیزی از آن استفاده میشود. شاید این جمله بیناویسکی^[۱] که تکنولوژی در ۴۰ سال اخیر بیشتر از ۴۰۰۰ سال گذشته پیشرفت کرده بیشتر از هر علمی در مورد مکانیک سنگ صادق باشد[۲].

[1] - Bieniawski

زمينه‌های بکارگیری مکانیک

هر روز که می‌گذرد زمینه‌های جدیدی برای استفاده و بکارگیری اصول و مبانی مکانیک سنگ ایجاد می‌شود مهمترین زمینه‌های بکارگیری مکانیک سنگ عبارتند از:

- زیرزمینی (زغال): طراحی کارگاه، اتاق و پایه، گالری‌ها و چاه، انفجار سنگ و
 - زیرزمینی (فلزی و غیرفلزی): طراحی گالری، کارگاه- پایه، قابلیت تخریب
 - سطحی: چال زنی، انفجار، قابلیت حفاری، پایداری شیب پله‌ها، زهکشی
- معدنکاری

- حمل و نقل: تونل‌های جاده‌ای، راه‌آهن، تونل‌های شهری (مترو) و ایستگاه‌ها، پیاده‌روها و تونل کانال
- انرژی: نیروگاه‌های زیرزمینی (هیدرولیک- اتمی)، ذخیره نفت و گاز، دفن زباله‌های اتمی، انرژی ژئوترمال^[1] و سدسازی.

[1] - Geothermal Energy

- نفت: حفاري، شکافت هيدروليکي [1]، استخراج شيل هاي نفتي و استخراج نفت به روش معدنکاري .

- خدمات: انتقال آب، تاسيسات تصفيه خانه و آبرساني، فاضلاب، تونلهاي عبور لوله، کابل و غيره.

- نظامي: آشيانه موشک هاي استراتژيک، تاسيسات نظامي زيرزميني و پناهگاه ها.

- مسکن: خانه هاي زيرزميني، اداره، انبار و کارخانه

- کاربردهاي جديد: کشف فضا، پيش بيني زلزله، معدنکاري به روش کنترل از راه دور و درجا، تونل هاي زير اقيانوسي براي نفت و حفره هاي زيرزميني بزرگ جهت پناهگاه غير نظامي با دهانه 100 متر و يا بيشتري

از ميان وظايف متعدد مهندسين براي مقاصد برنامه ريزي، طراحي و اجراي کار در زمينه هاي کاربردي فوق الذکر بسته به نوع کار، يک يا چند مورد زير که نياز مبرمي به داده هاي مکانیک سنگي دارند بايد بررسي کردند.

[1] - Hydraulic Fracturing

• ارزیابی کمی مخاطرات زمین‌شناسی (گسل‌ها، انفجار هوا، انفجار سنگ، زمین لغزش).

• انتخاب و آماده‌سازی مواد سنگی و مصالح ساختمانی (نگهداری تسلیم پذیر، آستر بندی خاص، مصالح بتنی).

• ارزیابی قابلیت حفاری و چالزنی در سنگها و طراحی دستگاهها و تجهیزات حفاری (انتخاب تجهیزات حفاری، طراحی تیغه‌های مناسب، تأثیر حرارت‌های بالا و خوردگی).

• انتخاب شکل سازه زیرزمینی و ساختمان کلی [1] آنها (ساختمان کلی، شکل مقطع، ابعاد، جهت و امتداد عمق حفاری، پرده آب‌بند و پایداری)

• تحلیل تغییر شکل سنگها (پشتیبانی از برنامه ابزاربندی، طراحی تفصیلی، ابزاربندی سطوح شیبدار، طراحی و ابزاربندی و پایش نشست زمین).

• تحلیل پایداری سنگها (جلوگیری از انفجار هوا و رقت، تونل دسترسی و کارگاهها، سقف و کف و دیواره‌ها، نشست زمین، تأثیر حرارت‌های بسیار بالا و پایین $200C \pm$ ، پایداری دیواره چاه‌ها و گمانه‌های عمیق در داخل شیل و تعیین طول آستر بندی گمانه‌ها)

[1] - Layout

• مدیریت و کنترل پروسه‌های آتشیاری (اجتناب از انفجارهای زودرس، کنترل حفاری اضافی و ارتعاشات).

• طراحی سیستم نگهداری (گالری‌های حمل و نقل، پیچ سنگ و شاتکریت، انتخاب نگهداری دائم و موقت، طراحی بلند مدت، پایداری شیروانی‌ها، چاهها و خاکریز).

شکافت هیدرولیکی (معدنکاری انحلال، افزایش نفوذپذیری، توسعه سنگ‌های خشک و گرم، تکنیک‌های جدید و ذخیره‌سازی).

نحوه صحیح بدست آوردن اطلاعات مورد بحث در بالا در کشورهای مختلف مقداری با هم متفاوت بوده و طبق استانداردهای آن کشورها صورت می‌گیرد. در این رابطه بهتر است از روشهای پیشنهادی انجمن بین المللی مکانیک سنگ استفاده شود [۶].

فصل دوم

وضعیت تنش در یک نقطه

اطلاع از مکانیک اجسام جامد شکل پذیر به ما امکان می دهد که توسط روش های ریاضی توزیع تنش و جابجایی های نسبی که در داخل یک جسم تحت تاثیر بارها و یا نیروهای وارده ایجاد می شود را حساب کرد. تعیین توزیع تنش و تغییر شکل در داخل جسم به مهندس این امکان را می دهد که پیش بینی نماید در یک نقطه معین در داخل جسم و یا سطح آن وقتی که جسم مزبور تحت تاثیر شرایط بارگذاری معینی قرار می گیرد چه می گذرد. برای انجام یک چنین تحلیلی بایستس شکل جسم، شرایط بارگذاری و خواص مکانیکی ماده تشکیل دهنده جسم جامد مشخص باشد. در حل مسائل عملی (مسائل کاربردی) هر سه فاکتور فوق الذکر ممکن است چنان پیچیده باشند که تعیین توزیع تنش و تغییر شکل خیلی مشکل و یا غیر ممکن باشد. بنابراین مسئله را می توان تا اندازه ای ساده و ایدالیزه نمود.

تقریباً تمام توضیحاتی که در مورد اجسام جامد شکل پذیر ارائه شده همگی بر مبنای تئوری پیوسته^[۱] می باشد. در این تئوری ساختمان مولکولی جسم نادیده گرفته شده و با یک محیط پیوسته معادل فرضی که رفتار آن به مفهوم ریاضی در اتمام نقاط یکسان است جایگزین شده است. بنابراین مسئله براساس جابجایی متوسط نقاط درون جسم نسبت به یکدیگر حل شده نه براساس جابجایی مولکول های جسم نسبت به یکدیگر. خواص مکانیکی جسم معادلی که در فوق تعریف شد فرض می شود که در تمام نقاط جسم یکسان است. موادی که دارای چنین خاصیتی باشند هموژن^[۲]، همگن یا متجانس نامیده می شوند. یکی دیگر از موارد ساده کردن مسئله این است که فرض می شود خواص مکانیکی جسم در هر نقطه از آن در تمام جهات یکسان است. اجسامی که چنین خواص مکانیکی از خودشان نشان دهند ایزوتروپیک^[۳] خوانده می شوند. اگر چنانچه خواص مکانیکی جسم در جهات مختلف یکسان نباشند این جسم از نظر رفتار آنیزوتروپ^[۴] خوانده می شوند

!! continuum theory

2 - Homogeneous

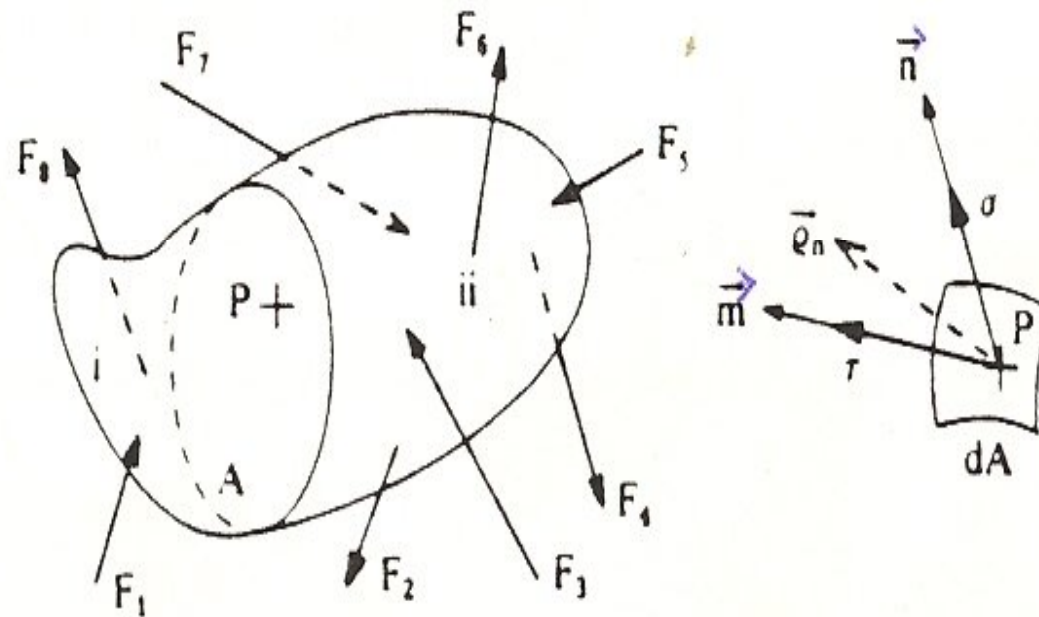
-Isotropic

4 - Anisotropic

جسم جامدی را مانند شکل زیر در نظر بگیرید که تحت تاثیر نیروهای موثر خارجی در حال تعادل است.

$$\lim \Delta A = dA$$

$$\lim \Delta \vec{F} = d\vec{F}$$



شکل ۲-۱- یک جسم جامد در حال تعادل تحت تاثیر نیروهای خارجی

تصور کنید که این جسم توسط یک صفحه فرضی مثل A به دو قسمت تقسیم شده باشد. از حالت تعادل موجود در کل جسم نتیجه گیری می شود که هر یک از قسمت های A و B نیز بایستی در حال تعادل باشند. چون نیروهای خارجی موثر بر هر یک از قسمت های A و B به طور جداگانه حالت تعادل را ایجاد نمی کنند این دو قسمت وقتی می توانند در حال تعادل باشند که نیروهای داخلی در سطح فرضی A اثر نمایند. برآیند نیروهای داخلی موثر بر سطح A را می توان از شرایط تعادل موجود در هر یک از دو قسمت فوق بدست آورد به گفته دیگر برآیند نیروهای داخلی موثر بر سطح A مساوی برآیند نیروهای خارجی موثر بر هر یک از دو قسمت A و B بوده ولی در جهت عکس آن عمل می نماید. نیروهای داخلی معمولاً به صورت پیوسته در سطح مفروض توزیع شده اند. شدت نیروهای داخلی به صورت خارج قسمت نیروی موثر بر واحد سطح بیان شده و تنش^[1] نامیده می شود.

روشن است که تنش یک کمیت برداری بوده که بزرگی آن برابر $|\vec{\rho}_n|$ و جهت آن موازی $d\vec{F}$ است. $\vec{\rho}_n$ بردار تنش است که بر سطح صفحه فرضی، که عمود بر آن در جهت بردار واحد \vec{n} است، اثر می‌نماید. در مکانیک مهندسی بردار تنش معمولاً به دو مولفه به نام‌های تنش عمودی^[۱] (σ) به موازات بردار واحد \vec{n} و تنش برشی^[۲] (τ) موثر بر سطح صفحه کوچک اولیه و به موازات بردار واحد \vec{m} تجزیه می‌شود.

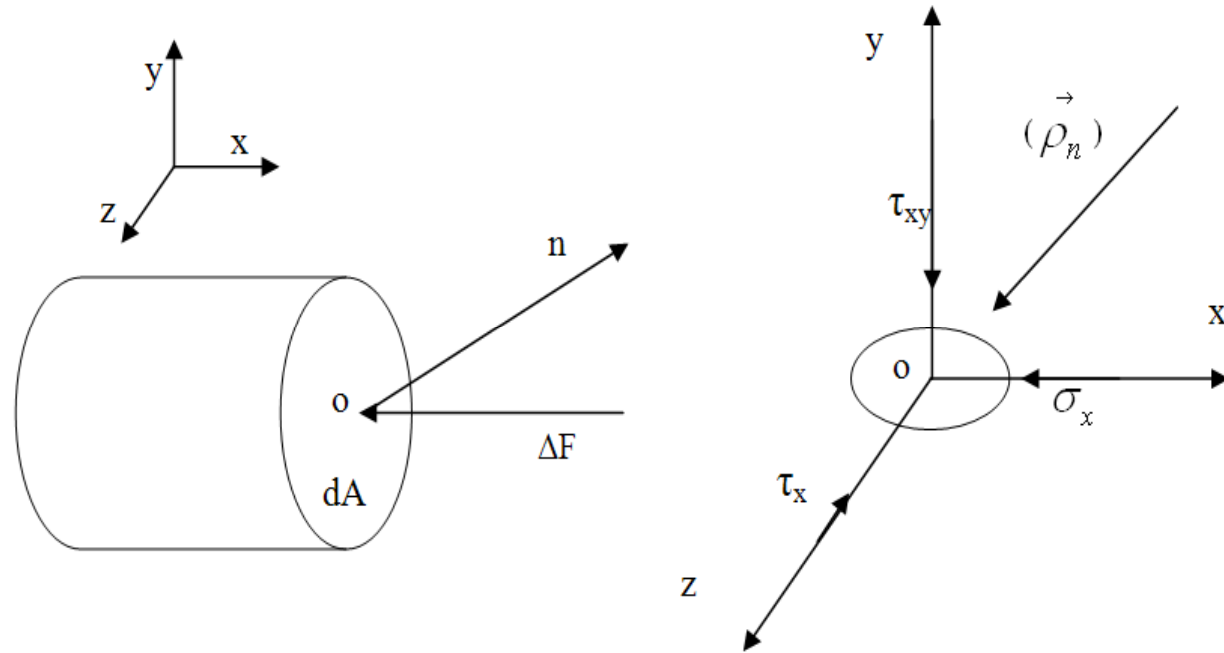
σ = (مساحت صفحه / نیروی عمود بر صفحه) = تنش قائم

τ = (مساحت صفحه / نیروی برشی موثر بر صفحه) = تنش برشی

واضح است که وقتی جسم توسط صفحات فرضی دیگری که همگی از نقطه P می‌گذرند قطع گردد، مقدار و جهت نیروهای داخلی فرق خواهند کرد. بنابراین تنش در یک نقطه به جهت و امتداد صفحه فرضی بستگی دارد.

1 - Normal Stress
2 - Shear Stress

گروه کامل مولفه‌های تنش که بر سطح کوچک اولیه dA در جهت‌های معینی در اطراف یک نقطه اثر می‌کنند، را حالت تنش^[۱] در این نقطه می‌نامند و هدف از آنالیز تنش این است که در هر نقطه از داخل جسم حالت تنش را تعیین نمایند.



شکل ۲-۲- موقعیت المان مورد نظر نسبت به محورهای مختصات

اگر دستگاه محورهای مختصات در شکل قبل را بعنوان رفراسی قبول کنیم و بردار واحد \vec{n} را با OX هم جهت انتخاب کنیم (ρ_x). بردار تنش را در صفحه ای که عمود بر آن با محور X هم جهت و منطبق باشد را نشان می‌دهد. بردار مزبور در جهت محورهای Z و Y و X دارای سه مولفه $\sigma_x, \tau_{xy}, \tau_{xz}$ می‌باشد. سطح A که در صفحه $Y-Z$ قرار گرفته بر محور OX عمود بوده و تنش موثر در این جهت را تنش قائم (نرمال) گویند و با σ_x نشان داده میشود. مولفه‌های تنش τ_{xz}, τ_{xy} که با سطح کوچک اولیه در یک صفحه قرار دارند تنش‌های برشی هستند و در صفحه ای از جسم که A در آن قرار گرفته باعث پارگی و لغزش می‌شوند.

اگر جهت OX عمود بر سطح صفحه کاغذ قبول شود در صورتیکه با انگشت به نقطه O فشار دهیم تنش σ_x حاصل را تنش فشاری و در صورتیکه نقطه روی کاغذ را به طرف خود بکشیم آنرا تنش کششی می‌گویند.

اگر چنانچه جهت عمود بر صفحه یعنی \vec{n} با محور OY یکی فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه ZX قرار گیرد مولفه‌های بردار $\vec{\rho}_n$ مقادیر $\sigma_y, \tau_{yx}, \tau_{yz}$ خواهند بود و اگر بردار واحد \vec{n} با محور OZ هم جهت فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه YZ قرار گیرد مولفه‌های تنش $\sigma_z, \tau_{zx}, \tau_{zy}$ خواهند بود.

1. مولفه تنش که ۶ تای آنها مستقل هستند.
2. مقادیری که خصوصیات نقطه را نشان می دهد.
3. مقادیری که بستگی به جهت نسبت به دسته ای از محورهای مرجع دارد.
4. مولفه از ۹ مولفه در یک جهت خاص برابر صفر است.
5. مولفه اصلی دارد
6. نیاز به کاهش مولفه ها به دلیل اینکه عموماً نمی توان دو یا چند تانسور را به میانگیری تنش های اصلی مربوط کرد

کمیت اسکالر (Scalar): کمیتی است که فقط مقدار دارد. مقدار مستقل از جرخش است. مثل دما، زمان و جرم (درجه، ثانیه و کیلوگرم). انرژی، کار. (تانسور درجه صفر)

کمیت برداری (Vector): کمیتی است که دارای جهت و مقدار می باشد. مثل نیرو، شتاب و فرکانس شکستگی ها در طول خط برداشت. مثلاً مولفه X, Y, Z که جهت و مقدار را نشان می دهند. (تانسور درجه اول مقدار و جهت در دو بعدی).

کمیت تانسوری (Tensor): کمیتی است که شامل مقدار، جهت و صفحه ای که در مورد آن بحث می شود: تنش، کرنش، نفوذ پذیری و ممان اینرسی، تانسور درجه دو.

تفاوت بین کمیت های تانسوری و اسکالر هم در ظاهر و هم در روابط ریاضی وجود دارد. برای اجتناب از خطاهای ریاضی و مهندسی بایستی تفاوت های مزبور به خوبی درک و شناخته شوند.

تنش عبارت است از نسبت نیرو بر سطح و طبق قانون اول حرکت نیوتن (۱۶۴۳-۱۷۲۷) نیرو به صورت حاصلضرب جرم (Mass) در شتاب (b) تعریف می شود.

$$F = m.b$$

نیرو در سیستم SI با نیوتن (N) تعریف می شود و عبارت است از نیرویی که بر جرم ۱ کیلوگرم شتاب m/s^2 را وارد می کند . $F = 1N = 1Kg * 1m/s^2 = Kg.m/s^2$

در مورد زمین شتاب مورد نظر شتاب ثقل است. $b = g = 9.8 m/s^2$ ، بنابراین جرم ۱ کیلوگرم نیروی زیر را ایجاد می کند.

$$F_{earth} = 1Kg * 9.8m/s^2 = 9.8N$$

در صورتی که نیروی ۱ نیوتن بر سطح ۱ متر مربع اثر کند تنش مزبور پاسکال نامیده می شود. در کاربرد های مهندسی تنش مزبور بسیار کوچک می باشد. و به جای آن $1MPa = 10^6 Pa$ استفاده می شود.

$$1MPa = 145.05Psi = 10.197 \frac{Kg.force}{Cm^2}$$

تنش های موجود در سنگ به دو گروه تنش های اولیه [۱] و تنش های القایی [۲] تقسیم می شوند. در مسایل مکانیک سنگ برای یک میدان تنش معین محاسبه مقادیر زیر لازم است.

- تنش های اصلی و جهت آنها

- حداکثر تنش برشی و جهت آنها

- تنش های قائم و برشی موثر بر یک صفحه معین

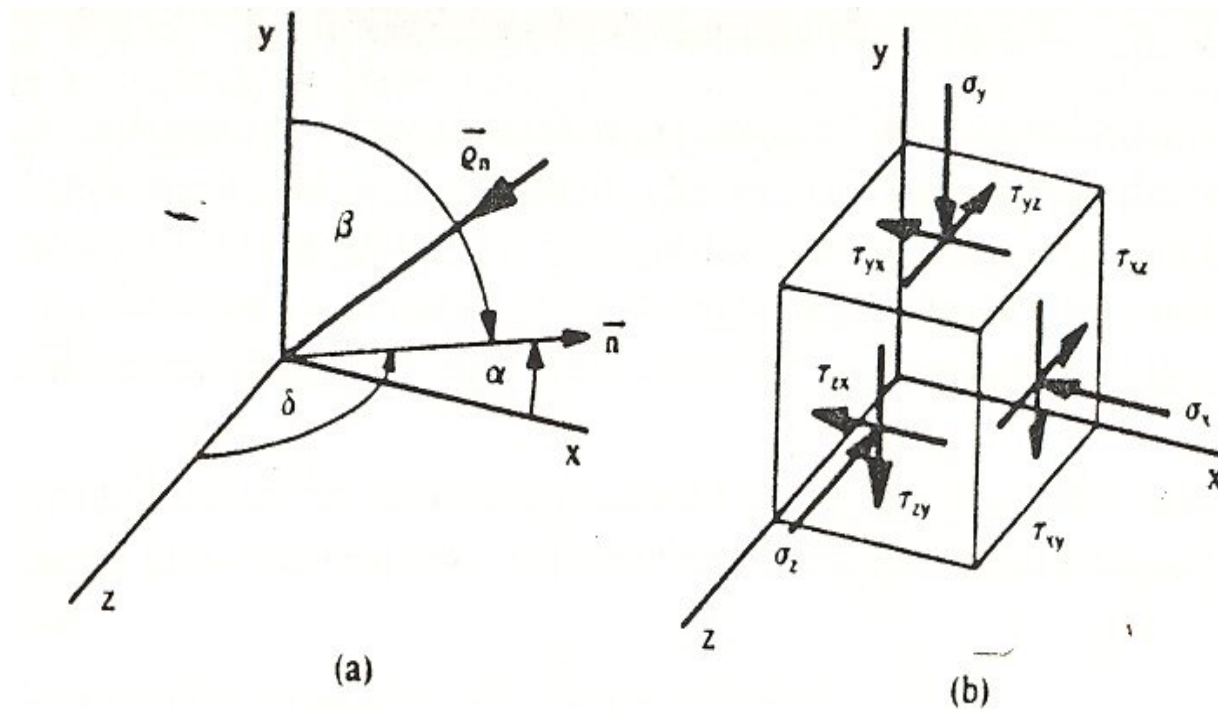
در شکل زیر بر روی یک المان مکعبی شکل که نقطه O را در بر گرفته و یال های آن به موازات محورهای X، Y و Z قرار دارد حالت تنش نشان داده شده است.

!!! Natural Stress.
!!! Induced Stress

برای ایجاد تعادل ممان (چرخش) در المان مزبور لازم است.

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

بنابراین برای بیان حالت تنش در یک نقطه دانستن شش مولفه تنش کافی خواهد بود.



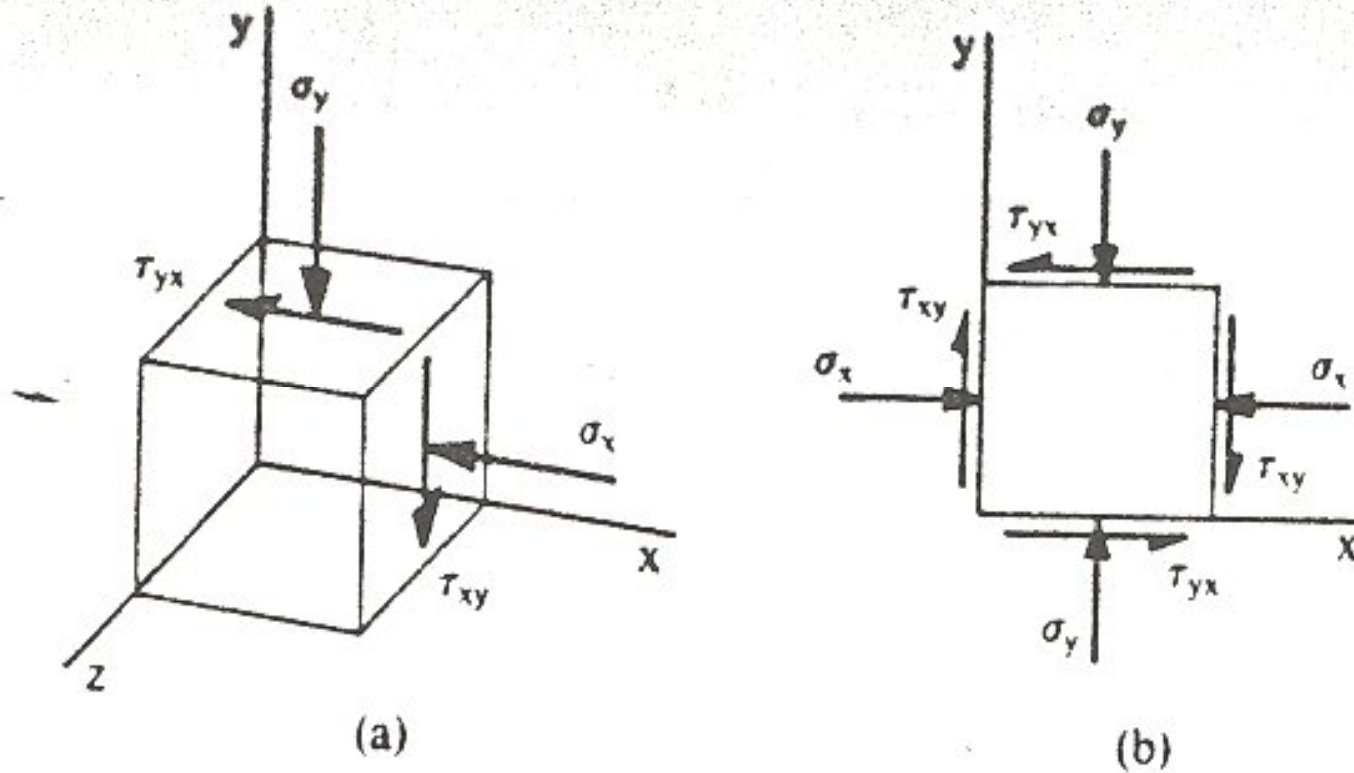
شکل ۲-۳- مولفه های تنش بر روی المان مکعبی شکل و زوایای بردار واحد \bar{n} نسبت به محورهای مختصات

همانطوریکه بعداً ملاحظه خواهد شد در حالت دو بعدی (صفحه) دانستن ۳ مولفه تنش در یک نقطه برای بیان حالت تنش کافی خواهد بود. این سه مولفه تنش عبارتند از:

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

در مکانیک سنگ مثل مکانیک خاک و زمین شناسی ساختمانی و سایر علوم مشابه تنش فشاری مثبت (+) فرض می شود زیرا در مسائل مکانیک سنگ تنش هایی که با آنها سر و کار داریم اغلب از نوع فشاری هستند مثل فشار طبقات، تنش های افقی، تنش های قائم که باعث چسبیدن ناپیوستگی بهم می شوند، فشار آب منافذ و غیره. در شکل فوق عمود بر سطح و جهای المان مکعبی شکل منطبق بر محورهای مختصات انتخاب شده مولفه های تنش که حالت تنش در یک نقطه را مشخص کنند مطابق با جهت مثبت اختیار شده بر روی المان مزبور نشان داده شده اند. در یک سطح مثبت که مؤلفه تنش عمود مؤثر بر آن هم سو با جهت مثبت محورهاست تنش های برشی مثبت در جهت مثبت محورها اثر می کنند. در سطوحی که عمود بر آن در جهت منفی محورهاست تنش های مثبت برشی در جهت عکس محورها اثر می کنند این تعیین علامت در حالت تنش های صفحه ای (دو بعدی) راحت تر توجیه می شود.

به عنوان مثال سطحی که عمود بر آن در امتداد Ox می باشد τ_{xy} موثر بر سطح در جهت Oy خواهد بود.



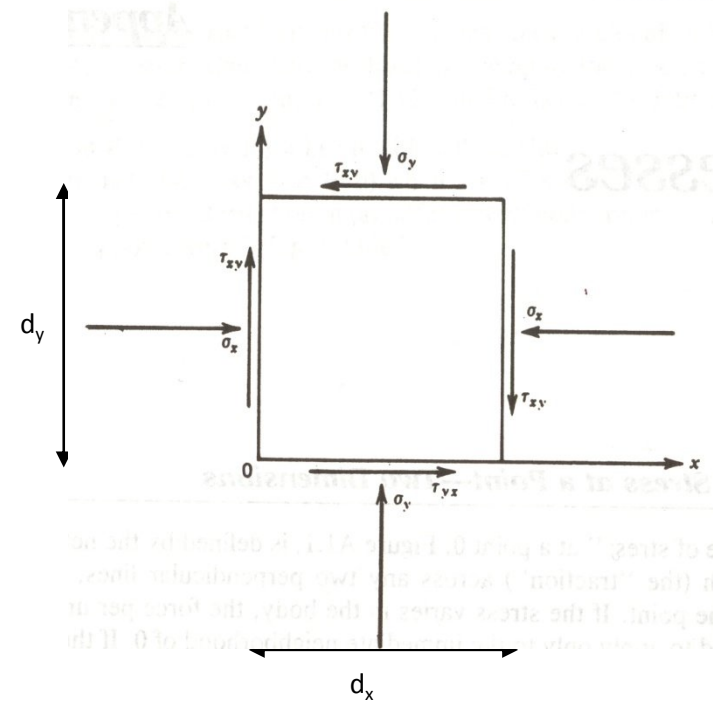
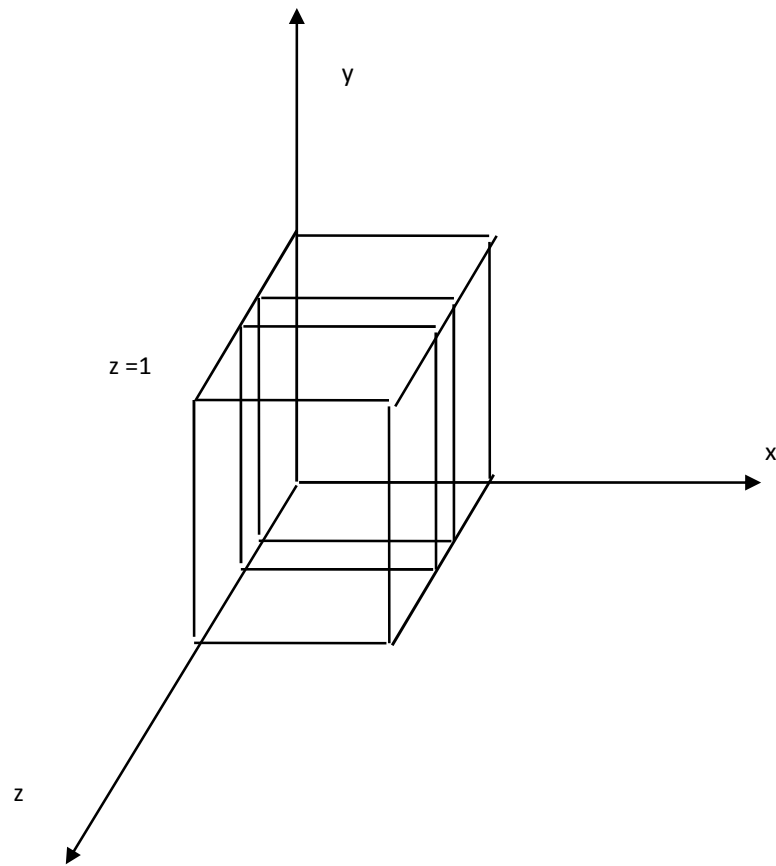
شکل ۲-۴- مولفه های تنش در اجسام دو بعدی

تنش‌های فشاری مثبت و تنش‌های کششی منفی فرض می‌شوند و تنش‌های مثبت برشی در شکل نشان داده شده‌اند. زیرنویس (اندیس) در حالت تنش قائم، محوری از دستگاه مختصات را نشان می‌دهد که بر سطحی از المان که تنش بر روی آن نشان داده شده عمود باشد. در حالت تنش برشی از یک اندیس دو حرفی استفاده می‌شود. اولی محوری را که بر سطح مزبور (وجه) عمود است و تنش τ بر آن اثر می‌کند را نشان می‌دهد در صورتیکه اندیس دوم جهت تنش برشی را مشخص می‌کند.

تنش در اجسام دو بعدی (تنش صفحه ای) [۱]

در صورتیکه تمامی بردارهای تنش در یک صفحه قرار داشته باشند تعیین حالت تنش در یک نقطه خیلی آسانتر می شود. اگر چنین شرایطی در هر نقطه از داخل جسم در نظر گرفته شود یک حالت تنش صفحه ای (دو بعدی) بوجود خواهد آمد. در صورتیکه حالت تنش دو بعدی در نظر گرفته شود تمامی نیروهای خارجی موثر بر جسم در صفحه $X-Y$ اثر خواهد کرد و جسم مورد نظر فرض می شود بین دو صفحه به موازات $X-Y$ که به فواصل مساوی در دو طرف آن قرار گرفته اند محدود شده است. ضخامت جسم در امتداد محور Z ها در مقایسه با ابعاد آن در امتداد دو محور دیگر کوچک بوده و قابل اغماض است.

در نتیجه فرض آخر تغییرات نیروهای داخلی در امتداد محور Z خیلی کوچک بوده و (در صورتیکه ضخامت به اندازه کافی کوچک فرض شود) می توان آنرا مستقل از Z فرض کرد.



شکل ۲-۵- شرایط تعادل در المان صفحه ای

در شکل فوق اگر المان مربعی شکل در حال تعادل باشد بایستی نیروهای حاصل از تنش‌های موثر به وجوه آن نیز متعادل باشند، به این ترتیب برای ایجاد تعادل اگر حول نقطه O ممان گرفته شود خواهیم داشت:

$$\sum M_o = 0$$

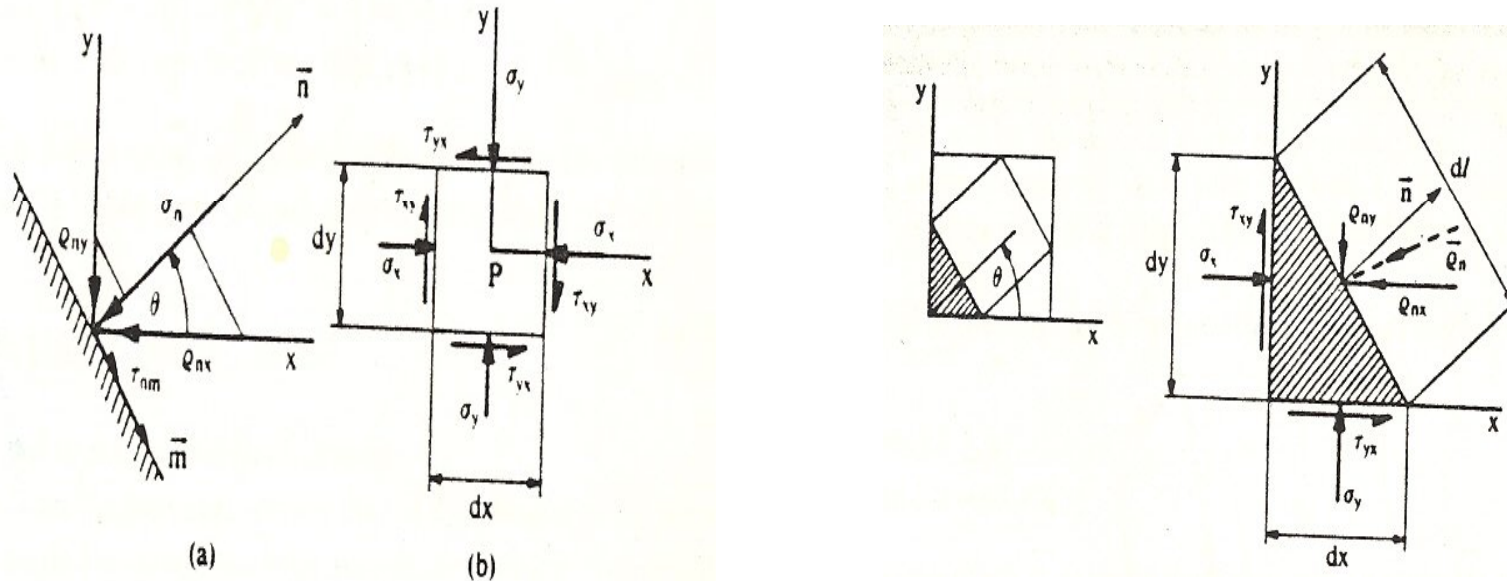
$$\tau_{xy} \cdot dy \cdot \frac{dx}{2} - \tau_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} + \tau_{xy} \cdot dy \cdot \frac{dx}{2} - \tau_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} = 0$$

$$\tau_{xy} \cdot dy \cdot dx = \tau_{yx} \cdot dx \cdot dy$$

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

محاسبه تنش‌های برشی و قائم موثر بر هر نقطه از جسم

فرض کنیم که المانی صفحه ای مثل شکل (b) تحت تاثیر تنش‌های مختلفی قرار گرفته باشد می‌خواهیم تنش‌های قائم و برشی موثر بر صفحه ای که عمود بر آن با محور x زاویه θ می‌سازد را حساب کنیم. ضخامت المان مزبور واحد فرض می‌شود [۷].



شکل ۲-۶- نحوی محاسبه تنش قائم و برشی موثر بر هر نقطه در داخل یک جسم

با نوشتن معادلات تعادل خواهیم داشت:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{cases} \rho_{nx} \cdot dl = \sigma_x \cdot dy + \tau_{yx} \cdot dx \\ \rho_{ny} \cdot dl = \sigma_y \cdot dx + \tau_{xy} \cdot dy \end{cases} \quad (1-2)$$

با توجه به مثلث OAB برای زاویه θ خواهیم داشت:

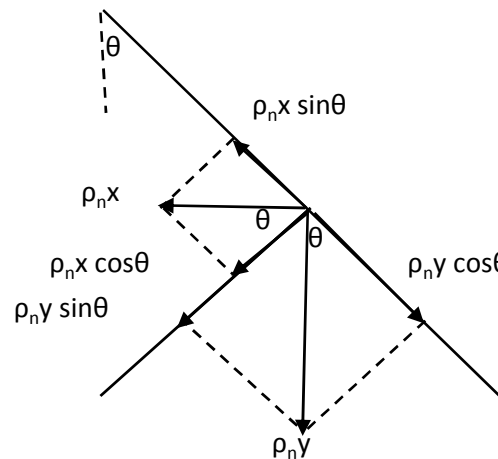
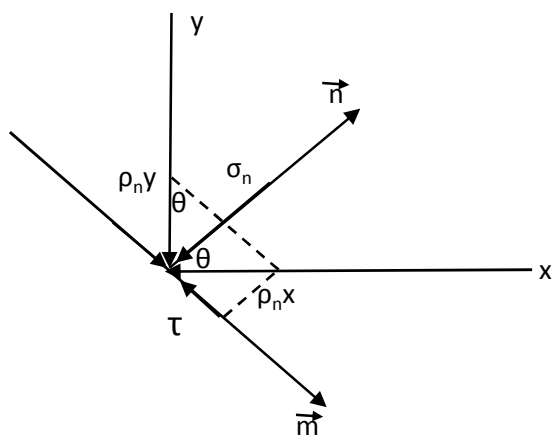
$$dx = dl \cdot \sin \theta \quad (1-3)$$

$$dy = dl \cdot \cos \theta$$

و با جایگذاری روابط (1-3) در رابطه (1-2) خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \rho_{nx} = \sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta \\ \rho_{ny} = \sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta \end{cases} \quad (1-4)$$

مولفه‌های قائم و افقی بردار تنش در صفحه مورد نظر یعنی σ و τ را می‌توان با تجزیه بردارهای ρ_{ny} و ρ_{nx} در امتداد صفحه و امتداد قائم بر آن بدست آورد و آنها را با هم جمع کرد.



شکل ۲-۷- نحوه تجزیه بردار تنش به مولفه قائم و مماسی بر صفحه

$$\begin{cases} \sigma = \rho_{nx} \cdot \cos \theta + \rho_{ny} \cdot \sin \theta \\ \tau = \rho_{ny} \cdot \cos \theta - \rho_{nx} \cdot \sin \theta \end{cases} \quad (1-5)$$

حال به جای مقادیر ρ_{nx} ، ρ_{ny} در رابطه (1-5) از رابطه (1-4) قرار می دهیم:

$$\begin{cases} \sigma = (\sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta) \cdot \cos \theta + (\sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta) \cdot \sin \theta \\ \tau = (\sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta) \cdot \cos \theta - (\sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta) \cdot \sin \theta \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{yx} \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \tau = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \cos^2 \theta - \tau_{yx} \sin^2 \theta \end{cases}$$

و از آنجا که $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ و بر طبق روابط مثلثاتی:

$$\begin{cases} \cos^2 \theta - \sin^2 \theta = \cos 2\theta \\ \sin 2\theta = 2 \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \sigma = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases}$$

بدین ترتیب تنش‌های قائم و برشی موثر در صفحه مورد نظر بدست می‌آید. این مسئله را می‌توان به یک صورت دیگر حل کرد. فرض کنیم که محورهای مختصات را حول نقطه O به اندازه زاویه θ دوران داده ایم در این حالت در دستگاه مختصات جدید $x'oy'$ مقادیر $\sigma_{x'}$ و $\tau_{x'y'}$ مساوی مقادیر σ و τ بدست آمده از رابطه فوق خواهد بود [۴].
یعنی:



شکل ۲-۸- بدست آوردن تنش قائم و برشی به روش دوران محور ها

$$\begin{cases} \sigma_{x'} = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_{y'} = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_{x'y'} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases}$$

برای بدست آوردن مقدار $\sigma_{y'}$ کافی است که در معادله مربوط به $\sigma_{x'}$ به جای زاویه θ مقدار $\theta + \frac{\pi}{2}$ را قرار دهیم در این صورت خواهیم داشت:

$$\sigma_{y'} = \sigma_x \cdot \cos^2 \left(\theta + \frac{\pi}{2} \right) + \sigma_y \sin^2 \left(\theta + \frac{\pi}{2} \right) + 2\tau_{xy} \sin \left(\theta + \frac{\pi}{2} \right) \cos \left(\theta + \frac{\pi}{2} \right)$$

و با توجه به روابط:

$$\begin{cases} \sin \left(\frac{\pi}{2} + \alpha \right) = \cos \alpha \\ \cos \left(\frac{\pi}{2} + \alpha \right) = -\sin \alpha \end{cases}$$

خواهیم داشت:

$$\sigma_{y'} = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - \tau_{xy} \sin 2\theta$$

حال اگر چنانچه مقادیر بدست آمده برای $\sigma_{x'}$ و $\sigma_{y'}$ را طرف به طرف جمع کنیم خواهیم داشت:

$$\sigma_{x'} + \sigma_{y'} = \sigma_x (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) + \sigma_y (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta)$$

$$\Rightarrow \sigma_{x'} + \sigma_{y'} = \sigma_x + \sigma_y$$

یعنی مجموع تنش‌های قائم در اطراف یک نقطه با تغییر جهت صفحه مورد نظر ثابت می‌ماند. با استفاده از فرمولهای مثلثاتی زیر فرمول‌های $\sigma_{x'}$ و $\sigma_{y'}$ را می‌توان به صورت ساده تری در آورد.

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2}$$

$$\sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2}$$

$$\begin{cases} \sigma_{x'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_{y'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \end{cases}$$

تنش‌های اصلی و جهت آنها

حال اگر از رابطه مربوط به $\sigma_{x'} = \sigma$ نسبت به θ مشتق گرفته و آنرا مساوی صفر قرار دهیم، مقادیری از θ را که باعث می‌شود σ به ازاء آن ماکزیمم یا مینیمم شود بدست خواهیم آورد.

$$\frac{\partial \sigma_{x'}}{\partial \theta} = -2 \times \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\sin 2\theta + 2\tau_{xy} \cos 2\theta = 0$$

$$-(\sigma_x - \sigma_y) \operatorname{tg} 2\theta + 2\tau_{xy} = 0 \quad \Rightarrow \operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{1}{2} \operatorname{Arctg} \left[\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right] + k.90^\circ \Rightarrow k = 0,1,2$$

برای بردار واحد \vec{n} چهار جهت معین وجود دارد که دوبدو بر هم عمود بودند که بردار σ_n مولفه برشی ندارد.

این جهت‌ها را جهت‌های اصلی^[۱] و تنش‌های موثر در این جهت‌ها را تنش‌های اصلی^[۲] گویند. حال اگر مقادیر بدست آمده برای θ را از رابطه فوق در معادله مربوط به قرار دهیم خواهیم دید که به ازاء آن صفر می‌شود. یعنی اولاً زوایایی وجود دارد که به ازاء آن $\tau_{x'y'}$ تنش‌های قائم موثر بر صفحه مورد نظر ما کمیم و یا مینیمم می‌شود و از طرف دیگر در صفحاتی که تنش قائم σ ما کمیم و یا مینیمم می‌شود تنش‌های برشی صفر می‌شود. چنین صفحاتی را صفحات اصلی تنش گویند.

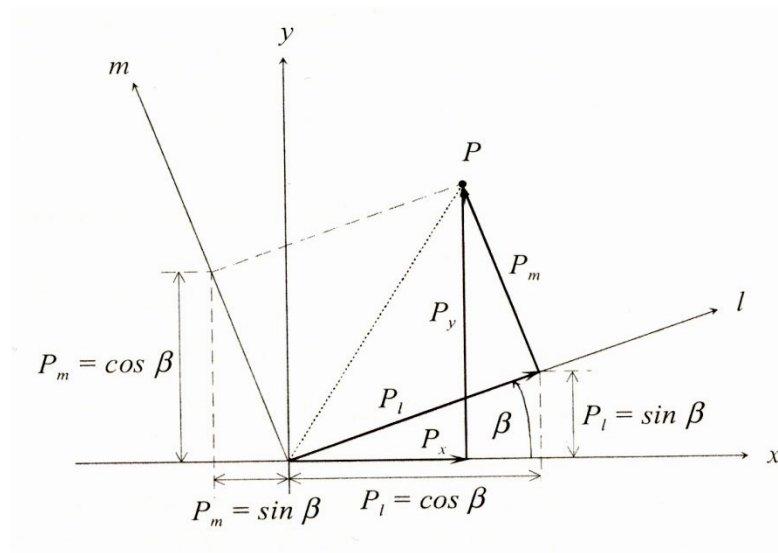
$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \Rightarrow \tau_{xy} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \operatorname{tg} 2\theta$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \Rightarrow \tau_{x'y'} = 0$$

1 - Principal Directions (Eigen Vector)
2 - Eigen Values (Principal Stresses)

یعنی در صفحه‌ای که σ ماکزیمم و یا مینیمم است، تنش برشی (τ) وجود ندارد. این صفحات را صفحات اصلی تنش و جهت آنها جهات اصلی (θ_1, θ_2) و تنش‌های موثر بر این صفحات را نیز تنش‌های اصلی گویند. و آنها را با σ_2, σ_1 ($\sigma_1 > \sigma_2$) نشان می‌دهند. همانطوریکه قبلاً به تفصیل گفته شد، با استفاده از حالت تعادل یک جسم مثلث شکل (منشور) ثابت شد که اگر σ_x و σ_y و τ_{xy} داشته باشیم می‌توانیم مقدار تنش‌های موثر در هر نقطه و هر صفحه از جسم را که عمود بر آن با محور مختصات Ox زاویه θ می‌سازد را از روابط زیر بدست آوریم.



شکل ۲-۹- دوران محورها حول نقطه O

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

$$[\vec{\sigma}_{x'y'}] = A[\vec{\sigma}_{xy}]$$

و به صورت دیگر خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \sigma_{x'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_{y'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_{x'y'} = -\frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x)\sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases}$$

و با استفاده از رابطه:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

بنابراین مقداری θ از وجود دارد که به ازای آن در محور $x'oy'$ تنش برشی صفر می شود. این محورها را محوره‌های اصلی تنش می گویند و با σ_1 و σ_2 نشان می دهند. با توجه به روابط مثلثاتی زیر می توان نوشت:

$$\left[\begin{aligned} \sin 2\theta &= \pm \left[1 + \cot^2 2\theta \right]^{-\frac{1}{2}} = \pm \tau_{xy} \left[\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \\ \cos 2\theta &= \pm \left[1 + \operatorname{tg}^2 2\theta \right]^{-\frac{1}{2}} = \pm \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \left[\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \end{aligned} \right.$$

اگر مقادیر فوق را در معادله زیر قرار دهیم:

$$\sigma_{x'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta + \tau_{xy}\sin 2\theta$$

خواهیم داشت:

$$\sigma_{x'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \left[\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

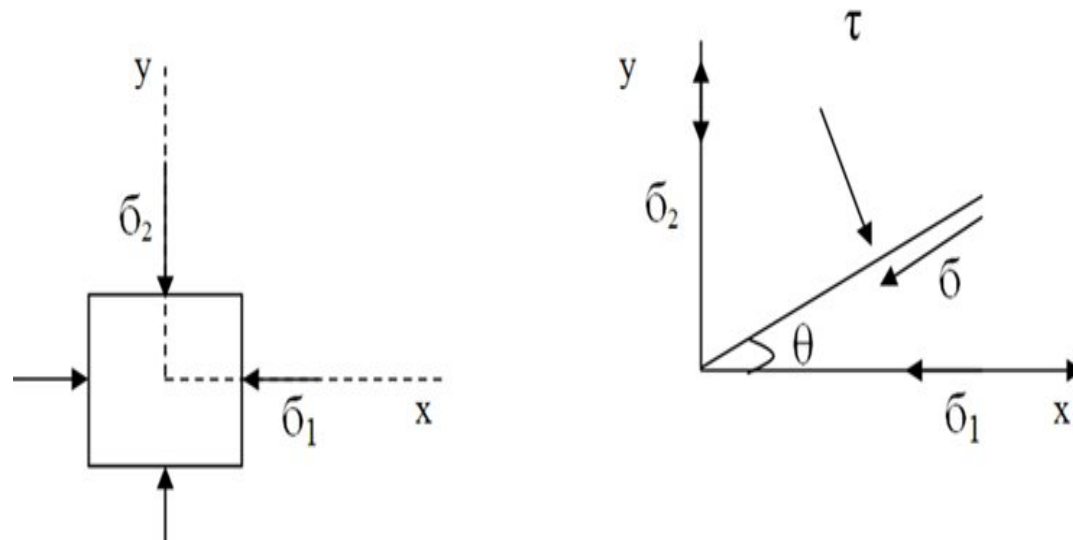
معادله $\sigma_{y'}$ نیز نتایجی مشابه خواهد داشت بنابراین دو مقدار معادله بالا ($\sigma_{x'}$) به ما دو مقدار تنش اصلی را می دهند.
یعنی:

$$\left[\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \left[\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \left[\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \end{aligned} \right.$$

معمولاً محورهای OX و OY را منطبق بر تنش های اصلی ماکزیمم و مینیمم انتخاب می کنند.
در چنین حالتی خواهیم داشت:

$$\left[\begin{array}{l} \sigma = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta \\ \tau = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta \end{array} \right.$$

یعنی با در دست داشتن تنش‌های اصلی نیز می‌توان تنش‌های موثر بر صفحات مختلف را حساب کرد. حال اگر در رابطه بالا فرض کنیم:



شکل ۲-۱۰- تنش‌های اصلی و جهت آنها

$$\begin{cases} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = a \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = b \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma = a + b \cos 2\theta \\ -\tau = b \sin 2\theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (\sigma - a) = b \cos 2\theta \\ (-\tau) = b \sin 2\theta \end{cases}$$

اگر طرفین معادله بالا را به توان ۲ رسانیده و آنها را با هم جمع کنیم خواهیم داشت:

$$(\sigma - a)^2 = b^2 \cos^2 2\theta$$

$$(-\tau)^2 = b^2 \sin^2 2\theta$$

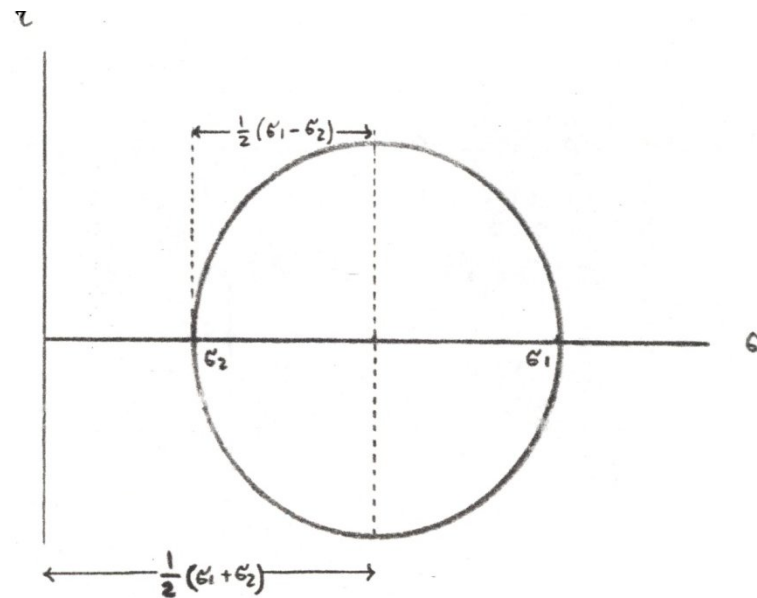
$$\overline{(\sigma - a)^2 + \tau^2 = b^2 (\sin^2 2\theta + \cos^2 2\theta) = b^2} \Rightarrow (\sigma - a)^2 + \tau^2 = b^2$$

حال اگر معادله فوق را با معادله دایره مقایسه کنیم:

$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$$

در می یابیم که معادله فوق معادله دایره ای است که مختصات مرکز آن $a = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$ و شعاع آن $b = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$ می باشد و مرکز آن بر روی محور Xها قرار دارد.

این دایره که مکان هندسی نقاطی با مختصات (σ, τ) می باشد به نام دایره موهر^[۱] مشهور است. که در سال ۱۸۸۲ توسط اوتو موهر برای اولین بار ارائه شده است و برای بدست آوردن تنش های موثر بر صفحات مختلف جسم از طریق ترسیمی مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۲-۱۱- دایره موهر

1 - Otto Mohr

روش‌های رسم دایره موهر

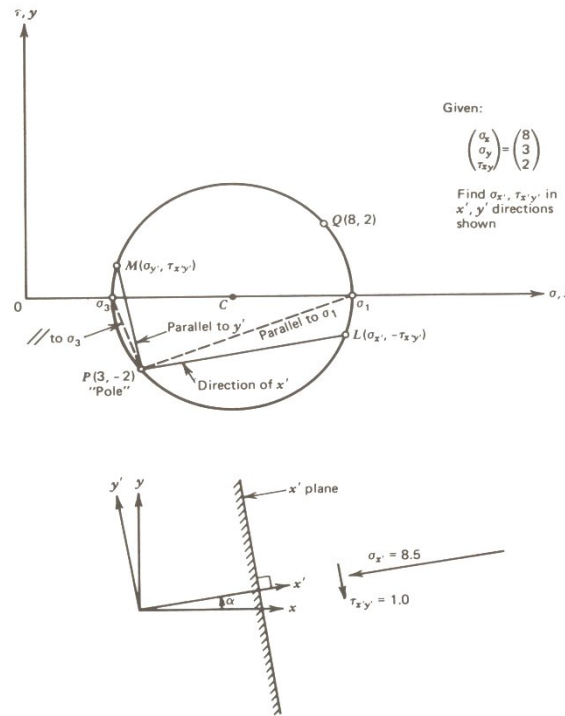
الف - روش گودمن^[۱] [۴]:

نحوه رسم دایره موهر در روش گودمن به صورت مراحل زیر است:

- ۱ - محورهای مختصات X و Y را رسم کرده و σ مثبت را در جهت مثبت محورهای X و به موازات آن τ و مثبت را به موازات Y فرض می‌کنیم.
- ۲ - نقطه Q به مختصات (σ_x, τ_{xy}) را پیدا می‌کنیم.
- ۳ - نقطه P به مختصات را رسم می‌کنیم. نقطه P را قطب^[۲] نیز می‌گویند.
- ۴ - نقطه C را روی محور O و در وسط PQ در نظر می‌گیریم.
- ۵ - دایره‌ای به مرکز C و شعاع CP رسم می‌کنیم.
- ۶ - از نقطه P خطی موازی Ox' رسم می‌کنیم تا دایره را در نقطه L قطع کند مختصات نقطه $L(\sigma_{x'}, -\tau_{xy'})$ می‌باشد.
- ۷ - از نقطه P خطی به موازات y' رسم می‌کنیم تا دایره را در نقطه M قطع کند مختصات نقطه $M(\sigma_{y'}, \tau_{xy'})$ است.

-1 Goodman
2 - Pole

۸- اگر از نقطه P به محل تقاطع دایره با محور σ وصل کرده ادامه دهیم، جهت σ_1 و σ_3 بدست می آید.
 مثال: اگر $\sigma_x = 8$ و $\sigma_y = 3$ و $\tau_{xy} = 2$ باشد مقادیر $\sigma_{x'}$ و $\sigma_{y'}$ و $\tau_{x'y'}$ را در جهت x' و y' پیدا کنید. ($\theta = 10^\circ$)



شکل ۲-۱۲- نحوه رسم دایره موهر به روش گودمن

برای مقدار معینی از θ مقدار $\tau_{xy'}$ مساوی صفر بوده و $\sigma_{x'}$ ماکزیمم یا مینیمم است. جهت x' و y' در این حالت جهت اصلی و تنش‌های قائم مربوطه نیز تنش‌های اصلی ماکزیمم σ_1 و مینیمم σ_2 هستند.

ب- روش بوداوری [1] [۷]:

روش ترسیمی تعیین تنش‌های موثر بر جسم با استفاده از دایره موهر صورت می‌گیرد. در این سیستم محورهای قائم و افقی τ - σ مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر چنانچه مقادیر عددی σ_1 و σ_2 و جهت آنها مشخص باشد می‌توان τ و σ موثر بر هر صفحه از جسم را که عمود بر آن با جهت مثبت σ_1 زاویه θ بسازد را بدست آورد.

برای این کار مقادیر و زاویه محور جدا کرده و دایره‌ای به مرکز و به شعاع رسم می‌کنیم. دایره حاصل وضعیت تنش در اطراف نقطه مورد نظر را نشان می‌دهد. حال اگر بخواهیم تنش‌های قائم و برشی موثر بر صفحه‌ای که عمود بر آن با زاویه بسازد را بدست آوریم.

[1] - Budavari

برای این کار مقادیر σ_1 و σ_2 را روی محور $\sigma(x)$ جدا کرده و دایره ای به مرکز $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$ و به شعاع $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$ رسم می کنیم. دایره حاصل وضعیت تنش در اطراف نقطه مورد نظر را نشان می دهد. حال اگر بخواهیم تنش های قائم و برشی موثر بر صفحه ای که عمود بر آن با σ_1 زاویه θ بسازد را بدست آوریم.

کافی است از نقطه ای که مشخص کننده σ_1 است پاره خطی عمود بر محور σ رسم کرده و آنرا حول نقطه σ_1 و در جهت حرکت عقربه های ساعت به اندازه زاویه θ دوران می دهیم تا دایره را در نقطه ای مثل N قطع کند مشخصات نقطه N مقدار تنش های قائم و برشی موثر بر صفحه مورد نظر را می دهد.

وقتی که جهت و اندازه σ_1 و σ_2 مشخص باشد محاسبه σ_x و σ_y و τ_{xy} خیلی راحت خواهد بود.

می توان ثابت کرد که زاویه θ در محور مختصات نصف زاویه مورد نظر در دایره موهر است. با توجه به شکل صفحه قبل و با استفاده از دایره موهر می توان روابط مربوط به تنش و کرنش را خیلی راحت بدست آورد.

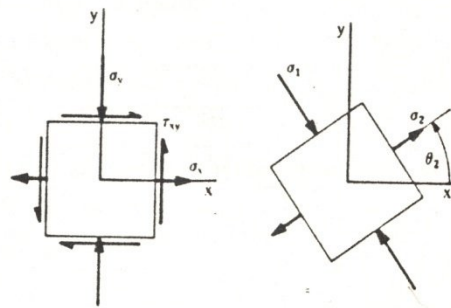


Figure 1.8.

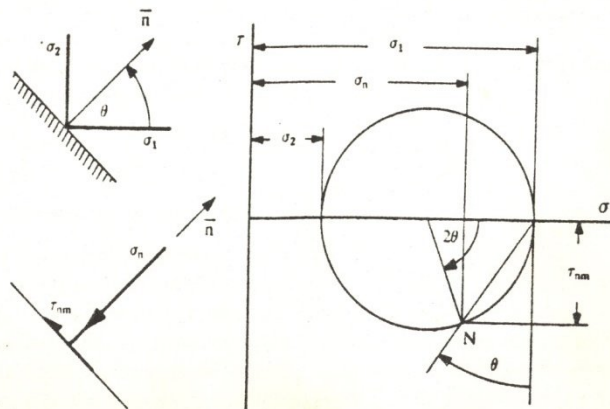


Figure 1.9. Mohr's representation of stress.

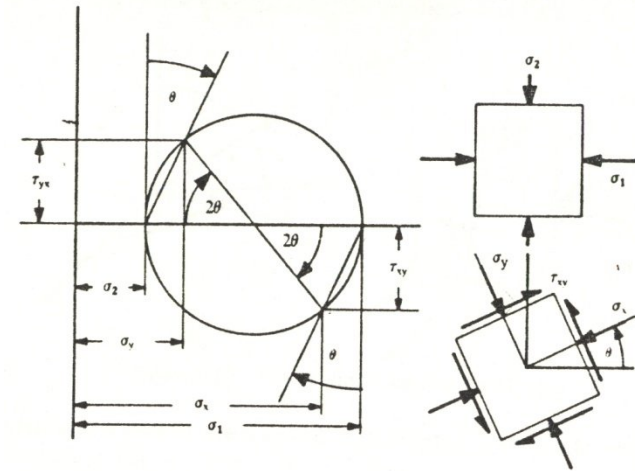


Figure 1.10. Relationship amongst stress components in a Mohr's circle.

شکل ۲-۱۳- دایره موهر تنش و رابطه بین مولفه های آن در روش بوداوری

با استفاده از شکل (بالا سمت راست) می توان روابط مربوط به $\sigma_2, \sigma_1, \tau_{xy}, \sigma_x, \sigma_y$ را بدست آورد:

$$\sigma_x = OC = OB + BC \quad OB = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \quad BC = BN \cos 2\theta = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta$$

$$\sigma_y = OB - EB$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta$$

$$\tau_{xy} = -CN = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta$$

با توجه به مثلث BCN در شکل فوق خواهیم داشت:

$$B\bar{N}^2 = B\bar{C}^2 + C\bar{N}^2$$

$$B\bar{N}^2 = \left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \right]^2 + [-\tau_{xy}]^2 = \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2$$

$$BN = BD = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_1 = OB + BD = OB + BN = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 = OB - BA = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\tau_{xy}}{\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

با مقایسه روابط فوق با روابط σ_x و σ_y حاصل از محاسبات قبلی می‌توان به این نتیجه رسید که زاویه‌های مورد نظر در دایره موهر دو برابر زاویه حقیقی است این مطلب را می‌توان با توجه به این که نقاط P و Q در روش گودمن انتهای یک قطر دایره بوده و مختصات این نقاط تنش‌های موثر بر دو صفحه عمود بر هم هستند نیز استنباط کرد. همچنین بایستی توجه کرد که در دایره موهر جهت دوران نسبت به مرکز دایره در جهت حرکت عقربه‌های ساعت بود، در صورتیکه در جسم واقعی در جهت خلاف حرکت عقربه‌های ساعت است.

تحلیل کرنش [۱]

تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه

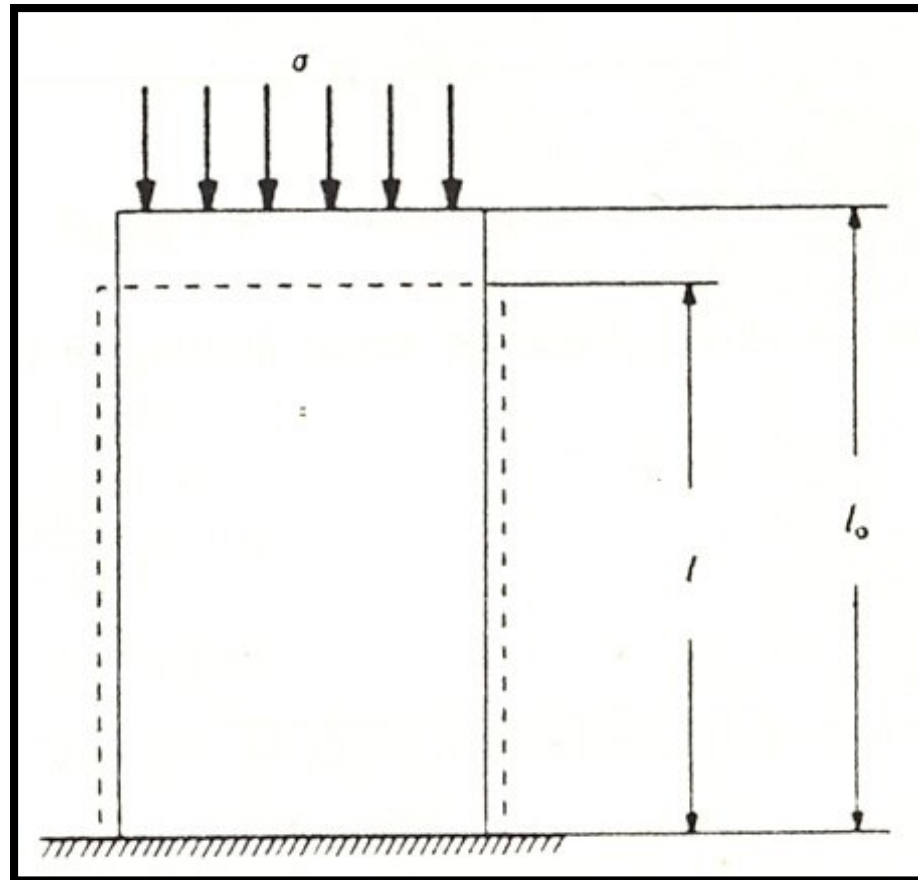
[1] - Analysis of Strain

وقتی جسمی جامد تحت تاثیر نیروهای خارجی قرار گیرد. تغییر شکل پیدا می کند و گویند که این جسم دفرمه^[۱] شده است. در اثر تغییر شکل نقاط موجود در داخل جسم نسبت به حالت اصلی خود تغییر مکان می دهند. در کل مولفه های تغییر مکان و جابجایی^[۲] را در راستای محوره های X و Y و Z با U و V و W نشان می دهند طبق قرار داد تغییر مکان (+) حرکت در جهت عکس محورها را نشان می دهد.

از شکل های مختلف تغییر شکل ما دو حالت ساده را نظر می گیریم. اولاً اگر چنانچه نمونه استوانه ای شکل سنگی تحت تاثیر تنش فشاری σ قرار گیرد، طول اولیه l_0 نمونه کوچک خواهد شد اگر طول جدید نمونه را با l نشان دهیم. تغییر طول نمونه $\Delta = l_0 - l$ خواهد بود. تغییر حاصل در طول نمونه معمولاً بر اساس طول اصلی آن بیان می شود.

$$\varepsilon = \frac{l_0 - l}{l_0} \quad \text{یعنی:}$$

[1] - Deformation
[2] - Displacement

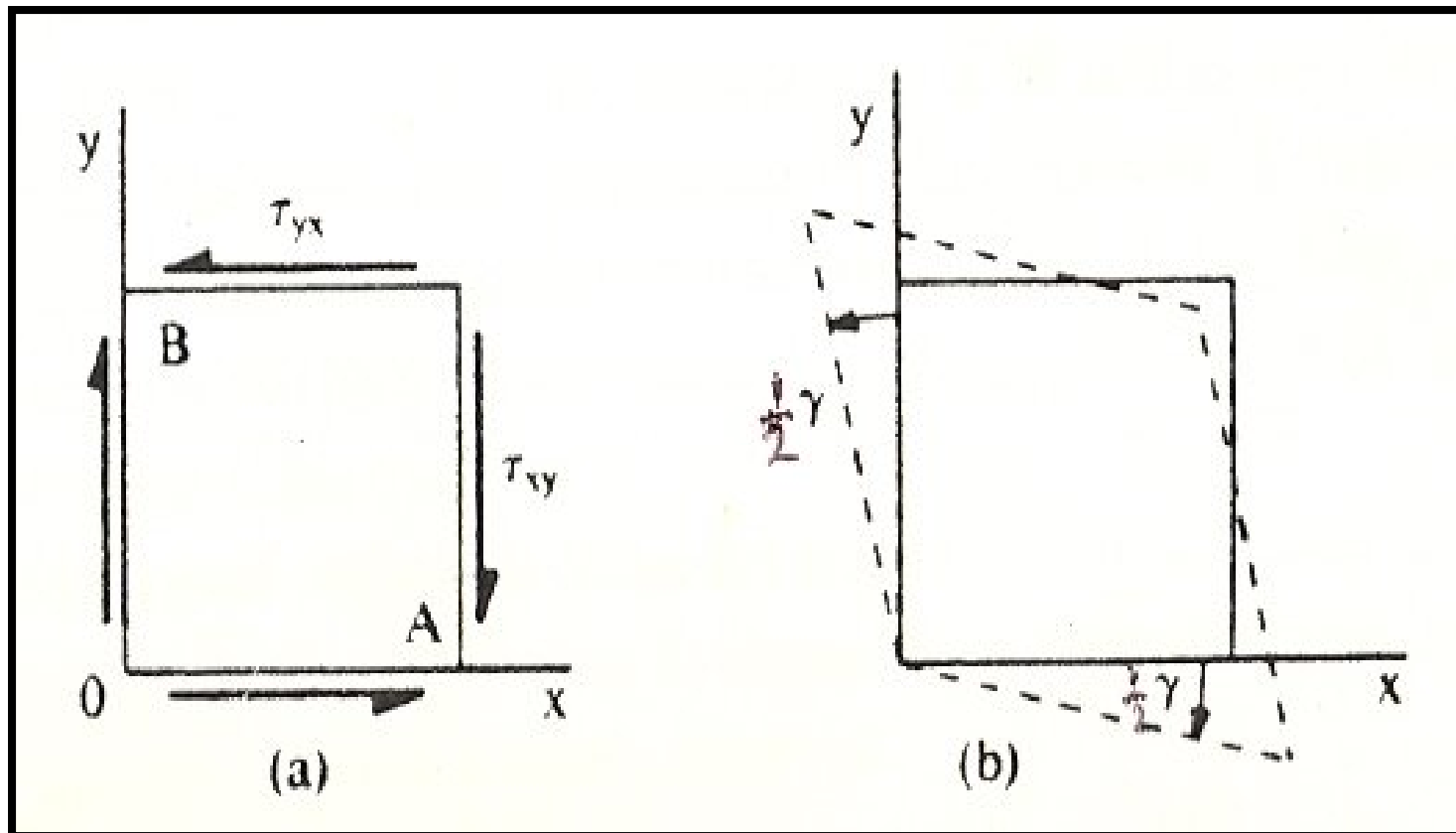


شکل ۲-۱۴- بارگذاری محوری یک نمونه و تغییر شکل حاصل

بنابراین ε مقدار تغییر واحد طول نمونه در امتداد کرنش های قائم وارده می باشد. ε را کرنش نرمال^[۱] گویند. وقتی که کاهش طول را نشان می دهد مثبت^[۲] و وقتی که افزایش طول را نشان می دهد منفی^[۳] قبول می شود. تنش های قائم در راستای محورهای X و Y و Z بصورت نشان ε_x و ε_y و ε_z داده می شود.

در حالت دوم بارگذاری جسمی را در نظر بگیریم که فقط تحت تاثیر تنشهای برشی^[۴] قرار گرفته باشد. در حین ایجاد تغییر شکل ضلع OB از جسم باندازه $\frac{1}{2}\gamma$ در حول نقطه O دوران پیدا می کند. بنابراین $\frac{1}{2}\gamma$ نصف افزایش در مقدار زاویه قائمه OAB که بین ضلع OA و OB قرار داشت را نشان می دهد. با در نظر گرفتن دوران ضلع OA نصف دیگر افزایش زاویه قائمه AOB بدست می آید.

-
- [1] - Normal Strain
 - [2] - Compressive Strain
 - [3] - Tensile Strain
 - [4] - Shearing Stress



شکل ۲-۱۵- تنش های برشی و کرنش برشی حاصل از آن

مقدار کل افزایش زاویه قائمه توسط تنش‌های برشی موثر بر جسم بوجود آمده و به همین علت آنرا کرنش برشی^[1] می‌نامند. وقتی γ مقدار افزایش در زاویه را نشان می‌دهد (+) و اگر کاهش زاویه را نشان دهد (-) در نظر گرفته می‌شود. γ بر حسب in/in و یا رادیان اندازه‌گیری می‌شود (یک رادیان معادل $3/57$ درجه می‌باشد) بطور کلی کرنش برشی γ_{nm} مقدار انحراف از زاویه قائمه بین دو بردار واحد \bar{n} و \bar{m} که در حالت اولیه با محور X زاویه‌های θ و $\theta + 90$ می‌ساخته اند را نشان می‌دهد. مقدار کرنشهای ε و γ معمولاً خیلی کوچک بوده و به همین علت حاصل ضرب و توان دوم آنها را در محاسبات نادیده می‌گیرند.

روابط بین تنش کرنش و کرنش‌های اصلی

رابطه بین کرنش‌های ε_x ، ε_y ، γ_{xy} و مقدار کرنش‌های قائم و برشی حاصل در یک صفحه دلخواه که با مشخص شده γ_{nm} و ε_n نامیده می‌شود و از رابطه زیر بدست می‌آید.

[1] - Shearing Strain

$$\begin{cases} \varepsilon_n = \varepsilon_x \cos^2 \theta + \varepsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \gamma_{nm} = (\varepsilon_y - \varepsilon_x) \sin 2\theta + \gamma_{xy} \cos 2\theta \end{cases} \quad (1-20)$$

$$\begin{cases} \sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \tau_{nm} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases} \quad (1-9) \quad \text{: (روابط تنش)}$$

با مقایسه معادلات (۱-۹) و (۱-۲۰) می‌توان گفت که در این روابط به ترتیب $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ و $\frac{\gamma_{xy}}{2}$ با σ_x, σ_y و τ_{xy} و همچنین σ_n و τ_{nm} با ε_n و $\frac{\gamma_{nm}}{2}$ مطابقت دارند، بنابراین می‌توان روابط حاصل برای σ_n و τ_{nm} با جایگذاری ε_n با σ_n و $\frac{\gamma_{nm}}{2}$ با τ_{nm} را برای کرنش مورد استفاده قرار

داد و همچنین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که حالت کرنش در یک نقطه را می‌توان با استفاده از دایره موهر در محورهای $\varepsilon - \gamma$ نشان داد. از آنجا که برای ایجاد کرنش γ_{xy} دو جفت تنش برشی τ_{xy} ، τ_{yx} مورد نیاز است. ضریب $\frac{1}{2}$ از این امر ناشی شده است.

در نتیجه تطابق بالا همیشه می توان دو امتداد متقابل عمود بر هم در اطراف یک نقطه پیدا کرد بطوریکه در این امتدادها کرنش های برشی صفر باشد، جهات مزبور را جهات اصلی کرنش^[۱] و کرنشهای نرمال موثر بر صفحات مزبور را کرنش های اصلی^[۲] گویند ($\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2$) با توجه به بحث های فوق می توان معادلات زیر را برای کرنش نوشت.

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)} \Rightarrow \theta = \theta_1, \theta_1 + 90$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 \cos^2 \theta + \varepsilon_2 \sin^2 \theta = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) + \frac{1}{2}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cos 2\theta$$

$$\gamma_{nm} = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin 2\theta$$

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

[1] - Principal Strain Direction

[2] - Principal Strain

مثال: حالت کرنش در یک نقطه توسط مولفه کرنش زیر تعریف شده است. جهت و مقدار کرنش‌های اصلی را حساب کرده و دایره موهر مربوطه را رسم کنید.

$$\varepsilon_x = 4/15 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_y = 1/74 \times 10^{-6}$$

$$\gamma_{xy} = -3/3 \times 10^{-6}$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \Rightarrow \theta = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}$$

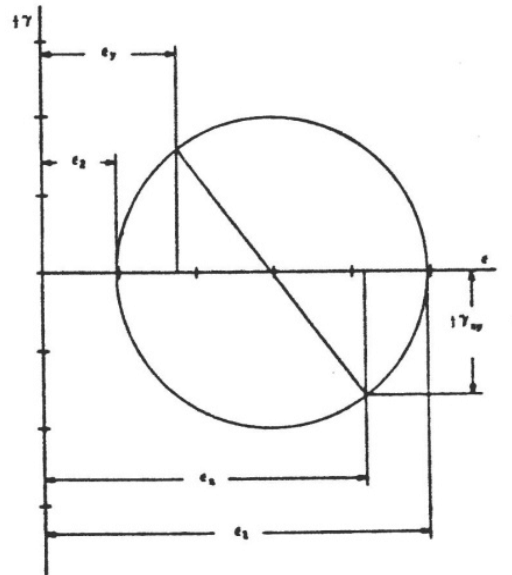
$$\theta_1 = 153/07^\circ$$

$$\theta_2 = -26/92^\circ$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{nm}^2} = \left[\frac{1}{2}(4/15 + 1/74) \pm \sqrt{(4/15 - 1/74)^2 + (-3/20)^2} \right] \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_1 = 6/95 \times 10^{-6}$$

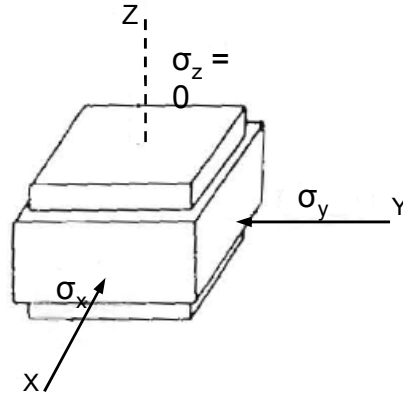
$$\varepsilon_2 = -1/06 \times 10^{-6}$$



تنش صفحه ای [۱]:

یک میدان تنش سه محوری که در آن یکی از تنش های اصلی مثلا $\sigma_z = 0$ و $\tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$ شرایط تنش صفحه ای نامیده می شود. صفحه نشان داده شده در شکل از دو طرف دیواره تحت تنش قرار داشته ولی وجه بالائی آن بدون تنش می باشد.

[1] - Plane Stress



شکل ۲-۱۶- یک المان تحت تاثیر تنش های صفحه ای

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

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y)$$

بطور مشابه مقدار کرنش در راستای محور Y:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_x}{E} = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu \cdot \sigma_x)$$

تأثیر پواسون ناشی از تنش های σ_x و σ_y در جهت محور Z بشرح زیر خواهد بود:

$$\varepsilon_x = -\nu \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y)$$

در صورتیکه صفحه فوق الذکر تحت تأثیر تنش های برشی نیز قرار داشته باشد کرنش برشی که به صورت تغییرات حاصل در زاویه قائمه که با واحد رادیان اندازه گیری می شود پدید می آید. در اثر تأثیر تنش های برشی:

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} \longrightarrow \text{مدول برشی} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

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

مثال: کرنش ε_x را برای المان صفحه ای تحت تأثیر تنش های $\sigma_y = 2 \text{ Mpa}$ و $\sigma_x = 10 \text{ Mpa}$ و $\sigma_z = 0$ و $E = 65 \text{ Gpa}$ و $\nu = 0.25$.

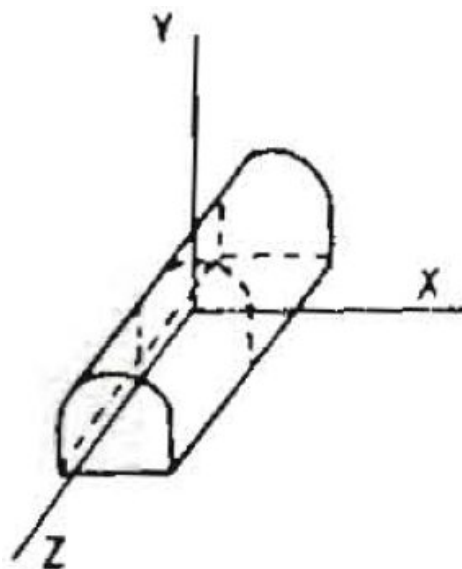
$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_y)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{65000MPa} (10MPa - 0.25 \times 2MPa) = 0.000146$$

کرنش صفحه ای [۱]:

شرایط کرنش صفحه ای حالتی 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 محور Z صفر بوده و از هر گونه تغییر شکل در این جهت جلوگیری می شود. چنین شرایطی را می توان در اطراف تونل های طولانی مشاهده کرد که در آن تغییر شکل ها در مقطع تونل به وجود آمده و در امتداد محور تونل تغییر شکلی مشاهده نمی شود.

[1] - Plane Strain



شکل ۲-۱۷- حالت کرنش صفحه ای در یک تونل

شرایط فوق برای دهانه های تونل صادق نیست. مقدار کرنش حاصل در صفحه X-Y از شرایط تنش صفحه ای متفاوت می باشد. زیرا $\epsilon_z = \gamma_{zy} = \gamma_{zx} = 0$ در صورتیکه کرنش در امتداد محور Z ناشی از تنش σ_z معادل $\frac{\sigma_z}{E}$ و مقدار کرنش در جهت Z در اثر σ_x و σ_y مساوی $\frac{\nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E}$ باشد مقدار کرنش کل در جهت Z به شرح زیر خواهد بود.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} = \frac{\nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E}$$

از آنجا که $\varepsilon_z = 0$ خواهد بود:

$$\frac{\sigma_z}{E} = \frac{\nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E}$$

در حالت کرنش صفحه ای در جهت Z تنش بوجود می آید:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$$

با توجه به شرایط کلی کرنش سه محوره:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)}{E}$$

با تلفیق دو رابطه بالا:

$$\varepsilon_x = \left\{ \sigma_x - \nu[\sigma_y + \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \right\}$$

پس از ساده نمایی رابطه فوق:

$$\varepsilon_x = \frac{\{\sigma_x(1-\nu^2) - \nu\sigma_y(1+\nu)\}}{E}$$

و به طور مشابه:

$$\varepsilon_y = \frac{\{\sigma_y(1-\nu^2) - \nu\sigma_x(1+\nu)\}}{E}$$

با فرض $E' = \frac{E}{(1-\nu^2)}$ و $\nu' = \frac{\nu}{(1-\nu)}$ خواهیم داشت:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \sigma_y \cdot \nu'}{E'}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y - \sigma_x \cdot \nu'}{E'}$$

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

بحث فوق نشان می دهد که کرنش حاصل در اطراف یک تونل در شرایط تنش صفحه ای و کرنش صفحه ای متفاوت خواهد بود. توزیع تنش در اطراف کارهای زیرزمینی مستقل از خواص الاستیک مواد می باشد. برای شرایط مرزی یکسان مدل تنش صفحه ای توزیع تنش شبیه مدل کرنش صفحه ای به دست می دهد. مثال قبلی را برای شرایط $\varepsilon_z = 0$ حل نمایید.

$$\varepsilon_x = \frac{\{\sigma_x(1 - \nu^2) - \nu \cdot \sigma_y(1 + \nu)\}}{E}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\{10MPa(1 - 0.0625) - 0.25 \cdot 2MPa(1 + 0.25)\}}{65000MPa}$$

$$\varepsilon_x = 0.000134$$

در شرایط کرنش صفحه ای مقدار کرنش کمتر است.

کرنش حجمی [۱]

برای یک المان مکعبی شکل اگر حجم اولیه V ، حجم نهایی V_1 باشد، آنگاه مقدار حجم نسبی را کرنش حجمی گویند:

$$e = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V_1 - V}{V}$$

[1] - Volumetric Strain

اگر طول یال المان در جهت X، Y و Z برابر l_x ، l_y و l_z باشد. در آن صورت:

$$V = l_x \cdot l_y \cdot l_z \quad \text{حجم اولیه}$$

$$V_1 = (l_x + \Delta l_x)(l_y + \Delta l_y)(l_z + \Delta l_z) \quad \text{حجم نهایی}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta l_x}{l_x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta l_y}{l_y}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta l_z}{l_z}$$

$$e = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V_1 - V}{V} = \frac{(l_x + \Delta l_x)(l_y + \Delta l_y)(l_z + \Delta l_z)}{l_x \cdot l_y \cdot l_z} - 1$$

با ضرب و حذف خواهیم داشت:

$$e = (1 + \varepsilon_x)(1 + \varepsilon_y)(1 + \varepsilon_z) - 1$$

$$\Rightarrow e = (1 + \varepsilon_y + \varepsilon_x + \varepsilon_y \cdot \varepsilon_x)(1 + \varepsilon_z) - 1 = 1 + \varepsilon_y + \varepsilon_z + \varepsilon_x - 1$$

$$\Rightarrow e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

انرژی کرنشی [۱]

وقتی جسم الاستیک تحت تنش های مختلفی قرار می گیرد تغییر شکل یافته و کار انجام شده بصورت انرژی کرنشی در آن ذخیره می شود. برای محاسبه این انرژی فرض می شود که یک المان مکعبی شکل با حجم واحد تحت تاثیر تنش σ در یک وجه آن قرار گرفته، چون وجه واحد است بنابراین تنش و نیرو از نظر مقدار برابری دارند و مقدار تغییر شکل $d\varepsilon$ می باشد. کار انجام شده عبارت است از:

$$W = \int_0^{\varepsilon} \sigma d\varepsilon \quad (\text{Strain Energy density})$$

W : سطح زیر منحنی تا مقدار معین ε
در مورد یک جسم الاستیک خطی:

$$W = \frac{1}{2} \sigma \cdot \varepsilon$$

[1] - Strain Energy

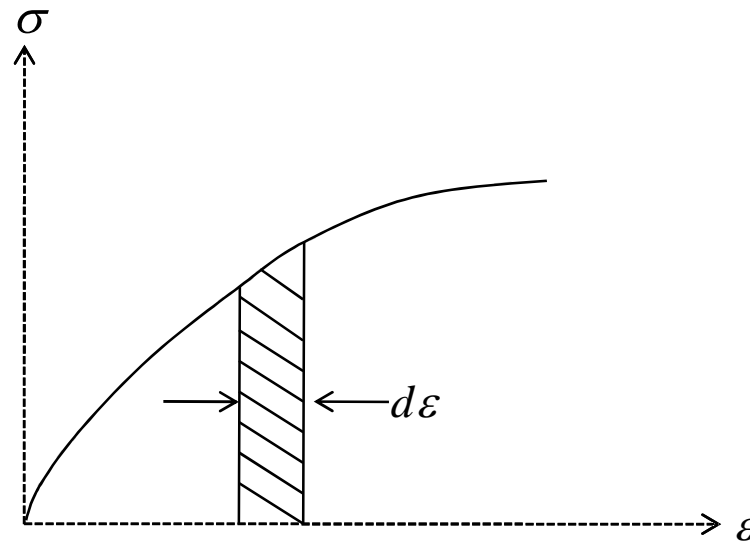
و در حالت بار گذاری سه محوری

$$W = \frac{1}{2}(\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3)$$

W را همچنین می توانیم از رابطه زیر بدست آورد:

$$W = \frac{1}{2}(\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx})$$

انرژی کرنشی کل با انتگرال گیری از رابطه density انرژی بدست می آید.



شکل ۲-۱۸- محاسبه انرژی کرنشی با انتگرال گیری از رابطه density

مثال: مقدار حداکثر انرژی کرنشی بازا واحد حجم و همچنین مقدار کل انرژی ذخیره شده ممکن را که می توان در یک نمونه سنگی ذخیره نمود بدست آورید. جسم تحت تاثیر فشار یک محوری تا مرز الاستیک 100 Mpa قرار گرفته و $E=70 \text{ GPa}$. نمونه استوانه ای به قطر 5.5 cm و طول 11 cm است.
برای محاسبه انرژی، اول بایستی مقدار کرنش حاصل را بدست آورد.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{100 \times 10^6}{70 \times 10^9} = 1.43 \times 10^{-3}$$

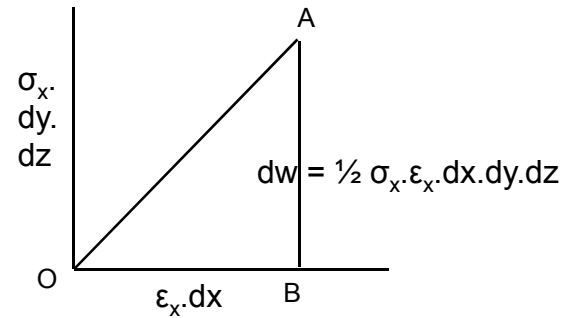
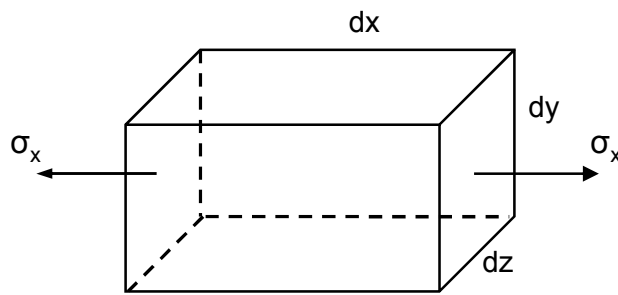
$$W = \frac{1}{2} \sigma \cdot \varepsilon = \frac{1}{2} 100 \times 10^6 \times 1.43 \times 10^{-3} = 71.5 \text{ KJ} / \text{m}^3$$

$$Q = V \times W = \frac{0.055^2 \cdot \Pi}{4} \times 0.11 \times 71.5 \times 10^{-3} = 0.02 \text{ KJ}$$

Q مقدار انرژی ذخیره شده در نمونه است

به طور کلی اگر نیروئی به سطح جسمی وارد شود جسم تغییر شکل می دهد و سطحی که نیرو بر آن اثر می کند حرکت می کند. بنابراین مقدار معینی کار بر روی جسم انجام می شود. در اجسام الاستیک کامل این کار به انرژی پتانسیل کرنشی تبدیل می شود. فرض کنید میله ای یکنواخت در انتهای آن تحت تأثیر تنش نرمال کششی قرار بگیرد. نیروی موثر در انتهای میله معادل $\sigma_x \cdot dy \cdot dz$ و مقدار افزایش در انتهای میله $\epsilon_x \cdot dx$ است. رابطه بین این دو مقدار در حین بارگذاری مشابه شکل **b** خواهد بود. مقدار کار انجام شده در اثر بارگذاری معادل مثلث **OAB** است. یعنی:

$$dw = \frac{1}{2} \sigma_x \cdot \epsilon_x \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$



شکل ۲-۱۹- مفهوم انرژی کرنشی در اثر تنش های وارد بر یک المان

تأثیر سایر مولفه‌های تنش و کرنش نیز معادلاتی مشابه را خواهد داشت. بنابراین کار کل به ازای هر حجم جسم (W_0) در صورت تأثیر همزمان تنش های $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ به شرح زیر است:

$$W_0 = \int_V (\sigma_x \cdot \epsilon_x + \sigma_y \cdot \epsilon_y + \sigma_z \cdot \epsilon_z + \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy} + \tau_{yz} \cdot \gamma_{yz} + \tau_{zx} \cdot \gamma_{zx})$$

مقدار W_0 عبارت است از انرژی کرنشی به ازاء واحد حجم. فقط به کمک روابط هوک می توانند بر حسب مولفه های تنش و کرنش بیان شوند، که در پاراگراف بعدی بیان شده اند. می توان نوشت:

$$W_0 = \frac{1}{2E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{\nu}{E} (\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x) + \frac{1}{2G} (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)$$

$$W_0 = \frac{1}{2} \lambda e^2 + G(\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2) + \frac{1}{2} G(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \quad (A)$$

برای سایر مولفه های کرنش نیز رابطه مشابهی بدست می آید. تابع انرژی کرنشی تنش های اصلی:

$$W_0 = \frac{1}{2E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - \frac{\nu}{E} (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_1 \sigma_3)$$

$$e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad \text{و} \quad \lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} = \text{ثابت لامه (lame)} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

تنش و کرنش در حالت سه بعدی:

روابط بین تنش کرنش در حالت سه بعدی به شرح زیر است.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad , \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad , \quad \tau_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$

به شش رابطه فوق روابط هوک می گویند.

روابط بین تنش - کرنش و ضرائب مربوطه:

برای مواد - الاستیک^[۱] و غیر الاستیک^[۲]:

$$\sigma_z = E \cdot \varepsilon_z$$

$$\sigma = \text{NORMAL STRESS} \left[\frac{\text{FORCE}}{\text{AREA}} \right]$$

$$E = \text{ELASTIC MODULUS} \left[\frac{\text{FORCE}}{\text{AREA}} \right]$$

$$\varepsilon = \text{STRAIN} = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{بدون بعد})$$

$$\text{POISSON'S RATIO } (\nu) = \frac{\text{کرنش قطری}}{\text{کرنش محوری}}$$

$$\tau_{yz} = G \cdot \gamma_{yx}$$

[1] - Elastic
[2] - Inelastic

G مدول سختی و یا برشی^[1] است که به آن صلبیت نرمال نیز گفته میشود. برای یک جسم ایزوتوپ و الاستیک سه ضریب (E, G, ν) وجود دارد که رابطه ی بین آنها به شرح زیر است:

$$E = 2G(1 + \nu) \qquad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

در حالت بارگذاری سه محوری:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

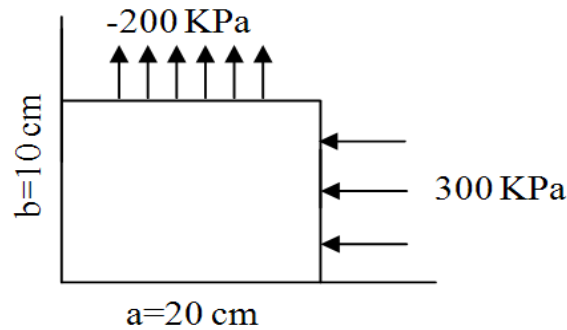
$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad , \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad , \quad \tau_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad , \quad e = \frac{\Delta V}{V}$$

[1]- Shear Modulus Rigidity

مثال: مولفه‌های کرنشی ε_x و ε_y و مقدار تغییر شکل حاصل در جسم مسئله زیر را پیدا کنید.

$$\nu = 0.25$$

$$E = 50 \text{ GPa}$$



شکل ۲-۲۰- یک المان الاستیک تحت تنش‌های فشاری ۳۰۰ و کششی ۲۰۰

حل:

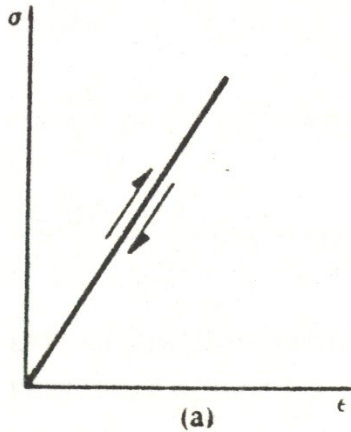
$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu \sigma_2) = \frac{1}{50 \times 10^9} (300 - 0.25(-200)) \times 10^3 = 7 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_2 = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \nu \sigma_1) = \frac{1}{50 \times 10^9} (300 - 0.25(300)) \times 10^3 = -3.3 \times 10^{-6}$$

$$\Delta a = \varepsilon_x \cdot a = 7 \times 10^{-6} \times 0/2 = 1.4 \times 10^{-6} m$$

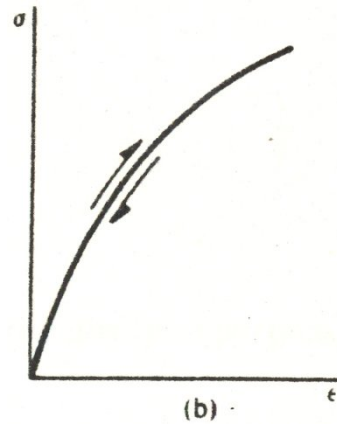
$$\Delta b = \varepsilon_y \cdot b = -3/3 \times 10^{-6} \times 0/1 = -0/55 \times 10^{-6} m$$

منحنی تنش کرنش اجسام ایده آل



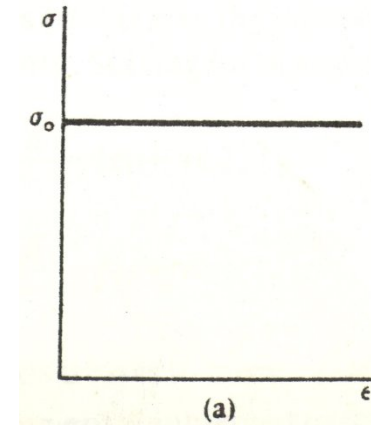
$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

اجسام الاستیک خطی [۳]



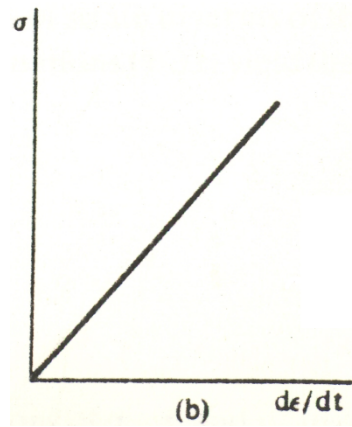
$$\sigma = f(\varepsilon)$$

اجسام الاستیک غیر خطی [۲]



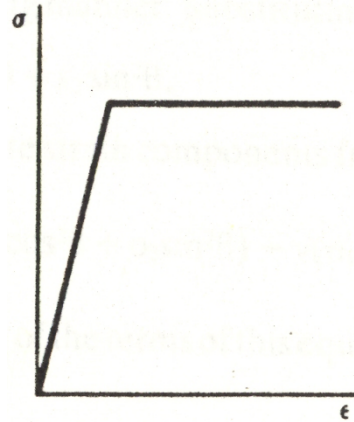
پلاستیک کامل [۱]

- [1] - Perfectly Plastic
- [2] - Non Linear Elastic
- [3] - Linear Elastic

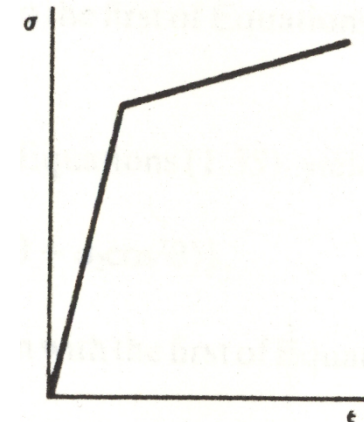


$$\sigma = \mu \left(\frac{d\varepsilon}{dt} \right)^n$$

اجسام ویسکوز



اجسام الاستوپلاستیک [۲]



الاستوپلاستیک با سرسختی [۱]

شکل ۲-۲۱- منحنی تنش کرنش اجسام ایده ال مختلف

- [1] - Elasto-Plastic With Strain Hardening
 [2] - Elasto-Plastic

مولفه‌های تنش و کرنش در محورهای مختصات قطبی

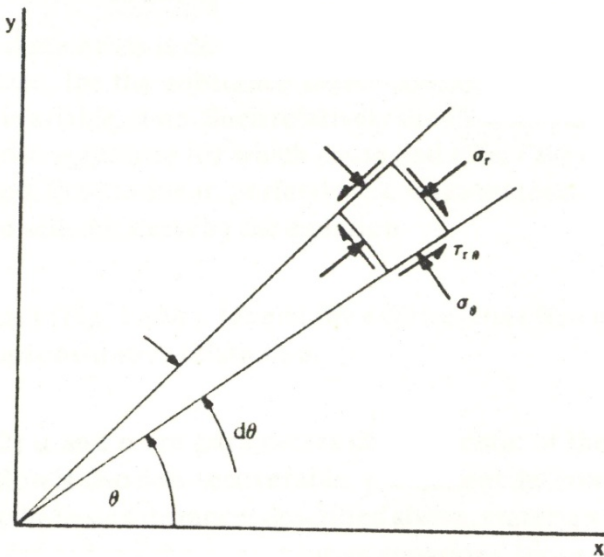
مرتبط ساختن مولفه‌های تنش و کرنش به محورهای مختصات قطبی در خیلی موارد ترجیح داده می‌شود. وضعیت یک نقطه در محورهای مورد بحث توسط r و θ (شعاع و اصل بر نقطه مزبور و زاویه بین محور افقی و خط واصل) تعریف می‌شود.

المانی را که در شکل صفحه بعد نشان داده شد، ملاحظه نمائید مولفه‌های موثر تنش بر سطح‌های کناری آن با علائم $\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$ و $\tau_{\theta r}$ نشان داده شده است. کرنش‌های منطبق بر آنها نیز عبارتند از $\gamma_{r\theta}, \gamma_{\theta r}, \varepsilon_r$ و ε_θ با توجه به مطالب مطروحه در بحث‌های قبلی و با استفاده از روابط داده شده در بحث تنش‌های قائم و برشی می‌توان روابطی را بین مولفه‌های تنش در محورهای مختصات $r-\theta$ و $x-y$ نوشت:

$$\sigma_r = \sigma_x \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta + \sigma_y \sin^2 \theta$$

$$\sigma_\theta = \sigma_x \sin^2 \theta - 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta + \sigma_y \cos^2 \theta$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$



شکل ۲-۲۲- مولفه های تنش در محور های مختلف

اگر روابط مربوط به σ_r و σ_θ را طرف به طرف جمع کنیم:

$$\sigma_r + \sigma_\theta = \sigma_x + \sigma_y$$

معادلات مربوط به کرنش نیز پس از تبدیل بشرح زیر خواهد بود:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_x \cos^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta + \varepsilon_y \sin^2 \theta$$

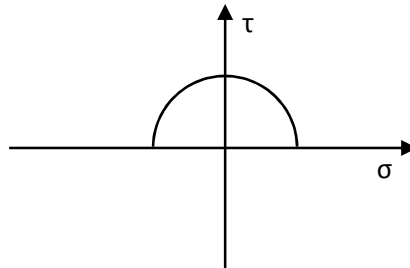
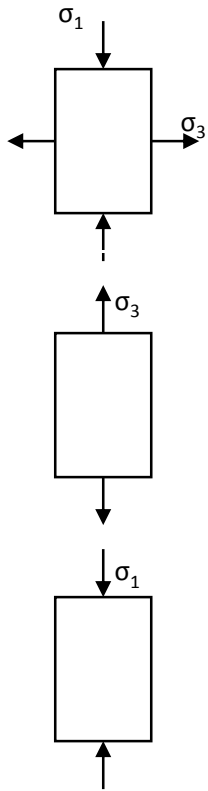
$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_x \sin^2 \theta - \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta + \varepsilon_y \cos^2 \theta$$

مشابه روابط خواهیم داشت:

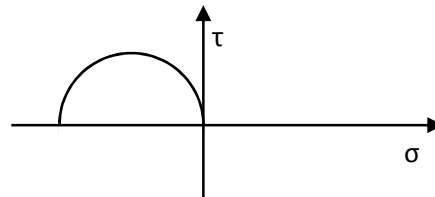
$$\varepsilon_r + \varepsilon_\theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

دوایر موهر برای شرایط مختلف بارگذاری

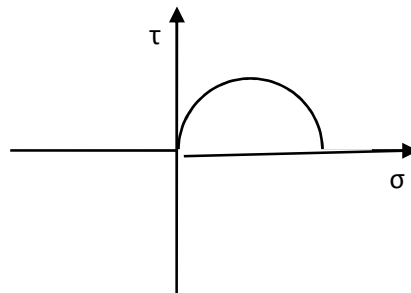
!!!!!!!



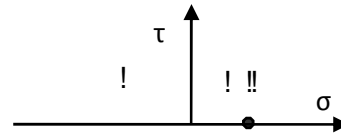
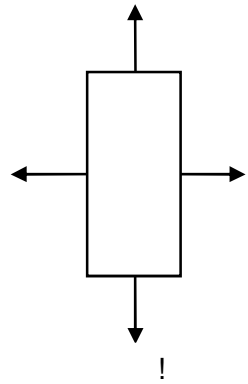
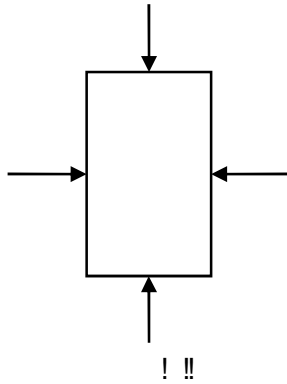
برشی خالص (pure shear)



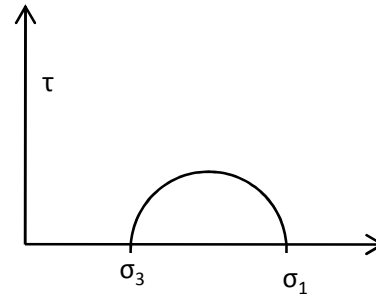
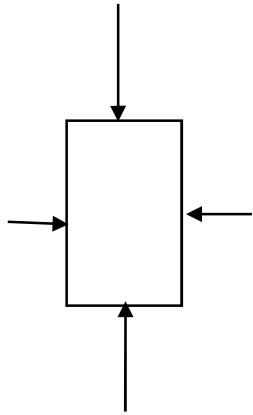
کششی یک محوره



فشاری یک محوره



بارگذاری هیدرو استاتیک فشاری (الف) کششی (ب)



فشاری سه محوره

شکل ۲-۲۴- دایره موهر برای شرایط مختلف بار گذاری



فصل سوم

معیارهای شکست [۱]

همانطوریکه از آزمایش ها نیز مشاهده می شود وقتی تنشهای موثر بر نمونه ها از مقدار معینی فراتر رود شکست، ترکیدن، گسیختگی و تسلیم سنگ در برابر بار اتفاق می افتد و یا شکست نمونه وقتی به بالاترین نقطه منحنی تنش و کرنش می رسیم اتفاق افتاده قبول می شود. در این بخش با استفاده از روشهای تئوریک و تجربی بطور ساده نحوه شکستن سنگ و مقاومت آن تحت بارگذاری یک محوری و سه محوری مورد بحث قرار گرفته است.

قبل از شروع بحث معیارهای شکست لازم است که به انواع شکست هایی که در نمونه های آزمایشگاهی و تحت بارگذاری های مختلف بوجود می آید اشاره شود.

[1] - Failur Criterria

سطوح شکست (صفحه‌های شکست)

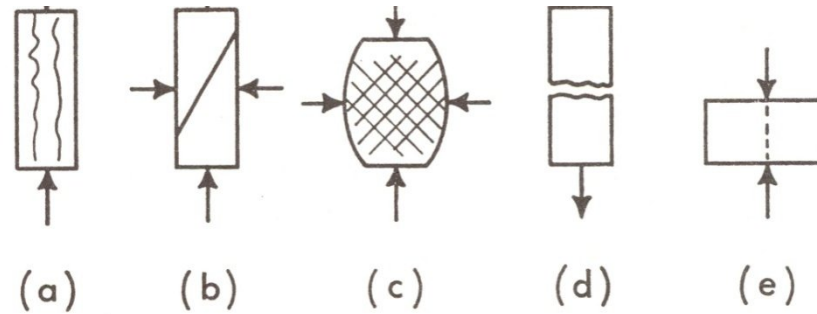
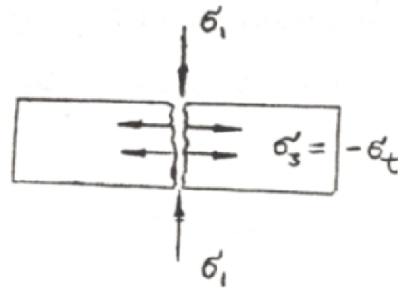


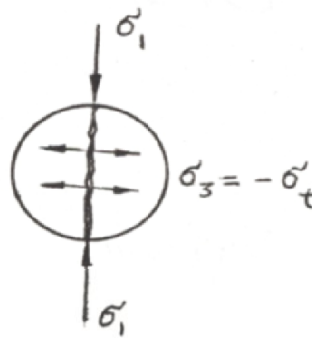
Fig. 4.5.1 (a) Longitudinal splitting in uniaxial compression. (b) Shear fracture. (c) Multiple shear fractures. (d) Extension fracture. (e) Extension fracture produced by line loads.

شکل ۳-۱- انواع شکست در نمونه های آزمایشگاهی

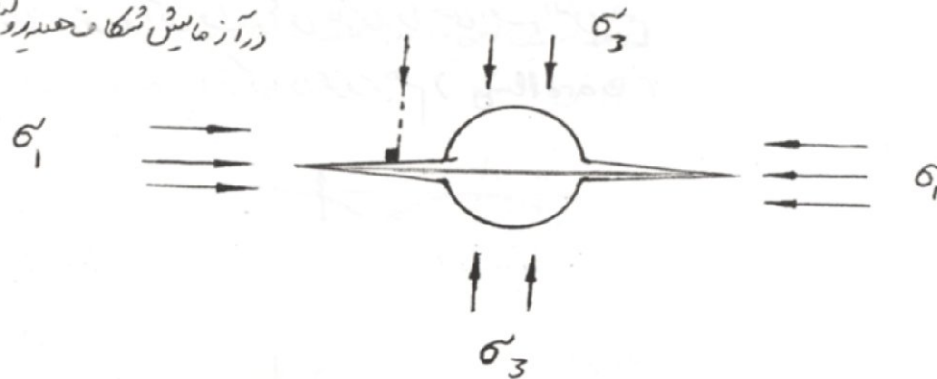
در بارگذاری نقطه‌ای



در روش برزلی



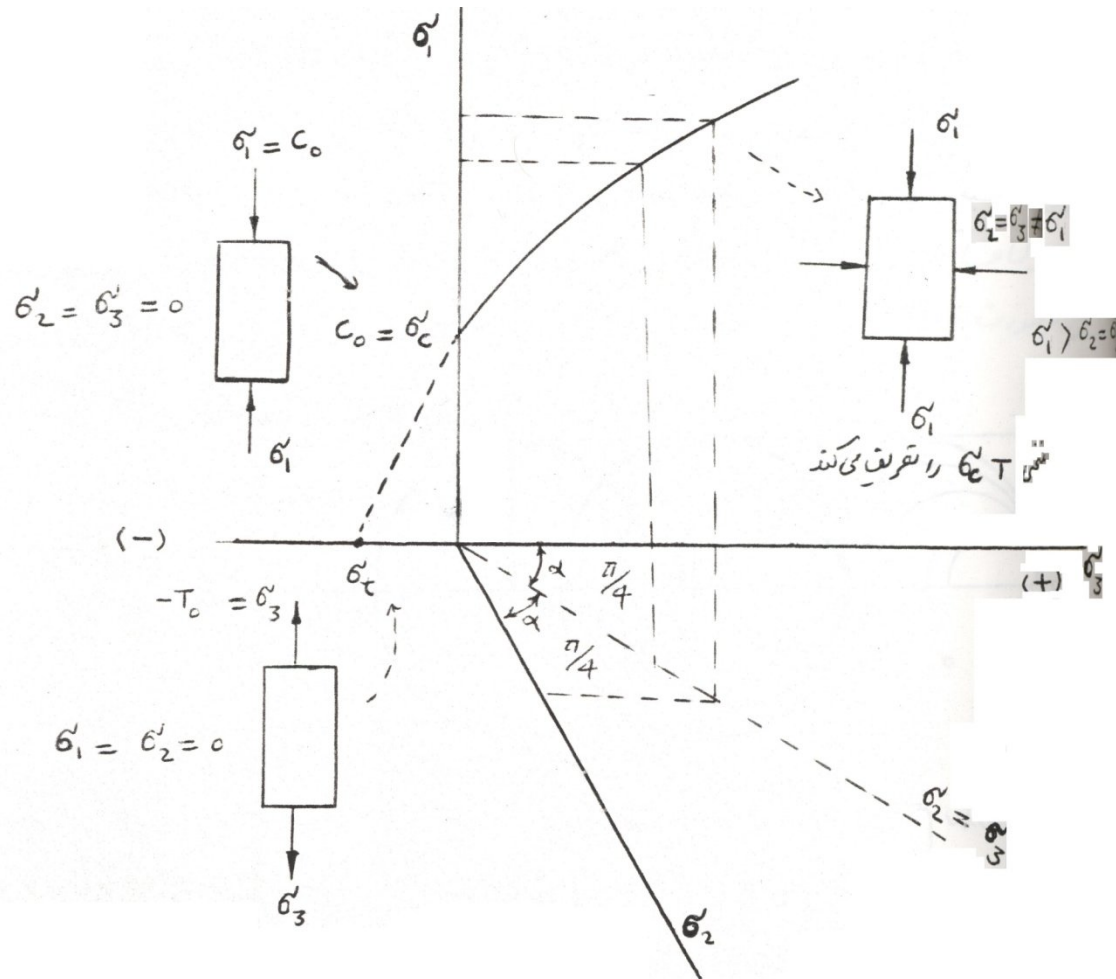
در آزمایش شکاف حیدرولی



شکست (تسلیم) تحت اثر تنشهای پلی اکسیال^[۱]

برای اینکه شکست در اثر تنشهای چند محوره اتفاق بیفتد ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$) بایستی رابطه زیر که مشخصه جسم (سنگ) است صادق باشد. (خواص سنگ و $\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3)$ این رابطه را معیار شکست گویند. این رابطه از نظر هندسی صفحه ای را در محورهای مختصات σ_1, σ_2 و σ_3 مشخص می کند. اطلاعاتی که در حال حاضر در مورد صفحه مذکور در دسترس می باشد، در شکل بعد نشان داده شده است.

[1] - Polyaxial Stress



شکل ۳-۳- معیار شکست تحت بار گذاری چند محوره

بطوریکه قبلاً" نیز اشاره شد در مورد صفحه مورد بحث معلومات محدود زیر در دسترس است:

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

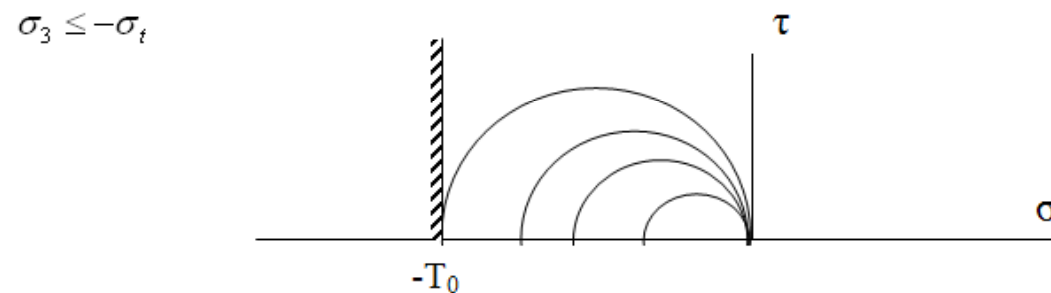
$$\sigma_3 = \sigma_2 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = \sigma_c \quad \text{مقاومت فشاری یک محوری}$$

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

در مورد معیار شکست فرضیه‌های زیادی ارائه شده است که در ادامه مهمترین آنها توضیح داده می‌شود.

معیار تنش کششی ماکزیمم [۱]

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



شکل ۳-۴- معیار شکست تنش کششی ماکزیمم

با توجه به شکننده بودن سنگها وضعیت سنگها در مقابل تنش کششی این معیار به کرات مورد استفاده قرار می گیرد.

[1] - Maximum Tensial Stress Criterion

معيار تنش برشی ماکزیمم [۱]

بر طبق این نظر سنگ وقتی می‌شکند که مقدار تنش برشی حداکثر با مقاومت چسبندگی سنگ (S_0) که در آزمایشگاه مشخص می‌شود برابر باشد.

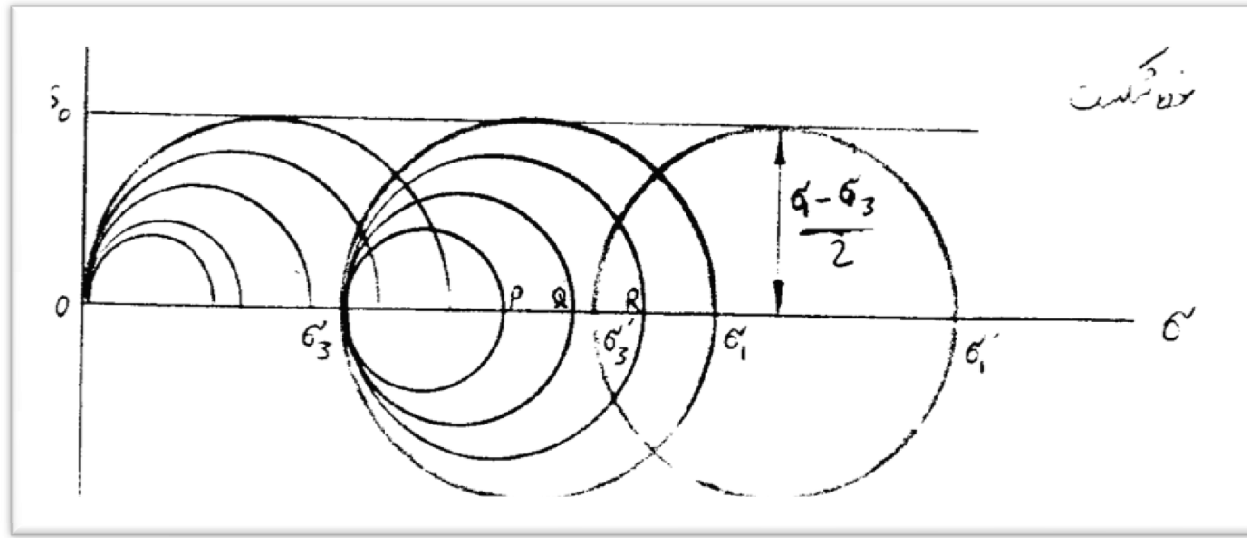
$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = S_0 \Rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = 2S_0$$

معيار فوق که به معيار ترزا [۲] نیز مشهور است حالت مخصوصی از معيار کولمب می‌باشد، در بررسی شکست فلزات و رس‌های پلاستیک این معيار اهمیت زیادی پیدا می‌کند.

این معيارها به کمک دواير موهر نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود، با افزایش (σ_3) (تنش محدود کننده) شعاع دایره موهر تغییری نمی‌کند.

[1] - Maximum Shear Stress Criterion

[2] - Tresca



همانطوریکه از شکل پیداست. فشار جانبی هیچگونه تاثیری در جهت بالا بردن مقاومت برشی جسم ندارد و اگر تنش جانبی را به ترتیب به σ_3 ، σ_3' و σ_3'' افزایش دهیم، مقدار تنش برشی حداکثر (شعاع دایره موهر) از رابطه زیر حساب می‌شود:

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

وقتی که ζ_m مساوی S_0 شود شکست صورت می گیرد. خطی که از نقطه S_0 به موازات $\sigma\sigma$ رسم شود پوش شکست است. در حین آزمایش اگر σ_3 را ثابت نگه داریم، با افزایش σ_1 دوایر موهر با قطرهای σ_3P ، σ_3Q و σ_3R بزرگ شده و بالاخره وقتی دایره با قطر $\sigma_1\sigma_3$ با پوش شکست مماس شود، شکست اتفاق می افتد.

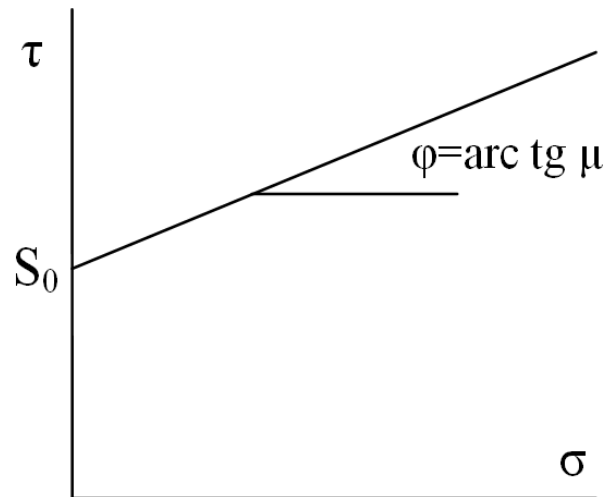
معیار کولمب [۱]

یکی از ساده ترین و در عین حال مهمترین معیارهای شکست در سال ۱۷۷۳ توسط کولمب ارائه و بعدها در سال ۱۸۶۴ توسط ناویر [۲] اصلاح شد. کولمب مطالعات زیادی را در مورد اصطکاک انجام داد و اظهار داشت که تنش برشی که باعث شکست سنگ در امتداد صفحه معینی می گردد. توسط نیروی چسبندگی سنگ [۳] و حاصل ضرب تنش قائم موثر بر صفحه شکست با یک ضریب ثابت مقابله می شود. با توجه به آزمایشهایی که بر روی سنگ انجام داد شرایط شکست در صفحه ای که با محور اصلی مینیمم زاویه β می سازد و یا بعبارت دیگر صفحه ای که عمود بر آن با محور اصلی تنش ماکزیمم σ_1 زاویه β بسازد شرایط شکست بصورت زیر بیان می شود [۱۰]

[1] - The Coulomb Criterion

[2] - Navier

[3] - Cohesion



شکل ۳-۶- منحنی نمایش معیار کولمب

$$|\tau| = S_0 + \mu \cdot \sigma \quad (1)$$

$$|\tau_0| - \mu \cdot \sigma = S_0 \quad (2)$$

تنش برشی موثر در صفحه شکست ζ

معادل نیروی چسبندگی μ (مقاومت برشی ذاتی سنگ) S_0

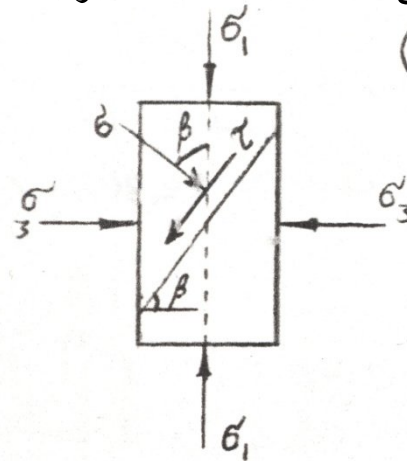
ضریب اصطکاک داخلی $\mu = [2]$

[1] - Cohesive Shear Strength

[2] - Coefficient of Internal Friction

S_c را می‌توان بعنوان مقاومت برشی ذاتی [1] سنگ در نظر گرفت. از آنجا که علامت تنش برشی (τ) فقط جهت لغزش را مشخص می‌کند برای همین از قدر مطلق آن $|\tau|$ استفاده شده است. اسامی مختلفی برای معیار فوق گذاشته شده از قبیل کولمب-ناویر و معیار موهر و کولمب که فقط بهتر است آنرا معیار کولمب خواند.

با توجه به بحث‌های قبلی که داشتیم تنش‌های قائم و برشی موثر در صفحه ای که عمود بر آن با امتداد تنش اصلی ماکزیمم (σ_1) زاویه β می‌سازد، از روابط زیر بدست می‌آید.



شکل ۳-۷- تنش‌های موثر در صفحه ای در داخل جسم

[1] - Inherent Shear Strength

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\theta \quad (3)$$

$$\tau = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\theta \quad (4)$$

رابطه (۱) عیناً در مکانیک خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد. در آنجا S نیروی چسبندگی نامیده شده و با C نشان داده می‌شود.

اگر مقادیر σ و τ را از رابطه‌های (۳) و (۴) در معادله (۲) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$|\tau| - \mu\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\beta - \mu\left[\frac{1}{2}((\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta)\right]$$

$$|\tau| - \mu\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)[\sin 2\beta - \mu\cos 2\beta] - \mu\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (5)$$

شکست وقتی اتفاق می‌افتد که مقدار $|\tau| - \mu\sigma$ یعنی رابطه (۵) ماکزیمم گشته و مساوی S شود. اگر از رابطه فوق نسبت به β مشتق گرفته و مساوی صفر قرار دهیم مقادیری از β که باعث ماکزیمم شدن معادله فوق می‌شود بدست خواهد آمد:

$$\frac{\partial[|\tau| - \mu\sigma]}{\partial\beta} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)[2\cos 2\beta + 2\mu\sin 2\beta] = 0$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \neq 0 \Rightarrow 2\cos 2\beta + 2\mu\sin 2\beta = 0 \Rightarrow$$

$$\frac{\cos 2\beta}{\cos 2\beta} + \mu \frac{\sin 2\beta}{\cos 2\beta} = 0 \Rightarrow 1 + \mu \tan 2\beta = 0 \Rightarrow \tan 2\beta = -\frac{1}{\mu} \quad 6)$$

چون $\tan 2\beta$ کوچکتر از صفر یعنی منفی می باشد بنابراین $90^\circ < 2\beta < 180^\circ$ بعبارت دیگر $45^\circ < \beta < 90^\circ$ قرار می گیرد. بدیهی است که مقدار β بستگی به μ دارد. با توجه به روابط مثلثاتی داریم:

$$\frac{1}{\cos^2 2\beta} = 1 + \tan^2 2\beta \quad , \quad \frac{1}{\sin^2 2\beta} = 1 + \cot^2 2\beta$$

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

چون $90^\circ < 2\beta < 180^\circ$ است بنابراین $\cos 2\beta < 0$ خواهد بود.

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

$$\cos 2\beta = -\mu(1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}}, \quad \sin 2\beta = (1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}} \quad 7)$$

اگر به جای $\sin \beta$ و $\cos \beta$ در معادله (۵) مقادیر آنها را بر حسب μ از رابطه (۷) قرار دهیم مقدار $|\tau| - \mu \cdot \sigma$ بر اساس تنش‌های اصلی یعنی σ_1 و σ_3 بدست می‌آید.

$$|\tau| - \mu \cdot \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)[\sin 2\beta - \mu \cos 2\beta] - \frac{1}{2}\mu(\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\Rightarrow |\tau| - \mu \cdot \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}\mu(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (8-1)$$

با توجه به معادله (۱) تا زمانی که مقدار $|\tau| - \mu \cdot \sigma$ یعنی مقدار رابطه (۸-۱) از S_c کمتر باشد شکست رخ نخواهد داد. بلکه شکست زمانی رخ می‌دهد که مقدار رابطه فوق (۸-۱) بزرگتر یا مساوی S_c باشد. عبارت دیگر معیار شکست بر حسب σ_1 و σ_3 به شرح زیر خواهد بود:

$$[|\tau| - \mu.\sigma] \geq S_0$$

رابطه (8-1) را می‌توان به صورت زیر نوشت.

$$\Rightarrow |\tau| - \mu.\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}\mu(\sigma_1 + \sigma_3)$$

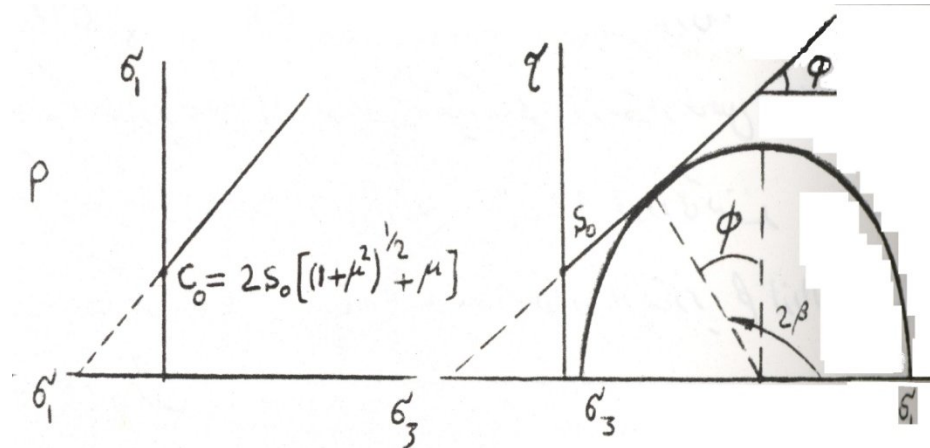
$$|\tau| - \mu.\sigma = \frac{1}{2} \left[\sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] - \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \right] \quad (8-2)$$

$$|\tau| - \mu.\sigma = S_0$$

اگر رابطه فوق را مساوی S_0 قرار دهیم خواهیم داشت:

$$\sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] - \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = 2S_0 \quad (8)$$

معیار کولمب بر حسب σ_1 و σ_3 در صفحه σ_1 - σ_3 یک خط راست می‌باشد.



شکل ۳-۸- معیار کولمب در محورهای مختصات σ_1 - σ_3 و همچنین ζ - σ

روابط فوق در محورهای مختصات σ_1 - σ_3 و همچنین ζ - σ با استفاده از دواير موهر نشان داده شده است، خطی که توسط معادله (B) تعريف می شود محور σ_1 را در نقطه ای مثل C_0 قطع می کند برای بدست آوردن مقدار C_0 کافی است که در معادله فوق $\sigma_3=0$ فرض شود. معادله (۸) را به صورت زیر می نویسیم.

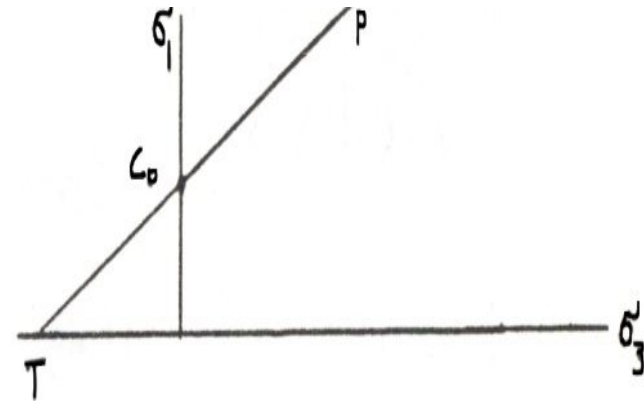
$$\sigma_1 = \frac{2S_0}{\left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]} + \sigma_3 \frac{\left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}{\left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]} \quad (\text{معیار کولمب بر حسب } \sigma_3, \sigma_1)$$

وقتی $\sigma_3 = 0$ باشد، σ_1 مساوی مقاومت فشاری یک محوری سنگ خواهد بود.

$$\sigma_3 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = C_0 = \frac{2S_0}{\left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]}$$

برای ساده‌تر نمودن روابط فوق صورت و مخرج کسر را در مزدوج مخرج ضرب می‌کنیم:

$$\Rightarrow C_0 = 2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \quad (9)$$



شکل ۳-۹- خط معادله (۹)

خط معادله فوق محور σ_3 را در نقطه‌ای به مختصات (T) قطع می‌کند، برای پیدا کردن آن کافی است که در رابطه (۸) به جای σ_1 صفر قرار دهیم:

$$\text{در رابطه (8)} \quad \sigma_1 = 0 \Rightarrow \sigma_3 = \frac{-2S_0}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]} = \frac{-2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]}$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = -2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] \quad (9')$$

فقط مقدار بدست آمده برای σ_3 در رابطه (9') مقاومت کششی یک محوری سنگ نیست زیرا اندازه گیری‌ها نشان داده است که مقادیر حاصل برای مقاومت کششی یک محوری سنگ از مقدار حاصل از رابطه (9') خیلی کمتر است زیرا شرایط فیزیکی معیار کولمب را فقط به قسمتی از خط TC_0P محدود می‌کند. اساساً در رابطه (۱) فرض بر این بوده است که σ بایستی مثبت باشد. با استفاده از مقادیر β از رابطه (۷) و جایگزینی آنها در رابطه (۳) خواهیم داشت.
رابطه (۳) طبق فرض:

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta > 0$$

$$\sigma = \frac{1}{2}[\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_1 \cos 2\beta - \sigma_3 \cos 2\beta] = \frac{1}{2}[\sigma_1(1 + \cos 2\beta) + \sigma_3(1 - \cos 2\beta)] > 0$$

$$\sigma_1 \left[1 - \mu(1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}} \right] + \sigma_3 \left[1 + \mu(1 + \mu^2)^{-\frac{1}{2}} \right] > 0$$

پس از ساده نمایی از مخرج کسرها صرف نظر می شود.

$$\sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] + \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] > 0 \quad (10)$$

اگر رابطه فوق را با (۸) ترکیب کنیم خواهیم داشت.

$$\text{از رابطه (8)} \quad \sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] + \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] > 0$$

$$\sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = -2S_0 + \sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]$$

اگر مقدار فوق را در رابطه (۱۰) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$\sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = -2S_0 + \sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]$$

$$\sigma_1 \succ \frac{S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]} \Rightarrow \sigma_1 \succ S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]$$

فقط با توجه به رابطه (۹) یعنی $C_0 = 2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]$ رابطه فوق

مساوی نصف C_0 می باشد یعنی:

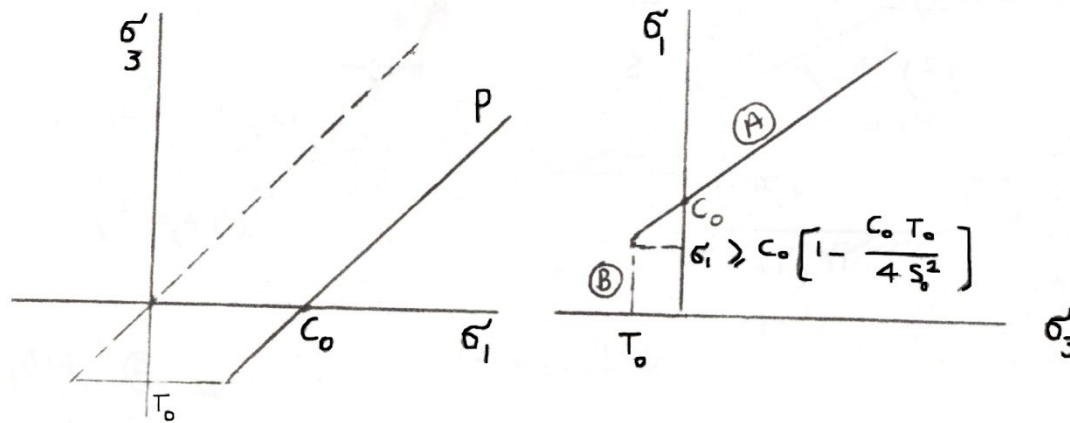
$$\sigma_1 \succ S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = \frac{1}{2} C_0 \Rightarrow \sigma_1 \succ \frac{1}{2} C_0$$

یعنی معیار فوق برای مقادیر کوچکتر از $1/2 C_0$ برای σ_1 قابل قبول نیست برای حل مسئله فوق معمولاً در مقدار معینی از T_0 (مقاومت کششی) از حد کشش^۱ استفاده می کنند.

1- Tensile Cut Off

اگر $\sigma_1 < C_0 \left[1 - \frac{T_0 \cdot C_0}{4S_0^2} \right] \Rightarrow \sigma_1 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] - \sigma_3 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = 2S_0 \quad (A)$

اگر $\sigma_1 < C_0 \left[1 - \frac{C_0 T_0}{4S_0^2} \right] \Rightarrow \sigma_3 = -T_0 \quad (B)$



شکل 3-11- معیار دو قسمتی پل

حال زاویه β که زاویه صفحه شکست است را در نظر می‌گیریم. از رابطه (۶) داشتیم:

$$\tan 2\beta = -\frac{1}{\mu} \Rightarrow 2\beta = \tan^{-1}\left(\frac{-1}{\mu}\right) = -\tan^{-1}\left(\frac{1}{\mu}\right)$$

$$2\beta = \pi - \tan^{-1}\left(\frac{1}{\mu}\right) \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \tan^{-1}\left(\frac{1}{\mu}\right)$$

حال می‌توان به ازاء μ در مورد β بحث کرد.

$$\mu \rightarrow 0 \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} \right) = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{4}$$

$$\mu \rightarrow 1 \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} \right) = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{8} = \frac{3\pi}{8}$$

$$\mu \rightarrow \infty \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} (0) = \frac{\pi}{2}$$

بحث‌های قبل مستقل از علامت β بود در حقیقت دو تا جهت برای صفحه شکست وجود دارد که با شیب مساوی $1/2\text{tg}^{-1}(1/\mu)$ نسبت به امتداد σ_1 و در دو طرف آن قرار می‌گیرد. جهت‌های مزبور جهت‌های مزدوج [1] یا هم یوغ نامیده می‌شوند.

رابطه اصلی معیار کولمب را می‌توان به صورت‌های مفید دیگری نوشت. زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) را می‌توان بصورت زیر تعریف و معین کرد :

$$\mu = \tan \phi$$

و همچنین:

$$\left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = (\tan^2 \phi + 1)^{\frac{1}{2}} + \tan \phi = \frac{1}{\cos \phi} + \tan \phi = \sec \phi + \tan \phi$$

[1] - Conjugate Directions

اگر فرض کنیم:

$$\tan \alpha = \sec \phi + \tan \phi \Rightarrow \tan \alpha = \frac{1}{\cos \phi} + \frac{\sin \phi}{\cos \phi} = \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi}$$

حال اگر در رابطه فوق بجای $\sin \phi$ و $\cos \phi$ روابط مثلثاتی کمان $(\phi + \pi/2)$ قرار دهیم:

$$\sin \phi = -\cos\left(\phi + \frac{\pi}{2}\right)$$

$$\cos \phi = \sin\left(\phi + \frac{\pi}{2}\right)$$

$$\tan \alpha = \frac{1 - \cos\left(\phi + \frac{\pi}{2}\right)}{\sin\left(\phi + \frac{\pi}{2}\right)} = \frac{2 \sin^2\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right)}{2 \sin\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right) \cos\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right)} = \tan\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right)$$

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

با مقایسه رابطه فوق با رابطه $\beta = \frac{1}{2}\pi - \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{1}{\mu}\right)$ می توان دریافت که $\alpha = \beta$ است زیرا:

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

$$\alpha = \frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}$$

$$\mu = \tan \phi = 0 \Rightarrow \phi = 0 \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{4}$$

$$\alpha = 0 + \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{4}$$

$$\mu = \tan \phi = 1 \Rightarrow \phi = \frac{\pi}{4} \Rightarrow \beta = \frac{3\pi}{8}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} \times \frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} = \frac{3\pi}{8}$$

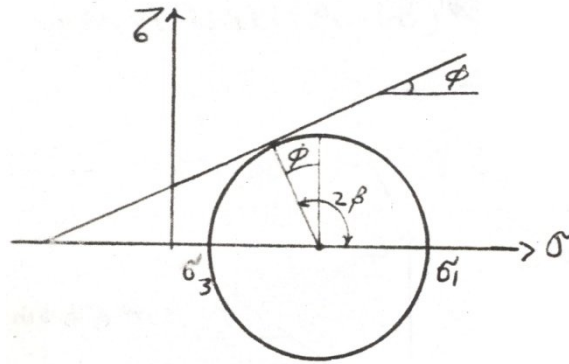
$$\mu = \tan \phi = \infty \Rightarrow \phi = \frac{\pi}{2} \Rightarrow \beta = \frac{\pi}{2}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{2}$$

رابطه فوق را می توان با استفاده از دواير موهر نیز اثبات کرد:

$$2\beta = \frac{\pi}{2} + \phi$$

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



شکل ۳-۱۲- ارائه رابطه فوق توسط دایره موهر

علاوه بر این رابطه (۸) را می‌توان با استفاده از روابط $C_0 = 2S_0 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]$ و $\tan \alpha = \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]$

بصورت زیر نوشت:

$$\sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] - \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] = 2S_0$$

$$\sigma_1 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] = 2S_0 + \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{2S_0}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]} + \sigma_3 \frac{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right]}$$

$$\sigma_1 = \frac{2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]} + \sigma_3 \frac{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}{\left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2S_0 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] + \sigma_3 \left[(1 + \mu^2)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]^2$$

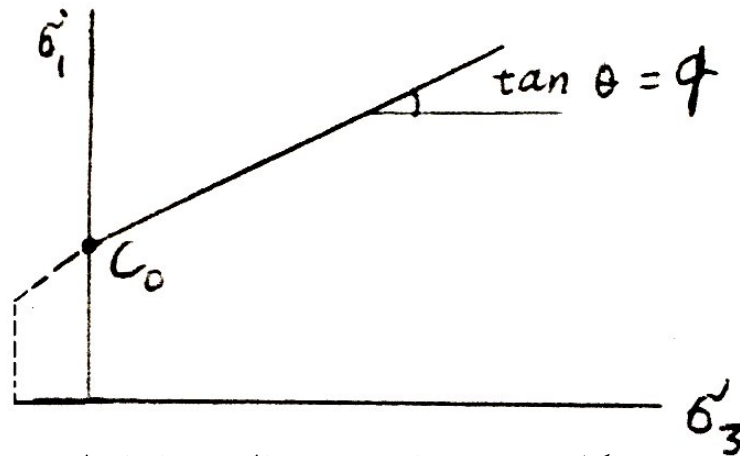
با توجه به فرض‌های قبلی و با جایگزینی خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = 2S_0 \tan \alpha + \sigma_3 \tan^2 \alpha \quad (18)$$

$$\sigma_1 = C_0 + \sigma_3 \tan^2 \alpha \quad (19)$$

و با فرض $\tan^2 \alpha = \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right]^2 = q$ بطور ساده خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = C_0 + q \cdot \sigma_3 \quad (20)$$



شکل ۳-۱۳- ساده ترین حالت معیار کولمب

حالت فوق ساده ترین شکل معیار کولمب است که بیشترین کاربرد را داراست. α عبارتست از شیب خط فوق که می توان آنرا با استفاده از رابطه (۱۷) و یا (۲۰) حساب کرد. آزمایشهای سه محوری انجام شده صحت روابط فوق را نشان می دهد. صفحه شکست با محور اصلی تنش زاویه ای کمتر از 45° می سازد. یکی دیگر از راههای استفاده از معیار کولمب (رابطه ۸) با جایگزینی تنش قائم متوسط (σ_m) و تنش برشی ماکزیمم (τ_m) بشرح زیر بدست می آید.

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \\ \tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \end{cases} \quad (22)$$

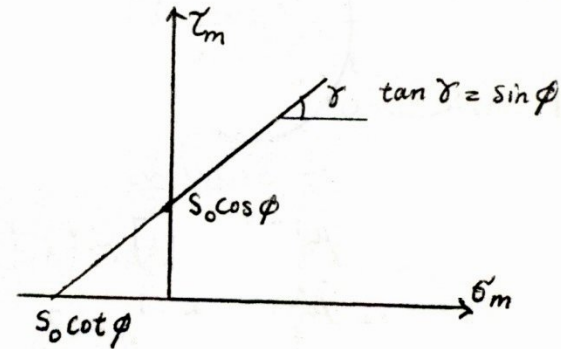
با توجه به روابط فوق رابطه (۸) به صورت زیر در می آید.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\mu = S_0$$

$$\tau_m \left[(1 + \tan^2 \phi)^{\frac{1}{2}} \right] - \tan \phi \cdot \sigma_m = S_0$$

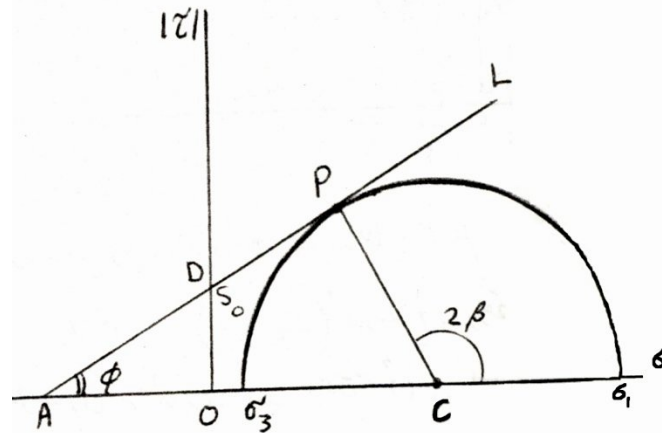
$$S_0 = \tau_m \frac{1}{\cos \phi} - \sigma_m \frac{\sin \phi}{\cos \phi}$$

$$\tau_m = S_0 \cos \phi + \sigma_m \sin \phi$$



شکل ۳-۱۴- معیار کولمب با جایگزینی تنش قائم متوسط و تنش برشی ماکزیمم

نتایج فوق را می توان با استفاده از دایره موهر و شکل زیر نیز بدست آورد.



شکل ۳-۱۵- ارائه نتایج فوق توسط دایره موهر

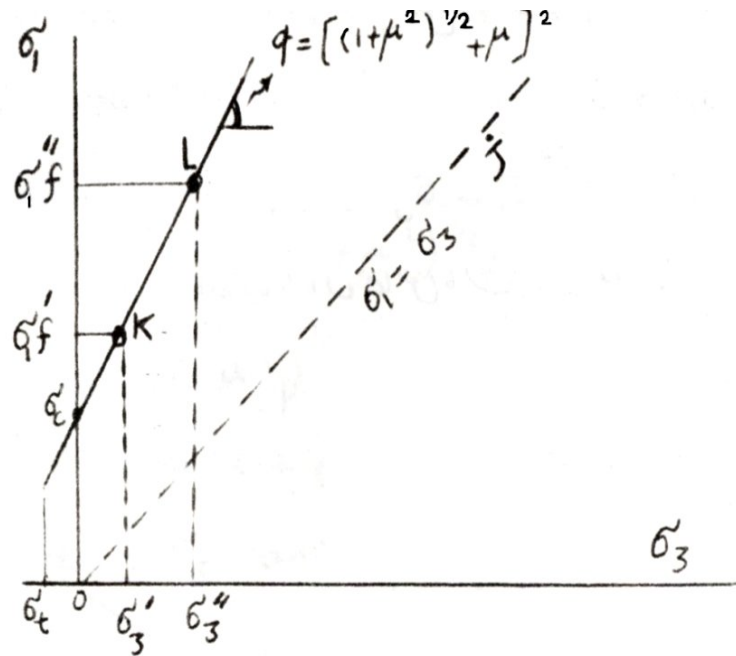
حالت $\sigma_1 = c + q \cdot \sigma_3$ مفیدترین صورت رابطه کولمب است. مقدار μ برای اغلب سنگها در حدود $0.5 \approx 0.8$ تغییر می کند یعنی $q = 3.5 \approx 4.5$. وقتی $q = 1$ باشد معیار مربوط به اجسام پلاستیک بدست می آید (ترزا). خط مزبور به همراه حد کشش در شکل زیر نشان داده شده است. برای بیان مفهوم فیزیکی خط شکست بر روی شکل، دو مسیر مختلف تنش در نظر گرفته شده است.

خط OJ با شیب 45° که شرایط $\sigma_1 = \sigma_3$ بیان می کند. مسیر OJ حالتی را نشان می دهد که $\sigma_1 = \sigma_3$ یعنی نمونه تحت تاثیر تنشهای هیدرواستاتیک قرار گرفته باشد.

در کل برای سنگها همیشه $q > 1$ می باشد و OJ هیچ وقت پوش شکست (منحنی شکست) را قطع نخواهد کرد یعنی شکست اتفاق نخواهد افتاد.

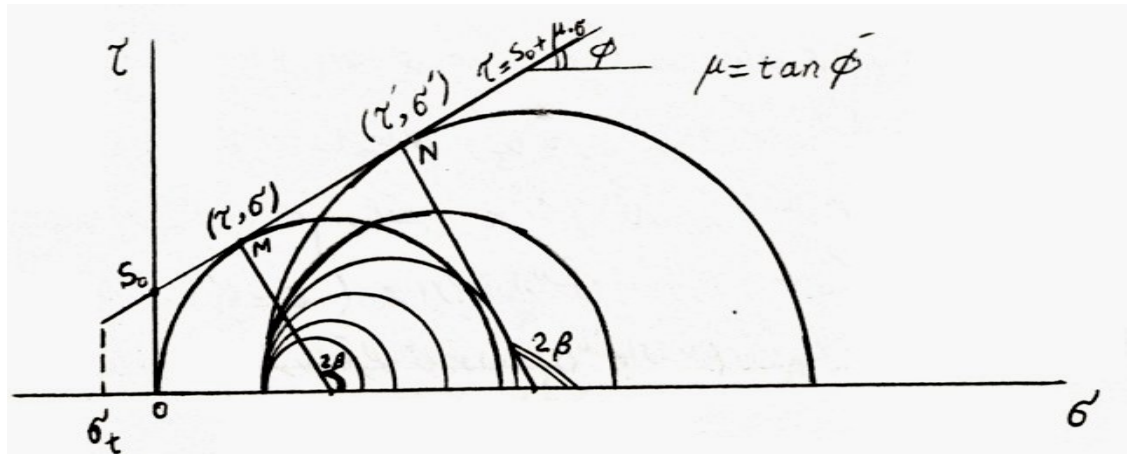
از طرف دیگر در آزمایش سه محوری فشار جانبی $\sigma_3 = \sigma_3'$ را ثابت نگه داشته و مقدار σ_1 را در امتداد $\sigma_3'K$ افزایش دهیم که در نقطه K منحنی پوش را قطع کرده و شکست اتفاق خواهد افتاد (وقتی که $\sigma_1 = \sigma_1'f$) و این مقدار تنش $\sigma_1'f$ در حالتی که تنش جانبی موثر σ_3' باشد بعنوان مقاومت فشاری سه محوری تعریف می شود.

برای تنشهای بالاتر σ_3 ، خط شکست در نقطه L قطع خواهد شد و مقاومت سه محوری حاصل، از حالت قبل بیشتر خواهد شد $\sigma_1''f > \sigma_1'f$ و این نیز تاثیر فشارهای جانبی را در مقاومت سنگ نشان می دهد.



شکل ۳-۱۶- تاثیر فشارهای جانبی را در مقاومت سنگ

نتایج حاصل از آزمایشهای یک محوری و سه محوری معمولاً با استفاده از دواير موهر در محورهای τ - σ نشان داده می شود. در شکل زیر رابطه $|\tau| = S_0 + \mu \cdot \sigma$ یعنی رابطه کولمب نشان داده شده است. در بارگذاری یک محور، ($\sigma_3 = 0$) آزمایش در نقطه O شروع می شود. با افزایش تنش σ_1 قطر دایره موهری که نشان دهنده حالت تنش در داخل نمونه است بزرگتر شده و با خط معیار برخورد می کند و وقتی که $\sigma_1 = \sigma_c$ باشد. در نقطه M با هم برخورد کرده شکست رخ می دهد. مختصات نقطه M مقادیر τ و σ موثر در صفحه شکست را در لحظه شکست نشان می دهد. به همین ترتیب یک آزمایش سه محوری با فشار جانبی $\sigma_3 = \sigma_3'$ شروع شده با افزایش σ_1 دایره های به قطر $\sigma_3 P$ ، $\sigma_3 Q$ و $\sigma_3 R$ که نشان دهنده حالت تنش در داخل نمونه هستند بزرگتر شده و در نقطه $N(\sigma', \tau')$ معیار شکست تحقق پیدا می کند. همانطوریکه از شکل پیداست با افزایش فشار جانبی قطر دایره موهر در لحظه شکست افزایش پیدا می کند. و این نیز برعکس اجسام پلاستیک نشان می دهد که با افزایش فشارهای جانبی مقاومت سنگ ها افزایش می یابد.



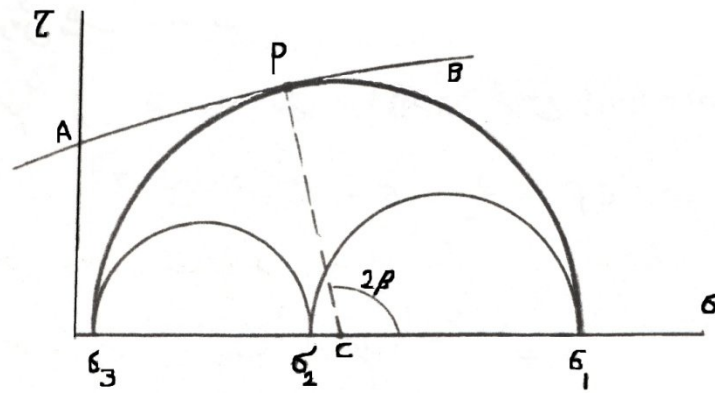
شکل ۳-۱۷- افزایش قطر دایره موهر در لحظه شکست با افزایش فشار جانبی

طبق نظر موهر (سال ۱۹۰۰) وقتی که شکست برشی در امتداد صفحه ای اتفاق می افتد بین تنش های قائم (σ) و برشی (τ) موثر بر صفحه رابطه تابعی زیر موجود است، این رابطه می تواند خط و یا منحنی باشد.

$$|\tau| = f(\sigma)$$

رابطه فوق در محورهای τ - σ توسط یک منحنی مثل AB نشان داده می شود. اگر سه تنش اصلی مختلف σ_1 و σ_2 و σ_3 داشته باشیم مقادیر σ و τ را می توان با استفاده از دوایر موهر بدست آورد. تا زمانیکه مقادیر σ و τ در زیر منحنی AB هستند شکست اتفاق نخواهد افتاد. بلکه شکست وقتی اتفاق می افتد که دایره ای به مرکز C و به قطر σ_1 - σ_3 با منحنی AB برخورد کند و یا در بالای آن قرار گیرد.

[1] - Mohrs Hypothesis



شکل ۳-۱۸- عدم تاثیر تنش اصلی متوسط (σ_m) در شکست

با توجه به شکل فوق می‌توان دریافت که تنش اصلی متوسط (σ_m) در شکست تاثیری ندارد صفحه شکست در امتداد تنش اصلی متوسط قرار دارد. که عمود بر آن با جهت تنش اصلی ماکزیمم زاویه β می‌سازد.

در صورتیکه زاویه 2β عبارتست از زاویه $\rho c \sigma_1$ که خط عمود بر AB با محور σ درست می‌کند. منحنی AB توسط رابطه معینی تعریف نشده و توسط تعدادی آزمایش‌های سه محوری و بصورت پوش^۱ بر دایره‌های موهر بدست آمده، رسم می‌شود. زاویه شکست با رسم خط عمود بر AB از مرکز دایره موهر بدست می‌آید. پوش موهر معمولاً کمی بطرف پایین تقعر دارد یعنی با افزایش تنش متوسط $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ زاویه بین صفحه شکست و جهت تنش اصلی افزایش می‌یابد.

برای اجسام شکننده $\sigma_1 - \sigma_3$ با افزایش σ_3 بیشتر خواهد شد، یعنی منحنی پوش به طرف راست بازرتر خواهد شد. با فرض خطی بودن پوش موهر معیار موهر و کولمب با هم مطابقت خواهند داشت و معادله $|\tau| = f(\sigma)$ بصورت خطی $|\tau| = S_0 + \mu \cdot \sigma$ در خواهد آمد. در تئوری گریفیت پوش شکست بصورت پارابلیک (سه‌موی) در خواهد آمد.

1- Mohrs Envelope

معیار کولمب قبلاً با استفاده از تنش متوسط $\sigma_m = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$ و تنش برشی ماکزیمم

$\tau_m = 1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ بصورت زیر نوشته شده بود:

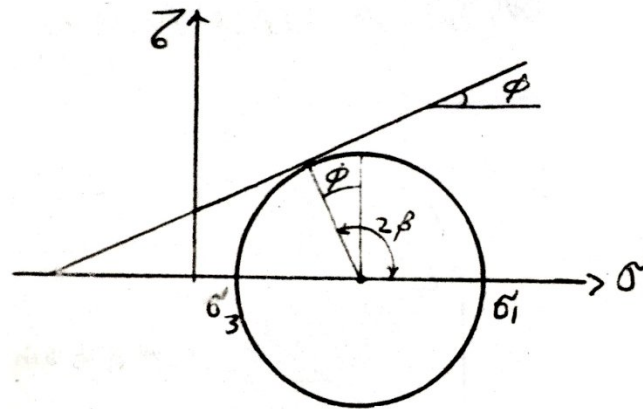
$$(A) \quad \tau_m = \sigma_m \sin \phi + S_0 \cos \phi$$

رابطه فوق با خط راست ADE مطابقت دارد. بطوریکه:

$$OA = -S_0 \cot \phi$$

$$OD = S_0 \cos \phi$$

$$DAO = \tan^{-1}(\sin \phi)$$



شکل ۳-۱۹- پوش موهر برای معیار فوق

پوش موهر برای معیار فوق پوش دایره موهری مثل **CQ** خواهد بود (با مرکز **C** و شعاع τ_m) پوش مزبور بصورت خط **APB** مماس بر دایره خواهد بود. شیب خط مزبور عبارتست از:

$$\sin PAC = \frac{CP}{AC} \Rightarrow CP = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \tau_m$$

$$AC = AO + OC = S_0 \cot \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = S_0 \cot \phi + \sigma_m$$

$$\sin PAC = \frac{\tau_m}{\sigma_m + S_0 \cot \phi}$$

$$(A) \quad \Rightarrow \tau_m = \sigma_m \sin \phi + S_0 \cos \phi = \sin \phi (\sigma_m + S_0 \cot \phi)$$

$$\text{بنابراین} \quad \Rightarrow \sin \phi = \frac{\tau_m}{\sigma_m + S_0 \cot \phi}$$

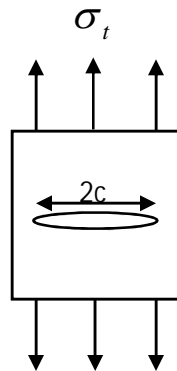
یعنی زاویه **PAC** عبارتست از زاویه ϕ یعنی زاویه اصطکاک داخلی و رابطه مربوط به پوش موهر عبارت است از:

$$\tau = S_0 + \sigma \tan \phi = S_0 + \mu \cdot \sigma$$

معیار گریفیث [۱]

گریفیث برای اولین بار تئوری خود را بر روی پلاکی از شیشه با ضخامت واحد دارای ترکی بیضی شکل به طول محور بزرگ $2C$ برای گسترش ترک انجام داد و نتیجه گرفت ترک وقتی گسترش می یابد که

$$\sigma_t \geq \sqrt{\frac{2E\alpha}{\pi.C}}$$



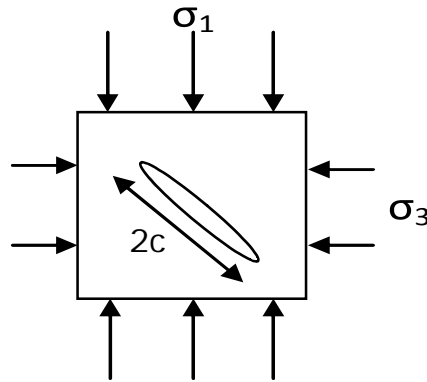
$\alpha \left(\frac{j}{m^2} \right)$: انرژی سطحی در سطوح دیواره ترکها
 E : مدول یانگ نمونه بدون ترک
 C : نصف طول ترک
 σ_t : تنش کششی

[1] - Griffith

وی سپس تئوری خود را برای حالات فشاری نیز بسط داد. در این نظریه نامبرده از تاثیر اصطکاکی دیواره درزه‌ها چشم پوشی کرد.

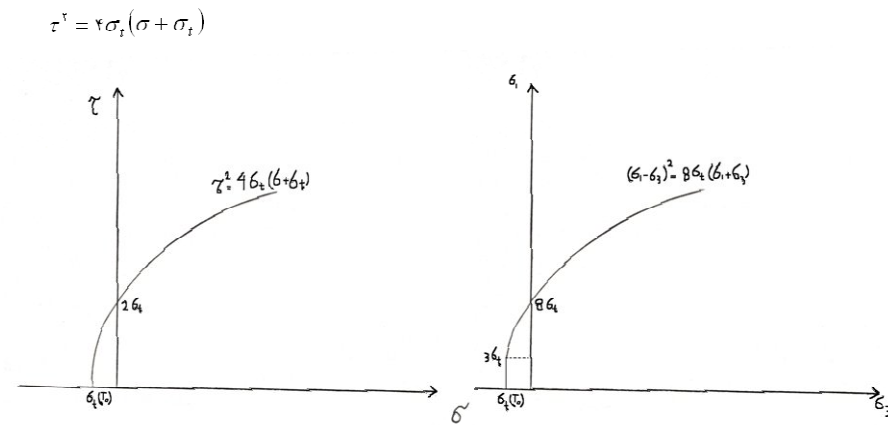
$$\sigma_1 + 3\sigma_3 > 0 \longrightarrow (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \longrightarrow \sigma_3 = -\sigma_t$$



رابطه فوق برحسب تنش برشی و قائم موثر بر صفحه ای که از محور بزرگ بیضی (ترک) عبور می‌کند بصورت زیر ارائه شده است.

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



شکل ۳-۲۰- معیار گریفث

رابطه فوق نشان می دهد که وقتی $\sigma_3 = 0$ باشد. معادله بصورت

$$(\sigma_1)^2 = 8\sigma_t \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_1 = 8\sigma_t$$

$$\sigma_1 = \sigma_C = C_0 = 8T_0$$

در می آید یعنی مقاومت فشاری سنگ ۸ برابر مقاومت کششی است ولی آزمایشهای انجام شده نشان می دهد که در حقیقت نسبت مزبور بیشتر از مقدار فوق است. مورل^[۱] تئوری خود را با استفاده از حالت تنش سه محوری بصورت زیر بسط داد.

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

$$(\tau_{oct})^2 = 8\sigma_t(\sigma_{oct})$$

برای بارگذاری یک محوری رابطه فوق بصورت مقابل در می آید: $C_0 = 12 \sigma_t$

که تطابق بهتری با نتایج عملی دارد. والش^[۲] و مک کلینتاک^[۳] با در نظر گرفتن اثر اصطکاکی سطح ترک معیار گریفیت را به صورت زیر اصلاح کردند:

$$\mu(\sigma_3 + \sigma_1 - 2\sigma_c) + (\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{0.5} = 4\sigma_t \left(1 - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t} \right) \right)^{0.5}$$

[1] - Murrell

[2] - Walsh

[3] - MC Clintock

فقط براس [1] دریافت که مقدار σ_c در رابطه ی فوق در مقایسه با سایر مقادیر بسیار کمتر است و می توان از آن صرف نظر کرد:

$$\mu (\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) (1 + \mu^2)^{0.5} = 4 \sigma_t$$

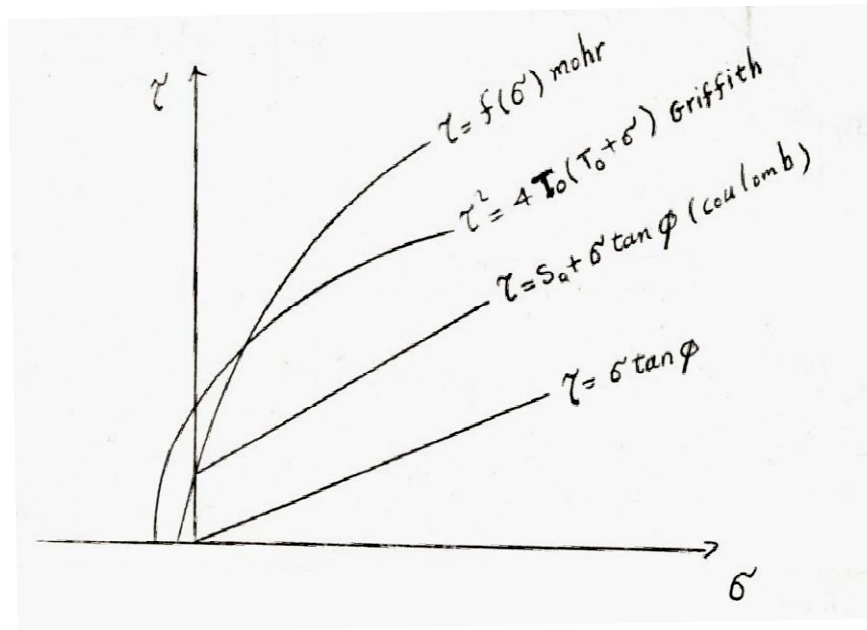
در رابطه ی فوق:

μ : ضریب اصطکاک در سطح ترک ها

σ_t : مقاومت کششی

σ_c : تنش لازم بحرانی عمود بر سطح ترک جهت بسته شدن ترک ها

[1] - Brace



شکل ۳-۲۱- پوش موهر برای معیارهای مختلف

معیارهای تجربی مقاومت^[۱]

تجربه نشان می‌دهد که هیچ یک از معیارهای مقاومت موجود که دو تای آن بطور مفصل مورد بحث قرار گرفت بطور کامل و دقیق پاسخگوی شرایط مختلف بارگذاری نیست و مشاهده می‌شود که پوشهای $\sigma-\tau$ و $\sigma_1-\sigma_3$ اغلب خطی نبوده، بلکه بصورت منحنی هستند که می‌توان آنها را بصورت قانون توان^[۲] ارائه کرد. در سال ۱۹۶۵ مورل^[۳] معیار تجربی زیر را پیشنهاد کرد (قانون توان).

$$\sigma_1 = \sigma_c + B\sigma_3^A$$

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

σ_1 : تنش اصلی حداکثر

σ_3 : تنش اصلی حداقل

A و B و a و b ضرائب هستند.

a و A کمتر از یک بوده و B و b دارای واحد هستند.

[1] - Empirical Strength Criteria

[2] - Power Law

[3] - Murrell

ضرائب فوق بدون بعد نبوده و به همین علت مشکلاتی را فراهم می کنند. این مشکل را می توان به کمک نرمالیزه کردن^[1] رابطه فوق یعنی تقسیم طرفین رابطه به σ_c حل کرد. که در این حالت:

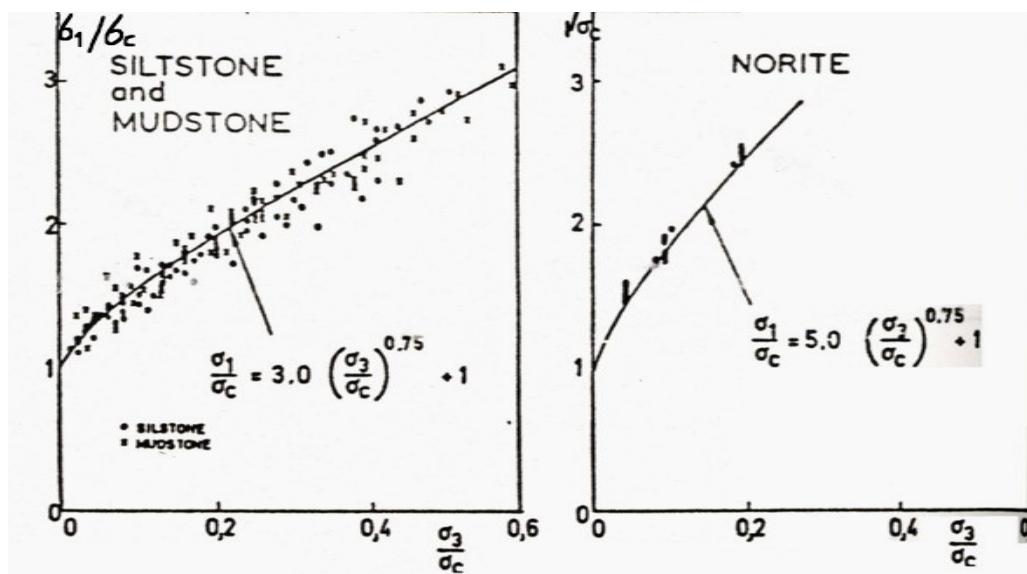
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = K \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^A + 1 \quad K = 3 \approx 5$$

$$A = 0.75$$

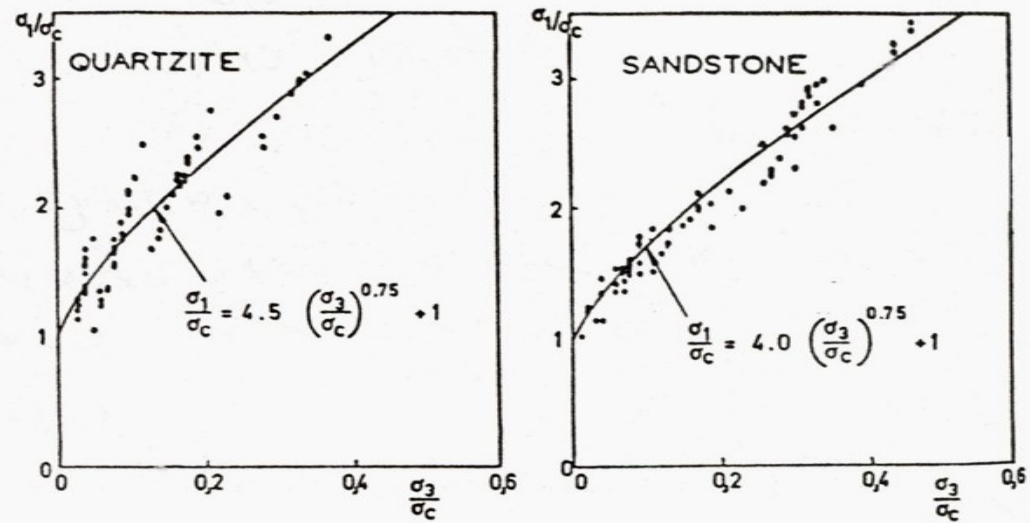
معیار فوق توسط بنیاوسکی^[2] بر روی تعداد زیادی نمونه از سنگهای آفریقای جنوبی انجام و نتایج زیر بدست آمده است.

[1] – Normalize

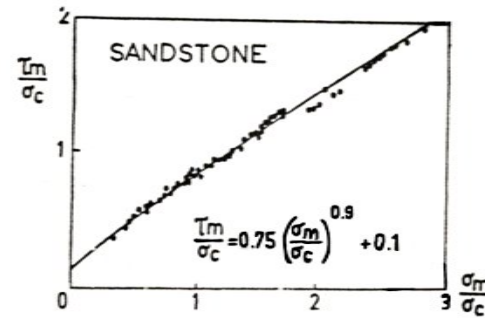
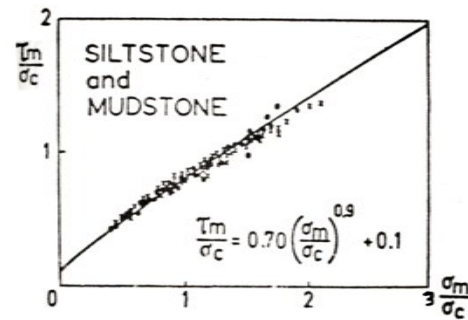
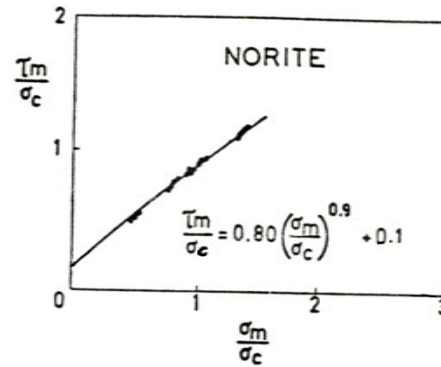
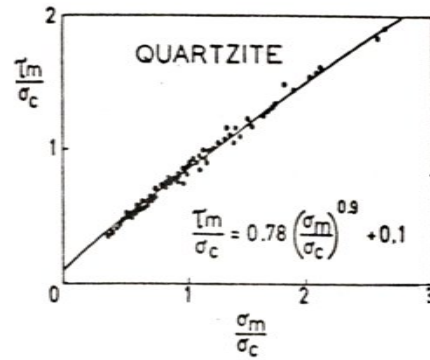
[2] - Bieniawski



شکل ۳-۲۲- شکست در آزمایش فشاری سه محوری برای سه نوع سنگ



شکل ۳-۲۳- شکست در آزمایش فشاری سه محوری برای دو نوع سنگ



شکل ۳-۲۴- رابطه بین تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط در شکست برای انواع سنگها (نتایج کاربرد معیار هوک توسط بیناویسکی بر روی تعدادی از سنگ های آفریقای جنوبی)

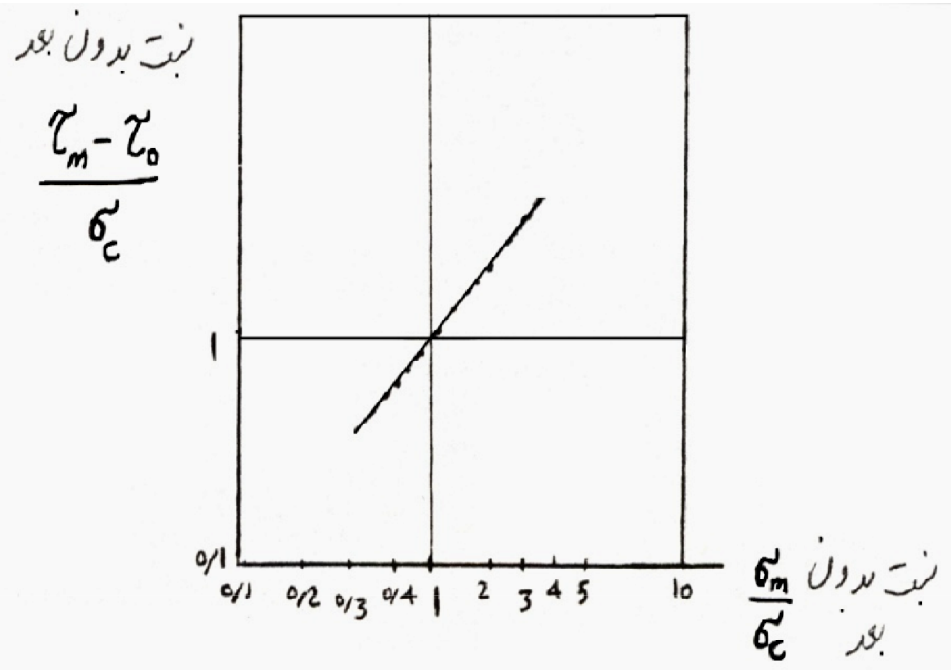
صورت دیگری از قانون توان توسط هوک^[۱] در سال ۱۹۶۸ پیشنهاد و توسط بنیاویسکی مورد استفاده قرار گرفت این معیار بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط بیان شده است (نقطه بالای دایره موهر).

$$\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^c$$

$$\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad , \quad \sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

τ_0 و B در رابطه بالا ثابت هستند.

[1] - Hoek



شکل ۳-۲۵- معیار تجربی مقاومت بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط

برای مقاصد علمی می‌توان $\sigma_t = \tau_0$ یعنی مقاومت کششی یک محوره سنگ فرض کرد و از آنجا که τ_m و σ_m مختصات نقطه بالایی دایره موهر هستند (یکی شعاع و دیگری فاصله مرکز دایره از مبدا مختصات) معیار بدست آمده مکان هندسی نقاط بالایی دایره موهر است.

$$\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^c$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^c + \frac{\tau_0}{\sigma_0} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^c + \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \Rightarrow \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cong 0.1$$

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

و همچنین رابطه (a) را می‌توان بصورت لگاریتمی زیر در آورد و ضرائب **B** و **C** را بدست آورد:

$$\log_{10} \left(\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} \right) = \log_{10} B + c \log_{10} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)$$

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 یک 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 هر چند تقریبی رفتار توده سنگ را که شامل تعدادی گروه درزه و ناپیوستگی می باشد، مشخص نماید.

معیار شکست تجربی هوک و براون

اساس این معیار تجربی؛ معیار گرفتیت و مک کلین تاک و والش می باشد. بنظر نامبردگان در حین شکست روابط زیر بین تنشهای اصلی موجود است .

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c \cdot \sigma_3 + S\sigma_c^2} \quad (\text{الف})$$

$\sigma_1 =$ تنش اصلی ماکزیمم در حین شکست
 $\sigma_3 =$ تنش اصلی می نیمم در حین شکست
 $\sigma_c =$ مقاومت فشاری یک محوری ماده سنگ
 σ_3, σ_1 ضرائب خواص سنگ و نحوه شکست آن قبل از قرارگیری تحت تاثیر

m, S

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + S} \quad (\text{شکل در صفحه بعد})$$

$$\sigma_3 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = \sqrt{S\sigma_c^2} \Rightarrow \sigma_{cS} = \sigma_1 = \sigma_c \quad \text{و} \quad S = 1$$

برای سنگ بکر

برای سنگی که قبلاً شکسته ($S < 1$) و مقاومت در فشار جانبی صفر از رابطه فوق بدست می‌آید. در صورتیکه مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر نمونه است. تنش کششی یک محوری نمونه با جایگزین کردن $\sigma_1 = 0$ در رابطه (A) بدست می‌آید

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

$$\Rightarrow \sigma_3^2 - (m\sigma_c)\sigma_3 - (S\sigma_c^2) = 0 \quad \text{معادله درجه دوم}$$

$$\Delta = m^2\sigma_c^2 + 4S\sigma_c^2 = \sigma_c^2(m^2 + 4S)$$

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{m\sigma_c \pm \sigma_c \sqrt{m^2 + 4S}}{2} \Rightarrow \sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_c \left(m - \sqrt{m^2 + 4S} \right)$$

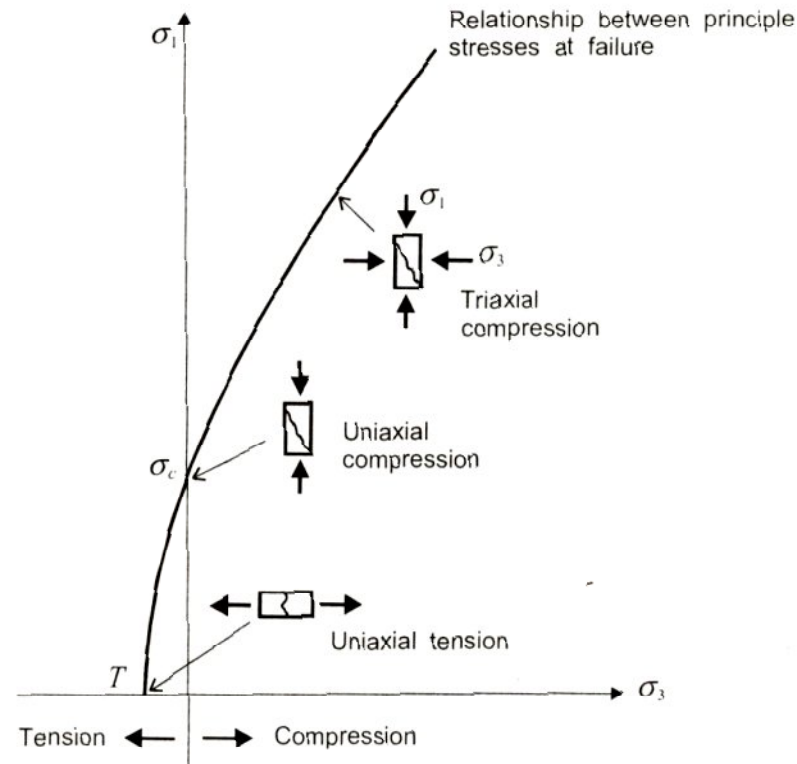


Figure 5-5. Graphical representation of stress conditions for failure of intact rock in (σ_1, σ_3) space (after Hoek and Brown, 1980).

شکل ۳-۲۶- ارائه گرافیکی شرایط تنش برای شکست ماده سنگ تحت (σ_1, σ_3)

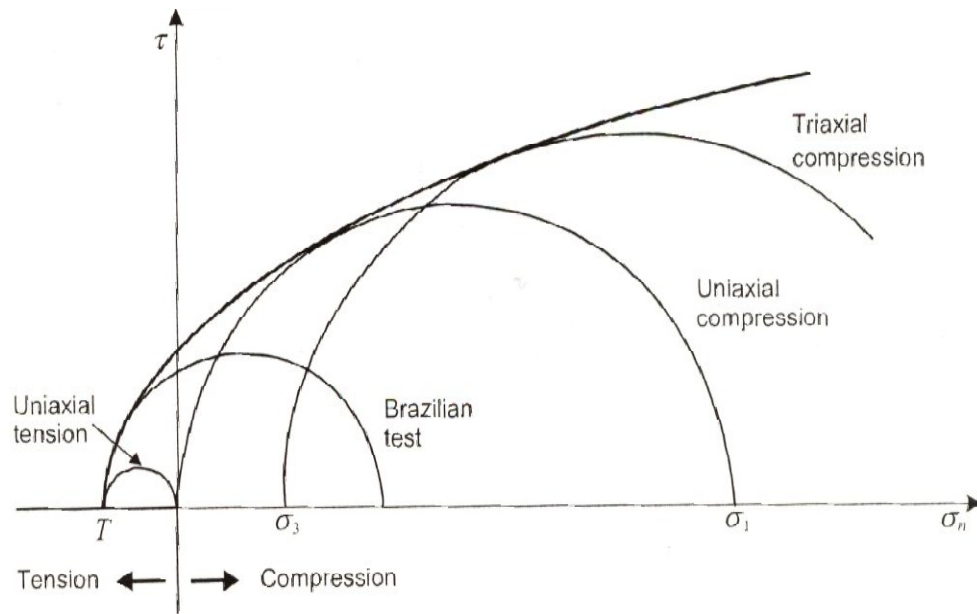


Figure 5-6. Representation of the stress conditions depicted in Figure 5-5 using a Mohr circle diagram (after Hoek and Brown, 1980).

شکل ۳-۲۷- نمایش شرایط تنش شکل ۳-۲۵ توسط دایره موهر

ضمیمه معیار هوک و براون:

مقادیر ثابت m توسط هوک و دیگران (۱۹۹۲) برای سنگهای مختلف به شرح زیر محاسبه و یا تخمین زده شده است.

۸/۲۵	گابرو	۲/۳۱	آمفیبولیت
۲/۲۹	گنیس	۹/۱۸	آندزیت
۷/۳۲	گرانیت	۲/۱۳	آنهدریت
۵/۱۵	ژیپس	۱۷	بازالت
۴/۸	سنگ آهک	۲/۷	چالک
۷/۲۱	نوریت	۳/۱۹	چرت
۷/۲۳	کوارتزیت	۴/۳	کلی ستون
۲۰	ریولیت	۲/۱۵	دولریت
۶/۹	ماسه سنگ	۱/۱۰	دولومیت
		۴/۱۱	لایسنگ

معیار اصلاح شده هوک - براون برای سنگ بکر:

هوک و براون معیار خود را بارها اصلاح کردند آخرین صورت معیار مزبور بشرح زیر است [۱۱].

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{2}}$$

σ_1', σ_3' : تنشهای اصلی مؤثر

σ_c : مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر

m_i : ضریب مربوط به توده سنگ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cd}}{(50/d)^{0.18}}$$

بهترین راه برای بدست آوردن σ_c ، m_i استفاده از آزمایش سه محوری می باشد. نتایج آزمایش های سه محوری را می توان به کمک نرم افزار **Rock Data** تحلیل نمود.

معيار هوک و براون برای توده سنگ:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + S \right)^a$$

m_b مقدار m برای توده سنگ
 S و a ضرایب مربوط به خواص توده سنگ
 σ_c مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر.

معيار اوليه برای سنگ هایی با کیفیت خوب تا متوسط که در آن مقاومت توده سنگ توسط قفل شدگی محکم تکه های گوشه دار سنگ کنترل می شود جواب خوبی داده است.
معيار شکست چنین توده سنگی را می توان با فرض $a=0.5$ در معادله بالا بدست آورد.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + S \right)^{0.5}$$

در توده سنگ های ضعیف که در آن قفل شدگی تکه های سنگ در اثر هوازدگی و حرکت برشی تخریب شده است، توده سنگ فاقد مقاومت کششی و یا نیروی چسبندگی بوده و نمونه بدون فشارهای جانبی و محدود کننده خواهد ریخت برای این سنگها معیار اصلاح شده بسیار مناسبتر بوده که با در نظر گرفتن $s = 0$ در رابطه قبلی بدست می آید.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(mb \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right)^a$$

روابط فوق بدون پیدا کردن و تخمین ضرایب s, m_b و a به طرق مختلف هیچ ارزشی نخواهد داشت. ضرایب مزبور را می توان به کمک رده بندی مهندسی توده سنگ RMR_{1976} بدست آورد. فقط این پروسه برای توده سنگ های با RMR کمتر از ۲۵ کارائی ندارد. برای این نوع سنگها هوک و براون رده بندی جدیدی بنام GSI که $10 < GSI < 100$ معرفی کردند. که آنرا می توان به روش زیر بدست آورد.

- Geological strength Index

$$GSI = RMR_{76}$$



$$RMR_{76} < 18 \text{ برای}$$

برای $RMR_{76} < 18$ رده بندی سال ۷۶ بیناويسکی را نمی توان بکار گرفت و در این حالت بهتر است از رده بندی Q' بارتون و دوستانش استفاده کرد.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \leftarrow RMR_{89} > 23 \text{ برای } RMR_{89} \text{ و در حالت}$$

برای $RMR_{89} < 23$ رده بندی بیناويسکی قابل قبول نبوده و به جای آن از رده بندی Q' استفاده میشود.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \longrightarrow GSI = 9 \log_c Q' + 44$$

حداقل Q' معادل $0.208/0$ می باشد که معادل $GSI = 9$ برای یک زون برشی و یا گسله نیمه پر شده از رس می باشد.

بنابراین :

برای سنگ بهم نخورده [1] اگر $GSI > 25$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$a = 0.5$$

$GSI < 25$ برای سنگ بهم نخورده اگر

$$S = 0, \quad a = 0.65 - GSI/200$$

[1] - Undisturbed Rock Mass

از آنجا که مقدار زیادی از روش های عددی و تحلیلهای تعادل مرزی به کمک معیار شکست موهر-کولمب ارائه میشود بایستی بتوان پارامترهای نیروی چسبندگی و اصطکاک معادل را تخمین زد و با استفاده از تنش های اصلی، تنش های قائم σ_n و برشی τ را محاسبه نمود.

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} + 1} \qquad \tau = (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}}$$

برای $GSI > 25$, $a=0.5$	\longrightarrow	$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 + \frac{mb \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}$
برای $GSI < 25$, $S=0$	\longrightarrow	$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 + a \cdot m_b^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{a-1}$

با در دست داشتن σ_n و τ_n مقادیر متوسط ϕ و C را میتوان با استفاده از رگرسیون خطی بدست آورد .
مقاومت فشاری یک محوری توده سنگی با ϕ و C معلوم را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\sigma_{cm} = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

معیار بیناويسکی برای ماده سنگ (۱۹۷۴):
معیاری توسط بیناويسکی بشرح زیر ارائه شد [۱۲].

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

$$(\sigma_1)_{\sigma_3=0} = \sigma_c$$

معیار فوق به کمک یادبر [1] براساس آزمایش های متعدد روی نمونه های ساخته شده از گچ به شرح زیر نشان داده شده است:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a_m + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha$$

مقاومت فشاری یک محوری توده سنگ: $\sigma_{Cm} = a_m \cdot \sigma_c$

$$\alpha = 0.65$$

$$a_m = 0.0176Q^\alpha$$

و یا

$$a_m = \exp \left[7.65 \left(\frac{RMR - 100}{100} \right) \right]$$

[1] - Yudhbir

ضریب b :

توف، شیل و سنگ آهک ($b=2$)

سیلتستون و مادستون ($b=3$)

کوارتزیت، ماسه سنگ و دولومیت ($b=4$)

نوریت، گرانیت و کوارتز دیوریت ($b=5$)

فصل چهارم

خصوصیات مکانیکی سنگ بکر^[1] یا ماده سنگ^[2]

در بعضی از پروژه‌های مهندسی بسته به نسبت ابعاد پروژه یا فاصله ناپیوستگی‌ها در توده سنگ، عامل تعیین کننده در رفتار مکانیکی سنگها، سنگ بکر یا ماده سنگ می‌باشد. درحالیکه در بعضی دیگر خصوصیات مکانیکی توده سنگ^[3] با ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی موجود در آن نقش تعیین کننده را دارا می‌باشد و باید مورد توجه قرار گیرد .

در این ارتباط ابتدا به خصوصیات مکانیکی سنگها (سنگ بکر) که شامل خصوصیات ارتجاعی و مقاومت آن، منحنی تنش - کرنش، انواع شکستها و سپس رفتار شاخص سنگها در تراکم یک محوری و در فشارهای محدود کننده، مقاومت کششی، سختی سنگ و بالاخره عوامل مؤثر در رفتار مکانیکی سنگها بحث خواهد شد.

[1] - Intact Rock

[2] - Rock material

[3] - Rock mass

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 تغییر شکل به کرنش دیاگرام تنش- کرنش نمونه را رسم می نماییم. (دیاگرام σ - ϵ)

مفهوم شکست

در مکانیک سنگ شکست [1] مفاهیم مختلفی دارد اما مفهوم اصلی آن بدین صورت تعریف می شود که "عبارت از پروسه ای است که رفتار جسم را از یک حالت به حالت دیگر تغییر می دهد". یا بعبارت دیگر شکست پروسه ای است که جسم طی آن تغییر رفتار می دهد. چنانکه اگر جسمی از حالت الاستیک به پلاستیک یا برعکس تبدیل شود نوعی شکست رخ داده است.

انواع مختلف شکست عبارتند از:

- (۱) تسلیم [۱]
- (۲) ترکیدن [۲]
- (۳) گسیختگی [۳]
- (۴) مقاومت [۴]

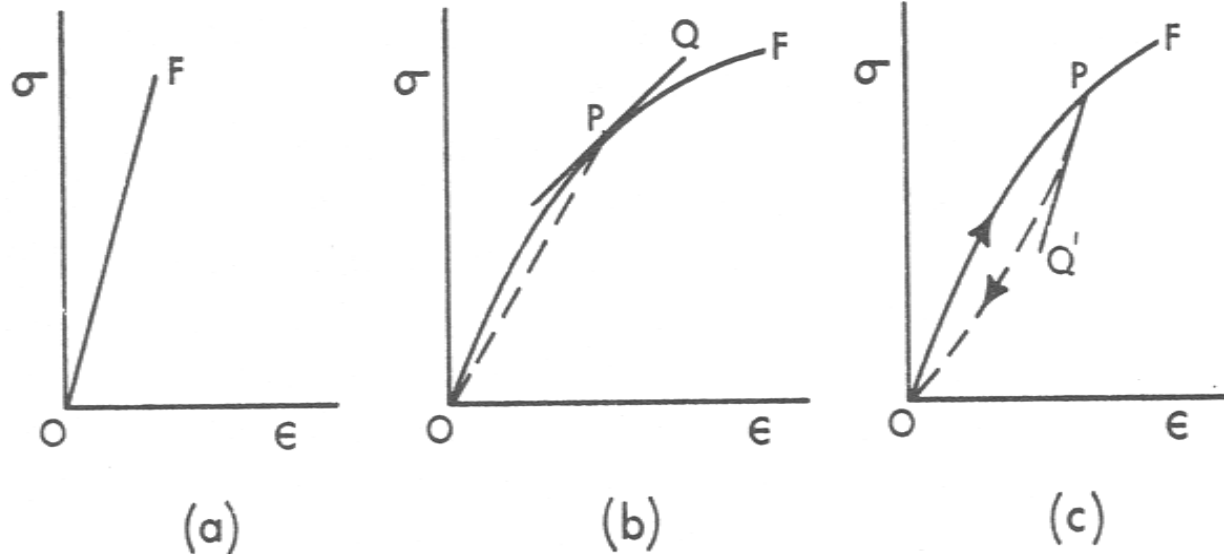
Yield یا به عبارت دیگر تسلیم معمولاً برای تعریف گذر از حالت الاستیک به شکل پذیر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

Fracture یا ترکیدن این نوع شکست پروسه‌ای است که طی آن در ماده صفحات و یا سطوح جدیدی به صورت شکاف و یا ترک تشکیل می‌شود و یا سطوح ترکهای موجود افزایش می‌یابد. لذا این نوع شکستگی به ترکیدن مرسوم است.

Rupture یا گسیختگی نوعی شکست است که طی آن سنگ به دو یا چند قسمت مجزا تقسیم می‌شود.

-
- 1- Yield
 - [2] - Fracture
 - [3] - Rupture
 - [4] - Strength Failure

Strength Failure يا مقاومت پروسه اي که طی آن ظرفیت تحمل بار سنگ و یا نمونه از يك حالت افزایش تدریجي به کاهش تدریجي تغییر می یابد.



برای بیشتر سنگ های مقاوم منحنی تنش کرنش سنگ تقریباً خطی بوده (الاستیک خطی)¹ که با شکست و یا گسیختگی در نقطه F به پایان می رسد. (شکل a). معادله منحنی مزبور که خطی می باشد بشرح زیر است :

$$\sigma = E.\varepsilon$$

مقدار ثابت E در رابطه فوق که نشان دهنده شیب منحنی σ - ε بوده و برای حالت فوق ثابت می باشد مدول یانگ² و یا مدول الاستیسیته³ 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 کامل⁴ می نامند. معادله منحنی مزبور با رابطه زیر میان می شود (شکل b)

$$\sigma = f(\varepsilon)$$

-
- 1- Linearly Elastic
 - 2- Youngs Modulus
 - 3- Modulus of Elasticity
 - 4- Perfectly Elastic

واژه بارگذاري^۱ به روند رو بافزايش تدريجي تنش وارده به نمونه سنگ و باربرداري^۲ به روند کاهش تدريجي بار به نحوي که در آزمایشگاه صورت مي گيرد اطلاق مي شود.

بدیهی است در شرایط فوق تمام انرژی ذخیره شده در نمونه در جریان بارگذاري در موقع برداشت بار آزاد مي شود و هیچگونه اتلاف انرژی صورت نمي گيرد.

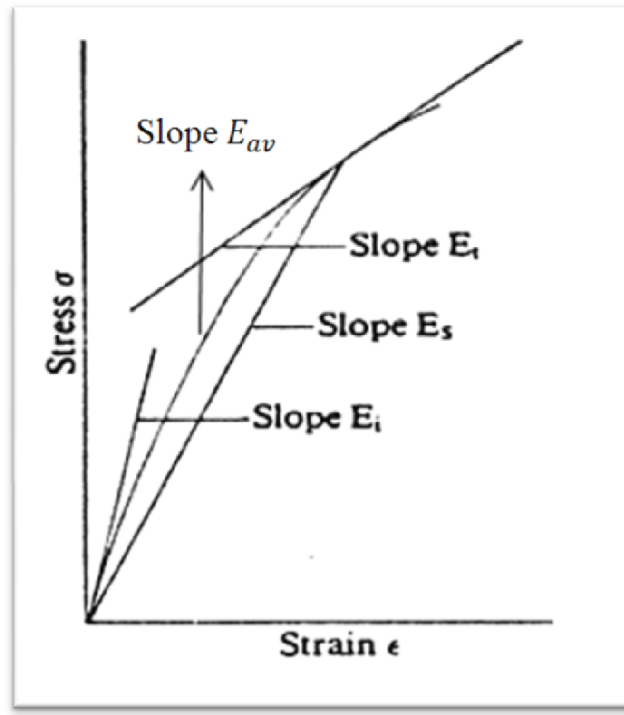
در صورتی که پس از بارگذاري و برداشت بار تا رسیدن تنش به مقدار صفر تغيير شکلهای حاصل در نمونه نیز به صفر برسد ولی مسیر منحنی بارگذاري و باربرداري σ - ϵ در نمودار متفاوت باشد (شکل C) اینگونه رفتار سنگ به وارفتگی^۳ موسوم بوده که نشان دهنده زياد بودن کار انجام شده بر روی نمونه در حين بارگذاري در مقایسه با کار انجام شده در باربرداري است. این پدیده نشان دهنده اتلاف و یا استهلاک انرژی^۴ در جسم مورد آزمایش است. در صورتی که در نقطه ای مثل ρ بر روی منحنی برداشت بار^۵ مماسی بر آن رسم شود شیب منحنی مزبور مدول برداشت بار نامیده می شود. اجسامی که چنین رفتاری را از خود نشان می دهند به اجسام الاستیک موسوم هستند.

-
- 1 - Loading
 - 2 - Unloading
 - 3 - Hysteresis
 - 4 - Dissipation
 - 5 - Unloading Modulus

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 $\sigma-\epsilon$ غیرخطی باشد از یک مدول الاستیک ثابت نمی توان صحبت کرد .

انواع مدول الاستیسیته:

بطوریکه قبلا نیز اشاره شد وقتی که رابطه بین تنش δ کرنش سنگ غیر خطی باشند. مدول الاستیسیته ثابت نخواهد بود و در هر نقطه از منحنی مزبور با رسم مماسی بر منحنی و یا تعیین نقطه ای بر روی منحنی می توان شیب خطوط مزبور را بعنوان مدول الاستیسیته قبول کرد. لذا در مکانیک سنگ از مدول های مختلفی استفاده می شود که در شکل زیر نشان داده شده است و در ادامه به شرح آنها پرداخته می شود.



شکل ۴-۲- مدول های الاستیسیته مختلف

۱- مدول الاستیسیته مماسی^۱: اگر در هر نقطه از منحنی تنش کرنش مماسی بر منحنی رسم شود شیب خط مزبور بعنوان مدول مماسی تعریف می شود و با E_t نشان داده می شود (شکل بالا) از آنجا که بی نهایت نقطه بر روی منحنی می توان اختیار کرد معمولا برای امکان مقایسه در ۵۰٪ مقاومت نهائی سنگ بر روی منحنی نقطه ای انتخاب و شیب مماس بر منحنی در آن نقطه به عنوان مدول محاسبه می شود .

$$E_{t(50)} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

۲- مدول متقاطع^۲: چنانچه از مبدا مختصات پاره خطی به هر نقطه از منحنی σ - ε وصل شود. شیب آن بعنوان مدول متقاطع نامیده می شود. و از آنجا که بی نهایت نقطه می توان بر روی منحنی انتخاب نمود معمولا نقطه ای در ۵۰٪ مقاومت نهائی بر روی منحنی تعیین و از مرکز به آن نقطه وصل می شود. شیب پاره خط مزبور بعنوان مدول متقاطع در ۵۰٪ مقاومت نهائی نامیده شده و با $E_s(50)$ نشان داده می شود .

$$E_s(50) = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

1 - Tangent Modulus
2 - Secant Modulus

۳- مدول متوسط^۱: شیب قسمت مستقیم الخط منحنی σ - ϵ بعنوان مدول متوسط نامیده شده و با E_a نشان داده می شود.

$$E_a = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$$

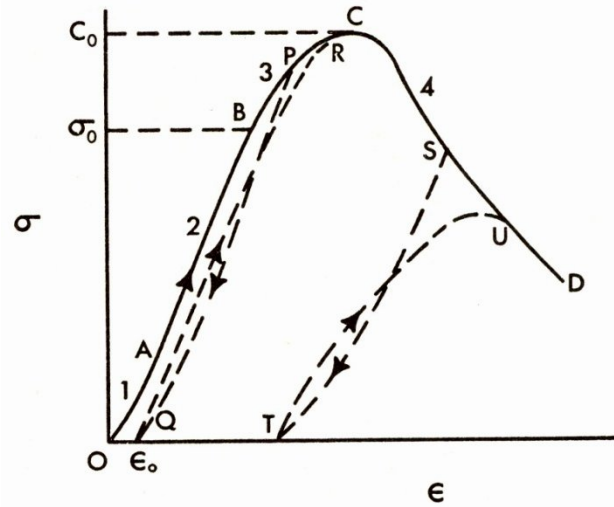
۴- مدول اولیه^۲: اگر از مبدا مختصات پاره خطی به منحنی σ - ϵ مماس رسم شود شیب خط مزبور بعنوان مدول اولیه نامیده می شود و با E_i نشان داده می شود.

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

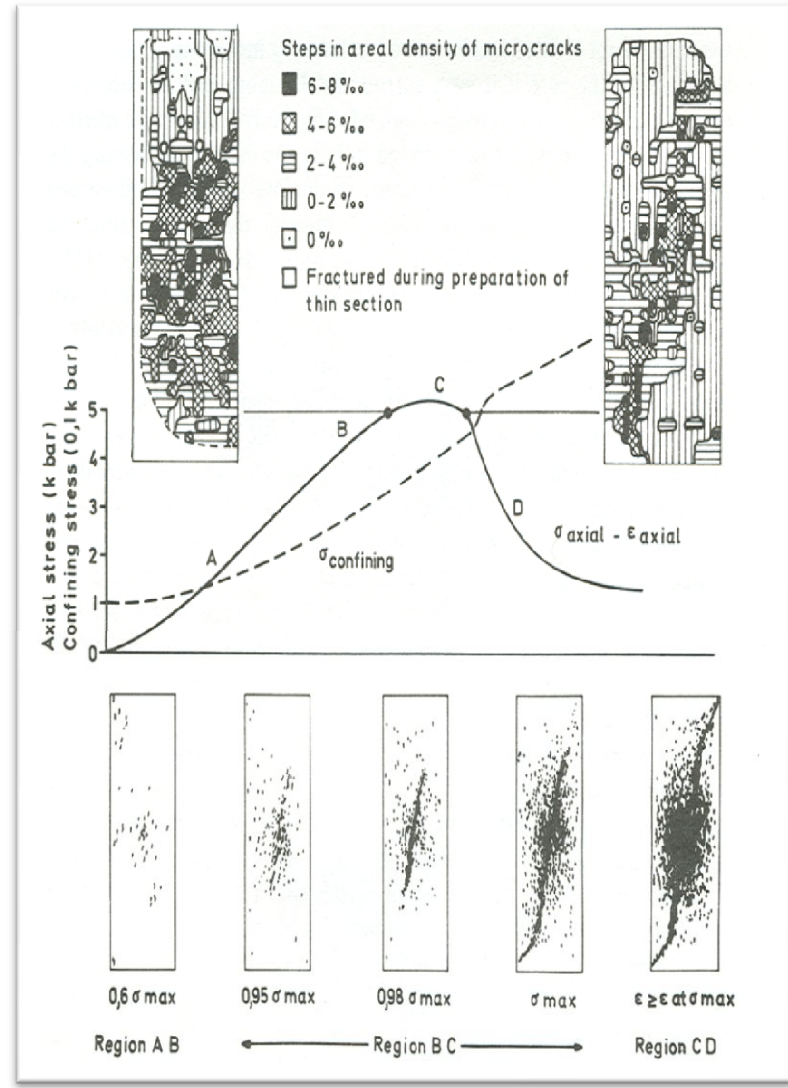
1 - Average Modulus
2- Initial Modulus

منحنی کامل تنش کرنش سنگ

رفتار مواد ایده آل که در بخش قبلی توضیح داده شد تا وقوع شکست نهائی در نقطه (F) با تقریب زیاد الاستیک می باشد. در صورتیکه رفتار واقعی سنگ را می توان بشرح زیر و با استفاده از منحنی کامل تنش کرنش سنگ توصیف کرد.



a)



b)

c)

شکل ۴-۳- نمایش رفتار واقعی سنگ با استفاده از منحنی کامل تنش کرنش

منحنی شاخص σ - ϵ سنگ در شکل فوق را می توان به چهار قسمت متمایز تقسیم کرد (شکل a).

- الف : قسمت OA ، که کمی بطرف بالا تفرع دارد .
- ب : قسمت AB که با تقریب زیاد خطی است .
- ج : قسمت BC که بطرف پایین تفرع داشته و در نقطه C به حداکثری می رسد .
- د : قسمت CD که بخش افتان و یا قسمت بعد از نقطه حداکثر است .

در دو قسمت اول OA و AB ممکن است وارفنگی جزئی در رفتار سنگ مشاهده شود ولی با تقریب زیاد رفتار سنگ را می توان الاستیک در نظر گرفت یعنی در جریان بارگذاری و برداشت بار تغییرات غیر قابل برگشت در ساختمان¹ و خصوصیات سنگ صورت نگرفته است .

در قسمت سوم منحنی (BC) که معمولا در تنش معادل ۸۰٪ مقاومت نهائی سنگ شروع می شود شیب منحنی با افزایش بار بصورت تدریجی کاهش یافته و در نقطه C به صفر می رسد. در این قسمت تغییرات غیر قابل برگشتی در ساختمان نمونه ایجاد شده به نحوی که مسیر منحنی های بارگذاری و برداشت بار با همدیگر متفاوت بوده و در صورت برداشت بار PQ در شکل فوق کرنش ماندگار ϵ_0 در تنش صفر حاصل می شود و اگر نمونه تحت بارگذاری مجدد قرار بگیرد مسیری مثل QR را طی می کند که در زیر منحنی OABC قرار گرفته و در نقطه ای بالاتر از P یعنی R به آن می پیوندد.

قسمت چهارم یعنی CD از نقطه حداکثر تنش منحنی σ - ϵ یعنی C شروع شده و دارای شیب منفی می باشد. در این قسمت در صورت اجرای یک دور برداشت بار STU با کرنش دائمی و ماندگار قابل توجهی مثل $\epsilon_0 = 0$ روبرو می شویم. مسیر منحنی بارگذاری مجدد TU بوده که منحنی اصلی را در نقطه ای مثل U قطع می کند که در تنش کمتر و پایین تر از نقطه باربرداری (S) به منحنی اصلی می پیوندد. قسمت CD منحنی مشخص کننده رفتار شکننده^[۱] سنگ می باشد که بعلت عدم پایداری سیستم نمونه و دستگاه آزمایش که شکست تند نمونه را در نقطه ای نزدیک به نقطه C سبب می شود با دستگاههای معمولی مجهول و ناشناخته باقی می ماند. در اصل قسمت CD رفتار بعد از شکست^[۲] نمونه را نشان می دهد. با توجه به بحث فوق حال می توان به چند تعریف اساسی پرداخت.

[1] - Brittle Behavior

[2] - Post Failure

الف : حالت شکل پذیری و یا شکل پذیر^[1]: به 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.

ب : حالت شکننده و یا شکننده^[2]: به ماده ای اطلاق می شود که تحت شرایطی قابلیت تاب آوری آن در زیر بار با افزایش دگر شکلی کاهش یابد.

لذا با توجه به شکل فوق می توان دریافت که سنگ در قسمت **BC** در حالت شکل پذیری و در قسمت **CD** در حالت شکننده می باشد. بنابراین شکنندگی یک جسم را می توان با توجه شیب قسمت افتان منحنی یعنی **CD** تعیین کرد. به نحوی که هر چه منحنی پرشیب تر باشد جسم شکننده تر و هر چه کم شیب تر باشد شکل پذیرتر خواهد بود.

[1] - Ductile

[2] - Brittle

نقطه حداکثر تنش در منحنی σ - ϵ یعنی C که مرز انتقال از رفتار شکل پذیر به شکننده می باشد به عنوان مقاومت فشاری یک محوری سنگ [1] نامیده شده و با σ_c و یا C_0 نشان داده می شود. جریان عمل شکست [2] یا گسیختگی جریان پیوسته ای است که بطور تدریجی و پیشرونده در سرتاسر قسمت افتان منحنی یعنی CD بوقوع پیوسته و موجب تخریب یکنواخت نمونه می شود. بدین ترتیب شکست در نقطه حداکثر منحنی یعنی C شروع می شود. در آزمایش واقعی اغلب شکست ناگهانی سنگ در نقطه ای از منحنی CD با از دست دادن کامل چسبندگی در امتداد یک صفحه به وقوع می پیوندد، این پدیده به عنوان شکستگی شکننده [3] نامیده می شود. بعلت ناپایداری سیستم نمونه و دستگاه آزمایش معمولی شکستگی شکننده نمونه بطور خود بخود در نقطه ای بسیار نزدیک به نقطه C اتفاق می افتد و لذا در چنین مواردی شکست و شکنندگی مترادف می شوند. در دستگاههای آزمایش صلب [4] و در سازه های سنگی زیر زمینی که در آن تنش از میان توده ای از سنگ که همانند یک دستگاه صلب عمل می کند، صورت می گیرد. قابلیت تحمل بار سنگهای شکسته در قسمت CD از اهمیت زیادی برخوردار است.

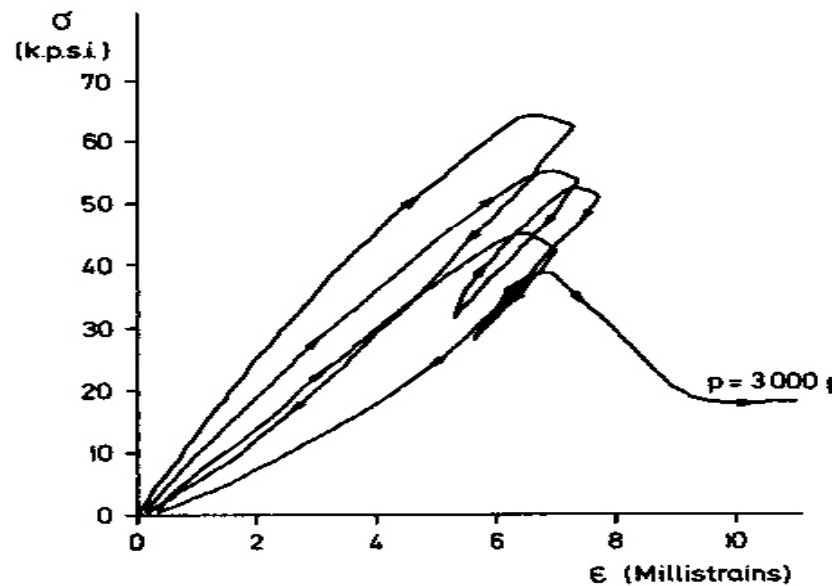
[1] - Uniaxial Compressive Strength

[2] - failure

[3] - Brittle Fracture

[4] - Stiff Testing Machine

نقطه B مرز انتقال از حالت الاستیک به شکل پذیر. نقطه تسلیم [1] نامیده شده و تنش موثر در آن را نیز تنش تسلیم [2] می نامند و با σ_0 نشان می دهند. تعیین تنش مزبور با دقت کافی همواره با اشکال روبروست بایستی یادآور شد. که رفتار شاخص سنگ ها تحت سائز سیستمهای بارگذاری مشابه رفتار آنها در بارگذاری تراکم یک محوری است. در شکل زیر منحنی تنش- کرنش کامل برای نمونه های نوریت [3] در آزمایش بارگذاری سه محوری نشان داده شده است. که تاثیر بارگذاری و برداشت پی در پی بارها بر روی آن نشان داده شده است.



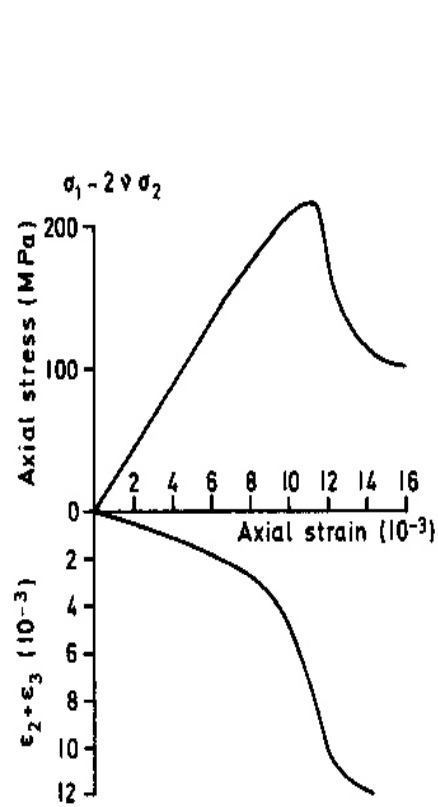
شکل ۴-۴- تاثیر بارگذاری و برداشت پی در پی بارها بر روی مدول یانگ

- [1] - Yield Point
- [2] - Yield Stress
- [3]- Norite

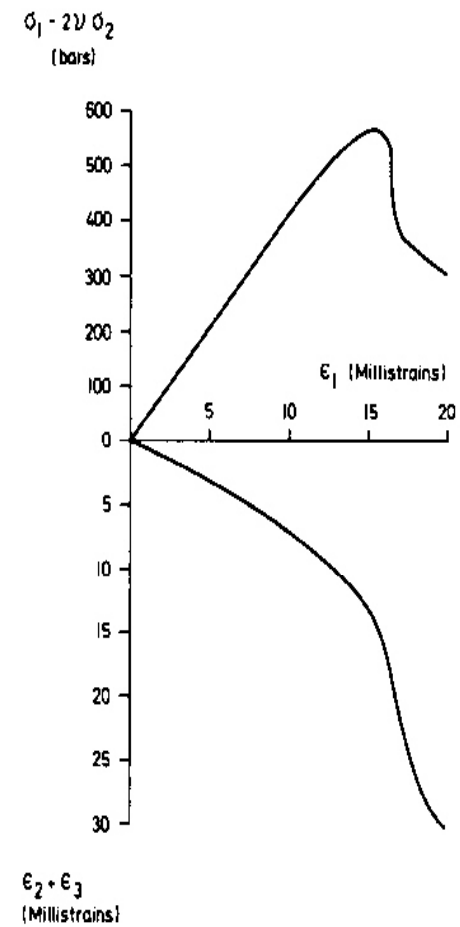
اعمال تنش فشاری σ_1 باعث کاهش طول نمونه و بروز کرنش ϵ_1 در جهت تنش وارد شده و همزمان باعث انبساط و بروز کرنش های ϵ_2 و ϵ_3 در جهت عمود بر σ_1 خواهد شد. به همین علت برای بیان کمی رفتار الاستیک سنگ به همراه مدول یانگ معمولاً ضریب ثابت دیگری بنام نسبت پواسون بکار گرفته می شود که معمولاً با γ نشان داده می شود. عکس آن بعنوان عدد پواسون نامیده می شود.

$$\gamma = -\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \Rightarrow \gamma = -\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a} \quad \left(n = \frac{1}{r}\right) \quad !!!!!!$$

ϵ_2 و یا ϵ_d کرنش قطری و ϵ_1 و یا ϵ_a کرنش محوری است. بعضاً برای حذف علامت (-) از مقدار قدر مطلق استفاده می شود. در یک آزمایش سه محوری مقدار انبساط جانبی یک نمونه به کمک حجم روغن جابجا شده در حین آزمایش اندازه گیری شده و مجموع $\epsilon_1 + \epsilon_2$ بدست می آید. در شکل های زیر مثالی از منحنی های کاملاً تنش کرنش مدوری و تنش کرنش جانبی برای دو نوع نمونه ماسه سنگ (a) و زغال (b) نشان داده شده است.



(a)



شکل ۴-۵- منحنی های کامل تنش کرنش محوری و تنش-کرنش جانبی برای دو نوع نمونه ماسه سنگ (a) و زغال (b)

در مجموع سه کرنش اصلي $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \Delta V / V_0$ به نام کرنش حجمی نامیده می شود که ΔV تغییر حجم نمونه در حین تراکم و V_0 حجم اولیه آن است. برای یک ماده الاستیک خطی با مقادیر معین E و ν کرنش حجمی در حین تراکم خطی است مستقیم با شیب مثبت. دلیل آن این است که با افزایش بار تراکمی حجم نمونه کاهش می یابد، زیرا:

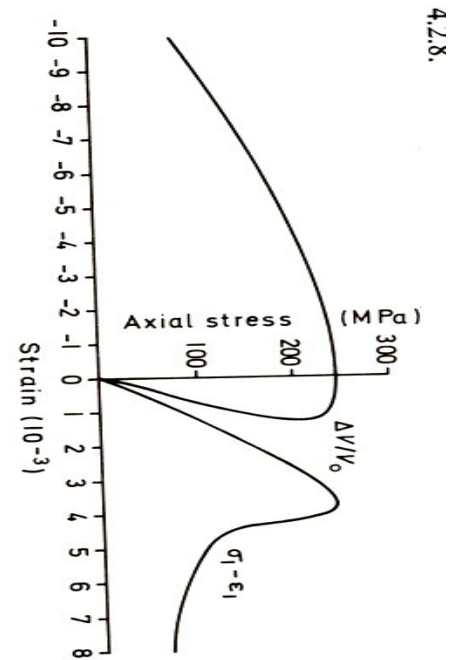
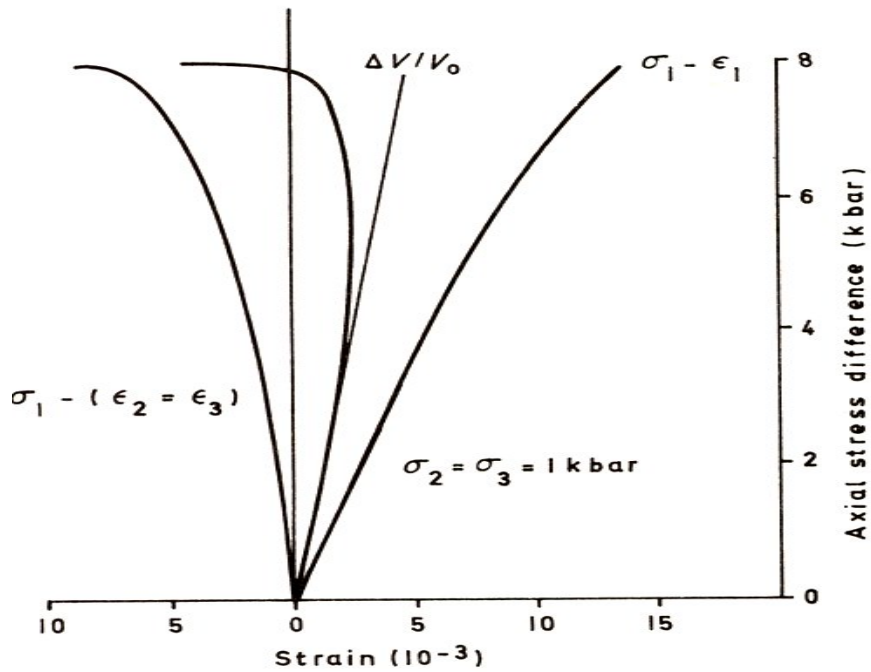
$$\varepsilon_1 > |\varepsilon_2 + \varepsilon_3|$$

نتیجه مطالعه تغییر کرنش های طولی، جانبی و کرنش حجمی در قسمت های مختلف منحنی کامل تنش-کرنش سنگ و در قسمت های OA , AB , BC و CD از منحنی کامل تنش-کرنش مطالعه و نتایج آن در شکل زیر داده شده است. بطوریکه از شکلهای زیر مشاهده میشود، تقریباً در حدود 50% مقاومت نهایی منحنی $\Delta V / V_0$ از حالت مستقیم خارج و به طرف سمت چپ منحرف میشود. 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 میشود.

پدیده مزبور را پدیده اتساع [1] مینامند برای ایجاد شرایط مزبور و هنگام افزایش حجم بایستی که $|\varepsilon_2 + \varepsilon_3| < \varepsilon_1$ باشد، که دلیل افزایش حجم نیز همین است. پدیده اتساع را می‌توان بر تشکیل و توسعه ترکهای میکروسکوپی در نمونه‌های سنگ که محور طولی آنها به موازات جهت تنش اصلی حداکثر می‌باشد حمل نمود.

در شکل زیر منحنی های تنش- کرنش محوری $\sigma_1 - \varepsilon_1$ و $\sigma_1 - (\varepsilon_2 = \varepsilon_3)$ و $\sigma_1 - \Delta V/V_0$ برای نوعی گرانیت در آزمایش سه محوری و فشار محدود کننده یک کیلو بار نشان داده شده است. انحراف منحنی $\Delta V/V_0$ از خط راست و کشیده شدن آن به طرف سمت چپ نشان دهنده پدیده اتساع در نمونه مزبور میباشد (شکل سمت چپ).

[1] - Dilation



4.2.8.

شکل ۴-۶- منحنی های تنش- کرنش محوری $\sigma_1 - \epsilon_1$ و $\sigma_1 - (\epsilon_2 = \epsilon_3)$ و $\Delta V/V_0$ برای نوعی گرانیت در آزمایش سه محوری و فشار محدود کننده یک کیلو بار

تا اینجا رفتار سنگها را بدون در نظر گرفتن عامل زمان شرح دادیم. در صورتیکه در حقیقت تمام سنگها نشان دهنده تاثیرات وابسته به زمان حتی در وضعیت الاستیک خطی می باشند که بعنوان رفتار الاستیک یا غیر الاستیک تابع زمان¹ معروف می باشند. مثلا اگر تنش به صورت ناگهانی اعمال شود جابجایی آن مقادیر الاستیک خود را باز نخواهند یافت اما به طور تقریب می توانند بیانگر رفتار سنگ باشند.

به هر حال نتایج حاصله از تغییرات خیلی سریع کرنش (همچون عملیات آتشیاری و یا صوتی) با نتایج حاصله از تغییرات آهسته آن متفاوت خواهد بود. رفتار سنگها در کشش تک محور² بدلیل مشکلات نسبی اجرای صحیح آزمایش خیلی کم مورد مطالعه قرار گرفته است .

1- Time Dependent
2 - Uniaxial Tention

در این حالت σ (تنش) و ϵ (کرنش) هر دو منفی خواهند بود و منحنی تنش-کرنش را بر اساس مقادیر قدر مطلق σ و ϵ رسم می شود. بدین ترتیب منحنی تنش-کرنش در کشش بدست می آید (شکل b از صفحه ۸۶). مطالعات انجام شده، نشان می دهد که شیب منحنی تنش-کرنش در کشش بطور مداوم بین نقاط O و C در شکل منحنی کامل، کاهش یافته و مقدار ضریب الاستیسیته در این حالت معمولاً کمتر از مقدار آن در حالت فشاری می باشد.

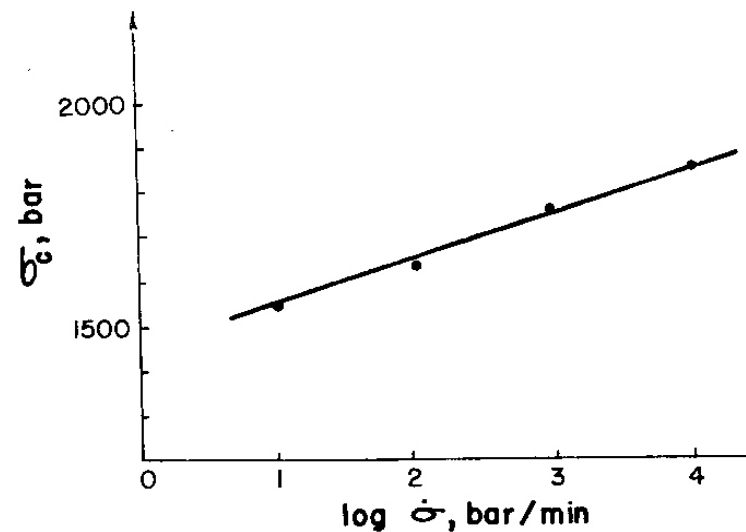
ماده ای که مقادیر ضریب الاستیسیته آن در کشش و تراکم متفاوت باشند به ماده خطی مضاعف^[۱] موسوم می باشد معمولاً شکست در کشش بصورت شکست شکننده در نقطه C بوقوع پیوسته و مقاومت کششی تک محوری عبارت است از قدر مطلق تنش (σ) در نقطه مزبور که با T_0 و یا σ_T نشان داده می شود. قسمت شکننده یعنی (CD در نمودار) منحنی تنش کرنش کششی، بدلیل صلب نبودن دستگاههای معمول تا به حال چندان مورد مطالعه قرار نگرفته است اما در هر حال از لحاظ نظری منحنیهای تنش-کرنش در کشش و تراکم شبیه هم می باشند. تکامل صفحه شکست در مراحل مختلف بارگذاری در شکل C صفحه ۸۶ نشان داده شده است.

[1] - Bilinear

عوامل موثر بر مقاومت سنگ در بارگذاری

۱- سرعت بارگذاری

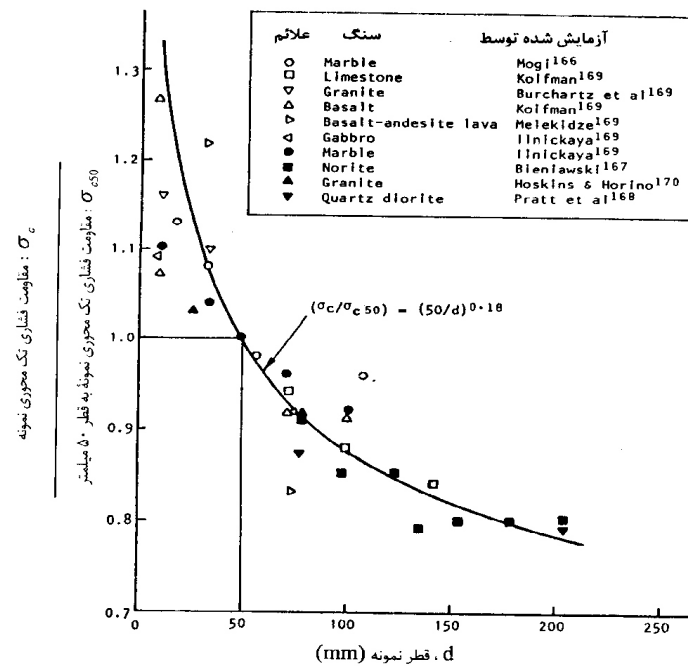
با کاهش سرعت بارگذاری مقاومت نمونه کمتر شده و مدول الاستیسیته آن کاهش می یابد و شکل پذیری سنگ نیز بیشتر می شود. در نمودار روبرو منحنی کامل تنش کرنشهای سنگ، با سرعتهای متفاوتی که مدت زمان آنها بر روی نمودار نوشته شده است، (مدت زمان بارگذاری) نشان داده شده است.



شکل ۴-۷- تاثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت نمونه

۲- ابعاد نمونه

هوک و براون با آزمایش بر روی نمونه های با ابعاد مختلف منحنی مبنای زیر را برای تغییرات مقاومت سنگ با ابعاد نمونه بدست آورده اند، $\sigma_c = \sigma_{c(50)} \times (50/D)^{0.18}$ که در آن d قطر نمونه می باشد .



شکل ۴-۸- تاثیر ابعاد نمونه بر مقاومت نمونه

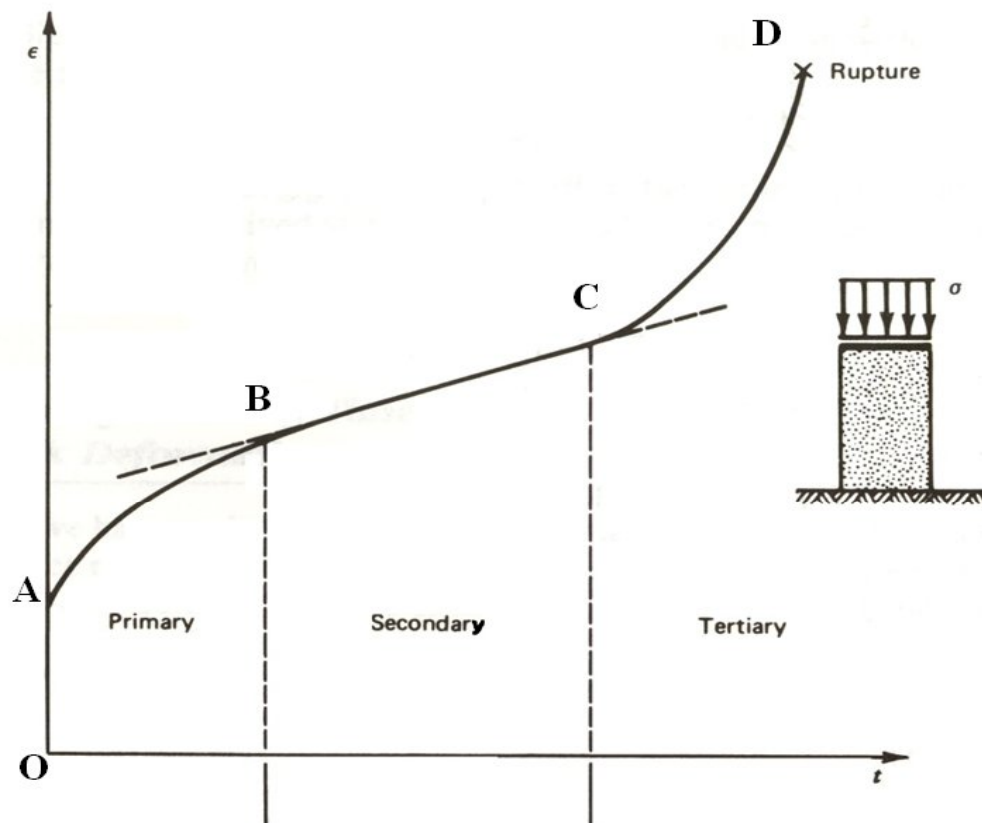
مثال : اگر مقاومت فشاري یک محوري نمونه اي با قطر 50 mm برابر $\sigma_{C(50)} = 200 \text{ MPa}$ باشد ، مقاومت نمونه اي با قطر 200 mm از اين نوع نمونه تعيين کنید؟

$$\sigma_{C(200)} = 200 \times (50 / 200)^{0.18} = 155.83 \text{ MPa}$$

3- خزش يا کريب [1]

تأثير زمان بر مقاومت به دو صورت ظاهر مي شود که يکي را در سرعت بارگذاري ديديم و ديگري در پديده اي بنام خزش مطرح مي شود. منحنی که تا بحال براي خزش بدست آمده است را در شکل زير ملاحظه مي گردد که چهار قسمت تشکيل دهنده آن به شرح زير توصيف مي گردد.

[1] - Creep



شکل ۴-۹- مراحل مختلف خزش سنگ تحت بارگذاری ثابت

1. قسمت OA در نمودار فوق ناحیه تغییر شکل آنی یا الاستیک است که به محض شروع بارگذاری ایجاد می شود و بسته به مقدار بار اعمال شده ممکن است کم یا زیاد باشد.
 2. قسمت AB مرحله انتقالی است که به عنوان خزش اولیه [۱] نیز تعبیر می شود.
 3. قسمت BC از نمودار را کریپ مرحله دوم [۲] یا کریپ (خزش) یکنواخت [۳] گویند.
 4. قسمت CD از نمودار خزش مرحله سوم [۴] تعبیر می کنیم.
- چنانچه بار ثابت وارد بر نمونه زیاد باشد، با افزایش بار نمودار خزش به سمت بالا و چپ حرکت می کند تا جاییکه ممکن است یکی از مراحل خزش به مراتب حذف شود.

-
- 1- Primary(transient)
 - 2- Secondary Creep
 - 3- Steady State Creep
 - 4- Tertiary Creep

- نتایج حاصل از تحقیقاتی که در مورد خزش صورت گرفته است بطور خلاصه عبارتند از:
- a - معمولاً خزش مرحله دوم تحت تنشهای بالاتر، سریعتر شروع می شود.
 - b - مقدار کرنش قابل ملاحظه ای پس از شروع خزش مرحله سوم در نمونه محتمل است.
 - c - خزش مرحله دوم مقدار زیادی از کرنش الاستیک حاصل و ذخیره شده در نمونه را آزاد می کند.
 - d - تأثیر دما در شرایط نرمال قابل اغماض است. برای نمونه‌های آزمایشگاهی تغییر در رطوبت در محدوده معمولی قابل اغماض می باشد.
 - e - سرعت خزش در یک نمونه مستقیماً به اختلاف تنش $\sigma_1 - \sigma_3$ بستگی دارد.
 - f - آزمایش خزش باید برای بلند مدت انجام گیرد (در صورتی که بخواهیم نتایج قابل اطمینان‌تری داشته باشیم ۱۰۰ تا ۱۰۰۰ روز).

۴- نوع ماشین مورد آزمایش :

چهارمین عامل مؤثر بر مقاومت مکانیکی سنگ در بارگذاری ماشین مورد آزمایش است. در ارتباط با ماشینهای آزمایش ضریبی بنام ضریب صلبیت^۱ تعریف می شود. ضریب صلبیت که با K نشان داده می شود به صورت زیر تعریف می گردد.

$$Stiffness = K = \frac{Load(P)}{Deformation(\Delta L)}$$

۵- 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 این جا مطرح نیست. وجود آب در سنگ به سه صورت زیر ممکن است.

الف - آب با اتصال شیمیایی^۲ ب - آب با اتصال فیزیکی^۳ ج - آبهای آزاد^۴

-
- 1- Stiffness Factor
 - 2- Chemically Bound Water
 - 3- Physically Bound water
 - 4- Free water

الف - آبهای با اتصال شیمیایی آبهایی هستند که در ساختمان شیمیایی مولکولها و شبکه کریستالی مینرالها موجودند و خود به دو دسته تقسیم می‌شوند (آب کریستالیزاسیون^[۱] و آب یونی^[۲]).

از نوع آب کریستالیزاسیون می‌توان ژپس ($\text{Ca So}_4, 2\text{H}_2\text{O}$) و آپال ($\text{Sio}_2, n\text{H}_2\text{O}$) را نام برد. آبهای یونی به صورت H^+ و OH^- در فرمول شیمیایی کانی تشکیل دهنده سنگ موجود می‌باشد که می‌توان 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 سانتیگراد از سنگ جدا می‌شود در صورتیکه برای جدایش آبهای یونی به حرارتی حدود ۱۳۰۰ درجه سانتیگراد نیاز است.

ب - آب با اتصال فیزیکی: این آب توسط نیروهای کششی جذب مولکولی به صورت فیلم و یا غشایی اطراف دانه‌های جامد سنگ را احاطه کرده‌اند. این مسأله به خاصیت خیس شونده‌گی سنگ بستگی دارد. این آبها در دمای ۱۰۵ تا ۱۱۰ °C از سنگ جدا می‌شوند. در آزمایشگاه برای جدا کردن این آب ها لازم است تا نمونه به مدت ساعت-- در دمای فوق در داخل کوره گذاشته شود.

سنگهایی را که براحتی خیس می‌شوند لیوفیل^[۳] نامیده اند و سنگهایی نظیر ذغال و گوگرد که تماماً و یا بعضاً " خیس نشو هستند را لیوفوب^[۴] نام نهاده اند.

ج - آبهای آزاد فضاهای خالی بین دانه‌های سنگ و یا منافذ آنرا پر کرده اند و می‌توانند تحت تأثیر نیروی وزن و یا اختلاف فشار در سنگ مهاجرت یا حرکت کنند.

1- Water of crystalisation
 2- Water of Constitution
 3 - Lyophile
 4- Lyophobe

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. مقایسه منحنی پوش موهر در حالت های خشک و تر برای نوعی شیل کوارتزی در شکل زیر نشان داده شده است.

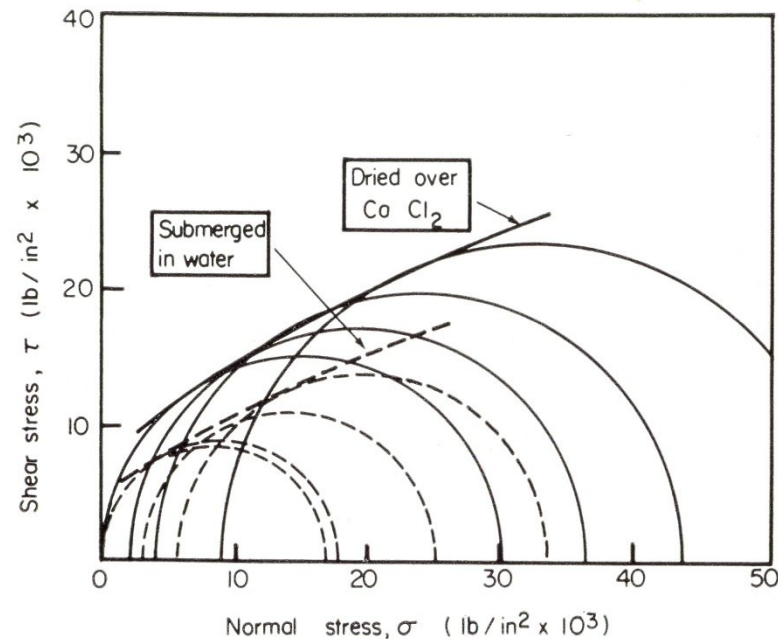
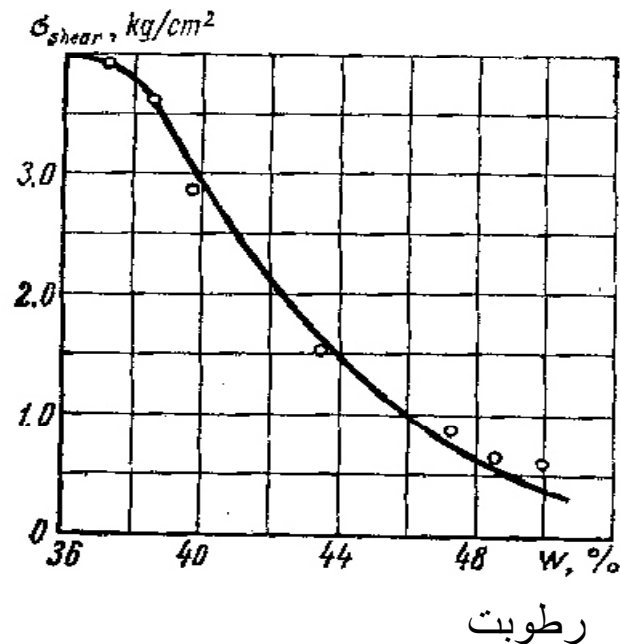


Figure 4.9 Mohr rupture envelopes showing the effect of moisture on the compressive strength of quartzitic shale¹¹

شکل ۴-۱۰- مقایسه منحنی پوش موهر در حالت های خشک و تر برای نوعی شیل کوارتزی

واضح است که شیب منحنی و زاویه اصطکاک داخلی چندان اختلافی ندارند در حالیکه چسبندگی برای نمونه تر بطور قابل ملاحظه ای کاهش یافته است. در هر حال کاهش مقاومت سنگها در اثر رطوبت، اهمیت عملی قابل ملاحظه ای دارد و از آنرو ضرورت انجام آزمایشات مکانیکی با رطوبتی معادل رطوبت طبیعی در سنگها را ایجاب می نماید. در صورتیکه انجام آزمایشات در شرایط فوق الذکر عملی نباشد، منطقی ترین روش، سنجش خصوصیات مکانیکی سنگها در حالت اشباع از آب خواهد بود. در شکل زیر تاثیرات رطوبت بر مقاومت سنگها نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۱- تاثیرات رطوبت بر مقاومت سنگها

تأثیر فشار آب منافذ سنگ بر روی مقاومت آن

برای اولین بار کارل ترزاقی [1] اصطلاحی بنام تنش مؤثر [2] را تعریف کرد. که مفهوم این اصطلاح به صورت زیر است. 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 فشارهای قائم یعنی σ به اندازه P_w خواهد کاست. این کاهش در همه تنشهای قائم صورت خواهد گرفت. قانون تنش مؤثر ترزاقی به صورت زیر می باشد:

$$\sigma' = \sigma - P_w$$

که در آن σ : تنش قائم و σ' : تنش مؤثر و P_w : فشار آب منافذ است. چنانچه رابطه فوق را بر اساس $\sigma'_1 - \sigma'_3$ تفاضل تنشهای اصلی مؤثر، بیان کنیم داریم:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma_1 - P_w) - (\sigma_3 - P_w) = \sigma_1 - \sigma_3$$

[1] - Karl Terzaghi

[2] - Effective Stress

یعنی تفاضل تنش‌های قائم علیرغم کاهش آنها ثابت می‌ماند. برای یک سنگ خشک، با فرض اینکه σ_1 $\sigma'_1 = \sigma_3 = \sigma'_3$ باشد معیار کولمب بر اساس تنشهای مؤثر به صورت زیر خواهد بود.

$$\sigma'_1 = \sigma_c + q\sigma'_3 \quad (*)$$

$$\sigma'_1 = \sigma_c + \sigma'_3 \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2)$$

چنانچه σ'_3 را از طرفین رابطه (*) را کم کنیم، داریم:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_c + q\sigma'_3 - \sigma'_3$$

ضمناً دیدیم که:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3$$

پس خواهیم داشت:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c + \sigma'_3(q-1)$$

و اگر بجای σ'_3 مقدار مساوی آن را قرار دهیم داریم:

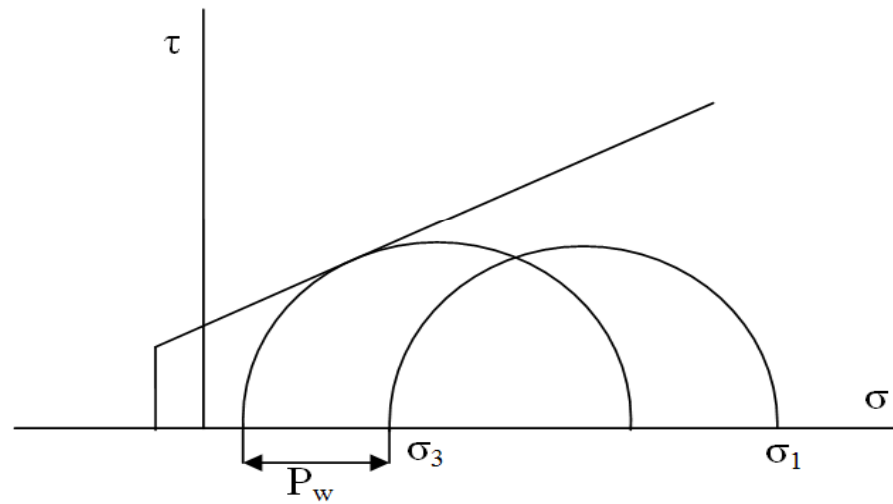
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c + (\sigma_3 - P_W)(q-1)$$

حال فرض می‌کنیم که σ_1 و σ_3 ثابت باشند و فشار آب منافذ، چنانچه برابر مقدار زیر باشد سنگ تحت تأثیر فشار آب منافذ خواهد شکست:

$$P_W = \sigma_3 - ((\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_c) / (q-1)$$

$$P_W = \sigma_3 - ((\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_c) / (q-1) = \sigma_3 - ((\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_c) / (\operatorname{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2) - 1)$$

تأثیر فشار آب منافذ بر مقاومت سنگ با بررسی دایره موهر واضح تر است. با تأثیر 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.

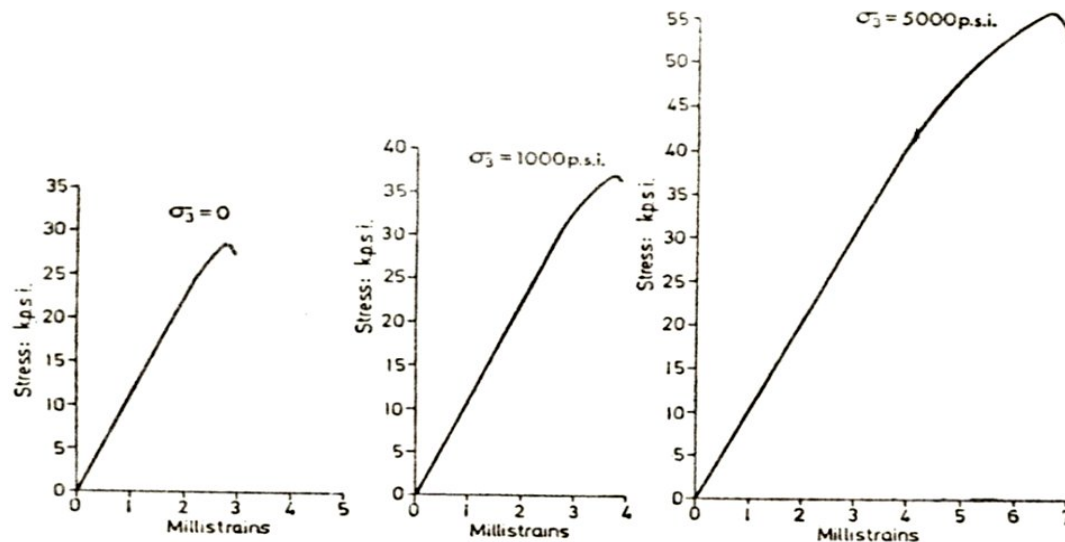


شکل ۴-۱۲- تأثیر P_w بر هر یک از تنش های σ_1 و σ_3 و کم شدن این مقدار از هر دو تنش دایره موهر بدون تغییر شعاع به اندازه P_w

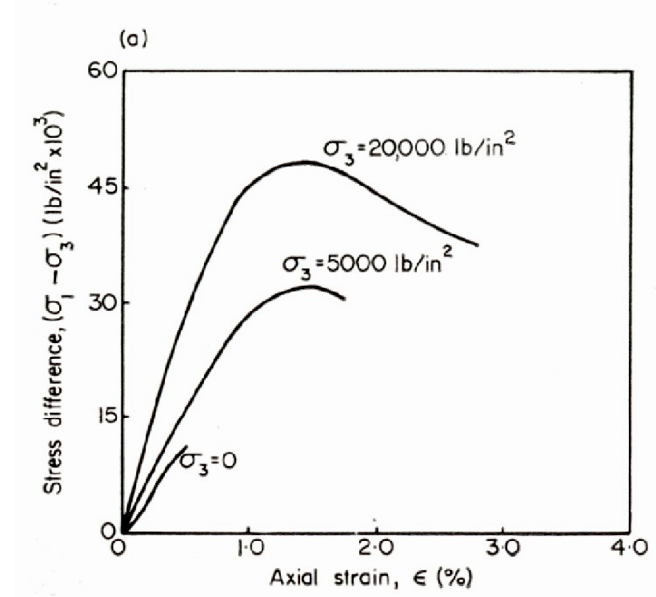
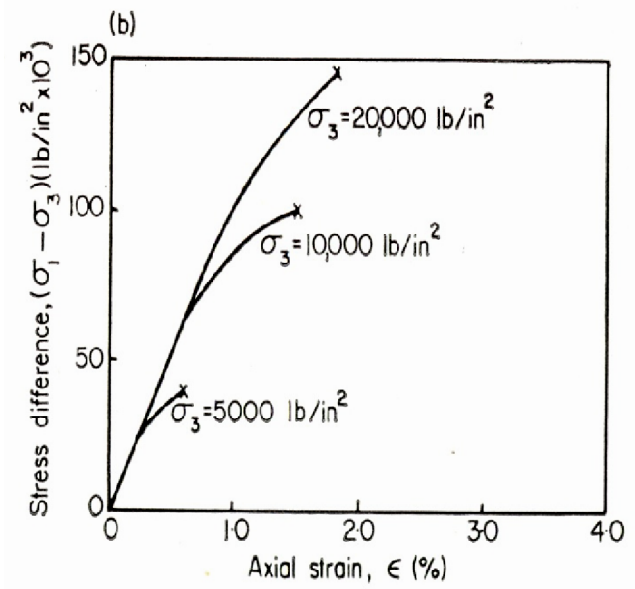
رفتار شاخص سنگها در فشارهای محدود کننده

به منظور جلوگیری از دگرشکلی های جانبی و ایجاد فشارهای محدود کننده در نمونه تحت آزمایش در گذشته از استوانه های فلزی استفاده می شد که البته بدلیل خواص فیزیکی فلز و دقیق نبودن عملکرد آنها نتیجه دقیقی حاصل نمی شد. بعدها توسط تعدادی از دست اندرکاران استفاده از روغن برای تولید فشارهای جانبی $\sigma_3 = \sigma_1$ و اعمال آنها به نمونه ابداع گردید. در این آزمایشات اعمال تنش های σ_1 ، σ_3 همزمان تا مرز پیش بینی شده ای برای σ_3 صورت می پذیرد و سپس σ_3 را ثابت نگهداشته و σ_1 بتدریج افزایش داده میشود ($\sigma_3 = \sigma_2$).

در این مبحث رفتار انواع سنگها تحت تاثیر فشارهاي محدود کننده و يا جانبي مورد بررسی قرار مي‌گيرد. فشارهاي محدود کننده در سنگهاي مختلف عكس العملهاي مختلفی را ايجاد مي‌کنند. شکل كلي منحنی تنش – کرنش در نوعی کوارتزیت در فشارهاي محدود کننده مشابه حالت يك محوري بوده ($\sigma_3 = 0$) با این تفاوت که با اعمال فشارهاي محدود کننده، مقاومت سنگ بالا رفته و همچنین نقطه تسلیم آن واضح تر و از این رو مقدار تغییر شکل دائم یا کلاً تغییر شکل و شکل پذیری آن، قبل از شکستگی افزایش می‌یابد. در حالیکه افزایش فشارهاي محدود کننده، در رفتار الاستیکی و مقدار مدول الاستیته سنگ تقریباً بلا تأثیر می‌باشد. این چنین رفتاری مشخص سنگهاي سخت و مقاوم حتی در فشارهاي محدود کننده تا 50000 psi (3515 kg/cm^2) که حدوداً سقف فشارهاي محدود کننده دارای اهمیت عملی در مکانیک سنگ را تشکیل می‌دهد، می‌باشد [1].



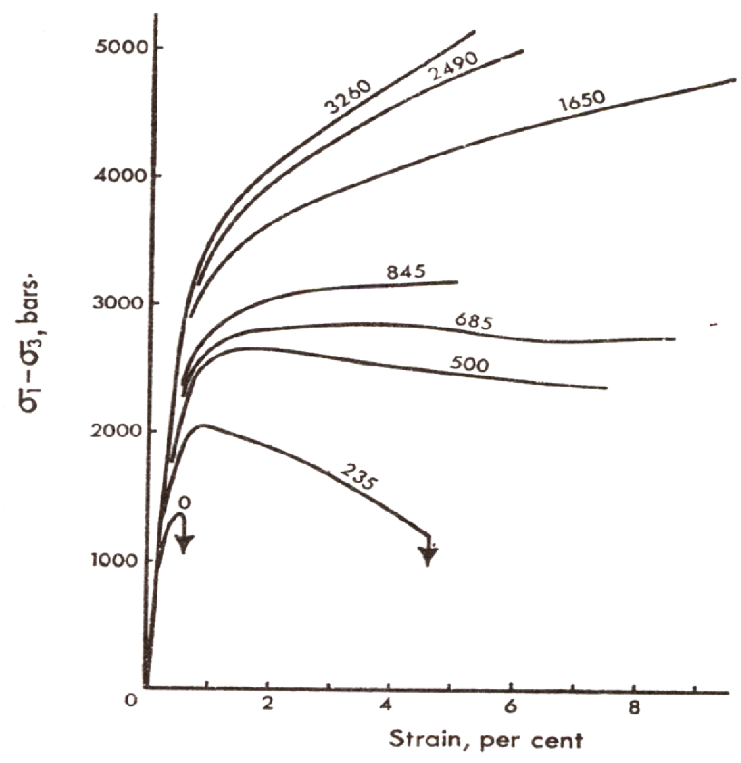
بعنوان مثالهایی دیگر رفتار نوعی ماسه سنگ در فشارهای محدود کننده متفاوت در شکل (a) و نیز رفتار نوعی گابرو در شکل (b) تحت فشارهای جانبی متفاوت نشان داده شده است که هر دو از سنگهای سخت و مقاوم می باشند. مشاهده می شود که مدول الاستیسته گابرو ثابت است اما مقاومت فشاری تک محوری با افزایش فشار محدود کننده بیشتر می شود و نیز تغییر شکل نمونه قبل از شکست در تنش های جانبی بالاتر واضح تر است



شکل 4-14- تاثیر فشارهاي جانبي بر رفتار (a) ماسه سنگ، (b) گابرو

در مقاله رفتار سنگهاي نسبتاً کمتر مقاوم و متخلخل نظير ماسه سنگ با سنگهاي سخت و مقاوم مثل کواتزيت و گابرو ملاحظه ميشود که با افزايش فشارهاي محدود کننده، مدول الاستستيه ماسه سنگ افزايش مي يابد در صورتيکه مدول گابرو تغيير ي نيافته است. همچنين بالا رفتن فشارهاي محدود کننده در ماسه سنگ موجب افزايش شکل پذيري قبل از شکست (به مراتب بيشتري از سنگهاي سخت و مقاوم) علاوه بر افزايش مقاومت نهايي مي باشد.

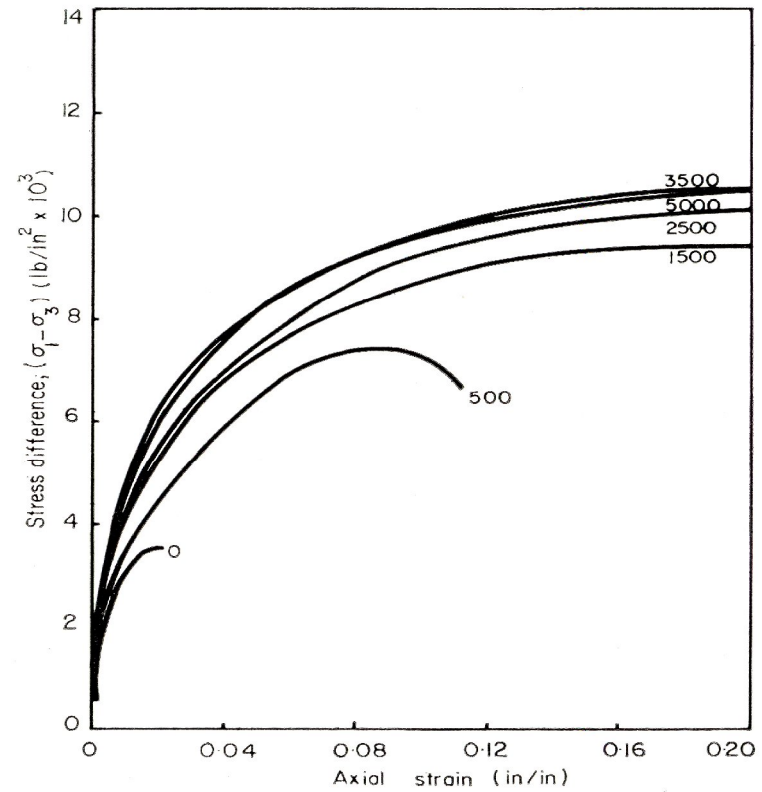
نوع ديگر از رفتار سنگها در فشارهاي محدود کننده را مي توان در سنگهاي کربناته و برخي سنگهاي رسوبي مشاهده نمود، به عنوان مثال، رفتار نوعي مرمر در فشارهاي محدود کننده متفاوت بررسي و نتايج آن در شکل زير نشان داده شده است. همانطوریکه از شکل پيدااست تا فشارهاي محدود کننده bar 500، رفتار سنگ کماکان شکننده بوده، هر چند که مقاومت سنگ بالا رفته است و شکل پذيري آن قبل از شکست کمي افزايش مي يابد اما منحنی بدست آمده در فشارهاي محدود کننده (bar 685) داراي وضعيتي کاملاً متفاوت است. زيرا که در اين حالت سنگ متحمل کرنش بيشتري از 7 درصد شده، بدون آنکه مقاومت خود را از دست بدهد.



شکل 4-15- تاثیر فشارهاي جانبي بر رفتار نوعي مرمر

بطور کلی رفتار سنگ در این حالت، رفتاری شکل پذیر می باشد. اما چون واژه شکل پذیری در ارتباط با مقادیر نسبتاً کوچک تغییر شکل دائمی بین نقطه تسلیم و نقطه مقاومت نهایی سنگ بکار گرفته می شود، در اینجا می توان از واژه شکل پذیر کامل [1] استفاده کرد. این واژه برای مشخص کردن وضعیتهایی که مقادیر قابل ملاحظه ای از کرنش، بدون آنکه مقاومت سنگ کاهش یابد، بوقوع می پیوندد، استفاده شده است. منحنی تنش - کرنش در فشارهای محدود کننده (۶۸۵ بار) نشان دهنده انتقال از حالت (رفتار) شکننده به رفتار شکل پذیر کامل می باشد. مقدار فشار محدود کننده لازم جهت بروز چنین پدیده ای تا حدودی نامشخص می باشد. در فشارهای محدود کننده ۱۶۵۰ bar به بالا پس از گذشتن از نقطه تسلیم افزایش کرنش با بالا رفتن تدریجی تنش اصلی بزرگ همراه بوده و سنگ همچنان مقاوم باقی می ماند این پدیده را پدیده سرسختی [2] گویند. نوع دیگری از رفتار سنگ در تراکم سه محوری در سنگ نمک مشاهده می شود. بطوریکه از شکل پیداست افزایش فشار محدود کننده از صفر به ۵۰۰ psi موجب می شود تا مقاومت فشاری نهایی سنگ یعنی $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ تقریباً دو برابر شود.

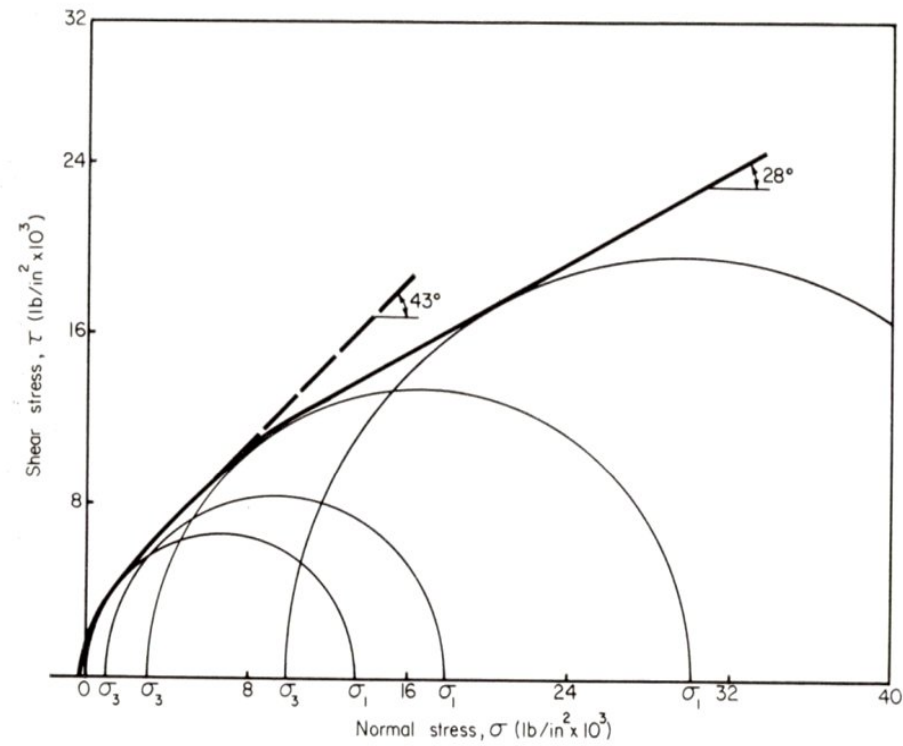
-
- 1- Fully Ductile
 - 2 -Work Hardening



شکل ۴-۱۶- تاثیر فشارهای جانبی بر رفتار سنگ نمک

سپس با افزایش فشار محدود کننده به ۱۵۰۰ psi مقداری دیگر بر مقاومت فشاری سنگ افزوده می‌شود که با افزایش نسبت فشار محدود کننده متناسب نمی‌باشد اما در فشارهای محدود کننده بالاتر از ۲۵۰۰ psi با افزایش فشار محدود کننده تنها، مقدار کمی بر مقاومت نهایی سنگ نمک افزوده خواهد شد. نکته قابل توجه در رفتار سنگ نمک، افزایش کاملاً چشمگیر شکل پذیری آن با افزایش فشار محدود کننده قبل از رسیدن به نقطه مقاومت نهایی سنگ می‌باشد.

نتایج بدست آمده از تعدادی آزمایش سه محوری را می‌توان به طرق مختلف از جمله دواير موهر نشان داد. مطالعات انجام شده در آزمایش سه محوری بر روی نوعی گنایس شیستی در فشارهای محدود کننده متفاوت، در شکل زیر بر روی یک نمودار موهر نشان داده شده است.



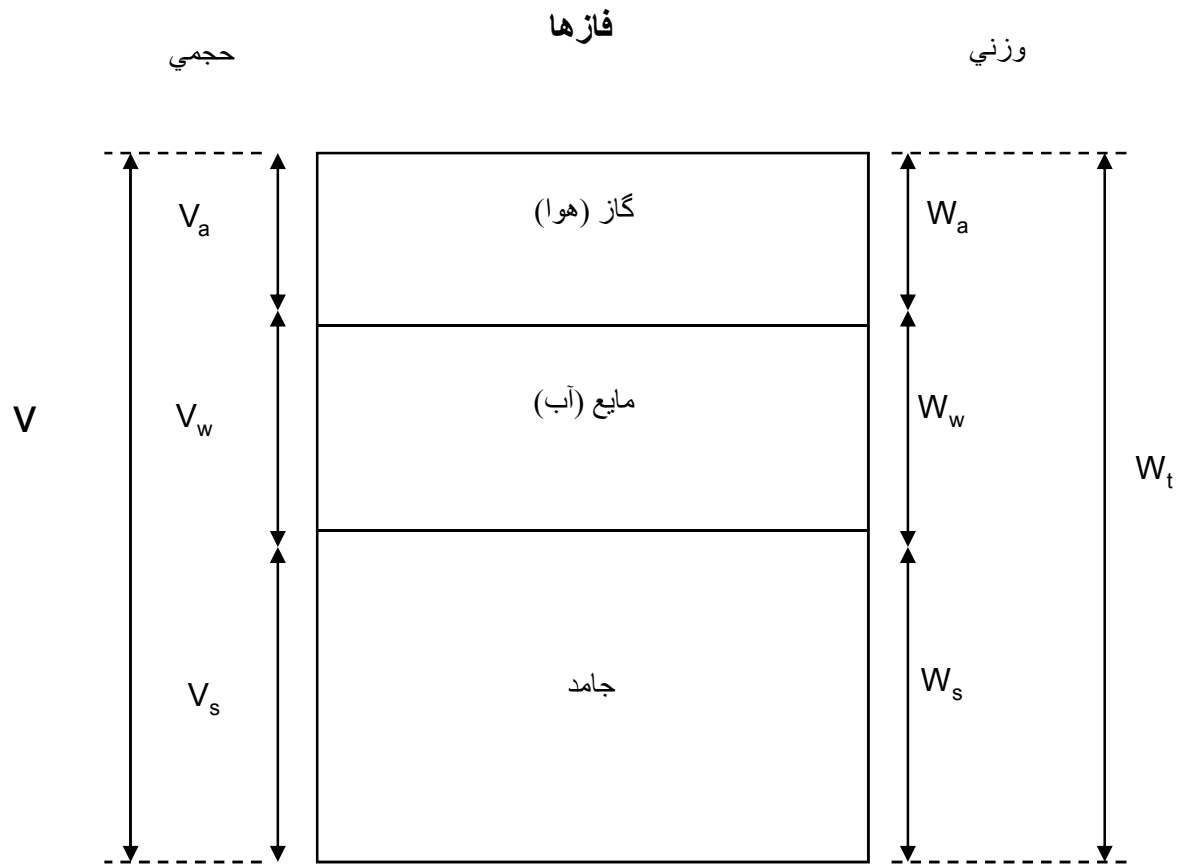
شکل ۴-۱۷- تاثیر فشارهای محدود کننده بر مقاومت و پارامترهای داخلی نمونه های گنایس شیستی

در این نمودار نتیجه هر آزمایش سه محوری با یک دایره موهر توسط تنشهای اصلی بزرگ و کوچک در شکست، نشان داده شده است و با رسم مناسب ترین مماس بر دوایر موهر در شکست، منحنی پوش مقاومت سنگ مزبور بدست آمده است. همانطوریکه قبلاً نیز شرح داده شد، پوش دایره موهر برای سنگها غیر خطی و تقعر آن به سمت پایین است. این رفتار را می توان بر روی گنایس شیستی که در شکل نشان داده شده است، توضیح داد. که در آن با افزایش فشارهای جانبی محدود کننده زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته است. با اینحال منحنی پوش موهر برای سنگهای شکننده در فشارهای محدود کننده پایین را می توان با تقریب زیادی خطی فرض نمود. زیرا که در بسیاری از مسائل کاربردی در مهندسی ساختمان و معدن با فشارهای محدود کننده پایین (تا حدود نصف مقاومت فشاری تک محوری سنگ) روبرو هستیم و لذا فرض ضریب اصطکاک داخلی (μ) ثابت، برای موارد کاربردی مذکور می تواند تا حد زیادی صحیح و قابل قبول باشد، اما در مسائلی که با فشارهای محدود کننده بالا روبرو هستیم نظیر حفاریهای زیر زمینی عمیق و یا در مسائل مورد علاقه و توجه زمین شناسان چنین فرضی بطور جدی با اشکال همراه خواهد بود.

همچنین فرض ثابت بودن مقدار ضریب اصطکاک داخلی در مورد سنگهای نرم نظیر شیل و لایسنگها که منحنی پوش آنها حتی در فشارهای محدود کننده پایین نیز غیر خطی است دور از واقع خواهد بود.

خواص فیزیکی سنگ

در طبیعت سنگها در حالتهای مختلفی قرار داشته و منافذ خالی موجود در آنها یا با هوا، یا با آب و یا با سیالات دیگر اشغال شده اند. این مطالب در مورد خاک و سنگ هر دو صدق می‌کند.
هر سنگ یا نمونه سنگی از فازهای زیر تشکیل شده است.
1 - فاز مایع 2 - فاز جامد 3 - فاز گاز
در نمونه‌های نزدیک به سطح زمین که نمونه خشک باشد سنگ از دو فاز گاز و جامد تشکیل شده است لذا منظور از سنگ اشباع، سنگی است که تمام منافذ آن با آب پر شده باشد.
با بررسی روابط موجود میان این سه فاز می‌توان پارامترهای مختلف یک سنگ را بدست آورد.



این روابط به دو دسته روابط وزنی و حجمی تقسیم بندی می شوند.

$$W_t = W_a + W_w + W_s \cong W_w + W_s$$

$$V_a + V_w = V_v$$

$$V = V_v + V_s$$

-وزن نمونه

-حجم منافذ موجود V_v

-حجم کل نمونه

نسبت پوکی [\[1\]](#): نسبت حجم منافذ به حجم جامد را نسبت پوکی گویند.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s}$$

1 - Void Ratio

تخلخل^۱: تخلخل یکی از پارامترهای مهم سنگ است سنگهای آذرین نسبت به سنگهای رسوبی و دگرگونی تخلخل کمتری دارند و چنانچه تخلخل سنگ آذرینی زیاد باشد دلیل به هوازده بودن آن است. تخلخل به صورت زیر تعریف می شود.

$$n = \frac{\text{حجم منافذ}}{\text{حجم کل}} * 100 = \frac{V_v}{V} * 100 = \frac{V_a + V_w}{V_a + V_w + V_s} * 100$$

درجه اشباعیت^۲: این درجه در صدی از حجم منافذ را که با آب پر شده باشد نشان می دهد .

$$s = \frac{\text{!!!!!!}}{\text{!!!!!!}} * 100 = \frac{V_w}{V_v} * 100 = \frac{V_w}{V_a + V_w} * 100$$

چنانچه تمام منافذ از آب پر باشند (سنگ اشباع) مقدار **S** برابر ۱۰۰٪ می باشد و در صورت خشک بودن **S** = 0 خواهد بود.

1 - Porosity
2 - Degree of Saturation

محتوای آب [1]: این محتوا به صورت زیر تعریف می شود.

$$W_w = \text{وزن آب}$$

$$W_s = \text{وزن جامد}$$

$$W! = \frac{\text{وزن آب}}{\text{وزن جامد}} * 100 = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

[1] - Water Content

وزن حجمی سنگ [۱]

وزن حجمی سنگ عبارت است از خارج قسمت وزن نمونه بر حجم آن که با γ (گاما) نشان داده می شود. واحد وزن حجمی در سیستمهای مختلف عبارتست از gr.f/cm^3 یا KN/m^3 یا lb/ft^3 که در این ارتباط وزن حجمی آب به صورت u.w. of water بیان می شود. مقدار وزن حجمی آب در سیستم انگلیسی برابر lb/ft^3 ۶۲/۴ و در سیستم SI برابر KN/m^3 ۹/۸ و در سیستم M.K.S به صورت gr.f/cm^3 ۱ γ_w می باشد.

بدلیل اینکه وزن حجمی سنگ در شرایط مختلف قابل تغییر است، وزنهاى حجمی زیر برای سنگ تعریف می شوند:

$$\gamma_t = W/V \quad \text{وزن حجمی کل [۲]:}$$

$$\gamma_s = W_s/V_s \quad \text{وزن حجمی جامد:}$$

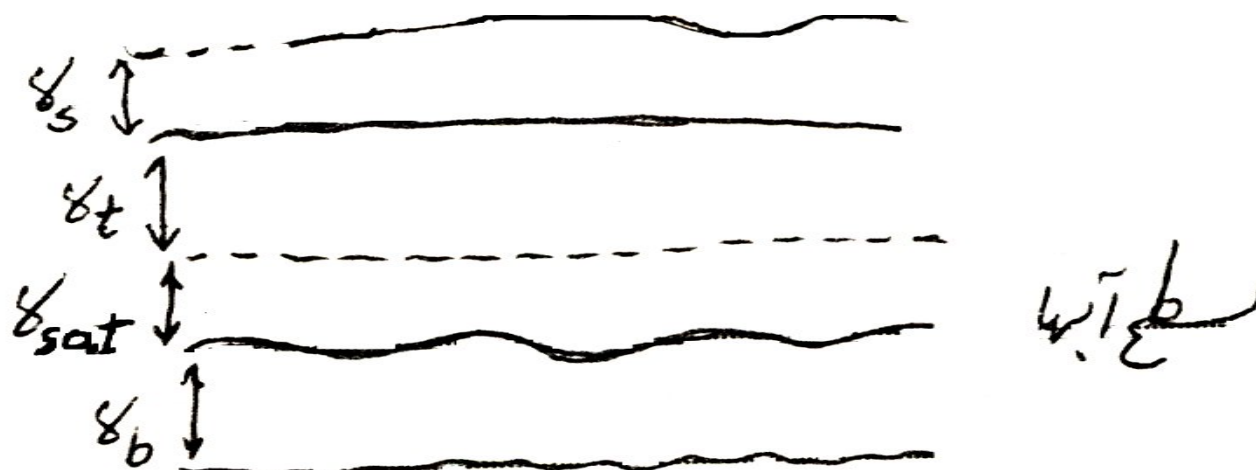
$$\gamma_d = W_d/V \quad \text{وزن حجمی خشک [۳]:}$$

$$\gamma_{sat} = W_{sat}/V \quad \text{وزن حجمی اشباع [۴]:}$$

آخرین نوع وزن حجمی که به خصوص هنگام غوطه ور شدن سنگ مطرح می شود، وزن حجمی غوطه ور [۵] است که به صورت $\gamma_b = \gamma_t - \gamma_w$ تعریف می شود.

-
- 1 - Density, Unit Weigth of Mass
 - 2 - Total unit weigth
 - 3 - Dry unit weigth
 - 4 - Saturated unit weigth
 - 5 - Bouyont unit weigth

γ_b بیشتر در سفره‌های آب زیر زمینی مطرح می‌شود زیرا سنگ به صورت غوطه ور در آب است. در مناطق مختلف، عموماً وزنه‌های حجمی بر اساس سطح آب‌های زیر زمینی به صورت زیر می‌باشد.



چگالی نسبی [1]: این پارامتر به ما نشان می‌دهد که یک جسم از آب هم حجم خودش چقدر سنگین تر است.

چگالی ظاهری: عبارتست از نسبت بین وزن حجمی کل بر وزن حجمی آب: $G_s = \gamma_t / \gamma_w$

چگالی مطلق: عبارتست از نسبت بین وزن حجمی جامد بر وزن حجمی آب $G = \gamma_s / \gamma_w$ با وجود اینکه سنگ از ترکیب کانیهای مختلفی تشکیل شده است، می‌توان برای تعیین چگالی نسبی سنگ با تعیین چگالی نسبی هر یک از کانیها و نیز در صد حجمی کانیها، از رابطه زیر استفاده کرد.

[1] - Specific Gravity

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

مثال: اگر سنگی دارای کانیهای با مشخصات زیر باشد آنگاه چگالی نسبی سنگ را تعیین کنید.
 کانی دارای چگالی نسبی $3/2$ و 50 درصد
 کانی دارای چگالی نسبی $2/5$ و 25 درصد
 کانی دارای چگالی نسبی $3/5$ و 25 درصد
 حل:

$$G = (3.2 * 0.5) + (2.5 * 0.25) + (3.5 * 0.25) = 3.1$$

روابط مختلفی بین پارامترهایی که در فوق شرح داده شد برقرارند که در ادامه

ارائه گردیده است:

$$1) \quad e = \frac{n}{1-n} \quad \text{یا} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

$$2) \quad \gamma_d = G \gamma_w (1-n)$$

$$3) \quad \gamma_d = \frac{\gamma_{sat}}{1+w}$$

$$4) \quad n = \frac{wG}{1+wG}$$

در صنعت نفت برای بدست آوردن تخلخل، جیوه را به درون نمونه تزریق می کنند که در این صورت تخلخل از رابطه زیر بدست می آید.

G_{Hg} : چگالی نسبی جیوه = ۱۳/۵۴۶

W_{Hg} : مقدار جیوه تزریق شده

G : چگالی نسبی سنگ

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

عوامل مؤثر بر رفتارهای مکانیکی سنگ

در این بخش عوامل مؤثر بر رفتار مکانیکی سنگها بطور عام و در رفتار سنگها در تراکم یک محوری بطور خاص مورد بررسی قرار می گیرد. به علت سادگی و سهولت انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری تک محوری و نیز کاربرد زیاد آن در تعیین خصوصیات مکانیکی سنگ بکر، تکیه عمده بحث حاضر بر روی این مقاومت می باشد.

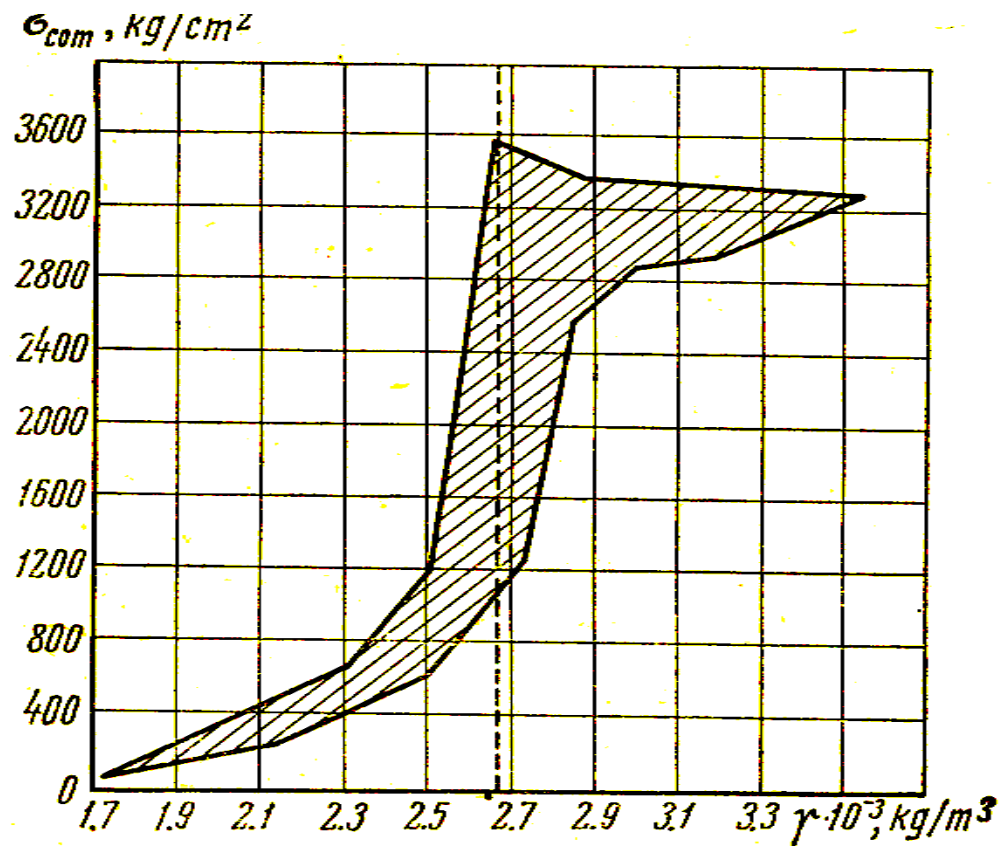
بطور کلی عوامل مؤثر بر رفتار مکانیکی سنگها را می‌توان به چند دسته، شامل نوع سنگ و وضعیت طبیعی آن، عوامل خارجی و محیطی، شرایط انجام آزمایش و صلابت دستگاههای آزمایش تقسیم نمود که دو مورد آخر قبلاً بحث شده است. نوع سنگ و وضعیت طبیعی آن: این عوامل شامل ترکیب کانی شناسی، چگالی نسبی، وزن حجمی، تخلخل، شکل و اندازه دانه‌ها و منافذ، میزان هوازدگی و دگرسانی^[۱] و میزان شکستگیهای خیلی ریز^[۲] می‌باشد که به شرح آنها می‌پردازیم.

بطور کلی ترکیب کانی شناسی، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت و خصوصیات ارتجاعی سنگها، دارا می‌باشد. در بین کانیهای تشکیل دهنده سنگها، کوارتز دارای حداکثر مقاومت است بطوریکه بر اساس اطلاعات حاصله از نتایج مطالعات محققین متعدد، مقاومت فشاری کوارتز بالای 5000 kg/cm^2 می‌باشد. در حالیکه مقاومت فشاری فلدسپاتها، پیروکسنها، آوژیت، هورنبلند، الوین و سایر کانیهای تیره فرو منیزیم بین ۲۰۰۰ تا ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است و مقاومت تراکمی کلسیت (۱۰۰ تا ۲۰۰ kg/cm^2) است.

1 - Weathering and Alteration

2 - Micro Fractures

بدین جهت مقاومت سنگهای کواتز دار، در صورتیکه کوارتز، کالبد [۱۱] سنگ را تشکیل داده باشد بالا خواهد بود. با توجه به منحنی حاصله برای تغییرات مقاومت فشاری کانیها نسبت به وزن مخصوص آنها، می توان دریافت که حداکثر مقاومت فشاری به وزن مخصوص کوارتز (۲/۶۵ Ó ۲/۷۵) مربوط می گردد. برعکس در صورت وجود کانیهای سست مانند میکا و کلسیت، مقاومت فشاری سنگ بطور قابل ملاحظه ای کاهش خواهد یافت. بعنوان مثال، آزمایش بر روی کوارتزیت های دگرگونی و ماسه سنگ های کوارتزیتی قابل توجه است. در این خصوص اطلاعات بسیار جامعی در کتاب فیزیک سنگ قابل دسترسی است [۱۳].



شکل ۴-۱۸- تغییرات مقاومت کانی ها نسبت به وزن مخصوص آنها

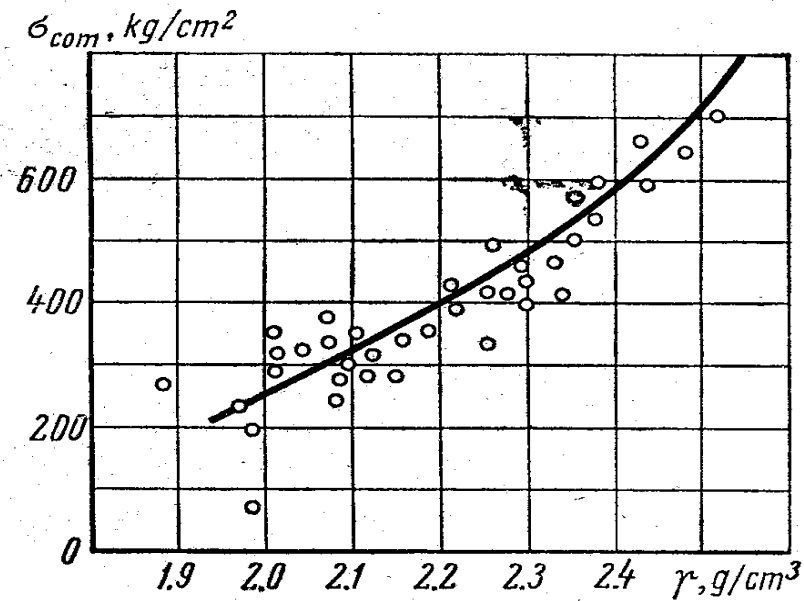
ملاحظه می‌شود که در سنگهای سیمان شده [1] مقاومت سیمان یا کالبد، عامل تعیین کننده است نه مقاومت اجزاء و دانه‌های تشکیل دهنده آن. تأثیر ترکیب کانی‌شناسی بر خصوصیات الاستیکی سنگها، بخصوص سنگهای با تخلخل کم بسیار چشمگیرتر است. از نتایج مطالعات انجام شده می‌توان دریافت که مدول الاستیسته کانیهای تیره فرومنیزیم نظیر الیوین و گرونا و کانیهای فلزی نظیر پیریت و مگنتیت بالا بوده و تا $10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ می‌رسد. در صورتیکه مدول الاستیسته کوارتز حدود $10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد. از اینرو مدول الاستیسته سنگهای بازیک و اولترابازیک، بیشتر از سنگهای اسیدی و روشن است. همچنین، تجربه نشان داده است که اگر خصوصیات ارتجاعی کانیهای تشکیل دهنده سنگ با خصوصیات ارتجاعی سیمان آن متفاوت باشد، رفتار ارتجاعی سنگ مزبور بیشتر تحت تأثیر خصوصیات ارتجاعی کالبد یا سیمان آن قرار می‌گیرد. مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که بطور کلی با افزایش وزن حجمی، بر میزان مقاومت فشاری و مدول الاستیسته سنگها، افزوده می‌شود. در شکل زیر، ارتباط مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیسته سنگ آهکهای یکی از مناطق زغالی شوروی با وزن حجمی آن نشان داده شده است که با رابطه تقریبی زیر می‌توان آنرا بیان کرد.

$$\sigma_c = 1225(\gamma - 1.7)^2$$

[1] - Cemented Rock

$E = 7.2 \cdot 10^5 (\gamma - 1.8)^2$

γ : وزن حجمی سنگ
 در روابط فوق σ_c و E بر حسب kg/cm^2 و γ بر حسب gr/cm^3 می باشد. ملاحظه می شود که مقاومت و مدول الاستیسیته هر دو با افزایش وزن حجمی زیاد می شود.



شکل 4-19- رابطه بین مقاومت و وزن مخصوص سنگ آهک

بطور كلي افزايش ميزان تخلخل بر عكس وزن حتمي باعث کاهش مقاومت و مدول الاستسيته سنگ مي گردد. رابطه بين تخلخل، مقاومت فشاري و مدول الاستسيته سنگها را مي توان با روابط زير بيان كرد.

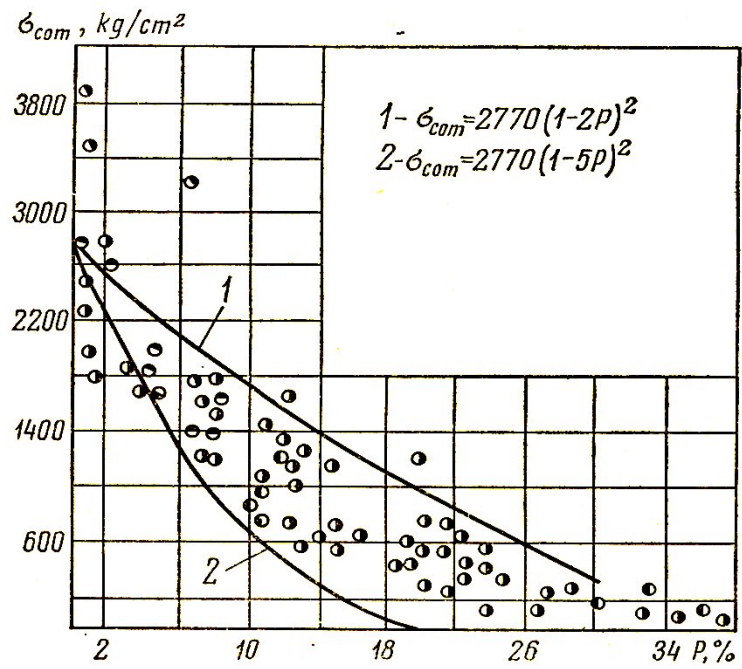
$$\sigma_c = \sigma_{c0} (1-A.P)^2$$

$$E = E_0 (1-A.P)^2$$

A: ضريبي است كه مقدار آن بين ۱/۵ تا ۴ تغيير مي كند. ($1.5 < A < 4$) و به شكل منافذ بستگي داشته و مقدار آن به صورت تجريبي تعيين مي شود.

σ_c و E_0 به ترتيب مقاومت فشاري تك محوري و مدول الاستسيته سنگ، در حالت بدون تخلخل مي باشد كه مقادير آنها تابع تركيب كاني شناسي سنگ مي باشد.
P: تخلخل نمونه است.

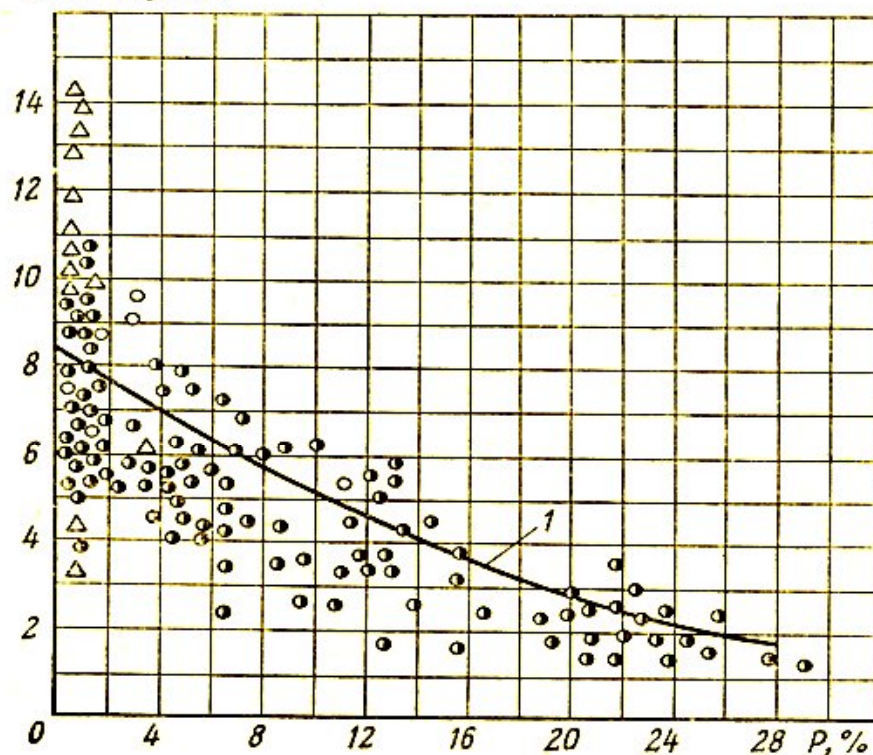
شكل زير رابطه بين مقاومت فشاري يك محوري سنگ و تخلخل آن را نشان مي دهد. (براي يك سنگ كربناتي). در ارتباط با سنگهاي رسوبي با افزايش سن و عمق سنگ تخلخل کاهش ميابد. در عمق در اثر فشار زياد و در سن در اثر ازدياد زمان اعمال فشار، اين کاهش ايجاد مي شود.



شکل 4-20- رابطه بین مقاومت فشاری و تخلخل سنگهای کربناته

شکل زیر رابطه بین مدول الاستیسیته و تخلخل را در سنگ‌های مختلف نشان می‌دهد.

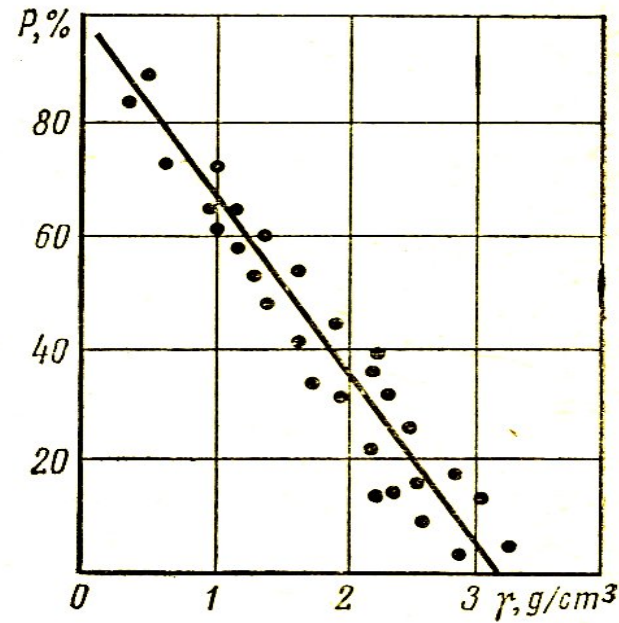
$E \cdot 10^{-5}, \text{kg/cm}^2$



- Granites, quartzites, sandstones
- △ Basic rocks
- Limestones

شکل 4-21- رابطه بین مدول الاستیسیته و تخلخل را در سنگ‌های مختلف

در شکل زیر رابطه بین وزن مخصوص ظاهری و تخلخل را در سنگ‌های رسوبی نشان داده شده است.



شکل 4-22- رابطه بین وزن مخصوص ظاهری و تخلخل را در سنگ‌های رسوبی

در سنگهای آذرین و دگرگونی و در بعضی سنگهای آهکی کریستالین و تبخیری، قسمت مهمی از فضاها را ناپیوستگی و شکستگیهای خیلی کوچک صفحه ای [۱] تشکیل می دهد [۱]. وجود تعداد کمی از این شکستگیها به اندازه مقادیر قابل توجهی از منافذ کروی، خواص فیزیکی و مکانیکی سنگ را تحت تأثیر قرار می دهند. زیرا این شکافها، از تنش متأثر شده و رفتارشان تغییر می کند. در سنگهای آذرین مقدار تخلخل معمولاً در حدود ۱ الی ۲ درصد است، مگر اینکه هوازدگی رخ داده باشد. که در صورت وجود هوازدگی، تخلخل می تواند تا ۲۰ درصد و یا بیشتر افزایش یابد. در نتیجه می توان تخلخل را به عنوان یک ایندکس مفید در مورد کیفیت سنگهای آذرین بکار گرفت. در این ارتباط، آزمایشگاه ملی ساختمان در پرتقال، رده بندیهای مختلفی را برای مقاصد مهندسی بر اساس اندازه گیری تخلخل انجام داده است. در این رده بندی تخلخل بر اساس محتوای آب سنگها اندازه گیری شده است (سنگها ۲۴ ساعت در آب غوطه ور بوده اند). در سنگهای فاقد هوازدگی نیز بین تخلخل و خواص مکانیکی سنگ روابط جالبی وجود دارد که قبلاً بحث شده است. لازم به یاد آوری است که سنگها را به لحاظ متخلخل بودن نمی توان با سایر اجسام الاستیک نظیر فلزات مقایسه کرد. زیرا که مقادیر ثابت ارتجاعی سنگها، همانگونه که ملاحظه گردید، در طول روند یک بارگذاری یا برداشت بار، ثابت باقی نمی ماند. زیرا رفتار سنگها تحت تنش های وارده، عمدتاً به سطح تماس دانه های تشکیل دهنده سنگ و از آنرو به کلیه عوامل سنگ شناسی تعیین کننده اندازه و شکل سطح تماس دانه ها وابسته می باشد.

! - Fissure

از طرف دیگر بروز پدیده‌هایی نظیر تغییر شکل پایدار، قبل از نقطه تسلیم و وارفتگی در سنگها را می‌توان به وجود خلل و فرج موجود در سنگها معطوف داشت. بطور کلی مقاومت سنگها با افزایش اندازه دانه‌ها در شرایط یکسان دیگر کاهش می‌یابد که علت این امر وجود رابطه مستقیم بین نیروهای چسباننده^[1] و میانگین مقدار سطح تماس دانه با سیمان سنگ، می‌باشد. به نظر می‌رسد که با کوچکتر شدن اندازه اجزاء تشکیل دهنده یک جسم جامد، پیوستگی بین مولکولی زیادتر گردیده و از سویی تشکیل شکستگیهای خیلی ریزو سایر بهم ریختگیها که اساساً شکست جسم را سهولت می‌بخشند کمتر می‌گردند.

[1] - Cohesive forces

تأثیر عواملی چون هوا زدگی و حرارت بر رفتار سنگ

هر چه ابعاد دانه‌های تشکیل دهنده سنگ ریزتر باشد، مقاومت سنگ بیشتر می‌شود. زیرا هر چه دانه‌ها ریزتر باشد، سطح تماس بین دانه‌ها در سنگ، افزایش می‌یابد. مقاومت سنگها با افزایش اندازه دانه‌ها در شرایط یکسان دیگر کاهش می‌یابد. بنابه نظر آقای رهببندر^[1]، با کوچک شدن اندازه اجزاء تشکیل دهنده یک جسم جامد پیوستگی بین مولکولها زیادتر می‌گردد.

تجربه نشان داده است که هوازدگی می‌تواند مقاومت فشاری یک محوری سنگ را تا حدود $1/4$ مقاومت سنگ هوا نزده کاهش دهد. البته جریان هوازدگی به نوع سنگها بستگی داشته و از طرف دیگر شرایط محیطی می‌تواند به عنوان یک عامل تسریع کننده یا کند کننده هوازدگی باشد. به عنوان مثال، سنگهای متراکم و ناتراوا نظیر بازالت، به تدریج بوسیله پوسته نازکی از مواد هوازده پوشیده می‌شوند. در حالیکه تأثیر هوازدگی در گرانیتها به مراتب عمیق تر بوده و سنگهای متخلخل نظیر ماسه سنگها، کمابیش می‌توانند بطور یکنواخت تا عمق قابل ملاحظه ای تحت تأثیر هوازدگی قرار بگیرند. شاخص دگرسانی^[2] که توسط آقای هامرول^[3] بیان شده عبارتست از: نسبت وزن آب جذب شده بوسیله سنگ در یک آزمایش جذب آب سریع، بر وزن خشک آن که به صورت درصد بیان می‌گردد. براقیت سنگ، در اثر هوا زدگی از بین می‌رود و با صدای چکش بجای صدای زیر، صدای بم ایجاد می‌کند. که برای تشخیص سنگهای هوازده استفاده می‌شود. هوازدگی ابتدا از سطح درزه‌های موجود در سنگ آغاز می‌شود.

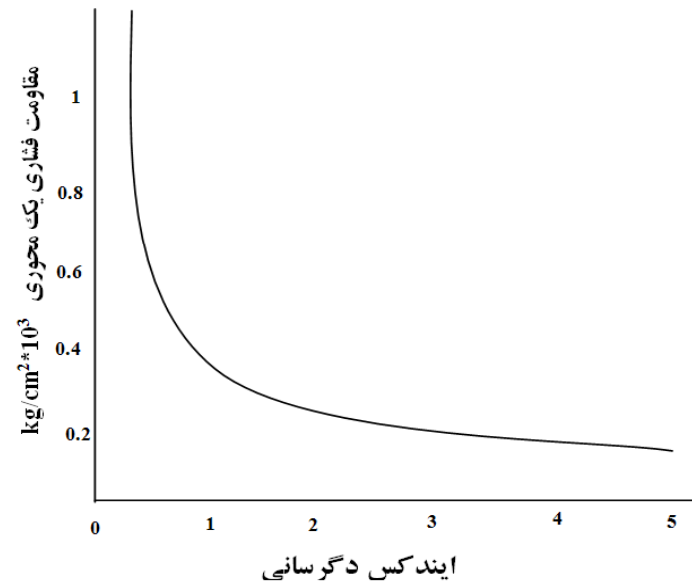
[1] - Rehbinder

[2] - Alteration Index

3 - Hamrol

هوازدگی [1]: تأثیر عواملی چون آب باران که از سطح به داخل صورت می‌گیرد و تا عمق خاصی ادامه دارد را هوازدگی گویند.

دگرسانی [2]: تأثیر عواملی چون آبهای زیرزمینی را که در هر عمقی صورت می‌گیرد و حاوی مقداری املاح می‌باشد را دگرسانی گویند. تأثیر شاخص دگرسانی بر مقاومت فشاری تک محوری در شکل بعد نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۳ - تأثیر شاخص دگرسانی بر مقاومت فشاری تک محوری

[1] - Weathering

[2] - Alteration

بالاخره، میزان افزایش شکستگیهای خیلی ریز موجود در سنگ باعث کاهش مقاومت سنگ می شود و همچنین مدول الاستیته سنگ نیز با افزایش میزان این شکستها کاهش می یابد که این کاهش ربطی به علل ایجاد این شکافها ندارد.

تأثیرات حرارت بر مقاومت سنگ

تأثیر 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 ضرائب انبساط و انقباض کانیها یکسان نیست) تأثیر حرارت بر سنگهای مختلف، متفاوت می باشد. در حرارت‌های بالا با گداختن^[1]، سوختن^[2] و تجزیه^[3] 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).

[1] - Smelting

[2] - Burning

[3] - Decoposition

در صورتی که بالا رفتن حرارت به حدی نباشد که باعث تجزیه کانی‌ها شود، مقاومت سنگ بسته به شدت و جهت تنش‌های حرارتی ایجاد شده در داخل سنگ، ممکن است تغییرات متفاوتی را داشته باشد. بطور کلی کانیهای تشکیل دهنده سنگ دارای ضرایب انبساط خطی مختلف و همچنین مقادیر ضرایب الاستیکی متفاوتی هستند، از اینرو بالا رفتن حرارت، موجب انبساط نابرابر کانیهای مختلف شده که در این حالت ممکن است دو نتیجه متفاوت عاید گردد. اگر جسمی دارای ادخالاتی^[۱] باشد، با فرض یکسان بودن مدول الاستیسیته ماده فرا گیرنده با ادخالات آن، تنشهای حرارتی^[۲] ایجاد شده از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$\sigma = E (\beta_1 - \beta_2) \Delta T \cdot f_s$$

که در این رابطه:

$(\beta_1 - \beta_2)$: اختلاف انبساط خطی ادخالات با ماده در برگیرنده

ΔT : حرارت داده شده به جسم بر حسب درجه سانتیگراد

f_s : عاملی است که مقدار آن تابع سطح تماس ادخالات با ماده دربرگیرنده است می‌باشد.

1 - Inclusion

2 - Thermal Stresses

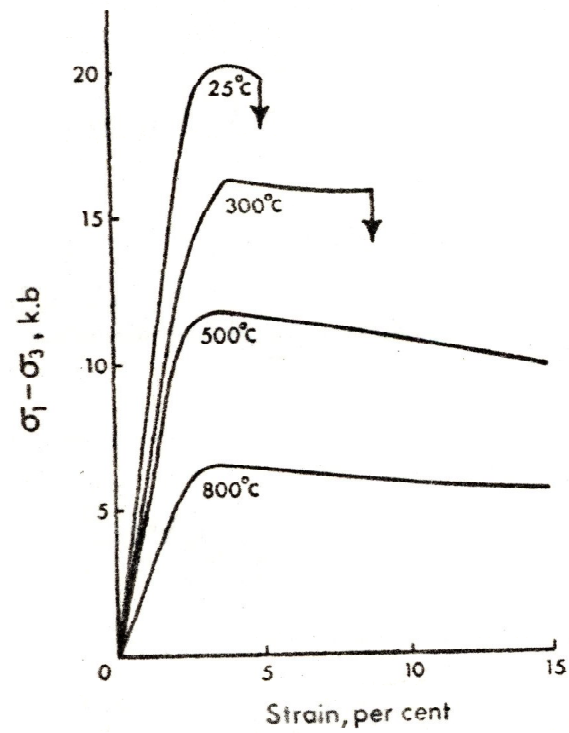
حال برای درک بهتر مطلب می‌توان حالت ساده شده ای را در نظر گرفت که سنگ فقط دارای یک ادخال باشد، در این صورت اگر $(\beta_1 - \beta_2)$ بزرگتر از صفر باشد، تنش‌های کششی در ماده فراگیرنده، ایجاد می‌شود و موجب باز شدن یا انبساط شکافهای خیلی ریز موجود و در نتیجه کاهش مقاومت سنگ خواهد گردید. اما اگر $(\beta_1 - \beta_2)$ کوچکتر از صفر باشد تنشهای تراکمی در ماده اصلی یا فراگیرنده ایجاد شده و از انبساط یا باز شدن شکستگیهای خیلی ریز، جلوگیری خواهد کرد. در این حالت، افزایش درجه حرارت باعث کاهش میزان شکستگیهای خیلی ریز و افزایش مجموع سطح تماس دانه‌ها و در نتیجه افزایش مقاومت سنگ می‌گردد.

به تجربه ثابت شده است که تنشهای تراکمی حرارتی داخل سنگها، ممکن است از $(1000 \text{ تا } 4000) \text{ kg/cm}^2$ تغییر نماید.

افزایش بیشتر درجه حرارت، ممکن است باعث ایجاد تنشهای بزرگتر از مقاومت فشاری و یا برشی گردد و در نتیجه باعث توسعه شکستگی‌های خیلی ریز و کاهش مقاومت سنگ گردد. به همین علت افزایش مقاومت در بعضی سنگها فقط تا حد معینی از افزایش درجه حرارت مشهود می‌باشد.

به عنوان مثال با حرارت دادن گابرو تا حد ۶۰۰ درجه سانتیگراد بر مقدار مقاومت فشاری آن افزوده می‌گردد و به تجربه ثابت شده است که بالارفتن مقاومت سنگ در اثر افزایش درجه حرارت از مشخصه‌های سنگ‌های دانه ریز متراکم می‌باشد. ماسه سنگ‌های دانه ریز (قطر دانه‌ها از 0.02 تا 0.3 میلی متر) سرپانتینیت (اندازه دانه‌ها از 0.1 تا 0.6 میلی متر) و سایر سنگ‌های از این قبیل، نشان دهنده افزایش مقاومت با بالارفتن دما تا حد 800°C می‌باشد.

از طرف دیگر افزایش درجه حرارت در بعضی سنگها، مثل گرانیت با کاهش مقاومت آن همراه است. افزایش درجه حرارت همچنین باعث افزایش شکل پذیری و تغییر ماهیت شکست سنگها گردیده و از اینرو فشار محدود کننده لازم برای انتقال از رفتار شکننده به حالت شکل پذیر را کاهش می‌دهد. رفتار شاخص گرانیت در فشار جانبی محدود کننده 5000bar و حرارت‌های مختلف در شکل زیر نشان داده شده است [۸a].



شکل ۴-۲۴- رفتار شاخص گرانیت در فشار جانبی محدود کننده 5000bar و حرارت‌های مختلف

بطوریکه از شکل ملاحظه می شود، مدول الاستیسیته و مقاومت هر دو با افزایش حرارت کاهش می یابد ولی شکل پذیری افزایش می یابد. شکل فوق نشان می دهد، در حرارت آزمایشگاه (25°C)، رفتار سنگ شکننده بوده اما در حرارت های بالاتر دگر شکلی پایدار و غیر قابل برگشت، بدون آنکه کاهشی در تحمل بار وارده، حاصل آید در سنگ ایجاد می گردد.

در حرارت 800°C ماده مورد آزمایش به صورت "شکل پذیر کامل" در می آید و به این ترتیب پدیده انتقال از رفتار شکننده به شکل پذیر را می توان به عنوان تابعی از فشار محدود کننده و درجه حرارت محیط بطور همزمان مورد مطالعه قرار داد.

انتقال از رفتار شکننده به شکل پذیر، اهمیت قابل ملاحظه ای را از نظر زمین شناسی و ژئوفیزیکی در رابطه با رفتار مواد پوسته زیرین زمین دارا بوده و از لحاظ مکانیک سنگ کاربردی دارای اهمیت چندانی نیست. زیرا در محدوده فعالیتها مکانیک سنگ کاربردی پدید آمدن حرارت و فشار محدود کننده لازم برای بروز چنین پدیده ای ندرتاً فراهم می آید.

در عین حال بررسی چنین پدیده ای در سنگهای کربناته و ماسه سنگها بدلیل پایین بودن نسبی فشارهای محدود کننده لازم برای بروز آن در حرارت آزمایشگاه از اهمیت بیشتری برخوردار است.

کاهش درجه حرارت سنگها به زیر صفر درجه سانتیگراد (تا حدود $30^{\circ}\text{C} - 20^{\circ}\text{C}$) تنها خصوصیات مکانیکی سنگهای خرد شونده^[1] را در حالت اشباع از آب، به شکلی در خور توجه تحت تأثیر قرار می دهد. در چنین شرایطی به علت یخ زدن آب محتوای سنگهای مزبور به صورت سنگهای سخت و مقاوم در می آیند.

در درجه حرارت زیر صفر، مقاومت سنگهای سخت، تنها در حرارت های ($100 - 80$) درجه سانتیگراد در حدی قابل ملاحظه تحت تأثیر دمای محیط قرار می گیرد. سنگهای منجمد شده در درجات حرارت ($120^{\circ}\text{C} - 100^{\circ}\text{C}$) به مقدار زیادی ترد و شکننده می گردد. بطوریکه تحت تأثیر بارهای دینامیکی (ضربه) به میزان ۴ تا ۵/۴ 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 180°C - مقاومت تراکمی استاتیکی آنها به میزان ۱۰ تا ۷۰ درصد، افزایش می یابد. علاوه بر مقاومت، مقادیر ضریب ارتجاعی سنگها نیز تحت تأثیر دما قرار می گیرد. مثلاً بالا رفتن درجه حرارت محیط با کاهش مدول ارتجاعی بسیاری از سنگهای متبلور نظیر گرانیت همراه است زیرا با افزایش درجه حرارت، حرکت حرارتی^[۲] مولکولهای جسم شدت یافته و پلاستیسیته سنگ افزایش می یابد.

[1] - Friable

2- Thermal Movement

بطوریکه کاهش مدول ارتجاعی سنگها بر اثر افزایش دما تا حرارت حدود 600°C در خور 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 [۱] نظیر کوارتز شیشه ای و سنگهای دانه ریز بخصوص اسکارنهای دونیت و ولاستونیت دار، می باشد. مدول ارتجاعی سنگهای آرژیلیتی دارای ذرات آب کلوئیدی، با افزایش درجه حرارت، به علت پخته شدن تا چند برابر افزایش می یابد. در صورتیکه بالا رفتن درجه حرارت موجب سوختن زغال سنگ، بعضی شیلها 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 200°C - در بسیاری از مواد باعث افزایش مدول ارتجاعی آنها می گردد.

[1] - Amorph Rocks

فصل پنجم

رده بندی مهندسی سنگ بکر:

سنگ بکر به سنگی اطلاق می شود که بتوان از آن نمونه برداری کرد و در آزمایشگاه، مورد آزمایش قرار داد. که الزاماً فاقد وجوه ساختمانی بزرگ مقیاس نظیر سطوح لایه بندی^[۱]، درزه ها^[۲]، جداشدگیها^[۳] و نواحی برشی^[۴] باشد. در زمین شناسی رده بندی به همراه لیتولوژی سنگ مرسوم بوده که به نظر میرسد کنار گذاشتن کلی آنها چندان هم منطقی نیست. لذا قبل از ادامه بحث رده بندی، نگاهی گذرا به بحث لیتولوژی و اهمیت آن در مکانیک سنگ انداخته می شود .

-
- 1 - Bedding plane
 - 2 - Joint
 - 3 - Parting
 - 4 - Shear Zone

لیتولوژی:

عبارتست از کانی‌شناسی - بافت - بافته (فابریک) به همراه نام سنگ یا جمله ای توصیفی از یک سیستم رده بندی مثلاً سنگ آهک دانه دانه - شیل قیری - گرانیت، شیست کلریت و میکای سیاه دار و... که این نامها و رده بندیها کلاً زمین‌شناسی بوده و دست اندرکاران مکانیک سنگ غالباً این نوع رده بندیها را کافی نمی‌دانند. زیرا سنگهای بالیتولوژی یکسان ممکن است، حدود تغییرات وسیعی از خصوصیات مکانیکی سنگ را دارا باشند. از این رو پیشنهاد شده است که حتی چنین نامهایی بدست فراموشی سپرده شود و سیستم رده بندی نوینی صرفاً بر اساس خصوصیات مکانیکی سنگ ارائه شود. پذیرفتن چنین پیشنهادی بنا به علل زیر معقول نبوده و بنابر این محفوظ نگاه داشتن عناوین لیتولوژیکی سنگ لازم می‌باشد:

اولاً: برای هر نوع از سنگ حداقل حدود تغییرات مشخصی از مقادیر خصوصیات مکانیکی وجود دارد که مقدار خصوصیات مورد نظر الزاماً در همان محدوده قرار خواهد گرفت. هر چند برای بعضی از خصوصیات مکانیکی و انواع مختلف سنگها حدود تغییرات مذکور، ممکن است وسیع باشد، ولی برای برخی دیگر امکان دارد چندان قابل ملاحظه نباشد.

برای مثال حدود تغییرات مقاومت فشاری یک محوری سنگ آهک، ممکن است از ۵۰۰۰ تا ۳۵۰۰۰ Psi یعنی (۳۵۱ تا ۲۴۶۵) kg/cm^2 باشد. و برای سنگ نمک فقط ممکن است ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ Psi یعنی ۲۱۰ تا ۳۵۱ kg/cm^2 باشد. یا بعنوان مثالی دیگر سختی کوارتزیت بالا و ثابت بوده، در حالیکه سختی ماسه سنگ بسته به نوع و درجهٔ سیمان شدگی از کم تا زیاد متغیر می‌باشد.

ثانیاً: دلیل دیگر برای استفاده از نام لیتولوژیکی رابطه ای است که بین بافته، بافت و ناهمسانی ساختمانی در سنگهای با منشأ معین وجود دارد. مثلاً اغلب سنگهای آذرین دارای بافته متراکم و بهم پیوسته، با فقط جزئی تفاوت در خصوصیات مکانیکی در جهات مختلف می‌باشند (ایزوتروپیک). البته به استثنای ساختهای جریان‌ی و مواد نفوذی نزدیک سطحی و بعضی از مواد نفوذی عمیق نظیر گرانیت‌های گنایسی که بیانگر ساختمان جریان‌ی در پیرامون توده نفوذی می‌باشند. سنگهای رسوبی نظیر شیل، ماسه سنگ و بعضی از سنگ آهکها دارای لایه بندی بوده و از آنرو ناهمسانی قابل ملاحظه ای را در خصوصیات مکانیکی نشان می‌دهند. (آنیزوتروپیک) سایر سنگهای رسوبی نظیر سنگ نمک و سنگ گچ (ژپس) و بیشتر سنگ آهک و دولومیت‌ها به علت تبلور دوباره دارای بافت به هم پیوسته گردیده و فقط نشان دهندهٔ جزئی ناهمسانی ساختمانی می‌باشند.

سنگهای دگرگونی بیشتر از سایر سنگها از پدیده ناهمسانی متأثر می‌باشند، شیستهای کلریت تالک و میکادار دارای سطوح تورق کاملاً مشخصی بوده و از کانیهای ورقه‌ای شکل که موجب بروز تفاوت زیاد در مقاومت و تراکم پذیری سنگ، در جهات مختلف می‌گردد، تشکیل گردیده است. گنایس هم البته در حدی کمتر، مقداری ناهمسانی از خود بروز می‌دهد. لوح سنگ نیز به جهت دارا بودن رخ مشخص ورقه‌ورقه‌ای یا اسلیتی^[۱] به مقدار زیادی ناهمسان می‌باشد. سایر سنگهای دگرگونی مثل مرمر و کوارتزیت به علت تبلور دوباره و یافتن بافت به هم پیوسته نسبتاً همگن یا هموژن می‌باشند.

ثالثاً: دلیل دیگر برای حفظ نام زمین‌شناسی، ارتباطی است که می‌توان بین انواع معینی از سنگ و سایر وجوه زمین‌شناسی محل برقرار ساخت. مثلاً وجود سنگ آهک، ژپس یا سنگ نمک در محل موجب می‌گردد تا پژوهشگران انتظار برخورد با اشکال انحلالی نظیر غارها^[۲] و سینک هولها^[۳] و شکافهای باز انحلالی را داشته باشد. و در صورت عدم وجود چشمه یا رودخانه در محل‌های دارای این نوع سنگها و وجود سفره‌های سیار آب زیر زمینی به ادامه این اشکال انحلالی به اعماق زمین پی می‌بریم. یا وجود گدازه‌های بازالتی می‌تواند دلالت بر تشکیل درزه‌های ستونی^[۴] و بروز مشکلات مهندسی ناشی از آنها گردد.

1 -Slaty

2 - Cavern

3 -Sinkholes

4 - Columnar Jointing

به همین منوال، بعضی از انواع سنگها، نمایانگر رفتارها یا مسائل خاص خود می باشند و وجود سنگ نمک و یا سایر سنگهای با منشأ تبخیری می تواند موجب بروز مشکلاتی ناشی از دگرشکلی مداوم تحت بار ثابت گردد (پدیده خزش). شیلها اغلب به علت دارا بودن کانیهای رسی در اثر تغییر تنش و یا محتوای آب و رطوبت در معرض تورم^[۱] و شکفته^[۲] شدن قرار می گیرند. بنابراین می توان دریافت که مشخص شدن نام زمین شناسی سنگ، می تواند اطلاعات بسیار پر ارزشی را در مورد خصوصیات و رفتار سنگ به دست بدهد. با همه این موارد، برای کارهای مهندسی نام زمین شناسی به تنهایی کافی نبوده و بایستی با یک رده بندی مهندسی، شبیه آنچه که در زیر ارائه می گردد، توأم باشد.

[1] - Swelling

[2] - Air-Slaking

رده بندی مهندسی سنگها در مکانیک سنگ

در مکانیک سنگ، سنگ را به دو صورت بکر و توده سنگ، رده بندی می کنند. در سالهای اخیر موضوع رده بندی مهندسی سنگ رواج بسیاری یافته و استخوان بندی یکی از راه های طراحی سازه های سنگی (روش تجربی) را تشکیل می دهد. کتاب های متعددی در این خصوص چاپ شده است. که علاقمندان می توانند برای مطالعه بیشتر به آنها مراجعه کنند [۱۴]، [۱۵]، [۱۶] و [۱۷]. اهداف رده بندی ها به طور کلی عبارتند از:

- الف - تقسیم نمودن توده سنگ بخصوص به قسمتهای با رفتار مشابه
- ب - فراهم نمودن مبنایی جهت درک ویژگیهای قسمتهای مختلف
- ج - تهیه اطلاعات کمی برای طراحی مهندسی
- د - فراهم نمودن مبنایی کلی جهت برقراری ارتباط بین داده ها

برای اینکه یک رده بندی بتواند، اهداف فوق را بر آورد کند باید دارای مشخصات زیر باشد:

- ۱- ساده بوده و براحتی بخاطر سپرده شود و قابل درک باشد.
- ۲- هر اصطلاح آن واضح و روشن باشد و اصطلاحات مورد استفاده بایستی بطور وسیعی توسط مهندسين و زمين شناسان مورد قبول واقع شود.
- ۳- غالب خصوصیات مهم و پر معنی توده سنگ را شامل باشد.
- ۴- متکی بر پارامترهای قابل اندازه گیری در محل توسط آزمایشات سریع و ارزان باشد.
- ۵- مبنای دسته بندی سیستم به نحوی باشد که اهمیت نسبی پارامترهای طبقه بندی در آن منعکس شود.
- ۶- بر مبنای اطلاعات کمی گرد آوری شده بتوان طرح نگهداری سنگ را مشخص نمود .

رده بندی سنگ بکر:

علیرغم وجود رده بندی های متعدد سنگ بکر که در جدول مربوط به رده بندی سنگ بکر نشان داده شده است، به رده بندی ارائه شده توسط دیر^[۱] و میلر^[۲] بسنده می شود. این طبقه بندی برای اولین بار توسط دیر و میلر ارائه شد، که بعدها با ایجاد تغییراتی توسط میلر منتشر گردید. این رده بندی بر اساس دو خصوصیت مهم مهندسی سنگها یعنی مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیته سنگها انجام شده است. مدول مورد استفاده مدول مماسی اندازه گیری شده در ۵۰ درصد مقاومت نهایی سنگ می باشد و مقاومت فشاری یک محوری مورد استفاده نیز، مقاومت نمونه های استوانه ای شکل از سنگ بانسبت طول به قطر برابر ۲ می باشد.

الف: رده بندی بر اساس مقاومت فشاری یک محوری سنگ

این رده بندی با پیروی از یک تصاعد هندسی مقاومت در جدول زیر نشان داده شده است .

1 - Deer
2 - Miller

رتبه‌بندی مهندسی سنگ بکر بر اساس مقاومت فشاری یک محوری

رده	توصیف مقاومت	Strength (lb/in ²)	مقاومت فشاری یک محوره (Kg/cm ²)
A	خیلی بالا	Over 32,000	> 2250
B	بالا	16,000 - 32,000	1125-2250
C	متوسط	8000 - 16,000	562-1125
D	پایین	4000 - 8000	281-562
E	خیلی پایین	less than 4000	< 281

رده A:

تنها تعداد کمی از سنگها در رده A قرار می گیرند که شامل کوارتزیت - دیاباز و بازالت های متراکم می باشند. در این رده مقاومت فشاری تک محوری بالاتر از ۳۲۰۰۰ Psi یا ۲۲۵۰ kg/cm^2 می باشد.

رده B:

با مقاومت فشاری یک محوری ۱۶۰۰ تا ۳۲۰۰۰ Psi در بر گیرنده اکثریت سنگهای آذرین، سنگهای دگرگونی مقاوم، ماسه سنگهای خوب سیمان شده و شیل های سخت و اکثریت سنگ آهکها و دولومیتها می باشد.

رده C:

با مقاومت متوسط ۸۰۰۰ تا ۱۶۰۰۰ Psi شامل بسیاری از شیلها، ماسه سنگهای متخلخل، سنگ آهکها و تنوع زیادتری از سنگهای شیستی نظیر (کلریت، میکا و تالک شیست) می گردد.

گروه های E و D:

که سنگهایی با مقاومت پایین و خیلی پایین می باشند شامل سنگهای متخلخل یا دارای وزن حجمی پایین از قبیل ماسه سنگهای خرد شونده - توف متخلخل، شیل های رسی، سنگ نمک، سنگهای هوازده یا تجزیه شده در اثر عوامل شیمیایی با هر لیتولوژی می باشند .

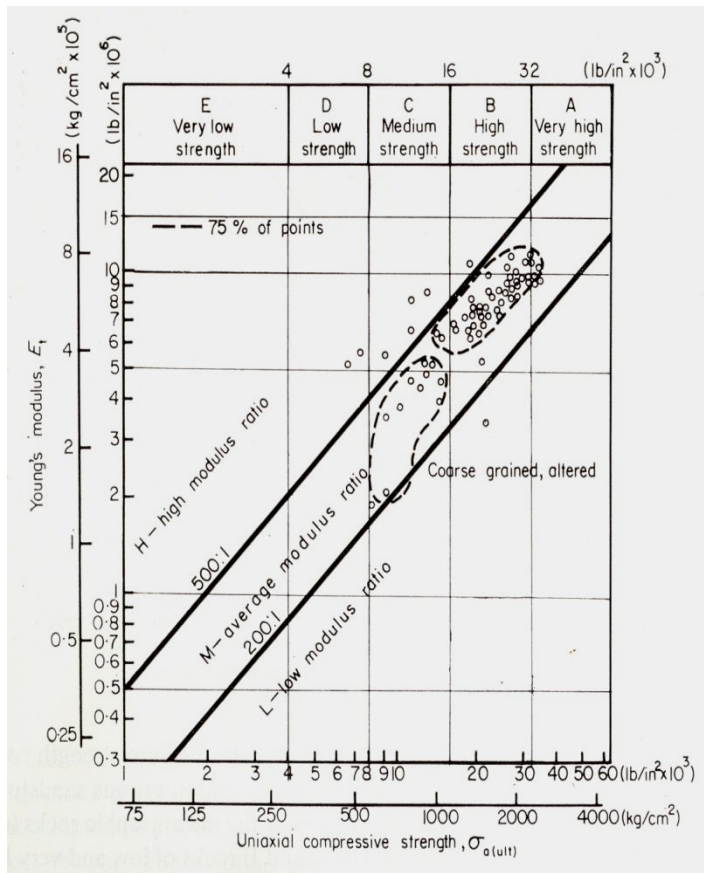
رکن دوم سیستم رده‌بندی فوق مدول ارتجاعی سنگ بکر می‌باشد. که بجای بکارگیری سیستم آن از نسبت مدول ارتجاعی^[۱] به مقاومت فشاری یک محوری سنگ استفاده می‌شود. رده‌بندی سنگ بر اساس نسبت مدولی در جدول زیر نشان داده شده است. ناحیه‌ای که نسبت مدولی در آن متوسط بوده و با حرف M نشان داده شده از بالا بوسیله خطی با نسبتی مدولی ۱ به ۵۰۰ و از پائین با خط ۱ به ۲۰۰ محدود شده است. سنگ‌های دارای بافت بهم پیوسته و فاقد ناهمسانی و یا ناهمسانی جزئی باشد، در رده M قرار می‌گیرند، که شامل اکثریت سنگ‌های آذرین می‌گردد.

در جدول زیر رده‌بندی سنگ‌ها بر اساس نسبت مدولی نشان داده شده است.

رده	شرح نسبت مدولی	میزان نسبت > مدولی
H	بالا High	> ۵۰۰
M	متوسط Medium	۲۰۰-۵۰۰
L	پائین Low	< ۲۰۰

سنگ‌هایی که دارای بافت به هم پیوسته و ناهمسانی کم در رده M قرار می‌گیرند.

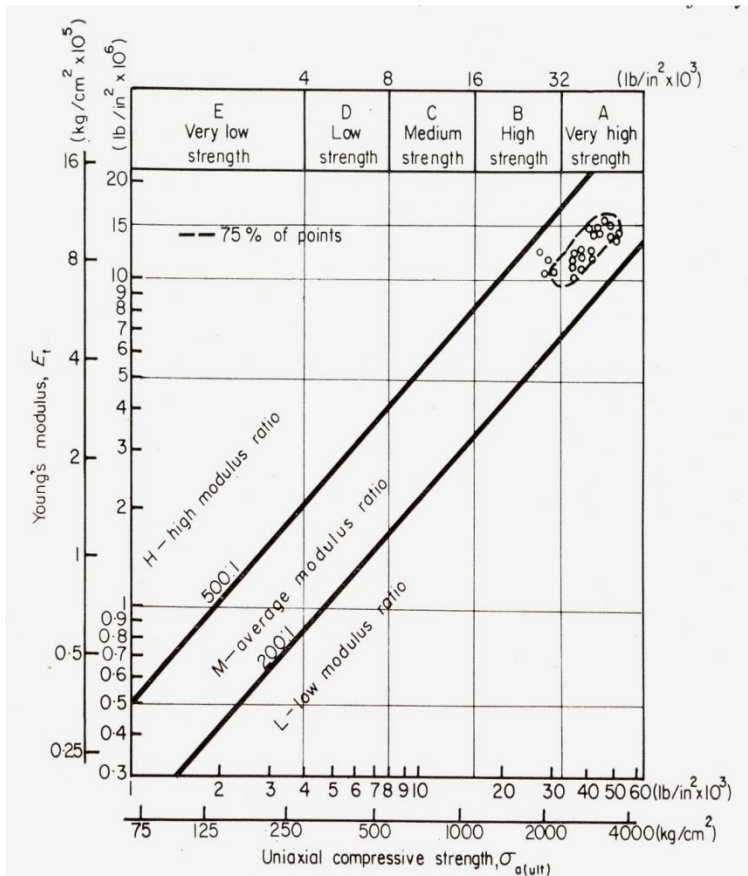
!!! Modulus Ratio



شکل ۵-۱ - خصوصیات مهندسی ۸۰ نمونه گرانیت از ۱۶ محل مختلف

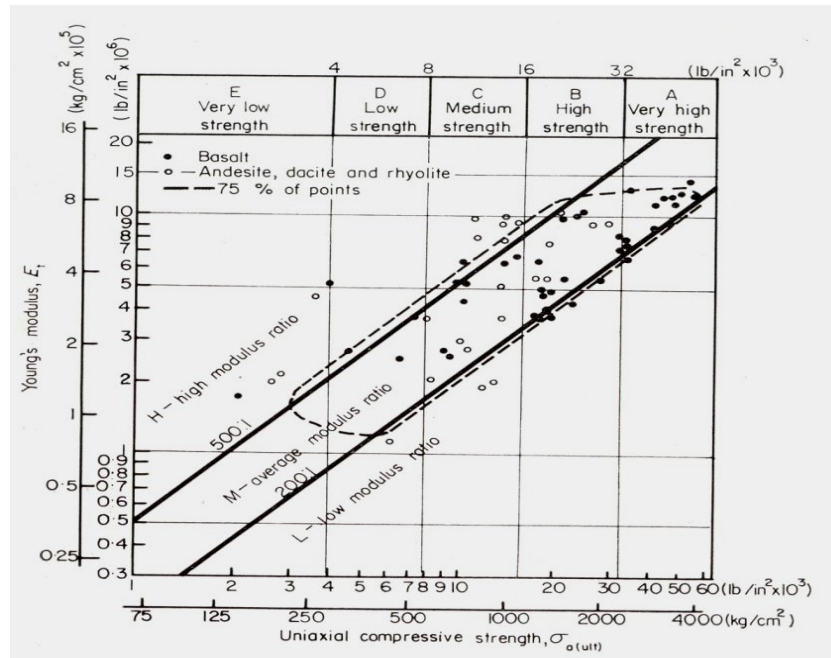
برای بکارگیری رده بندی مزبور از نموداری مشابه شکل ۱-۱ استفاده می شود. که در آن مقادیر مقاومت فشاری در محور افقی و مدول الاستیسیته در محور قائم و با مقیاس لگاریتمی نشان داده می شود و بدین ترتیب می توان محدوده وسیع تری از تغییرات هر کدام از پارامترها را پوشش داد. در ضمن رده بندی سنگ ها بر اساس مقاومت در بالای جدول قرار داده شده و موقعیت نسبت مدولی نقاط مختلف با توجه به خطوط مورب ۱ به ۵۰۰ و ۱ به ۲۰۰ و بین آنها بدست می آید. در شکل ۱-۵ رده بندی مهندسی سنگ بکر خانواده گرانیت با حدود ۸۰ نمونه نشان داده شده است.

در شکل ۲-۵ نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی ۲۶ نمونه دیاباز از ۸ محل و منبع مختلف نشان داده شده است. دیاباز سنگی است آذرین، دانه‌ریز تا متوسط، یکنواخت و متراکم، به طوری که از شکل ملاحظه می‌شود نتایج یکنواخت‌تر بوده و سنگ بیشتر در رده AM یعنی رده مقاومت بالا با نسبت مدولی متوسط قرار گرفته است.



شکل ۲-۵- رده‌بندی سنگ بکر نمونه‌های دیاباز به تعداد ۲۶ عدد از ۸ محل مختلف

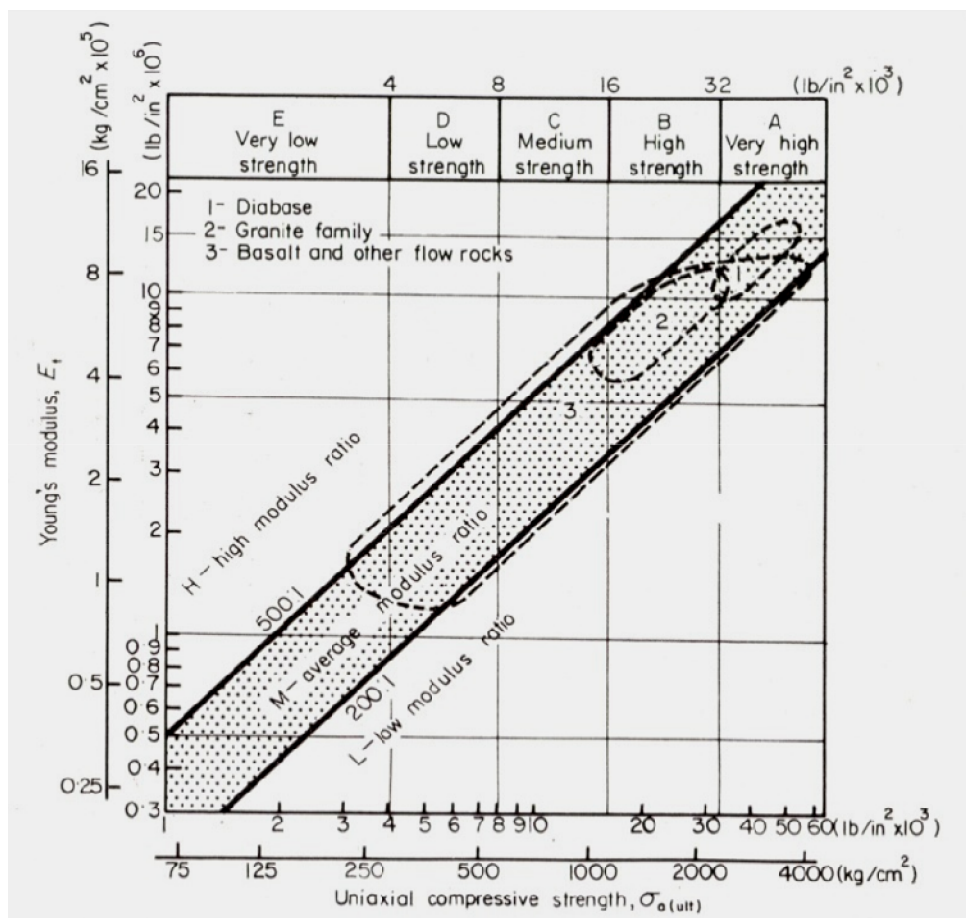
نتایج ۷۰ نمونه بازالت و سایر سنگهای خروجی ریزدانه در شکل زیر نشان داده شده است (شکل ۳-۵). به طوریکه ملاحظه می شود نتایج حاصل نشان دهنده محدوده تغییرات وسیعتری از مقاومت و نسبت مدولی می باشد. این امر می تواند ناشی از تغییر در کانی شناسی، تخلخل، اندازه دانه ها و ساختمان جریانی^[۱] سنگ های مورد آزمایش باشد.



شکل ۳-۵- رده بندی سنگ بکر ۷۰ نمونه بازالت و سایر سنگهای خروجی از ۲۰ محل مختلف

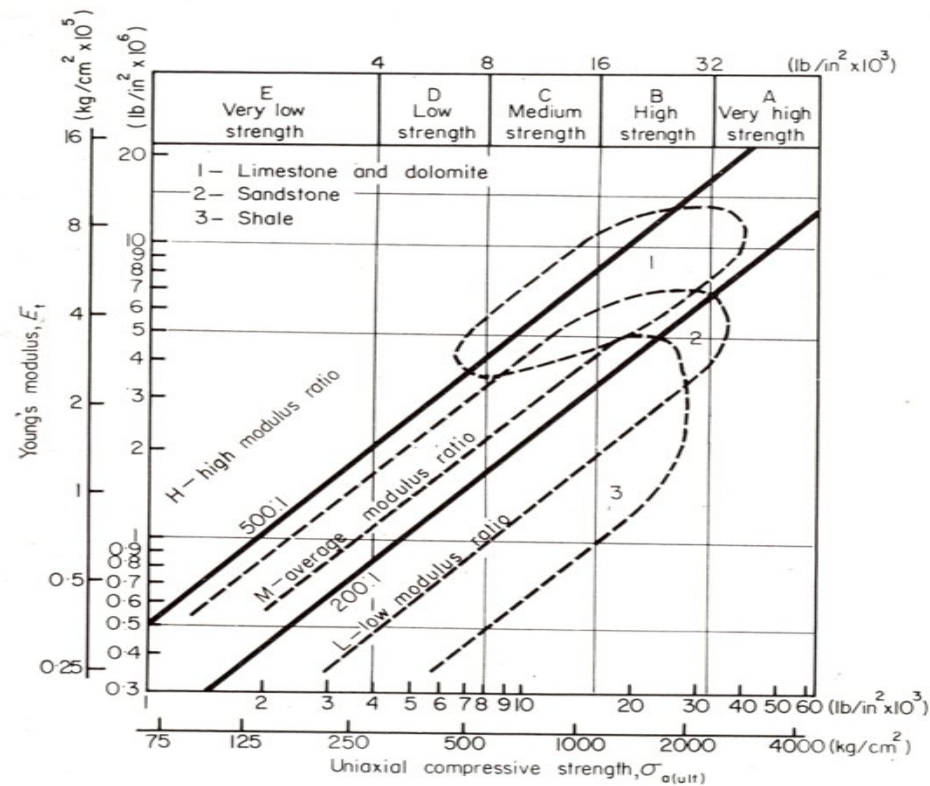
!!! Flow Structure

در شکل بعدی خلاصه نقاط پیاده شده برای سنگهای آذرین برای بیشتر از ۱۷۵ نمونه نشان داده شده است.



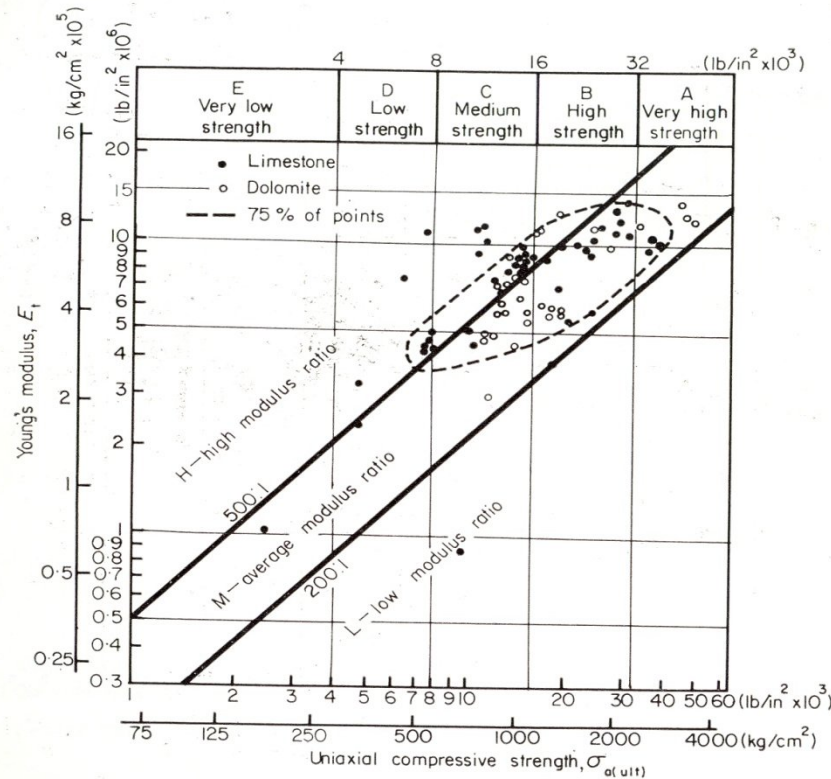
شکل ۵-۴- رده بندی سنگ بکر- خلاصه نقاط حاصل برای سنگهای آذرین (۱۷۶ نمونه)

خلاصه نقاط پیاده شده برای ۱۹۳ نمونه از سنگ‌های رسوبی در تشکیل ۵-۵ نشان داده شده است. بطوریکه ملاحظه می‌شود سنگ آهک و دولومیت‌ها اغلب در گروه‌های B و C قرار می‌گیرند. هر چند تعداد کمی از نمونه‌ها از مقاومتی در حد رده‌های A و D نیز برخوردارند.



شکل ۵-۵- رده‌بندی سنگ بکر، خلاصه نقاط پیاده شده بر ۱۹۳ عدد نمونه

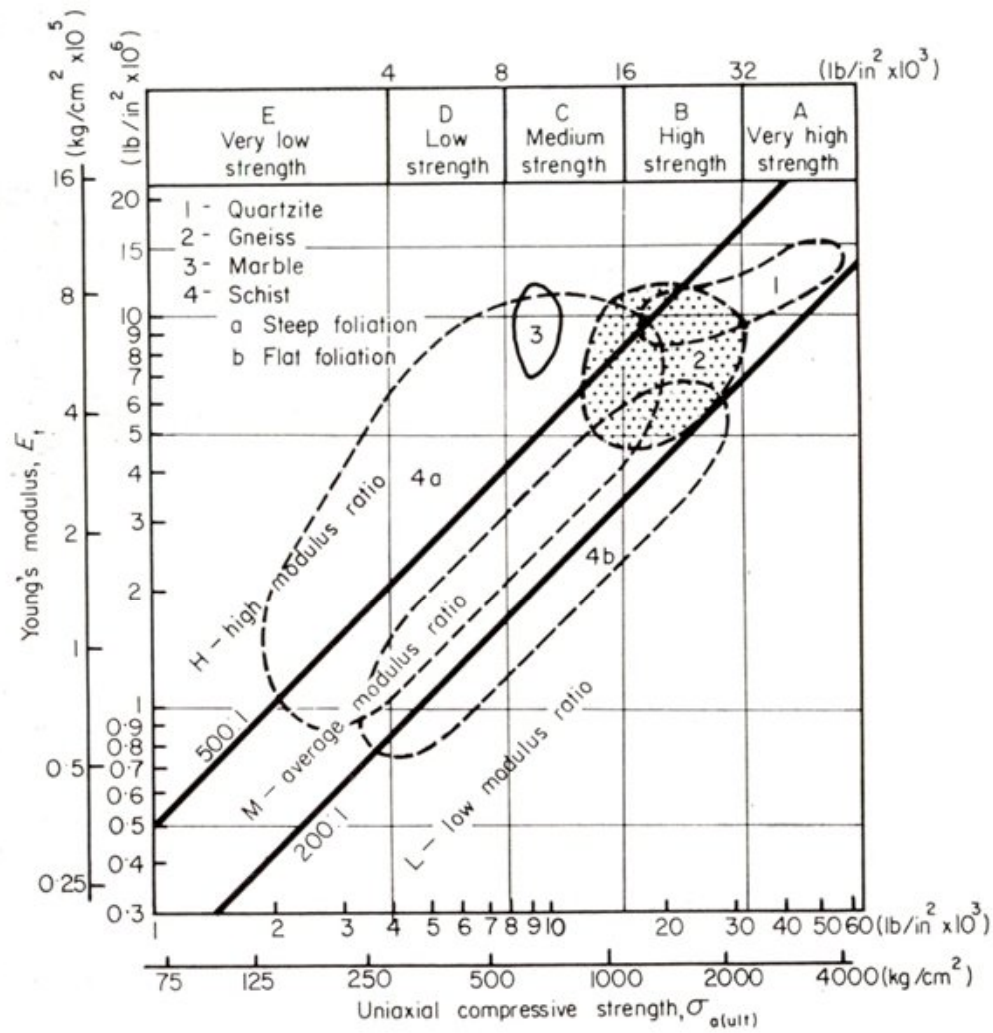
نتایج نقاط بدست آمده برای سنگ آهک و دولومیت در شکل ۶-۵ نشان داده شده است. بطوریکه ملاحظه می شود، بیشتر نقاط نزدیک به خط مورب بالانی یعنی نسبت مدولی ۱ به ۵۰۰ و یا در بالای آن یعنی منطقه مدولی بالا قرار می گیرند. به نظر می رسد این حالت ناشی از تأثیر بافته به هم پیوسته و کانی شناسی کلسیت یا دولومیت این گونه سنگ ها باشد.



شکل ۶-۵ - رده بندی سنگ بکر برای ۷۷ نمونه سنگ آهک و دولومیت از ۲۲ محل مختلف

منحنی‌های رسم شده برای ماسه سنگ و شیل در شکل ۵-۵ در قسمت زیرین خود دارای انتهای باز می‌باشد. زیرا بعضی از نمونه‌های آزمایش شده مقاومت فشاری کمتر از 1000 psi دارند و از طرف دیگر منحنی‌های ماسه سنگ و شیل هر دو به داخل ناحیه با نسبت مدولی پائین ادامه دارند. بنظر می‌رسد که علت اصلی این امر ناهمسانی ناشی از طبقه‌بندی یا تورق^[۱] اینگونه سنگ‌ها می‌باشد. از طرف دیگر از آنجا که تمامی نمونه‌ها در جهت عمود بر سطح تورق آزمایش شده‌اند. مدول الاستیسیته آنها پائین می‌باشد. در چنین حالتی مقاومت سنگ تحت تأثیر قابل توجهی قرار نمی‌گیرد. در صورتیکه مدول الاستیسیته بعلت تغییر شکل ناشی از بسته شدن فضای خالی بین سطوح تورق اولیه و کانی‌های ردیف شده که اغلب از نوع صفحه‌ای شکل می‌باشند مخصوصاً "درشیل‌ها کاهش پیدا می‌کند.

!!! Lamination



شکل ۵-۷- رده بندی سنگ بکر نقاط پیاده شده برای ۱۶۷ نمونه از سنگ های دگرگونی

در شکل ۵-۷ که خلاصه نقاط پیاده شده برای سنگ‌های دگرگونی نشان داده شده، نتایج آزمایش‌ها در مقایسه با انواع دیگر سنگ‌ها از پراکندگی بیشتری برخوردار است. زیرا دامنه تغییرات کانی‌شناسی و شدت ناهمسانی در این گونه سنگ‌ها بسیار وسیعتر می‌باشد. اغلب سنگ‌های کواتزیتی، همانند سایر انواع سنگ‌های متراکم با بافت بهم پیوسته و دانه‌های یکدست از نظر اندازه، مثل دیاباز و بازالت متراکم در رده مقاومتی بالا و متوسط (HM) قرار می‌گیرند. گنایس شرایطی مشابه گرانیت از خود نشان می‌دهد. با یک تفاوت که میانگین مقاومت آن کمتر بوده و نسبت مدولی از پراکندگی بیشتری برخوردار است. پراکندگی مورد بحث در نتایج آزمایش‌ها ناشی از تغییرات وسیع‌تر در کانی‌شناسی در مقایسه با گرانیت و ناهمسانی در شکل تورق^[۱] این نمونه‌ها می‌باشد. شاید بتوان گفت که منحنی (4a) در شکل ۵-۷ مربوط به نمونه‌های پر شیب از شرایط بسیار جالبی برخوردار باشد. زاویه بین سطوح تورق و سطح افق در حین آزمایش این نمونه‌ها ۴۵ درجه و یا بیشتر می‌باشد. که در این حالت نسبت مدولی بالای نمونه‌ها ناشی از مقاومت پائین نمونه‌ها بعلاوه گسیختگی و شکست در امتداد سطوح تورق می‌باشد نه ناشی از مدول بالا. در عوض منحنی پوش نمونه‌های شیستی که سطوح تورق آنها با افق زاویه کمتر از ۴۵ درجه می‌سازد، در ناحیه نسبت مدولی پائین قرار می‌گیرد.

!!! Foliation

در این حالت، برعکس حالت قبلی مقاومت سنگ چندان تحت تأثیر تورق نبوده در صورتیکه مدول الاستیسیته بعلت بسته شدن ترک‌های بسیار ریز میکروسکوپی^[۱] به موازات سطح تورق کاهش می‌یابد. منحنی پوش نمونه‌های مرمر با استفاده از تعداد کمی نمونه (در مجموع ۲۲ نمونه که نتایج ۱۵ عدد از آنها در داخل منحنی پوش مزبور قرار گرفته) بدست آمده است. بهتر است قبل از عمومیت بخشیدن به نتایج آزمایش‌های بیشتری بر روی نمودار پیاده شود. نکته جالب توجه دیگر در نمودار مربوط به خلاصه سنگ‌های دگرگونی این است که پوش گنایس پوش‌های کواتزیت و شیست‌ها را پوشش می‌دهد. بنظر می‌رسد که وضعیت انتقالی فوق بر یک پیچیدگی بسیار زیاد در کانی‌شناسی و بافته در انتقال از کواتزیت به گنایس و شیست دلالت دارد. هم‌چنین نمودارهای مربوط به خلاصه نقاط پیاده شده سنگ‌های آذرین و رسوبی نیز نشانگر وضعیتی مشابه بعلت اختلاف در کانی‌شناسی و بافته می‌باشد.

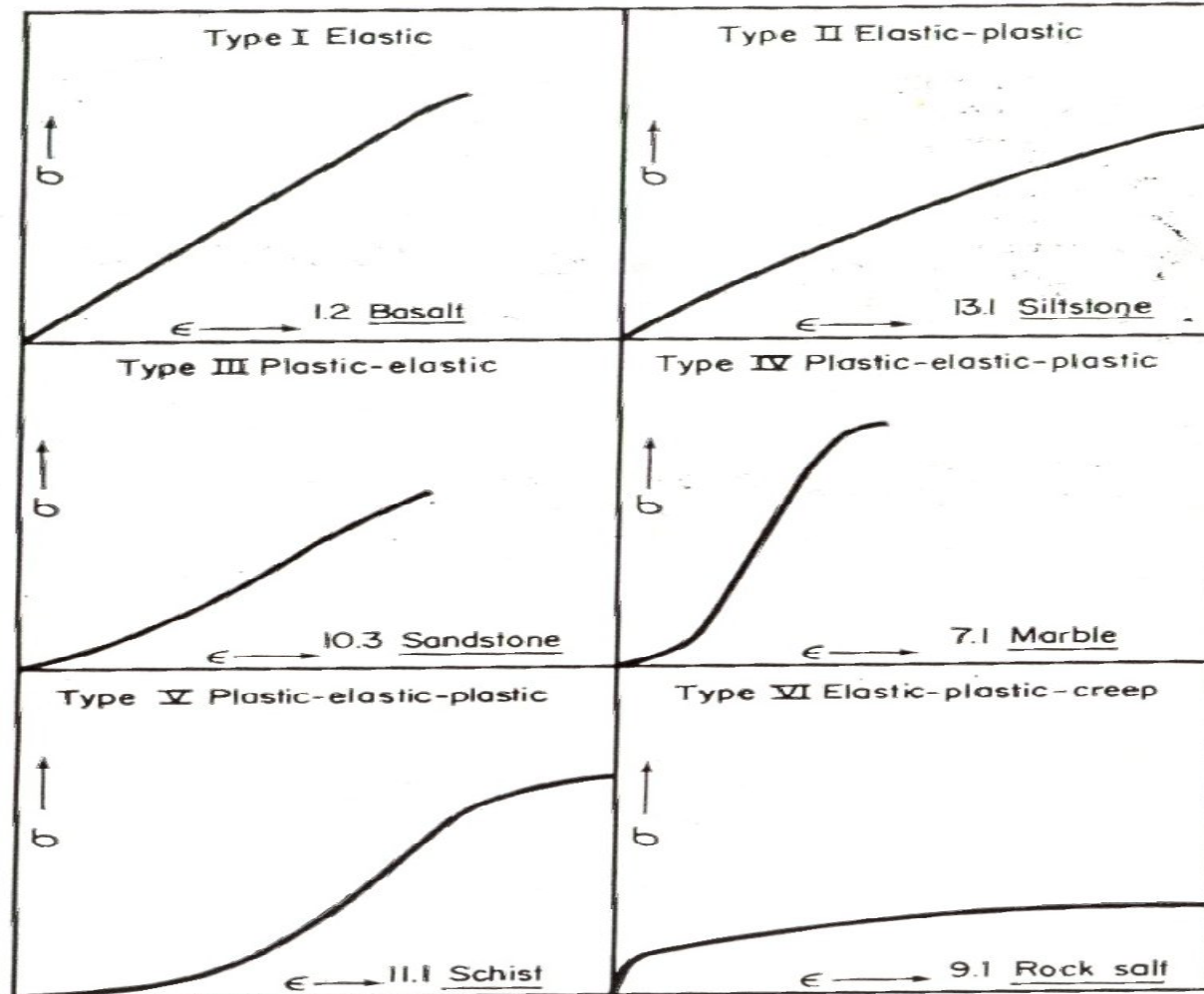
بطوریکه اشاره شد رده بندی مهندسی سنگ بکر مطروحه بعنوان سیستمی مفید، کارآمد و عملی مورد توجه دست اندرکاران و متخصصین مکانیک سنگ قرار گرفته است. این رده بندی بر اساس مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیسیته سنگ بکر که هر دو از خصوصیات مکانیکی مهم سنگ می‌باشد بنا نهاده شده است.

این دو پارامتر در اغلب پروژه های مهندسی سنگ وارد می شوند. رده بندی مزبور به کانی شناسی، بافت، بافته و جهت ناهمسانی در سنگ حساس می باشند. لذا در رده بندی های کامل مکانیک سنگی علاوه بر ذکر ویژگی های مکانیکی سنگ، شرح لیتولوژیکی نیز بایستی آورده شود. به عنوان مثال: سنگ آهک با مقاومت و نسبت مدولی بالا (BH)، ریزدانه، متراکم^[۱] و یکنواخت^[۲].

رده بندی سنگ بکر بر اساس شکل منحنی تنش - کرنش آنها

یکی دیگر از تقسیم بندی سنگها بر اساس نمودار تنش - کرنش آنها می باشد که توسط آقای میلر ارائه شده است. انواع مختلف منحنیهای تنش کرنش به صورت زیر رده بندی شده اند:

!!! Dense
!!! Uniform



شکل ۵-۸- انواع مختلف منحنیهای تنش کرنش

نوع I نشان دهنده رفتار تقریباً خطی مستقیم تا وقوع شکست ناگهانی انفجاری در نمونه می باشد. این رفتار شاخص بازالتها، کوارتزیت، دیاباز - دولومیت و سنگ آهکهای مقاوم نادر می باشد.

نوع II شاخص سنگ آهکهای سست تر - لاسینگ و توف می باشد

نوع III شاخص ماسه سنگها، گرانیتها و شیستهای مغزه گیری شده بموازات سطوح تورق می باشد.

نوع IV که به شکل S کشیده می باشد با قسمت میانی فوق العاده مستقیم شاخص سنگهای دگرگونی نظیر مرمر و گنایس می باشد.

نوع V که به شکل S کوتاه خوابیده می باشد تنها شاخص نمونه های شیست مغزه گیری شده در امتداد عمود بر سطح تورق می باشد. که نمایانگر تراکم پذیری زیاد سنگ مزبور می باشد. منحنیهای III و IV و V در اولین قسمت خود دارای تقعر به طرف بالا می باشد که با بسته شدن ترکهای مویی یا سطح تورق با نزدیک شدن به نقطه بروز شکست، مقادیر متفاوتی از تسلیم شدگی غیر ارتجاعی و یا رفتار شکل پذیر در آنها مشاهده می گردد. در ضمن سنگهای نوع III تسلیم قابل توجهی از خود نشان نداده و همانند سنگهای نوع I از شکستی شکننده برخوردارند.

نوع VI از منحنی تنش کرنش مشخصه سنگ نمک و یا سنگهای تبخیری می باشد که در ابتدا دارای یک قسمت خطی کوچک بوده و با دگر شکلی غیر ارتجاعی رو به افزایش و خزش دنبال می گردد.

رده بندی توده سنگ برای مقاصد مهندسی:

شاخص کیفیت سنگ^[۱]: این تعریف جهت تعیین کیفیت توده سنگ می باشد، روشی اصلاح شده در مغزه نگاری است که در ادامه توضیح داده می شود. مقدار مغزه بازیافتی^[۲] (یا بازیابی مغزه گیری) که بطور غیر مستقیم متأثر از مقدار شکستگیها و معیار تجزیه شدگی توده سنگ است، در عملیات مغزه گیری از رابطه زیر حساب می شود، که معیاری برای ماهیت سنگ محسوب می شود.

$$\text{CR} = \frac{\text{مجموع طول مغزه‌ها}}{\text{طول حفاری}} \times 100$$

و اما دیر^[۳] در سال ۱۹۶۰ معیار بهتری از درصد مغزه بازیافتی، بنام RQD ارائه می دهد. وی در این معیار با انتخاب مغزه‌هایی با طول مساوی یا بیشتر از ۱۰ cm مقدار RQD را به صورت زیر تعریف می کند.

1 - RQD)Rock Quality Desigation(
2 - Core Recovery
3- Deer

$$RQD = \frac{\sum \text{طول مغزه‌های مساوی یا بیش از } 10\text{cm}}{\text{طول کل حفاری}} \times 100$$

تقسیم بندی کیفی سنگها بر اساس RQD:

RQD بر حسب درصد	شرح کیفیت
0-----25	Very poor خیلی ضعیف
25----50	Poor ضعیف
50----75	Fair متوسط
75----90	Good خوب
90 --100	Excellent عالی

در این روش به جای شمردن تعداد شکستگیها، مجموع طول قطعات بازیافتی سخت و سالم با طول بیش از ۱۰ cm یا ۴ in در طول حفاری، مبنای تعیین کیفیت توده سنگ قرار می گیرد.

برای این منظور مثالی ذکر شده که در آن طول کل حفاری 60 in و مقدار مغزه بازیافتی باهر طولی 50 in و مجموع طول مغزه‌های بازیافتی با طول بیش از ۱۰ cm، ۳۴ in حاصل شده است. مقادیر RQD و CR را حساب کنید.

$$R=50/60 \times 100=83\%$$

$$RQD=34/60 \times 100=57\%$$

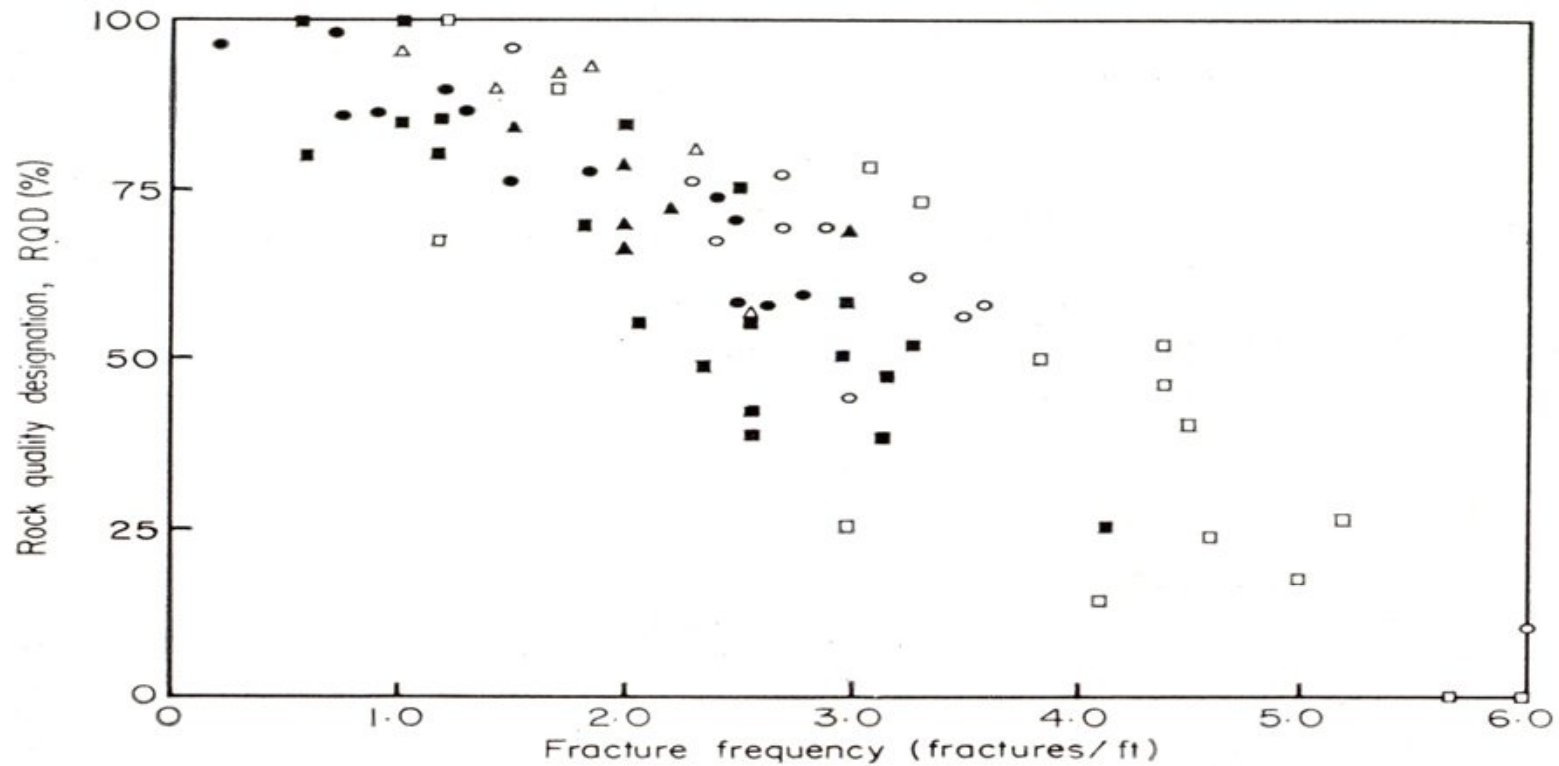
(a)		(b)		
Core recovery (in)		Modified core recovery (in)	RQD (rock quality designation)	Description of rock quality
10		10	0 - 25	Very poor
2			25 - 50	Poor
2			50 - 75	Fair
3			75 - 90	Good
4			90 - 100	Excellent
4				
5				
3				
4				
6				
4				
2				
5				
<u>50</u>	Core Run = 60"	<u>34</u>		
Core recovery = 50/60 = 83%		RQD = 34/60 = 57%		

کل ۹-۵- بازیابی مغزه را توسط شاخص کیفی سنگ تعیین کنید

با توجه به مطالب ارائه شده واضح است RQD همواره کوچکتر از CR می باشد. اگر مغزه سنگ در جریان عمل حفاری و یا دست به دست گشتن، شکسته شود که در اینحالت سطح شکستگی در مقایسه با سطح درزه های طبیعی ناهموارتر و تازه تر خواهد بود، تکه های شکسته شده به هم جفت شده و بصورت یکپارچه به حساب می آیند. در تعیین RQD برای سنگهای رسوبی و دگرگونی متورق می باید، دقت بیشتری به عمل آید. زیرا تعیین RQD در این حالت، در مقایسه با سنگهای آذرین و سنگ آهک و ماسه سنگهای ضخیم، نمی تواند چندان دقیق باشد. به هر حال این روش، حتی در مورد شیلها نیز با موفقیت بکار گرفته شده است. هر چند که نمودار نگاری مغزه و یا مغزه نگاری این نوع سنگها (شیلها) بایستی بلافاصله پس از خارج نمودن مغزه از لوله نمونه گیر^[1] و قبل از شکفته شدن و ترک خوردن آنها، انجام گیرد، معلوم است که پایین بودن مقدار RQD معمولاً دلالت بر پایین بودن کیفیت توده سنگ می کند. در حالیکه همیشه اینچنین نبوده و تکنولوژی و تجهیزات گمانه زنی با کیفیت پایین ترمی تواند باعث کاهش میزان بازیافتی مغزه گردد .

به همین دلیل استفاده از لوله‌های مغزه‌گیری دو جداره با قطر حداقل $2 \frac{1}{8}$ اینچ برای این منظور توصیه می‌شود. نظارت کامل بر عملیات گمانه‌زنی ضروری و لازم الاجرا است. در جدول صفحات قبل رده بندی RQD آقای دیر بر حسب درصد نشان داده شد. امروزه برای ارزیابی کیفیت توده سنگ در یک محل و بررسی تغییرات آن در عمق و در جهات مختلف استفاده از RQD به طور وسیعی رایج و متداول شده است. برخی از کارشناسان زمین‌شناسی مهندسی و مکانیک سنگ ترجیح می‌دهند که، برای سنجش کیفیت توده سنگ، بجای RQD از شاخص تناوب شکستگی و یا تعداد میانگین شکستگیهای طبیعی موجود در واحد طول، استفاده نمایند. رابطه مشخصی بین تناوب شکستگیها و RQD در توده‌های سنگی حاصل شده است که در شکل بعد ملاحظه می‌گردد.

-
- 1 - Double tube core barrel
 - 2 - Deer
 - 3 - Fracture Frequency



- | | |
|-----------------------------------|--------------------------------|
| Climax stock | NX core |
| ○ Tunnel wall, across joints | ● Dworshak Dam, granite gneiss |
| △ Tunnel wall, parallel to joints | ▲ John Day Basalt |
| □ NX core | ■ Hackensack Siltstone |

Figure 1.9 Correlation of rock mass quality indices : fracture frequency and RQD¹⁵

شکل ۱-۵-۱۰- رابطه های بین شاخص های کیفیت سنگ: توالی شکستگی و RQD

در روش برداشت خطی درزه‌ها^[۱] که λ تعداد درزه‌ها در طول خط برداشت است، مقدار RQD از روابط زیر حساب می‌شود:

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

رابطه فوق برای $\lambda=6\sim 16$ به صورت خطی در می‌آید:

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

RQD را همچنین میتوان با توجه به تعداد درزه‌های موجود در واحد حجم سنگ نیز با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$RQD=115-3.3J_V$$

J_V : تعداد درزه‌های موجود در یک متر مکعب از سنگ

اگر $J_V < 4.5$ باشد، مقدار RQD (۱۰۰ درصد) در نظر گرفته می‌شود.

[۱] - Scan line

نسبت سرعت [۱]:

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

$$\frac{V_f}{V_l} = \text{شاخص کیفیت}$$

هر چه شاخص کیفیت فوق به یک نزدیکتر باشد آنگاه سنگ سالمتر است.

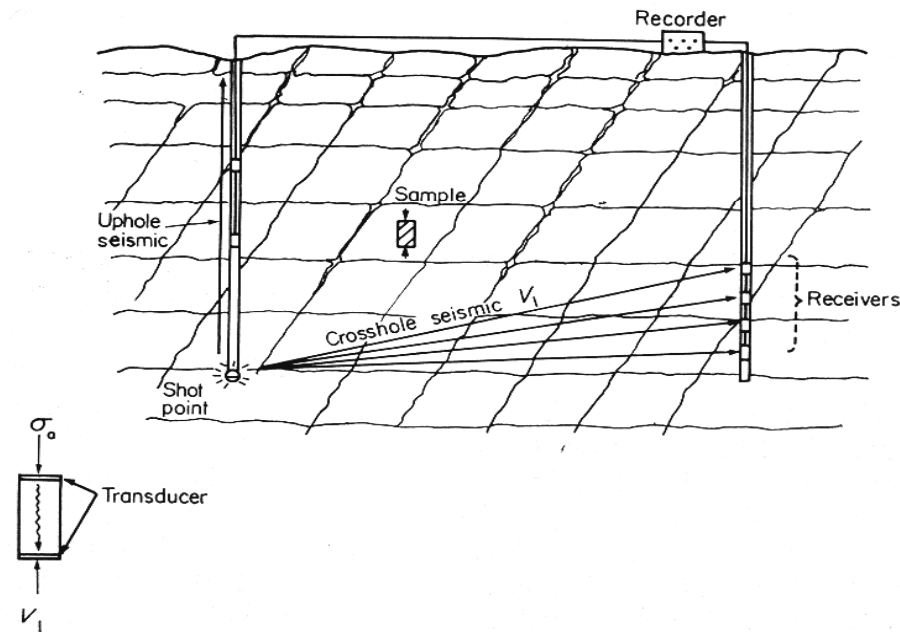
سرعت موج در صحرا: V_f سرعت موج در آزمایشگاه: V_L

تفاوت سرعت موج در صحرا نسبت به آزمایشگاه به سبب ناپیوستگی های ساختمانی موجود در توده سنگ در جا می باشد. نسبت سرعت یا $\frac{V_f}{V_l}$ که V_f و V_L به ترتیب سرعت موجهای

تراکمی در توده سنگ و سنگ بکر می باشد، اولین بار به عنوان شاخص کیفی توده سنگ توسط شخصی به نام آندرا [۲] پیشنهاد گردیده است.

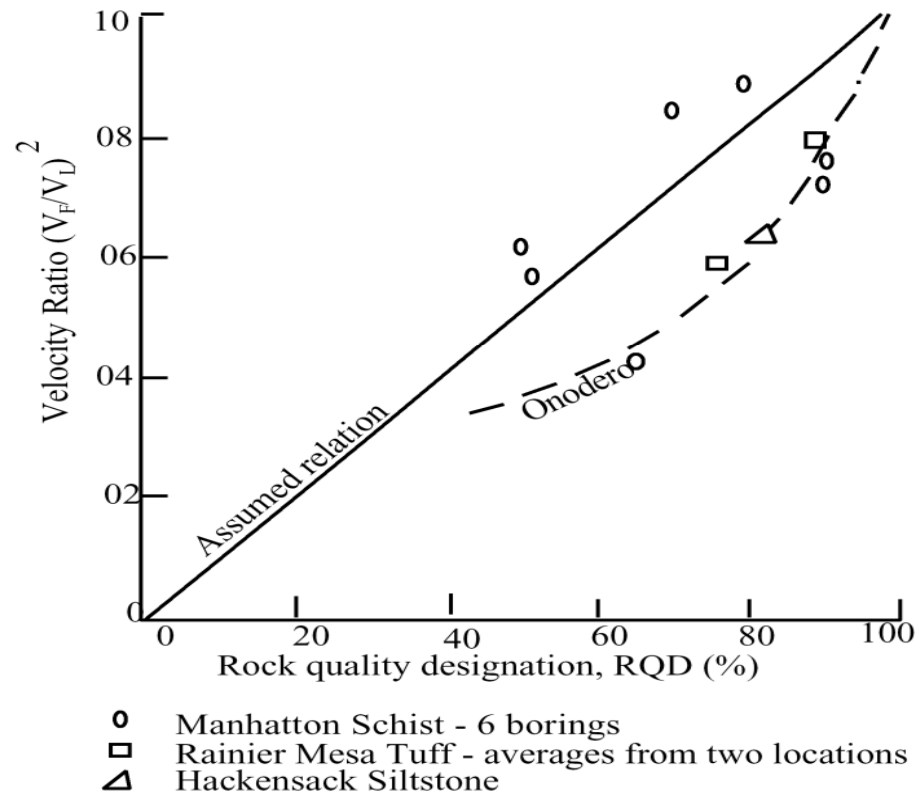
1 - Velocity Ratio
2 - Ondera

برای توده سنگی با کیفیت بالا که دارای تعداد محدودی درزه کپ هم باشد، نسبت سرعت به یک نزدیک می شود. در حالیکه با افزایش شکستگیها و بازتر شدن دهانه 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.



شکل ۵-۱۱- نسبت سرعت ب عنوان شاخص کیفیت سنگ. نسبت سرعت V_F/V_L

تعیین سرعت امواج لرزه ای در محل اغلب به کمک اندازه گیری در بالای چاه و یا در عرض آن در داخل چاههای حفاری یا گالری های آزمایش صورت می گیرد. در شکل بعد رابطه بین مربع نسبت سرعت با RQD نشان داده شده است.



شکل ۵-۲- رابطه بین مربع نسبت سرعت با RQD

می توان از اطلاعات موجود دریافت که مربع نسبت سرعت را می توان بجای RQD برای مقاصد مهندسی بکار برد. در هر حال اطلاعات بیشتری لازم است تا آنکه بتوان به رابطه مشخص تری بین این دو شاخص کیفیت توده سنگ، دست یافت. از میان سیستم های موجود در طبقه بندی توده سنگ شش تای آنها از توجه بیشتری برخوردار بوده و بهتر شناخته شده اند که عبارتند از:

۱ - طبقه بندی بار سنگ ترزاقی

۲ - طبقه بندی لوفر - پاخر

۳ - کیفیت سنگ RQD (دیر)

۴ - مفهوم RSR (امتیاز ساختاری سنگ) [۱]

۵ - طبقه بندی ژئومکانیکی [۲] (سیستم RMR)

۶ - سیستم Q [۳]

که از بین آنها دو طبقه RMR و Q از اهمیت بیشتری برخوردار بوده و در ادامه توضیح داده می شود.

[1] - Rock Structure Rating

[2] - Rock Mass Rating

[3] - Tunnel Quality

رده بندی ژئومکانیک 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 بنیاویسکی ارائه شده است. وی بر اساس مطالعات خود بر روی بیشتر از ۴۹ مورد خاص رده بندی خود را بر مبنای ۶ پارامتر مختلف ارائه دادند. بایستی توجه کرد که امتیازهای ۵ پارامتر اولیه با همدیگر جمع شده و پارامتر ششم بطور جداگانه تأثیر 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 زیر زمینی

۶- جهت و امتداد ناپیوستگی ها

دامنه تغییرات امتیازات RMR از صفر تا ۱۰۰ بوده و هر کدام از رده ها دارای یک دامنه ۲۰ امتیازی می باشد. نحوه امتیاز دهی به پارامترهای مختلف و هم چنین نحوه تعدیل آنها و تأثیر جهت و امتداد ناپیوستگی ها در جداول بعدی شده است.

جداول رده بندی ژئومکانیکی سنگها (RMR)

الف - پارامترهای رده بندی و ارزش گذاری RMR

A. Classification parameters and their rating

Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock	Point-load strength index (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-2	For this low range, unconfined compressive test is preferred		
		Unconfined compressive strength (MPa)	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	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 (m)	> 2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	< 0.06			
	Rating	20	15	10	8	5			
4	Conditions 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/min)	None	<10	10-25	25-125	>125		
		Ratio of joint water pressure to major principal stress	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			

ب- تعدیل ارزش عددی برای جهت یابی درز

A. Dam Foundations						
Dip 0° – 10°	Dip 10° – 30°		Dip 30° – 60°	Dip 60° – 90°		
	Dip direction					
	Upstream	Downstream				
Very favorable	Unfavorable	Fair	Favorable	Very unfavorable		

B. Tunneling						
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip		Dip	Dip	Dip
Dip	Dip	Dip	Dip	45° – 90°	20° – 45°	0° – 20°
45° – 90°	20° – 45°	45° – 90°	20° – 45°	Very unfavorable	Fair	Fair
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable			

B. Rating adjustment for joint orientations

Strike and dip orientations of discontinuities		Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Ratings	Tunnels and mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

ج - رده و کلاس توده سنگ براساس ارزش عددی کل و اطلاعات مربوط به هر رده و کلاس توده سنگ

C. Rock mass classes and corresponding design parameters and engineering properties

Class No.	I	II	III	IV	V
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Description	Very Good	Good	Fair	Poor	Very poor
Average stand-up time	20 years for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of rock mass (MPa)	> 0.4	0.3 - 0.4	0.2 - 0.3	0.1 - 0.2	< 0.1
Internal friction angle of rock mass (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
Deformation modulus (GPa) ^{a)}	> 56	56 - 18	18 - 5.6	5.6 - 1.8	< 1.8

^{a)} Deformation modulus values are from Serafim and Pereira (1983).

با استفاده از رده بندی RMR می توان ارتفاع بار و فشار وارد بر وسیله نگهداری را از روابط زیر بدست آورد.

$$H_t = (100 - RMR) \times B / 100$$

$$P = H_t \times \gamma$$

که در این روابط:

H_t : ارتفاع بار

B : عرض تونل

γ : وزن مخصوص سنگ کمر بالا

P : فشار وارد بر وسیله نگهداری

همچنین با استفاده و به وسیله رده بندی فوق می توان مدول تغییر شکل توده سنگ^[۱] را با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

$$E_M = 2RMR - 100$$

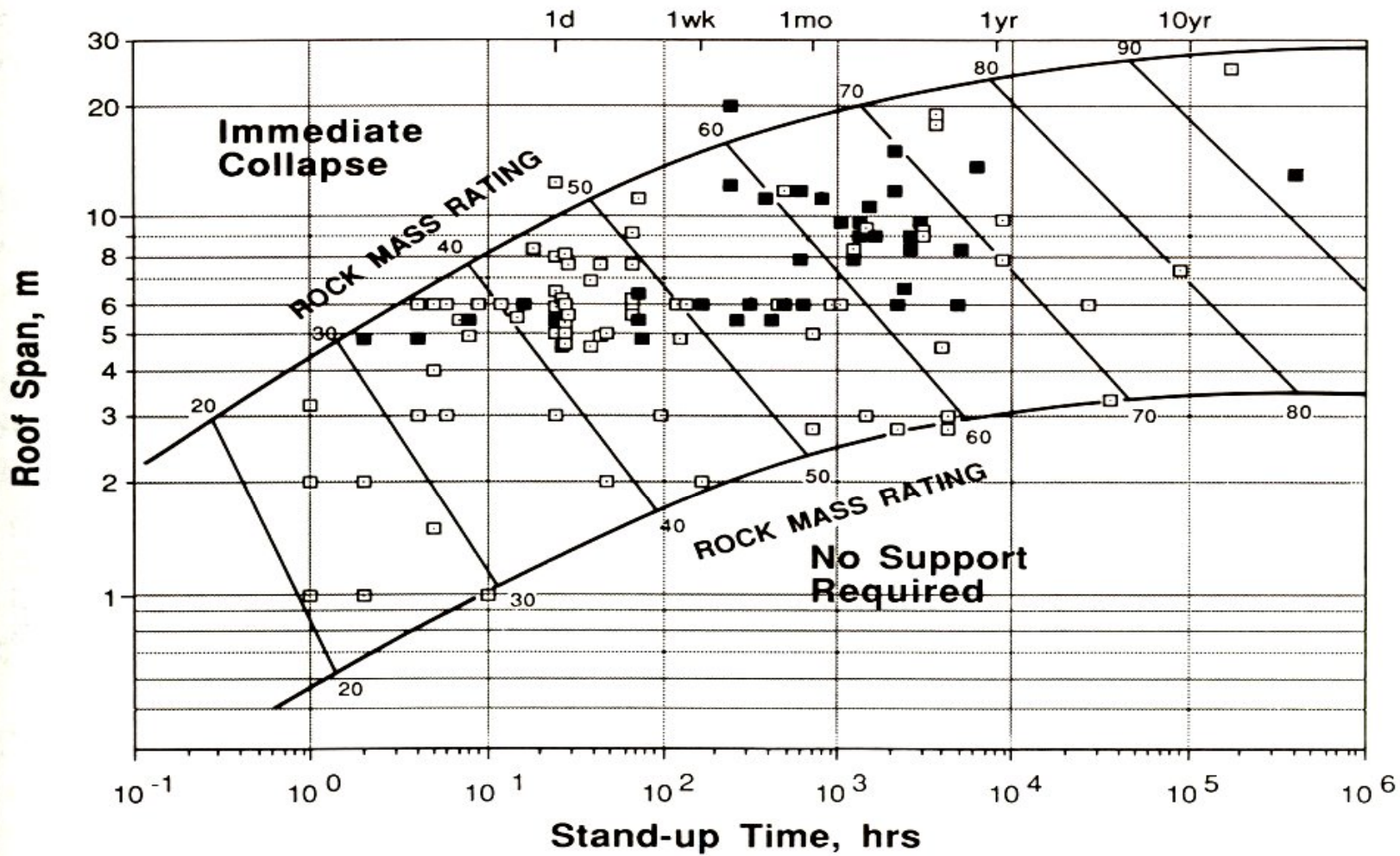
$$RMR > 50$$

$$E_M = 10(RMR - 10) / 40$$

$$RMR < 50$$

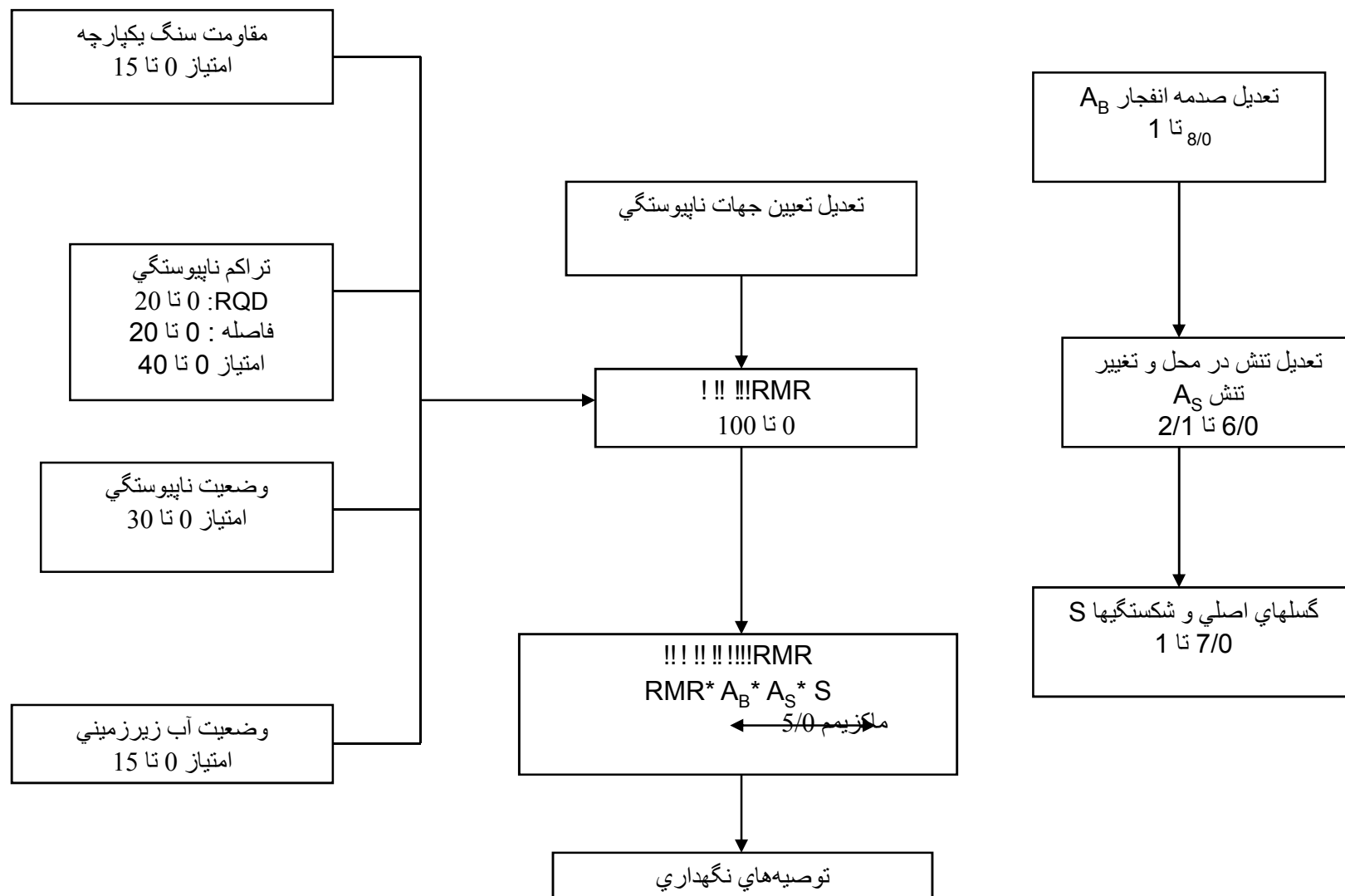
1 - In Situ Modulus of Deformation

بایستی یاد آور شد که رده بندی اولیه آقای بنیاویسکی در سال ۱۹۷۳، بعدها توسط خود نامبرده، بارها دستخوش تغییراتی قرار گرفت و آنچه در این جزوه ارائه گردیده است شکل نهایی این رده بندی است. از طرف دیگر این ده بندی در سال‌های اخیر برای مقاصد بکار گرفته شده که اهم آنها عبارتند از: پایداری سطوح شیبدار، تعیین قابلیت حفاری سنگها، تعیین قابلیت تخریب کمر بالا، پی سازی و مشابه آن. رده بندی RMR بعدها، با توجه به شرایط خاص محیط معدن براساس جدول زیر بازسازی و تغییراتی در آن داده شد. طبقه بندی ژئومکانیکی با یک امتیاز مشخص توده سنگ، با زمان پایداری و ماکزیمم دهانه تونل مرتبط است. که این ارتباط در شکل زیر ترسیم گردیده است.



شکل ۵-۱۳- طبقه بندی ژئومکانیکی با یک امتیاز مشخص توده سنگ، با زمان پایدار و ماکزیمم دهانه تونل

تعدیل و اصلاح رده بندی RMR برای بکارگیری در شرایط معادن زیرزمینی



رده بندی Q:

سیستم رده بندی Q توسط بارتون و لین ولوند در سال ۱۹۷۴ در انستیتوی ژئوتکنیک نروژ ارائه گردید. بهمین دلیل در بعضی منابع بعنوان رده بندی NGI^۲ نامیده می شود. این رده بندی بر اساس مطالعه بیش از ۲۰ تونل در کارهای زیر زمینی در منطقه اسکاندیناوی ارائه شده و یکی از رده بندیهای کمی بوده که می تواند برای مقاصد طراحی نگهداری مورد استفاده قرار گیرد. این روش رده بندی بر اساس استفاده از ۶ پارامتر مختلف است. و این ۶ پارامتر به صورت سه زوج کسری ارائه شده اند که هر یک از کسرها مفهوم و معنای خاصی دارند پس از بدست آوردن مقادیر کمی هر یک از پارامترها مقدار Q از رابطه زیر حساب می شود.

$$Q=(RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

دامنه تغییرات Q: ۱۰۰۰ - ۰۰۱/۰

1 -Norwegian Geotechnical Institute,

RQD: شاخص کیفی توده سنگ

J_n : عدد مربوط به تعداد گروه درزه [۱]

J_r : عدد مربوط به زبری درزه [۲]

J_a : عدد مربوط به دگرسانی درزه [۳]

J_w : عدد مربوط به کاهش فشار اب درزه [۴]

SRF: عدد مربوط به کاهش تنش [۵]

نشان دهنده ابعاد بلوک‌های سنگی است. $\frac{RQD}{J_n}$

به مفهوم مقاومت برشی بین بلوک‌ها (درزها) $\frac{J_r}{J_a}$

-
- 1 - J_n : Number of goint sets
 - 2 - J_r : Joint Roughness Number
 - 3 - J_a : Joint Alteration Number
 - 4 - J_w : Joint Water Reduction Number
 - 5 - SRF: Stress Reduction Factor

$$\text{تنش مؤثر و یا فعال} : \frac{J_w}{SRF}$$

بایستی توجه داشت که پارامتر J_w نشان دهنده فشار آب بوده و پارامتر ششم SRF در شرایط مختلف می تواند دارای مفاهیم متفاوت به شرح زیر باشد:

- ۱- بار ناشی از سست شدگی^[۱] در صورت وجود زونهای برشی و سنگهای رسی.
- ۲ σ تنش مؤثر^[۲]
- ۳- در سنگهای سست و پلاستیکی بعنوان بار ناشی از تورم^[۳] و لهیدگی^[۴].

1 - Loosening Load
2 - Rock Stress
3 - Swelling
4 - Squeezing

جداول امتیازات شاخص Q

ملاحظات	مقدار	توصیف
۱- وقتی که مقدار RQD بین ۰ تا ۱۰ باشد برای ارزیابی Q مقدار RQD برابر با ۱۰ فرض می شود	RQD ۰ تا ۲۵	۱- شاخص کیفیت سنگ الف- خیلی ضعیف ب- ضعیف
۲- مقادیر RQD با تغییرات ۵ یعنی ۹۰، ۹۵، ۱۰۰ و غیره به اندازه کافی دقیق هستند.	۲۵ تا ۵۰ ۵۰ تا ۷۵ ۷۵ تا ۹۰ ۹۰ تا ۱۰۰	ج- مناسب د- خوب ه- خیلی خوب
۱- برای تقاطع دو تونل J_n را در ۳ ضرب کنید: (J_n ۳)	J_n ۰/۵ تا ۱ ۲	۲- عدد مربوط به تعداد درزه‌ها الف. توپر، بدون درزه یا با درزه کم ب. یک گروه درزه
۲- برای ورودی تونل‌ها J_n را در ۲ ضرب کنید: (J_n ۲)	۳ ۴ ۶ ۹ ۱۲ ۱۵ ۲۰	ج. یک گروه درزه و تعدادی درزه د. دو گروه درزه ه. دو گروه درزه و تعدادی درزه و. سه گروه درزه ز. سه گروه درزه و تعدادی درزه ح. چهار گروه درزه یا بیشتر، نامنظم، شدیداً درزه‌دار، دانه‌ها به اندازه قند شکسته و غیره ی. سنگ خرد شده، خاک مانند

<p>۱- چنانچه فاصله داری متوسط مجموعه درزه‌ها بزرگتر از ۳ متر باشد، مقدار ۱ را به J_r اضافه کنید.</p> <p>۲- $J_r = 0.5$ را می‌توان برای درزه‌ها مسطح و آینه‌ای که لایه بندی داشته باشند استفاده کرد، به شرطی که لایه‌ها در جهتی قرار گرفته باشند که شرایط مناسب باشد.</p>	<p>J_r</p> <p>۴</p> <p>۳</p> <p>۲</p> <p>۱/۵</p> <p>۱/۵</p> <p>۱</p> <p>۰/۵</p> <p>۱</p> <p>۱</p>	<p>۳- عدد مربوط به زبری درزه‌ها</p> <p>(a) دیواره درزه‌ها در تماس با یکدیگر</p> <p>(b) دیواره درزه‌ها در تماس با یکدیگر قبل از ۱۰ سانتیمتر حرکت برشی</p> <p>الف. درزه‌های غیر ممتد</p> <p>ب. زبر و نامنظم، موجدار</p> <p>ج. صاف- موجدار</p> <p>د. آینه‌ای، موجدار</p> <p>ه. زبر و نامنظم، مسطح</p> <p>و. صاف، مسطح</p> <p>ز. آینه‌ای، مسطح</p> <p>(c) وقتی برش اتفاق می‌افتد دیواره درزه‌ها با هم در تماس نیستند</p> <p>ح. زون حاوی مواد رسی با ضخامت کافی که از تماس دیواره‌ها ممانعت می‌کند</p> <p>ط. زون ماسه‌ای، شنی یا سنگ خرد شده با ضخامت کافی که از تماس دیواره‌ها جلوگیری می‌کند.</p>
--	--	--

Φ_r (تقریبی)	J_a	۴- عدد مربوط به دگرسانی درزه‌ها (a) دیواره درزه‌ها در تماس
(25° تا 35°)	۰/۷۵ ۱	الف. شدیداً جوش خورده، سخت، غیر نرم، مواد آکنده غیر قابل نفوذ ب. دیواره‌های درزه دگر سان نشده، سطوح درزه‌ها صرفاً زنگ زده است.
(25° تا 30°)	۲	ج. دیواره درزه‌ها کمی دگر سان شده است، مواد پوششی درزه‌ها از کانی‌های غیر نرم، ذرات ماسه‌ای، سنگ شکسته عاری از مواد رسی و غیره
(25° تا 20°)	۳	د. مواد آکنده درزه‌ها از سیلت، رس یا ماسه، بخش‌های کوچک رسی (غیر نرم)
(16° تا 8°)	۴	ه. مواد آکنده درزه‌ها از رس نرم یا با اصطکاک کم، مثل کائولینیت، میکا. همچنین کلریت، تالک، گچ، گرافیت و غیره، و مقادیر کم رس‌های تورمی (پوشش ناپیوسته، با ضخامت ۱ تا ۲ میلیمتر و یا کمتر است).
(25° تا 30°)	۴	(b) دیواره درزه‌ها تا قبل از ۱۰ سانتیمتر برش در تماس با هم هستند.
(16° تا 24°)	۶	و. ذرات ماسه، سنگ شکسته عاری از مواد رسی و غیره. ز. شدیداً پیش تحکیم شده، مواد آکنده رسی غیر نرم (ممتد، ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر)
(16° تا 12°)	۸	ح. پیش تحکیم شده متوسط یا کم، نرم، مواد آکنده رسی (ممتد، ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر)

<p>(۶° تا ۱۲°)</p> <p>(۶° تا ۲۴°)</p> <p>(۶° تا ۲۴°)</p>	<p>۱۲ تا ۸</p> <p>۶-۸ ۸-۱۲</p> <p>۵</p> <p>۱۰ تا ۱۳ ۱۳ تا ۲۰</p>	<p>ط. مواد آکنده تورمی، یعنی مونت موریلونیت (ممتد، ضخامت کمتر از ۵ میلیمتر) مقدار J_a بستگی به درصد اندازه ذرات رس تورمی و به مقدار دسترسی به آب دارد.</p> <p>د. دیواره درزه‌ها پس از برش در تماس نیستند.</p> <p>ی. زونها یا نوارهای شکسته و غیر سالم</p> <p>ک. یا سنگ خورد شده و رس (ز.ح.ط.) (برای شرایط رسی را نگاه کنید).</p> <p>م. زونها یا نوارهای سیکلتی یا رس ماسه‌ای، رگه‌های کوچک رسی (غیر نرم)</p> <p>ن. ضخیم، مناطق ممتد یا نوارهایی از رس (ز.ح.ط.) و برای شرایط، رس را ببینید.</p> <p>توضیح : مقادیر Φ_T تقریبی است.</p>
<p>فشار تقریبی آب Kgf/cm^2</p> <p>< 1</p> <p>۱ تا ۲/۵</p> <p>۲/۵ تا ۱۰</p> <p>۲/۵ تا ۱۰</p>	<p>(Jw)</p> <p>۱</p> <p>۰/۶۶</p> <p>۰/۵</p> <p>۰/۳۳</p>	<p>۵- ضریب مربوط به کاهش آب درزه‌ها</p> <p>الف. حفاری خشک یا جریان آب کم، یعنی کمتر از ۵ لیتر در دقیقه به صورت محلی</p> <p>ب. جریان آب با فشار متوسط، گاهی آب شستگی مواد اتفاق می‌افتد.</p> <p>ج. جریان آب زیاد با فشار بالا در سنگ خوب با درزه‌های پر نشده</p> <p>د. جریان آب زیاد با فشار بالا، آب شکستگی مواد آکنده قابل ملاحظه است</p>

<p> > 10 ضرایب ج تا و مقادیر تخمینی و خام هستند. چنانچه سیستم زه کشی ایجاد شد مقدار JW را افزایش دهید ۲- مسائل خاصی که به علت تشکیل یخ به وجود می آیند، مورد نظر قرار نگرفته اند. </p>	<p> ۰/۱ تا ۰/۲ ۰/۱ تا ۰/۰۵ </p>	<p> ه. جریان فوق العاده زیاد آب با فشار در لحظه آتشفباری کاهش در طول زمان و. جریان فوق العاده زیاد آب با فشار به طور مداوم بدون کاهش در طول زمان </p>
<p> ۱ - چنانچه زونهای برشی تونل را قطع نمی کند بلکه تحت تاثیر قرار می دهد، این مقادیر SRF را به میزان ۵۰-۲۵ کاهش دهید. </p> <p> ۲- برای میدان تنش بکر شدیداً ناهمسانگرد (اگر اندازه گیری شده است): </p> $5 \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \leq 10$	<p> SRF ۱۰ ۵ ۲/۵ ۷/۵ ۵ </p>	<p> ۶- ضریب مربوط به کاهش متوسط تنش زونهای ضعیفی که تونل را قطع می کند، ممکن است موجب سستی توده سنگ به هنگام حفاری تونل شود. الف: وقوع متعدد زونهای ضعیف که محتوی رس یا سنگ خرد شده و تجزیه شده است، سنگ خیلی سست در اطراف تونل (در هر عمق). ب: زونهای ضعیف منفرد محتوی رس، یا سنگ تجزیه شده و هوازده، عمق حفاری کمتر از ۵۰ متر ج: زونهای ضعیف منفرد محتوی رس، یا سنگ تجزیه شده و هوازده، عمق حفاری بیشتر از ۵۰ متر د: زونهای برشی متعدد در سنگ سالم و خوب (بدون رس)، سنگ سست در اطراف تونل (هر عمقی) ه: زونهای برشی منفرد در سنگ سالم و خوب (عاری از رس)، عمق حفاری کمتر از ۵۰ متر </p>

<p>۲/۵</p> <p>۵</p>	<p>۲/۵</p> <p>۵</p>	<p>و: مناطق برشی مجرد در سنگ سالم و خوب (عاری از رس)، عمق حفاری بیش از ۵۰ متر ز: درزه‌های باز سست، شدیداً درز دار یا بلوک‌های سنگ به اندازه جبه‌های قند (هر عمقی)</p>
<p>مقدار σ_c را به $0.8\sigma_c$ و σ_t را به $0.8\sigma_t$ کاهش دهید. وقتی $\sigma_1 \leq 1.0$ باشد، مقدار σ_c و σ_t را به $0.6\sigma_c$ و $0.6\sigma_t$ کاهش دهید. σ_c مقاومت فشاری تک محوری و σ_t مقاومت کششی است (بار نقطه ای). σ_1 و σ_3 تنش‌های اصلی بزرگتر و کوچکتر هستند.</p>	<p>۲/۵</p> <p>۱</p> <p>۰/۵ تا ۲</p> <p>۱۰ تا ۵</p> <p>۱۰ تا ۲۰</p>	<p>سنگ سالم و خوب، مسائل تنش در سنگ ح: تنش کم، نزدیک سطح زمین ط: تنش متوسط ی: تنش زیاد، ساختار خیلی کم (معمولاً از نظر پایداری مساعد و ممکن است برای پایداری دیواره‌ها نامساعد باشد) ۱۰ تا ۵ ک: انفجار ملایم سنگ (سنگ سالم و بدون درزه) ۵ تا ۰/۳۳ تا ۰/۶۶ ل: ترکش شدید سنگ $2/5 <$ $0.16 <$ (سنگ توپر)</p>
<p>۳- موارد معدودی وجود دارد که عمق از تاج تونل تا سطح زمین کمتر از عرض دهانه تونل است. در این موارد SRF را از 2.5 به ۵ افزایش دهید (ح را ببینید).</p>	<p>۱۰ تا ۵</p> <p>۲۰ تا ۱۰</p> <p>۱۰ تا ۵</p> <p>۲۰ تا ۱۰</p>	<p>سنگ لهیده، جریان پلاستیک غیر بکر، تحت تاثیر فشار زیاد م: فشار سنگ ناشی از لهیدگی ملایم ن: فشار سنگ ناشی از لهیدگی شدید سنگ تورمی، تداوم تورم به علت فعل و انفعالات شیمیایی بسته به حضور آب ص: فشار سنگ ناشی از تورم ملایم ع: فشار سنگ ناشی از تورم شدید</p>

نکات اضافی در مورد استفاده از جدول

وقتی که کیفیت توده سنگ را تخمین را می‌زنید، خطوط راهنمای زیر باید علاوه بر نکاتی که در جداول گوشزد شد، دنبال شود:

۱- وقتی که مغزه در دسترس نیست، RQD را می‌توان از تعداد درزها در واحد حجم تخمین زد. رابطه ساده ای که می‌توان مورد استفاده قرار داد، برای مواردی که توده سنگ عاری از مواد رسی باشد (به طور تقریبی) به صورت زیر است:

$$RQD = 115 - 3/3J_V$$

که در آن:

تعداد کل درزها در هر متر مکعب $J_V =$

در موارد $J_V < 4/5$ شاخص RQD معادل ۱۰۰ منظور شود.

۱- پارامتر J_n که نشان دهنده تعداد مجموعه درزها است اغلب تحت تاثیر اثر ساختار تورق^۱، شیستوزینه^۲، کلیواژ اسلیتی^۳، لایه بندی و نظایر آنها قرار می‌گیرد. اگر این نوع عوارض شدیداً توسعه یافته و موازی باشند، روشن است که باید به صورت مجموعه درزهای موازی در نظر گرفته شوند. اما اگر تعداد کمی درزه قابل رویت باشد، یا صرفاً گاهی شکستگی‌هایی به علت این نوع عوارض ساختاری در مغزه مشاهده شود، در این صورت بهتر است که وقتی J_n را ارزیابی می‌کنیم، این نوع عوارض را به عنوان «درزهای نامنظم» در نظر بگیریم.

-
- 1 -Foliation
 - 2 -Schistosity
 - 3 -Slaty Cleavage

۲

پارامترهای و (که مقاومت برشی را نشان می دهند) باید مرتبط و متناسب با ضعیف ترین درزه مهم یا ناپیوستگی پر شده از رس در محدوده مورد نظر باشد. اگر این مجموعه درزه یا ناپیوستگی، حداقل مقدار را داشته و از لحاظ پایداری در جهت مناسبی قرار گرفته باشد که در این صورت این درزه یا ناپیوستگی اهمیت بیشتری دارد و باید مقدار آن در ارزیابی Q مورد استفاده قرار گیرد.

3

هرگاه توده سنگی دارای رس باشد، فاکتور SRF مربوط به « بار سست کننده » باید ارزیابی شود. در چنین مواردی مقاومت سنگ بکر اهمیت کمی دارد. وقتی که درزه دار بودن توده سنگ فرعی و ناچیز و مواد رسی وجود نداشته باشد مقاومت سنگ بکر ممکن است ضعیف ترین عامل باشد. در این صورت پایداری بستگی به نسبت تنش سنگ به مقاومت سنگ خواهد داشت. حوزه تنش شدیداً ناهمسانگرد، برای پایداری نامطلوب است و به طور تقریب مقدار آن مشابه یادداشت ۲ جدول مربوط به ارزیابی فاکتور کاهش تنش در نظر گرفته می شو

4

اگر شرایط کارگاه و محل پروژه در حال حاضر یا در آینده به صورت اشباع باشد، باید مقاومت فشاری و کششی (و) سنگ بکر در شرایط اشباع ارزیابی شود. برای سنگ‌هایی که پس از حفاری در اثر تماس با رطوبت و هوا یا در شرایط اشباع، دگر سان می شوند، تخمین مقاومت باید خیلی محافظه کارانه صورت گیرد.

مقدار عددی Q از طریق دهانه معادل^[۱] کار زیر زمینی به مقدار نگهداری لازم ربط داده شده است. دهانه معادل کار زیر زمینی تابعی از ابعاد و وظیفه کار زیر زمینی بوده و با تقسیم دهانه قطر و یا ارتفاع کار زیر زمینی به ضریبی تحت عنوان ضریب نگهداری حفاری^[۲] (ESR) بدست می آید.

ESR / (ارتفاع، قطر، دهانه کار زیر زمینی بر حسب متر) = دهانه معادل

جدول ESR

ESR	رده فضای زیرزمینی
۳-۵	الف) تونل‌های معدنی موقت
۱/۶	ب) تونل‌های معدنی دائمی، تونل‌های آبرسانی به نیروگاه‌های برق آبی (به استثنای تونل‌های تحت فشار)، تونل‌های پیشاهنگ، تونل‌های دنباله‌رو برای حفاریات زیرزمینی بزرگ.
۱/۳	پ) اتاق‌های ذخیره، تصفیه خانه‌های زیرزمینی، تونل‌های فرعی راه و راه آهن، محفظه‌های تنظیم فشار و تونل‌های دسترسی
۱/۰	ت) نیروگاه‌های برق زیرزمینی، تونل‌های اصلی راه و راه آهن، حفاریات زیرزمینی دفاعی شهری، محل تقاطع تونل‌ها
۰/۸	ث) نیروگاه‌های هسته ای، ایستگاه‌های راه آهن، مراکز ورزشی و عمومی و کارخانجات زیرزمینی

1 - Equivalent Dimension
2 - Excavation Support Ratio

با در دست داشتن مقدار Q می توان حداکثر دهانه پایدار تونل و یا برعکس، در داخل سنگی با کیفیت نامشخص مقدار Q لازم جهت پایداری تونل را حساب کرد.

$$\text{حداکثر دهانه کارزیرزمینی بدون نگهداری} \quad (\text{Span}) = 2 \times \text{ESR} \times Q^{0.4}$$

$$Q = (\text{Span}/2\text{ESR})^{2.5} \quad \text{و یا}$$

همچنین فشار وارد بر وسیله نگهداری بر حسب kg/cm^2 را با توجه به مقدار Q از روابط زیر می توان بدست آورد.

$$Pr = (2/jr)Q^{-1/3} \quad \text{اگر تعداد گروه درزه از سه بیشتر باشد.}$$

$$Pr = 2/3j_r^{-1} \times j_n^{1/2} \times Q^{-1/3} \quad \text{اگر تعداد گروه درزه از سه کمتر باشد.}$$

بین دو رده بندی RMR و Q رابطه زیر برقرار است:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

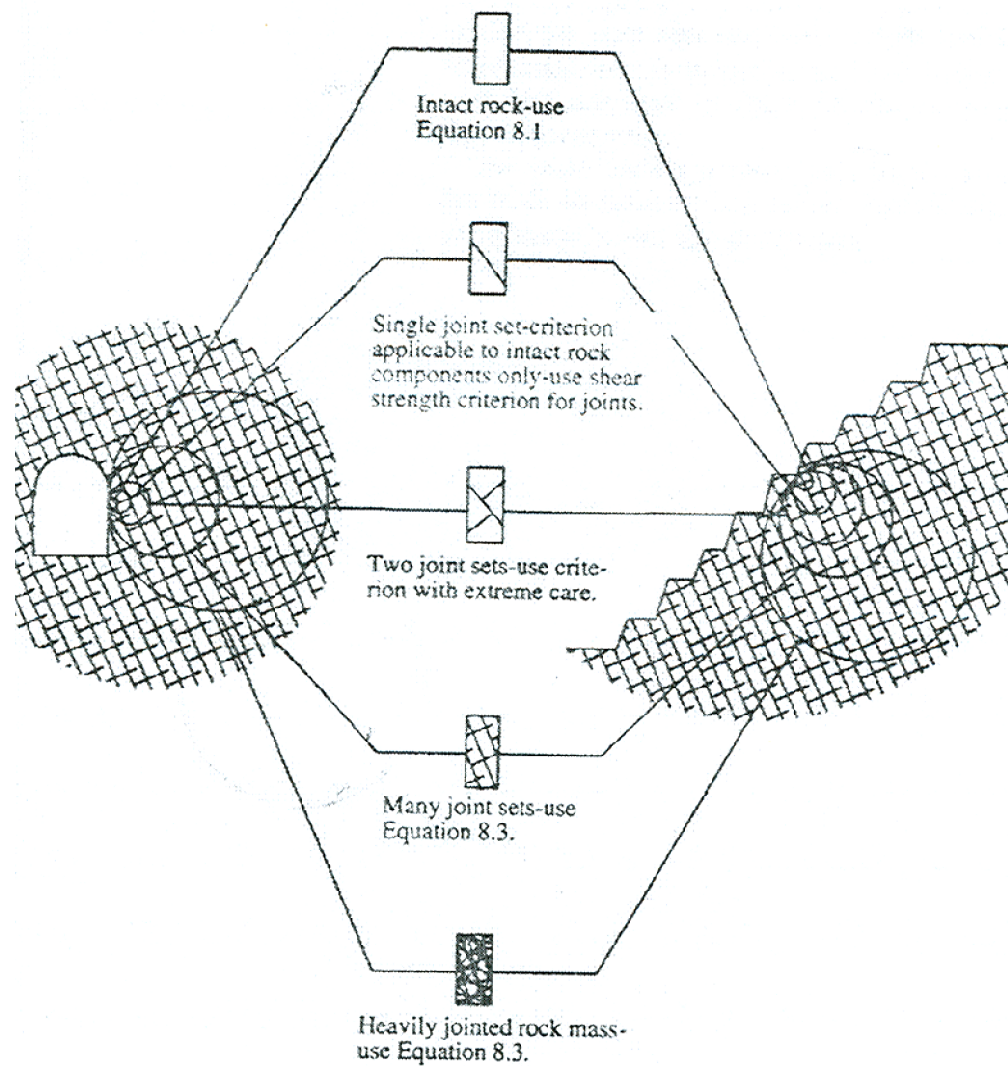
وجوه ساختمانی^[۱] بزرگ مقیاس یا مهم در داخل سنگها:

سنگ‌ها در مقایسه با سایر مصالح مهندسی از بسیاری از آنها از نظر نحوه تشکیل و خواص زمین شناسی تفاوت‌هایی در ساختار و بافتشان نشان می‌دهند. در صورت اقدام به هرگونه حفاری سطحی و یا زیرزمینی در داخل سنگ ماده‌ای که با آن سر و کار خواهیم داشت، توده سنگ خواهد بود. در هنگام مطالعه رفتار ماده سنگ^[۲] و توده سنگ^[۳] تحت تأثیر بارهای وارده بایستی فرق سنگ بکر و توده سنگ بطور واضح معلوم باشد. اصطلاح ماده سنگ و یا سنگ بکر به سنگ سالم و یک پارچه بین ناپیوستگی‌ها گفته می‌شود. نمونه‌های استوانه‌ای تهیه شده از مغره‌های حفاری برای آزمایش‌های آزمایشگاهی مثال خوبی برای ماده سنگ و یا سنگ بکر می‌باشد. در صورتیکه توده سنگ عبارت است از محیط سنگی درجا و بلوک‌های ماده سنگ و ناپیوستگی‌هایی مثل صفحه لایه‌بندی، گروه‌های درزه، چین خوردگی‌ها و گسل‌ها که بلوک‌های مزبور بطور کامل و یا قسمی از همدیگر جدا شده باشد را گویند. توده سنگ معمولاً "ناپیوسته بوده و اغلب دارای ویژگی‌های ناهمسان و هتروژن از خود نشان می‌دهد.

!!! Structural Future.
! - Rock Material
! - Rock Mass

شرایط و توزیع ماده سنگ و المان‌های ساختاری مثل ناپیوستگی‌ها در داخل توده سنگ به‌عنوان ساختار سنگ^[۱] نامیده می‌شود. بطور طبیعی ساختار سنگ در حین عملیات معدنکار تأثیر قابل توجهی بر رفتار توده سنگ خواهد داشت. به همین علت مهندس طراح بایستی خواص ساختاری سنگ را به تفصیل مدّ نظر قرار دهد. فقط عبور از ماده سنگ (سنگ سالم) به توده سنگی که حاوی تعداد قابل توجهی ناپیوستگی باشد همیشه به نحوی که در شکل زیر نشان داده شده واضح، روشن و قابل تفکیک نیست [۱۱a].

مقاومت ماده سنگ در عملیات چالزنی و آتش‌باری، انتخاب ماشین‌های حفر چاه و تونل و طراحی و نگهداری از اهمیت زیادی برخوردار است. پایداری سنگ‌های اطراف فضاها حاصل از حفاری‌های زیرزمینی و رفتار سیستم نگهداری بکار رفته جهت تأمین پایداری تنها به مقاومت سنگ بستگی نداشته بلکه به ناپیوستگی‌های موجود در داخل سنگ و ترک‌ها و شکستگی‌های حاصل از آتش‌باری نیز بستگی دارد. پایداری سیستم کارهای معدنی زیرزمینی حاصل از چاه، گالری و کارگاه‌های استخراجی به رفتار توده سنگ موجود در اطراف کارهای مزبور بستگی دارد.



شکل ۵-۱۴- نمودار ایده‌آل مربوط به انتقال از ماده سنگ به توده سنگ حاوی تعداد زیادی ناپیوستگی. [۱۱a]

از نظر مکانیک سنگ هر گونه ساختار زمین شناسی که خصوصیات مختلف توده سنگ از جمله مقاومت، شکل پذیری، تراوایی را تحت تأثیر قرار دهد. مهم بوده و بایستی به دقت بررسی شود. مهم ترین وجوه ساختمانی مهم سنگ‌ها عبارتند از:

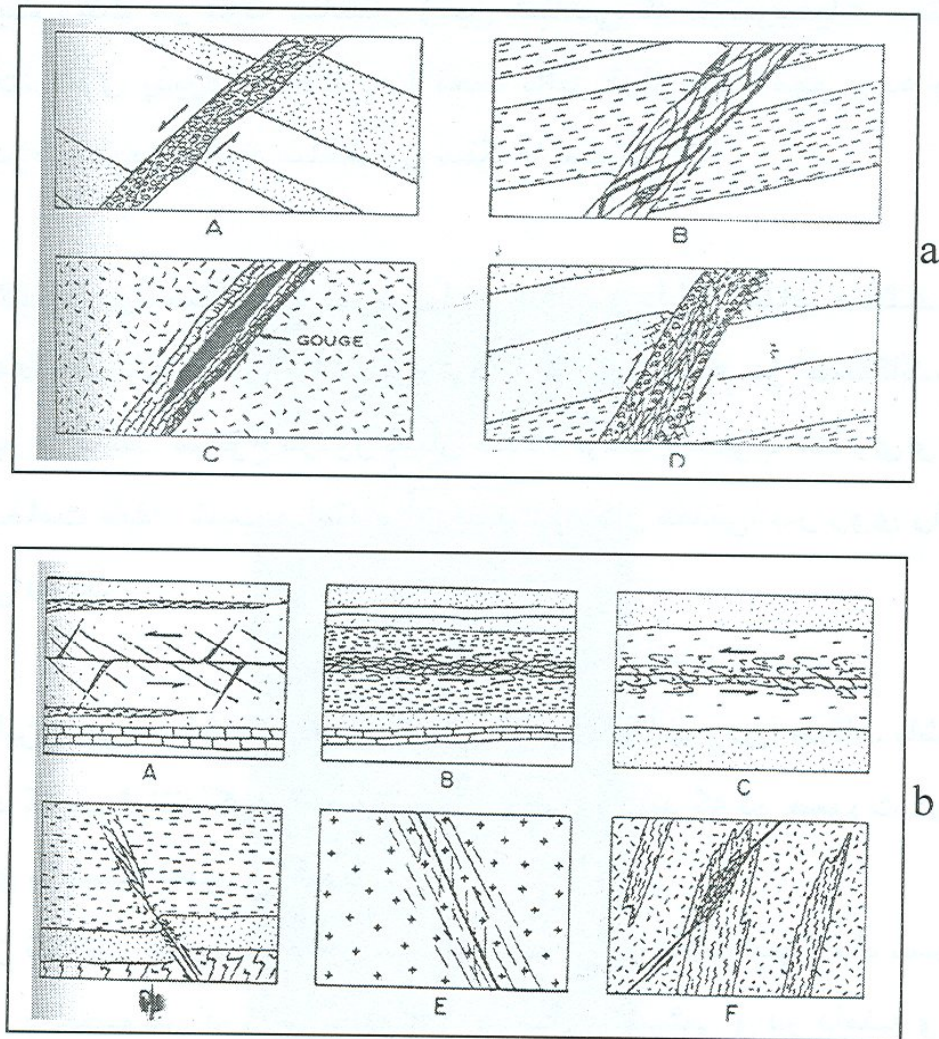
۱ - سطوح لایه بندی^[۱]: سنگهای رسوبی را به طبقات و یا لایه‌های مختلف جدا کرده این طبقات و لایه‌ها مقاومت برشی داشته و این مقاومت برشی به جز اصطکاک، ناشی از نیروی چسبندگی نیز می‌باشد. سطوح مزبور نشان دهنده توقف رسوب گذاری و شروع مجدد آن می‌باشد. ضخامت طبقه، شیب و امتداد آن نسبت به کار معدنی، بر روی رفتار توده سنگ، تأثیر بسزایی دارند.

۲ - چینها^[۲]: این وجوه ساختمانی در اثر چین خوردن (تا خوردن) طبقات ناشی از رسوبگذاری ایجاد شده اند که می‌توانند کوچک و یا بزرگ مقیاس باشند که در صورت کوچک مقیاس بودن به موضعی و یا محلی تعبیر می‌شوند.

!!! Bedding Plane
2 - Folds.

چینها در حین تشکیل، علاوه بر تغییر شیب و امتداد لایه، باعث ایجاد یک سری از ناپیوستگی نیز می‌شوند. به خصوص در رأس چینها، درزه‌های کششی و در دامنه و کناره‌های چین خوردگی نیز تعداد زیادی گروه درزه مشخص برشی ایجاد می‌شوند. در چین خوردگی مقاومت برشی بین لایه‌ها کاهش یافته و به مقدار ماندگار می‌رسد که این نقاط نیاز به نگهداری بیشتری دارند.

۳ - گسلها^[۱]: جابجایی با حرکت برشی معین و قابل تشخیص را می‌گویند. طولشان از چند متر تا چند کیلومتر و عرض آنها از چند میلیمتر تا چندین متر می‌رسند. در داخل آنها مواد رسی ضعیف، مواد سیمانی شده، پودر سنگ و خرده سنگ مشاهده می‌شوند. انواع مختلف گسلها در شکل (a) و ناپیوستگی‌های ثانویه همراه گسلها در شکل (b) نشان داده شده است.

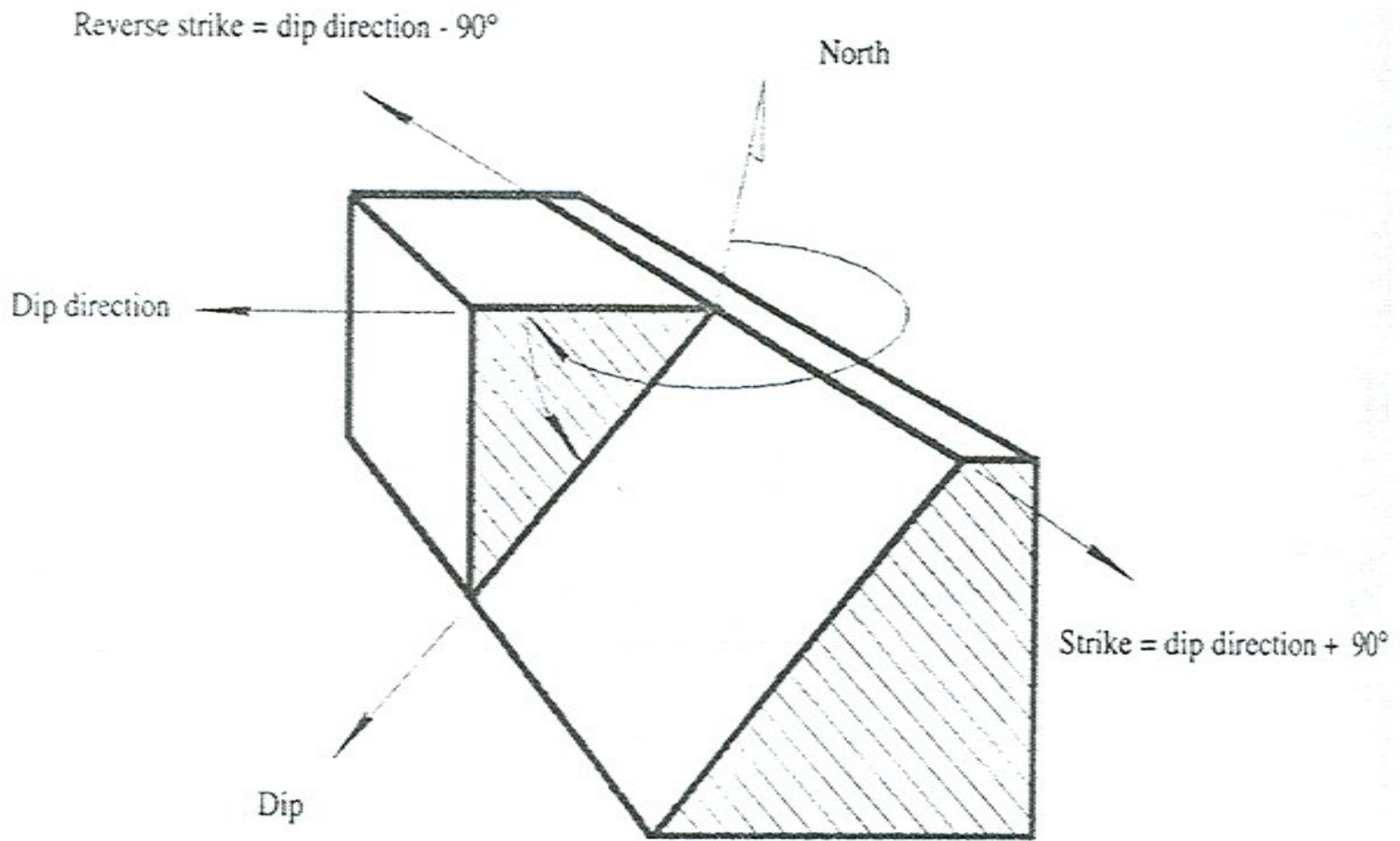


شکل ۵-۱۵- (a) انواع مختلف گسل‌ها، (b) ناپیوستگی‌های ثانویه همراه گسل‌ها

- ۴- زونهای برشی^[۱]: معمولاً یک نوار سنگی خرد شده در اثر شکست برشی با عرض چندین متر می‌باشند این زونها نقاط با مقاومت برشی کم بوده و احتیاج به نگهداری بیشتری دارند.
- ۵- دایکها: از نفوذ مواد دانه ریز آذرین به داخل سایر مواد تشکیل می‌شوند، شیب آنها اغلب نزدیک قائم می‌باشد و دو سطح آنها معمولاً موازی هم می‌باشند. ضخامت دایکها از چند سانتیمتر تا چندین متر و طول آنها می‌تواند تا چند صد کیلومتر برسد. به عنوان مثال دایک بزرگ در رود زیا حدود ۵۰۰ کیلومتر طول دارد. به علت تجمع تنش در دو طرف آنها، ناپایداری و یا پدیده انفجار سنگ^[۲] دیده می‌شود.
- ۶- درزه‌ها^[۳]: مهمترین نوع ناپیوستگی در مکانیک سنگ بوده و بیشترین مورد را تشکیل می‌دهند، هیچگونه جابجایی قابل تشخیص در طولشان مشاهده نمی‌شود. درزه‌های موازی را گروه درزه^[۴] و گروه‌های درزه متقاطع را سیستم درزه^[۵] می‌نامند.

1 -Shear Zones
2 -Rock Burst
3 -Joints
4 - Joint Set
5 - Joint System

خواص مهم ناپیوستگیها عبارتند از:
الف) توجیه فضایی (جهت و امتداد)^[۱] توجیه فضائی درزه معمولاً " به دو صورت بیان می شود.
در روش اولیه جهت شیب صفحه درزه از شمال در جهت عقربه های ساعت اندازه گیری شده و سپس زاویه شیب آن از افق اندازه گیری می شود. قرائت های جهت شیب (۳ رقمی) و شیب (۲ رقمی) مثل 280/20 و یا 040/60 نشان داده می شود. در روش دوم زاویه حاده بین امتداد صفحه ناپیوستگی با شمال و سپس زاویه شیب و جهت آن قرائت می شود. و بصورت N50W/60NE و یا N10E/20NW نشان داده می شود [۶].



شکل ۵-۱۶- توجیه فضایی (جهت و امتداد) درزه

ب) فاصله داری^[1] ناپیوستگی‌ها: فاصله داری، فاصله عمودی دو ناپیوستگی مجاور را گویند. که از پارامترهای مهم مقاومتی توده سنگ می‌باشد. هرچند رده بندی‌های مختلفی توسط افراد مختلف از جمله دیر و میلر بر اساس فاصله داری برای ناپیوستگی‌ها ارائه شده است، ولی در اینجا رده بندی پیشنهاد انجمن بین المللی مکانیک سنگ ارائه می‌شود:

فاصله < 20 mm	بینهایت نزدیک	Close
20mm < فاصله < 60mm	خیلی نزدیک	Very Close
60mm < فاصله < 200mm	نزدیک	Close
200mm < فاصله < 600mm	فاصله داری متوسط	Modeiately Close
600mm < فاصله < 2000mm	فاصله دار	wide
فاصله < 6000mm 2000mm <	فاصله داری زیاد	Very wide
فاصله > 6000mm	بینهایت فاصله دار	wide

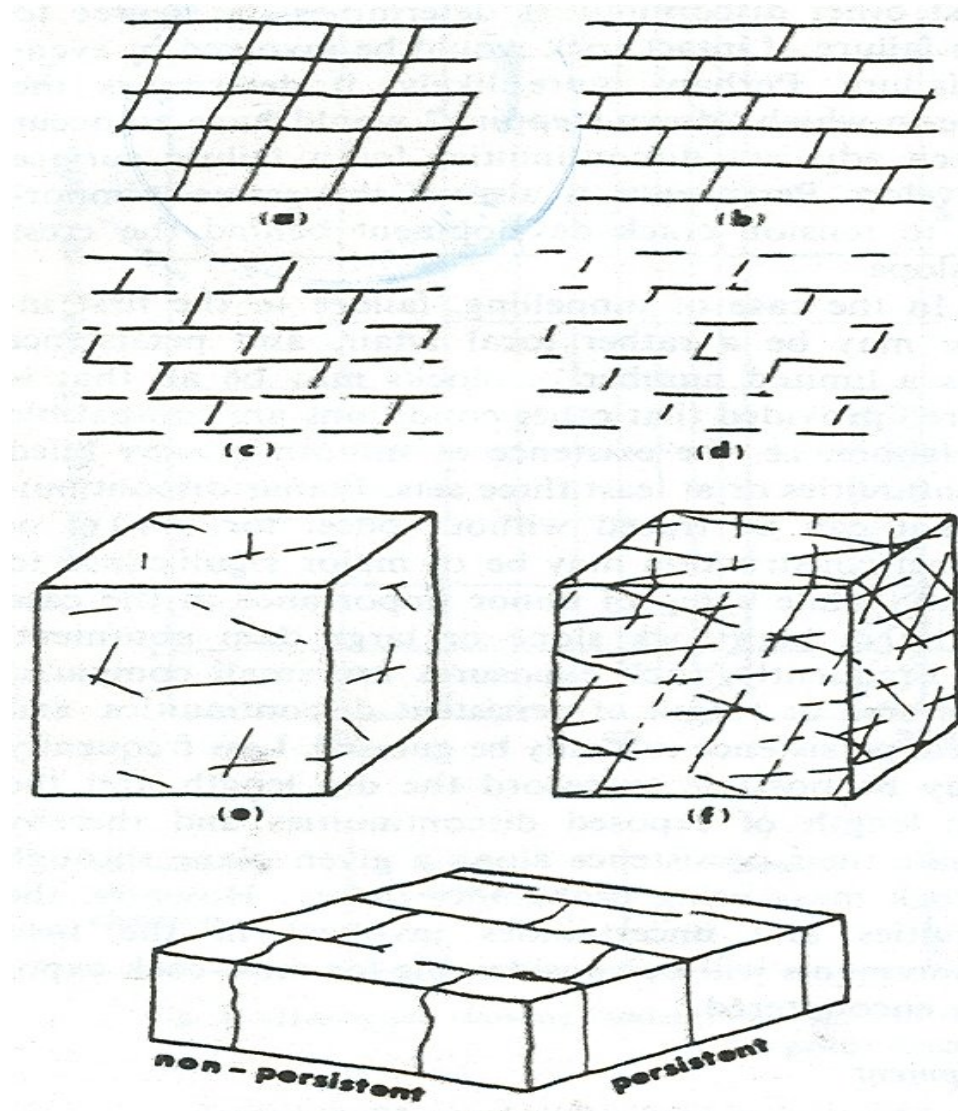
1 -Spacing

ج) تداوم^[۱]

طول اثر ناپیوستگی بر روی یک صفحه را گویند. در شکل بعد تداوم بعضی از ناپیوستگی ها و تقسیم بندی ناپیوستگیها بر اساس تداوم نشان داده شده است. رده بندی پیشنهادی انجمن بین المللی مکانیک سنگ در این مورد ارائه می گردد.

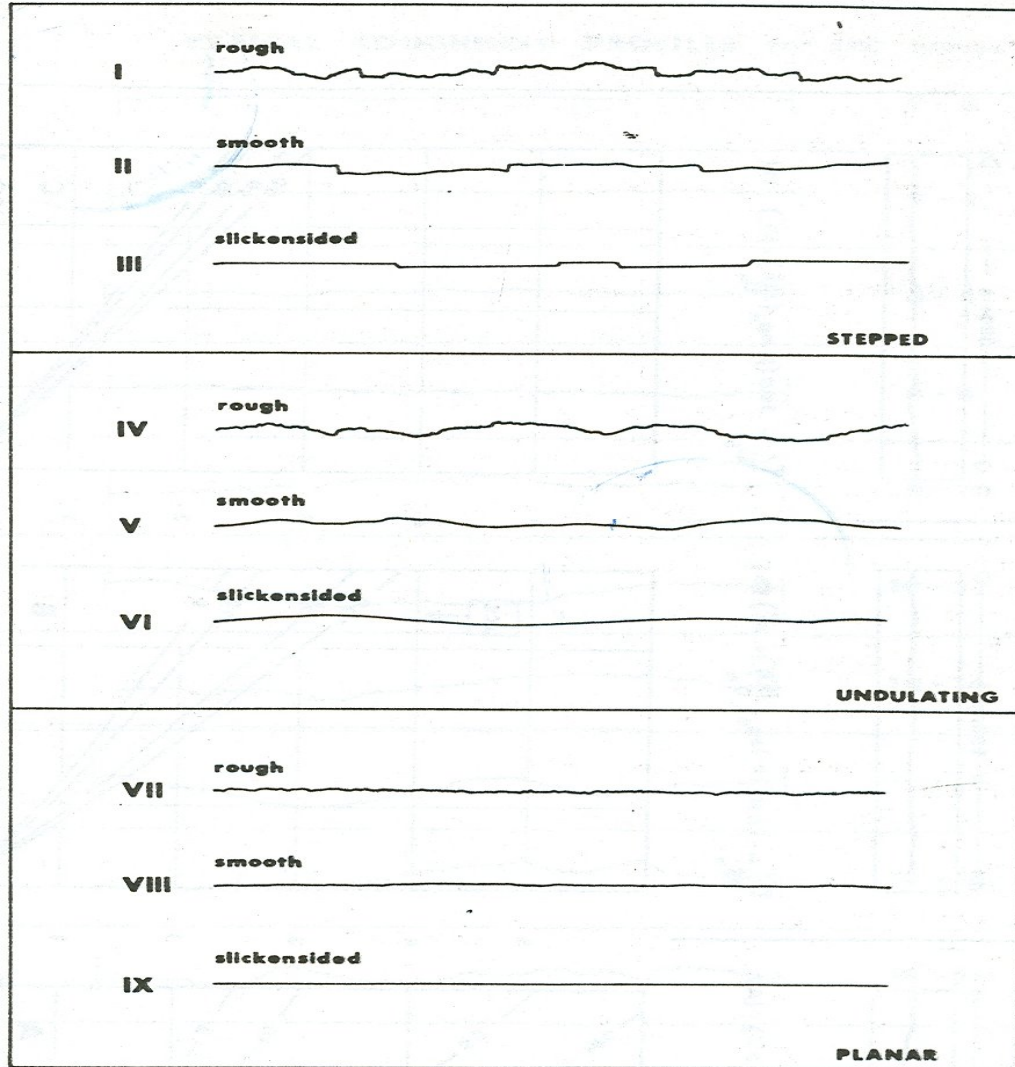
$۱m <$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Very low Persistence
$1m < 3m$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Low per
$3m < 10m$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Medium per
$10m < 20 m$ طول اثر درزه بر روی سنگ	High per
$20 m >$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Very high per

1 -Persistence



شکل ۵-۱۷- تداوم بضعی از ناپیوستگی‌ها و تقسیم بندی ناپیوستگیها بر اساس تداوم

۴- زبری [۱] که ممکن است بزرگ و یا کوچک مقیاس باشد. تقسیم بندی زبری سطوح ناپیوستگیها طبق نظر انجمن بین المللی مکانیک سنگ در شکل روبرو نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۸- تقسیم بندی زبری سطوح ناپیوستگیها

1 -Rough ness

۵ - مقاومت سنگ دیواره^[۱]، که بسته به هوازده بودن یا نبودن این مقاومت کم یا زیاد خواهد بود.

۶ - جدایش^[۲]: فاصله قائم بین دیواره درزه را گویند.

۷ - مواد پر کننده^[۳]

خواص مواد پر کننده

- کانی‌شناسی مواد پر کننده
- دانه بندی و یا اندازه دانه‌های تشکیل دهنده مواد
- مقدار تحکیم یافتگی^[۴]
- جابجایی برشی قبلی
- تراوایی و محتوای آب
- زبری دیواره درزه‌ها
- ضخامت مواد پر کننده
- شکستگی و درزه شکاف در سنگ دیواره درزه

1 -Wall Rock Strenght

2 - Apreture

3 - Filling

4 - Consolidation

۸- تراوایی: تراوش آب از داخل درزه‌ها.

تأثیر ضخامت مواد پرکننده: اگر در داخل درزه مواد پرکننده وجود داشته باشد یا موجود نباشد، بهر حال بر اساس ضخامت این مواد دیاگرامهای مقاومت برشی برحسب تنش قائم مؤثر بر درزه به صورت زیر می‌باشند.

۹- تعداد دسته درزه^[۱]

۱۰- اندازه بلوکهای سنگی^[۲]

از آنجا که زبری مهمترین عامل مؤثر بر مقاومت برشی درزه است بحثی را راجع به آن دنبال می‌کنیم. برای اندازه گیری مقاومت برشی درزه‌ها رابطه زیر پیشنهاد شده است.

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi_r + i)$$

φ_r : زاویه اصطکاک داخلی سطح ناپیوستگی سنگ است.

$$\Phi_{\text{peak}} = \text{JRC} \times \log(\text{JCS} / \sigma_n) + \varphi_r$$

JRC: ضریب زبری درزه است.

JCS: مقاومت فشاری سنگ دیواره درزه است.

σ_n : تنش قائم مؤثر بر سطح درزه

φ_r : زاویه اصطکاک باقیمانده

[1] - Joint Set Number

[2] - Block Size

اگر درزه دارای فشار آب باشد تنش برشی از رابطه زیر حساب می شود.

$$\tau = c + (\sigma - P_w) \operatorname{tg} \varphi$$

برای محاسبه i از رابطه لگاریتمی زیر استفاده می شود.

$$i = 20 \log(\sigma_c / \sigma)$$

σ_c : مقاومت فشاری یک محوری سنگ درزه

σ : تنش قائم مؤثر بر سطح درزه

هر چه ضخامت مواد پرکننده درزه بیشتر باشد مقاومت برشی درزه کمتر است.

روشهای بهسازی سنگ:

روشهای مختلفی برای بهسازی سنگ^[۱] وجود دارد که عبارتند از:

۱- روش تزریق^[۲] که با ایجاد چالهایی و فرستادن دوغاب سیمانی و یا سایر مواد از این چالها طبقه خرد شده را ترمیم می شود.

۲- روش انجماد^[۳]: آب موجود در درون سنگ ضعیف و خرد شده را منجمد می کنند (با فرستادن نیتروژن و...) و یخ به عنوان یک سیمان طبیعی عمل کرده و باعث افزایش مقاومت سنگ می شود.

۳- روش تقویتی^[۴]: که استفاده از ملحقات سنگ است. بدین ترتیب با استفاده از انواع بولت تقویتی و یا کابل سنگ تقویت شده و قسمت های مختلف آن به هم دوخته می شود.

۴- روش زهکشی^[۵]: که با کشیدن آب از سنگها، خشک کردن محیط و کاهش سطح آب انجام می شود

1 -Rock Improvement

2 -Grouting

3 -Freezing

4 - Rock Anchors

5 - Drainage

فصل ششم

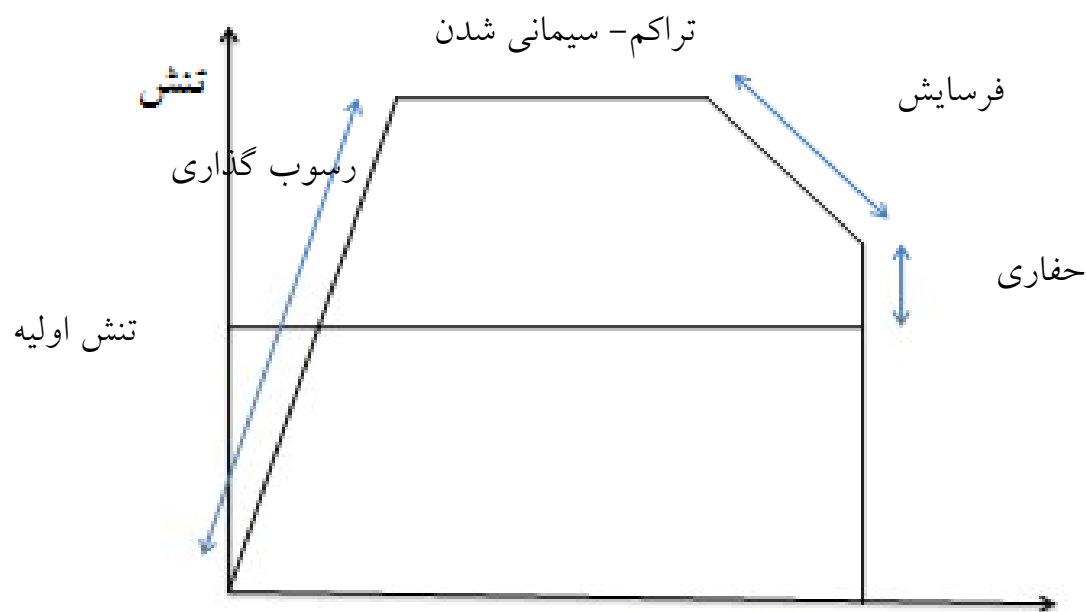
تنش های درجا یا طبیعی^[1] (virgin stress – primitive stress)

تنش های طبیعی و یا بکر تنش-هایی هستند طبیعی که قبل از هرگونه فعالیت معدنی در توده سنگ وجود دارند. تنش-های طبیعی موجود در توده-سنگ با حوادث زمین-شناسی منطقه در طول زمان مرتبط می باشد

بطور کلی این تنش ها با وزن طبقات فوقانی و تاریخ زمین شناسی توده سنگ مرتبط است. این میدان تنش طبیعی و بکر در اثر فعالیت های معدنی بهم می خورند. به هم خوردن حالت تعادل این تنش ها باعث تمرکز تنش در اطراف کارهای معدنی می شود . با افزودن این تنش ها به تنش های فوق الذکر، اگر مجموع آنها از مقاومت سنگ بیشتر شود باعث تسلیم سنگ های اطراف کار معدنی و همچنین ایجاد ناپایداری خواهد شد .

^[1] - Virgin or primitive stress

نا-پایداری حاصل می‌تواند بصورت دگر شکلی های فوق العاده زیاد که باعث بسته شدن کار معدنی می‌شود، ریزش سنگ از سقف و یا دیواره جانبی کار معدنی، و در حالات تمرکز تنش فوق العاده زیاد بصورت انفجار سنگ [1] خودش را نشان دهد. در این قسمت محاسبه تنش های اولیه قبل از حفاری و همچنین توزیع تنش پس از حفاری مورد بحث قرار خواهد گرفت .



شکل ۶-۱- مراحل مختلف رسوب گذاری در یک منطقه رسوبی و ایجاد تنش های قائم ناشی از زمان ژئولوژی

[1] - Rock burst

تخمین تنش های قائم و افقی ^[۱] در عمق زمین :

(a) تنش های حاصل از وزن طبقات فوقانی : هر نقطه ای از زمین که در عمق Z از سطح زمین قرار گرفته است تحت تاثیر تنش های قائمی به اندازه وزن ستونی به مقطع واحد سطح قرار می گیرد. ارتفاع این ستون در زمین ادامه دارد. اگر وزن مخصوص سنگ های طبقات بالا را γ فرض نماییم. مقدار تنش در امتداد قائم از رابطه زیر بدست خواهد آمد .

$$\sigma_v = \sigma_z = \gamma \cdot z \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_z & \text{تنش قائم درجا} \\ \gamma & \text{وزن مخصوص سنگ} \\ z & \text{عمق نقطه مورد نظر} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_v = \int_0^z \rho \cdot g \cdot dz = \int_0^z \gamma \cdot dz$$

[۱] - Vertical and horizontal stress

اگر چنانچه وزن مخصوص طبقات با عمق تغییر یابد می توان در فرمول بالا به جای γ ، وزن مخصوص متوسط را قرارداد و یا مقدار تنش قائم را از رابطه زیر بدست آورد .

$$\sigma_z = \sum_{i=0}^n \gamma_i \cdot Z_i$$

در این فرمول γ_i و Z_i به ترتیب وزن مخصوص و ارتفاع طبقات مختلف را نشان می دهد .
فرمول بالا را در منابع مختلف بصورت زیر مشاهده خواهیم کرد : (با توجه به واحد مورد استفاده)

$$\sigma_z [\text{MPa}] = \gamma [\text{MN/m}^3] \times Z [\text{m}]$$

$$\sigma_z [\text{T/m}^2] = \gamma [\text{T/m}^3] \times Z [\text{m}]$$

$$\sigma_z [\text{Kg/Cm}^2] = 0.1 \gamma [\text{T/m}] \times Z [\text{m}] = 0.1 \times \gamma [\text{g/Cm}^3] \cdot Z [\text{m}]$$

$$\sigma_z [\text{MPa}] = 0.027 \times Z [\text{m}]$$

$$\gamma = 0.027 \text{MN/m}^2$$

ولی اغلب این تنش ها را به عنوان تابعی از عمق زمین (Z) نمایش می دهند. با فرض اینکه وزن مخصوص

متوسط سنگ ها بین $0.02-0.03 \text{MN/m}^2$ یا $2-3 \text{gr/Cm}^3$ تغییر می کند ، خواهیم داشت :

$$\sigma_z [\text{Kg/Cm}^2] = 0.25 Z [\text{m}]$$

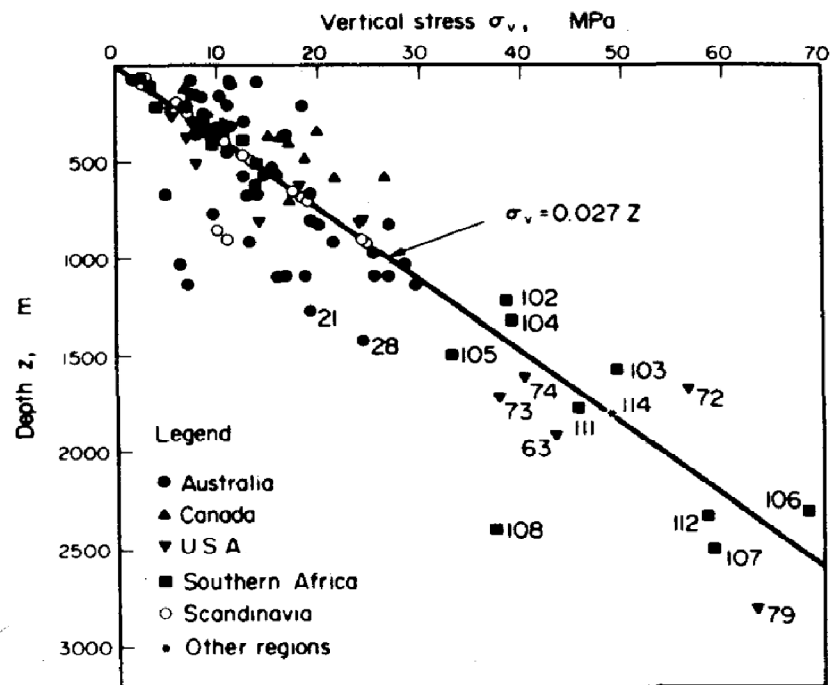
$$\gamma = 2.5 \text{gr/Cm}^3$$

در سیستم آمریکایی برای افزایش هر فوت (Ft) عمق ، فشاری برابر 1-1.2psi در نظر گرفته می شود .
در بعضی کتاب ها با فرض $\gamma=2700\text{Kg/Cm}^3$ ، این رابطه بصورت :

$$\sigma_z = 1-1.2 Z \quad \text{یا} \quad \sigma_z[\text{Psi}] = Z[\text{F}]$$

$$\sigma_z[\text{KPa}] = 26.5 Z[\text{m}]$$

در می آید. اندازه گیریهای درجا که در کشورهای مختلف دنیا انجام گرفته صحت رابطه فوق را برای پیش بینی تنش قائم در جا نشان می دهد .



(a)

شکل ۶-۲- نتایج حاصل از اندازه گیری‌های درجا در مورد تنش‌های قائم اولیه

همانطور که از شکل پیداست تنش قائم با افزایش عمق رابطه مستقیم دارد، یعنی با فرض $\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$ رابطه $\sigma_z = \gamma \cdot z$ فرمول مناسبی برای پیش‌بینی σ_z است.

تنش های درجای افقی: (σ_h) (horizontal virgin stress)

تخمین تنش های افقی کمی پیچیده تر از تنش قائم است. وقتی جسمی تحت تاثیر تنش قائمی قرار گیرد، طول آن در امتداد تنش وارده کم و در جهت عمود بر آن زیاد خواهد شد (ضریب پواسون)، ولی در عمق زمین چون سنگ ها به علت وجود سنگ های شناور نمی تواند افزایش حجم داشته باشند این مسئله باعث بوجود آمدن تنش جانبی می شود. برای تخمین این تنش دو تئوری مورد استفاده قرار می گیرد:

۱- قانون هیم ۲- تئوری الاستیسیته

قانون هیم : (Heim Rule)

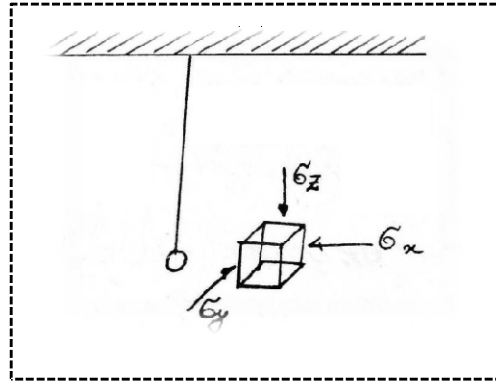
بر طبق این قانون در اعماق زیاد تنش های مختلف با یکدیگر مساوی هستند ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$). زیرا ماده سنگ نمی تواند در مقابل اختلاف تنش های بزرگ ایستادگی نموده و از راه تسلیم و یا تغییر شکل سعی به کاهش اختلاف تنش های موثر می نماید. این وضعیت در اثر تنش های آنی و دگر شکلی های وابسته به زمان حاصل می شود. بدین ترتیب به مرور زمان در عمق زیاد تمام تنش ها مساوی می گردند. وضعیت تنش حاصل را هیدرواستاتیک و یا (litho static) می-نامند. قانون هیم در مورد سنگهای تقریباً ضعیف مثل کربناتها ، زغال ها و اوپوریت ها نتیجه خوبی داده است .

تئوری الاستیسته :

صحت این روش که برای اولین بار توسط (terzaghi-richart) در سال ۱۹۵۲ ارائه شده و خیلی مورد استفاده قرار گرفته هنوز توسط اندازه گیریهای درجا ثابت نشده است . در این روش چنین فرض می شود که $(\epsilon_x = \epsilon_y = 0)$ زیرا وقتی که المانی از سنگ تحت تاثیر وزن ستونی از طبقات بالایی قرار می گیرد، در جهت افقی به علت وجود سنگ های جانبی (فشار های محصور کننده) هیچ تغییر شکلی (حرکتی) بوجود نمی آید .

سنگ واحد حجم المان سنگ، در نقطه A تحت تاثیر سه تنش محوری $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ قرار گرفته است. طبق تئوری الاستیسته وقتی جسمی تحت تاثیر تنش هایی مثل $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ قرار بگیرد مقدار دگرشکلی ها در امتداد این سه تنش یعنی $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ از رابطه زیر بدست می آیند .

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= 1/E[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= 1/E[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= 1/E[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}$$



شکل ۶-۳- امتداد سه تنش $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$

در روابط بالا E مدول یانگ و ν ضریب پواسون است. چون اطراف المان فوق محدود می باشد، بنابراین در جهت افقی تغییر شکل بوجود نمی آید. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ با فرض اینکه $\sigma_x = \sigma_y$ خواهیم داشت:

$$\varepsilon_x = 1/E[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) = 0 \quad \dashrightarrow \quad \sigma_x = \sigma_y$$

$$\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_z) = 0$$

$$\sigma_x - \nu \cdot \sigma_z - \nu \cdot \sigma_x = \sigma_x(1 - \nu) - \nu \cdot \sigma_z = 0$$

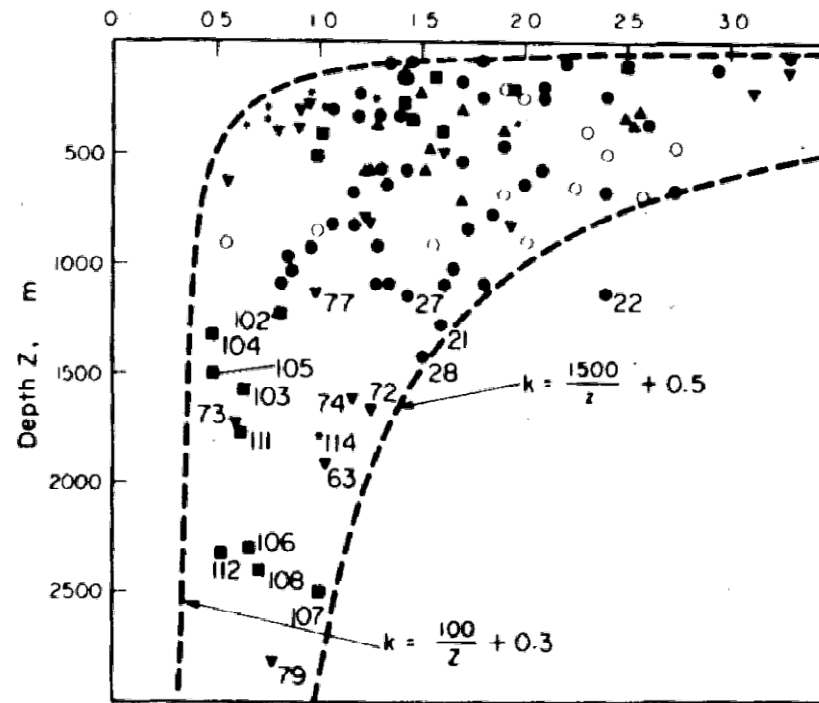
$$\sigma_x(1 - \nu) = \nu \cdot \sigma_z \quad \rightarrow \quad \sigma_x = [\nu / (1 - \nu)] \cdot \sigma_z \quad \rightarrow \quad \sigma_x = \sigma_y = [\nu / (1 - \nu)] \cdot \sigma_z$$

با توجه به اینکه ضریب پواسون اغلب سنگ ها بین $\nu = 0.2 - 0.33$ قرار دارد، میتوان با فرض $m = 0.25$ نسبت بین تنش افقی و قائم را (k) بدست آورد .

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0.25}{1-0.25} = \frac{1}{3} \quad \rightarrow \quad \sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z = 0.33 \sigma_z$$

یعنی تنش افقی برابر $1/3$ تنش قائم می باشد. همانطوری که بعداً خواهیم دید مقدار حقیقی k در عمل از 0.33 خیلی بیشتر بوده و بعضی مواقع تا $2-3$ نیز می رسد. این موضوع برای اولین بار توسط (hast) در سال 1958 پیش کشیده شد ولی در آن موقع چندان مورد قبول واقع نشد. اندازه گیریهای درجا در کشورهای مختلف جهان تغییرات تنش جانبی را در مقیاس وسیعی نشان می دهد. همانطوری که از شکل پیداست در تمامی نقاط اندازه گیری شده (k) بین دو مقدار معین قرار گرفته است. یعنی حدود بالایی و پائینی آن بصورت زیر است:

$$(100/z)+0.3 < k < (1500/z)+0.5$$



شکل ۶-۴- نتایج اندازه گیری تنش های در جای افقی در جاهای مختلف دنیا

بر طبق این منحنی در اعماق کمتر از ۵۰۰ متر تنش افقی از تنش قائم بزرگتر بوده و حتی مقادیر $k=2-3$ شده است. در اعماق بیشتر از ۱۰۰۰ متر تنش افقی متوسط به تنش قائم نزدیک و تقریباً با هم برابر می شوند.

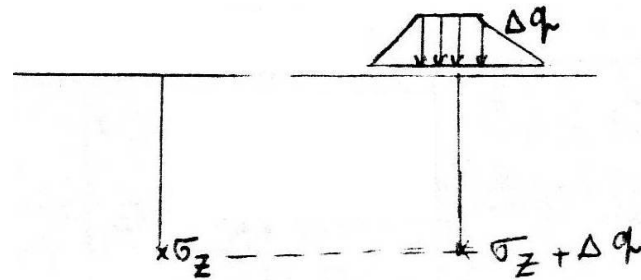
این هم صحت قانون هیم را در اعماق زیاد نشان می دهد. در منحنی صفحه بعد، منحنی حد پایینی k در عمق زیاد به مقدار ۰.۳۷۵ مماس می شود. همانطوریکه مشاهده می شود در هیچ یک از نقاط اندازه گیری شده مقادیر بدست آمده برای k در سمت چپ این منحنی قرار نگرفته است و به مقدار بدست آمده از تئوری الاستیسیته نزدیک نشده است.

عوامل موثر در وضعیت تنش درجا

توپوگرافی سطح زمین :

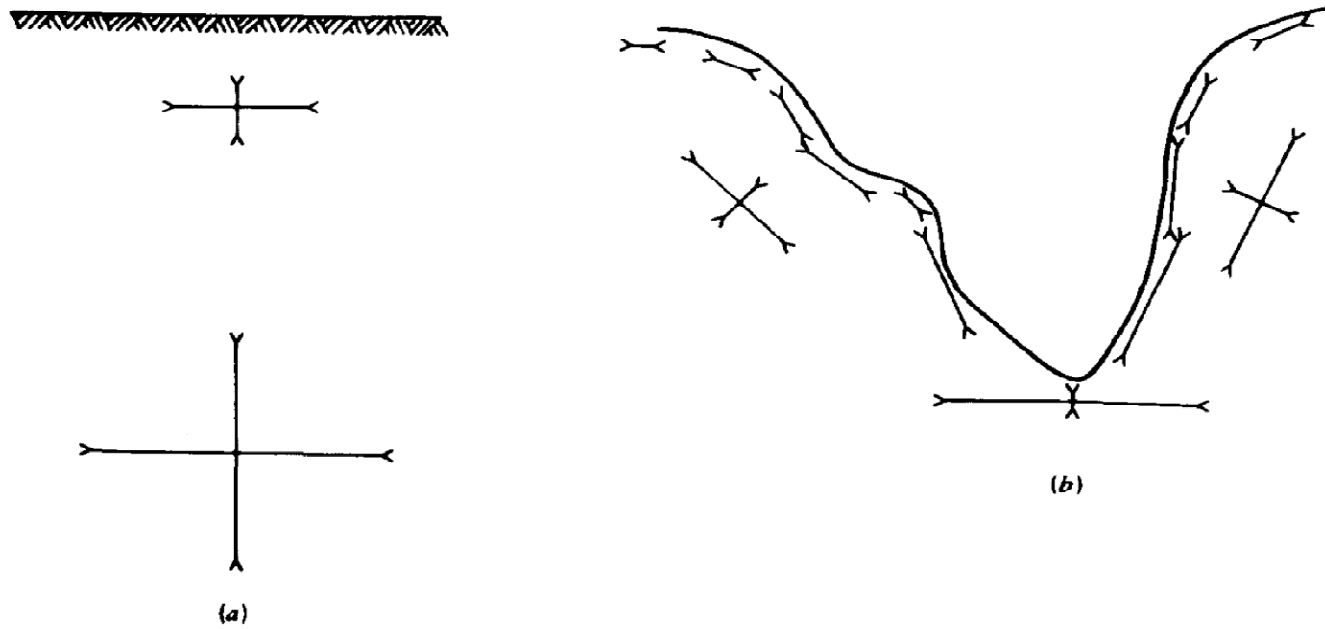
در بحث قبلی مقدار تنش قائم را در زیر زمینی مسطح بدست آوردیم و مشاهده شد که مقدار تنش فوق با افزایش عمق رابطه ای مستقیم دارد.

همانطوریکه از شکل مشاهده می شود در صورتیکه زمین دارای عوارض توپوگرافیک باشد بایستی تنش حاصل از وزن آنرا نیز به تنش قائم متوسط اضافه کرد اثر تنش های موجود به علت وجود کوهها در سطح زمین با افزایش فاصله و عمق از سطح بارگذاری از بین می رود . بنابراین تاثیر عوارض توپوگرافیک فقط در نقاط نزدیک به سطح زمین وضعیت تنش های موجود را تغییر خواهد داد.



شکل ۶-۵- تاثیر عوارض توپوگرافیک در تنش های قائم اولیه

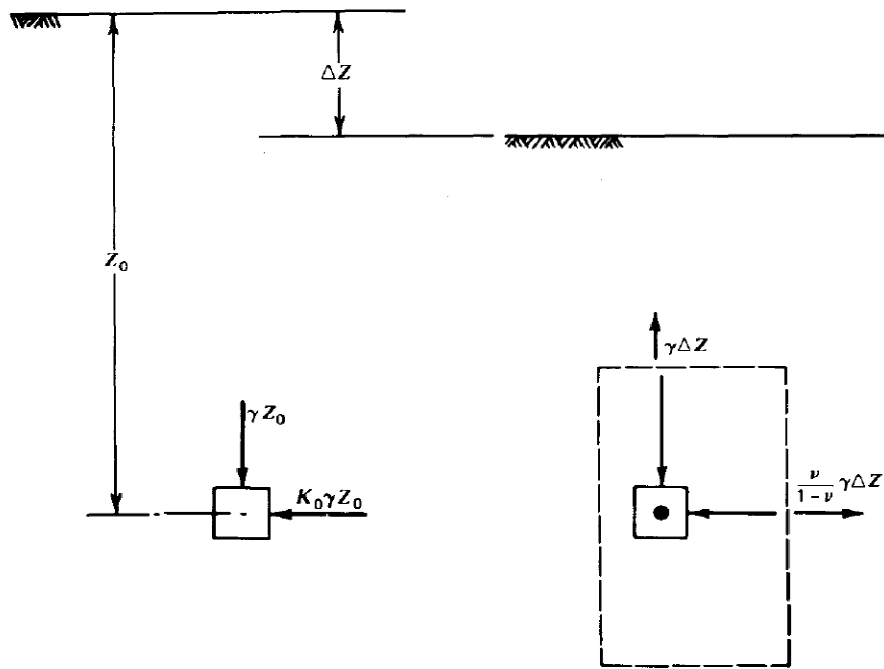
در پراتیک معمولاً تنش های قائم و افقی را تنش های اصلی فرض می کنند. اما اگر ناحیه شیب دار دو طرف دره ژرف را در نظر بگیریم ، عدم صحت فرضیه فوق برای تمام موارد آشکار خواهد شد . چون دیواره های جانبی دره سطوح آزاد می باشند. بنابراین کوچکترین تنش اصلی به این سطح عمود خواهد شد ($\sigma_n = 0$). تنش اصلی ماکزیمم عمود بر تنش فوق، بموازات سطح آزاد دیواره و بطرف پائین افزایش خواهد یافت. درست در وسط کف دره و در زیر زمین تنش فشاری بزرگی مشاهده می شود. در چنین نقاطی تمرکز تنش افزایش خواهد یافت. تنش زیاد موجود در این نقطه مساوی مقاومت فشاری سنگ و یا نزدیک به آن است .



شکل ۶-۶- تاثیر توپوگرافی سطح در تنش اولیه

۱- فرسایش

در اثر فرسایش که معمولاً توسط یخچالها، آب و باد بر سطح زمین صورت می گیرد، ضخامت پوشش سنگ و خاک در بالای یک نقطه مفروض کم میشود. با کاهش ضخامت لایه های بالایی، مقدار تنش قائم σ_v و در نتیجه σ_h نیز کاهش می یابد. این کاهش در تنش های قائم و افقی را (relaxation) می نامند. برای مطالعه تاثیر فرسایش در k و σ_h و σ_z شکل زیر را در نظر می گیریم. عمق نقطه (A) در قدیم Z_0 و تنش های موثر قبل از عمل فرسایش در این نقطه به ترتیب σ_x' ، σ_y' ، σ_z' و نسبت تنش های افقی به قائم k_0 ($\sigma_x' = \sigma_y' = k_0 \cdot \sigma_z'$) پس اعمال فرسایش ضخامت طبقات بالای نقطه (A) به اندازه ΔZ کمتر شده و در نتیجه تنش ها نیز به امروزی در نقطه (A) نزدیک می شوند.



شکل ۶-۷- تاثیر فرسایش سطح زمین در تغییرات تنش اولیه قائم و افقی

$$\sigma_{y'} = k_0 \cdot \sigma_{z'}$$

(قبل از فرسایش)

$$\sigma_x = \sigma_{y'} = k_0 \cdot \sigma_{z'}$$

(پس از فرسایش)

(قبل از فرسایش)

$$\sigma_{z'} = \gamma \cdot (z_0 - \Delta z)$$

(پس از فرسایش)

$$\sigma_{z'} = z_0 \cdot \gamma$$

۲. مقدار تنش قائم پس از فرسایش :

با استفاده از تئوری مقدار کاهش در تنش های افقی و با توجه به کاهش ضخامت پوشش پس از فرسایش :

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta\sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta z \cdot \gamma$$

یعنی مقدار کاهش در تنش های افقی در اثر فرسایش با فرض $\gamma=0.25$ ، $\nu=0.33$ برابر σ_z است یعنی کاهش در σ_x و σ_y از کاهش در σ_z کمتر خواهد بود.

مقدار k در حالت فعلی عبارت است از :

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\sigma_x' - \Delta\sigma_x}{\sigma_z' - \Delta\sigma_z} = \frac{k_0 \cdot \sigma_z' - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta\sigma_z}{\sigma_z' - \Delta\sigma_z} = \frac{k_0 \cdot z_0 \cdot \gamma - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta z \cdot \gamma}{z_0 \cdot \gamma - \Delta z \cdot \gamma}$$

$$K = \frac{k_0 \cdot z_0 - \frac{\gamma}{1-\gamma} \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z} \quad \Rightarrow \quad k = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \cdot \frac{\Delta z}{z_0 - \Delta z} \right]$$

اثبات:

$$K = \frac{k_0 \cdot z_0 - \frac{\gamma}{1-\gamma} \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z} = \frac{k_0 \cdot z_0}{z_0 - \Delta z} - \frac{\frac{\gamma}{1-\gamma} \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z}$$

$$\frac{k_0 \cdot z_0}{z_0 - \Delta z} = \frac{k_0(z + \Delta z)}{z + \Delta z - \Delta z} = \frac{k_0 \cdot z + k_0 \cdot \Delta z}{z} = k + \frac{k_0 \cdot \Delta z}{z} = k_0 + \frac{k_0 \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z}$$

$$K = k_0 + \frac{k_0 \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z} - \frac{\frac{\gamma}{1-\gamma} \cdot \Delta z}{z_0 - \Delta z} = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \cdot \frac{\Delta z}{z_0 - \Delta z} \right]$$

$$k = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \cdot \frac{\Delta z}{z_0 - \Delta z} \right]$$

یعنی k امروز از k_0 بیشتر است و این یکی از علل اصلی بزرگتر بودن تنش های افقی از قائم می تواند باشد.

۳- تنش های تکتونیکی (tectonic stresses):

وضعیت تنش در داخل یک توده سنگ می تواند در اثر میدان نیروهایی که توسط فعالیت های تکتونیکی بوجود آمده، تغییر نماید. چنین تنش هائی را در اطراف ساختمانهای زمین شناسی از قبیل گسل و چین خوردگی (fold) بصورت موضعی می توان مشاهده کرد. مثلاً اگر شکل (a) را یک گسل نرمال (normal fault) در نظر بگیریم. برای تشکیل گسل چون حرکت برشی (لغزشی) صورت گرفته بنابراین صفحه ای که در آن شرایط شکست حاصل شده، بایستی وجود داشته باشد. برای گسل های معمولی، تنش σ_z تنش اصلی ماکزیمم و تنش افقی $k_a \cdot \sigma_z$ تنش اصلی مینیمم (σ_3) فرض می شود. این نتیجه با توجه به زاویه بین تنش اصلی ماکزیمم و صفحه شکست بدست آمده است. با استفاده از معیار شکست کولمب خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

$$\sigma_1 = \sigma_z \quad \text{و} \quad \sigma_3 = \sigma_h = k_a \cdot \sigma_z = k_a \cdot \gamma_z \quad (2)$$

اگر مقادیر مندرج در ۲ در فرمول ۱ گذاشته شود:

$$\sigma_z = \sigma_c + k_a \cdot \sigma_z \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad k_a \cdot \sigma_z \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \sigma_z - \sigma_c$$

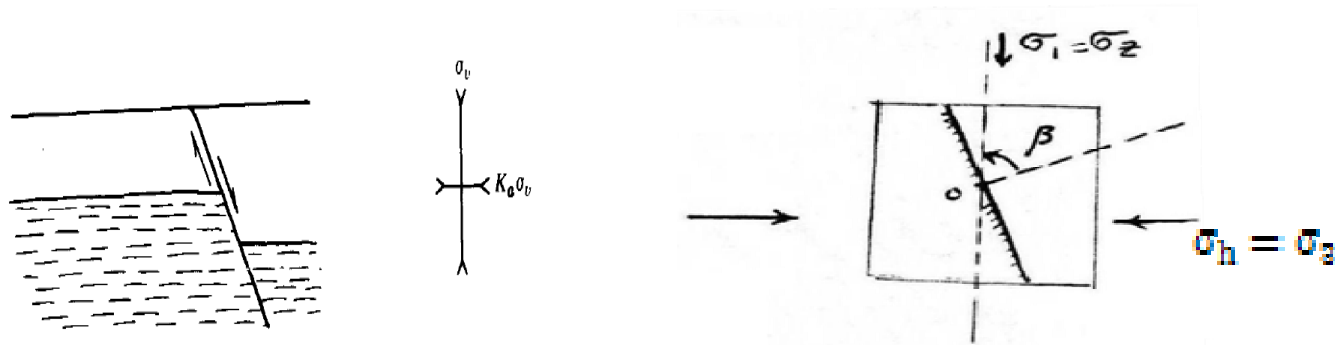
$$k_a \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}$$

$$k_a = \frac{1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

اگر: $\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = q$

$$A) \quad k_a = \frac{1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}}{q}$$

فرمول گسل مستقیم



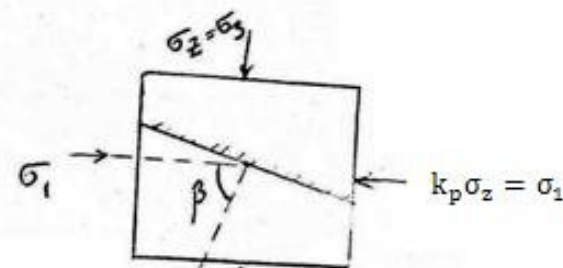
شکل ۶-۸- تنش های موثر در تشکیل گسل های نرمال و تعیین نسبت $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

در یک گسل معکوس (revers fault) بازهم با در نظر گرفتن زاویه بین تنش اصلی ماکزیمم و صفحه شکست می توان فرض کرد که در این حالت تنش اصلی ماکزیمم در جهت افقی یعنی $\sigma_1 = \sigma_h = k_p \cdot \sigma_z$ و $\sigma_3 = \sigma_z$ خواهد بود. باز هم با در نظر گرفتن معیار کولمب خواهیم داشت :

$$\sigma_1 = \sigma_h = k_p \cdot \sigma_z \quad \text{و} \quad \sigma_3 = \sigma_z$$

$$k_p \cdot \sigma_z = \sigma_c + \sigma_z \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

B) $k_p = \frac{\sigma_c}{\sigma_z} + \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{\sigma_c}{\sigma_z} + q$ فرمول گسل معکوس



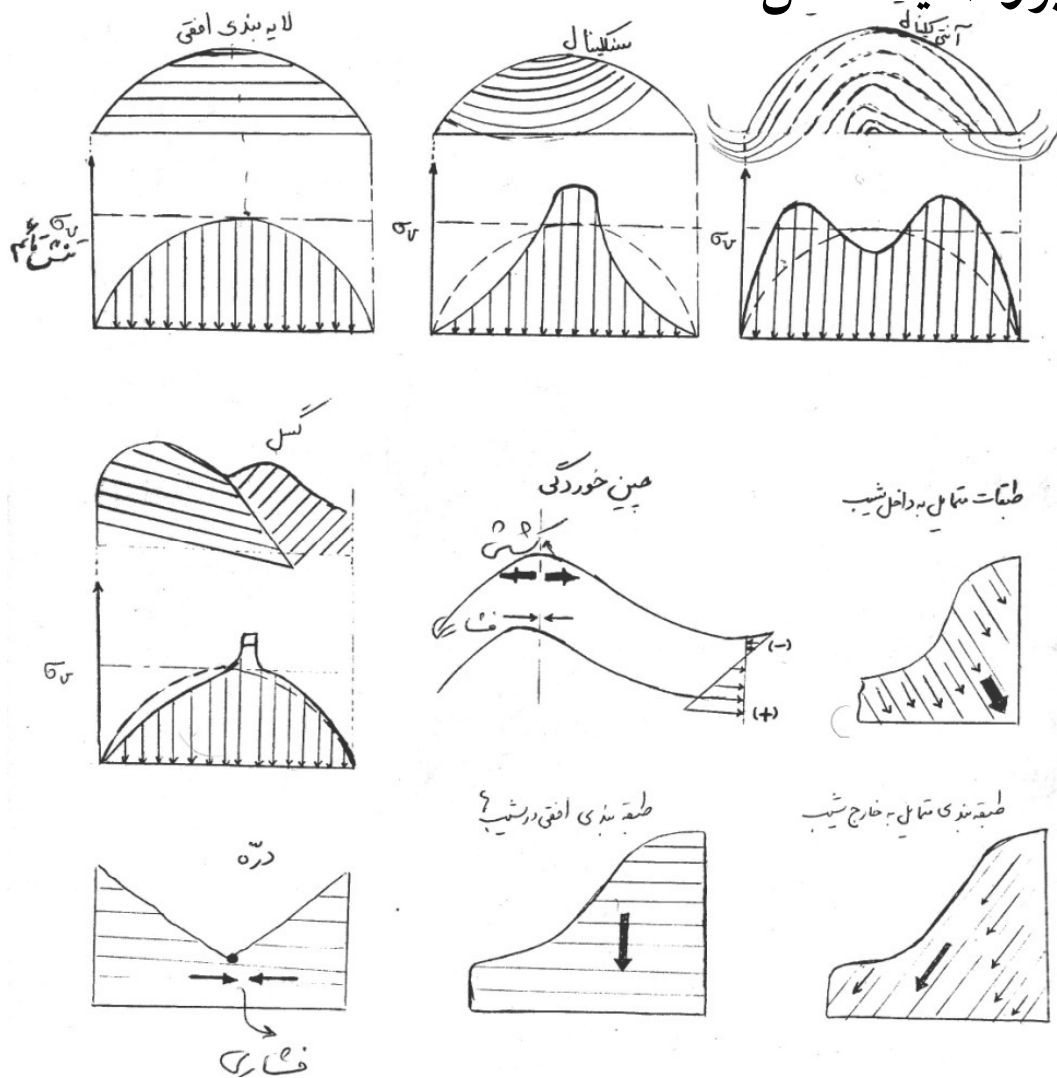
شکل ۶-۹- تنش های موثر در تشکیل گسل های معکوس و تعیین نسبت $k_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

در یک منطقه ساکن بایستی k بین دو حد فوق الذکر باشد. دامنه ای که برای k در فرمول های A و B بدست آمده خیلی وسیع می باشد. این دامنه را می توان با فرض اینکه برای یک گسل قدیمی (صفحه گسل سابق) گسیختگی تمام شده، کوچکتر کرد، یعنی σ_c را برابر صفر فرض می کنیم.

۴- تنش های باقیمانده (residual stresses)

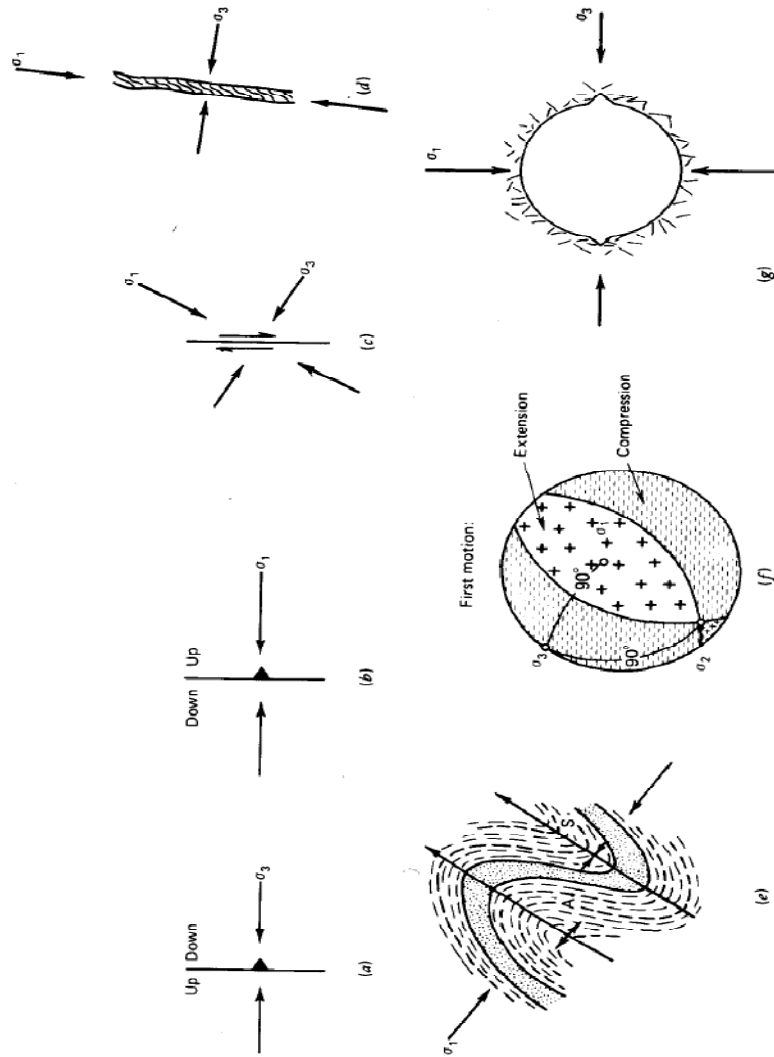
جسمی که تحت تاثیر تنش های خارجی نیست، در قسمت های داخلی آن مقداری تنش باقیمانده وجود دارد. معمولاً تنش های باقیمانده را می توان مربوط به حوادث فیزیکی شیمیایی غیر یکنواخت (نا هموزن) در حجم محدود جسم دانست. سرد شدن نایکنواخت توده سنگ و اختلاف ضریب انبساط گرمایی میزان های مختلف موجود در یک توده سنگ که بصورت یکنواخت سرد می شوند، باعث ایجاد تنش های باقیمانده خواهند شد. به غیر از سرد شدن، تغییرات محتوای آب سنگ و کریستالیزاسیون دوباره (recrystallisation) باعث ایجاد چنین تنش هایی می شوند.

۵- تاثیر ساختمان زمین شناسی بر وضعیت تنش :



چین خوردگی ها ، سنکلینال ها ، آنتی کلینال ها، گسل ها و ساختمان لایه بندی در توزیع تنش نقش مهمی دارند . و بایستی در حین کار به آنها دقت شود .

شکل ۶-۱۱- انواع ساختمان زمین شناسی و تاثیر آنها بر وضعیت تنش



شکل ۶-۱۲- پیش بینی و تخمین جهت تنش های اولیه با توجه به ساختمان زمین شناسی منطقه، (a) گسل نرمال، (b) گسل معکوس، (c) گسل امتداد لغز، (d) گسل دایک، (e) چین خوردگی، (f) بردار اولیه یک زلزله، (g) رابطه جهت تنش با شکست دیوار گمانه (v)

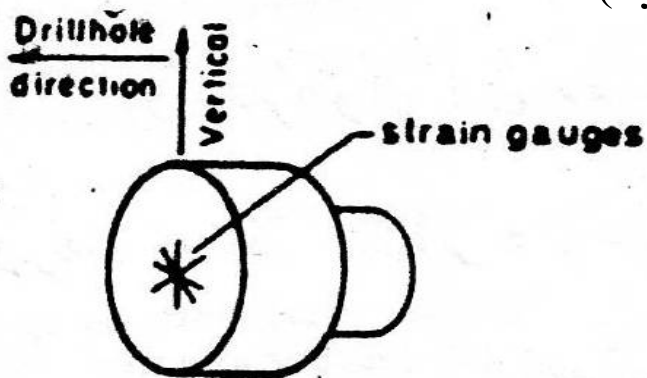
روش های اندازه گیری جهت و شدت تنش های اولیه :

برای اندازه گیری جهت و شدت تنش های اولیه روش های مختلفی متداول می باشد که آنها را می توان کلاً به سه گروه عمده زیر تقسیم کرد.

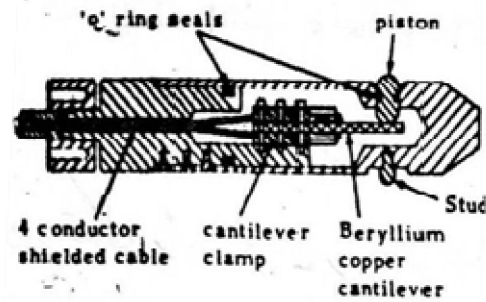
۱- روش رها سازی تنش مثل روش (over coring) که خود به دو روش آمریکایی و آفریقای جنوبی تقسیم می شود.

۲- روش جبران تنش مثل روش جک مسطح (flat jack)

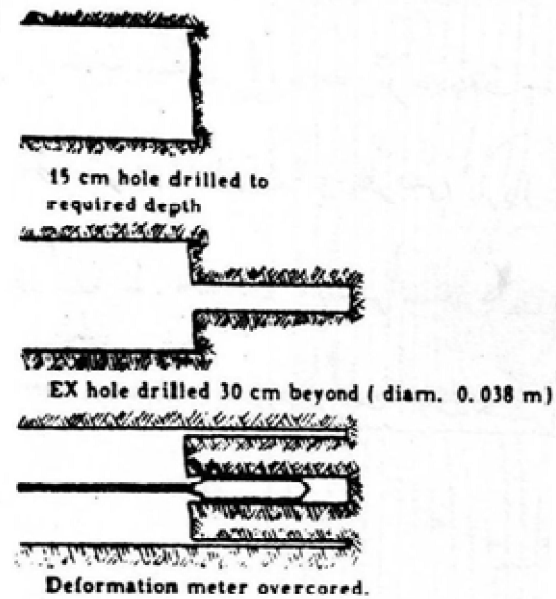
۳- روش شکافتن مثل شکاف هیدرولیکی (hydraulic fracturing)



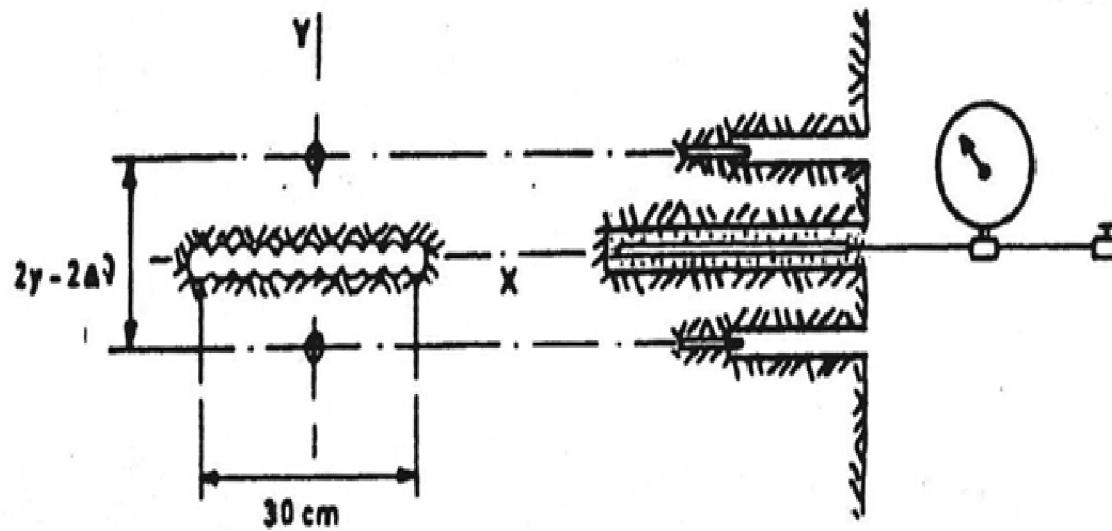
شکل ۶-۱۳- سیستم اندازه گیری تنش آفریقای جنوبی



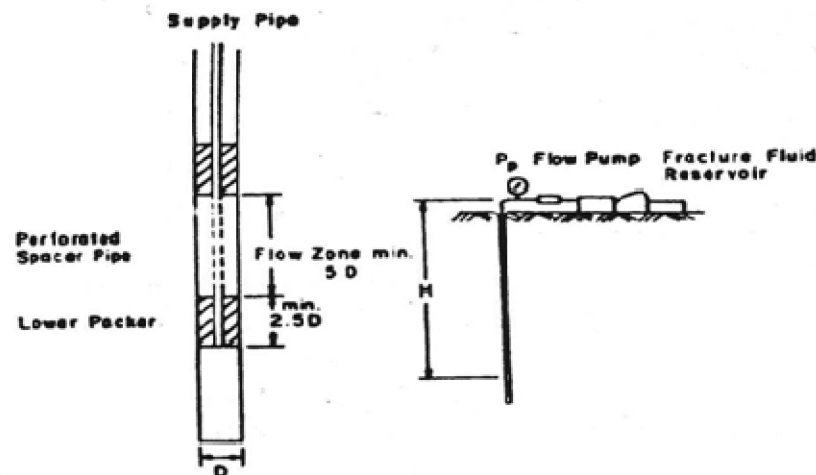
a) USBM deformation meter



شکل ۶-۱۴- سیستم آمریکایی جهت اندازه گیری تنش درجا بنام USB deformation meter



شکل ۶-۱۵- روش اندازه گیری تنش درجا بوسیله جک مسطح



شکل ۶-۱۶- نحوه اجرای روش اندازه گیری تنش پیش شکافی هیدرولیکی

خسته نباشید !