

## مکانیک سنگ پیشرفته

تاریخ ۸۸/۶/۳۱

مکانیک سنگ طی دهه ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۰ به یک علم تبدیل می‌شود. و در سال ۱۹۶۲ انجمن ملی مکانیک سنگ تشکیل می‌شود. محل دائمی دبیر خانه در شهر ..... پرتقال قرار دارد. و هر چهار سال یکبار از طرف انجمن، یک کنفرانس بین‌المللی در نقاط مختلف دنیا تشکیل می‌شود. شاخه ملی مکانیک سنگ در ایران تا به حال ۳ تا کنفرانس برگزار کرده است.

پایه اصلی مکانیک سنگ، معدنکاری بوده است، ولی اخیراً کتاب‌های چاپ شده علاوه بر معدنکاری است. این علم عمر نوپای ۴۰ ساله‌ای دارد که پیشرفت‌های زیادی کرده است و اولین کتاب مکانیک سنگ در سال ۱۹۶۴م. توسط دانشمند کانادایی چاپ شده است و امروزه بیش از ۱۰۰ عنوان کتاب به زبان انگلیسی در این زمینه چاپ شده است.

کمیتة ملی مکانیک سنگ آمریکا در سال ۱۹۶۶ و ۱۹۷۵ اصلاح نهایی شد و تعریفی برای این علم ارائه کرد.

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

با عوض شدن میدان‌های نیرو، عکس‌العمل‌های سنگ نیز تغییر خواهد کرد.

به عبارت دیگر بنا به گفته هادسون<sup>۱</sup>: مکانیک سنگ واکنش سنگ در مقابل به هم خوردگی‌های ناشی از محیط‌های فیزیکی اطراف را بیان می‌کند.

در اثر حفر فضا، مقدار تنش یا جهت تنش عوض می‌شود و اینکه آیا سنگ قادر به تحمل این میدان عوض شده است یا نه؟ موضوعی است که در علم مکانیک سنگ به آن پرداخته می‌شود.

در هم ریختگی در سنگ یا به صورت طبیعی است و یا به صورت مصنوعی، که به صورت عکس‌العملی در مقابل فعالیت‌های بشر که در قالب پروژه‌های مهندسی که بر روی سنگ و یا در داخل سنگ اجرا می‌شوند و یا با سنگ ساخته می‌شوند. به عنوان یک مصالح، سنگ می‌توانی به عنوان یک عضو بار بر دار در پی استفاده شود و

---

<sup>۱</sup> Hudson

یا به عنوان نما استفاده شود. در فرانسه نوعی ماسه سنگ وجود دارد، که ارتفاعی از آن به درد ساخت ساختمان می‌خورد و قسمتی برای نما و قسمتی برای پی مناسب است.

عمر زمین حدود ۴.۶ میلیارد سال است، در صورتی که عمر انسان حدود ۱.۵ میلیون سال است. این عمر زمین و سنگ‌های آن نشانگر پدیده‌هایی است که در سنگ‌ها رخ داده است. در اوایل زندگی انسان‌ها، حیات بشر مدیون زندگی در غارهای قدیمی است و بین زندگی بشر و سنگ یک ارتباط اولیه و حیاتی وجود دارد. بعدها، حفر سنگ‌ها شروع شده و با پیشرفت تمدن‌های بشری این ارتباط بین انسان و سنگ بیشتر شده است. انسان ابتدا سنگ چخماقی را کشف کرد و بعدها با کشف فلزات و حفر معادن زیر زمینی، ساخت ساختمان روی سنگ به جای ساخت آن در روی خاک (به دلیل پایداری بیشتر سنگ)، ساخت سدهای بزرگ و پل‌های بزرگ، ساخت ساختمان‌های بزرگ بر روی پی‌های سنگی (پی‌های سنگی بارهای بیشتری را تحمل می‌کنند) استفاده از سنگ توسعه یافته است. امروزه حفر فضاهای با ابعاد خیلی بزرگ (مغارها) در سنگ به دلیل پایداری آنها، به صورت موردی ساخت استخر شنای المپیک در کشور نروژ در زیر زمین، رواج بیشتری یافته است.

سدهای در فرانسه و ایتالیا با فاصله زمانی خیلی کمی از هم، خراب شدند و هزاران نفر در این بین کشته شدند و موارد دیگری از این قبیل باعث شدند که در ذهن‌های فعال طراحان سازه‌های سنگی، انگیزه مطالعه در مورد این سازه‌ها و بررسی رفتار مکانیکی سنگ‌ها شروع شد و انجمن ملی مکانیک سنگ (ISRM) تشکیل شد تا مهندسان تجربیات گذشته خود از طرح‌های مختلف را در اختیار همدیگر هم قرار دهند.

رفتار سنگ و یا خواص سنگ باید با توقعات ما مطابقت داشته باشد. دو مرجع برای بررسی رفتار و خواص سنگ وجود دارد:

- ۱) انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM)، در سال ۱۹۸۰م. کتابی با عنوان روش‌های پیشنهادی<sup>۱</sup> برای استاندارد کردن روش‌های آزمایش چاپ کرد و در سال (۶) ۲۰۰۵ کمیته ملی مکانیک سنگ ترکیه آن را تجدید چاپ کرد.
- ۲) انجمن مکانیک سنگ آمریکا (ASTM)، که چند جلدی را در مورد دستور العمل‌های انجام آزمایشات در سنگ چاپ کرده است.

سنگ بکر<sup>۱</sup>: ماده سنگ یا سنگ بکر که خواص آن به کانی‌های مختلف و نحوه اتصال کانی‌ها به همدیگر ارتباط دارد. پس اگر کانی‌های تشکیل دهنده سنگ مقاوم باشند، خود سنگ نیز مقاوم خواهد بود. مثلاً کانی

---

<sup>۱</sup> Suggested Method

کوارتز مقاوم‌ترین کانی است و کوارتزیت و ماسه سنگ از کوارتز ساخته شده‌اند. باید توجه کرد که سیمان کوارتزیت هم کوارتز است ولی سیمان ماسه سنگ، کوارتز نیست. پس کوارتزیت مقاوم‌تر از ماسه سنگ است.

### کانی‌های مشکل ساز:

- ۱) کانی‌های حل شونده<sup>۱</sup>: (کانی‌هایی که در آب حل می‌شوند)، مانند: کلسیت، دولومیت، ژیپس، نمک، اندریت، زئولیت
- ۲) کانی‌های ناپایدار<sup>۲</sup>: (که به یک کانی ناپایدار تبدیل می‌شوند)، مانند: مارکاسیت، پیروتیت.
- ۳) کانی‌های با پتانسیل ناپایداری<sup>۳</sup>: نفلین، لکوسیت، میکا، نانترونیت (کانی مونتموریلونیتی که غنی از آهن است).
- ۴) کانی‌هایی که تجزیه آنها باعث تولید اسید می‌شود: پیریت، پیروتیت و دیگر کانی‌های سولفور.
- ۵) کانی‌هایی که دارای ضریب اصطکاک پایینی هستند<sup>۴</sup>: رس‌ها (مخصوصاً کانی مونتموریلونیت)، تالک، کلریت، سرپانتین، میکا، گرافیت، مولیدنیت.
- ۶) کانی‌هایی که پتانسیل تورم<sup>۵</sup> دارند: مونتموریلونیت، ورمیکولیت، اندریت (سنگ گچ)
- ۷) کانی‌هایی که با سیمان پرتلند واکنش می‌دهند<sup>۶</sup> (کانی‌هایی که وقتی در آب حل می‌شوند، در اثر تماس با بتون باعث خوردگی بتون می‌شوند): آپال، شیشه‌های ولکانیکی (آب‌سیدین)، ژیپس، زئولیت، میکا، برخی از چرت‌ها.

رفتار سنگ را در مورد کاری که می‌خواهیم در سنگ انجام دهیم، باید تحلیل کنیم. مشکلی که در این راه وجود دارد این است که مصالح سنگی پیش تنیده هستند و یک ساخت طبیعی دارند که ما در ایجاد آن نقشی نداریم. مثلاً وجود درزه و شکاف‌ها در سنگ، موجب ناپیوسته بودن محیط سنگی شده است.

---

<sup>۱</sup> Intact Rock

<sup>۲</sup> Soluble minerals

<sup>۳</sup> Unstable minerals

<sup>۴</sup> Potential unstable minerals

<sup>۵</sup> Minerals with low friction coefficient

<sup>۶</sup> Swelling minerals

<sup>۷</sup> React with Portland cement

ماده سنگ قسمت سالم و پیوسته سنگ است که بین ناپیوستگی‌های سنگ قرار دارد. خواصّ ماده سنگ به خواصّ مواد تشکیل دهنده آن بستگی دارد (به کانی‌ها یا دانه‌های کانی‌ها و نحوه اتصال کانی‌ها به همدیگر). اگر کانی‌های سازنده سنگ مقاوم باشند، سنگ هم مقاوم خواهد بود. در این میان خمیره یا ماتریکس و سیمان سنگ هم نقش مهمی در مقاومت سنگ دارند.

توده سنگ شامل ماده سنگ بعلاوه صفحات ناپیوستگی که درون سنگ آرایش متفاوت دارند و در مجموع ساختار سنگ را تشکیل می‌دهند. ابعاد و شکل بلوک‌ها در فضا توسط ناپیوستگی‌ها تعیین می‌شود.

مهم‌ترین وجه تمایز بین توده سنگ و ماده سنگ در وجود ناپیوستگی‌های موجود در توده سنگ است که سنگ را از حالت یک جسم بکر و سالم به یک ماده پر از شکستگی تبدیل می‌کند.

انواع سطوح ناپیوستگی سنگ عبارتند از:

(۱) سطوح لایه‌بندی<sup>۱</sup>، از مهمترین ناپیوستگی‌های سنگی، و از مشخصات سنگ‌های رسوبی هستند. بسته به شدت جریان آب، قطعات سنگی مختلفی می‌توانند مواد تشکیل دهنده رسوبات باشند. سطوح لایه‌بندی، سنگ‌های رسوبی را به لایه‌ها یا طبقات مختلف تقسیم می‌کند که مقاومت برشی آنها به غیر از اصطکاک، ناشی از نیروی چسبندگی هم است  $(\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi)$ . سطوح مزور نشانگر توقف رسوب گذاری و شروع مجدد آن هستند. ضخامت طبقه و شیب و امتداد آن نسبت به کار معدنی بر روی رفتار توده سنگ تأثیر بسزایی دارد.

(۲) چین‌ها: این نوع از وجوه ساختمانی در اثر چین خوردن طبقات ایجاد شده‌اند که می‌توانند کوچک یا بزرگ مقیاس باشند که در صورت کوچک بودن، بصورت موضعی یا محلی تعبیر می‌شوند. چین‌ها در حین تشکیل علاوه بر تغییر امتداد و شیب لایه، باعث یک سری ناپیوستگی‌ها می‌شوند، به خصوص درزه‌های کششی (در رأس چین)، و در دامنه‌ها و کناره چین تعدادی درزه برشی ایجاد می‌شود. در اثر چین خوردگی مقاومت برشی لایه‌ها کاهش یافته و به مقدار ماندگاری می‌رسد و این نقاط به نگهداری بیشتری نیاز خواهند داشت. چین خوردگی لایه‌ها باعث ایجاد تاقدیس و ناودیس‌هایی می‌شوند که اگر این سنگ‌ها نفوذ ناپذیر باشند و منطقه گاز خیز باشد، باعث بروز خطر خواهد شد، و یا

---

<sup>۱</sup> Bedding  
<sup>۲</sup> Fold

اگر با فشار بالای آب زیر زمینی در ناودیس‌های ناشی از چین خوردگی‌ها برخورد کنیم، دچار مشکل هجوم آب به داخل فضا خواهیم شد.

۳) گسل<sup>۱</sup>ها: شکستگی‌های بسیار بزرگ، که جابجایی مشخص یا برش قابل تشخیص در آن دیده می‌شود را گسل گویند، که گاهی طول آنها تا چند متر و حتی تا چندین کیلومتر می‌رسد. و عرض آنها از چند میلی‌متر تا چندین کیلومتر می‌رسد. در داخل گسل‌ها مواد رسی ضعیف و مواد سیمانی شده، پودر سنگ و خرده سنگ مشاهده می‌شود. گسل‌ها انواع مختلفی دارند، که از آن جمله گسل‌های نرمال (یا مستقیم)، گسل معکوس و گسل امتدادلغز هستند. از آن جهت که در معدنکاری شاهد گسل خوردگی‌هایی که باعث گم شدن لایه ماده معدنی می‌شوند، هستیم. بنابراین گسل خوردگی در منطقه باید مورد بررسی قرار گیرد تا دوباره امتداد لایه مورد نظر را پیدا کنیم.

۴) زون‌های برشی<sup>۲</sup>: معمولاً یک نوار سنگی خورد شده تحت شکستگی برشی عرض چندین متر دارند. این زون‌ها با مقاومت برشی کم بوده و نیاز به نگهداری بیشتری دارند. به جای یک صفحه شکستگی، چند صفحه شکستگی در مجاورت هم تشکیل می‌شوند.

۵) دایک‌ها<sup>۳</sup>: قطع شدگی طبقات به صورت صفحه‌ای و از نفوذ مواد دانه ریز آذرین با داخل سایر مواد تشکیل می‌شوند و شیب نزدیک به قائم دارند و کمر بالا و پایین آنها موازی هم هستند. ضخامتشان از چند سانتی‌متر تا چند متر می‌رسد و طول آنها می‌تواند تا چند صد کیلومتر باشد. مثلاً یک دایک بزرگ در رودزیا<sup>۴</sup>، طولی حدود ۵۰۰km دارد و به علت تجمع تنش در دو طرف آن، ناپایداری یا پدیده انفجار سنگ در آنها دیده می‌شود (در اثر پدیده انفجار سنگ<sup>۵</sup> انرژی کرنشی به صورت یک دفعه‌ای آزاد می‌شود) و قبل و بعد از دایک‌ها انتظار پدیده انفجار سنگ را داریم. انفجار سنگ معمولاً در داخل سنگ‌های مقاوم و در اعماق زیاد اتفاق می‌افتد. دایک بصورت طبیعی در مقابل جریان آب‌های زیر زمینی می‌ایستد و جریان آب را از حالت طبیعی خارج می‌کند.

---

<sup>۱</sup> Fault

<sup>۲</sup> Shear zones

<sup>۳</sup> Dykes

<sup>۴</sup> Rodeziya

<sup>۵</sup> Rock Burst

۶) درزه<sup>۱</sup>ها: مهم‌ترین نوع ناپیوستگی در مکانیک سنگ درزه‌ها هستند و بیشترین تعداد ناپیوستگی را دارند. در این نوع ناپیوستگی‌ها هیچ گونه جابجایی قابل تشخیص مشاهده نمی‌شود. مجموع درزه‌های موازی<sup>۲</sup> را گروه درزه و مجموعه<sup>۳</sup> گروه درزه‌های متقاطع را سیستم درزه می‌نامند.

۷) کلیواژ<sup>۳</sup>:

تفاوت‌هایی بین انواع ناپیوستگی‌ها وجود دارد. مثلاً در مورد درزه و گسل باید به این نکته توجه داشت که گسل‌های بزرگ و موضعی<sup>۴</sup> هستند ولی درزه‌های بزرگ و کوچک در همه جای پوسته زمین<sup>۵</sup> پراکنده هستند.

شرایط و توزیع ماده سنگ و المان‌های ساختاری مثل ناپیوستگی‌ها در توده سنگ به عنوان ساختار سنگ نامیده می‌شود. وقتی که شرایط ساختاری سنگ تغییر می‌کند، میدان تأثیر آن هم متفاوت خواهد بود. از آنجایی که توده سنگ ناپیوسته بوده و تغییرات فضایی زیادی دارد، لذا لازم است قلمرو یا میدان تأثیری<sup>۶</sup> که معرف قسمتی از توده سنگ که تحت تأثیر سازه مورد نظر قرار دارد، مورد تحلیل قرار گیرد.

وقتی قلمروی منطقه سنگی مورد بررسی، بسیار کوچکتر از ابعاد بلوک‌ها باشد (مثل حفر سنگ توسط دستگاه چالزنی)، رفتار ماده سنگ مورد توجه قرار می‌گیرد. وقتی که ابعاد بلوک‌های سنگی تقریباً معادل سازه مورد نظر باشد و یا یکی از گروه‌های ناپیوستگی به طور قابل توجهی ضعیفتر از بقیه باشد، در این صورت پایداری سازه بایستی با در نظر گرفتن مکانیزم‌های شکست همانند لغزش، چرخش (واژگونی) بلوک‌ها و گوه‌هایی که توسط نقیصه‌های ساختاری ایجاد شده‌اند، مورد بررسی قرار گیرد. وقتی که سازه مورد نظر بسیار بزرگتر از ابعاد بلوک‌های سنگی باشد، می‌توان توده سنگ را بطور ساده به صورت محیط پیوسته در نظر گرفت.

خواص دینامیکی سنگ در موقع انفجار و لرزش‌های اطراف باید دقیقاً بررسی شود.

---

<sup>۱</sup> Joint  
<sup>۲</sup> Parallel Joint  
<sup>۳</sup> cleavage  
<sup>۴</sup> Local  
<sup>۵</sup> Global  
<sup>۶</sup> Domain

برخی از انواع سازه‌ها که در داخل یا روی سنگ ساخته می‌شوند عبارتند از:

Table 1.1 Some of the types of structures on, in or of rock (after Brown, 1993).

Field of application	Types of structures on, in or of rock
Mining	Surface mining – slope stability; rock mass diggability; drilling and blasting; fragmentation. Underground mining – shaft, pillar, draft and stope design; drilling and blasting; fragmentation; cavability of rock and ore; amelioration of rockbursts; mechanized excavation; in situ recovery.
Energy development	Underground power stations (hydroelectric and nuclear); underground storage of oil and gas; energy storage (pumped storage or compressed air storage); dam foundations; pressure tunnels; underground repositories for nuclear waste disposal; geothermal energy exploitation; petroleum development including drilling, hydraulic fracturing, wellbore stability.
Transportation	Highway and railway slopes, tunnels and bridge foundations; canals and waterways; urban rapid transport tunnels and stations; pipelines.
Utilities	Dam foundations; stability of reservoir slopes; water supply tunnels; sanitation tunnels; industrial and municipal waste treatment plants; underground storages and sporting and cultural facilities; foundations of surface power stations.
Building construction	Foundations; stability of deep open excavations; underground or earth-sheltered homes and offices.
Military	Large underground chambers for civil defense and military installations; uses of nuclear explosives; deep basing of strategic missiles.

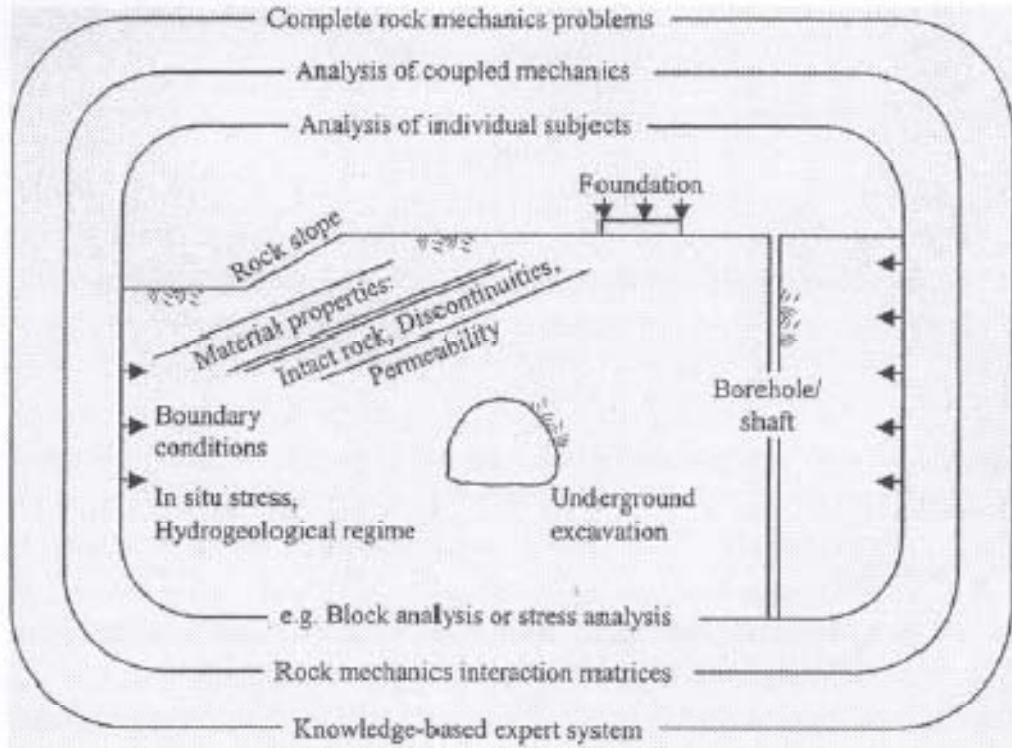


Fig. 1.2 Three-tier approach to all rock engineering problems (after Hudson, 1993).



اجزای مختلف یک بررسی مکانیک سنگی:<sup>۱</sup>

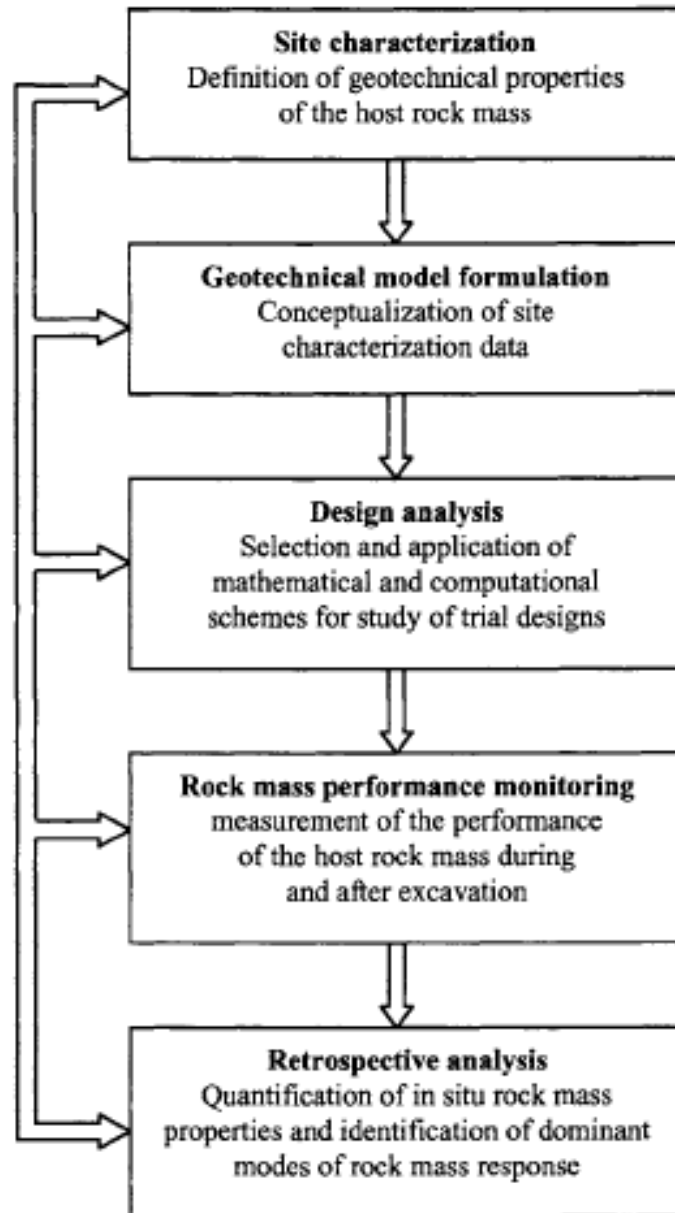


Fig. 1.3 Components of a general rock mechanics program (after Brady & Brown, 1985).

<sup>۱</sup> Zhang , Lianyang ; Engineering properties of rocks

طراحی یک فضای زیر زمینی در آخر منجر به طراحی نگهداری می‌شود و باید از مقاومت سنگ حداکثر استفاده را کرد و در نتیجه سنگ را باید کمتر دست خورده کرد.

### (۱) پی سازی<sup>۱</sup>:

سنگ پی باید تحمل بار سازه را داشته باشد. برای رسیدن به این امر دو کار می‌توانیم انجام دهیم:

پی را تا جایی حفر کنیم که به سنگ محکم برسیم.

با اصلاح یا تقویت پی، قدرت تحمل بار را افزایش دهیم.

### (۲) پایداری شیروانی<sup>۲</sup>ها:

ترانشه‌ها یا شیروانی‌ها در مقابل عوارض ساختاری ضعیف هستند، لذا یا باید شیب را کم کرد و یا باید شیب را پایدار و تقویت کرد (خشک کردن محیط - تزریق کردن - پیچ کردن - ...).

چهار مکانیزم کلی برای شکست شیروانی‌ها:

الف) شکست صفحه‌ای<sup>۳</sup>      ب) شکست گوه‌ای<sup>۴</sup>      ج) شکست واژگونی مستقیم<sup>۵</sup>

د) شکست واژگونی خمشی<sup>۶</sup>

### (۳) چاه‌ها و تونل‌ها<sup>۷</sup>:

بارهای وارده بر دیواره چاه‌ها کمتر از تونل‌ها است. می‌توان نصف بار وارد بر تونل را برای طراحی چاه‌ها بکار برد. بحث توزیع تنش - وضعیت ساختاری سنگ - فشار آب در داخل درزه‌ها - روش‌های ساخت در پایداری این گونه سازه‌ها مؤثر هستند.

---

<sup>۱</sup> Foundation  
<sup>۲</sup> Rock Slopes  
<sup>۳</sup> plane  
<sup>۴</sup> wedge  
<sup>۵</sup> direct-topping  
<sup>۶</sup> flexural-topping  
<sup>۷</sup> shafts and tunnels

مغارها به عنوان کاربردی از فضاهای زیر زمینی<sup>۱</sup>:

ناپوستگی‌های موجود در سنگ نقش و نقش عمده ای در طراحی سازه‌های زیر زمینی دارد. در حفر مغارها حفاری لز بالا به پایین صورت می‌گیرد و نصب نگهداری و تقویت سنگ سقف راحت تر انجام می‌شود. با توجه به رفتار سنگ باید از نگهداری‌هایی استفاده شود که از خود سنگ برای نگهداری سنگ استفاده کرد.

معدن کاری<sup>۲</sup>:

شکل ماده معدنی ما را به دنبال خودش می‌کشد تا ماکزیمم بازیابی را داشته باشیم. روش استخراج و نگهداری باید انتخاب شود که بیشترین انطباق را با سنگ داشته باشد و قسمت‌های باقی گذاشته از ماد معدنی (لنگه‌ها) هم کمک کننده نگهداری هستند.

انرژی زمین گرمایی<sup>۳</sup>:

منطقه ای از پوسته زمین که درزه دار است و حرارت زمین در آنجا بالا است (زون‌هایی که سنگ‌ها در آن اعماق، دمای بالایی دارند) باید شناسایی شوند و توسط گمانه‌هایی که در آن منطقه حفر می‌شود، آب سرد به پایین فرستاده می‌شود و بخار آب از گمانه مجاور استحصال شده و برای چرخاندن پره‌های توربین در نیروگاه و ... بکار برده می‌شود (در کشور ایسلند کار زیادی در این زمینه انجام شده است. در ایران هم پروژه نیروگاه زمین گرمایی مشگین شهر در دامنه‌های کوه سبلان در حال انجام مراحل حفر چاه‌های دسترسی به زون زمین گرمایی هستند.) این مورد جزو کاربردهای جدید مکانیک سنگ است و جای کار بسیاری دارد.

دفن کردن زباله‌های اتمی (راديو اکتیو)<sup>۴</sup>:

مواد باقیمانده نیروگاه‌های هسته‌ای به عنوان زباله‌های اتمی دارای عمر زیادی هستند و باید این مواد را با کمترین ضرر و زیان از بین برد. یکی از بهترین راه‌ها دفن و انبار کردن آنها در زیر زمین است. این مواد (زباله‌های اتمی) را در بشکه‌های فولادی مقاوم در مقابل دماهای بالا (به علت اینکه این مواد دارای دماهای بالای حدود ۳۰۰ تا ۴۰۰ درجه سانتی گراد هستند) و درون سنگ‌های سخت و سنگ‌هایی که در مقابل گرما

<sup>۱</sup> cavern-use of underground space

<sup>۲</sup> Mining

<sup>۳</sup> Geothermal energy

<sup>۴</sup> radioactive waste disposal

مقاومت خوبی دارند (مثل گرانیت‌ها)، در زیر زمین به نحوی انبار می‌شوند که آبهای جاری و زیر زمینی را آلوده نکنند و اگر در آینده امکان تصفیه این زباله‌ها فراهم شود، بتوان آنها را تصفیه کرد. در کشور فرانسه کارهای خوبی در استفاده از انرژی هسته‌ای برای تولید برق صورت گرفته است، بطوریکه حدود ۸۰٪ برق این کشور از نیروگاه‌های هسته‌ای تأمین می‌شود. در کشور مجارستان هم فضاهاى زیر زمینی‌ای در سنگ‌های گرانیتی، برای دفن زباله‌های اتمی در حال ساخت است. به صورتیکه اطاقک‌های زیادی درون زمین به صورت موازی حفر می‌کنند و زباله‌های اتمی را در آنها انبار می‌کنند.

خواص ماده سنگ و ناپیوستگی‌ها را باید بررسی کنیم و برآورد خوبی از آنها داشته باشیم و در مورد نگهداری باید برآورد خوبی از بار داشته باشیم و قطعیت در این برآوردها کم است. در یک بررسی که اخیراً توسط جان هاریسون<sup>۱</sup> انجام شده است، بازه‌ای برای نگهداری پروژه‌های مختلف پیشنهاد شده است.

### روش‌های تعیین خواص توده سنگ عبارتند از :

(۱) روش‌های مستقیم<sup>۲</sup> :

الف) آزمایش‌های برجا<sup>۳</sup>

ب) آزمایش‌های آزمایشگاهی<sup>۴</sup>

(۲) روش‌های غیر مستقیم<sup>۵</sup> :

الف) ترکیب تئوری و تجربه<sup>۶</sup>

ب) ترکیب خواص ماده سنگ و توده سنگ با روش‌های تحلیلی و عددی.

ج) آنالیز برگشتی

اکنون توضیحات بیشتری در مورد این روش‌ها داده می‌شود:

<sup>۱</sup> John-P.Harrison (۲۰۰۳)

<sup>۲</sup> Direct Methods

<sup>۳</sup> laboratory tests

<sup>۴</sup> In situ tests

<sup>۵</sup> Indirect Methods

<sup>۶</sup> Empirical or theoretical correlation

(a) روش‌های آزمایشگاهی موجود برای بدست آوردن خواص ماده سنگ و توده سنگ:

(۱) کاراکتریزه کردن<sup>۱</sup>:

- تخلخل<sup>۲</sup>، تراکم<sup>۳</sup>، آب محتوی<sup>۴</sup>
- هوازگی<sup>۵</sup>
- سختی چکش اشمیت<sup>۶</sup> و اسکلورواسکوپ<sup>۷</sup>
- مقاومت در مقابل سایش<sup>۸</sup>
- اندیس مقاومت بار نقطه‌ای<sup>۹</sup>
- مقاومت فشاری تک محوره و تغییر شکل پذیری<sup>۱۰</sup>
- آزمایش پایداری (دوام) در مقابل تورم و قرار گیری در آب<sup>۱۱</sup>
- آزمایش سرعت عبور صوت<sup>۱۲</sup> که یک روش ژئوفیزیکی و یک تست بدون تخریب است.
- مطالعه سنگ شناسی<sup>۱۳</sup>

(۲) طراحی مهندسی<sup>۱۴</sup>:

- مقاومت فشاری سه محوره و تغییر شکل پذیری<sup>۱۵</sup>
- آزمایش جعبه برش<sup>۱۶</sup>
- آزمایش مقاومت کششی<sup>۱</sup>

---

<sup>۱</sup> Characterization

<sup>۲</sup> porosity

<sup>۳</sup> density

<sup>۴</sup> water content

<sup>۵</sup> Absorption

<sup>۶</sup> hardness Schmidt rebound

<sup>۷</sup> Shore scleroscope

<sup>۸</sup> resistance to abrasion

<sup>۹</sup> point load strength index

<sup>۱۰</sup> uniaxial compressive strength and deformation

<sup>۱۱</sup> swelling and slake durability

<sup>۱۲</sup> sound velocity

<sup>۱۳</sup> petrography description

<sup>۱۴</sup> Engineering design

<sup>۱۵</sup> triaxial compressive strength and deformation

<sup>۱۶</sup> direct shear test

- آزمایش نفوذ پذیری<sup>۲</sup>
- ویژگی‌های وابسته به زمان و پلاستیک<sup>۳</sup>

(b) تست‌های آزمایشگاهی<sup>۴</sup> :

(۱) کاراکتریزه کردن<sup>۵</sup> :

- discontinuity orientation, spacing, persistence, wall (and block size, number of sets strength) aperture, filling seepage
- میزان بازیابی مغزه<sup>۶</sup>
- چاه پیمایی<sup>۷</sup>
- آزمایش برجای سرعت عبور صوت<sup>۸</sup>

(۲) طراحی مهندسی<sup>۹</sup> :

- (plate and borehole deformability tests)
- آزمایش برجای مقاومت فشاری یک محوره و سه محوره و تغییر شکل
- آزمایش برش (مستقیم، پیچشی)
- اندازه‌گیری نفوذ پذیری درجا
- تعیین تنش‌های درجا

در اعماق زیاد زمین مسأله‌ای که مهمتر از همه است، تنش‌های موجود است و چون مدل کردن تنش‌ها خیلی سخت است به این علت از موارد ذکر شده در بالا استفاده می‌کنند.

---

<sup>۱</sup> tensile strength test

<sup>۲</sup> permeability

<sup>۳</sup> time dependent and plastic properties

<sup>۴</sup> In situ test

<sup>۵</sup> Characterization

<sup>۶</sup> drill core recovery(CR), rock quality designation (RQD)

<sup>۷</sup> geophysical borehole logging

<sup>۸</sup> In situ sound velocity

<sup>۹</sup> Engineering design

## نحوه بدست آوردن خصوصیات مکانیکی سنگ:

در این مورد دو مثال را بررسی می کنیم.

الف) معدن روباز فیمیستون<sup>۱</sup> در استرالیای غربی.

ب) پی سد اروس<sup>۲</sup> در کشور ترکیه.

---

<sup>۱</sup> Fimiston  
<sup>۲</sup> Urus Dam

## روش های برداشت خواص توده سنگ:

الف) روش مستقیم:

- برجا: مانند دلاتومتری، بارگذاری صفحه ای، ... (انجام این آزمایشات مشکل و گران است).
- آزمایشگاهی:

روش مستقیم دارای محدودیت هایی است به طوری که در صورت تغییر حجم توده سنگ، تعداد ناپیوستگی ها تغییر می کنند. راهکار این قضیه این است که: مسیرهای تنش در جهت های مختلف بارگذاری شوند و مقاطع با مساحت های مختلف از نمونه تهیه کرده و آزمایش کنیم.

ب) روش غیر مستقیم:

- روش های تجربی<sup>۱</sup>
- درون یابی<sup>۲</sup>
- ترکیبی از خواص ماده سنگ و ناپیوستگی ها با استفاده از روش های عددی<sup>۳</sup>
- روش های تحلیل برگشتی

تمام روش های غیر مستقیم با مشاهدات صحرائی یا اندازه گیری صورت می گیرند و به علت محدودیت روش های مستقیم، کاربردشان افزایش یافته است. روش های غیر مستقیم نه تنها برای تعیین خواص سنگ، بلکه برای کنترل و چک کردن نتایج آزمایشات نیز استفاده می شود. زیرا نتایج حاصل از داده های آزمایشگاهی و برجا مطابقتی با هم ندارند و یا با سایر داده ها همسانی ندارند، لذا روش های غیر مستقیم را می توان برای کنترل داده های حاصل از آزمایشات بکار گرفت و دلایل عدم انطباق نتایج را بررسی کرد.

---

<sup>۱</sup> Experimental  
<sup>۲</sup> Interpolate  
<sup>۳</sup> Numerical Method



## مثال (۱):

یک بررسی در مورد مقاومت برشی درزه‌های سنگ، در یک معدن روباز بنام فیمیستون<sup>۱</sup> در استرالیا غربی انجام شده است. در برداشت صورت گرفته در این معدن و با استفاده از مطالعات برجا، چهار گروه درزه به دست آمده است.

گروه ۱: کلاً بصورت زبر<sup>۲</sup>، سطح مسطح<sup>۳</sup>، تمیز<sup>۴</sup>، بصورت موضعی با کوارتز پر شده است و متوسط جهت و شیب آنها ۲۷۱/۶۵ درجه است.

گروه ۲: درزه‌های زبر، مسطح، موج<sup>۵</sup>، با پرکنندگی منظم کوارتز، که متوسط جهت و شیب آنها ۳۰۶/۰۲ درجه است.

گروه ۳: این گروه نیز دارای درزه‌های زبر، مسطح، با پرکنندگی منظم کوارتز، که متوسط جهت و شیب آنها ۳۲۳/۸۲ درجه است.

گروه ۴: شامل درزه‌های کاملاً جوش خورده به وسیله مواد پرکننده، دارای سطح زبر و موج که شامل رگه‌های کوارتزی است که درزه‌ها را پر کرده است. متوسط جهت و شیب این گروه درزه ۰۰۱/۸۶ درجه است.

برای طراحی این معدن نیاز به یک سری داده‌های مربوط به ناپیوستگی‌ها است که این امر در دیواره شرقی معدن روباز صورت گرفته است. برای این منظور از معیار مقاومت برشی بارتون استفاده شده است. برای بکارگیری این معیار، سه پارامتر ورودی زیر باید تعیین شود.

$JRC$ : ضریب زبری ناپیوستگی‌ها

$JCS$ : مقاومت سنگ دیواره‌های درزه

$\varphi_r$ : زاویه اصطکاک باقیمانده درزه

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan\left(JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_r\right)$$

<sup>۱</sup> Fimiston

<sup>۲</sup> Rough

<sup>۳</sup> Planar

<sup>۴</sup> Clean

<sup>۵</sup> Undulating

مقادیر  $JRC$  برای چهار گروه درزه در حین برداشت به روش برداشت خطی<sup>۱</sup> و با استفاده از مغزه نگاری‌های حاصل از عملیات گمانه‌زنی بدست آمده که در جدول زیر آورده شده است.

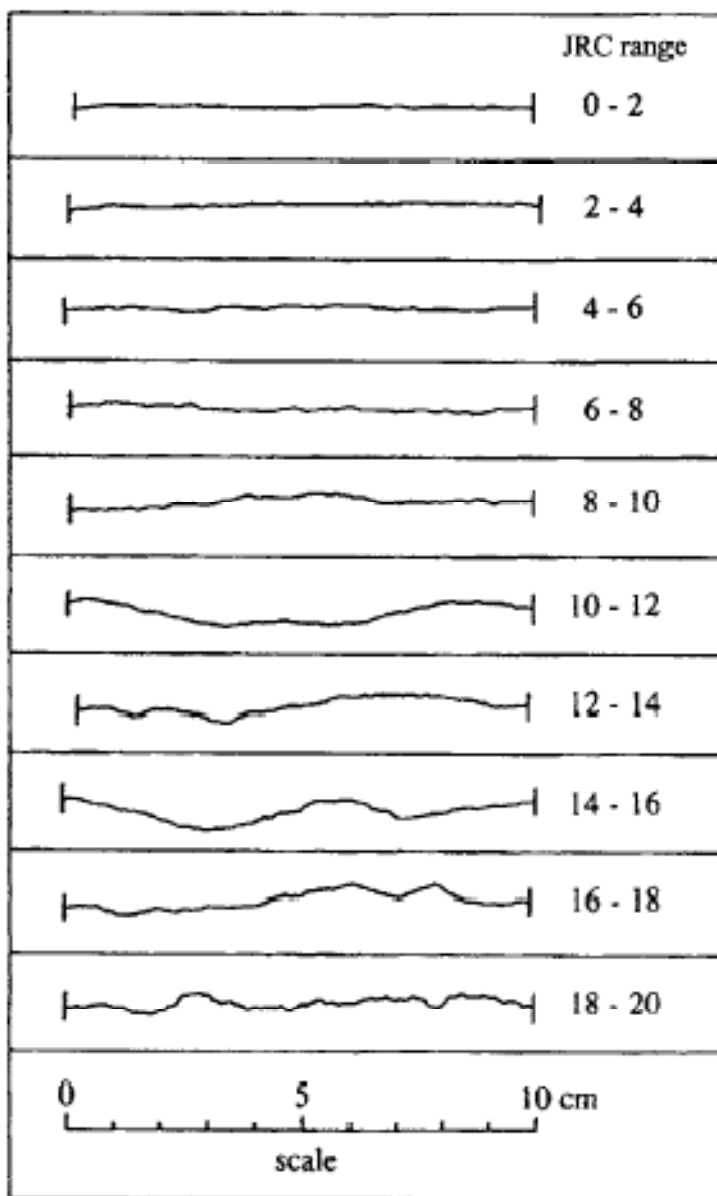


Fig. 6.6 Typical discontinuity roughness profiles and associated JRC values (after Barton & Choubey, 1977).

<sup>۱</sup> scan line

از آنجا که در دیواره درزه‌های برداشت شده در منطقه مورد مطالعه، آثاری از هوازدگی مشاهده نمی‌شود،  $JCS$  معادل مقاومت فشاری تک محوره در نظر گرفته می‌شود، که با استفاده از روش چکش اشمیت است. روش دیگر به صورت چشمی است که اگر با چکش زمین شناسی به سنگ ضربه بزنیم، به جای صدای زیر، صدای بم از آن بلند می‌شود.

مقادیر تخمین زده شده برای  $JCS$  و  $JRC$  در جدول زیر آورده شده است.

Table 1.5 Estimated values of JRC and JCS for the four main discontinuity sets (from Wines & Lilly, 2003).

Parameter	Statistic	Paringa Basalt			Golden Mine Dolerite			
		Set 1	Set 2	Set 4	Set 1	Set 2	Set 3	Set 4
JRC	Mean	6.4	7.1	4.7	7.8	7.3	5.9	7.0
	SD	3.0	2.9	2.9	2.7	2.3	2.2	3.1
	Min	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	Max	14.0	12.0	10.0	16.0	14.0	10.0	14.0
JCS (MPa)	Mean	86.9	86.9	86.9	95.9	95.9	95.9	95.9
	SD	28.9	28.9	28.9	34.4	34.4	34.4	34.4
	Min	43.7	43.7	43.7	34.3	34.3	34.3	34.3
	Max	156.5	156.5	156.5	156.3	156.3	156.3	156.3

از آنجا که ناپیوستگی‌های مورد مطالعه در منطقه مورد نظر، نرمی دیواره در اثر هوازدگی نداشته‌اند، لذا می‌توان  $\varphi_r$  را معادل  $\varphi_b$  (زاویه اصطکاک پایه<sup>۱</sup> در نظر گرفت.

زاویه اصطکاک اولیه  $\theta$  را می‌توان با استفاده از روش‌های زیر به دست آورد:

الف) آزمایش برش مستقیم در امتداد سطح درزه‌های صاف و بریده شده توسط اره.

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \cdot \frac{R_n(L), disc}{R_n(L), Rock}$$

که در آن:

$\varphi_b$ : زاویه اصطکاک پایه یا اولیه برای ماده سنگ است.

<sup>۱</sup> basic fraction angle

$R_n(L), disc$  و  $R_n(L), Rock$ : عبارتند از شمارهٔ سختی  $R_n$  چکش اشمیت نوع  $(L)$ ، به ترتیب بر

روی ناپیوستگی‌ها و ماده سنگ تازه. پس اگر هوازدگی نداشته باشیم، داریم:  $\varphi_r = \varphi_b$

(ب) با استفاده از آزمایش Tilt بر روی مغزه‌هایی که با استفاده از معادله مربوطه به دو قسمت تقسیم شده‌اند.

زاویهٔ سطح شیب‌دار  $\theta$  را تا جایی تغییر می‌دهیم که جسم دوم بر روی جسم اول بلغزد.

$$\varphi_b = \text{Arctan}(1.155 \cdot \tan \theta)$$

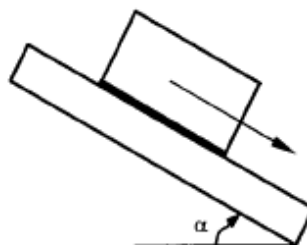


Fig. 6.8 Tilt test to measure the tilt angle  $\alpha$  (after Barton & Bandis, 1990).

(ج) با استفاده از داده‌های نتایج در منابع مختلف (جدول ۶-۷).

Table 6.7 Basic friction angles  $\phi_b$  for different rocks (after Barton & Choubey, 1977).

Rock	$\phi_b$ dry (degrees)	$\phi_b$ wet (degrees)
Sandstone	26 - 35	25 - 34
Siltstone	31 - 33	27 - 31
Limestone	31 - 37	27 - 35
Basalt	35 - 38	31 - 36
Fine-grained granite	31 - 35	29 - 31
Coarse-grained granite	31 - 35	31 - 33
Gneiss	26 - 29	23 - 26
Slate	25 - 30	21
Dolerite	36	32
Porphyry	31	31
Shale		27
Chalk		30
Amphibolite	32	

مقادیر برآورد شده برای زاویه اصطکاک پایه در جدول زیر ارائه شده است. می‌توان دریافت که مقادیر حاصل از سه روش مزبور، مطابقت خوبی با هم دارند. به غیر از مقدار حاصل از روش Tilt برای بازالت‌های paringa که مقدار بیشتری را برای  $\phi_b$  نشان می‌دهند.

Table 1.6 Estimated values of the basic friction angle  $\phi_b$  (from Wines & Lilly, 2003).

Rock	Direct shear testing				Tilt testing				Values from Table 6.7
	Mean	SD	Min	Max	Mean	SD	Min	Max	
Paringa Basalt	36.9	2.0	32.9	39.4	39.6	1.1	37.4	42.1	35-38
Golden Mine Dolerite	34.2	1.5	32.0	36.0	36.3	1.4	32.6	40	36

مثال (۲):

در مورد تحقیق مقاومت و شکل پذیری توده سنگ در محل احداث سدّی به اسم اروس در ترکیه، در منطقه ای بر روی سنگ‌های ولکانیک با سن نئوژن که بر روی رسوبات کوارتزی قرار گرفته است. سنگ‌های ولکانیک شامل: آندزیت، بازالت، توف است. (شکل ۱-۴ و ۱-۵)

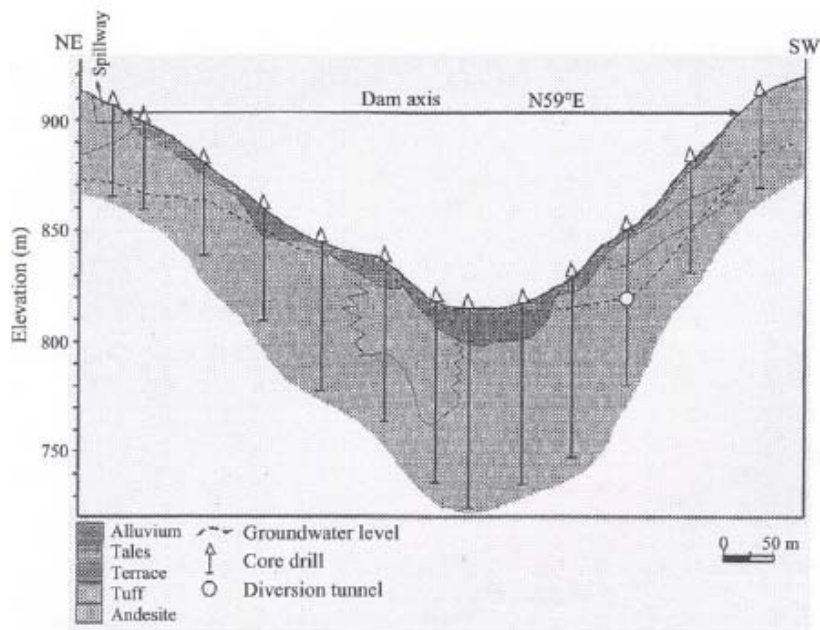


Fig. 1.4 Geological cross-section along dam axis at the Urus Dam site (from Ozsan & Akin, 2002).

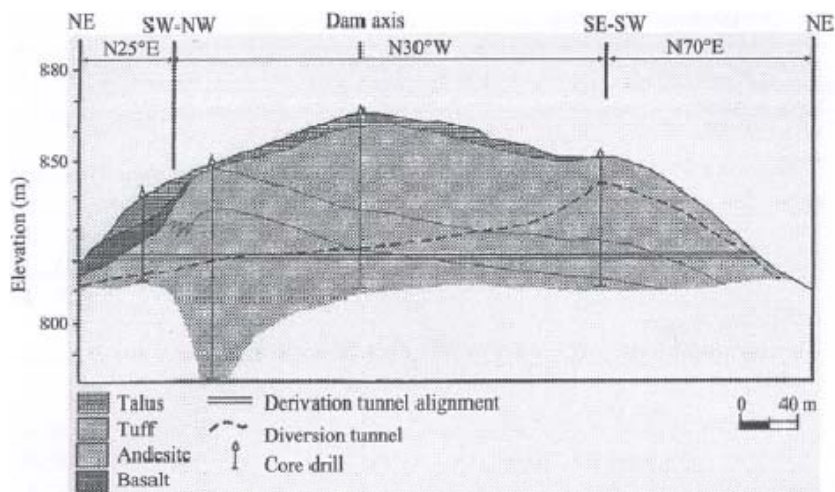


Fig. 1.5 Geological cross-section of the diversion tunnel alignment at the Urus Dam site (from Ozsan & Akin, 2002).

در برداشته‌های مربوط به ناپیوستگی‌ها نتایج حاصل به صورت جدول زیر برداشت شده است. (جدول ۱-۷)

Table 1.7 Quantitative descriptions and statistical distributions of discontinuities of basalt and andesite at the Urus Dam site (from Ozsan & Akin, 2002).

	Range	Description	Distribution (%)	
			Basalt	Andesite
Spacing (mm)	< 20	Extremely close	4	-
	20-60	Very close	47	26
	60-200	Close	32	51
	200-600	Moderate	17	23
Persistence (m)	1-3	Low	17	13
	3-10	Medium	59	47
	10-20	High	24	40
Aperture <sup>a</sup> (mm)	0.25-0.5	Partly open	26	31
	0.5-2.5	Open	55	54
	2.5-10	Moderately wide	19	15
Roughness	1 <sup>b</sup>	0-2 <sup>c</sup>	25	23
	2	2-4	33	36
	3	4-6	19	25
	4	6-8	13	8
	5	8-10	10	8

<sup>a</sup> Aperture of discontinuities contains mostly limonite, hematite and clay infilling materials.

<sup>b</sup> Roughness profile numbers.

<sup>c</sup> JRC values.

برای مشخص کردن ناپیوستگی‌ها از درزه داری در سطح بر اساس دستور العمل ISRM و در مجموع ۳۹۹ ناپیوستگی برداشت شده است و ۳۷۲ تا از آنها در کناره سمت چپ سد هراار دارند. ۲۷ تا از آنها در کناره سمت راست سد قرار گرفته اند.

سه گروه درزه اصلی در دیواره سمت چپ با مشخصات ۳۳۳/۸۷، ۳۳۵.۲/۲۹، ۰۷۹/۳۰ درجه در کناره سمت چپ، و دو گروه درزه با مشخصات ۱۴۶/۷۵ و ۲۷۷.۳/۶۰ در کناره سمت راست مشخص شده اند.

(جدول ۱-۸) توزیع آماری ناپیوستگی‌ها و برخی از مشخصات آنها را در داخل بازالت و آندزیت نشان می‌دهد. از آنجا که در برداشت ناپیوستگی‌ها مشخص شده است که توف از متوسط تا شدید هوازده است، لذا از

طرف دیگر گمانه‌های اکتشافی برای شناسایی شرایط سد و برای بدست آوردن نمونه‌های آزمایشگاهی در محور سد انجام شده است و RQD و TCR (درصد مغزه دریافتی) برای قسمت‌های مختلف سد بدست آمده است، که مقادیر آنها در جدول ۸ داده شده است.

Table 1.8 Average RQD and TCR values obtained from core drilling at the Urus Dam site (from Ozsan & Akin, 2002).

Location	Andesite		Basalt		Tuff	
	RQD (%)	TCR (%)	RQD (%)	TCR (%)	RQD (%)	TCR (%)
Left bank	59	93	-	-	34	79
Dam axis	46	85	-	-	10	94
Right bank	35	100	-	-	34	87
Diversion tunnel	52	100	15	58	8	75
Spillwa	38	83	-	-	0	75

آزمایشات آزمایشگاهی مختلفی برای تعیین خواص فیزیکی و مکانیک سنگی انجام شده که نتایج آنها در جدول ۹ داده شده است.

Table 1.9 Laboratory test results of rocks at the Urus Dam site (from Ozsan & Akin, 2002).

Parameter	Andesite		Basalt		Tuff	
	Range	Average	Range	Average	Range	Average
Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	21.6-25.5	23.7	22.1-25.7	24.0	18.8-21.5	19.9
Porosity (%)	3.26-4.13	3.73	3.03-3.54	3.29	12.5-18.6	16.1
Unconfined compressive strength (MPa)	40-148	93	64-249	142	17-33	24
Tensile strength (MPa)	7.55-9.60	8.58	6.20-8.30	7.25	0.75-2.94	1.97
Cohesion (MPa)		9.72		10.81		9.29
Internal friction angle (°)		53.21		43.18		36.77
Elastic modulus (GPa)		41.9		40.0		11.6
Poisson's ratio		0.22		0.30		0.21

برای تخمین مقاومت توده سنگ و شکل پذیری آن مقادیر GSI توده سنگ توسط هوک با استفاده از مقایسه کمی داده شده در جدول مربوط به GSI اصلاح شده توسط سونمز و اولوسی<sup>۱</sup> در جدول ۱۰ مقادیر تخمین زده

<sup>۱</sup> Sonmez and Ulusay



شده  $GSI$  را نشان می‌دهد. برای محاسبه مقاومت توده سنگ در این محل از معیار هوک و براون استفاده شده است و مقادیر  $a, s, m_b$  با استفاده از روابط مربوطه بدست آمده است. صریب مربوط به ماده سنگ از جدول ارائه شده توسط هوک و براون انتخاب شده است و مقادیر مقاومت فشاری تک محوره  $\sigma_c$  با در نظر گرفتن  $\sigma_c = 0$  بدست آمده است. همچنین مدول شکل پذیری توده سنگ در این محل با استفاده از روش زیر بدست آمده است.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

• اگر  $GSI > 25$  باشد، آنگاه:

$$m_b = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \cdot m_i, \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right), \quad a = 0$$

• اگر  $GSI < 25$  باشد، آنگاه:

$$m_b = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \cdot m_i, \quad s = 0, \quad a = 0.65 \frac{GSI}{200}$$

پارامتر  $m_i$  برای سنگ بکر<sup>۱</sup> است.

با توجه به فرمول بالا اگر  $\sigma'_3 = 0$  باشد، داریم:

$$\sigma'_1 = \sigma_c \cdot (m_b + s)^a$$

و مدول شکل پذیری<sup>۲</sup> برابر است با:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^4 \cdot \left(\frac{GSI - 10}{40}\right) \quad (GPa)$$

<sup>۱</sup> intact rock

<sup>۲</sup> deformation modulus

## شرایط محیط زمین شناسی<sup>۱</sup>

با نگاه کلی که به مصالح زمین (سنگ) انداخته می‌شود، رخدادهایی که در دوران‌های زمین شناسی برای سنگها اتفاق افتاده (با توجه به عمر زیاد سنگ‌ها)، می‌تواند به صورت: مکانیکی، ترمال (گرمایی)، و شیمیایی باشد. لذا در اینجا موضوع تأثیر رخدادهای زمین شناسی را بررسی می‌کنیم.

### سنگ به عنوان یک ماده مهندسی:

اغلب سنگ دارای پارامترها یا متغیرهای زیادی است. در بررسی‌ها کیفیت سنگ باید مد نظر قرار گیرند. با توجه به خواص مواد، شرایط اولیه زمین و اهداف مهندسی پروژه باید ارتباط برقرار کنیم.

### اولین اطلاعات مورد نیاز برای طراحی پروژه‌های سنگی:

الف) اطلاعات زمین شناسی:

دگرگونی یا دگرسانی سنگ‌ها، شکستگی‌ها و درزه و گسل‌های بزرگ و کوچک مقیاس و هر گونه پارامتر زمین شناسی که با فعالیت‌های مربوط به پروژه ارتباط دارند، باید بررسی شوند. جنبه‌های دیگری از زمین وجود دارند که در مراحل اصلی ساخت یک سازه (طراحی، ساخت، عملکرد یا بهره‌برداری) مهندسی می‌توانند تأثیر گذار باشند. مثال‌هایی از این شرایط خاص عبارتند از:

- غارهای انحلالی بزرگ در مناطق کارستی<sup>۲</sup>.
- وجود مسیر درّه‌های مدفون در پروژه تونل سازی<sup>۳</sup>.
- آب بردگی لایه‌های زغالی در پروژه‌های معدنکاری زیر زمینی<sup>۴</sup>.
- زون‌های شکستگی بزرگ در سنگ‌های گرانیتی در پروژه دفن زباله‌های هسته‌ای.

اهمیت ساختارهای سنگی (مثل وجود شکستگی‌های بزرگ مقیاس مانند گسل‌ها و کوچک مقیاس مانند میکرو درزه‌ها<sup>۱</sup> در ساخت سازه‌های مهندسی باعث می‌شود سنگ از حالت ماده ایده آل دور شود. مثل معدن

---

<sup>۱</sup> Geological setting  
<sup>۲</sup> cavern  
<sup>۳</sup> buried valley  
<sup>۴</sup> washout

مسی در شیلی، که دارای طول چندین کیلومتر و عمقی حدود کیلومتر است. در مهندسی نفت نیز با چاههایی به قطر چندین ده سانتی‌متر و عمق چندین کیلومتر رو به رو هستیم. لذا در چنین شرایطی تعبیر و تفسیر عکس‌العمل سنگ و سازه از نظر اندازه و شکل از دیدگاه مهندسی سنگ، پیچیده و مشکل است و باعث می‌شود که مهندسی سنگ به عنوان یک رشته منحصراً به فرد تبدیل شود.

استفاده از مکانیک سنگ در مهندسی سازه‌های سنگی، هم علم و هم هنر است، تا اینکه بتوان به کمک آن مشکلات را حل کرد.

در حین ساخت یک سازه ما تعیین‌کننده خواص سنگ نیستیم و فشارهای وارده به سنگ نیز از طرف ما تعیین نمی‌شود، در نتیجه خواص سنگ خارج از حیطه اختیارات ما است.

محیط طبیعی سنگ نیز علاوه بر خواص سنگ می‌تواند تأثیر بسزایی در کارهای مهندسی داشته باشد. به طور کلی این تأثیر توسط محل اجرای پروژه مهندسی سنگ کنترل می‌شود. یعنی تصمیم در مورد اینکه آیا سازه مستقیماً بر روی سطح اجرا شود، یا با انجام عملیات گود برداری در سطح انجام شود، یا سازه در زیر زمین ساخته شود، و یا اینکه در بعضی از سازه‌های مهندسی هر سه این موارد با هم در نظر گرفته می‌شوند (مثل سازه‌های نیروگاه‌هایی برق آبی)، بستگی به محیط اجرای پروژه دارد.

ناپیوستگی‌های موجود در سنگ، پایداری سازه‌های کم عمق و یا نزدیک به سطح را کنترل می‌کند و تنش‌های اولیه درجا، پایداری سازه‌های عمیق را کنترل می‌کنند.

به عنوان مثال پایداری پی یک سد، به پایداری و نفوذ ناپذیری سنگ‌های زیر پی بستگی دارد که در اصل توسط طبیعت و یا نوع و شکل ناپیوستگی‌های به سنگ دیکته می‌شود. این امر همچنین در پایداری حفریات سطحی (گود برداری‌ها) و سقف و دیواره‌های حفاری‌های کم عمق نیز صدق می‌کند. در صورتی که در اعماق متوسط در سنگ‌های ضعیف و در شرایط تنش متوسط، به عنوان مثال حفر تونل کانال<sup>۲</sup> بین کشور انگلستان و فرانسه، و همچنین در اعماق زیاد زمین و در داخل سنگ مثل معادن طلای کشور آفریقای جنوبی مقدار تنش‌های اولیه که در اثر عملیات حفاری تغییر یافته‌اند، می‌توانند مشکلات اساسی را در پایداری سازه ایجاد کنند.

---

<sup>۱</sup> micro-fissure

<sup>۲</sup> Channel Tunnel

از طرف دیگر، سازه‌های سنگی علاوه بر عوامل مذکور می‌توانند تحت تأثیر پارامترهای دیگری قرار گیرند، از جمله این که سنگ مورد نظر خشک و یا تر باشد، گرم و یا سرد (منجمد) باشد، مقاوم و یا لهیده<sup>۱</sup> باشد. به عنوان مثال بعضی از مواد مانند: سنگ گچ<sup>۲</sup> و گِل سنگ<sup>۳</sup> در تماس با آب (جذب آب) و یا در اثر خشکیدن (دفع آب)، تجزیه و خرد می‌شوند. یا ساخت سازه‌های مهندسی سنگ در مناطق سرد سیر<sup>۴</sup> یا قسمت یخ زده پوسته بالایی (سطح زمین) که سرمای بیرونی باعث یخ زدن سنگ‌ها در اعماق زمین شده و باعث ایجاد مشکل در ساخت سازه می‌شود، و یا در بعضی از معادن زغال سنگ انگلستان، آب زیر زمینی در دمای حدود نقطه جوش جریان دارند، و برای کار مشکلاتی به همراه دارند، تخریب القایی<sup>۵</sup> سنگ کمر بالا در گارگاه‌های جبهه کار بلند<sup>۶</sup>، وقتی که سنگ کمر بالا بسیار مقاوم است، یا گیر افتادن ماشین TBM در حین گذر از زون‌های لهیده<sup>۷</sup> در مناطق گسلی (مثل پروژه تونل انتقال آب قمرود) مشکلاتی است که از طرف محیط اجرای پروژه به ما تحمیل می‌شود. لذا شناسایی کلیه فاکتورهای زمین شناسی محل کار از کلیدهای اصلی موفقیت در تحقیقات برجا و همچنین تعبیر و تفسیر درست محیط توده سنگ در کارهای مهندسی است. دو نمونه از این شرایط در شکل ۶،۷ نشان داده شده است [۴].



Figure 2.6 Tunnel in mudstone which has deteriorated over a period of several years after excavation.

- 
- ۱ squeezing
  - ۲ Chalk
  - ۳ Mudstone
  - ۴ Permafrost Engineering
  - ۵ Inducing roof failure
  - ۶ Long Wall
  - ۷ Squeezing

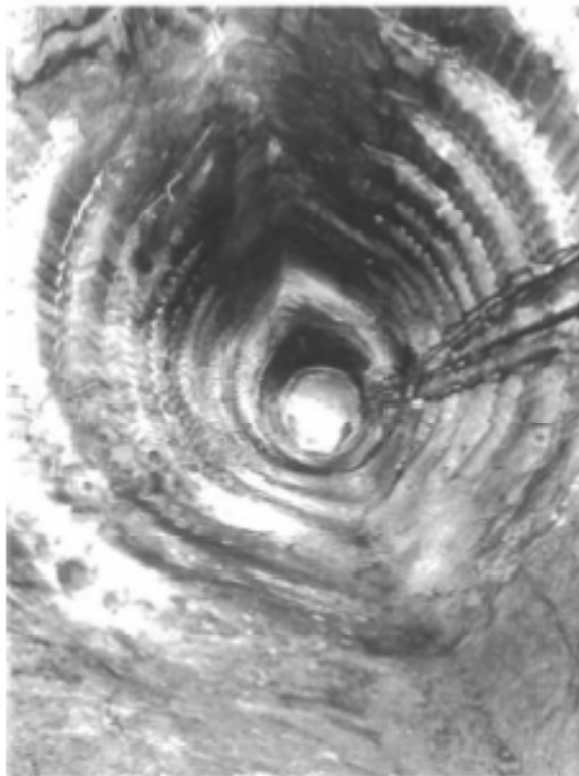


Figure 2.7 Tunnel deformation caused by high rock stresses at the Underground Research Laboratory, Manitoba, Canada.

با توجه به مفاهیم مکانیکی و مسائل مربوطه قبل از هر چیز ماده مورد نظر و نیروهای مؤثر بر آن را باید بررسی کنیم. در این خصوص با ماده سنگ سر و کار داریم که خود توسط ناپیوستگی‌ها قطع شده و ساختار سنگ<sup>۱</sup> را تشکیل می‌دهد.

از طرف دیگر سنگ پیش از این، تحت تأثیر تنش‌های درجا قرار گرفته است و عواملی دیگر مثل فشار آب منفذی و یا جریان آب و زمان نیز تأثیرشان بر روی تنش‌های اولیه افزوده شده و در همه این موارد تاریخچه زمین شناسی از طریق تغییر و دگرسانی سنگ و تغییر نیروهای وارده نقش خود را ایفا کرده و لذا مهندس بایستی از تأثیر فرآیندهای زمین شناسی بر روی موارد فوق آگاه باشد.

در اینجا سه موضوع مختلف در خصوص تأثیر فاکتورهای زمین شناسی بر روی توده سنگ بررسی می‌شوند:

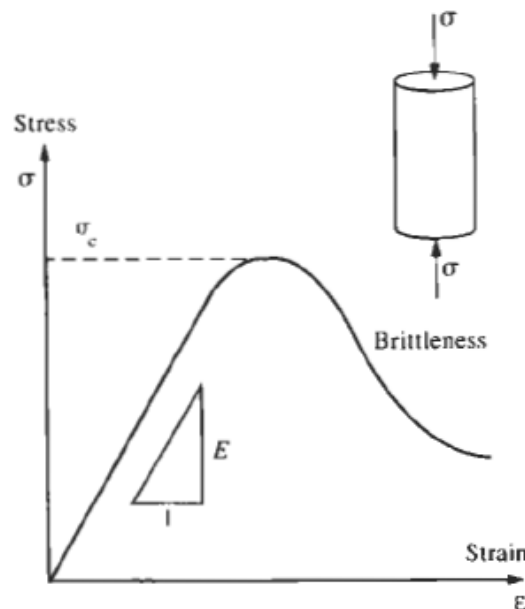
(۱) ماده سنگ<sup>۲</sup>: سنگی که حاوی شکستگی‌ها و ناپیوستگی‌های بزرگ مقیاس نباشد. ولی در کوچک مقیاس ماده سنگ دارای دانه‌هایی است که به شکل ساختارهای میکروسکوپی<sup>۱</sup> که تحت تنش‌های ناشی از

<sup>۱</sup> Rock Structure  
<sup>۲</sup> intact Rock

فرآیند ساخت سنگ به وجود آمده‌اند (نقاط مرزی دانه‌بندی و یا وجود اتصالات ضعیف). بنابراین میکرو ساختارهای سنگ و سیمان و نحوه چسبیدن دانه‌ها و کانی‌ها جزو عوامل تأثیر گذار بر شرایط ماده سنگ هستند.

اتفاقات زمین شناسی بعدی ممکن است خواص سنگ (مکانیکی و نفوذپذیری و هوازدگی) را تحت تأثیر قرار دهد و باعث چین خوردگی، گسلش، کشیدگی و ... شود.

یکی از بهترین داده‌هایی که رفتار ماده سنگ را توضیح می‌دهد، استفاده از منحنی تنش- کرنش در آزمایش مقاومت فشاری تک محوره است. در اینجا فقط به نشان دادن اهمیت تأثیر ساختارهای میکروسکوپی سنگ در رفتار آن بسنده می‌شود. شکل ۲-۸ منحنی تنش- کرنش سنگ را در آزمایش فشاری تک محوره نشان می‌دهد.



**Figure 2.8** Complete stress–strain curve illustrating the stiffness (or modulus,  $E$ ), the strength,  $\sigma_c$ , and brittleness.

در اینجا می‌توان بعضی از خصوصیات ماده سنگ را دید:

- مدول الاستیسیته (E) سنگ (شیب منحنی تنش- کرنش قبل از نقطه شکست). هر چه مقدار (E) بیشتر باشد، جسم صلب‌تر<sup>۲</sup> است و قسمت اول این منحنی پر شیب تر خواهد بود و در حالت عکس، یعنی اگر مدول الاستیسیته کم باشد، جسم نرم‌تر<sup>۱</sup> و قسمت اول نمودار خوابیده‌تر است.

<sup>۱</sup> microstructure  
<sup>۲</sup> stiff

۲) مقاومت سنگ ( $\sigma_c$ ): حداکثر تنش است که سنگ می‌تواند تحمل کند.

۳) شیب قسمت افتان منحنی، یا شیب قسمت بعد از تغییر شکل یا شکست<sup>۲</sup>: شیب قسمت افتان در اصل به عنوان معیاری برای تردی و شکنندگی شکل سنگ در نظر گرفته می‌شود. اگر مقدار تنش ثابت بماند و کرنش همچنان ادامه یابد، جسم را شکل پذیر<sup>۳</sup> گویند. و اگر رفتار جسم تحت کرنش ثابت، تنش افتان داشته باشد، آنگاه جسم شکننده<sup>۴</sup> است.

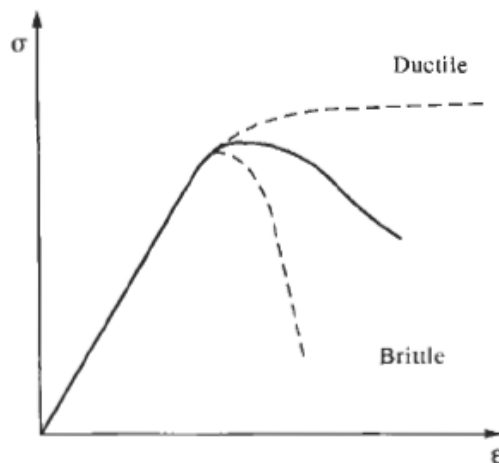


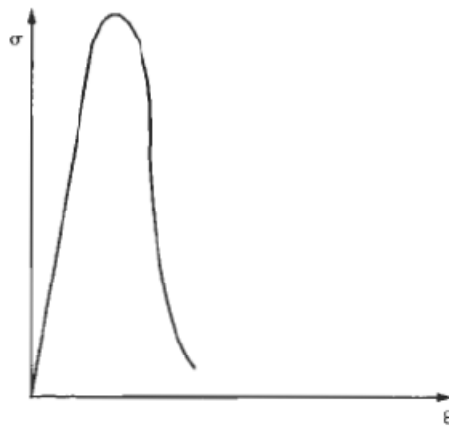
Figure 2.9 Illustration of the difference between a brittle material and a ductile material.

در عمل برای منحنی تنش - کرنش شرایط بسیار پیچیده‌ای وجود دارد، از جمله داشتن شرایطی که از آنها به سخت شوندگی کرنش<sup>۵</sup> و یا نرم شوندگی کرنش<sup>۶</sup> تعبیر می‌کنیم.

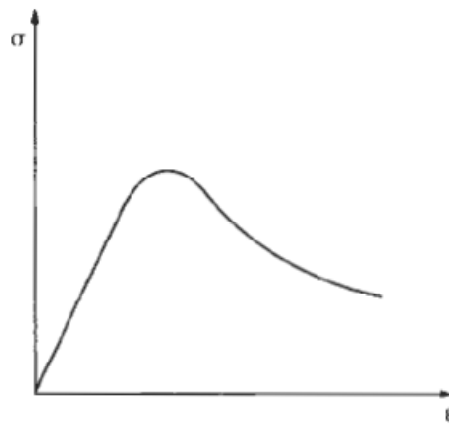
وقتی یک ماده، الاستیک حقیقی باشد، جذب انرژی نخواهد داشت و به بارگذاری به صورت لحظه‌ای و آنی عکس العمل نشان می‌دهد. به عبارت دیگر می‌تواند هر مقدار تنش را تحمل کند. در صورتی که سنگ به این صورت رفتار کند و با فرض اینکه بتوان در داخل این سنگ حفاری کرد، در چنین شرایطی در مورد حفاری و نگهداری فضا در چنین سنگی مشکلی به وجود نمی‌آید و نیازی به نگهداری فضا نیست. ولی اگر سنگ بشکند و منحنی تنش - کرنش آن دارای خواص بعد از شکست باشد، پیامد این موضوع این است که:

---

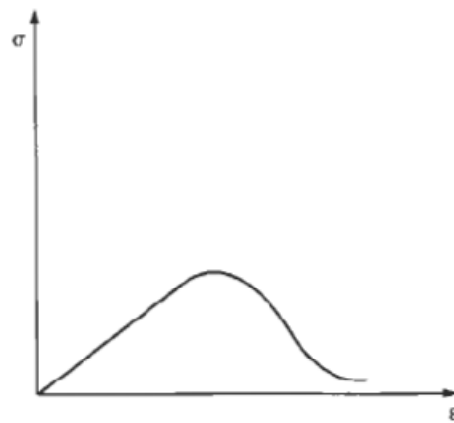
<sup>۱</sup> soft  
<sup>۲</sup> post failure  
<sup>۳</sup> Ductile  
<sup>۴</sup> Brittleness  
<sup>۵</sup> Strain hardening  
<sup>۶</sup> strain softening



**Figure 2.10** Complete stress-strain curve for basalt—high stiffness, high strength, very brittle.

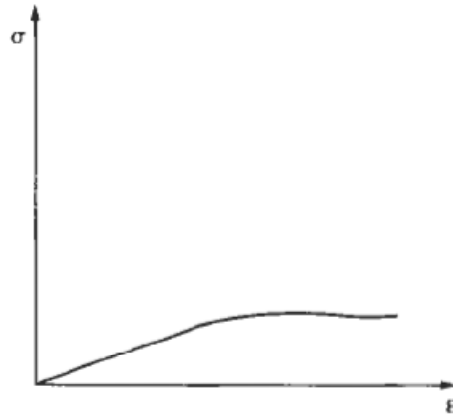


**Figure 2.11** Complete stress-strain curve for limestone—medium stiffness, medium strength, medium brittleness.



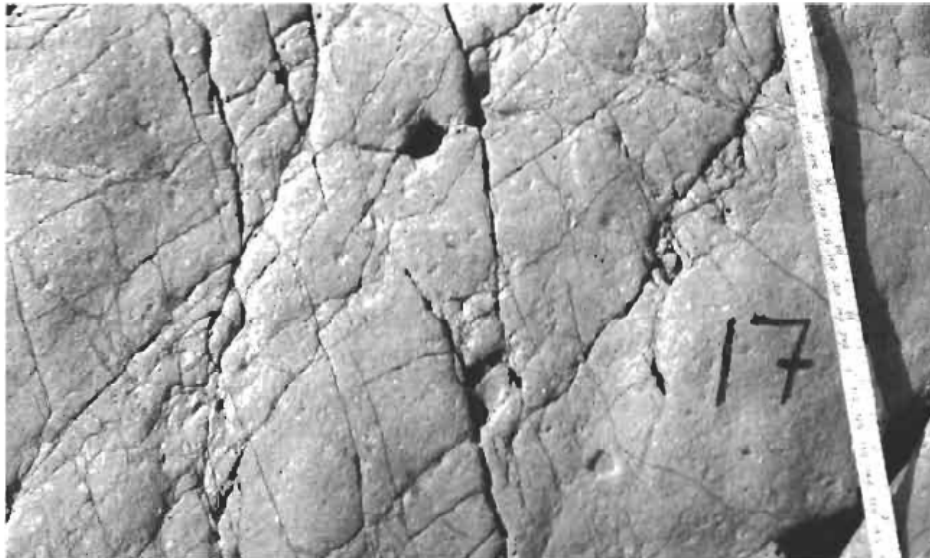
**Figure 2.12** Complete stress-strain for chalk—low stiffness, low strength, quite brittle.





**Figure 2.13** Complete stress–strain curve for rock salt—low stiffness, low strength, ductile.

الف) طی فرآیندهای طبیعی سنگ درجا ممکن است قبلاً شکسته شده و گسل و درزه تشکیل شده باشد.  
 ب) این درزه و گسل‌ها در داخل سنگ می‌توانند مسیرها و یا حلقه‌های با کمترین مقاومت<sup>۱</sup> را تشکیل دهند و سنگ قبل از شکست در روی صفحه ناپیوستگی بلغزد.  
 همچنین اگر در دوران‌های کوهزایی و دوران‌های بارگذاری با شدت کمتر، سنگ طی بارگذاری‌های مختلف قرار گیرد، بلوک‌های سنگی با ابعاد مختلف و با آرایش متنوع به وجود می‌آیند. نوعی از این ساختارها در شکل ۱۴ نشان داده شده است.



**Figure 2.14** Illustration of the complex nature of a rock mass due to successive phases of superimposed fracturing.

<sup>۱</sup> weak link

از آنجا که در مکانیک عمومی و تحلیل تنش فرض می‌شود که مواد پیوسته هستند، این عوارض یا ساختارهای زمین شناسی مثل گسل و درزه و طبقات لایه‌بندی و ریز ترک‌ها<sup>۱</sup> که همگی تحت عنوان ناپیوستگی اطلاق می‌شوند، در محیط ایجاد گسستگی می‌کنند. این ناپیوستگی‌ها دارای خواص هندسی و مکانیکی متعددی هستند که در خیلی از موارد رفتار توده سنگ را تحت الشعاع قرار می‌دهند. و از طرف دیگر دارای شکل معین و ابعاد معین و جهت‌گیری‌های معین خواهند بود.

شکل کلی ناپیوستگی‌ها و هندسه آنها تحت عنوان ساختار سنگ نامیده می‌شود. برای اهداف مهندسی لازم است که درک صحیحی از این ساختارهای هندسی داشته باشیم. هر چند که در کارهای مهندسی بیشتر با رفتار مهندسی سنگ سرو کار داریم و اطلاع از نحوه به وجود آمدن یا منشأ اینها می‌توان در تجزیه و تحلیل ناپیوستگی‌ها مفید باشد.

سه ساز و کار مختلف برای به وجود آمدن شکستگی‌ها وجود دارد (شکل ۲-۱۵ تا ۲-۱۷):

- جدا شده‌گی کششی<sup>۲</sup> همراه با بازشدگی<sup>۳</sup>.
- جدا شده‌گی تحت اثر برش مستقیم.
- جدا شده‌گی تحت اثر برش همراه چرخش.

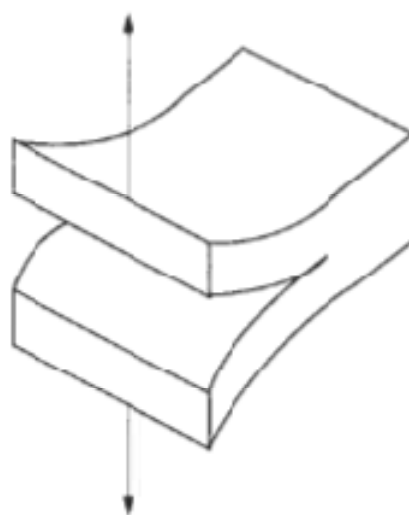


Figure 2.15 Tensile fracturing of rock (mode 1).

---

<sup>۱</sup> fissure  
<sup>۲</sup> Pulling operation  
<sup>۳</sup> opening

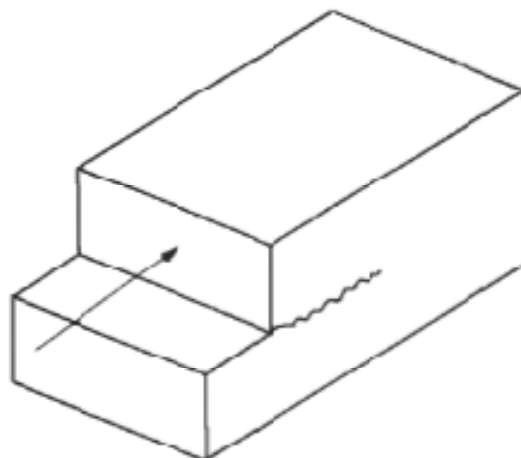


Figure 2.16 Shear fracturing of rock (mode 2).

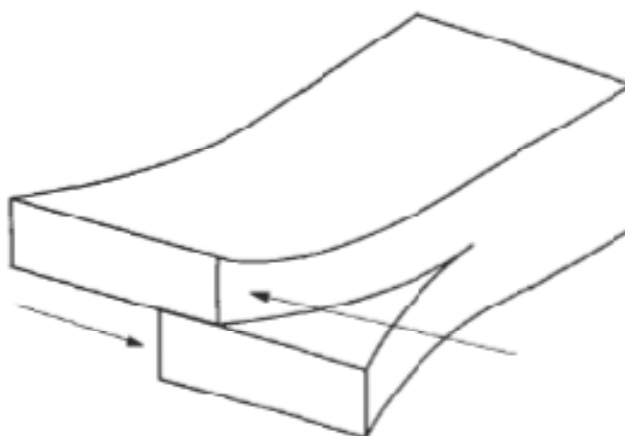


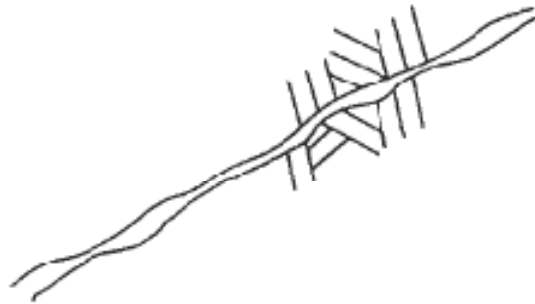
Figure 2.17 Shear fracturing of rock (mode 3).

شکستگی نوع اول، یک بازشدگی ساده است و به اصطلاح درزه<sup>۱</sup> گویند، در صورتی که شکستگی نوع دوم، مقداری جابجایی جانبی (بُرش) داشته و لذا زون برشی<sup>۲</sup> و یا گسل<sup>۳</sup> گفته می‌شود. از آنجا که این گونه عوارض در مقیاس‌های متفاوت در همه انواع توده سنگ‌ها وجود دارند به طور قابل توجهی، مقاومت و شکست توده سنگ را تحت شعاع قرار می‌دهند. بعلاوه بعضی دیگر از ویژگی‌های توده سنگ مثل نفوذ پذیری تحت کنترل ساختار سنگ است.

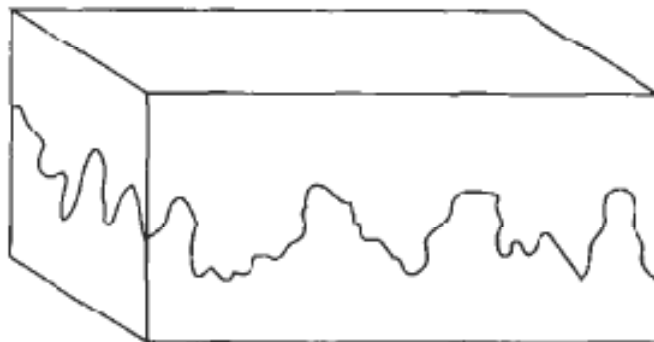
---

<sup>۱</sup> Joint  
<sup>۲</sup> Shear zone  
<sup>۳</sup> Fault

اغلب شکستگی‌های سنگ ناشی از ناپیوستگی‌ها که ضعیف‌ترین خط یا مسیر داخل مصالح مهندسی ما هستند، رخ می‌دهد و یا از طرف دیگر بایستی فرقی بین درزه و گسل قائل شد. لغزش در صفحه گسل راحت‌تر اتفاق می‌افتد، چون اصطکاک بین سطوح آن کم است. مثال‌هایی از این رفتارها در شکل ۱۸ تا ۲۰ نشان داده شده است.

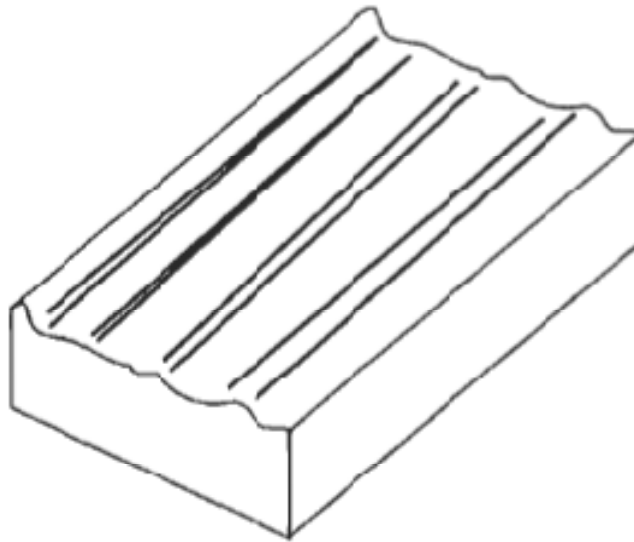


**Figure 2.18** Open joint which will allow free flow of water.



**Figure 2.19** Stylolitic discontinuity with high shear resistance.

- Open joint which will allow free flow of water:
  - نفوذپذیری در جهت درزه افزایش می‌یابد.
  - از عبور تنش از درزه جلوگیری می‌شود.
- Stylolitic discontinuity with high shear resistance:
  - نفوذپذیری آن نسبت به سنگ دو طرف درزه (ماده سنگ) بیشتر است.
  - مقاومت آن نسبت به مقاومت سنگ دو طرف درزه کمتر خواهد بود، علیرغم اینکه مقاومت برشی آن به دلیل وجود اصطکاک بین در صفحه درزه، زیاد است.



**Figure 2.20** Slickensided fault surface with low shear resistance.

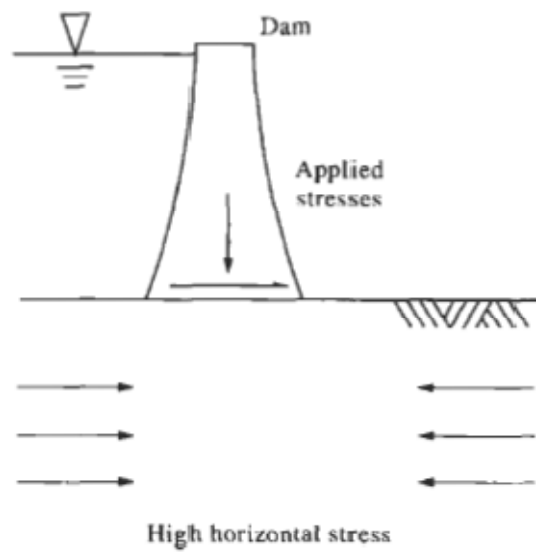
در آینه گسلی، اثر تنش بر روی این صفحه در دو جهت مختلف، بسیار متفاوت است. در بعضی موارد چنین ناپیوستگی‌هایی در سرتاسر توده سنگ گسترش دارد، لذا می‌توان انتظار داشت که در اعماق زمین و نزدیک سطح زمین، شکست در صفحات ناپیوستگی رخ دهد. این شرایط ناهمسانی قابل توجهی دارند.

➤ Slick in sided fault surface with low shear resistance:

حرکت لغزشی تحت تنش باعث می‌شود سطوح ناپیوستگی تغییر داده شوند و به ویژه یک سطح لغزنده<sup>۱</sup> ایجاد شود.

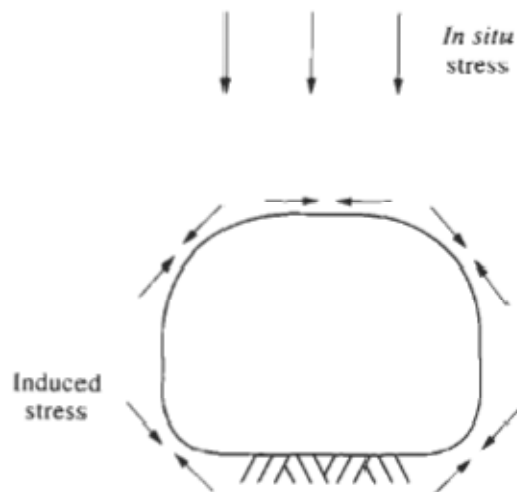
اصولاً در مسائل مکانیکی، تأثیر بارگذاری و نیرویی بر جسم با خواص مکانیکی مشخص مطالعه می‌شود. در بعضی سازه‌های مهندسی مثل پی سدها و نیروگاه‌های اتمی، بار همانند مسائل کلاسیک وارد می‌شود. مثل شکل ۲۱.

<sup>۱</sup> Slippery surface



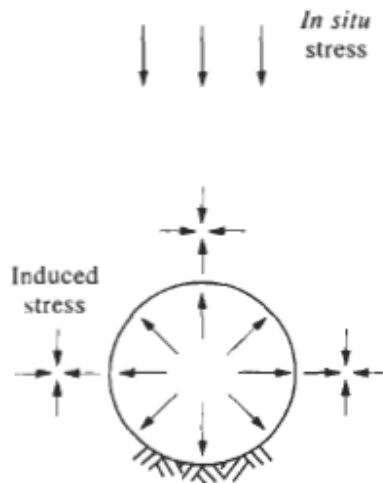
**Figure 2.21** Applying loads to a rock mass which may well already contain a pre-existing stress state.

در بعضی موارد دیگر مثل تونل‌ها و گارگاه‌های استخراج، بارگذاری جدیدی صورت نمی‌گیرد، بلکه تنش‌های اولیه توزیع مجدد می‌یابند. لذا بارهای وارده همان تنش‌های اولیه هستند که در اثر ساخت سازه توزیع مجدد یافته‌اند شکل ۲-۲۲.



**Figure 2.22** Rock engineering construction of an unsupported tunnel in which no loads are applied.

در بعضی موارد میزان تنش‌ها کاهش و یا افزایش می‌یابند، که در تونل‌های تحت فشار، ترکیب هر دو تا رخ می‌دهد. به صورتی که در ابتدای حفر فضا توزیع تنش رخ می‌دهد و سپس موقع بهره برداری تونل با آب تحت فشار پر می‌شود، و دوباره تنش توزیع مجدد می‌یابد. لذا اطلاع از تنش‌های اولیه یا برجا<sup>۱</sup> و تنش‌های القایی<sup>۲</sup> برای ساخت سازه در سنگ لازم است.



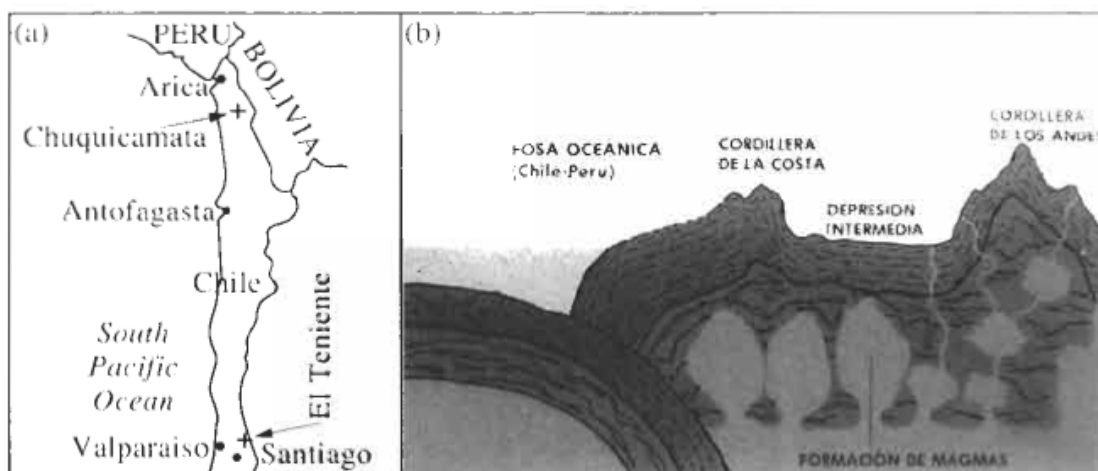
**Figure 2.23** Pressurized water tunnel involving load application to a rock mass in which the pre-existing stresses have been redistributed by excavation.

به عنوان مثال در تونل‌های عمیق، کف تونل نیز مثل سقف آن تحت تنش قرار گرفته و بایستی نگهداری شود (با زدن پیچ سنگ و یا گذاشتن عضو کفی در کف تونل). از طرف دیگر اندازه‌گیری‌های درجا در نقاط مختلف دنیا نشان می‌دهد که یکی از مؤلفه‌های افقی تنش  $((\sigma_h)_{max}(\sigma_h)_{min})$ ، از تنش قائم  $(\sigma_v)$ ، بزرگتر است، و لذا سازه بایستی علاوه بر تنش‌های قائم باید در مقابل تنش‌های افقی نیز نگهداری شود.

هر چند عامل اصلی تنش‌های قائم، نیروی وزن طبقات روباره می‌باشد، با این حال تنش‌های افقی بالا تا حد زیادی ناشی از عوامل تکتونیکی هستند. موقعیت معدن روباز چوکویکاماتا<sup>۳</sup> شیلی و معدن زیر زمینی التنینت<sup>۴</sup> در شیلی که هر دو تحت تأثیر تنش‌های شدید افقی قرار دارند، در شکل ۲۴ نشان داده شده است. جهت

<sup>۱</sup> In situ stress  
<sup>۲</sup> Induced stress  
<sup>۳</sup> Chuquicamata  
<sup>۴</sup> El Teniente

تنش‌های افقی ماکزیمم در این منطقه به صورت غربی- شرقی است و عمود بر قطر بزرگ معدن روباز بوده و این باعث ایجاد ناپایداری در دیواره‌های معدن شده است.



همچنین مشکلات مشابهی در معدن زیر زمینی رخ داده است که باعث وقوع پدیده انفجار سنگ شدید در سال ۱۹۸۷م. شده است. پدیده انفجار سنگ دیگری هم در حین آماده سازی در یک کارگاه استخراج تخریب بلوکی رخ داده است. از یک طرف بدون آگاهی از محیط تنش سنگ نمی‌توان درک درستی از مکانیزم انفجار سنگ داشت، بعلاوه از طرف دیگر در بعضی از نقاط دنیا هنوز فعالیت‌های تکتونیکی ادامه دارد و ورقه‌ها در حال حرکت هستند.

### جریان آب منفذی:

یک موضوع دیگر جریان آب منفذی<sup>۱</sup> در سنگ است. این موضوع در مکانیک خاک یک مبحث اصلی است، زیرا اغلب خاک‌ها دانه‌ای بوده و در آنها فضای کافی برای تجمع و حرکت آب وجود دارد. این آب منفذی می‌تواند تحت فشار بوره و باعث فشار قائم وارده شود.

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

اما توده سنگ کم و بیش دارای ناپیوستگی بوده و با خاک متفاوت است و این باعث پیچیدگی و مشکل شدن جریان آب در سنگ نسبت به خاک باشد. نفوذپذیری ماده سنگ در مقایسه با عمر سازه بسیار کم بوده و

<sup>۱</sup> water flow, Pore fluid



اغلب جریان از میان درزه‌ها و شکستگی‌ها صورت می‌گیرد، که آن را به عنوان نفوذپذیری ثانویه می‌نامند. لذا مطالعه جریان آب در سنگ، تابعی از درزه‌ها، ارتباط بین ناپیوستگی‌ها، محیط هیدرولیکی (فشار آب) و ... خواهد بود.

تنش و جریان آب، هر دو تحت تأثیر سازه مهندسی درون سنگ قرار می‌گیرند، زیرا همه سطوح فضاهای زیر زمینی صفحات اصلی تنش هستند، بطوریکه یکی از تنش‌های عمود بر سقف تونل، صفر است و دو تنش دیگر عمود بر آن مخالف صفر اند.

از طرف دیگر فضاهای ایجاد شده مثل یک چاه عمل کرده و از همه طرف آب را به داخل خود می‌کشند و فشار آب در مرز آنها معادل فشار اتمسفر می‌شود. لذا درک درست از جریان آب در توده سنگ اهمیت پیدا می‌کند. مثلاً در مهندسی مخازن نفت نفوذپذیری سنگ بکر اهمیت پیدا می‌کند. همچنین در پروژه‌های انرژی زمین گرمایی، جریان آب از میان شکستگی‌های سنگ گرم بسیار مهم است (گمانه‌ها، درون درزه‌ها و شکستگی‌ها سنگ زده می‌شوند در این میان اولاً درزه‌ها باید به اندازه کافی وجود داشته باشند و ثانیاً با هم ارتباط کافی داشته باشند تا سیال بتواند درون سنگ حرکت کند).

در طراحی مخازن دفن زباله‌های اتمی برای اطمینان از عدم ورود مواد رادیو اکتیو به پوسته زمین لازم است تا جریان آب درون توده سنگ به صورت سه بُعدی مدلسازی شود و در اینجا به علت عمر بسیار زیاد این سازه‌ها، نفوذپذیری هر دوی ماده سنگ و توده سنگ اهمیت پیدا می‌کند (بعلاوه در این مکان‌ها مشکلات حرارت‌های بالایی که ایجاد می‌شود، نیز وجود دارد).

همچنین مواردی مثل شیمی آب زیر زمینی، تشکیل غارها و دگرسانی سنگ‌ها در اثر تأثیر آبهای زیر زمینی در بعضی پروژه‌ها اهمیت پیدا می‌کند (آب‌های اسیدی باعث خوردگی دیواره‌های نگهداری می‌شوند و در نتیجه باعث تخریب بتون نگهداری می‌شوند و یا در اثر انحلال سنگ‌های آهکی توسط آب‌های اسیدی، غارهای کارستی تشکیل می‌شوند).

یکی از فاکتورهای بسیار مهم در مکانیک سنگ فاکتور زمان است. عمر مصالح مورد استفاده معادل میلیون‌ها سال است، ولی عمر سرویس‌دهی سازه‌های ساخته شده از این مصالح به ندرت به صد سال می‌رسد. بنابر این با دو رفتار متفاوت رو به رو خواهیم بود. یکی فرآیندهای زمین شناسی که در طول میلیون‌ها سال به تعادل رسیده‌اند و دیگری فرآیندهای بسیار سریعتر مثل عملیات مهندسی در سنگ یا خاک، که زمین سریعاً در مقابلش عکس العمل نشان می‌دهد.

تنش‌های اولیه در بعضی از نقاط زمین به تعادل رسیده‌اند، ولی در بعضی دیگر از نقاط به علت فعالیت‌های تکتونیکی، باز زمین در حال تغییر است. هر چند فعالیت‌های زمین‌شناسی طولانی هستند، ولی رفتارهای شکننده (سریع) زمین مثل گسل خردگی و رفتارهای شکل‌پذیر (تدریجی) آن مثل چین‌خردگی بدون شکستگی، در سازندهای مختلف زمین‌شناسی قابل مشاهده هستند.

یکی از ابزارهای علم مکانیک، روابط الاستیسیته است که بین روابط تنش- کرنش و عکس‌العمل‌های آنی سنگ بکار می‌رود. از آنجا که در تئوری الاستیسیته مؤلفهٔ زمان وجود ندارد (یعنی رفتار جسم مستقل از زمان فرض می‌شود)، بنابر این نمی‌تواند فرآیندهای زمین‌شناسی را به طور کامل توضیح دهد و فقط در برآوردهای اولیهٔ میدان تنش در اطراف حفاری‌ها در پروژه‌های مهندسی بسیار مفید است و همچنین زمان از نظر پدیده‌هایی مثل خزش<sup>۱</sup> یا رهایی تنش<sup>۲</sup> بسیار مهم می‌باشد.

• Creep: افزایش کرنش تحت بار ثابت را گویند.

• Relaxation: کاهش تنش در کرنش ثابت را گویند.

از طرف دیگر لازم است، فرآیندهای سریعی مثل حرکت موجی تنش در داخل سنگ مورد توجه قرار گیرد، مثلاً چگونگی توزیع تنش در حین فرآیندهایی مثل زلزله (طبیعی)، عملیات انفجار (مصنوعی) و یا عملیات حفاری مکانیکی در سنگ که توسط تیغه و دیسک انجام می‌شود. لذا بهتر است در مورد تأثیر نرخ بارگذاری درک درستی داشته باشیم (بحث دینامیک سنگ و حرکت موج در داخل آن، در ارتباط با انرژی که به سنگ داده شده است).

---

<sup>۱</sup> creep  
<sup>۲</sup> relaxation

## فصل سوم

### تنش‌های درجا<sup>۱</sup> [۱]

اطلاع از تنش‌های برجا باعث می‌شود یک طراحی منطقی صورت گیرد. مهمترین فواید آگاهی از شدت و جهت تنش‌ها در طراحی مغارها عبارتند از:

(۱) ضلع بزرگ مغارها را نباید عمود بر تنش اصلی ماکزیمم  $\sigma_1$  احداث کرد.

(۲) در مواردی که مقادیر تنش اولیه بالا باشد، شکلی را برای فضا انتخاب می‌کنیم که تمرکز تنش در اطراف آن حداقل باشد.

(۳) فضاهای پیچیده<sup>۲</sup> را باید طوری طراحی کرد که اگر در آنها ترک ایجاد شود، انتشار ترک به طرف فضای مجاور توسعه پیدا نکند. در عمل دیده شده که ترک‌ها عمود بر  $\sigma_3$  گسترش می‌یابند.

(۴) در تونل‌های تحت فشار اگر تنش‌های اولیه  $<$  تنش‌های داخل تونل باشد، نیازی به آستر بندی نیست.

(۵) در صورت بکارگیری ابزارهای اندازه‌گیری جابه‌جایی‌ها، اطلاع از مقدار و شدت تنش‌های اولیه باعث بهبود کیفیت نتایج تحلیل‌ها می‌شود، و در حفاری‌های بزرگ سطحی اطلاع از جهت  $\sigma_3$  می‌تواند دیواره صاف‌تری را ایجاد کند.

(۶) در مناطقی که شدت تنش‌ها به صورت  $\sigma_1 > 0.25\sigma_3$  باشد، امکان بروز شکست در سنگ وجود دارد. از طرف دیگر اغلب در کف دره‌های  $V$  شکل، مقادیر تنش برجا، نزدیک و یا مساوی مقاومت سنگ است. از طرف دیگر در زیر ناودیس‌ها (که تنش به پایین منتقل نمی‌شود)،  $h \cdot \gamma < 0.6\sigma_3$  (مقدار متوسط تنش قائم)، و در زیر تاق‌دیس‌ها این مقدار به صفر می‌رسد. همچنین ضریب تمرکز تنش در تونل‌های دایره‌ای حداقل بوده و برابر ۲ است.

---

<sup>۱</sup> In situ stresses  
<sup>۲</sup> complex

بحث تنش‌های درجا و توزیع آنها یکی از چالش‌های بزرگ در علم مکانیک سنگ است. این اهمیت از دو جنبه مطرح می‌شود، یکی درک اولیه و درست از فرآیندهای زمین‌شناسی مثل تکنیک صفحه‌ای و یا لرزه‌ای، و جنبه دیگر اهمیت در طراحی سازه در داخل و یا روی سنگ است.

برای تحلیل پایداری سازه‌های زیر زمینی نیاز به دانستن نحوه توزیع تنش در اطراف فضا است.

جدول ۱-۲- فعالیت هایی که نیاز به دانستن تنش‌های درجا دارند ( توسط آماده‌ای و استفانسون<sup>۱</sup> ۱۹۹۷)

#### ➤ مهندسی عمران و معدن

- چالزنی و آتشباری<sup>۲</sup>
- پایداری فضاهای زیر زمینی حفر شده<sup>۳</sup>
- طراحی پایه‌های نگهداری<sup>۴</sup>
- طراحی سیستم نگهداری<sup>۵</sup>
- پیش‌بینی انفجار سنگ<sup>۶</sup>
- جریان سیال<sup>۷</sup>
- پایداری شیروانی‌ها<sup>۸</sup>
- سدها

#### ➤ توسعه انرژی<sup>۹</sup>

- پایداری و انحراف چاه<sup>۱۰</sup>
- تغییر شکل و شکست چاه<sup>۱۱</sup>
- ترک خوردن و نحوه گسترش ترک<sup>۱۲</sup>

---

<sup>۱</sup> Amadei & Stephansson

<sup>۲</sup> Drilling and blasting

<sup>۳</sup> Stability of underground excavation

<sup>۴</sup> Pillar design

<sup>۵</sup> Design of support systems

<sup>۶</sup> Prediction of rock burst

<sup>۷</sup> Fluid flow and contaminant

<sup>۸</sup> Slope stability

<sup>۹</sup> Energy development

<sup>۱۰</sup> Borhole stability and deviation

<sup>۱۱</sup> Borehole deformation and failure

<sup>۱۲</sup> Fracturing and fracture propagation

- جریان سیال و مسائل زمین گرمایی<sup>۱</sup>
- مدیریت تولید مخازن<sup>۲</sup>
- استخراج انرژی و ذخیره ی آن<sup>۳</sup>

➤ زمین شناسی و ژئوفیزیک

- کوهزایی<sup>۴</sup>
- پیش بینی زمین لرزه<sup>۵</sup>
- حرکت صفحات<sup>۶</sup>
- تکتونیک جوان<sup>۷</sup>
- آتشفشان شناسی<sup>۸</sup>
- یخچال ها<sup>۹</sup>
- زمین شناسی ساختمانی<sup>۱۰</sup>

مشوق های اصلی برای دست یابی به تنش های برجای زمین:

الف) داشتن آگاهی اولیه نسبت به شرایط تنش اولیه برای انجام کارهای مهندسی:

اینکه مقدار تنش اصلی ماکزیمم چقدر است؟ و در چه جهتی رخ می دهد؟ و در کدام جهت امکان ناپایداری و شکست سنگ بیشتر است؟ و یا اینکه اگر همه شرایط یکسان باشد، جهت جریان سیال به کدام جهت است؟ برای جواب به این گونه سؤالات باید از وضعیت تنش های درجا آگاه باشیم.

ب) در تحلیل تنش هایی که در فاز طراحی در پروژه های مهندسی صورت می گیرد، آگاهی از یک شرایط مرزی مناسب و معین، ضروری است.

<sup>۱</sup> Fluid flow and geothermal problems

<sup>۲</sup> Reservoir production management

<sup>۳</sup> Energy extraction and storage

<sup>۴</sup> Orogency

<sup>۵</sup> Earthquake prediction

<sup>۶</sup> Plate tectonics

<sup>۷</sup> Neotectonics

<sup>۸</sup> Volcanology

<sup>۹</sup> Glaciation

<sup>۱۰</sup> Structural geology

تنش یک کمیت تانسوری است که از شش مؤلفه مستقل تشکیل شده است. سه ترکیب تنش نرمال و شش ترکیب تنش برشی داریم به طوری که تنش های برشی جفت با هم مساویند، بنابراین این شش کمیت مستقل تنش داریم.

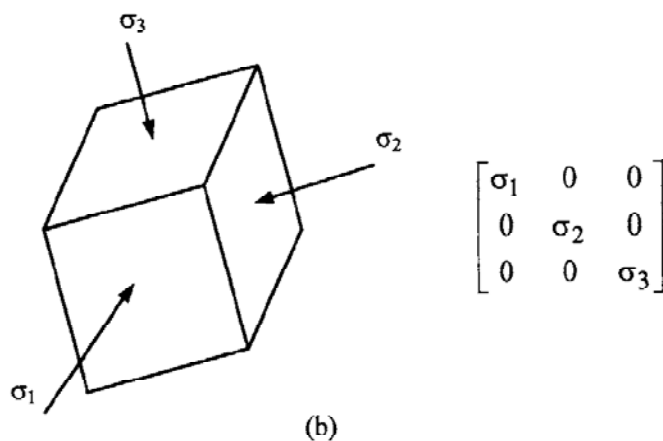
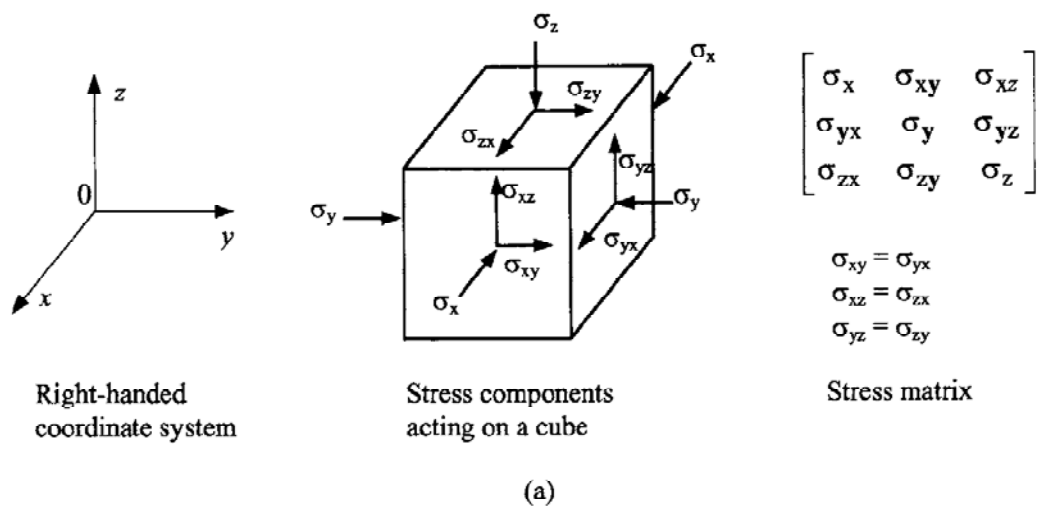


Fig. 2.1 (a) The components of the stress tensor acting on an infinitesimal cube within the rock mass; (b) Principal stress cube and principal stress matrix.

## روش‌های اندازه‌گیری تنش‌های برجا:

الف) روش‌هایی که باعث اغتشاش و به هم ریختگی در سنگ برجا می‌شوند، که این کار توسط ایجاد کرنش یا تغییر شکل یا شکستگی در سنگ انجام می‌شود. مثل شکافت هیدرولیکی (که آزمایشات هیدرولیکی بر روی شکستگی‌های موجود است)<sup>۱</sup>

این گونه روش‌ها را آزاد سازی تنش گمانه‌ای گویند.

ب) روش‌هایی که بر اساس مشاهده رفتار سنگ، بدون تأثیر پذیری زیاد از روش‌های اندازه‌گیری انجام می‌شوند. که عبارتند از: دیسکی شدن مغزه‌ها در داخل گمانه، شکست در دیواره گمانه‌ها، جابجایی حجم سنگ با استفاده از آنالیز برگشتی، روش‌های صوتی، بازیافت کرنش، مشاهدات زمین شناسی، مکانیزم کانونی زلزله و ... هستند.

ج) روش‌های تجربی و مشاهده‌ای، که برای بدست آوردن تنش‌های درجا، به انجام آنها تأکید شده است. در مراحل اولیه طراحی مهندسی برای برنامه‌ریزی کارها و همچنین در تعیین روش‌های اندازه‌گیری و همچنین محل اندازه‌گیری‌ها، تجربه می‌تواند مفید باشد.

استراتژی لازم برای تخمین تنش درجا، تعیین دقیق تنش‌های برجا بسیار مشکل و یا ناممکن است. زیرا شرایط تنش‌های موجود، محصول و یا نتیجه نهایی یک سری اتفاقات زمین شناسی است که در گذشته رخ داده‌اند و از برهم نهی مؤلفه‌های تنش بسیار متنوع، تشکیل شده است. همچنین توده سنگ بندرت هموزن و پیوسته است و لذا تنش می‌تواند از یک نقطه به نقطه دیگر در داخل سنگ به صورت قابل ملاحظه‌ای تغییر کند. تنش‌ها نه تنها در مکان، بلکه در زمان هم تغییر می‌کنند و فعالیت‌های فرسایشی، خردگی، یخچالی و ... به طور مرتب در طول زمان در حال انجام هستند. به علت طبیعت ویژه تنش‌های برجا، بهتر است از روش‌های مختلف و طی فرآیندهای پیش رونده برای تعیین آنها استفاده کرد.

انجمن مکانیک سنگ جدولی برای تعیین مؤلفه‌های تانسور تنش به صورت مرحله‌ای پیشنهاد کرده است. در تلفیق و ادغام نتایج روش‌ها، باید ساده سازی‌های مراحل مختلف را در نظر گرفت و عدم اطمینان‌ها و مجهولات را برای آزمایشات مختلف مد نظر گرفت و در ضمن باید به تعداد تخمین‌هایی که از روش‌های مختلف انجام شده، توجه داشت.

---

<sup>۱</sup> hydraulic test per existing Fracture

Table 2.2 Steps in developing a knowledge of the rock stress tensor components (after Hudson et al., 2003).

Use pre-existing information on the rock stress state at the site	
Consider whether the vertical direction is a principal stress direction (from topography, geological evidence and other information)	
Estimate the vertical stress component magnitude (from the rock density and overburden depth)	
Consider indications of the principal stress directions and the ratio of stress differences (from focal plane solutions inversion or seismic shear wave anisotropy)	
Establish the minimum principal stress orientation (whether actual or minimum horizontal stress) from hydraulic or drilling induced fractures and borehole breakout orientations	
Find components of the stress tensor using indirect methods on borehole core (such as the Kaiser effect and differential strain analysis)	
Establish the complete stress state at one or more locations by overcoring tests	Establish the minimum principal stress (from hydraulic fracturing tests in boreholes)
	Establish the maximum principal stress magnitude (from hydraulic fracturing tests in boreholes and from borehole failure analysis)
	Establish the complete state of stress at one or more locations [by hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF)]
Establish the variation of the stress state across the site due to different geological strata and fractures (as estimated through numerical analyses and further measurements)	

### تغییرات<sup>۱</sup> تنش برجا با توجه به عمق:

فرض می‌شود که سه مؤلفه اصلی تنش برجا به صورت افقی و قائم اثر می‌کنند. اعتبار این فرض توسط محققین مورد توجه قرار گرفته است و لازم است در اندازه‌گیری‌ها لحاظ شود. با این فرض در مورد جهت تنش‌های اولیه، شدت تنش‌های اصلی را می‌توان با درون یابی تنش‌های افقی و قائم و عمق نقطه مورد نظر، بدست آورد.

<sup>۱</sup> Variation



الف) مؤلفه قائم تنش درجا:

تنش‌های قائم  $\sigma_V$  را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\sigma_V = \gamma \cdot z \Rightarrow \sigma_V = 0.027 * z \text{ (MPa)} \quad \text{, هوک - براون (۱۹۸۰)}$$

که در آن:

$\gamma$  ، وزن مخصوص سنگ‌های روباره.

$Z$  ، عمق نقطه مورد نظر زیر سطح زمین

این رابطه فقط مقادیر متوسط  $\sigma_V$  را نشان می‌دهد. در خیلی از مواقع مقادیر اندازه‌گیری شده  $\sigma_V$  می‌توان متفاوت از مقدار پیش‌بینی شده توسط رابطه بالا باشد.

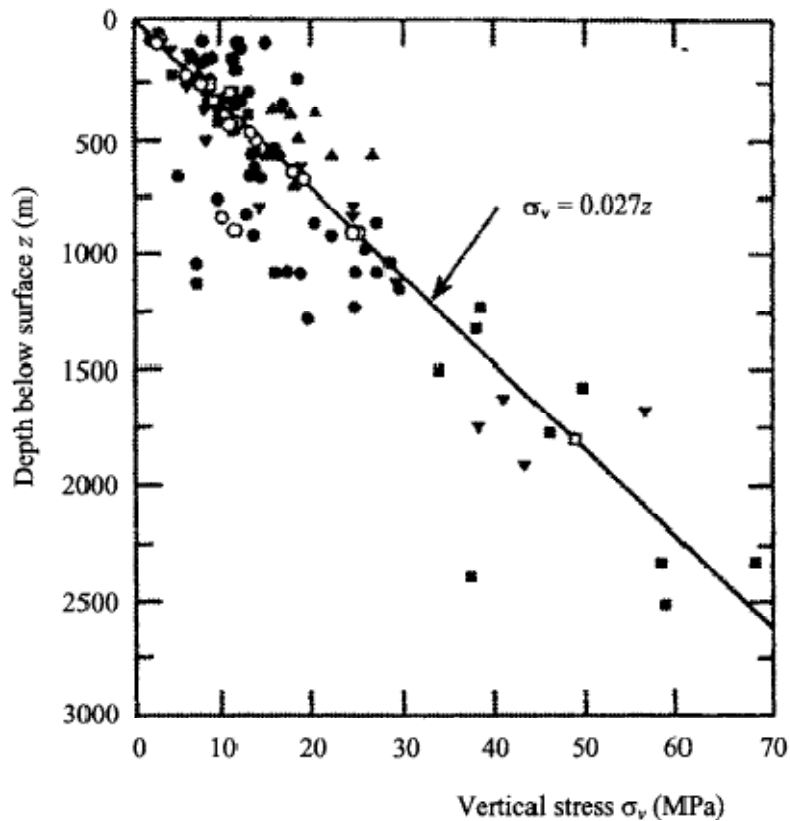
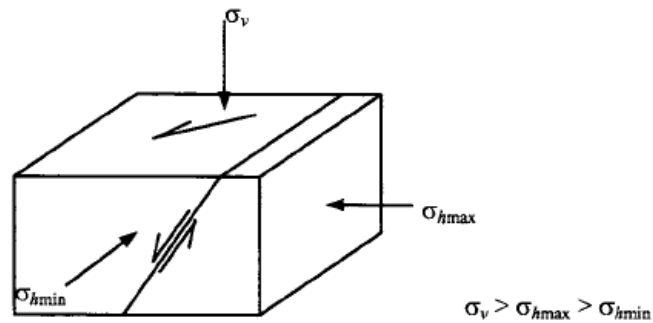


Fig. 2.2 Worldwide in situ rock stress data: vertical stress versus depth below surface (after Hoek & Brown, 1980a).

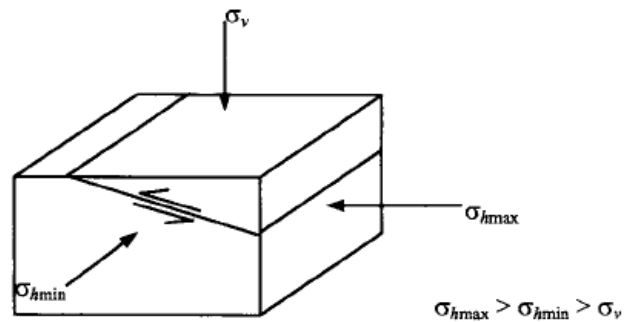
(ب) مؤلفه افقی تنش درجا:

تخمین این تنش بسیار مشکل تر از تنش‌های قائم است و در بسیاری از موارد تنش‌های افقی در یک محل در داخل توده سنگ در جهات مختلف، متفاوت هستند. حداکثر  $\sigma_{h(max)}$  و حداقل  $\sigma_{h(min)}$  تنش‌های برجای افقی را می‌توان با توجه به شرایط تکتونیکی موجود در منطقه، به تنش‌های قائم  $\sigma_V$  مرتبط ساخت.

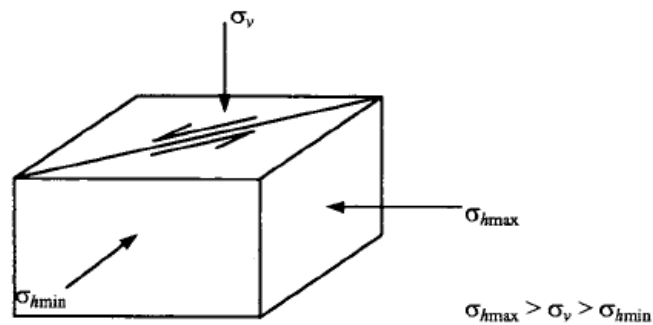
$$\sigma_{h(ave)} = k \cdot \sigma_V = k \cdot \gamma \cdot z = \frac{\sigma_{h(max)} + \sigma_{h(min)}}{2}$$



(a) Normal fault



(b) Thrust fault



(c) Strike-slip fault

Fig. 2.3 Types of faults and state of in situ rock stresses (after Anderson, 1951)

## اندرسون<sup>۱</sup>:

ترزاقی با استفاده از روش تئوری الاستیسیته مقدار تنش افقی را تعیین کرده است. با توجه به محدود بودن المان در زیر زمین، باعث ایجاد تنش می‌شود و شدت تنش افقی برابر است با:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_V$$

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

با فرض اینکه، المان جابجایی افقی در زیر زمین ندارد، داریم:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) = 0 \\ \sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_x = \nu(\sigma_x + \sigma_z) \\ \sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z) \end{cases}$$

$$\text{فرض ترزاقی } \xrightarrow{\sigma_x = \sigma_y} \sigma_x = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_z \Rightarrow \sigma_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \sigma_V \xrightarrow{\nu=0.25} \sigma_h = \left(\frac{1}{3}\right) \sigma_V$$

با تعبیر و تفسیر مکانیزم‌های به وجود آمدن گسل‌های مختلف Hock- Brown رابطه زیر را پیشنهاد کرده‌اند:

شکل ۲-۴ تغییرات نسبت تنش برجا (K) را با تغییرات عمق که توسط جمیسون و کوک<sup>۲</sup> تهیه شده بیان می‌کند همانطور که قابل پیش‌بینی می‌باشد مقدار  $\sigma_{have}$  برای گسل‌های نرمال<sup>۳</sup> بسیار کم ولی این مقدار برای گسل‌های معکوس<sup>۴</sup> بسیار زیاد و در گسل‌های شیب لغز<sup>۵</sup> این مقدار به میزان معتدلی مابین دو مقدار دیگر می‌باشد:

<sup>۱</sup> Anderson

<sup>۲</sup> from Jamison and Cook (۱۹۷۹)

<sup>۳</sup> Normal fault

<sup>۴</sup> Thrust fault

<sup>۵</sup> Strike slip

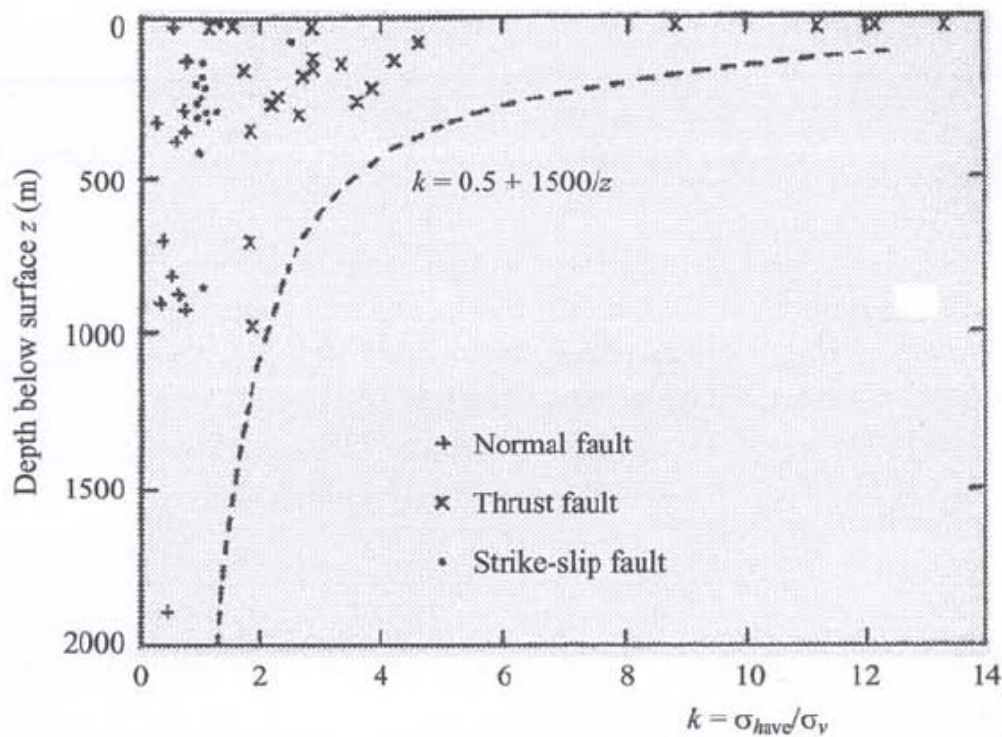


Fig. 2.4 Variation of average horizontal stress to vertical stress ratio versus depth with interpretation of faulting conditions (after Jamison & Cook, 1979).

شکل ۲-۵ یک سری داده‌هایی را که از سراسر دنیا توسط هوک و براون<sup>۱</sup> (۱۹۸۰) جمع آوری شده است داریم تمامی داده‌ها می‌توانند در بین دو فرمول زیر تخمین زده شوند:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5$$

برخی دیگر از تغییرات  $k$  با عمق در جدول ۲-۴ نشان داده شده‌اند.

در ضمن هیم<sup>۲</sup> برای اعماق بیشتر از ۱۰۰۰ متر رابطه زیر را پیشنهاد کرده است:

$$\sigma_{h(max)} = \sigma_{h(min)} = \sigma_V$$

<sup>۱</sup> Hock- Brown  
<sup>۲</sup> heim

Table 2.4 Variation of horizontal stress with depth (after Amadei & Stephansson, 1997; Rummel, 2002; Yokoyam, 2003).

Reference	Variation of $\sigma_{have}$ , $\sigma_{hmax}$ , $\sigma_{hmin}$ (MPa) or $k$ , $k_{max}$ , $k_{min}$ with depth $z$ (m)	Location and depth range (m)
Voight (1966)	$\sigma_{have} = 8.0 + 0.043z$	World data (0–1,000)
Herget (1974)	$\sigma_{have} = (8.3 \pm 0.5) + (0.0407 \pm 0.0023)z$	World data (0–800)
Van Heerden (1976)	$k = 0.448 + 248/z$ ( $r = 0.85$ )	South Africa (0–2,500)
Worotnicki & Denham (1976)	$\sigma_{have} = 7.7 + (0.021 \pm 0.002)z$ ( $r = 0.85$ )	Australia (0–1,500)
Haimson (1977)	$\sigma_{hmax} = 4.6 + 0.025z$ $\sigma_{hmin} = 1.4 + 0.018z$ ( $r = 0.95$ )	Michigan Basin (0–5,000)
Lindner & Halpern (1977)	$\sigma_{have} = (4.36 \pm 0.815)$ $+ (0.039 \pm 0.0072)z$	North American (0–1,500)
Hoek & Brown (1980a)	$0.3 + 100/z < k < 0.5 + 1500/z$	World data (0–3,000)
Aytmatov (1986)	$5.0 + 0.058z < (\sigma_{hmax} + \sigma_{hmin}) <$ $9.5 + 0.075z$	World data (mostly former USSR) (0–1,000)
Li (1986)	$\sigma_{have} = 0.72 + 0.041z$ $0.3 + 100/z < k < 0.5 + 440/z$	China (0–500)
Rummel (1986)	$k_{max} = 0.98 + 250/z$ $k_{min} = 0.5 + 150/z$	World data (500–3,000)
Herget (1987)	$\sigma_{have} = 9.86 + 0.0371z$ $\sigma_{have} = 33.41 + 0.0111z$ $k = 1.25 + 267/z$ $k_{max} = 1.46 + 357/z$ $k_{min} = 1.10 + 167/z$	Canadian Shield (0–900) (990–2,200) (0–2,200)
Pine & Kwakwa (1989)	$\sigma_{hmax} = 15 + 0.028z$ $\sigma_{hmin} = 6 + 0.012z$	Carnmenellis granite Cornwall, UK (0–2,000)
Arjang (1989)	$\sigma_{hmax} = 8.8 + 0.0422z$ $\sigma_{hmin} = 3.64 + 0.0276z$ $\sigma_{have} = 5.91 + 0.0349z$	Canadian Shield (0–2,000)
Baumgärtner et al. (1993)	$\sigma_{hmax} = 30.4 + 0.023z$ $\sigma_{hmin} = 16.0 + 0.011z$ $\sigma_{hmin} = 1.75 + 0.0133z$	KTP pilot hole (800–3,000) Cajon pass hole (800–3,000)
Sugawara & Obara (1993)	$\sigma_{have} = 2.5 + 0.013z$	Japanese Islands (0–1,200)

Table 2.4 (Continued).

Reference	Variation of $\sigma_{have}$ , $\sigma_{hmax}$ , $\sigma_{hmin}$ (MPa) or $k$ , $k_{max}$ , $k_{min}$ with depth $z$ (m)	Location and depth range (m)
Hast (in Stephansson, 1993)	$\sigma_{hmax} = 9.1 + 0.0724z$ ( $r = 0.78$ ) $\sigma_{hmin} = 5.3 + 0.0542z$ ( $r = 0.83$ )	Fennoscandia, overcoring (0–1,000)
Stephansson (1993)	$\sigma_{hmax} = 10.4 + 0.0446z$ ( $r = 0.61$ ) $\sigma_{hmin} = 5.0 + 0.0286z$ ( $r = 0.58$ )	Fennoscandia Leeman-Hiltscher overcoring (0–700)
	$\sigma_{hmax} = 6.7 + 0.0444z$ ( $r = 0.61$ ) $\sigma_{hmin} = 0.8 + 0.0329z$ ( $r = 0.91$ )	Leeman-type overcoring (0–1,000)
	$\sigma_{hmax} = 2.8 + 0.0399z$ ( $r = 0.79$ ) $\sigma_{hmin} = 2.2 + 0.0240z$ ( $r = 0.81$ )	Hydraulic fracturing (0–1,000)
Te Kamp et al. (1995)	$\sigma_{hmax} = 15.83 + 0.0303z$ $\sigma_{hmin} = 6.52 + 0.0157z$	KTP hole (0–9,000)
Lim and Lee (1995)	$\sigma_{have} = 1.858 + 0.018z$ ( $r = 0.869$ ) $\sigma_{have} = 2.657 + 0.032z$ ( $r = 0.606$ )	South Korea overcoring (0–850) Hydraulic fracturing (0–500)
Rummel (2002)	$k_{max} = 1.30 + 110/z$ $k_{min} = 0.66 + 72/z$	Hong Kong (0–200)
Yokoyama, et al. (2003)	Crystalline rock: $\sigma_{hmax} = -21.9 + 0.0301z$ $\sigma_{hmin} = 33.7 + 0.0219z$ Sedimentary rock: $\sigma_{hmax} = 23.5 + 0.0340z$ $\sigma_{hmin} = 47.5 + 0.0281z$	Japan (0–1,600)

Notes:  $k = \sigma_{have}/\sigma_v$ ;  $k_{max} = \sigma_{hmax}/\sigma_v$ ;  $k_{min} = \sigma_{hmin}/\sigma_v$ ; and  $r$  is the correlation coefficient.

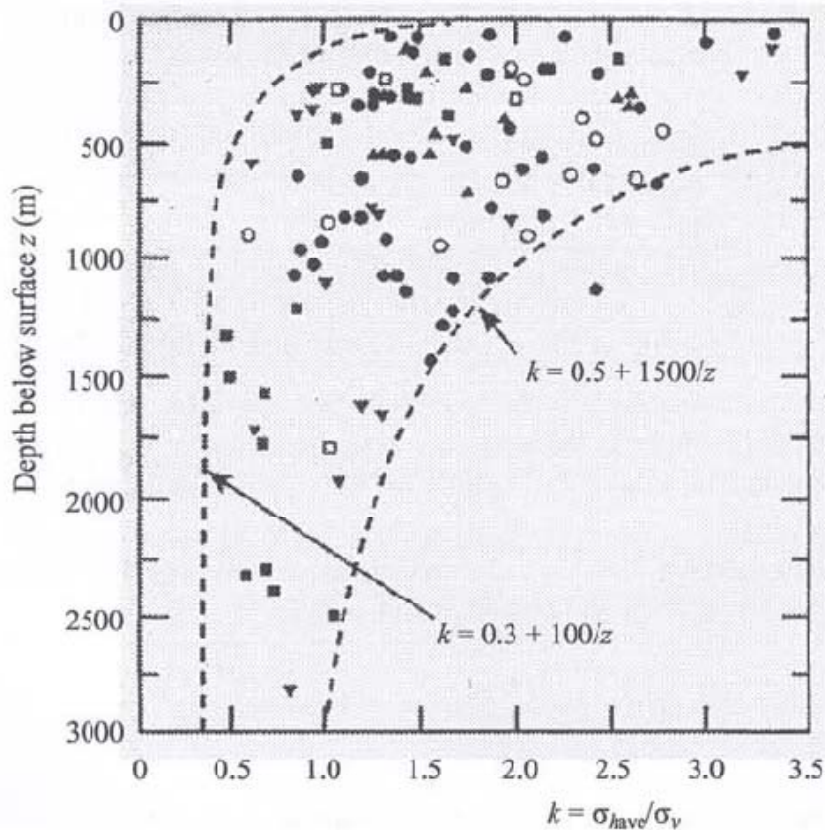


Fig. 2.5 Worldwide in situ rock stress data: Average horizontal stress to vertical stress ratio versus depth (after Hoek & Brown, 1980a).

ترزاقی و ریچارد<sup>۱</sup> پیشنهاد کردند که برای توده سنگ‌های تحت بارهای ثقلی که به آن هیچ گونه اجازه‌ای برای ایجاد کرنش جانبی داده نشده است می‌توان مقدار  $k$  را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad , \quad \nu = 0.1 - 0.4 \Rightarrow k = 0.11 - 0.65$$

با توجه به شکل ۲-۵ محدوده‌ی تغییرات  $k$  با افزایش عمق به صورت زیر می‌باشد:

$$0.3 < k < 0.5$$

شئوری<sup>۲</sup> یک مدلی برای تنش‌های حرارتی الاستو-استاتیک<sup>۳</sup> زمین بیان می‌نماید که به صورت زیر است:

$$\sigma_{h(ave)} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \gamma \cdot z + \frac{\beta \cdot E_h \cdot G}{1 - \nu} \cdot (z + 1000)$$

<sup>۱</sup> Terzaghi and Richart (۱۹۵۲)

<sup>۲</sup> Sheorey (۱۹۹۴)

<sup>۳</sup> elasto-static thermal stress

که در آن:

$\gamma$  ، وزن مخصوص سنگ‌های روباره  $(\frac{N}{m^3})$  ،  $Z$  ، عمق نقطه مورد نظر زیر سطح زمین (m)

$U$  ، نسبت پواسون ،  $\beta$  ، ضریب خطی انبساط حرارتی  $(\frac{1}{C^\circ})$

$E_h$  ، مدول تغییر شکل متوسط که در امتداد افق اندازه‌گیری شده است (Pa)

$G$  ، گرادیان زمین گرمایی  $(\frac{C^\circ}{m})$

$$k = 0.33 + 9.5 * E_h (0.001 + \frac{1}{z})$$

$E_h$  ، بر حسب (GPa) که نموداری از تغییرات  $k$  از فرمول بالا در شکل ۶-۲ برای مدول‌ها آمده است.

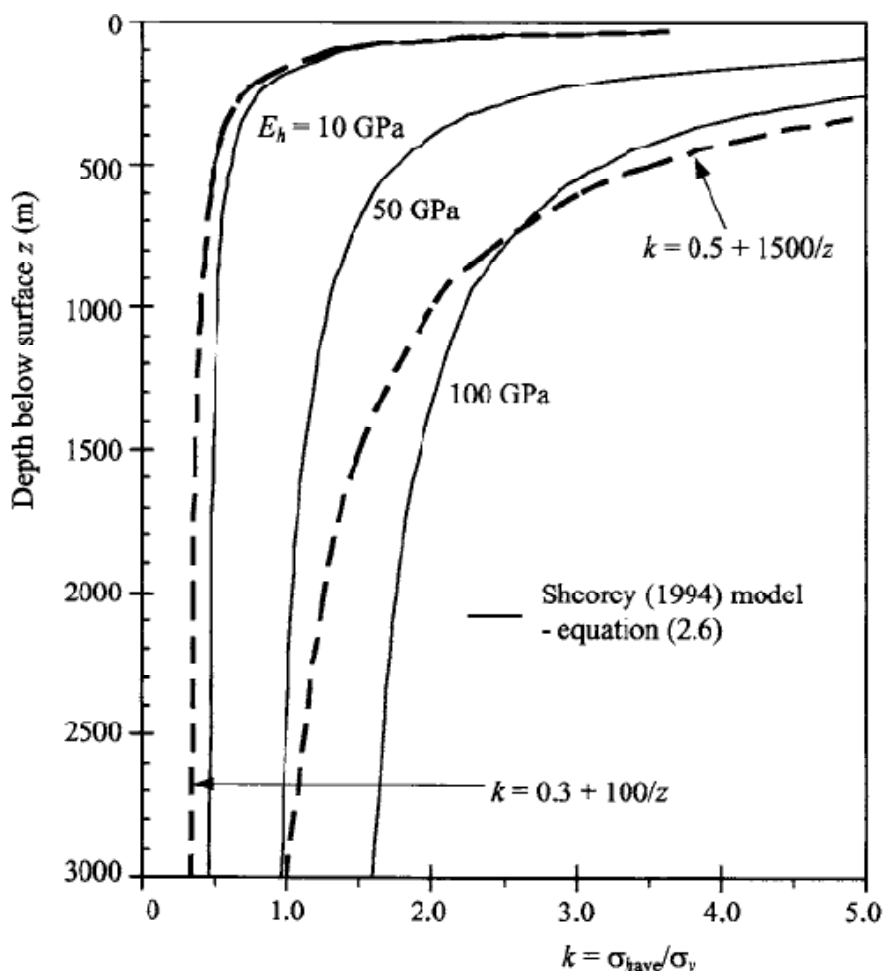


Fig. 2.6 Average horizontal stress to vertical stress ratio versus depth for different deformation moduli based on Sheorey (1994) model.



## نقشه توزیع تنش‌های جهان<sup>۱</sup>

نقشه‌ای برای توزیع تنش‌های جهان تهیه شده است. در تهیه این نقشه از شواهد مختلفی استفاده شده است که کلاً می‌توان آنها را به چهار دسته تقسیم کرد:

الف) مکانیزم کانونی زلزله.

ب) شکستگی‌های حاصل در گمانه‌ها یا ترک‌های ناشی از حفر چال.

ج) اندازه‌گیری‌های تنش درجا به روش‌های مختلف (شکست هیدرولیکی، ...)

د) داده‌های مربوط به شرایط زمین‌شناسی سازندهای جوان (مثل آنالیز حرکت گسل‌ها و هم‌چنین فعالیت‌های آتشفشانی و ...).

در این نقشه طول بردارهایی که برای نشان دادن جهت تنش استفاده شده است، نشانگر کیفیت آن داده است. مثلاً A، برای داده‌های با کیفیت عالی استفاده شده است و در اصل با حساسیت ۱۵-۱۰ ، امتداد تنش اولیه را نشان می‌دهند. داده‌های با رده B با حساسیت ۲۰-۱۵ ، داده‌های گروه C، با حساسیت ۲۵-۲۰ و داده‌های گروه D، داده‌هایی هستند که جهت و یا امتداد آنها سؤال برانگیز است.

رژیم تکتونیکی نشان داده شده در این نقشه NF گسل نرمال<sup>۲</sup>، SS گسل شیب‌لغز<sup>۳</sup>، TF گسل معکوس<sup>۴</sup>، و نامعلوم<sup>۵</sup>، هستند. این نقشه به صورت ریزتر برای کشورهای مختلف نیز تهیه شده است. از این نقشه می‌توان برای تخمین اولیه تنش‌های ماکزیمم افقی  $\sigma_h(max)$  استفاده کرد.

توضیحات روابط بین تنش- عمق و همچنین نقشه تنش‌های دنیا، که در قسمت‌های قبلی توضیح داده شد، می‌تواند در تخمین تنش‌های درجا مفید باشند. فقط این روابط و نقشه‌های مزبور بایستی با احتیاط استفاده شوند و موارد مهم زیر در نظر گرفته شوند:

---

<sup>۱</sup> World stress map

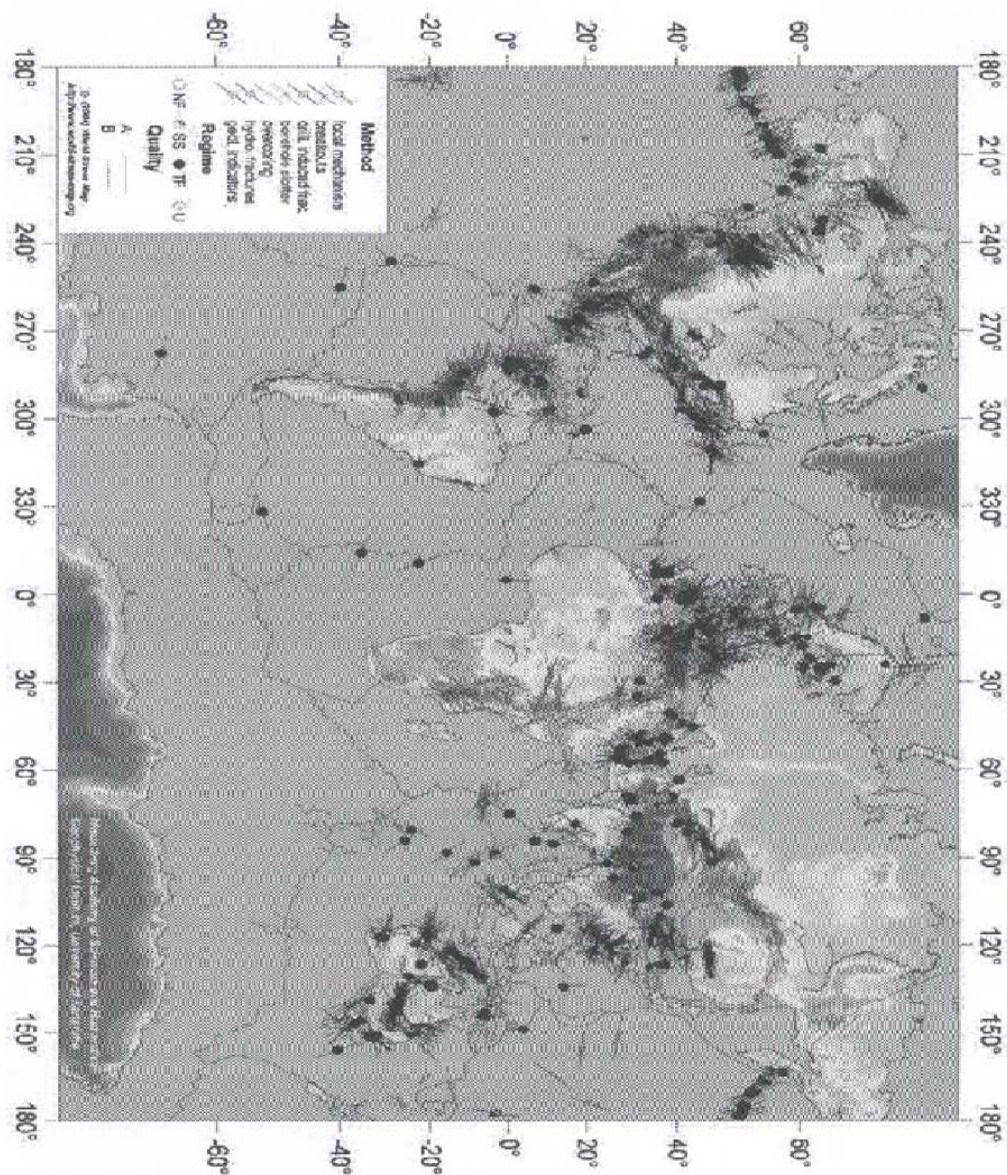
<sup>۲</sup> Normal Fault

<sup>۳</sup> Strike slip

<sup>۴</sup> Thrust fault

<sup>۵</sup> Unknown

Fig. 2.7 World stress map displaying the orientations of the maximum horizontal stress (after Reinecker et al., 2004).



فرض اینکه تنش‌های اصلی به صورت قائم یا افقی قرار دارند در بعضی مناطق سؤال برانگیز است و به عنوان مثال با توجه به شکل ۸-۲ که در آن شکل زمین از ناهمواری‌های مختلف مثل دره یا تپه تشکیل شده، توده سنگ تحت تنش‌های ثقلی بوده و جابه‌جایی افقی هم ندارد، و لذا تنش‌های اصلی به صورت موازی و عمود بر سطح زمین قرار دارند. با افزایش عمق، جهت تنش‌های اصلی به جهت‌هایی که برای زمین هموار متصور است، شبیه است. وجود درزه‌های باز در درون زمین می‌تواند جهت تنش‌های اصلی را تغییر دهد. به عنوان مثال در شکل ۹-۲ این ناپیوستگی نمی‌تواند تنش‌های قائم و یا برشی را که بر آن وارد می‌شود را تجمل کند و صفحات

ناپیوستگی به عنوان صفحات اصلی تنش در می‌آیند، که یکی از تنش‌های اصلی بر این صفحه برابر صفر خواهد بود.

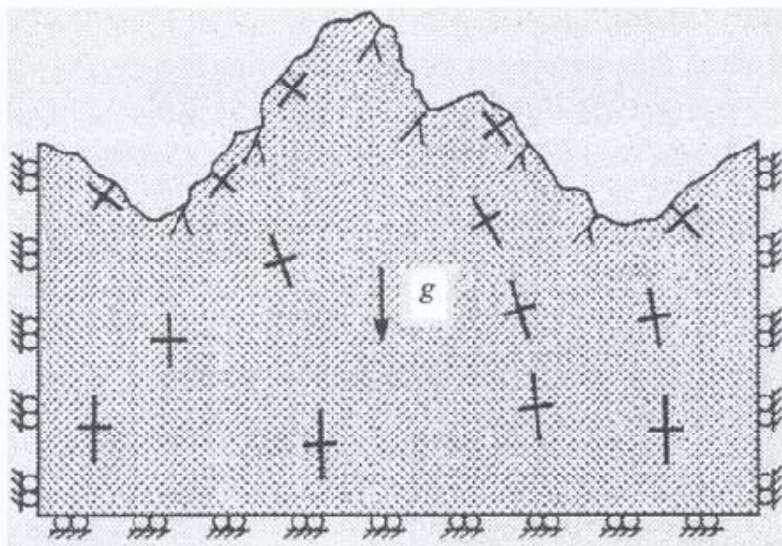


Fig. 2.8 Direction of principal stresses in a rock mass with a complex topography consisting of a series of hills and valleys (after Amadei & Stephansson, 1997).

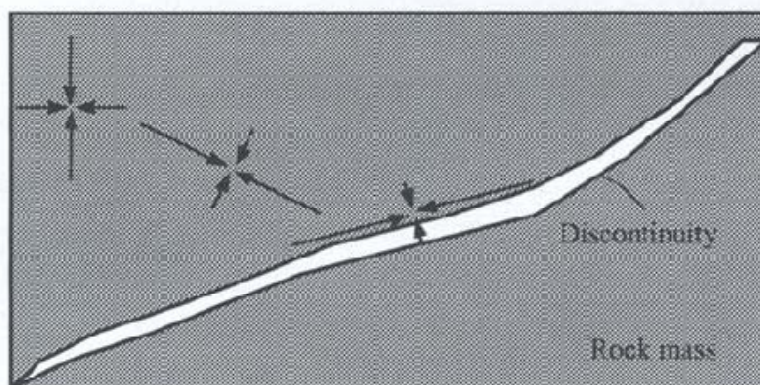


Fig. 2.9 An open discontinuity changes the stress field and causes the principal stresses to be locally parallel and perpendicular to the discontinuity plane (after Hudson et al., 2003).

هم چنین ترکیب تنش‌های درجا می‌توان با عمق تغییر کند. آزمایشات شکافت هیدرولیکی که توسط هیمسون<sup>۱</sup> در چاه‌های نفتی انجام شد، به این منجر شد که در اعماق ۲۰۰-۰ متر، ترکیب تنش‌های درجا به

<sup>۱</sup> Himson

صورت  $\sigma_{h(max)} > \sigma_V > \sigma_{h(min)}$  و برای اعماق ۲۰۰-۴۵۰ متر، داریم:  $\sigma_{h(max)} > \sigma_V > \sigma_{h(min)}$  و برای اعماق بیشتر از ۴۵۰ متر، داریم:  $\sigma_V > \sigma_{h(max)} > \sigma_{h(min)}$ . هم چنین اندازه‌گیری‌های مختلف نشان می‌دهد که ترکیب تنش‌های درجا با افزایش عمق تغییر می‌کنند و جهت تنش‌های درجا نیز شاید با عمق افزایش یابند. گزارش شده که در یک اندازه‌گیری جهت  $\sigma_{h(max)}$ ، در یک فاصله اندازه‌گیری ۵۰۰ متری، جهت آن ۶۰ درجه تغییر یافته است. هم چنین افراد دیگری گزارش کرده‌اند که در اندازه‌گیری‌ها، با افزایش عمق نیز جهت تنش‌های درجا تغییر می‌یابند. (عوامل اصلی ایجاد تنش: روباره، تکتونیک، ژئوترمال، و تنش‌های باقیمانده)

با توجه به معیار موهر- کولمب، شرط شکسته شدن یا گسلش به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_1' \leq C_f + q_f' \cdot \sigma_3'$$

که در آن:

$\sigma_1'$ : تنش اصلی ماکزیمم مؤثر  $\sigma_1' = \sigma_1 - \alpha p$ ، که  $p$  فشار آب حفره ای است.

$\sigma_3'$ : تنش اصلی مینیمم مؤثر  $\sigma_3' = \sigma_3 - \alpha p$

$C_f$ : نیروی چسبندگی گسل.

$q_f'$ : مقاومت فشاری سنگ است:  $q_f' = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ ، که  $30^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$  زاویه اصطکاک داخلی است.

در اعماق زیاد  $C_f$  در مقایسه با تنش‌های منطقه قابل صرف نظر کردن است و لذا رابطه به صورت زیر در می‌آید.

اگر  $C_f = 0$  و  $\alpha = 1$  باشد، داریم:

$$q_f' \geq \frac{\sigma_1 - p}{\sigma_3 - p}$$

این رابطه برای حالات مختلف گسلی به صورت زیر در می‌آید:



$$\text{If: Normal Fault} \Rightarrow q_f' \geq \frac{\sigma_V - p}{\sigma_{h(\min)} - p}$$

$$\text{If: Trust Fault} \Rightarrow q_f' \geq \frac{\sigma_{h(\max)} - p}{\sigma_V - p}$$

$$\text{If: Strike Slip} \Rightarrow q_f' \geq \frac{\sigma_{h(\max)} - p}{\sigma_{h(\min)} - p}$$

این روابط یک محدوده می‌دهند و کار را ساده‌تر می‌کنند.

- اگر گسل نرمال در منطقه وجود داشته باشد، معمولاً  $\sigma_{h(\min)} = (0.6)\sigma_V$  در نظر گرفته می‌شود.

- اگر گسل معکوس در منطقه وجود داشته باشد، معمولاً  $\sigma_{h(\max)} = (2.3)\sigma_V$  در نظر گرفته می‌شود.

- اگر گسل امتداد لغز در منطقه وجود داشته باشد، معمولاً

$$\sigma_V = \frac{1}{2}(\sigma_{h(\max)} + \sigma_{h(\min)})$$

در نظر گرفته می‌شود، به عبارت دیگر  $\sigma_{h(\min)} = (2.2)\sigma_V$  است.

### روش‌های اندازه‌گیری تنش‌های درجا:

- در بعضی از روش‌ها، المان تنش‌های درجا به هم زده نمی‌شود.
- در بعضی از روش‌ها، المان تنش‌های درجا به هم می‌خورد.
- روش دیگر، جبران تنش است، مثل روش جک مسطح<sup>۱</sup>.

---

<sup>۱</sup> Flat Jack

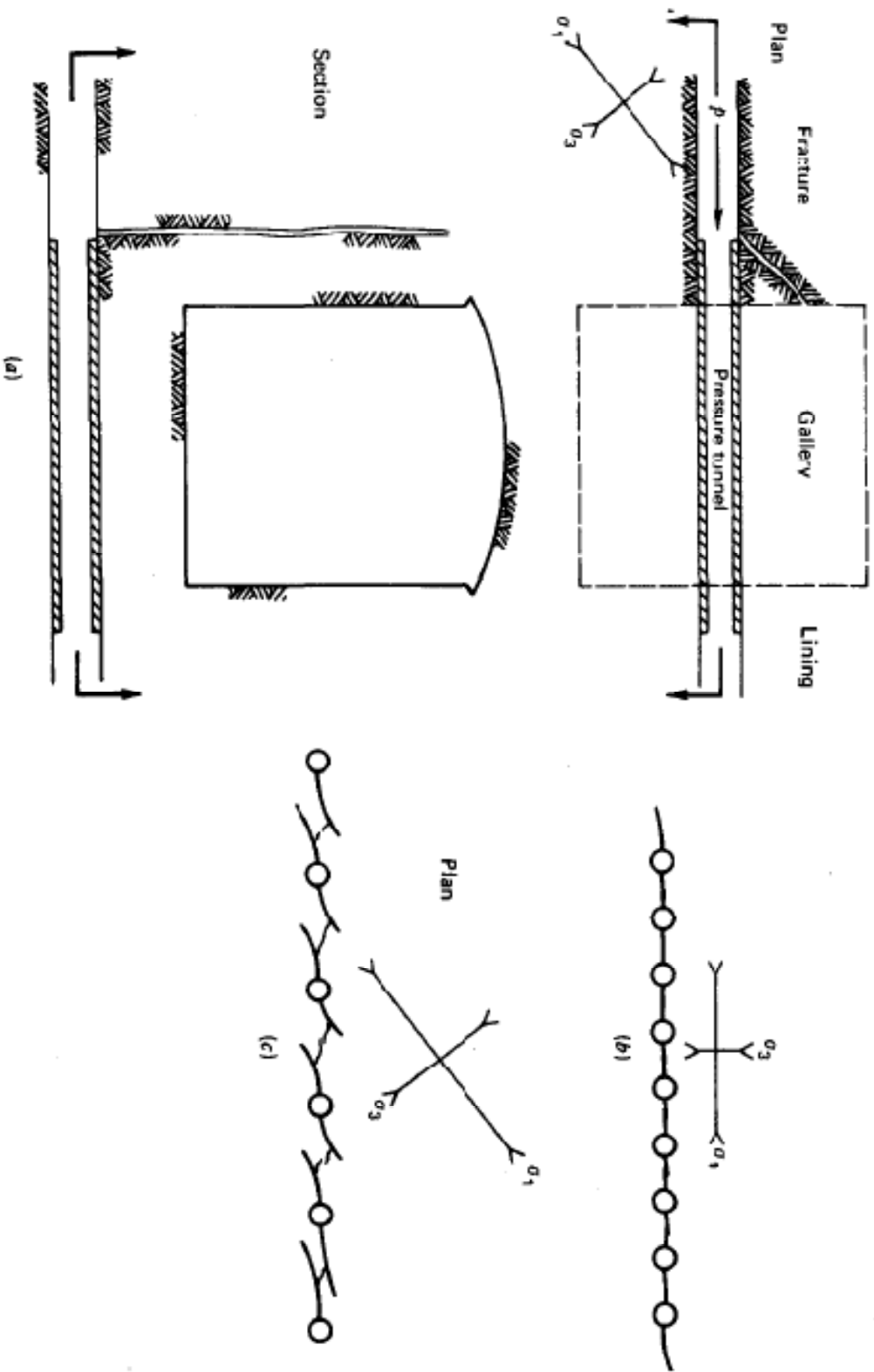
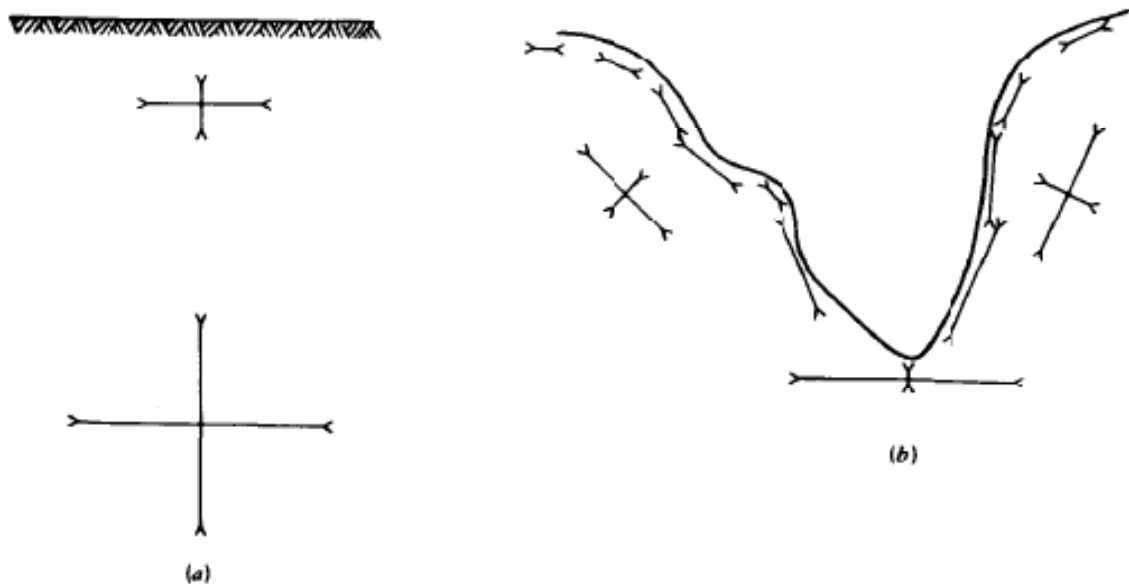
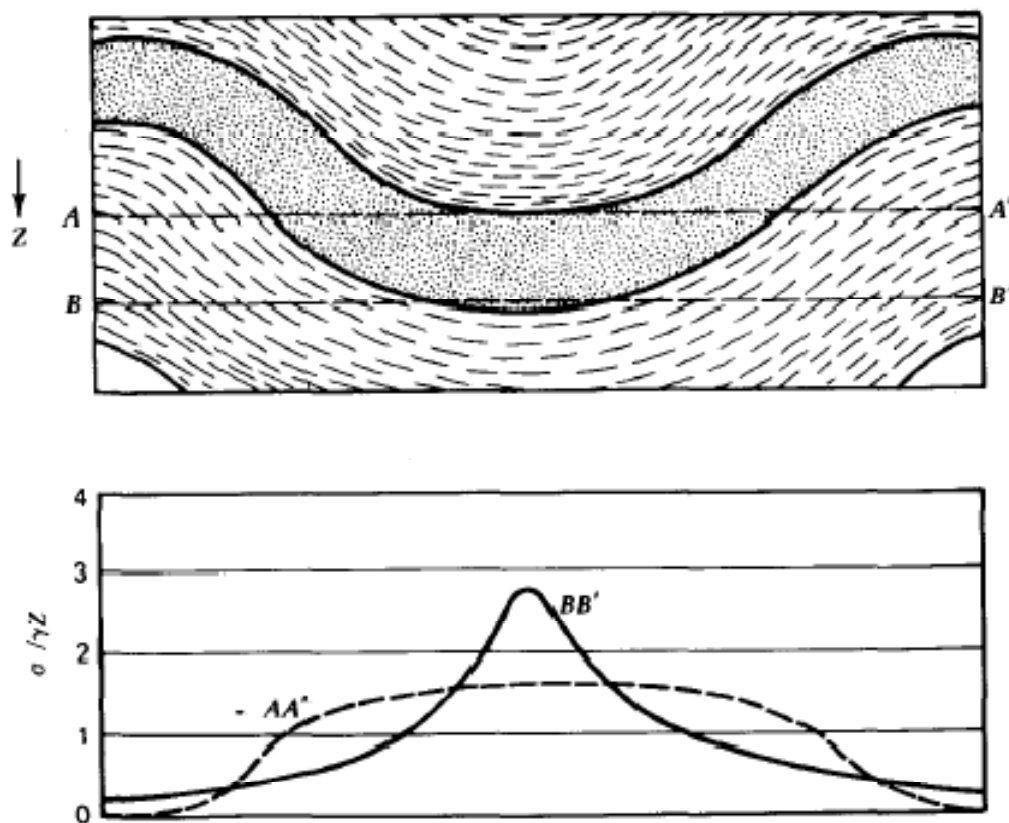


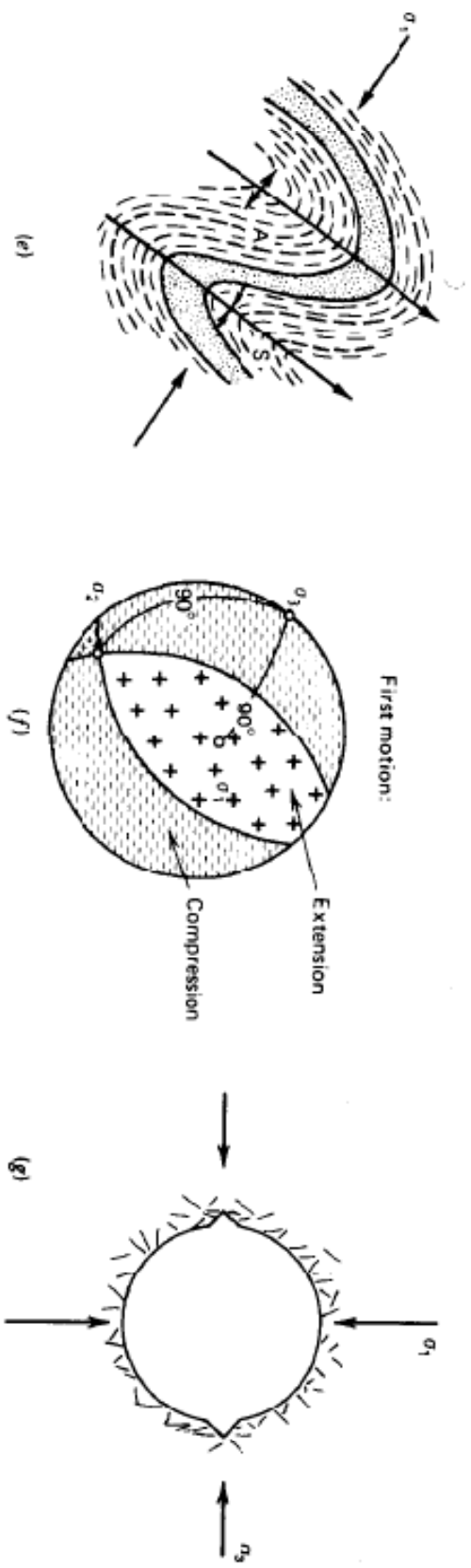
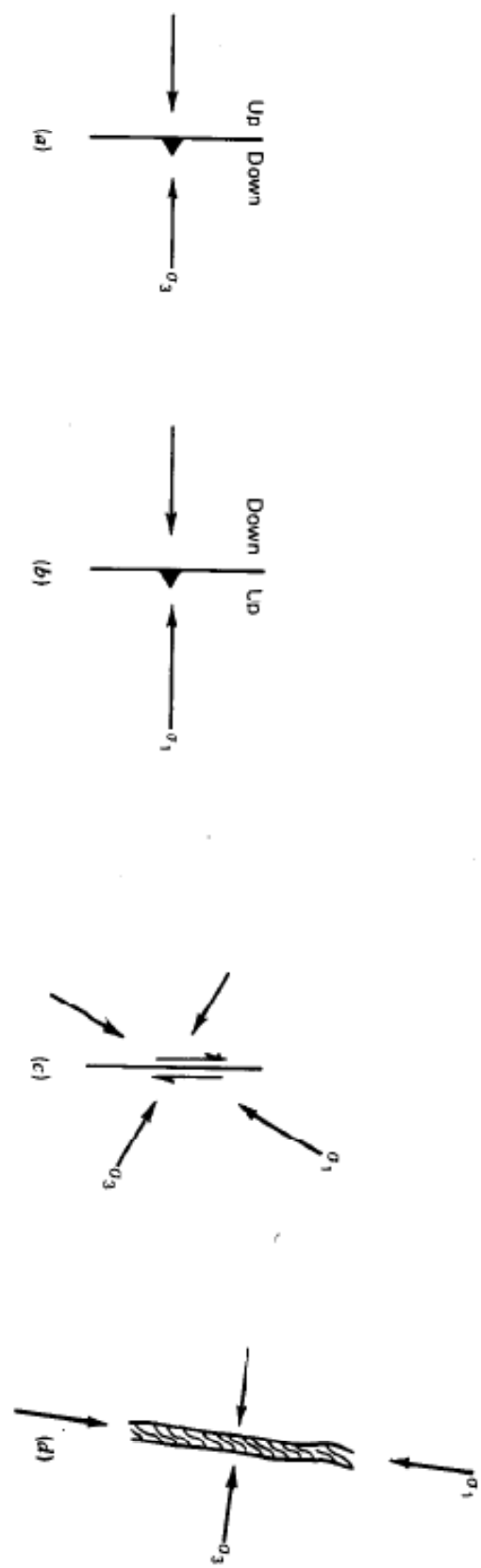
Figure 4.1 Some examples of the influence of stress direction on practice.



**Figure 4.2** The influence of topography on initial stresses.



**Figure 4.3** The influence of folds in heterogeneous, layered rock on vertical stresses.



**Figure 4.8** Directions of stresses inferred from geologic features. (a) to (e) are plan views. (a) Normal fault. (b) Reverse fault. (c) Strike slip fault. (d) Dike. (e) Folds. (f) Stereographic projection of first motion vectors from an earthquake. (g) Relation of stress directions to bore-hole breakouts.



از آنجا که قوانین فیزیک رفتار همه مواد را توضیح می‌دهند، باید یاد گرفته شوند. یکی از مهمترین این قوانین، قوانین حرکت نیوتن است:

(۱) هر جسمی در حالت سکون یا حرکت را سرعت یکنواخت خواهد ماند، مگر اینکه نیرویی به آن وارد شود.

(۲) وقتی نیروهای متعادل به جسم اثر کنند، جسم مذبور تحت شتاب قرار می‌گیرد.

(۳) اگر جسم A بر جسم B نیرو وارد کند، جسم B نیز معادل همان نیرو و در جهت مخالف به

$$\text{جسم A نیرو وارد خواهد کرد } (-\vec{F}_{AB} = \vec{F}_{BA} \quad , \quad |\vec{F}_{AB}| = |\vec{F}_{BA}|)$$

اگر تمام نیروهای وارد بر جسم در حال تعادل باشند، گفته می‌شود جسم در حال تعادل قرار دارد.

برای اینکه کارهای معدنی پایدار باشند، باید طوری طراحی شوند که در شرایط تعادل قرار گیرند. بنابراین طراحی یک فضای پایدار نیاز به درک و فهم فیزیک نیروهای وارده خواهد داشت.

اندازه گیری: مقایسه ویژگی‌های یک جسم با معیار مشخص و تعریف شده را گویند. در سیستم SI داریم:

واحد جرم<sup>۱</sup> برابر کیلوگرم<sup>۲</sup>، واحد فاصله<sup>۳</sup> برابر متر<sup>۴</sup>، واحد زمان<sup>۵</sup> برابر ثانیه<sup>۶</sup>، و واحد جریان برق<sup>۷</sup> برابر آمپر<sup>۸</sup>، در نظر گرفته می‌شود.

جرم جسم ثابت است ولی اگر تحت شتاب‌های مختلف قرار گیرد، نیرو ایجاد می‌شود.

*Force = Mass \* Acceleration*

یکای شتاب معادل  $\frac{m}{s^2}$  یا  $\frac{N}{kg}$  می‌باشد. شتاب جاذبه زمین معادل  $9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right)$   $g_{\text{زمین}}$  است  $g_{\text{ماه}} = \frac{g_{\text{زمین}}}{6}$

---

<sup>۱</sup> Mass  
<sup>۲</sup> kilo gram  
<sup>۳</sup> Distance  
<sup>۴</sup> meter  
<sup>۵</sup> Time  
<sup>۶</sup> second  
<sup>۷</sup> Electric current  
<sup>۸</sup> Amper

همه اجسامی که بر روی زمین قرار دارند، تحت شتاب ثقل زمین قرار دارند، و در هر یک ثانیه  $10 \frac{m}{s^2}$  به سرعت یک جسم در حال سقوط افزوده می‌شود. چون نیروی ثقل (جاذبه) به همه اجسام روی زمین اثر می‌کند، لذا همه اجسام به طور طبیعی تحت نیرویی قرار دارند که وزن<sup>۱</sup> نامیده می‌شود.

$$Weight = Mass * Gravity$$

یکای وزن مانند سایر نیروها نیوتن است. یک نیوتن (N) معادل نیرویی است که به جسم در حال سقوطی به جرم  $100gr$  وارد می‌شود.

برای محاسبه وزن اجسام یا باری که یک جسم بر پی وارد می‌کند، لازم است جرم آن را بدانیم و از آنجا که اجسام در ابعاد و اشکال مختلف هستند، لازم است استانداردی برای اندازه‌گیری جرم داشته باشیم. این استاندارد، دانسیته یا چگالی نامیده می‌شود. که عبارت است از:

$$Density = \frac{Mass}{Volume} \left( \frac{kg}{m^3} \right) \quad or \quad \rho = \frac{M}{V}$$

مقادیر دانسیته برخی مواد به صورت زیر است:

$$\rho_{\text{آب}} = 1400 \left( \frac{kg}{m^3} \right) , \quad \rho_{\text{بتون}} = 2400 \left( \frac{kg}{m^3} \right) , \quad \rho_{\text{ماسه سنگ}} = 2700 \left( \frac{kg}{m^3} \right)$$

$$\rho_{\text{زغال}} = 1400 \left( \frac{kg}{m^3} \right) , \quad \rho_{\text{فولاد}} = 6900 \left( \frac{kg}{m^3} \right)$$

و چگالی نسبی برخی مواد نسب به آب عبارتند از:

$$\rho_{\text{بتون}} = 2.4 , \quad \rho_{\text{ماسه سنگ}} = 2.7 , \quad \rho_{\text{زغال}} = 1.4 , \quad \rho_{\text{فولاد}} = 6.9$$

از پارامترهای مهم دیگر تنش است. اطلاع از مقدار بار مؤثر بر سازه، بسیار اهمیت دارد، فقط باید در نظر داشت که تأثیر بار بر سازه نسبی است و بستگی به سطح تأثیر بار دارد. همچنین باید یک مبنایی برای سطح توزیع بار داشته باشیم. لذا بار وارد بر واحد سطح را به نام تنش می‌نامیم.

$$Stress = \frac{Load}{unit Area} \left( \frac{N}{m^2} \right)$$

---

<sup>۱</sup> Weight

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{M \cdot a}{A} \left( \frac{kg \cdot \frac{m}{s^2}}{m^2} = \frac{kg}{m \cdot s^2} = Pa = \frac{N}{m^2} \right)$$

مقاومت<sup>۱</sup> عبارت است از، ماکزیمم تنش که جسم می‌تواند تحمل کند.

همانند تنش در مورد تغییر شکل نیز به یک استاندارد نیاز داریم. وقتی تنش به جسم وارد شود، جسم کوتاه و یا بلند می‌شود، بسته به اینکه تحت کشش یا فشار قرار گیرد.

$$Strain = \frac{\text{تغییر طول}}{\text{طول اولیه}} \left( \frac{mm}{m} \right)$$

تأثیر کوتاه شدگی و یا افزایش طول بر روی جسم با طول اولیه آن ارتباط دارد. به عنوان مثال در صورتی که سقف یک تونل به اندازه ۲۰ میلیمتر همگرایی داشته باشد، ممکن است این مقدار همگرایی باعث شکست یک ستون چوبی به طول ۱ متر شود. اما اگر این کوتاه شدگی به طول ستون ۴ متری اعمال شود، تأثیر زیادی ندارد و تغییر شکل نسبی کمتری دارد. بنابراین این جسم نمی‌شکند.

$\epsilon_1 =$

در معدنکاری برای راحتی کار از واحد  $\left(\frac{mm}{m}\right)$ ، برای بیان کرنش استفاده می‌شود.

برای مطالعه رفتار اجسام معمولاً از منحنی بار- تغییر شکل و یا تنش- کرنش استفاده می‌کنیم.

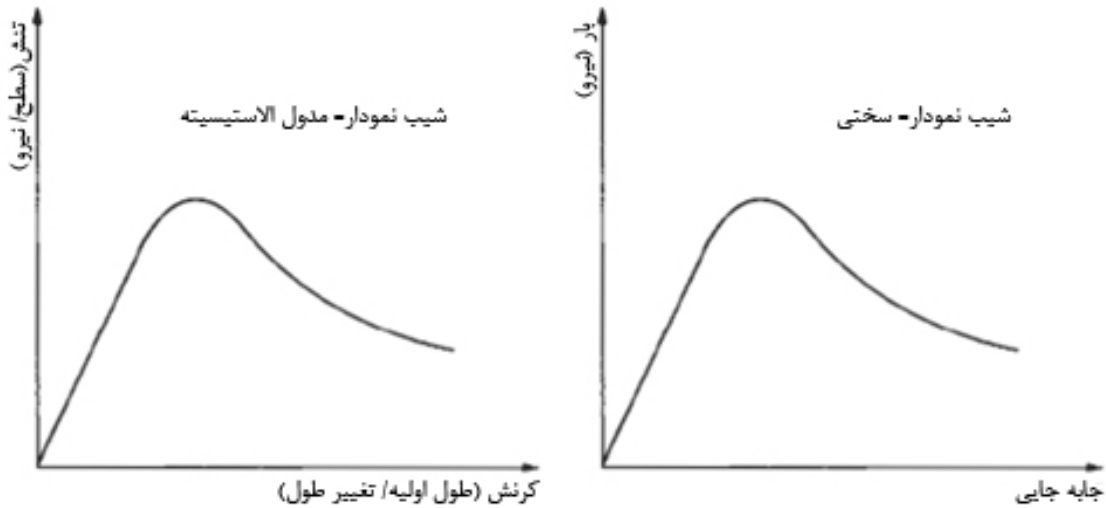
صلبیت<sup>۲</sup>: اجسام مختلف اگر تحت بار یکسانی قرار گیرند، تغییر شکل متفاوتی خواهند داشت. صلبیت یک اصطلاح مهندسی است که رابطه بین مقدار جابجایی<sup>۳</sup> یا تغییر شکل<sup>۴</sup> که جسم تحت بار پیدا می‌کند، را نشان می‌دهد.

$$Stiffness = \frac{L}{d} \left( \frac{N}{m} \right)$$

---

<sup>۱</sup> Strength  
<sup>۲</sup> Stiffness  
<sup>۳</sup> displacement  
<sup>۴</sup> deformation

شیب منحنی بار- تغییر شکل تا نقطه A که جسم شروع به شکست می‌کند را به عنوان صلبیت قبل از شکست نامیده می‌شود.



اجسام تحت تنش یکسان، کرنش‌های متفاوتی را نشان می‌دهند و لذا مدول یانگ یا مدول الاستیسیته، رابطه بین تنش و کرنش حاصل از آن را نشان می‌دهد. مدول یانگ از خواص ذاتی جسم است و تقریباً و تحقیقاً ثابت است.

با توجه به رابطه  $k = \frac{A \cdot E}{D}$ ، می‌توان دریافت که صلبیت قبل از شکست، تابعی از خواص ذاتی جسم و ژئومورفی (هندسه) آن است. همچنین برای یک جسم مشخص، صلبیت با افزایش سطح زیاد شده و با افزایش طول یا ارتفاع، کاهش می‌یابد.

### راه‌های فیزیکی دسترسی به سنگ:

سطح بیرون زدگی‌ها

مغزه‌های بدست آمده حفاری

دوربین‌های درون چاهی (اثر ناپیوستگی‌ها در امتداد محور گمانه را مشخص می‌کند).

به علت سطح محدود بیرون زدگی‌ها و هوازدگی آنها، آزمایشات بر روی مغزه‌های بدست آمده از گمانه‌های اکتشافی قابل انجام می‌شود. برای مطالعهٔ مورد ذکر شده در شکل بالا، لازم است که در مورد ماده سنگ، ناپیوستگی‌ها، توده سنگ، تنش‌ها، غیر ایزوتروپی و غیر همگنی توجه شود و جنبه‌هایی از خواص سنگ که برای طراحی و ساخت سازه لازم داریم باید دقیقاً مشخص شود. اندازه گیری خواص سنگ بکر با توکه به بیرون زدگی‌های سنگی آسانتر است و ساختار توده سنگ در این نقاط به وضوح دیده می‌شود و خواص عمده ناپیوستگی‌ها را با دقت خوبی می‌توان تخمین زد. همچنین تنش‌های درجا را با آزمایش جک مسطح و آزمایشات نفوذپذیری و شکل پذیری بزرگ مقیاس می‌توان اندازه گیری کرد.

خواص مکانیکی سنگ بکر را می‌توان با انجام آزمایش بر روی مغزه‌های حاصل از حفاری اندازه گیری کرد. اندازه گیری خواص ناپیوستگی‌ها شدیداً محدود است. هر چند در امتداد محور گمانه اطلاعات خوبی در مورد فرکانس ناپیوستگی، به کمک دوربین درون گمانه ای بدست می‌آید ولی لین روش اطلاعاتی در مورد سایر ویژگی‌های گمانه بدست نمی‌دهد.

همچنین تنش‌های درجا را نمی‌توان به کمک مغزه‌های حفاری اندازه گیری کرد. هر چند روش‌هایی مثل بازیابی کرنش غیر الاستیک، تحلیل اختلاف کرنش و تأثیر امواج صوتی<sup>۱</sup>، از روی مغزه حفاری هنوز شبیه برانگیز است (این روش‌های اندازه گیری زیاد معتبر نیستند). همچنین امکان اندازه گیری خواص توده سنگ از سنگ بکر میسر نیست. به دلیل محدودیت‌های تحمیلی ناشی از اندازهٔ گمانه، آزمایشات مربوط به تعیین خواص توده سنگ به غیر از روش‌های عکس برداری درون گمانه ای، به روش‌های غیر مستقیم منجر می‌شود. به عنوان مثال در قسمت پایین شکل زیر، مقطع یک ناپیوستگی مورب درون چال که به کمک دوربین درون گمانه ای نشان داده شده است. همچنین به دلیل محدودیت منابع مالی، لازم است موقع بهینه سازی روش کاراکتریزه کردن مشخصات توده سنگ، نیازهای پروژه، انتخاب روش‌های دسترسی به سنگ و روش‌های آزمایش را متناسب با اهداف پروژه تعیین کرد. چون پروژه‌های مهندسی سنگ متعددی وجود دارد، لذا نمی‌توان روش‌های برجای برداشت را استاندارد کرد. ولی روش‌های اجرای آزمایشات مجزا (منفرد)، اغلب استاندارد شده هستند ولی برنامه ریزی کامل و تعداد آزمایشات لازم را نمی‌توان مستقل از اهداف پروژه تعیین کرد. به عنوان مثال اطلاعات لازم برای کارگاه تخریب بلوکی و محل دفن باطله‌های اتمی از هم متفاوت هستند. در اینجا بحث سانسور کردن و بریدن<sup>۲</sup> پیش می‌آید. سه روش اصلی برای دسترسی به سنگ وجود دارد، در صورتی که آزمایشات بسیار نتوع

---

<sup>۱</sup> Kaiser effect  
<sup>۲</sup> tailoring

برای انجام وجود دارد. موضوع طراحی و خیاطی آزمایشات با توجه به اهداف پروژه انجام می‌شود. لازم است برنامه آزمایشات با توجه به اهداف پروژه طراحی شوند.

با توجه به شکل زیر هیستوگرام‌هایی از پارمترهای توده سنگ که در انجمن ISRM مورد بررسی قرار گرفتند، نشان می‌دهد که ارتباط تنش‌های برجا در اهمیت اول پروژه‌های نیروگاه‌های برق آبی و تونل‌های تحت فشار آب قرار دارد. لیست پارامترهای دیگر طراحی که در درجه اهمیت کمتری قرار دارند، عبارتند از: ابعاد ناپیوستگی، تپوگرافی، گسل و چین خوردگی، جهت داری ناپیوستگی‌ها، خواص جدایشی ناپیوستگی‌ها، شکل بلوک، مواد پر کننده داخل ناپیوستگی‌ها، میزان فشار آب، جریا آب داخل توده سنگ، مقاومت فشاری تک محوری ماده سنگ، مدول الاستیسیته ماده سنگ، خواص الاستیک توده سنگ و ...

از طرف دیگر در بعضی دیگر از پروژه‌ها پارامتر مهم، تنش‌های برجا نیستند، مثلاً در عملیات انفجار سطحی و تحلیل پایداری شیب شیروانی‌ها چندان مهم نیست.

برای اندازه گیری خواص درجای سنگ بهتر است از روش‌های استاندارد استفاده شود. اگر موضوع پروژه‌ها جدید باشد و تجربیات کافی در این زمینه موجود نباشد، مثل محفظه تونل‌هایی که برای نصب مگنت‌های ذخیره انرژی سوپرهادی‌ها در حال طراحی است، در این صورت اغلب پارامترها باید شناسایی و طراحی شوند. بنابر این در چنین حالتیکه مگنت‌ها به طور دائم منقبض و منبسط می‌شوند، خواص خستگی ناپیوستگی‌های اطراف حفاری از اهمیت بیشتری برخوردار خواهد بود که در این صورت آزمایشات استاندارد شده ای وجود ندارد. در حین اندازه گیری، به اسراتزی‌های لازم برای طراحی باید توجه شود که تأکید بر آزمایشات ایندکس (شاخص)، آزمایشات اساسی یا طراحی و آزمایشات ترکیبی است.

آزمایشات ایندکس سریع هستند ولی شاید نتوانند خواص ذاتی سنگ را تعیین کنند. این آزمایشات با توجه به شرایط مختلف عوض نمی‌شوند، مثالهایی از این نوع آزمایشات، آزمایش بار نقطه ای و آزمایش سختی چکش اشmitt را می‌توان نام برد. در صورتی که آزمایشات اساسی برای اندازه گیری خواص کلاسیک سنگ، مثل مقاومت فشاری سنگ استفاده می‌شود. مقاومت فشاری را می‌توان با آزمایش بار نقطه ای در سر زمین اندازه گرفت و یا اینکه به صورت آزمایشگاهی و مستقیم و دقیق اندازه گیری کرد. سرانجام می‌توان آزمایشات زیادی در سر زمین و آزمایشات کمی در آزمایشگاه انجام داد، یا اینکه دستگاه آزمایش بار نقطه ای را با آزمایشات مستقیم کالیبره کرد و فقط آزمایشات بار نقطه ای درجا در سر زمین انجام داد.

مثال پاراگراف‌های قبلی نشانگر همه آزمایشات مکینیک سنگی است، از جمله اندازه گیری مدول تغییر شکل پذیری برجای سنگ. کدام مورد از بین روش‌های دیلاتومتر گمانه‌ای، تست جکینگ بار گذاری تونل، تخمین مدول‌ها با استفاده از مدل تحلیلی و یا از روی مقادیر اندازه گیری شده آزمایشگاهی را برای تخمین پارامترهای مرکب سنگ مثل مدول تغییر شکل پذیری، استفاده کرد؟ مدول حاصل از روش جکینگ تونل حدود ۷-۱۰٪ حاصل از تست آزمایشگاهی، و معادل مقدار حاصل از روش المان محدود برگشتی از نشست زمین است. روش تحلیل برگشتی یکی از ابزارهای در دست رس مهندس برای تعیین مدول تغییر شکل است.

با توجه به اینکه اطلاعات مکانیک سنگی در بعضی موارد از گمانه‌ها بدست می‌آید، لذا لازم است که گزارش چهاری و مغزه نگاری دقیق در دست رس باشد و ضمناً از مغزه‌های حفاری، عکس برداری هم صورت گیرد.

با افزایش توانایی میکرو کامپیوتر در اتوماسیون و جمع‌آوری و ارائه آنها در سر زمین انجام می‌شود. مثلاً جمع‌آوری اطلاعات از بایوسنگی‌ها با استفاده از تجهیزات اتوماتیک اندازه گیری موقعیت ناپیوستگی .

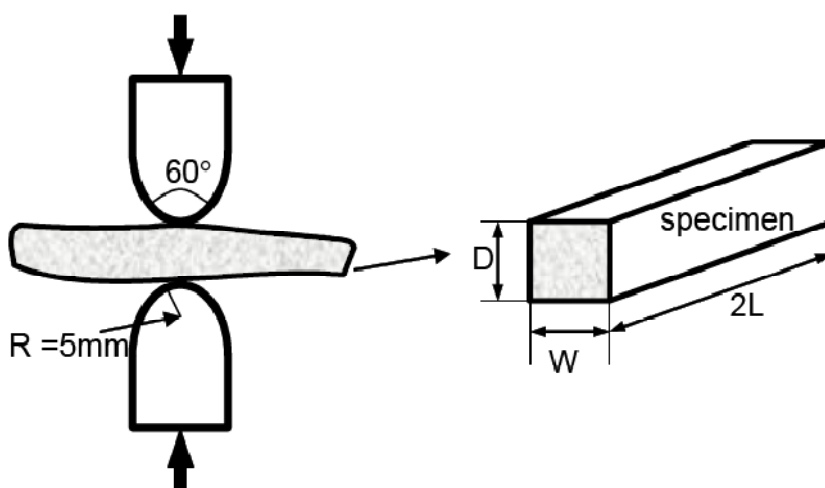
### آزمایشات سنگ بکر:

آزمایشاتی که بر روی ماده سنگ انجام می‌شود یا توصیف ویژگی ماده سنگ، اندازه گیری خواص مکانیکی و سایر پارامترها مثل نفوذپذیری می‌باشد. لازم است خواص سنگ از روی داده‌هایی مثل رنگ، کانی شناسی و سنگ شناسی، برآق بودن و ... تعیین شود، چون برای رده بندی مهندسی سنگ لازم هستند. دو آزمایش متداول که در بیرون زدگی‌ها و مغزه‌ها انجام می‌شود، چکش اشمیت و بار نقطه ای از آزمایشات ایندکس هستند که به عنوان معیاری برای تعیین درجه کیفیت سنگ انجام می‌شوند. تعیین خواص اساسی سنگ با استفاده از جداولی که برای مقادیر ایندکس مختلف تهیه شده است، صورت می‌گیرد.

آزمایش چکش اشمیت بر روی سنگ یا مغزه آزمایش می‌شود. وقتی بلوک بزرگ باشد، چکش خواص ماده سنگ را می‌دهد و اگر سنگ شکسته شده باشد، خواص توده سنگ را می‌دهد. از طرف دیگر شرایط سطح سنگ، تأثیر قابل توجهی را روی نتایج آزمایش دارد. این تأثیر ناشی از ناهمواری سطح و یا هوازگی و دگرسانی آن است. به همین علت پیشنهاد می‌شود که آزمایشات در نقاط متعدد و مختلف در اطراف نقطه مورد نظر انجام شود. اگر تغییرات در نتایج تست، ناشی از ناهمواری و شرایط هندسی سطح باشد، بهتر است داده‌ها حذف شوند و اگر سطح هوازده شده باشد، آنگاه همه داده‌ها مهم خواهند بود. در صورت انجام آزمایش بر روی سطح درزه‌ها،

آنگاه شرایط سطح درزه از اهمیت خاصی برخوردار خواهد بود. اگر اعداد بدست آمده از روی سطح ناپیوستگی، تفاوت زیادی با سطح بدون ناپیوستگی داشته باشد، پس سطح ناپیوستگی دارد هوازده می شود.

آزمایش بار نقطه ای در اصل از روش آزمایش کششی غیر مستقیم (برزیلی)، اقتباس شده است. با مطالعات انجام گرفته معلوم شد که هندسه محیطی نمونه تأثیری در مقادیر آزمایشات ندارد. در آزمایش بار نقطه ای مقاطع مربعی شکل، نتیجه مشابهی با مقاطع دایره ای دارند، به همین علت بارگذاری نقطه ای، از طرف فرانکلین توسعه داده شده و اندیسی به نام اندیس بار نقطه ای بدست می آید. تأثیر ابعاد در آزمایشات بار نقطه ای هم صادق است و هر چه ابعاد نمونه بزرگتر باشد، مقاومت کمتر می شود و آزمایش با قطری معادل ۵۰ میلیمتر انجام می شود. این آزمایش را می توان به صورت موازی و عمود بر لایه بندی انجام داد. این آزمایش مستقل از شکل نمونه است ولی به ابعاد نمونه وابسته است.



**Fig. 4.1.** Schematic figure showing point load test apparatus and the specimen.

سایر آزمایشات ایندکس، مثل تست دوام و اندازه گیری سرعت امواج صوتی هستند که می توان با وسایل قابل حمل اندازه گیری کرد. سرعت امواج طولی و امواج برشی ، به عنوان خواص ایندکس بکار گرفته می شوند و می توانند انیزوتروپی یا هیتروژنی سنگ را نشان دهند و یا بر اساس روابط موجود از روی و ، می توان مقدار و را حساب کرد. از طرف دیگر به توجه به روابط موجود بین و ، می توان (مقاومت فشاری تک محوری ماده سنگ) را هم حساب کرد. تجزیه و تخریب سنگ در اثر وجود آب در داخل سنگ های ضعیف بسیار مهم است. لذا آزمایش دوام که از طرف فرانکلین پیشنهاد شده است در این مورد بسیار مفید می باشد.



## سنگ بکر [۱]

بلوک‌های سالم و عاری از شکستگی بین ناپیوستگی‌ها در داخل توده سنگ می‌توانند از ابعاد چند میلی‌متر تا چندین سانتی متر باشند. خواص ماده سنگ تحت تأثیر خواص فیزیکی مواد تشکیل دهنده آن و نحوه اتصال آنها و چسبندگی مواد به همدیگر است. پارامترهایی که برای توصیف و تشریح سنگ بکر بکار گرفته می‌شوند، عبارتند از: نام سنگ شناسی، رنگ، بافت، ابعاد دانه بندی، برخی از ویژگی‌های سنگ شناسی فرعی، دانسیته، تخلخل، مقاومت، سختی، شکل پذیری و ... هستند.

### رده بندی سنگ بکر

سنگ بکر را هم می‌توان بر اساس ویژگی‌های زمین شناسی و هم از دید نهندسی رده بندی کرد. در حالت اول، کانی‌های تشکیل دهنده سنگ از اهمیت بیشتری برخوردار هستند، از جمله بافت و هر گونه تغییراتی که بعد از تشکیل سنگ در آن رخ داده است. هر چند که رده بندی زمین شناسی ماده سنگ بر اساس نحوه تشکیل و یا نوع آن صورت می‌گیرد. ولی این نوع رده بندی‌ها اطلاعات کمی در خصوص رفتار مهندسی سنگ در اختیار ما می‌گذارند، زیرا ممکن است سنگ‌های با رده بندی زمین شناسی یکسان، از خواص مقاومتی و شکل پذیری بسیار متفاوتی برخوردار باشند. به همین علت رده بندی مهندسی ماده سنگ به خواص مهندسی آن بیشتر مرتبط می‌باشد تا به خواص زمین شناسی آن.

### رده بندی زمین شناسی

#### آ) کانی‌های تشکیل دهنده سنگ

سنگ‌ها را تجمع و ترکیب کانی‌ها تشکیل شده اند و کانی‌ها مواد طبیعی با خواص یکسان هستند. هر چند تعداد زیادی کانی در طبیعت وجود دارد، اما با تعداد محدودی از آنها در کارهای روزمره سر و کار داریم.

سختی موس<sup>۱</sup> که در جدول زیر بکار گرفته شده است، عبارتند از: سختی ۱۰ کانی استاندارد که برای هر کانی عددی مشخص شده است. در این رده بندی، سختی کانی‌ها بر اساس قابلیت خراش یکدیگر بیان شده است. به طوری که سختی نرمترین کانی (تالک)، برابر ۱ است و سختی سخت ترین کانی (الماس) معادل ۱۰ در نظر

<sup>۱</sup> Moh's scale

گرفته شده است. منظور از این عدد ۱۰ آن نیست که نسبت سختی الماس، ۱۰ برابر سختی تالک است، بلکه فقط نشان می‌دهد که الماس سخت تر از تالک است.

Table 3.1 Common rock-forming minerals and their properties.

Mineral	Hardness		Fracture	Structure
	(Moh's scale, 1-10)	Relative Density		
Orthoclase feldspar	6	2.6	Good cleavage at right angles	Monoclinic. Commonly occurs as crystals
Plagioclase feldspar	6	2.7	Cleavage nearly at right angles – very marked	Triclinic. Showing distinct cleavage lamellae
Quartz	7	2.65	No cleavage; Choncoidal fracture	hexagonal
Muscovite	2.5	2.8	Perfect single cleavage into thin easily separated plates	Monoclinic. Exhibiting strong cleavage lamellae
Biotite	3	3	Perfect single cleavage into thin easily separated plates	Monoclinic. Exhibiting strong cleavage lamellae
Hornblende	5-6	3.05	Good cleavage at 120°	Hexagonal – normally in elongated prisms
Augite	5-6	3.05	Cleavage nearly at right angles	Monoclinic
Olivine	6-7	3.5	No cleavage	No distinctive structure
Calcite	3	2.7	Three perfect cleavages. Rhomboids formed	Hexagonal
Dolomite	4	2.8	Three perfect cleavages	Hexagonal
Kaolinite	1	2.6	No cleavage	No distinctive structure (altered feldspar)
Hematite	6	5	No cleavage	Hexagonal

### (ب) رده‌بندی اولیه سنگ

سنگ بکر به سه دسته اصلی بر اساس فرایند تشکیل آنها تقسیم می‌شود (برای توده سنگ هم صادق است):

آذرین<sup>۱</sup>

دگزگونی<sup>۲</sup>

رسوبی<sup>۳</sup>

### سنگ‌های آذرین:

از بین اینها، سنگ بکر آذرین در اثر سرد شدن و کریستال شدن ماگما تشکیل شده است. نوع کریستال شدن ماگما بسته به عمق سرد شدن و سرعت سرد شدن آن دارد. این سنگ‌ها خود به سه دسته تقسیم می‌شوند:

سنگهای آذرین عمیق یا بازی (کریستال‌های درشت دارند)

سنگهای آذرین متوسط

سنگهای آذرین خروجی یا اسیدی (کریستال‌های ریز دارند)

Table 3.2 Geological classification of igneous rocks.

	Type			
	Acid > 65% silica	Intermediate 55–65% silica	Basic 45–55% silica	Ultrabasic < 45% silica
Plutonic	Granite Granodiorite	Diorite	Gabbro	Picrite Peridotite Serpentinite Dunite
Hypabyssal	Quartz Orthoclase porphyries	Plagioclase porphyries	Dolerite	Basic dolerites
Extrusive	Rhyolite Dacite	Pichstone Andesite	Basalt	Basic olivine basalts
Major mineral constituents	Quartz, orthoclase, sodium-plagioclase, muscovite, biotite, hornblende	Quartz, orthoclase, plagioclase, biotite, hornblende, augite	Calcium- plagioclase, augite, olivine, hornblende	Calcium- plagioclase, olivine, augite

<sup>۱</sup> Igneous  
<sup>۲</sup> Metamorphic  
<sup>۳</sup> Sedimentary

## سنگ‌های دگرگونی:

در اثر دگرگونی سایر انواع سنگها به وجود می‌آیند. دگرگونی فرایندی است که طی آن انواع مختلف سنگها در حالت جامد در اثر حرارت، فشار و عوامل شیمیایی تغییر می‌یابند. سنگهای دگرگونی معمولاً بر اساس کانی محتوی و بافت شان رده بندی می‌شوند. جدول زیر رده بندی سنگ‌های دگرگونی را بر اساس ساختار فیزیکی شان که توده‌ای یا ورقه‌ای هستند، را نشان می‌دهد.

Table 3.3 Classification of metamorphic rocks.

Classification	Rock	Description	Major mineral constituents
Massive	Hornfels	Micro-fine grained	Quartz
	Quartzite	Fined grained	Quartz
	Marble	Fine – coarse grained	Calcite or dolomite
Foliated	Slate	Micro-fine grained, laminated	Kaolinite, mica
	Phyllite	Soft, laminated	Mica, kaolinite
	Schist	Altered hypabyssal rocks, coarse grained	Feldspar, quartz, mica
	Gneiss	Altered granite	Hornblende

## سنگهای رسوبی:

از تحکیم رسوبات ناشی از سنگ‌های دیگر به وجود می‌آیند. این سنگ‌ها تقریباً  $\frac{3}{4}$  سطح خشکی‌های قاره‌ای و قسمت اعظم سنگ‌های کف دریاها را تشکیل می‌دهند. در فرایند فرسایش، سنگها هوازده شده و تبدیل به دانه‌های بسیار ریز می‌شوند و یا در آن حل می‌شوند. مواد مزبور توسط آب، باد یا یخچال‌ها در مسافت‌های دور از مکان اولیه جمع می‌شوند. افزایش سخامت آنها تحت تأثیر نیروی وزن، باعث تحکیم و تبدیل آنها به سنگ می‌شود و اشتراکش آنها در دارا بودن صفحات لایه‌ای است. جدول زیر رده‌بندی این سنگ‌ها را نشان می‌دهد.

Table 3.4 Classification of sedimentary rocks.

Method of formation	Classification	Rock	Description	Major mineral constituents	
Mechanical	Rudaceous	Breccia Conglomerate	Large grains in clay matrix	Various	
		Arenaceous	Sandstone	Medium, round grains in calcite matrix	Quartz, calcite (sometimes feldspar, mica)
			Quartzite	Medium, round grains in silica matrix	Quartz
			Gritstone	Medium, angular grains in matrix	Quartz, calcite, various
		Argillaceous	Breccia	Coarse, angular grains in matrix	Quartz, calcite, various
	Claystone		Micro-fine-grained plastic texture	Kaolinite, quartz, mica	
			Shale Mudstone	Harder-laminated compacted clay	Kaolinite, quartz, mica
			Organic	Calcareous	Limestone
	Chemical	Carbonaceous (siliceous, ferruginous, phosphatic)	Coal		
			Ferruginous	Ironstone	Impregnated limestone or claystone (or precipitated)
Calcareous (siliceous, saline)		Dolomite limestone	Precipitated or replaced limestone, fine grained	Dolomite, calcite	

#### رده‌بندی مهندسی سنگ بکر:

در این زمینه رده بندی‌های بسیار متفاوتی ارائه شده است. رده بندی سنگ بکر بر اساس مقاومت و/یا خواص شکل پذیری سنگ طبقه بندی شده است. جدول زیر توسط انجمن ISRM کانادا برای رده بندی سنگ ارائه شده است. در این رده بندی سنگها از بینهایت صعیف تا خیلی قوی رده بندی شده اند. این رده بندی، بر اساس مقاومت فشاری تک محوری سنگ و برخی روش‌های شناسایی سنگ در سر زمین بیان شده است.

Table 3.5 Engineering classification of rock by strength (after ISRM, 1978c; CGS, 1985; Marinos & Hoek, 2001).

Grade	Classification	Field identification	Unconfined compressive strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Examples
R0	Extremely weak	Indented by thumbnail	< 1	- <sup>1)</sup>	Stiff fault gouge
R1	Very weak	Crumbles under firm blows of geological hammer; can be peeled with a pocket knife	1-5	- <sup>1)</sup>	Highly weathered or altered rock, shale
R2	Weak	Can be peeled with a pocket knife with difficulty; shallow indentations made by a firm blow with point of geological hammer	5-25	- <sup>1)</sup>	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rock salt
R3	Medium strong	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; specimen can be fractured with a single firm blow of geological hammer	25-50	1-2	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R4	Strong	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture	50-100	2-4	Limestone, marble, sandstone, schist
R5	Very strong	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture	100-250	4-10	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tiff
R6	Extremely strong	Specimen can only be chipped with the geological hammer	> 250	> 10	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite

1) Point load tests on rocks with unconfined compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

مقاومت بار نقطه‌ای، برای سنگ‌هایی که مقاومت فشاری کمتر از ۲۵ دارند، بهتر است استفاده نشوند، زیرا فک دستگاه آزمایش بار نقطه‌ای در نمونه نرم فرو می‌رود و در نتیجه نمی‌تواند مقاومت سنگ را درست نشان دهد.

رده بندی دیگری از ماده سنگ بر اساس اندازه گیری های آزمایشات بر اساس مقاومت و مدول الاستیسیته سنگ توسط دیر<sup>۱</sup> و میلر<sup>۲</sup> ارائه شده است. این سیستم رده بندی بر مبنای تخمین مقاومت فشاری تک محوری و دیگری مدول الاستیسیته مماسی در ۵۰٪ مقاومت فشاری نهایی تخمین زده شده، استوار است.

رده بندی دیر و میلر (شکل ۱-۳)، برای سنگ های آذرین، رسوبی و دگرگونی ارائه شده است. به جای استفاده مستقیم از مدول الاستیسیته، در این رده بندی از نسبت مدولی، که عبارتند از: نسبت مدول الاستیسیته به مقاومت فشاری تک محوری، استفاده شده است. لذا سنگ را می توان به صورت AM، BH، BL و ... رده بندی کرد. ویت<sup>۳</sup>، پیشنهاد کرده است که مدول الاستیسیته سنگ بکر را می توان از رده بندی های عملی حذف کرد. زیرا مدول الاستیک محاسبه شده در آزمایشگاه به ندرت با مقدار استفاده شده در تحلیل های مهندسی مطابقت دارد. اشکال روش دیر و میلر این است که از مقامت فشاری، دو بار استفاده شده است، یک بار به صورت مستقیم و با دیگر به صورت غیر مستقیم بکار رفته است.

### خواص اینکس سنگ بکر:

#### الف) تخلخل

یکی از پارامترهای مهم برای توصیف و معرفی سنگ، تخلخل است. لذا در اینجا خواص شاخص<sup>۴</sup> مختلف برای ماده سنگ بررسی می شود و مقادیر بارز و ارتباط آنها با یکدیگر بحث خواهد شد. خواص ایندکس در توصیف خصوصیات سنگ می تواند بسیار مفید باشد. تخلخل (n) از فرمول زیر بدست می آید:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V - V_s}{V}$$

که در آن:

$V_v$ : حجم قسمت غیر جامد جسم       $V_s$ : حجم قسمت جامد جسم       $V$ : حجم کل جسم

همچنین از تخلخل، می توان برای تخمین خواص مکانیکی و هیدرولیکی سنگ استفاده کرد. باید توجه داشت که تعیین خواص ایندکس، نمی توان جایگزین روش های طرّاحی و تفضیلی خواص سنگ شود.

<sup>۱</sup> Deere  
<sup>۲</sup> Miller  
<sup>۳</sup> Voight  
<sup>۴</sup> Index

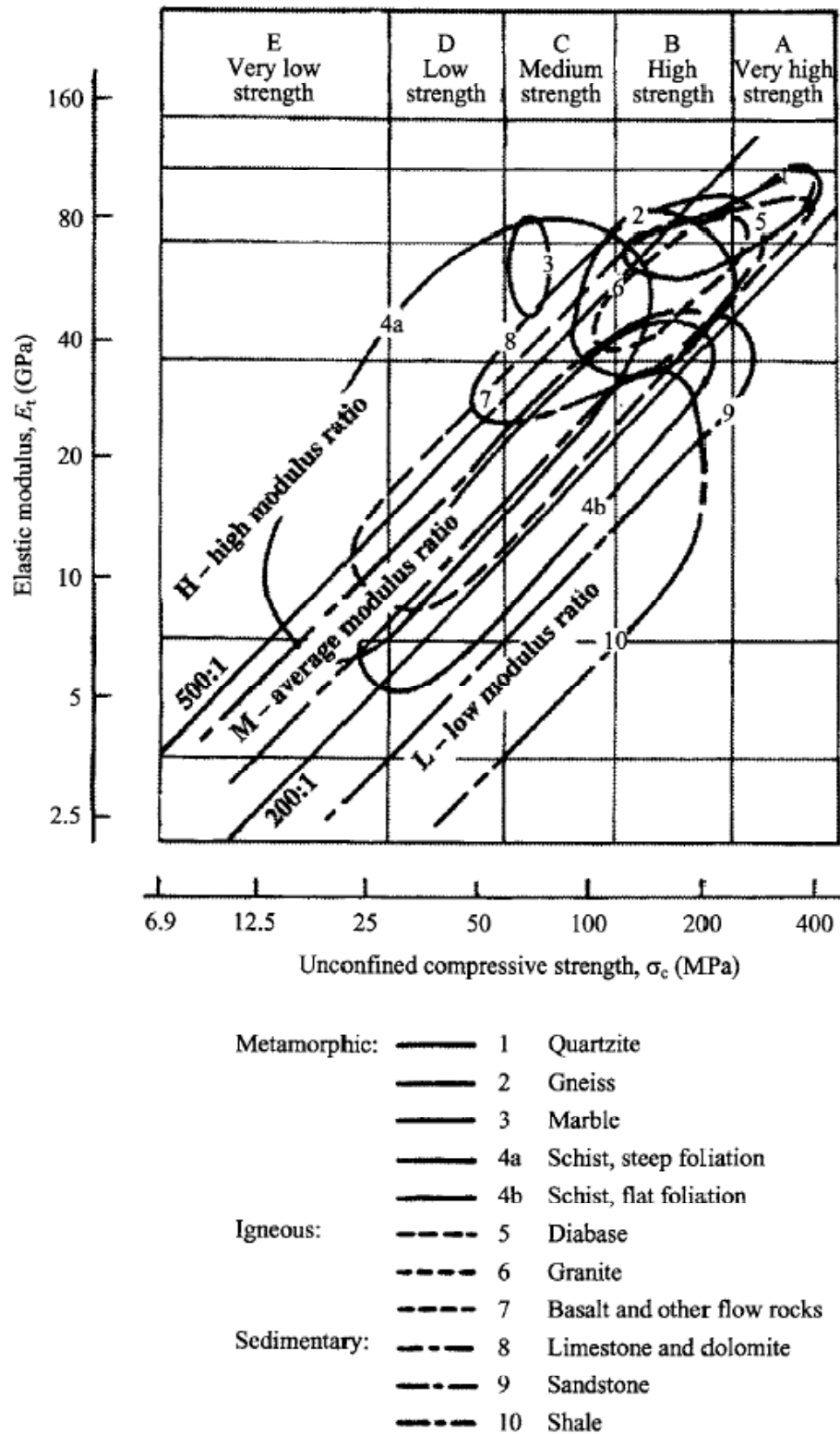


Fig. 3.1 Engineering classification of intact rocks ( $E_t$  is the tangent modulus at 50% ultimate strength) (after Deere & Miller, 1966).



Table 3.6 Typical values of porosity of intact rocks (after Goodman, 1989).

Rock type	Age	Depth	Porosity (%)
Mount Simon sandstone	Cambrian	13,000 ft	0.7
Nugget sandstone (Utah)	Jurassic		1.9
Potsdam sandstone	Cambrian	Surface	11.0
Pottsville sandstone	Pennsylvanian		2.9
Berea sandstone	Mississippian	0-2,000 ft	14.0
Keuper sandstone (England)	Triassic	Surface	22.0
Navajo sandstone	Jurassic	Surface	15.5
Sandstone, Montana	Cretaceous	Surface	34.0
Beekmantown dolomite	Ordovician	10,500 ft	0.4
Black River limestone	Ordovician	Surface	0.46
Niagara dolomite	Silurian	Surface	2.9
Limestone, Great Britain	Carboniferous	Surface	5.7
Chalk, Great Britain	Cretaceous	Surface	28.8
Solenhofen limestone		Surface	4.8
Salem limestone	Mississippian	Surface	13.2
Bedford limestone	Mississippian	Surface	12.0
Bermuda limestone	Recent	Surface	43.0
Shale	Pre-Cambrian	Surface	1.6
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	1,000 ft	17.0
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	3,000 ft	7.0
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	5,000 ft	4.0
Shale	Cretaceous	600 ft	33.5
Shale	Cretaceous	2,500 ft	25.4
Shale	Cretaceous	3,500 ft	21.1
Shale	Cretaceous	6,100 ft	7.6
Mudstone, Japan	Upper Tertiary	Near surface	22-32
Granite, fresh		Surface	0-1
Granite, weathered			1-5
Decomposed granite (Saprolite)			20.0
Marble			0.3
Marble			1.1
Bedded tuff			40.0
Welded tuff			14.0
Cedar City tonalite			7.0
Frederick diabase			0.1
San Marcos gabbro			0.2

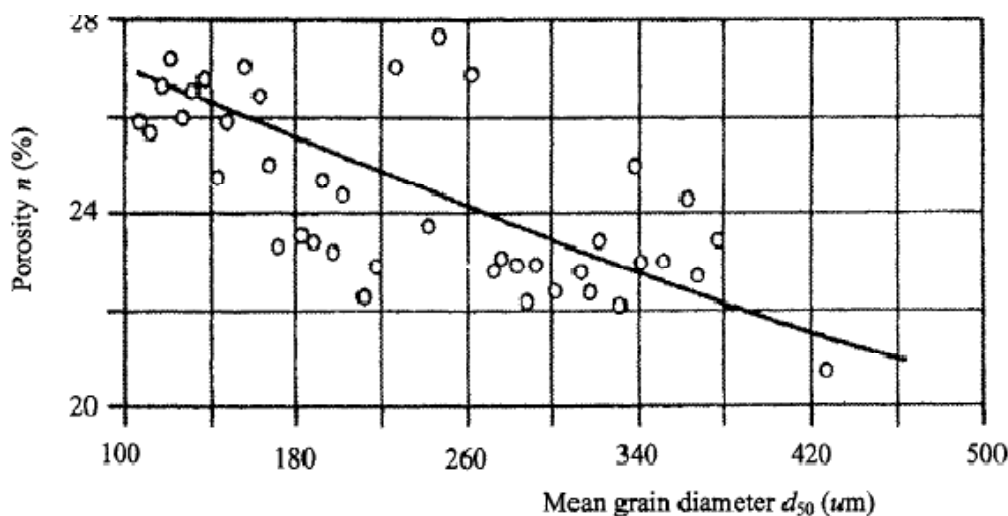


Fig. 3.2 Porosity  $n$  versus mean grain diameter  $d_{50}$  for Bentheim Sandstone (from Schön, 1996).

### (ب) دانسیته

از آنجا که سنگ دارای فضاهای خالی می‌باشد، لذا لازم است فرق بین دانسیته‌های مختلف سنگ در ارتباط با اجزای تشکیل دهنده آن مشخص باشد. انواع مختلف دانسیته‌ها در جدول ۳-۷ آمده است (این پارامتر را می‌توان از روش پیشنهادی (ISRM, ۱۹۷۹C) تعیین نمود). دانسیته سنگ به کانی شناسی، تخلخل و مواد پرکننده ناپیوستگی‌ها بستگی دارد.

Table 3.7 Definition of various density terms (after Stacey et al., 1987).

Term	Definition	Remarks
Density (or bulk density)	$\rho = \frac{m}{V}$	Mass determined at natural water content
Dry density	$\rho_d = \frac{m_s}{V}$	Mass refers to solids only. All moistures dried out of the voids.
Saturated density	$\rho_{sat} = \frac{m_{sat}}{V}$	Mass refers to solids plus water which fills completely the voids.
Grain density (or solid density)	$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$	Both mass and volume refer to the grains (solids) only.

Notes:  $m = m_s + m_w$  and  $V = V_s + V_v$  in which  $m$  is the bulk sample mass,  $m_s$  is the mass of the grains (solids),  $m_w$  is the mass of water in the voids,  $V$  is the bulk sample volume,  $V_s$  is the volume of the grains (solids), and  $V_v$  is the volume of the voids.

رابطه‌ای بین دانسیته  $\rho$  و عمق  $Z$  وجود دارد. به طوری که قبلاً توضیح داده شد، تخلخل با افزایش عمق کاهش می‌یابد و لذا با افزایش عمق، دانسیته بیشتر می‌شود (شکل ۳-۳). پلاک و راپوپرت<sup>۱</sup> (۱۹۶۱)، رابطه‌ای بین دانسیته و عمق بیا کرده‌اند که به صورت زیر است:

$$\rho = \rho_{z.} + A \cdot \log \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

که در آن:

$\rho_{z.}$ : دانسیته سنگ در عمق  $Z_0$  است.

$A$ : ضریبی است که بستگی به تراکم پذیری سنگ دارد.

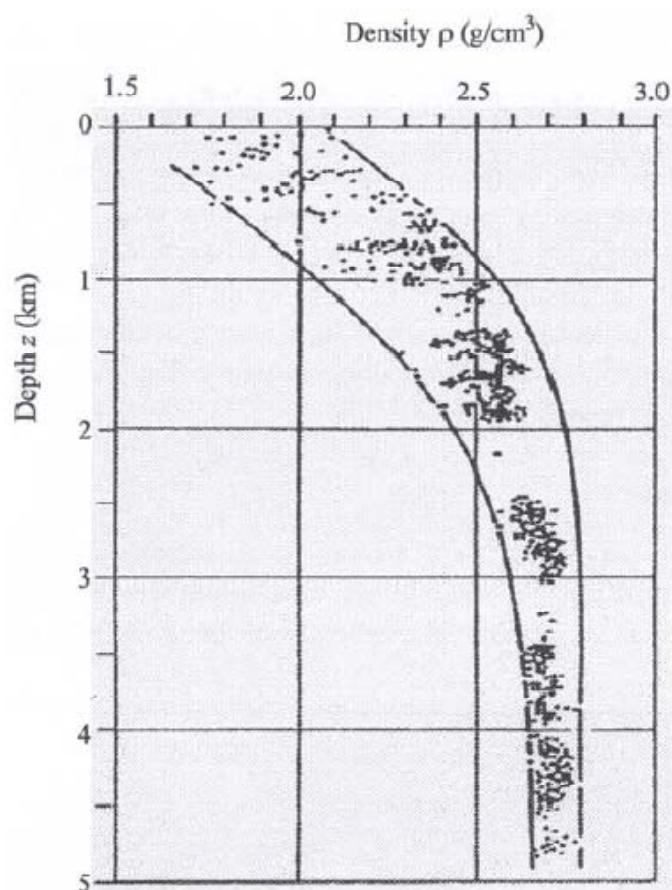


Fig. 3.3 Density  $\rho$  versus depth  $z$  for sedimentary rocks at the North German-Polish Basin (from Schön, 1996).

<sup>۱</sup> Polak & Rapoport

دانشمندی به نام استگنا<sup>۱</sup> (۱۹۶۴)، رابطه زیر را بین دانسیته و عمق بیان کرده است:

$$\rho = \rho_{z.} + (\rho_{z_{max}} - \rho_{z.})(1 - e^{-Bz})$$

$$\rho = \rho_{z_{max}} + (\rho_{z_{max}} - \rho_{z.})e^{-Bz}$$

$B$ : ضریبی است که بستگی به تراکم پذیری سنگ دارد.

Jelic (۱۹۸۴)، برای ماسه سنگ و سیلت رابطه زیر را پیشنهاد کرده است:

$$\rho\left(\frac{gr}{cm^3}\right) = 2.72 - 1.244e^{-0.846z(km)}$$

### ج) سرعت موج

روش‌های ژئو فیزیکی در مکانیک سنگ برای اعماق بسیار زیاد دامنه کاربرد زیادی دارد و می‌توان هم در آزمایشگاه و هم در سر زمین از این روش‌ها استفاده کرد. از روی طول نمونه می‌توان سرعت موج را با توجه به زمان عبور موج می‌توان بدست آورد. در صحرا هم، کاربرد روش لرزه‌ای این گونه است و می‌توان با انفجار در یک گمانه، سرعت موج را در گمانه دیگر بدست آورد و از روی آن خواص سنگها را با توجه به این دو سرعت، که یکی مربوط به روش آزمایشگاهی و دیگری مربوط به روش اندازه‌گیری برجا است، بدست آورد. سرعت امواج الاستیک در داخل سنگ را می‌توان در آزمایشگاه به سه روش مختلف تعیین کرد:

استفاده از امواج صوتی با فرکانس بالا

استفاده از امواج صوتی با فرکانس پایین

روش تشدید

سرعت موج رابطه نزدیکی با خواص سنگ داشته و به عنوان یکی از خواص ایندکس سنگ به حساب می‌آید. در جدول زیر دامنه امواج طولی یا اولیه  $P$  و امواج عرضی یا برشی یا ثانویه  $S$  را برای بعضی از انواع سنگها نشان داده شده است. سرعت موج در داخل سنگها با افزایش فشار به غلت بسته شدن منافذ و میکرو شکافها، افزایش می‌یابد. تأثیر فشار بر سرعت امواج در سنگهای متراکم تأثیرات تغییراتی کمتری دارد، زیرا سنگهای مزبور از میکرو ترکهای کمتری برخوردار هستند.

<sup>۱</sup> Stegena

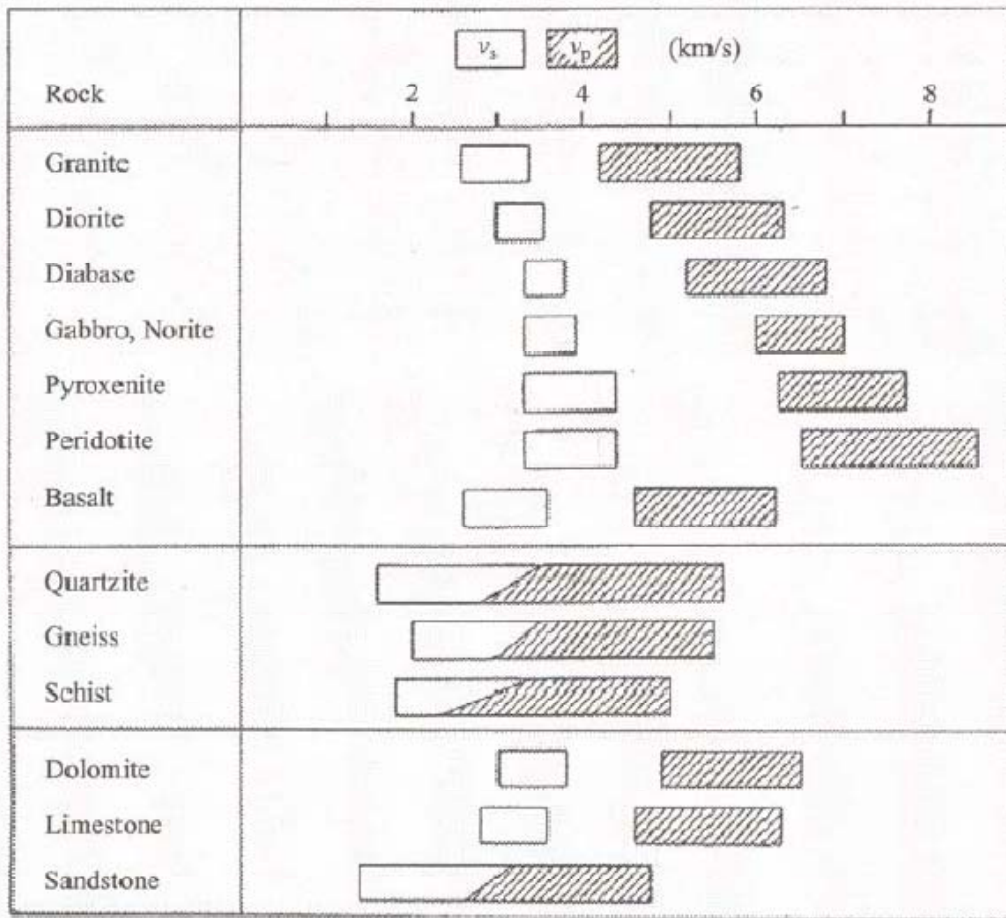


Fig. 3.4 Range of P-wave velocity  $v_p$  and S-wave velocity  $v_s$  of different rocks (from Schön, 1996).

#### د) اندیس بار نقطه‌ای

اغلب به عنوان معیار غیر مستقیم مقاومت فشاری سنگ استفاده می‌شود و در عمل به علت راحتی انجام آزمایش، سادگی تهیه نمونه و کاربرد آن در سر زمین روش بسیار متداولی می‌باشد. در یک آزمایش بار نقطه‌ای، بار فشاری از طریق دو فک مخروطی شکل بر نمونه وارد می‌شود و این امر باعث می‌شود نمونه بین دو انتهای فک تحت کشش می‌شکند، در صورتیکه بار نمونه در شکست برابر  $P$  باشد در این صورت اندیس بار نقطه‌ای از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

که در آن:

D : قطر نمونه است در صورتیکه نمونه به صورت قطری بار گذاری شود. این در حالی است که نمونه‌ها

استوانه‌ای هستند. در غیر این صورت D را می‌توان از رابطه  $D_e = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  بدست آورد، که در آن  $D_e$  را قطر معادل گویند.  $A = D \times w$ ، کوچکترین مقطع نمونه در امتداد صفحه‌ای است که از انتهای فک می‌گذرد. بنابراین این شکل نمونه بر  $I_S$  تأثیری ندارد.

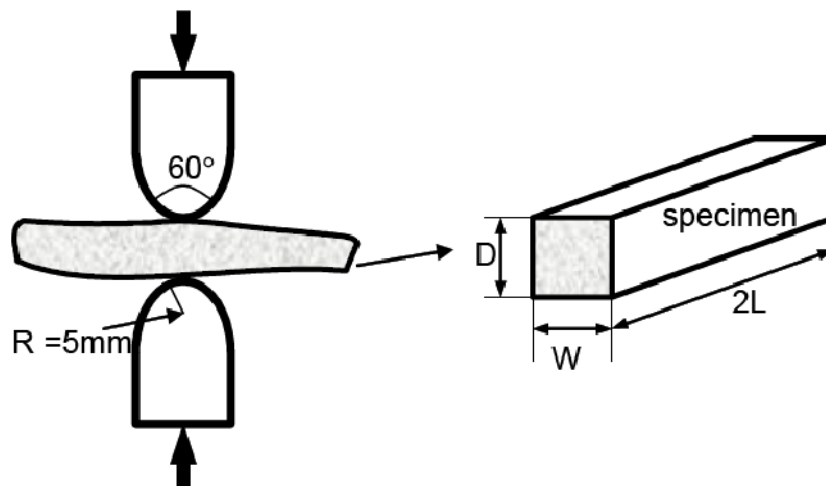


Fig. 4.1. Schematic figure showing point load test apparatus and the specimen.

ابعاد نمونه بر مقدار  $I_S$  تأثیر می‌گذارد، به صورتی که با کاهش D، مقدار  $I_S$  افزایش می‌یابد و برای در نظر گرفتن تأثیر اندازه، معمولاً مقدار اندازه گرفته  $I_S$  را بر اساس  $D = 50$  تبدیل می‌کنند، به صورتی که داریم:

$$I_S = I_S \cdot k_{PLT}$$

که در آن،  $k_{PLT}$  به عنوان ضریب تصحیح است، که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k_{PLT} = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45}$$

در جدول ۳-۵ مقادیر اندیس بار نقطه ای برای سنگ‌های مختلف داده شده است.

Table 3.5 Engineering classification of rock by strength (after ISRM, 1978c; CGS, 1985; Marinos & Hoek, 2001).

Grade	Classification	Field identification	Unconfined compressive strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Examples
R0	Extremely weak	Indented by thumbnail	< 1	- <sup>1)</sup>	Stiff fault gouge
R1	Very weak	Crumbles under firm blows of geological hammer; can be peeled with a pocket knife	1-5	- <sup>1)</sup>	Highly weathered or altered rock, shale
R2	Weak	Can be peeled with a pocket knife with difficulty; shallow indentations made by a firm blow with point of geological hammer	5-25	- <sup>1)</sup>	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rock salt
R3	Medium strong	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; specimen can be fractured with a single firm blow of geological hammer	25-50	1-2	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R4	Strong	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture	50-100	2-4	Limestone, marble, sandstone, schist
R5	Very strong	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture	100-250	4-10	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tiff
R6	Extremely strong	Specimen can only be chipped with the geological hammer	> 250	> 10	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite

1) Point load tests on rocks with unconfined compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

اندیس با نقطه‌ای برای مواد آنیزوتروپ برابر است با:

$$I_{S,Anisotropy(\Delta \cdot mm)} = \frac{I_{S(\Delta \cdot mm)} \perp \vec{P}}{I_{S(\Delta \cdot mm)} \parallel \vec{P}}$$

که در آن:

$I_{S,Anisotropy(\Delta \cdot mm)}$ : ضریب آنیزوتروپی نمونه‌ای به قطر ۵۰ میلیمتر است.

$I_{S(\Delta \cdot mm)} \perp \vec{P}$ : اندیس بار نقطه‌ای که در راستای عمود بر سطح تورق اندازه‌گیری می‌شود.

$I_{S(\Delta \cdot mm)} \parallel \vec{P}$ : اندیس بار نقطه‌ای که در راستای عمود بر سطح تورق اندازه‌گیری می‌شود.

ضریب آنیزوتروپی نشانگر آنیزوتروپ‌تر بودن نمونه است.

در سنگهای ضعیف، توصیه می‌شود از روش بار نقطه‌ای استفاده نشود، زیرا فک دستگاه در نمونه فرو می‌رود و آزمایش درست نخواهد بود.

## ۵) چکش اشمیت

یکی دیگر از روش‌های آزمایش ایندکس، چکش اشمیت است که از روی برگشت ضربه‌ی وزنه‌ی رها شده بر روی نمونه بدست می‌آید. این ایندکس برای آزمایش کیفیت بتون یا سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرد. این دستگاه در انواع مختلف با انرژی‌های ضربه‌ای مختلف ساخته شده است و انواع N و L آن برای اندازه‌گیری خواص سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرد. نوع L دارای انرژی ضربه‌ای  $0.735 N \cdot m$  است که فقط یک سوّم مقدار انرژی ضربه‌ای چکش نوع N است. شرایط استفاده از چکش اشمیت در (ISRM, 1978b) آورده شده است. رابطه‌ی زیر همبستگی بین دو نوع چکش اشمیت L و N را نشان می‌دهد.

$$R_{n(N)} = 7.124 + 1.249 \times R_{n(L)} \quad , \quad r^2 = 0.882$$

$R_{n(L)}$  و  $R_{n(N)}$ : به ترتیب مقادیر سختی حاصل از چکش اشمیت نوع N و L هستند و  $r^2$  ضریب همبستگی و یا ضریب تعیین است. در جدول زیر سختی اشمیت برخی از سنگ‌ها بر اساس چکش نوع L آورده شده است.



Table 3.9 Typical L-type Schmidt hammer rebound numbers  $R_{n(L)}$  for different rocks.

Rock	$R_{n(L)}$	Reference
Andesite	28-52	Dincer et al. (2004); Ayday & Goktan (1992)
Basalt	35-58	Stacey et al. (1987); Dincer et al. (2004)
Chalk	10-29	Bell et al. (1999)
Diabase	36-59	Stacey et al. (1987); Ayday & Goktan (1992)
Dolomite	40-60	Stacey et al. (1987); Sachpazis (1990)
Gabbro	49	Xu et al. (1990)
Gneiss	48	Stacey et al. (1987)
Granite	45-56	Stacey et al. (1987); Ayday & Goktan (1992)
gypsum	30-44	Yilmaz & Sendir (2002)
Limestone	16-59	Stacey et al. (1987)
Marble	31-47	Stacey et al. (1987); Ayday & Goktan (1992)
Marl	18-39	Ayday & Goktan (1992)
Mudstone	15	Xu et al. (1990)
Peridotite	45	Ayday & Goktan (1992)
Prasinite	41	Xu et al. (1990)
Quartzite	39	Stacey et al. (1987)
Rock salt	23	Stacey et al. (1987)
Sandstone	30-47	Stacey et al. (1987)
Schist	29-41	Stacey et al. (1987); Xu et al. (1990)
Serpentinite	45	Xu et al. (1990)
Siltstone	47	Stacey et al. (1987)
Tuff	13-40	Stacey et al. (1987); Ayday & Goktan (1992); Dincer et al. (2004)

### (و) آزمایش دوام:

برای توصیف و تشریح مقاومت ماده سنگ در مقابل هوازدگی و از هم پاشیده شدن به مرور زمان، استفاده می‌شود. در ۱۹۷۱، ISRM پیشنهاداتی برای انجام آزمایش بیان شده است. شخصی به نام Gamble در روی شیل این آزمایش را انجام داده و مقدار آن را از ۰-۱۰۰ درجه بندی کرده است. اگر سنگ سفت باشد، توصیه شده که آزمایش دو بار تکرار شود و اگر سنگ ضعیف باشد یک بار آزمایش کافی است.

تعداد ۱۰ عدد تکه سنگ به وزن  $50.0 \text{ gr}$  را حدود ۱۰ دقیقه در استوانه ای توری درون آب می‌چرخانیم. تأثیر آب و تأثیر عوامل مکانیکی در این آزمایش مهم است.

Table 3.10 Slake durability classification (Gamble, 1971).

Group name	% retained after one 10-minute cycle (dry weight basis)	% retained after two 10-minute cycle (dry weight basis)
Very high durability	> 99	> 98
High durability	98-99	95-98
Medium high durability	95-98	85-95
Medium durability	85-95	60-85
Low durability	60-85	30-60
Very low durability	< 60	< 30

رابطه بین خواص ایندکس مختلف:

خواص شاخص سنگها از نزدیک به هم مرتبط بوده و همبستگی بین آنها وجود دارد.

(أ) رابطه بین تخلخل و دانسیته:

$$\rho = (1 - n)\rho_s + n[S_f\rho_f + (1 - S_f)\rho_g]$$

که در آن:

$\rho_s$ : دانسیته ماتریکس یا دانه‌های تشکیل دهنده سنگ است.

$\rho_f$  و  $\rho_g$ : به ترتیب عبارتند از دانسیته سیال و گاز موجود در داخل منافذ است.

$S_f$ : درجه اشباع بودن منافذ است که از رابطه  $S_f = \frac{\text{حجم سیال درون منافذ}}{\text{حجم کل منافذ}}$  بدست می‌آید.

برای یک سنگ اشباع،  $S_f = 1$  است، لذا رابطه بالا را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\rho = \rho_s - n(\rho_s - \rho_f)$$

از آنجا که دانسیته سیال (آب) در داخل منافذ، کمتر از دانسیته قسمت جامد سنگ است، لذا با افزایش تخلخل، دانسیته کاهش می‌یابد.

رابطه زیر بین دانسیته خشک و تخلخل سنگ‌های گرانیتی، در ترکیه بدست آمده است:

$$\rho_d = 2695 - 25.48n \quad (r^2 = 0.74)$$

همچنین رابطه زیر بین دانسیته خشک و تخلخل سنگ‌های گرانودیوریت-بازالت و ماسه سنگ، در ترکیه بدست آمده است:

$$\rho_d = 2765 - 33.64n \quad (r^2 = 0.94)$$

در هردو رابطه بالا، دانسیته بر حسب  $\left(\frac{gr}{cm^3}\right)$  و تخلخل بر حسب (%) است.

### ب) رابطه بین سرعت امواج در سنگ و تخلخل:

سرعت امواج در سنگ تحت تأثیر ماتریکس سنگ می‌باشد و همچنین خواص سیال موجود در منافذ، در این مورد مؤثر می‌باشد. رابطه زیر برای سنگ اشباع و متخلخل بین سرعت موج و تخلخل پیشنهاد شده است:

$$\frac{1}{v_p} = \frac{1-n}{v_{ps}} + \frac{n}{v_{pf}}$$

در این رابطه  $v_p$  و  $v_{ps}$  و  $v_{pf}$ : به ترتیب سرعت امواج طولی برای سنگ، برای دانه‌های تشکیل دهنده و برای سیال موجود در منافذ است.

از طرف دیگر رابطه زیر برای سنگ‌های تحکیم یافته پیشنهاد شده است:

$$v_p = (1-n)^2 v_{ps} + n v_{pf}$$

جدول ۱۱-۳ بعضی روابط تجربی بین  $v_p$  و  $n$  را بر اساس نتایج اندازه‌گیری شده را نشان می‌دهد.

Table 3.11 Empirical correlations between wave velocity  $v_p$  and porosity  $n$ .

Correlation	Rock Type	Reference
$v_p = 6.32n^{-0.016}$ ( $r^2 = 0.76$ )	Vesicular basalt	Al-Harathi et al. (1999)
$v_p = 6.52 - 0.36n$ ( $r^2 = 0.66$ )	Granitic rocks	Turgul and Zarif (1999)
$v_p = 4.08n^{-0.42}$ ( $r^2 = 0.79$ )	Granites	Sousa et al. (2005)

Notes:  $v_p$  is in the unit of km/s and  $n$  is in %; and  $r^2$  is the determination coefficient.

شکل ۳-۵ رابطه بین  $V_p$  و  $n$  را برای ماسه سنگ اشباع نشان می‌دهد.

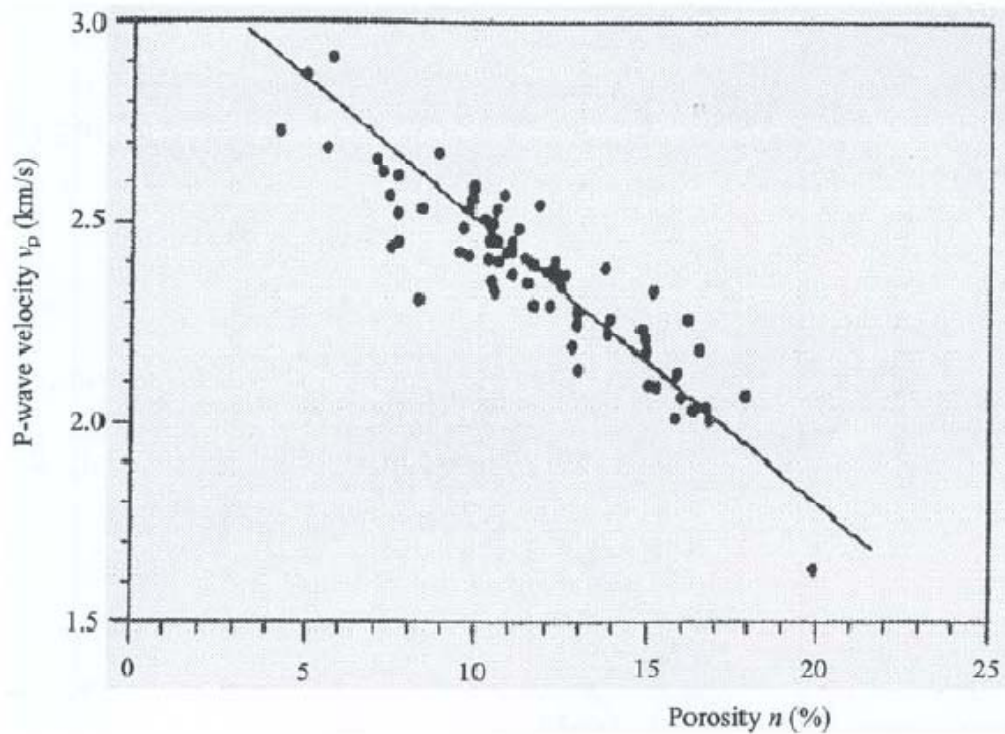


Fig. 3.5 Variation of P-wave velocity with porosity for water saturated sandstone from Rotliegendes, Northern Germany (from Schön, 1996).

ت) رابطه بین سرعت امواج طولی و دانسیته:

با افزایش دانسیته، سرعت امواج طولی ( $V_p$ ) نیز افزایش می‌یابد. بعضی از محققان روابط تجربی مختلفی را برای بیان همبستگی بین  $V_p$  و  $\rho$  پیشنهاد کرده‌اند (جدول ۳-۱۲ و شکل ۳-۶)، که عبارتند از.

ث) رابطه بین بار نقطه‌ای و سرعت امواج طولی

به طور کلی با افزایش  $I_s$ ، مقدار  $V_p$  نیز افزایش می‌یابد. شکل زیر رابطه بین بار نقطه‌ای و سرعت امواج طولی را بیان می‌کند. (شکل ۳-۷)

Table 3.12 Correlations between P-wave velocity  $v_p$  and density  $\rho$ .

Correlation	Rock Type	Reference
$v_p = 2.76\rho - 0.98$	Igneous rocks	Birch (1961)
$v_p = 2.33 + 0.08\rho^{3.63}$	Basalts	Christensen & Salisbury (1975)
$v_p = 2.67\rho - 1.08$	Igneous rocks	Volarovich & Bajuk (1977)
$v_p = 3.10\rho - 2.98$	Plutonic rocks: granite, diorite, gabbro	Marle (1978) & Kopf (1977, 1980)
$v_p = 2.30\rho - 0.91$	Volcanic rocks: porphyrite, keratophyrite, diabase, basalt	Marle (1978) & Kopf (1977, 1980)
$v_p = 3.66\rho - 4.46$	Mudstone (Type I)	Gaviglio. (1989)
$v_p = 3.66\rho - 4.80$	Mudstone (Type III)	Gaviglio. (1989)
$v_p = 3.66\rho - 4.87$	Mudstone (Type IV)	Gaviglio. (1989)
$v_p = 3.66\rho - 4.11$	Wackestone (Type V)	Gaviglio. (1989)
$v_p = 2.61\rho - 1.0 \pm 0.4$	Mantle rocks	Henkel et al. (1990)
$v_p = 5.00\rho - 8.65$ ( $r^2 = 0.55$ )	Crystalline rocks	Starzec (1999)
$v_p = 4.32\rho - 7.51$ ( $r^2 = 0.81$ )	Carbonate rocks	Yasar & Erdogan (2004b)

Notes:  $v_p$  is in the unit of km/s and  $\rho$  is in the unit of  $\text{g/cm}^3$ ; and  $r^2$  is the determination coefficient.

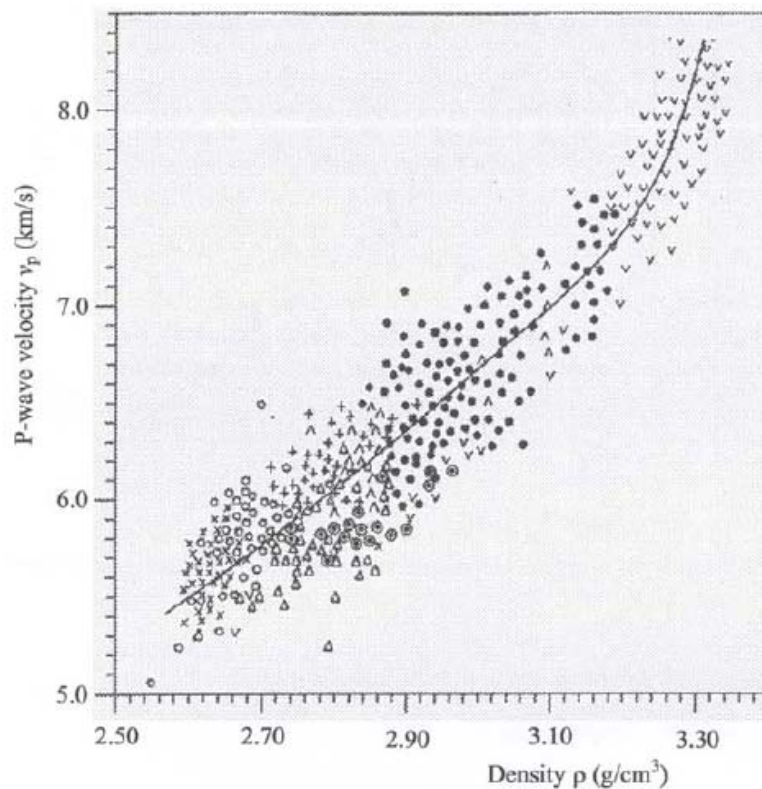


Fig. 3.6 Variation of P-wave velocity  $v_p$  with density  $\rho$  for igneous and metamorphic rocks (from Schön, 1996).

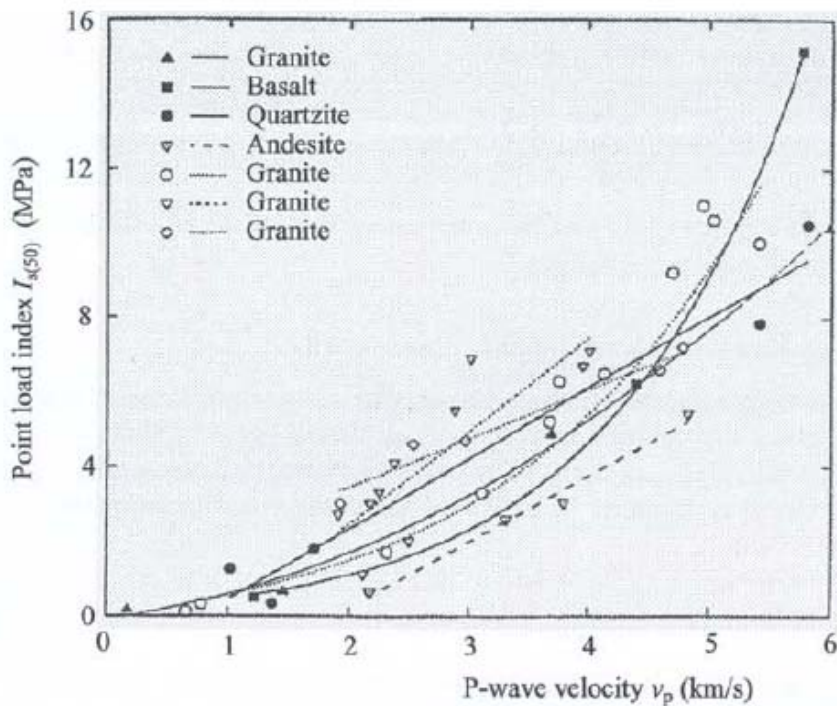


Fig. 3.7 Variation of point load index with P-wave velocity for fresh and weathered crystalline rock (from Gupta & Rao, 1998).

### ج) رابطه بین بار نقطه‌ای و تخلخل:

با افزایش میزان  $n$ ، مقدار کاهش می‌یابد و این بیان را می‌توان با یک رابطه تجربی نمایی به صورت زیر نشان داد. برای سنگ کریستالی تازه و هوانزده، داریم:

$$I_{s(50)} = 7.74e^{-0.039n} \quad (r^2 = 0.84)$$

شکل ۳-۸ رابطه بین  $I_s$  و  $n$  را برای سنگ‌های متخلخل گچ را نشان می‌دهد.

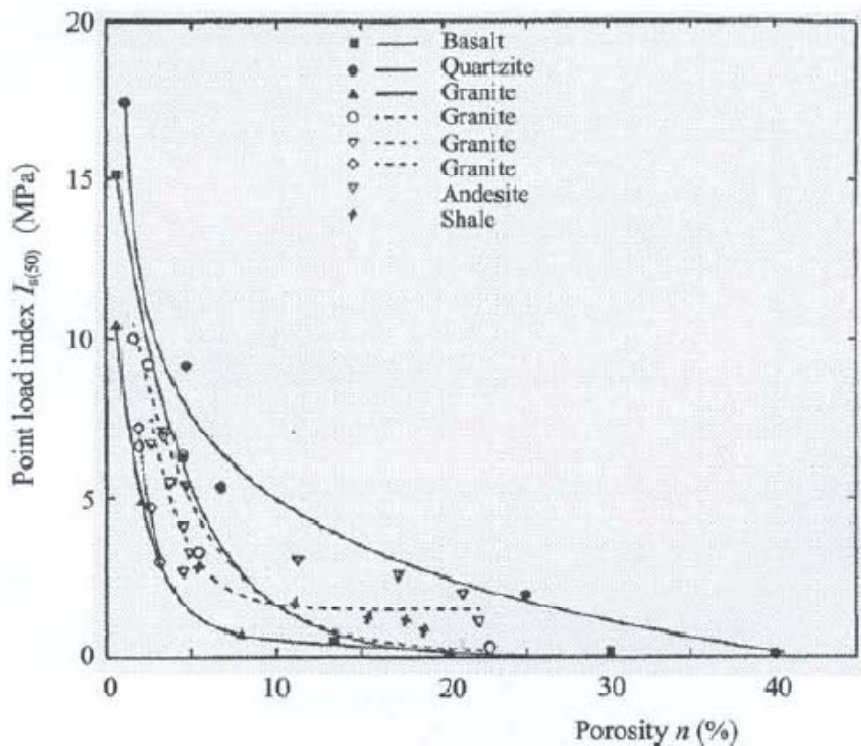


Fig. 3.8 Variation of point load index with porosity for fresh and weathered crystalline rock (from Gupta & Rao, 1998).

### ح) رابطه بین سختی چکش اشमित و تخلخل:

با افزایش تخلخل، عدد سختی چکش اشमित کاهش می‌یابد. یاشار و اردوغان از ترکیه، روابط تجربی زیر را بین پارامترهای  $n$  و  $R_n$  پیشنهاد کرده‌اند. این روابط بر اساس نتایج حاصل از آزمایش بر روی سنگ‌های مختلف مرمر- سنگ آهک- بازالت- ماسه سنگ بدست آمده است.

$$R_{n(L)} = 56.08 - 5.00n \quad (r^2 = 0.80)$$

### خ) رابطه بین سختی چکش اشमित و دانسیته:

با افزایش دانسیته، سختی چکش اشमित نیز افزایش می‌یابد. یاشار و اردوغان از ترکیه، روابط تجربی زیر را بر اساس آزمایشات بر روی همان نمونه‌های قبلی بین پارامترهای  $\rho$  و  $R_n$  پیشنهاد کرده‌اند (دانسیته  $\left(\frac{gr}{cm^3}\right)$ ).

$$R_{n(L)} = 3.0e^{1.066\rho} \quad (r^2 = 0.84)$$



د) رابطه بین سختی چکش اشمیت و سرعت امواج طولی:

با افزایش سختی چکش اشمیت، سرعت امواج طولی نیز در سنگ افزایش می‌یابد. قهرمان، رابطه زیر را بین  $V_p$  (Km/s) و  $R_n(N)$  را به صورت زیر پیشنهاد کرده است:

$$v_p = 0.11R_{n(N)} - 4.41 \quad (r^2 = 0.689)$$

ذ) رابطه بین سختی چکش اشمیت و اندیس بار نقطه‌ای:

با افزایش اندیس بار نقطه‌ای سنگ، سختی چکش اشمیت نیز افزایش می‌یابد. برای سنگ‌های تازه و هوانزده، شکل ۳-۹ رابطه بین  $I_s$  و  $R_n(L)$  را نشان می‌دهد.

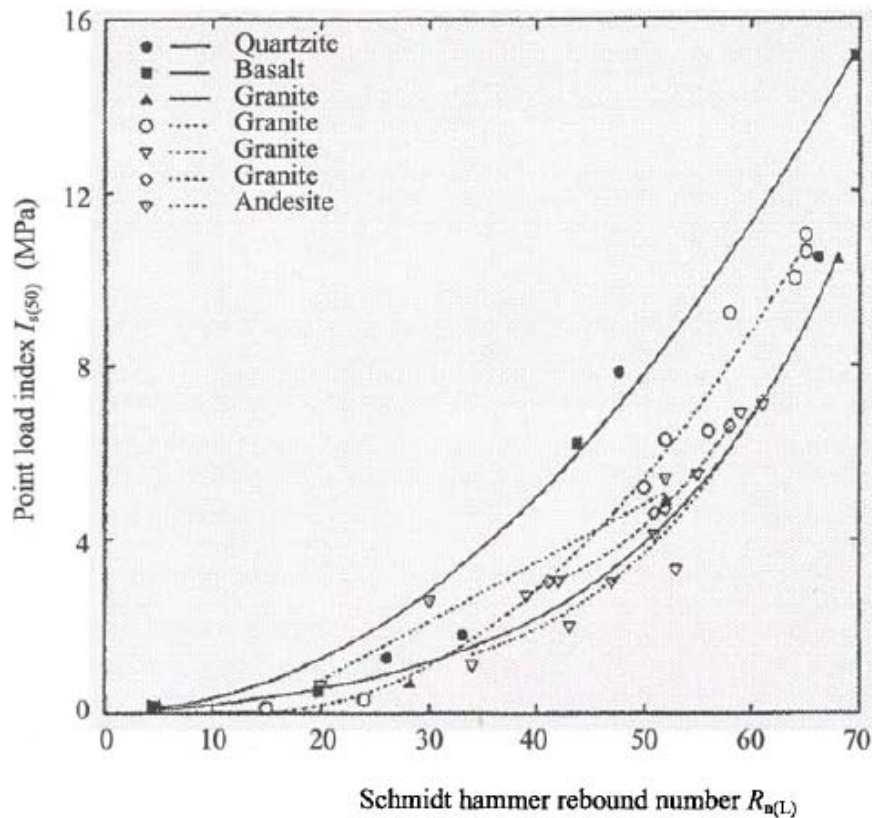


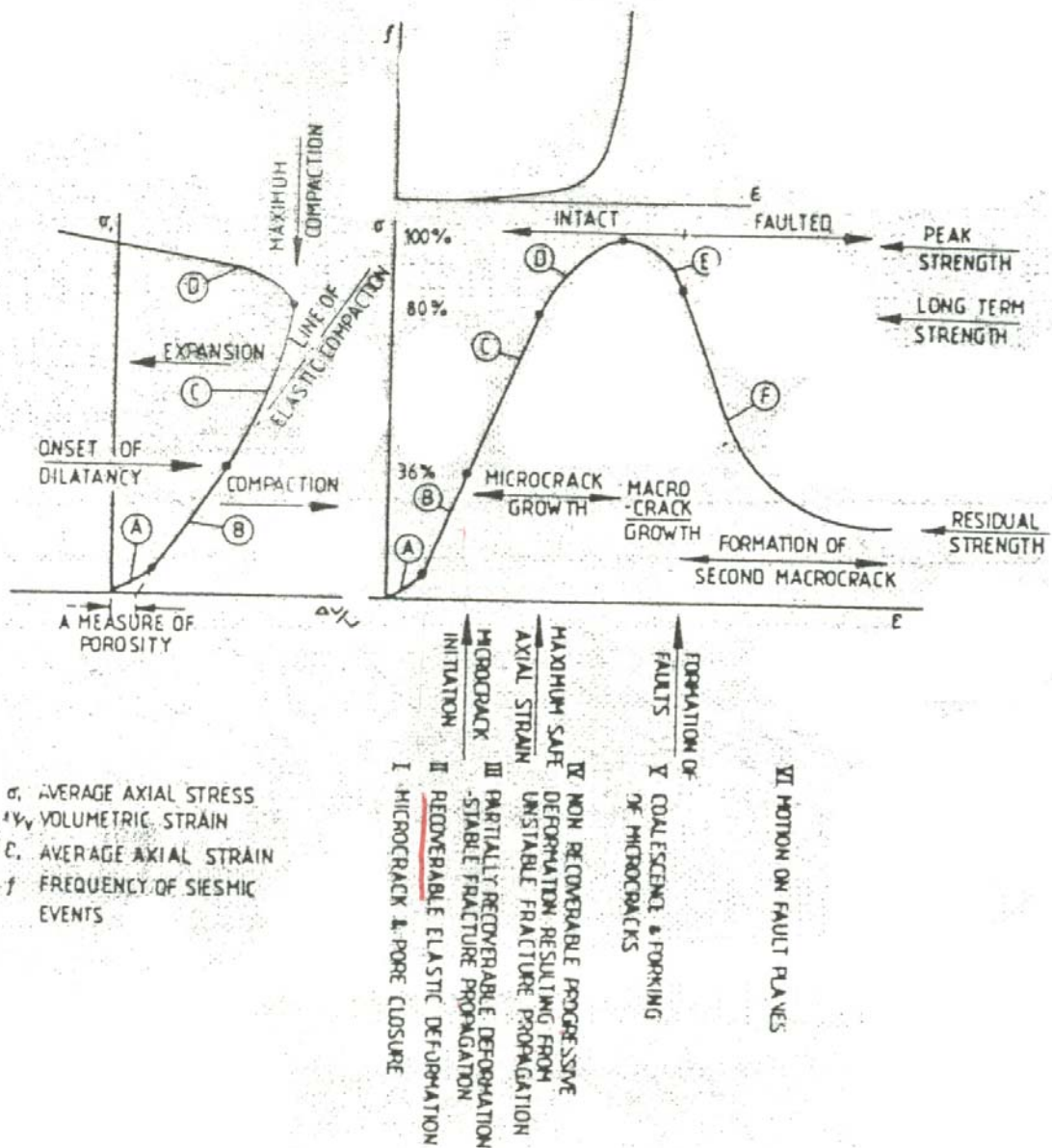
Fig. 3.9 Variation of point load index with Schmidt hammer rebound number for fresh and weathered crystalline rock (from Gupta & Rao, 1998).

به هر حال روش‌های ایندکس، نباید جایگزین روش‌های طراحی شود، ولی در مراحل اولیه پروژه روش‌های ایندکس برای برآوردهای اولیه، قابل کاربرد هستند.



رفتار بعد از شکست سنگ:

### Rock Deformation



FUNDAMENTALS OF ROCK MECHANICS

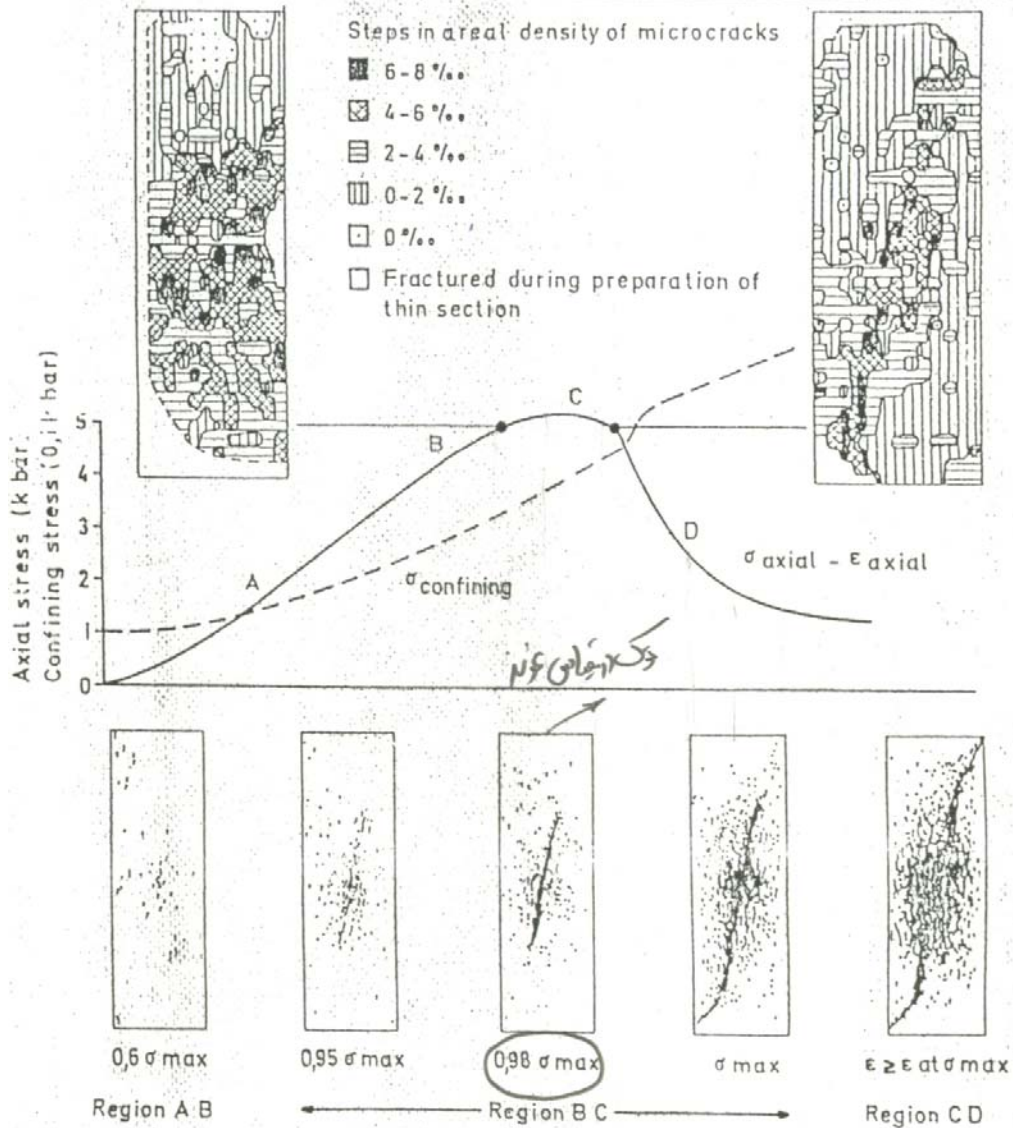


Fig. 4.5.2 A composite representation of the complete stress-strain curve and the incremental radial stress-axial strain curve for a suite of triaxial compression tests done in a stiff-testing machine and in a stiff, sealed triaxial cell, using specimens of argillaceous quartzite prepared from a single piece of rock. The axial sections through specimens stopped at various stages of compression show the structural changes associated with the complete stress-strain curve and associated dilatancy (after Hallbauer *et al.*, 1973).

## پیش زمینه‌ای در تست سنگ بکر<sup>۱</sup> [۴]

با اطلاع از مفهوم تنش- کرنش و رابطه بین آنها می‌توان به عکس العمل‌های سنگ در مقابل نیروهای وارده بهتر پی برد. بهتر است اول مطالعه ماده سنگ، دوم مطالعه ناپیوستگی‌ها و سوم مطالعه تأثیر ترکیب ماده سنگ و ناپیوستگی و سهم هر کدام را در رفتار و خواص توده سنگ را بررسی کنیم.

زمینه مطالعه سنگ بکر در اوایل دهه ۱۹۶۰م، یعنی در شروع توسعه علم مکانیک سنگ، توجه بیشتری به ماده سنگ نسبت به دیگر پارامترهای سنگ شد. این امر دو علت داشت:

الف) اصول مکانیکی جامدات، با استنتاج از فیزیک سنگ به نحو وسیع و گسترده ای در علم مکانیک سنگ استفاده می‌شود.

ب) نمونه‌هایی که از اعماق زیاد توسط مغزه گیری بدست آمده اند یا نمونه‌هایی که به صورت استوانه ای از بلوک‌های سنگی تهیه می‌شوند.

لذا با توجه به زمینه موجود و سادگی تهیه نمونه، و با توجه به زیر ساخت‌های موجود، آزمایش سنگ بکر مورد توجه خاصی قرار گرفت و باعث تمرکز مطالعات بر روی ماده سنگ شد. در این خصوص شکل پذیری، مقاومت و شکست سنگ موارد مورد توجه هستند. تأکید اولیه روی این موضوع منجر به اختراع امکان بدست آوردن منحنی تنش- کرنش کامل سنگ در سال ۱۹۶۶م شد. این منحنی در اصل رفتار بعد از شکست نمونه سنگی را نشان می‌دهد.

منطقه شکست اهمیت بسیاری در مکانیک سنگ دارد. به طوریکه می‌توان سازه را برای مقاومت بعد از شکست طراحی هم کرد. این کار با سایر اشکال مهندسی که مواد باید در منطقه قبل از شکست و یا الاستیک باقی بمانند، متفاوت است.

تنش‌های بالا و یا زیاد به صورت درجا:

تنش‌های بالا که عامل مؤثر در گذار سنگ به منطقه بعد از شکست هستند، می‌توانند به طور مستقیم و یا در نتیجه حفاری رخ دهند و یا به صورت غیر مستقیم در گوشه‌ها و لبه‌های بلوک‌های سنگی که در اثر فرآیند حفاری جابه‌جا شده و یا به هم خورده‌اند، رخ دهد.

---

<sup>۱</sup> The background to intact rock testing

## منحنی کامل تنش کرنش در آزمایش تک محوری<sup>۱</sup>

شکل پذیری، مقاومت و شکست سنگ بکر برای درک بهتر فرآیند حفاری کلاسیک و یا مکانیزه و برآورد میزان نگهداری لازم در مقابل تنش و یا ناپایداری بلوکی بسیار مهم می‌باشند. از طرف دیگر سنگ ماده ای بسیار پیچیده است که می‌تواند ۲۱ ضریب الاستیک داشته باشد و تحت شرایط بارگذاری و یا تنش بسیار متنوع قرار گیرد.

یکی از راه‌های مناسب برای مطالعه رفتار سنگ، مطالعه منحنی کامل تنش-کرنش سنگ است. در شکل زیر ساده ترین نوع بارگذاری (آزمایش مقاومت فشاری تک محوری)، نشان داده شده است که در امتداد محور نمونه انجام شده است. در این آزمایش نمونه‌های استوانه‌ای از سنگ تحت بار قرار گرفته و تغییر شکل‌ها اندازه‌گیری می‌شوند.

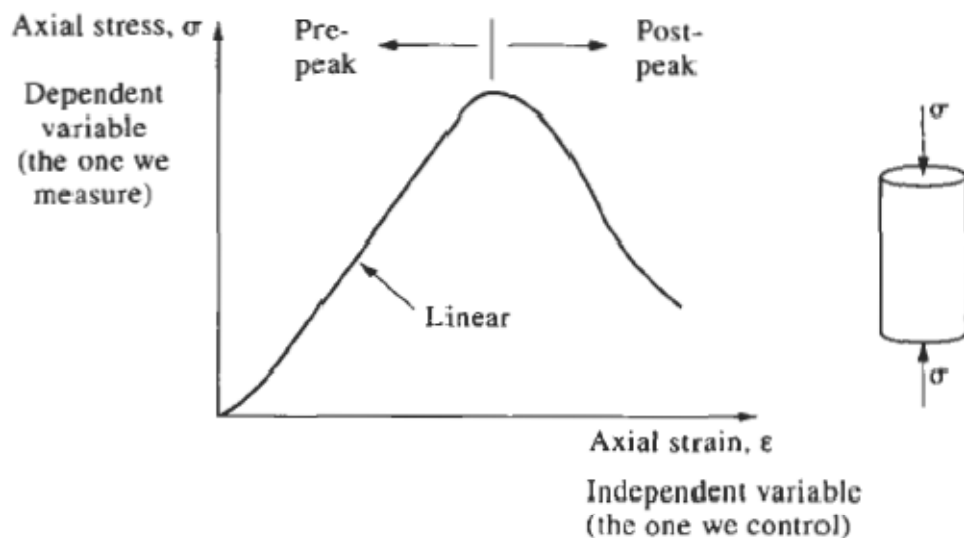
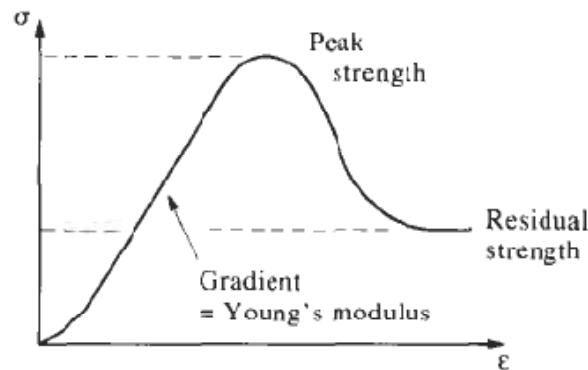


Figure 6.1 The complete stress-strain curve.

<sup>۱</sup> The complete stress-strain curve in uniaxial compression



**Figure 6.2** The complete stress-strain curve illustrating various mechanical parameters.

تعرفه منحنی تنش-کرنش سنگ، در قسمت ابتدایی منحنی به سمت بالا است، برخلاف منحنی تنش-کرنش خاک (که به سمت پایین است)، این دو دلیل دارد:

(۱) بسته شدن درزه‌ها و منافذ در سنگ بر خلاف خاک.

(۲) مشکل بودن تهیه نمونه‌ها با مقاطع موازی هم.

به دنبال قسمت ابتدایی منحنی، یک منطقه مستقیم و خطی وجود دارد که تقریباً مشابه رفتار الاستیک ایده‌آل مواد است. شیب این منحنی به عنوان مدول الاستیسیته تعبیر می‌شود، که عبارت است از:

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

مدول الاستیسیته به چند طریق محاسبه می‌شود، که عبارتند از:

الف) مدول مماسی (تانژانتی): شیب خط مماس بر منحنی تنش-کرنش در یک نقطه معین را گویند و با  $E_{tangent}$  نشان می‌دهند.

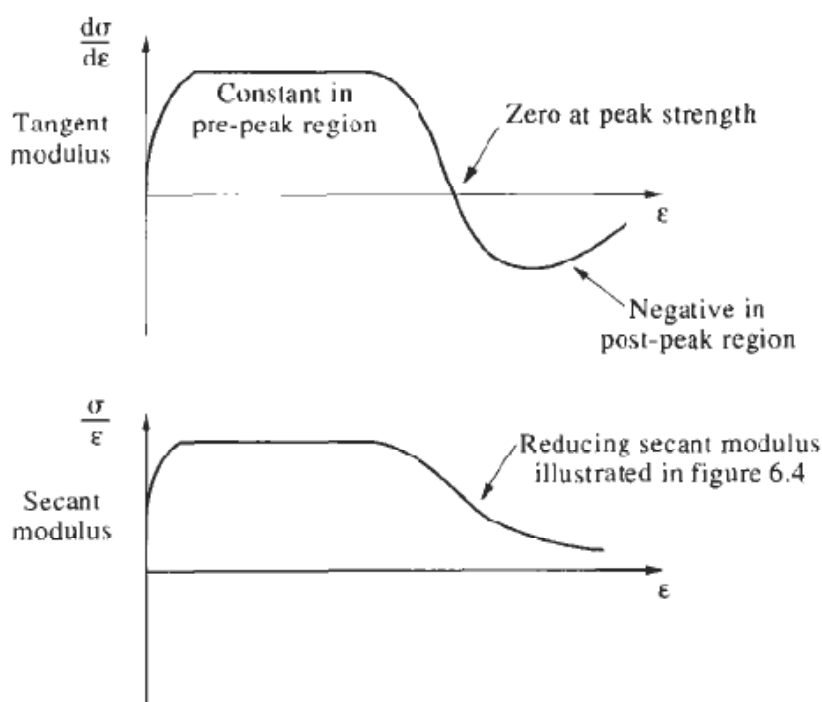
ب) مدول متقاطع (سکانتی): شیب خطی که از مبدأ به هر نقطه از منحنی تنش-کرنش رسم می‌شود، را گویند و با  $E_{secant}$  نشان می‌دهند.

ج) مدول اولیه: شیب خط مماس بر منحنی تنش-کرنش که از مبدأ رسم می‌شود و با  $E_{initial}$  نشان می‌دهند..

د) مدول متوسط: شیب قسمت مستقیم الخطّ منحنی تنش-کرنش را گویند و با  $E_{average}$  نشان می‌دهند..

هرچند مدول‌های فوق رفتار مواد را با تقریب نشان می‌دهند، ولی با پیشرفت روش‌های عددی و توانمندی‌های کامپیوترها، می‌توان منحنی کامل تنش-کرنش را با دقت بیشتر و به صورت خطی نشان داد (به طوریکه نمودار را به قسمت‌های خطی کوچک تقسیم می‌کنند و مدول‌ها را حساب می‌کنند).

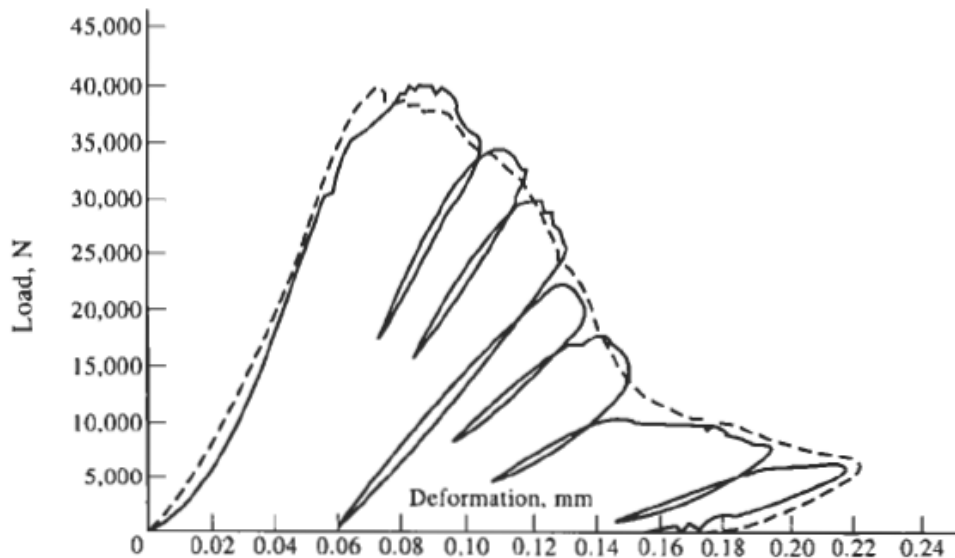
در شکل ۶-۳ تغییرات مدول مماسی و مدول متقاطع بر حسب میزان کرنش نشان داده شده است.



**Figure 6.3** Variation in the tangent and secant moduli throughout the complete stress-strain curve.

قسمت منفی منحنی مدول مماسی فاقد مفهوم معینی است، لذا بیشتر از مدول متقاطع استفاده می‌شود.

مدول متقاطع در هر نقطه از منحنی تنش- کرنش با تکرار بارگذاری و بار برداری از هر نقطه دلخواه بر روی منحنی تعیین می‌شود. (شکل ۴-۶)



**Figure 6.4** Repeated loading and unloading to illustrate the variation in secant modulus throughout the complete stress-strain curve (from Bieniawski, 1968).

تنش حداکثر در منحنی تنش- کرنش، به عنوان مقاومت فشاری تک محوری نامیده می‌شود، که با  $\sigma_c$  یا  $C_0$  نشان داده می‌شود. باید توجه داشت که  $\sigma_c$  یک ویژگی ذاتی سنگ است. زیرا این نوع از خواص به شرایط آزمایش و هندسه نمونه بستگی ندارند. اگر یک ژئوفون به نمونه نصب شود، ارتعاشات صوتی قابل توجهی به خصوص بعد از رسیدن بار به ۵۰٪ مقاومت نهایی از نمونه منتشر می‌شود.

با توجه به مشاهدات و گرفتن مقطع از نمونه، می‌توان به تشکیل میکروترک‌ها بعد از ۵۰٪ مقاومت نهایی و تخریب نمونه و شکست کامل آن پی‌برد. مقاومت فشاری یک محوری، یک مرحله اختیاری در روند پیوسته فرآیند تخریب میکرو ترک‌های نمونه می‌باشد که سنگ در آن نقطه حداکثر تنش را می‌تواند تحمل کند. در نقطه ماکزیمم منحنی، نمونه دارای تعداد زیادی ترک‌های قائم موازی محور نمونه است. در نصفه‌های راه در قسمت افتان منحنی تنش- کرنش، فقط یک صفحه برشی بزرگ که در مقیاس خود نمونه سرتاسر نمونه را قطع می‌کند، تشکیل می‌شود.

$\sigma_c$  در کارهای مهندسی بکار می‌رود و باید بدرستی تعیین شود.

بار گذاری نمونه به صورت نرخ ثابت تنش و یا نرخ ثابت کرنش انجام می‌شود. می‌توان یکی از دو تا را ثابت گرفت. در علوم، متغیر مستقل یا قابل کنترل در طول محور X و متغیر وابسته یا قابل اندازه‌گیری را در طول محور Y نشان می‌دهند. در منحنی تنش-کرنش سنگ، مقدار کرنش  $\epsilon$ ، در محور افقی و با مفهوم کنترل کرنش بیان می‌شود و نرخ تنش بر حسب  $\left(\frac{MPa}{min}\right)$ ، در آزمایشات استاندارد بکار می‌رود.

یکی از نتایج بکارگیری کنترل نرخ تنش، که می‌توان آن را از منحنی کامل تنش-کرنش سنگ بدست آورد این است که در نقطه حد اکثر تنش، شکست سنگ به صورت آنی و غیر قابل کنترل خواهد بود. زیرا دستگاه آزمایش بیش از ظرفیت نمونه، به آن تنش وارد می‌کند. بنابر این در آزمایش کنترل نرخ تنش، تعبیر و تفسیر قسمت افتان منحنی بسیار مشکل است، زیرا با کاهش تنش، مقدار کرنش افزایش می‌یابد.

برعکس اگر نرخ کرنش به عنوان عامل ایجاد تنش فرض شود، تفسیر رفتار نمونه بعد از نقطه حد اکثر مقاومت بسیار ساده خواهد بود. به این معنی که بعد از مقدار معینی کرنش (منطبق با حد اکثر تنش)، سنگ به صورت پیوسته متحمل خسارت و تخریب مکتیکی بیشتری شده و این امر باعث کاهش ظرفیت باربری سنگ می‌شود.

### سیستم‌های اندازه‌گیری مقاومت سنگ

الف) ماشین‌های نرم<sup>۱</sup>: این نوع از دستگاه‌های آزمایش، قسمت افتان منحنی تنش-کرنش (بعد از مقاومت حد اکثر) را ندارند.

ب) ماشین‌های صلب<sup>۲</sup>: دستگاه‌های خیلی بزرگ با سختی بالا هستند که قسمت بعد از مقاومت حد اکثر منحنی تنش-کرنش را دارند.

ج) ماشین‌های اتوماتیک<sup>۳</sup>: دستگاه‌های با سیستم‌های پیچیده‌ای هستند که قسمت بعد از مقاومت حد اکثر منحنی تنش-کرنش را دارند.

تأثیر دو نوع بارگذاری با کنترل تنش و کنترل کرنش در شکل زیر نشان داده شده است. محورهای طوری انتخاب شده‌اند که متغیر مستقل آزمایش بارگذاری در محور Xها رسم شود.

---

<sup>۱</sup> soft  
<sup>۲</sup> stiff  
<sup>۳</sup> servo control



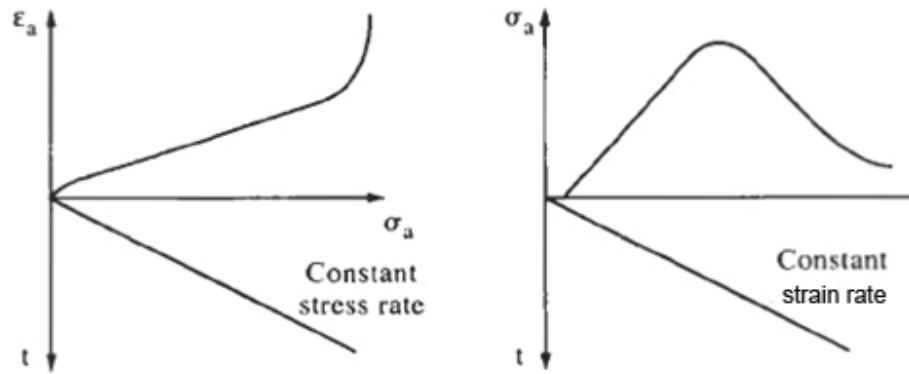
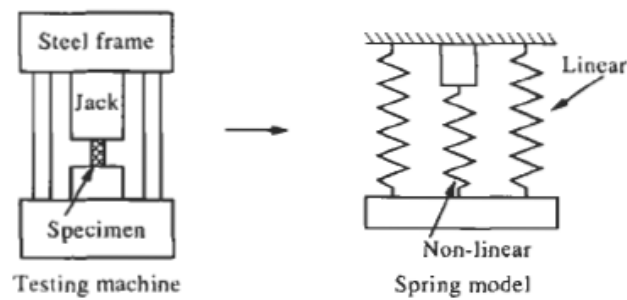


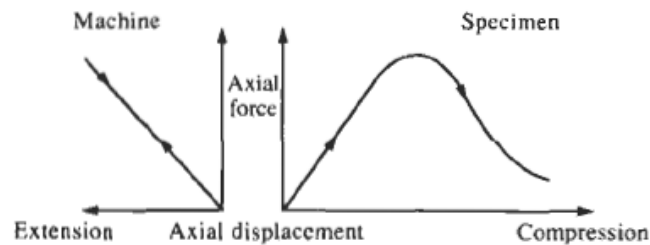
Figure 6.5 Stress- and strain-controlled stress-strain curves.

نحوه انجام آزمایش بارگذاری:

نمونه مورد آزمایش را در داخل دستگاه قرار می‌دهیم. جک پایین ماشین به سمت بالا فشار آورده و نمونه را تحت فشار قرار می‌دهد.



As the jack compresses the specimen, it also stretches the machine



While the specimen is compressed to peak strength, the machine stretches. As the specimen is compressed beyond the peak, the machine returns to normal length

Figure 6.6 Schematic and conceptual illustration of specimen and testing machine stiffnesses.

انرژی که ماشین نرم تولید می‌کند، از انرژی مورد نیاز نمونه برای شکست نمونه بیشتر است و نمونه در مقاومت حداکثر به صورت انفجاری می‌شکند.

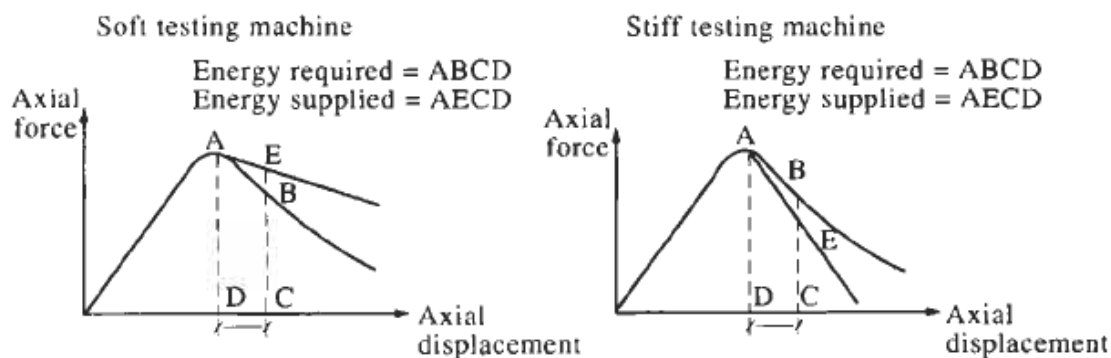


Figure 6.7 Machine stiffness and specimen stiffness in the post-peak region.

اغلب صلبیت سنگ‌ها از ماشین‌های آزمایش‌کننده بیشتر است. به این علت حتی با روش کنترل نرخ کرنش نیز رسم منحنی کامل تنش-کرنش بدون اصلاح ماشین، ممکن نیست. تکنیک‌های آزمایش هم از نظر روش انجام آزمایش و هم از نظر استانداردها، متفاوت و منحصر به فرد هستند. مثلاً در خاک، به علت پایین بودن صلبیت خاک، بدست آوردن منحنی کامل تنش-کرنش خاک مشکلی ندارد. در مورد بتون نیز بدست آوردن منحنی کامل تنش-کرنش بتون چندان اهمیتی ندارد، چون حداکثر مقاومت به عنوان نقطه شکست پذیرفته می‌شود و رفتار بعد از شکست بتون برای طراح سازه بتونی مهم نیست.

لازم است، روش‌های مختلف آزمایش و صلبیت دستگاه‌ها، هم در آزمایشگاه و هم سر زمین مد نظر قرار گیرد.

با رسیدن نیروی فشاری نمونه به مقدار حداکثری مقاومت فشاری سنگ، ماشین نیز به حداکثر کشش خود می‌رسد. با افزایش فشار جک روی نمونه، ماشین نیز تحت کشش قرار می‌گیرد و بعد از شکست نمونه، ماشین دوباره به شرایط اولیه خود برمی‌گردد. با کاهش ظرفیت تحمل بار نمونه، در منطقه بعد از حداکثر مقاومت، ماشین به صورت الاستیک بار برداری شده و نیروی های وارده کاهش می‌یابد. ماشین می‌تواند نرم یا صلب باشد. صلبیت ماشین به عوامل مختلفی بستگی دارد و تابعی از فک های بارگذاری، سیستم هیدرولیک (مایع، شیلنگ، اهرم ها و بازوها و ...) و چهارچوب دستگاه بستگی دارد.

همه پارامترهای بالا در مورد ماشین آزمایش را می‌توان به یک استوانه معادل با سطح مقطع  $A$  و طول  $L$  و مدول الاستیسیته  $E$  و صلبیت  $\frac{A \cdot E}{L}$  در نظر گرفت. پس صلبیت ماشین با افزایش  $A$  و  $E$  افزایش یافته و برعکس با افزایش  $L$ ، صلبیت کاهش می‌یابد. در شکل زیر صلبیت ماشین در منطقه بعد از شکست و رفتار نمونه بعد از نقطه شکست نشان داده شده است (شیب خط نیرو- جابه‌جایی هر چقدر بیشتر باشد نشانگر صلبیت بیشتر است. شکل ۷-۶).

برای تخمین رفتار سیستم نیز رفتار مشابهی مطرح می‌باشد. در ماشین‌های سخت در امتداد خط  $AE$  به صورت الاستیک نمی‌توان بار برداری کرد، زیرا نمونه بیشتر از مقدار موجود به کار (انرژی) نیاز دارد. در نتیجه اپراتور مجبور است کرنش را افزایش دهد تا بتواند کرنش بعد از شکست نمونه را دنبال (تعیین) کند. اگر صلبیت ماشین، از شیب قسمت افتان منحنی تنش- کرنش نمونه بیشتر باشد، سیستم به طور پیوسته پایدار بوده و در این حالت می‌توان منحنی کامل تنش- کرنش سنگ را بدست آورد.

موارد فوق در آزمایشات کششی و برشی و سایر موارد بارگذاری از جمله بارگذاری سه نقطه ای هم صادق است. به این دلیل باید ماشین بزرگ و خپل و چاق که از مواد با مدول بالا ساخته شده باشد، نیاز است. مثلاً از چهارچوب بدون اتصال (یک تکه)، و به جای روغن از جیوه به عنوان سیال هیدرولیک استفاده می‌شود و موقع آزمایش، در اثر گرم شدن ماشین، دستگاه منبسط شده و نمونه را در داخل دستگاه آزمایش قرار می‌دهند و بعد از سرد شدن ماشین، نمونه تحت فشار قرار می‌گیرد.

با توجه به شکل ۸-۶، همه منحنی‌ها به صورت یکسان کرنش‌شان افزایش نیافته است. لذا با توجه به موارد ذکر شده، نمی‌توان منحنی کامل تنش- کرنش را برای نمونه گرانیات از انواع یکسان حتی در ماشین‌های با صلبیت بالا، بدست آورد. صلبیت چنین ماشین‌هایی را می‌توان با یک خط قائم نشان داد. برای بدست آوردن این منحنی‌ها، ماشین تحت اصلاحاتی قرار گرفته است و جک‌های هیدرولیکی متفاوتی با در قسمت مقاومت حداکثر وارد مدار می‌شوند و منحنی‌های کامل تنش- کرنش حاصل با استفاده از این جک‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند:

(۱) منحنی‌هایی که کرنش‌شان به صورت یکنواخت افزایش می‌یابد (کلاس یک).

(۲) منحنی‌هایی که کرنش‌شان افزایش یکنواخت ندارد (کلاس دو).

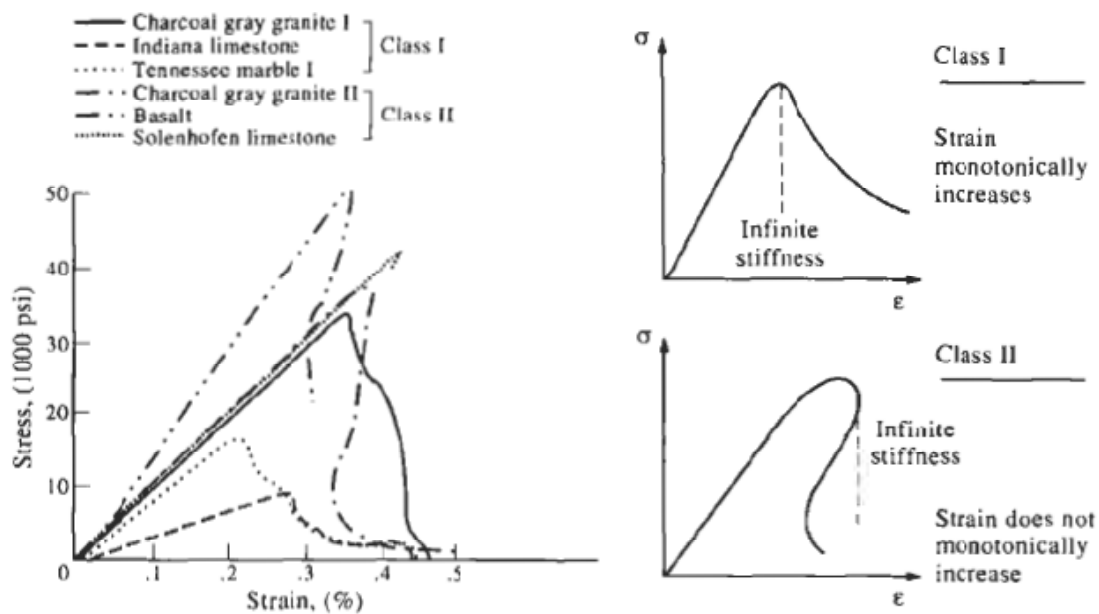
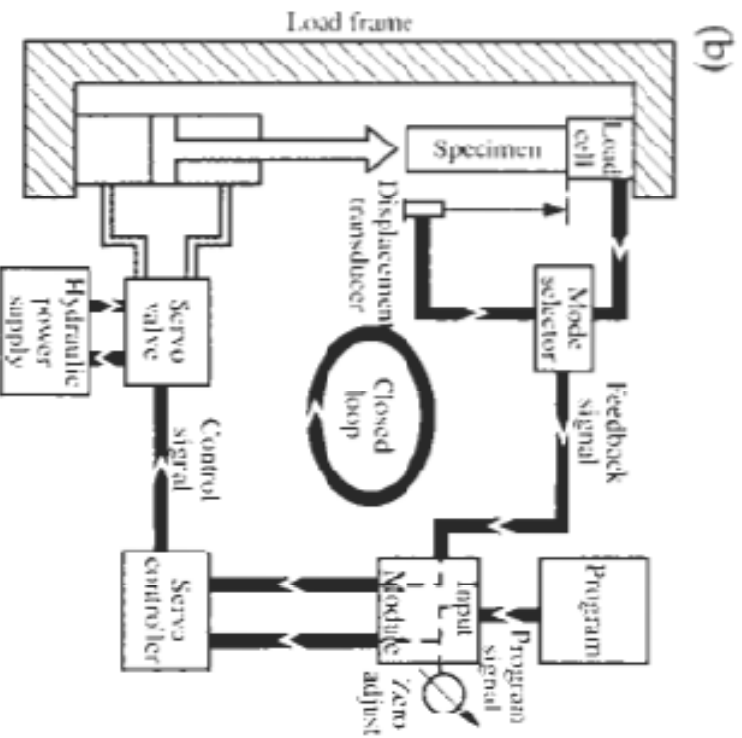
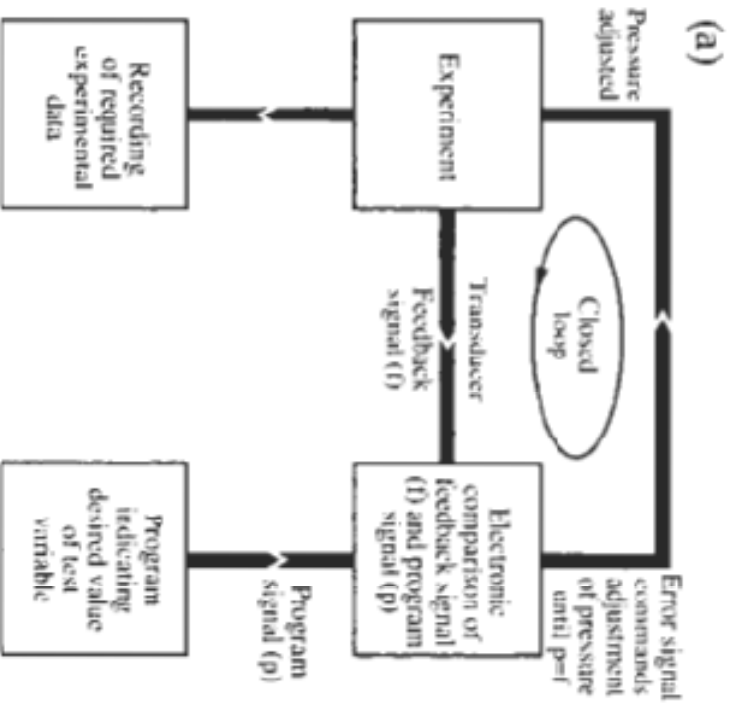


Figure 6.8 Examples of complete stress-strain curves for different rocks (from Wawersik and Fairhurst, 1970).

مطالعات انجام شده توسط افراد مختلف گویای این است که چنین ماشین‌های صلبی ناقص بوده و از نظر عملکرد غیر قابل انعطاف هستند و این امر باعث ساخت ماشین‌های اتوماتیک<sup>۱</sup> شد، که بتوان از طریق آنها منحنی کامل تنش- کرنش سنگ را بدست آورد. بایستی توجه داشت که مکانیزم تعقیب ماشین‌های اتوماتیک برای دنبال کردن منحنی تنش- کرنش بعد از نقطهٔ ماکزیمم، مورد استفاده در ماشین‌های صلب، هم از نظر اصول و هم از نظر اجرا متفاوت است.

ماشین‌های سروکنترل نمی‌گذارند که منحنی رفتار ماشین از منحنی رفتار سنگ پایین‌تر بیفتد. بسته به سیگنال‌هایی که از سنگ به دستگاه می‌رسد، سیستم هیدرولیک فشار را کم و زیاد می‌کند. برای این ماشین‌های اتوماتیک میزان سرعت بارگذاری، میزان فشار و نرخ کرنش و ... تعریف شده است.

<sup>۱</sup> servo control



**Figure 6.9** (a) Principle of closed-loop control. (b) Schematic of fast-response, closed-loop servo-controlled testing machine (courtesy MTS Systems Corp.).

یک سیگنال پس خوراند<sup>۱</sup>، انتخاب می‌شود که معرف مقدار یک پارامتر خاص، در یک زمان معین است. در جعبه سمت راست، سیگنال بازگشتی مزبور یعنی (f)، با یک سیگنال برنامه‌ریزی شده (p)، که در جعبه پایین سمت راست تولید شده، مقایسه می‌شود. در صورت مشاهده هر گونه اختلاف بین سیگنال‌های بازگشتی و برنامه‌ریزی شده، فشار هیدرولیک آنقدر تغییر داده می‌شود تا سیگنال (f) به مقدار صحیح (p)، برسد. بنابر این یک سیستم حلقه بسته و پیوسته کنترل از طریق مقایسه مداوم سیگنال‌ها وجود دارد. سیگنال تصحیح را از رابطه زیر بدست می‌آورند.

$$C = k(p - f)$$

در این رابطه از k به عنوان Grain تعبیر می‌شود و عبارت است از توان ورودی به توان خروجی در دستگاه‌های تقویت کننده است. (p) در اینجا سیگنال برنامه‌ریزی شده و (f)، سیگنال باز خوراند است.

از فرمول بالا می‌توان جنبه‌های زیر را استنتاج کرد:

- (۱) برای رسیدن به حالت تعادل می‌بایست سیگنال‌های بازگشتی با سیگنال‌های برنامه‌ریزی شده برابر شوند. (یعنی  $p - f = 0$  باشد).
- (۲) تغییر k باعث تغییر میزان بزرگی سیگنال تصحیح اعمال شده می‌شود.
- (۳) اگر مقدار C کوچکتر از مقدار  $C_{min}$  (که  $C_{min}$  کوچکترین مقدار C تعریف شده در دستگاه می‌باشد) شود آنگاه برای جلوگیری از تداخل امواج  $C = 0$  در نظر گرفته شده و دستگاه به حالت تعادل خواهد رسید.
- (۴) اگر مقدار C بزرگتر از مقدار  $C_{max}$  (که  $C_{max}$  بزرگترین مقدار C تعریف شده‌ای می‌باشد که فقط می‌تواند در هنگام خرابی دستگاه اتفاق افتد) شود آنگاه برای جلوگیری از خرابی دستگاه به طور اتوماتیک خاموش می‌شود.

اگر خروجی سلول قرائت کننده میزان بار وارده<sup>۲</sup> به عنوان سیگنال پس‌خوراند انتخاب شود، و سیگنال برنامه‌ریزی شده بطور یکنواخت به مرور زمان افزایش یابد، آن وقت یک آزمایش کنترل تنش برنامه‌ریزی می‌شود که این امر به شکست انفجاری سنگ در قسمت حداکثر تنش منحنی می‌انجامد. زیرا ماشین تنش را تا حد بیش از ظرفیت فشاری تک محوری سنگ افزایش می‌دهد. لذا برای طراحی یک آزمایش کنترل کرنش لازم

<sup>۱</sup> feedback signal  
<sup>۲</sup> load cell

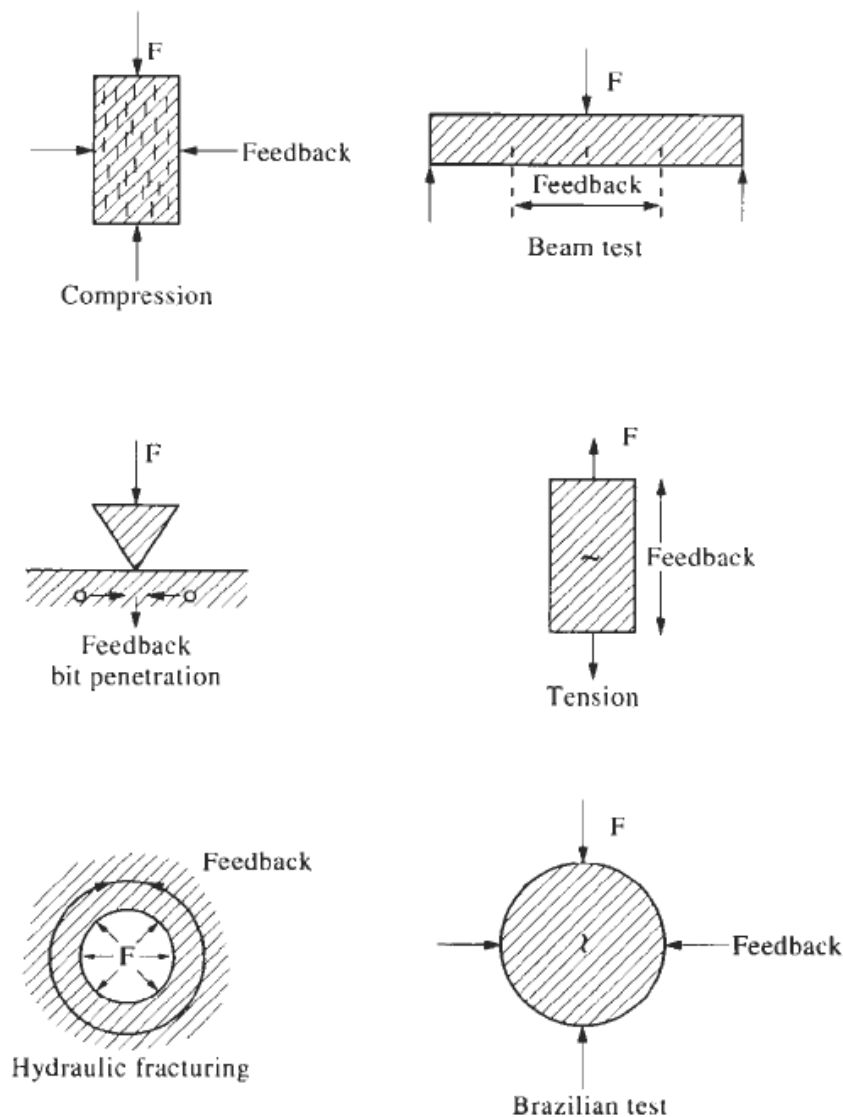
است تا خروجی مبدل جابه‌جایی لازم است تا خروجی اندازه‌گیری جابه‌جایی به عنوان سیگنال برگشتی انتخاب شود تا بتوان منحنی کامل تنش- کرنش را رسم کرد. آزمایشاتی که با استفاده از تکنیک حلقه بسته انجام می‌شود بسیار متنوع است. منحنی کامل تنش- کرنش کامل را در حالت کشش، می‌توان با بکارگیری جابه‌جایی به عنوان پس‌خوراند، بدست آورد. با بکارگیری خروجی سلول قرائت کننده میزان بار وارده و خروجی مبدل<sup>۱</sup> جابه‌جایی، می‌توان طوری برنامه‌ریزی کرد تا انرژی وارده و یا تأمطن شده برای نمونه به صورت خطی و یکنواخت افزایش یابد. در حقیقت هر پارامتر و یا ترکیب پارامترهای مختلف را می‌توان به عنوان بازخوراند به کار گرفت.

توجه شود که در شکل ۸-۶ در منحنی‌های رده II<sup>۱</sup> کرنش محوری به طور یکنواخت افزایش نمی‌یابد و لذا نمی‌توان آنها را با بکارگیری جابه‌جایی محوری و یا کرنش محوری، به عنوان سیگنال برگشتی بدست آورد. برای حل این مشکل و به عنوان یک اصل کلی، بایستی پارامتری به عنوان بازخوراند انتخاب شود که در آزمایش مورد بحث نسبت به وقوع شکست بیشترین حساسیت را داشته باشد. که در این خصوص، جابه‌جایی‌های جانبی که به طور یکنواخت افزایش می‌یابند، برای این منظور مناسب هستند.

منحنی کامل تنش- کرنش رده II<sup>۲</sup> که بطور یکنواخت افزایش نمی‌یابند، تا تولید آن به طور مستقل پالایش می‌شود. جابه‌جایی جانبی نسبت به ترک‌هایی که به صورت محوری در آزمایش فشاری تک محوری ایجاد می‌شود، بسیار حساس است. برعکس جابه‌جایی محوری نسبت به ترک‌های جانبی که در آزمایش کششی یک محوری ایجاد می‌شود، حساسیت بیشتری دارد. بعلاوه از آنجایی که نوع آزمایش‌ها بسیار متنوع می‌باشند، معمولاً حساسترین علائم و یا نشانه‌های شکست را به عنوان سیگنال برگشتی انتخاب می‌کنیم. به عنوان مثال، آزمایش شکست شکافت هیدرولیکی که در آن یک استوانه تو خالی از داخل تحت فشار قرار داده می‌شود تا بشکند، در این حالت ماشین طوری برنامه‌ریزی می‌شود که بتوان محیط این استوانه را بطور خطی افزایش دهد. برای این منظور خروجی کرنش سنج (کشش سنج)<sup>۲</sup> که در محیط استوانه نصب شده‌اند، به عنوان سیگنال برگشتی انتخاب می‌شوند. سپس فشار هیدرولیکی از طریق کنترل حلقه بسته طوری تنظیم می‌شود که محیط گمانه به طور خطی افزایش یافته و شکافت کنترل می‌شود. شکل ۱۰-۶ بعضی از آزمایشات مکانیک سنگی را نشان می‌دهد.

<sup>۱</sup> Transducer

<sup>۲</sup> Strain Gauge



**Figure 6.10** Rock testing geometries and optimal feedback for closed-loop control of failure.

با توانایی کنترل شکست و ایجاد یک مکان هندسی شکست برای تعدادی از روش‌های آزمایشگاهی در هر نقطه زمانی متوقف کرد و کل توسعه شکست را مطالعه نمود. برای مثال تحت شرایط کنترل تنش، اگر ماشین برای ثابت نگه داشتن تنش برنامه ریزی شده باشد، آنوقت یک آزمایش خزش (تنش ثابت) انجام شده است و یا برعکس در شرایط کنترل کرنش، برنامه‌ریزی برای ثابت نگه داشتن کرنش، آزمایش رهایی تنش (کرنش ثابت) انجام می‌شود.



با استفاده از روش کنترل نرخ تنش یا کرنش می‌توان سنگ را با هر فرکانسی و با بزرگی هر تنش و کرنش تحت آزمایش خستگی قرار داد. حتی می‌توان حرکت مؤلفه‌های زلزله را در جهات متعامد در سر زمین ثبت کرد و آنها را در شرایط آزمایشگاه به سه مؤلفه عمود بر هم بکار گرفت (شرایط زلزله بازسازی می‌شود). امروزه هنوز پتانسیل استفاده از سیستم حلقه بسته به طور کامل شناخته نشده است، مخصوصاً آزمایشات ناپیوستگی‌ها و آزمایشات برجا.

کلید موفقیت سیستم حلقه بسته در این است که زمان کل عکس العمل حدود ۵ میلی ثانیه است مه از سرعت توسعه و گسترش هر گونه ترک اصلی سریعتر است و می‌تواند آن را به راحتی تعبیر کند. باید توجه داشت که انتشار ترک باید از حالت صفر شتاب بگیرد، یعنی زمان بسیار سریع عکس العمل سیستم کنترل باعث می‌شود بار وارد بر نمونه فقط برای شروع انتشار ترک آهسته، کافی باشد (در مرحله‌ای ترک‌ها پایدار هستند یعنی اگر بار را ثابت نگه داریم، ترک‌ها رشد نمی‌کنند ولی با افزایش بار، ترک‌ها گسترش می‌یابند).

### عوامل مؤثر در رفتار ماده سنگ

عوامل مؤثر در رفتار ماده سنگ عبارتند از:

- هندسه نمونه (ابعاد، شکل، ...)
- شرایط بارگذاری (تک محوری، سه محوری، چند محوری، فشاری، کششی، ...)
- تأثیرات محیطی (دما، رطوبت، زمان)

### أ) تاثیر ابعاد نمونه

مقاومت بسیاری از مواد به ابعاد آنها بستگی دارد که از این امر به تأثیر سایز<sup>۱</sup> تعبیر می‌شود. یعنی اگر ابعاد نمونه تغییر کند، مقدار مقاومت نمونه هم تغییر می‌کند. این امر برای اولین بار توسط لئوناردو داوینچی بیان شد. به طوری که مقاومت مفتولهای طولانی، کمتر از مفتولهای کوتاه است. گریفیث با انجام آزمایش مقاومت کششی روی الیافهای شیشه‌ای، متوجه شد که مقاومت الیافهای با طول کوچکتر، بیشتر از مقاومت آنها با

---

<sup>۱</sup> size effect

طول بزرگتر است. همچنین با افزایش دما، مقدار تغییر شکل اجسام هم افزایش می‌یابد. لذا لازم است برای تخمین رفتار مکانیک سنگی در شرایطی که از شرایط آزمایشگاه متفاوت باشد، باید از این گونه تأثیرات مطلع باشیم. اولین مورد سایز نمونه است. در شکل زیر با ثابت نگه داشتن نسبت طول به قطر نمونه، مقدار مقاومت نمونه نشان داده شده است. علت اصلی تأثیر ابعاد نمونه این است که مقاومت و شکنندگی هر دو با افزایش ابعاد نمونه، کاهش می‌یابد. چون نمونه حاوی میکرو ترک‌هایی است و هر چه ابعاد نمونه بزرگتر باشد، تعداد این میکرو ترک‌ها هم بیشتر شده و احتمال شکست افزایش می‌یابد.

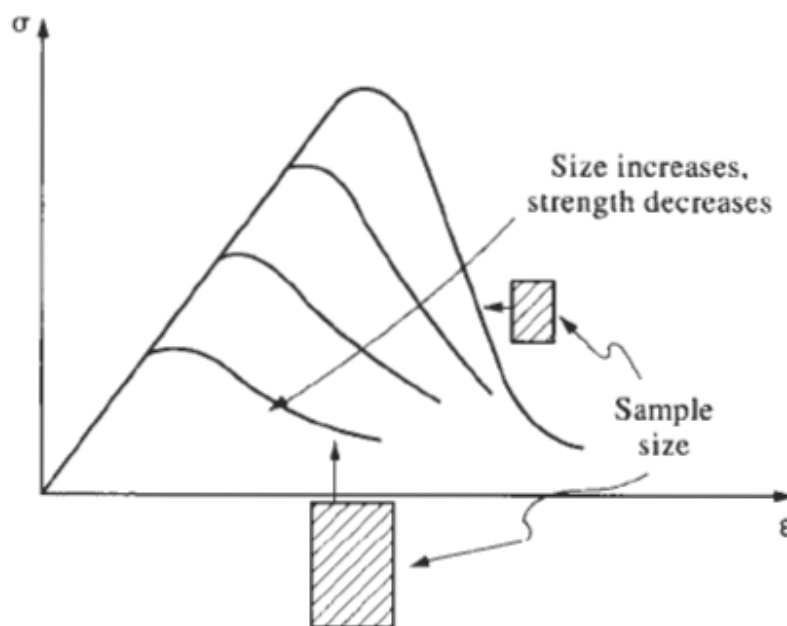


Figure 6.11 The size effect in the uniaxial complete stress–strain curve.

**مدول الاستیسیته** تغییرات قابل توجهی با افزایش ابعاد نمونه ندارد، زیرا رابطه بین تنش- کرنش کلی، پاسخ متوسط تعداد زیادی از میکرو ترک‌ها است. مقاومت فشاری یک محوری سنگ در مقابل میکرو ترک‌های داخل نمونه، حساسیت بسیار بالایی دارد. نمونه‌های بسیار بزرگ تعداد بیشتری ترک داشته و توزیع آنها نیز متفاوت است. همچنین توزیع آماری میکرو ترک‌ها، منحنی بعد از شکست را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهد.

## ب) تاثیر شکل نمونه

در مبحث قبلی، در شرایطی که شکل نمونه ثابت بود، میزان تأثیر ابعاد نمونه بحث شد. در این قسمت با ثابت نگه داشتن ابعاد نمونه، تأثیر شکل نمونه بحث خواهد شد. مدول الاستیسیته از شکل نمونه تأثیر پذیری ندارد، ولی هر دوی مقاومت و شکل پذیری با افزایش نسبت قطر به طول نمونه<sup>۱</sup>، افزایش می یابند. وقتی که نمونه ای تحت آزمایش مقاومت فشاری تک محوری قرار گیرد، از فکها و قطعات فولادی ترجیحاً هم قطر با نمونه استفاده می شود. به علت عدم تطابق خواص فولاد و نمونه سنگی، یک زون سه محوری در ابتدا و انتهای نمونه ایجاد می شود، زیرا فولاد از انبساط نمونه در محل های تماس با نمونه جلوگیری می کند. این تأثیر انتها<sup>۲</sup> برای نمونه های لاغر از اهمیت کمتر برخوردار است. ولی این امر برای نمونه های چاق و خپل می تواند میدان تنش را تحت تأثیر قرار دهد و این تأثیر باعث افزایش مقاومت خواهد شد.

در حین انجام آزمایش بررسی تأثیر اندازه نمونه بر منحنی تنش- کرنش، تأثیر شرایط انتهایی مشابهی رخ می دهد، ولی این تأثیر برای نمونه های با ابعاد مختلف یکسان است. زیرا نسبت قطر به طول ثابت می ماند. فشارهای جانبی در حین اجرای آزمایشات سه محوری، تأثیر قابل ملاحظه ای بر روی منحنی تنش- کرنش دارد ولی در اصل، تأثیر اصلی، تأثیر شکل است که در شکل زیر نشان داده شده است.

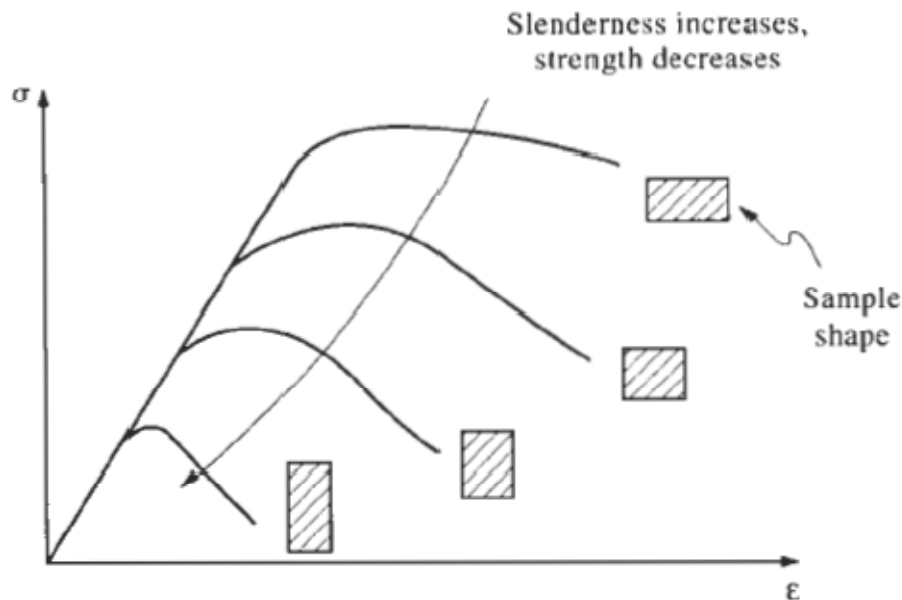


Figure 6.12 The shape effect in uniaxial compression.

<sup>۱</sup> aspect ratio  
<sup>۲</sup> end effect

برای غلبه بر مشکل مزبور در آزمایشگاه از نمونه‌های با نسبت قطر به طول بزرگتر یا مساوی ۲.۵ استفاده می‌شود. ولی لنگه‌های نگه داری در کارهای زیر زمینی، خپل و چاق هستند تا اینکه لاغر باشند. بنابر این در برون یابی تنش‌های برجا با توجه به نتایج آزمایشگاهی، تأثیر شکل نمونه در جهت عکس تأثیر سائز عمل می‌کند. یک لنگه در جای چاق و خپل از نمنه آزمایشگاهی آن که لاغر است، مقومتر خواهد بود. برای پیش‌بینی مقاومت سنگ درجا و اجتناب از تأثیر شکل، یکی از دو روش زیر را بکار می‌رود:

(۱) استفاده از آزمایشات آزمایشگاهی

(۲) استفاده از فرمول‌های تجربی

برای وارد کردن تأثیر شکل استفاده می‌شود. روش‌های اصلی آزمایشگاهی عبارت است از:

**روش اول** استفاده از فک‌هایی است که تأثیر محدود کنندگی انتهایی نمونه را کاهش دهند و به این منظور از فک‌هایی بُرسی شکل<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. که قسمت‌های انتهایی نمونه را به صورت تعداد زیادی زون‌های کوچک بارگذاری می‌کنند و باعث کاهش سطح تحت بار می‌شوند.

**روش دوم** استفاده از جک‌های مسطحی است که از انتقال تنش برشی بین فک و سطوح انتهایی نمونه جلوگیری می‌کنند، استفاده می‌شود. در سایر روش‌های آزمایشگاهی استفاده از اشکال هندسی خاصی است که باعث کاهش تأثیر انتهایی می‌شود. مثل بارگذاری محوری نمونه‌های استوانه‌ای توخالی و ...

**استفاده از فرمول‌های تجربی**، از راه حل‌های مهندسی است که طی آن از یک رابطه عددی برای در نظر گرفتن تأثیر شکل استفاده می‌شود. بعضاً این روابط ممکن است، قطر و طول را به طور جداگانه در خود داشته باشند که در این صورت نمی‌توان تأثیر سائز و شکل را به وضوح از هم جدا کرد.

### ت) تأثیر شرایط بارگذاری در بررسی رفتار ماده سنگ

در مباحث قبلی چگونگی تأثیر شرایط بارگذاری در ارتباط با تأثیر شکل و ابعاد نمونه در آزمایشات فشاری تک محوری توضیح داده شده است. در اینجا روش‌های مختلف بارگذاری بحث خواهد شد. در شکل ۱۳-۶ انواع آزمایشات آزمایشگاهی با شرایط مختلف بارگذاری نشان داده شده است.

---

<sup>۱</sup> brush platen

بین آزمایش سه محوری و آزمایش چند محوری باید تفاوت قائل شد. آزمایش سه محوری با قرار دادن نمونه به صورتی داخل محفظهٔ روغنی که فشار یکسانی به آن وارد می‌شود. این آزمایش با آزمایش واقعی سه محوری که تنش‌ها متفاوت هستند و مستقل از هم هستند و آزمایش چند محوری نامیده می‌شود، متفاوت است. این آزمایش بسیار مشکل است و به این علت این روش به صورت مستمر بکار گرفته نمی‌شود.

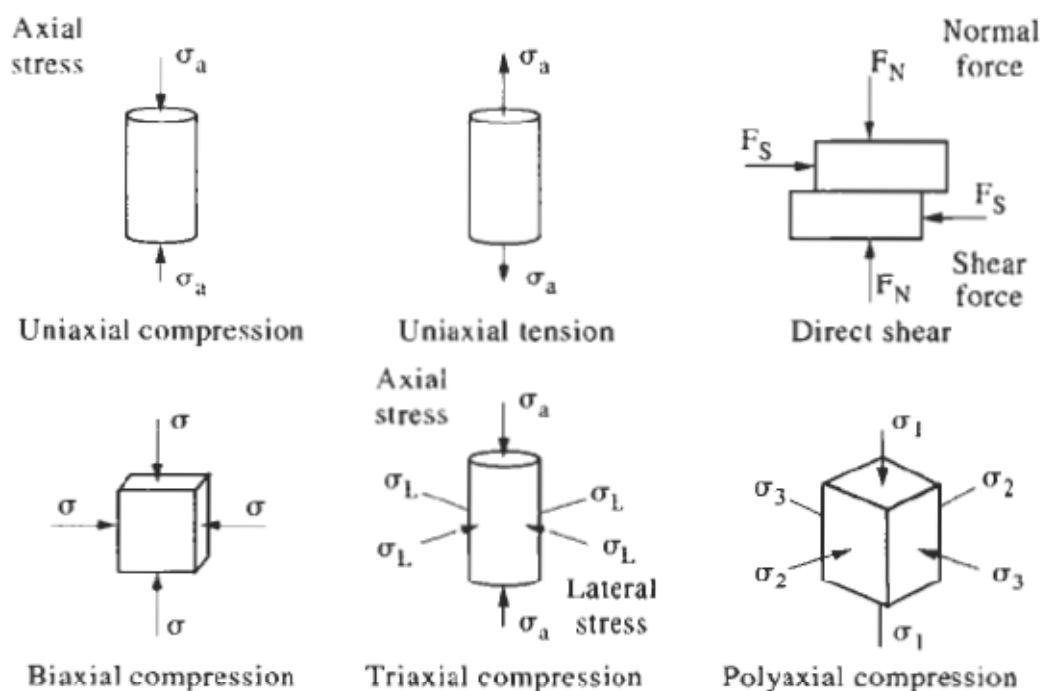


Figure 6.13 Specimen loading conditions in general laboratory use.

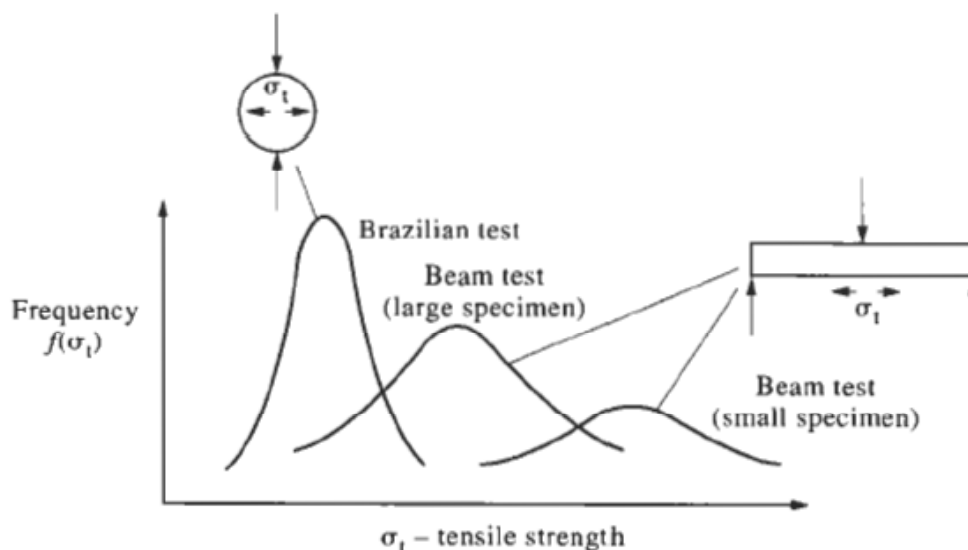
حال کشش یک محوری و یا کشش غیر مستقیم که در آن از طریق اعمال تنش فشاری، باعث ایجاد ترک کششی می‌شود، مورد بحث قرار می‌گیرد.

آزمایش کشش مستقیم به دلایل زیر کمتر استفاده می‌شود:

- انجام این آزمایش مشکل است.
- سنگ به صورت درجا، تحت کشش مستقیم نمی‌شکند.

با استفاده از روش‌های آزمایش کنترل اتوماتیک، نمودار کامل تنش- کرنش در حالت کششی، در سیستم حلقه بسته<sup>۱</sup>، در حالی که جابه‌جایی محوری به عنوان امواج بازگشتی در نظر گرفته می‌شود، رسم می‌شود.

تغییر شکل به عنوان حساس‌ترین شاخص شکست می‌باشد، زیرا یک ترک منفرد به صورت جانبی توسعه و گسترش می‌یابد و منحنی حاصل از این روش ارزش آکادمیک ندارد، زیرا طرز شکست ترک منفرد، منتهی به رفتار بینهایت شکننده<sup>۲</sup> می‌شود. از طرف دیگر برای تعیین مقدار مقاومت کششی، تأمین تنش کششی خالص (مستقیم) بدون القای ممان خمشی بسیار مشکل است. بعضی بی‌نظمی‌ها در آزمایشات فشاری قابل صرف نظر کردن می‌باشد، در صورتی که در آزمایش کشش مستقیم، قابل صرف نظر کردن نیست و باعث شکست زودتر سنگ می‌شود، به این دلیل در آزمایش کشش غیر مستقیم با اعمال تنش فشاری، تنش کششی حاصل می‌شود. از آنجا که مقاومت کششی سنگ کمتر از مقاومت فشاری آن است، لذا چنین آزمایش کشش غیر مستقیم، امکان‌پذیر است و به این دلیل انجام آزمایش فشاری غیر مستقیم وجود ندارد.



**Figure 6.14** Tensile strength variation as a function of specimen volume and type of test.

در شکل ۱۴-۶، نتایج دو روش آزمایش که برای تعیین مقاومت کششی غیر مستقیم انجام شده، نشان داده شده است:

<sup>۱</sup> closed loop  
<sup>۲</sup> ultra brittle

(۱) آزمایش کشش غیر مستقیم یا روش برزیلی

(۲) آزمایش بارگذاری سه نقطه‌ای که متداول تر است.

حد اکثر تنش کششی را می‌توان به صورت تابعی از نیروی فشاری و ابعاد نمونه حساب کرد. بنابر این مقاومت کششی عبارت است از حد اکثر تنش کششی در لحظه شکست نمونه.

چنین محاسباتی بر فرضیه مواد ایده‌آل صورت گرفته است و تفاوت‌ها ی حجم نمونه‌ها ی تحت آزمایش فشاری، در هر آزمایش را در نظر نمی‌گیرد.

بدیهی است، مقاومت کششی یک نوع معین از سنگ، با بکارگیری روش‌ها ی آزمایش متفاوت، متفاوت از هم هستند. به این دلیل آزمایش مقاومت کششی به عنوان ویژگی ذاتی سنگ نیست.

➤ نتایج با تکرار آزمایشات برزیلی و سه نقطه‌ای در داخل خودشان با هم متفاوت هستند.

➤ با تغییرات در ابعاد و حجم نمونه، نتایج تغییر می‌کند.

➤ تغییرات بین نتایج آزمایشات برزیلی و سه نقطه‌ای از نوع آزمایش ناشی می‌شود.

**علت انحراف اولیه** این است که هر کدام از نمونه‌ها، یک نمونه آماری از ترک‌ها ی ریز، از جمعیت کل ترک‌های ریز را دارا می‌باشد. جمعیتی از ترک‌های بسیار ریز در بلوک سنگی وجود دارد که توزیعشان یکسان نیست و در ضمن شدت این ترک‌های ریز در نمونه‌ها یی که از بلوک واحد گرفته شده اند، نیز متفاوت هستند.

به عنوان مثال اگر ۵۰ آزمایش کششی انجام شود، ۵۰ مقدار متفاوت بدست می‌آید که از میان آنها مقدار متوسط و انحراف معیار حساب می‌شود.

**نوع دوم** از تغییرات به این علت است که هر چه نمونه آماری بزرگتر باشد، احتمال برخورد با ترک‌های شدیدتر، بیشتر خواهد شد. بنابر این اگر ۵۰ آزمایش دیگر بر روی نمونه‌ها ی بزرگتر انجام شود (نوع آزمایش ثابت باشد)، مجدداً نتایج توزیع خاصی بدست می‌آید، ولی به طوری که در شکل نشان داده شده است، مقادیر متوسط و انحراف معیار کاهش می‌یابد.

**نوع سوم** از تغییرات، در تفاوت بین تست‌ها ی مختلف به علت متفاوت بودن حجم نمونه‌ها برای هر کدام از روش‌ها حاصل می‌شود. بنابر این همان طوریکه از شکل مشاهده می‌شود، اگر نتایج حاصل از یک روش با نتایج روش‌ها ی دیگر مقایسه شود، مجدداً بین هیستوگرام‌ها ی حاصل از هر گروه آزمایش، تفاوتی حاصل می‌شود.

منحنی‌های شکل فوق را می‌توان به کمک تئوری‌های آماری به همدیگر مرتبط ساخت. برای مثال در تئوری ویبا در نظر گرفتن تغییرات تنش کششی، می‌توان احتمال شکست را با حجم نمونه مرتبط ساخت و ویبا<sup>۱</sup> و بدین ترتیب تابع احتمال اولیه را برای یک آزمایش بدست آورد و بنابر این منحنی چگالی احتمال در شکل فوق را کاراکتریزه کرد.

تغییرات تابع چگالی احتمال را می‌توان به صورت تابعی از حجم آزمایش<sup>۲</sup>، بدست آورد و از این طریق تغییرات منحنی‌های چگالی را با تغییر حجم نمونه پیش‌بینی کرد. در حقیقت تابع چگالی احتمال را برای هر یک از شرایط آزمایش می‌توان بدست آورد و بنابر این تغییرات بین آزمایش‌ها را می‌توان پیش‌بینی نمود.

یکی از مهم‌ترین فرمول‌ها یی که در این ارتباط استفاده می‌شود، عبارتند از:

$$\frac{\sigma_{t_1}}{\sigma_{t_2}} = \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^m$$

در این رابطه:

$\sigma_{t_1}$  و  $\sigma_{t_2}$ : متوسط مقاومت کششی که برای نمونه‌های با حجم‌های مختلف بدست آمده است، که برای هر دو شکل آزمایش صادق است.

$V_1$  و  $V_2$ : حجم نمونه‌های آزمایش هستند.

$m$ : یکی از سه پارامتر ثابت حجم یا ماده در تئوری ویبا است.

این فرمول رابطه مستقیم بین مقاومت کششی متوسط نمونه‌های با حجم‌های متفاوت را نشان می‌دهد. البته یاد آوری می‌شود که تئوری ویبا یک تئوری صرفاً آماری است و به هیچ وجه مکانیزم معینی برای شکست و ترکیدن را در بر نمی‌گیرد. بعلاوه فرمول بالا در فضای لگاریتمی به صورت خط مستقیم نشان داده می‌شود. اصلاحات متعددی در فضای لگاریتمی در خصوص تئوری مزبور منتشر شده است ولی اعتبار تئوری فوق و اصلاحات مربوطه در مورد آزمایش فشاری نمی‌تواند صحیح باشد، زیرا در آزمایش فشاری بین شروع شکست و انتشار شکست فرق وجود دارد (در آزمایش فشاری، شروع ترک در ۵۰٪ مقاومت فشاری سنگ است، ولی در مقاومت کششی ?????????). بنابر این از هر نوع بکارگیری چشم بسته تئوری‌ها یی که بر اساس قانون

---

<sup>۱</sup> weibull  
<sup>۲</sup> test volume



توان<sup>۱</sup>، در آزمایشات مکانیک سنگی بدست می‌آیند (و مخصوصاً معیارهای شکست)، بایستی اجتناب کرد و همچنین در مورد ثابت‌های ماده که بر اساس روش انطباق منحنی بدست می‌آید، نیز صادق است.

یکی دیگر از فاکتورهای تغییر شکل در منحنی تنش- کرنش در آزمایش فشاری، تأثیر فشارهای جانبی است که در حین انجام آزمایش بر روی نمونه وارد می‌شود. روند کلی تأثیر تنش‌های جانبی در شکل زیر نشان داده شده است. بیشترین رفتار شکننده در فشار محدود کننده صفر تجربه شده است. با افزایش تدریجی فشارهای جانبی، شکنندگی کاهش می‌یابد و در عوض شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش می‌یابد. در یک مرحله از این روند، منحنی مربوط بعد از نقطهٔ ماکزیمم منحنی، افقی می‌شود، و نشان می‌دهد که در بار ثابت، کرنش به طور پیوسته افزایش می‌یابد و یا در شرایط آزمایش با کنترل نرخ کرنش، افزایش کرنش تأثیری در مقاومت ندارد. در پایین‌تر از این خط افقی، تحت تأثیر نرم شوندگی کرنش قرار دارد و در بالاتر از آن، سخت شوندگی کرنش رخ می‌دهد. خط افقی مزبور، مرز انتقال از حالت شکنندگی به شکل‌پذیری می‌باشد.

هرچند ممکن است این مرز برای زمین‌شناسان که زمینه کاریشان دارای حرارت و فشار بالایی در اعماق زیاد می‌باشد، این امر در بعضی پروژه‌های مهندسی هم می‌تواند مهم باشد، زیرا فشار جانبی لازم برای گذار از حالت شکننده به شکل‌پذیر به نوع سنگ هم بستگی دارد و در بعضی مواقع می‌تواند بسیار پایین باشد. مرز انتقال فوق همچنین می‌تواند شرایط مرزی لازم برای کاهش کرنش (رفتار شکننده) یا ناپایداری و افزایش کرنش (رفتار شکل‌پذیر) یا پایداری را نشان می‌دهد. فشار جانبی لازم برای رسیدن به مرز فوق در جدول زیر ارائه شده است.

Rock type	Confining pressure (MPa)
Rock salt	0
Chalk	<10
Limestone	20-100
Sandstone	>100
Granite	≥100

<sup>۱</sup> power low

رفتار شکل پذیر<sup>۱</sup>: شرایطی که جسم تغییر شکل پایدار می‌دهد ولی ظرفیت تحمل بار را از دست نمی‌دهد.

رفتار شکننده<sup>۲</sup>: شرایطی که جسم تغییر شکل پایدار می‌دهد ولی ظرفیت تحمل بار را از دست می‌دهد.

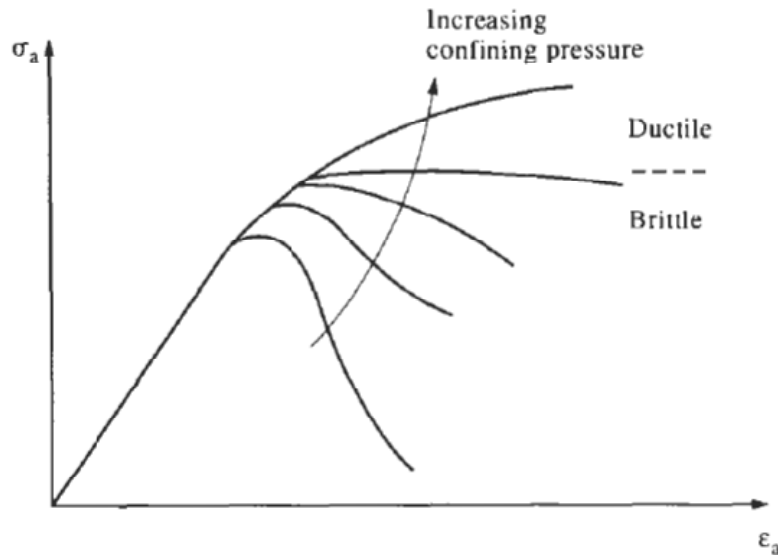


Figure 6.15 The effect of confining pressure in the triaxial test and the brittle-ductile transition.

بنابر این در اطراف فضاها و مغارهای حفاری شده در سنگ‌های ضعیف (نمک) و سخت مقاوم (گرانیت)، رفتارهای بعد از نقطهٔ ماکزیمم متفاوتی را باید انتظار داشت. در هنگام ساخت و یا احداث فضاها در زیر زمینی، سنگ‌های اطراف فضاها در شرایط سه محوری نمی‌باشند، زیرا تنش‌های قائم و برشی در سنگ دیواره به صفر کاهش یافته است و بنابر این سنگ در حالت شکننده‌تری قرار می‌گیرد. در یک مغار درون سنگ نمک، دیواره نزدیک فضا رفتار شکننده داشته ولی در اعماق زیاد و در فاصله دورتر از دیواره، رفتار سنگ نمک، شکل پذیر خواهد بود. از طرف دیگر برای سنگ گچ، با فشار جانبی انتقالی ۱۰ MPa با فرض افزایش فشار طبقات به اندازه  $1 \left( \frac{MPa}{4.0 \text{ m}} \right)$  در اعماق زیاد، و در پروژه‌های عمیق عمرانی در سنگ‌های ضعیف، می‌توان با رفتار شکل پذیر مواجه شد (در سنگ گچ به ازای هر ۴۰ m عمق، ۱ MPa به تنش وارده اضافه می‌شود).

علت اصلی در تغییر شکل منحنی تنش - کرنش را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

<sup>۱</sup> Ductile  
<sup>۲</sup> Brittle

در آزمایش فشاری، چون سنگ در امتداد عمود بر  $\sigma_3$  و یا به موازات  $\sigma_1$  ترک برمی‌دارد، لذا افزایش فشار جانبی حتی به مقدار خیلی کم، تأثیر بسزایی در جلوگیری از شروع این ترک‌ها دارد، با افزایش فشارهای جانبی، مکانیزم تشکیل ترک کششی به ترک برشی تغییر می‌یابد.

شکل زیر رفتار نوعی سنگ کوارتزیت بر اثر افزایش فشارهای جانبی بالا نشان می‌دهد که مقاومت آن افزایش پیدا کرده و مقدار شکل پذیری قبل شکست بیشتر مشخص می‌شود:

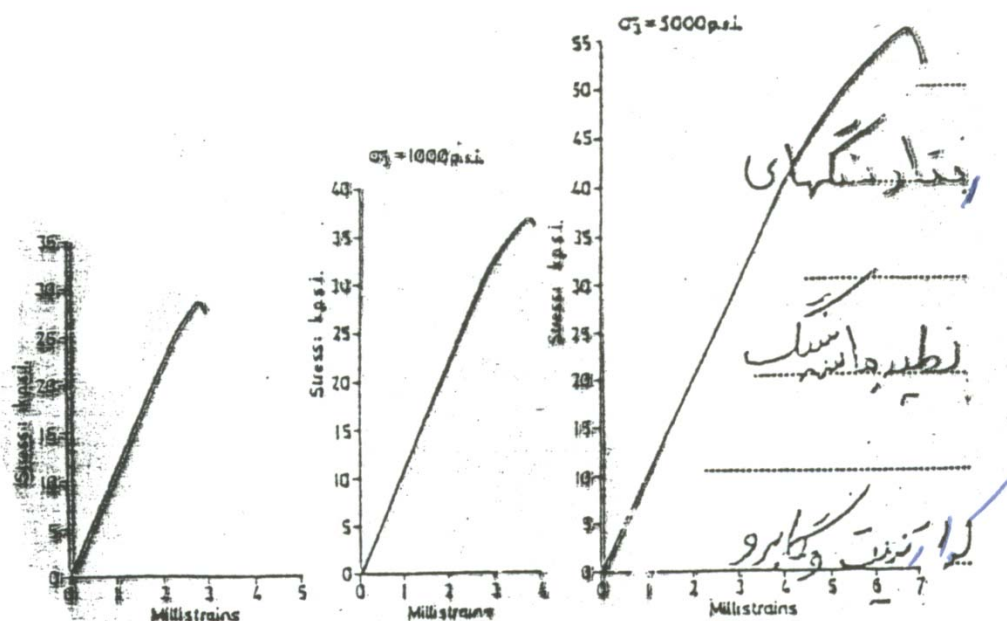
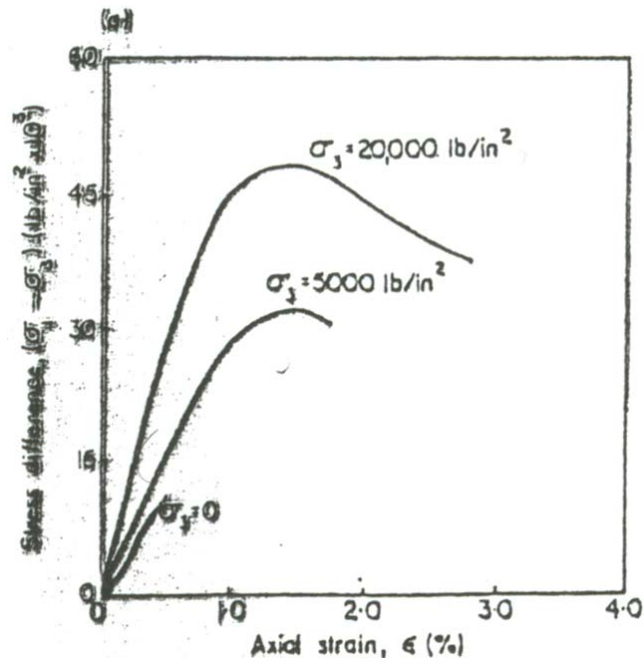


Fig. 4.3.1 Stress-strain curves for Rand quartzite at various confining pressures.

در شکل زیر که مربوط به ماسه سنگ است، شیب منحنی‌ها در فشارهای جانبی مختلف یکسان نیست و در نتیجه مدول الاستیسیته تغییر یافته است. ولی با افزایش فشار جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری سنگ افزایش می‌یابد.



در شکل زیر که مربوط به سنگ گابرو است، شیب منحنی‌ها در فشارهای جانبی مختلف یکسان است. ولی با افزایش فشار جانبی، مقاومت سنگ افزایش می‌یابد.

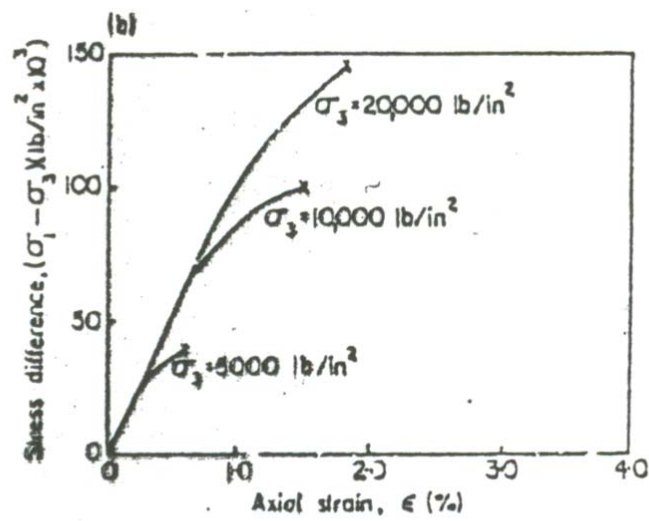
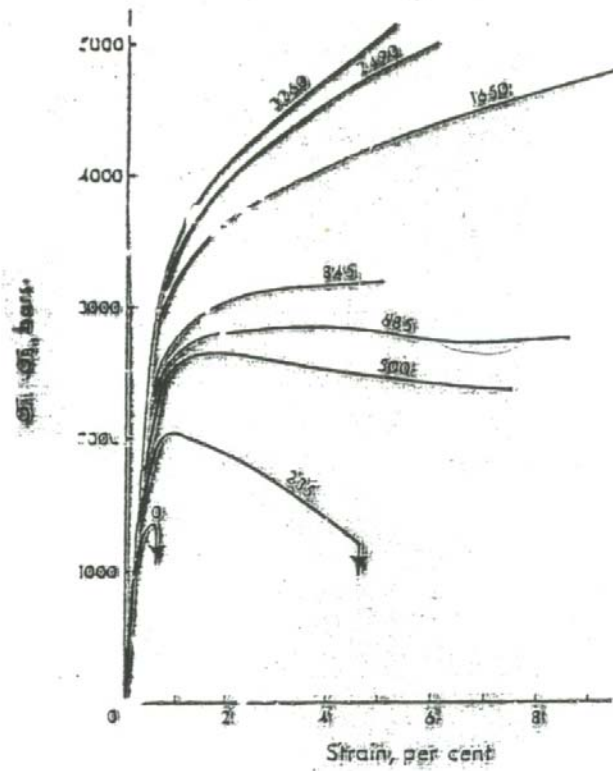
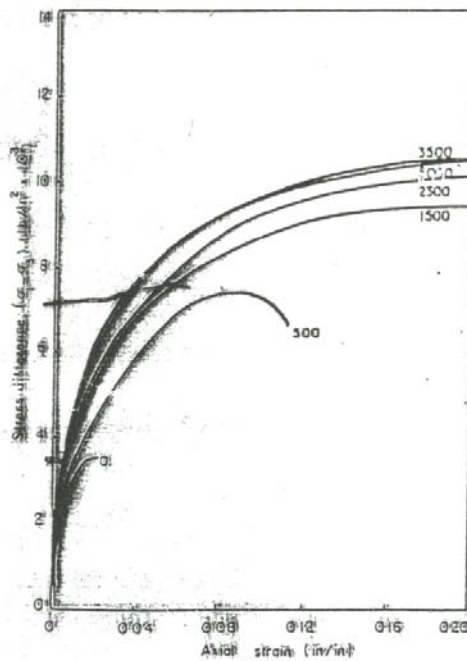


Figure 2.6 Variation of stress-strain and strength properties of (a) Berea Sandstone and (b) gabbro with confining pressure<sup>7</sup>

شکل زیر مربوط به سنگ مرمر (سنگی با چگالی بالا) است:



شکل زیر مربوط به نوعی سنگ نمک است، بعد از مقدار مشخصی تنش جانبی، دیگر افزایش آن در میزان شکل پذیری نقشی ندارد.



شکل زیر مربوط به سنگ گنایس - شیست است:

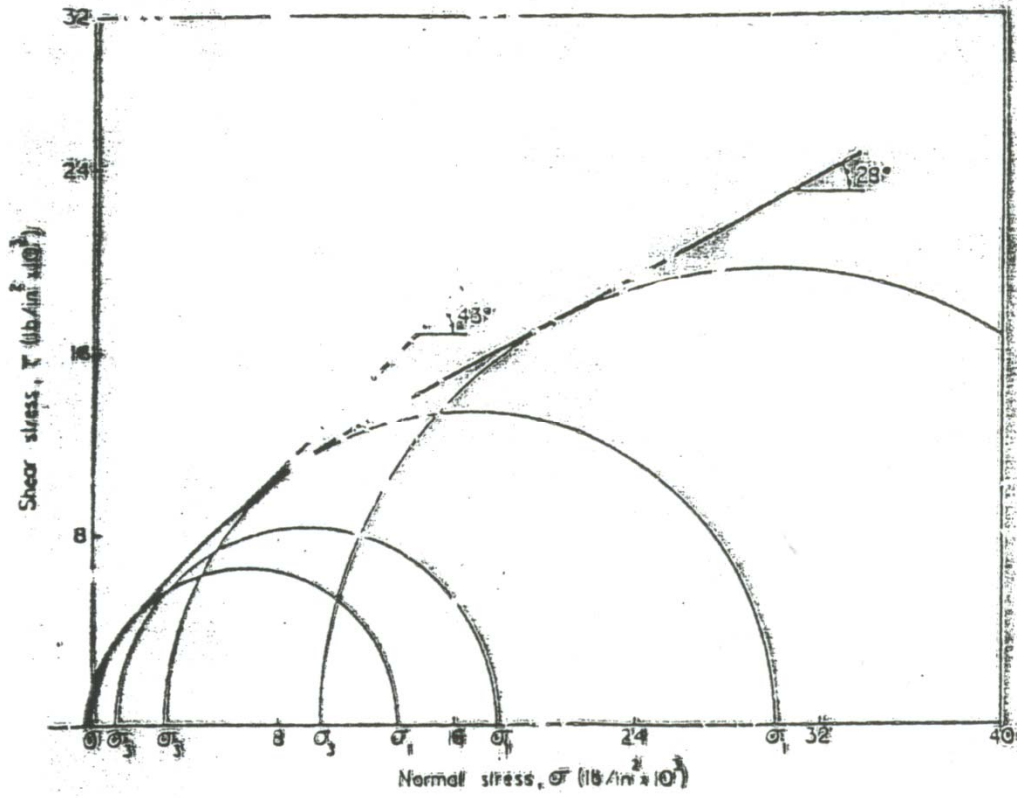


Figure 2.8 Mohr envelope—intact schistose gneiss<sup>13</sup>

## ث) تأثیرات محیطی

در اینجا، تأثیرات محیطی<sup>۱</sup> بر روی رفتار سنگ بکر بررسی می‌شود. از پارامترهای محیطی مؤثر بر رفتار سنگ بکر می‌توان به رطوبت، زمان و حرارت اشاره کرد.

تأثیر مقدار رطوبت بر منحنی تنش-کرنش کامل سنگ ناشی از تأثیرپذیری مقاومت فشاری، شکل‌پذیری و رفتار بعد از شکست سنگ‌های خاص (مثل شیل) از رطوبت می‌باشد. به همین علت ISRM پیشنهاد کرده است که در آزمایش مقاومت فشاری تک محوری، باید محتوی آب نمونه‌ها اندازه‌گیری شود. هرچند این موضوع بسیار وسیع و گسترده است ولی باید به طور خلاصه باید به موارد زیر توجه داشت:

(۱) بعضی از سنگ‌ها، مخصوصاً آنهایی که از محتوی رس بالایی برخوردار هستند. در برخورد با هوا و اتمسفر دچار خشکیدن می‌شوند و به صورت درجا سنگ‌ها ممکن است، از محتوی رطوبت بالایی برخوردار بوده ولی پایدار باشند و بعد از حفاری و در معرض هوا ماندن، تغییر خواص داده و به همراه خشکیدن به صورت شکننده در می‌آیند به طوریکه با یک ضربه و تنش کوچک خرد می‌شوند.

(۲) ممکن است سنگ‌ها هنگام حفاری به صورت اشباع در آمده و همزمان در حین حفاری تحت تأثیر عملیات مکانیکی قرار می‌گیرند و باعث شکستگی<sup>۲</sup> می‌شوند. برای این منظور آزمایش دوام پیشنهاد شده است تا بتوان پتانسیل سنگ را در این خصوص تعیین کرد. چنین سنگ‌هایی می‌توانند تحت عملیات مکانیکی یا تنش‌های پایین خرد شوند.

(۳) یکی دیگر از اثرات آب، تورم<sup>۳</sup> است که با تغییر محتوی رطوبت رخ می‌دهد. این امر می‌تواند باعث به وجود آمدن تنش‌های اضافی مثلاً در پشت نگهداری‌ها باشد، که بعضاً شدت آنها در حدی می‌تواند باشد که پروسه شکست را در سنگ آغاز کند.

(۴) اگر فضاهای خالی داخل سنگ به همدیگر مرتبط باشند (تخلخل مفید)، و آب منافذ تحت فشار باشند، فشار مزبور را بایست از همه تنش‌های قائم کم کرد. این فشار منتهی به مفهوم تنش مؤثر  $\sigma' = \sigma - P_{water}$  می‌شود. اگر فشار آب به قدر کافی افزایش یابد،  $\sigma'$  می‌تواند هب قدر کاهش یابد که منجر به شکست سنگ شود. در مورد سنگ‌های خاص (مثل ماسه سنگ)، مفهوم تنش مؤثر به

<sup>۱</sup> environmental effect

<sup>۲</sup> slaking

<sup>۳</sup> swelling

دلیل تخلخل بالای آن، کاربرد خوبی دارد ولی برای سنگ‌هایی مانند گرانیت (۲٪-۱٪) کاربرد تنش مؤثر، نامناسب است.

موارد فوق تأثیرات اصلی آب محتوی را در نظر می‌گیرند ولی اثرات متعدد دیگری وجود دارد که با حرکت آب از درون سنگ باعث دگرسانی و سایر تأثیرات می‌شود، به عنوان مثال خواص شیمیایی آب، مثلاً اسیدیته آن می‌تواند اهمیت زیادی در سنگ‌های گچ و آهک داشته باشد، بطوری که این مواد کاملاً در آب حل شده و باعث تشکیل غار در سنگ می‌شوند.

چرخه ذوب و انجماد آب می‌تواند باعث خرد شدن و تجزیه شدن سنگ بکر شود، مثل شکستگی سنگ. پدیده جوش خوردگی در سنگ در اثر بالا آمدن آب‌های گرم درون زمین به سمت سطح، باعث این پدیده می‌شوند.

تأثیر زمان در بحث‌های قبلی گفته شده است. به طوریکه در مراحل اولیه بارگذاری و در منطقه قبل از مقاومت ماکزیمم، میکرو شکستگی‌هایی رخ می‌دهد. در بعضی موارد فرض رفتار الاستیک در قسمت عمده منطقه قبل از شکست، فرض مناسبی است. در تئوری الاستیسیته، مؤلفه زمان وجود ندارد ولی به علت توسعه و افزایش پیوسته میکرو ترک‌ها، در این منطقه می‌توان تا حدی رفتار وابسته به زمان را انتظار داشت.

چهار نوع اصلی تأثیر وابسته به زمان را می‌توان نام برد:

نرخ کرنش<sup>۱</sup>: شکل و فرم کلی، منحنی کامل تنش-کرنش تافعی از نرخ کرنش وارده است.

خزش<sup>۲</sup>: در صورتی که تنش وارده بر جسم ثابت نگه داشته شود و کرنش به صورت پیوسته ادامه می‌یابد.

باربرداری<sup>۳</sup> (رهایی از تنش): در صورتی که کرنش جسم ثابت نگه داشته شود و تنش مؤثر در داخل جسم کاهش می‌یابد.

خستگی<sup>۴</sup>: تغییر چرخه‌ای تنش باعث افزایش کرنش می‌شود.

---

<sup>۱</sup> strain rate  
<sup>۲</sup> creep  
<sup>۳</sup> relaxation  
<sup>۴</sup> fatigue



چهار اثر فوق در شکل زیر نشان داده شده است که همگی ناشی از طبیعت وابسته به زمان ریز ترک ها می باشند، با کاهش نرخ کرنش، مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری کاهش می یابد.

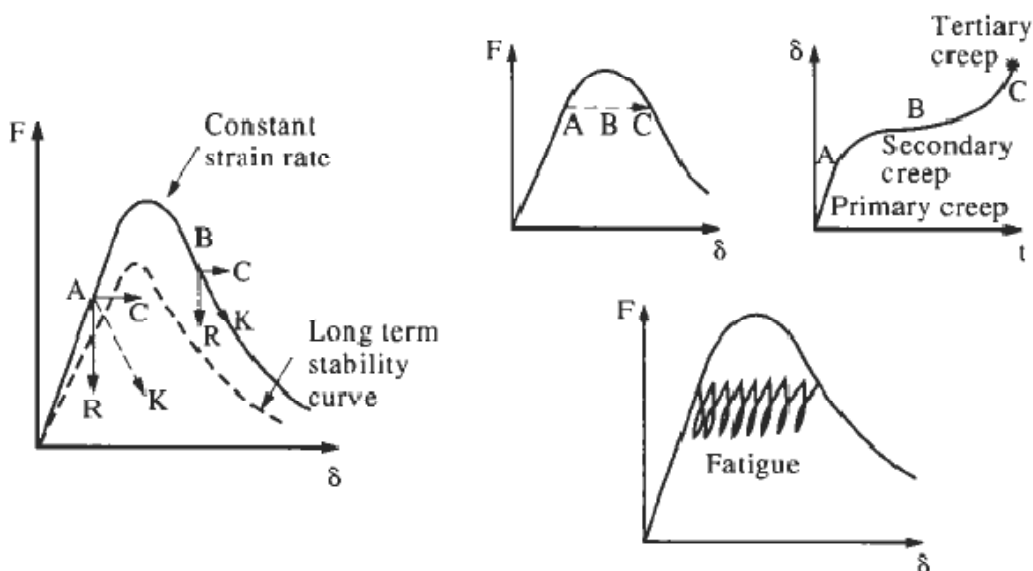


Figure 6.16 Time-dependent effects and the complete stress–strain curve.

همگی اینها رفتارهای ناشی از توسعه میکرو ترک ها و طبیعت وابسته به زمان سنگ می باشد.

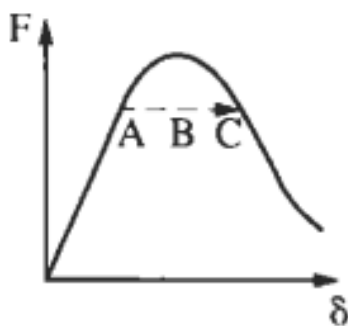
در نقطه ای مثل A، خزش با  $\overline{AC}$  و رهایی تنش به صورت  $\overline{AR}$  نشان داده شده است و خستگی به صورت پریودیک نشان داده شده است. رابطه بین اثرات فوق را می توان با توجه به شکل منحنی کامل تنش - کرنش در نرخ کرنش پایین ملاحظه کرد، بسته به اینکه متغیر کنترل کننده، تنش یا کرنش باشد، سنگ به ترتیب و به طور پیوسته تحت خزش و یا بار برداری قرار می گیرد.

به طوریکه قبلاً اشاره شد، قسمت افتان منحنی را نمی توان در شرایطی که تنش، عامل کنترل کننده است، بدست آورد. همچنین همان طوریکه با خط  $\overline{BC}$  نشان داده شده است، خزش نیز نمی تواند بدون شکست لحظه ای و همزمان در منطقه افتان منحنی رخ دهد (و خزش وارد قسمت سوم منحنی می شود). به طوریکه توسط خطوط  $\overline{AR}$  و  $\overline{BR}$  نشان داده شده است، رهایی تنش در هر دو طرف منحنی کامل تنش - کرنش می تواند برای منحنی نوع (۱) رخ دهد.

خطوط  $\overrightarrow{AK}$  و  $\overrightarrow{BK}$  نشانگر بار برداری وابسته به زمان در امتداد خط صلبیت بارگذاری که می‌تواند در صورت آزمایشگاهی بودن، مربوط به ماشین آزمایش و یا به صورت درجا مربوط به ساختمان درجایی سنگ باشد. این خطوط در اصل خطوط در اصل همان خطوط صلبیت ماشین در شکل ۶-۷ هستند.

بنابر این خط  $\overrightarrow{BK}$  نیز به عنوان یکی از خواص وابسته به زمان تفسیر می‌شود، زیرا نمونه نمی‌تواند بار وارده را در امتداد  $\overrightarrow{BK}$  برای مدت طولانی تحمل کند.

در تنش‌های بالا، خزش به صورت اولیه، ثانویه و مرحله سوم تقسیم می‌شود. که در شکل زیر با حروف A, B, C نشان داده شده است. خزش اولیه، مرحله اولیه بوده و از سرعت (شیب) بالایی برخوردار است. در مرحله دوم خزش و یا خزش ثانویه، سرعت خزش به نحو قلا ملاحظه‌ای یکنواخت شده است. در مرحله سوم خزش، سرعت خزش شتاب بیشتری گرفته و به شکست سنگ منتهی می‌شود. این مراحل را می‌توان به صورت خطی مثل  $\overrightarrow{ABC}$  نشان داد که قسمت قبل از شکست منحنی به قسمت بعد از وصل شده است.



بعضی از سنگ‌ها هستند که حتی در تنش‌های خیلی پایین نیز تحت خزش قرار می‌گیرند.

با مرور زمان در هر مدل عددی، به هر سه بعد موجود، بعد چهارمی را به ابعاد رفتاری سنگ اضافه شده و باعث پیچیده شدن مسأله می‌شود. اصطلاح Rheology مربوط به رفتار وابسته به زمان مواد است. به عبارت ساده‌تر Rheology، مطالعه جریان و تغییر شکل وابسته به زمان ماده است (اصطلاح Rheology در زبان یونانی به معنی جریان است).

رفتار خزشی<sup>۱</sup>، کرنش و تغییر شکل پیوسته سنگ، ناشی از بار ثابت است، که از نظر مقیاس زمانی از چند روز تا چند سال رخ می‌دهد. نرخ یا سرعت خزش با  $\dot{\varepsilon}$  نشان داده می‌شود و عبارت است از سرعت تغییر کرنش در زمان معین و برابر است با:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt}$$

رفتار تورمی<sup>۲</sup>: تغییر شکل وابسته به زمان سنگ که با چهاری همراه می‌باشد، که در تونل‌هایی که تحت تأثیر قرار ..... دارند، تغییر شکل ممکن است در حین ساخت تونل، خاتمه یابد. یا به مدت طولانی ادامه داشته باشد، که در این صورت باعث ایجاد مشکلات جدی می‌شود.

بعضی از کاربردهای مدل خزش:

- تخمین پایداری حفاری سرویس (به هر منظوری مانند جاده، راه‌آهن، آبرسانی و ...).
- تخمین میزان نگهداری مناسب و زمان بهینه نصب نگهداری‌ها.
- تخمین تأثیر سرعت حفر، در حجم بسته شدن (جمع آمدگی دیواره‌های فضای) کارگاه.
- تخمین اثر سرعت معدنکاری بر پایداری زون شکسته شده در پیشاپیش کارگاه در حال کار.

خزش به مسأله تغییر دما هم حساس است. حداقل زمان برای آزمایش خزش حدود ۱۰۰۰ روز است.

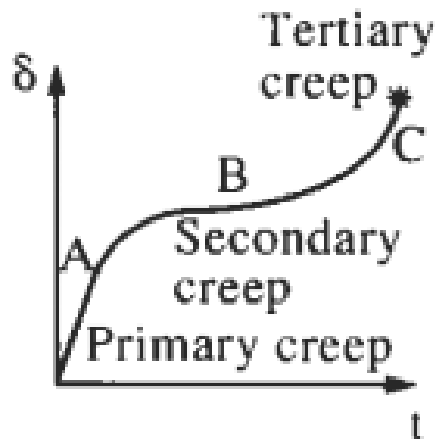
مطالعه خزش توده سنگ در نیمه اول قرن بیستم شروع شد. گریجز<sup>۳</sup> ۱۹۳۹، باعث بدست آمدن حجم انبوهی از داده‌ها شد. بیشتر مطالعات فوق در خصوص سنگ‌های نرم (مثل نمک) متمرکز شدند، زیرا این سنگ‌ها خواص وابسته به زمان قابل توجهی از خود نشان می‌دهد (حتی در شرایط تنش و حرارت معمولی). شکل بالا یک منحنی خزش را نشان می‌دهد که دارای فازهای اول، دوم و سوم است که این نوع رفتار خزشی برای سنگ‌های شکننده و کریستالی نیز قابل تعمیم است.

به طوری که از شکل پیدا است، بلافاصله بعد از بارگذاری مقداری تغییر شکل لحظه‌ای حاصل می‌شود و به دنبال آن تغییر شکل انتقالی به وجود می‌آید. خزش مرحله اول از نوع الاستیک تأخیری می‌باشد و به دنبال آن

---

<sup>۱</sup> creep  
<sup>۲</sup> squeezing  
<sup>۳</sup> Griggs

در خزش یکنواخت، تغییر شکل‌های ماندگار و بدون برگشت ایجاد می‌شود و به دنبال آن خزش مرحله سوم شروع می‌شود و شتاب بیشتری داشته و منجر به شکست می‌شود.



در صورتی که مقدار بار ثابت که بر روی نمونه وارد می‌شود افزایش یابد، منحنی خزش به سمت بالا و چپ منتقل می‌شود و شاید مراحل اولیه حذف شود (اگر بار ثابت به مقدار نهایی تحمل نمونه نزدیک شود).

هرچند سرعت خزش از فاکتورهای محیطی مثل رطوبت، حرارت و تماس با مواد شیمیایی تأثیرپذیر است، ولی افزایش حرارت از ۲۰ درجه به ۱۰۰ درجه سانتیگراد، سرعت خزش سنگ سخت را تحت تأثیر قابل توجهی قرار نمی‌دهد. فرایند خزش می‌تواند حتی سنگ‌هایی که تحت تأثیر بار کمتری از  $\sigma_c$  قرار دارند را نیز بشکند. برای سنگ‌های مقاوم و سخت آفریقای جنوبی، سرعت مرحله خزش یکنواخت، در صورتی که سنگ در ۹۰٪ مقاومت نهایی خود بارگذاری شود، در حد  $200 \times 10^{-9} \frac{mm}{m \cdot sec}$  (مالار<sup>۱</sup> ۱۹۹۸).

یک معادله کلی برای محاسبه کرنش کلی در نمونه‌ای که تحت تأثیر خزش قرار دارد به شرح زیر پیشنهاد شده است:

$$\varepsilon(\text{time})_{\text{total}} = \varepsilon_0 + \varepsilon(t)_{\text{Primary}} + \dot{\varepsilon}(t)_{\text{Steady state}} \cdot t + \varepsilon(t)_{\text{Tertiary}}$$

روابط تجربی مختلفی برای نشان دادن سرعت خزش انتقالی یا اولیه وجود دارد و اغلب قوانین به صورت زیر است:

<sup>۱</sup> Mallar

$$\varepsilon(t)_{primary} = B \cdot t^{-m}, \quad 0 \leq m \leq 1$$

B : ضریب ثابت

رابطه لگاریتمی خزش بالا، توسط رابرتسون<sup>۱</sup> برای خزش فلزات در حرارت های پایین بکار پیشنهاد شده است.

برای حالت  $m=1$ ، رابطه فوق به قانون توان آندرید<sup>۲</sup> مشهور است که بار فتار خزشی فلزات در دماهای بالا تطابق بهتری دارد. هرچند در بکارگیری این رابطه برای سنگ ها موفقیت هایی حاصل شده است ولی رابطه خاصی بین نتایج اندازه گیری شده درجا و آزمایشگاهی بدست نیامده است. به نظر می رسد که خزش اولیه سنگ در آزمایشگاه ناشی از درجه صدمات میکروسکوپی در حین تهیه نمونه در سر زمین ایجاد شده است.

قانون مورد استفاده برای پیش بینی و توضیح خزش مرحله دوم سنگ به صورت زیر است:

$$\dot{\varepsilon}(t)_{steady\ state} = A \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^n \times e^{\left(\frac{-Q}{R \cdot T}\right)}$$

Q: انرژی فعال سازی لازم برای خزش است که با توجه به فرایندها و مکانیزم های مختلف خزش، تغییر کرده و با انجام آزمایشات مختلف در حرارت های متفاوت، اندازه گیری می شود.

R: ضریب ثالث گازها است که برابر است با:  $R = 8.31 \left(\frac{J}{mol \cdot K}\right)$ ، A، n: ضرایب ثابت هستند.

خزش مرحله سوم، به اندازه مرحله اول و دوم مطالعه نشده است و معادله ای که نشانگر آن باشد و مورد قبول همگان باشد، ارائه نشده است. بیشتر روابط تجربی که برای نشان دادن خزش مرحله سوم ارائه شده، بر اساس قانون توان می باشد و تخمین ها برای اندازه گیری های خاص صورت می گیرد.

توسعه و رشد میکرو ترک ها به نظر می رسد که پروسه اصلی خزش در سنگ های کریستالی باشد و این پدیده را می توان با استفاده از مفهوم فرسایش تنش<sup>۳</sup> توضیح داد.

خزش مرحله سوم را معمولاً به افزایش تشکیل میکرو شکاف ها و پیوستن آنها به هم برای تشکیل صفحه شکست اصلی مرتبط می دانند.

<sup>۱</sup> Robertson  
<sup>۲</sup> Andrade  
<sup>۳</sup> stress corrosion

برای تخمین مقدار واقعی خزش از تئوری ویسکوالاستیک استفاده شده است. رفتار خزشی اجسام را می توان با فرض اینکه مواد مورد نظر دارای خواص ویسکوز و یا سیال می باشد، را می توان مدل کرد. با چنین فرضی می توان تغییرات وابسته به زمان کرنش و یا سرعت کرنش را نشان داد، به عبارت دیگر تئوری ویسکوالاستیک، بسط تئوری الاستیسیت با افزودن یک یا چند مؤلفه ویسکوز، جهت نشان دادن رفتار وابسته به زمان مواد است. در تئوری ویسکوالاستیک خطی، ترکیبات مختلف دو حالت تغییر شکل، یعنی رفتار الاستیک، توسط فنر<sup>۱</sup> نشان داده می شود و رفتار ویسکوز، توسط یک کمک فنر<sup>۲</sup> نمایش داده می شود. برای نشان دادن رفتار پیچیده کرنش- زمان استفاده می شود.

از المان کمک فنر، برای نشان دادن جذب و یا اتلاف انرژی استفاده می شود. یک ضربه گیر، مثال مکانیکی برای کمک فنر است. به طوریکه یک ضریب ویسکوزیته به نام  $\eta$  رفتار آن را کنترل می کند (واحد ضریب ویسکوزیته  $(pa \cdot sec)$  است). در جدول زیر، مدل های ویسکوالاستیک همراه پروفیل های کنترل کرنش وابسته به زمان هر کدام از مدل ها، وقتی که تحت تأثیر تنش های مرحله ای ثابت قرار می گیرند، نشان داده شده است.



Generalized Kelvin substance



Burgers substance



Elastoviscoplastic (Bingham) substance



Plastoviscoelastic substance

**Figure 13.6** Multi-component rheological models.

<sup>۱</sup> spring  
<sup>۲</sup> dashpot

فنر به عنوان یک مدل هوکی، رفتار الاستیک را نشان می دهد و مقدار کرنش لحظه‌ای  $\epsilon$  را به دست می دهد که در طول زمان ثابت است.

کمک‌فنر و یا مدل نیوتنی، رفتار ایده‌آل ویسکوز را نشان می دهد. بعد از وارد شدن بار، کرنش به صورت خطی با زمان افزایش می یابد. شیب این منحنی، به ضریب ویسکوزیته و تنش وارده بستگی دارد. بقیه موارد، بکارگیری ترکیب های مختلف مدل فوق را نشان می دهد.

(۱) **مدل ماکسول:** ترکیب دو مدل فنر و کمک‌فنر است که به صورت سری به هم بسته شده‌اند و یک تغییر شکل الاستیک لحظه‌ای و به دنبال آن افزایش خطی کرنش با زمان حاصل شده است.

(۲) **مدل کلوین:** از به هم بستن موازی فنر و کمک فنر حاصل شده است و در این مدل قبل از وارد شدن بار، کرنش صفر بوده ولی بعد از وارد شدن بار، کرنش تا رسیدن و مجانب شدن به یک مقدار معین، افزایش می‌یابد.

(۳) **مدل سه پارامتری جامد:** از بسته شدن یک مدل کلوین به صورت سری با یک مدل هوکی حاصل شده است. رفتار این مدل، مجموع رفتار کلوینی و هوکی است. یعنی از مجموع یک کرنش لحظه‌ای بلافاصله بعد از بارگذاری به علت رفتار الاستیک فنر، و یک منحنی مجانب مدل کلوینی، تشکیل شده است.

(۴) **مدل بورگر یا مدل چهار پارامتری جامد:** از ترکیب سری مدل‌های کلوینی و ماکسولی حاصل شده است. این مدل یک تغییر شکل لحظه‌ای  $\epsilon$  دارد ولی کرنش بعدی به حالت تعادل یا مجانب نرسیده و بلکه به صورت خطی افزایش می یابد.










<p>Elastic Hookean substance</p>  <p>Spring</p>	<p>Elastoviscous</p>  <p>Maxwell model</p>	<p>Elastoplastic</p> 
<p>Viscoelastic</p>  <p>Kelvin model</p>	<p>Viscous Newtonian substance</p>  <p>Dashpot</p>	<p>Viscoplastic</p> 
<p>Plastoelastic</p> 	<p>Plastoviscous</p> 	<p>Plastic St. Venant substance</p>  <p>Slider</p>

Figure 13.5 Two-component rheological models.

وقتی یک مدل ویسکو الاستیک تحت بار قرار می گیرد، رفتار آن را می توان به کمک معادله دیفرانسیل به شکل زیر نشان داد:

$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_2 \ddot{\sigma} + \dots \cong q_1 \varepsilon + q_2 \dot{\varepsilon} + \dots$$

در اینجا،  $\sigma$  تنش وارده و  $\varepsilon$  کرنش حاصله است و ضرایب  $p_1, p_2, \dots$  و  $q_1, q_2, \dots$  تابعی از مدول یانگ و ضرایب ویسکوزیته فنر و کمک فنر می باشند.

برای مدل هوکی<sup>۱</sup>، این رابطه بصورت زیر نشان داده می شود:

<sup>۱</sup> Hoek



$$\sigma = q \cdot \varepsilon \Rightarrow \sigma = E\varepsilon$$

برای مدل نیوتنی<sup>۱</sup>، این رابطه بصورت زیر در می آید:

برای مدل بورگر<sup>۲</sup>، این رابطه به صورت زیر در می آید:

$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_2 \ddot{\sigma} = \dot{q} \cdot \varepsilon + q_1 \dot{\varepsilon} + q_2 \ddot{\varepsilon}$$

با مقایسه منحنی های رفتاری **جدول ۸** با شکل تیپ سنگ، می توان گفت که مدل بورگر بیشترین مطابقت را با منحنی خزش سنگ در مرحله اول و دوم را دارد. در صورتی که مدل رفتاری خزش سنگ با مدل بورگر پذیرفته شود، کرنش مربوط به سنگ را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\varepsilon(t) = \underbrace{\left( \frac{\sigma}{E_{Maxwell}} + \frac{\sigma \cdot t}{2(1+\nu) \cdot \eta_{Maxwell}} \right)}_{\text{مدل ماکسولی}} + \underbrace{\left( \frac{\sigma}{E_{Kelvin}} \left( 1 - e^{\left( \frac{E_{Kelvin} \cdot t}{2(1+\nu) \cdot \eta_{Kelvin}} \right)} \right) \right)}_{\text{مدل کلویی}}$$

در این رابطه،  $\sigma$  تنش وارده و  $\varepsilon(t)$  کرنش حاصله در مدت زمان  $t(sec)$  است.

---

<sup>۱</sup> Newton  
<sup>۲</sup> Burger

## منابع:

١. Zhang, Lianyang; Engineering properties of rocks.
٢. Zhang, Lianyang; Engineering Geology for Underground Rocks.
٣. Goodman, R. E.; Introduction to Rock Mechanics, ٢nd Edition.
٤. Hudson, John A. & Harrison, John P.; Engineering rock mechanics.