

Dr. Hasan Ghasemzadeh

فهرست عناوین و فصول

- ۱- مقدمه
- ۲- طبقه بندی سنگها
- ۳- خواص فیزیکی و مکانیکی سنگ ها
- ۴- رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست
- ۵- تنش های در جا در سنگ
- ۶- صفحات ضعیف در سنگها
- ۷- کاربرد مکانیک سنگ در مهندسی

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ

Hooke's Law:

$$\sigma_i = \overline{C}_{ij} \varepsilon_j$$

Where:

$$\overline{C}_{ij} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix}$$

$$V_{ij}^2 = \frac{C_{ij}}{\rho}$$

Robert Hooke?
(1635-1703)

$$\overline{C}_{ij} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{12} & C_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} \end{bmatrix}$$



$$V_p = \sqrt{\frac{C_{11}}{\rho}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{C_{44}}{\rho}} = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

دو سوال اساسی در طراحی

- ۱- آیا تنش های ایجاد شده در سنگ از مقدار تنش های مجاز سنگ کمتر است ؟
 - ۲- آیا کرنش های ایجاد شده در اثر این تنش ها برای سازه قابل قبول است و بهره برداری از آن را به مخاطره نمی اندازد ؟
- برای پاسخ به این دو سوال رفتار سنگ و معیارهای خرابی و شکست آنرا باید بدانیم

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

مدهای خرابی سنگ ها

سنگ ها تحت بارهای فشاری ، کششی ، برشی و خمشی به شکست می رسند معمولاً ترکیب بارهای متفاوتی به سنگ اعمال شده و تنها یک نوع شکست در سنگ نداریم .

در سقف معادن و تونل ها اگر سنگ ها لایه ای باشند ممکن است شکست خمشی را بینیم در این محدوده ترک های کششی در اثر خمش در تارهای تحتانی گسترشی می یابند تا جائیکه به شکست خمشی منجر می شوند .

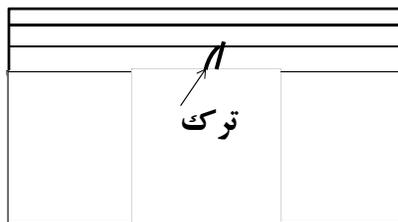
در کناره های باز شدگی ها ممکن است شکست برشی داشته باشیم در هنگام حفاری سنگ ها معمولاً سنگ تحت اثر فشار خرد شده و سپس با شکست برشی تکه های سنگ جدا می شود .

در شیب ها ممکن است شکست کششی داشته باشیم

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

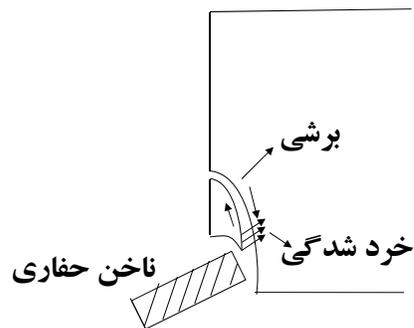
مدهای خرابی سنگ ها

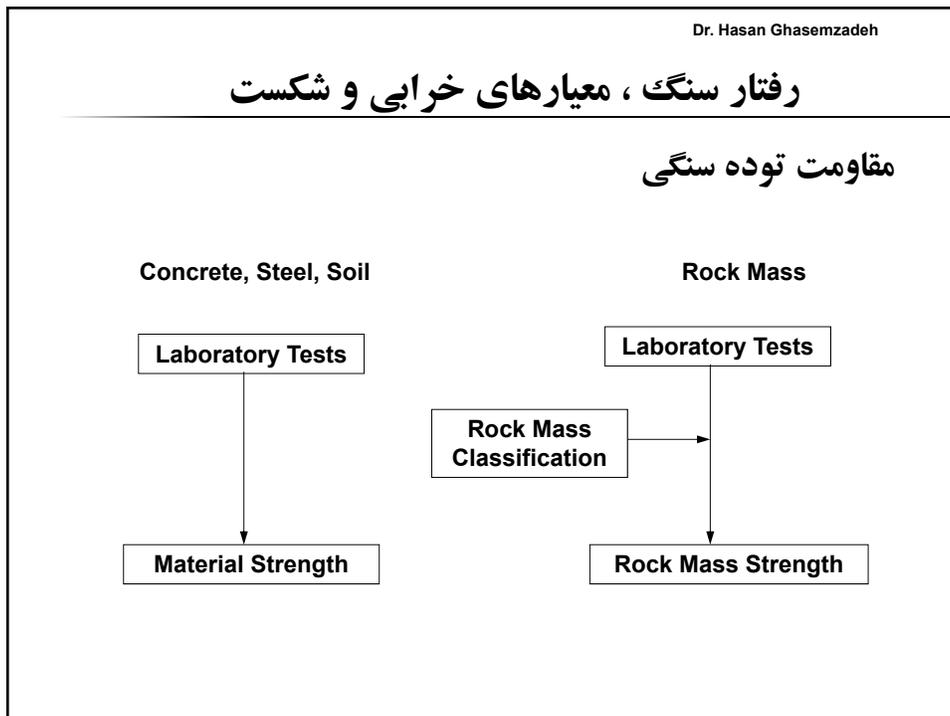
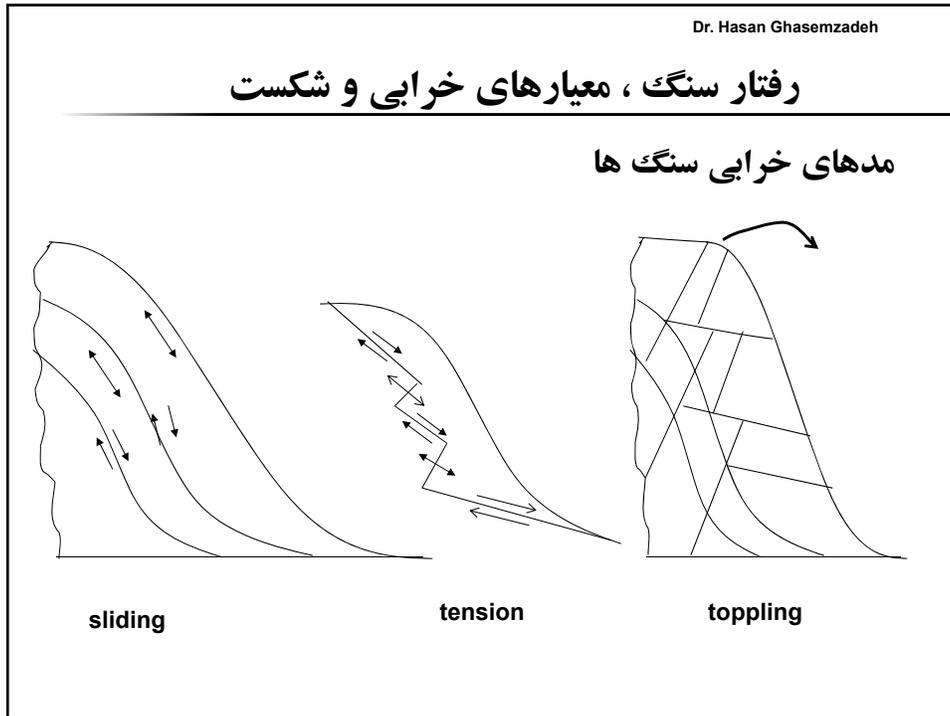


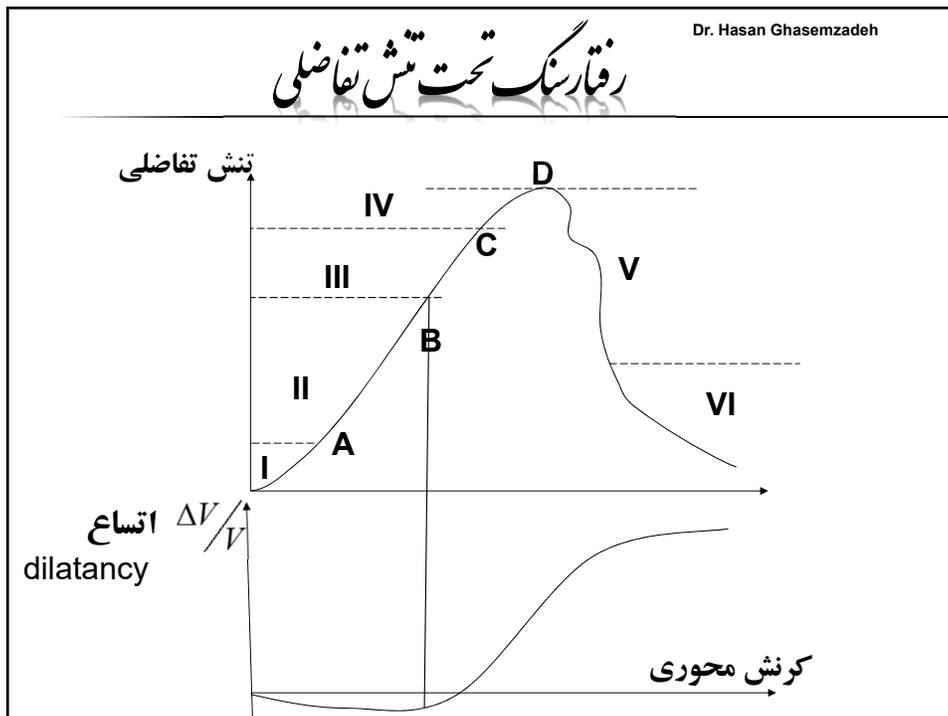
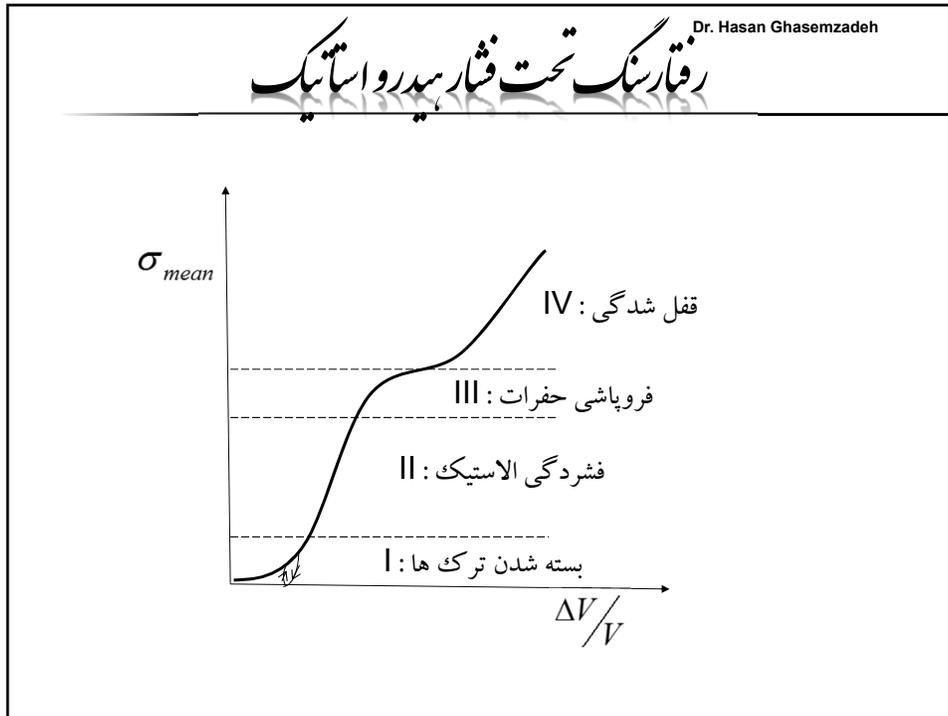
شکست خمشی

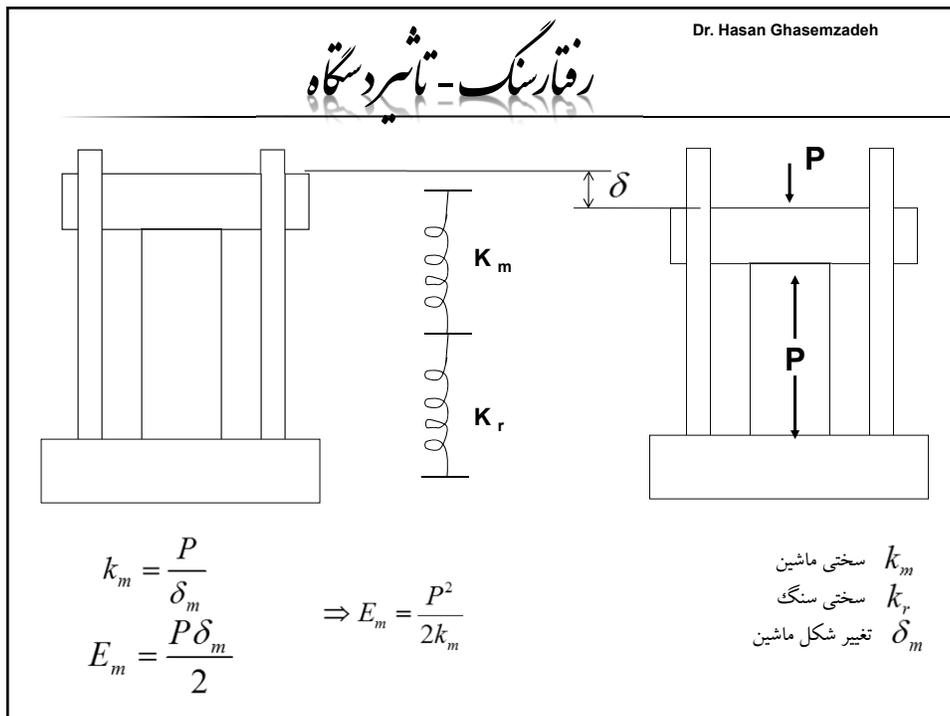
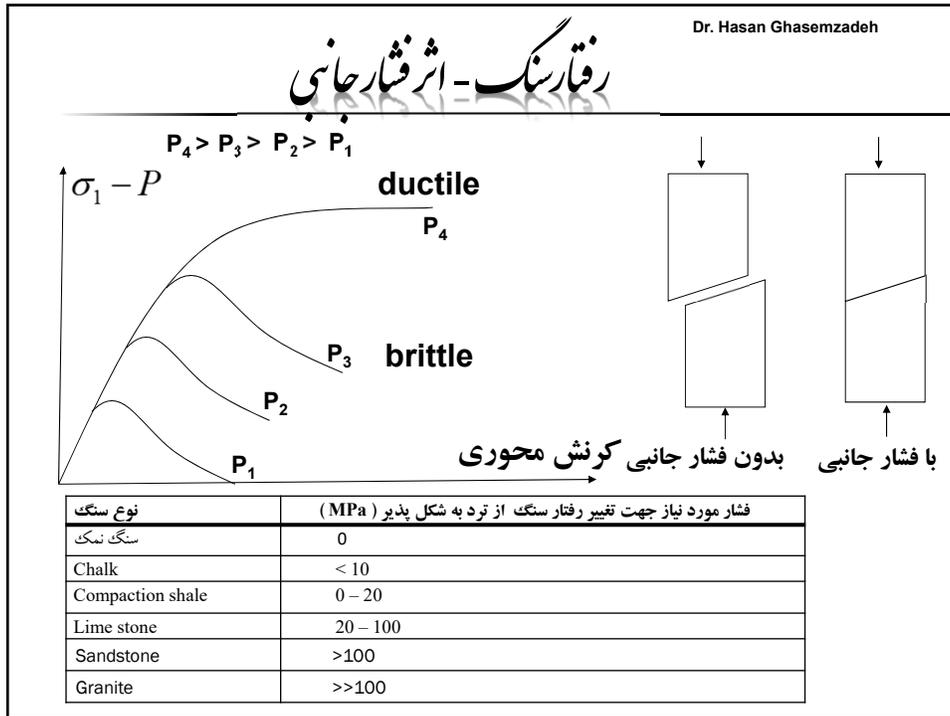


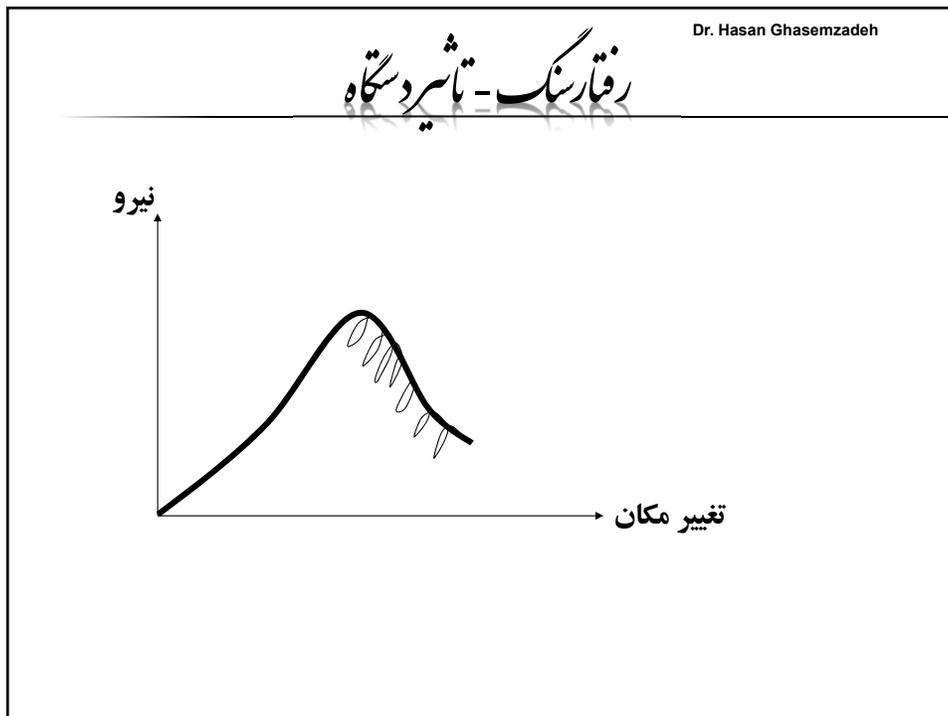
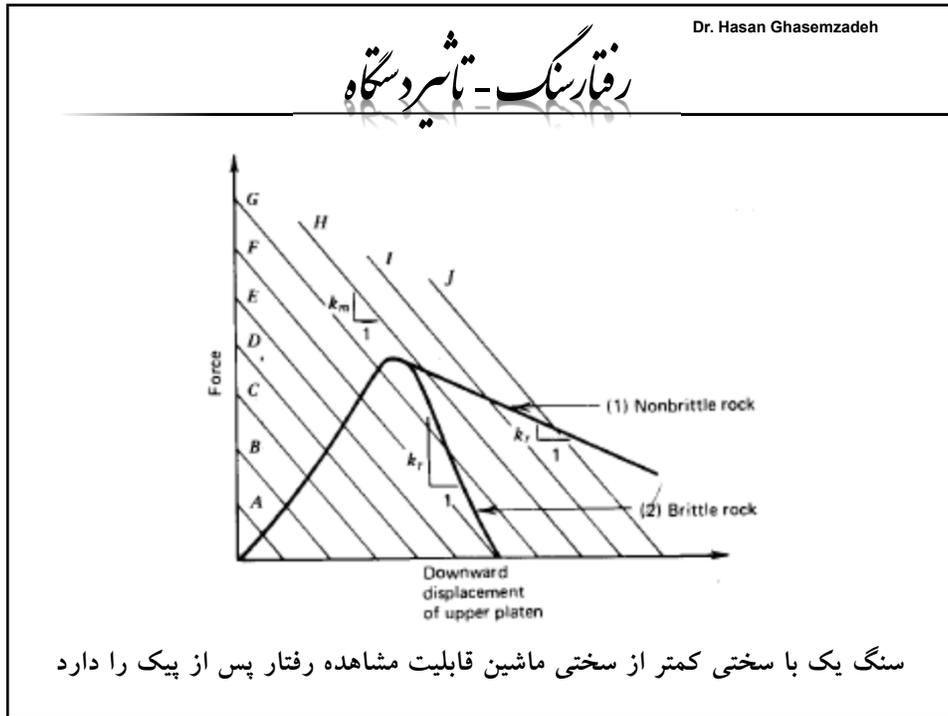
شکست برشی











Dr. Hasan Ghasemzadeh

تأثیر اندازه

Size increases, strength decreases

Sample size

معمولا نتایج آزمایشات کاهش مقاومت با افزایش قطر نمونه را نشان می دهند در بعضی موارد افزایش مقاومت سنگ تا قطری خاص (حدود ۵۰ میلیمتر و سپس ثابت شدن مقاومت با افزایش قطر دیده می شود. قطر نمونه تاثیر بارزی بر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون ندارد.

Dr. Hasan Ghasemzadeh

تأثیر شکل

Slenderness increases, strength decreases

Sample shape

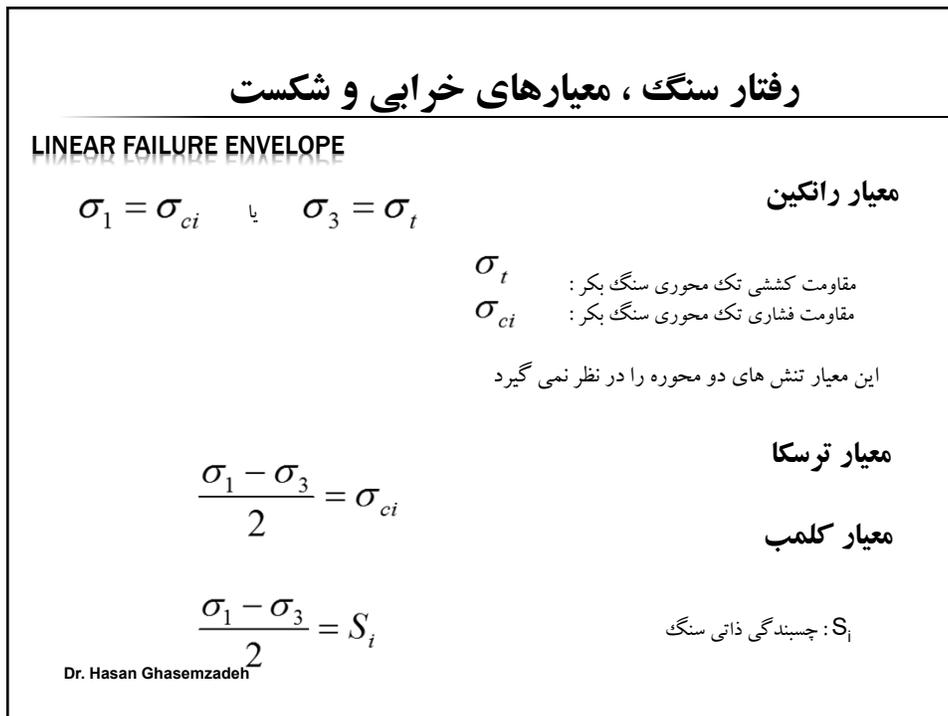
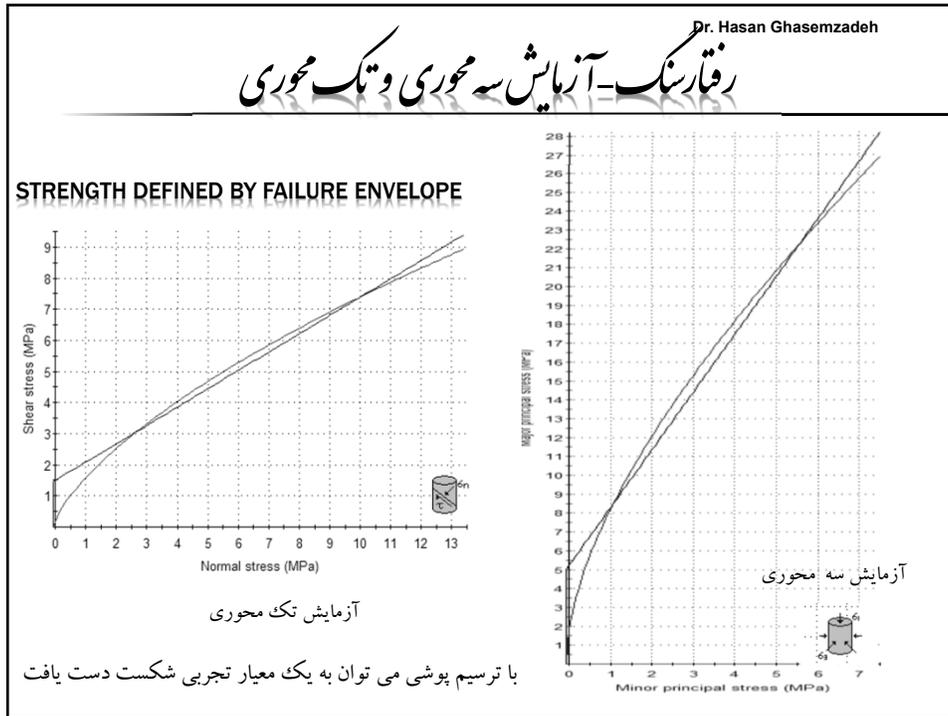
با افزایش نسبت لاغری، مقاومت سنگ کاهش می یابد در نسبت لاغری بیش از ۲/۵ تاثیر ضریب لاغری زیاد نمی باشد با تغییر نسبت لاغری مکانیزم شکست نمونه عوض می شود

برای نمونه مکعب مستطیل:

ASTM C170

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = 0.778 + 0.222 (l/h)$$

cube $l/h=1$



Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

معیار موهر کولمب

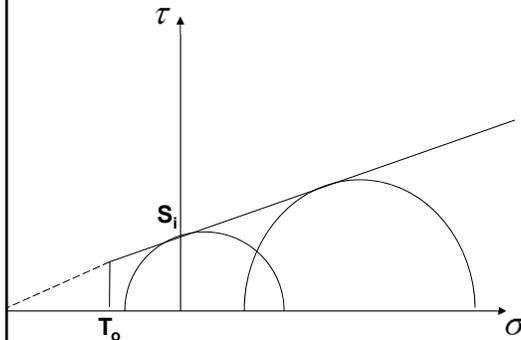
$$\tau_p = s_i + \sigma \tan \varphi$$

φ : زاویه اصطکاک داخلی که زاویه اصطکاک لغزشی صفحات روی یکدیگر می باشد

s_i : مقاومت برشی ماندگار ($\sigma = 0$)

τ_p : مقاومت برشی حداکثر

σ : تنش قائم

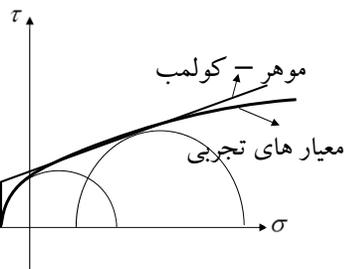


Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

معیار موهر کولمب

یک معیار خطی ساده بوده و کاربرد زیادی دارد



در تنش های بالا زاویه ϕ کاهش می یابد

و رابطه خطی بین τ و σ برقرار نیست

در تنش های کششی فرض وجود زاویه اصطکاک روی سطوح لغزشی از نظر فیزیکی بی معنی است

مقاومت برشی تا هنگامی وجود دارد که (تنش اصلی حداقل) به مقدار تنش ماکزیمم کششی

(T_0) برسد بعد از آن σ_3 نمی تواند کمتر از T_0 شود و مقاومت برشی نیز دیگر وجود

نخواهد داشت بنابراین مثلث خط چین دست نیافتنی است.

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

سایر فرمهای معیار موهر کولمب

$$\tau_p = s_i + \sigma \tan \varphi$$

$$\sigma_1 = \frac{2s_i \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

یا $\sigma_1 = q_u + k\sigma_3$

$$q_u = 2s_i \tan(45 + \varphi / 2) = \frac{2s_i \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

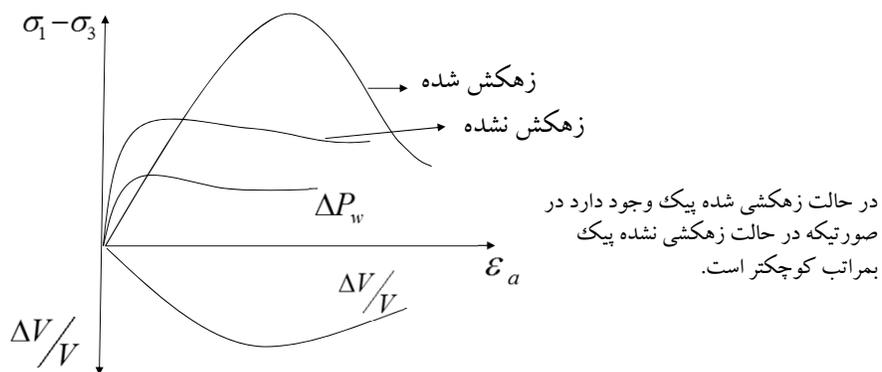
$$k = \tan^2(45 + \varphi / 2) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Dr. Hasan Ghasemzadeh

Dr. Hasan Ghasemzadeh

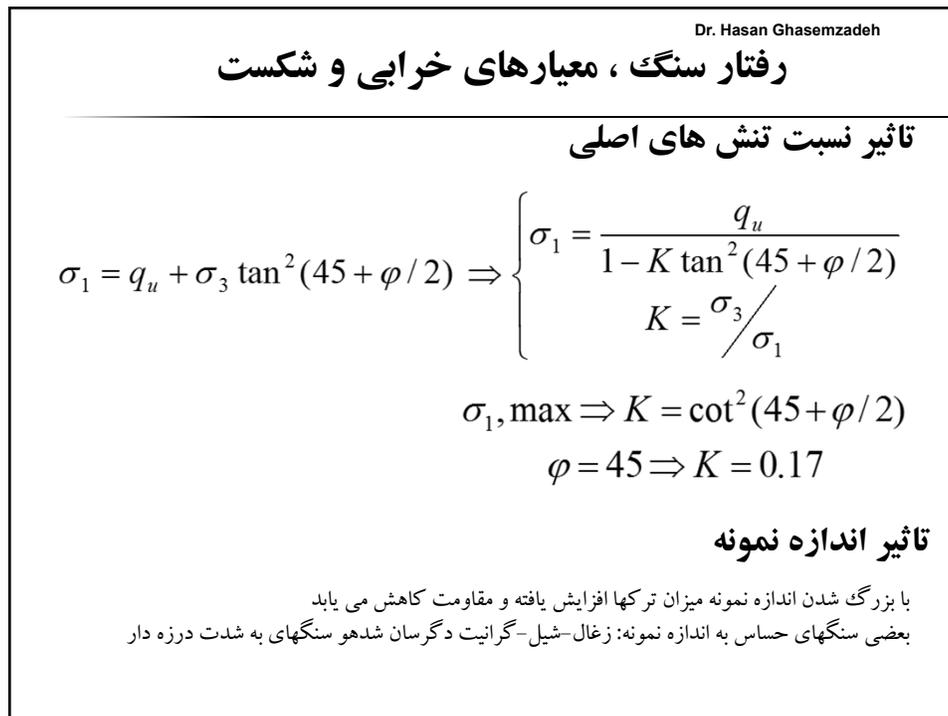
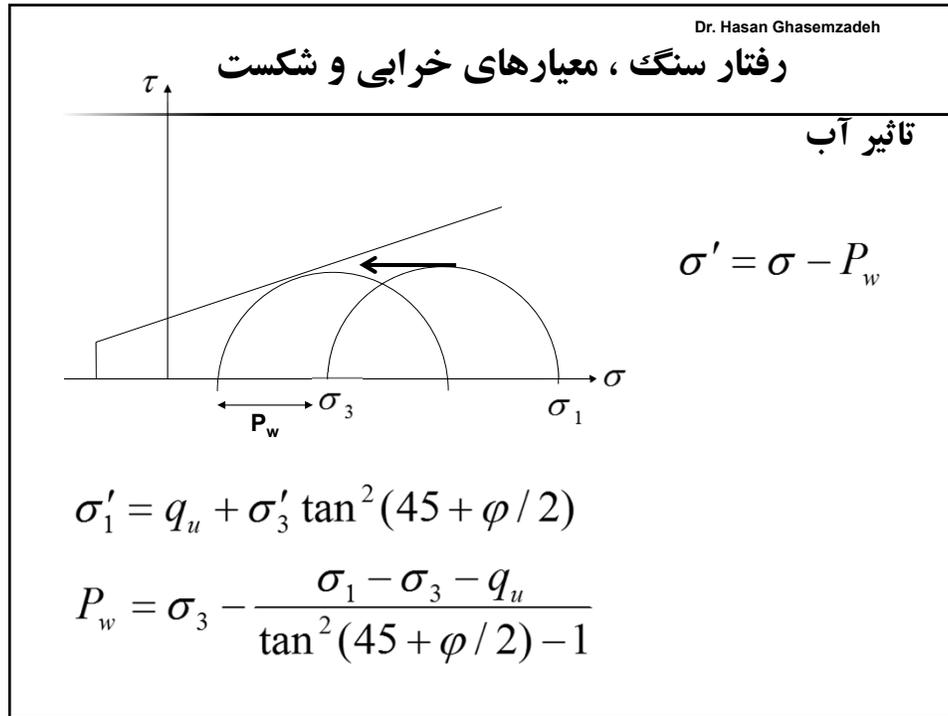
رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

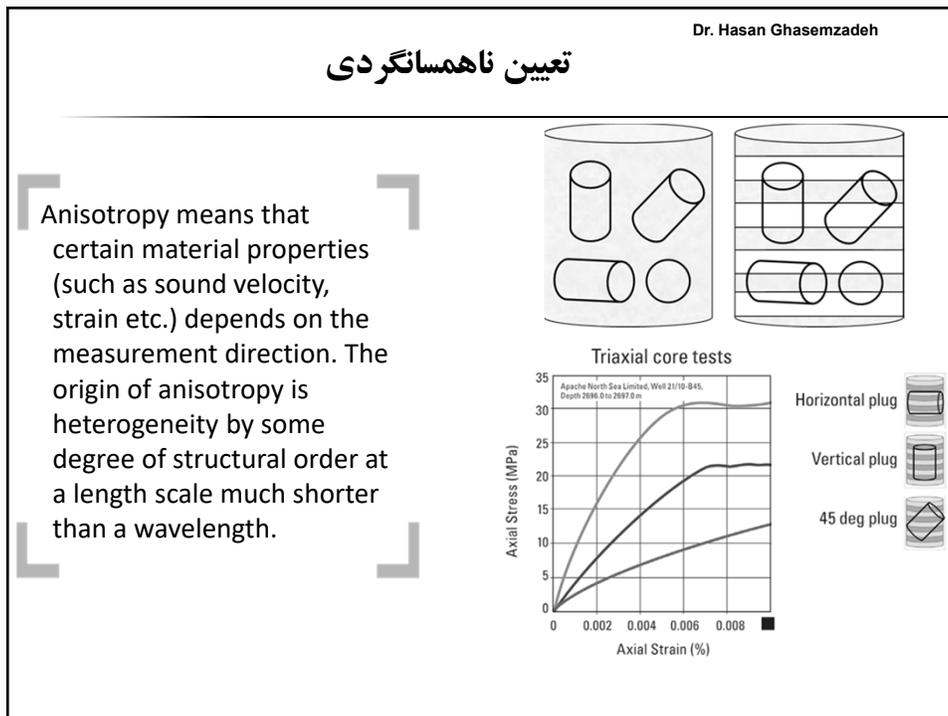
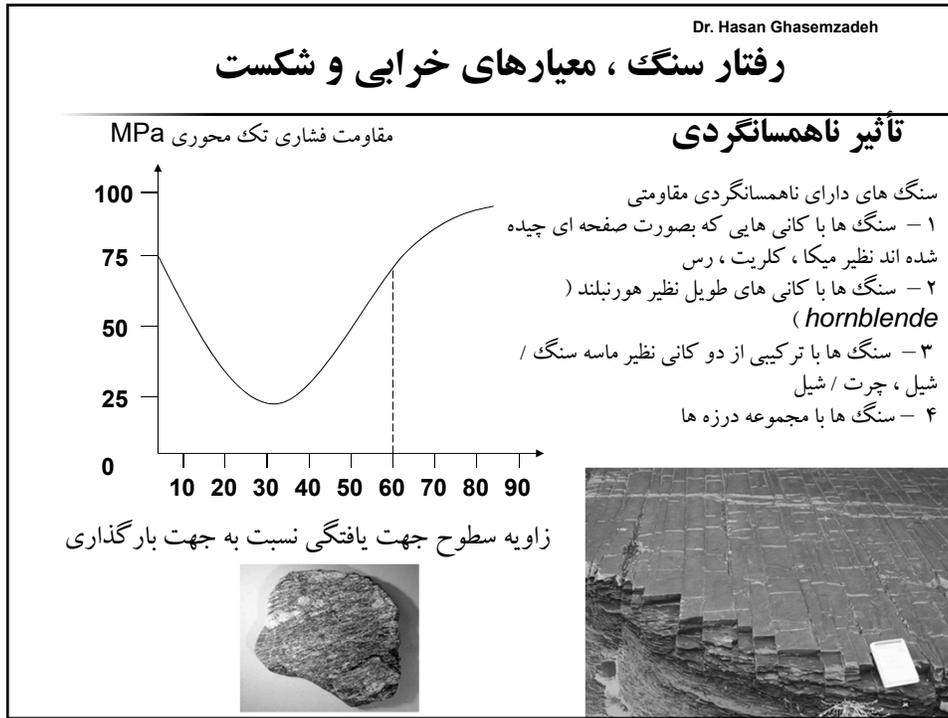
تأثیر آب



تست فشاری سه محوری زهکش شده و نشده (سنگ شیل)

در صورتیکه کاهش مقاومت در حالت اشباع بدلائل شیمیایی نباشد می توان بیشتر کاهش مقاومت را به تولید فشار منفذی و فشار آب ایجاد شده در ترک ها نسبت داد





Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

تأثیر ناهمسانگردی

تفاوت مقاومت فشاری در جهات مختلف تا ۱۰ برابر نیز ممکن است برسد .
جهت یافتن ناهمسانگردی کافیت در جهات مختلف از سنگ نمونه برداری شود و روی نمونه ها
آزمایش سه محوری صورت پذیرد . و S_i زاویه ϕ تعیین گردند

$$S_i(\psi) = a - b(\cos 2(\psi - \psi_{\min, S}))^n$$

$$\tan \phi(\psi) = c - d(\cos 2(\psi - \psi_{\min, \phi}))^m$$

اعداد ثابت هستند . $a \ b \ c \ d \ n \ m$

ψ زاویه بین جهت یافتگی نمونه (کلیواژ ، شیشوتزی) و σ_1 می باشد .

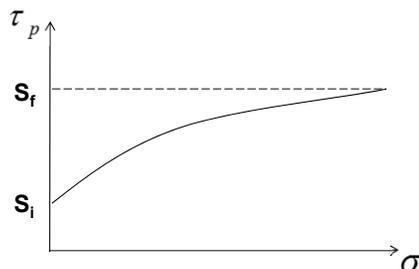
$\psi_{\min, S}$ و $\psi_{\min, \phi}$ مقادیر ψ مربوط به حداقل ϕ و S_i می باشند

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

NON LINEAR FAILURE ENVELOPE

معیار لاندبرگ (landberg 1966)



$$\tau_p = S_i + \frac{\eta' \sigma}{1 + \frac{\eta' \sigma}{S_f - S_i}}$$

$$\frac{1}{\tau_p - S_i} = \frac{1}{\eta' \sigma} + \frac{1}{S_f - S_i}$$

نوع سنگ	η'	S_i (MPa)	S_f (MPa)
گرافیت	2	60	970
کوارتز	2	60	610
اسلیت	1.8	30	570
لایم استون	1.2	30	870

Dr. Hasan Ghasemzadeh

رفتار سنگ ، معیارهای خرابی و شکست

NON LINEAR FAILURE ENVELOPE

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

معیار هوک و براون

σ_{ci} • uniaxial compressive strength σ_{ci} of the intact rock pieces,

m_i • value of the Hoek-Brown constant m_i for these intact rock pieces, and

• value of the Geological Strength Index GSI for the rock mass.

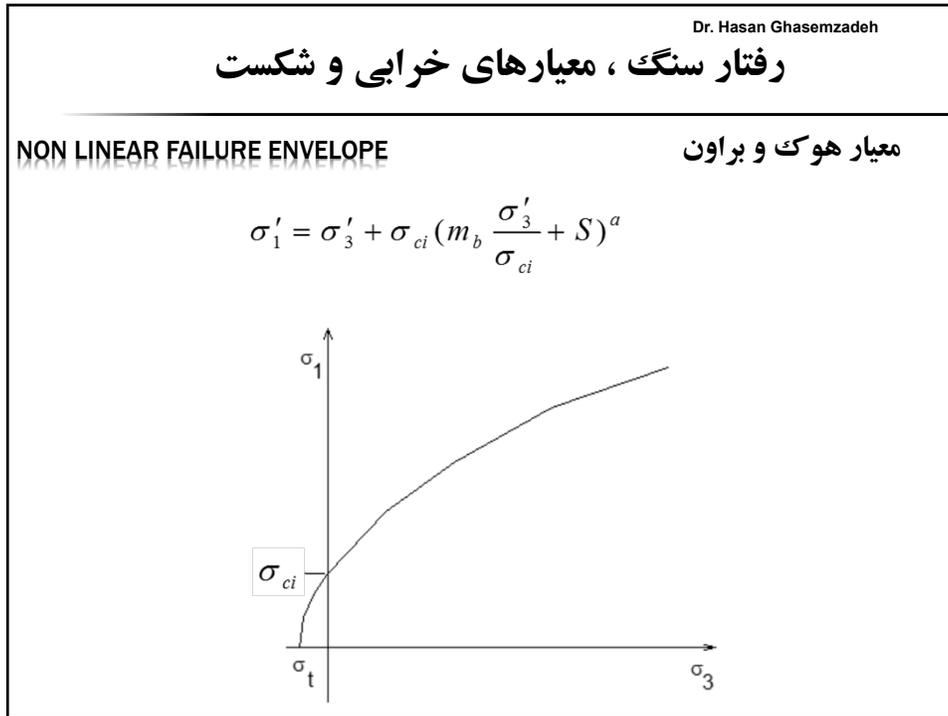
INTACT ROCK

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار هوک و براون

کاربرد



Dr. Hasan Ghasemzadeh

Table 2: Field estimates of uniaxial compressive strength.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

معیار هوک و براون

σ_{ci}

* Grade according to Brown (1981).
 ** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Dr. Hasan Ghasemzadeh

Table 3: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Carbonates	Crystalline Limestones (12 ± 3)	Spatic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 2)
	Non-Clastic	Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 22 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Nephrite 22 ± 2	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Perdonite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 3	Dacite (25 ± 3) Basalt (23 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.
 ** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

معیار هوک و براون

m_i

Dr. Hasan Ghasemzadeh

NON LINEAR FAILURE ENVELOPE

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)

معیار هوک و براون

GSI

STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY →			
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80			
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		70		
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			60	
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				30
				20
				10
	N/A	N/A		

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

DECREASING SURFACE QUALITY →

VERY GOOD
Very rough, fresh unweathered surfaces

GOOD
Rough, slightly weathered, iron stained surfaces

FAIR
Smooth, moderately weathered and altered surfaces

POOR
Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments

VERY POOR
Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings

DECREASING SURFACE QUALITY →

Dr. Hasan Ghasemzadeh
GSI معيار هوک و براون

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)						
From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings		
COMPOSITION AND STRUCTURE		70	60	50	40	30	20	10
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.		A					
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		B	C	D	E		
	C. Sandstone and siltstone in similar amounts							
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers							
	E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers							
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure					F		
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers					G		
	H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.						H	10

→ : Means deformation after tectonic disturbance

Dr. Hasan Ghasemzadeh

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.	D = 1.0 Production blasting
	In some softer rock excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 0.7 Mechanical excavation

معيار هوک و براون

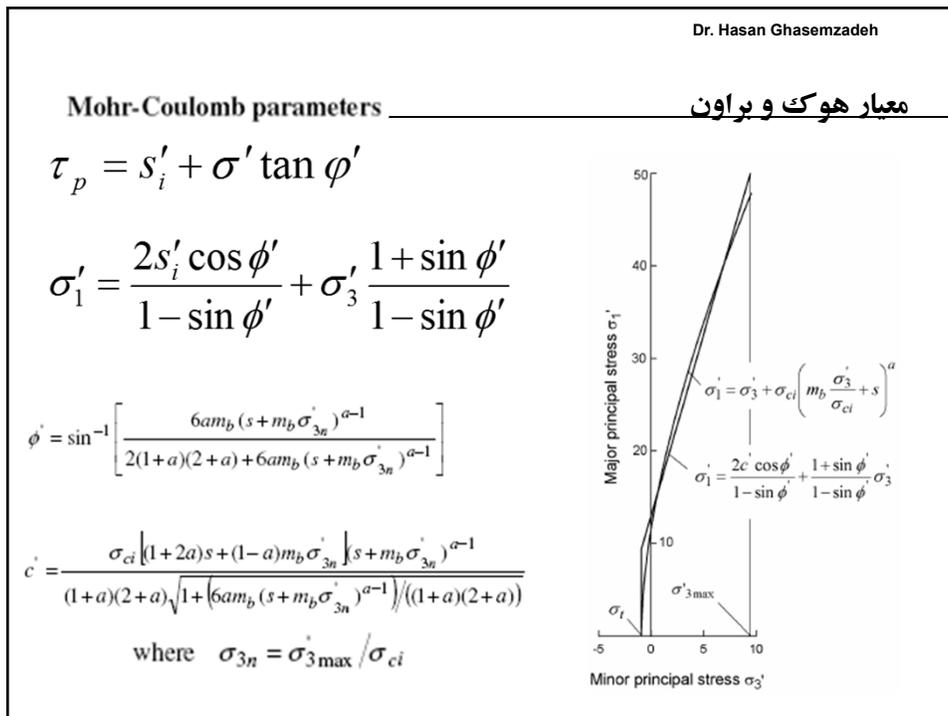
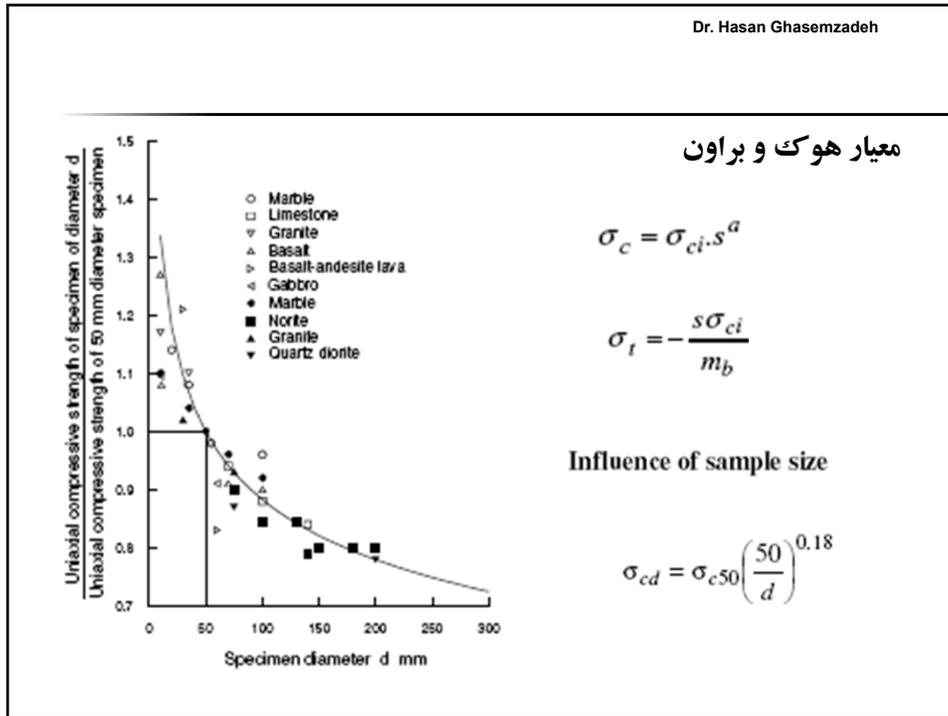
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

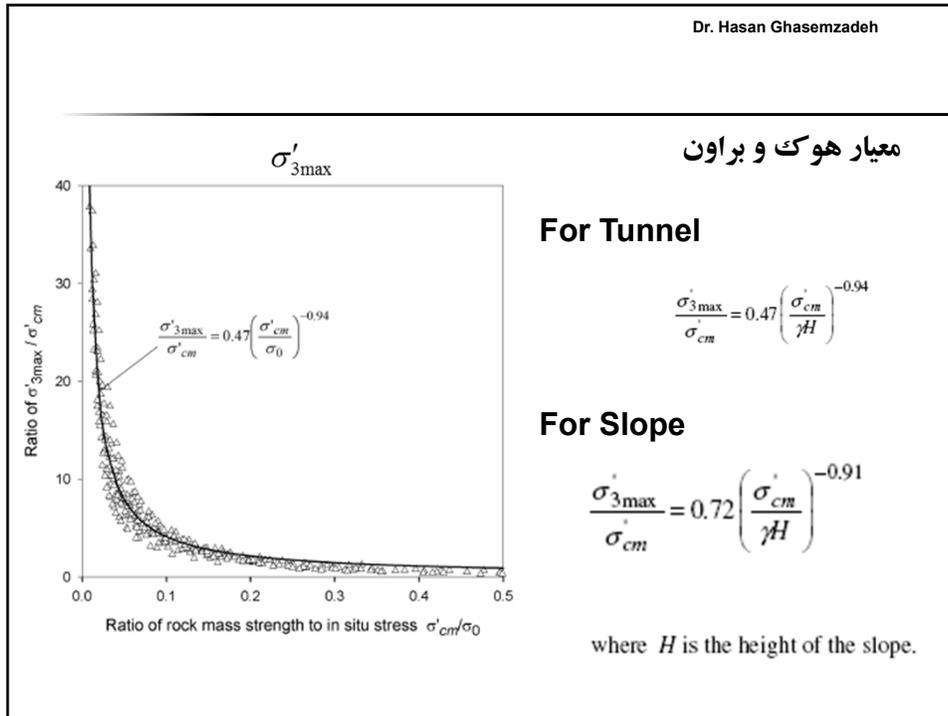
$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5$$





Dr. Hasan Ghasemzadeh

σ'_{cm}

“rock mass strength” $\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$

for the stress range $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{ci} / 4$ giving

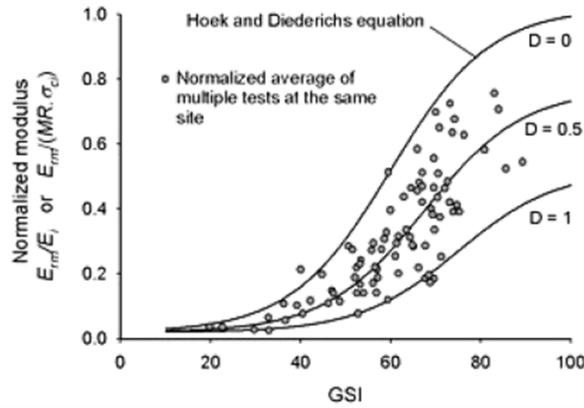
$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

معیار هوک و براون

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار هوک و براون

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$



Dr. Hasan Ghasemzadeh

Table 8: Guidelines for the selection of modulus ratio (MR) values in Equation (26) - based on Deere (1968) and Palmstrom and Singh (2001)

Class	Group	Texture				
		Coarse	Medium	Fine	Very fine	
SEDIMENTARY	Clastic	Conglomerates	Sandstones	Siltstones	Claystones	
		300-400	200-350	350-400	200-300	
		Breccias	250-350	Greywackes	Shales	
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone	Sparitic Limestones	Martic Limestones	Dolomites
		400-600	600-800	800-1000	350-500	
		Evaporites	Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	Malts	150-200
	Organic			Chalk	1000+	
METAMORPHIC	Non Foliated	Marble	Hornfels	Quartzites		
	700-1000	400-700	300-450			
		Metasandstone				
	200-300					
Slightly foliated	Migmatite	Amphibolites	Gneiss			
350-400	400-500	300-750*				
Foliated*		Schists	Phyllites /Naca	Slates		
		250-1100*	Schist	400-600*		
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite+	Diorite+		
			300-550	300-350		
	Dark	Granodiorite+				
		400-450				
	Hypabyssal	Lava	Gabbro	Dalorite		
			400-500	300-400		
Pyroclastic		Norite				
		350-400				
Volcanic	Pophyries		Diabase	Pandorite		
	400**		300-350	250-300		
Lava	Rhyolite		Dacite			
		300-500	250-450			
	Andesite		Basalt			
		300-500	250-450			
Agglomerate	Volcanic breccia		Tuff			
	400-500	(500)**	200-400			

معیار هوک و براون

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

* Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.
 + Felcic Granitoids: Coarse Grained or Altered (high MR), fined grained (low MR).
 ** No data available, estimated on the basis of geological logic.

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار شکست جانستون

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \left[\left(\frac{M}{B} \right) \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) + 1 \right]^B$$

$$B = 1 - 0.0172(\log \sigma_c)^2$$

$$M = 2.065 + K(\log \sigma_c)^2$$

نوع سنگ	K
دولویت سنگ آهک و مرمریت	0.17
شیل سنگ نمک و سنگ رس	0.23
ماسه سنگ و کواتزیت	0.27
آمفیبولیت، گابروکنایس، گرافیت، نوریت	0.659
برای انواع سنگ ها با هم	0.27

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار شکست بنیافسکی

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + A \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^K \quad K = 0.75$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.1 + B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^c \quad c = 0.9$$

$$\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

نوع سنگ	A	B
نوریت	5	0.8
کواتزیت	4.5	0.78
ماسه سنگ	4	0.75
سیلت استون	3	0.7
مادستون	3	0.7

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار گریفیث

تئوری این روش بر اساس شکست ماده در اثر ایجاد و گسترش ترک می باشد .
 ترک های گریفیث: هنگامیکه مواد نظیر شیشه تحت تنش قرار می گیرند تمرکز تنش های کششی در دو سر ترک های میکروسکوپی موجود در ماده ایجاد می شود
 با افزایش تنش ترک ها شروع به گسترش می کنند و نهایتاً " ماده شکست می خورد .
 طبق نظر گریفیث ترک هنگامی گسترش می یابد که کل انرژی پتانسیل سیستم نیروهای وارده بر ماده با افزایش طول ترک ثابت مانده یا کاهش یابد .

$$\frac{\partial}{\partial c} (W_d - W_e) \leq 0$$

طول ترک	c
انرژی سطحی در سطوح ترک	W_d
انرژی کرنش های الاستیک ذخیره شده در اطراف ترک	W_e

با فرض ایجاد ترک های بیضی شکل و صرفنظر از اصطکاک در ترک
 هایی که در حالت فشاری بسته می شوند برای حالت فشار دو محوره

α زاویه شکست بین صفحه شکست (ترک) و σ_1 $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} < -\frac{1}{3} \Rightarrow \sigma_3 = \sigma_t$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} > -\frac{1}{3} \Rightarrow \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} = 8\sigma_t \quad \cos(180 - 2\alpha) = \frac{1}{2} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Dr. Hasan Ghasemzadeh

معیار گریفیث

$$\sigma_1 = \sigma_c \Rightarrow \sigma_c = 8\sigma_t$$

$$\sigma_3 = 0$$

$$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma_0 + \sigma_t) \quad \text{معیار گریفیث}$$

σ_0 تنش نرمال روی صفحه ترک

τ تنش برشی روی صفحه ترک

معیار اصلاح شده گریفیث توسط (MC Clinton&walsh , 1982)

برای حالتیکه نیروی فشاری باندازه کافی زیاد
 باشد تا ترک ها بسته شود

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

μ ضریب اصطکاک در سطح ترک :

σ_{cr} مقدار تنش عمود بر ترک مورد نیاز که ترک را می بندد :