



Mecanica de Rocas & GeoMec. de Macizos, en Ing Civil y del Petroleo

Tema 2: Roca matriz, comportamiento
mecánico

1. INTRODUCCIÓN:

1.1 Roca matriz+discont =macizo rocoso

1.2 Análisis macizos: leyes de material+problema de contorno

2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA ROCA MATRIZ

2.1 Introducción

2.2 Ensayo de compresión simple

2.3 Ensayos de tracción

2.4 Ensayo triaxial

2.5 Efecto del tiempo

2. MODELOS

3.1 Modelos de deformabilidad

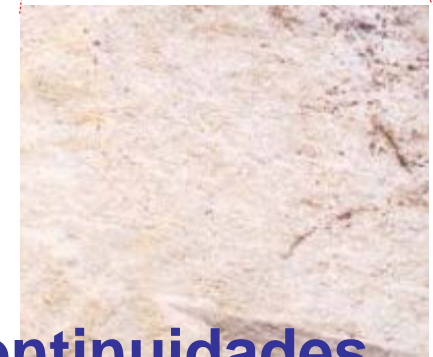
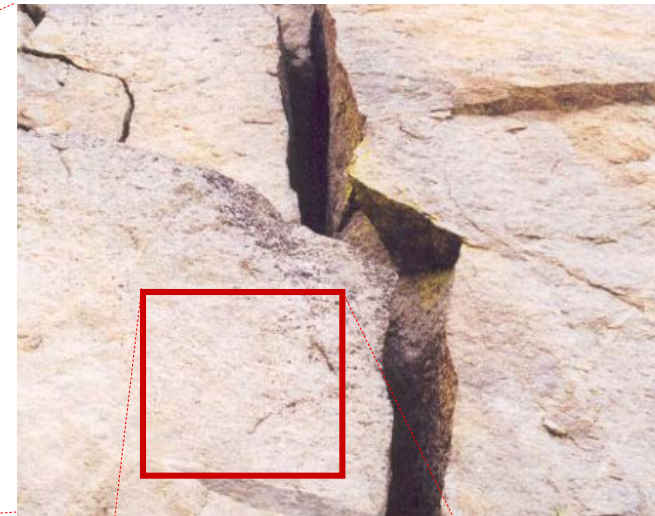
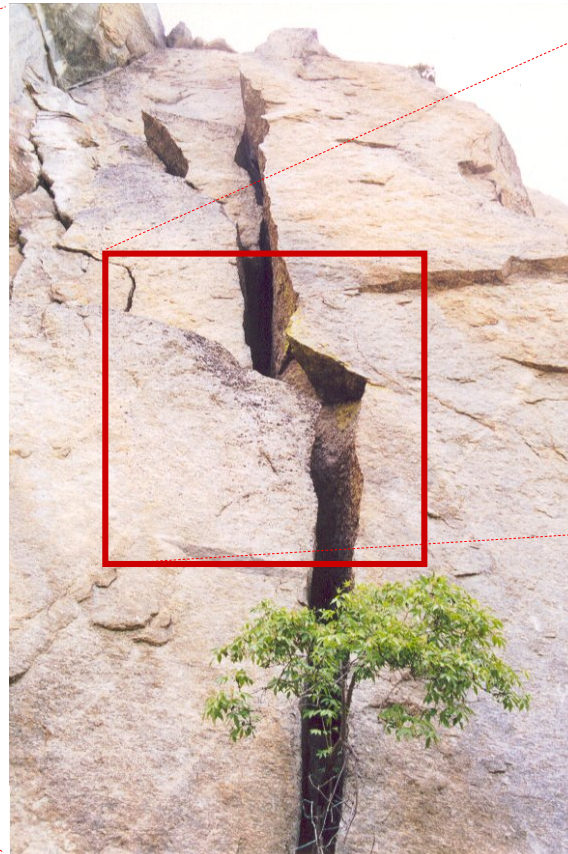
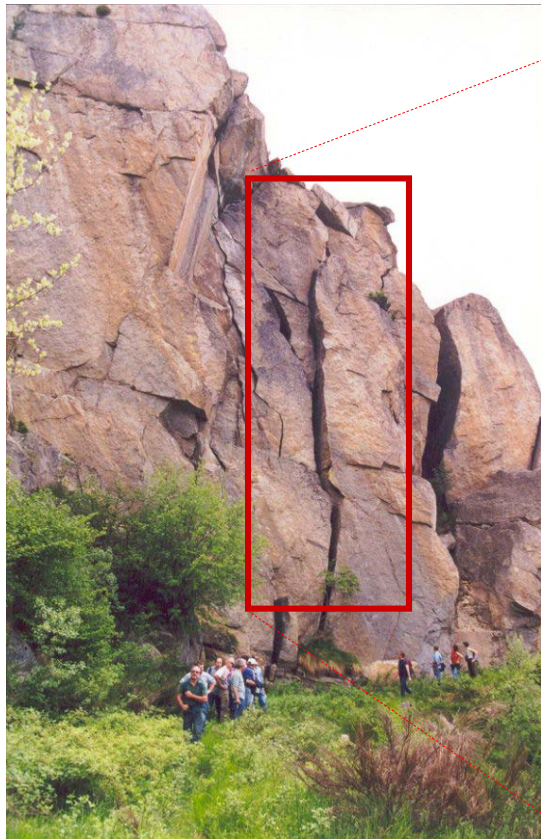
3.2 Superficies y criterios de rotura (general)

3.3 Criterio de Mohr-Coulomb

3.4 Criterio de Hoek y Brown

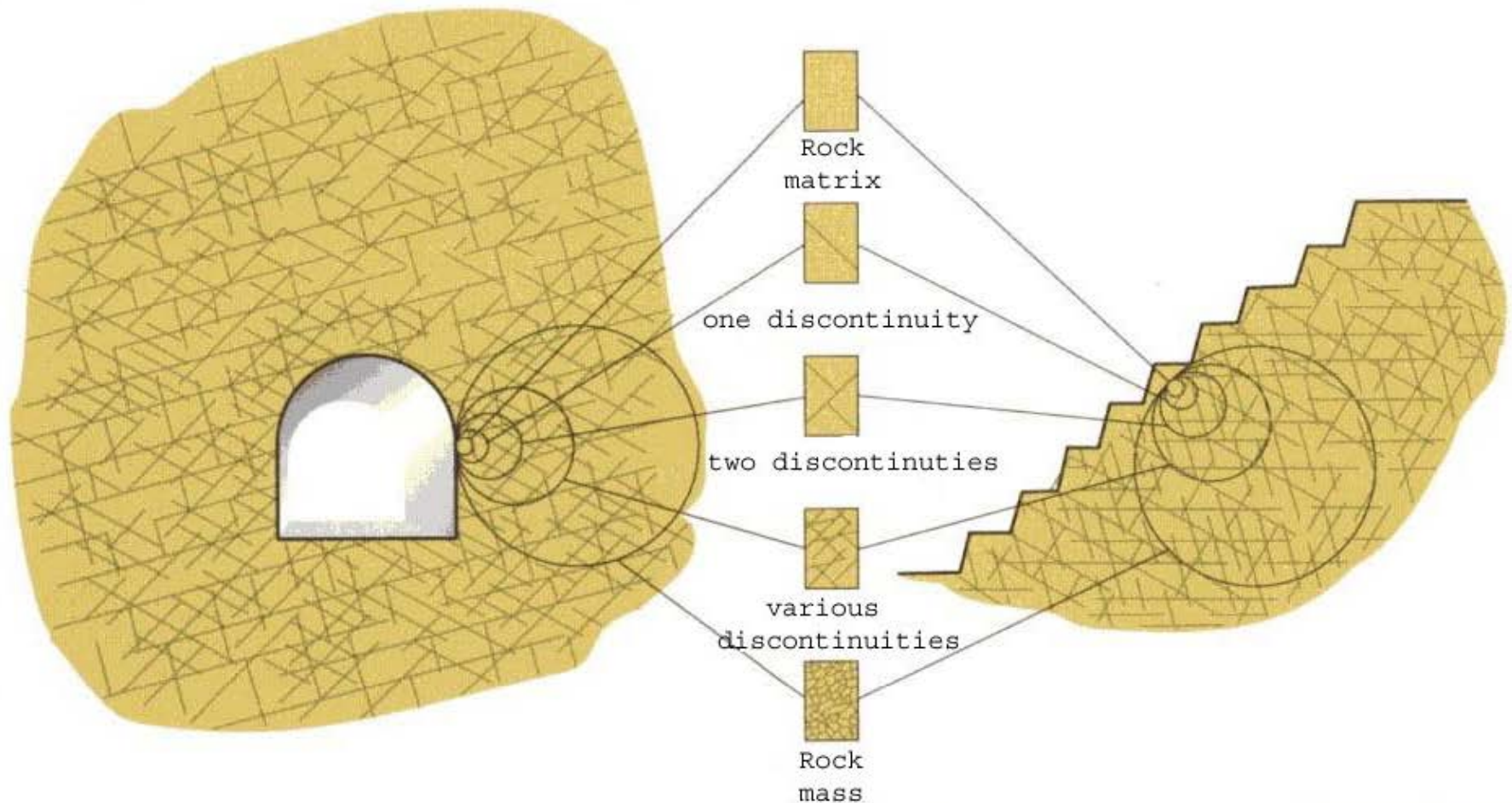
3.5 Criterios de rotura anisótropos

Naturaleza discontinua de las rocas



macizo rocoso = roca matriz + discontinuidades

Naturaleza discontinua de las rocas (cont)

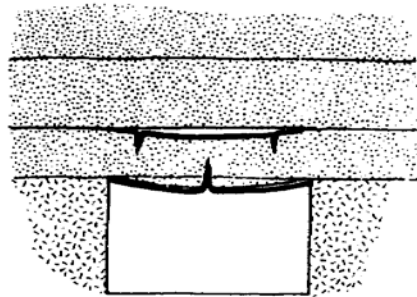


escala de observación

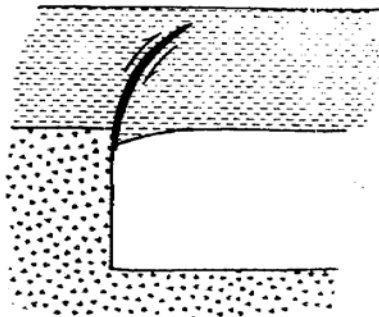
Generalidades Comp. Mec.

- El estudio del comp.mec. en macizos rocosos en general requiere:
 - comprensión intuitiva (criterio ingenieril, modelo conceptual) y objetivos del estudio
 - procedimientos de análisis.
- Dos aspectos que a menudo se diferencian:
 - resistencia y
 - deformabilidad.
- En general se puede separar:
 - problema estructural (o de contorno), y
 - leyes del material (criterios de rotura, “ecs. constitutivas”)

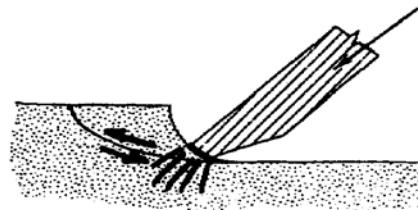
Problema estructural o de contorno



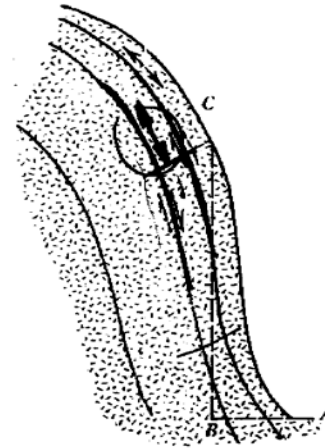
flexión



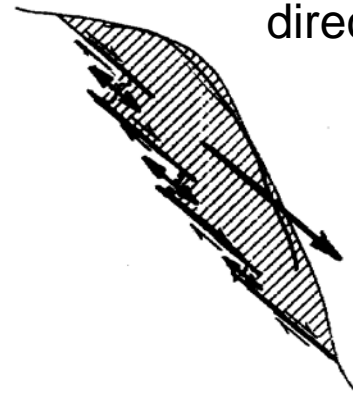
cortante



compresión + tracción +
cortante



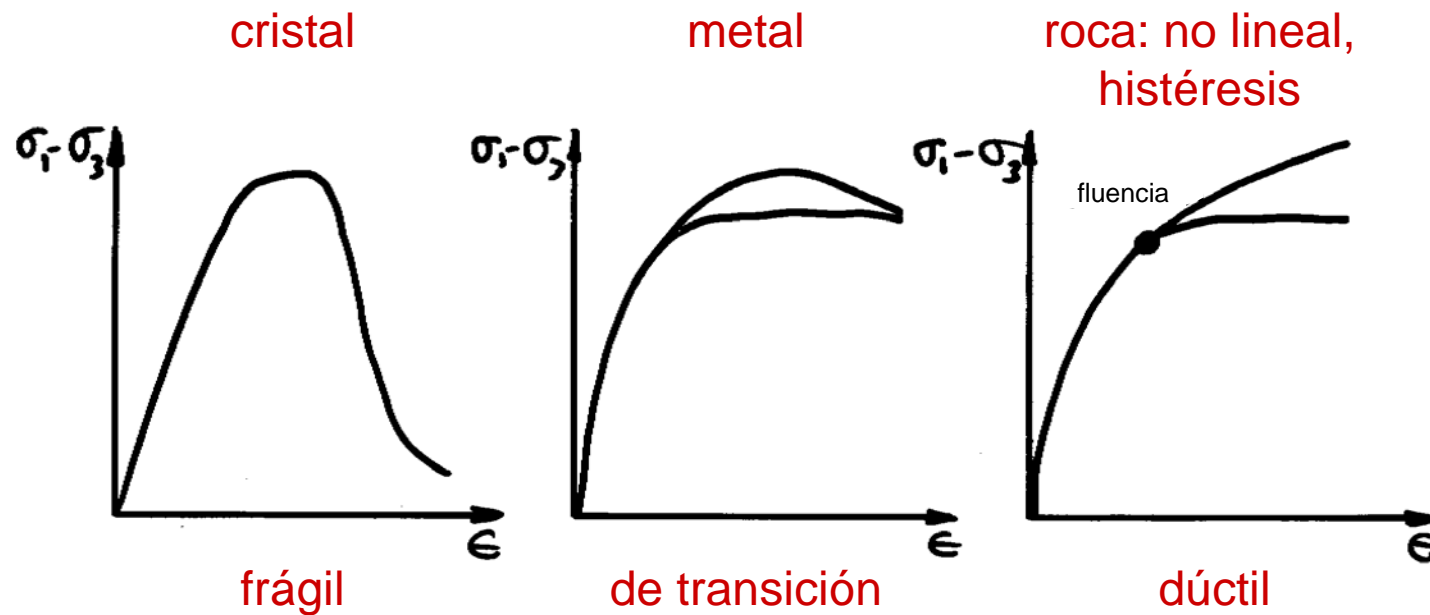
tracción
directa



Leyes del material

- Hay que definir el nivel de observación y análisis: que se considera incluido en el “*material*” p.ej:
 - Incluye solo roca matriz, y las discontinuidades no existen o se representan aparte explícitamente (tema 3, juntas)
 - O es un “medio homogeneizado” para todo el macizo rocoso
 - O es una combinación (p.ej. juntas en mc.+ falla aparte)
- Ingrediente mas básico: la roca matriz
- Puede ser isótropa o anisótropa (discont. nivel micro, e.g. esquistosidades, pizarras, etc).
- Estudio leyes del material “roca matriz” (constitutivo):
ensayos + modelos.

Leyes del material (“ecs. constitutivas”)



RECORDATORIO DE CONCEPTOS BASICOS



Tensión:

- Sentido físico (F/A) en 1D, tensiones en un plano en 2D/3D
- Caracter tensorial: tensiones en diferentes planos, representación como matriz, proyección en un plano, reglas de giro
- Valores principales, direcciones principales, elipsoide de Cauchy, círculo de Mohr
- Invariantes
- Descomposición volumétrico-desviadora, valores principales.
- Representación gráfica de resultados numéricos.

Deformación:

- Campo de desplazamientos \mathbf{u} , gradiente $\partial \mathbf{u} / \partial \mathbf{x}$, caso del sólido rígido
- Sentido físico en 1D, distintas medidas (u/L) ó (u/L_0)
- Tensor de pequeñas deformaciones en 2D/3D, sentido físico
- Proyección en un plano, valores principales, deformación volumétrica y desviadora, invariantes, etc.

Ecuaciones matemáticas del problema tensión-deformación:

- Equilibrio ($\mathbf{F} \sim \boldsymbol{\sigma}$) + Compatibilidad ($\mathbf{u} \sim \boldsymbol{\varepsilon}$) + Leyes de Material ($\boldsymbol{\sigma} \sim \boldsymbol{\varepsilon}$, p.ej. *elast*)
- Condiciones de contorno

Bibliogr: - Hudson/Harrison, cap. 3, 5 (muy básico) + Apendice A (mas detalle)
 - textos mecanica continuo, elasticidad
 (p.ej. A.J.M. Spencer "Continuum mechanics". Longman 1980,85)

2

Comportamiento mecánico de la roca matriz – Introducción y Ensayos

Bibliogr: - Hudson/Harrison, cap. 6
- Goodman, cap. 3

Ensayos roca matriz

- Preparación de las probetas
 - extracción del testigo
 - corte de las caras
 - refrentado mecánico
- Ensayos:
 - compresión simple (Sec 2.2)
 - Tracción (Sec 2.3)
 - Triaxial (Sec 2.4)
 - Otros (corte en juntas, etc.)

2.2

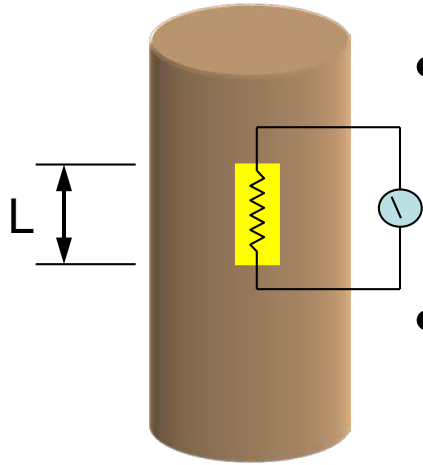
El ensayo de compresión simple

Compresión simple

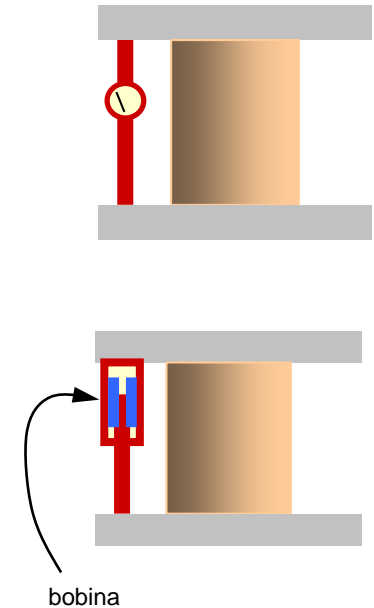
- Determinación de la **resistencia** a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca obtenida de sondeos
- Obtención de las **constantes elásticas** de la roca (módulo de Young, coeficiente de Poisson)
- Importancia: clasificación, criterios de rotura, estimación de resistencia *in situ*, análisis numérico
- Control ensayo: imponiendo fuerza, desplaz., o control indirecto (p.ej. deformación “cadena” circunferencial)
- Normativa (UNE 103400:1993)
 - Probetas cilíndricas: $\varnothing > 50$ mm, $h \approx 2,5 \varnothing$
 - La probeta no debe contener discontinuidades geológicas que la atraviesen
 - Superficies de contacto roca/prensa planas (tolerancia 0,02 mm) y perpendiculares al eje de la probeta (tolerancia 0,001 rad)
 - Velocidad de *carga* constante $\approx 0,5$ a 1 MPa/s

Compresión simple

➤ MEDIDA DE LA DEFORMACION LONGITUDINAL



- Galgas extensométricas
 - miden la deformación local
 - $\epsilon \approx 10^{-6}$
- Micrómetros entre placas o anillos
 - $\epsilon \approx 10^{-5}$ (1 μm)
- Transductores (LVDT)
 - la bobina mide los cambios en el campo magnético
 - $\epsilon \approx 2 \mu\text{m}$
 - fijados en placas o (a menudo) en *anillos*

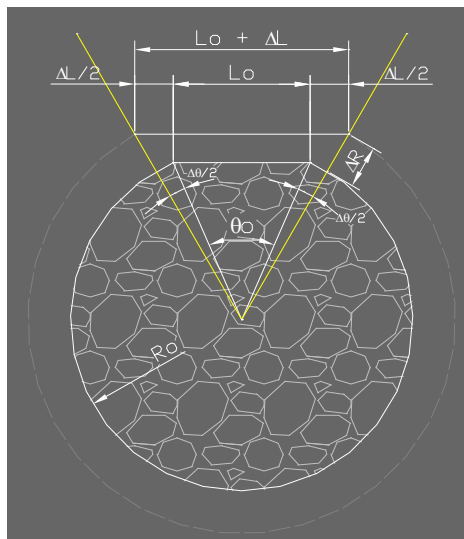


Compresión simple

➤ MEDIDA DE LA DEFORMACION TRANSVERSAL



- Galgas pegadas horiz. (problemas), o
- Cadena con clip-gage
 - Mide aumento circunferencia, de este se puede deducir deformacion lateral



– Relacion general

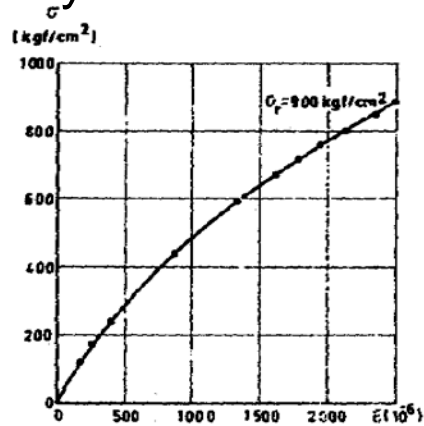
$$\Delta R = \frac{R_o \cdot \Delta L}{[R_o \cdot \cos(\frac{\theta_o}{2}) \cdot (2 \cdot \pi - \theta_o) + L_o]}$$

– Para peq. θ_o

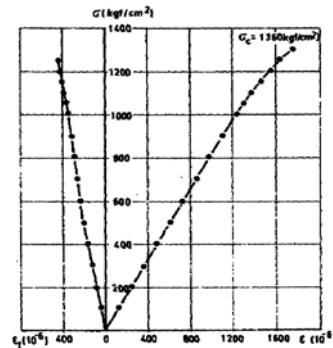
$$\Delta R \cong \frac{\Delta L}{2\pi}$$

Compresión simple

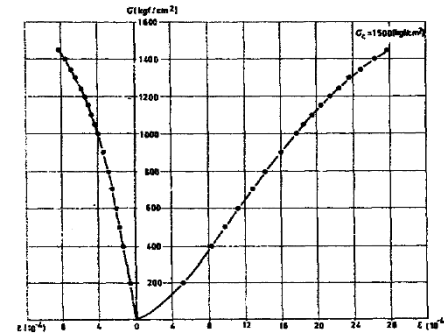
➤ Ensayos con CONTROL DE CARGA (no post-pico)



granito alterado

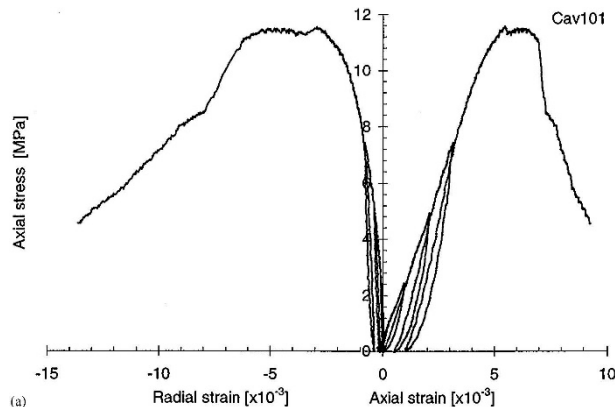


gneiss de alta resistencia



granito alterado

➤ Ensayos con CONTROL DE DESPLAZAMIENTO (si post-pico !)



Red Wilmoor sandstone (arenisca)

Papamichos et al, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, Vol. 5, p. 1-40 (2000)

Compresión simple

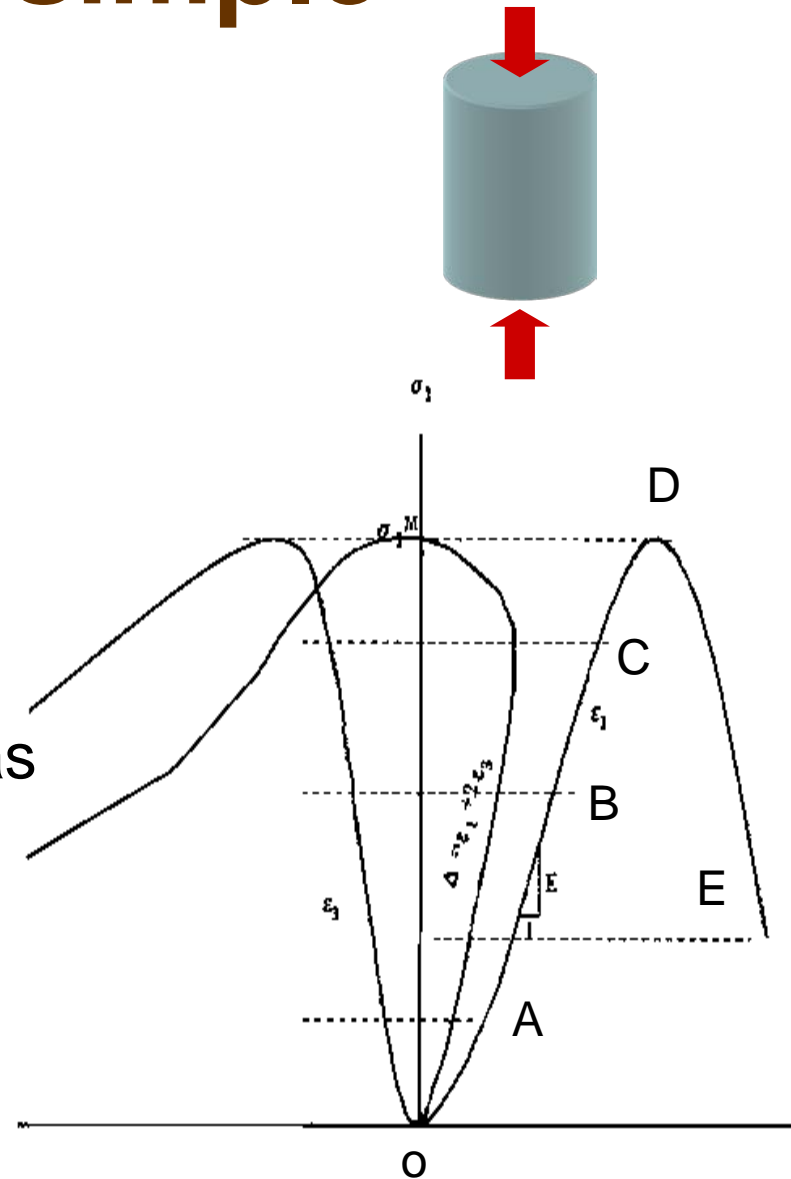
ENSAYOS CONTROL DESPL

Comportamiento axial (eje de carga):

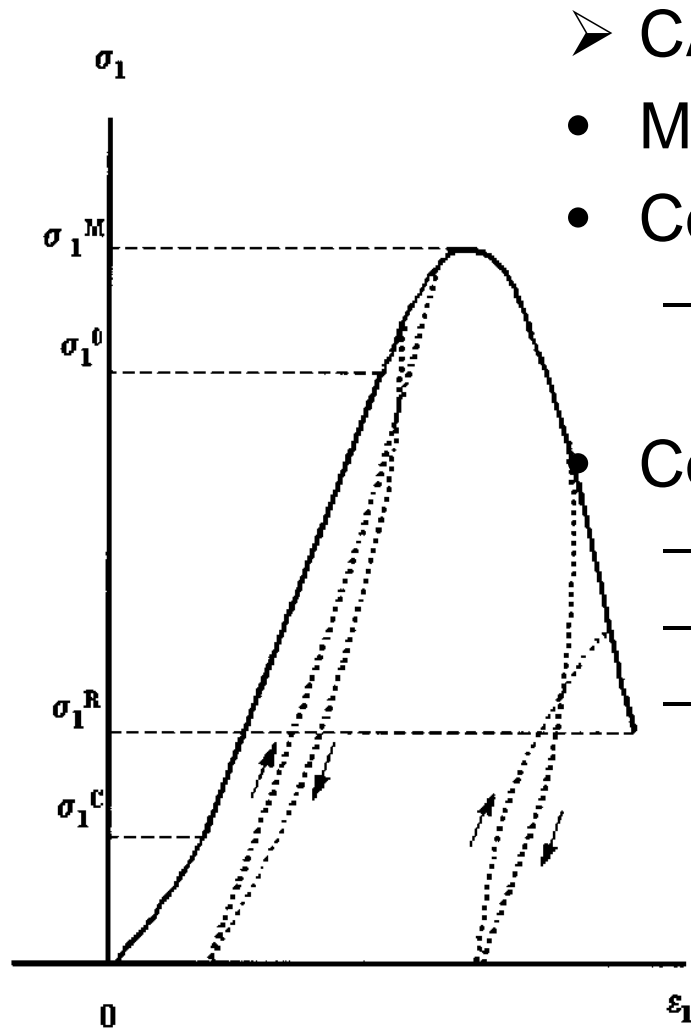
- O-A: Cierre de fisuras
- A-B: Zona elástica
- B-C: propagación estable de la fisuración
- C-D: propagación inestable de la fisuración
- D-E: post-rotura (*strain-softening*)

Deformaciones laterales/volumétricas

- Fase contractiva elastica O-B
- Fase menos contractiva/neutra B-C
- Fase expansiva inicial C-D
- Fase muy expansiva D-E



Compresión simple



➤ CARACTERÍSTICAS PRPALES:

- Módulo, resistencia
- Comportamiento post-pico:
 - Frágil o dúctil

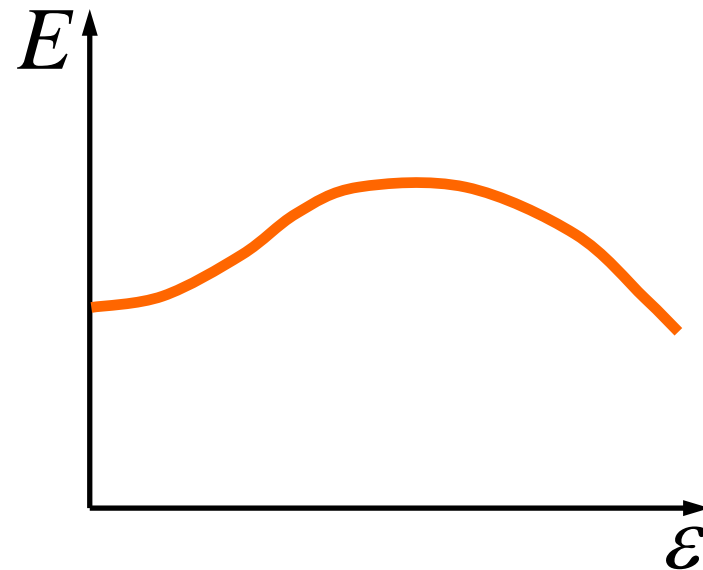
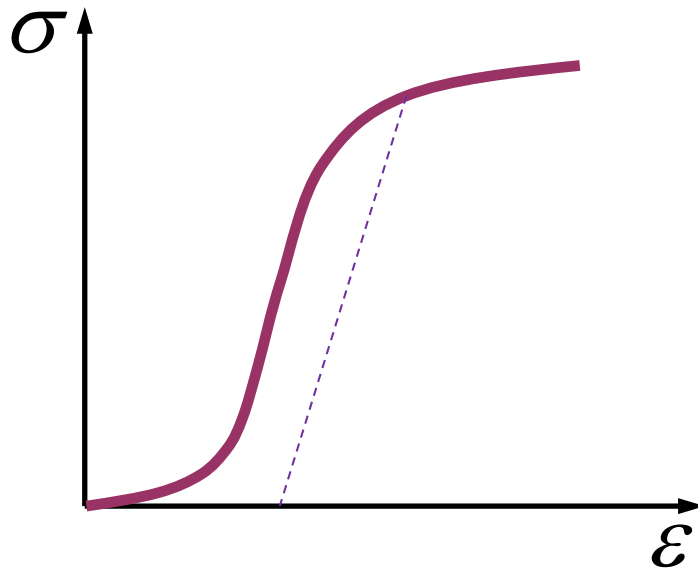
Comportamiento **descarga/recarga**:

- Ciclos de histéresis
- Deformaciones no recuperables
- Disminución de rigidez

Compresión simple

➤ Determinación de las Constantes elásticas

- Determinación no tan trivial como podría parecer en un principio
- “El módulo de elasticidad depende de la deformación” (en realidad las curvas no son lineales salvo en un pequeño rango)
- En realidad la definición es convencional-hay que saber muy bien que se entiende por *módulo de elasticidad* en cada contexto!

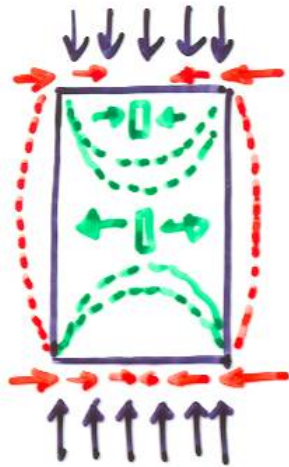


Compresión simple

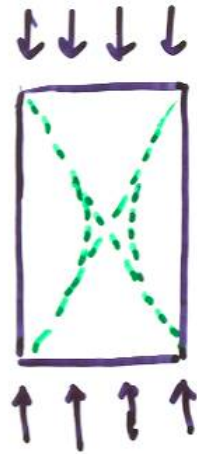
- Factores que pueden afectar los ensayos:
- a) Distribución de tensiones en la probeta según condiciones de borde (fricción placas de carga)
 - b) Geometría de la probeta
 - Forma, Aspecto (relación altura-diámetro) y Tamaño
 - c) Tensión o deformación impuesta y velocidad de aplicación.
 - d) Factores ambientales (humedad, temperatura)
 - e) Rigidez del equipo en ensayos (post-pico)
 - f) Presión de confinamiento (→ ENSAYO TRIAXIAL, Sec 2.4)

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

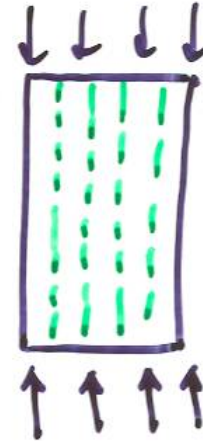
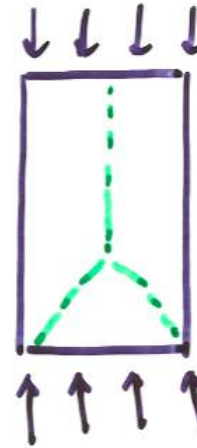
a) Distribución de tensiones en la probeta según condiciones de fricción placas



fricción alta



fricción media



sin fricción

tensiones no uniformes debido al rozamiento

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

b) Geometría de la probeta

– forma:

- normalmente cilíndrica
- para evitar concentraciones:
 - caras paralelas y perpendiculares al eje (± 0.001 rad = 0.05 mm/50 mm)
 - sin irregularidades (< 0.3 mm)

– relación altura – diámetro (l/d)

- l/d pequeño \rightarrow estado triaxial de tensiones
- l/d grande \rightarrow pandeo
- normalmente, $l/d \approx 2.5$ a 3



Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

b) Geometría de la probeta (cont)

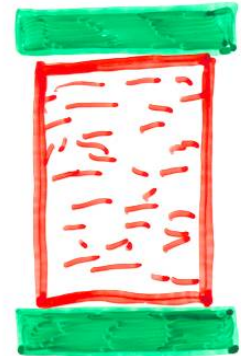
- algunas relaciones empíricas:

$$\sigma_c = a + b \left(\frac{d}{l} \right)$$

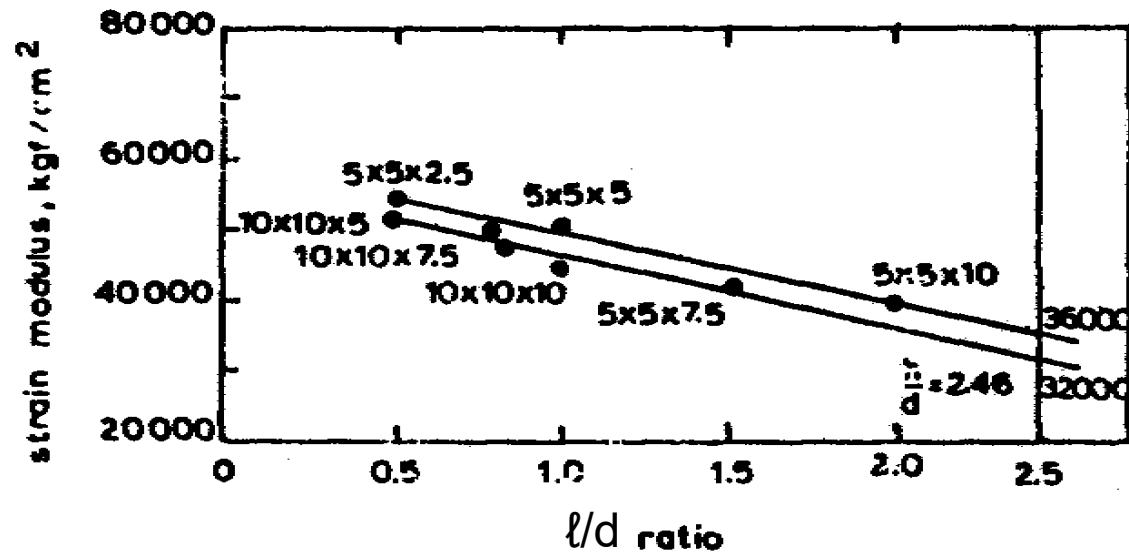
$$\sigma_c = a \left(\frac{d}{l} \right)^b + c$$

$$\sigma_c = K \sqrt{\frac{d}{l}}$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_c (l/d = 1)}{0.778 + \frac{0.222}{l/d}} \quad (\text{ASTM})$$

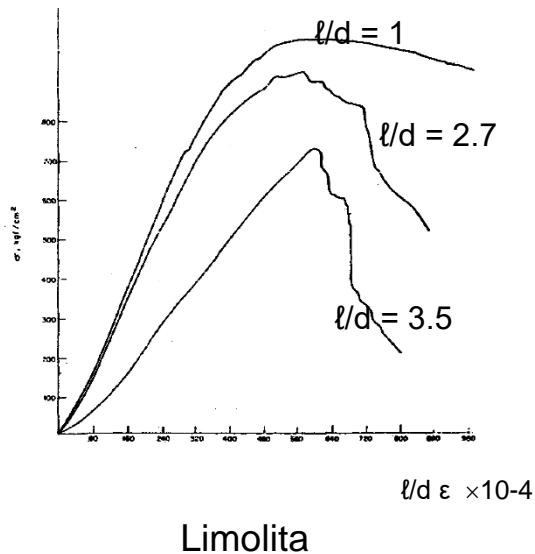


Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

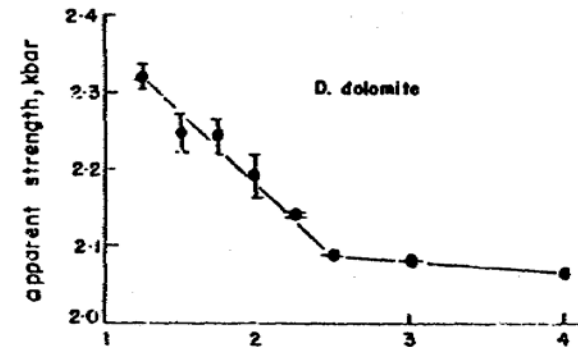


Influencia de la esbeltez en el módulo de deformación del carbón

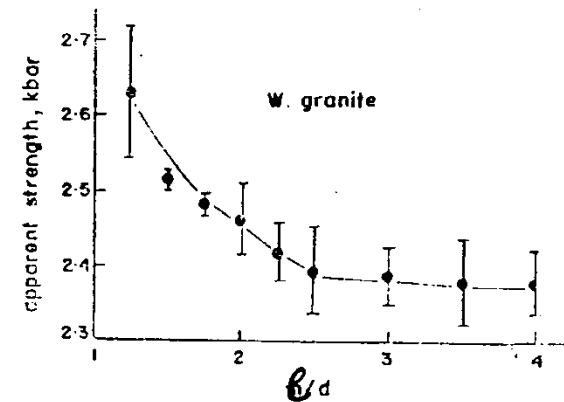
Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial



dolomita de Dunham



granito de Westerly



Influencia de la esbeltez en la curva tensión–deformación y en la resistencia aparente

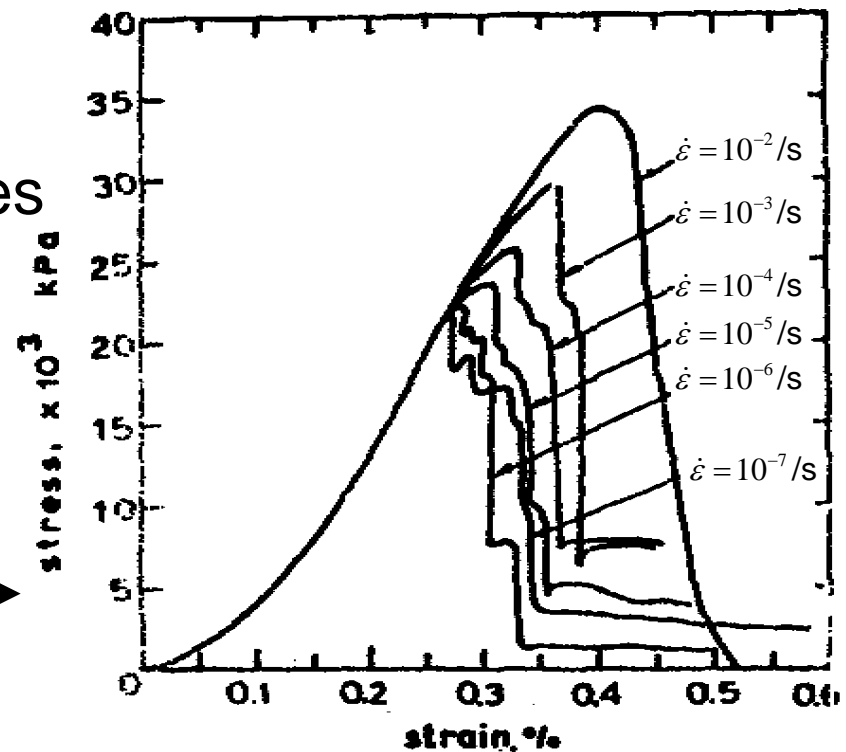
Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

Influencia del tamaño de la muestra en la resistencia aparente de una roca intacta

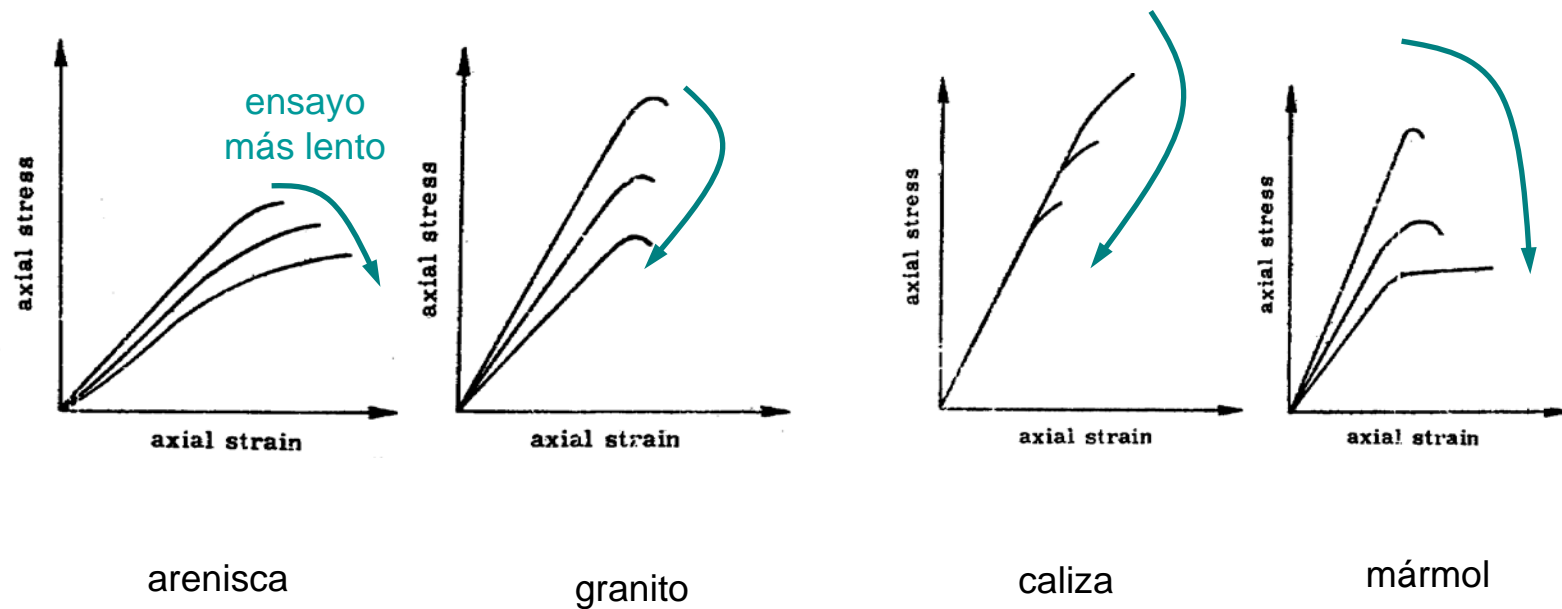
Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

- c) Velocidad de aplicación de la carga
- en general, para velocidades de carga mayores se obtienen
 - resistencias mayores y
 - (a veces) rigideces mayores

curva tensión–deformación completa para una toba a varias velocidades de deformación



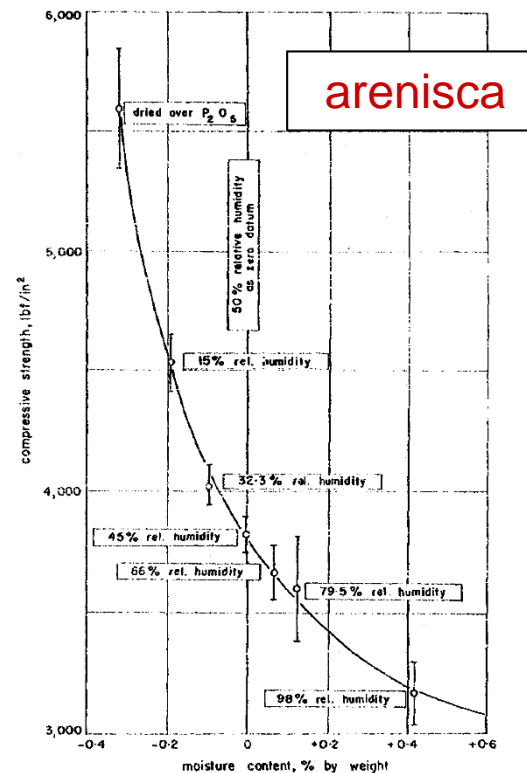
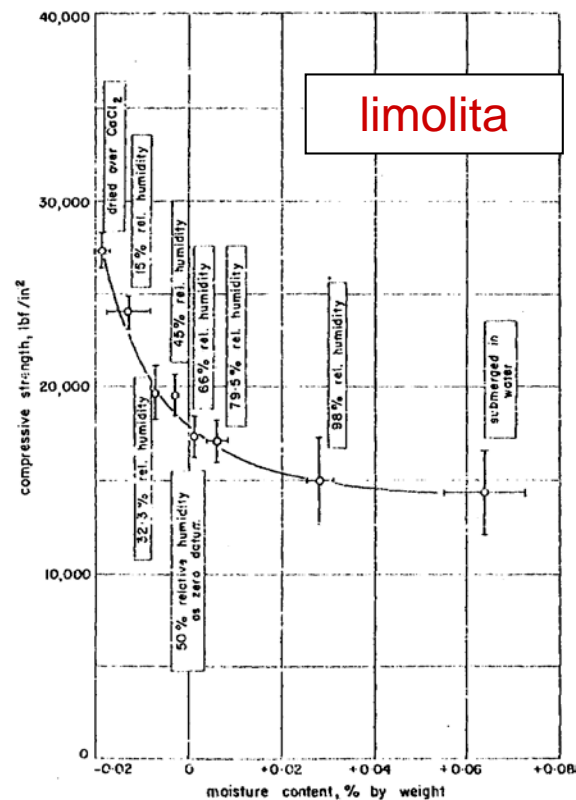
Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial



Influencia de la velocidad de aplicación de la carga en el comportamiento tensión-deformación

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

- d) Humedad
 - en general, para humedades mayores se obtienen resistencias menores



Relación entre la resistencia a la compresión y la humedad

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

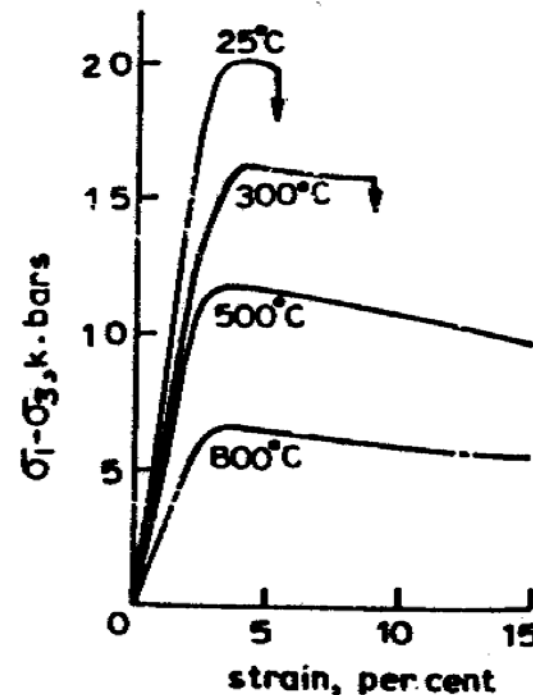
d) (cont) Temperatura: en general, para temperaturas mayores se obtienen

- resistencias menores
- rigideces menores
- comportamiento más dúctil

valores
recomendados:

$20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$

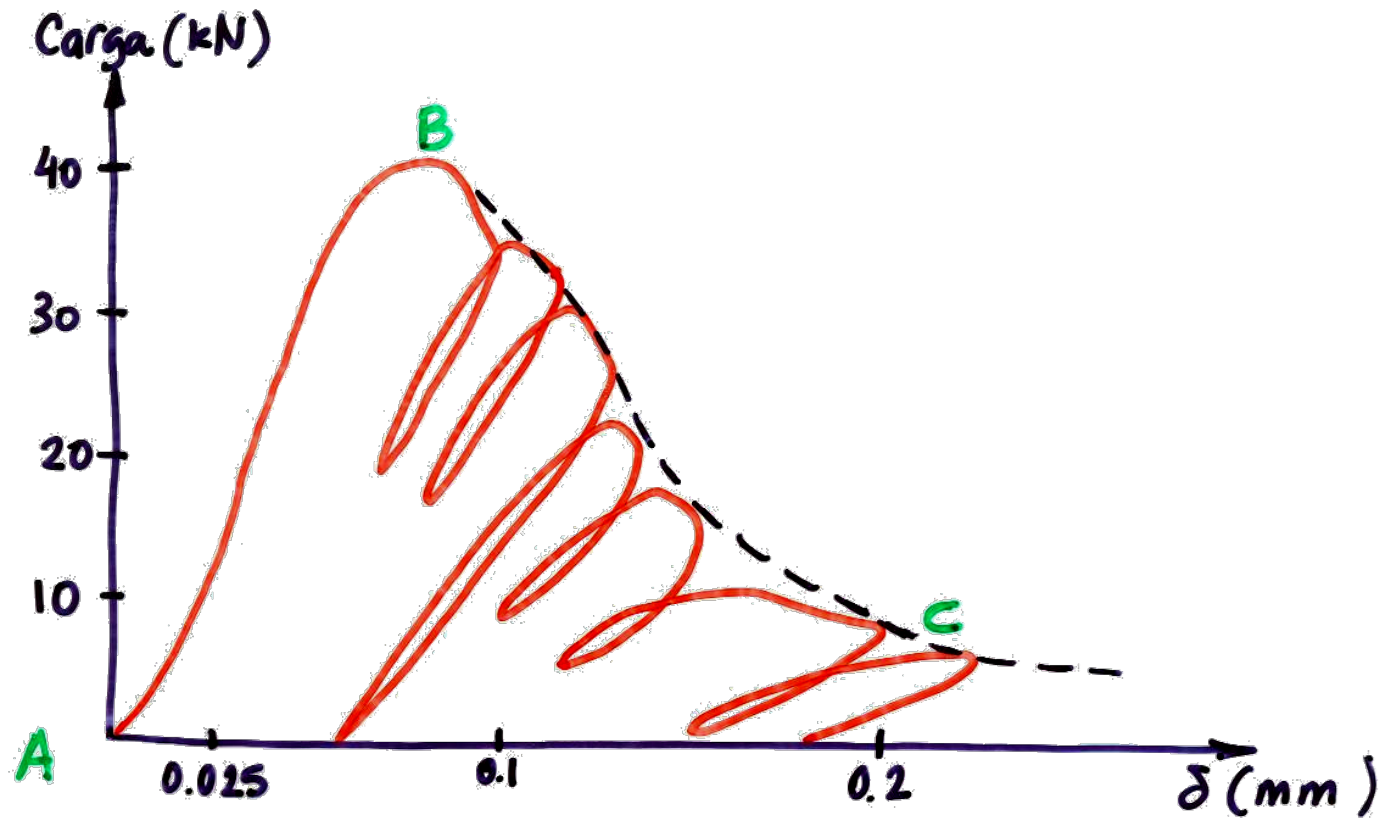
50% humedad



Curvas tensión–deformación de un granito a varias temperaturas y a una presión de confinamiento de 5 kilobars (500 MPa)

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

e) Comportamiento post-pico



Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial

e) Comportamiento post-pico (cont)

- IMPORTANCIA

- Para entender la naturaleza frágil o dúctil de la roca
- Para poder fijar la resistencia residual de la roca
- Para ajustar modelos constitutivos sofisticados (Elasto-plásticos) en el contexto de análisis numéricos por el MEF. (“softening” = “reblandecimiento” = relación entre las tensiones y deformaciones durante la transición entre pico y residual)

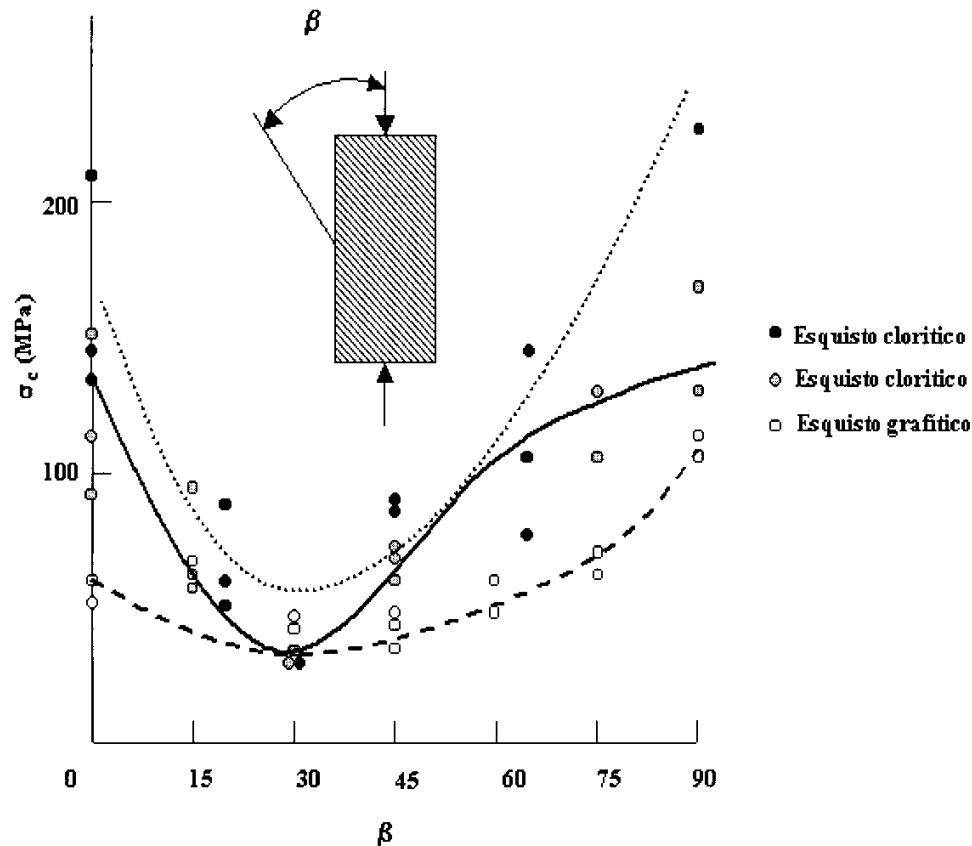
- DIFÍCIL DE DETERMINAR

- Imposible en ensayo con “control por carga”
- Ensayo con “control de desplazamiento”: Máximo softening dado por la relación de rigideces relativas prensa/probeta
- Con “control indirecto”: cualquier softening incluso probetas con “snap back” – (SOFTENING SOLAMENTE PROPIEDAD DEL MATERIAL O DEPENDE TB DE LA PROBETA ?)

Factores que afectan al ensayo de compresión uniaxial



f) Anisotropía de la resistencia



Variación de la resistencia en función del ángulo que forman los planos de anisotropía con los ejes de la probeta.

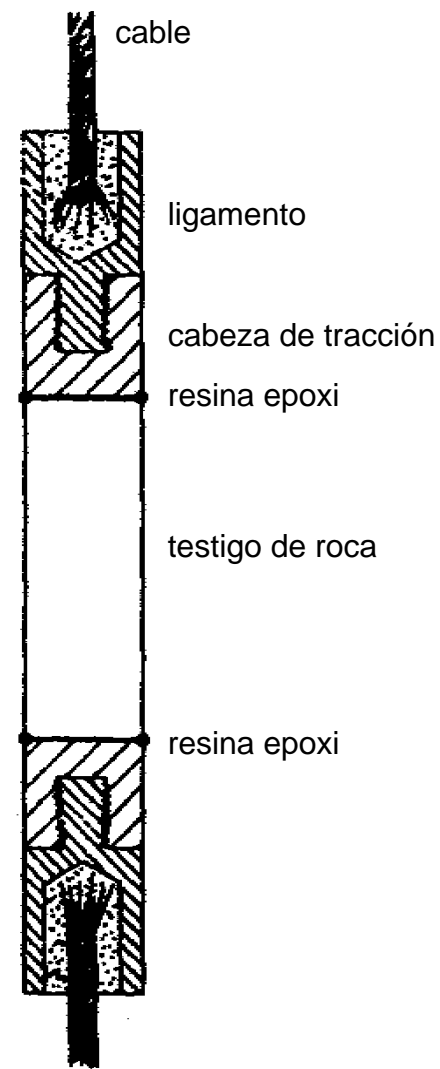
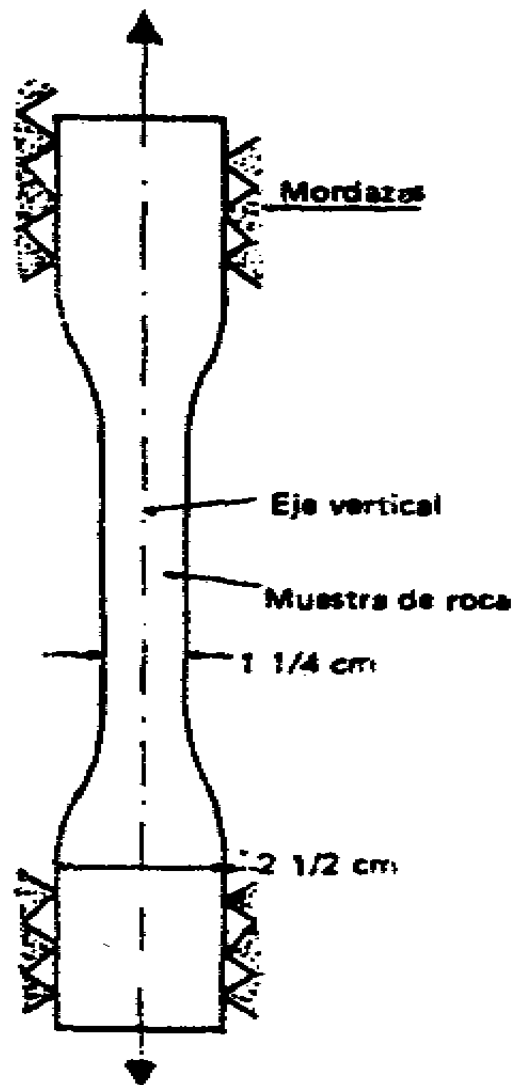
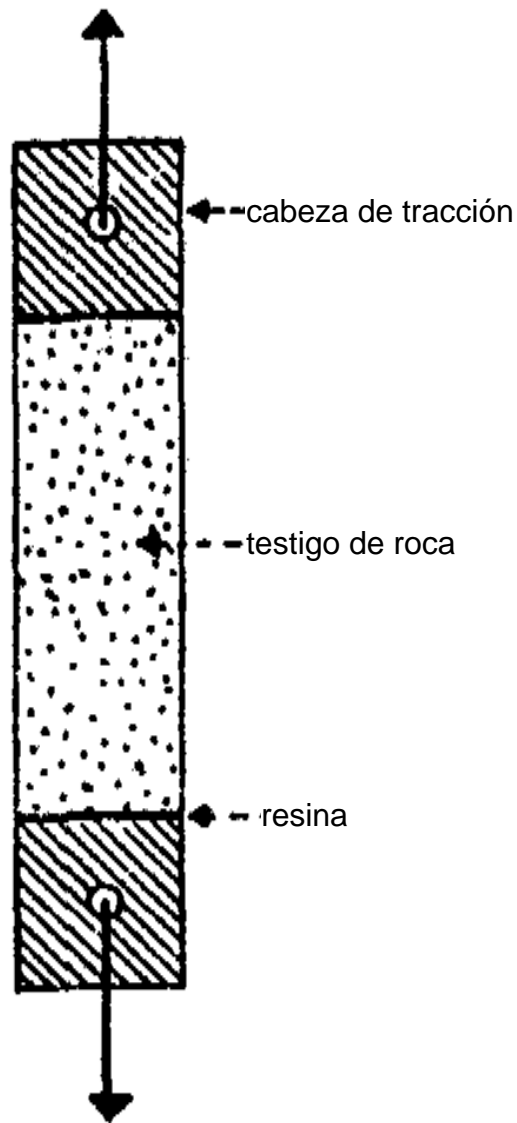
2.3

Ensayos de tracción

Tracción simple

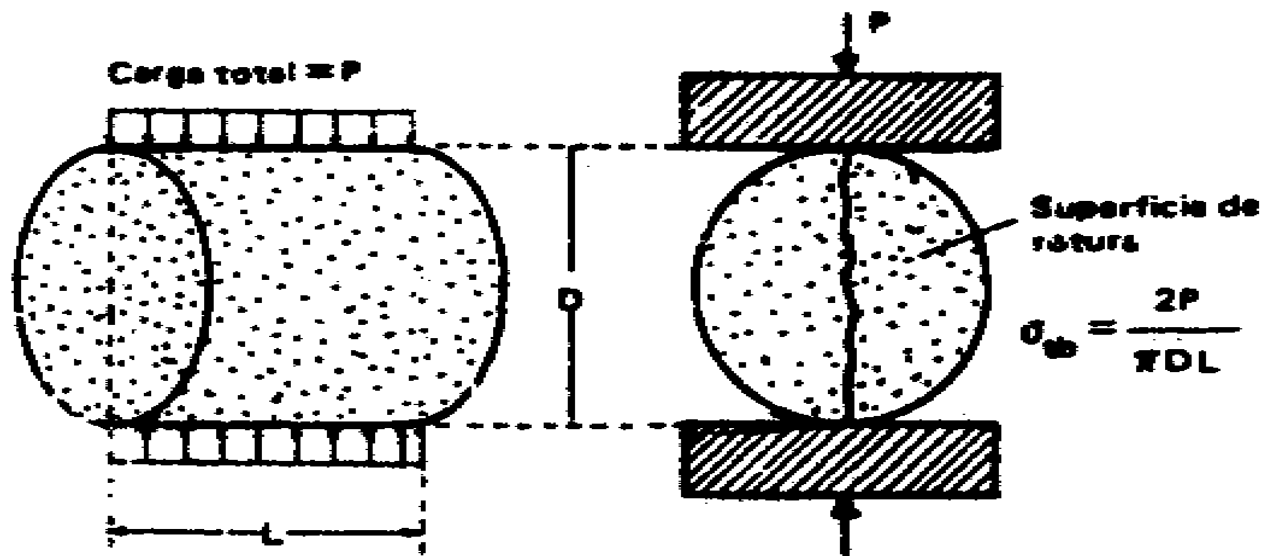
- El ensayo de tracción simple es más complejo que el de compresión debido a la dificultad de aplicar el esfuerzo de tracción sobre la probeta, y problemas de inestabilidad de la fisuración (flexión espúrea en tracción directa)
- Debido a ello, el ensayo presenta mayor dispersión de resultados y por tanto tiene menor interés práctico.
- A menudo se determina solo compresión y la resistencia a tracción se obtiene mediante correlaciones.
- Ensayos:
 - *Tracción directa,*
 - *Brasileño,*
 - *Otros (flexo-tracción)*

Tracción simple – tipos

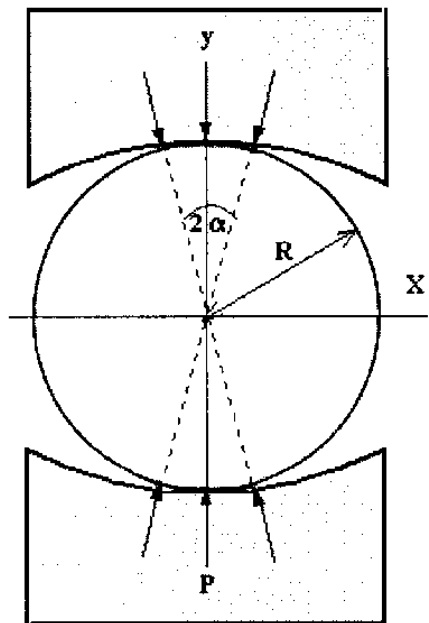


El ensayo brasileño

- Es más simple de ejecutar
- Presenta menor dispersión de resultados, aunque el modo de apoyo de la carga puede influir en los mismos

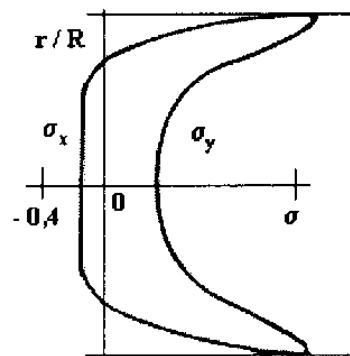


El ensayo brasileño



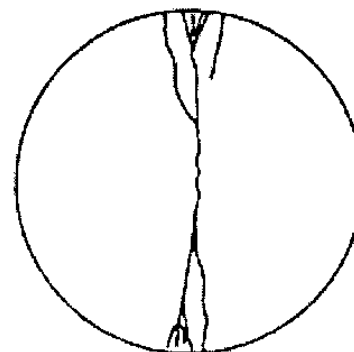
(a)

Fuerzas que actúan sobre el disco



(b)

Distribución de tensiones en el plano diametral vertical



(c)

Fracturación de la probeta

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi r L}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi r L} \frac{3r^2 + y^2}{r^2 - y^2}$$

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D L}$$

P = fuerza de compresión ejercida sobre el disco, en rotura

D = diámetro del disco

L = espesor del disco

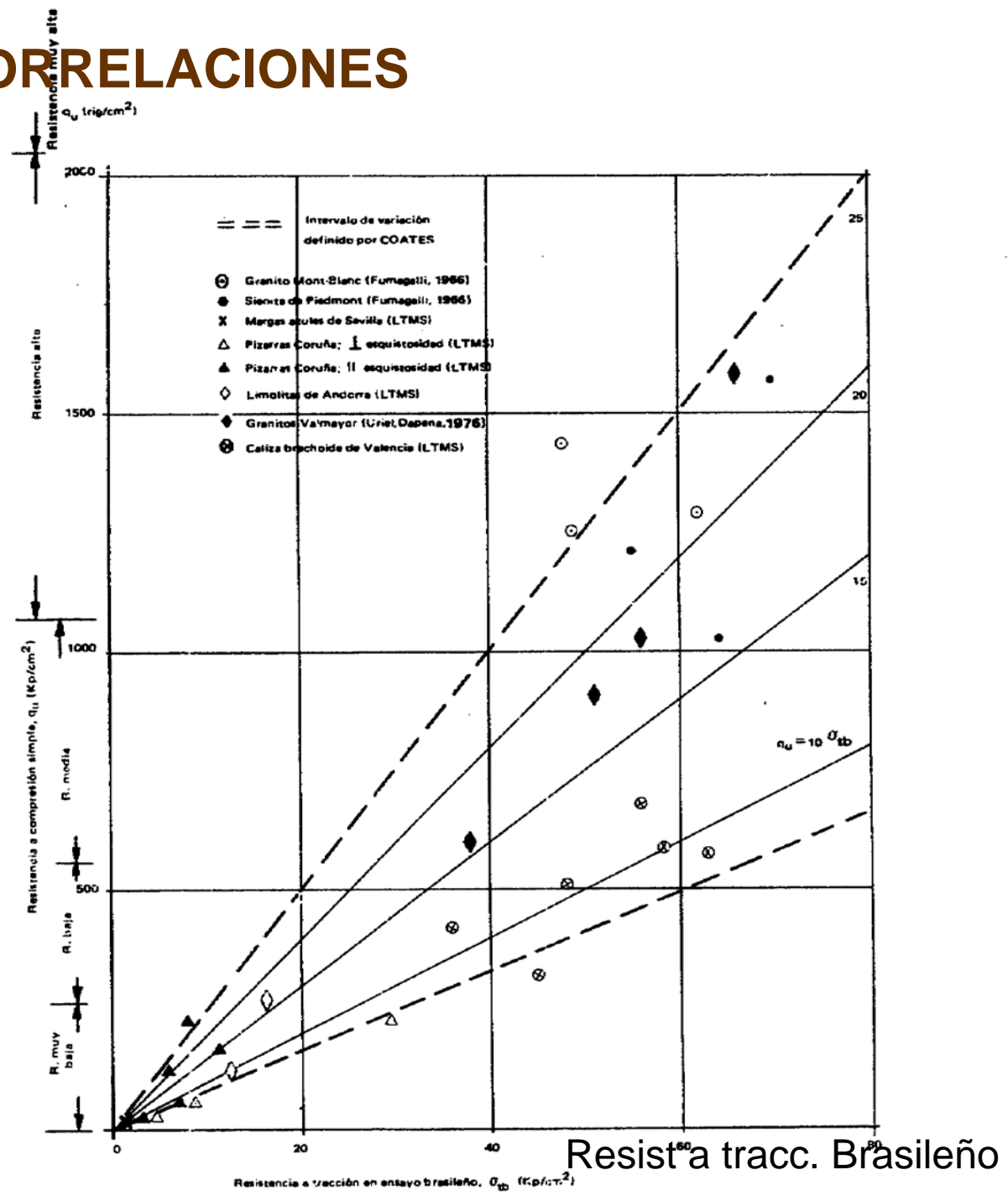
Comparación tracción simple / brasileño

- En general el ensayo brasileño da resistencias mayores que el de tracción simple:

Tipo de roca	Resistencia a tracción, σ_t (MPa)	
	Tracción simple	Ensayo brasileño
Granito	6.3	14.0
Granito	2.3	8.3
Granodiorita	6.7	12.5
Traquita	14.0	12.2
Basalto	22.9	37.0
Gneiss	4.9	7.6
Mármol	7.0	8.9
Cuarcita	4.9	11.0
Caliza	4.4	9.0
Yeso	0.9	1.2
Argilita	3.7	3.8

OTRAS CORRELACIONES

Resistencia a
compresión
simple



Clasificación de Deere & Miller

Resistencia tr Br.	σ_{tb} (MPa)
Muy débil	0 – 1.5
Débil	1.5 – 3.5
Media	3.5 – 6.5
Alta	6.5 – 10.0
Muy alta	> 10.0

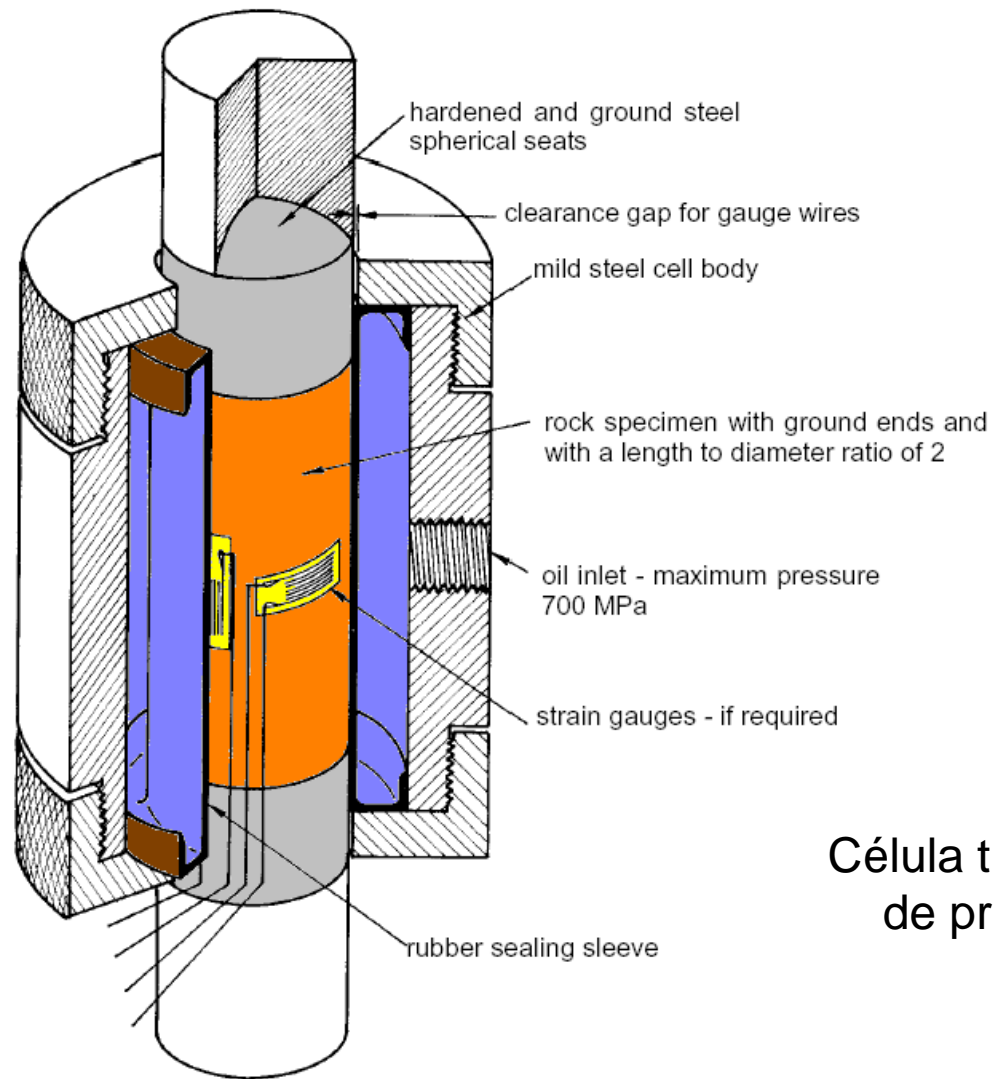
2.4

El ensayo triaxial

El ensayo triaxial

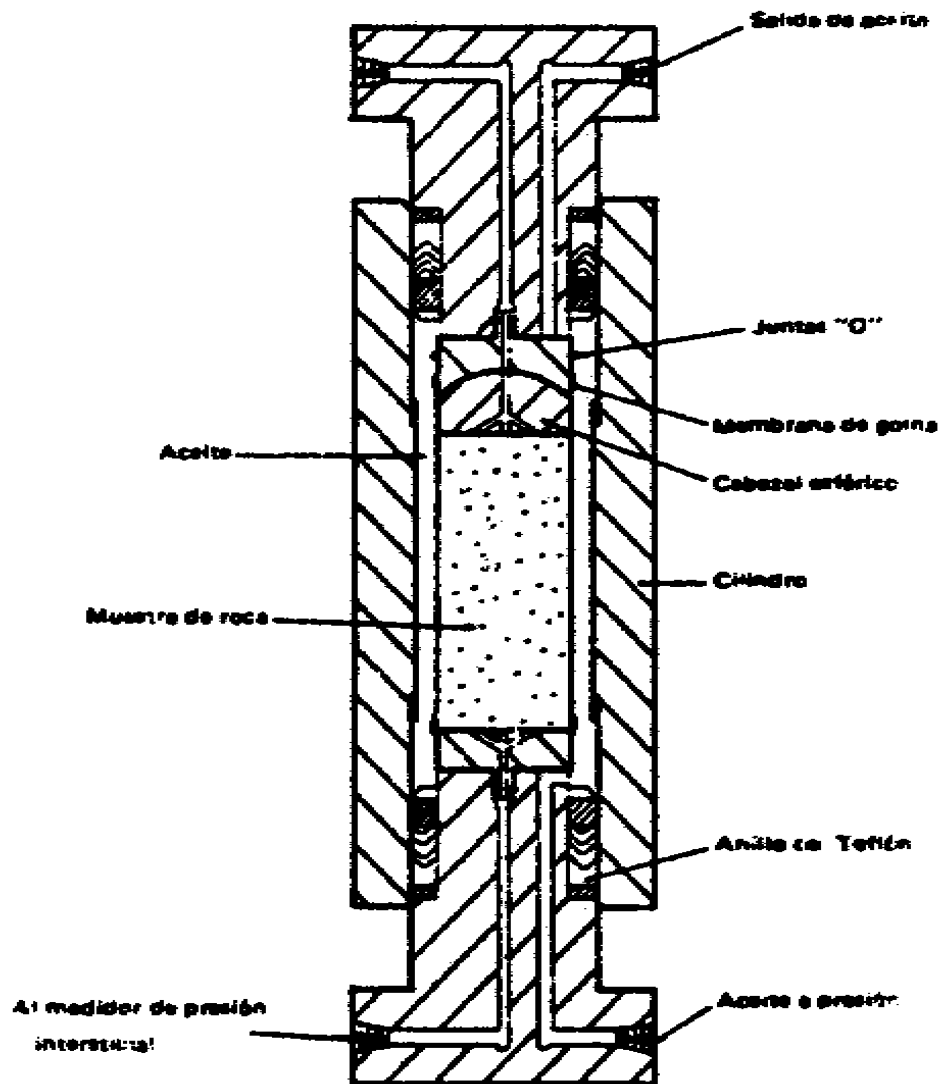
- Ensayo triaxial (convencional): probeta cilíndrica rodeada de una membrana elástica
- La probeta se coloca en una célula bajo presión inducida mediante un líquido (normalmente aceite)
- Se puede variar además la tensión vertical
- Se mide la deformación axial y lateral (o circunferencial)
- Triaxial (“de compresión”): $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ (mas habitual)
- Pero también en probeta cilíndrica, se puede hacer el “triaxial de extensión” $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$
- Finalmente también existe el “triaxial verdadero” en probeta cúbica, con $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (muy pocos equipos)

El ensayo triaxial



Célula triaxial sin medida
de presión de poros
(Hoek)

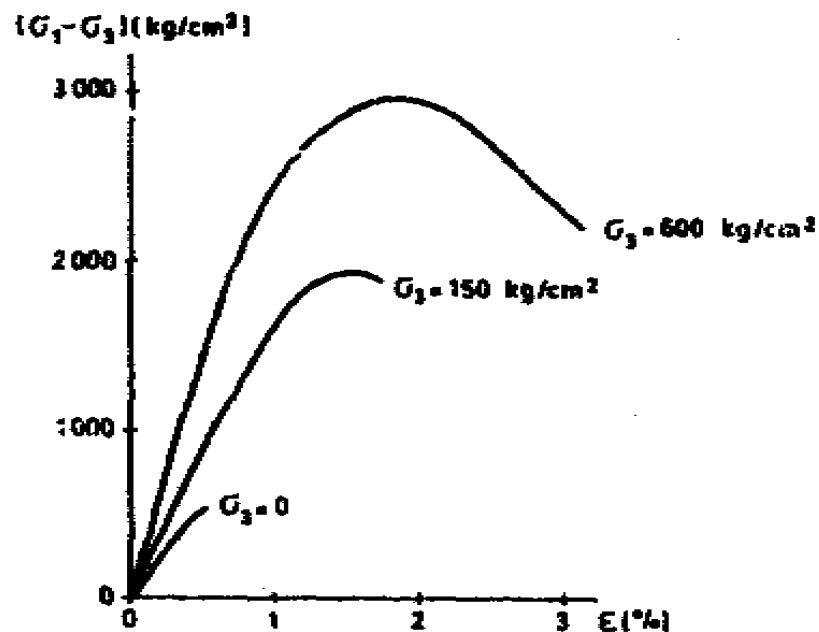
El ensayo triaxial



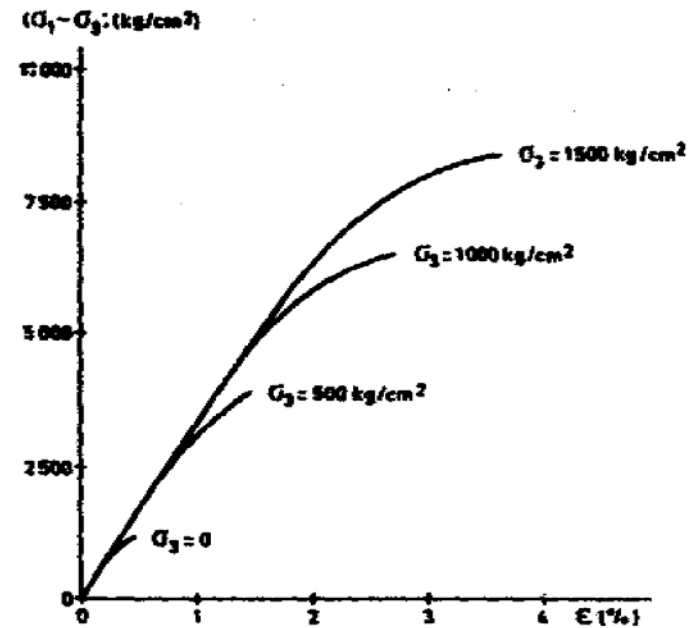
Célula triaxial con medida de presión de poros

El ensayo triaxial

- Efecto del nivel de tensiones en la
 - resistencia
 - deformabilidad
 - tipo de comportamiento

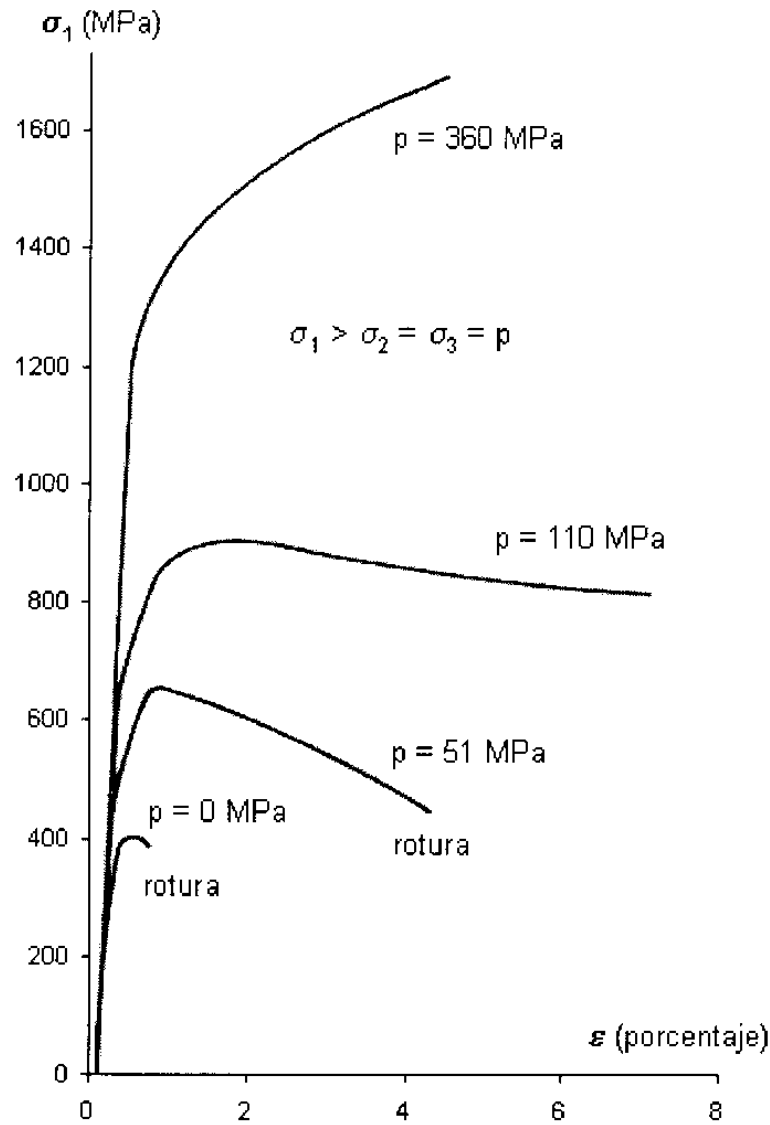


arenisca



gabro compacto

El ensayo triaxial



Mármol de Carrara
(von Karman, 1911)

El ensayo triaxial

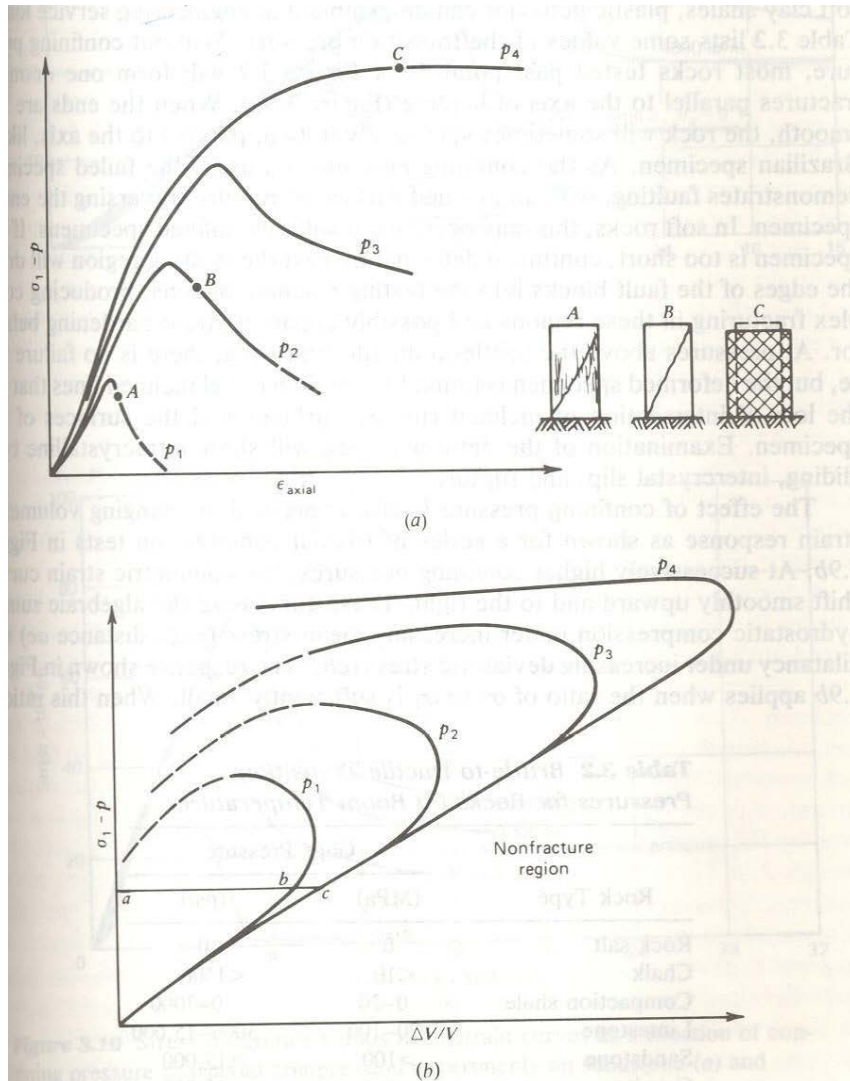


Figure 3.9 Behavior in triaxial compression. (a) Transition from brittle-to-ductile behavior. (b) Volumetric compression and dilatancy.

(libro Goodman)

2.5

Efecto del tiempo

Influencia del tiempo

- El comportamiento de algunas rocas es de tipo viscoso, exhibiendo el fenómeno de *fluencia* (“*creep*”): deformación creciente en el tiempo a tensión constante o de relajación (disminución de tensión a deformación constante)
- En general esto puede producir redistribución de tensiones con el tiempo a nivel “estructural”.

Influencia del tiempo

- Mecanismos:
 - Viscosidad (flujo de masa) – a todos los niveles de tensiones (similar a la “fluencia” del hormigón – *viscoelasticidad lineal*)
 - Fisuración: solamente a partir de un cierto nivel de carga. Acelera el proceso. (*viscolast no.lin.* o *viscoplasticidad*)
- Rocas “blandas” (sal, bituminosas)
 - Ambos mecanismos
 - fluencia debido a
 - dislocación y deslizamiento de cristales (sal, potasa)
 - flujo de agua y migración de partículas (arcillas)
- Rocas “duras” (granito, ...)
 - Domina el mecanismo de fisuración (crecimiento, propagación)

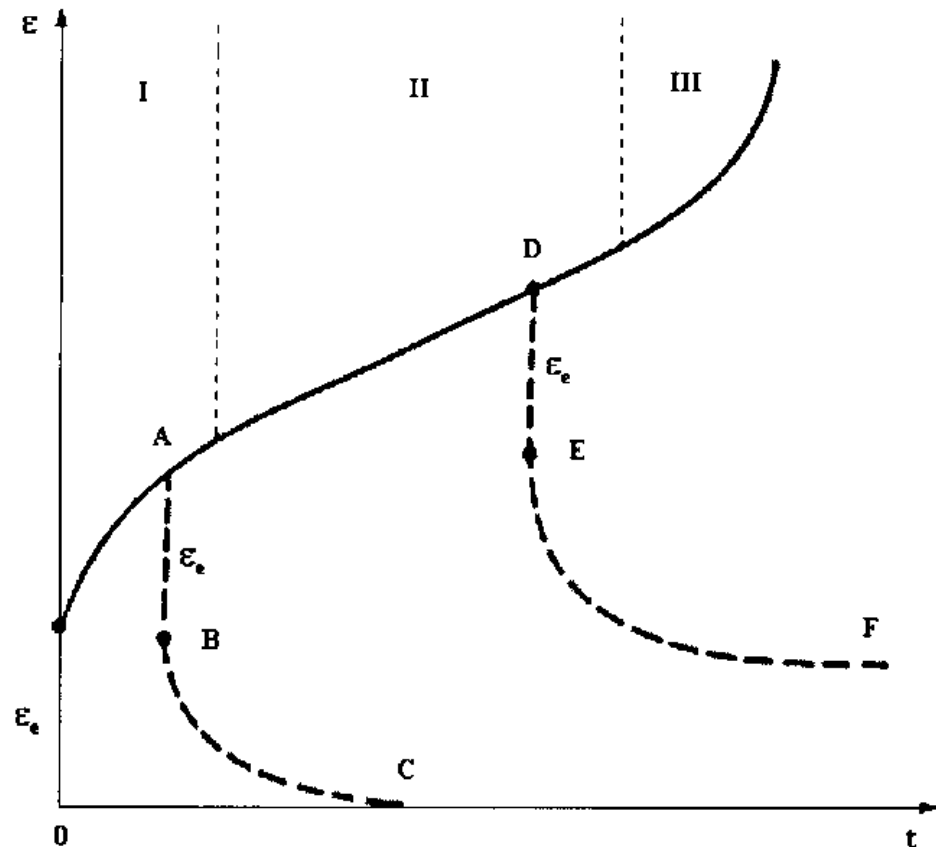
Influencia del tiempo

CURVAS TÍPICAS DE ROCAS BLANDAS,
ENSAYO DE FLUENCIA (carga constante)

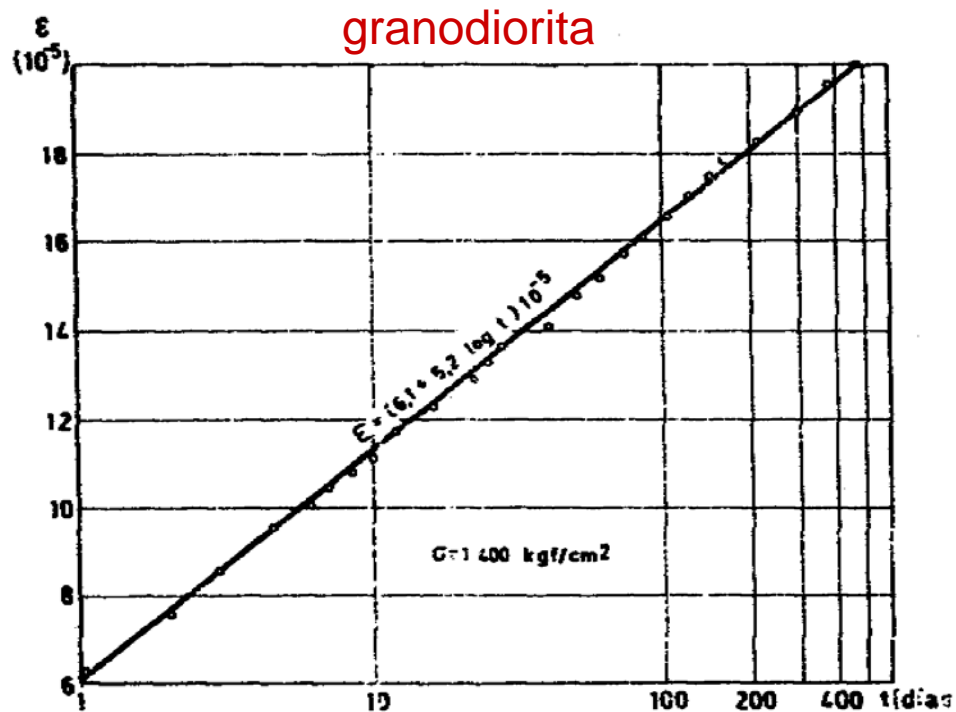
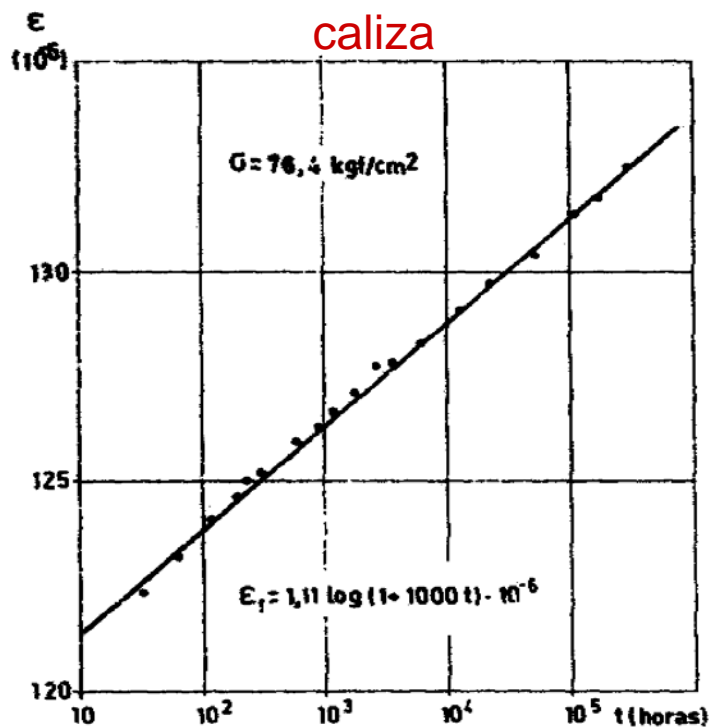
- Fluencia primaria (I):
 - deformaciones diferidas a velocidad de deformación creciente
- Fluencia secundaria (II):
 - velocidad de deformación constante
- Fluencia terciaria (III):
 - cerca de rotura – velocidad de deformación creciente y rotura bajo carga mantenida

MOTIVA UNA DESCOMPOSICION
ADITIVA DE DEFORMACIONES:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_I(t) + \underbrace{\varepsilon_{II}(t)}_{=v \cdot t} + \varepsilon_{III}(t)$$

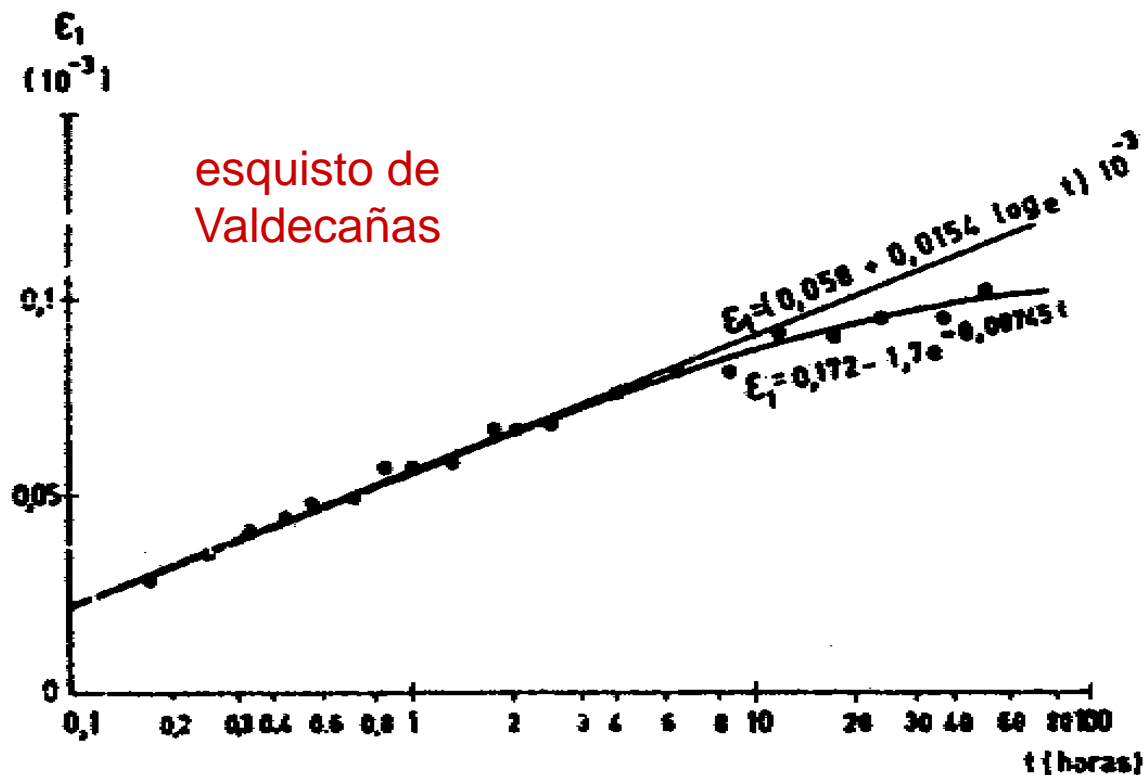


Influencia del tiempo



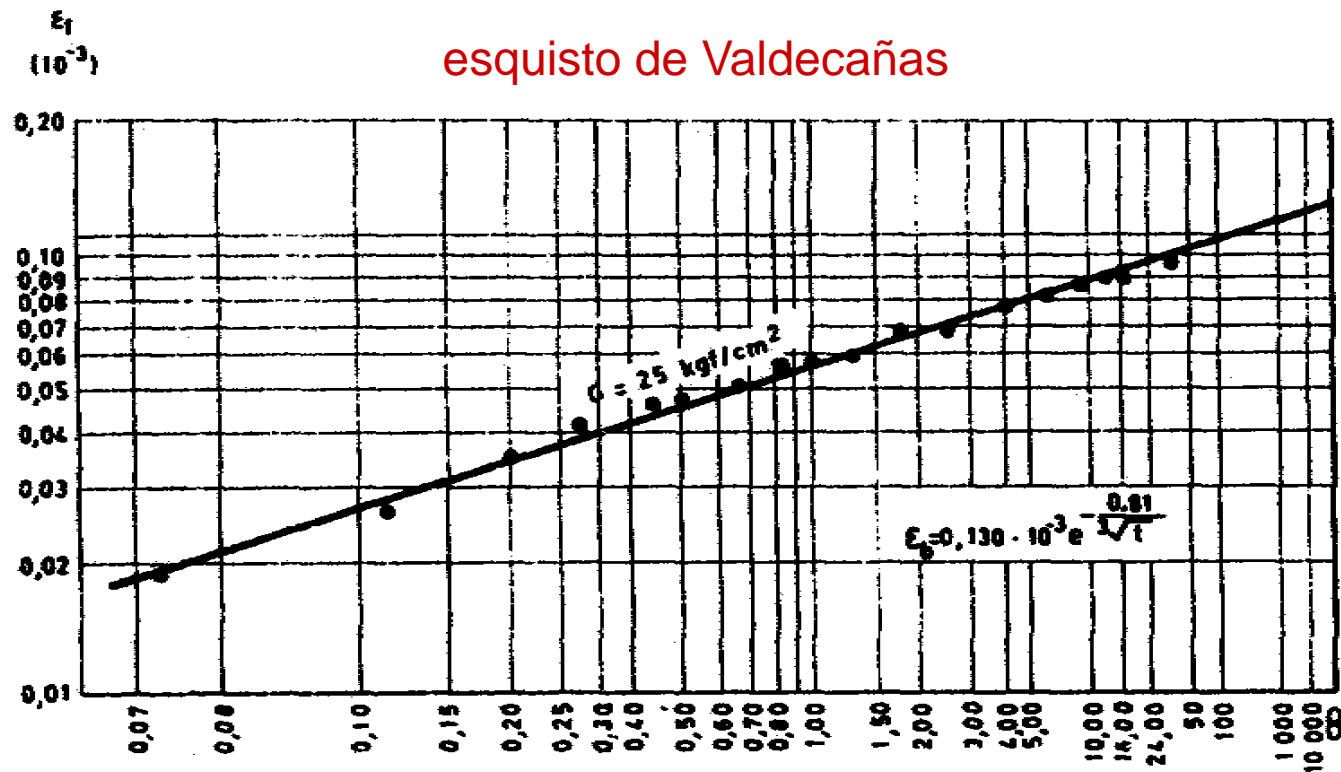
$$\epsilon_I = c \log(1 + \alpha t)$$

Influencia del tiempo



$$\varepsilon_I = a - b \exp(-ct)$$

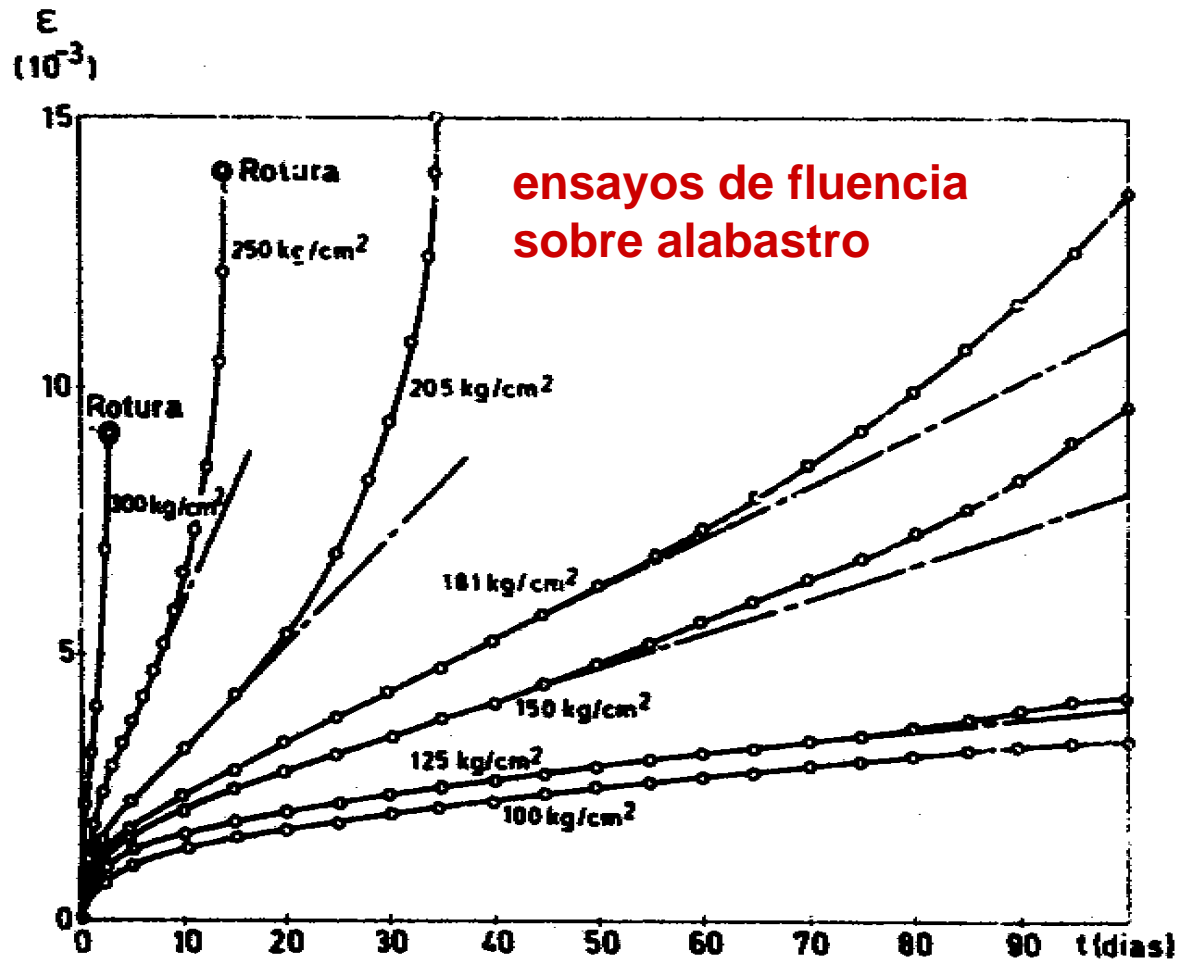
Influencia del tiempo



$$\varepsilon_t = a \exp\left(-b/\sqrt[3]{t}\right)$$

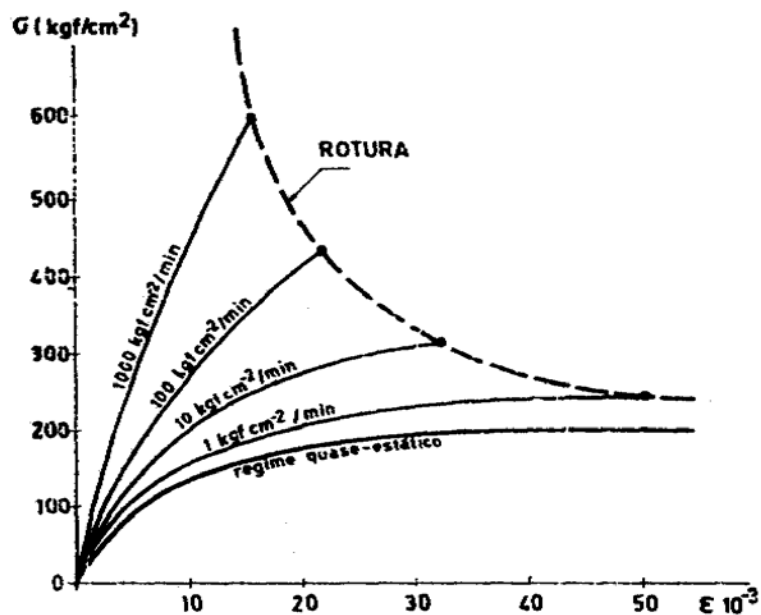
Influencia del tiempo

NO-LINELIDAD: INFLUENCIA DEL NIVEL DE TENSION

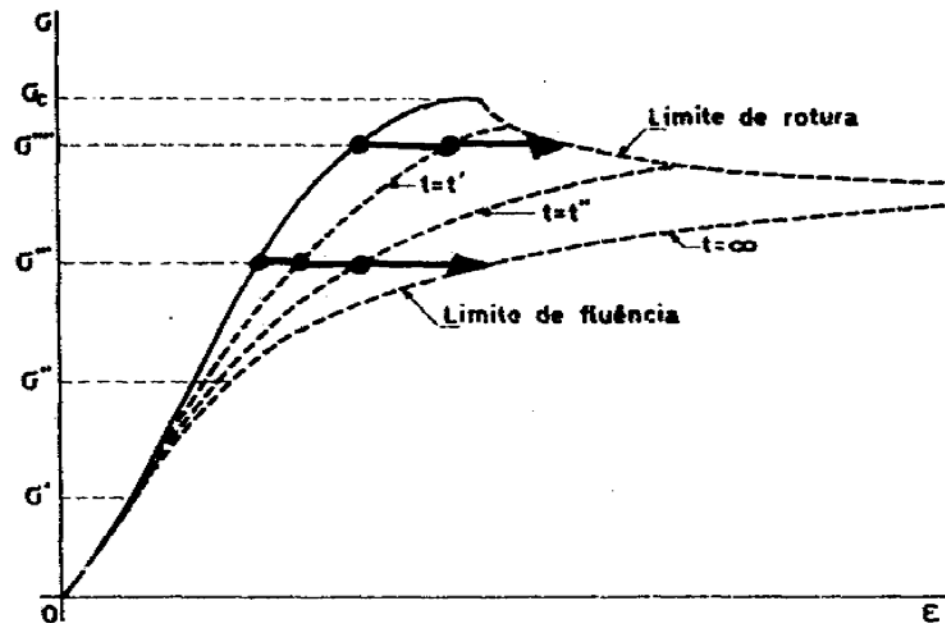


Influencia del tiempo

REPRESENTACION EN DIAGRAMA TENSION-DEFORMACION

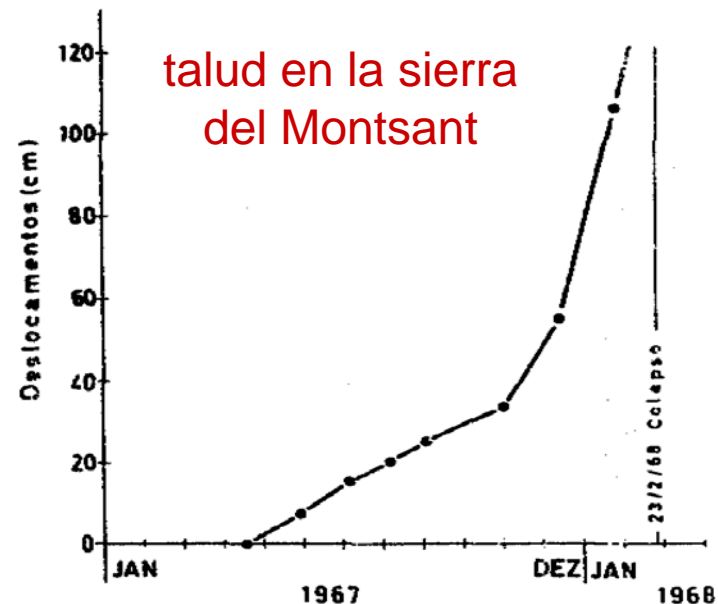
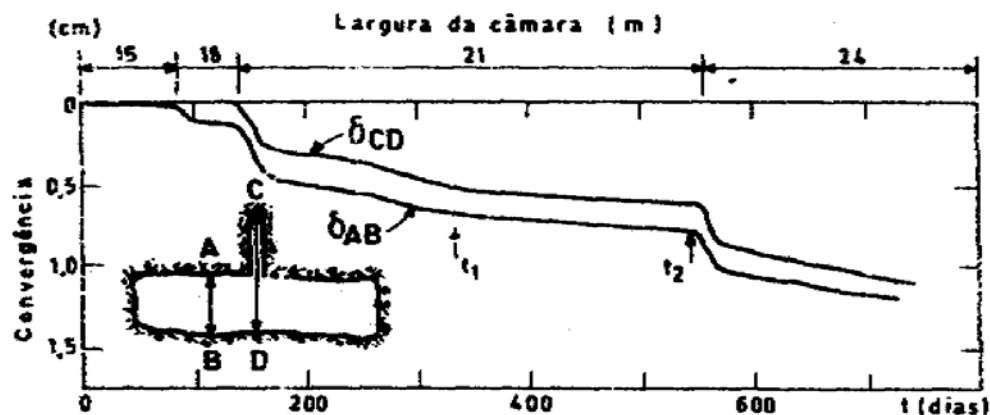


Influencia de la velocidad de carga y envolvente de rotura



Límite de fluencia y límite de rotura en ensayos a tensión constante

Influencia del tiempo



- Fluencia **tipos II y III**
 - menos frecuente, ya que diseñamos lejos de rotura
 - redistribución de tensiones

3

Modelos de comportamiento mecánico para roca matriz

3-Modelos de material

- para estudios de DEFORMABILIDAD (Sec 3.1)
 - Elasticidad (isótropa o anisótropa)
 - Viscoelasticidad
- para estudios de RESISTENCIA (Sec 3.2)
 - Criterios o Superficies de rotura
- para ESTUDIOS INTEGRADOS (modelos numéricos, MEF, etc)
 - Modelos constitutivos avanzados: Elasto-plásticos, Visco-plásticos etc.

CONCEPTOS ESENCIALES: Tensor de tensiones, tensión en un plano, invariantes, tensiones y direcciones principales, círculo de Mohr, notación Voigt etc. (REPASAR!)

3.1

Modelos de deformabilidad

Elasticidad lineal

- Elasticidad Isótropa (2 constantes)
- Elasticidad anisótropa con isotropía transversal (5 constantes)
- Elasticidad ortótropa (9 ctes)
- Otras posibilidades: (modelos de capas isótropas = continuo equivalente ortótropo, etc.)

Elasticidad isótropa

2 parámetros: E , ν

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix}$$

Elasticidad anisótropa

“Isotropía transversal” (5 parám.).

Utilizada en algunos casos

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \\ \gamma_{ns} \\ \gamma_{nt} \\ \gamma_{st} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_n} & \frac{-\nu_{ns}}{E_n} & \frac{-\nu_{ns}}{E_n} \\ \frac{-\nu_{ns}}{E_n} & \frac{1}{E_s} & \frac{-\nu_{st}}{E_s} \\ \frac{-\nu_{ns}}{E_n} & \frac{-\nu_{st}}{E_s} & \frac{1}{E_s} \\ \frac{1}{G_{ns}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{G_{ns}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{st})}{E_s} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \sigma_s \\ \sigma_t \\ \sigma_{ns} \\ \sigma_{nt} \\ \sigma_{st} \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix}$$

“Ortotropía (9 parám.)

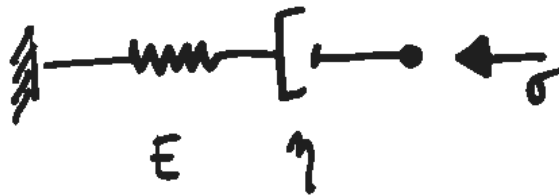
Raramente utilizada

Ojo: notación vs. simetría

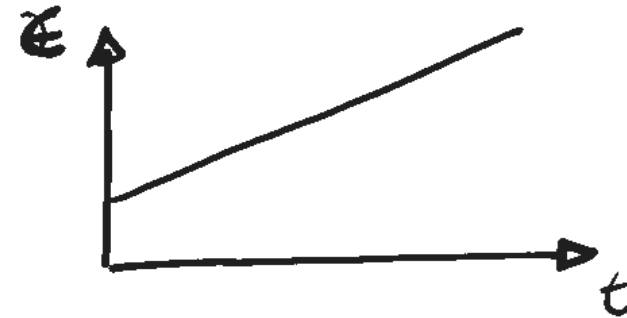
Visco-elasticidad lineal

- Sólo en casos con un comportamiento viscoelástico importante (e.g. roca salina)
- En general requiere un análisis “paso a paso” en el t (secuencia de análisis elásticos, cada paso con un módulo de elast y “def. térmica” ficticias).
- Modelos de material viscoelásticos
 - fomulaciones integrales
 - modelos reológicos (muelles y amortiguadores) (!)

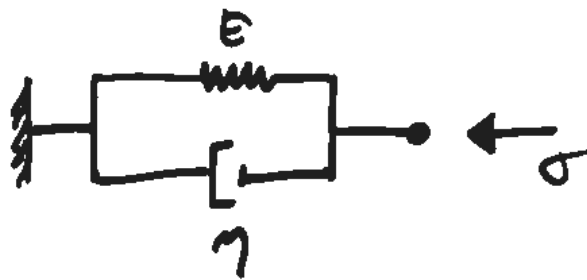
Viscoelasticidad lineal



Modelo de Maxwell



$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta}$$

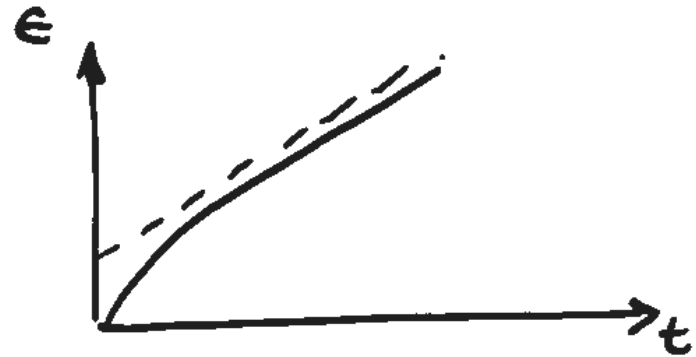
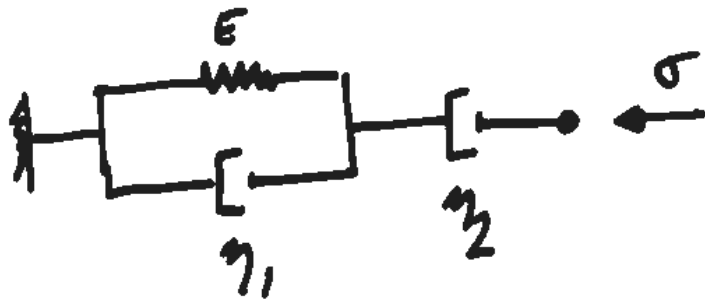


Modelo de Kelvin

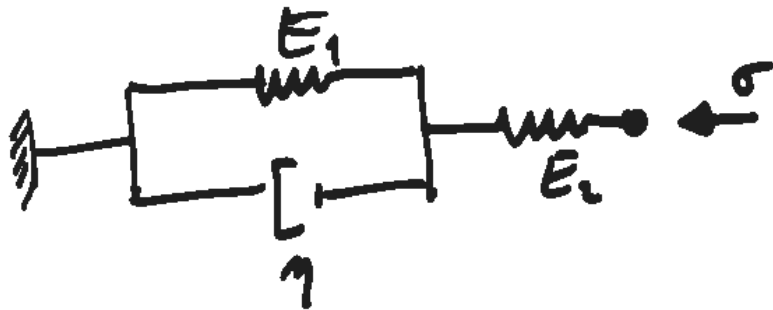


$$\sigma = E\epsilon + \eta\dot{\epsilon}$$

Viscoelasticidad lineal

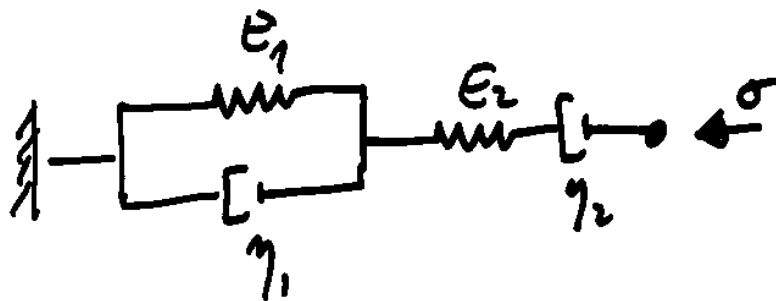


Modelo de Maxwell generalizado

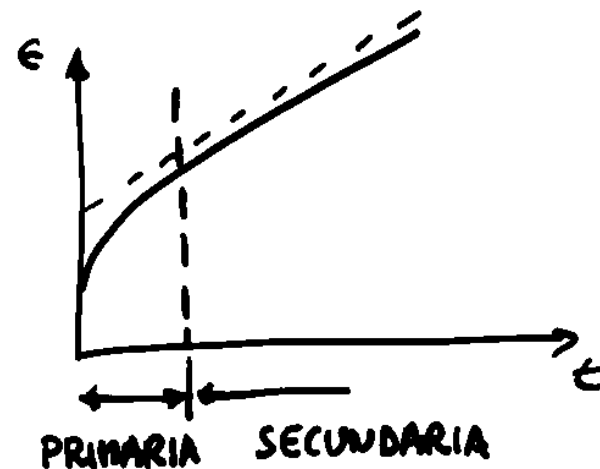


3-constant solid

Viscoelasticidad lineal



Modelo de Burgers



Otros Modelos posibles (Cadenas de Maxwell y de Kelvin)

3.2

Superficies y criterios de rotura (General)

Criterios de rotura

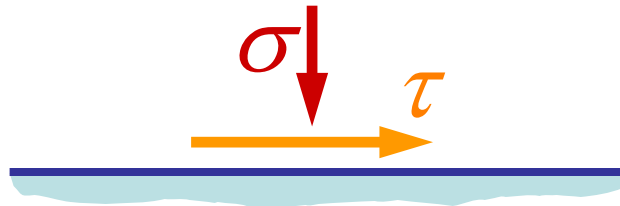
- Criterio de rotura: relación entre los componentes de las tensiones que establece la condición de rotura de una roca sometida a un estado tensional
- Superficie de rotura: envolvente en el espacio de las tensiones principales o equivalente.
- Se refieren a la resistencia de pico
- Criterios más conocidos para roca matriz:
 - ISOTROPOS: Mohr–Culomb, Hoek–Brown, etc
 - ANISOTROPOS: plano único de Coulomb, etc

3.3

Criterio de Mohr-Culomb

Criterio de Mohr-Coulomb

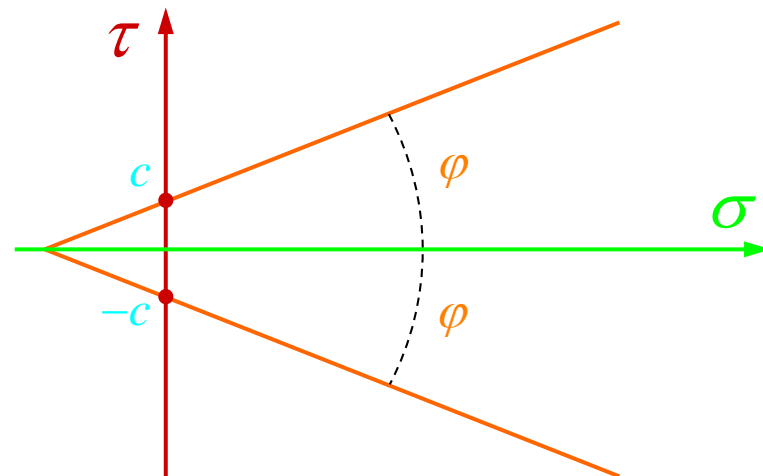
- El criterio de Mohr-Coulomb trata de las condiciones de tensión sobre planos potenciales de rotura



- La rotura se produce cuando τ alcanza un cierto valor crítico:

Criterio de Mohr-Coulomb

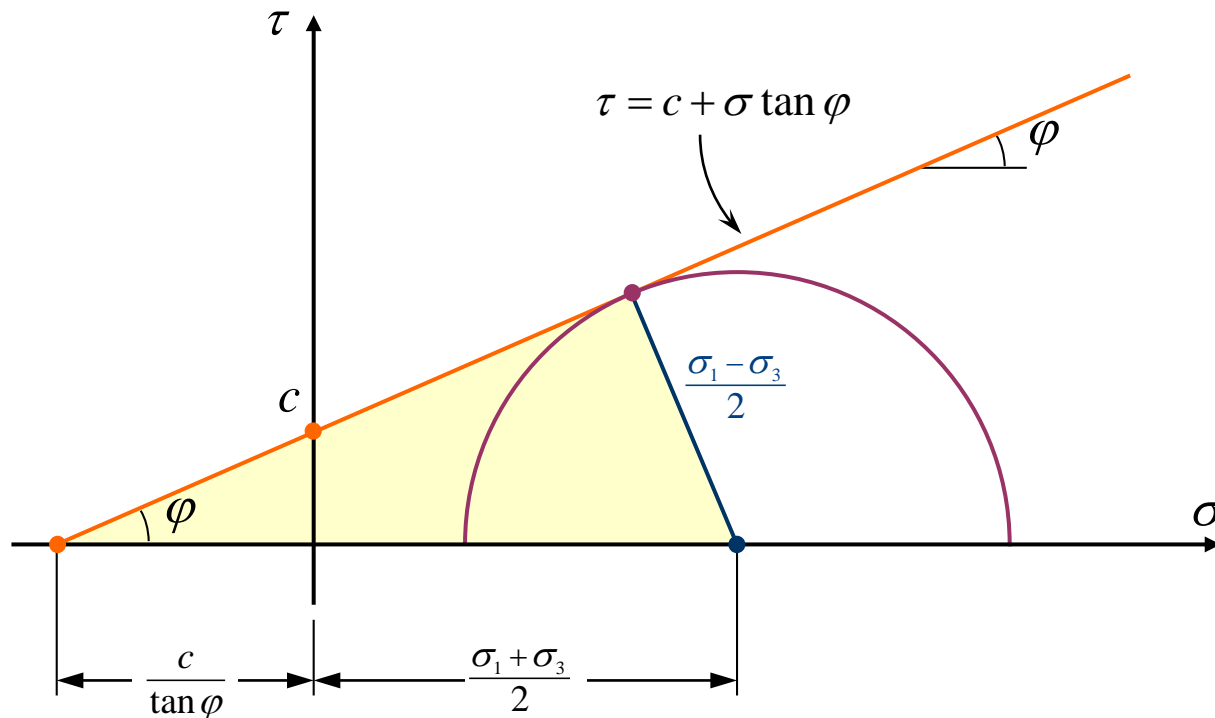
$$\tau_{cr} = \pm (c + \sigma \tan \varphi)$$



La **rotura** se produce cuando la tensión tangencial, τ , sobrepasa la resistencia al corte, τ_{cr} , que tiene:

- ▶ una componente de origen friccional, $\sigma \tan \varphi$, que depende de la tensión normal efectiva, σ , sobre el plano, y de un ángulo de fricción φ
- ▶ una componente, c , independiente de σ . Este término se conoce como “*cohesión*”, pero también se puede interpretar de maneras más generales no asociadas al concepto clásico de cohesión

Criterio de Mohr-Coulomb



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{c}{\tan \varphi} \right] \sin \varphi$$

.. otras formas posibles, p.ej:

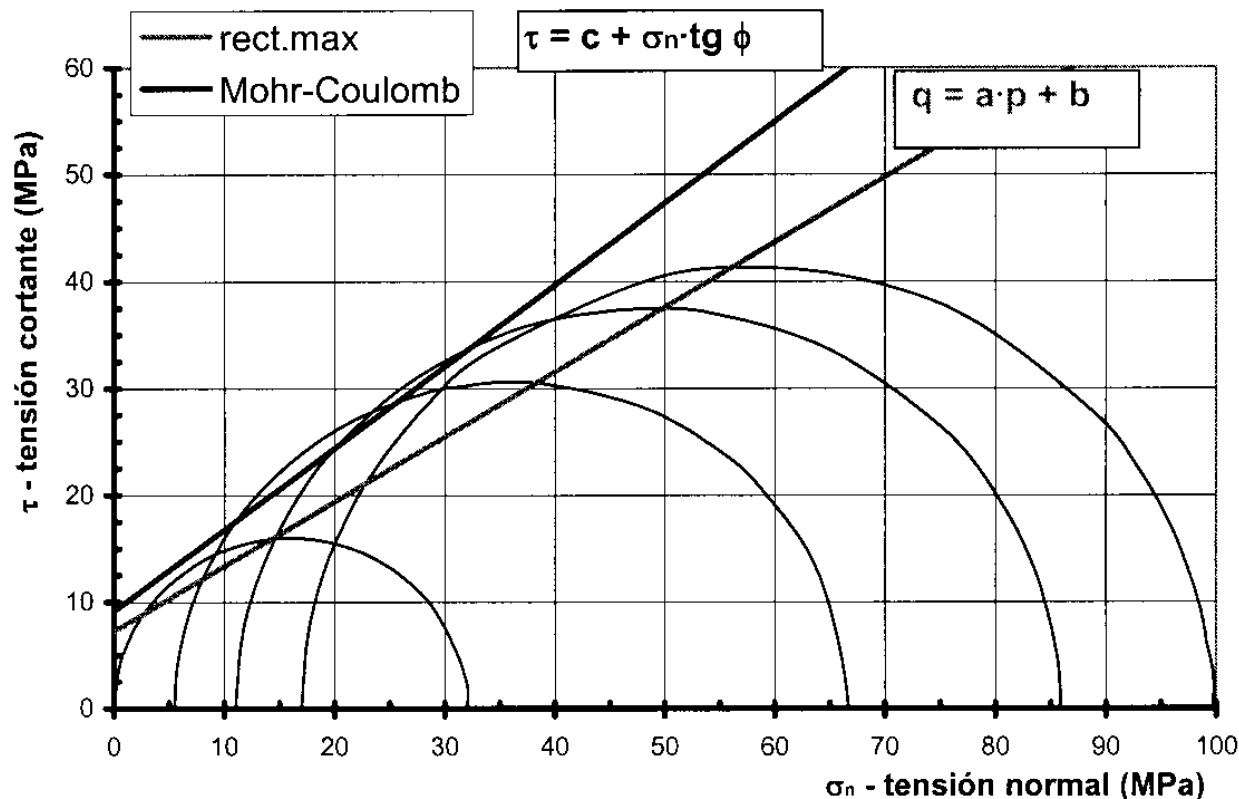
-en forma $\sigma_1 = f(\sigma_3)$

-en forma $q = ap + b$

($q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$) $\rightarrow \rightarrow$

Criterio de Mohr-Coulomb

RECTA MÁXIMA Y RECTA DE MOHR-COULOMB



PROC OBTENCION ϕ , c :

1. Hacer 2 o mas ensayos triaxiales, determinar los círculos de Mohr i obtener la recta máxima, $q = a \cdot p + b$ ($a = \tan \alpha$)
2. Obtener el ángulo de fricción y la cohesión:

$$\phi = \sin^{-1} a$$

$$c = \frac{b}{\cos \phi}$$

Criterio de Mohr-Coulomb

Description	Porosity (%)	C (MPa)	ϕ	Range of Confining Pressure (MPa)
Berea sandstone	18.2	27.2	27.8	0–200
Bartlesville sandstone		8.0	37.2	0–203
Pottsville sandstone	14.0	14.9	45.2	0–68.9
Repetto siltstone	5.6	34.7	32.1	0–200
Muddy shale	4.7	38.4	14.4	0–200
Stockton shale		0.34	22.0	0.8–4.1
Edmonton bentonitic shale (water content 30%)	44.0	0.3	7.5	0.1–3.1
Sioux quartzite		70.6	48.0	0–203
Texas slate; loaded				
30 degrees to cleavage		26.2	21.0	34.5–276
90 degrees to cleavage		70.3	26.9	34.5–276
Georgia marble	0.3	21.2	25.3	5.6–68.9
Wolf Camp limestone		23.6	34.8	0–203
Indiana limestone	19.4	6.72	42.0	0–9.6
Hasmark dolomite	3.5	22.8	35.5	0.8–5.9
Chalk	40.0	0	31.5	10–90
Blaine anhydrite		43.4	29.4	0–203
Inada biotite granite	0.4	55.2	47.7	0.1–98
Stone Mountain granite	0.2	55.1	51.0	0–68.9
Nevada Test Site basalt	4.6	66.2	31.0	3.4–34.5
Schistose gneiss				
90 degrees to schistosity	0.5	46.9	28.0	0–69
30 degrees to schistosity	1.9	14.8	27.6	0–69

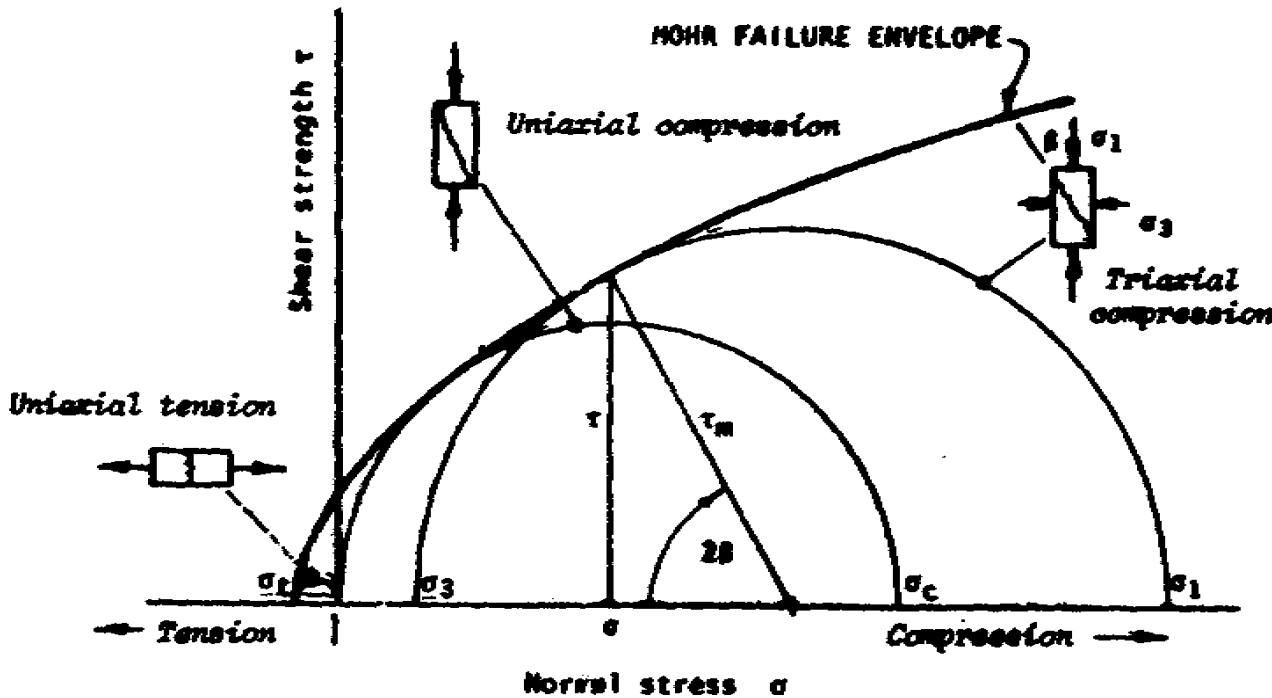
3.4

Criterio de Hoek y Brown

Criterio Hoek-Brown original (1980)

- Criterio “tipo Mohr”, originalmente concebido para macizos rocosos muy fracturados (se recupera la isotropía):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$



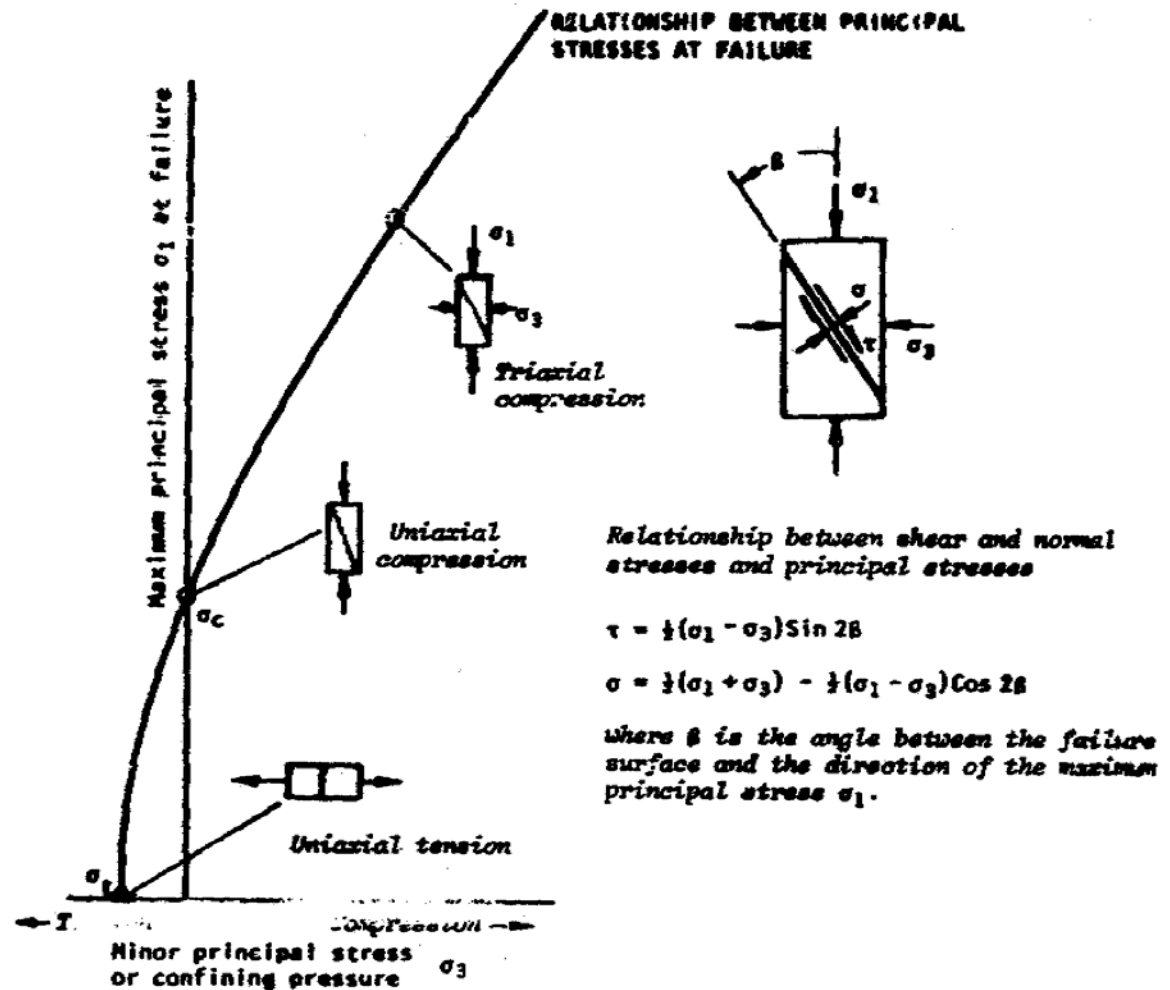
σ_1, σ_3 : Tensiones principales mayor y menor, respectivamente

m, s : Parámetros del material ($s=1$ para roca intacta)

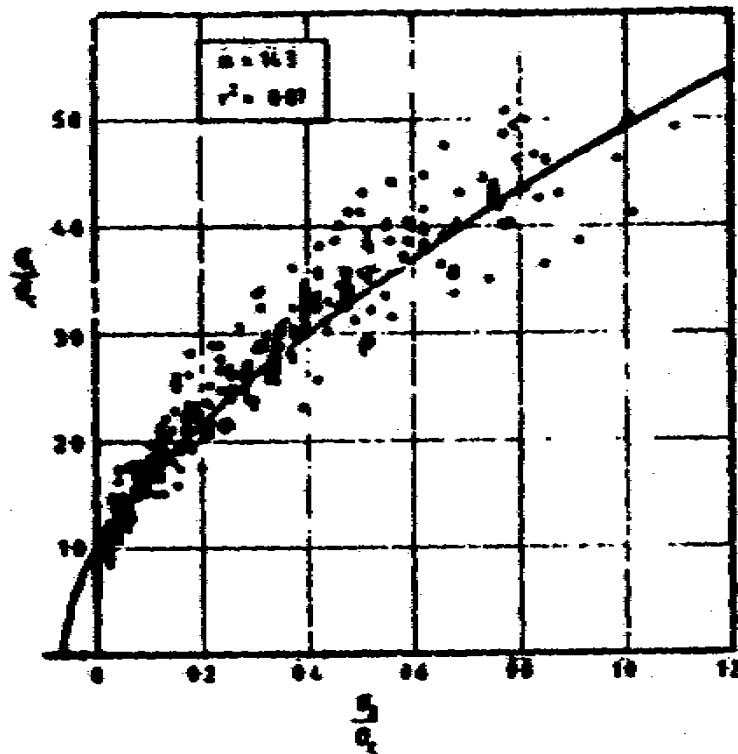
σ_{ci} : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

Criterio Hoek-Brown original (1980)

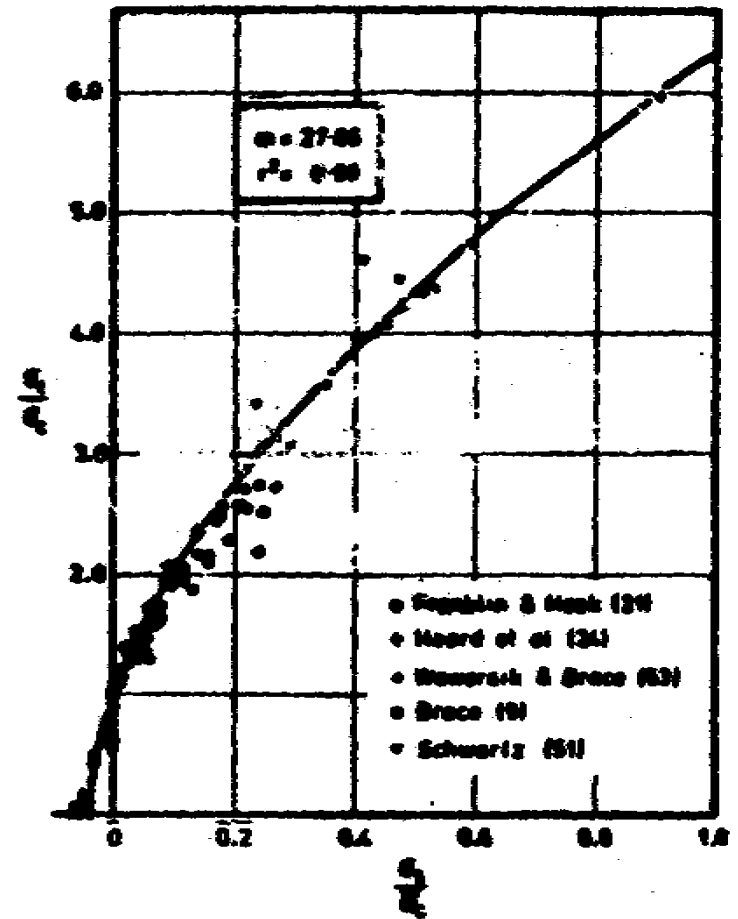
- Representación en ejes $\sigma_1 - \sigma_3$



Criterio Hoek-Brown original (1980)



Envolvente de rotura para una arenisca



Envolvente de rotura para un granito

Criterio Hoek-Brown original (1980)

- Relación con Mohr-Culomb

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + \frac{m\sigma_{ci}}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}}$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{\frac{m\sigma_{ci}}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}}}$$

Tensión normal y tensión tangencial en el plano mas desfavorable

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right)$$

Resistencia a la tracción de la roca

Criterio Hoek-Brown original (1980)

- La relación entre los parámetros del criterio (empírico) y las observaciones geológicas la establecieron mediante el RMR de Bieniawski
- Su uso se generalizó más allá del campo de aplicación inicial
- Necesidad de evolución: criterio Hoek-Brown generalizado

Criterio Hoek-Brown generalizado (2002)

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

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

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

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

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

m_i = para roca intacta







m_b = para roca fracturada

GSI = Geological Strength Index

D = factor que depende del grado de alteración a que el macizo ha sido sometido debido a explosiones y relajación de tensiones






Criterio Hoek-Brown generalizado (2002)

- **GSI**: Nuevo índice “Geological Strength Inde”
- $0 \leq \text{GSI} \leq 100$
- Si $\text{GSI} = 100$, roca intacta: se recupera el criterio H-B original
- Depende de las **condiciones en la superficie** y de la **estructura** del macizo

Rock Type: <input type="text" value="General"/> GSI Selection: <input type="text" value="50"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS									
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR					
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →									
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A					
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70								
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			60							
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity				50						
	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 ↓

D = factor que depende del grado de alteración a que el macizo ha sido sometido debido a explosiones y relajación de tensiones

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. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

3.5

Criterios de rotura anisótropos

Anisotropía de las rocas

GENERAL

- Materiales anisótropos: sus propiedades varían en función de la dirección considerada para su medida
- Rocas → material anisótropo: resistencia, deformación, etc.
- Causas: presencia en bandas de distintos minerales, alternancias, etc. en orientaciones preferenciales. En la roca matriz, esto es a escala \leq cm (rocas esquistosas, pizarras, etc)
- Modelos tb válidos para macizos rocosos con discontinuidades, cambiando escala de observación
- La mayoría de criterios de rotura anisótropos son bastante complejos, no admiten representación 3D.
- Criterio anisótropo más sencillo: único plano de debilidad

Anisotropía de las rocas

Criterio más sencillo para resistencia de un plano único de orientación β : Culomb:

$$\tau_{\beta} = c + \sigma_{\beta} \tan \varphi$$

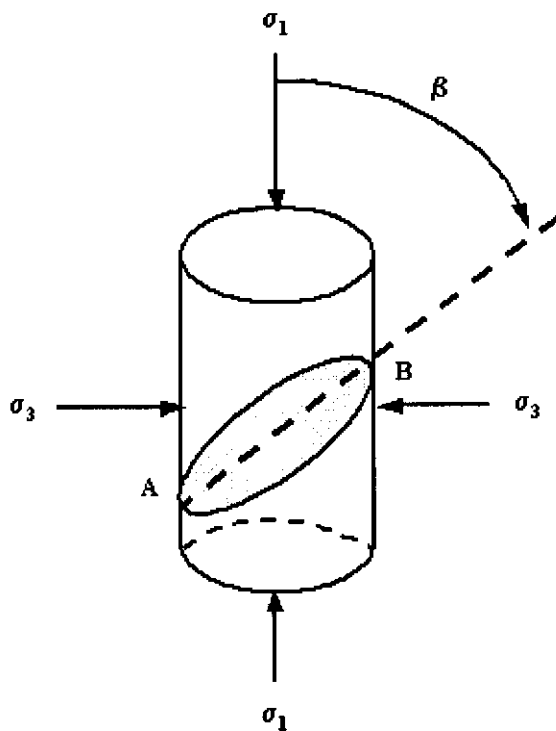
σ, τ proyecciones del estado tensional en el plano:

$$\tau_{\beta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta$$

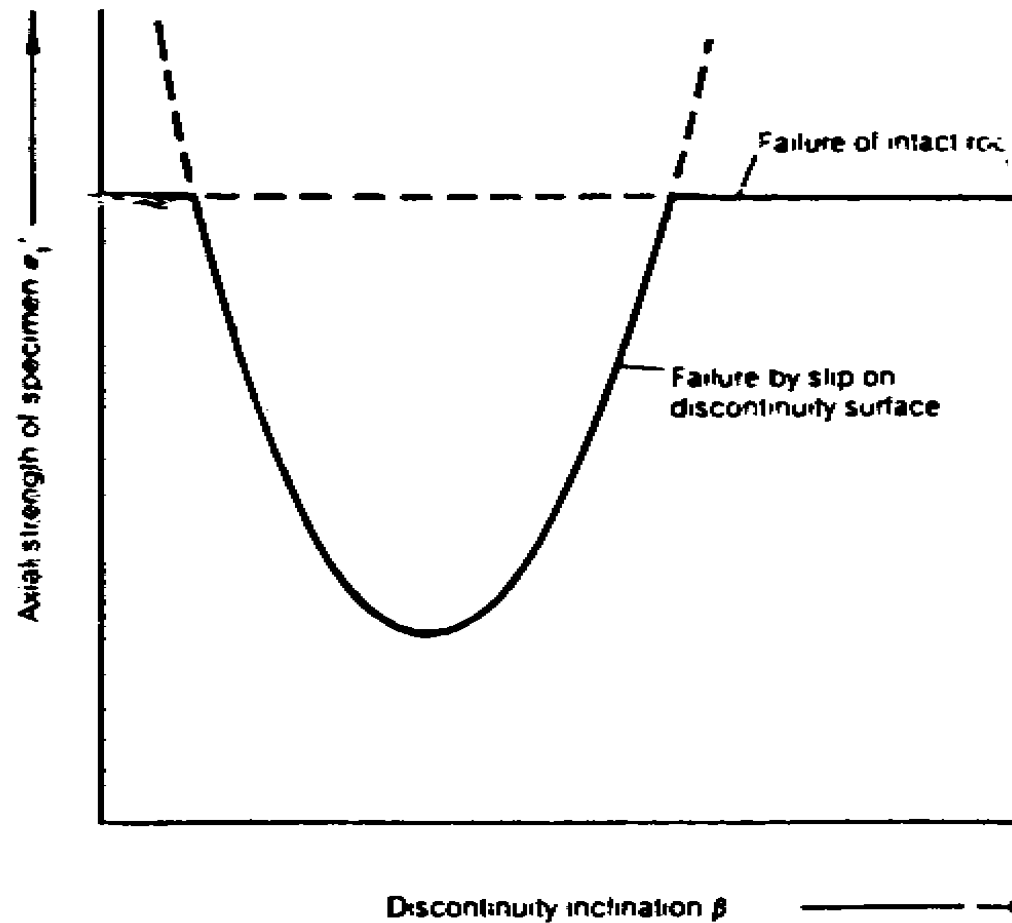
$$\sigma_{\beta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta$$

Condición de rotura sobre el plano β en términos de las tensiones principales:

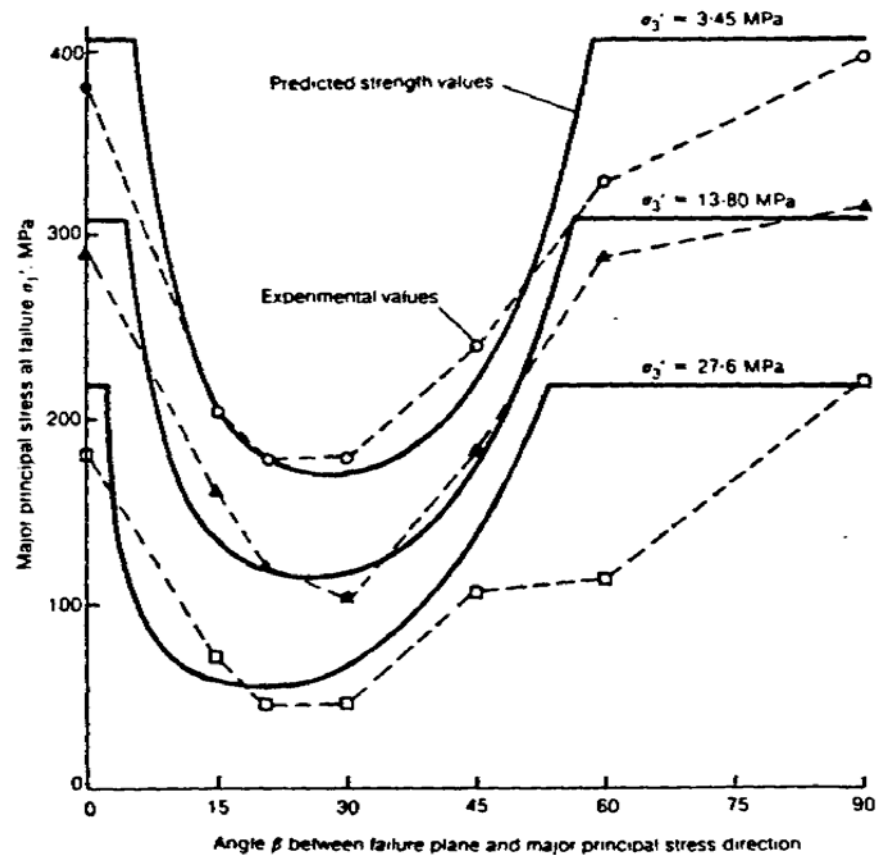
$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2(c + \sigma_3 \tan \varphi)}{(1 - \tan \varphi \tan \beta) \sin 2\beta}$$



Anisotropía de las rocas



Anisotropía de las rocas



Anisotropía de las rocas

COMENTARIOS:

- Las rocas muestran la máxima resistencia a la compresión en dirección perpendicular a la discontinuidad
- Los valores mínimos de la resistencia a compresión suelen producirse para las cargas cuyos ángulos β varían entre 30° y 45° respecto a los planos de debilidad
- Al ir aumentando el número de discontinuidades en una roca, la resistencia de ésta tiende a ser cada vez más isótropa

- FIN del tema 2