

GEOTECNICA

Corso Base

2018

Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Fac. De Ingeniería, UASLP, Mexico

lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

Dr. Ing. Lucia Greco
Bari
lugreco10@gmail.com



Parte I

Definizione, struttura e proprietà fisiche dei geomateriali (rocce e terreni)

A) Definizione generale dei geomateriali

Geomateriali

Un **geomateriale** è qualsiasi materiale di origine geologica come rocce e suolo. Questa definizione dovrebbe essere estesa per includere i materiali artificiali ottenuti attraverso il ritrattamento di materiali originali di origine geologica. (esempio: argini e rilevati e materiale sottofondo per la costruzione di strade, ecc.).

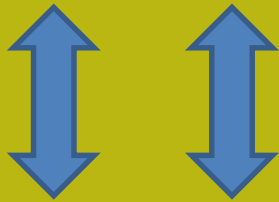
“La Geotecnica è l'applicazione di metodi e principi scientifici di ingegneria all'acquisizione, interpretazione e uso della conoscenza dei materiali della crosta terrestre e della terra per la soluzione di problemi di ingegneria civile e prevenzione dei rischi naturali”.

Quindi la conoscenza delle caratteristiche fisiche e tecniche dei geomateriali, dei processi di interazione di questi con l'acqua e le azioni esterne (ad esempio i carichi), è fondamentale per raggiungere gli obiettivi dell'ingegneria geotecnica: il modello corretto del sottosuolo e il contributo alla progettazione adeguata delle opere e alla prevenzione del rischio idrogeologico e naturale.

Gruppi di Geomateriali



ROCCE



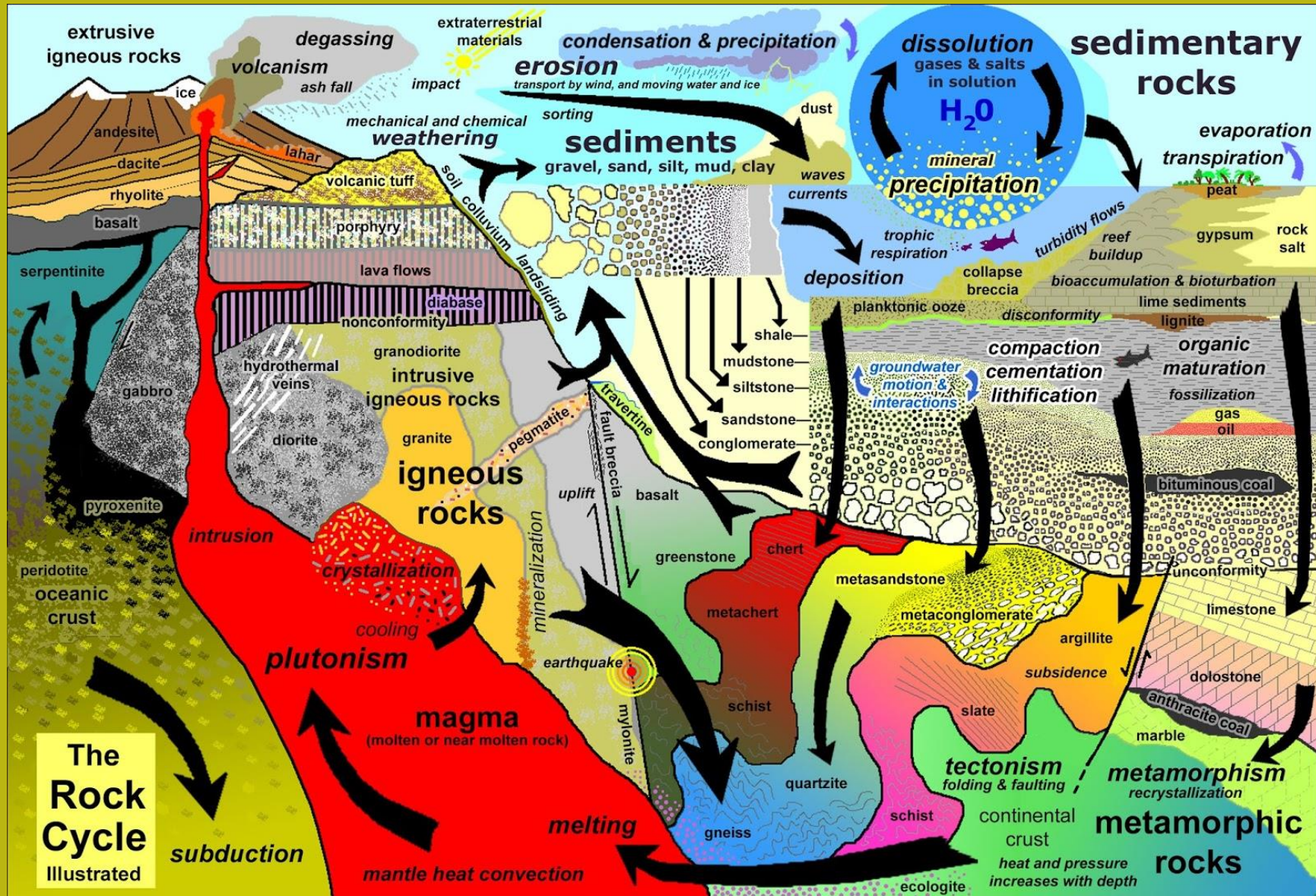
SUOLO



**Materiale rielaborato
Artificialmente**



Il ciclo geologico e la formazione di suoli e sedimenti



<https://chevuoldireingeologia.blogspot.it/2018/02/il-ciclo-litogenetico.html>

Matrice rocciosa e massicci rocciosi

La definizione di base:

Un ammasso roccioso è la somma della roccia intatta e dei piani di discontinuità

Matrice rocciosa
Roccia intatta



Matrice rocciosa e massicci rocciosi

Altri esempi:

Frammento di matrice rocciosa



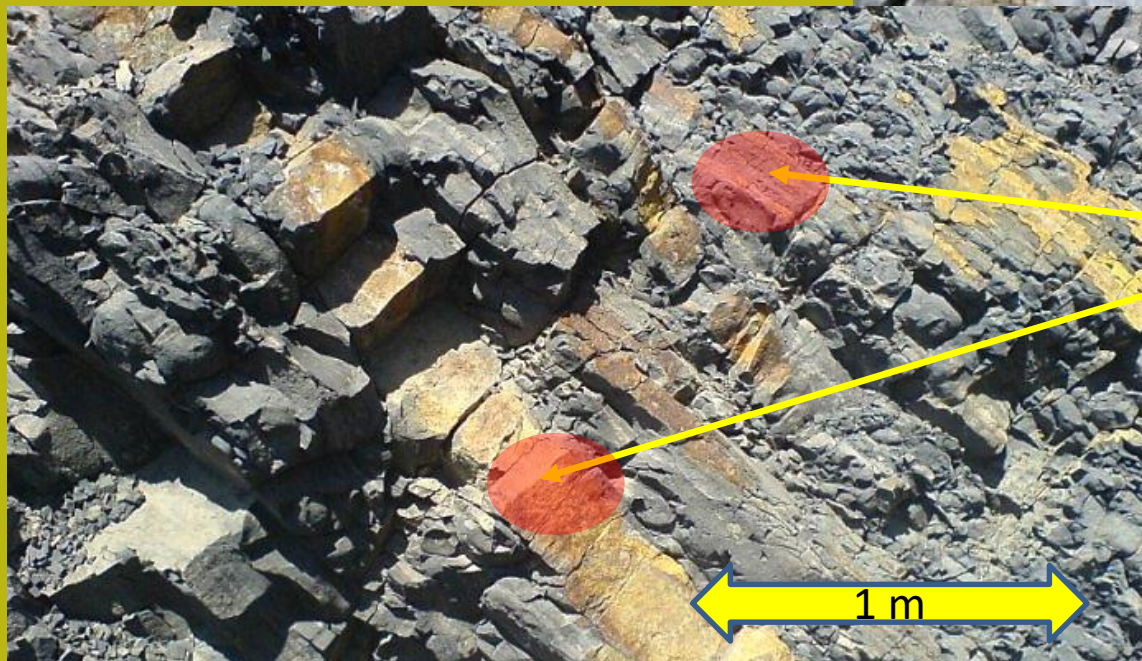
Frammento di matrice rocciosa



Ammassi rocciosi

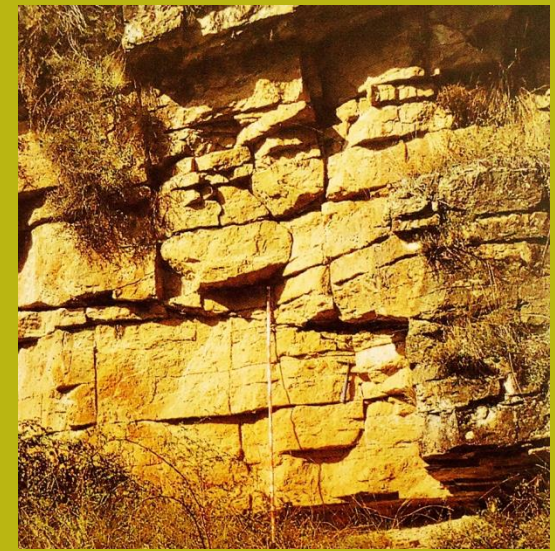
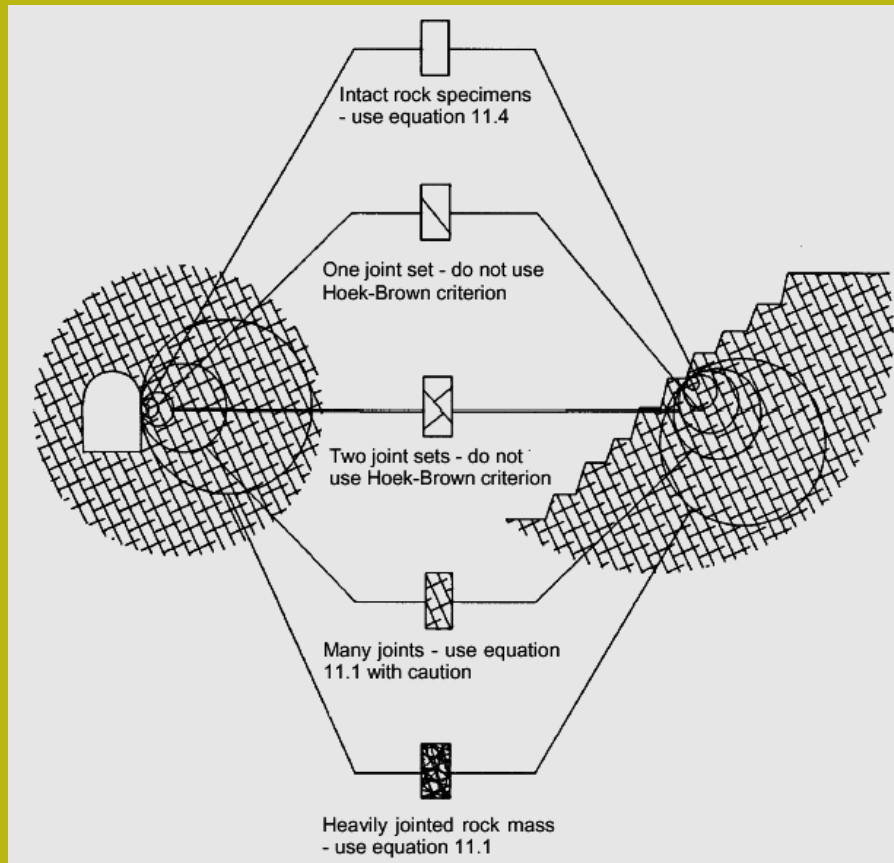
Altri esempi:

Esempi di masse rocciose con un alto livello di fratturazione di origine tettonica che si sovrappongono alle discontinuità di origine sedimentaria primaria (separazione di diversi strati o strati di sedimenti)



Matrice rocciosa intatta

Matrice rocciosa e massicci rocciosi: problemi di scala



Il comportamento del sistema, costituito da roccia intatta e discontinuità, dipende dalla scala di osservazione e dal volume in questione. In media, le proprietà meccaniche della massa rocciosa sono sempre inferiori a quelle della roccia intatta.

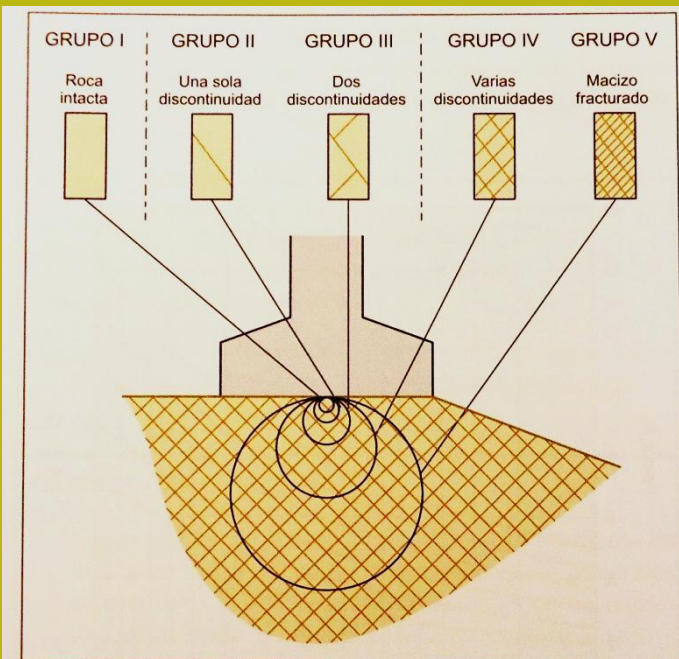
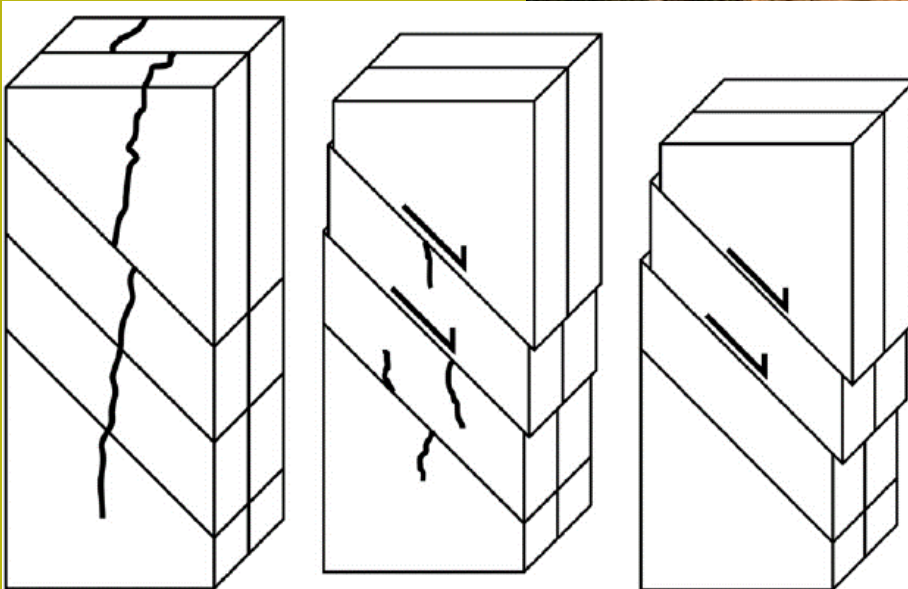


Figura 8.36 Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales.

Matrice rocciosa e massicci rocciosi: problemi di scala

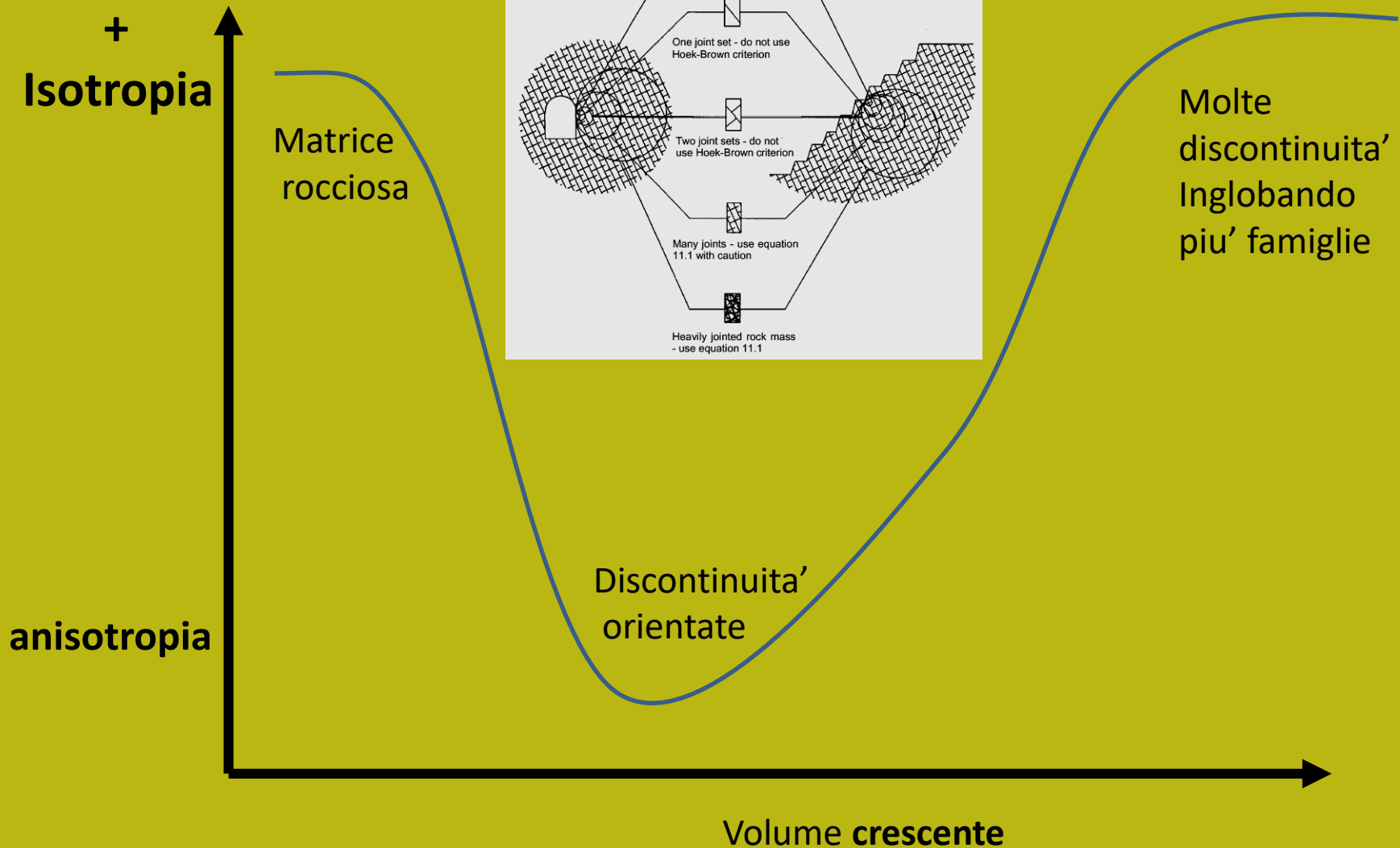


Per le applicazioni in Ingegneria Civile,
la corretta valutazione delle
caratteristiche delle discontinuità,
nella sua scala come:

Frequenza, orientamento nello spazio,
aperture, origine, così come il suo
livello di resistenza agli agenti
atmosferici e resistenza .. Come
mostreremo più avanti

Matriz rocosa y macizos rocosos – isotropia/anisotropía

Effetti di scala.



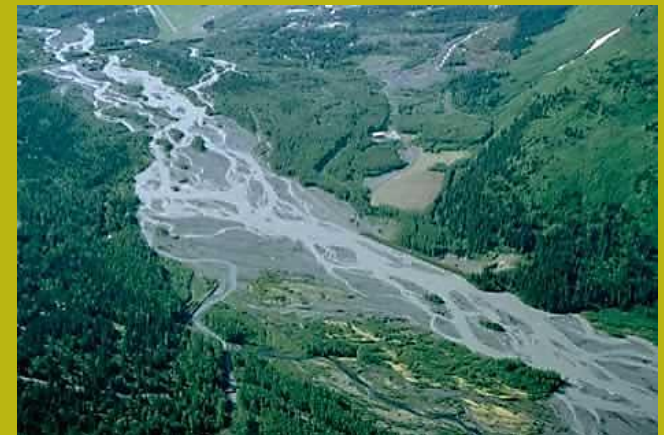
Tipi di suolo: classificazione sintetica in base alla loro origine

**Rocce, massicci
rocciosi**

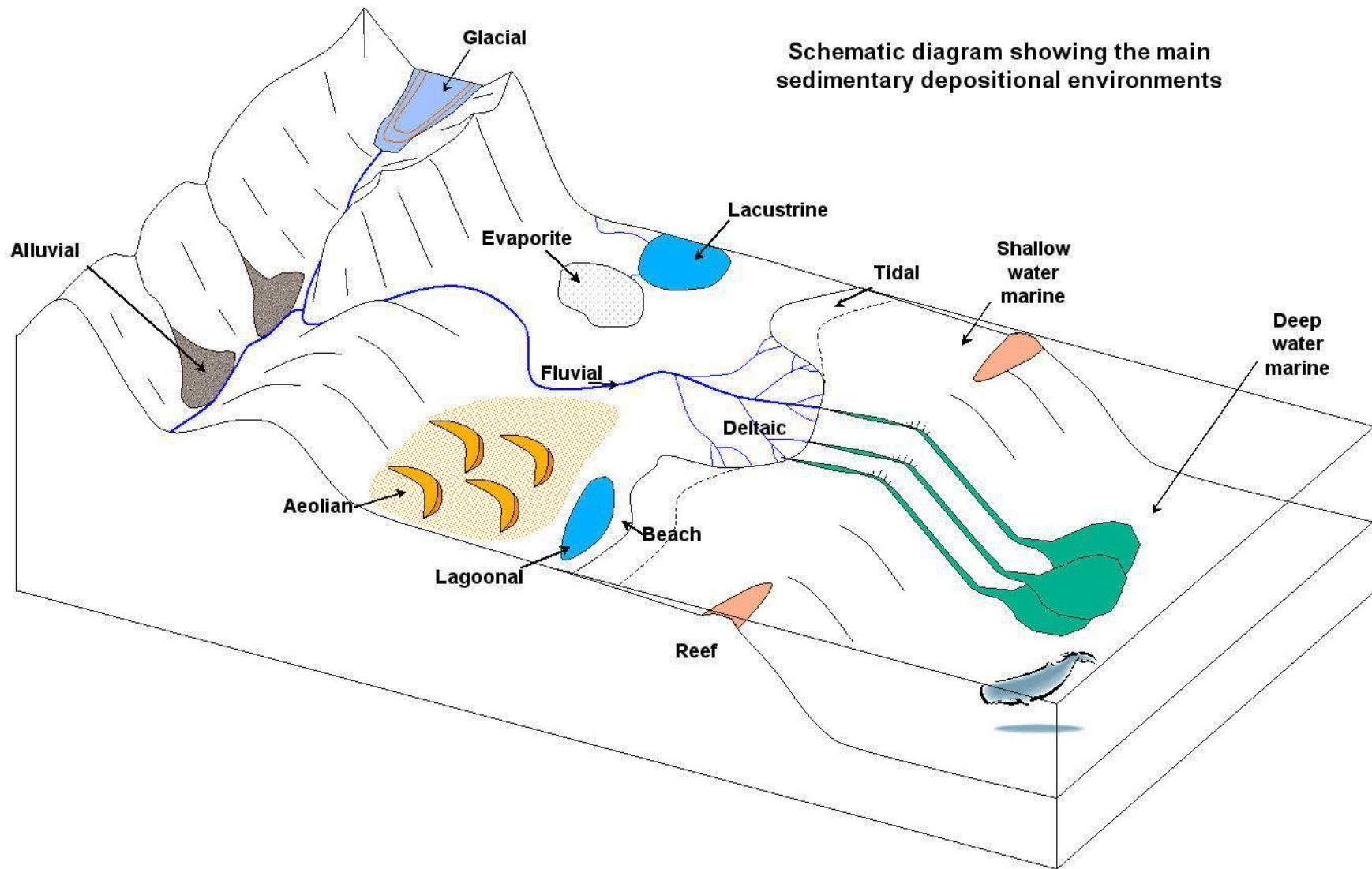
Suoli residuali :
Alterazione in sito della
stessa matrice rocciosa



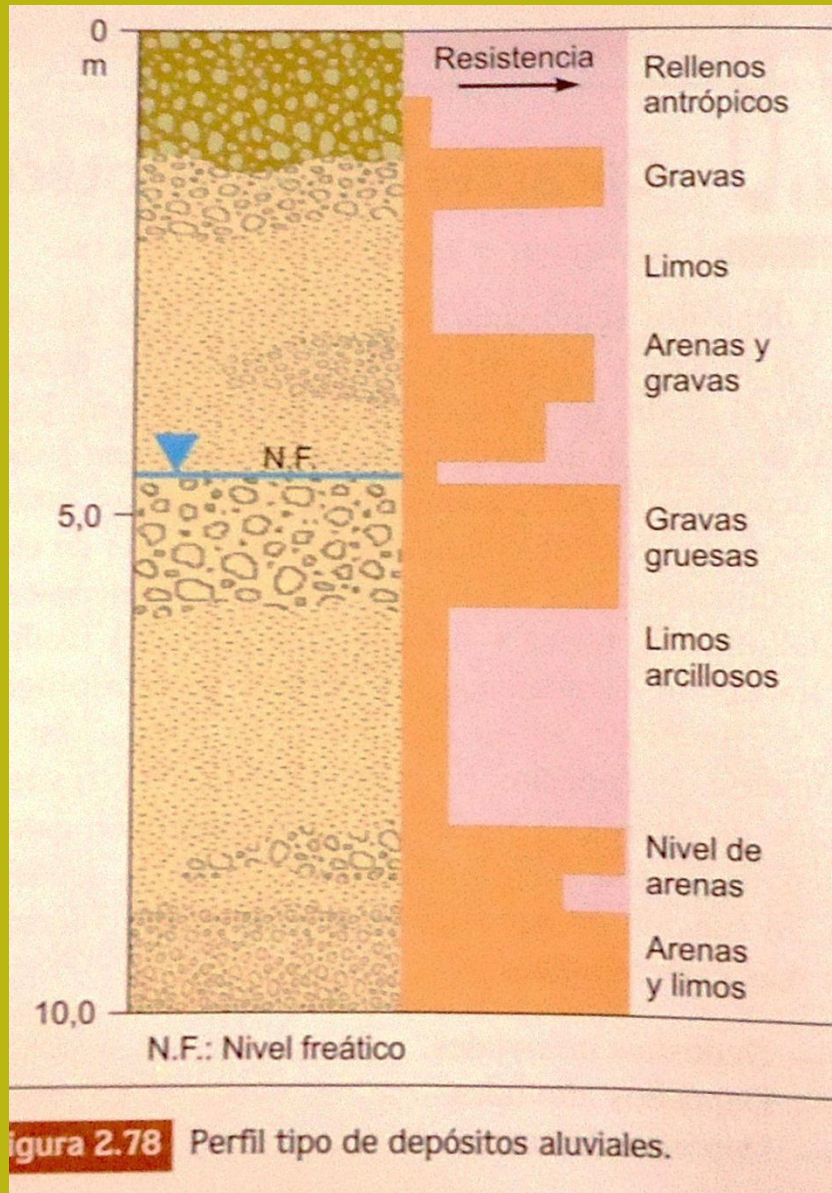
Soli trasportati:
Sedimenti trasportati
dall'acqua, dal vento e dai
ghiacciai ... che dopo la loro
deposizione subiscono un
processo di alterazione



Il ciclo geologico e la formazione di sedimenti: ambienti sedimentari



Deposito sedimentario - ambiente alluvionale



Deposito sedimentario - ambiente lacustre

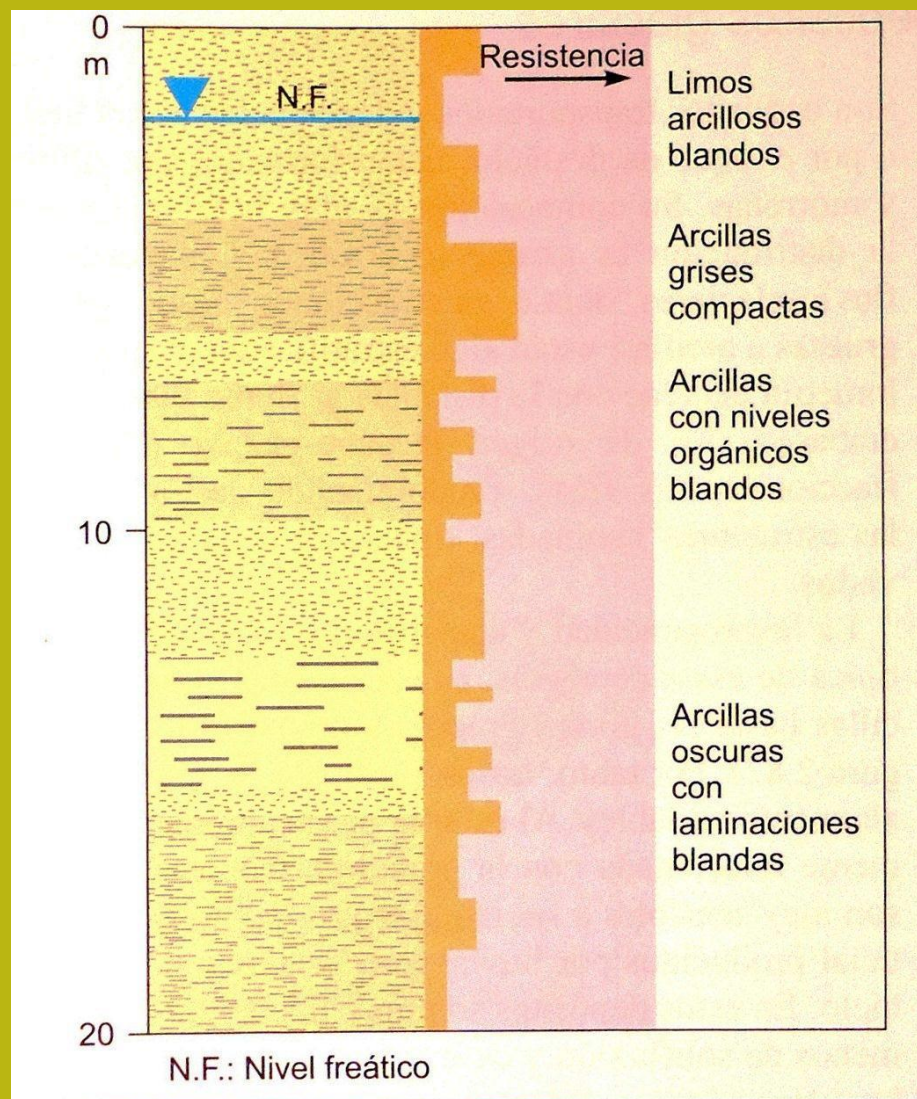
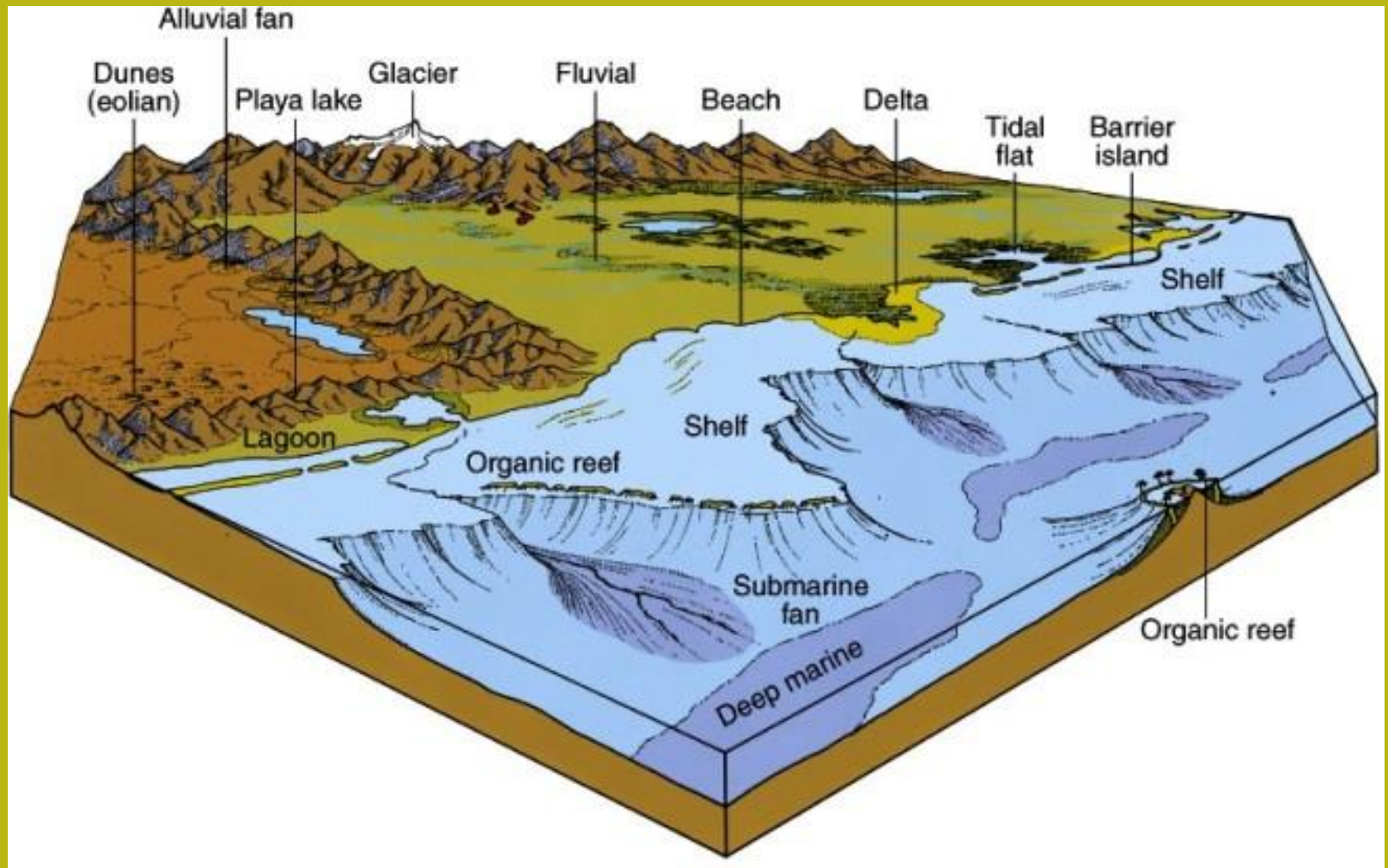


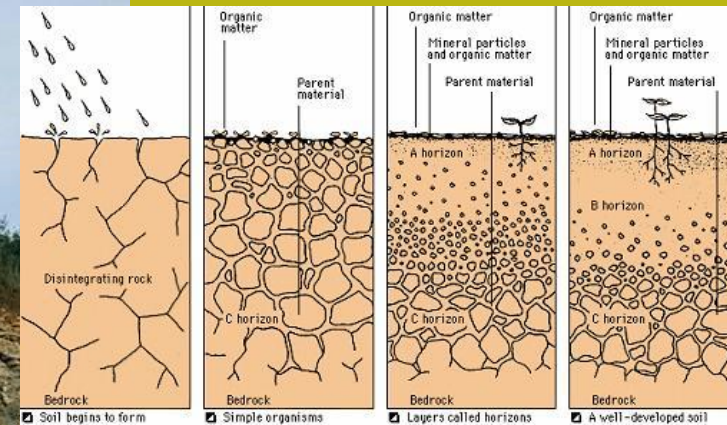
Figura 2.80 Perfil tipo de depósitos lacustres.

Caratteristiche dei sedimenti vs. distanza dalla sua origine ed energia del processo: es. Ambiente marino

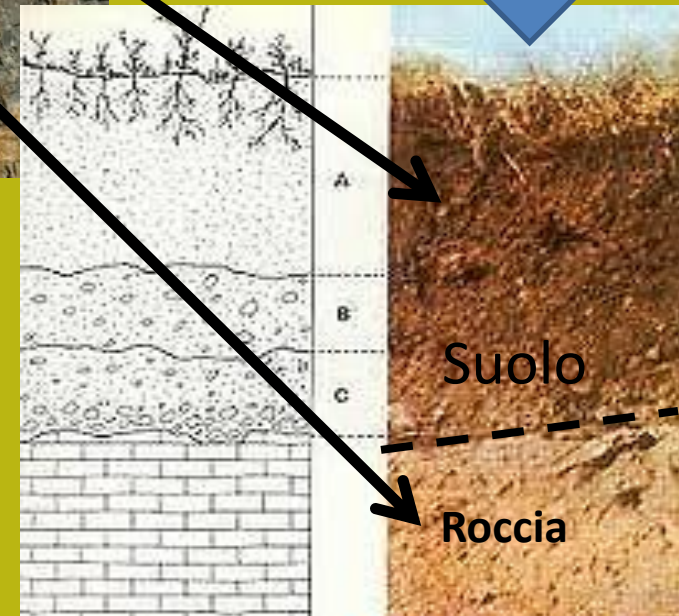


By <http://explanet.info>

Processo di formazione del suolo che inizia con l'alterazione in sito delle rocce (Suoli residuali)



Diversi orizzonti di alterazione e trasformazione nel processo formazione del suolo



Alterazione e processo di formazione del suolo

Partendo da roccia intatta

OESIS 2004



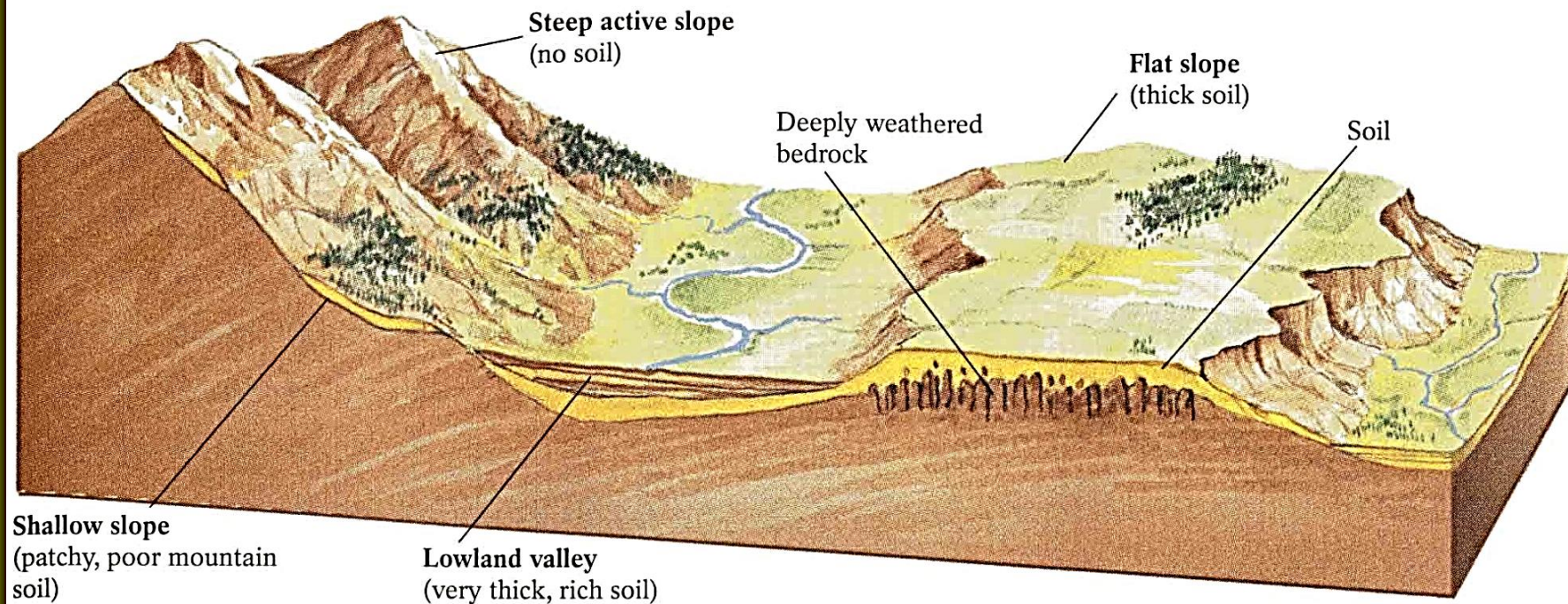
Risultato
della alterazione



*A causa gelo,
Cambi di temperatura,
pioggia, vento,
azioni biologiche,
erosione diretta dei flussi
d'acqua*



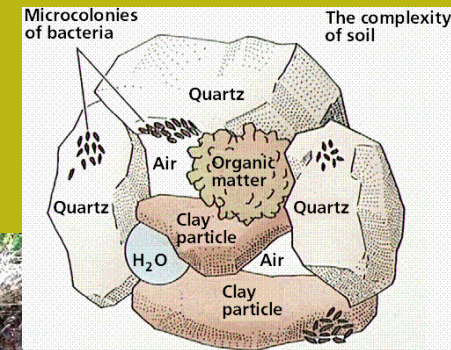
Processo di formazione del suolo partendo dall'alterazione delle rocce: spessore e processi secondo la posizione morfologica



By spot.pcc.edu

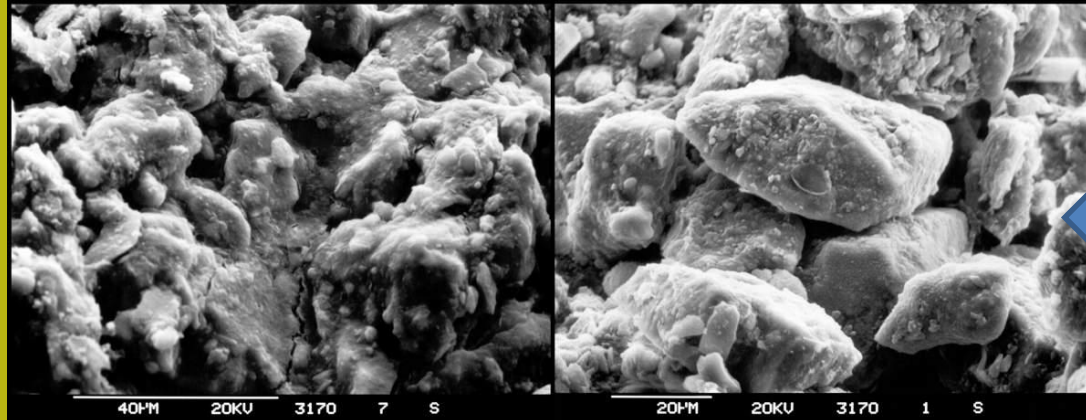
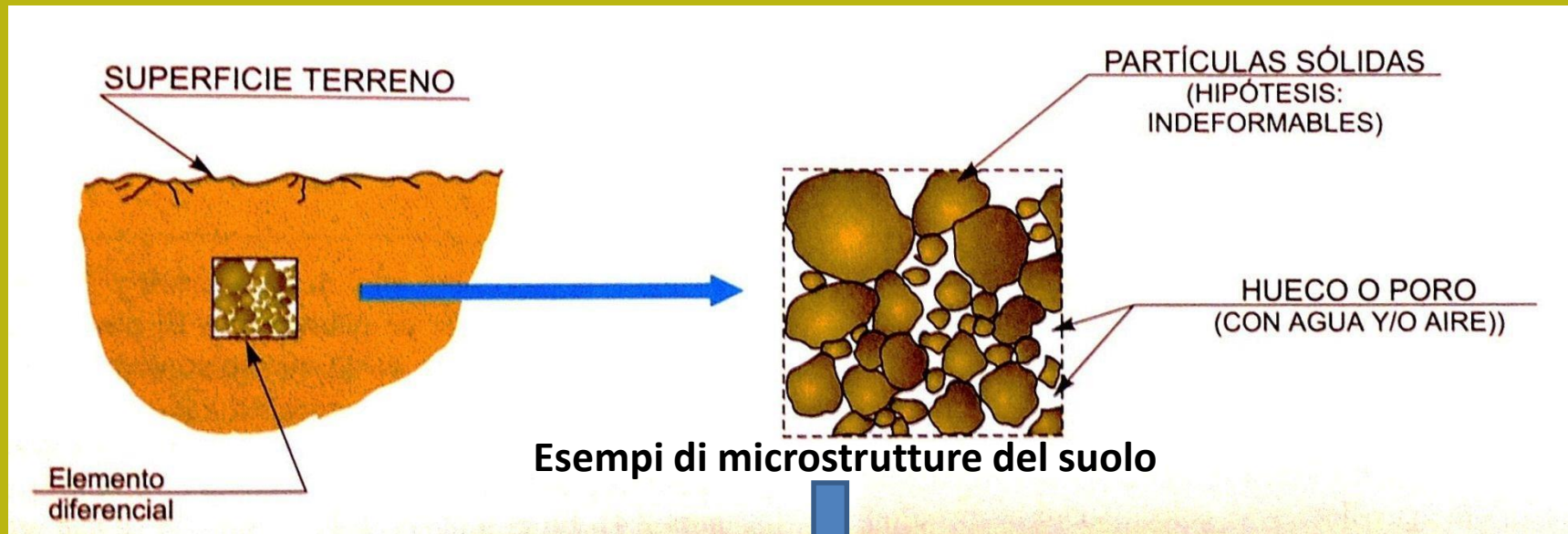
Composizione del suolo:

I terreni sono composti da aggregati di particelle solide (frammenti di roccia e minerali) e, in alcuni casi, di materia organica. In generale hanno un grado variabile di consolidamento: da soffice a molto compatto. I principali componenti minerali sono argilla e altri minerali come quarzo, pirosseni, mica, carbonato di calcio, gesso ..., a seconda del processo di alterazione o trasformazione dei minerali originali delle rocce (esempio: quarzo o calcite), o del processo di formazione di nuovi minerali: come i minerali di argilla .. (caolinite, clorite, illite ...)



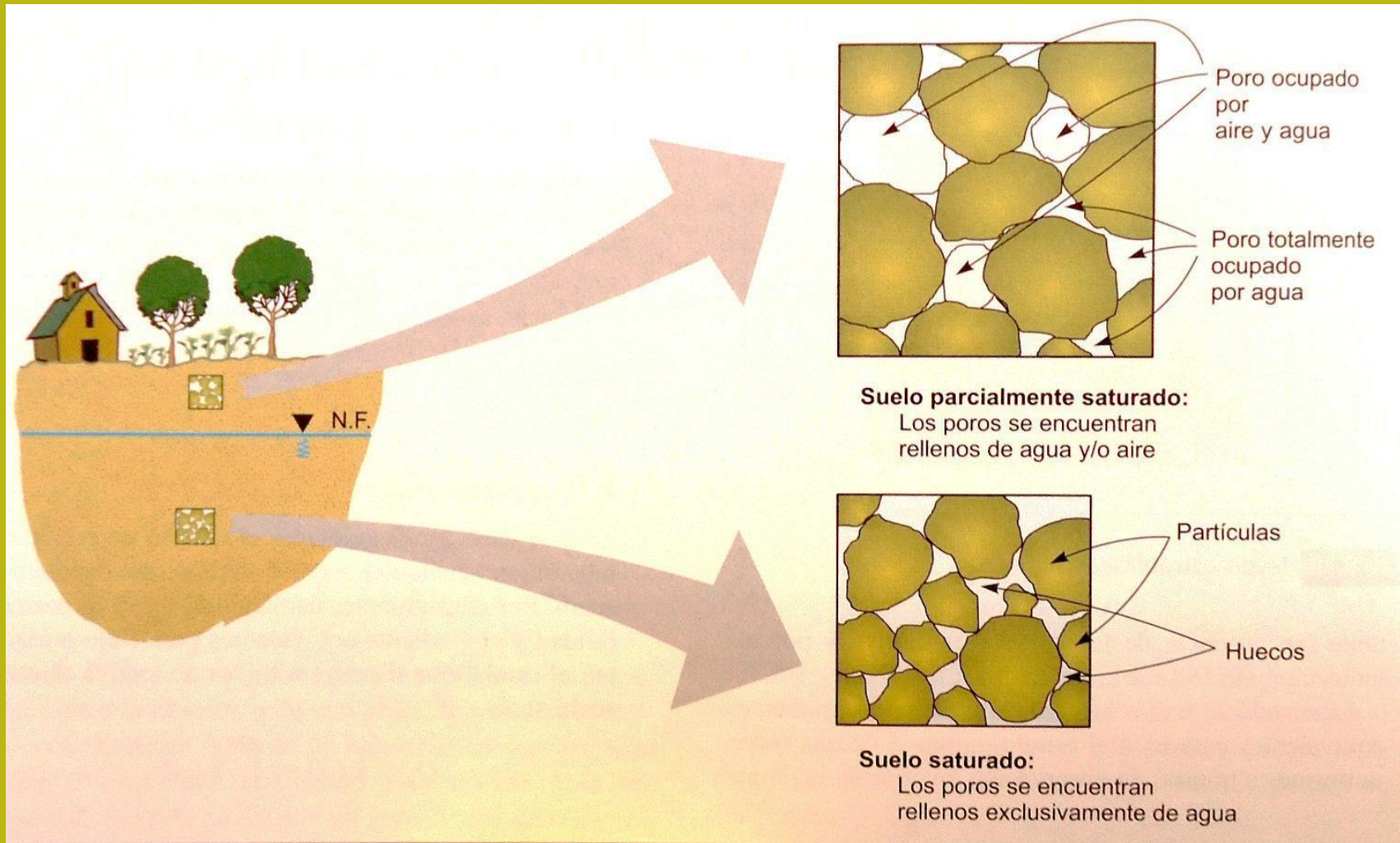
Diversi orizzonti di alterazione e trasformazione nel processo formazione del suolo

Composizione e struttura dei terreni e dei sedimenti (non cementati) -1

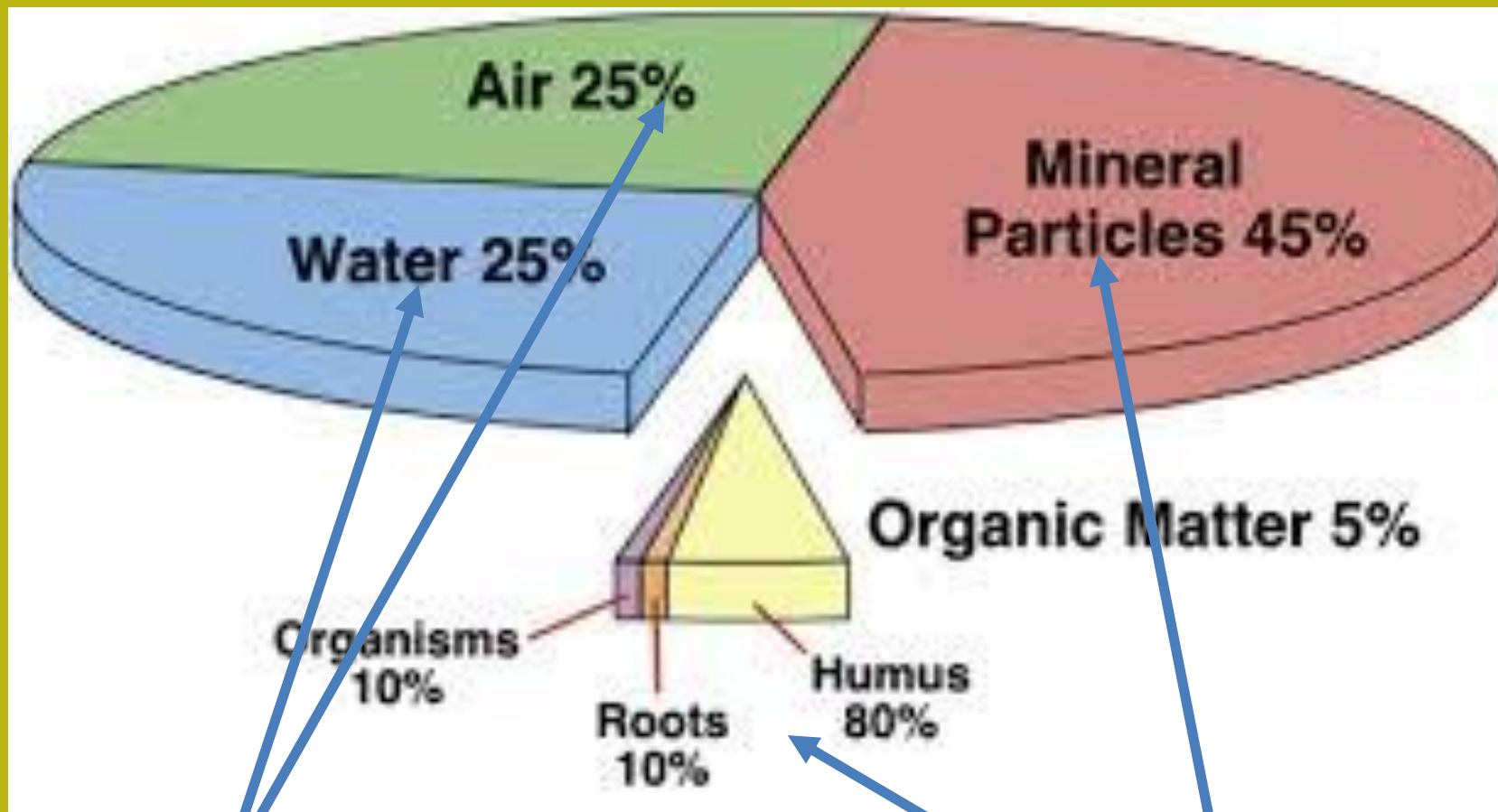


Composizione e struttura dei suoli -2

Particolare del concetto di particelle solide, vuoti (pori),
e i pori occupati da acqua in un suolo



Composizione e struttura dei suoli -3



Spazio vuoto
(pori)

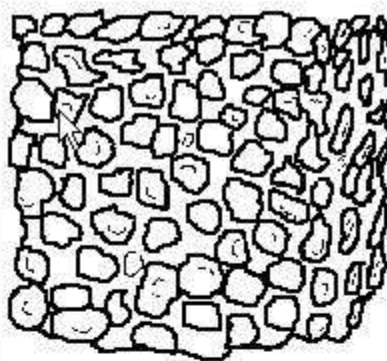
In proporzione variabile.....

solidi

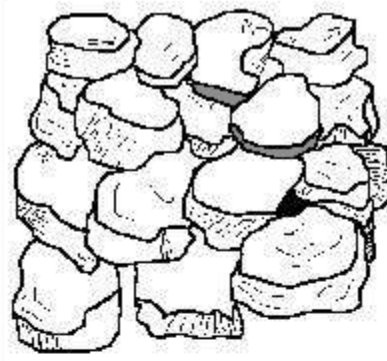
Meso - struttura (suolo)

I suoli si trovano in Strutture di Aggregati di tipo:

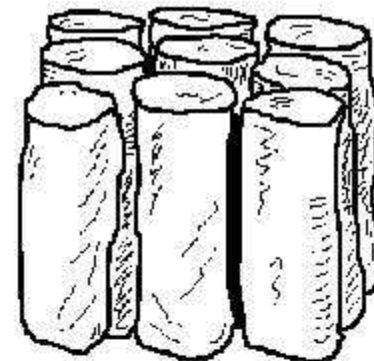
- granulare,
- blocchi,
- prismatico,
- Colonnare,
- laminare,
- Granuli (non aggregati)



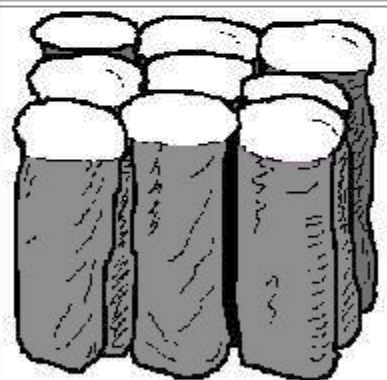
Granular: Resembles cookie crumbs and is usually less than 0.5 cm in diameter. Commonly found in surface horizons where roots have been growing.



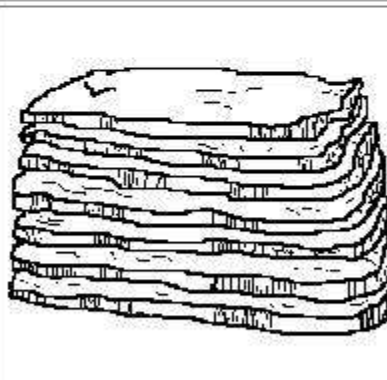
Blocky: Irregular blocks that are usually 1.5 - 5.0 cm in diameter.



Prismatic: Vertical columns of soil that might be a number of cm long. Usually found in lower horizons.

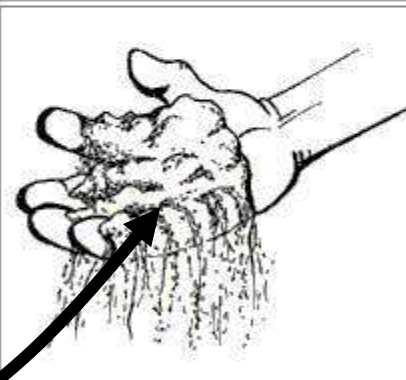


Columnar: Vertical columns of soil that have a salt "cap" at the top. Found in soils of arid climates.



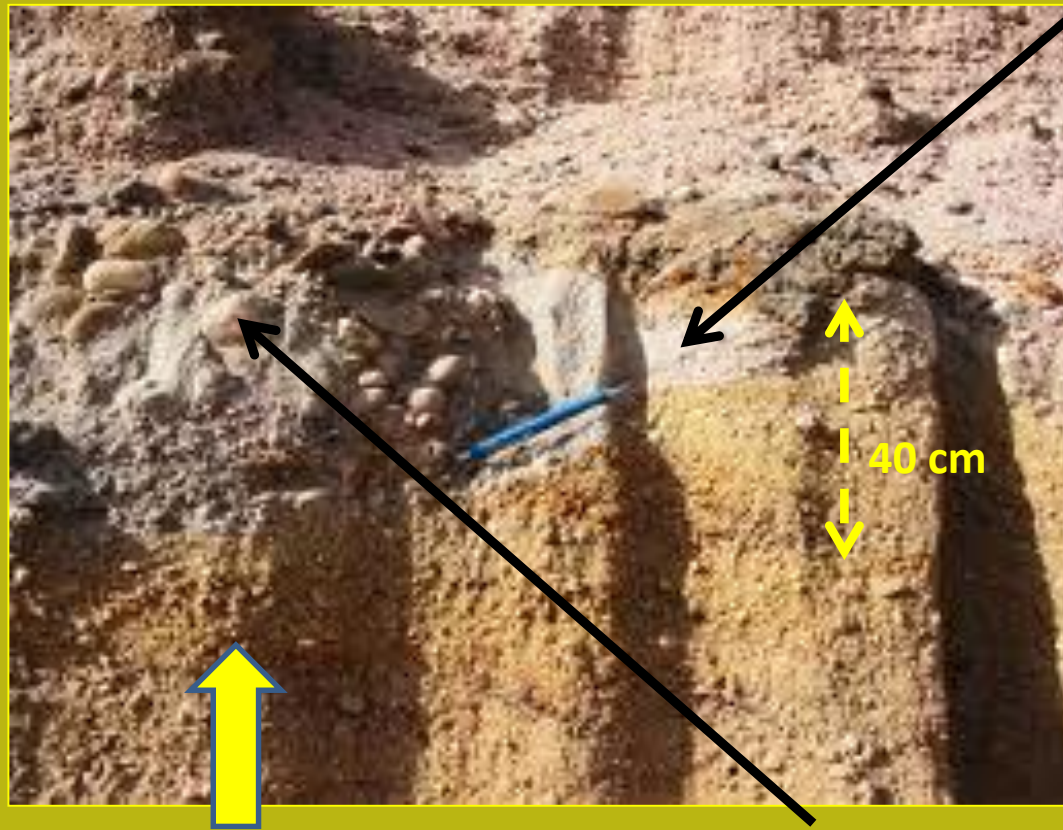
Platy: Thin, flat plates of soil that lie horizontally. Usually found in compacted soil.

Soil Science Society of America



Single Grained: Soil is broken into individual particles that do not stick together. Always accompanies a loose consistence. Commonly found in sandy soils.

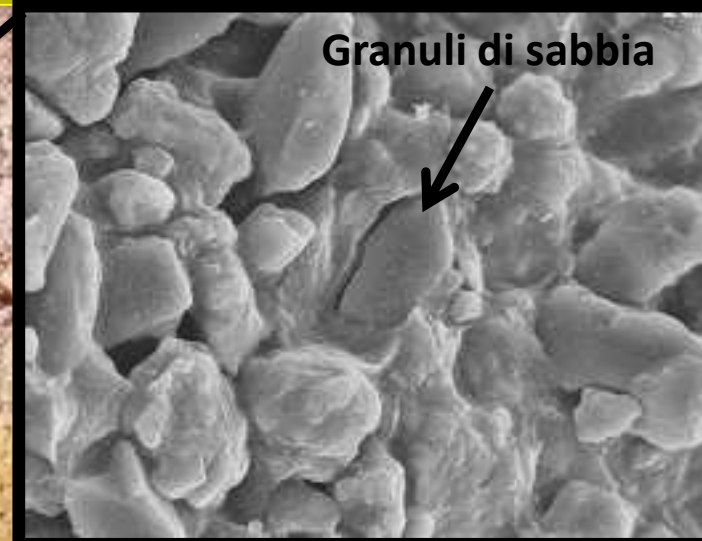
Macro-Struttura del suolo -1



La struttura dei depositi sedimentari dipende dal processo di sedimentazione, dall'energia, dal tipo di materiale e dalle dimensioni dei clasti trasportati e depositati.

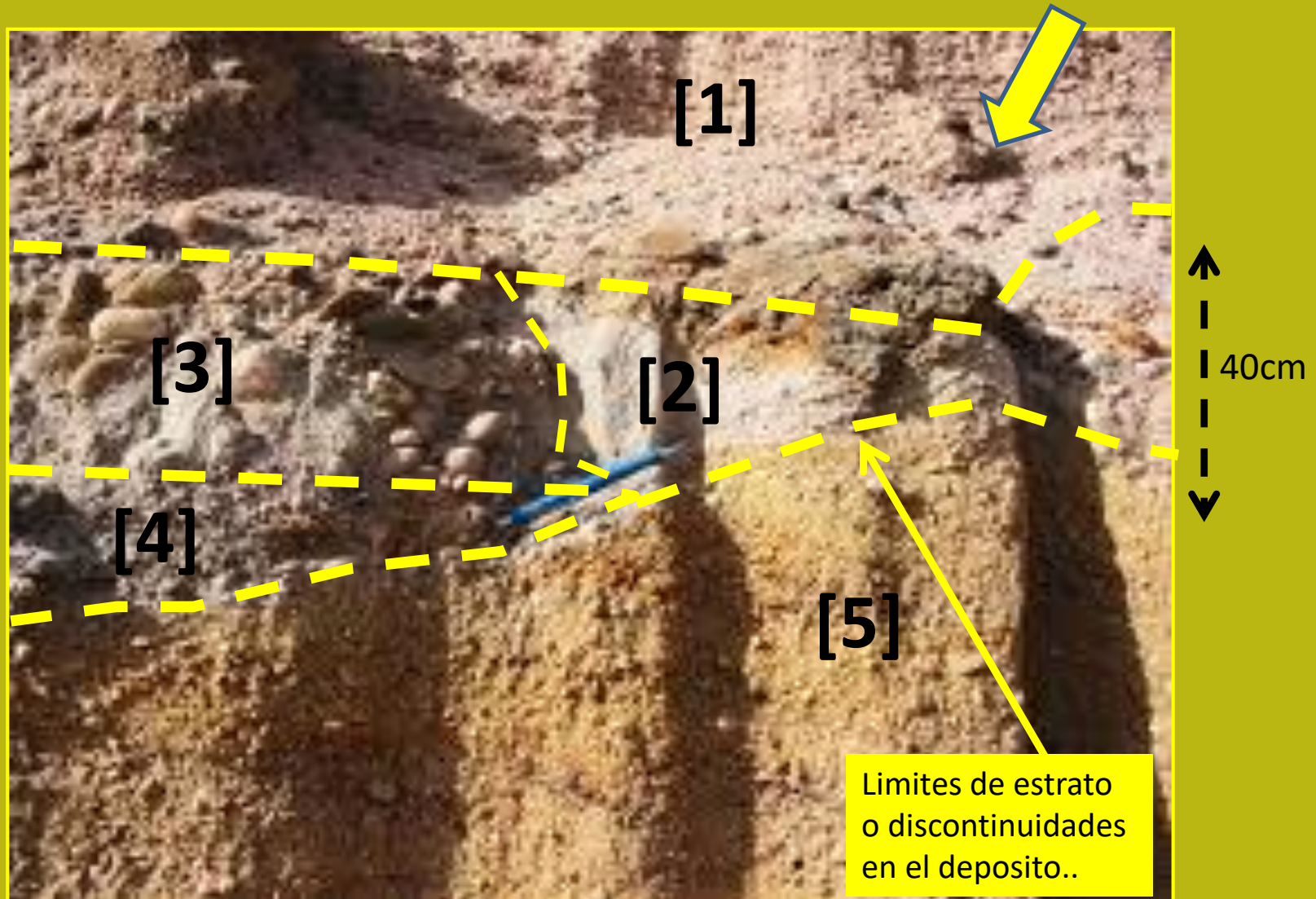
Blocchi in un lente di sabbia

Blocchi dentro matrice di sabbia e argilla



Macro-Estructura del suelo - 2

La macro-estructura de un suelo es un conjunto de horizontes y estratos donde el material es relativamente homogéneo en punto de vista físico-mecánico



B) unità di misura fondamenti nella geotecnica

International System of Units
SI
le **S**ystème **I**nternational d'unités

Unità di base in geotecnica (secondo il Sistema Internazionale)

Unità fondamentale	Nome	Simbolo
Massa [M]	<i>Kilogrammo</i> = 10^3 g	Kg
	<i>grammo</i>	g
	<i>Mega-grammo</i> = 10^6 g	Mg
Tempo [T]	<i>secondo</i>	s
Lunghezza [L]	<i>Metro</i>	m
	<i>Centímetro</i> = 10^{-2} m	cm
Area [L ²]	<i>Metro quadrato</i>	m²
	<i>Centímetro quadrato</i>	cm²
Volume [L ³]	<i>Metro cubico</i>	m³
	<i>Centímetro cubico</i>	cm³

http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Internacional_de_Unidades

Unità di base in geotecnica (secondo il Sistema Internazionale)

Unità'	Nome	Simbolo
Forza [M L T ⁻²]	<i>Newton</i>	N
	<i>Kilonewton = 10³ N</i>	kN
	<i>Meganewton = 10⁶ N</i>	MN
Pressione	<i>Pascal = 1 N/m²</i>	Pa
	<i>kiloPascal = 10³ Pa</i>	kPa
	<i>Megapascal = 10⁶ Pa</i>	MPa
Densità [M L ⁻³]	<i>Gramos por centímetro cubico</i>	g/cm³
	<i>Megagramos por metro cubico</i>	Mg/m³
Peso unitario (forza peso pe unità' di volume)	<i>kiloNewton por metro cubico</i>	kN/m³

https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema_internazionale_di_unit%C3%A0_di_misura

Unità di base e prefissi

Name	Symbol	Factor
Nano	n	$0.000000001 = 10^{-9}$
Micro	μ	$0.000001 = 10^{-6}$
Milli	m	$0.001 = 10^{-3}$
Centi	c	$0.01 = 10^{-2}$
Deci	d	$0.1 = 10^{-1}$
—	—	1
Deca	da	10
Hecto	h	$100 = 10^2$
Kilo	k	$1,000 = 10^3$
Mega	M	$1,000,000 = 10^6$
Giga	G	$1,000,000,000 = 10^9$

Per esempio è usato molto nella meccanica rocce la pressione espressa in MPa (MegaPascal) ...

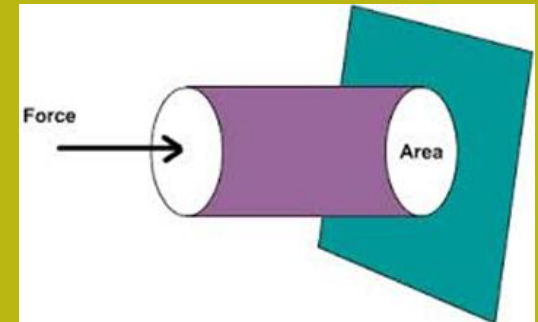
Esempi di unità ibride

Forza e pressione: la pressione è spesso espressa come forza equivalente a una certa massa(kg, Mg o Tonnellate (T)) ch e' sopra una superficie. Per esempio 1.5 kg/cm^2 , ovvero 1.5 kg sopra un centimetro quadrato de superficie.

Ma questo modo di esprimere la pressione non è corretto al 100%. Perché la massa non è una forza ... Ma molte altre forme si trovano nei vecchi testi geotecnici con la forza o la pressione:

Forza : T (tonnellate) , Mg (Megagrammi) nota: [1Mg = 1T]

Pressione : Mg/m^2 o T/m^2



È sempre meglio esprimere le unità in base al sistema internazionale per evitare errori gravi quando si effettuano i calcoli ...

Se vengono trovate unità ibride, è sempre conveniente convertirle in unità SI prima di eseguire i calcoli!!!

Unità basiche y híbridas: conversión

si tenemos una presión equivalente

PRESSIONE: se abbiamo una pressione equivalente a 1.5 kg/cm^2 qual è la pressione Equivalente e corretta, in **kPa** (kilopascal)?

$1 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ kPa}$ (questo è il fattore di conversione)

Risposta: $1.5 \text{ kg/cm}^2 = \underline{98.1} \times 1.5 = 147.5 \text{ kPa}$

E l'equivalente in MPa (Megapascal) ?

Risposta: $147.5 \text{ kPa} / 1000 = \mathbf{0.1475 \text{ MPa}}$

DENSITA' : se abbiamo una densità di 1.8 Mg/m^3 ..
Qual è la densità in g/cm^3 e il peso unitario in kN/m^3 ?

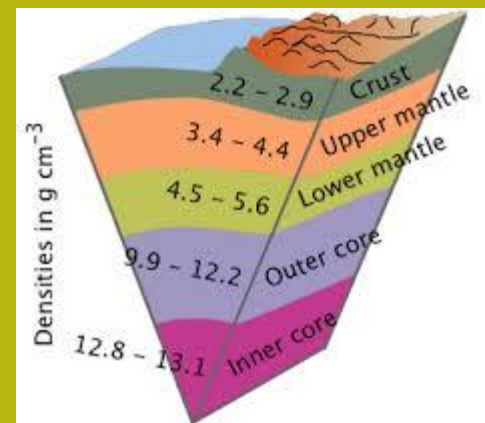
Risposta:

$1.8 \text{ Mg/m}^3 = \underline{1.8} \text{ g/cm}^3$ (densità')

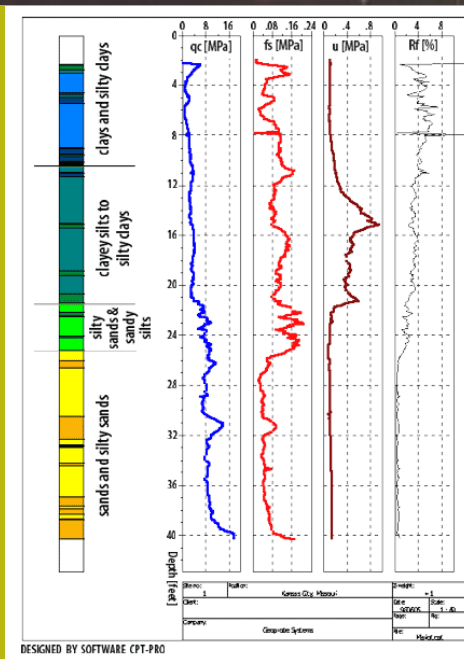
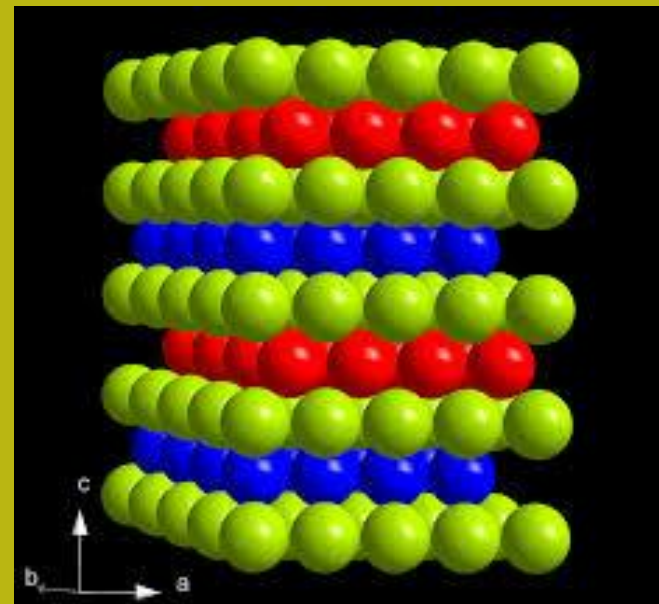
$1.8 \text{ g/cm}^3 = \underline{9.81} \times 1.8 = \underline{17.66} \text{ kN/m}^3$ (peso unitario)



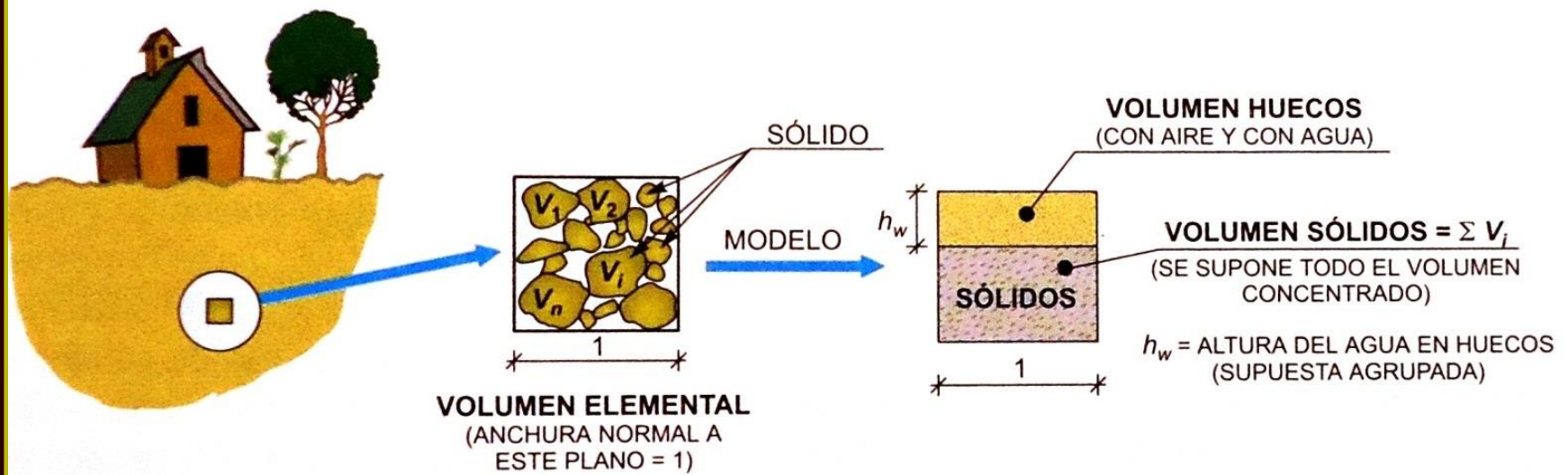
Densità dei vari strati della terra



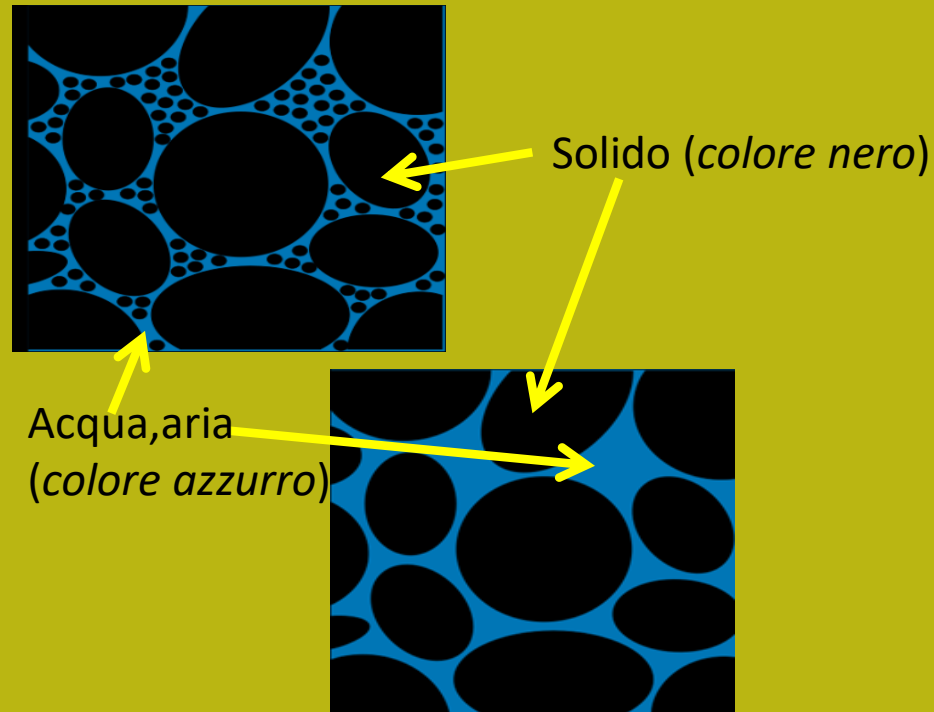
C) Proprietà fisiche dei geomateriali



Geomateriali come mezzi porosi -1



I geomateriali sono mezzi porosi. Ossia un insieme di particelle solide circondate da vuoti



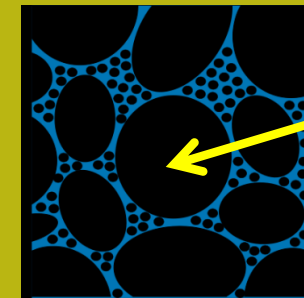
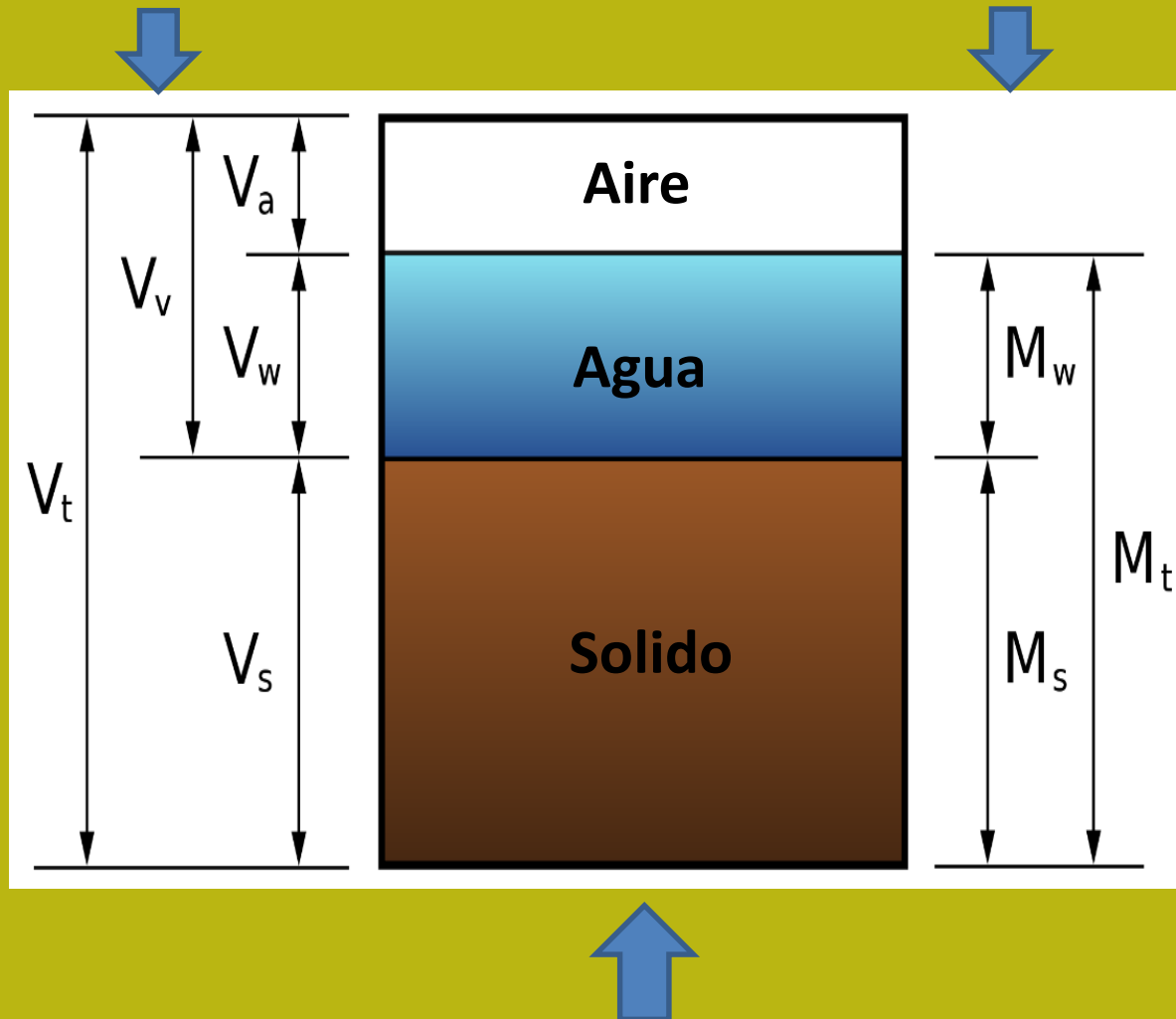
Geomateriali come mezzi porosi -2

Frazioni misurate
come volume

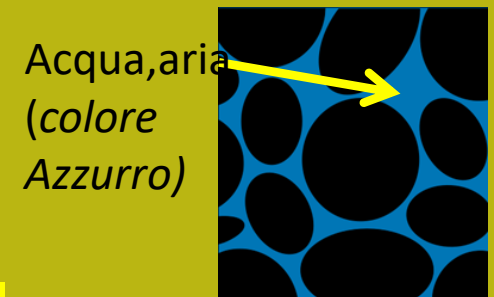
Frazioni misurate
come massa

V_s =volume solido
 V_v =volumen vuoti
 V_w =volume acqua
 V_a =Volume ria
 V_t =Volume totale

M_s =massa solido
 M_w =massa acqua
 M_t =massa Totale



Solido
(colore
nero)



Acqua,aria
(colore
Azzurro)

Diagramma di fase in un mezzo poroso

Proprietà fisiche dei geomateriali -1

Porosità o frazione dei vuoti. È una misura degli spazi vuoti (cioè, «pori») in un materiale ed è una frazione del volume di vuoti rispetto al volume totale ed è descritta come una frazione, variabile tra 0,0-1,0, o come percentuale tra 0-100 %.

La porosità di un mezzo poroso (come roccia o sedimento), descrive la frazione di spazio vuoto nella materia, dove il vuoto può contenere, per esempio, aria o acqua. Viene quindi definito dalla relazione:

$$\phi = \frac{V_v}{V_T}$$

dove V_v è il volume del vuoto totale nello spazio (come liquidi e aria) e V_T è il volume totale del materiale (include tutti i componenti: solido e vuoto).

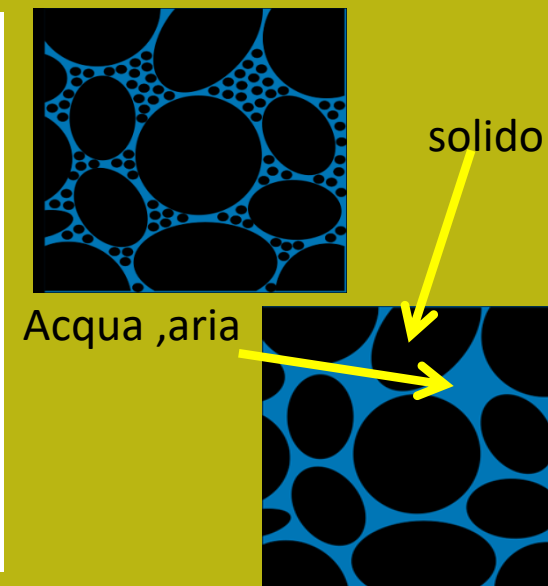
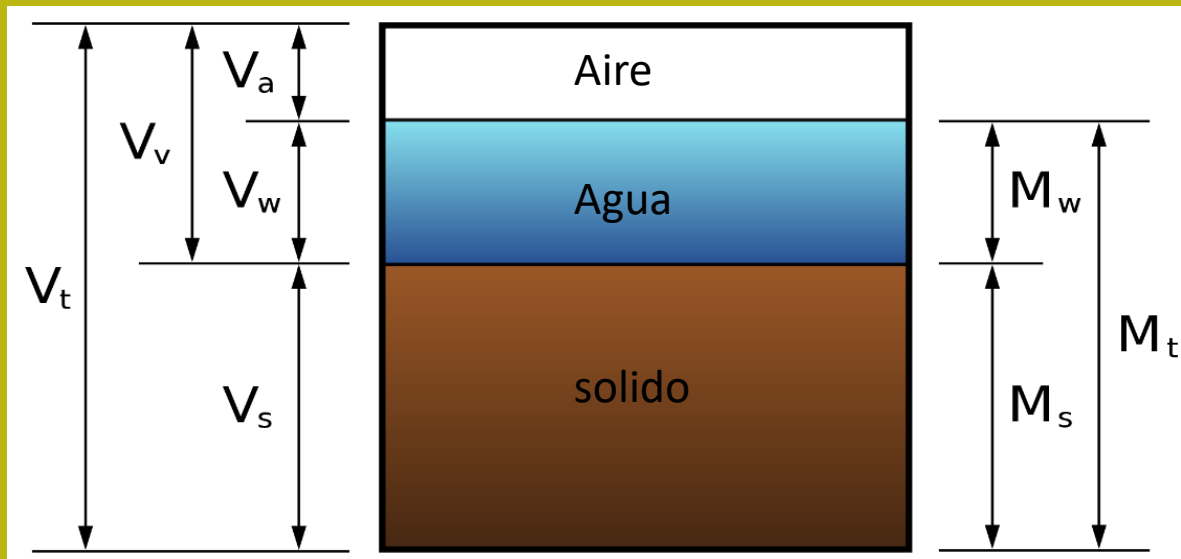


Diagramma di fase in un mezzo poroso

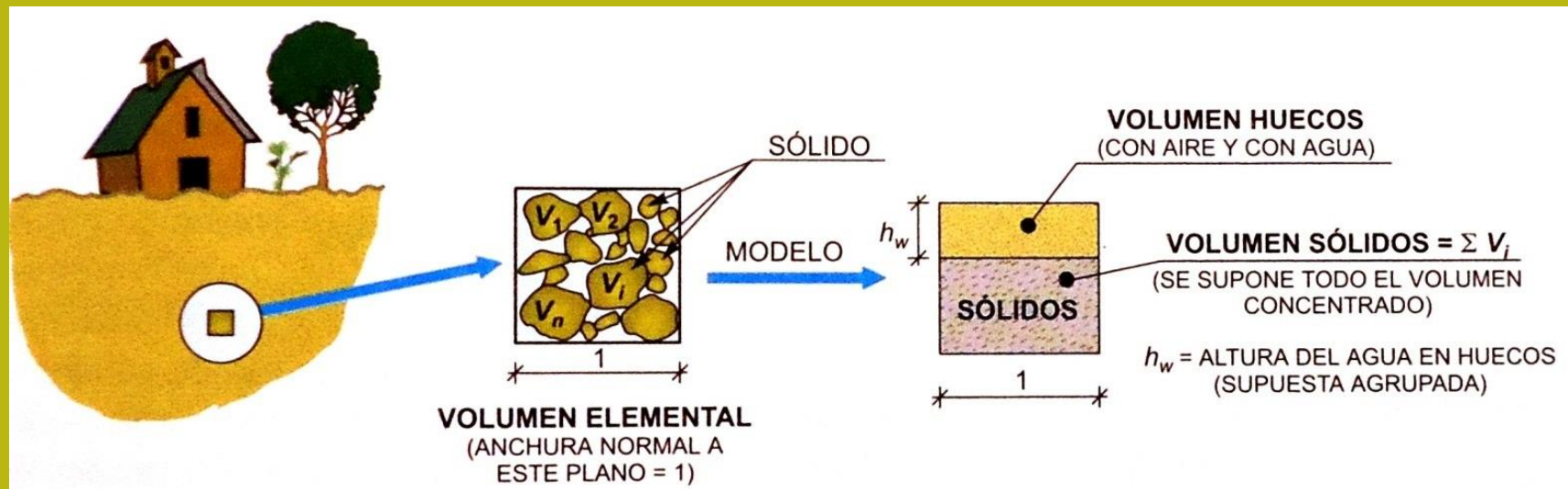
Indice di vuoto e di porosità

L'indice dei vuoti , nella scienza dei materiali, è correlato alla porosità ed è definito dalla relazione:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_V}{V_T - V_V} = \frac{\phi}{1 - \phi}$$

dove: ***e*** è indice dei vuoti , ***ϕ*** e' la porosità, la ***V_V*** è il volume del vuoto dello spazio, ***V_S*** è il volume di solidi, e ***V_T*** è il volume totale.

$$\phi = \frac{V_V}{V_T} = \frac{V_V}{V_S + V_V} = \frac{e}{1 + e}$$

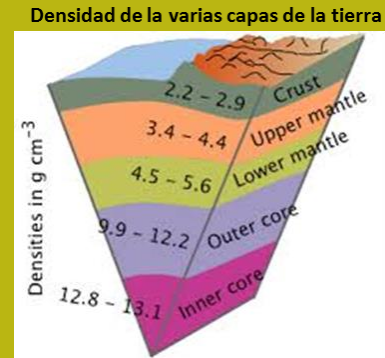


Propiedades físicas de lo geomateriales-2

La densità è la massa per unità di volume di un materiale. Il simbolo di densità è ρ (*rho* lettera greca).

$$\rho = \frac{M}{V} = [ML^{-3}] \quad (\text{g/cm}^3 \text{ o } \text{Mg/m}^3)$$

per esempio l'acqua dolce a 5 ° ha densità intorno 1.0 g/cm³)



Ma in geotecnica si usa preferibilmente la definizione di peso unitario γ .

$$\gamma = \rho g = \rho \times 9.81 \quad (\text{kN/m}^3)$$



γ quindi è il peso unitario (peso della forza per unità di volume), (en **kN/m³**), ρ è la densità del materiale (Mg/m³), **g** è l'accelerazione della gravità sulla terra (il tasso di variazione della velocità di un corpo in caduta libera, in (m/s²) che 9.8067 m/s² (e in geotecnica si approssima **9.81**).

La costante 9.81 è utilizzata per la conversione diretta della densità nel valore di peso unitario corrispondente.

Il peso unitario dell'acqua γ_w è allora: **9.81 kN/m³**

Proprietà fisiche dei geomateriali

Tabla con valores de
Densidad y peso unitario
de geomateriales

Materiale	Densita' (g/cm ³)	Peso unitario (kN/m ³)
aria	~0	~0
acqua	1	9.81
Sedimenti	1.7-2.3	16.5-22.5
arenarie	2.0-2.6	19.5-25.5
scisti	2.0-2.5	19.5-24.5
calcare	2.5-2.8	24.5-27.5
Granito	2.5-2.8	24.5-27.5
Basalto	2.7-3.1	26.5-30
Rocce Metamorfiche	2.6-3.0	25.5-30

Proprietà fisiche dei geomateriali

**Tabella con valori di peso unitario
di geomateriali granulari e coesivi**

**aggregati
di frammenti
di rocce**

Sabbie e ghiaie

sabbia

**Suoli argillosi
coesivi**

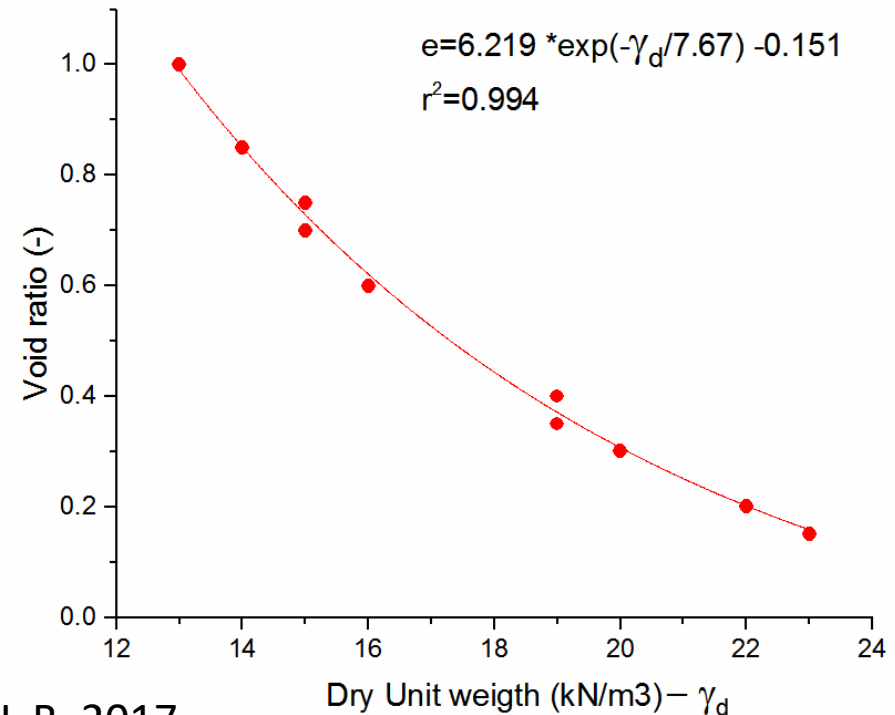
<i>Type</i>	<i>Soil description</i>	<i>Unit weight range (kN/m³)</i>	
		<i>Dry</i>	<i>Saturated</i>
<i>Cohesionless</i> Compacted broken rock	Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)	12	18
	Hard sedimentary (Conglomerate, sandstone)	14	19
	Metamorphic	18	20
	Igneous	17	21
<i>Cohesionless</i> Sands and gravels	Very loose	14	17
	Loose	15	18
	Medium dense	17	20
	Dense	19	21
	Very dense	21	22
<i>Cohesionless</i> Sands	Loose – Uniformly graded	14	17
	Loose – Well graded	16	19
	Dense – Uniformly graded	18	20
	Dense – Well graded	19	21
<i>Cohesive</i>	Soft – organic	8	14
	Soft – non organic	12	16
	Stiff	16	18
	Hard	18	20

Table 3.2 Typical ranges of void ratio and dry unit weight of coarse grained soil (Adopted from Das 1985)

Soil type	Void ratio e		Dry unit weight γ_d (kN/m ³)	
	Maximum	Minimum	Minimum	Maximum
Gravel	0.6	0.3	16	20
Coarse sand	0.75	0.35	15	19
Fine sand	0.85	0.4	14	19
Gravelly sand	0.7	0.2	15	22
Silty sand	1	0.4	13	19
Silty sand and gravel	0.85	0.15	14	23

Tabella con indici dei vuoti del suolo

Nei geomateriali con
L'indice di vuoto più basso
corrisponde una densità
più alta ... questo è
confermato
confermato una semplice
correlazione statistica
altamente significativa



By L.B. 2017

Contenuto d'acqua: $W\%$, volumetrico θ , e grado di saturazione S

Contenuto gravimetrico $w\%$ di acqua è espressa in $\%$ di massa nel modo seguente:

$$w(\%) = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

donde M_w e' la massa di acqua e M_s e' la massa del solido.

Contenuto di acqua volumetrico, θ , è definito matematicamente come:

$$\theta = \frac{V_w}{V_T}$$

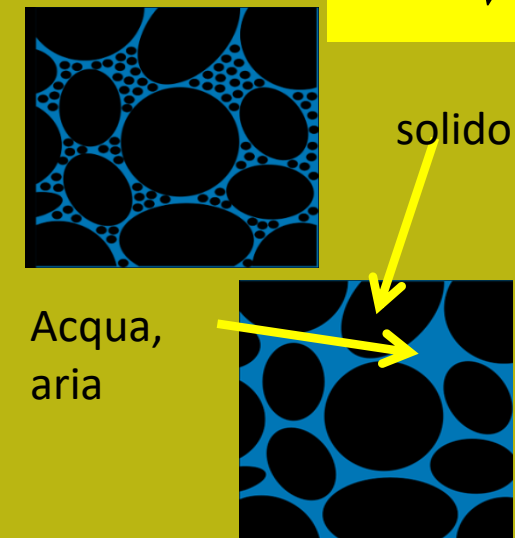
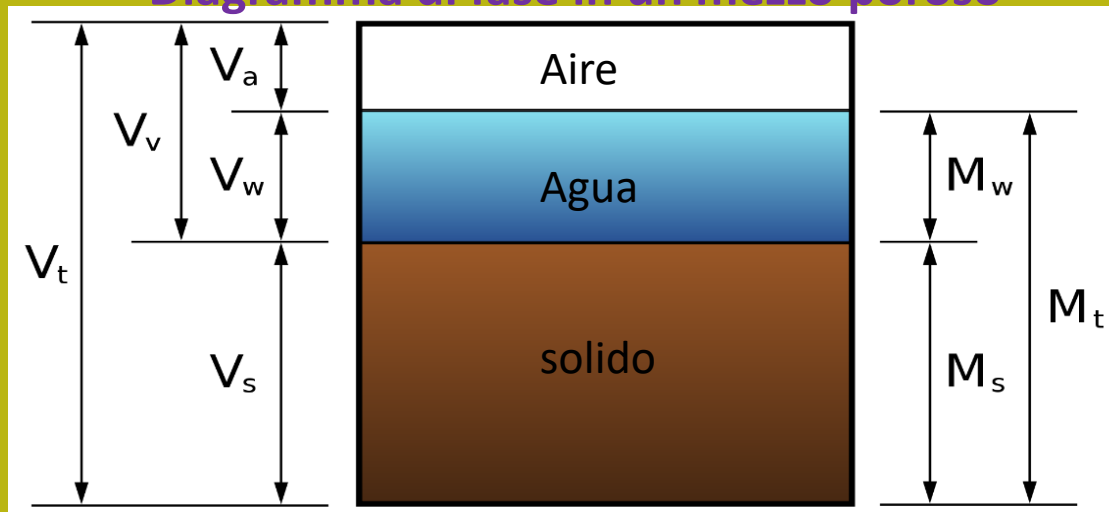
(nota bene: espresso come una frazione m^3/m^3 e' ADIMENSIONALE , e moltiplicato per 100 è espresso come%)

dove V_w e' il volume di acqua e $V_T = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$ (volume solido + acqua + volume vuoti), e' il volume totale

In modo simile il **grado di saturazione S** e' definito come:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

Diagramma di fase in un mezzo poroso



Densita' relativa

La densità relativa è un parametro speciale utilizzato per i terreni sabbiosi e ghiaiosi (grana grossolana) ed è definito come:

$$Dr(\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$



Definizione indice dei vuoti

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_V}{V_T - V_V}$$

dove e è l'indice dei vuoti allo stato naturale, e_{\max} è la condizione che corrisponde alla densità minima e l'altra e_{\min} alla condizione di massima compattazione. Questi valori sono misurati con un test specifico (ASTM D4253 e D4354).

La densità relativa varia in pratica da un minimo del 10% a un massimo dal 90 al 95%.

TABLE 4.4 CONSISTENCY OF COARSE-GRAINED SOILS
VARIOUS RELATIVE DENSITIES (Lambe and Whitman, 1969;
Adapted by permission of John Wiley and Sons, Inc.)^a

Relative Density, D_r (%)	Classification
0 - 15	Very loose
15 - 35	Loose
35 - 65	Medium dense ^b
65 - 85	Dense
85 - 100	Very dense



**densità
crescente**

Gravita' specifica, G_s

La **gravedad specifica, G_s** , es la relación entre la **masa del sólido y la masa de una igual volumen de agua en un medio poroso**. (quantita' adimensionale)

$$G_s = \frac{M_s}{V_s \rho_W} = \frac{\rho_s}{\rho_W}$$

dove:

G_s e' la **gravita' specifica** (adimensionale)

M_s e' la massa del solido

V_s e' il volume del solido

ρ_W densita' acqua

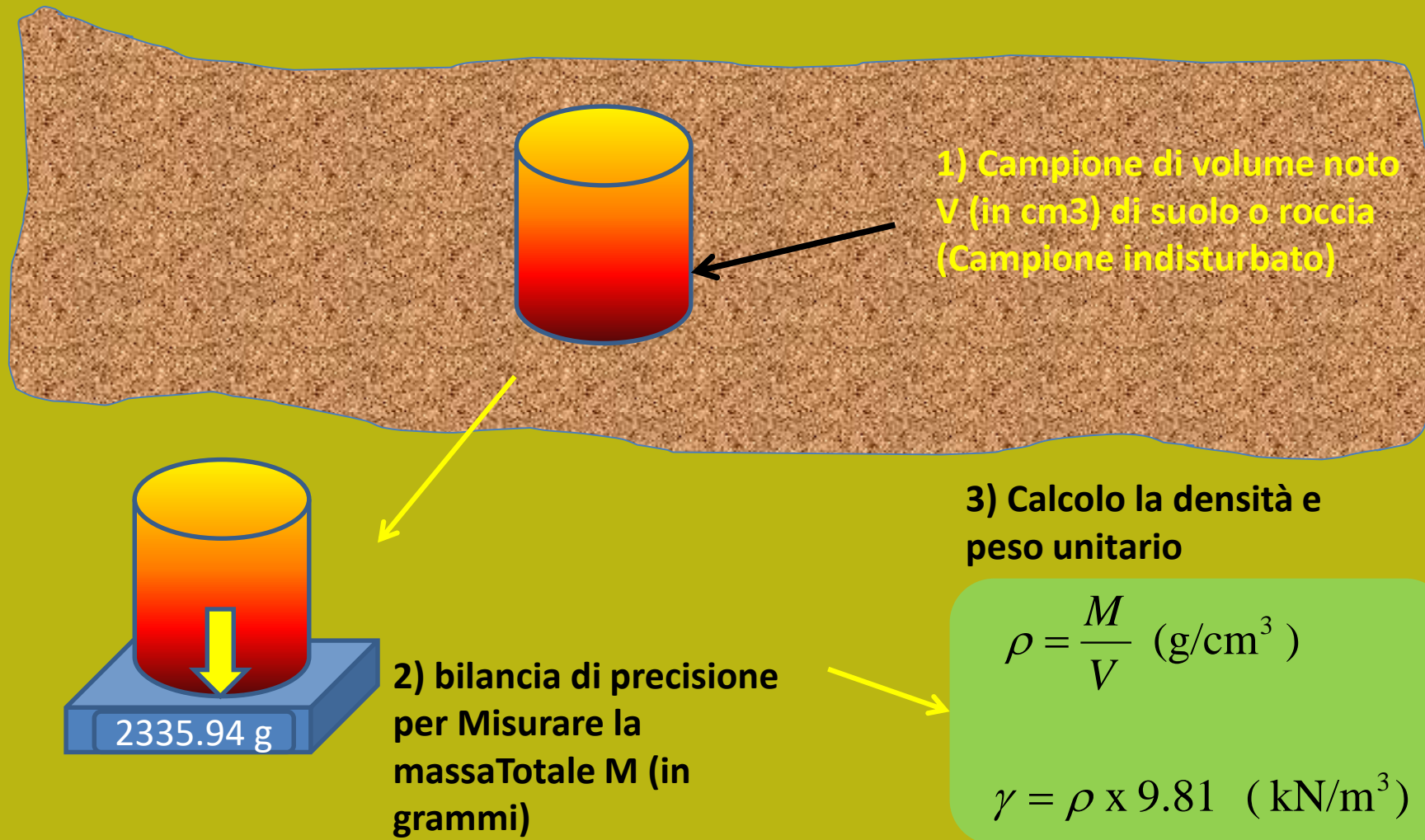
ρ_s densita' del solido

In pratica G_s è anche equivalente, numericamente, alla densità media delle particelle che costituiscono il mezzo poroso (il componente del vuoto viene quindi escluso)



Minerale	G_s (-)
quarzo	2.65
calcite	2.71
olivina	3.5-4.5
ematite	5.20
caolinite	2.62-2.66

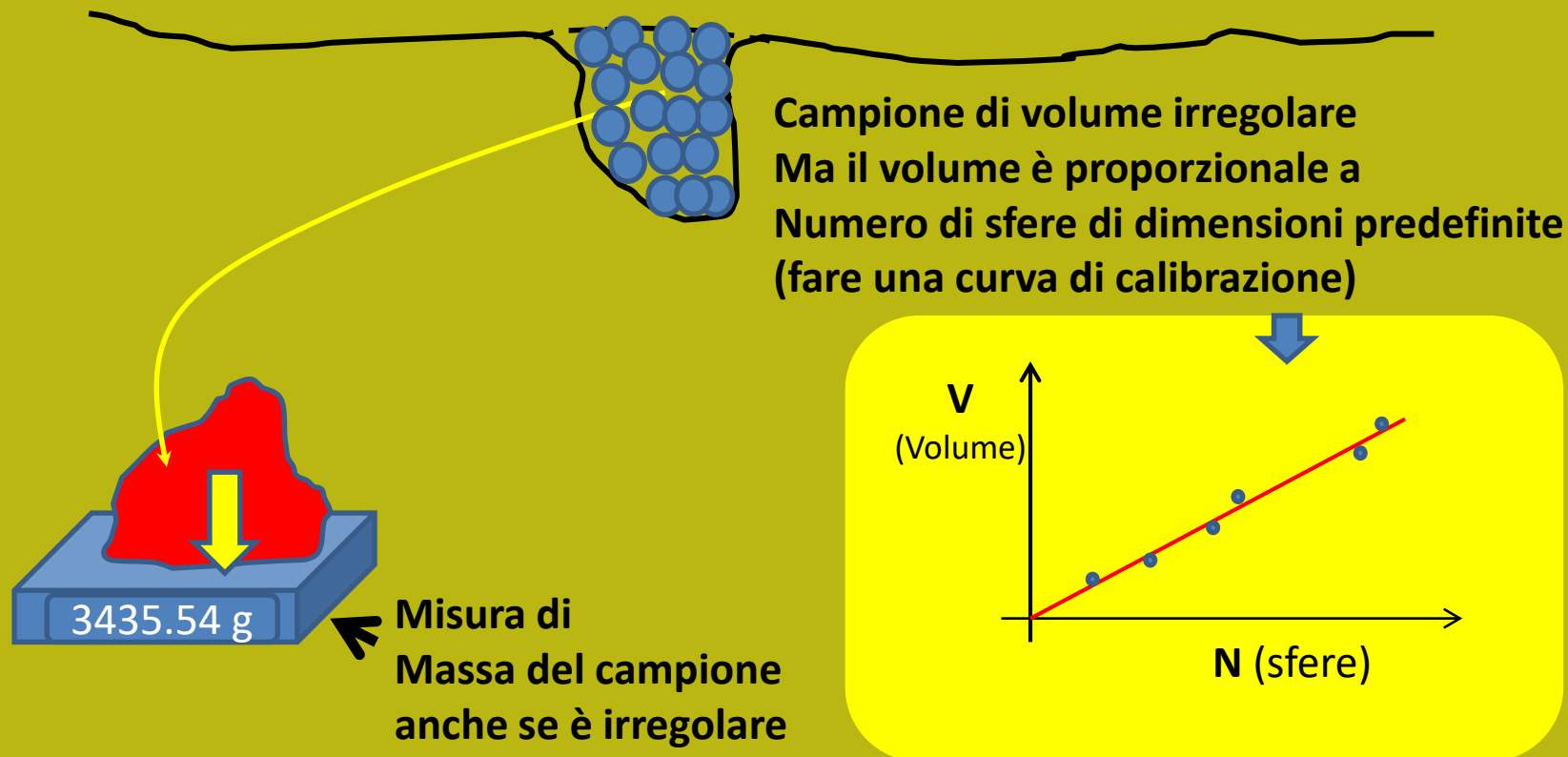
Come vengono misurati la densità e il peso unitario -1



Come vengono misurati la densità e il peso unitario - 2

Condizioni particolari:

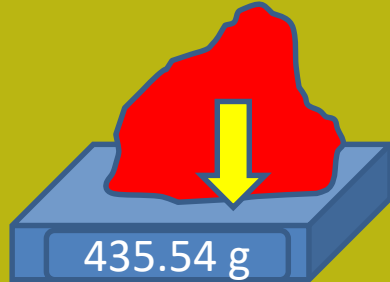
- 1) Difficoltà nel prendere un campione di volume noto: ci sono tecniche particolari per prelevare campioni di qualsiasi volume, e Misurare il volume reale del campione ...



Come viene misurato il contenuto di umidità naturale

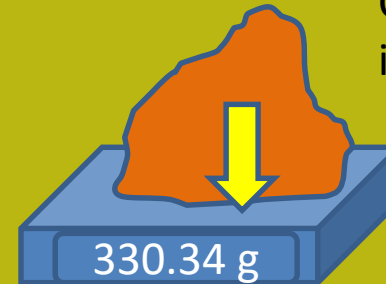
$$w(\%) = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

campione a umidità naturale



24 horas a 105°C

Campione essiccato in forno a 105°



Entonces:

$$\frac{M_w = (\text{Massa naturale} - \text{Massa seca})}{M_s = \text{Massa seca}} \times 100$$

$$w\% = \frac{435.54 - 330.34}{330.34} \times 100 = \frac{105.2}{330.34} \times 100 = 31.83\%$$

Tabella con peso unitario del terreno in condizioni di acqua satura e non satura

TABLE 4.1 TYPICAL UNIT WEIGHTS.

Soil Type and Unified Soil Classification	Typical Unit Weight, γ	
	Non saturo	saturo
	(kN/m ³)	(kN/m ³)
GP — Poorly graded gravel	17.5 - 20.5	19.5 - 22.0
GW — Well graded gravel	17.5 - 22.0	19.5 - 23.5
GM — Silty gravel	16.0 - 20.5	19.5 - 22.0
GC — Clayey gravel	16.0 - 20.5	19.5 - 22.0
SP — Poorly graded sand	15.0 - 19.5	19.0 - 21.0
SW — Well graded sand	15.0 - 21.0	19.0 - 23.0
SM — Silty sand	12.5 - 21.0	17.5 - 22.0
SC — Clayey sand	13.5 - 20.5	17.5 - 21.0
ML — Low plasticity silt	11.5 - 17.5	12.5 - 20.5
MH — High plasticity silt	11.5 - 17.5	11.5 - 20.5
CL — Low plasticity clay	12.5 - 17.5	11.5 - 20.5
CH — High plasticity clay	12.5 - 17.5	11.0 - 19.5

Tabella con peso unitario del terreno in condizioni di acqua a differnti livelli di contenuto di acqua fino a saturazione

BY. L Borselli 2017														
Gs 2.65			W(kg/kg) Water content as fraction by mass											
porosity (-)	e(-)	Dry unit weigth (kN/m3)	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	Saturated unit weigth (kN/m3)	
0.583	1.4	10.83	11.37	11.92	12.46	13.00	13.54	14.08	14.62	15.16	15.71	16.25	17.15	
0.565	1.3	11.30	11.87	12.43	13.00	13.56	14.13	14.69	15.26	15.82	16.39	16.95	17.69	
0.545	1.2	11.82	12.41	13.00	13.59	14.18	14.77	15.36	15.95	16.54	17.13	17.72	18.26	
0.524	1.1	12.38	13.00	13.62	14.24	14.86	15.47	16.09	16.71	17.33	17.95	18.57	18.86	
0.500	1	13.00	13.65	14.30	14.95	15.60	16.25	16.90	17.55	18.20	18.85	19.50	19.50	
0.474	0.9	13.68	14.37	15.05	15.73	16.42	17.10	17.79	18.47	19.16	19.84	-	20.16	
0.444	0.8	14.44	15.16	15.89	16.61	17.33	18.05	18.78	19.50	20.22	-	-	20.86	
0.412	0.7	15.29	16.06	16.82	17.59	18.35	19.12	19.88	20.64	21.41	-	-	21.59	
0.375	0.6	16.25	17.06	17.87	18.68	19.50	20.31	21.12	21.93	-	-	-	22.34	
0.333	0.5	17.33	18.20	19.06	19.93	20.80	21.66	22.53	-	-	-	-	23.11	
0.286	0.4	18.57	19.50	20.43	21.35	22.28	23.21	-	-	-	-	-	23.87	
0.231	0.3	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	-	-	-	-	-	-	24.61	
0.167	0.2	21.66	22.75	23.83	24.91	-	-	-	-	-	-	-	25.27	
0.091	0.1	23.63	24.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25.78	
0.048	0.05	24.76	-	-	Unit weigth (kN/m3) at specific water content					-	-	-	25.94	

Distribuzione granulometrica (terreni e rocce)

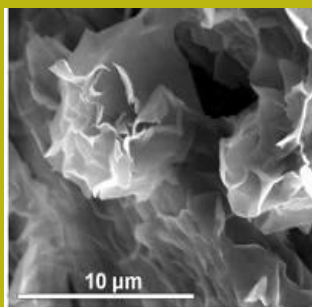
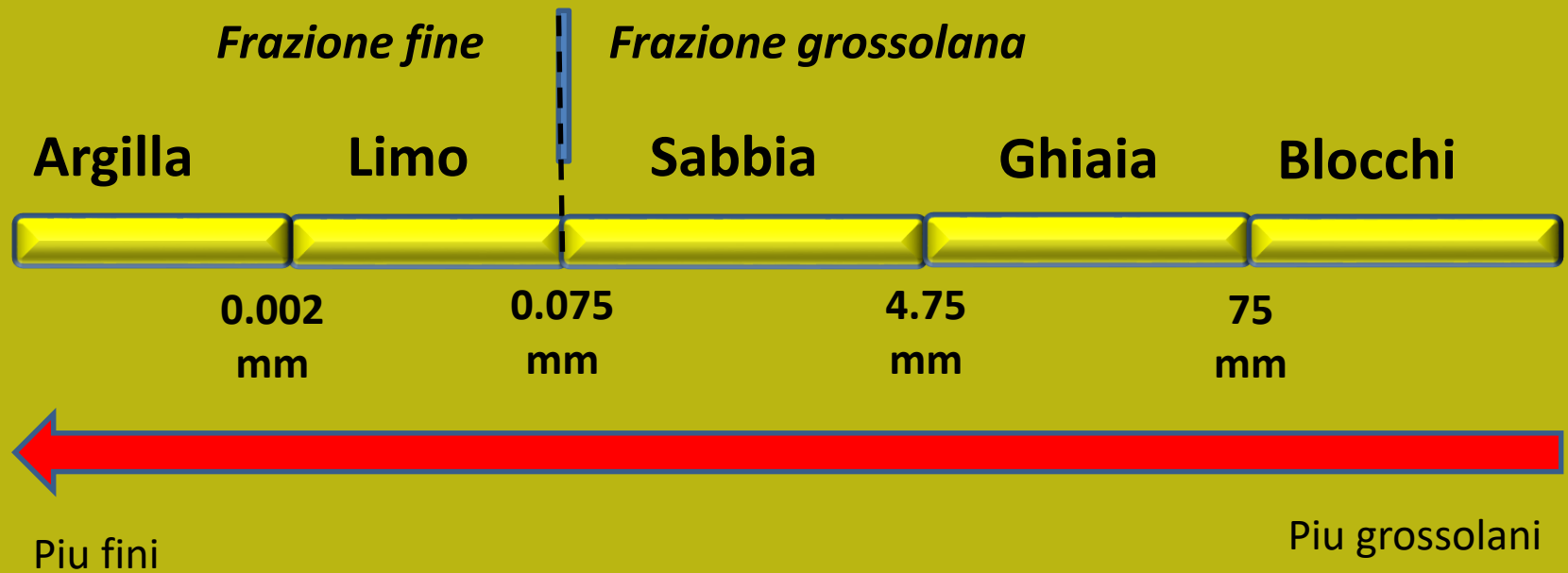


Come si descrive quantitativamente la dimensione delle particelle che compongono un deposito naturale di sedimenti o suolo ?



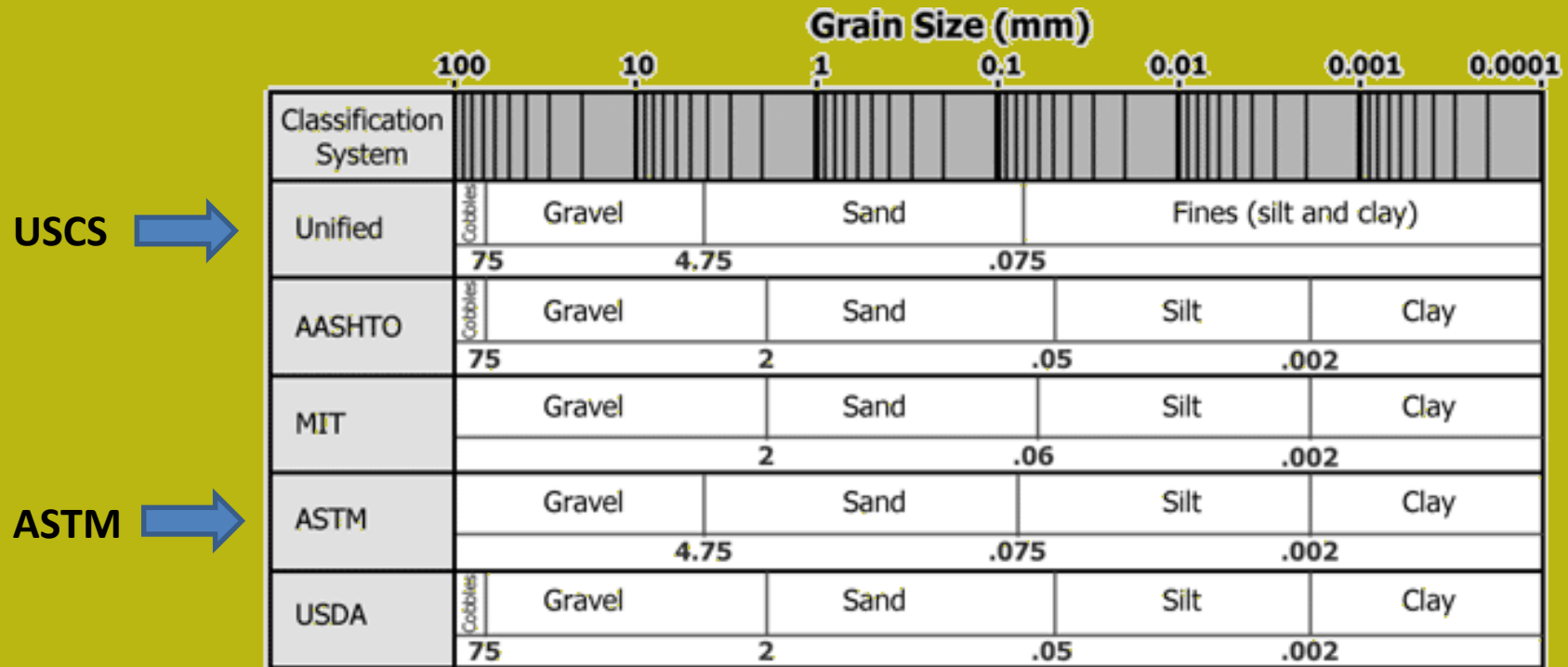
Distribuzione granulometrica (terreni) in geotecnica

Sistema USCS - standardizzato come standard ASTM D 2487-93



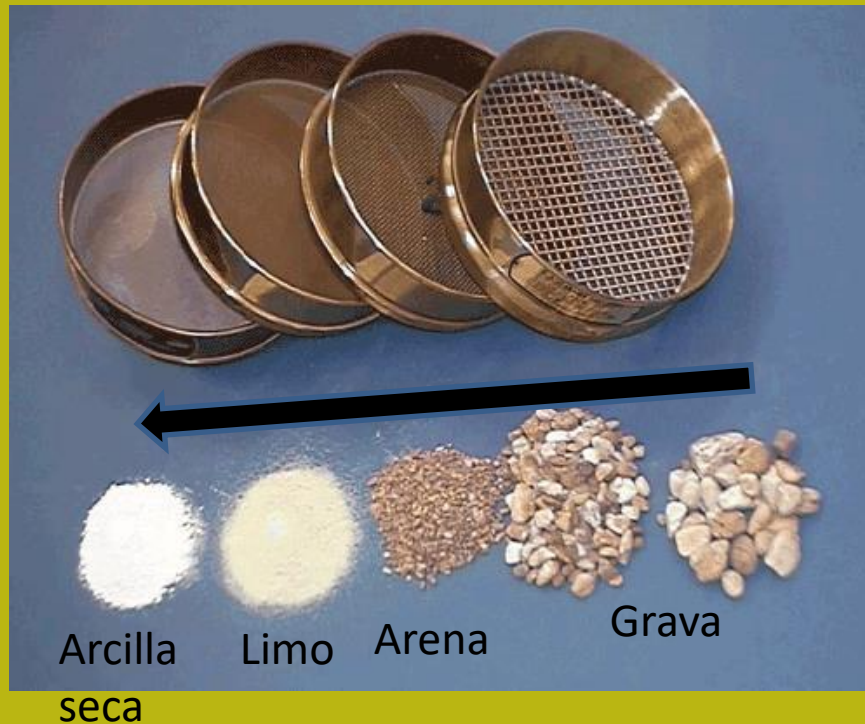
Distribuzione granulometrica (terreni) in geotecnica

Confronto tra diversi sistemi di classificazione.



Il nostro riferimento è il sistema internazionale USCS e ASTM, ma fai attenzione se ti viene chiesto di utilizzare un altro sistema come AASTHO. Ci sono molte differenze .. Lo vedi?

Distribuzione granulometrica (terreni)



Setacci da laboratorio per l'analisi della distribuzione granulometrica. Andando (da destra a sinistra) sono i numeri del setaccio. 3/8-pulg. (9,5 mm), N ° 10 (2,0 mm), N ° 40 (250 micrón) y N ° 200 (75 micrón) e dimensioni delle particelle del terreno (da destra a sinistra): ghiaia media, ghiaia fine, sabbia medio-grossa, limo, polvere di argilla secca.

La distribuzione granulometrica delle particelle grossolane è ottenuta da un'analisi di schermatura meccanica (AASHTO T 88, ASTM D 422). Un campione rappresentativo viene lavato attraverso una serie di setacci. La quantità raccolta in ciascun setaccio, essiccata e pesata per determinare la percentuale di materiale che passa ogni setaccio.

Setacci ASTM

U.S. standard mesh sieve sizes

sieve designation standard	sieve designation alternate "mesh"
125 mm	5
100 mm	4
75 mm	3
50 mm	2
25 mm	1
12.5 mm	1/2
6.3 mm	1/4
4.75 mm	No. 4
4 mm	No. 5
3.35 mm	No. 6
2.8 mm	No. 7
2.36 mm	No. 8

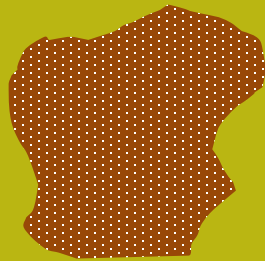
Da 125 a 2.38 mm

I tipici intervalli per le particelle di categorie di dimensioni diverse sono le seguenti (ASTM D 2487):



sieve designation standard	sieve designation alternate "mesh"
2 mm	No. 10
1.7 mm	No. 12
1.4 mm	No. 14
1.18 mm	No. 16
1 mm	No. 18
850 μm	No. 20
710 μm	No. 25
600 μm	No. 30
500 μm	No. 35
425 μm	No. 40
355 μm	No. 45
300 μm	No. 50
250 μm	No. 60
212 μm	No. 70
180 μm	No. 80
150 μm	No. 100
125 μm	No. 120
106 μm	No. 140
90 μm	No. 170
75 μm	No. 200
63 μm	No. 230
53 μm	No. 270
45 μm	No. 325
38 μm	No. 400
32 μm	No. 450
25 μm	No. 500
20 μm	No. 635

Distribuzione granulometrica (terreni)



*Campione di suolo
secco disaggregato con
massa totale M_T (g)*

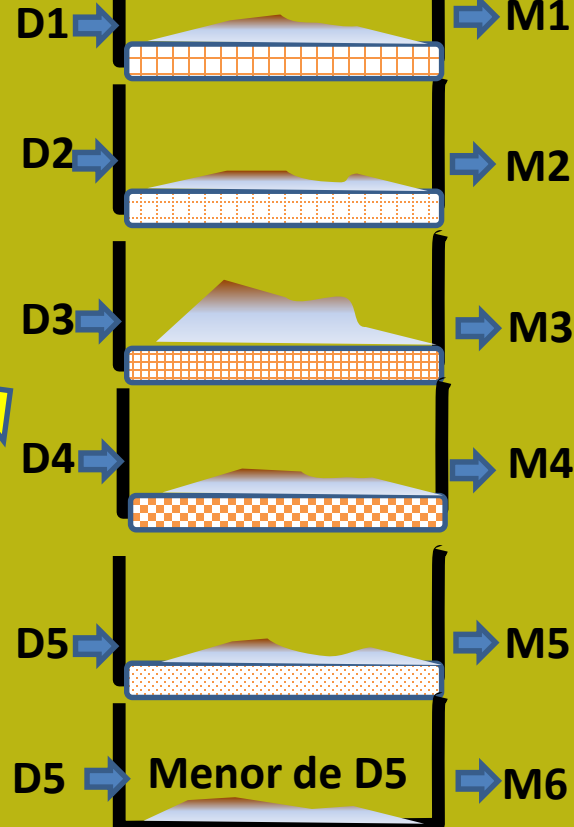


scala dei setacci (in mm)

$D1 > D2 > D3 > D4 > D5$

Diametro
maglia
setaccio(mm)

Misurare la massa
trattenuta
In ogni setaccio(g)

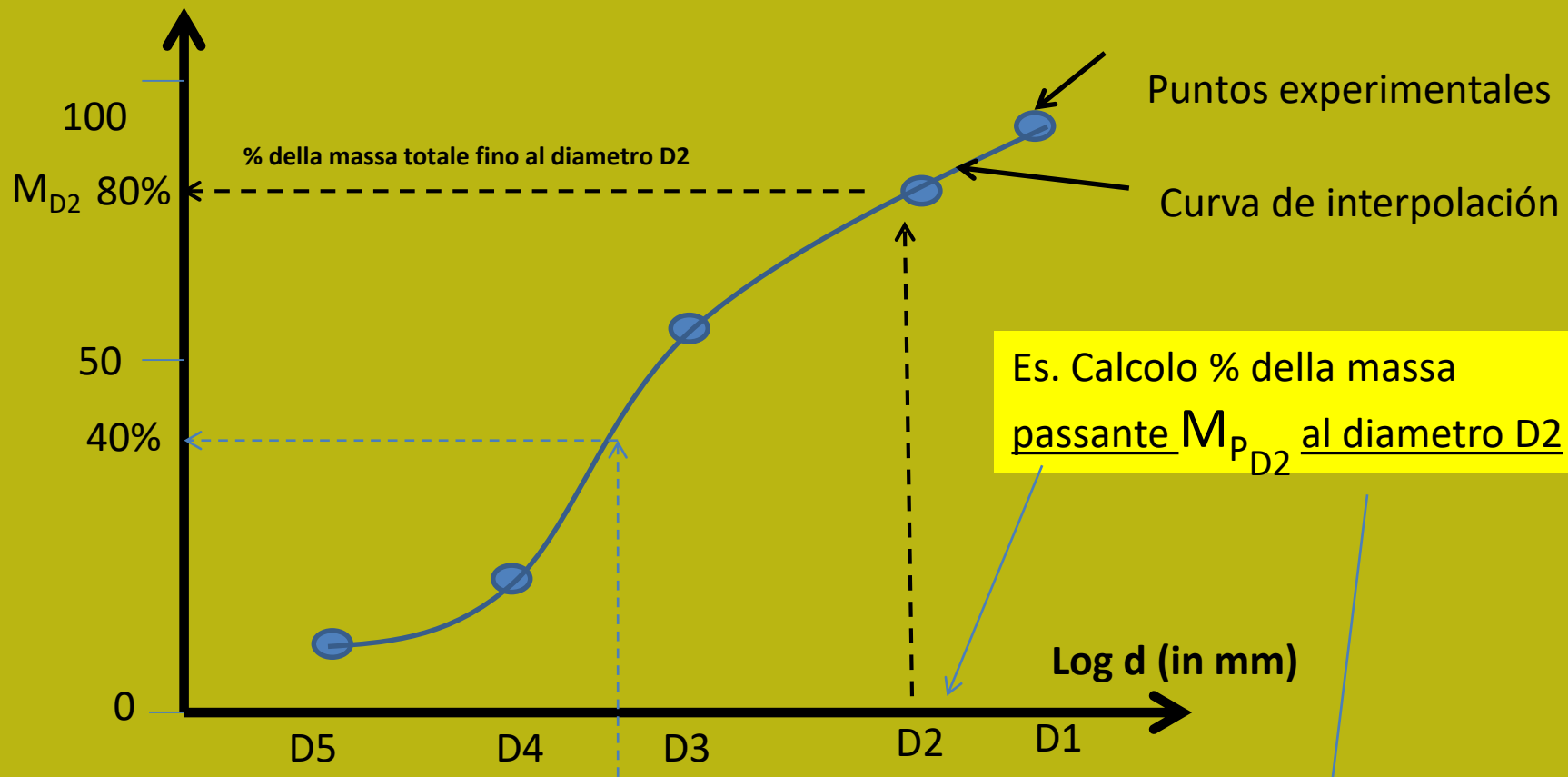


Massa totale: $M_T = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + M6$

Esempio: Massa passante al D2 : $M_{PD2} = M_T - (M1 + M2)$

% in massa passante
a dati setacci

Curva di distribuzione granulometrica



D_x (diametro generico che può essere Interpolato nella curva e nella scala logaritmica)

Formula generale

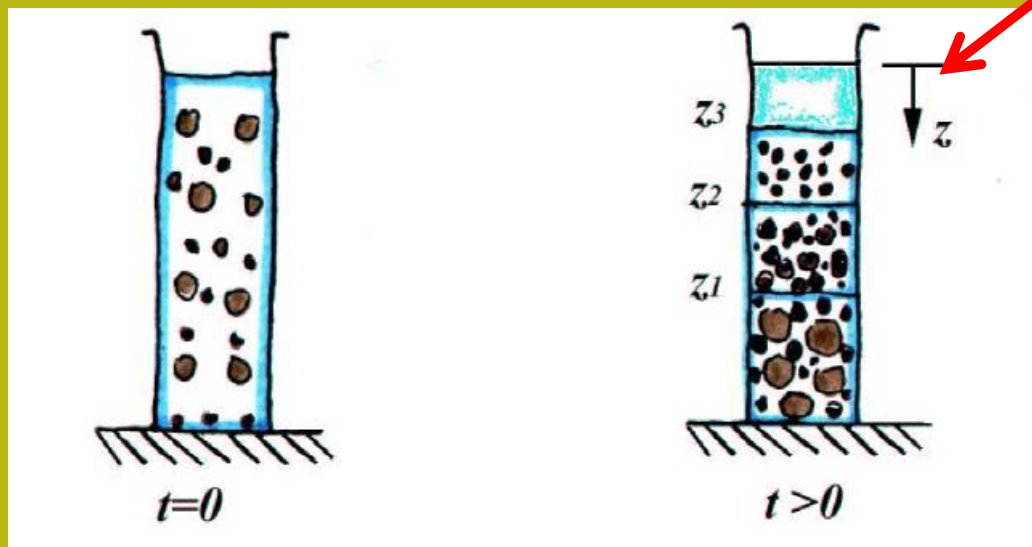
$$\% M_{P_{D_i}} = \frac{M_T - \sum_{j=1}^i M_{D_j}}{M_T} \times 100$$



$$\% M_{P_{D2}} = \frac{M_T - (M_{D1} + M_{D2})}{M_T} \times 100$$

Distribuzione granulometrica (terreni)

La distribuzione granulometrica delle particelle fini è determinata da un'analisi idrometrica (AASHTO T 88, ASTM D 422). Il terreno più fine di 0,075 mm (nel setaccio N. 200) viene miscelato con acqua distillata e disperdente e posto in un cilindro speciale.



l'affondamento delle particelle procede secondo la legge di Stokes

Le particelle più grosse sono le più veloci nell'affondare

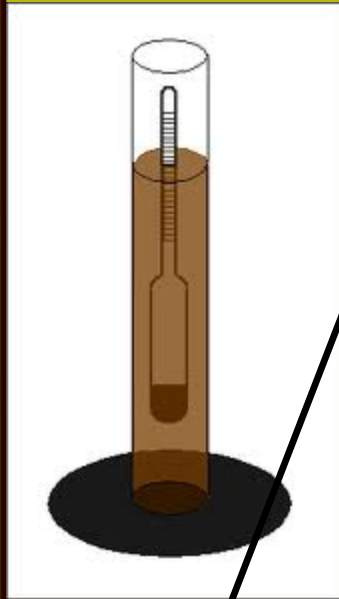
$$v = Bd^2$$

donde:

v velocità (mm/s)

B costante che dipende dalla viscosità del fluido
e diametro particella (mm)

Distribuzione granulometrica (terreni)



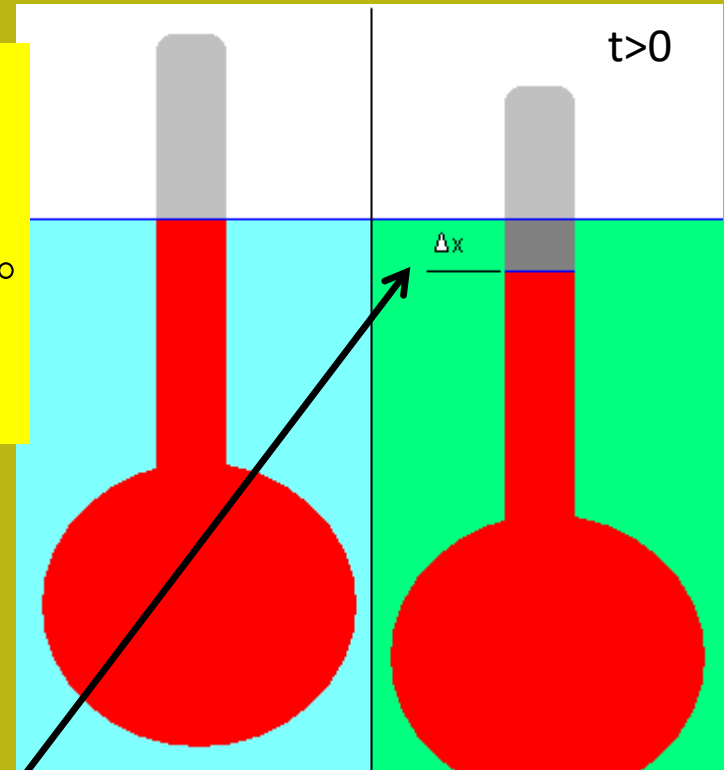
$$Rd = \frac{\rho_{\text{fluido}}}{\rho_w}$$

dove:

ρ_{fluido} densita' fluido a 20°

ρ_w densita' acqua a 20°

Hidrómetro para la medición de la densidad relativa del fluido



- 1) Lettura Rd idrometro corretta per la temperatura T°
- 2) Lettura affondamento Δx al tempo t
- 3) calcolo diametro particelle [K è una costante del idrometro $K=f(Gs, t, T^\circ, \text{viscosita' fluido})$]



$$d = K \sqrt{\frac{\Delta x}{t}}$$

Distribuzione granulometrica (terreni)

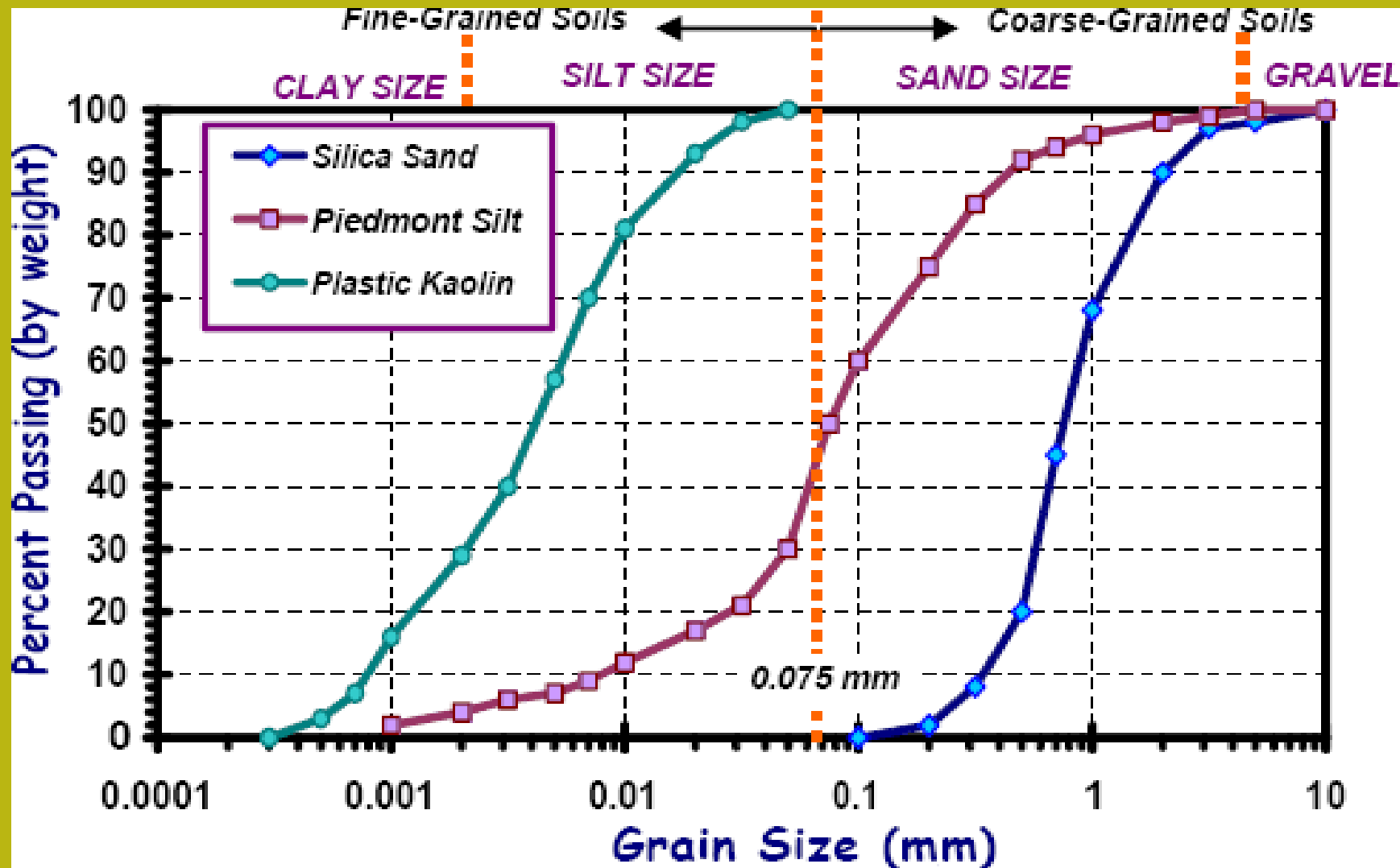
È possibile pianificare il test per avere valori diversi di d (mm) e P% inferiori al valore di d considerato

$$d(mm) = K \sqrt{\frac{\Delta x}{t}}$$

$$P\% = \left[\frac{G_s}{(G_s - G_w)} \frac{V_t}{W_s} \right] (Rd_{fluido} - Rd_{acqua})$$

V_T = volume cilindro ; W_s =massa solido

Distribuzione granulometrica (terreni)



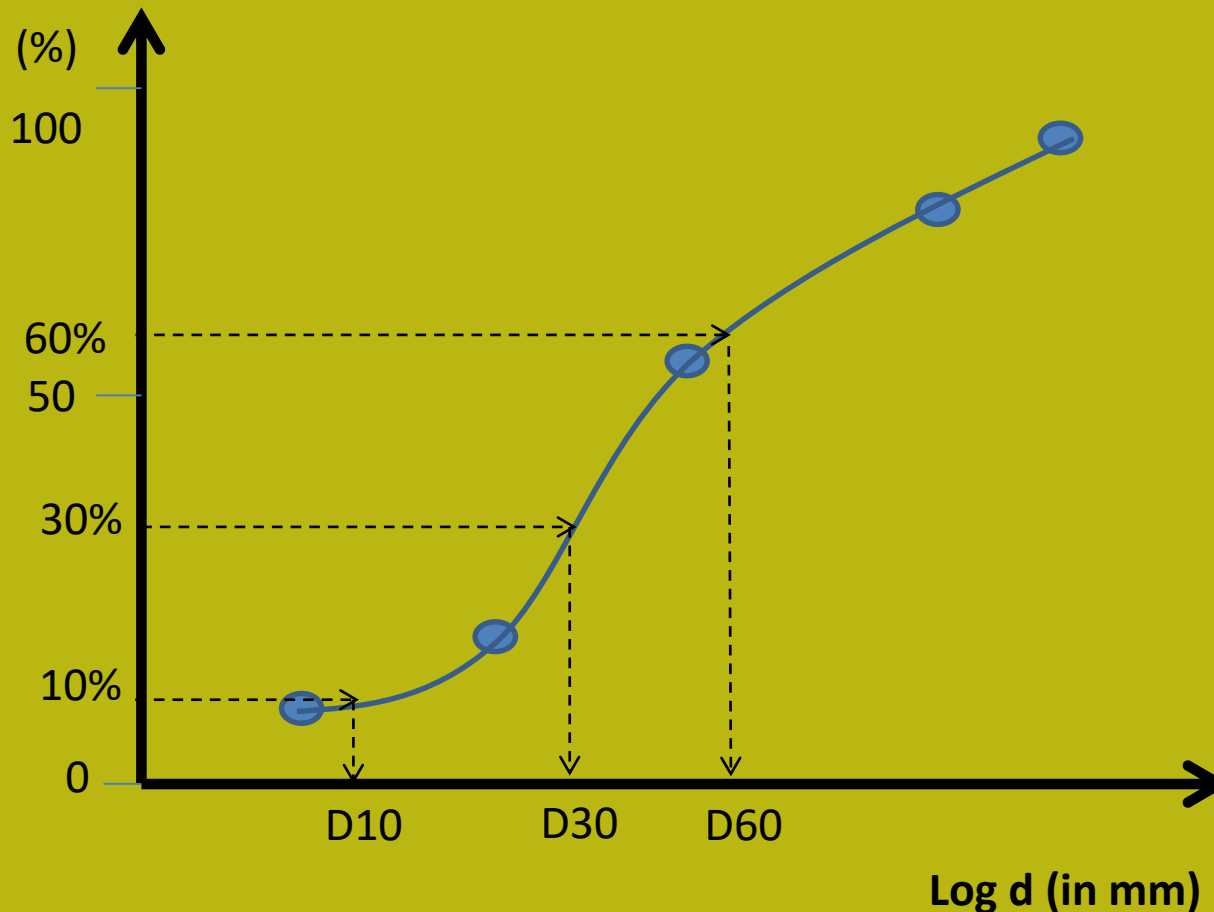
La figura mostra l'esempio delle distribuzioni granulometriche per terreni sabbiosi, limosi e argillosi, ottenuti da prove di setacciamento meccanico + idrometro

Grana fine

Grana grossolana

% in massa passante a
dati setacci

Curva de distribución granulométrica



Il coefficiente di
Uniformità C_u

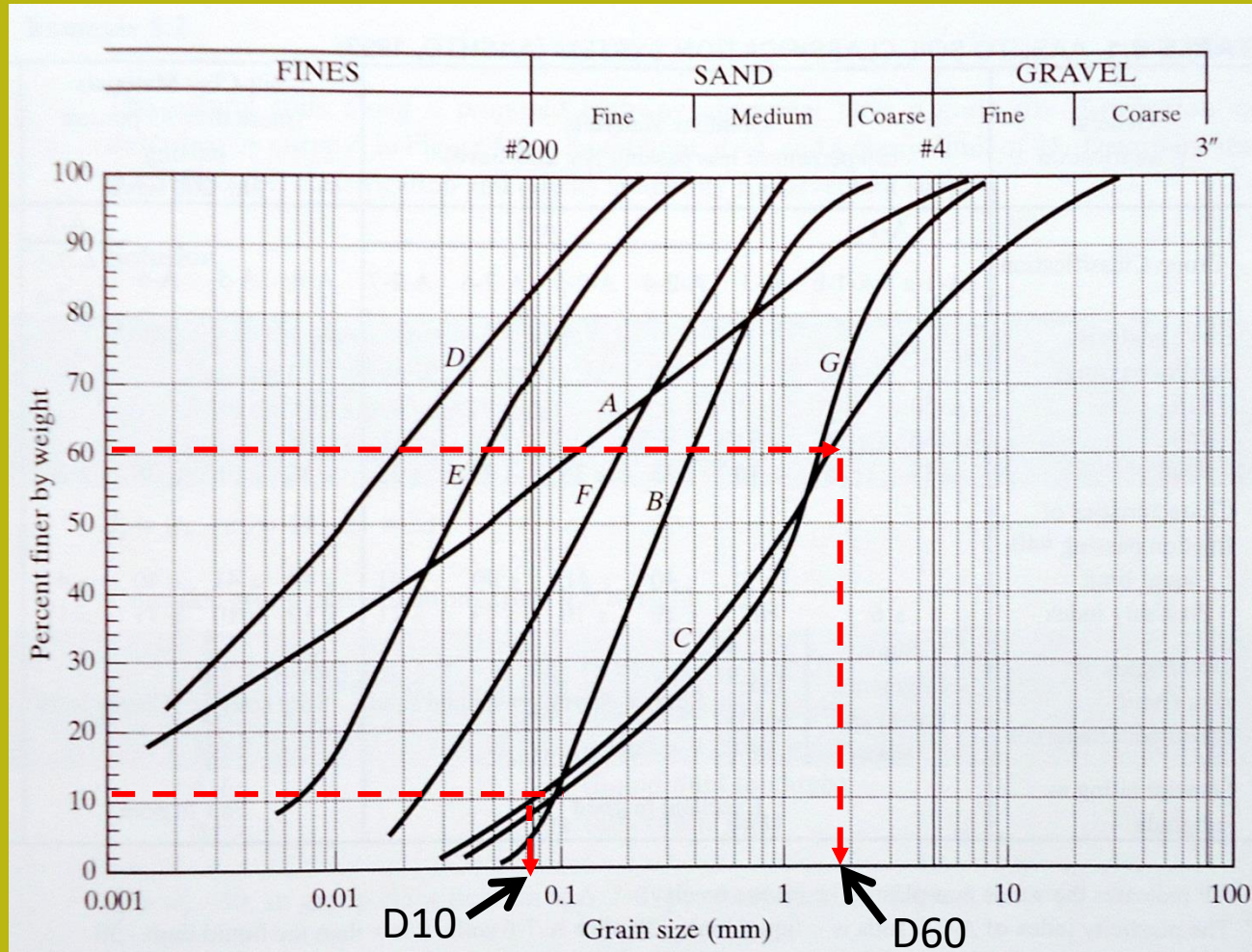
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Il coefficiente
di curvatura C_c

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

Questi coefficienti sono molto importanti
Per la classificazione geotecnica dei suoli

Esempio di curve granulometriche e calcolo di Cu



calcolare
alcuni valori
di **Cu** di
diverse
curve:

C → Cu=22.5

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.8}{0.08}$$

Calcolare altre
curvas ? Es.

B → Cu= 3

F → Cu= 8

Nelle Curve C, G e B il materiale Grosso è prevalente nelle curve D ed E sono prevalenti fini Nelle curve A e F c'è una condizione intermedia

Ma il valore di Cu è vicino a 1 più uniforme è la distribuzione Es. Curva B

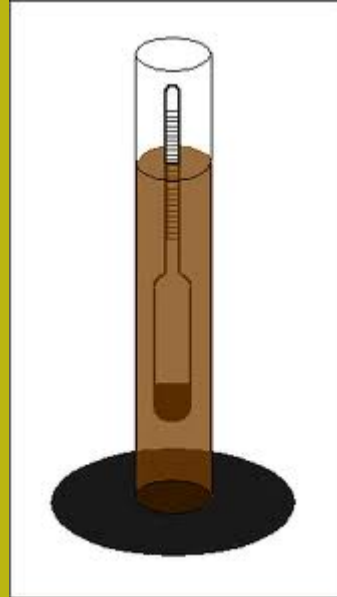
Suoli grossolani e suoli fini ... una definizione semplice ..

Suoli grossolani

Questi terreni sono composti da particelle con una trama granulare composta da frammenti di roccia e minerali. Secondo il sistema di classificazione unificato, queste particelle hanno una dimensione variabile tra 75 e 0,075 mm, che corrisponde alla dimensione della ghiaia e della sabbia. Anche se contengono per lo più particelle superiori a 0,075 mm (superiori al 50%) contengono anche materiale fine in piccole quantità, nel complesso questi terreni hanno una maggiore resistenza all'erosione.



Suoli grossolani e suoli fini ... una definizione semplice ..



Suoli fini

I suoli fini sono composti da particelle composte da minuscoli frammenti di roccia, minerali e minerali argillosi, con tessitura granulare e lamellare. Secondo il sistema di classificazione unificato, queste particelle hanno una dimensione inferiore a 0.075 mm (a volte 0.063 mm a seconda del tipo di classificazione), che corrispondono alla categoria di limo e argilla, in modo che qualsiasi frazione di terreno che passa il setaccio 200 è considerato terreno fine (50% minore di 0.075mm)



Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Discontinuità e scala di misurazione

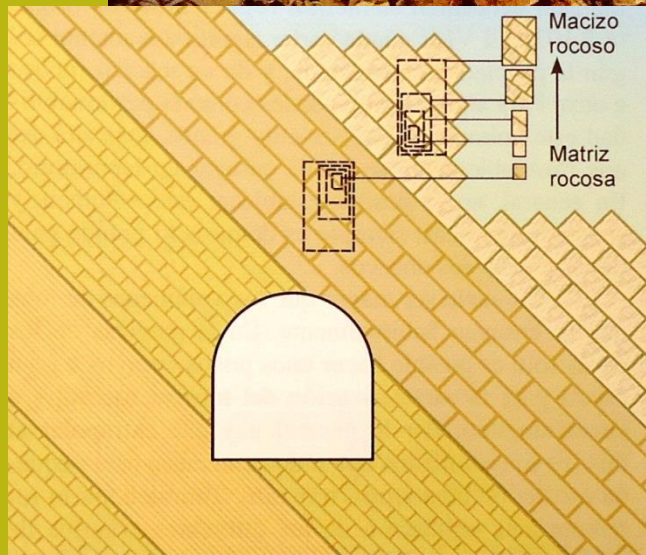


Figura 3.102 Representación del efecto escala (Cunha, 1990)

La frequenza di discontinuità è grande
effetto sulle caratteristiche meccaniche e idrauliche di
a massiccio roccioso Questa distribuzione ha molte
somiglianze con la distribuzione granulometrica del
terreno

FERRER, Mercedes; DE VALLEJO, Luis I. González (ed.). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Instituto Tecnológico Geominero de España, 1999.

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. A. R. L. O. S. (2002). *Ingeniería geológica*.

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Discontinuità e termini tecnici ...



- Dimensioni blocchi
- N. Famiglie discontinuità'
- Persistenza discontinuità'
- Rugosita' pareti
- Aprtura discontinuità'
- Spaziatura discontinuità'
- Direzione Immersione e inclinazione
- Riempimento

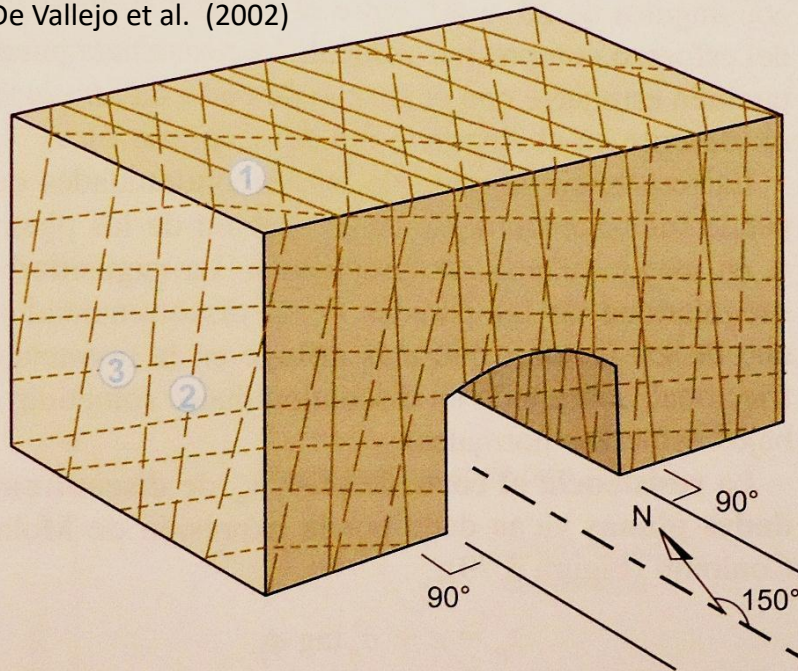


Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Una delle caratteristiche più importanti è la misurazione della frequenza del discontinuità e questo è immediatamente correlato alla dimensione dei blocchi di rocce intatte.

Di solito ci sono diverse famiglie di discontinuità:

De Vallejo et al. (2002)



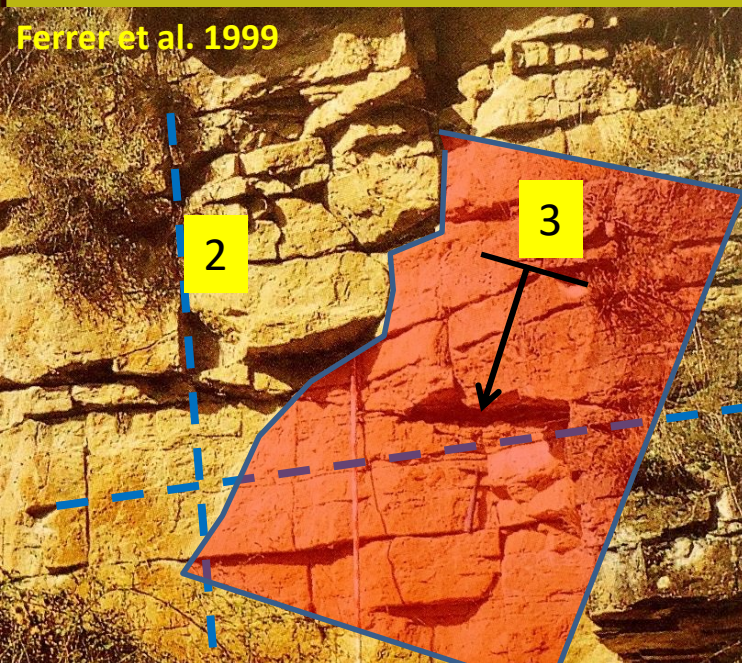
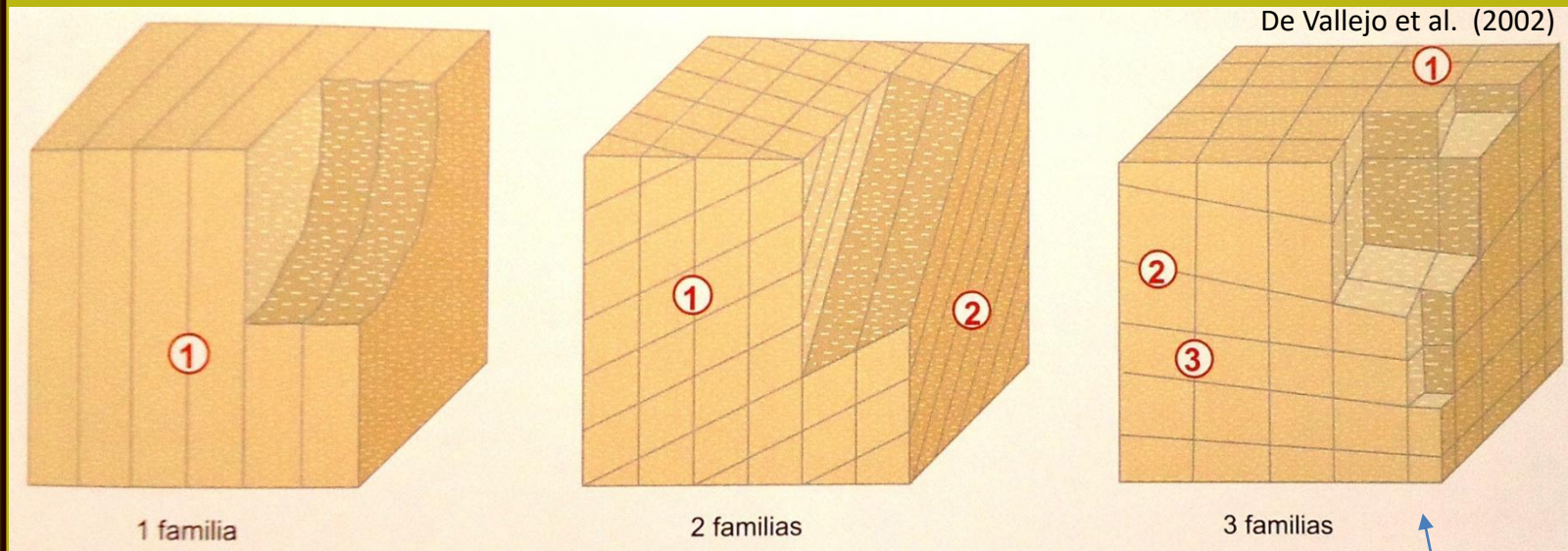
Ferrer et al. 1999

Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Figura 3.77 Representación de las familias de discontinuidades mediante un bloque diagrama (ISRM, 1981).

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

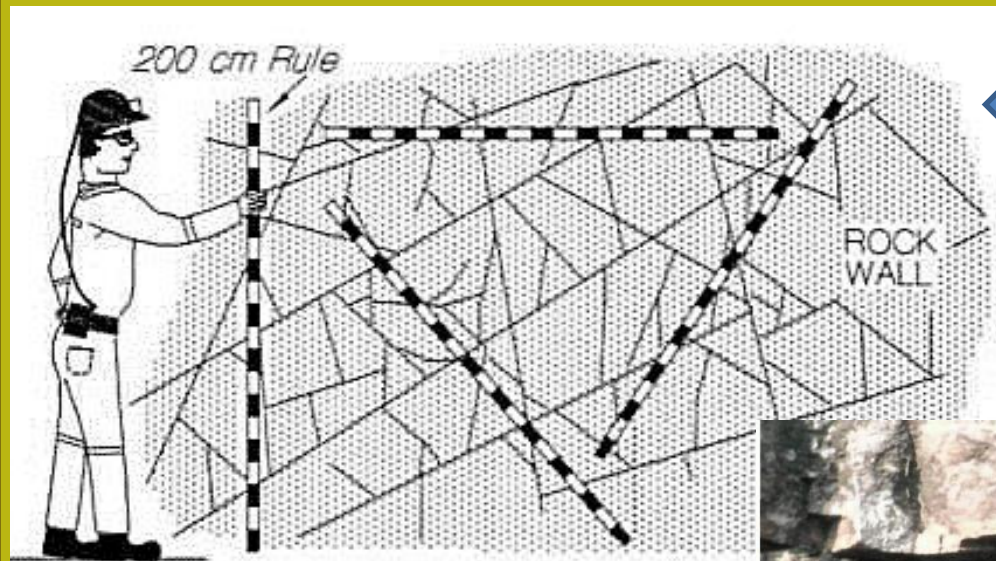
Famiglie di discontinuità':



Affioramento con 3
famiglie principali
di discontinuità

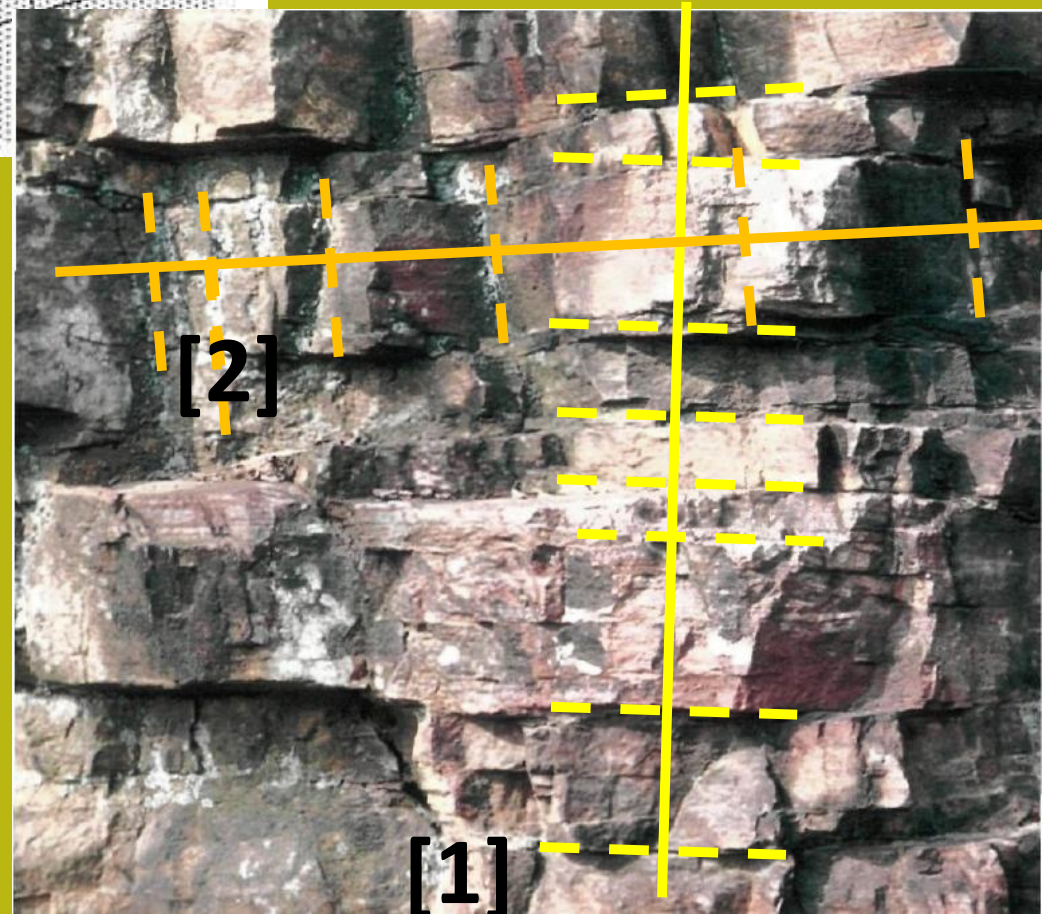
González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. A. R. L. O. S. (2002).
Ingeniería geológica.

Misure di frequenza di discontinuità



Posizione casuale del
profili di misurazione

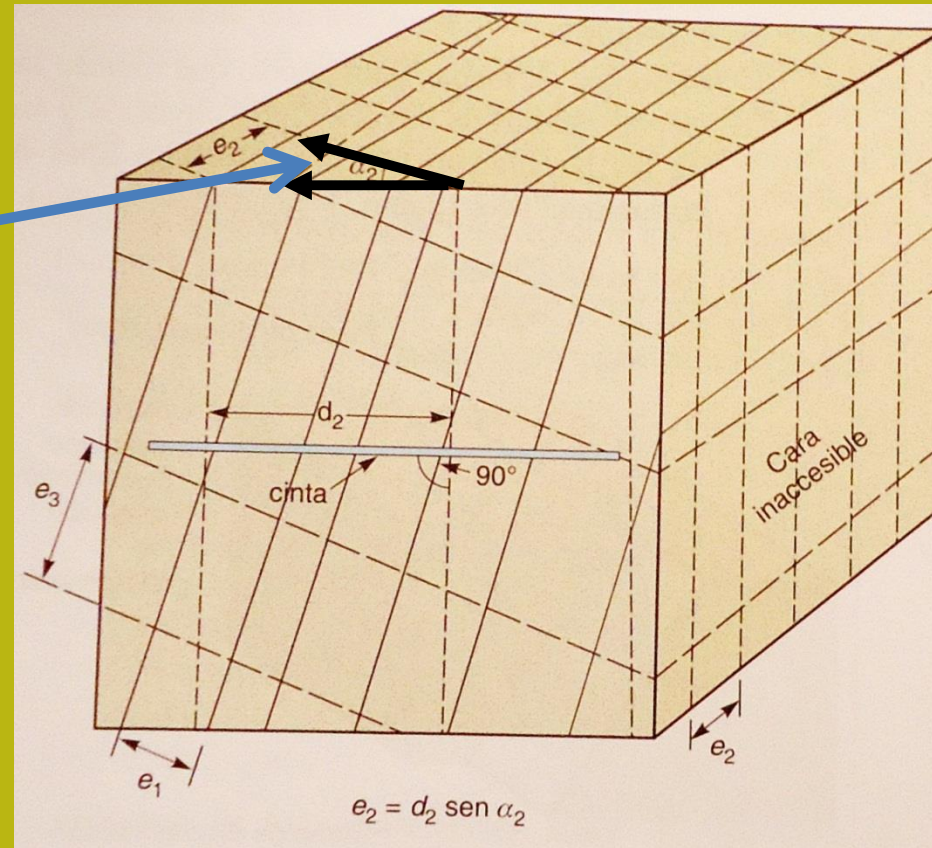
Esempio di transetti di
posizionamento per il
misurazione della frequenza di
discontinuità (2 famiglie e posizione
ortogonale alle linee di discontinuità
come - linee continue - in una massa
rocciosa di rocce sedimentarie)



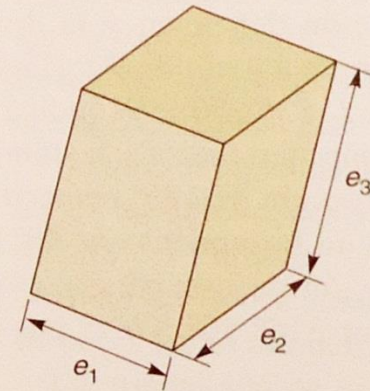
Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Misure di frequenza di discontinuità:

Ea. angolo
alpha
della famiglia
n. 2



De Vallejo et al. (2002)



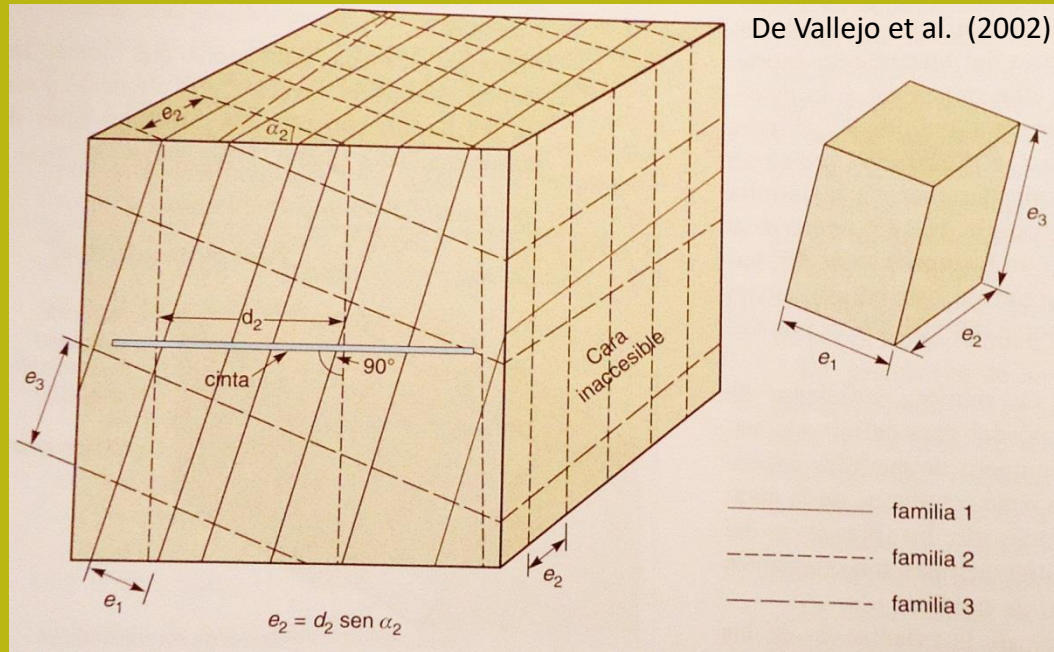
- famiglia 1
- - - famiglia 2
- - - famiglia 3

Viene utilizzato un nastro di minimo 3, la misurazione viene effettuata ortogonalmente a ciascuna famiglia di discontinuità e la spaziatura effettiva (e) viene calcolata dalla spaziatura apparente (d) e l'angolo alfa (angolo tra la linea di misurazione e la direzione del famiglia).

$$e = d \sin \alpha$$

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Misure di frequenza di discontinuità:

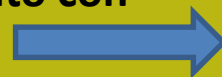


- a) serve a misurare indici la dimensione dei blocchi
- b) si usa una linea di scansione da 3-5 m, almeno
- c) ciò che può essere calcolato con questo tipo di misure è la dimensione media dei blocchi associati alla distanza media di spaziatura:

$$\bar{e} = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3}$$

Il numero di discontinuità

Per unità di volume (Jv). È calcolato con i dati di ogni famiglia.



$$J_v = \sum_i \frac{\text{n.° discontinuità}}{\text{lunghezza di misura}}$$

O se calcola con una forma mas simple: como numero λ de discontinuidades por metro



$$\lambda = \frac{\text{numero discontinuità}}{\text{lunghezza di misura L(m)}}$$

o se determina como el espaciado promedio $e = 1/\lambda$



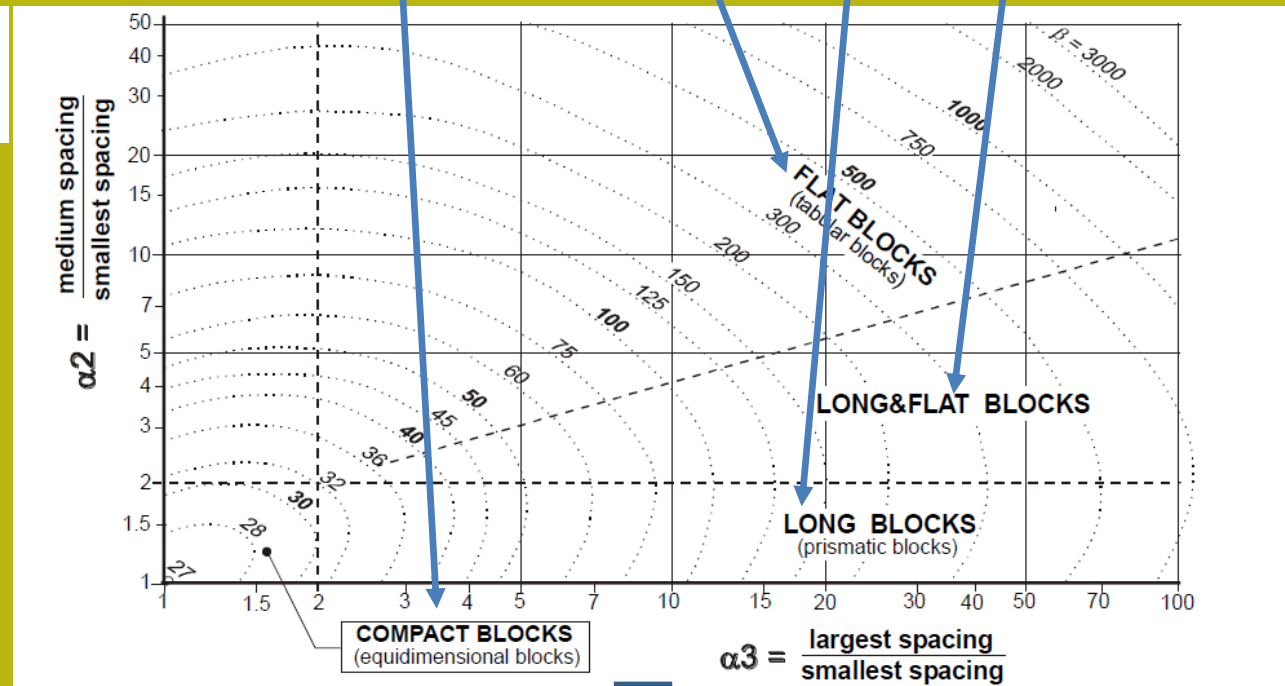
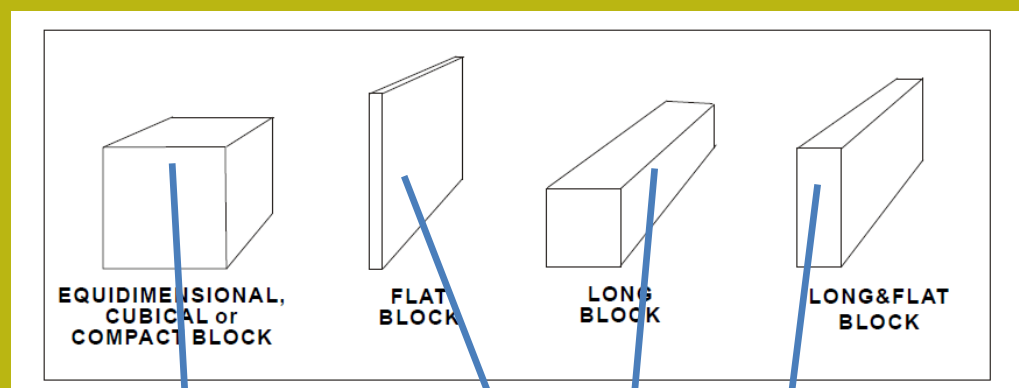
$$\bar{e} = \frac{1}{\lambda} = \text{spaziatura media (m)}$$

Volume stimato dei blocchi V_b mediante il suo coefficiente di forma Beta e J_v

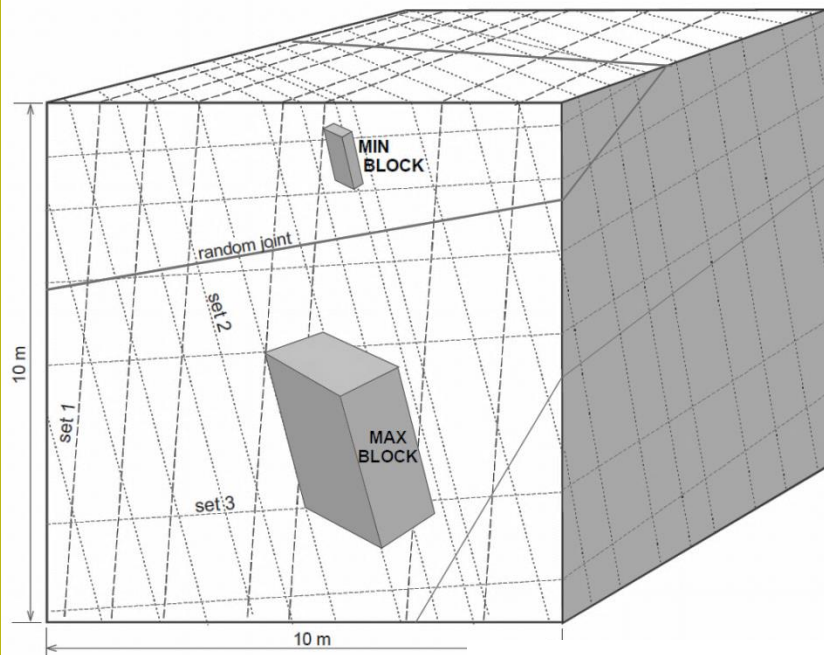
$$\beta = \frac{(\alpha_2 + \alpha_2 \times \alpha_3 + \alpha_3)^3}{(\alpha_2 \times \alpha_3)^2}$$

$$V_b \approx \frac{\beta}{J_v^3}$$

Da Palmström (1995)



Gli indici alpha2 e alpha3 dipendono dalla distribuzione della spaziatura delle discontinuità



Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in un massiccio roccioso basato su J_v

$$J_v = \sum_i \frac{\text{n.º discontinuità}}{\text{lunghezza di misura}}$$

Alla fine la distribuzione della frequenza di volume dei blocchi



$$V_b \approx \frac{\beta}{J_v^3}$$

$$\beta = 30 \div 100$$

Da Palmström (1995)

Vedi le analogie con la distribuzione granulometrica

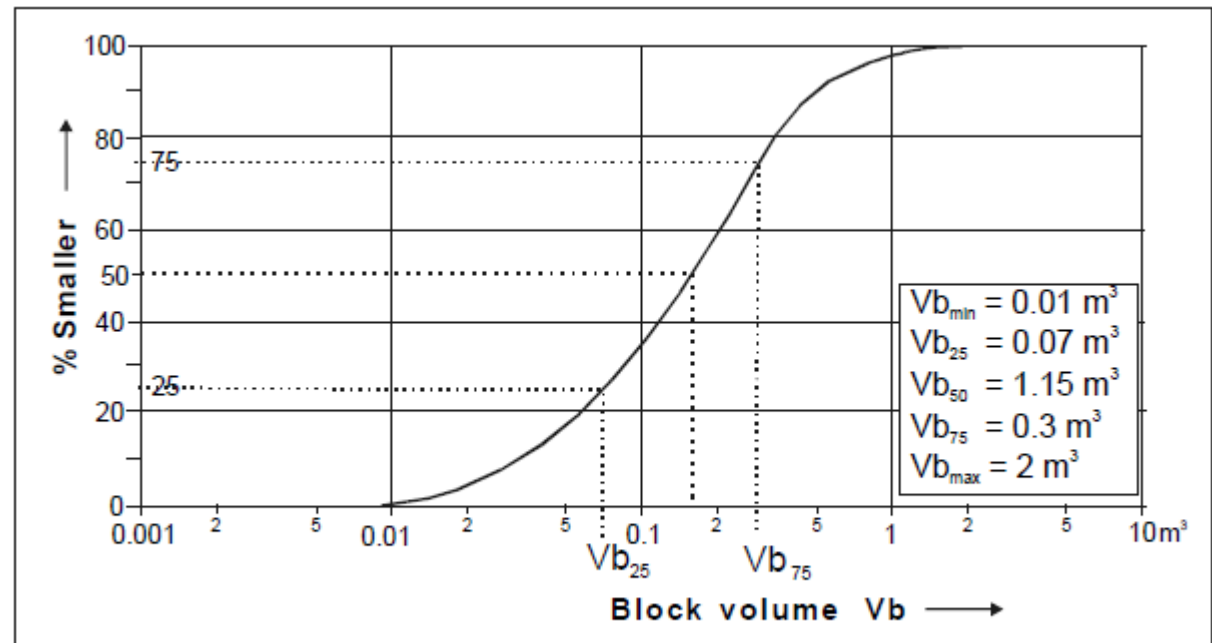
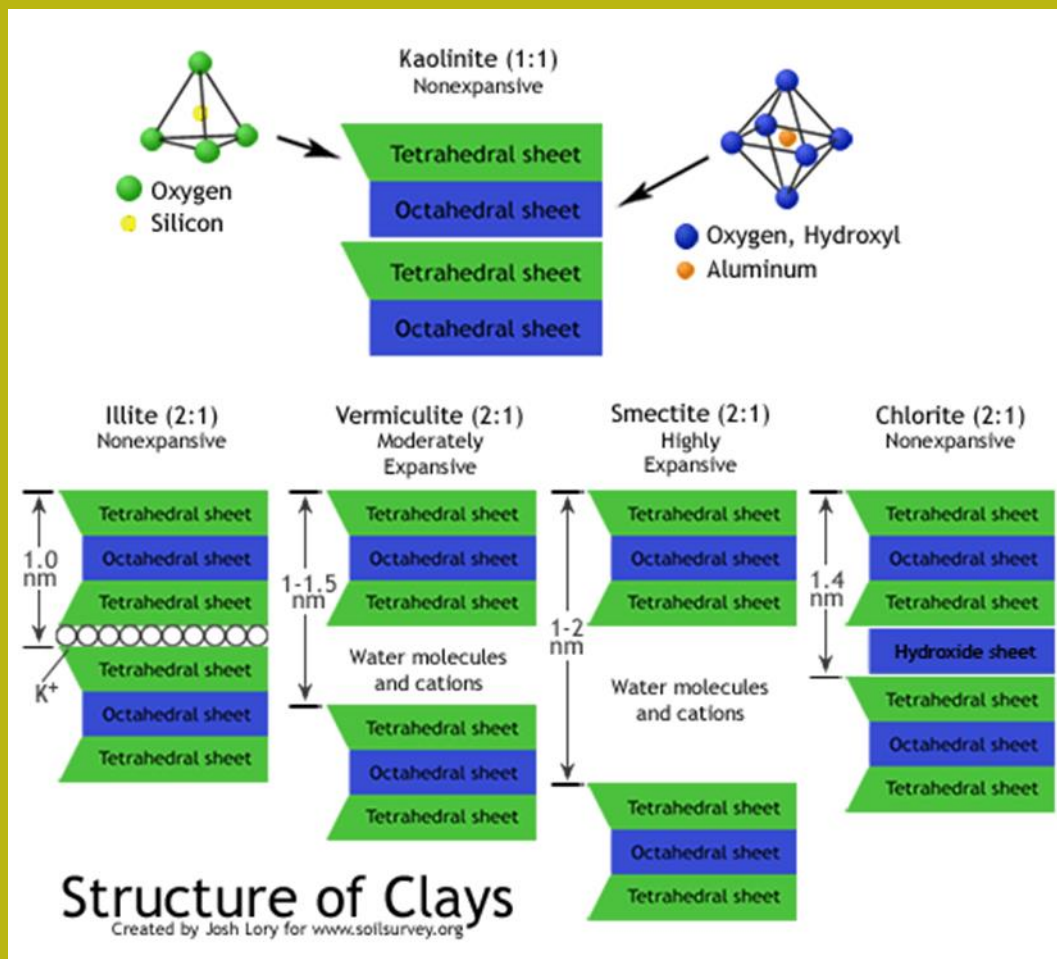


Figure 4 A distribution curve for the blocks in a (large) volume of rock masses

Minerali Argillosi e proprietà Importanti nella geotecnica



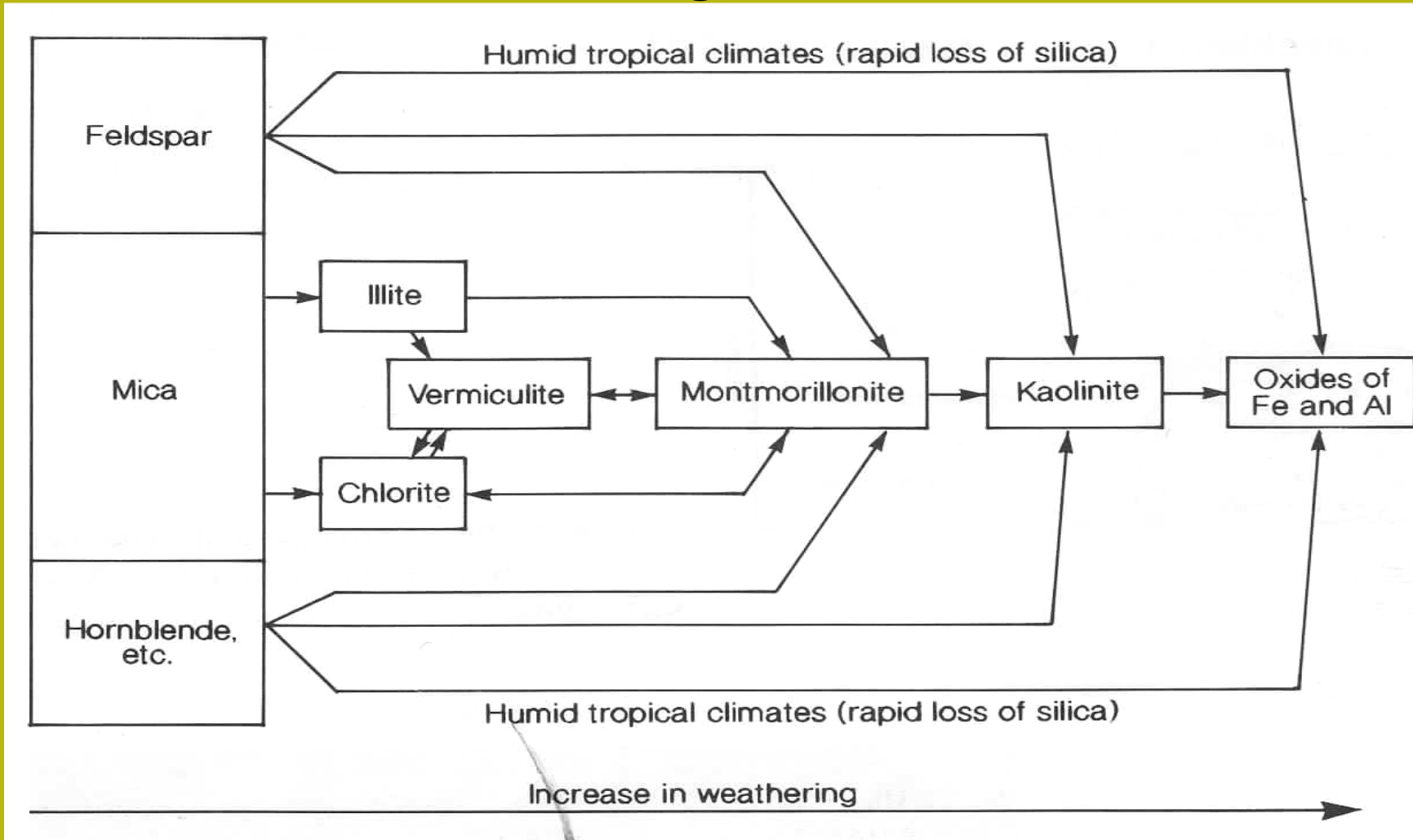
I minerali argillosi sono formati principalmente dall'alterazione chimica delle rocce, il che significa che questi minerali sono il prodotto dell'alterazione dei minerali preesistenti nella roccia. Questi minerali sono così microscopici che possono essere visti solo usando un microscopio elettronico. Gli elementi chimici costituenti principali di questi minerali sono gli atomi di: silicio, alluminio, ferro, magnesio, idrogeno e ossigeno. Questi elementi atomici sono combinati formando strutture atomiche di base, che si combinano insieme per formare fogli, che quando raggruppati formano strutture laminari che alla fine si uniscono per mezzo di un legame per formare un minerale argilloso.

Minerali Argillosi e proprietà Importanti nella geotecnica

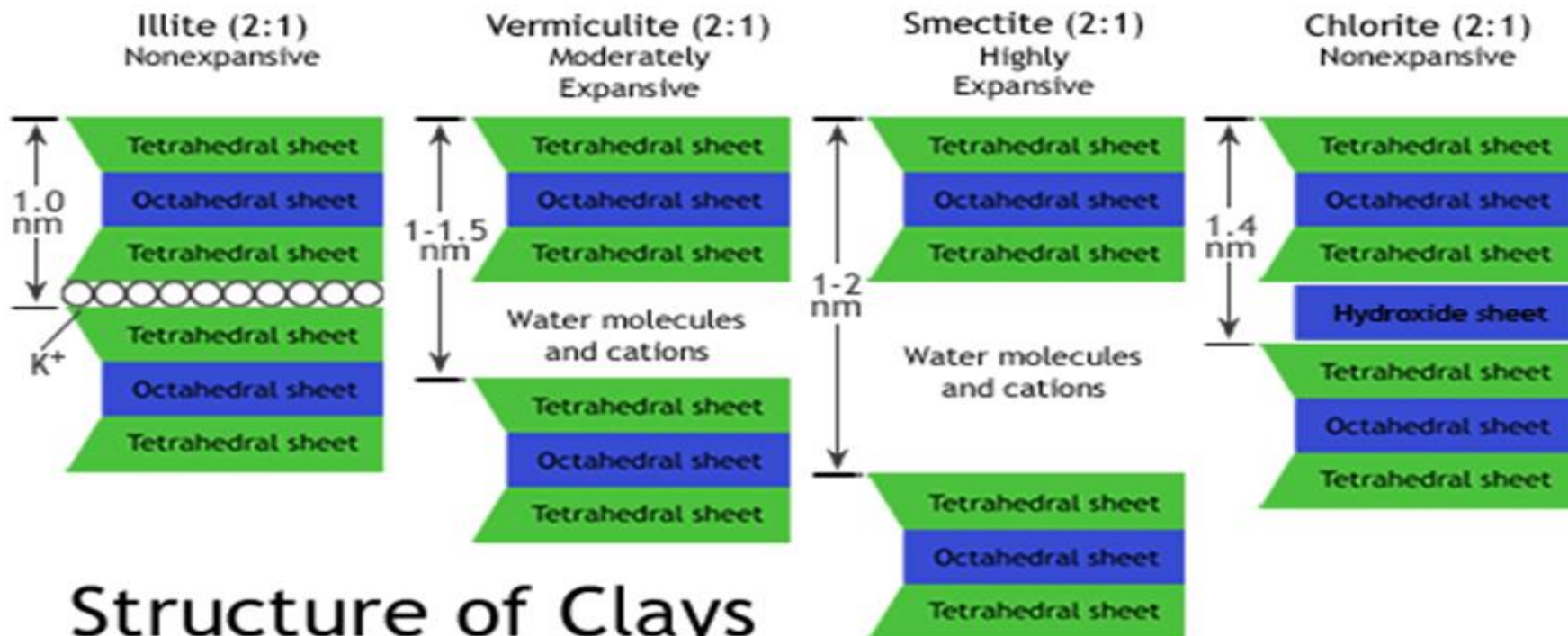
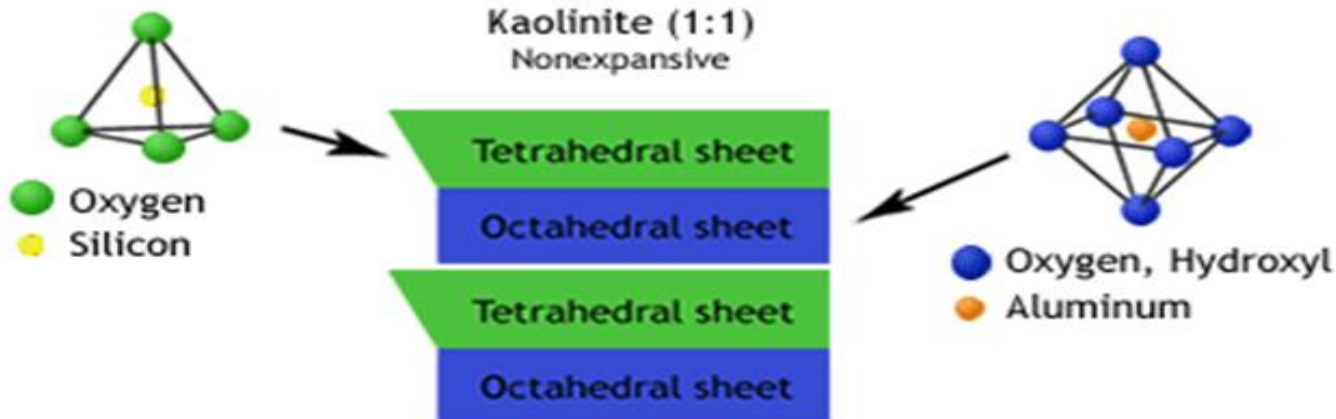
L'abbondante varietà di minerali argillosi, è abbastanza correlata alla struttura dei minerali che sono mostrati in modo da poter identificare quattro gruppi di minerali argillosi, che sono:

- **Gruppo della caolinite.**- La caolinite ($\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$) es el principal mineral argilloso in caso di processi di alterazione molto spinti.
- **Gruppo de la illite.**- L'illite è il risultato della alterazione delle miche, è simile in molti aspetti ad alcune miche ma ha meno potassio e più acqua nella sua composizione.
- **Gruppo della smectite(o montmorillonite).**- La smectite è il principale costituente della bentonite e di altre varietà simili di argille con comportamento espandibile.
- **Gruppo della vermiculite.**- Questo gruppo e' il prodotto della alterazione di biotite e clorite.

nuovi minerali argillosi - formazione



Stuttura delle argille



Structure of Clays
Created by Josh Lory for www.soilsurvey.org

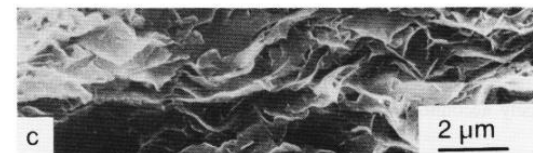
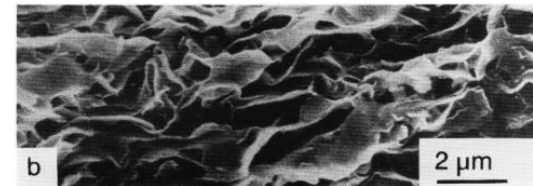
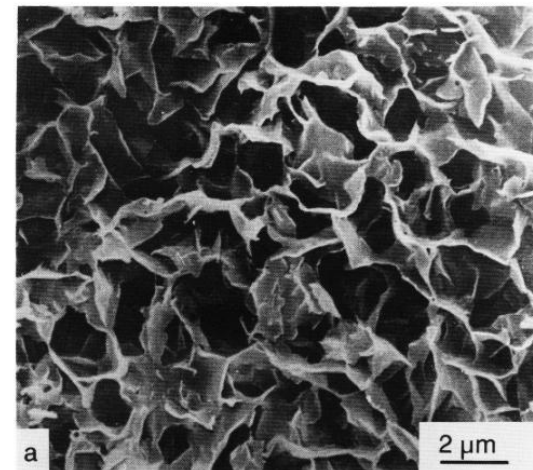
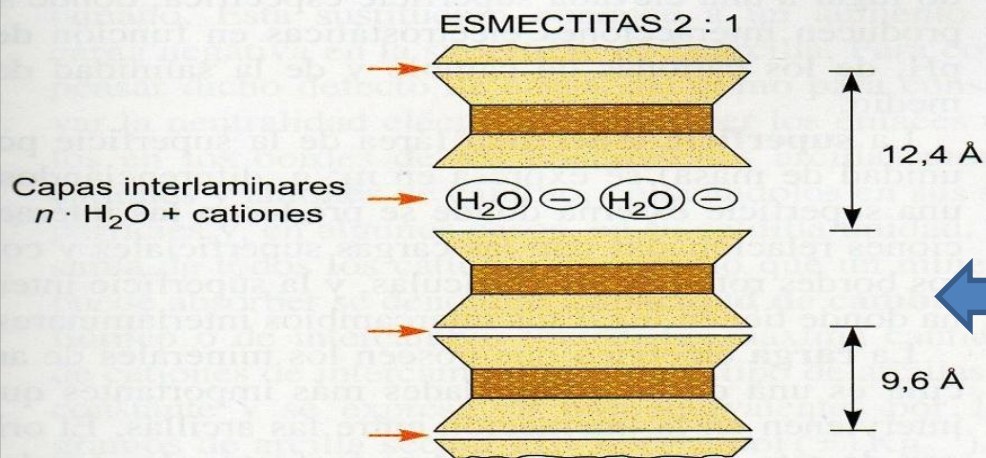
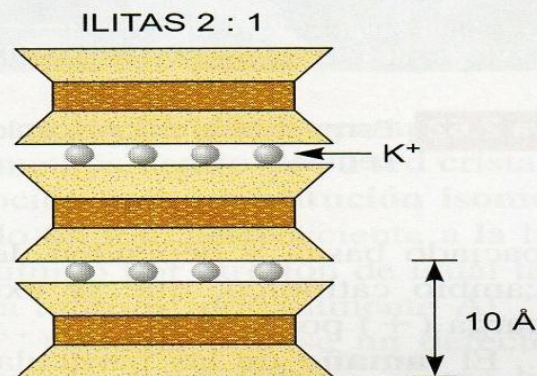
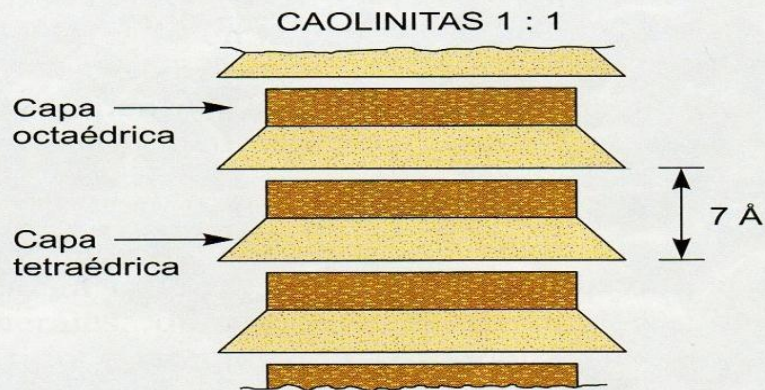
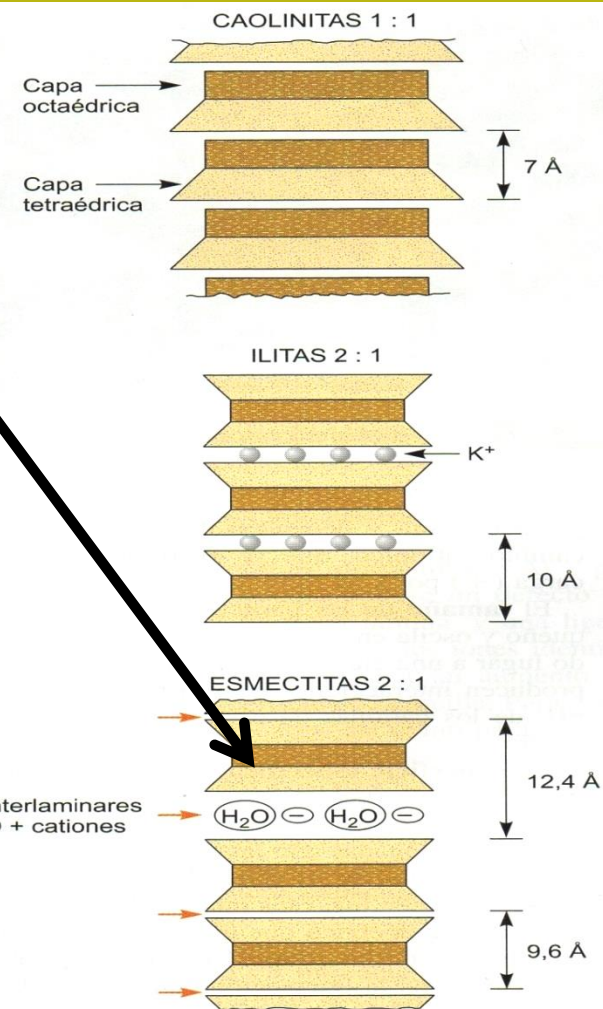
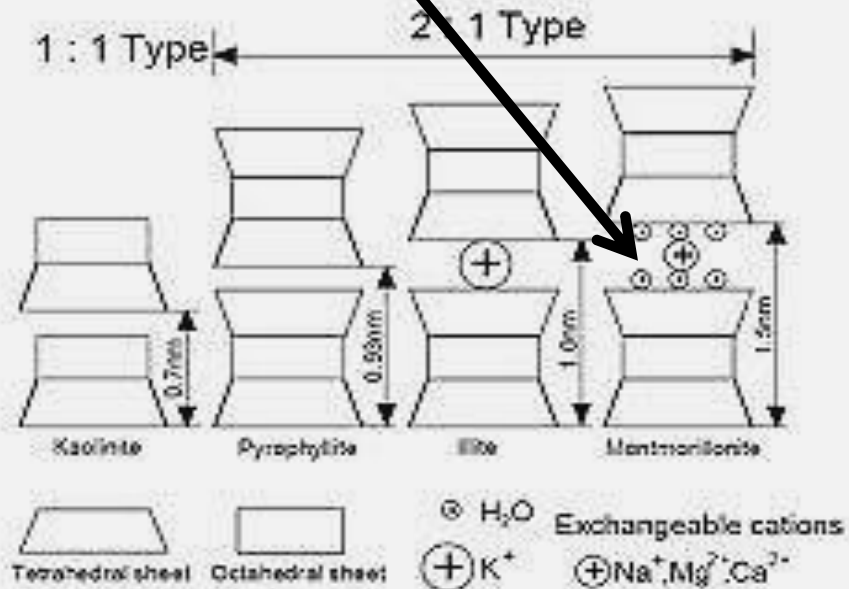
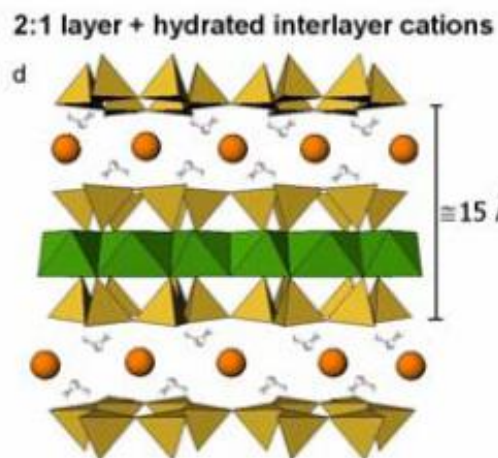


Fig. 5.29. Scanning electron micrographs of the microstructure of Greek Na-montmorillonite under high electrolyte concentration (1 M NaCl): (a) near saturation (0.0032 MPa); (b) at 0.1 MPa; (c) at 1.0 MPa. (Reprinted with permission from Tessier, 1984.)

s
a
t
u
r
a
c
i
o
n

Proprietà espansiva di alcuni minerali argillosi. la Smectite può adsorbire fino a 4 volte il suo volume in acqua e seguire il processo di espansione volumetrica

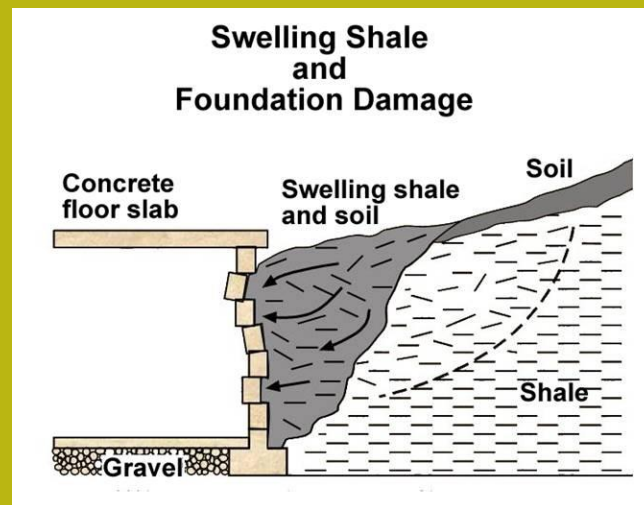
Argille
Cationi K^+ Na^+ Ca^{2+}
 Mg^{2+} bilanciare il
molecole di acqua in
eccesso caricate
negativamente



video con effetto di un suolo espandibile

<https://www.youtube.com/watch?v=ACpuYED9WkU>

Effetti macroscopici sul campo



Caratteristiche fisiche e chimiche di smectite e caolinite

Characteristic	Kaolinite	Smectite
Layer type	1:1	2:1
Typical chemical formula †	$[\text{Si}_4] \text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$	$\text{M}_x[\text{Si}_8]\text{Al}_{3.2}\text{Fe}_{0.2}\text{Mg}_{0.6}\text{O}_{20}(\text{OH})_4$
Particle size (μm) ‡	0.5 – 5.0	0.01 – 1.0
Specific Surface area (m^2/g) ††	7 – 30	600 - 800
Shrink/swell potential	non-expansive	highly expansive
Interlayer space	none (very small)	very large (hasta 19 Å)
Cation Exchange Capacity ($\text{cmol}_c/\text{kg soil}$) ††	2 - 15	80 - 150

Data obtained from: † Sposito, 2008; ‡ Brady and Weil, 2008; †† Sparks, 2003.

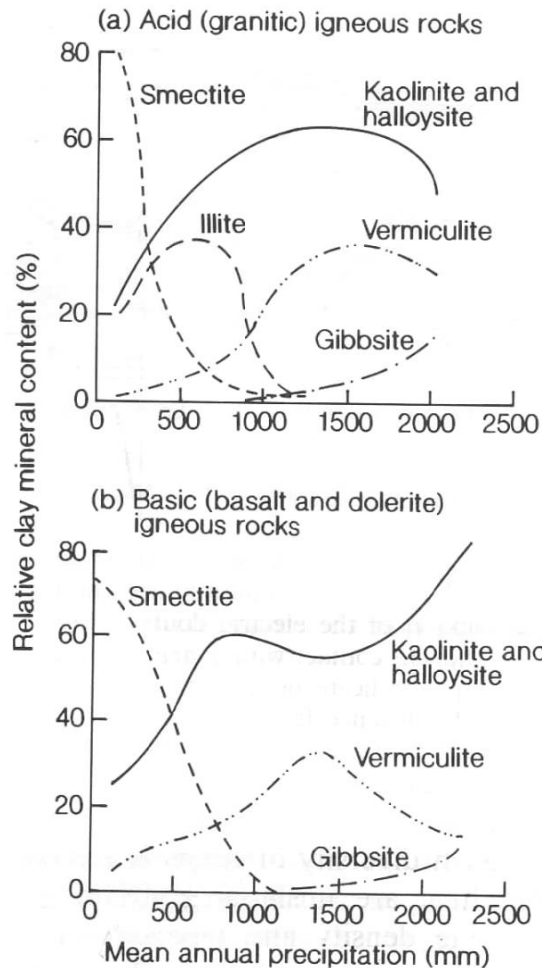
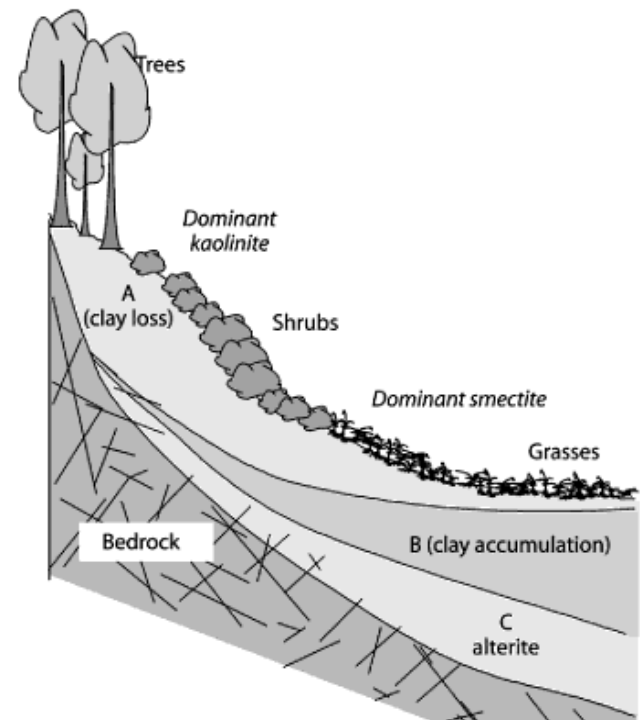


FIG. 3.11. The effect of precipitation on the frequency of clay minerals of given species in soils in California, for acid rocks of high silica content and basic rocks of lower silica but higher ferromagnesian content. (After Barshad 1966.)

Fig. 7.8. Illustration of the relations of clay minerals assemblages as a function of position on a slope in alteration under a contrasted climate regime. High slope and low plant cover produce kaolinite, scrub produces kaolinite and lower slope prairie type vegetation results in a smectitic mineralogy (data after Paquet 1977). The change in mineralogy is essentially due to two factors, one is better drainage and low transit times of water in the soils (low concentration of dissolved ions in solution) and low vegetal activity and low input of translocated elements. Toe slope environments show higher plant activity and an accumulation of transported clays with the result that water transits more slowly and is more saturated with the elements present in the clays. Plants translocate K and Si to the surface



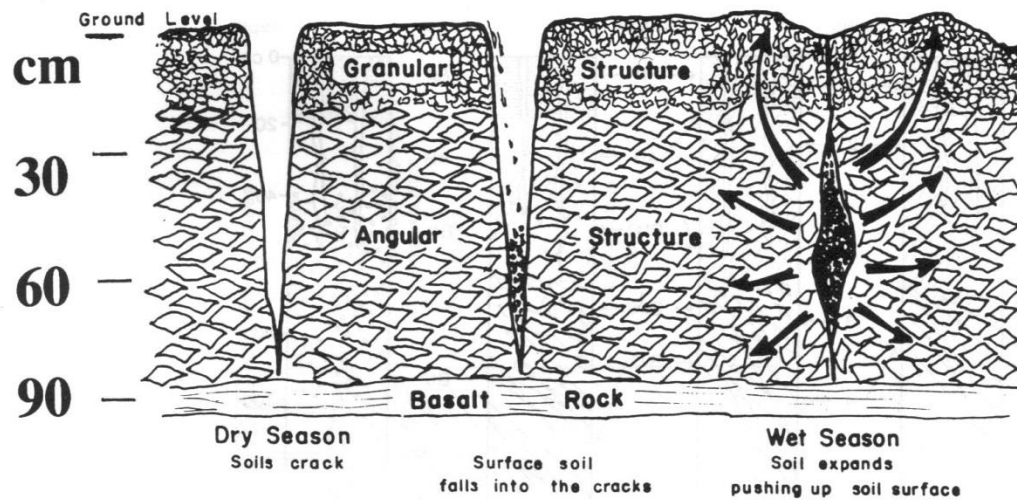


Fig. 2.4. Sketch illustrating the effect of wetting and drying cycles on self-swallowing and gilgai formation (Buol et al., 1980).

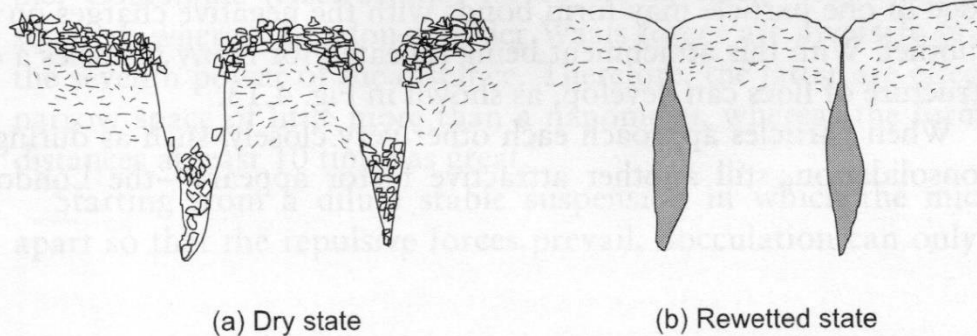


Fig. B4.1 Self-mixing in a vertisol.

Suoli superficiali espandibili che sono caratterizzati per un'alta quantità di smectite (vertisols ... classificazione del suolo USDA)



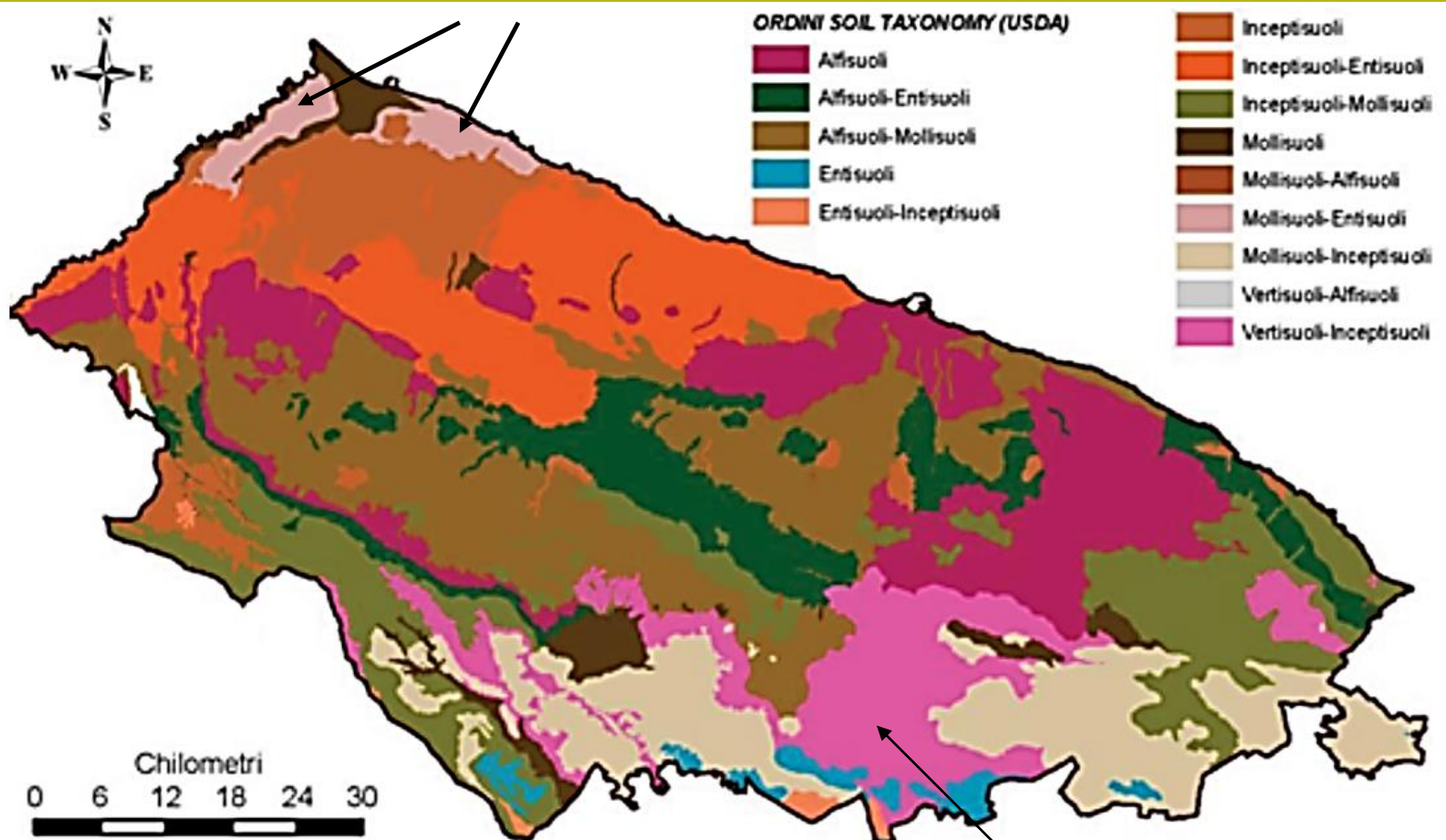


Figura C. Carta pedologica schematica

Suoli espandibili (*vertisols* ...in provincia di Bari)

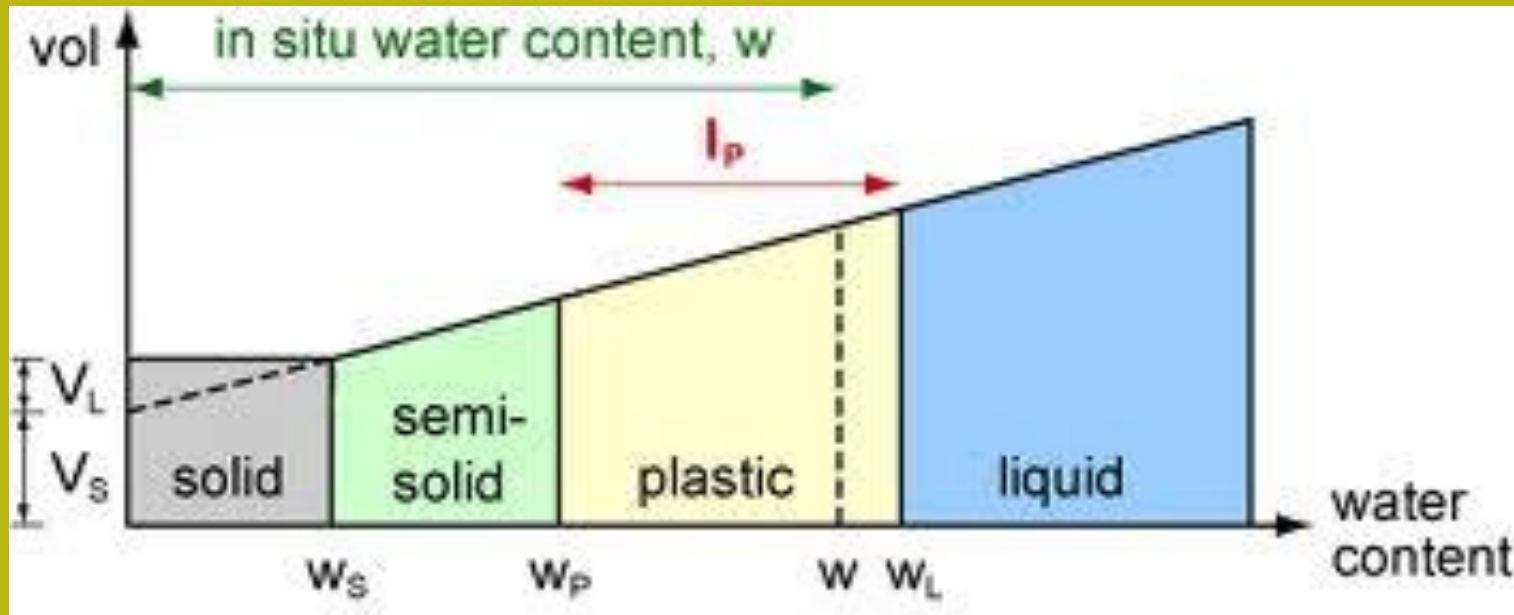
Da Lopez e La Viola (2010). progetto "suolo e non solo."

<http://www.scianet.it/ciapuglia/pc/Universus/vademecumSpecialistiRev3.pdf>

vertisols

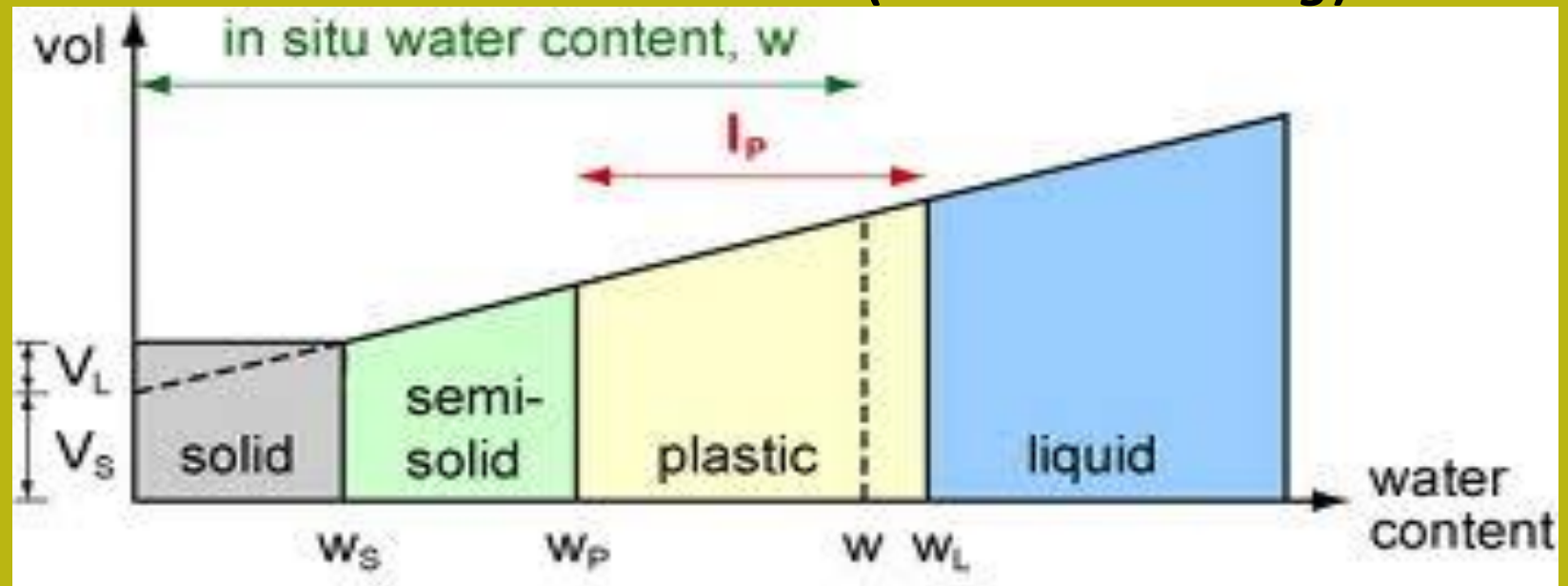
Video su Yoube <https://www.youtube.com/watch?v=JOPwMwIUJMA>

Limiti di consistenza dei suoli fini (limiti di *Atterberg*)



I terreni con una tessitura fine possono assorbire quantità variabili di acqua e quindi modificarne la densità (e talvolta il volume). Come risultato di questo assorbimento d'acqua il terreno può cambiare il suo stato fisico. Il terreno può passare da uno stato di consistenza solida a uno stato di consistenza plastica fino a raggiungere uno stato di liquidità (valori più alti di $W\%$). Questi limiti di contenuto d'acqua sono chiamati limiti di consistenza del suolo o limiti di Atterberg. Questi limiti servono (vedi più avanti nella parte II del corso), per classificare i suoli e per fornire informazioni importanti anche per altre proprietà.

Limiti di consistenza dei suoli fini (limiti di *Atterberg*)



- Il limite del liquido (LL) è il contenuto di acqua ($WL\%$) in cui i grani sono separati in modo da ottenere una perdita completa di resistenza al taglio. Oltre questo limite, il materiale si comporta come un fluido viscoso. Con valori inferiori di contenuto d'acqua si comporta come plastico.
- Il limite di plastico (LP) è il contenuto di acqua ($Wp\%$) in cui il suolo passerà da uno stato plastico a uno stato semi-solido. Per valori più bassi di $W\%$ il suolo non può più comportarsi come plastico, e qualsiasi cambiamento di forma farà sì che il materiale mostri fessure visibili.
- Il limite di contrazione (LC) è il contenuto di acqua ($Ws\%$) che ha un suolo che non diminuisce più il suo volume mentre continua ad essiccarsi

Limite Liquido LL .. Come si misura

Coppa di Casagrande

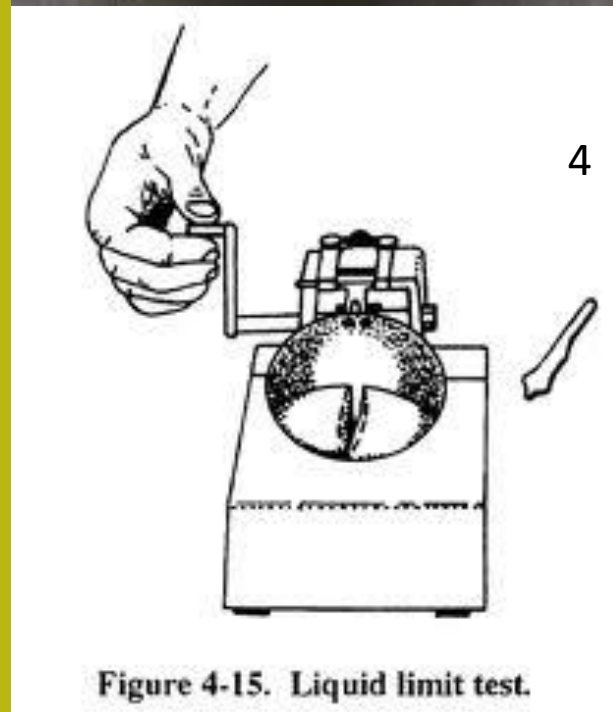
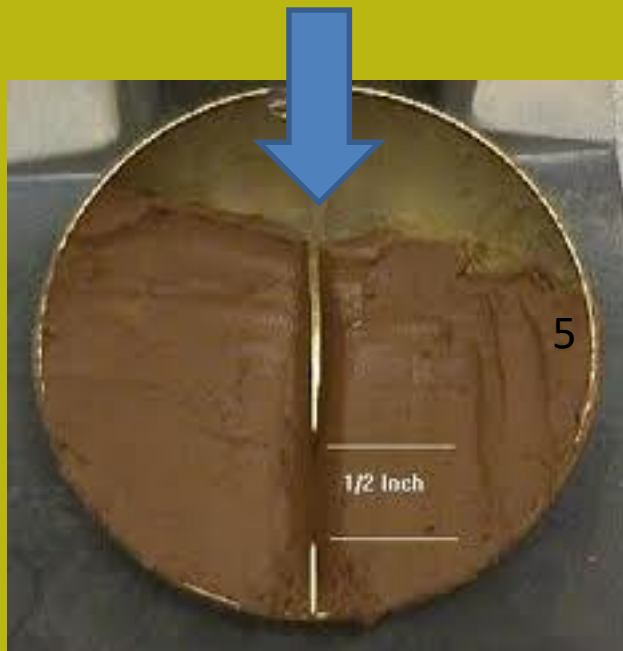


Figure 4-15. Liquid limit test.

Limite Liquido LL .. Calcolo LL con coppa di Casagrande

Procedi con l'attrezzatura di Casagrande con diversi contenuti d'acqua. Viene contato il numero di colpi necessario per chiudere la fessura di almeno 12,5 mm



Youtube video:

http://www.youtube.com/watch?v=6FfSJ6Q3_k&feature=related

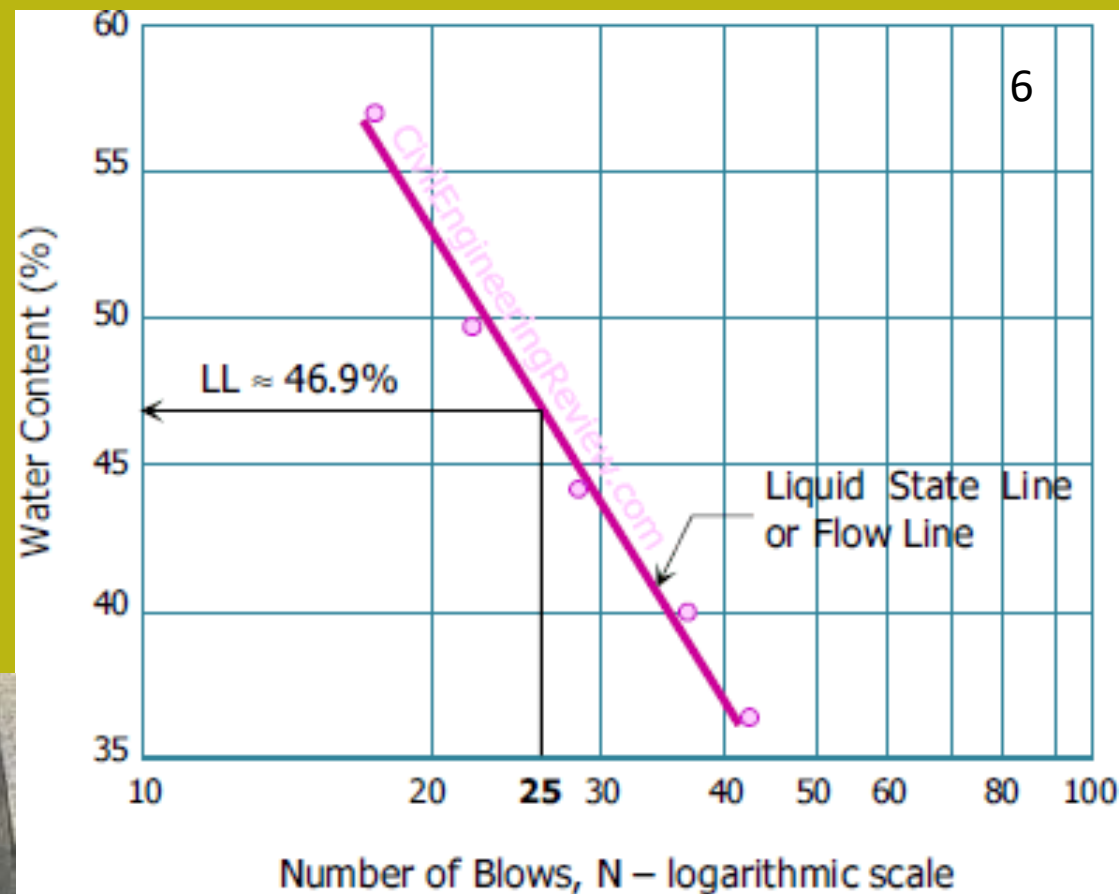


Figure 3 Typical liquid limit results from the Casagrande cup method.

I risultati sono riportati su un grafico la semilogaritmico e Si ricerca il valore del W% che corrisponde a 25 colpi. Questo è il valore di LL

Limite Liquido LL ..

Calcolo LL con attrezzatura alternativa: *Fall cone*

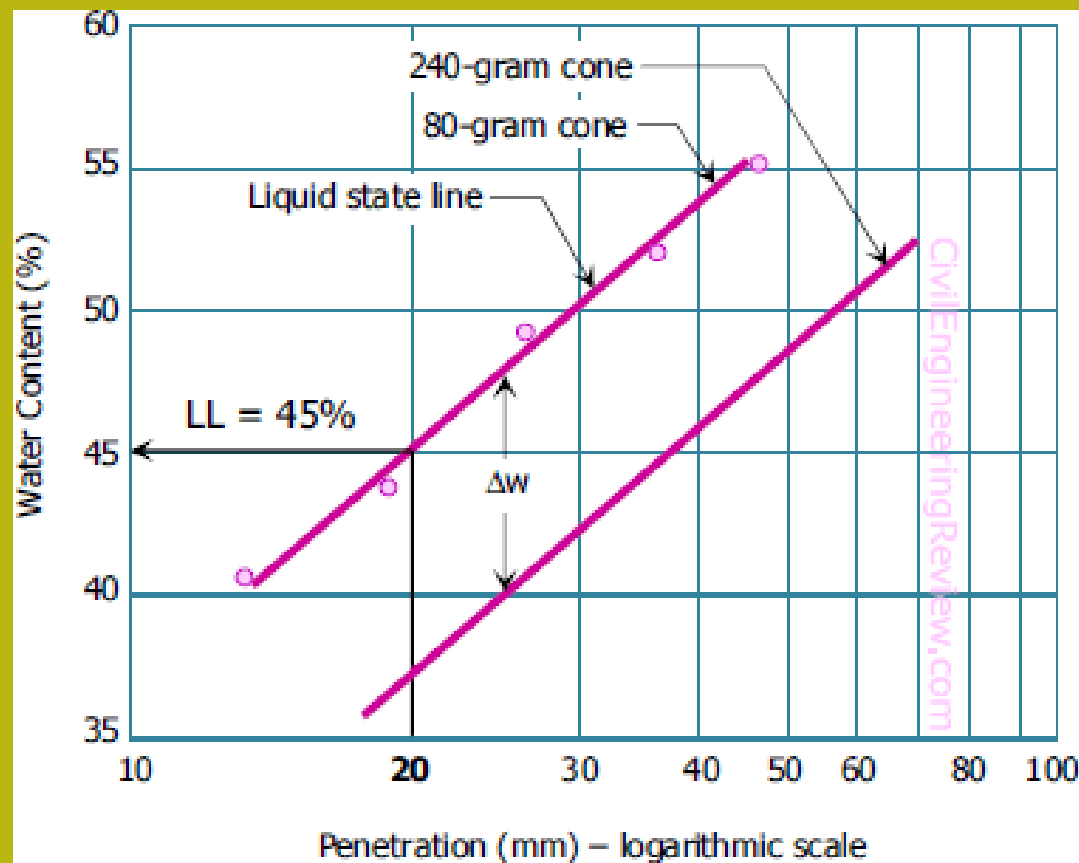


Figure 4 Typical test results from the fall cone apparatus.



Penetrazione di un cono di 80 grammi e angolo di 30° in una massa di terreno contenuta in un bicchiere. Questa operazione è fatta per diversi contenuti d'acqua. Si graficano i risultati in un grafico Semi-log e il valore di W% cercato è quello che corrisponde alla penetrazione di 20 mm. Questo è il valore di LL

Limite Plastico LP ..



Per ottenere il limite plastico LP, viene prelevata una quantità approssimativa di 20 grammi di terreno umido. Impastare con la mano assicurandosi che l'umidità sia uniforme e arrotolata per formare un cilindro uniforme di 3 mm di diametro, si continua a rotolare fino a che non si formino crepe. Questa condizione è il limite plastico LP.

You tube video:

<http://www.youtube.com/watch?v=hj9DpfHy1M&feature=related>

Limite di Contrazione LC ..

Il limite di contrazione è determinato come segue. Una massa di terreno umido (una compressa) viene posta su un piatto di porcellana di 44,5 mm di diametro e 12,5 mm di altezza. e poi è asciugato nel forno. Il limite di contrazione viene calcolato dalla seguente formula.

$$LC = W_i - \frac{(V_i - V_f) \rho_w}{M_s} \times 100$$

Wi = contenuto di acqua iniziale

Vi= Volume iniziale della pastiglia di suolo

Vf=volume finale della pastiglia dopo la asciugatura

Ms = massa della pastiglia dopo l'asciutura

ρ_w = densidad de el agua (1.0)



L'operazione viene ripetuta a partire da un diverso contenuto d'acqua...

La condizione in cui si ottiene che $V_i = V_f$ è il valore ricercato

... $LC = W_i$

Ovvero Non c'è più cambio di volume con l'essiccazione

Youtube video con metodo preciso per misurare il volume:

<http://www.youtube.com/watch?v=zceSM0CK1-Y&feature=related>

Proprietà indice (dei terreni fini)

Indice di plasticità IP È la differenza in percentuale tra il limite del liquido e il limite plastico (è l'intervallo di umidità entro cui si comporta il materiale come materiale plastico)

$$\mathbf{IP = LL-LP}$$

L'indice di contrazione IC è ottenuto come differenza percentuale tra il limite plastico e limite di contrazione. (è l'intervallo di umidità entro il quale il materiale si comporta come un materiale semi-solido)

$$\mathbf{IC= LP-LC}$$

L'indice di attività A è ottenuto con la seguente formula:

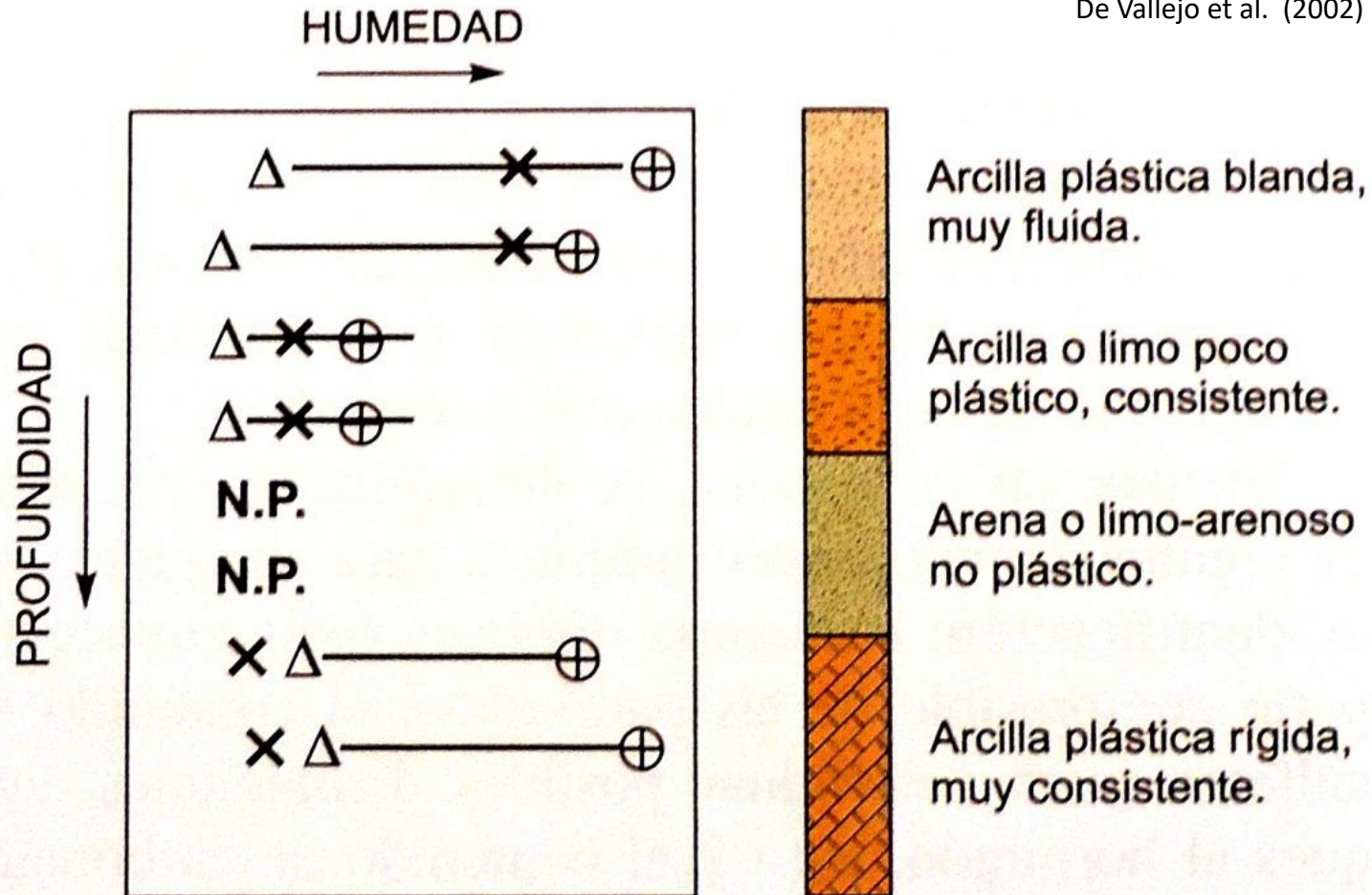
$$\mathbf{A=IP/(\%argilla)}$$

L'indice di liquidità' IL (che ci dice all'umidità naturale Wn quanto è vicino al limite liquido LL) si ottiene con la seguente formula:

$$\mathbf{IL= (Wn-LP)/IP}$$

Stratificazione in depositi sedimentari naturali

De Vallejo et al. (2002)



$\Delta = W_p$,, $\oplus = W_L$,, $x = \text{Humedad natural}$,, N.P. = No plástico

Contenuto di umidità naturale a seconda del tipo di terreno e della profondità

Esempio di utilizzo del limite del liquido e del contenuto di umidità naturale per dedurre i comportamenti del suolo relativi ai processi critici in geotecnica: esempio di espansione e contrazione

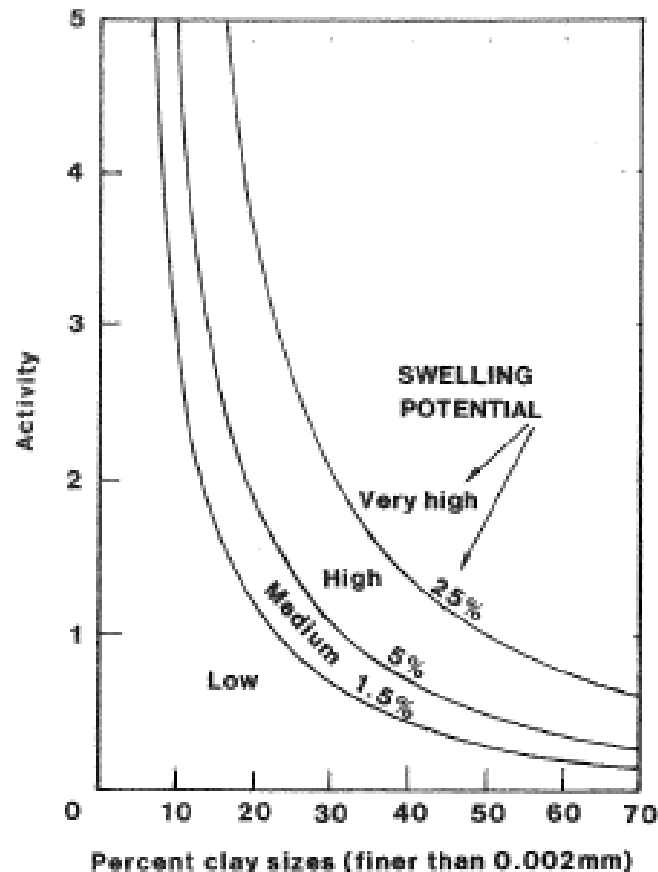


Figure 8.2 Classification chart for swelling potential (after Seed et al., 1962)

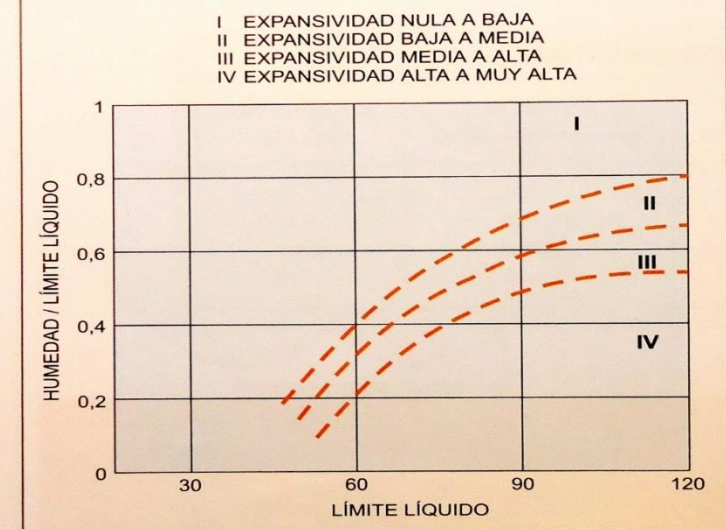
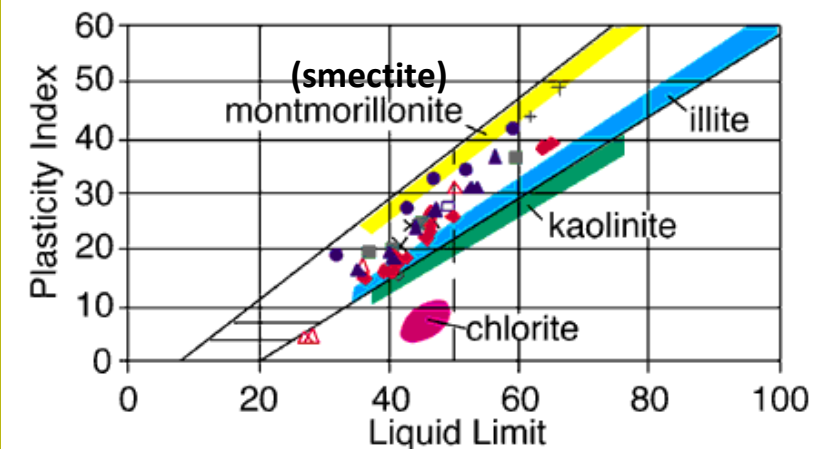


Figura 2.95 Criterio de peligrosidad a partir de la expansividad (Oteo, 1986).



Indici relativi a rocce intatte e massicci rocciosi



By <http://cms.unige.ch>

Indici relativi a rocce intatte e massicci rocciosi

Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

De Vallejo et al. (2002)

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.

(ISRM, 1981).



Indici qualitativi: weathering .. (alterazione)



Indici relativi a rocce intatte e massicci rocciosi



Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Indici qualitativi



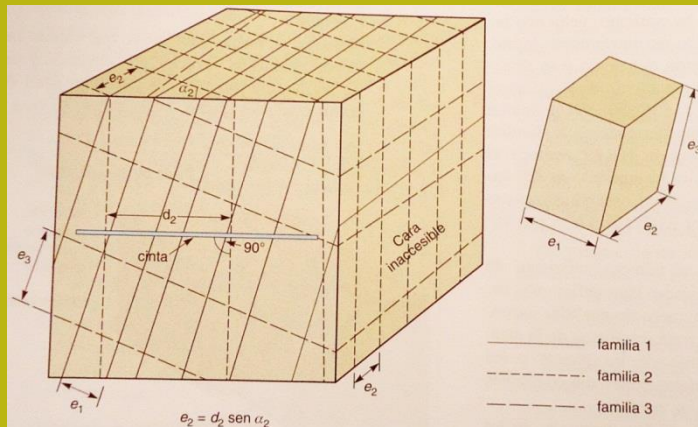
Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales.
II	Una familia de discontinuidades.
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales.
IV	Dos familias de discontinuidades.
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales.
VI	Tres familias de discontinuidades.
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales.
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades.
IX	Brechificado.

(ISRM, 1981).

De Vallejo et al. (2002)

Indici relativi a rocce intatte e massicci rocciosi



Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Descripción del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades

Descripción	J_v (discontinuidades/m ³)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	> 30

(ISRM, 1981).

De Vallejo et al. (2002)



Esempio di indici quantitativi : **J_v**

Índex RQD (rock Quality designation) in nuclei di sondaggio

El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado:

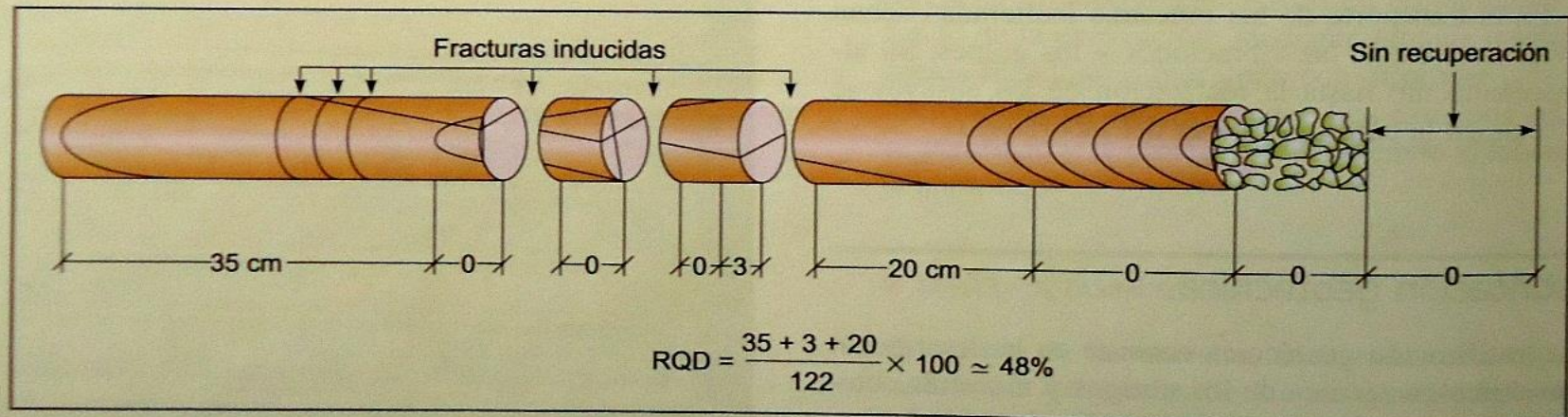
$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezza pezzi} > 10\text{cm}}{\text{Lunghezza tratto totale}} \times 100$$

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un RQD = 0 %. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1,5 m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud

del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo.

A continuación se muestra el procedimiento de medida del RQD y se describe la calidad de la roca en función de este índice:

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

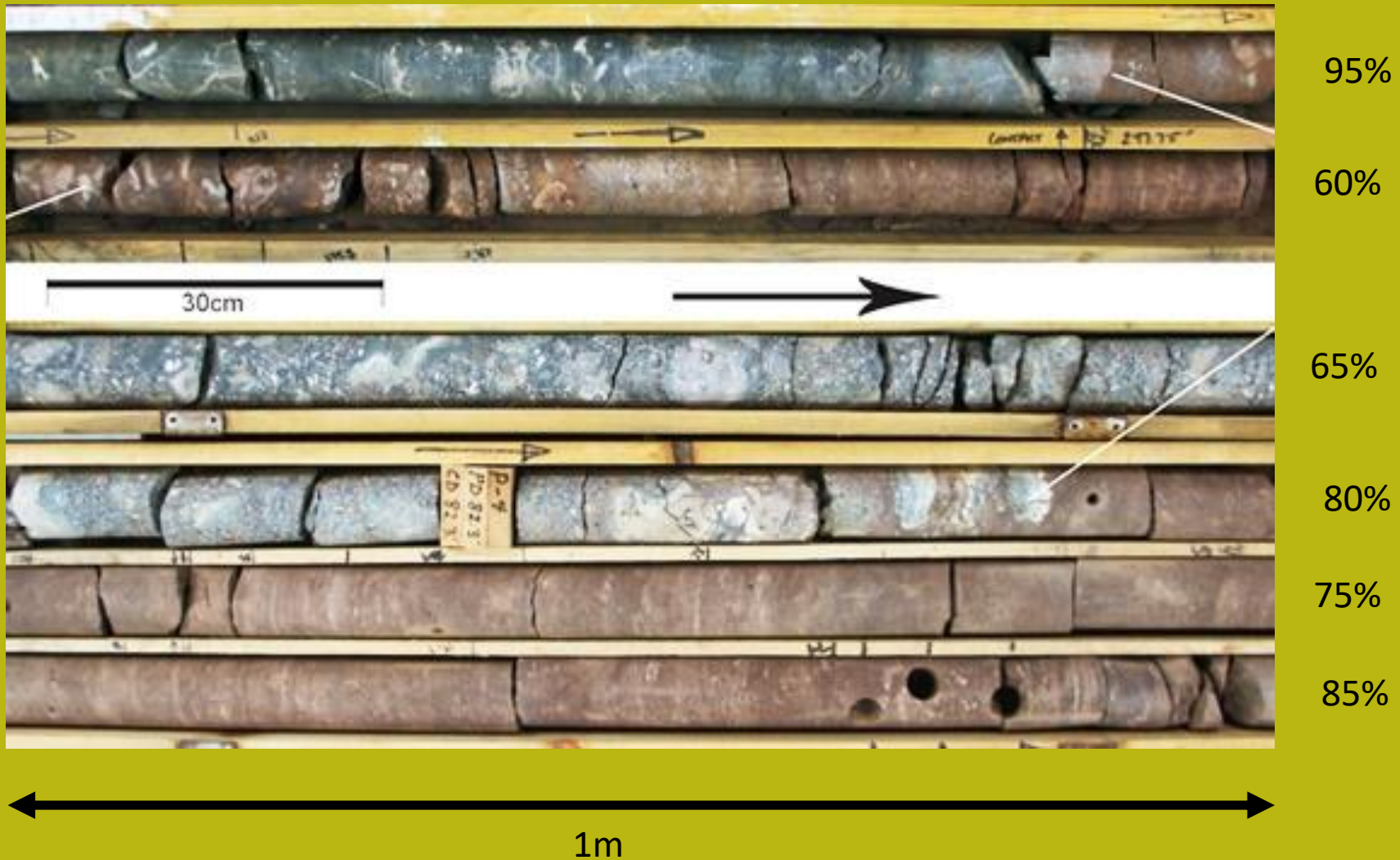


Adaptado de Clayton *et al.*, 1995.

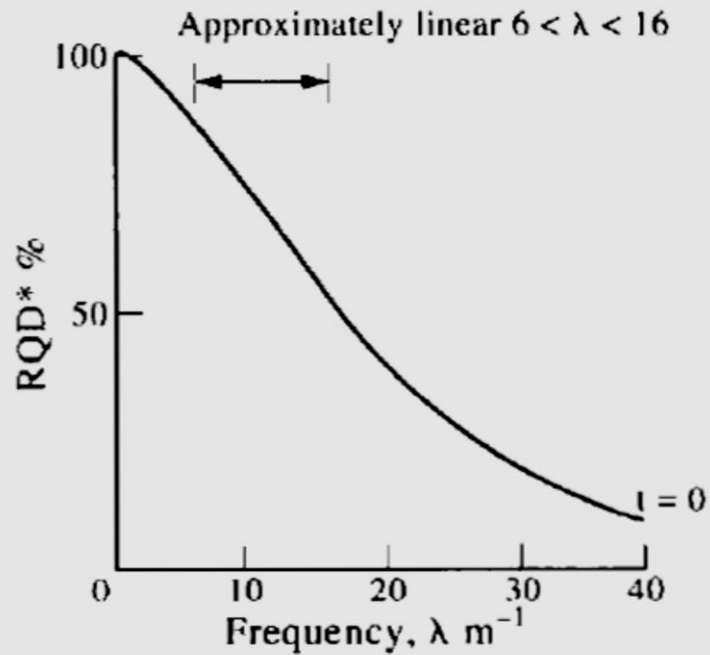
De Vallejo *et al.* (2002)

Índex RQD (rock Quality designation) in carotaggio in roccia

esempio di Campione come nucleo di sondaggio in roccia(e calcolo de RQD)



Index RQD (rock Quality designation) dell'ammasso roccioso in affioramento



Viene utilizzata una relazione empirica dipendente dalla frequenza delle discontinuità per metro (λ)

$$\lambda = \frac{\text{numero discontinuita'}}{\text{lunghezza di misura } L(\text{m})}$$

RQD è un indice che esprime la qualità della massa rocciosa in termini generali del grado di fratturazione

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

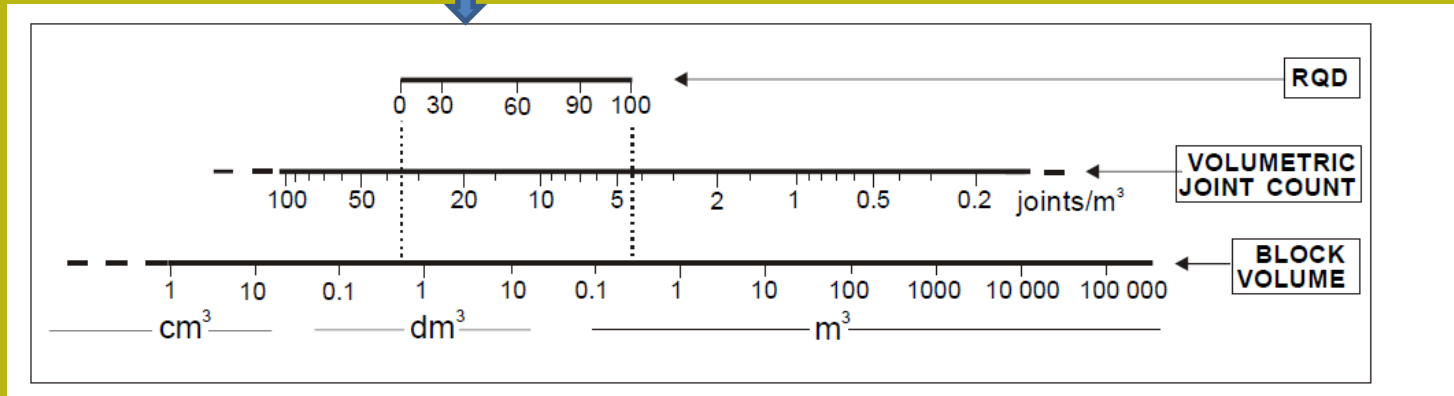
RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Index RQD (rock Quality designation) dell'ammasso roccioso in affioramento

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

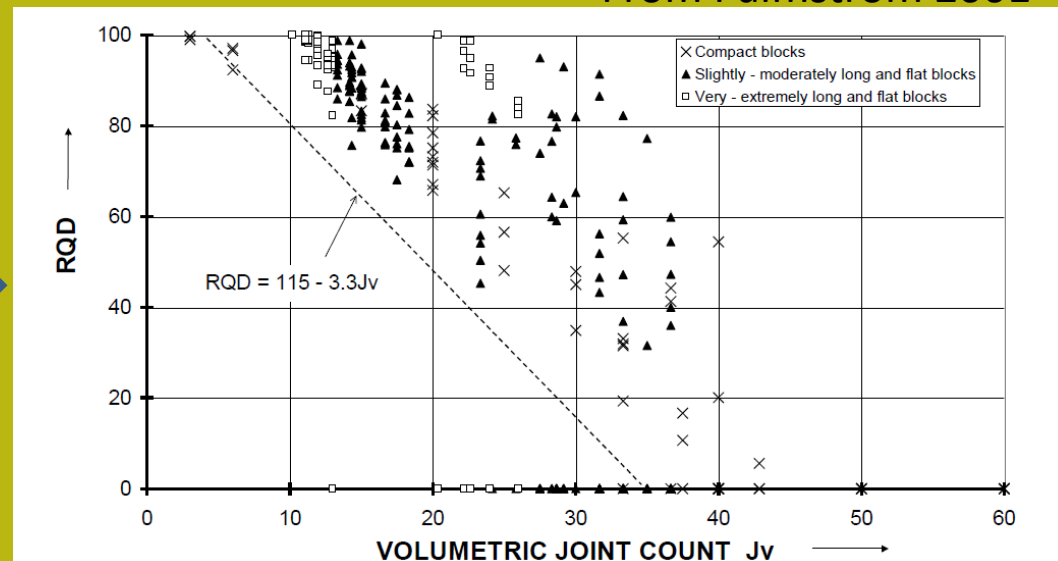
solamente se $J_v \geq 4.5$

J_v indica il numero di discontinuità' per metro cubo del massiccio roccioso



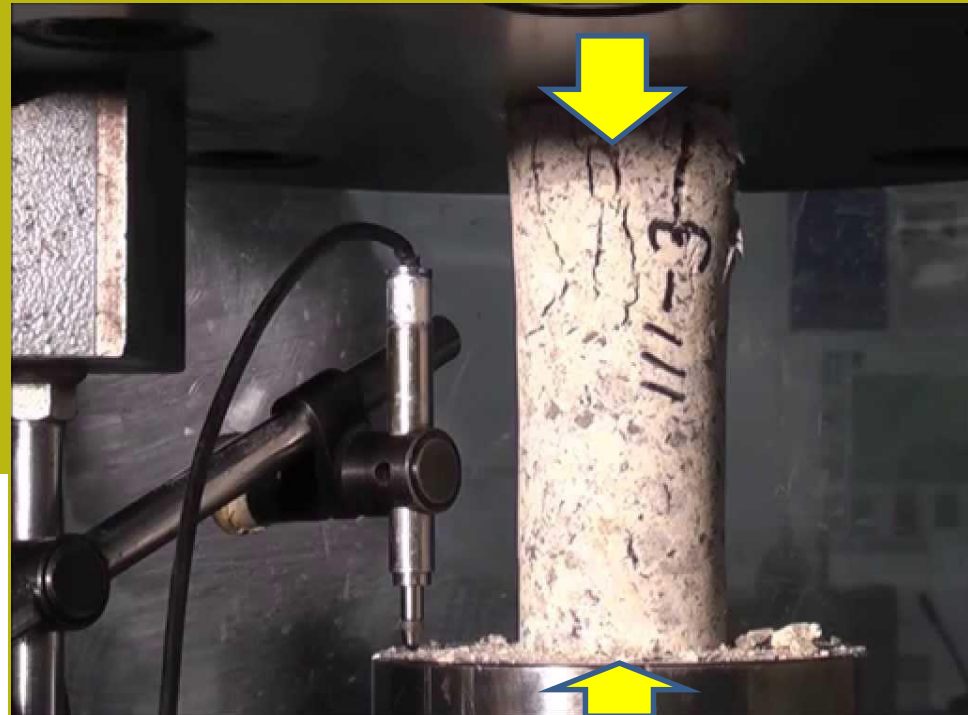
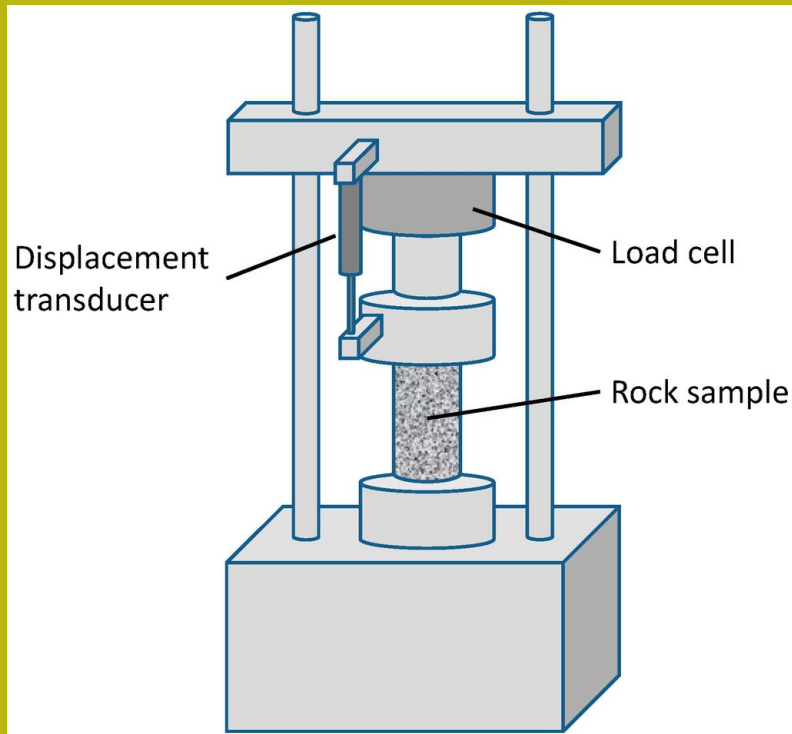
From Palmstrom 2001

J_v consente una buona determinazione della percentuale di RQD con le seguenti relazioni basate sui risultati sperimentali



Resistenza a compressioni uniassiali (campioni di roccia integri)

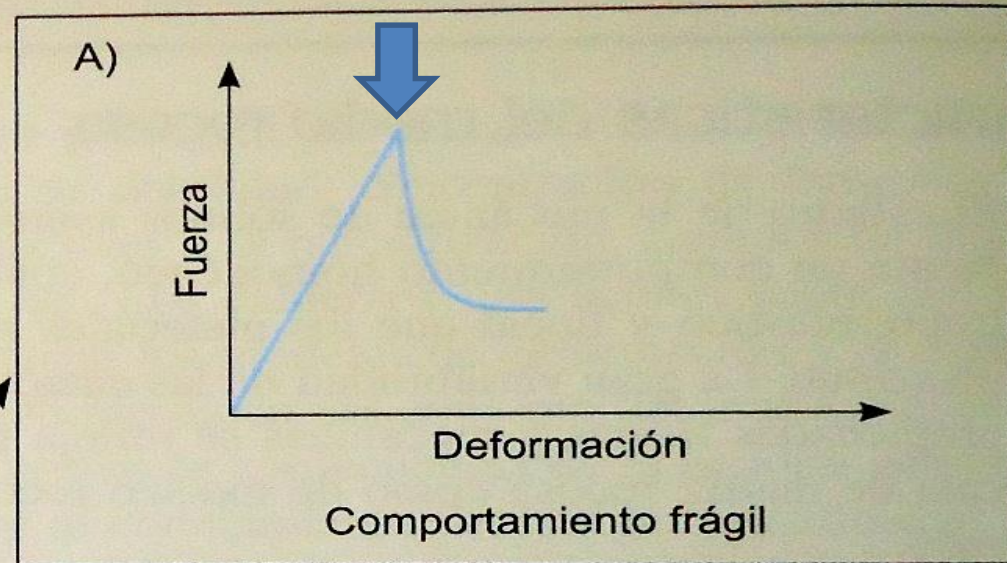
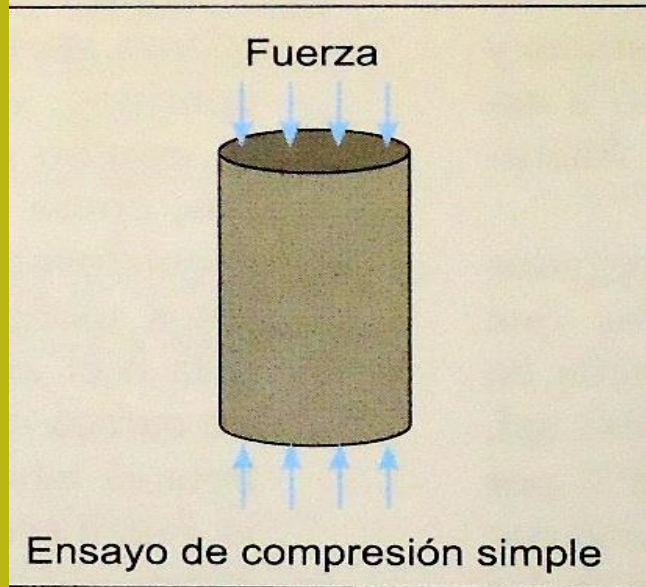
La forza di compressione uniassiale è una proprietà di indice di base molto importante nella meccanica delle rocce (espressa di solito in MPa)



Resistencia a compresiones uniassiales (campioni di roccia integri)

De Vallejo et al. (2002)

↓ Valores de pico



De Vallejo et al. (2002)

La fuerza de compresión uniassiale è una proprietà di indice di base molto importante nella meccanica delle rocce (espressa di solito in MPa)

Resistenza a compressione uniassiale (classificazione)

Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple

De Vallejo et al. (2002)

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura	Dura	Baja	Esquisto, pizarra.
50-100	Dura		Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.
> 250	Extremadamente dura			



Classificazione delle rocce in base alla loro resistenza alla compressione uniassiale

Resistencia de compresión uniassiale (criteri di valutazione diretta sul campo)

Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	$< 0,025$
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	$> 0,5$
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1,0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

(ISRM, 1981)

De Vallejo et al. (2002)



Schmidt's Hammer per la valutazione della resistenza alla compressione uniassiale di rocce ,diretto in campo



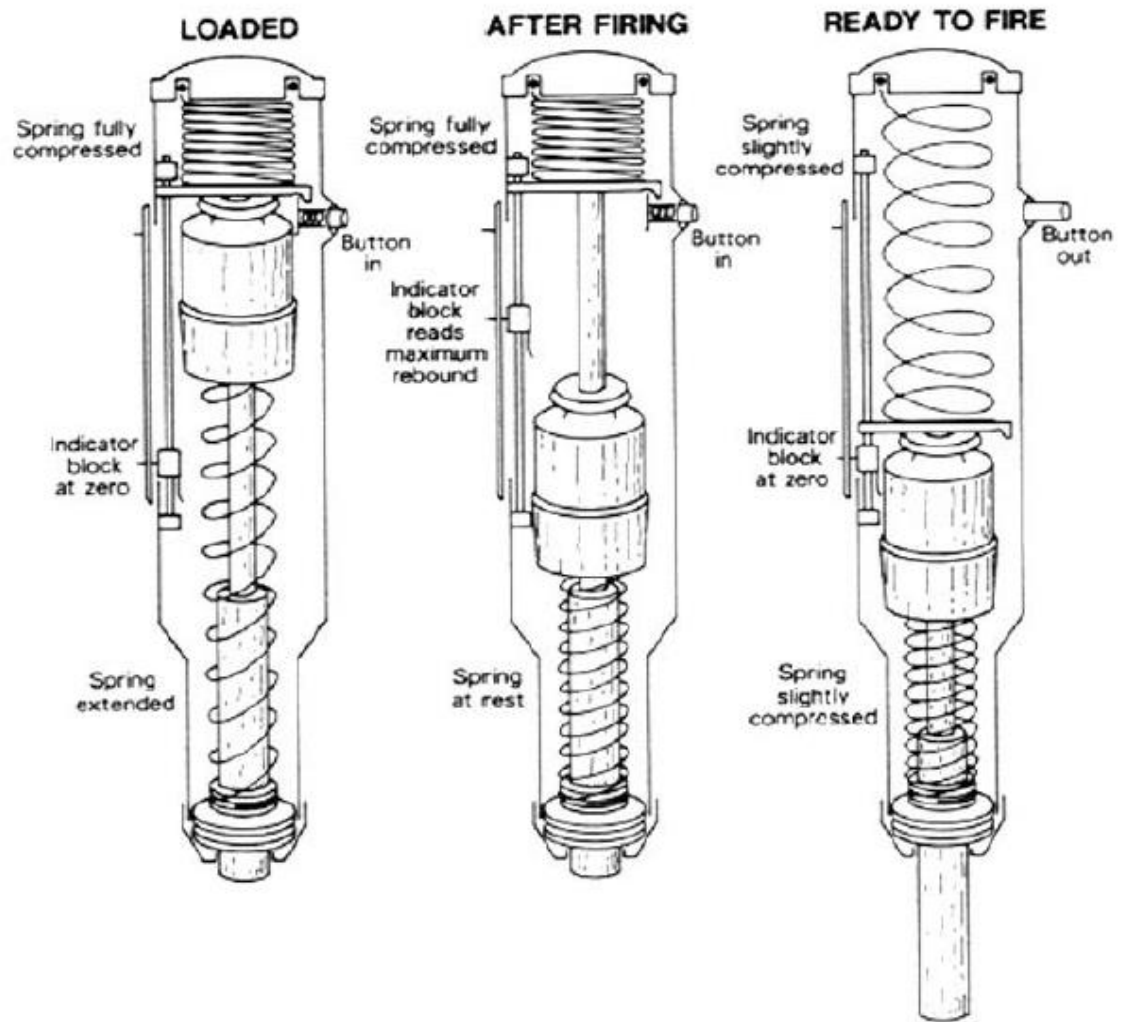
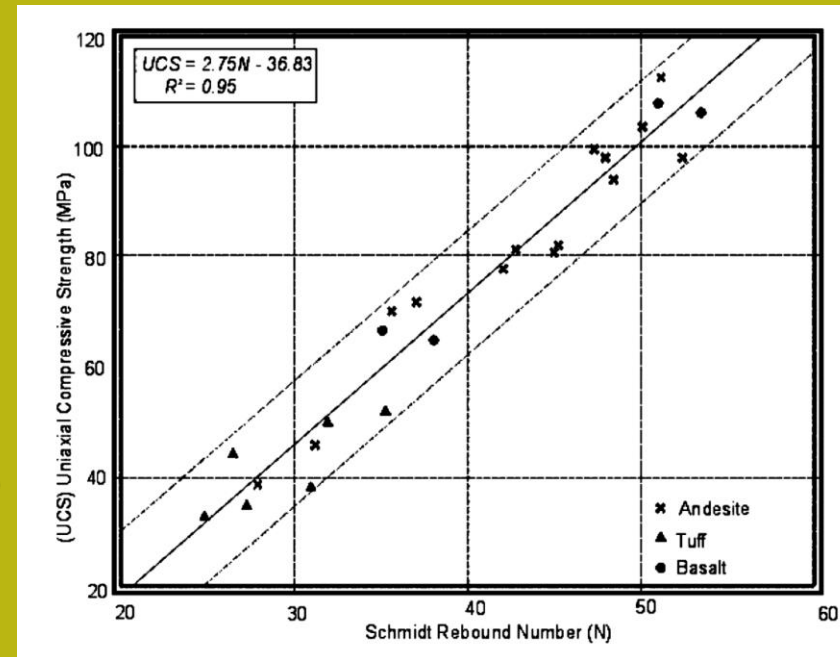
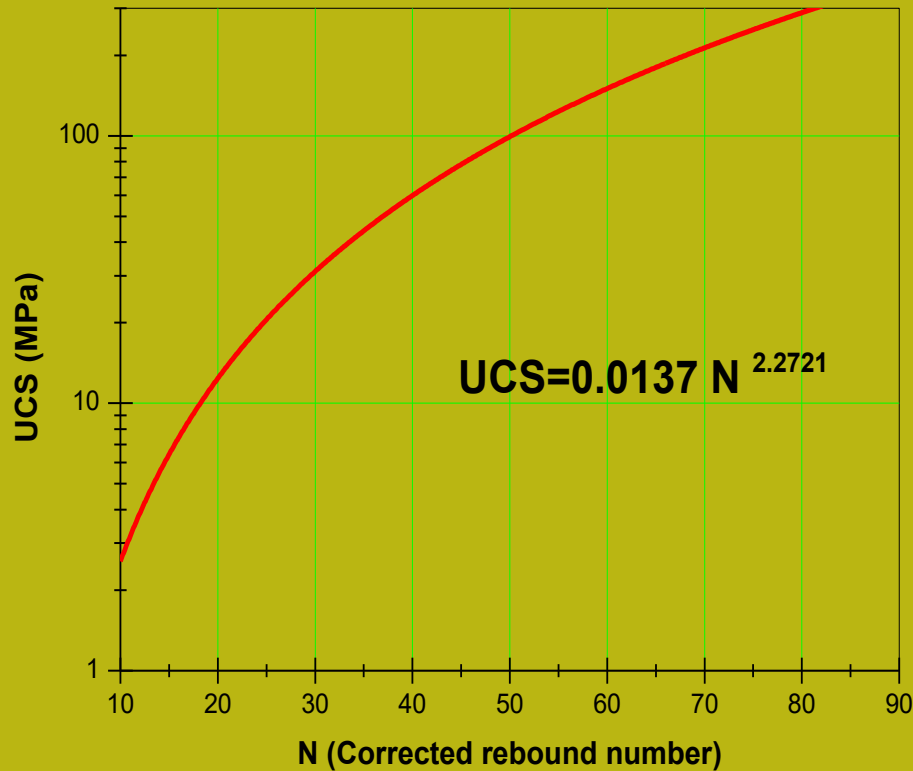


Fig. 2. Working principle of a Schmidt hammer [3].

Schmidt Hammer - misurazione numero di rimbalzi punta d'acciaio che colpisce la superficie della roccia



Per passare dal numero di rimbalzi N misurati da Schmidt's Hammer a Resistenza alla compressione uniassiale - UCS (MPa) Esistono diverse correlazioni statistiche proposte in diversi studi

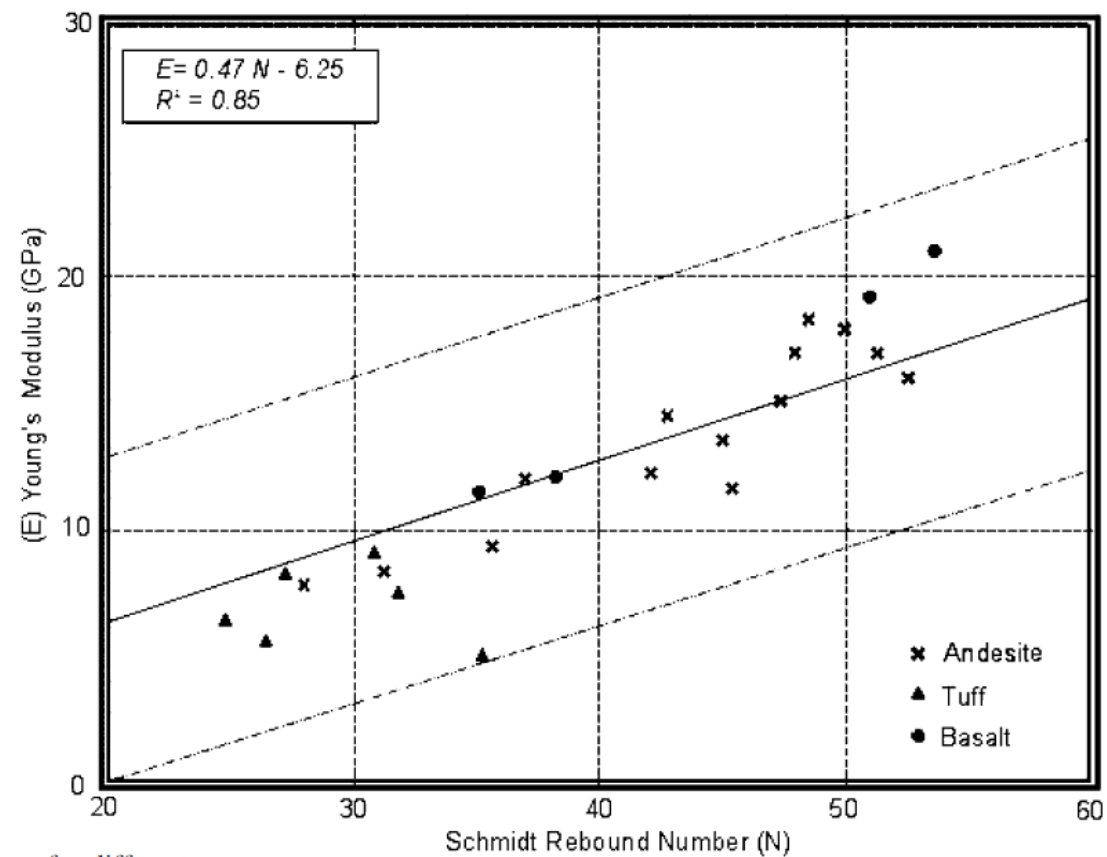


Table 1 Ranges of RQD and Schmidt rebound values for different weathering degrees

Weathering grade	^a RQD(%)	SHV
I	50–100	53 < SHV ≤ 62
II	50–100	40 < SHV ≤ 53
III	0–50	30 < SHV ≤ 40
IV	0–50	20 < SHV ≤ 30
V	NA	NA
VI	NA	NA

RQD Rock quality designation; *SHV* Schmidt hammer rebound value; *NA* Not applicable

^a Obtained from the dacites only



Correlazione Passare dal numero di rimbalzi N misurati dal martello di Schmidt al modulo di elasticità E (MPa) rocce vulcaniche

Parte II

Classificazione ingegneristica dei terreni e degli ammassi rocciosi

A) Classificazioni del suolo



Foto: Hoyos Patiño 2006

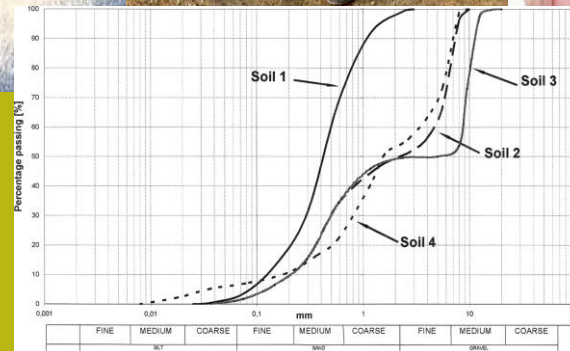
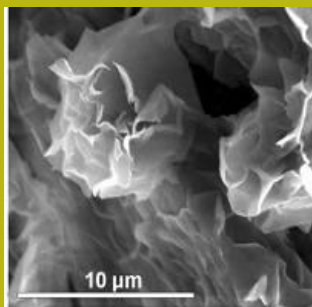
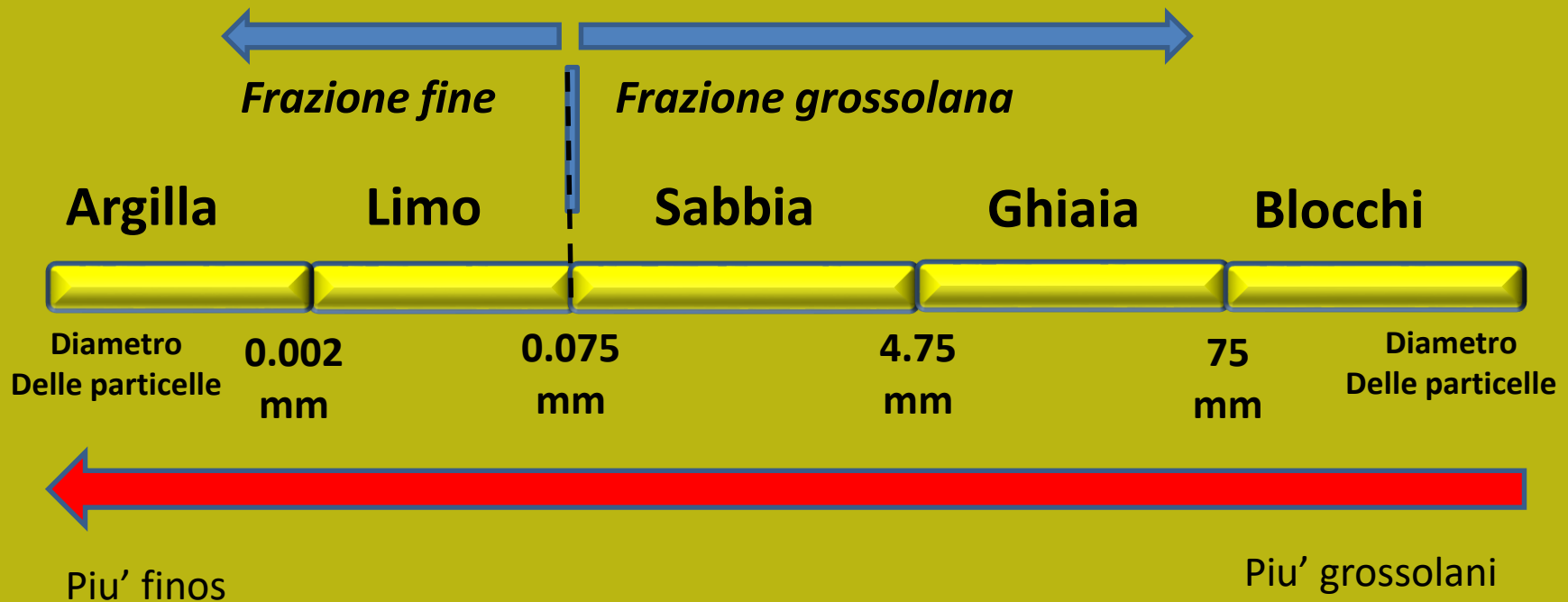
Obiettivo delle classificazioni del suolo:

- **Sviluppare un modo sistematico per descrivere, caratterizzare e classificare i suoli**
- **Raggruppa terreni con caratteristiche e proprietà geotecniche simili.**
- **Correlazioni tra categorie di classificazione e proprietà geotecniche rilevanti.**

Classificazioni del suolo

- Esistono due sistemi di classificazione del suolo comunemente usati per scopi ingegneristici. 1) il Sistema unificato di classificazione del suolo (USCS) utilizzato per quasi tutte le opere di ingegneria geotecnica; 2) il sistema di classificazione AASHTO utilizzato per la costruzione di strade e terrapieni.
- Entrambi i sistemi utilizzano i risultati dell'analisi granulometrica e la determinazione dei limiti di Atterberg per determinare la classificazione del suolo.
- Le frazioni tessiturali del terreno sono: ghiaia, sabbia, limo, argilla. Un suolo comprendente sempre uno o più di questi componenti, ha un nome descrittivo e una designazione costituita da lettere o numeri e lettere. Queste lettere dipendono dalle proporzioni relative dei componenti e dalle caratteristiche di plasticità del terreno.

Classificazione USCS (separazione di componenti fini e grossolani).



Il sistema di classificazione USCS

L'**Unified Soil Classification System** (USCS) è basato sul sistema di classificazione sviluppato da Casagrande durante la seconda guerra mondiale. Con alcune modifiche, è stato approvato congiuntamente da diverse agenzie governative degli Stati Uniti. Nel 1952. Sono stati apportati ulteriori perfezionamenti ed è attualmente standardizzata come ASTM D 2487-93. È usato negli Stati Uniti, e gran parte del mondo per le opere geotecniche diverse dalle strade e dalle autostrade.

I terreni di un sistema unificato sono designati da un simbolo di due lettere: il primo considera il componente principale della terra, e il secondo descrive le informazioni della curva granulometrica o caratteristiche di plasticità.

Ad esempio: la sabbia di mal gradata qualità si chiama SP e l'argilla con bassa plasticità è CL.

USCS: se utilizan los símbolos de cinco letras:

G per ghiaia (*gravel*)

S per sabbia (*sand*)

M per limo (*silt*)

C per argilla (*clay*)

O per suolo organico (*organic soil*)

P per tirba (*peat soils*)

Regola n. 1

Se piu' del 50% del suolo viene trattenuto nel setaccio n. 200 (0,075 mm), il **terreno è grana grossa** e la prima lettera sarà **G** o **S**;

Regola. 2

Se oltre il 50% passa dal setaccio n. 200 (0,075 mm), il **terreno è a grana fine** e la prima lettera sarà **M** o **C**

Regola n. 3

sabbie e ghiaie pulite (con meno del 5% che supera la mesh n. 200): viene data una seconda lettera P se sono attiva gradazione o W se sono con buina gradazione. Sabbie e ghiaie, con oltre il 12% in peso che supera la maglia n. 200: viene data una seconda lettera M se sono limose o C, se sono argillose. Sabbie e ghiaie che hanno tra il 5 e il 12%: le classificazioni doppie sono indicate come SP-SM. Limi, argille e terreni organici hanno la seconda lettera H o L per indicare la plasticità alta o bassa.









Le regole specifiche per la classificazione sono descritte in dettaglio in ASTM D 2487 (vedi anche la seguente immagine ..)








https://en.wikipedia.org/wiki/Unified_Soil_Classification_System

Simboli utilizzati nel sistema USCS

Unified Soil Classification System, USCS

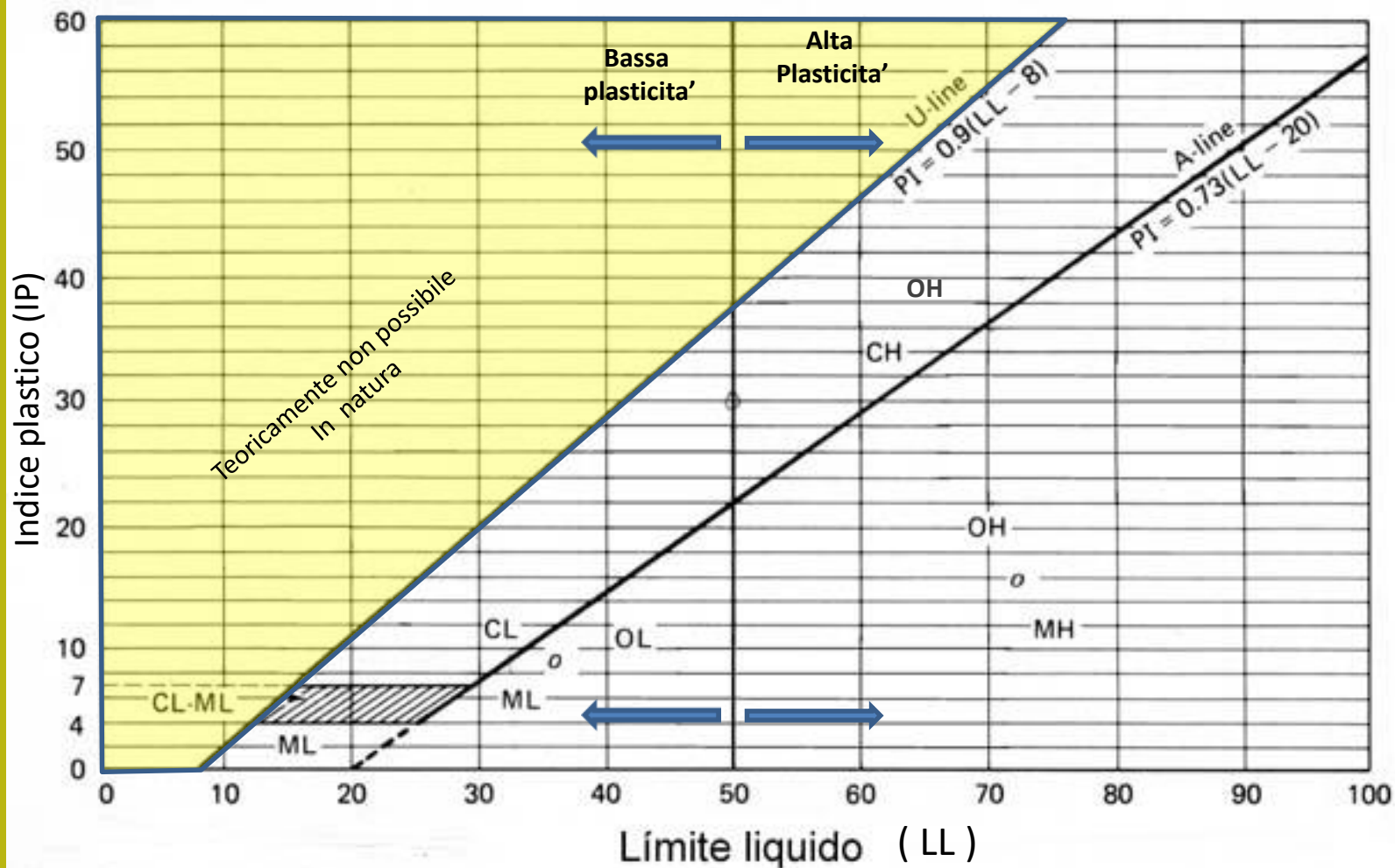
Classification and Symbols

COARSE-GRAINED SOILS (more than 50% of material is larger than No. 200 sieve size.)		
Clean Gravels (Less than 5% fines)		
GRAVELS More than 50% of coarse fraction larger than No. 4 sieve size		GW Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines
		GP Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines
Gravels with fines (More than 12% fines)		
		GM Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures
		GC Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures
Clean Sands (Less than 5% fines)		
SANDS 50% or more of coarse fraction smaller than No. 4 sieve size		SW Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines
		SP Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines
Sands with fines (More than 12% fines)		
		SM Silty sands, sand-silt mixtures
		SC Clayey sands, sand-clay mixtures

FINE-GRAINED SOILS (50% or more of material is smaller than No. 200 sieve size.)		
SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50%		ML Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty of clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity
		CL Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays
		OL Organic silts and organic silty clays of low plasticity
SILTS AND CLAYS Liquid limit 50% or greater		MH Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts
		CH Inorganic clays of high plasticity, fat clays
		OH Organic clays of medium to high plasticity, organic silts
HIGHLY ORGANIC SOILS		PT Peat and other highly organic soils

https://en.wikipedia.org/wiki/Unified_Soil_Classification_System

Suoli fini - Carta de Casagrande - con le caratteristiche di plasticità



Limi, argille e terreni organici hanno la seconda lettera H o L per indicare la plasticità alta (H) o bassa (L) a seconda che il valore LL sia $\geq 50\%$ o $< 50\%$

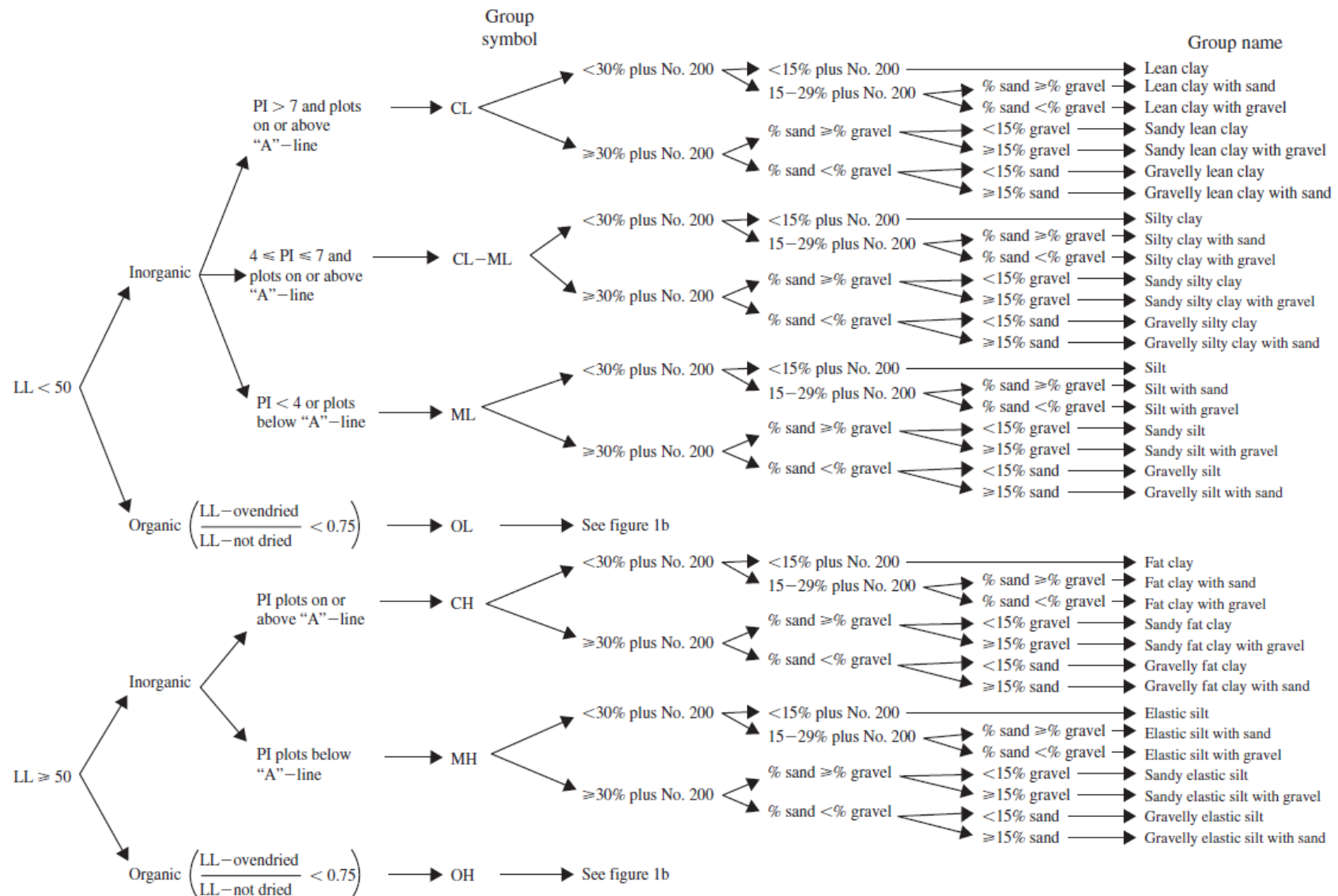


Figure 10.8 Flow chart for classifying fine-grained soils using the USCS.

Grafico di classificazione dei terreni fini

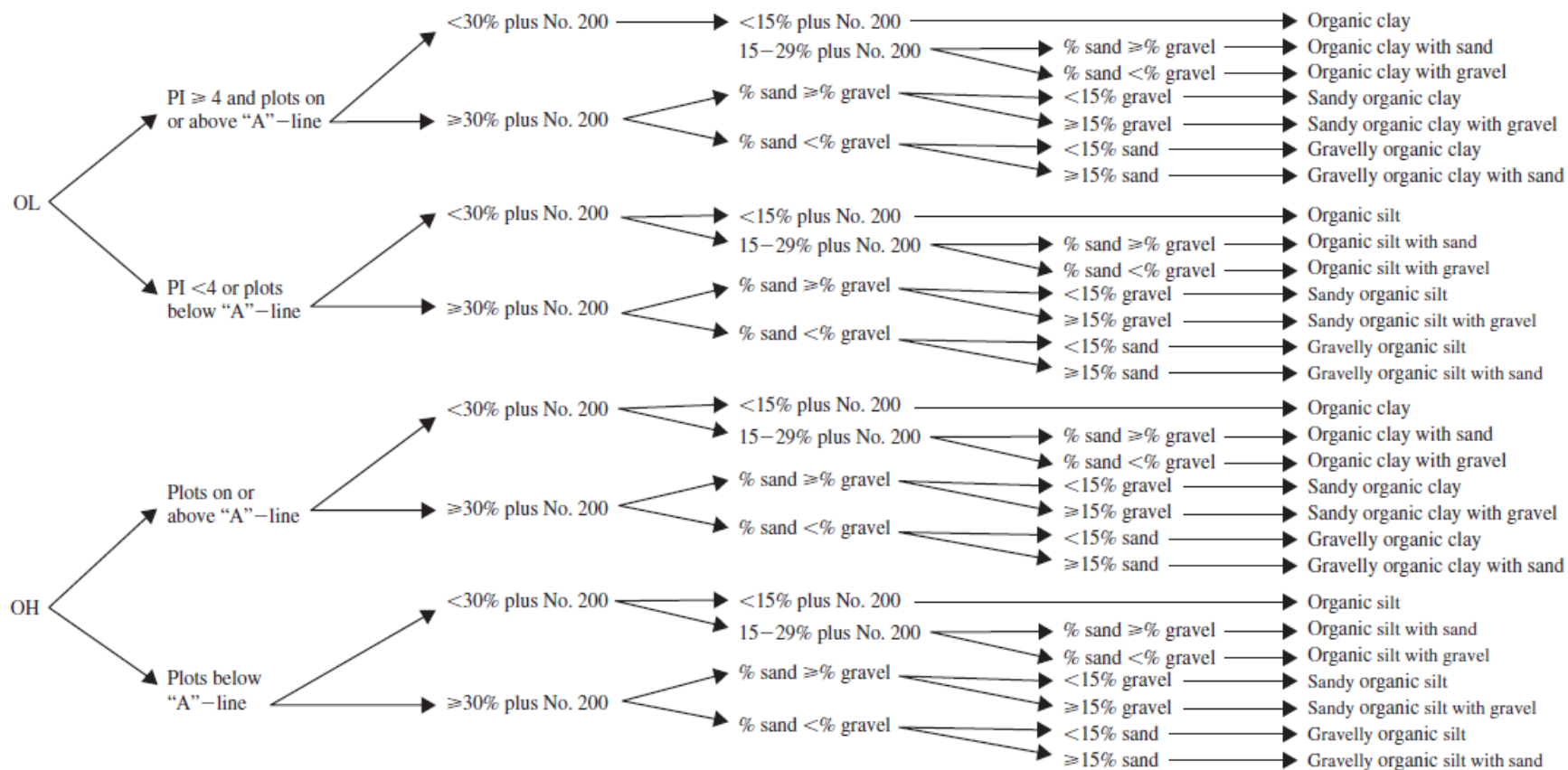


Grafico di classificazione dei terreni fini - ORGANICI

Sono indicati come terreni organici a grana fine nell'USCS quando il limite di liquido LL del terreno essiccato in forno (24h a 105 ° C) è inferiore al 75% del limite di liquido del terreno non essiccato al forno

$$\frac{LL_{\text{seccato in forno}}}{LL_{\text{non seccato in forno}}} < 0.75$$

Suoli a grana grossa: meno del 50% del suolo supera la maglia n. 200 (0,075 mm)

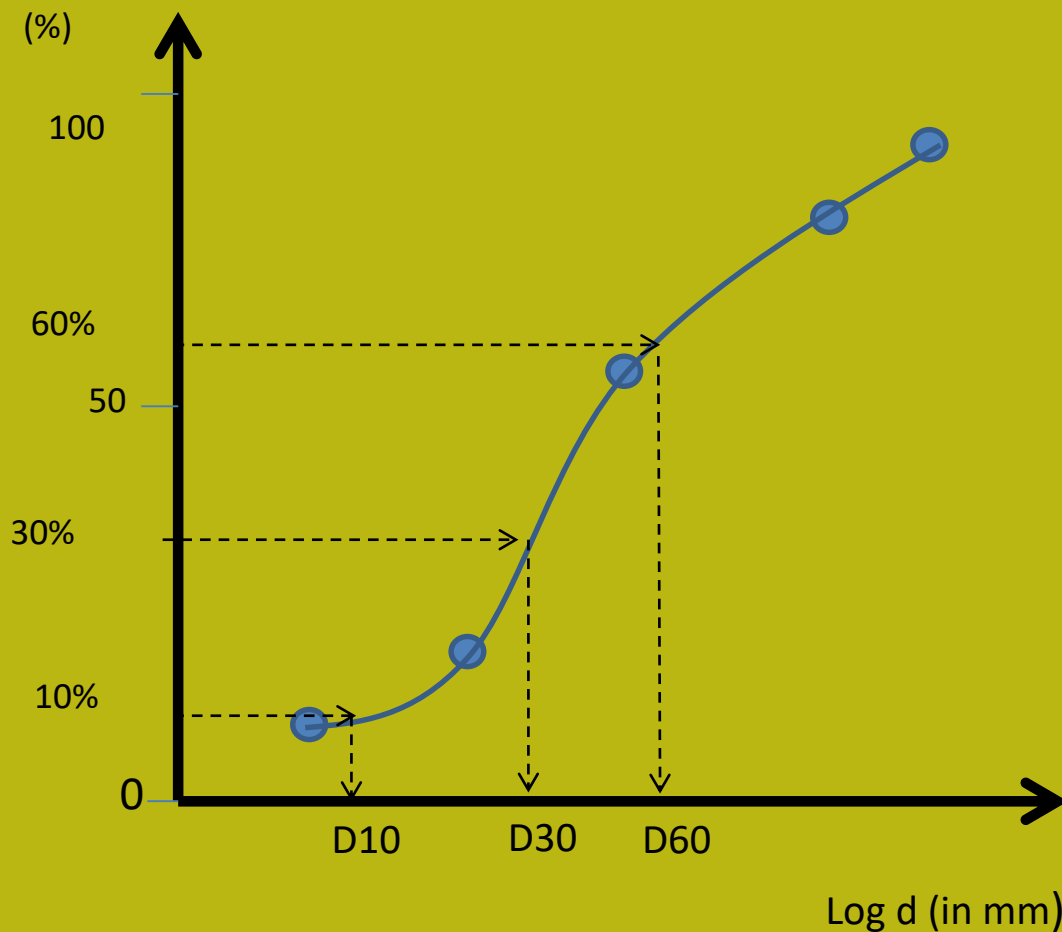
Distribuzione cumulata% in massa per diametri particelle setacciati in mm

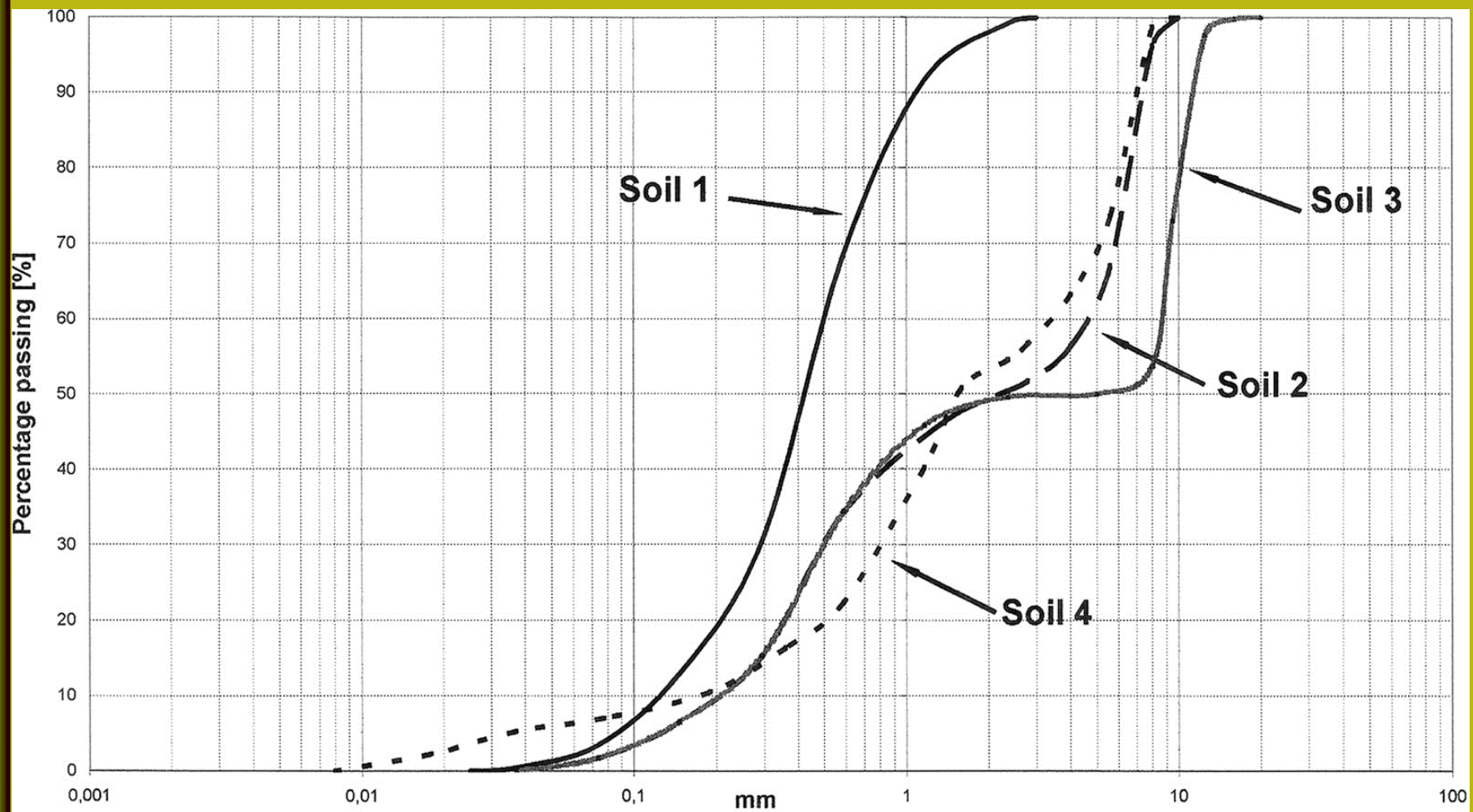
coefficiente di
curvatura C_c

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

coefficiente de
Uniformita' C_u

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$





**Esempio di distribuzione granulometrica di terreni a grana grossa.
Come esercizio: calcola C_c e C_u dei diversi terreni**

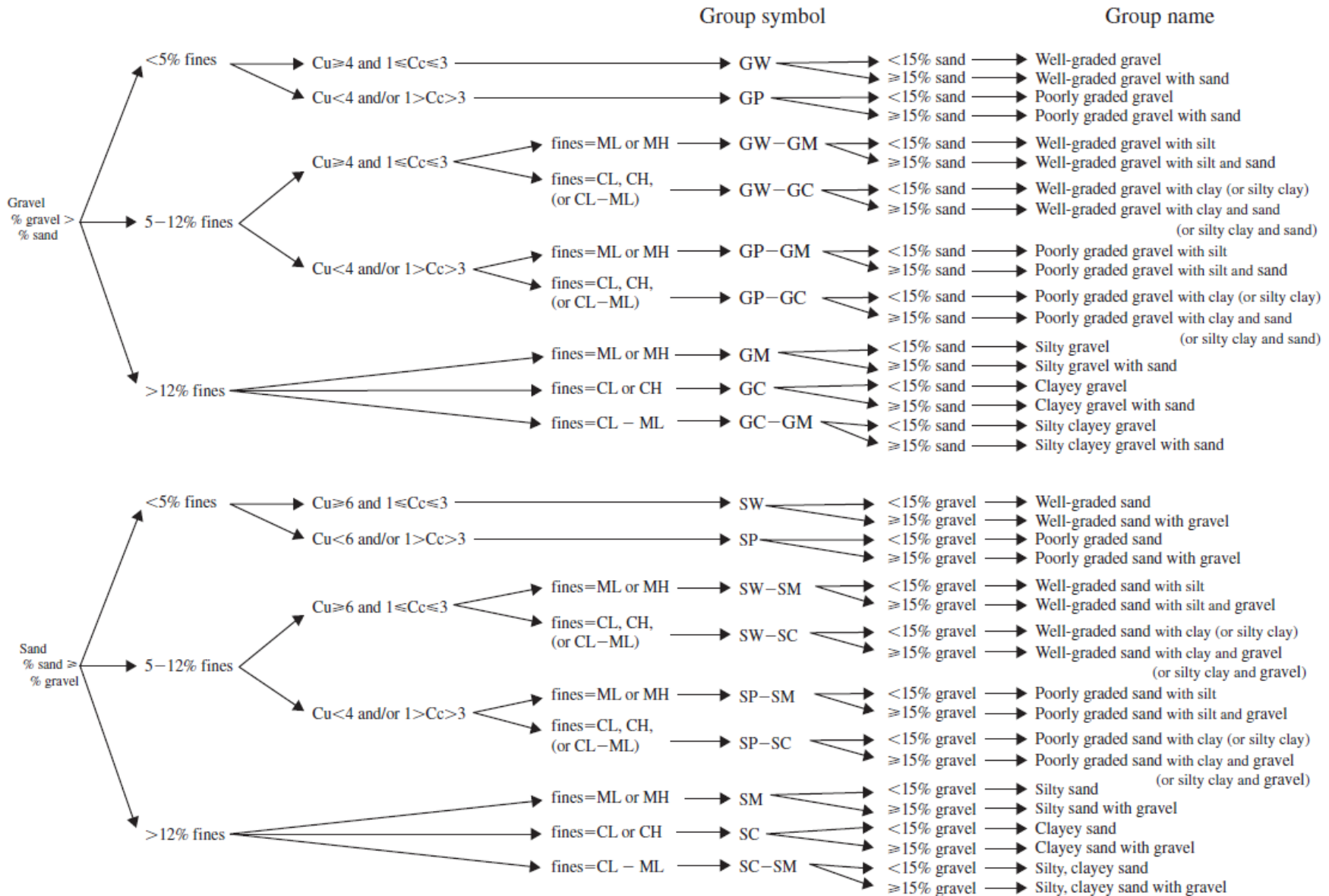
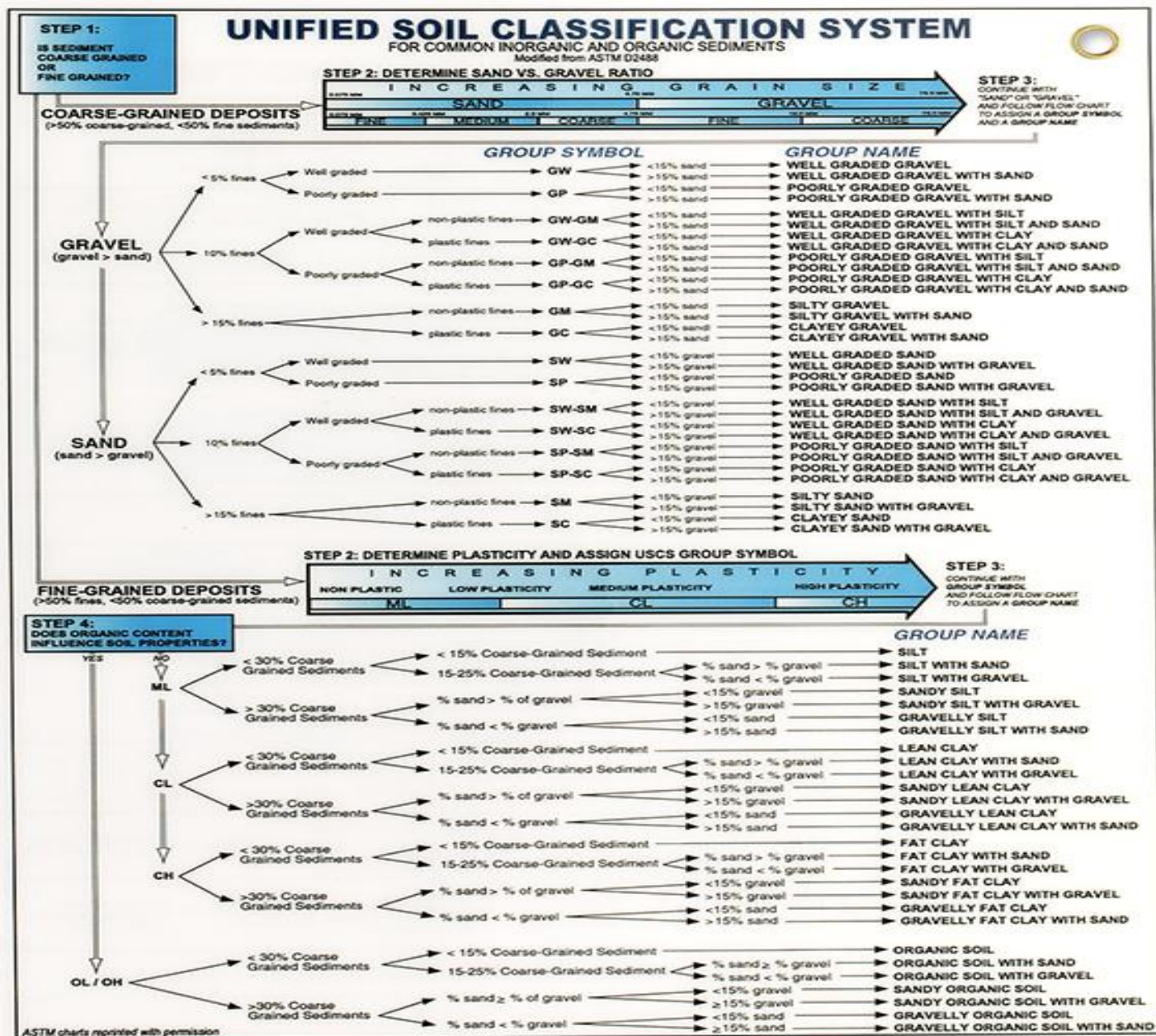


Figure 10.10 Flow chart for classifying coarse-grained soils using the USCS.

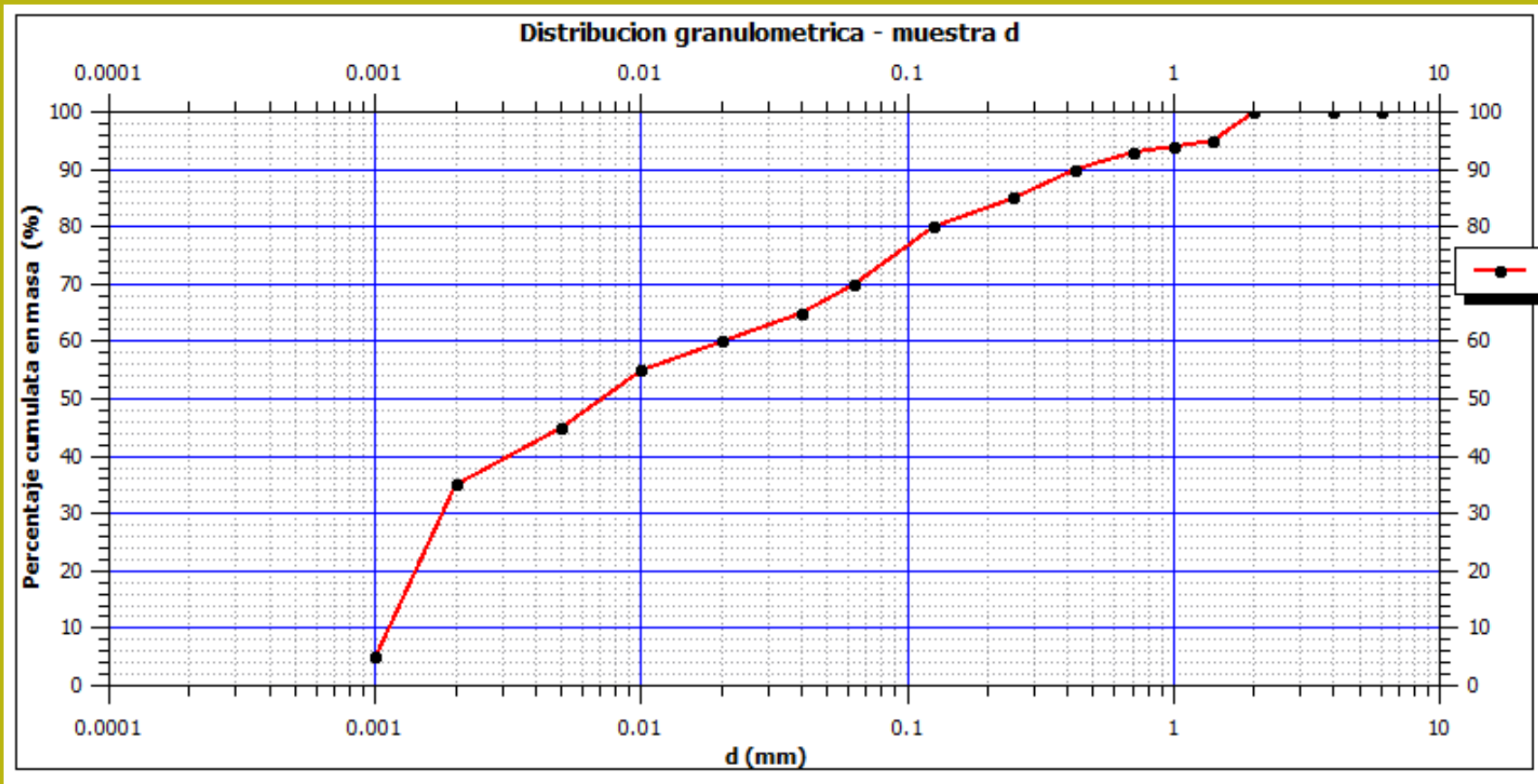
Grafico di classificazione di terreni a grana grossa

Grana
grossa

FINI



Esempio risolto1



Clasificare il terreno del campione D che ha questi valori di proprietà indice :
LL=55, IP=32
Fini >72%

Esempio 1

LL=55, IP=32

Sopra la línea A

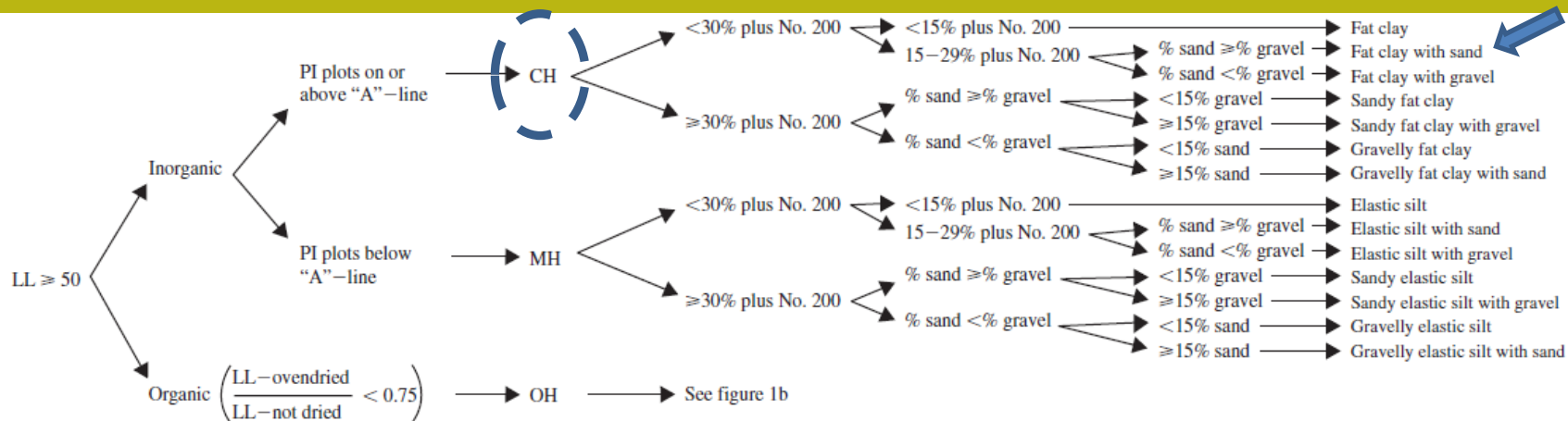
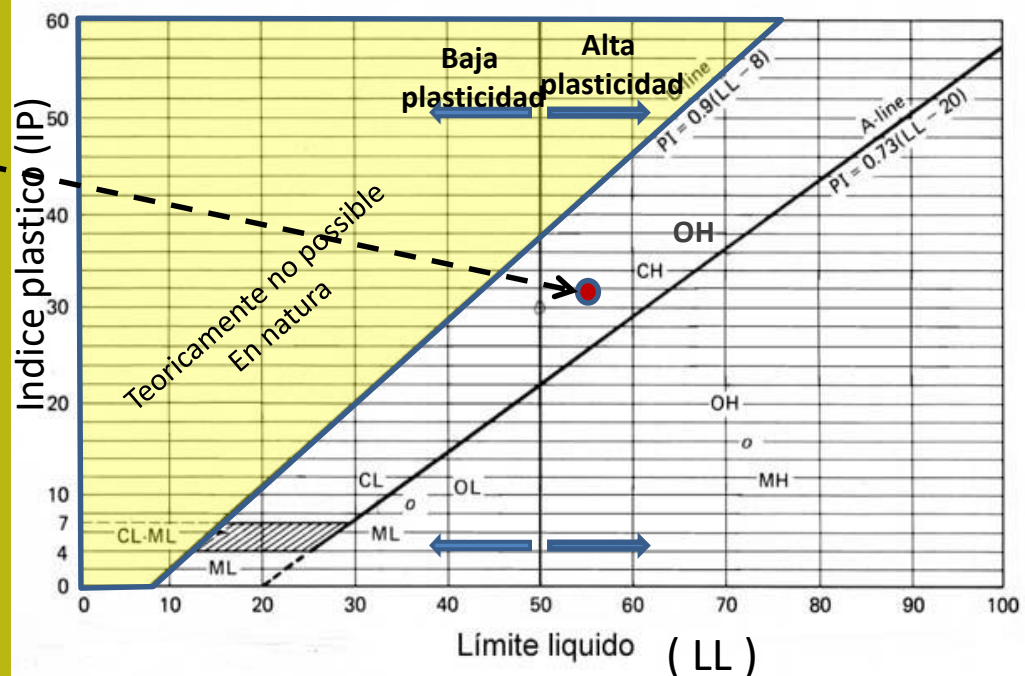
% fini <0.075 mm = 72%

28 % fracción grossolana

Frazione grossolana

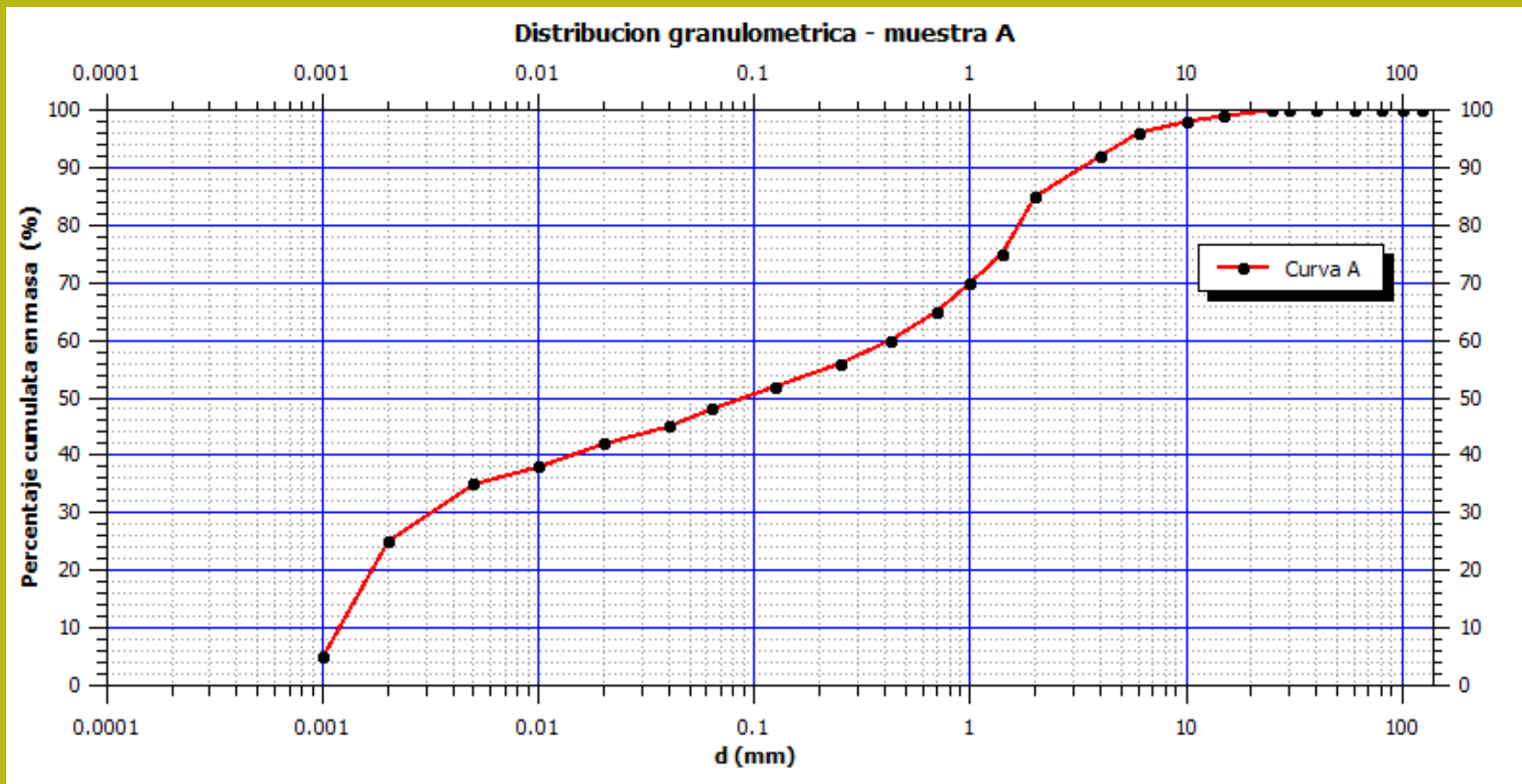
28% sabbia

0% grava



Clasificación: **CH** (arcilla densa arenosa, con alta plasticidad)

Esempio risolto 2



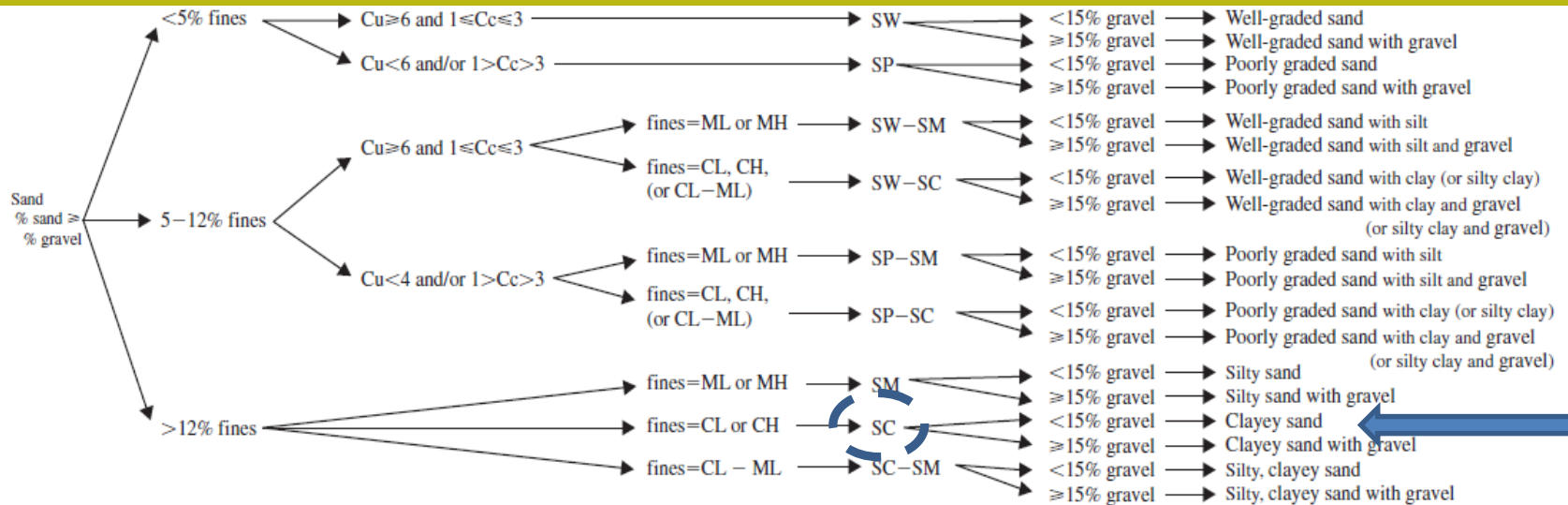
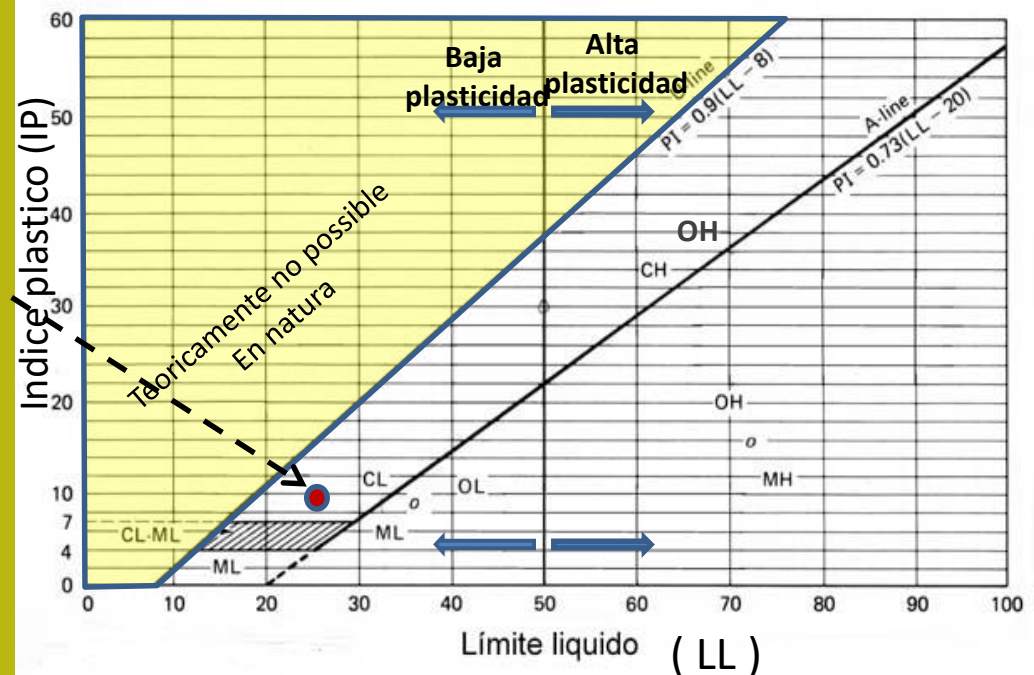
Clasificare il terreno del campione A che ha questi valori di proprietà indice : LL=25, IP=10
52% frazione grossolana

Esempio2

LL=25, IP=10
sotto linea A

% fini <0.075 mm = 48%
52 % frazione grossolana

Frazione grossolana
46% sabbia
6% ghiaia



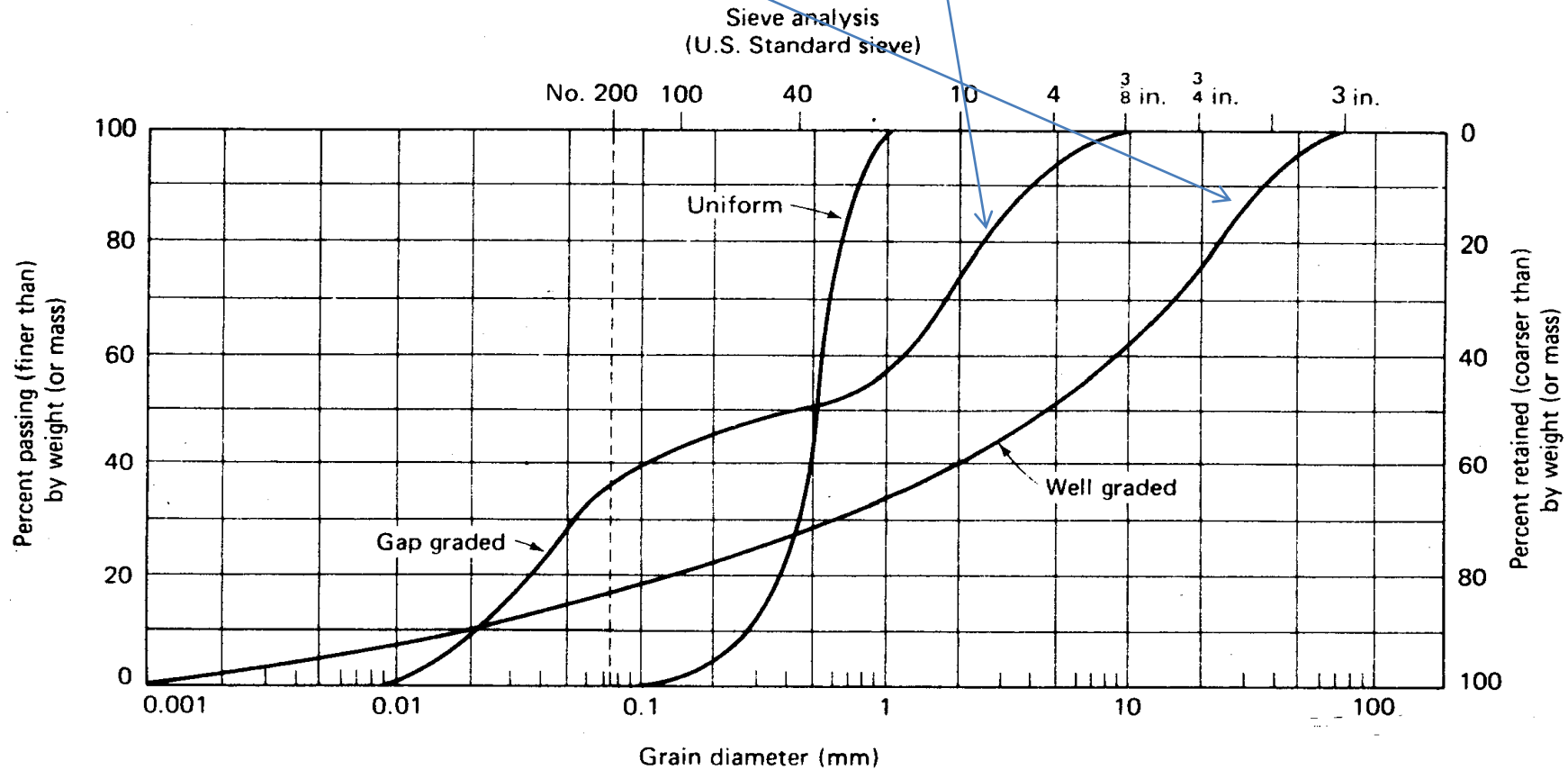
Clasificación: SC (Sabbia argillosa, con con bassa plasticita')

Esercizio

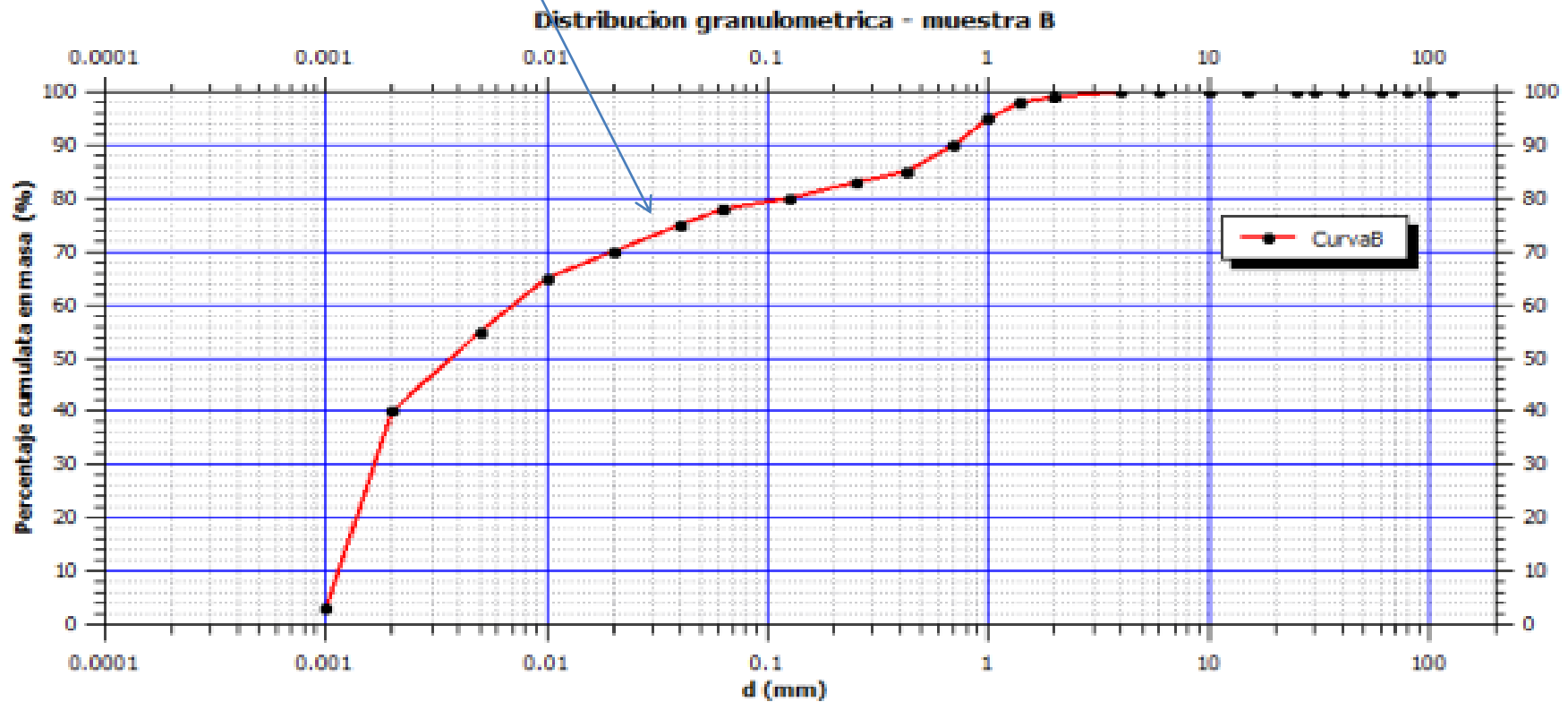
Di classificazione curve 1 e 2

campione 1
(LL= 22 ; IP=8)

campione 2
(LL= 28 ; IP 15)



campione 3
(LL= 45 ; IP 20)



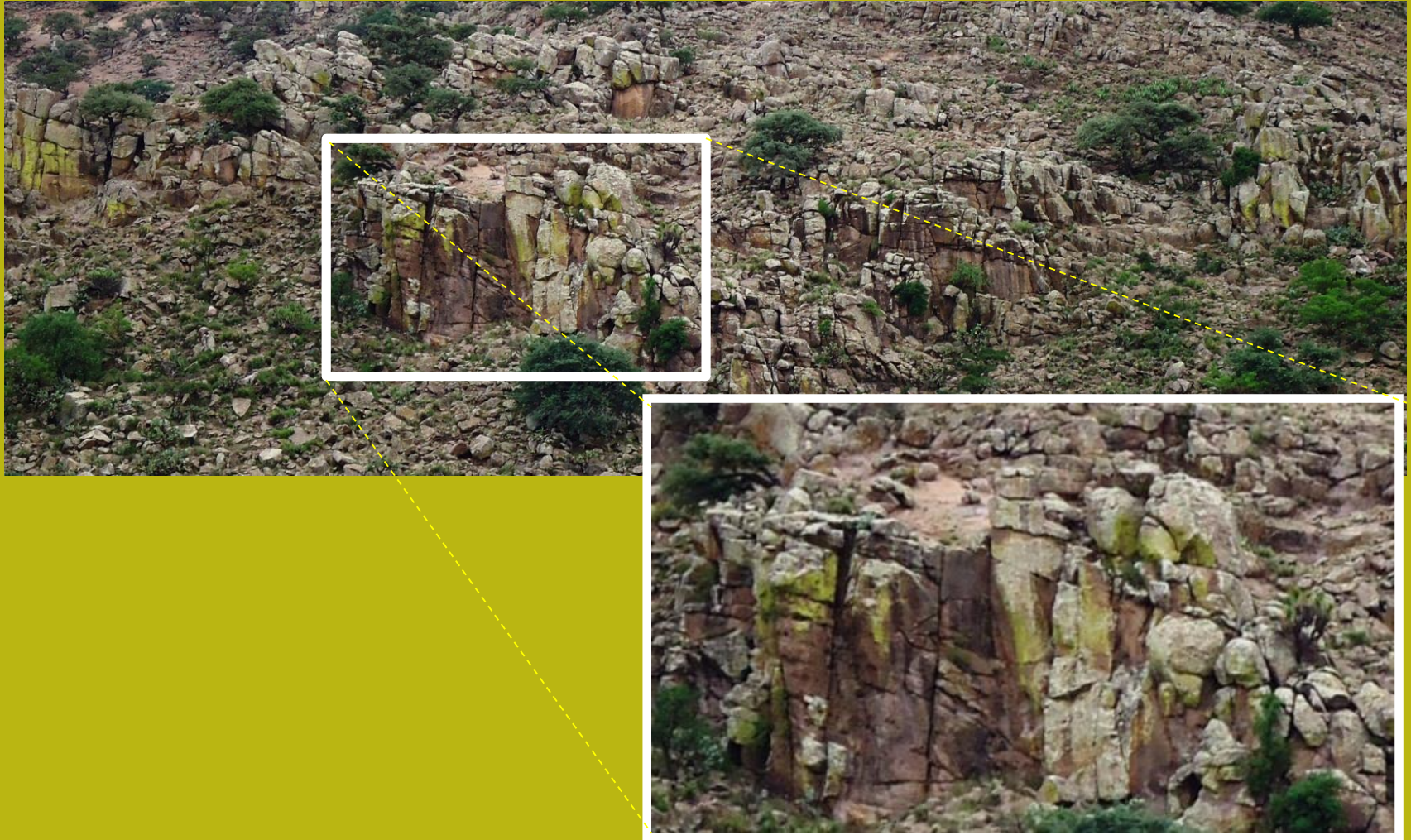
Vedi anche (Holtz & Kovacs 1997) (en las sección 3.1 y 3.2 y ejemplo 3.1 y ejercicio 3.4)

Metodo per valutare la trama di un pavimento in modo approssimativo: materiale didattico audiovisivo:

[1] <http://www.youtube.com/watch?v=GWZwbVJCNec&NR=1>

[2] <https://www.youtube.com/watch?v=fufeaLBLGk>

B) Classificazione dei massicci rocciosi



Proprietà che influenzano il comportamento meccanico di un massiccio roccioso:

Table 6.1.1a Prime parameters governing rock mass property

Joint Parameters	Material Parameters	Boundary Conditions
Number of joint sets Orientation Spacing Aperture Surface roughness Weathering and alteration	Compressive strength Modulus of elasticity	Groundwater pressure and flow In situ stress

Parametri discontinuità'

- Numero discontinuità'
- Orientazione
- spaziatura
- Apertura
- Rugosità'
- Alterazione

Parametri dei materiali

- Resistenza alla compressione semplice
- Modulo di elasticità' (o deformazione)

Condizioni al contorno

- Flusso e pressioni acqua
- Pressione geostatica in sito(stress)

Da:

http://lmrwww.epfl.ch/en/.../Rock.../ENS_080312_EN_JZ_Notes_Chapter_6.pdf

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Discontinuità e termini tecnici ...



- Dimensioni blocchi
- N. Famiglie discontinuità'
- Persistenza discontinuità'
- Rugosità pareti
- Apertura discontinuità'
- Spaziatura discontinuità'
- Direzione Immersione e inclinazione
- Riempimento



Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Discontinuità e scala di misurazione

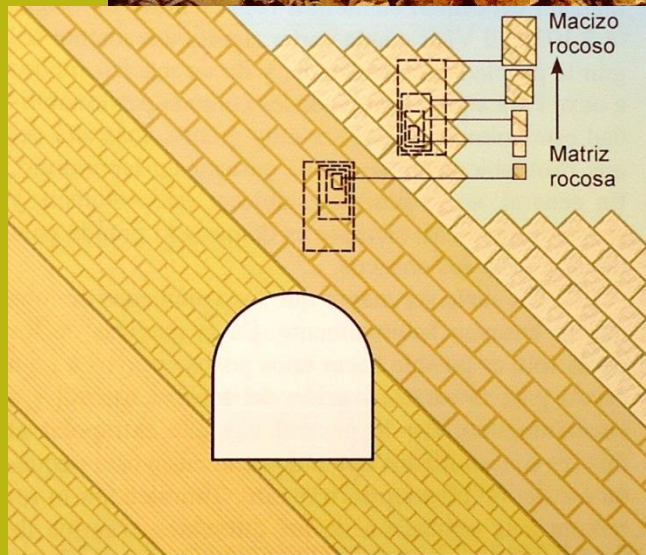


Figura 3.102 Representación del efecto escala (Cunha, 1990)

La frequenza di discontinuità è grande
effetto sulle caratteristiche meccaniche e idrauliche di
a massiccio roccioso Questa distribuzione ha molte
somiglianze con la distribuzione granulometrica del
terreno

FERRER, Mercedes; DE VALLEJO, Luis I. González (ed.). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Instituto Tecnológico Geominero de España, 1999.

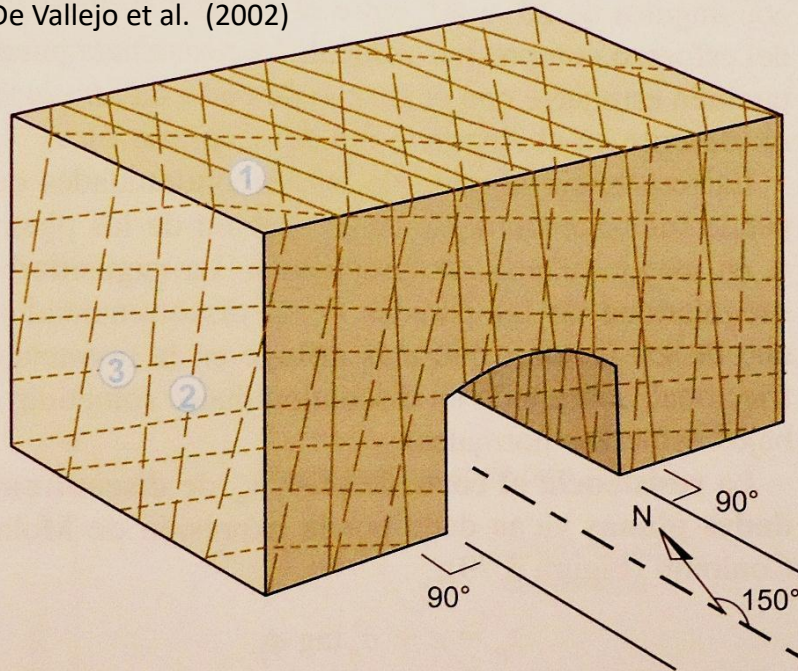
González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. A. R. L. O. S. (2002). *Ingeniería geológica*.

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Una delle caratteristiche più importanti è la misurazione della frequenza del discontinuità e questo è immediatamente correlato alla dimensione dei blocchi di rocce intatte.

Di solito ci sono diverse famiglie di discontinuità:

De Vallejo et al. (2002)



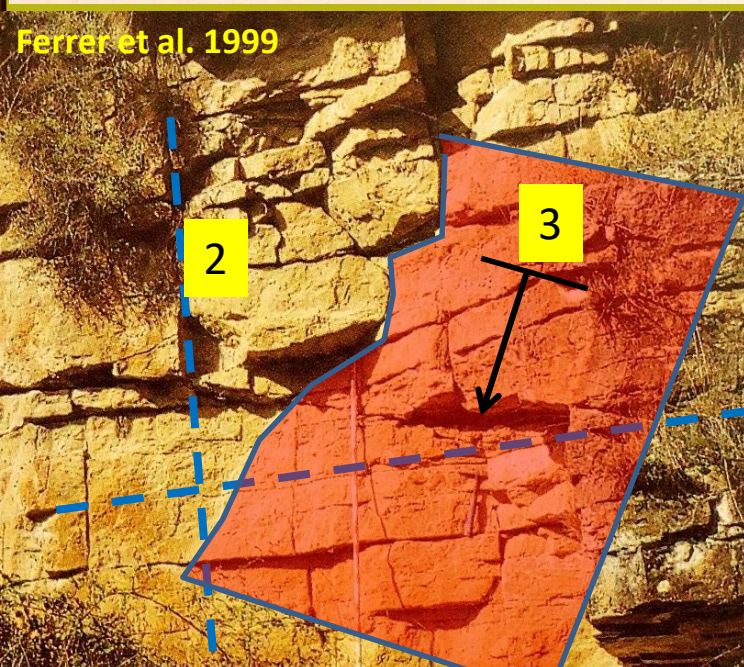
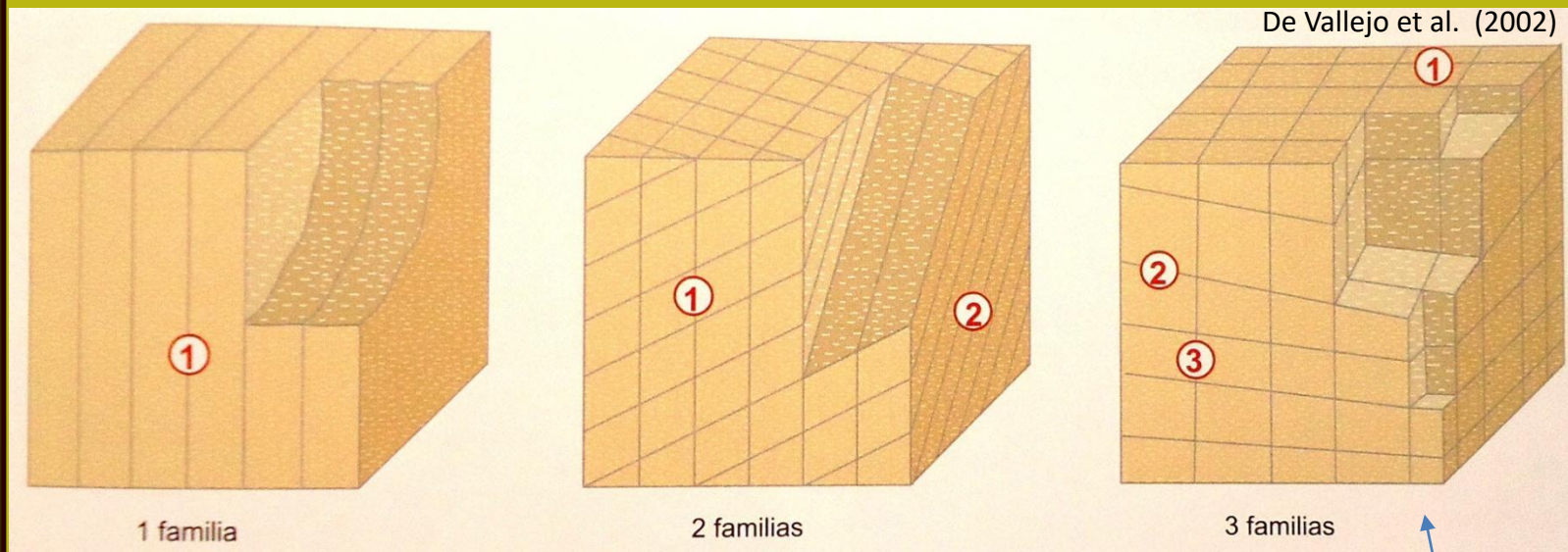
Ferrer et al. 1999

Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Figura 3.77 Representación de las familias de discontinuidades mediante un bloque diagrama (ISRM, 1981).

Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Famiglie di discontinuità':



Affioramento con 3
famiglie principali
di discontinuità

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. A. R. L. O. S. (2002).
Ingeniería geológica.

Modelli di classificazioni che stiamo andando a provare:

- **RMR (rock mass rating, Beniaowski (1989)**
- **GSI (Geological Strenght Index , Hoek 1994, 2002, 2006)**

Modello RMR

RMR= somma punteggio di 5 fattori che costituiscono i parametri di base della classificazione:

- ***resistenza alla compressione uniassiale di roccia intatta***
- ***RQD***
- ***spaziatura media discontinuita'***
- ***caratteristiche delle discontinuita' (es. Persistenza , rugosita' e alterazione)***
- ***condizioni flusso di acqua***
- ***orientazioni discontinuita' *****

N.B.: la somma dei punteggi parziali deve essere compresa tra 0 e 100

Table 6.2.1a Rock mass classification RMR system

<i>(a) Five basic rock mass classification parameters and their ratings</i>								
1. Strength of intact rock material	Point load strength index (MPa)	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2			
	Uniaxial compressive strength (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5	< 1
Rating		15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (%)	90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25			
Rating	20	17	13	8	3			
3. Joint spacing (m)	> 2	0.6 – 2	0.2 – 0.6	0.06 – 0.2	< 0.06			
Rating	20	15	10	8	5			
4. Condition of joints	not continuous, very rough surfaces, unweathered, no separation	slightly rough surfaces, slightly weathered, separation < 1 mm	slightly rough surfaces, highly weathered, separation < 1 mm	continuous, slickensided surfaces, or gouge < 5 mm thick, or separation 1–5 mm	continuous joints, soft gouge > 5 mm thick, or separation > 5 mm			
Rating	30	25	20	10	0			
5. Groundwater	inflow per 10 m tunnel length (l/min), or joint water pressure/major in situ stress, or general conditions at excavation surface	none	< 10	10 – 25	25 – 125	> 125		
		0	0 – 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5		
		completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
Rating		15	10	7	4	0		

<i>(b) Rating adjustment for joint orientations</i>						
Strike and dip orientation of joints		very favourable	favourable	fair	unfavourable	very unfavourable
Rating	tunnels	0	– 2	– 5	– 10	– 12
	foundations	0	– 2	– 7	– 15	– 25
	slopes	0	– 5	– 25	– 50	– 60

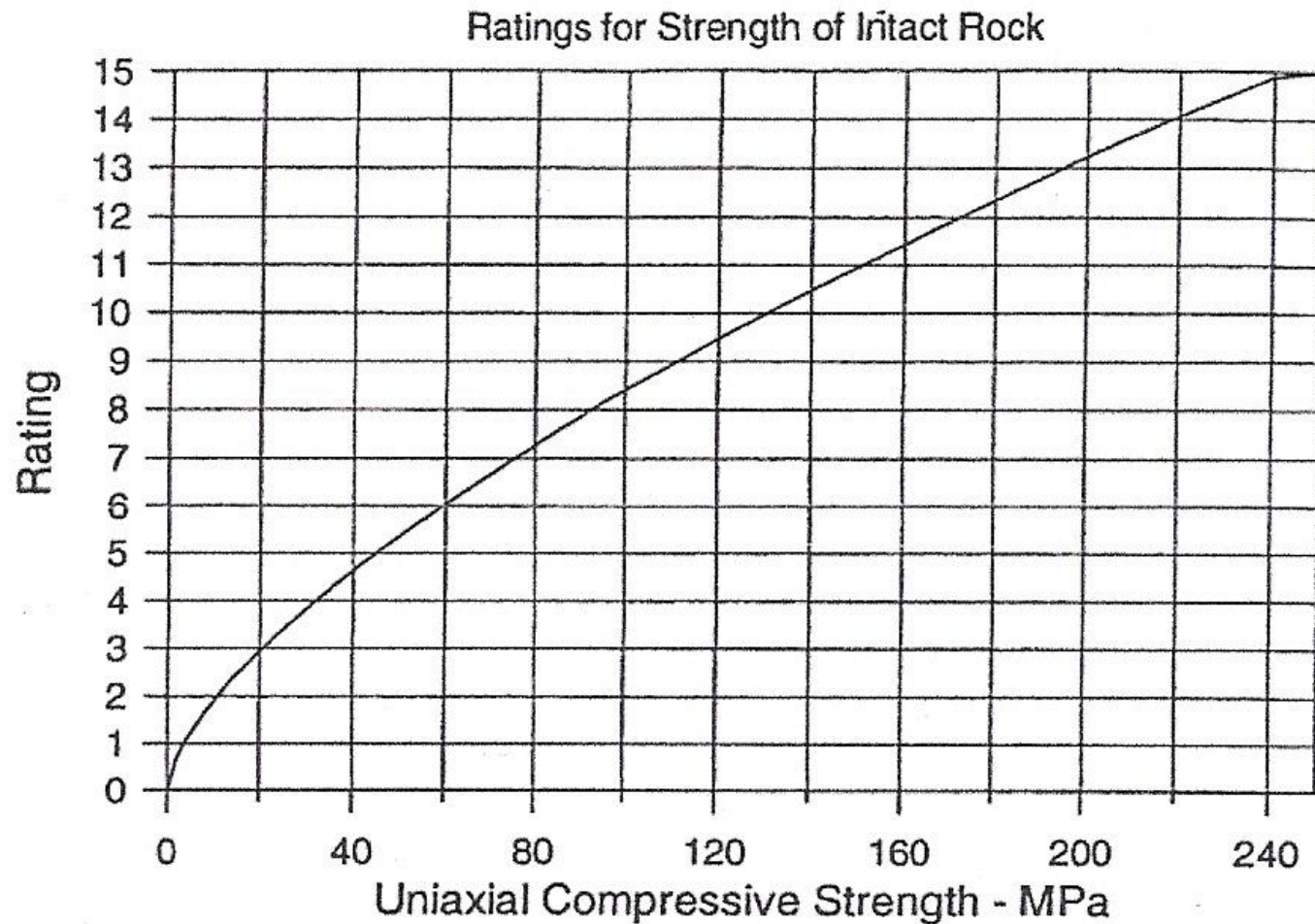
Table 6.2.1b Rock mass classes determined from total ratings and meaning

RMR Ratings	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
Rock mass class	A	B	C	D	E
Description	very good rock	good rock	fair rock	poor rock	very poor rock
Average stand-up time	10 year for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 0.5 m span
Rock mass cohesion (KPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Rock mass friction angle	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

classificazione RMR

Da:

http://lmrwww.epfl.ch/en/.../Rock.../ENS_080312_EN_JZ_Notes_Chapter_6.pdf



https://en.wikipedia.org/wiki/File:RMR_chart,_strength_ratings.jpg

Si noti che nella tabla precedente il rating in funzione del valore di UCS era A salti.. In realta' puo' essere continuo...

Rock material strength	160 MPa	Rating	12
RQD (%)	88%	Rating	17
Joint spacing (m)	0.24 m	Rating	10
Condition of joints	very rough, unweathered, no separation	Rating	30
Groundwater	wet	Rating	7
		RMR	76

The calculated basic RMR is 76. It falls in rock class B which indicates the rock mass is of good quality.

Due esempi di applicazione

Rock material strength	85 MPa	Rating	7
RQD (%)	70%	Rating	13
Joint spacing (m)	0.11 m	Rating	8
Condition of joints	slightly rough, highly weathered, separation < 1mm	Rating	20
Groundwater	water pressure/stress = 0.32	Rating	4
		RMR	52

The calculated basic RMR is 52. It falls in rock class C which indicates the rock mass is of fair quality.



Ferrer et al. 1999

Dolomías cretácicas. Calidad muy buena.
Dos familias de discontinuidades principales.



Ferrer et al. 1999

Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.		
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores	Descripción del macizo rocoso	Clase
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Macizos de Clase III (RMR = 41 – 60)



Pizarras ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Grado de meorización: III.



Cuarcitas ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Matriz rocosa muy resistente.

RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Macizos de Clase IV (RMR = 21 – 40) y Clase V (RMR ≤ 20)



Ferrer et al. 1999

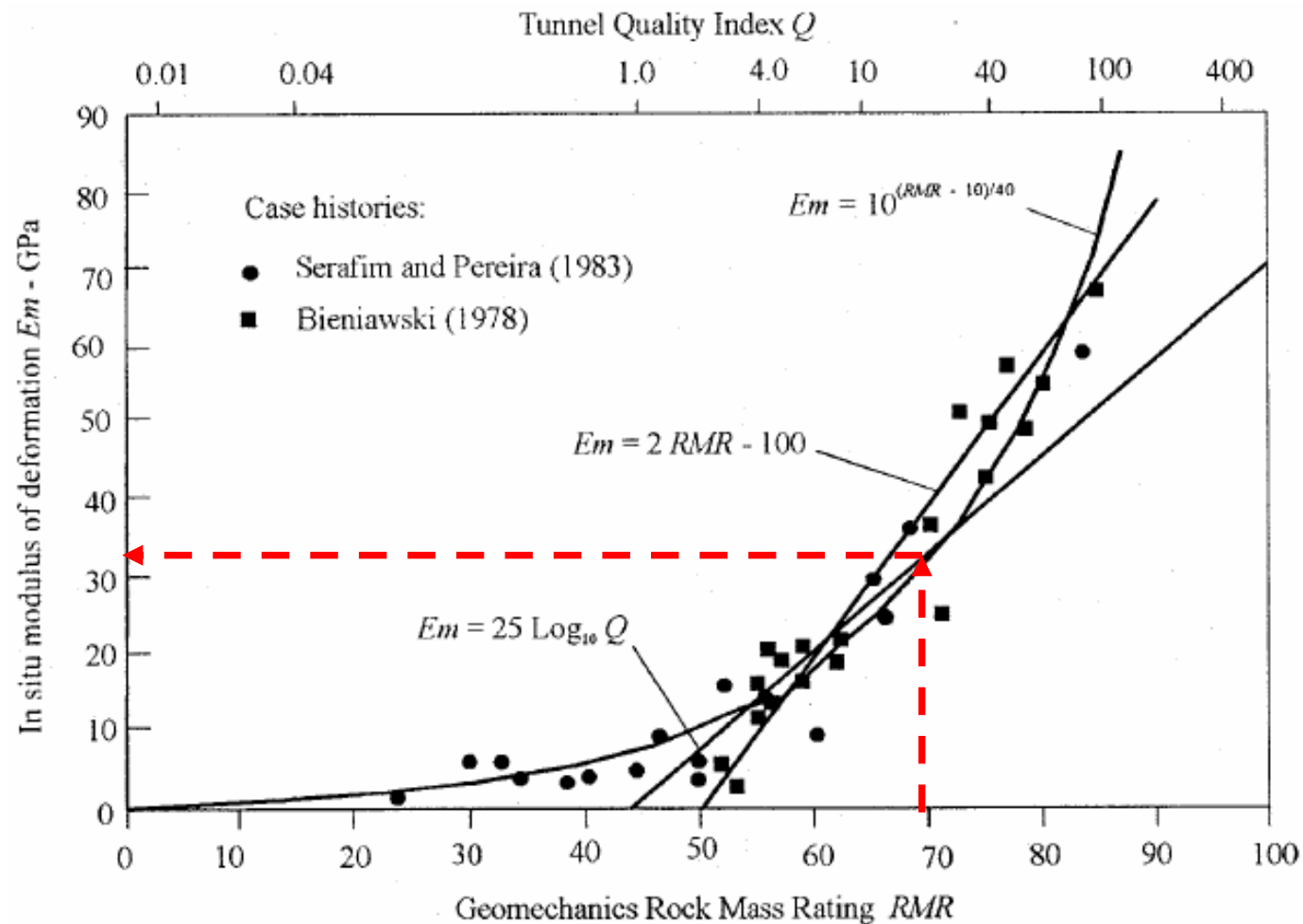
Cuarcitas ordovícicas. Calidad mala. Macizo alterado y brechificado.



Ferrer et al. 1999

Pizarras paleozoicas. Calidad muy mala. Fracturación muy intensa. Grado de meteorización V.

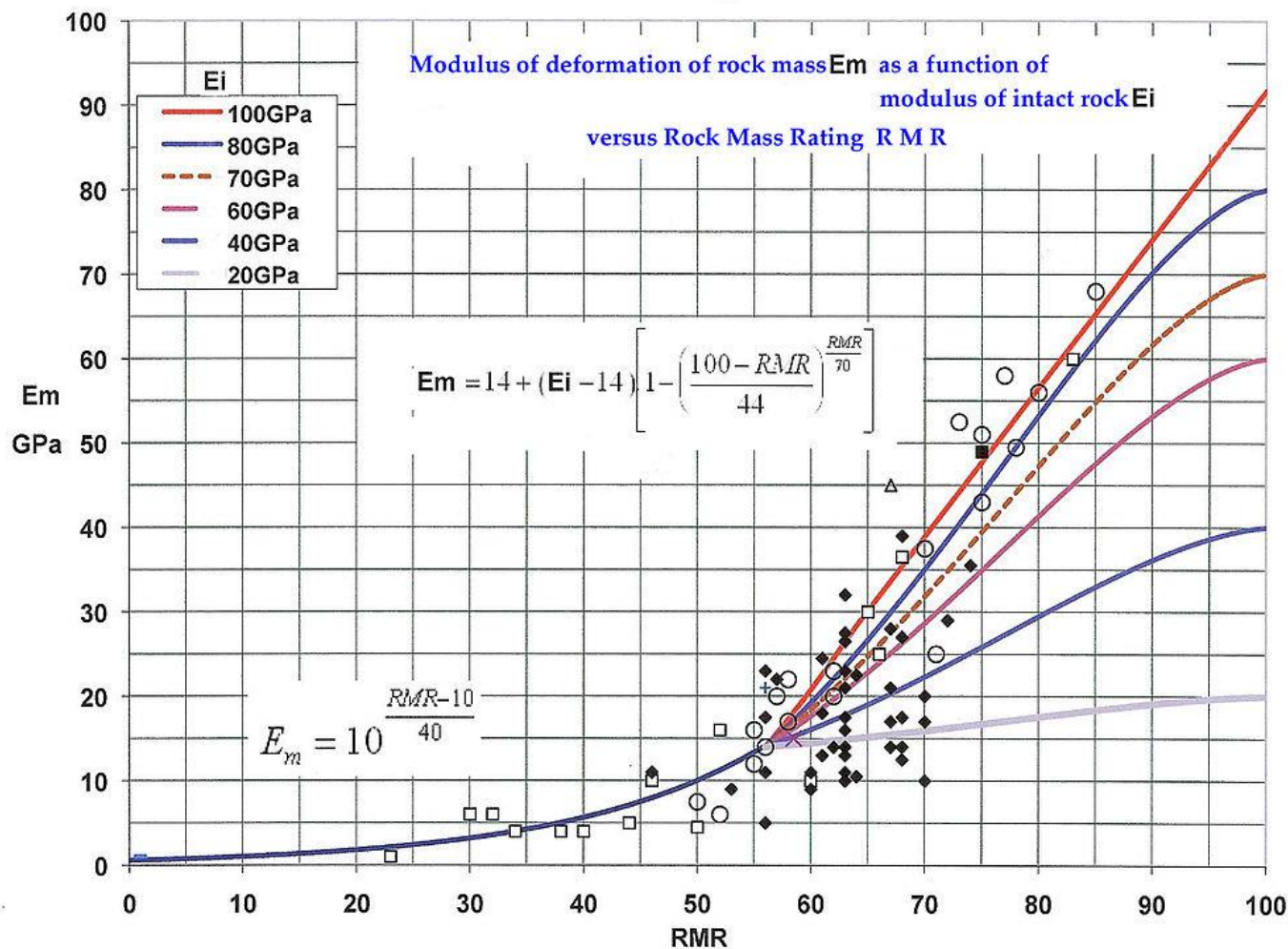
E_m a partir de la clasificación



Correlazione ... semplificata

L'RMR è correlato empiricamente al modulo di deformazione della massa rocciosa- E_m :

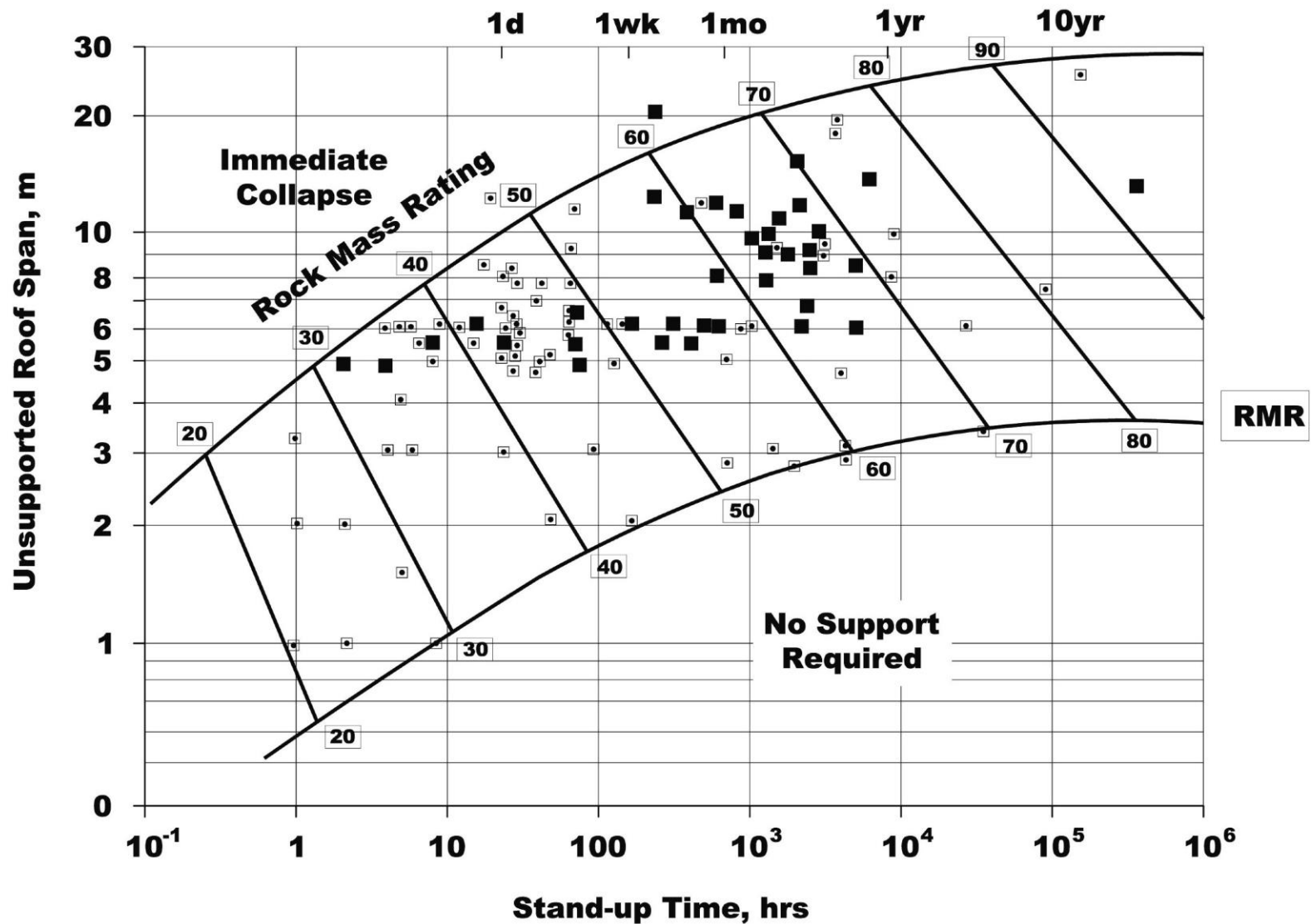
$$E_m = 10^{(RMR - 10) / 40}$$



Correlazione statistica più accurata

L'RMR è correlato empiricamente con il modulo di deformazione della massa di roccia dell' E_m (roccia intatta e discontinuità) Con $RMR > 55$ (qualità medio-alta) In questo caso viene considerato il modulo di elasticità della roccia intatta

http://en.wikipedia.org/wiki/Rock_mass_rating



http://en.wikipedia.org/wiki/Rock_mass_rating

RMR e supporto gallerie

Esercizio proposto 3: calcolare l'indice RMR utilizzando le tabelle di classificazione RMR:

- Resistenza a compressione semplice = 65 MPa
- RQD=41%
- Spaziatura media =0.05 m
- Discontinuità' persistente 10 m e apertura -5 mm
- Discontinuità' molto rugosa
- Ripieno blando
- Discontinuità'. Molto alterata
- Flusso acqua 50 l/min

Sugerencia: para ejercicios adicionales .. estudiar y ver ejemplos en el capitulo 12 (Hudson & Harrison 1997) (en las secciones 12.1 y 12.4) Y Hunt (2007), capitulo 1 (secciones 1.2.6 y 1.2.7)



Clasificación GSI (Hoek et al. 2002)

Il GSI è un sistema per la stima delle proprietà geomeccaniche della massa rocciosa dalle osservazioni geologiche sul campo.

Las observaciones de campo miran a la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficies de discontinuidad.


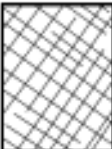




A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la discontinuidades, la alteración y así la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) . Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si esta ésta alterada. Si considera también si he sufrido disturbo mecánico (excavación mecánica , acción de explosivos etc.)

Pagina web con software para la clasificación GSI:

ORMAS 1.0 - <http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>

Parametro GSI



		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
↓

SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES

VERY GOOD GOOD FAIR POOR VERY POOR

COMPOSITION AND STRUCTURE



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.



B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone



C. Sandstone and siltstone in similar amounts



D. Siltstone or silty shale with sandstone layers

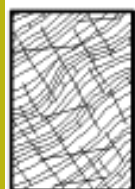


E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers

C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.



F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure

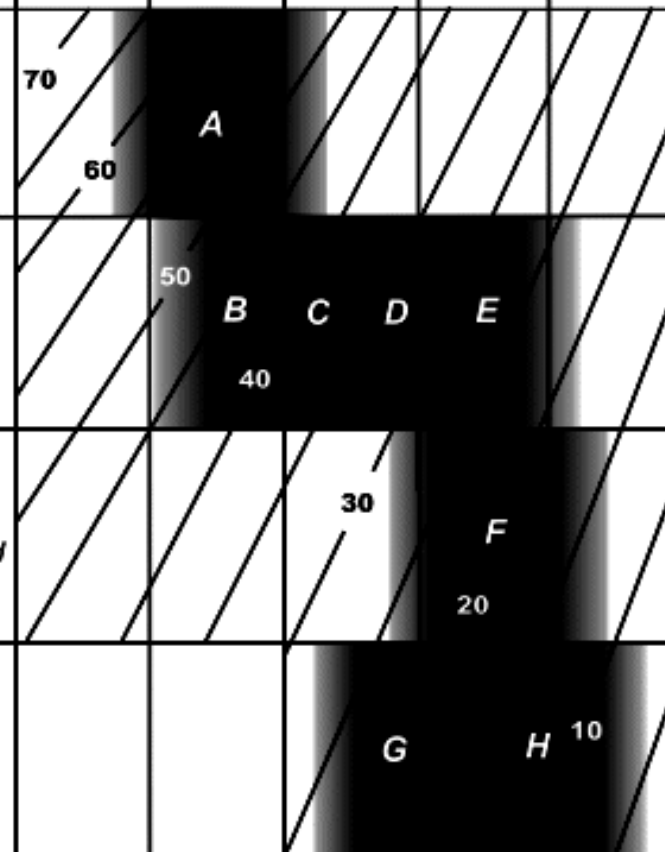


G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers



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.

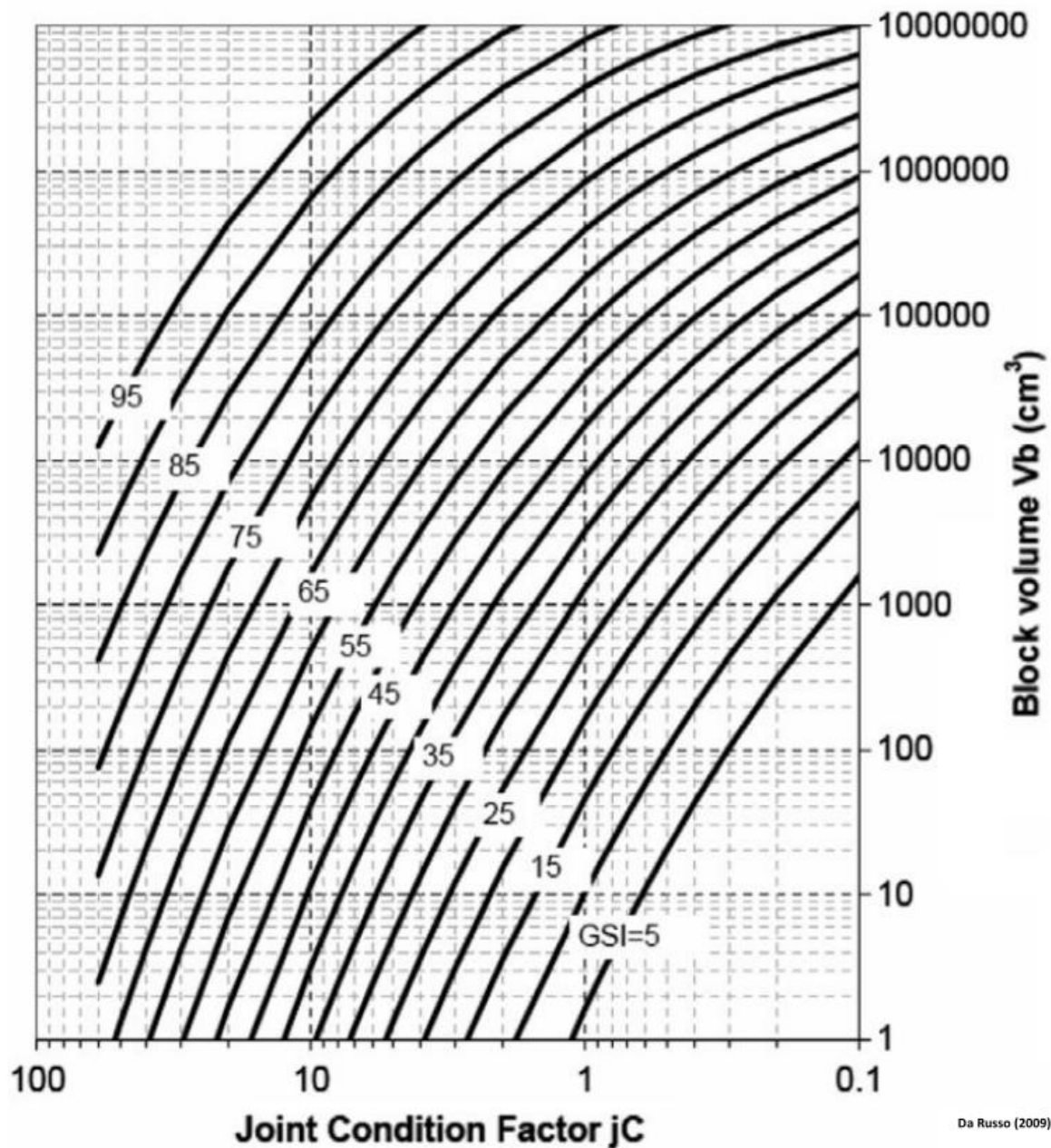
→ : Means deformation after tectonic disturbance



Parametro GSI per formazioni geologiche in facies di flysh

Pagina web con software per classificazione GSI:

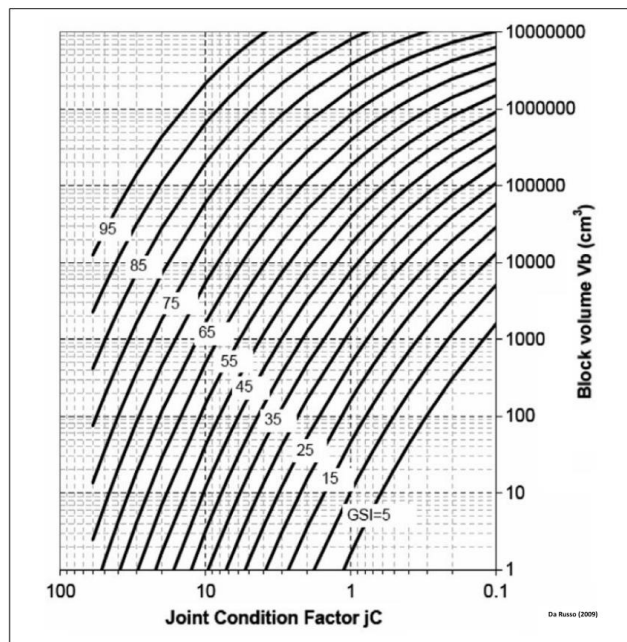
ORMAS 1.0 - <http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>



Da Russo (2009)

da Russo. (2009)

GSI da volume
medio V_b
Dei blocchi
E indice J_c



da Russo. (2009)

GSI da volume medio

Vb dei blocchi

e indice Jc

$$J_c = J_R * \frac{J_L}{J_A}$$

The joint size factor (jL)

Joint length (m)	Type	Continuous joints ^a	Discontinuous joints
<0.5	Crack	4	8
<1	Bedding or foliation parting	3	6
0.1-1	Joint (small)	2	4
1-10	Joint (medium)	1	2
10-30	Joint (long or large)	0.75	1.5
>30	(Filled) joint, seam or shear ^b	0.5	1

^a Discontinuous joints end in massive rock.

^b Often a singular discontinuity with significant impact and should in these cases be evaluated separately.

The joint roughness factor (jR) (the ratings of jR are similar to jR in the Q-system)

Small scale smoothness of joint surface	Large scale waviness of joint plane				
	Planar	Slightly undulating	Undulating	Strongly undulating	Stepped or interlocking (large scale)
Irregular or stepped (small scale)	3	4.5	6	9	12
Very rough	2	3	4	6	8
Rough	1.5	2	3	4.5	6
Smooth	1	1.5	2	3	4
Polished or slickensided ^a	0.5-1	1	1.5	2	3

For filled joints jR = 1

^a For slickensided joints the rating of jR depends on the presence and appearance of striations; the highest value is used for marked striations.

The joint alteration factor (jA) (the ratings of jA are similar to Ja in the Q-system)

A. Contact between the two joint walls			
Joint wall character	Description	Rating of jA	
Clean joints			
Healed or welded joints	Non-softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0.75	
Fresh joint walls	No coating or filling in joint, except from staining (rust)	1	
Altered joint walls	One grade higher alteration than the rock in the block	2	
	Two grades higher alteration than the rock in the block	4	
Coating or thin filling of			
Friction materials	Materials of sand, silt calcite, etc. without content of clay	3	
Cohesive materials	Materials of clay, chlorite, talc, etc.	4	
B. Filled joints with partly or no joint wall contact		Partly wall contact	No wall contact
Type of filling	Description	Thin filling (<approx. 5 mm)	Thick filling or gouge
Friction materials	Sand, silt calcite, etc. without content of clay	4	8
Hard cohesive materials	Compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.	6	10
Soft cohesive materials	Medium to low over consolidated clay, chlorite, talc, etc.	8	12
Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8–12	12–20

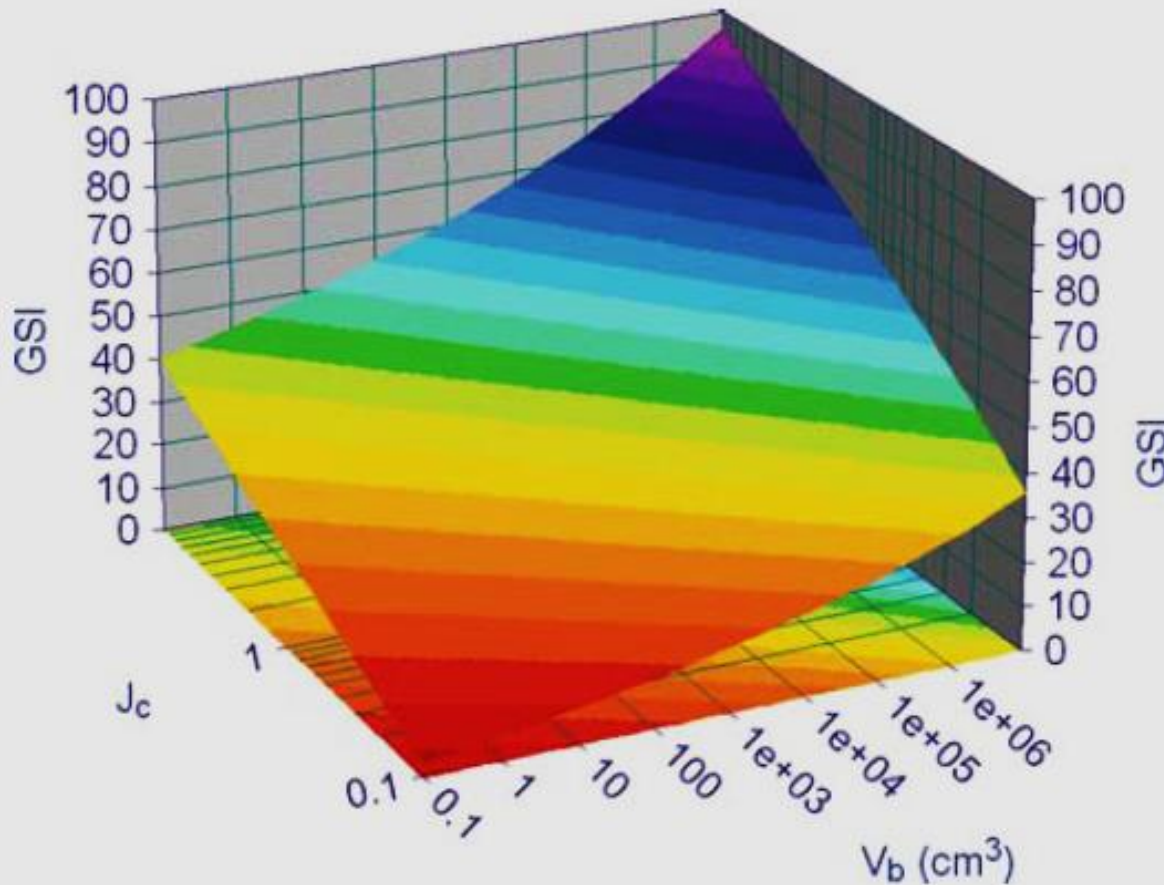


Figure 5. Two-dimensional GSI system visualization.

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5$$

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

Macizos de Clase I (RMR = 81 – 100) y Clase II (RMR = 61 – 80)



Ferrer et al. 1999

Dolomías cretácicas. Calidad muy buena.
Dos familias de discontinuidades principales.



Ferrer et al. 1999

Granito. Calidad buena. Varias familias de
discontinuidades alteradas.

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5$$

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

Macizos de Clase III (RMR = 41 – 60)



Pizarras ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Grado de meteorización: III.

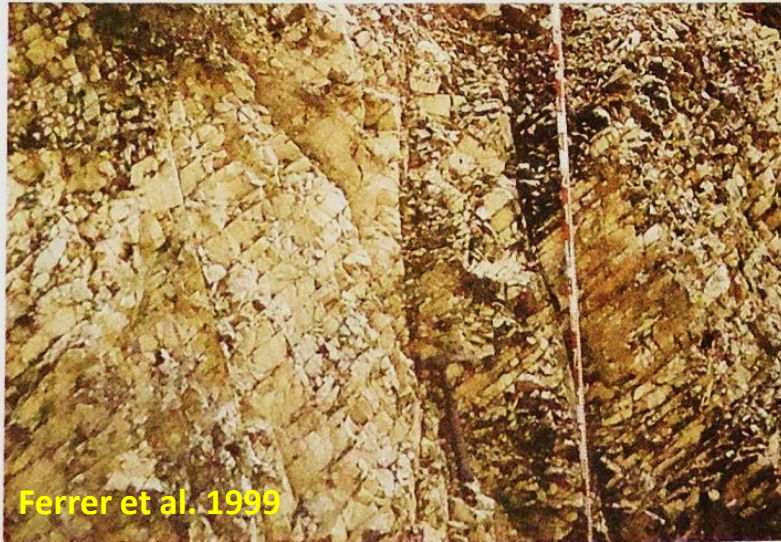


Cuarcitas ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Matriz rocosa muy resistente.

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5$$

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

Macizos de Clase IV ($RMR = 21 - 40$) y Clase V ($RMR \leq 20$)



Ferrer et al. 1999

Cuarcitas ordovícicas. Calidad mala. Macizo alterado y brechificado.



Ferrer et al. 1999

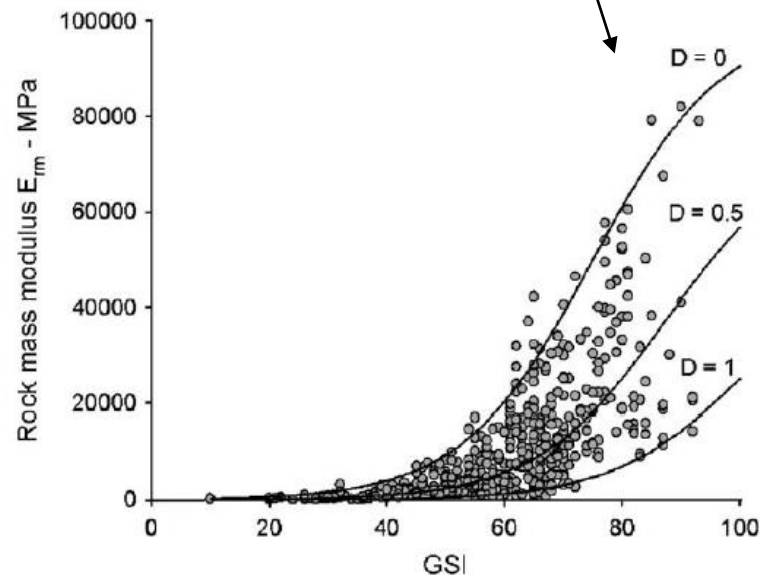
Pizarras paleozoicas. Calidad muy mala. Fracturación muy intensa. Grado de meteorización V.

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5$$

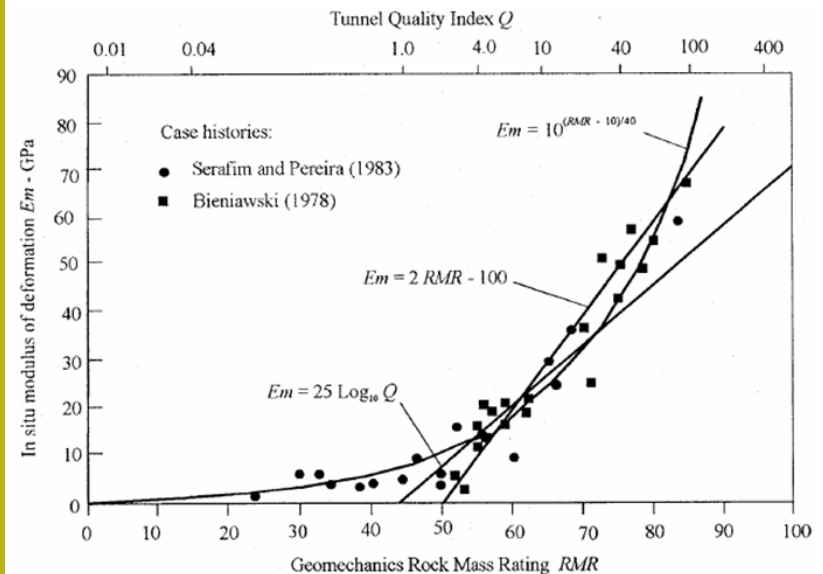
$RMR_{89} < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

Table 4 Estimation of Rock Mass Deformation Modulus Using Rock Mass Classification

Rock Mass Deformation Modulus (MPa)	Reference
$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$	Serafim and Pereira (1983)
$E_m = 25 \log_{10} Q$	Barton et. al. (1980, 1992), Grimstad and Barton (1993)
$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$	Hoek and Brown (1998)
$E_m = 100000 \left[\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right]^{..}$	Hoek and Diederichs (2006)
$E_m = 2RMR - 100$ for $RMR \geq 50$	Bieniawski (1978)
$E_m = E_i/100[0.0028RMR^2 + 0.9 \exp(RMR/22.82)]$ $E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson and Bieniawski (1990)
$E_m = 0.1(RMR/10)^4$	Read et. al. (1999)



E_m a partir de la clasificación



Modulo di deformazione a livello di massiccio roccioso

Motozintla – CHIAPAS
Mexico, 2003

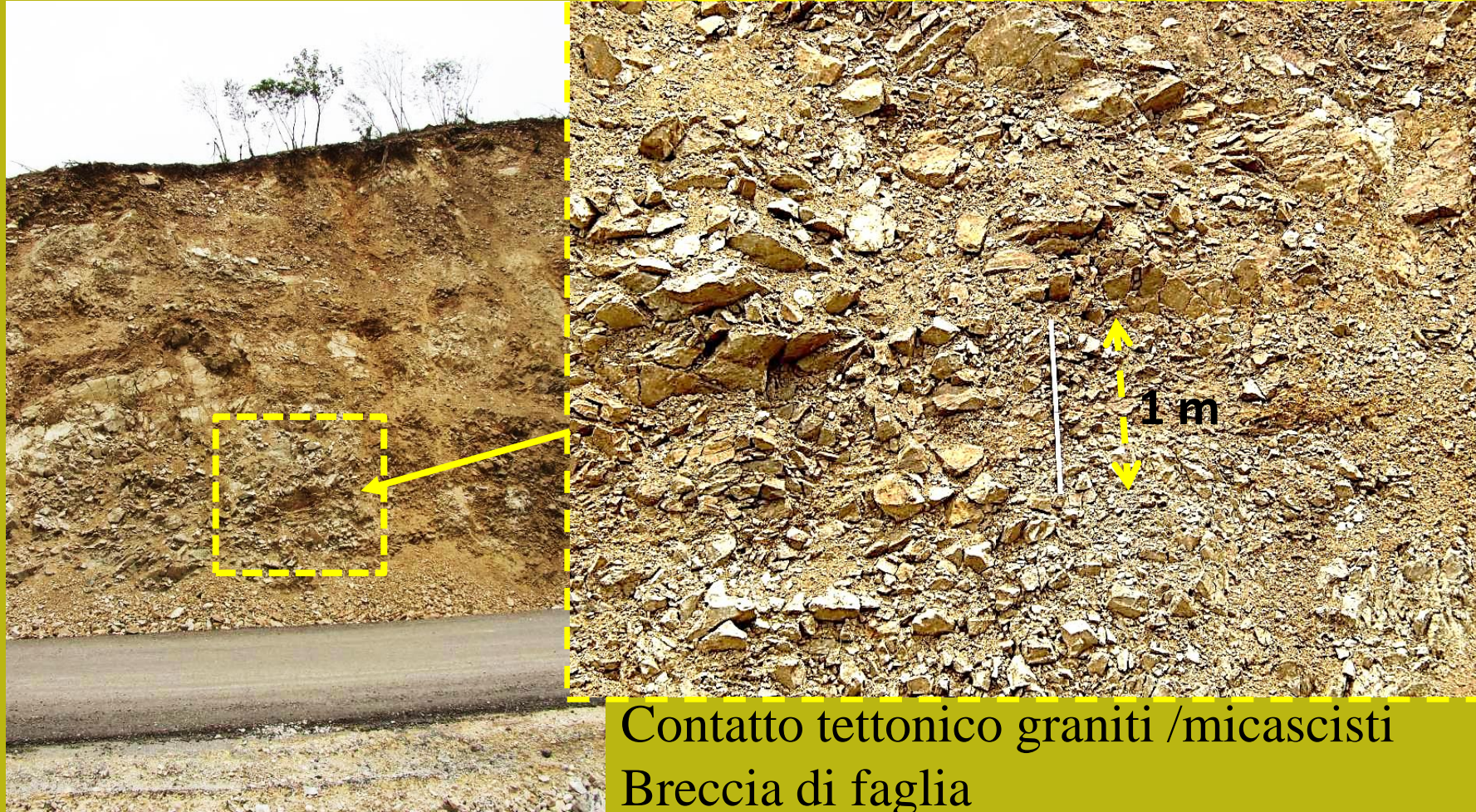


Granodiorite
Molto alterata



GSI 30

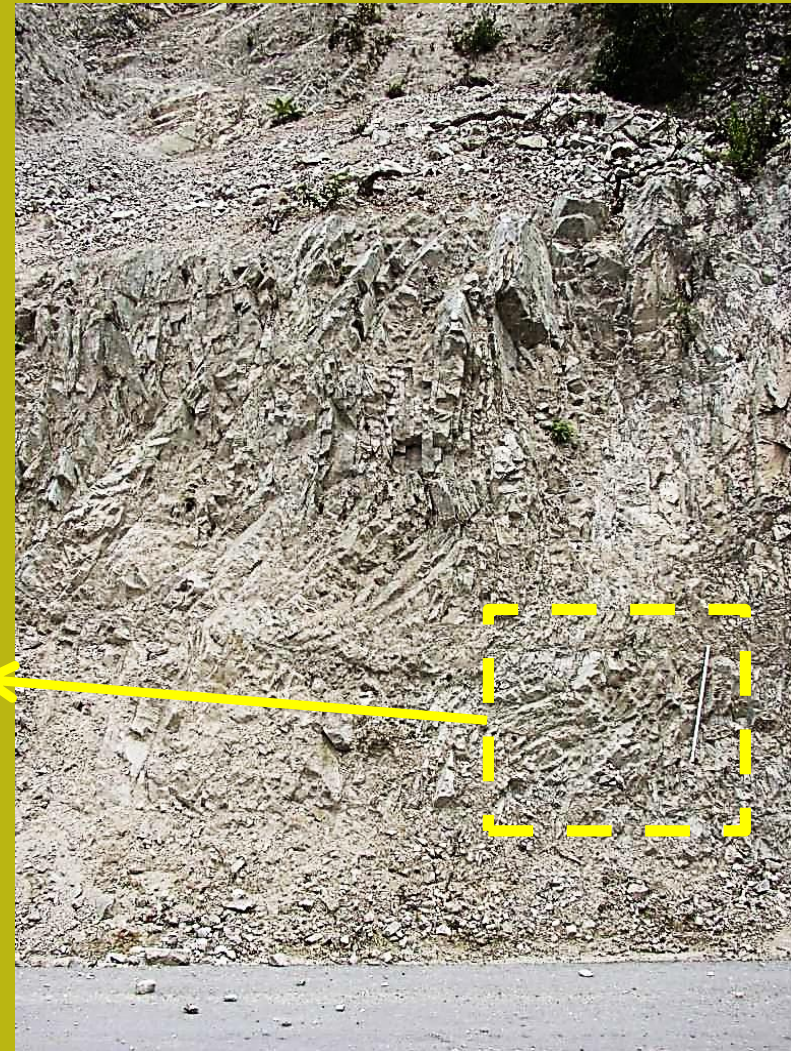




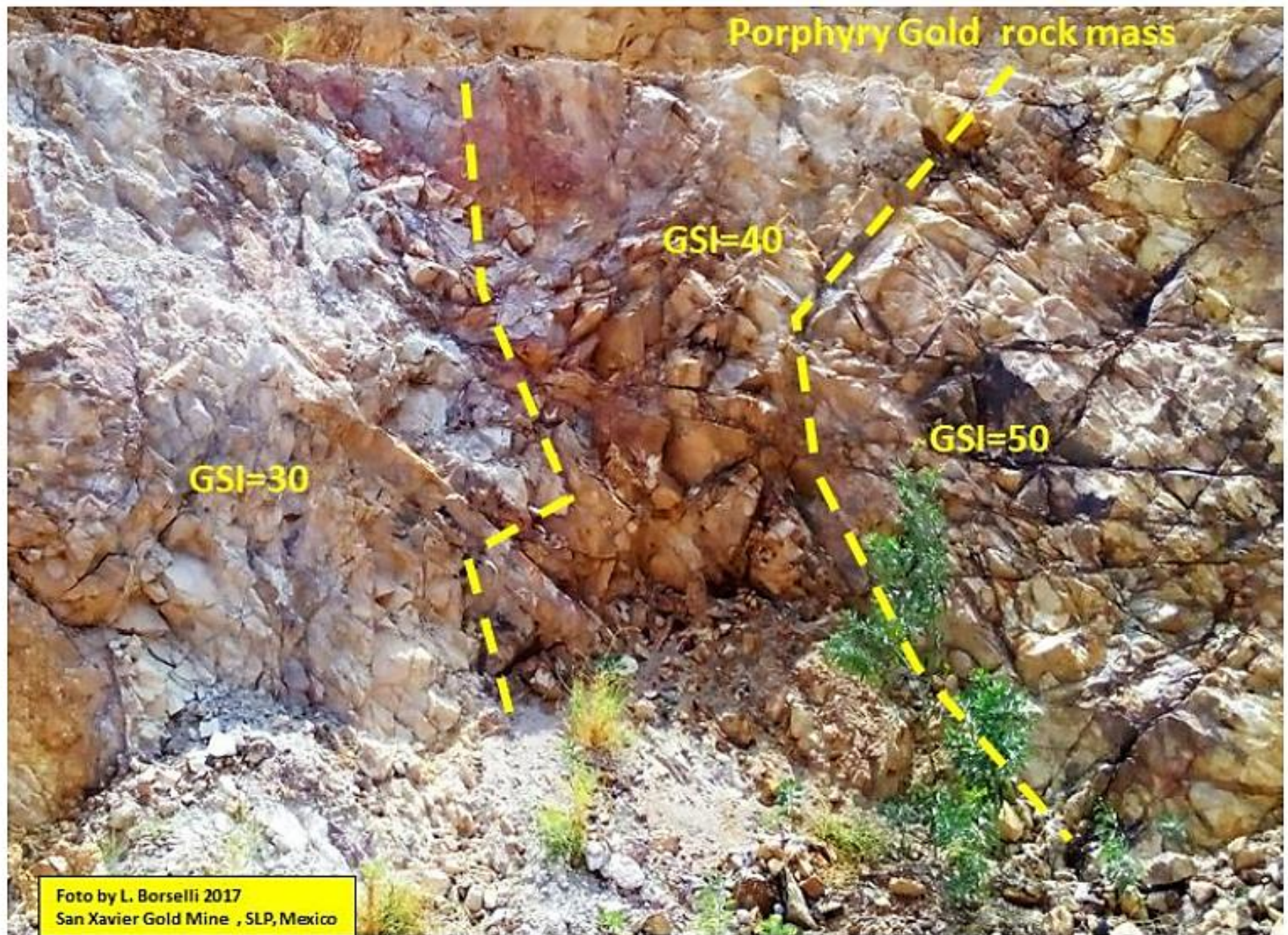
Contatto tettonico graniti /micascisti
Breccia di faglia

GSI = 15

Tonalite roccia ignea
molto resistente
Pero' molto fratturata



↑
GSI= 45

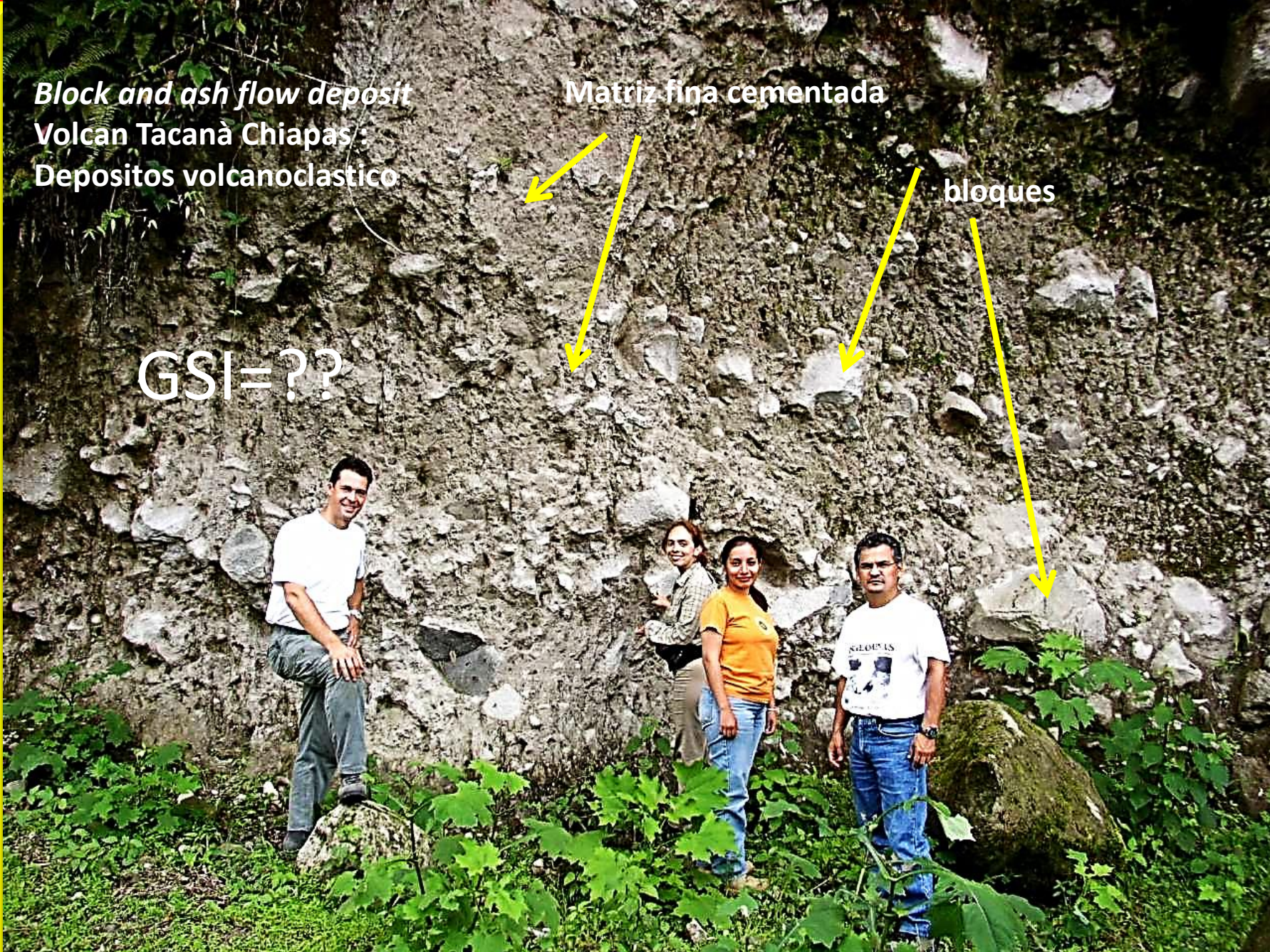


Block and ash flow deposit
Volcan Tacaná Chiapas :
Depositos volcanoclastico

Matriz fina cementada

bloques

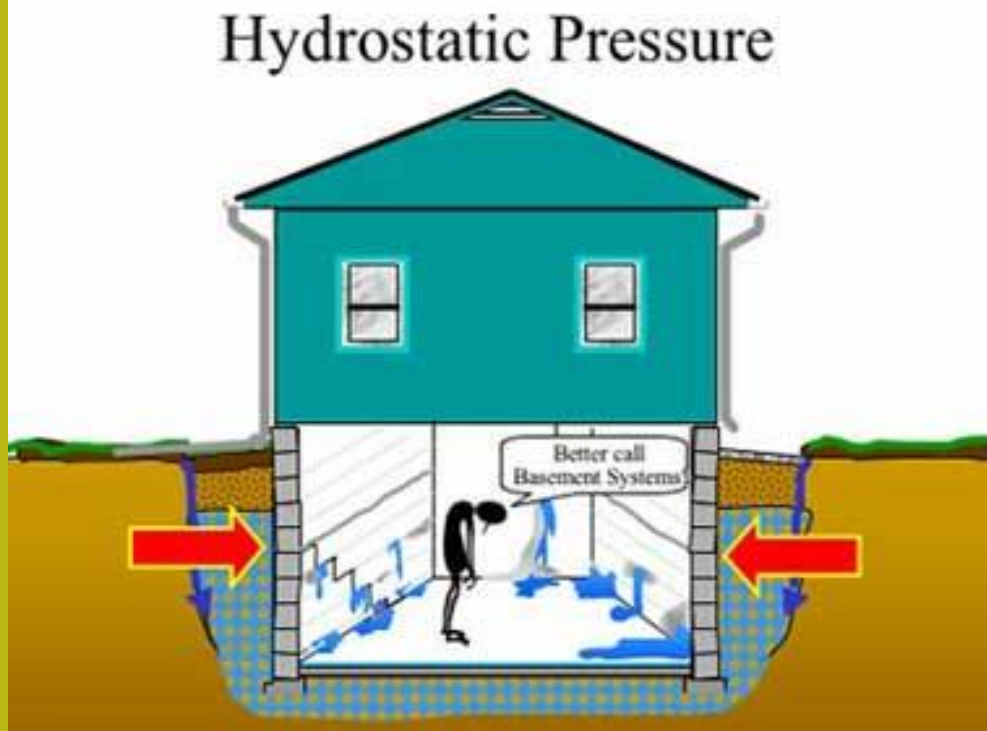
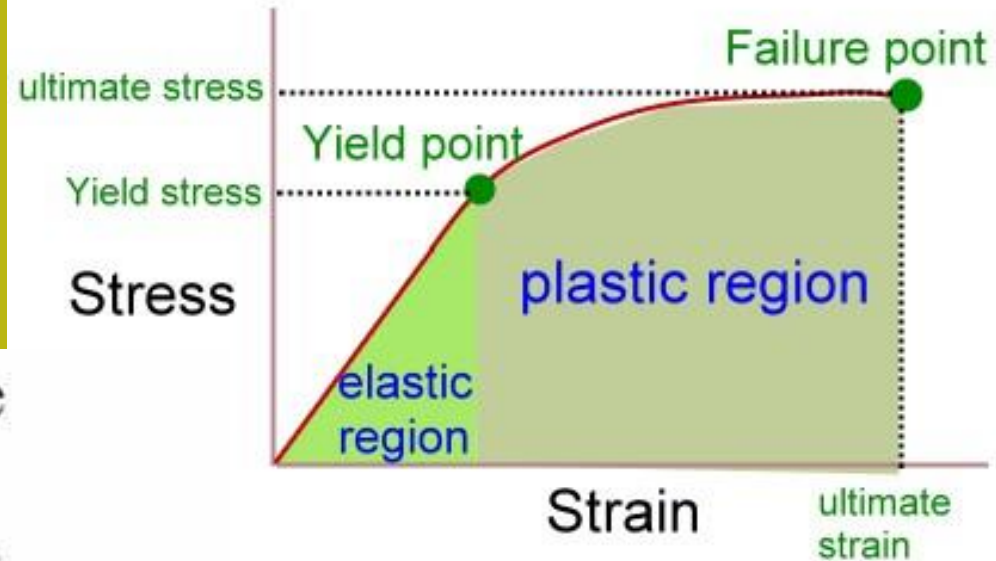
GSI=??



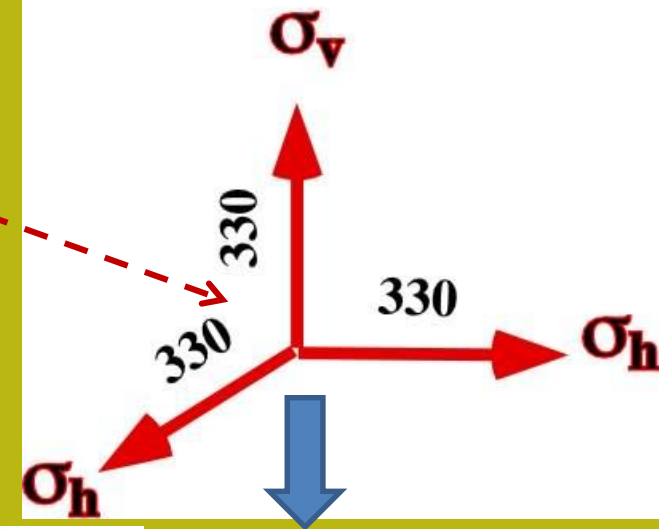
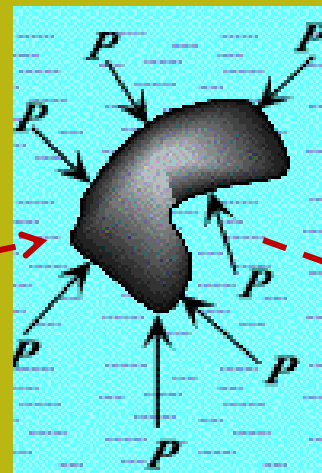
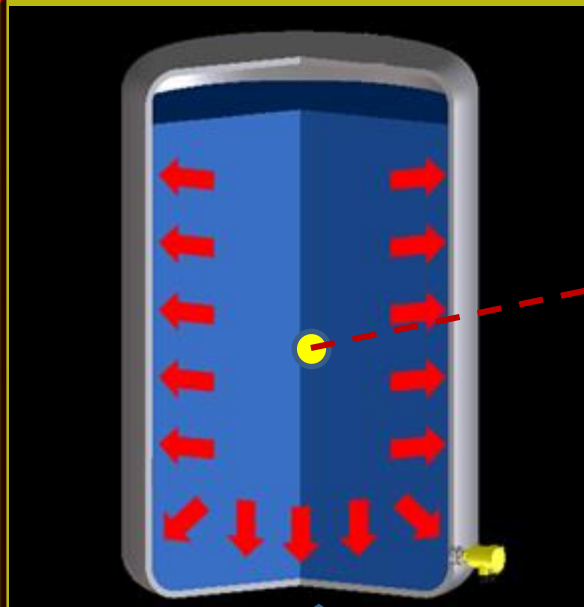
Parte III

Proprietà meccaniche dei geomateriali

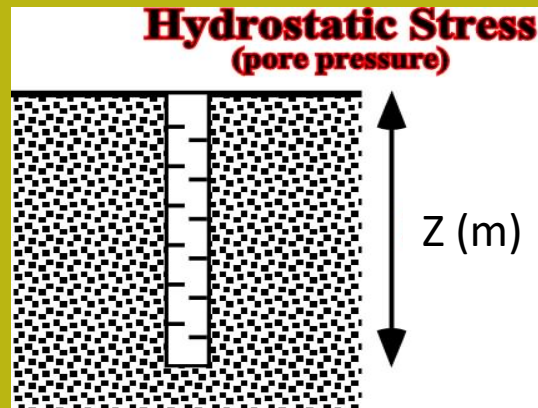
A) Stress, Strain



Hydrostatic Pressure



Pressione
idrostatica in un
punto, dentro una
massa liquida



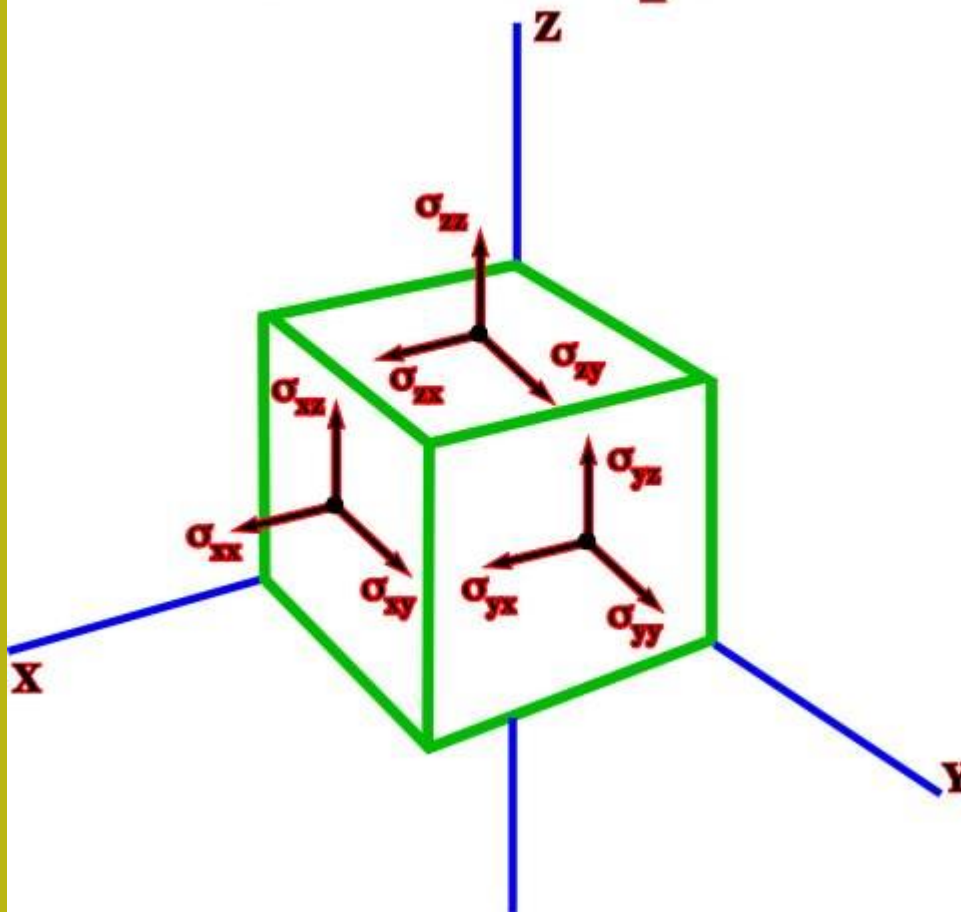
La pressione è
la stessa in
tutte le
direzioni!

$$\sigma_v \equiv \sigma_h = \gamma_w z = 9.81 z \quad (\text{kPa})$$

Vedasi anche ...

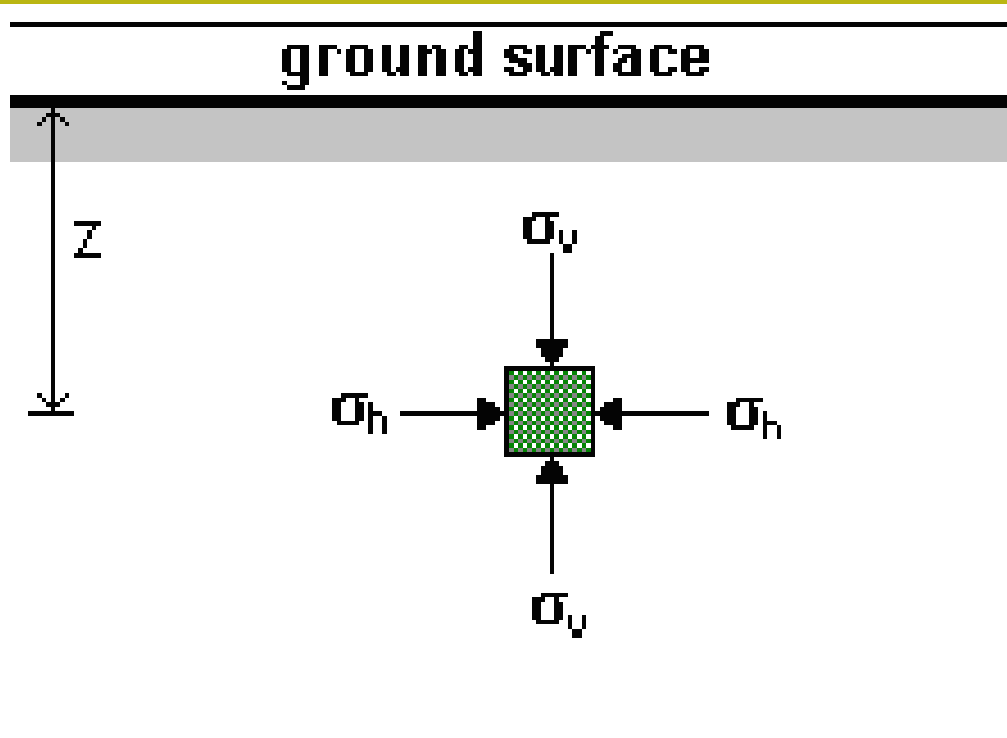
<http://faculty.wvu.edu/vawter/PhysicsNet/Topics/Pressure/HydroStatic.html>

Nine Stress Components



I componenti di tensione o pressione possono essere illustrati graficamente, rispetto agli assi delle coordinate (x, y, z), la cui origine è O. Una forma vettoriale (direzione e intensità) è comunemente usata.

In un corpo reale, in qualsiasi materiale solido gli sforzi possono essere diversi a seconda dell'orientamento nello spazio



stress (o
pressione)
geostatica

*(pressione dentro
i corpi rocciosi e
terreni)*

$$\sigma_v = \gamma z \text{ (kPa)}$$

Stress (o pressione) Verticale

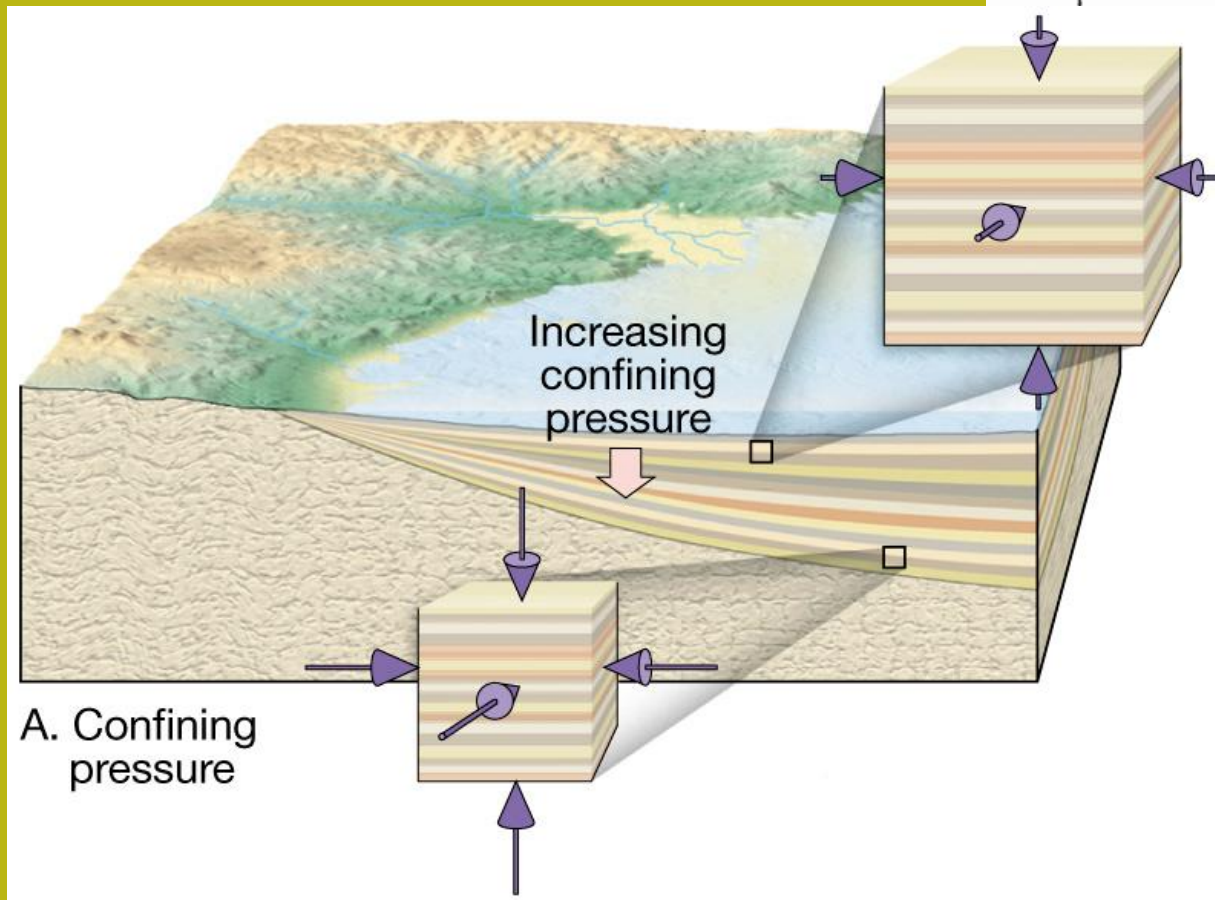
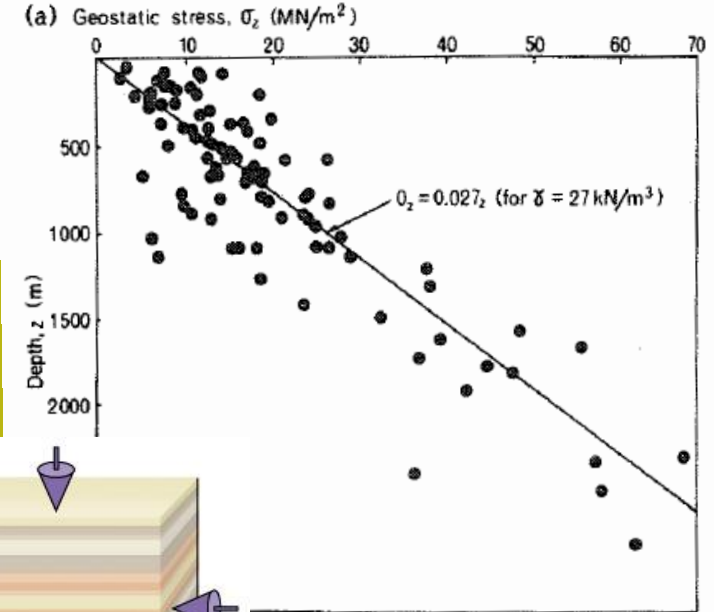
$$\sigma_h = k_o \gamma z \text{ (kPa)}$$

Stress (o pressione) orizzontale

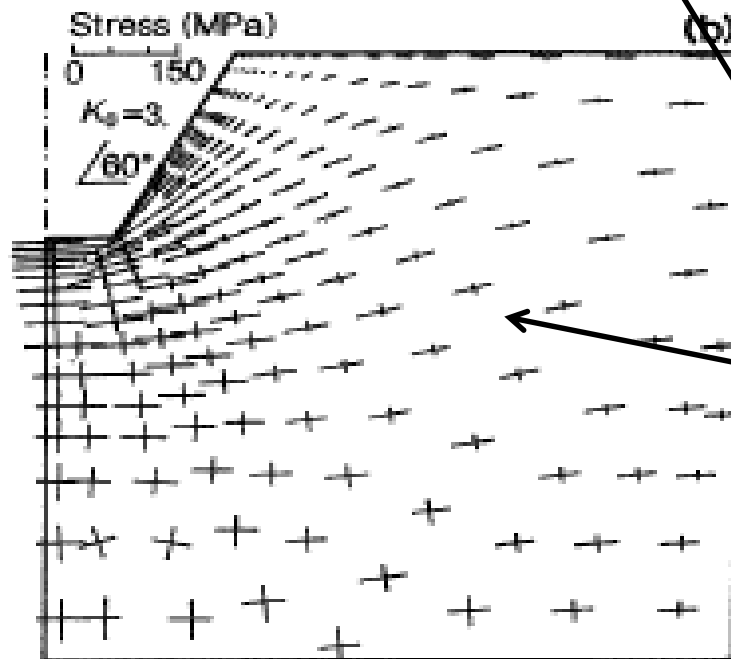
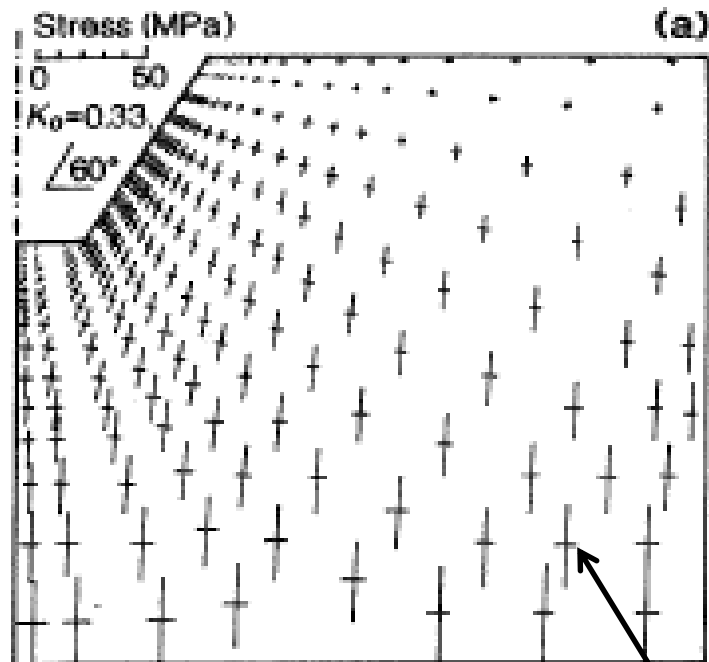
γ peso unitario (kN/m^3)

$K_0 = \text{Lateral stress coefficient}$ in condizione statica.
varia entro 0.3 e 2.0 .. Con una media di **0.3-0.5**

Stress geostatico verticale
a grandi profondità

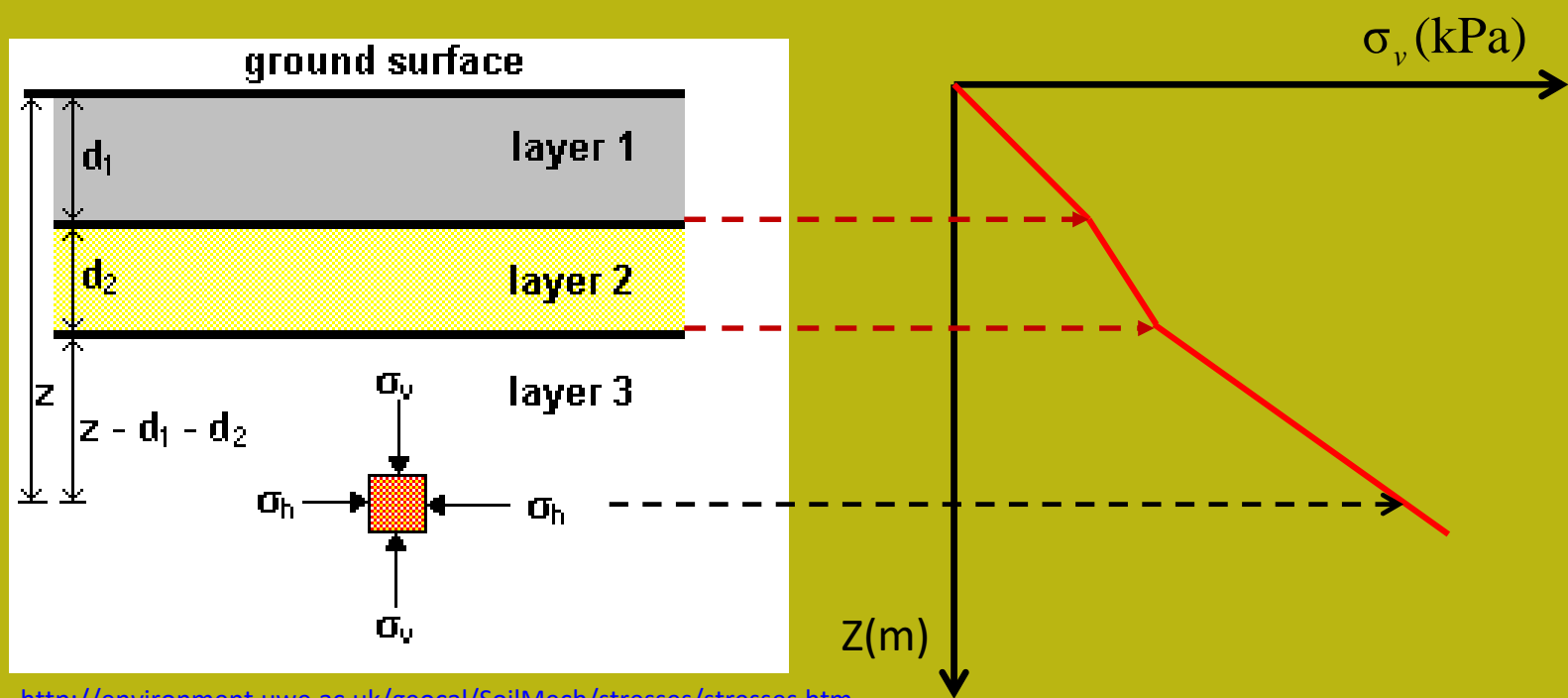


http://bc.outcrop.org/images/rocks/metamorphic/lutge8e/FG07_03A.JPG



Distribuzione di stress
Quando la superficie non è orizzontale
La direzione dello stress maggiore non è
sempre verticale ...

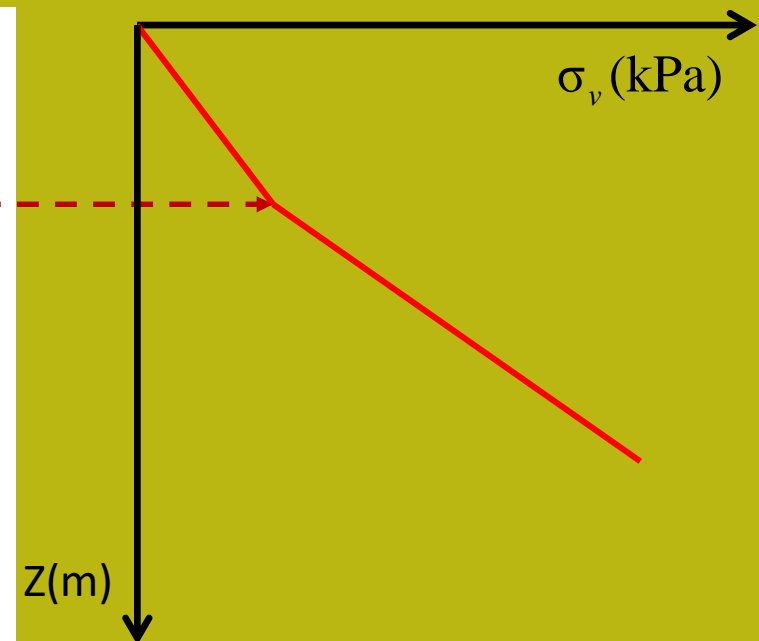
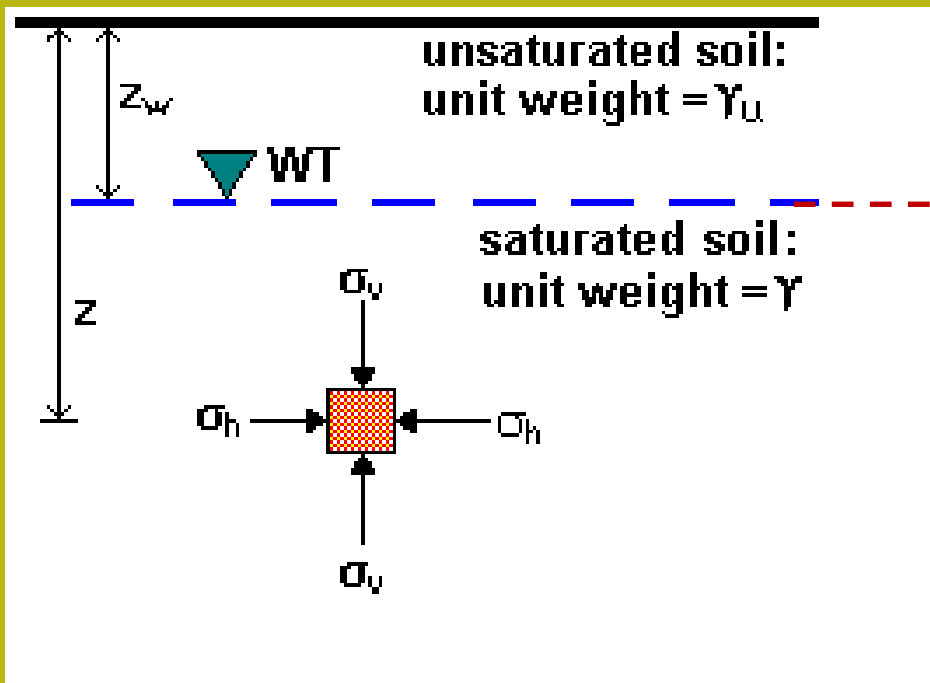
Simbolo stress principale e minore



<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/stresses/stresses.htm>

$$\sigma_v = \sum_i \gamma_i d_i = \gamma_1 d_1 + \gamma_2 d_2 + \gamma_3 [z - (d_1 + d_2)] \quad (\text{kPa})$$

A qualsiasi profondità **Z**, nel suolo o nelle rocce stratificate, la pressione verticale totale è la somma del contributo di carico di tutti gli strati sopra il punto considerato



<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/stresses/stresses.htm>

$$\sigma_v = \gamma_{unsat} z_w + \gamma_{sat} (z - z_w) \quad (\text{kPa})$$

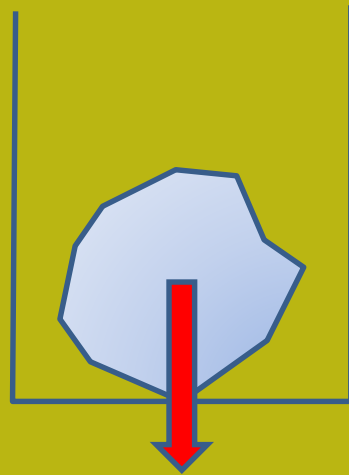
γ_{unsat} Peso unitario porzione insatura

γ_{sat} Peso unitario porzione satura

$$\gamma_{unsat} < \gamma_{sat}$$

Pressione totale verticale in un terreno con una porzione di acqua satura al di sotto della porzione non saturata.

materiale audiovisivo: <http://www.youtube.com/watch?v=qnJwHOhNIVk>

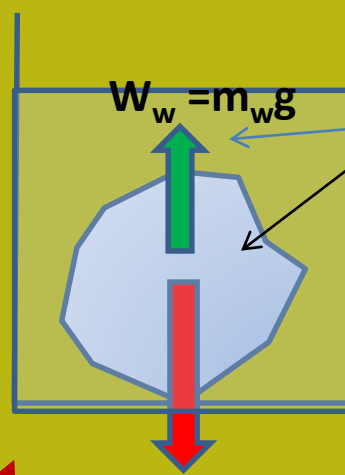


$$W = mg$$

Concetto di stress efficace

$$\sigma_v'$$

In un mezzo poroso σ_v' è equivalente alla pressione Contatto medio tra Particella e particella
Se c'è una pressione dei pori (idrostatica) la pressione di contatto diminuisce.
Effetto del principio di Archimede ..



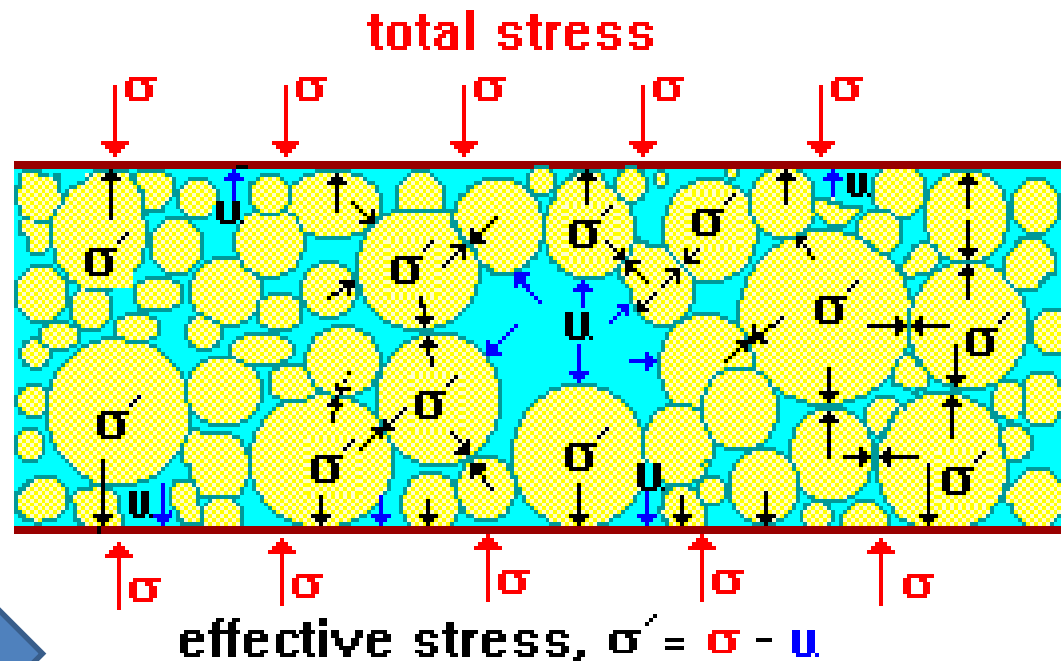
$$W = mg$$

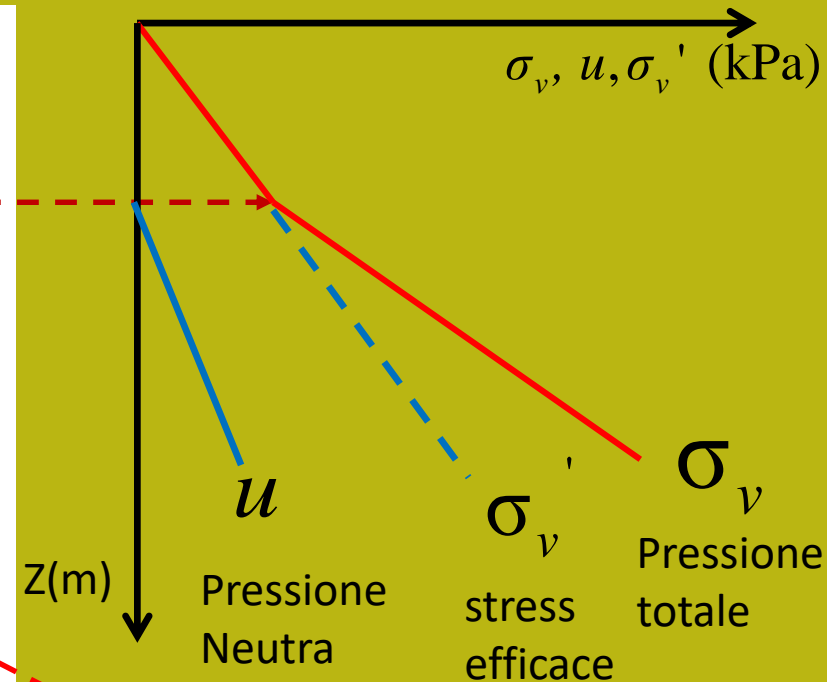
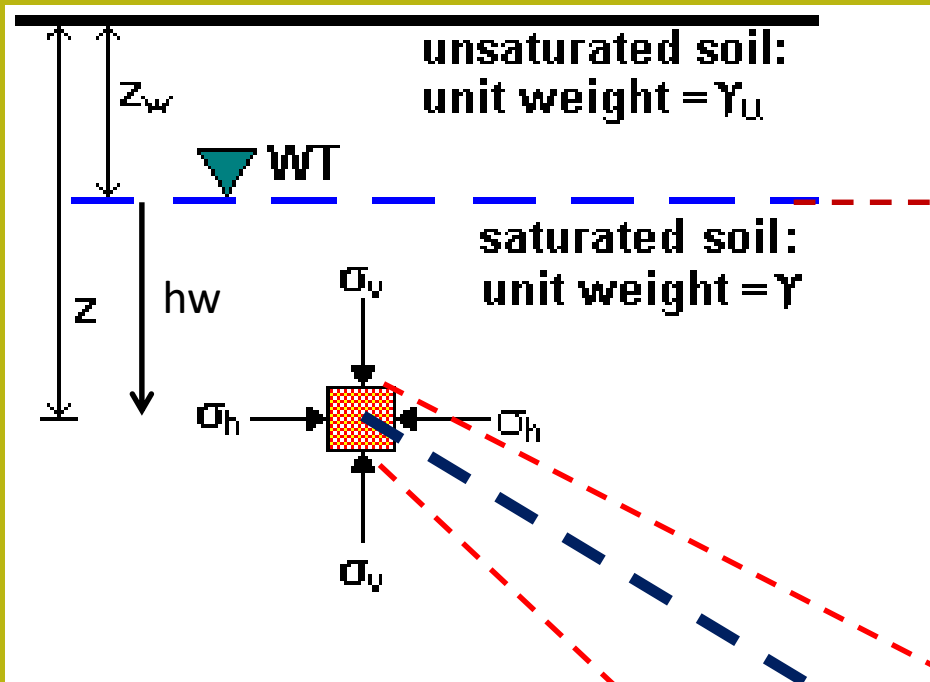
Corpo solido immerso in un liquido

Spinta idrostatica

Principio di Archimede

$$W' = W - W_w = mg - m_w g$$





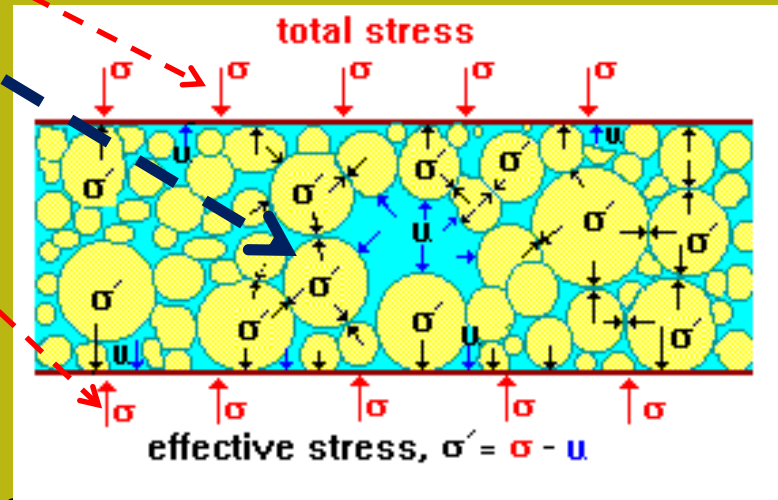
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/stresses/stresses.htm>

Concetto de **Stress efficace**: σ_v'

$$\sigma_v' = \sigma_v \quad u = 0 \quad \text{Zona non satura}$$

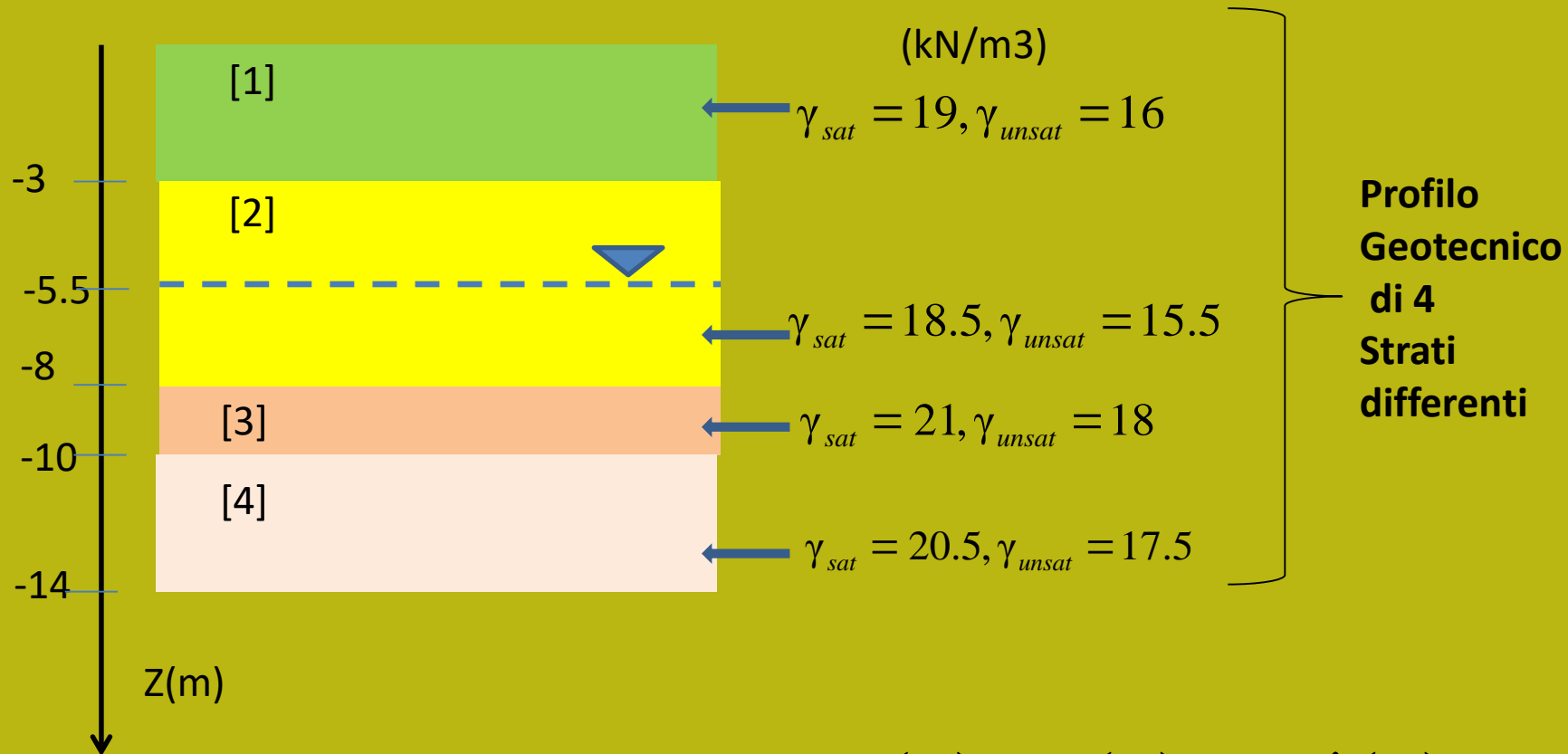
$$\sigma_v' < \sigma_v \quad u = \gamma_w h_w \quad \text{Zona satura}$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - u$$



Pressione verticale totale in un suolo con un falda acquifera sotto una porzione insatura e la sua relazione con la pressione idrostatica dei pori u nello stesso punto.

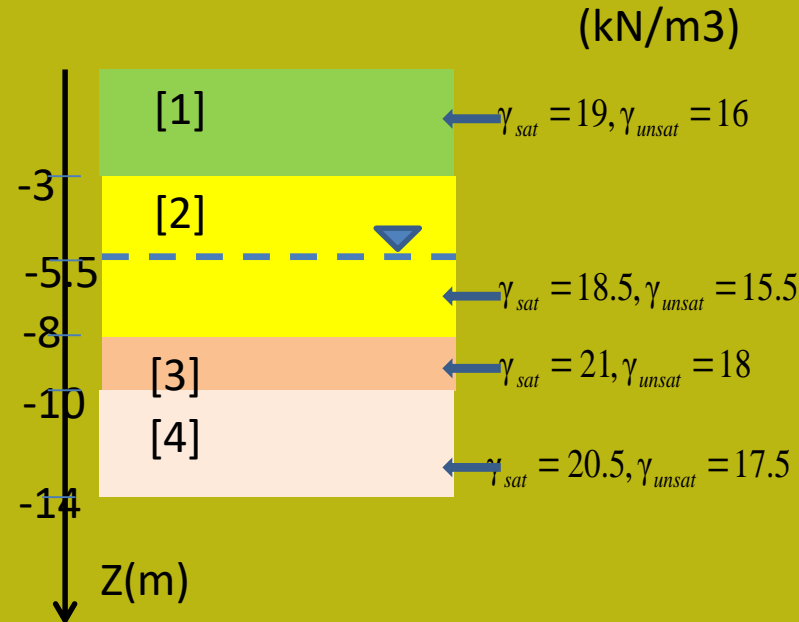
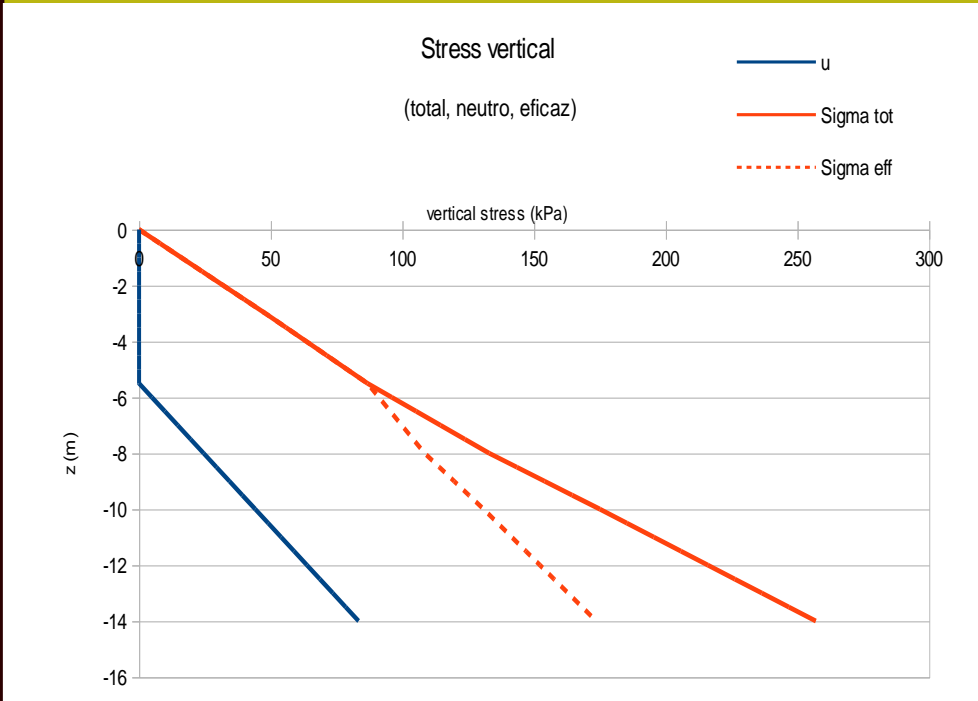
Problema 1



Calcola il profilo completo di: $\sigma_v(z)$, $u(z)$, $\sigma_v'(z)$

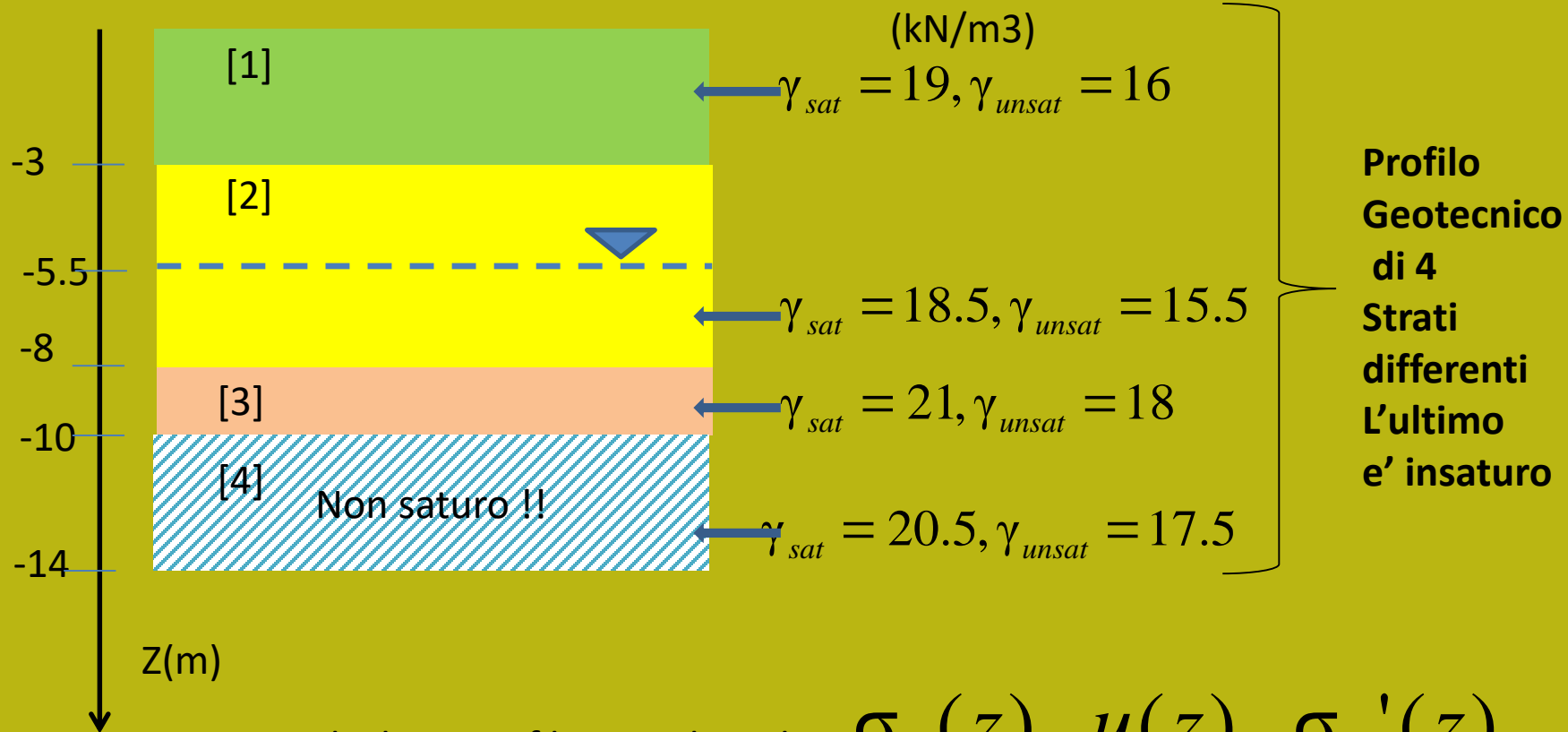
Ricordando che : $\gamma_w = 9.81 \quad (\text{kN} / \text{m}^3)$

esercizio 1 Grafico finale



	Z (m)	u (kPa)	Sigma tot (kPa)	Sigma eff (kPa)
esercizio 1 colonna de calculo	-0	-0	-0	0
	-0.5	0	8	8
	-1	0	16	16
	-1.5	0	24	24
	-2	0	32	32
	-2.5	0	40	40
	-3	0	48	48
	-3.5	0	55.75	55.75
	-4	0	63.5	63.5
	-4.5	0	71.25	71.25
	-5	0	79	79
	-5.5	0	86.75	86.75
	-6	4.905	96	91.095
	-6.5	9.81	105.25	95.44
	-7	14.715	114.5	99.785
	-7.5	19.62	123.75	104.13
	-8	24.525	133	108.475
	-8.5	29.43	143.5	114.07
	-9	34.335	154	119.665
	-9.5	39.24	164.5	125.26
	-10	44.145	175	130.855
	-10.5	49.05	185.25	136.2
	-11	53.955	195.5	141.545
	-11.5	58.86	205.75	146.89
	-12	63.765	216	152.235
	-12.5	68.67	226.25	157.58
	-13	73.575	236.5	162.925
	-13.5	78.48	246.75	168.27
	-14	83.385	257	173.615

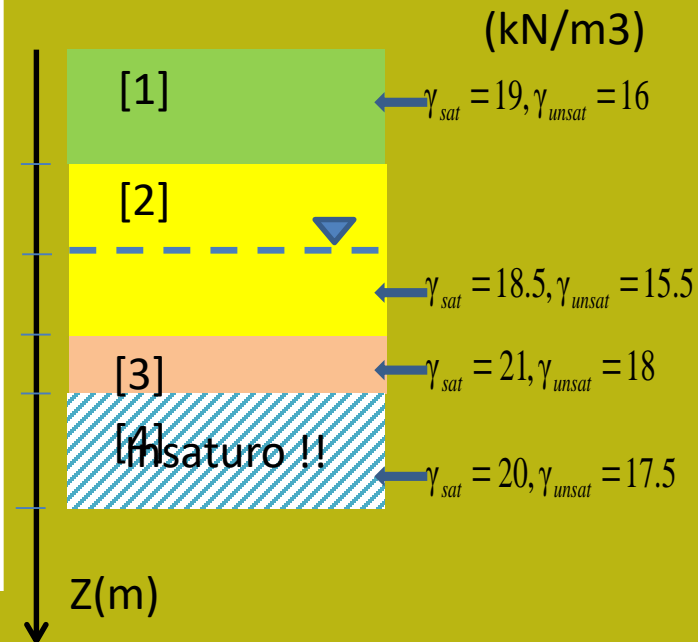
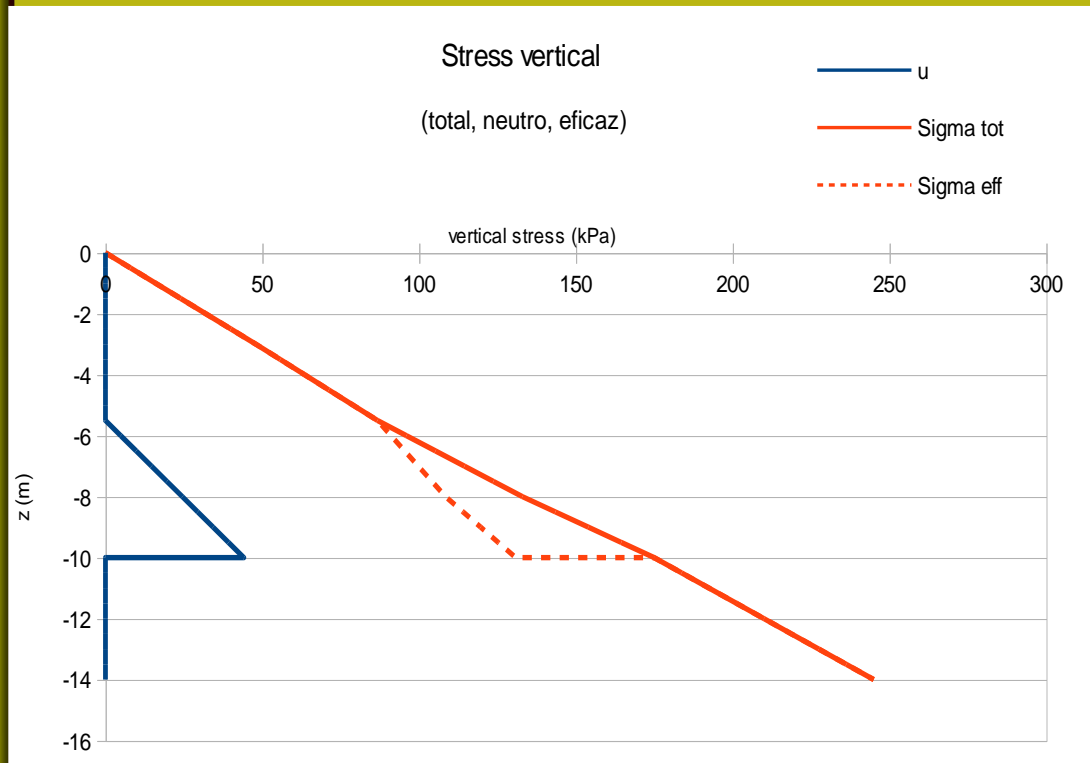
Problema 2



Calcolare profilo completo di: $\sigma_v(z)$, $u(z)$, $\sigma_v'(z)$

Ricordando che : $\gamma_w = 9.81 \quad (kN / m^3)$

esercizio 2: Grafico finale



	Z (m)	u (kPa)	Sigma tot (kPa)	Sigma eff (kPa)
esercizio 2	-0	-0	-0	0
	-0.5	0	8	8
coluonna de	-1	0	16	16
	-1.5	0	24	24
calculo	-2	0	32	32
	-2.5	0	40	40
	-3	0	48	48
	-3.5	0	55.75	55.75
	-4	0	63.5	63.5
	-4.5	0	71.25	71.25
	-5	0	79	79
	-5.5	0	86.75	86.75
	-6	4.905	96	91.095
	-6.5	9.81	105.25	95.44
	-7	14.715	114.5	99.785
	-7.5	19.62	123.75	104.13
	-8	24.525	133	108.475
	-8.5	29.43	143.5	114.07
	-9	34.335	154	119.665
	-9.5	39.24	164.5	125.26
	-10	44.145	175	130.855
	-10	0	175	175
	-10.5	0	183.75	183.75
	-11	0	192.5	192.5
	-11.5	0	201.25	201.25
	-12	0	210	210
	-12.5	0	218.75	218.75
	-13	0	227.5	227.5
	-13.5	0	236.25	236.25
	-14	0	245	245

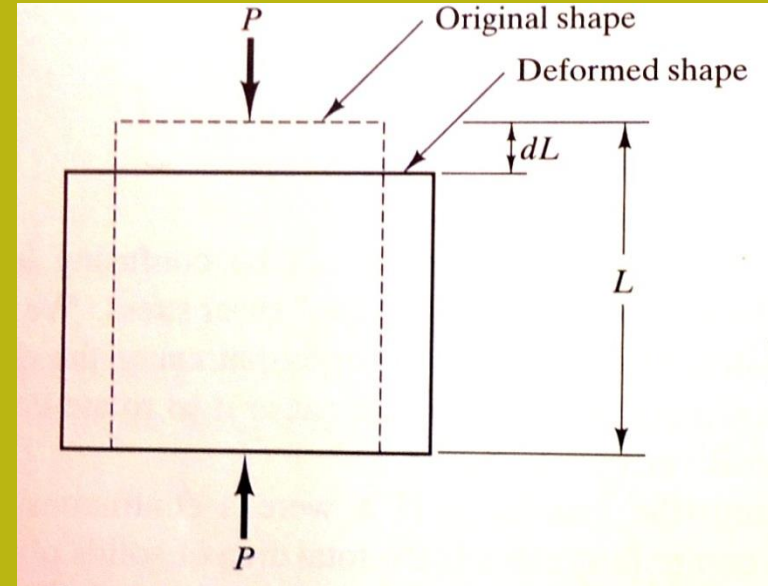
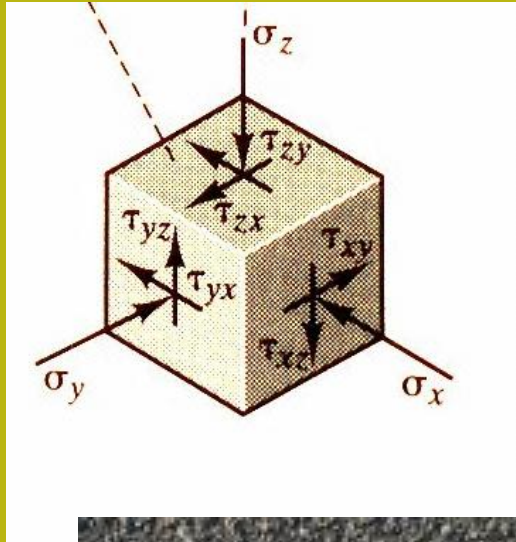
suggerimento:

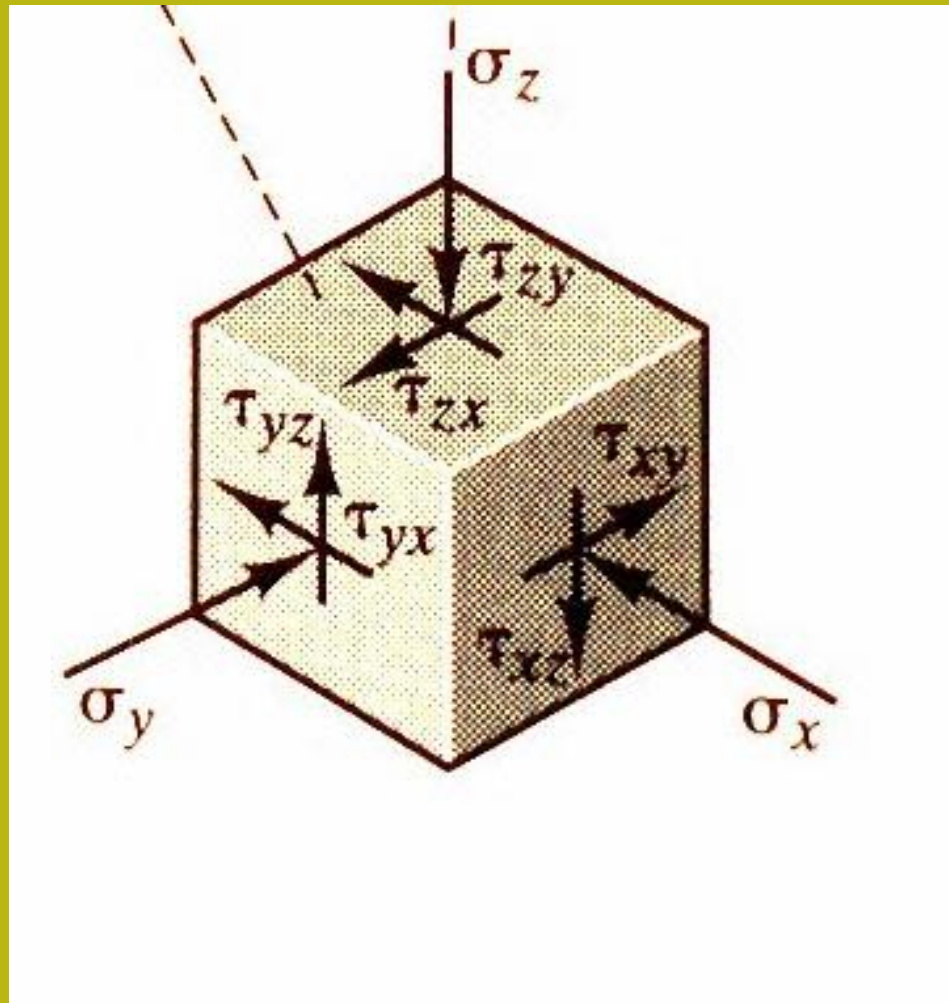
materiale audiovisivo: <http://www.youtube.com/watch?v=ySUr60U6jiM&feature=related>

Vedasi anche :

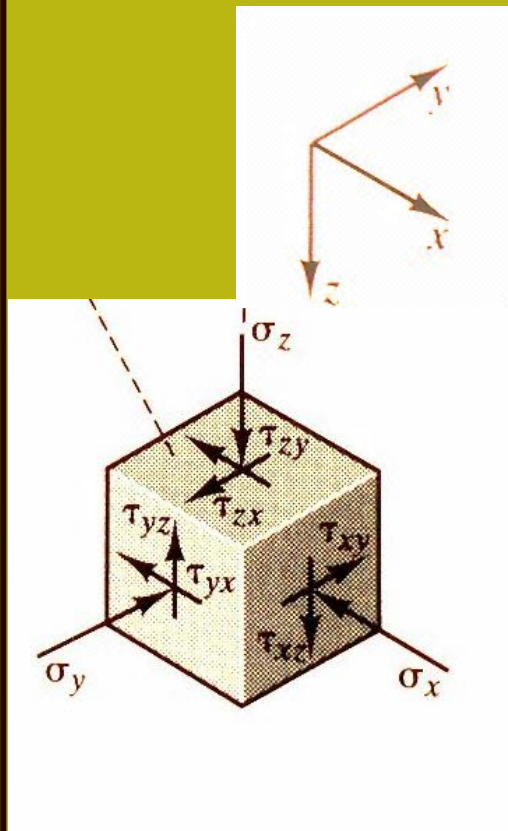
- **Withlow (1995) – capitolo 6- sezioni 6.1**
- **Das (2007) capitolo 6 sezioni 6.1 y ejercicio 6.1**

B) Stress e deformazione





stress in elemento tridimensionale (3D) nei solidi



Stress in elemento tri-dimensionale (3D)



$$\tau_{xz} = -\tau_{zx}$$

$$\tau_{yz} = -\tau_{zy}$$

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

**In condizioni di equilibrio
Le coppie di stress tangenziali
devono essere equivalenti ... (ma con un segno diverso)**

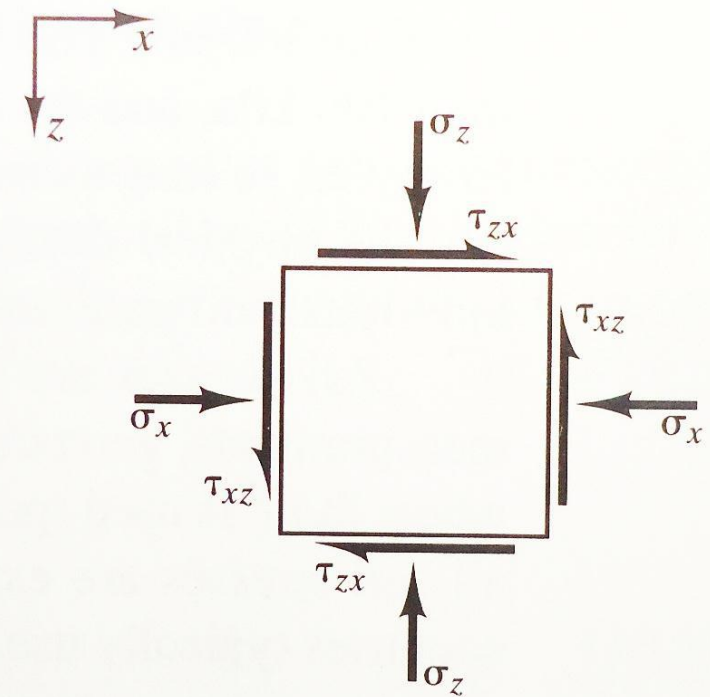
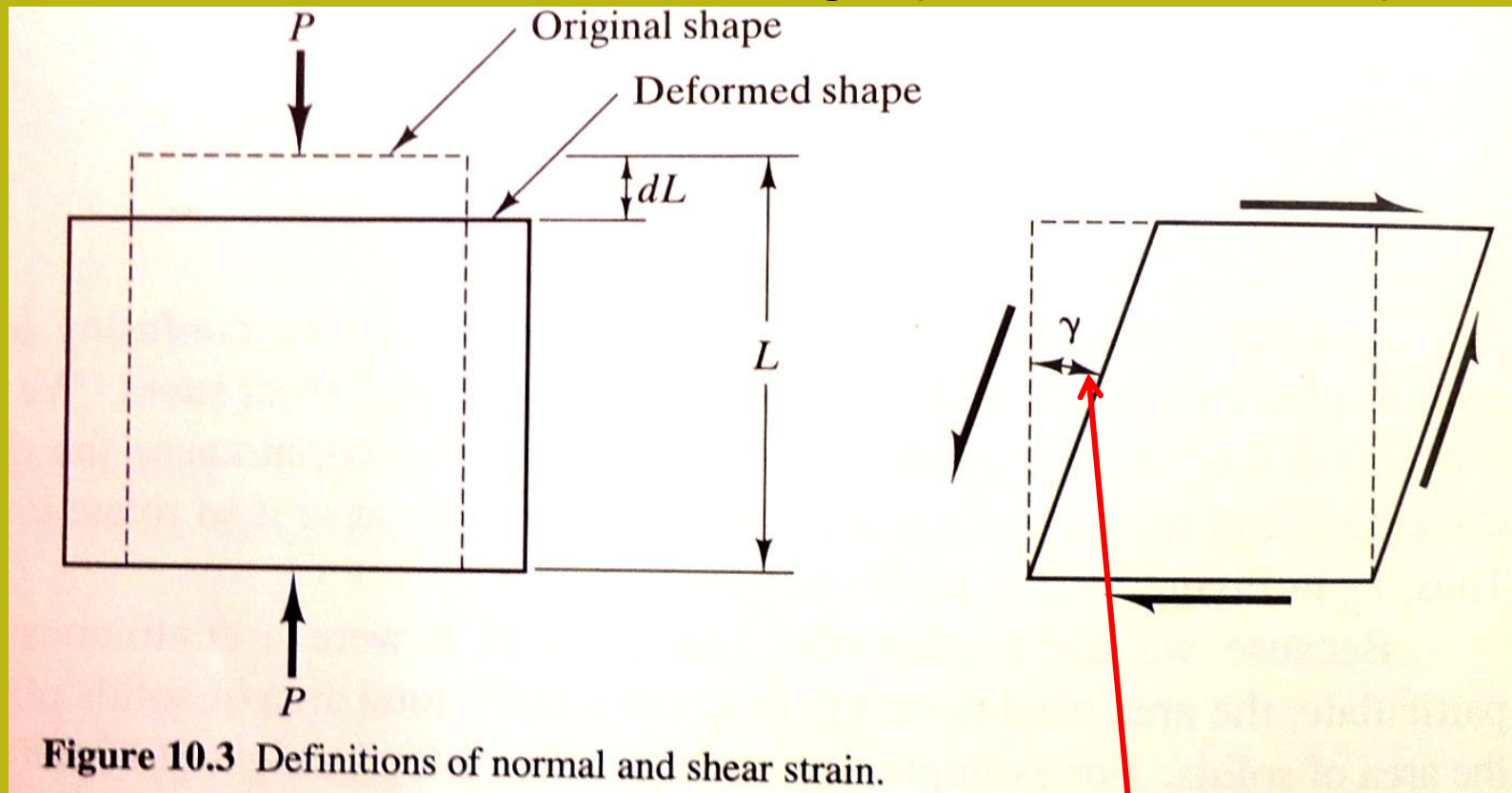


Figure 10.2 A two-dimensional soil element aligned with the x and z axes.

Stress in elemento bi-dimensionale (2D)

Definizioni di deformazioni normali e di taglio (*normal and shear strain*)



$$\epsilon = -\frac{dL}{L}$$

Deformazione normale

(*Linear strain*): ϵ (adimensionale)

Deformazione di taglio

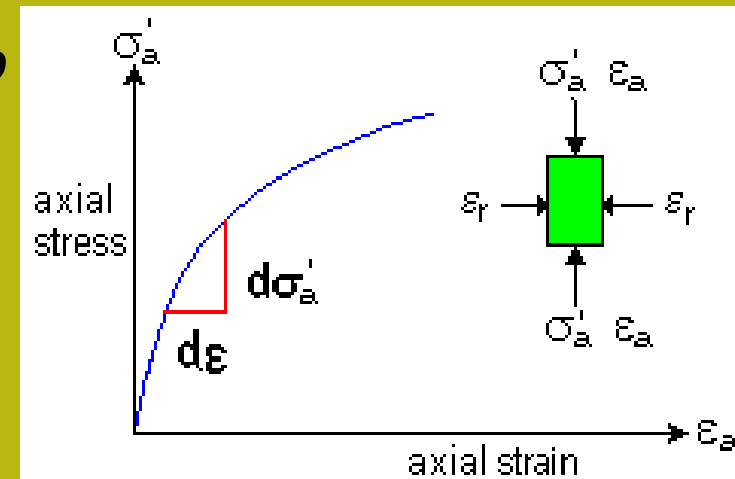
(*Shear strain*): γ (in radianti)

Definizione del modulo di elasticità e deformazione tangenziale

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

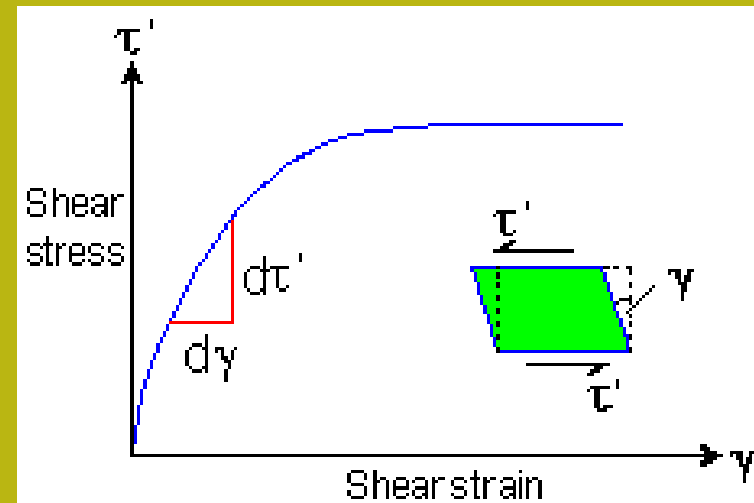
Modulo Elastico

o modulo di deformazione
o modulo di Young's

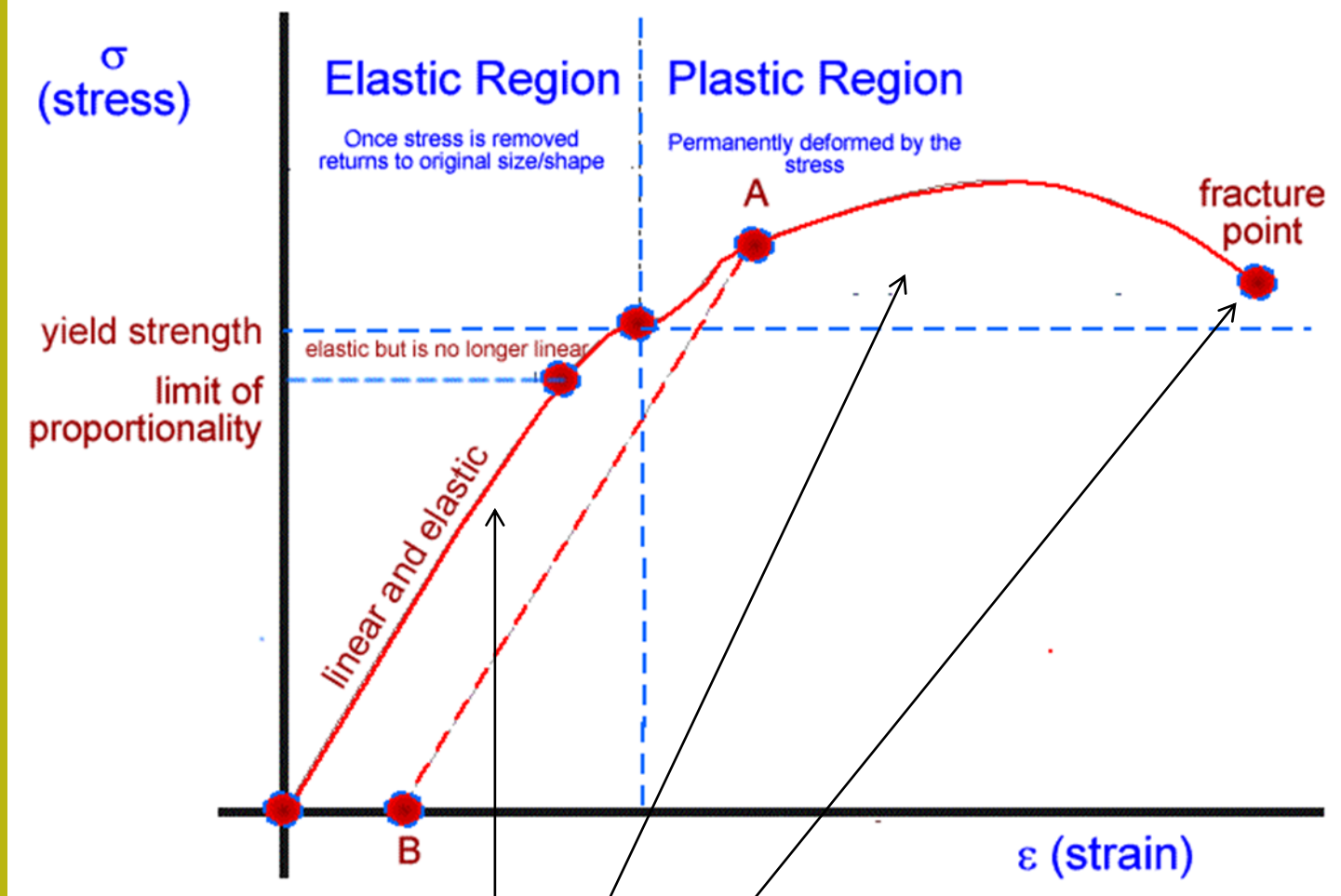


$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

Shear modulus
o modulo di deformazione
per sforzo
orizzontale



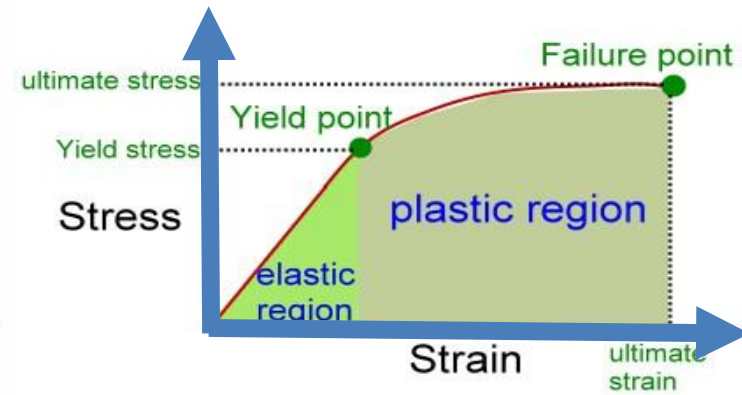
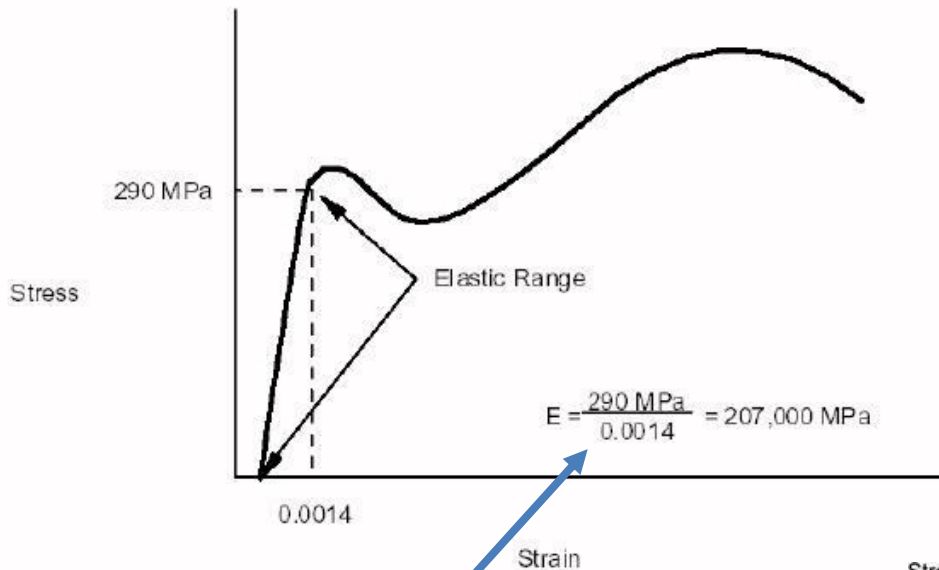
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/basic/stiffness.htm>



I domini di stress vs. Strain

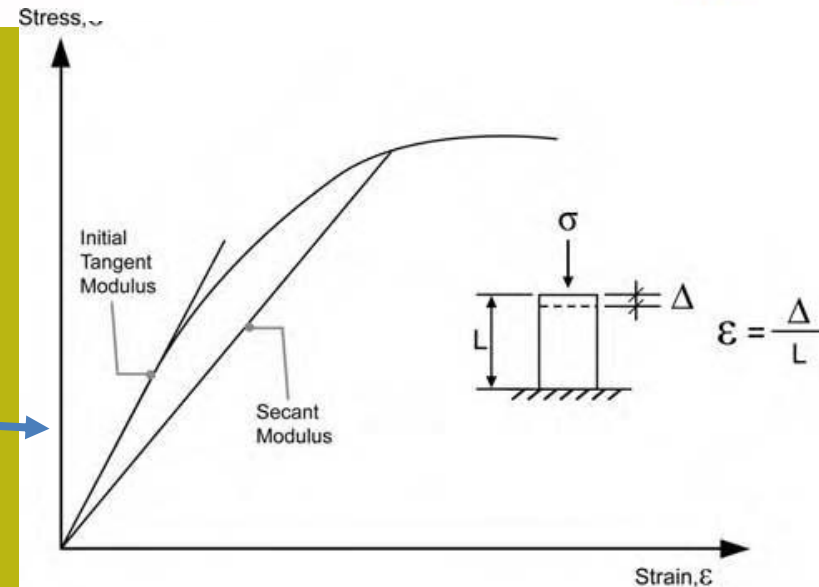
- Regione elastica
- Regione plastica
- Rottura

Il comportamento dei materiali in termini di stress e tensione può essere messo in forma grafica...



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

**Modulo Elastico
o modulo di
deformazione
o modulo di Young's**



materiale audiovisivo:

<http://www.youtube.com/watch?v=gsSYq8x6oyU&feature=related>

<http://www.youtube.com/watch?v=NILdk-fBPxA&feature=related>

http://www.youtube.com/watch?v=1tOkD1ZtSWw&feature=BFa&list=PLEFC5B3FC6D0EF866&lf=results_video

Definizione de Poisson's ratio

$$\nu = - \frac{\epsilon_{\perp}}{\epsilon_{\parallel}}$$

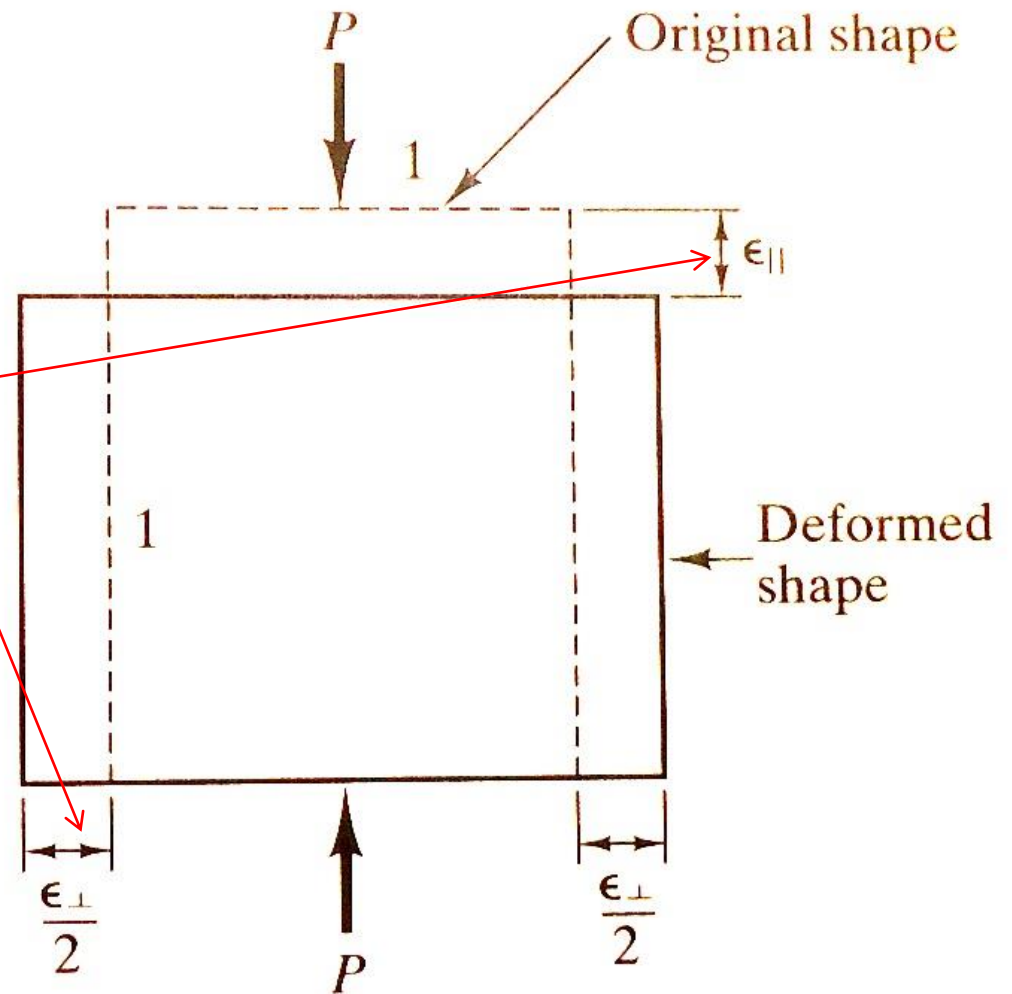
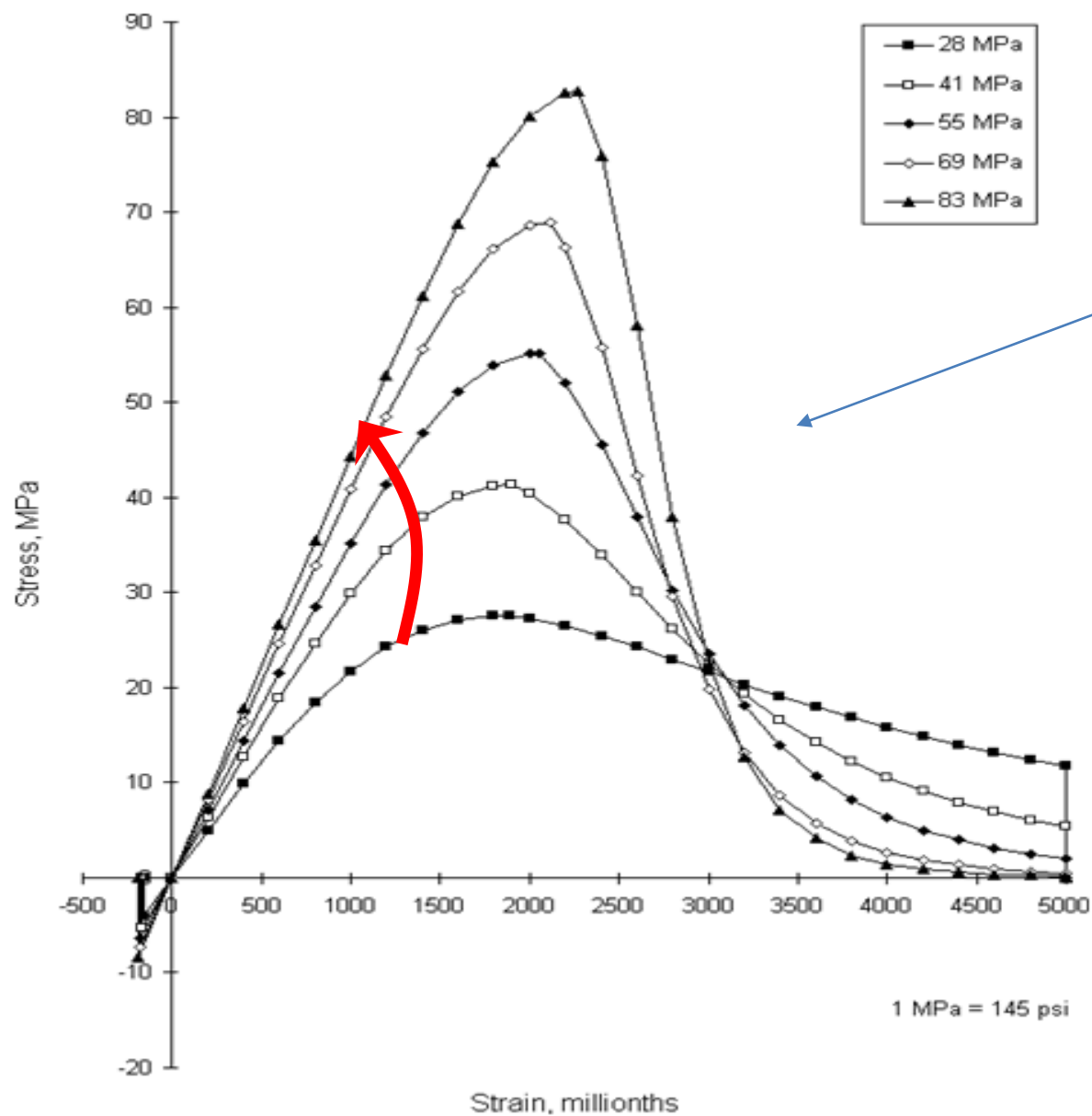


Figure 10.4 Deformation of an unconfined element and definition of Poisson's ratio.

Table 11.6 Typical values for Young's modulus of various materials (after Gordon, 1978).

Classification	Material	Young's modulus, E (MPa)
Human	Cartilage	24
	Tendon	600
	Fresh bone	21,000
Timber	Wallboard	1,400
	Plywood	7,000
	Wood (along grain)	14,000
Metals	Magnesium	42,000
	Aluminium	70,000
	Brasses and bronzes	120,000
	Iron and steel	210,000
	Sapphire	420,000
	Diamond	1,200,000
Construction	Rubber	7
	Concrete	20,000
Soils	Soft clays	5
	Stiff clays, loose sands	20
	Dense sands	50
Rocks	Extremely weathered, soft	50
	Distinctly weathered, soft	200
	Slightly weathered, fresh, hard	50,000



Aumento del
modulo di
elasticità
a causa di un
aumento della
pendenza di
La parte iniziale

Caso ideal cel
calcestruzzo

Modulo elastico e coefficiente di Poisson di vari tipi di suelosi

Table 11.7 Elastic parameters of various soils.

Type	Strength of soil	Elastic modulus, E (MPa)	
		Short term	Long term
Gravel	Loose	25–50	
	Medium	50–100	
	Dense	100–200	
Medium to coarse sand	Very loose	<5	
	Loose	3–10	
	Medium dense	8–30	
	Dense	25–50	
	Very dense	40–100	
Fine sand	Loose	5–10	
	Medium	10–25	
	Dense	25–50	
Silt	Soft	<10	<8
	Stiff	10–20	8–15
	Hard	>20	>15
Clay	Very soft	<3	<2
	Soft	2–7	1–5
	Firm	5–12	4–8
	Stiff	10–25	7–20
	Very stiff	20–50	15–35
	Hard	40–80	30–60

Table 11.17 Poisson's ratio for soils (Industrial floors and pavements guidelines, 1999).

Material	Short term	Long term
Sands, gravels and other cohesionless soils	0.30	0.30
Low PI (<12%)	0.35	0.25
Medium PI (12% < PI < 22%)	0.40	0.30
High PI (22% < PI < 32%)	0.45	0.35
Extremely high PI (PI > 32%)	0.45	0.40

Nota:

$$1 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ MPa}$$

Table 6.1 Typical values of elastic modulus of intact rocks (after AASHTO, 1989).

Rock type	No. of values	No. of rock types	Elastic modulus (GPa)			Standard Deviation
			Maximum	Minimum	Mean	
Granite	26	26	100	6.41	52.7	24.5
Diorite	3	3	112	17.1	51.4	42.7
Gabbro	3	3	84.1	67.6	75.8	6.69
Diabase	7	7	104	69.0	88.3	12.3
Basalt	12	12	84.1	29.0	56.1	17.9
Quartzite	7	7	88.3	36.5	66.1	16.0
Marble	14	13	73.8	4.00	42.6	17.2
Gneiss	13	13	82.1	28.5	61.1	15.9
Slate	11	2	26.1	2.41	9.58	6.62
Schist	13	12	69.0	5.93	34.3	21.9
Phyllite	3	3	17.3	8.62	11.8	3.93
Sandstone	27	19	39.2	0.62	14.7	8.21
Siltstone	5	5	32.8	2.62	16.5	11.4
Shale	30	14	38.6	0.007	9.79	10.0
Limestone	30	30	89.6	4.48	39.3	25.7
Dolostone	17	16	78.6	5.72	29.1	23.7

**Modulo elastico statico y
coefficiente di Poisson per
vari tipi di rocce ..**

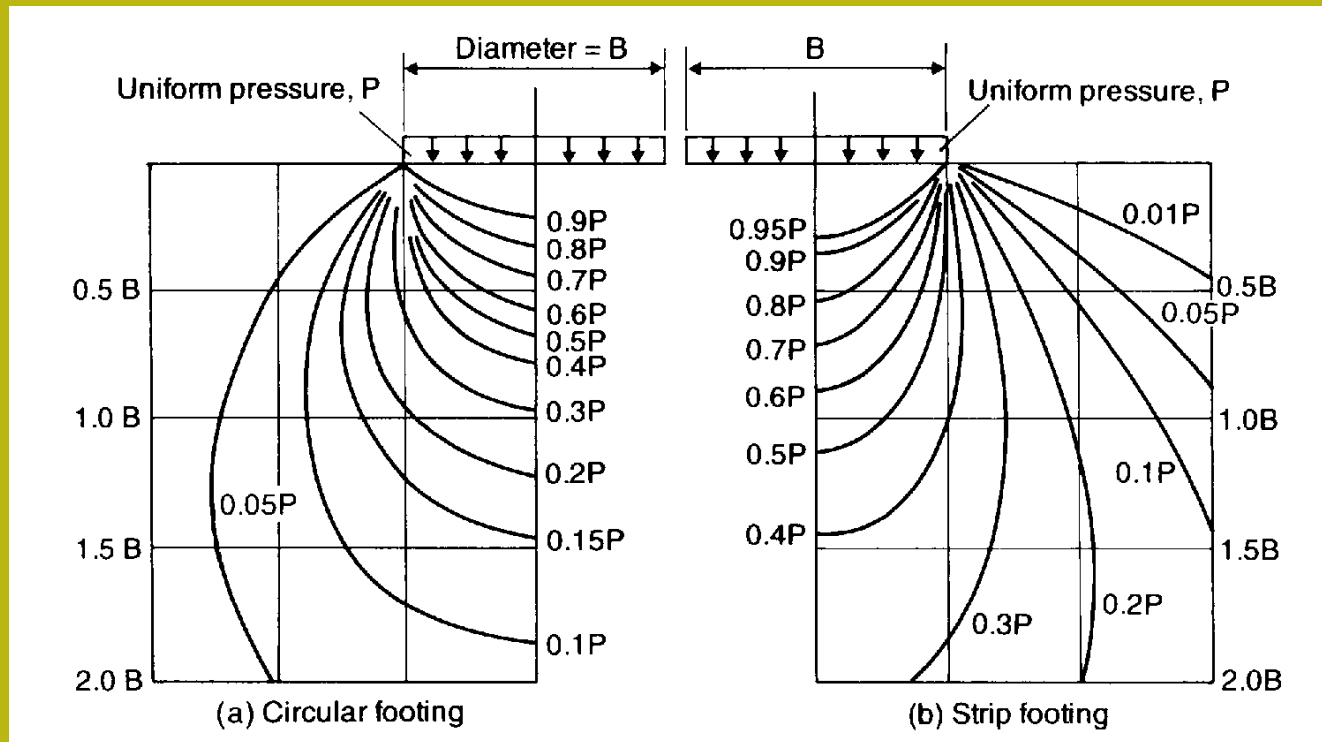
Vedasi anche:

- **Withlow (1995) –
capitolo 6- secciones 6.1
,6.2,6.3**

Table 6.2 Typical values of Poisson's ratio of intact rocks (after AASHTO, 1989).

Rock type	No. of values	No. of rock types	Poisson's ratio			Standard Deviation
			Maximum	Minimum	Mean	
Granite	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabbro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabase	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalt	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Quartzite	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Marble	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneiss	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Schist	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Sandstone	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Siltstone	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Shale	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Limestone	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolostone	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

C) Distribuzione delle tensioni nel terreno al di sotto di aree caricate



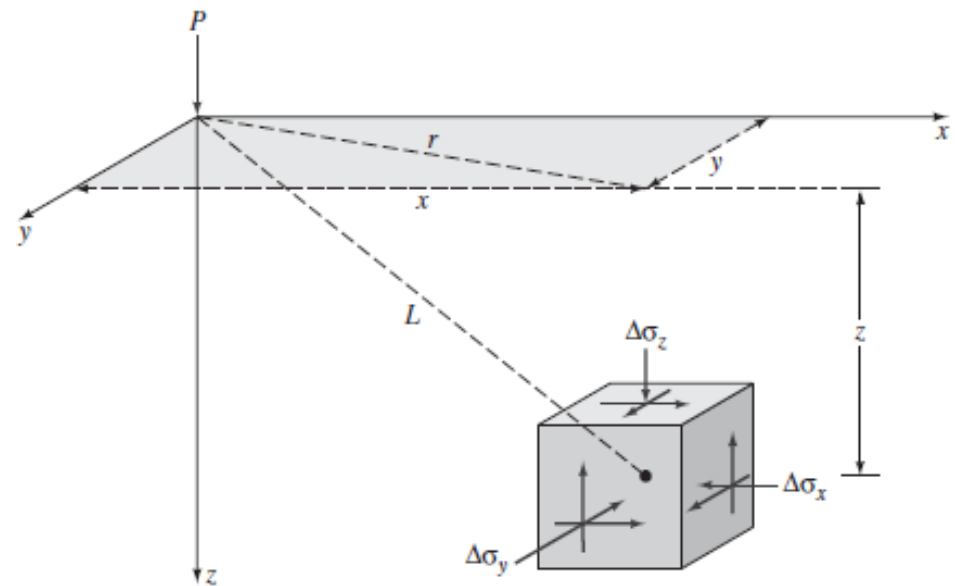
Tensione dovuta a un carico puntuale in un semi-spazio elastico.

(teoria di **BUSSINESQ**)

P = Punto di carico

(dimensione di una forza)

Z,r,L: parametri geometrici per posizionare il punto, o elemento, dove è necessario calcolare la tensione addizionale (delta sigma) indotta carico P.



$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

where

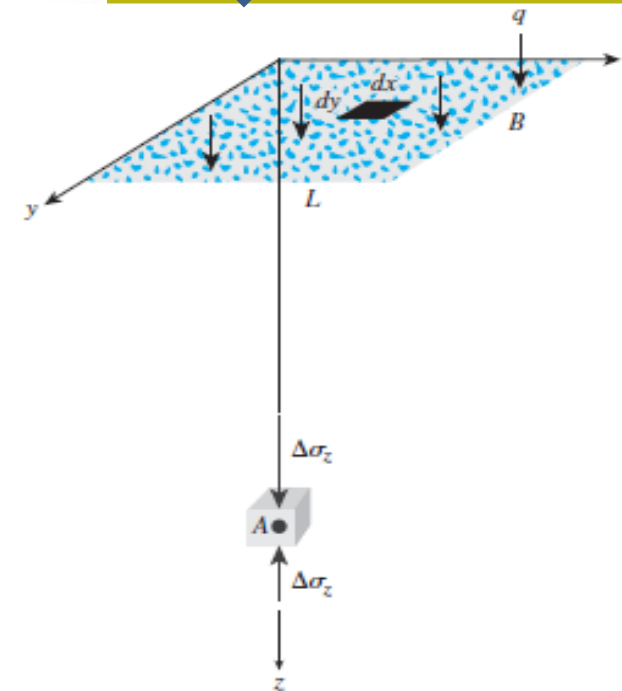
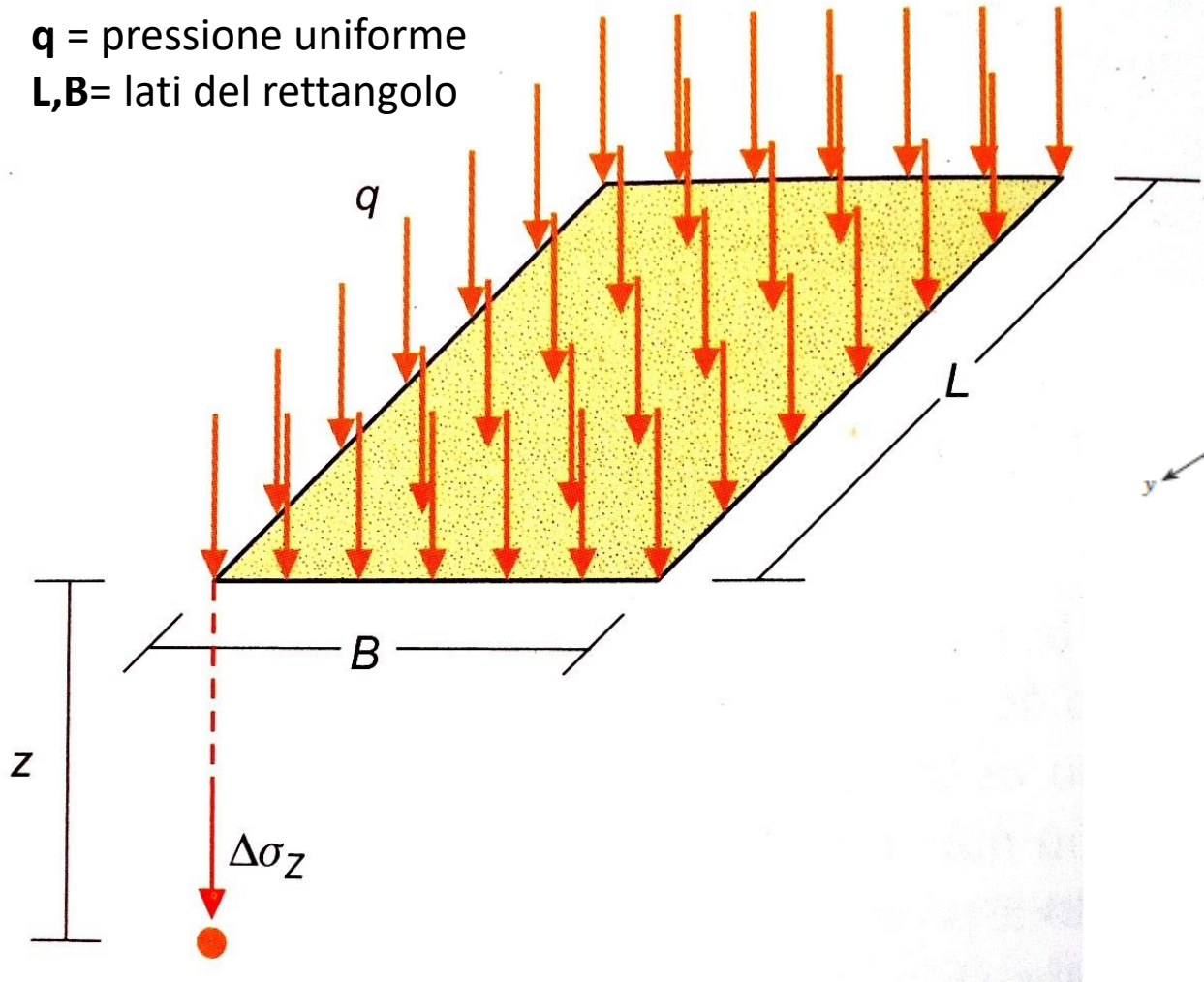
$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

Nota: in questo caso si usa un sistema di coordinate cartesiane XYZ

Nel caso di aree con carica uniforme, è richiesta l'integrazione della soluzione Bussinesq (integrale di superficie)
Esempio di soluzione per un'area rettangolare:

q = pressione uniforme
 L, B = lati del rettangolo



Soluzione di Newmark

(per aree rettangolari uniformemente cariche)

Fattori di scala (adimensionali)

$$m = L/z$$

$$n = B/z$$

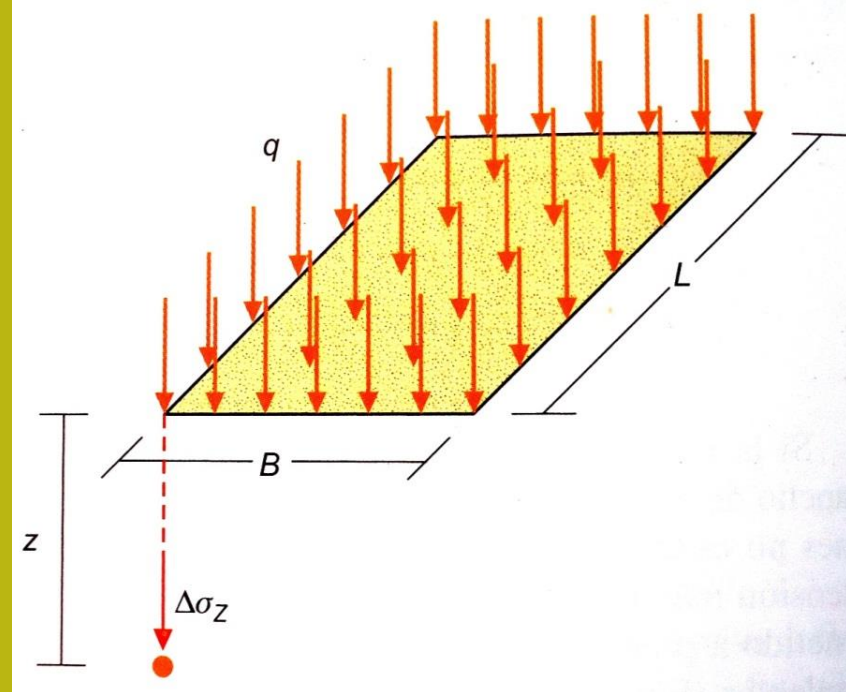
Incremento della tensione verticale

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi} I_\sigma$$

Coefficiente di influenza che dipende da fattori geometrici

$$I_\sigma = \frac{2mn(m^2 + n^2 + 2) \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)} \cdot \arcsen \cdot$$

$$\cdot \left[\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \right]$$



Soluzione di Newmark (carta di Fadum, 1948)

$$I_\sigma = \frac{2mn(m^2 + n^2 + 2)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)} \cdot \arcsen \cdot \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \right]$$

$$I_{\sigma} \text{ (Fadum)} = I_{\sigma} \text{ (Newmark)} / 4 \pi$$

Soluzione approssimata all'Angolo di un'area caricata uniformemente. Nota: questo coefficiente include già il divisore 4π

$$\Delta \sigma_z = q \times I_{\sigma} \text{ (Fadum)}$$

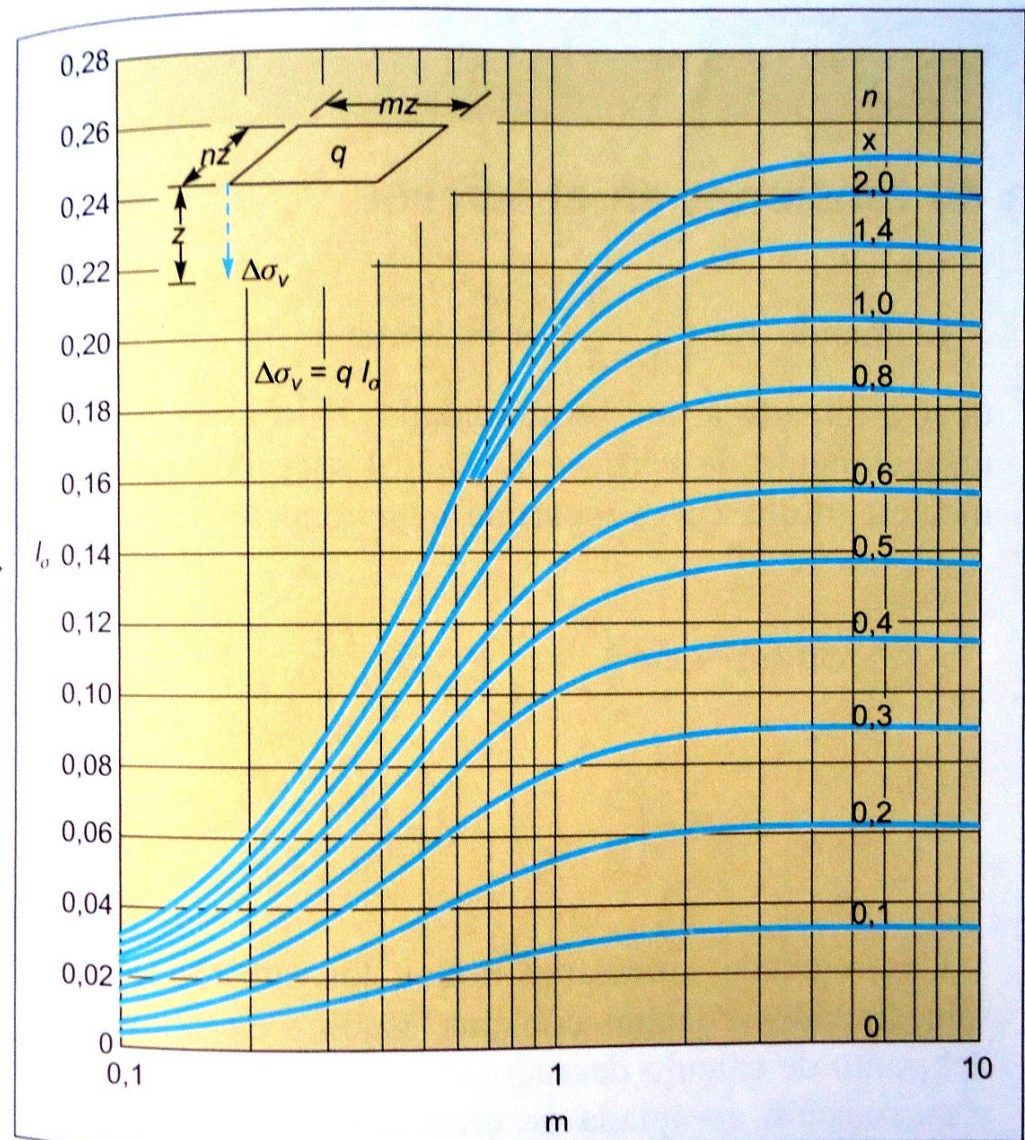
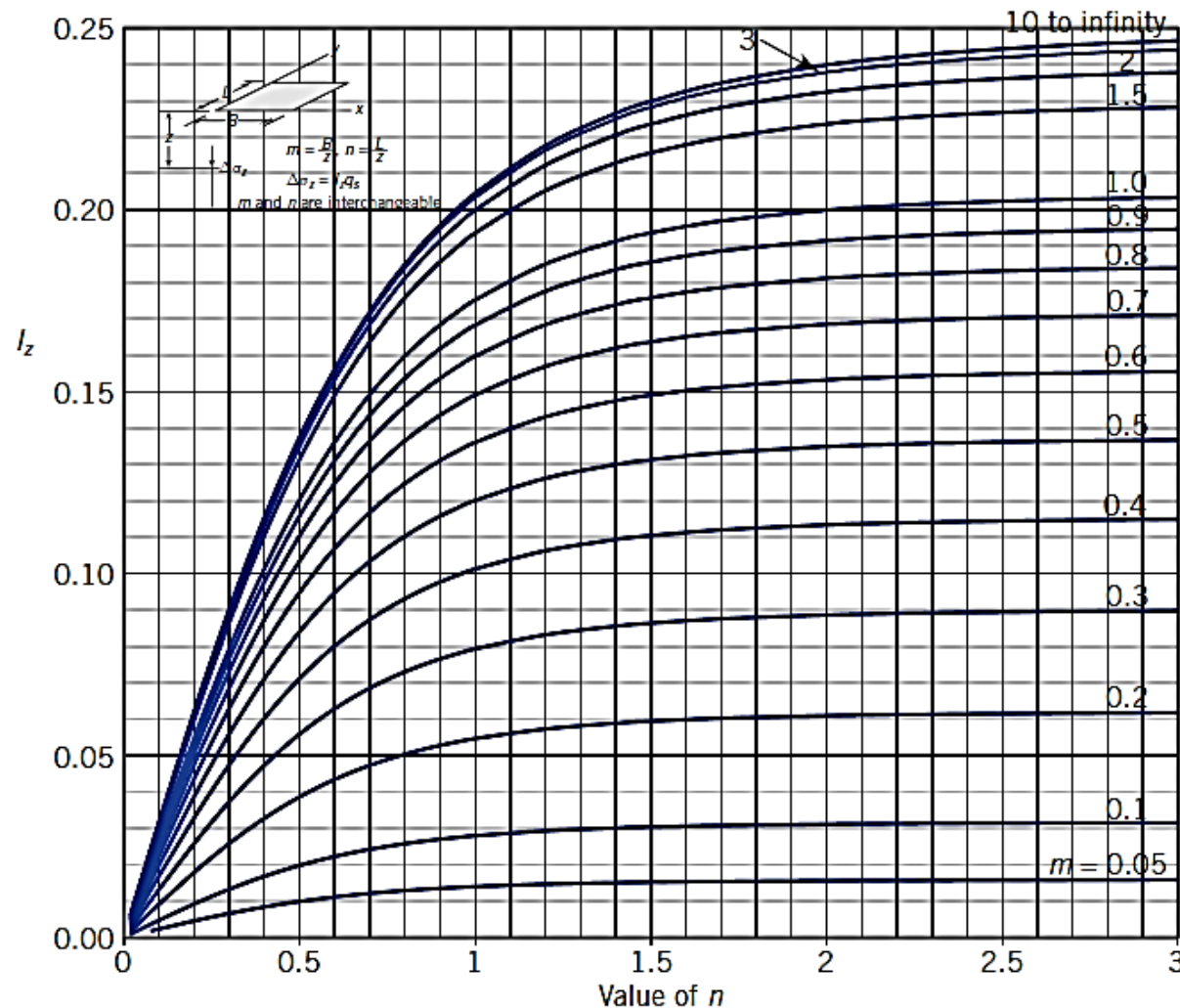


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

Soluzione di Newmark versine piu completa



$n > 3$	
m	I_z
0.05	0.016
0.1	0.032
0.2	0.062
0.3	0.090
0.4	0.115
0.5	0.137
0.6	0.156
0.7	0.172
0.8	0.185
0.9	0.196
1	0.205
1.5	0.230
2	0.240
3	0.247
10	0.250

$$\Delta\sigma_z = q \times I_z$$

Soluzione area circolare caricata uniformemente

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

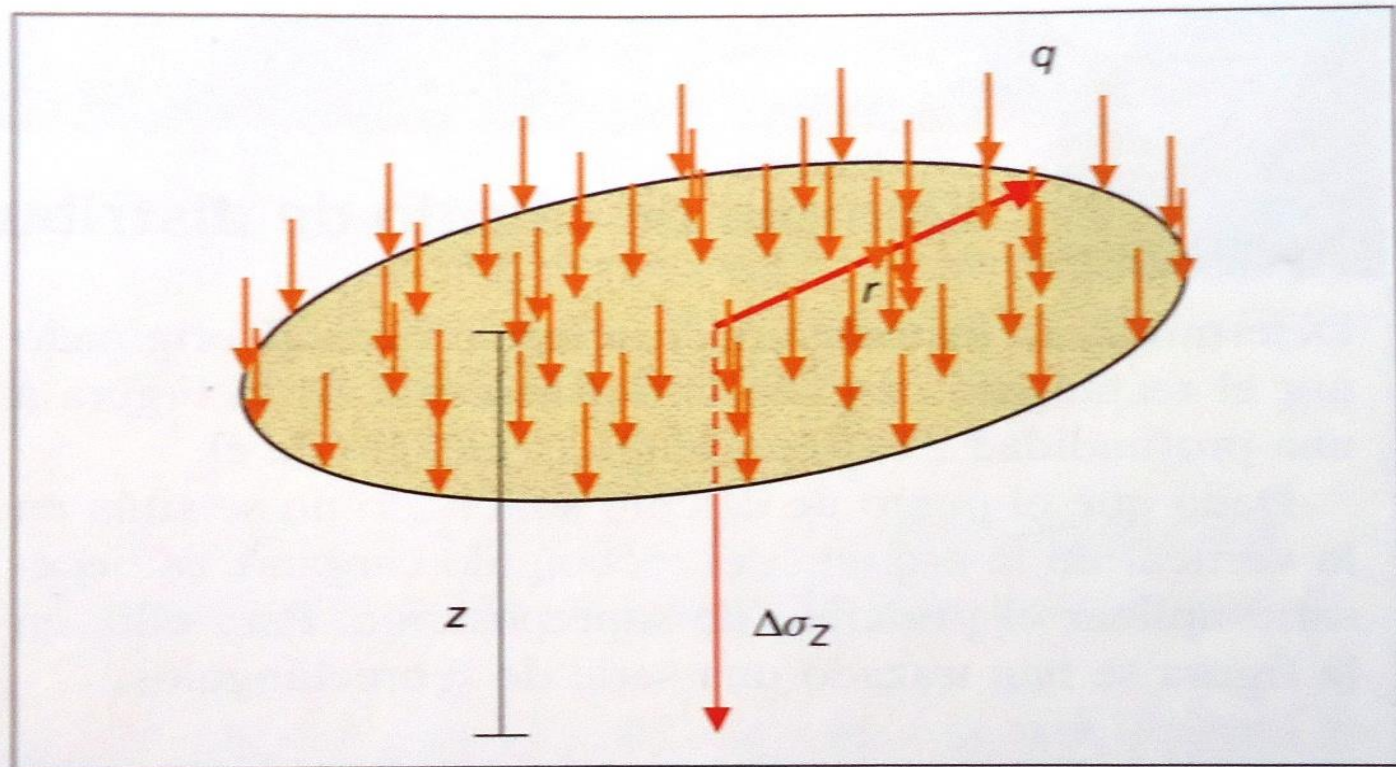


Figura 8.16 Tensioni verticali bajo el centro de un área circular cargada uniformemente.

Bulbo di pressione sotto superfici uniformemente caricate

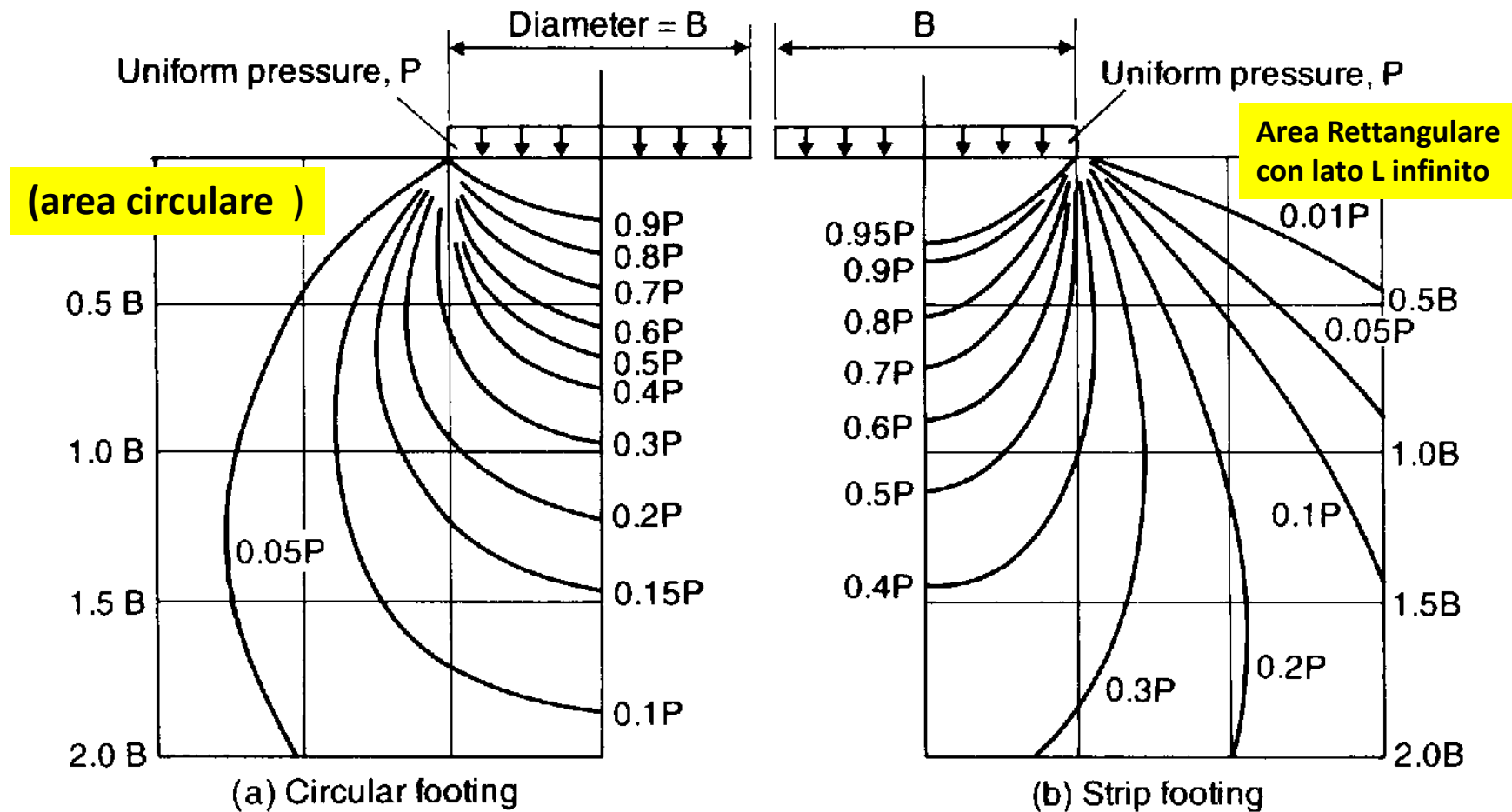
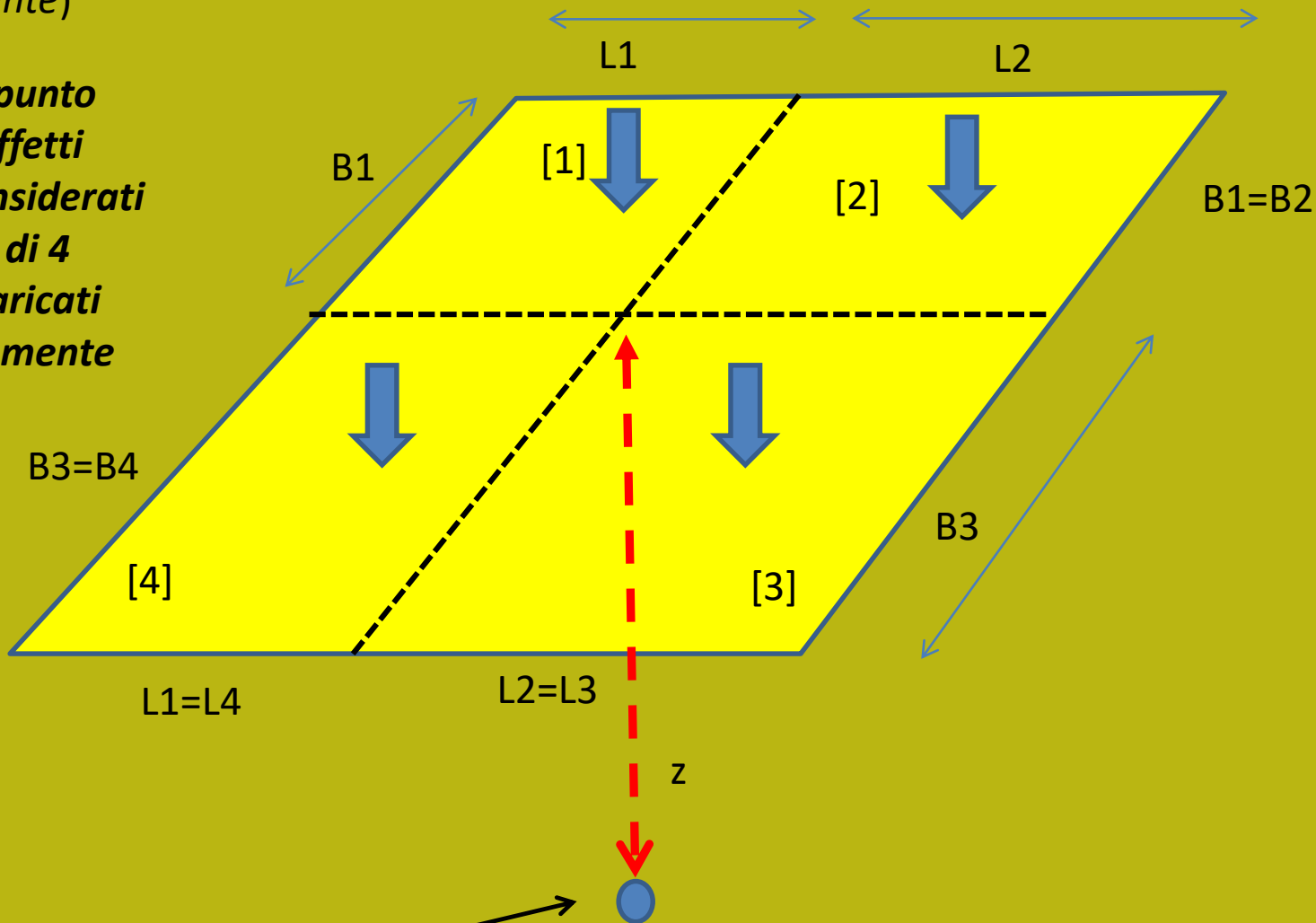


Fig. 4.9 Bulbs of pressure for vertical stress.

Principio sovrapposizione (*Esempio applicato a un'area rettangolare caricata uniformemente*)

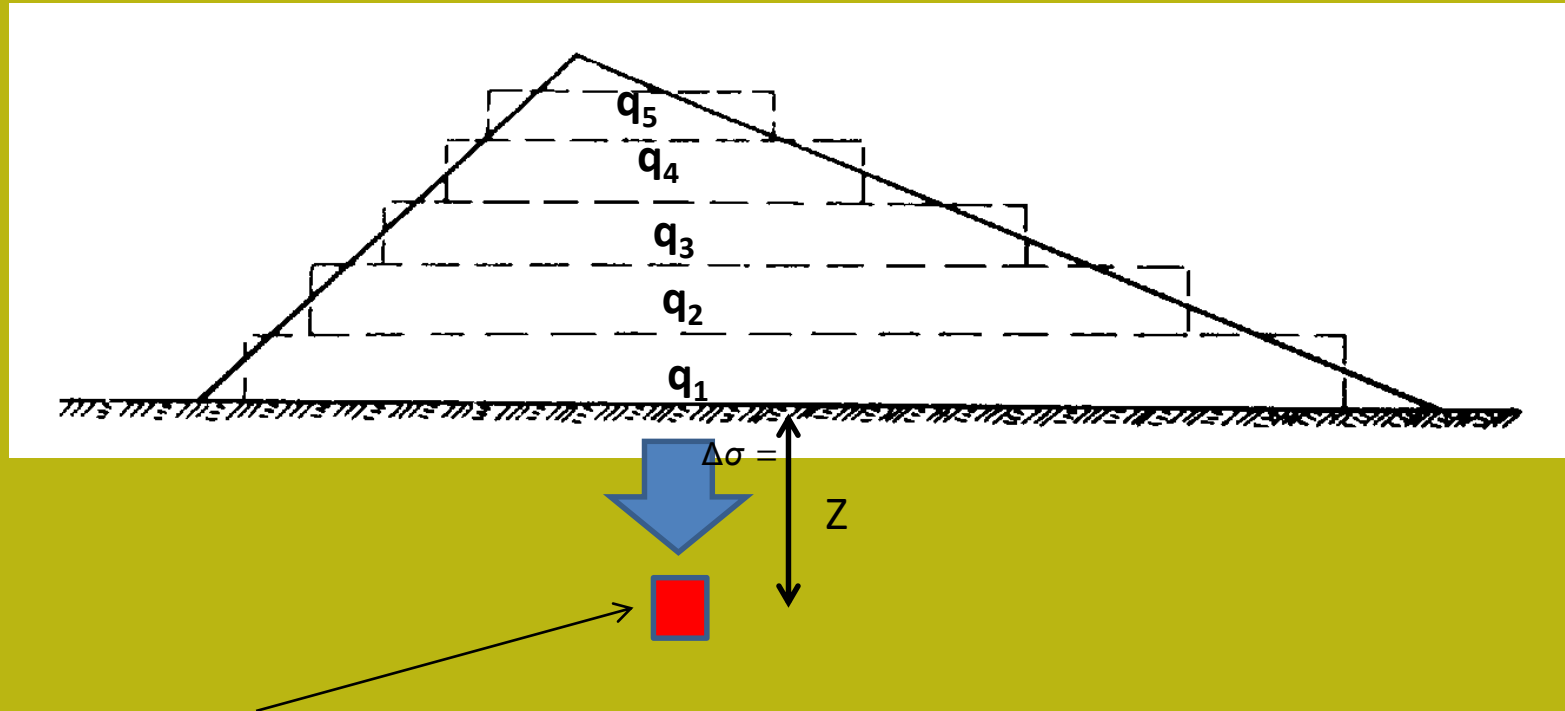
In qualsiasi punto interno gli effetti vengono considerati come quelli di 4 rettangoli carichi uniformemente



$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z1} + \Delta\sigma_{z2} + \Delta\sigma_{z3} + \Delta\sigma_{z4}$$

Principio di sovrapposizione:

Pressione bassa indotta di Terrapieno con sezione trapezoidale o triangolare

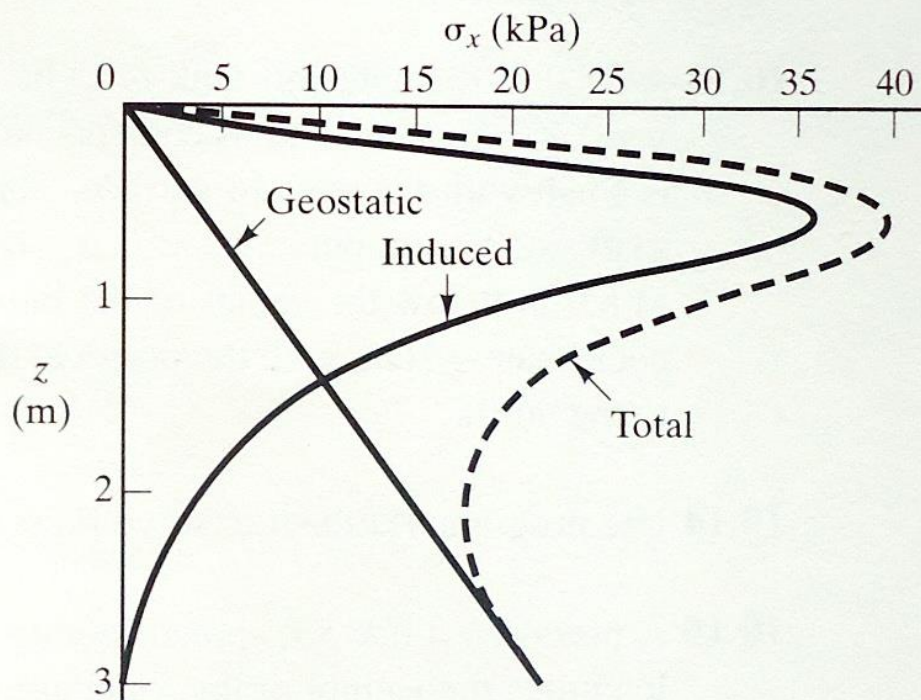
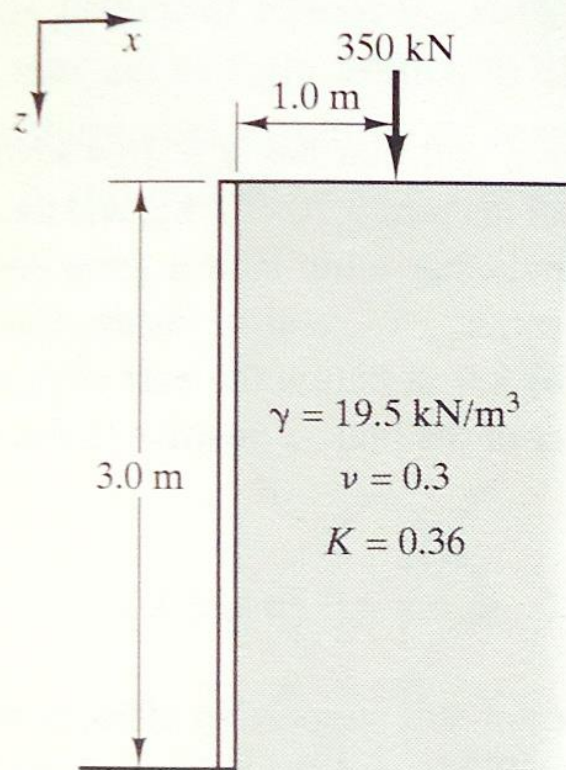


$$\Delta\sigma_z = q_1 I_{\sigma_1} + q_2 I_{\sigma_2} + \dots + q_n I_{\sigma_n}$$

ogni I_{σ_i} dipende dalla geometria del carico di ciascun elemento secondario

Principio di sovrapposizione

effetto di carico concentrato vicino a uno scavo con barriera contenimento

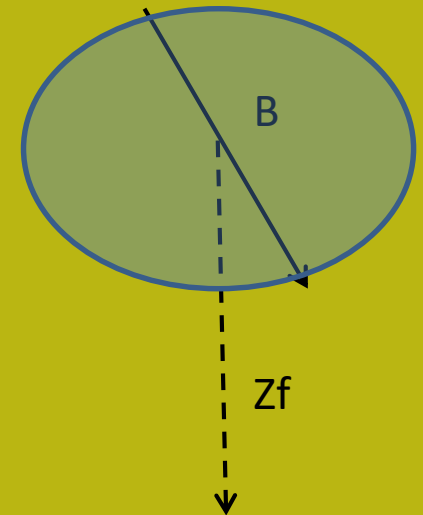


**Metodi approssimativi (Poulos e Davis 1974) per valutare la pressione
addizionale al centro di un'area con un carico distribuito:**

$$\sigma_z = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z_f} \right)^2} \right)^{1.50} \right]$$



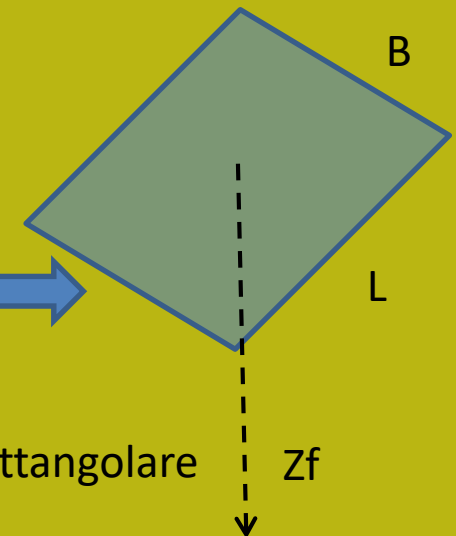
Fondazione circolare



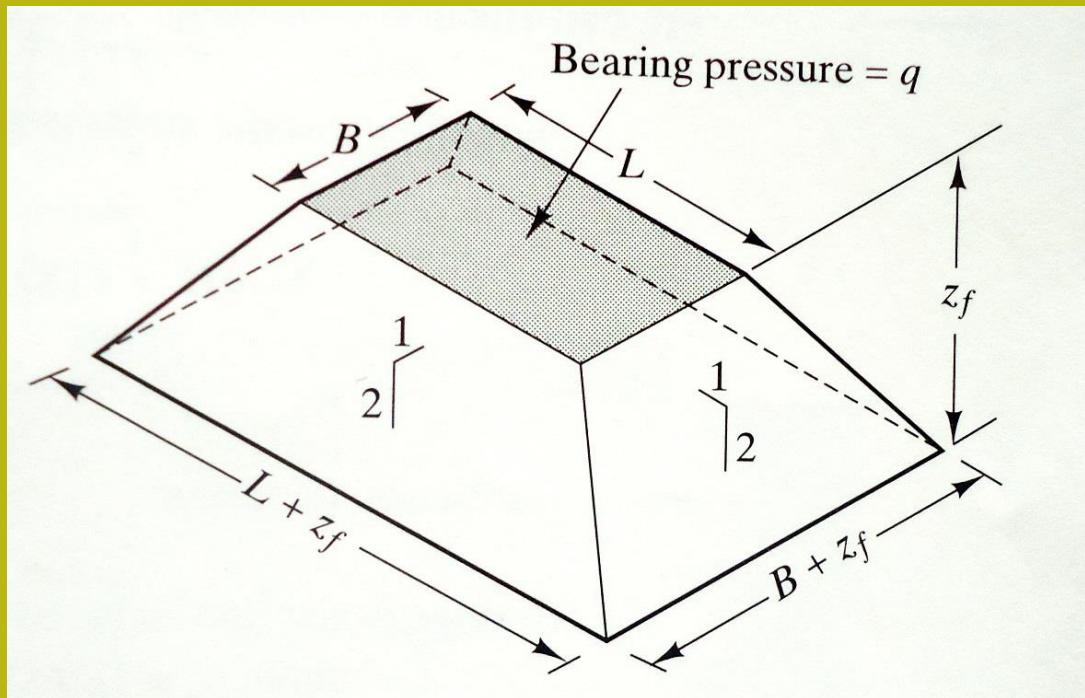
$$\sigma_z = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z_f} \right)^{1.38 + 0.62B/L}} \right)^{2.60 - 0.84B/L} \right]$$



Fondazione rettangolare



**Metodi approssimativi chiamati 1: 2, per valutare la pressione
addizionale al centro di un'area con un carico distribuito :**

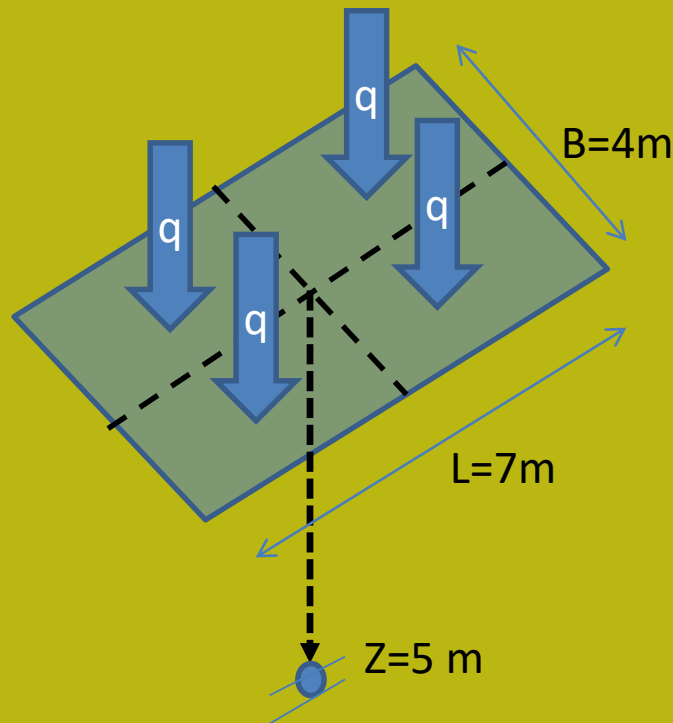


**I metodi approssimati
forniscono una soluzione con
un errore medio del 5%
rispetto alla soluzione
Bussinesq-Newmark**

$$\bar{\sigma}_z = q \left(\frac{BL}{(B + z_f)(L + z_f)} \right)$$

Esempio di applicazione: confronto dei metodi

La sollecitazione indotta verticale fornisce un'area caricata uniformemente di $q = 200 \text{ kPa}$. L'area ha lati $B = 4 \text{ m}$ e $L = 7 \text{ m}$. calcolare lo stress aggiuntivo al profondità di 5 m al di sotto del centro dell'area caricata.

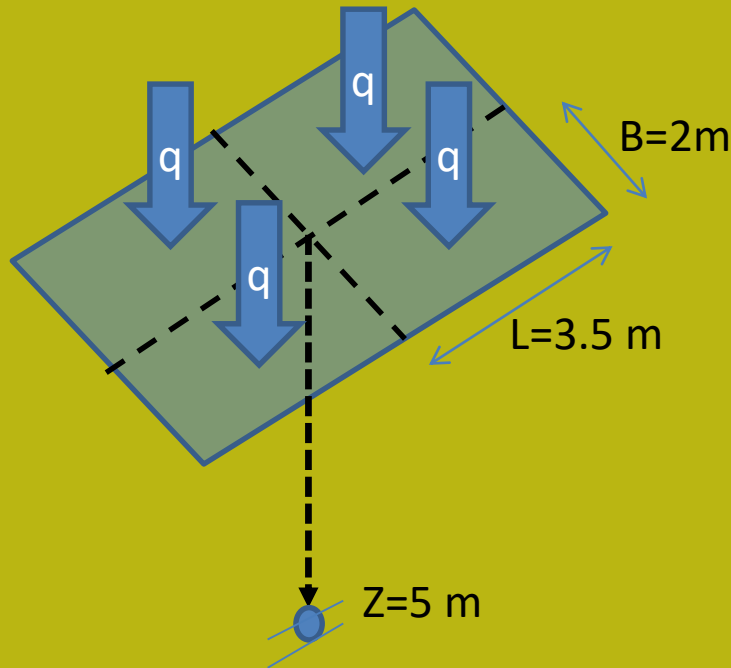


Confronta 3 metodi

1. Metodo di Newmark-Fadum
2. Metodo di poulos e davis (1974)
3. Metodo 1: 2

Motodo di newmark-fadum

- 1) L'area caricata è suddivisa in 4 rettangoli uguali di lato $B = 2$ m e $L = 3,5$ m
- 2) Calcolare i fattori m e n relativi alla profondità $Z = 5$ m e con $B = 2$ m, $L = 3.5$ m



$$m = L/z = 3.5/5 = 0.7$$

$$n = B/z = 2/5 = 0.4$$

Con i valori $(m, n) = (0.7, 0.4)$

Il valore è derivato $I\sigma = 0.09$ nel nomograma Fadum.

Quindi a 5 m abbiamo un ulteriore 9% di pressione normale, a causa di la carica uniforme q sulla superficie.

Applicando il principio di sovrapposizione al centro dell'area caricata, dobbiamo considerare l'azione combinata dei 4 rettangoli piccoli e uguali. Quindi il fattore di influenza finale e'

$I\sigma_{\text{fadum}} = 4 \times 0.09 = 0.36$ (si noti che questo coefficiente include già il divisore 4π)

Se obtiene al fin a $z = 5$ m

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= q \times I\sigma = \\ &= 200 \times 0.36 = \mathbf{72} \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

Uso de nomogramma di Fadum, (1948)

$$\Delta\sigma_z = q \times I\sigma_{\text{(Fadum)}}$$

$$I\sigma_{\text{(Fadum)}} = 0.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m=0.7 \\ n=0.4 \end{array} \right.$$

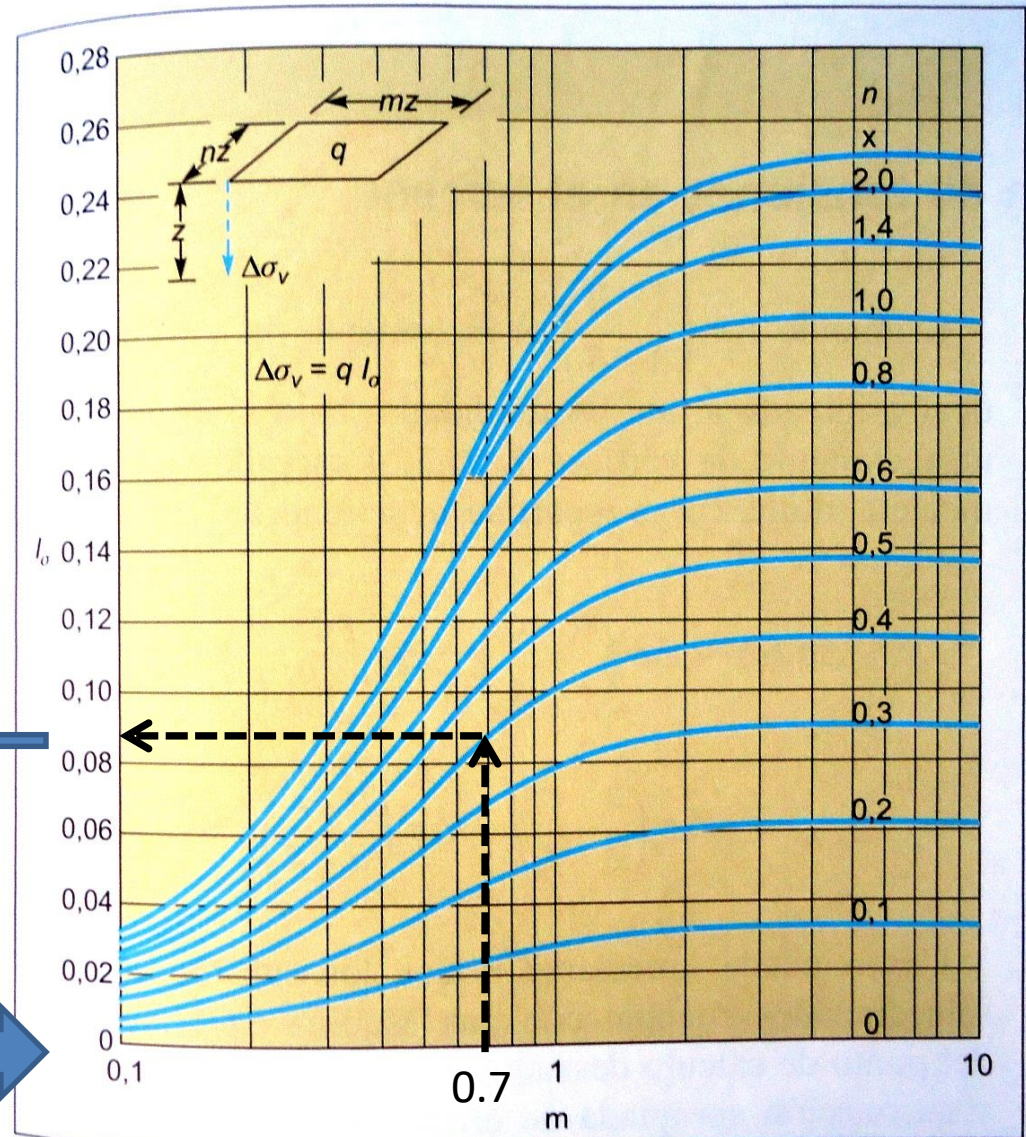
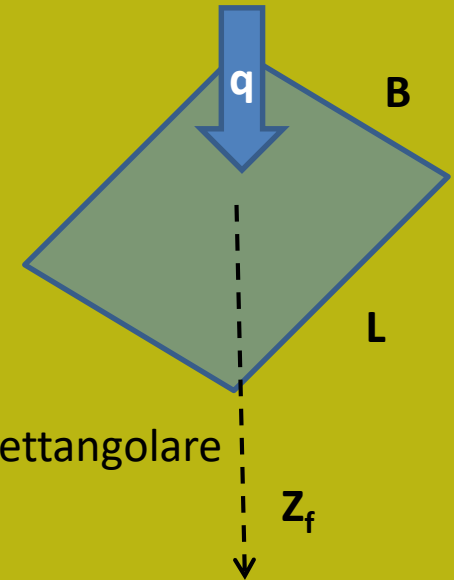


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

Metodo approssimato (Poulos y Davis 1974)



$$\sigma_z = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z_f} \right)^{1.38 + 0.62B/L}} \right)^{2.60 - 0.84B/L} \right]$$



Si ottiene $az=5$ m

$$\Delta\sigma_z = q \times I\sigma = 200 \times 0.326 = 65 \text{ kpa}$$

Fondazione rettangolare

Con le costanti $a=2.1212$

$b=1.7334$

$$\bar{\sigma}_z = q \left(\frac{BL}{(B + z_f)(L + z_f)} \right)$$



Con il metodo 1:2

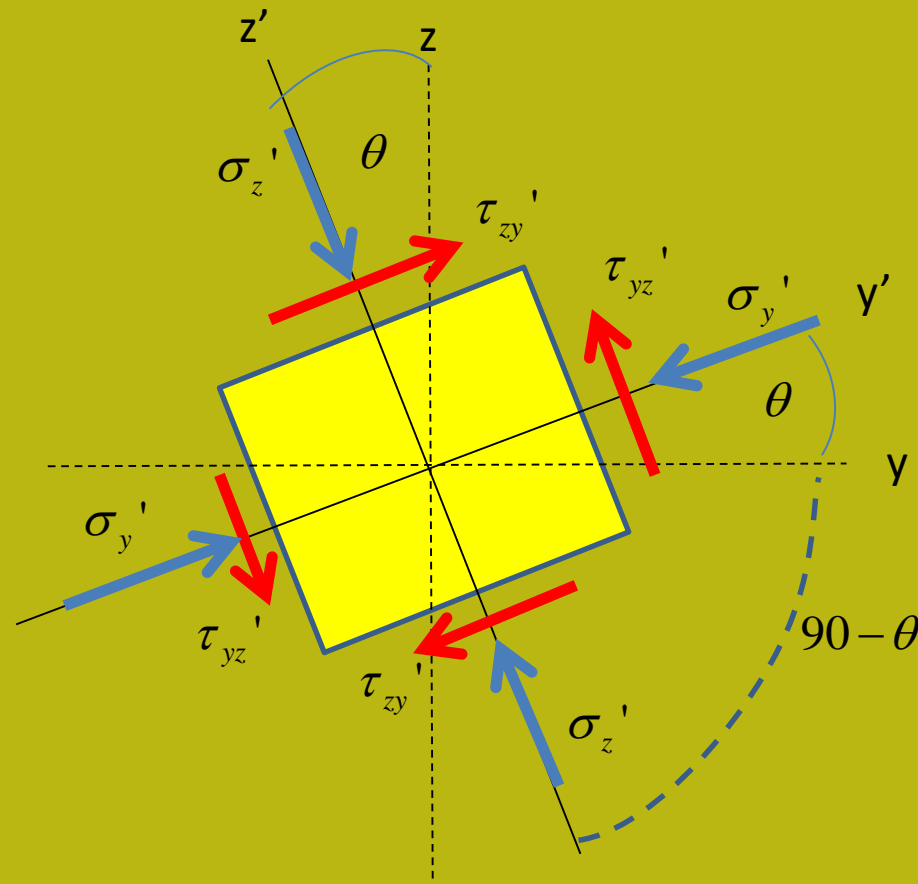
So ottiene alla fine a $z=5$ m

$$\Delta\sigma_z = q \times I\sigma = 200 \times 0.283 = 56.56 \text{ kpa}$$

Vedasi anche :

- **Das (2007) capitolo 6 secciones 6.6,6.11 y 6.12 - ejercicios 6.7 y 6.20**

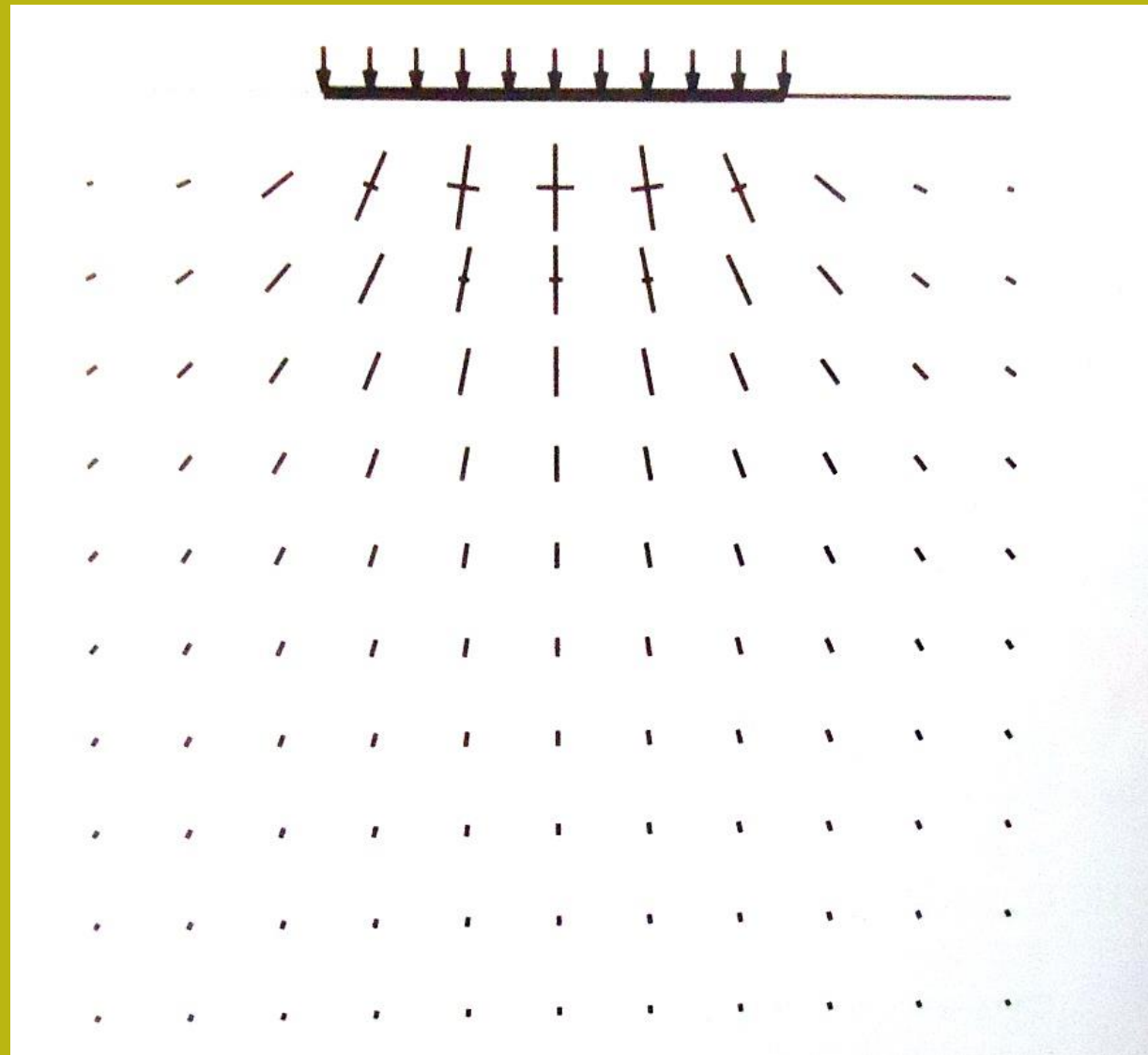
D) stress in cualquier piano



Distribuzione di stress
sotto una fondazione ..

Gli assi di stress maggiori e
minori sono
disegnati

Concetto di stress

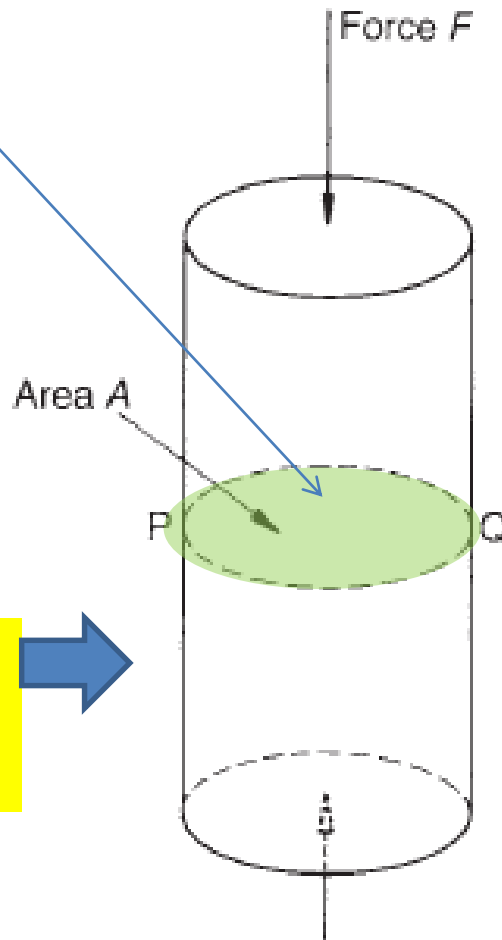


Concepto de stress-1

Stress UNIASSIALE

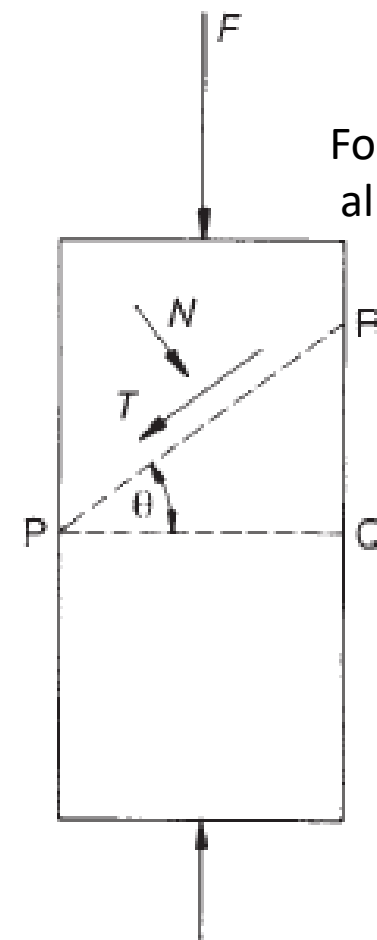
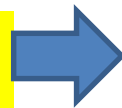
$$\sigma_{n0} = \frac{F}{A}$$

Stress normale
al piano PQ



(a)

cilindro con
compressione
uniassiale



(b)

$$T = F \sin \theta$$

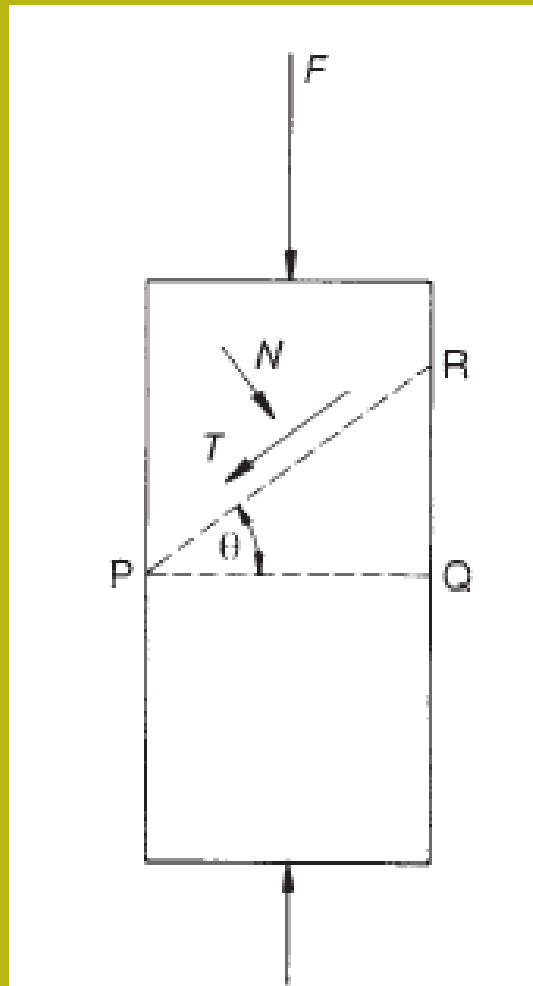
Forza tangenziale
al piano PR

$$N = F \cos \theta$$

Forza Normale
al piano PR

Concetto di stress-2

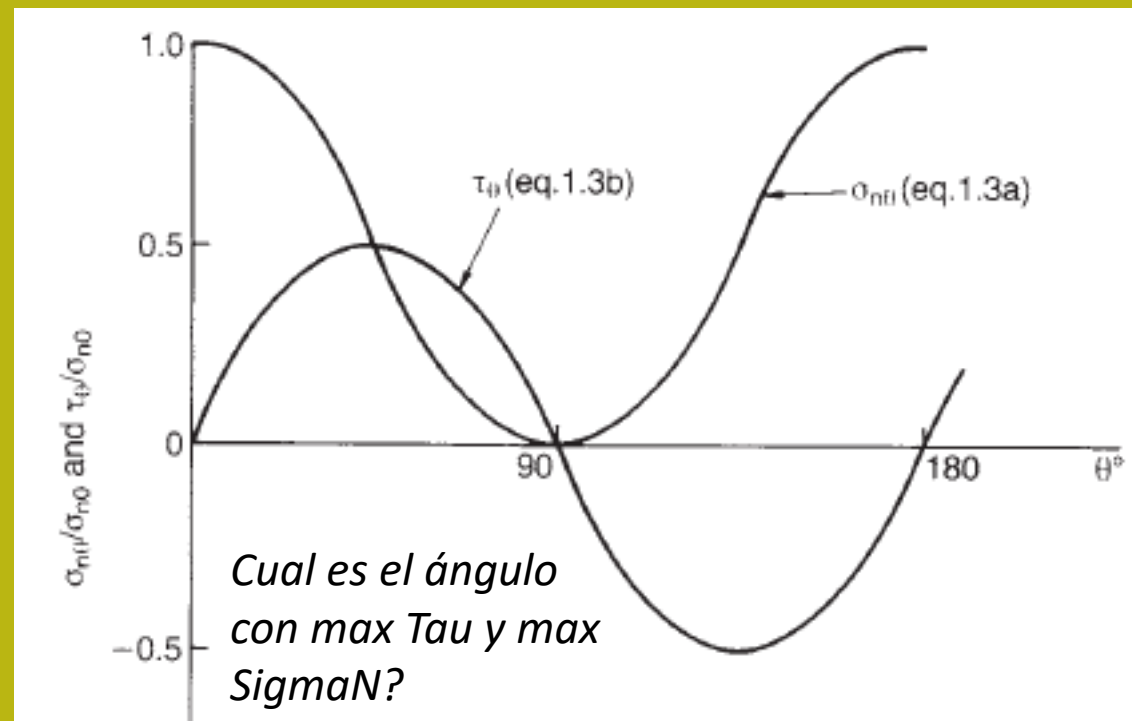
Stress UNIASSIALE



$$\sigma_{n\theta} = \frac{N \cos \theta}{A} = \frac{F}{A} \cos^2 \theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{T \cos \theta}{A} = \frac{F}{2A} \sin 2\theta$$

stress tangenziale
e normale al
piano
orientato di
Qualsiasi angolo
theta



Variazione di sigmaN e Tau in un test cilindrico su
quallunque angolo Theta

Concetto di stress-3

Stress Biassiale

Stress biassiale en piastra
Rettangolare e stress nell'elemento

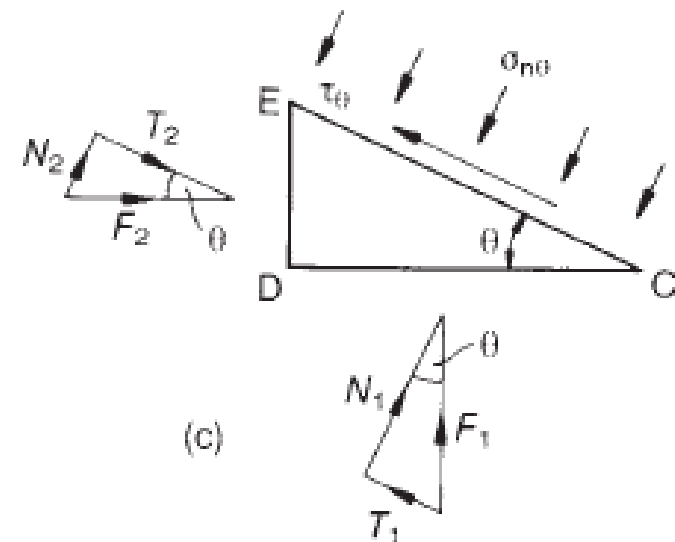
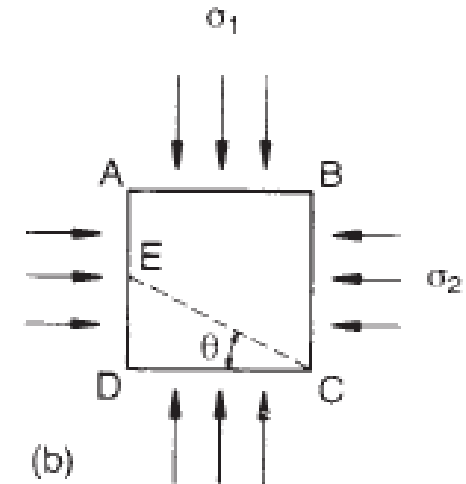
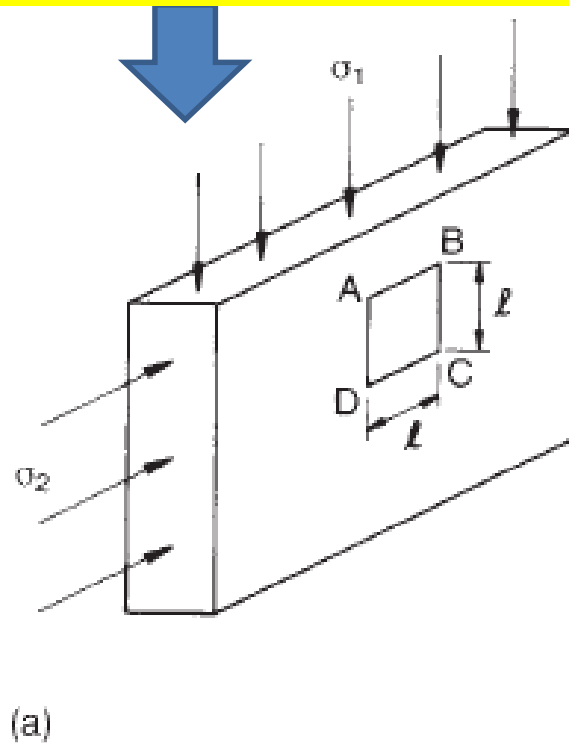
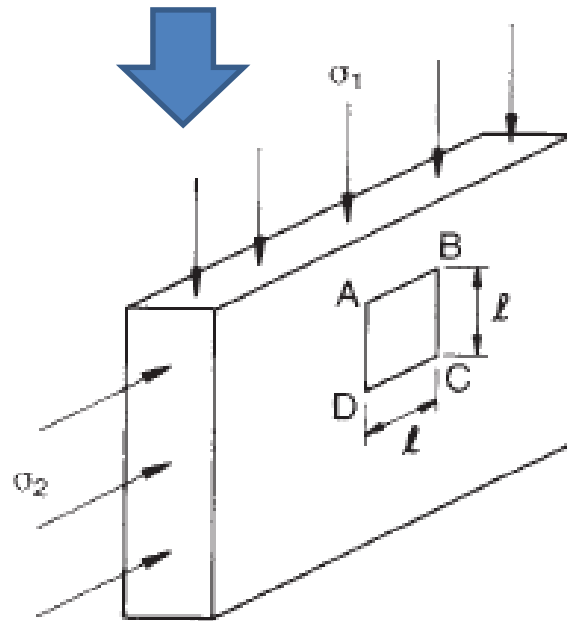


Figure 1.3 Biaxial stress system in a rectangular plate: (a) boundary stresses; (b) stresses on element ABCD; (c) determination of stresses $\sigma_{n\theta}$, τ_{θ} on plane inclined at angle θ .

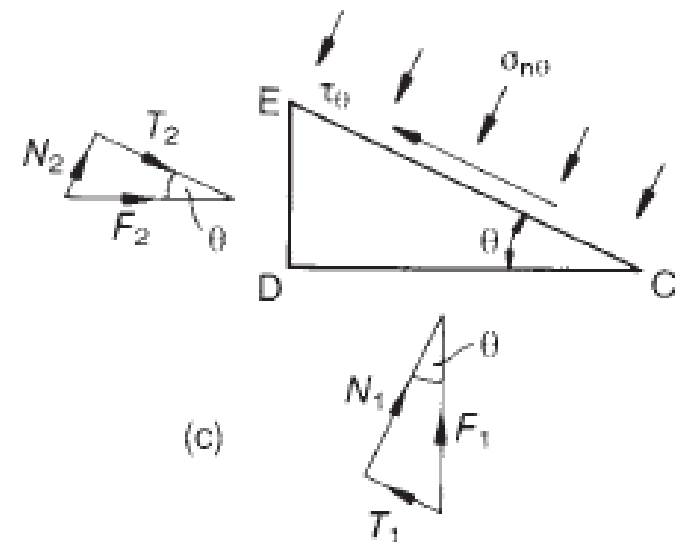
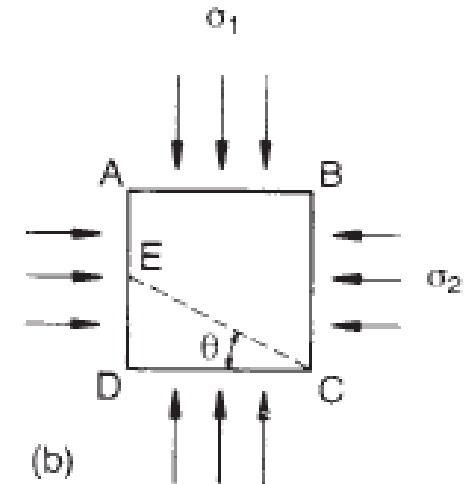


$$\sigma_{n\theta} = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta$$

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



stress tangenzial e normale al piano orientato con qualunque angolo *theta*



Concetto di stress-5 Stress BIASSIALE generalizzato

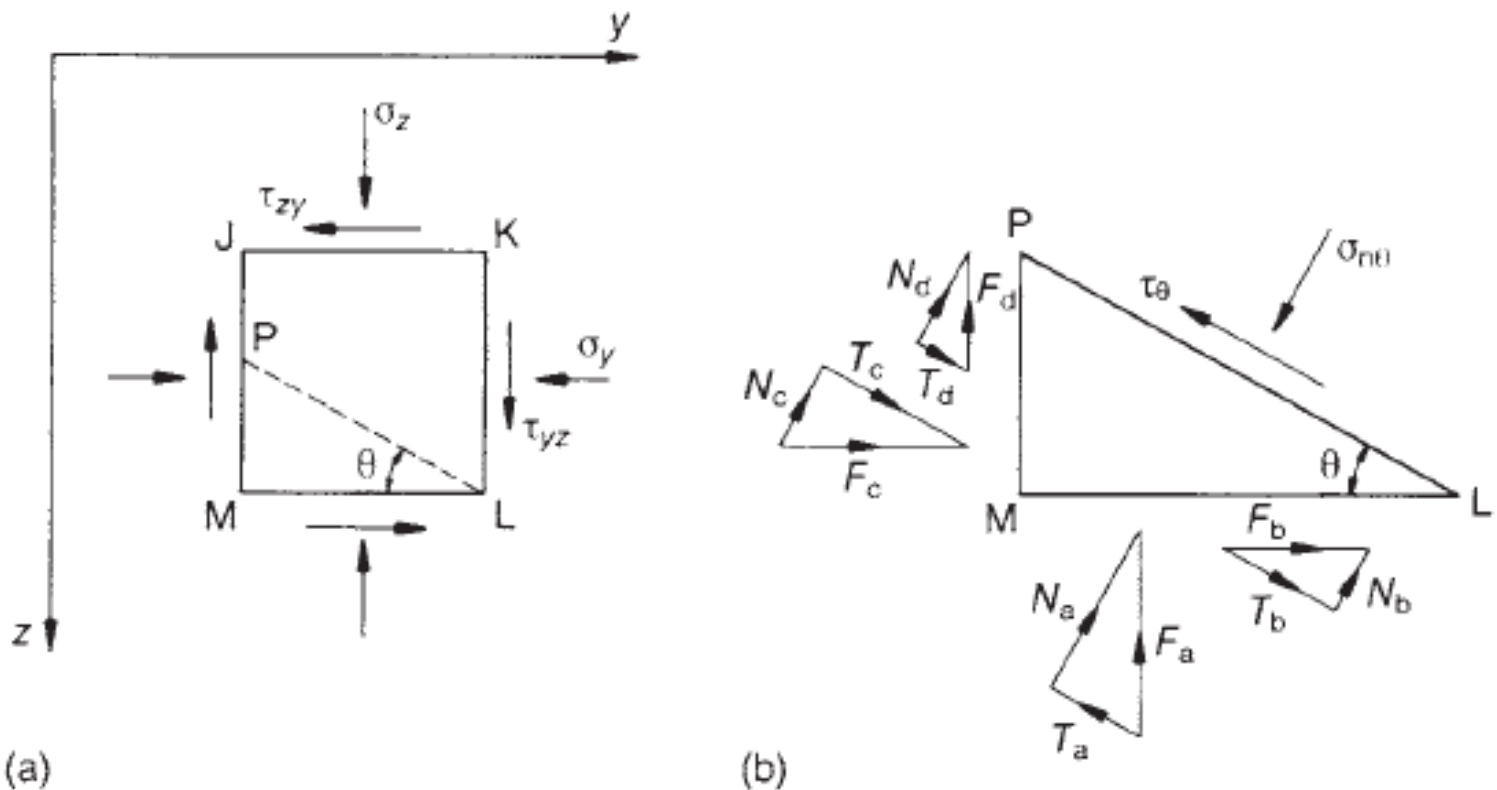
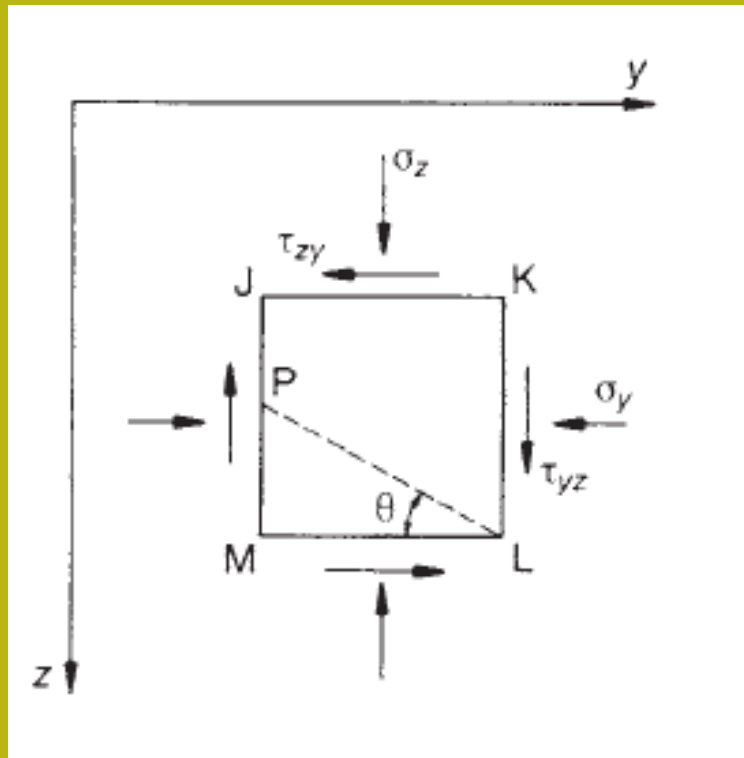


Figure 1.5 Generalized biaxial stress system: (a) stresses on element JKLM; (b) determination of stresses $\sigma_{n\theta}$, τ_θ on plane inclined at angle θ .

Concetto di stress-6

Stress BIASSIALE generalizzato



$$\tau_{zy} = -\tau_{yz}$$

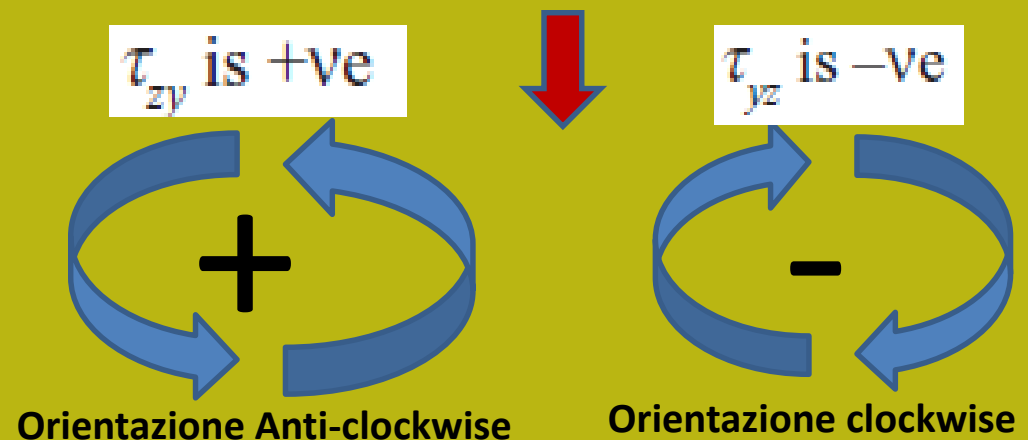
in condizione
di equilibrio

Convenzioni geo-meccaniche!

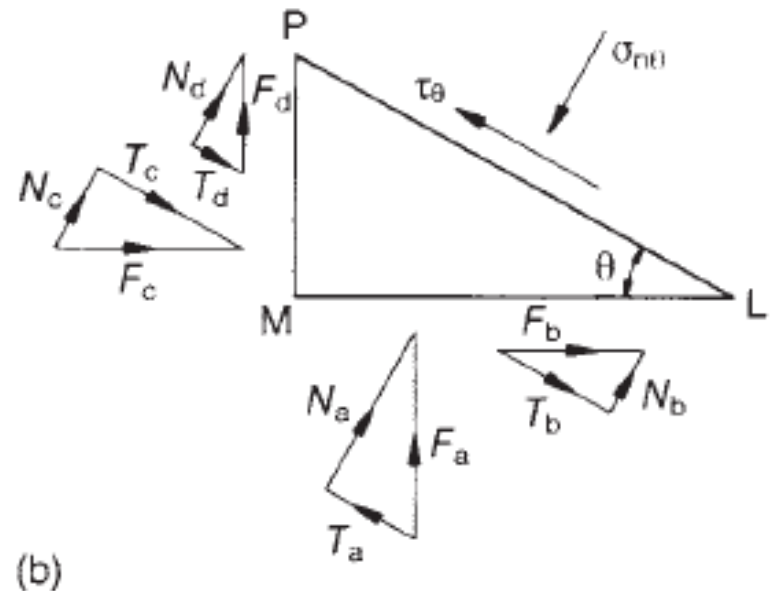
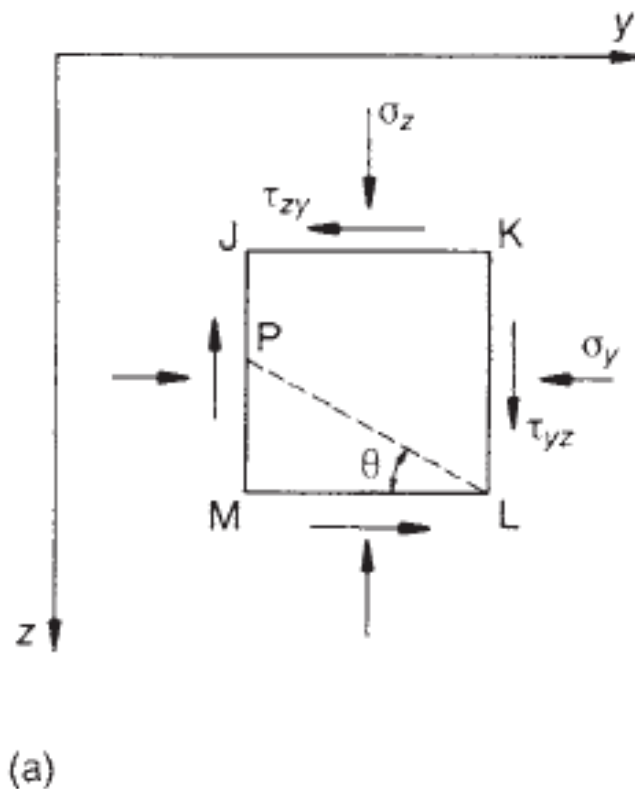
Nota importante:

Nella geotecnica la convenzione dei segni è usata in modo diverso da in altre aree della meccanica dei materiali (dove i segni sono invertiti).

- 1) i normali sforzi di compressione sono positivi e le normali tensioni di trazione sono negative.
- 2) l'orientamento dello shear stress (Tau) segue le successive regole:



Concetto di stress-7 Stress BIASSIALe generalizzato

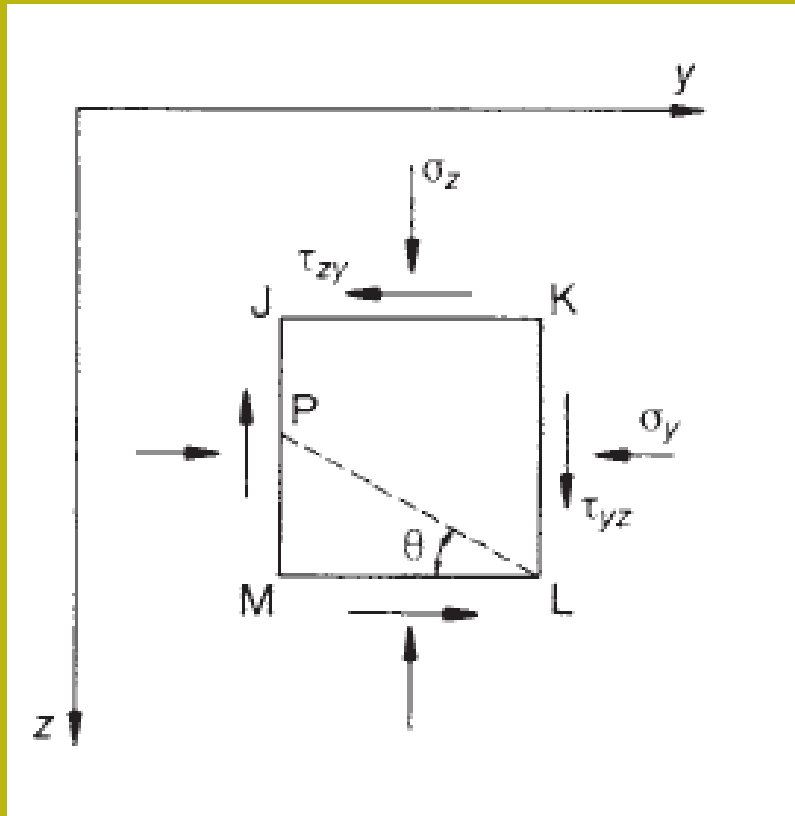


stress tangenzial e normale al piano orientato con qualunque angolo theta

$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_z) \sin 2\theta + \tau_{zy} \cos 2\theta$$

Concetto de stress-8 Stress BIASSIALE generalizzato



$$\tau_{\theta_{\max}} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_y - \sigma_z)^2 + 4\tau_{yz}^2 \right]^{1/2}$$

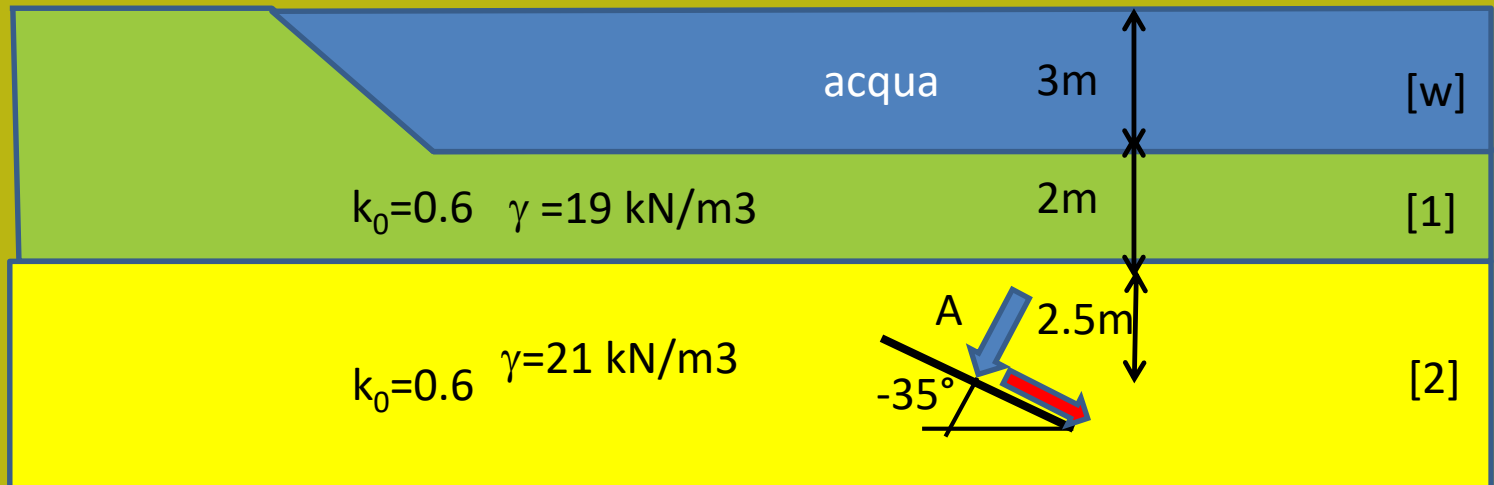
shear stress massimo in un piano orientato secondo un angolo:

$$\theta_{\tau_{\max}} = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2\tau_{yz}} \right) \quad \text{si } \tau_{yz} \neq 0$$

$$\theta_{\tau_{\max}} = 45^\circ \quad \text{si } \tau_{yz} = 0$$

Esercizio 4

Calcolare gli stress σ_V , σ_H , σ_N e τ nel punto A, in un piano a -35° come nel disegno.

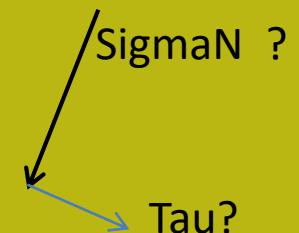


Nel punto A ...

$$\sigma_V = 9.81 \cdot 3 + 19 \cdot 2 + 21 \cdot 2.5 = 29.4 + 38 + 52.5 = 119.9 \text{ (kPa)} \quad (\text{pression verticale})$$

$$\sigma_H = 0.6 \cdot 119.9 = 71.9 \text{ (kPa)} \quad (\text{pression orizzontale})$$

Con $\tau_{ZY}=0 \text{ (kPa)}$



$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_z) \sin 2\theta + \tau_{zy} \cos 2\theta$$

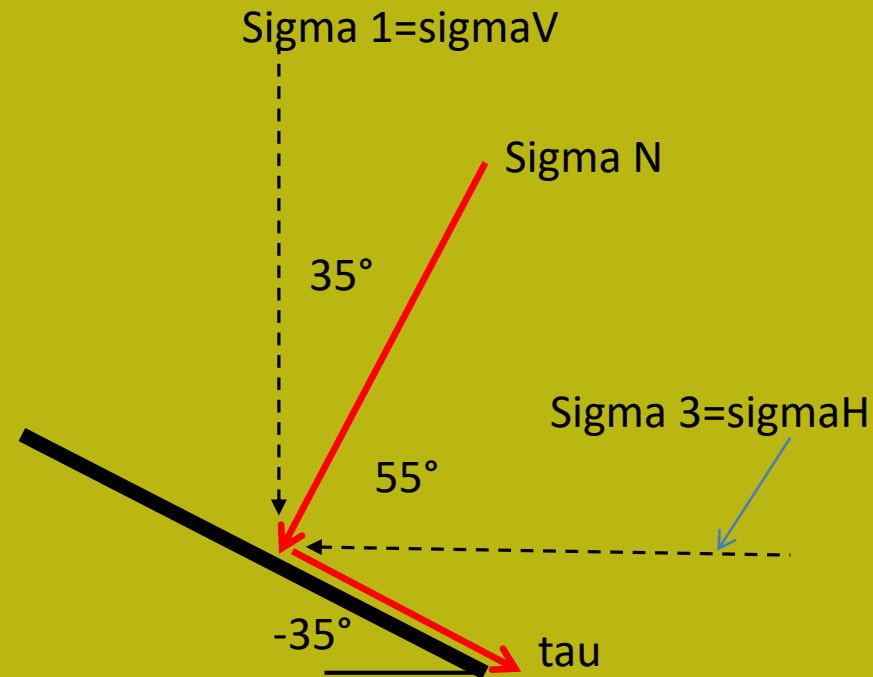
sforzo normale e tangenziale
a un piano orientato di a un
Angolo teta rispetto
a la orizzontale

Noestro caso:

SigmaZ=SigmaV

SigmaY=SigmaH

Con tauZY=0 (kPa)



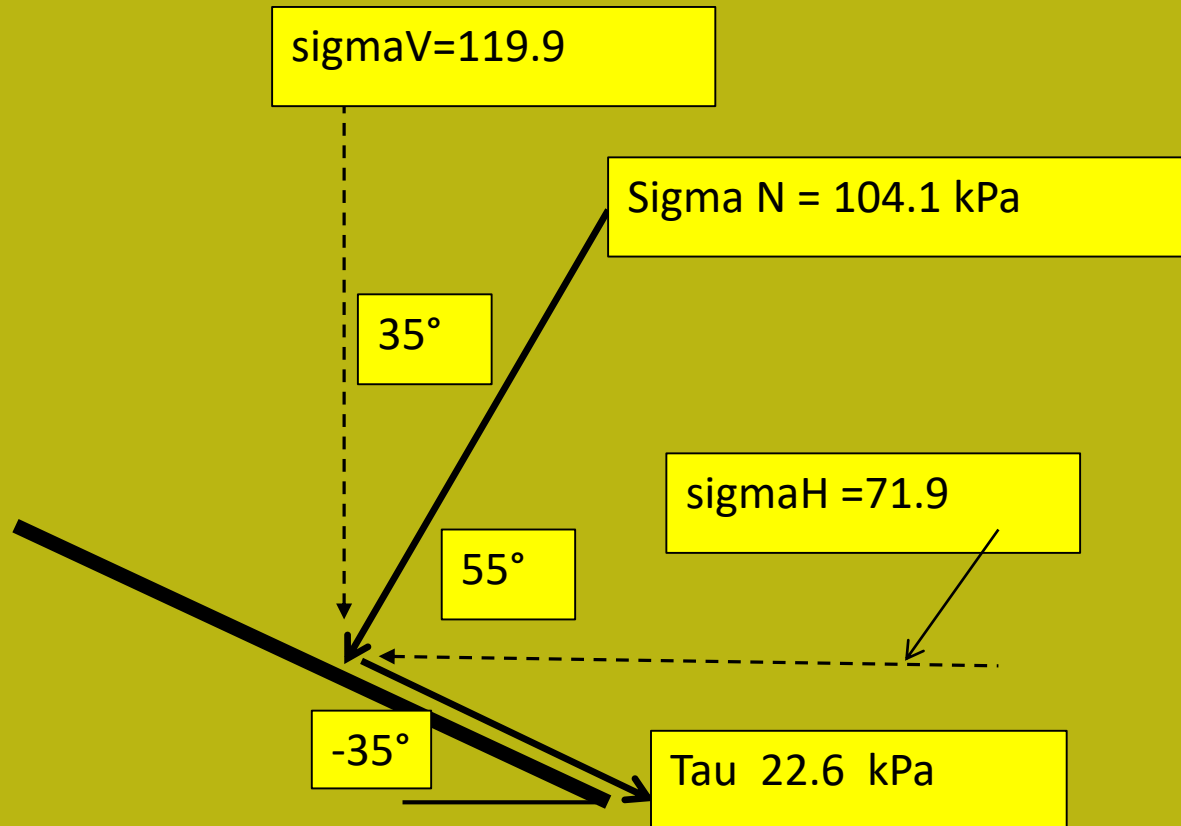
Il piano e' a -35 gradi rispetto all'asse orizzontale e sigma N
E' orientada a 55° con l'asse orizzontale

$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$= [119.9 * 0.671 + 71.9 * 0.329] = 104.1 \text{ kPa}$$

$$\tau_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_z) \sin 2\theta + \tau_{zy} \cos 2\theta = [-24 * -0.9397] = 22.6 \text{ kPa}$$

Con $\tau_{ZY}=0$ (kPa)



Vedasi anche :

- **Parry (2002)– capitolo 1- sezioni 1.1, 1.2 y 1.3**

Circolo de Mohr Per stress plano.

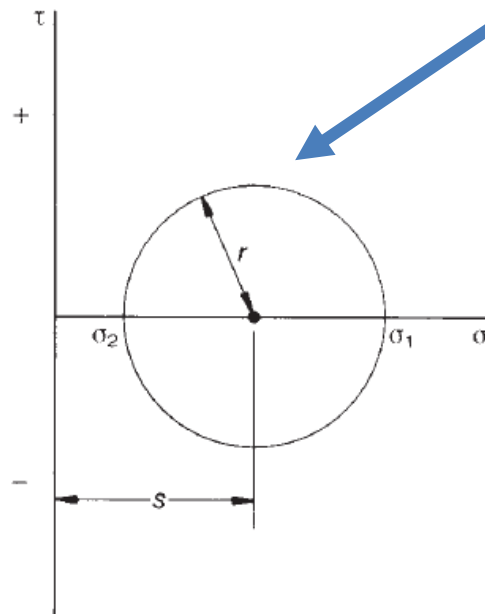
Il cerchio di Mohr consente di rappresentare graficamente e calcolare tutte le condizioni di stress in un punto e in qualsiasi piano

Parametri
circolo di Mohr

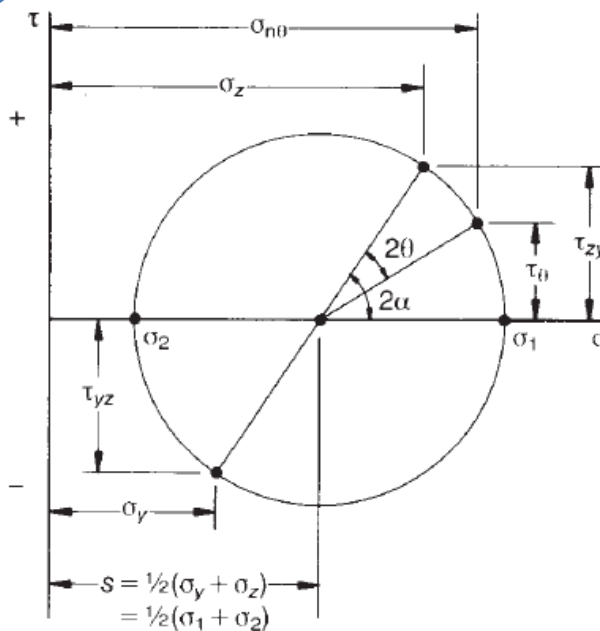
Centro y rayo del circolo de stress plano

$$\sigma_{medio} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$$

$$r = \tau_{\theta_{max}} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{zy}^2}$$



(a)



(b)

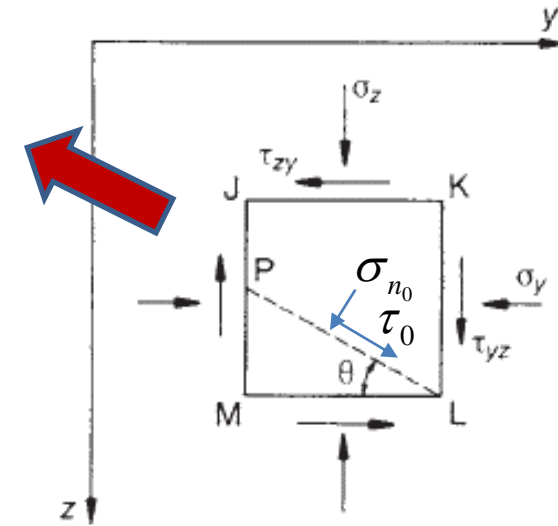
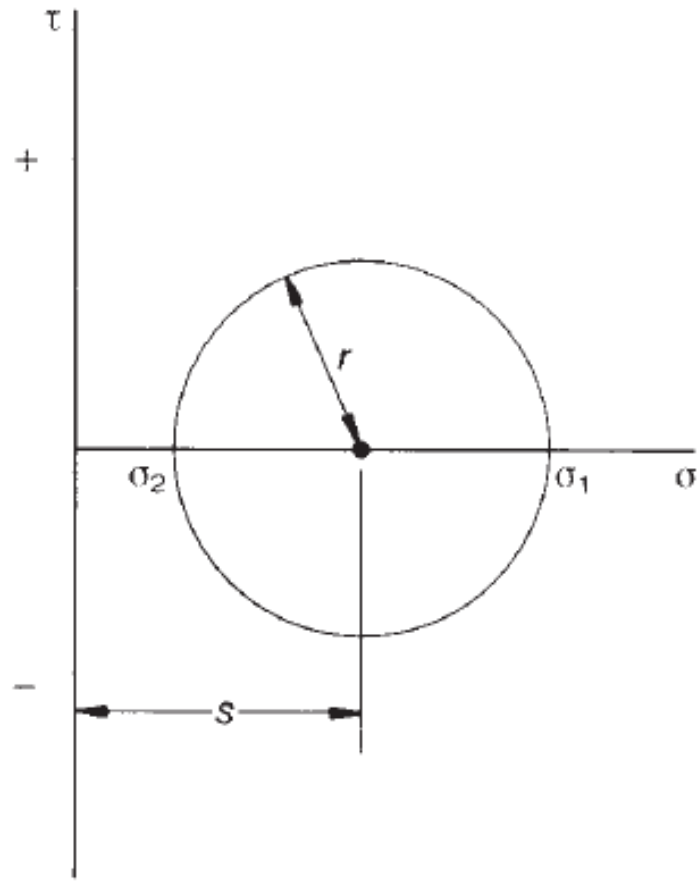
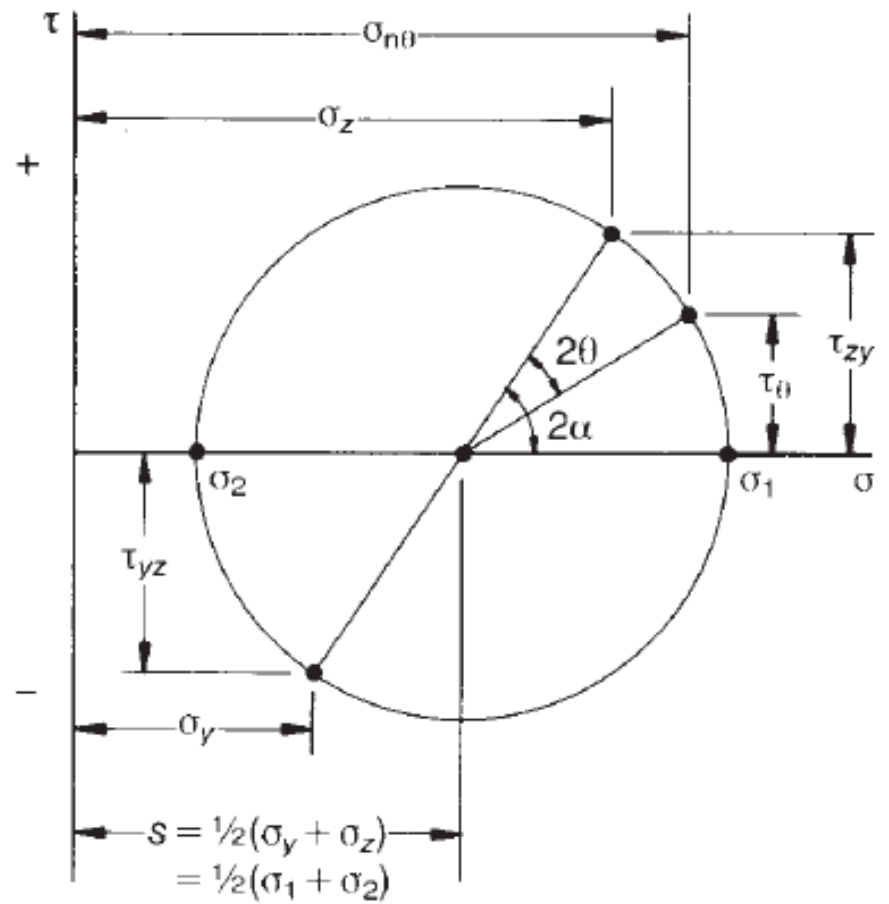


Figure 1.6 Mohr stress circle: (a) geometry; (b) stress representation.



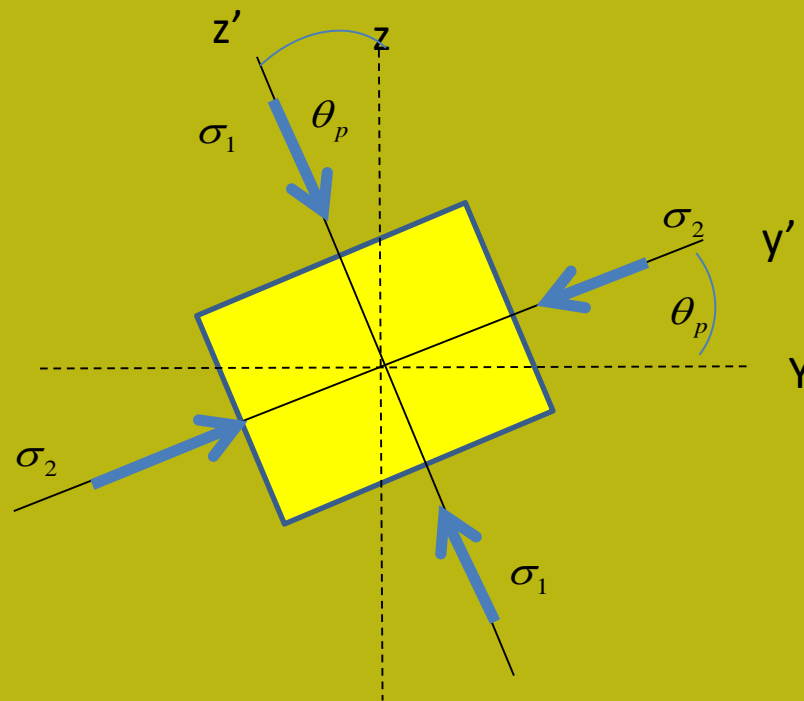
(a)



(b)

Figure 1.6 Mohr stress circle: (a) geometry; (b) stress representation.

Determinazione della orientazione (θ_p) degli stress principali (massimo e minimo)



quando τ_{xy} e' diverso da 0 le tensioni principali non sono perfettamente verticali e orizzontali. In questo caso gli sforzi indicati come σ_1 e σ_2 hanno una orientazione **θ_p** con la verticale.



$$\theta_p = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\tau_{zy}}{\sigma_z - \sigma_y} \right)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{zy}^2}$$

$$\tau_{\theta_{\max}} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{zy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

**Shear stress
masimo e sua orientazione,
quando τ_{xy} e' diverso da 0**

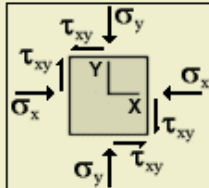
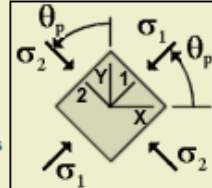
***Angolo Theta vove abbiamo shear
stress massimo e sua relazione con
Theta_p***

$$\theta_{\tau_{\max}} = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2\tau_{zy}}\right) \quad \text{si } \tau_{zy} \neq 0$$

$$\theta_{\tau_{\max}} = 45^\circ \quad \text{si } \tau_{xy} = 0$$

$$\theta_{\tau_{\max}} = \theta_p \pm 45^\circ$$

Circolo di Mohr: determinazione degli stress principali e minori e stress di taglio massimo

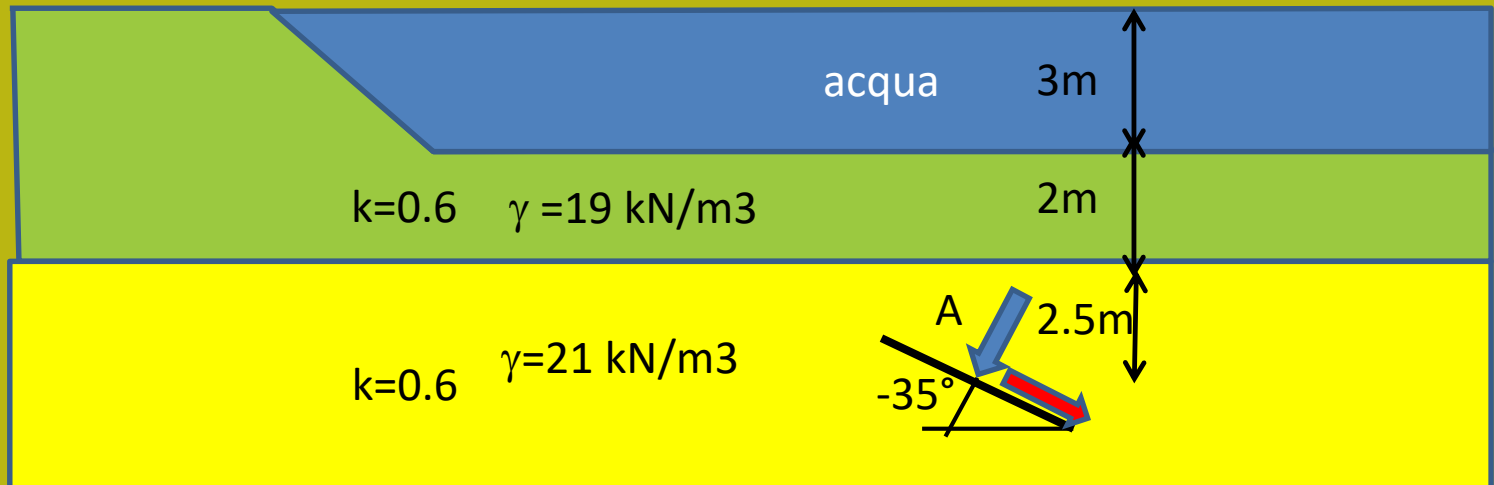
Control	Rock Mechanics - Principal Stress Calculations		
<div>Reset</div> <p>Tool Parameters Values displayed with a ● may be changed ... click on a value to display an entry form ... or use the arrows right of a value to select from a list.</p> <p>Tool Behaviour This tool exhibits spreadsheet-like behaviour ... change a value and affected values are re-calculated automatically.</p>	<div>Input Units ①</div> <div>Stress Units</div> <div>● kPa</div> <div>(select the required input units)</div> <div>↓</div> <div>Stresses</div> <div> σ_x ● 1 kPa ② σ_y ● 0 kPa τ_{xy} ● 0 kPa </div> <div>  <div>Input Stress Conventions</div> </div>	<div>Output Units ③</div> <div>Stress Units</div> <div>● kPa</div> <div>Angle Units</div> <div>● degrees</div> <div>↑</div> <div>Principal Stress Equations for Plane Stress Conditions</div> $\tan 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$ $\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$ $\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ <div>  <div>Principal Stress Conventions</div> </div>	<div>Principal Stresses ④</div> <div> σ_1 1 kPa σ_2 0 kPa θ_p 0 deg τ_{max} 0.5 kPa </div> <div>(maximum shear stress occurs at 45 deg to the principal stress direction)</div>
<div>E</div> <p>For other tools like this click: Online Tools</p>	<p>Notes on Rock Mechanics - Principal Stress Calculations</p> <ul style="list-style-type: none"> Given the stress and shear components for plane stress conditions, this calculator computes principal stresses, principal angle, and maximum shear stress. Both input and output units may be specified in any of the available units ... the calculator converts between units as required. Compressive stress is assumed positive; tensile stress is negative. -10 000 ≤ Input Stress ≤ 10 000 Maximum shear stress occurs at 45 degrees to the principal stress direction. <p>For information on opportunities with EduMine for collaborative development of web-based design tools click here.</p>		

<http://www.edumine.com/xtoolkit/xmlicon/pstress.htm>

Recuerdo el ejemplo de el ejercicio 4...

Exercicio 4

Calcolare gli stress σ_V , σ_H , σ_N e τ nel punto A, in un piano a -35° come nel disegno. Però con $\tau_{ZY}=30$ kPa

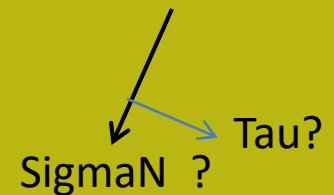
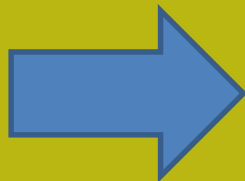


Nel punto A ...

$$\sigma_V = 29.4 + 38 + 52.5 = 119.9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_H = 0.6 * 119.9 = 71.9 \text{ kPa}$$

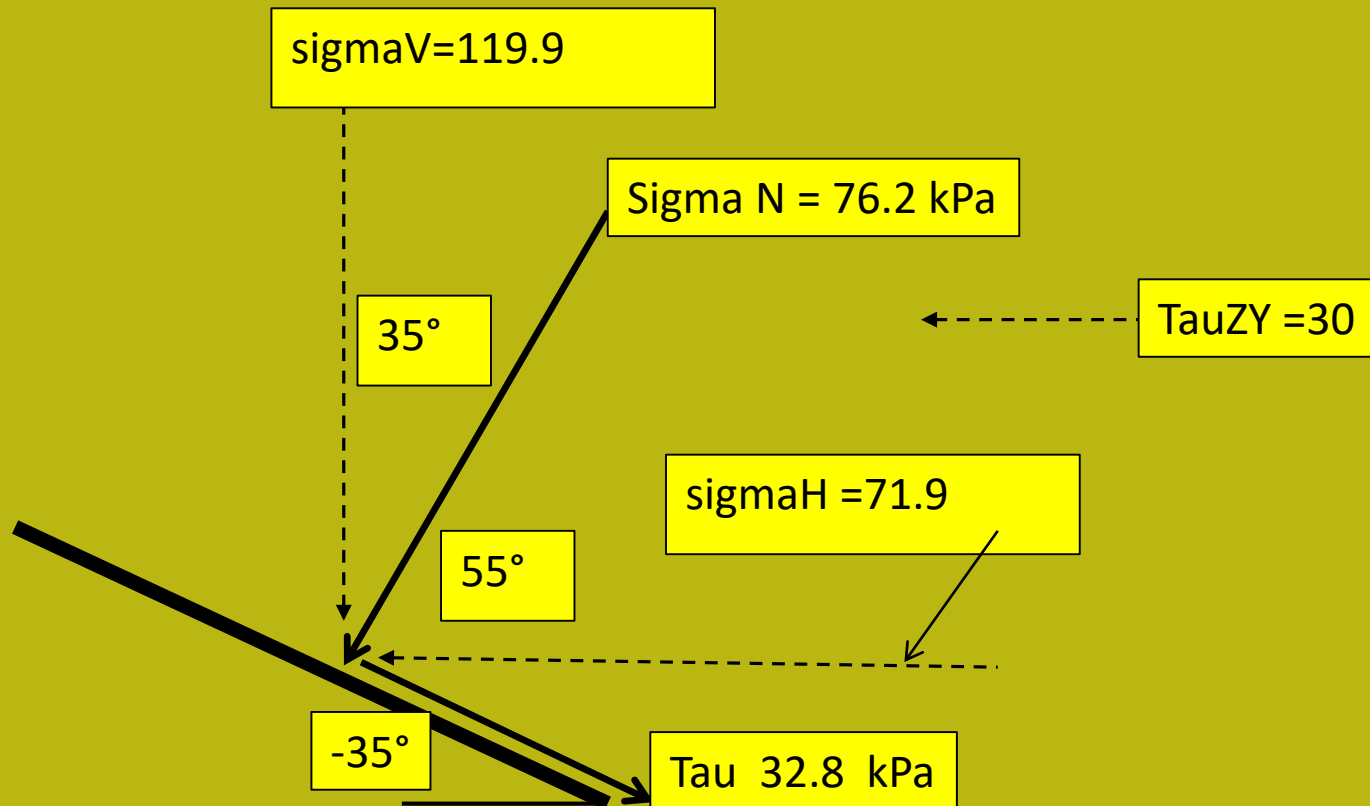
$$\underline{\tau_{ZY} = 30 \text{ kPa}}$$

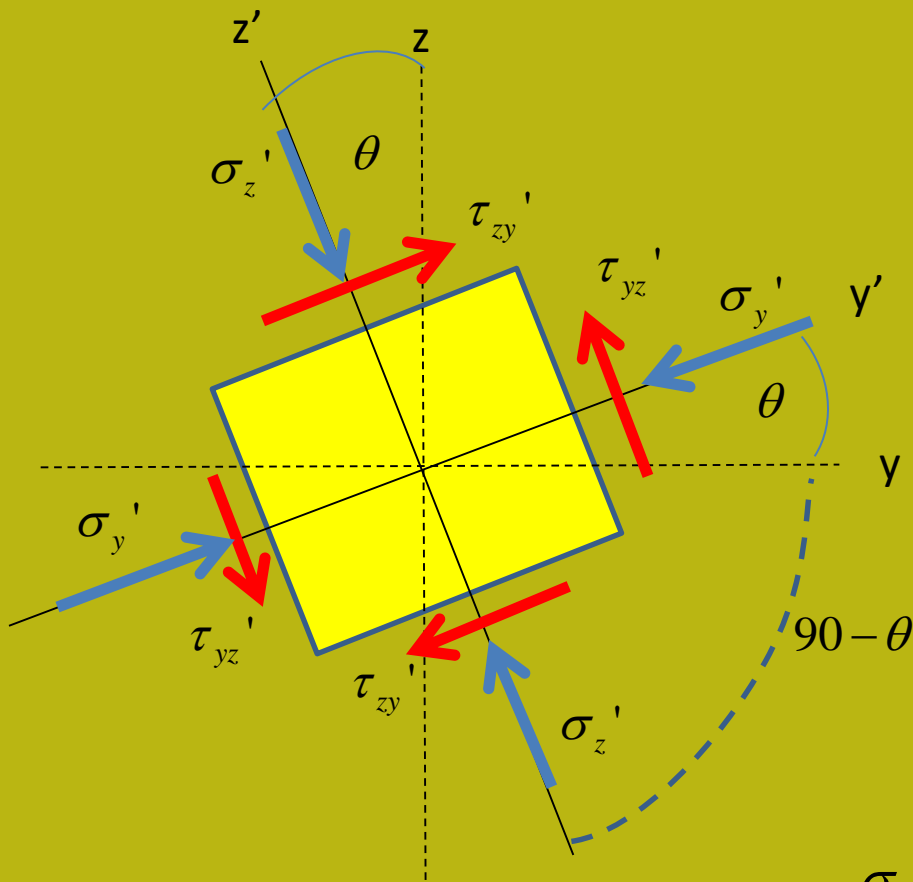


$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$= [119.9 \cdot 0.671 + 71.9 \cdot 0.329 + (30 \cdot -0.93)] = 76.2 \text{ kPa}$$

$$\tau_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_z) \sin 2\theta + \tau_{zy} \cos 2\theta = [-24 \cdot -0.9397 + 30 \cdot 0.34] = 32.8 \text{ kPa}$$





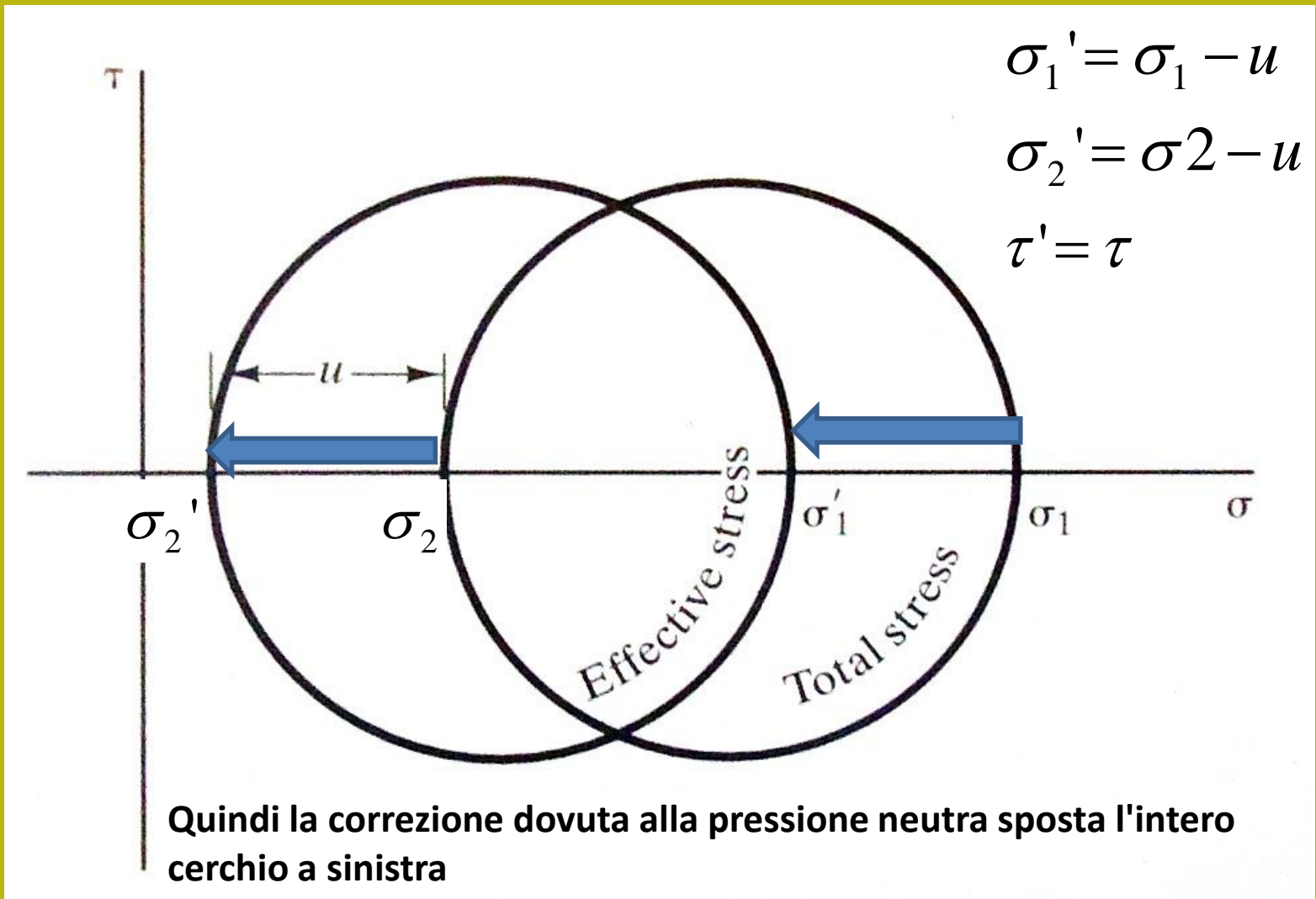
Determinazione dello stress in qualsiasi piano ruotato di un angolo theta

$$\sigma'_z = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$\sigma'_y = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{zy} \sin 2\theta$$

$$\tau'_{zy} = -\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{zy} \cos 2\theta$$

Circolo di Mohr per lo stress efficace : lo stress effettivo è calcolato solo per le sollecitazioni principali e le tensioni normali ma non per lo sforzo di taglio



Vedasi anche :

- **Parry (2002) – capitolo 1 – sezioni 1.4 y 1.5**

Materiale audiovisivo sulla distribuzione de stress:

<http://www.youtube.com/watch?v=RIDkYQqSJxs&feature=related>

<http://www.youtube.com/watch?v=DuZlINDex6s&NR=1>

<http://www.youtube.com/watch?v=YcNQS1ZItsM&feature=relmfu>

<http://www.youtube.com/watch?v=v8wK4xezOXU&feature=relmfu>

<http://www.youtube.com/watch?v=WegNYmngBaE&feature=relmfu>

GEOTECNICA

PROPRIETA' IDRAULICHE DEI GEOMATERIALI

Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Fac. De Ingeniería, UASLP, Mexico

lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

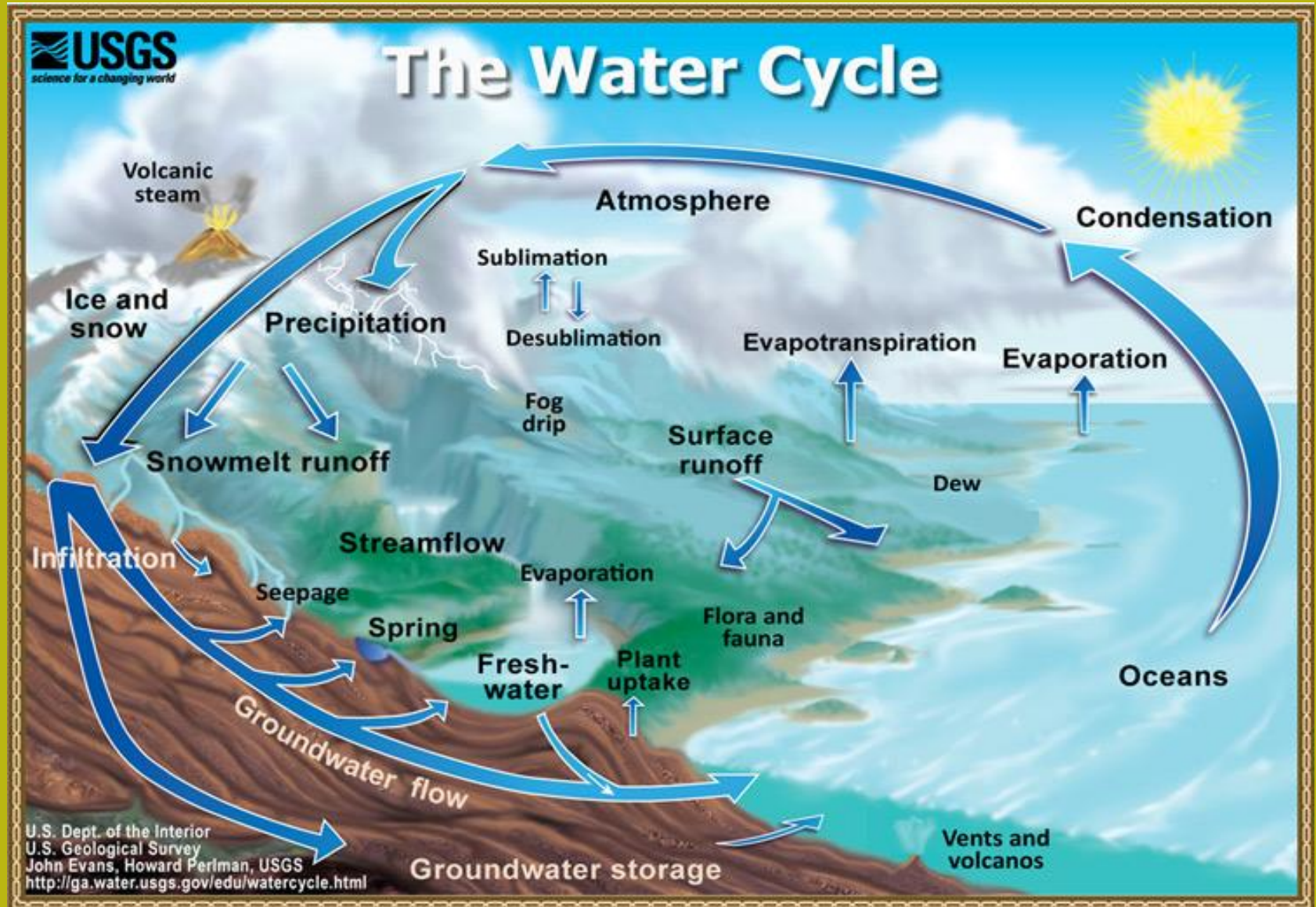
Dr. Ing. Lucia Greco
Bari
lugreco10@gmail.com

Parte IV

Parte IV - Proprietà idrauliche dei geomateriali

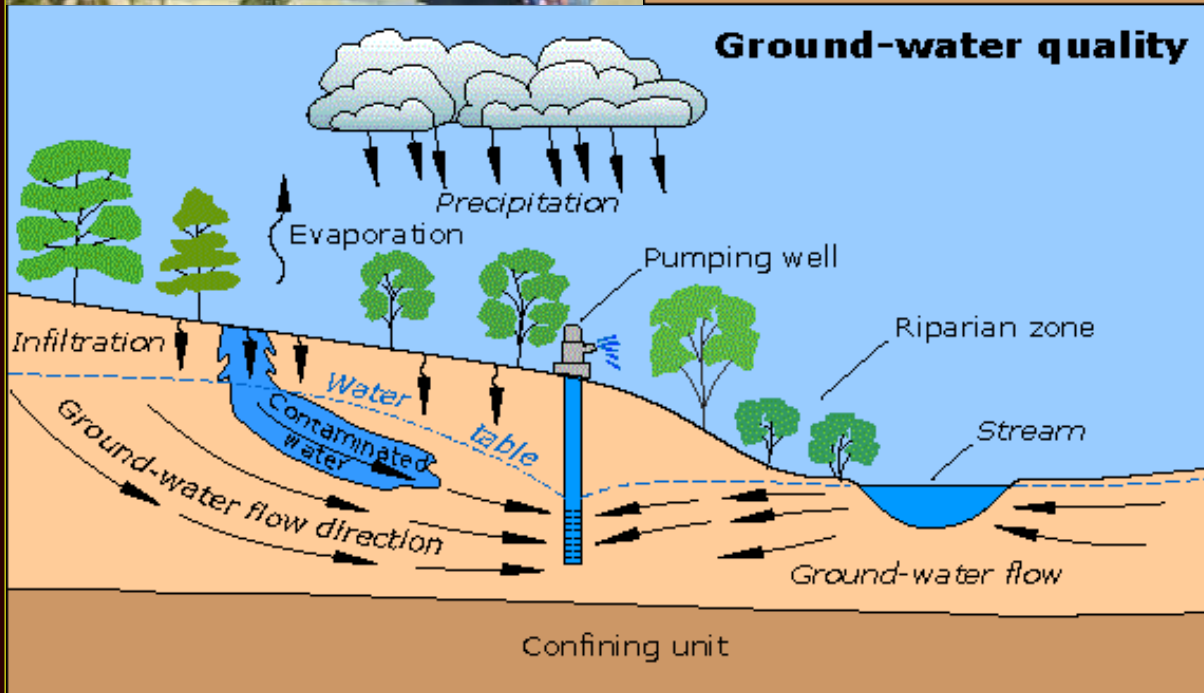
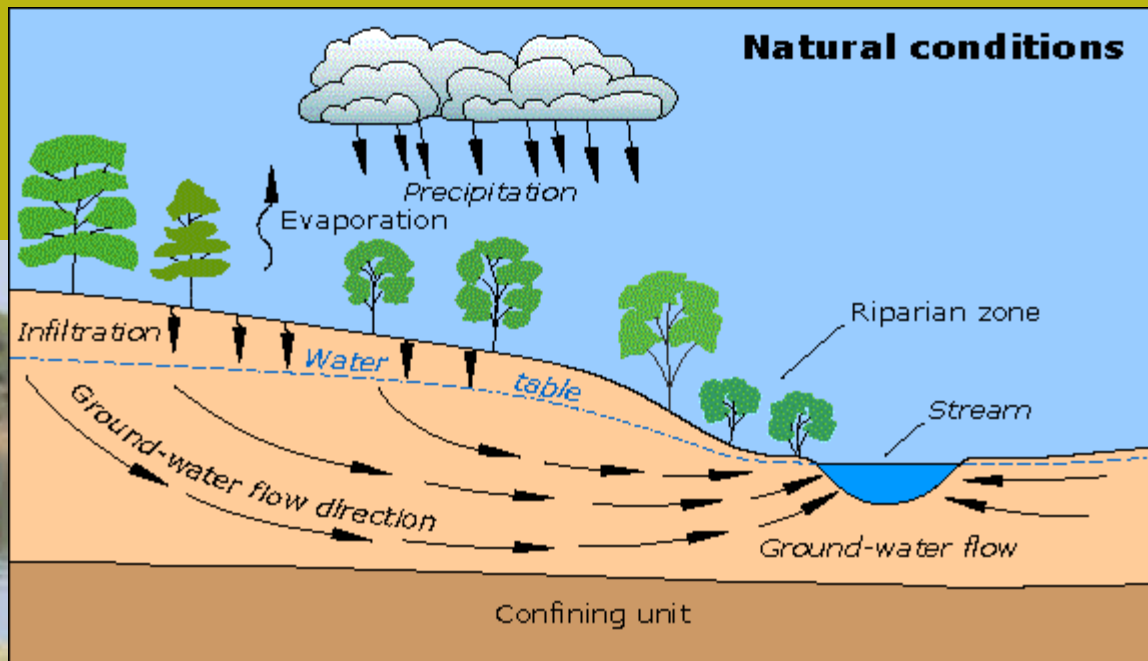
Obiettivo: acqua nel sottosuolo, gradiente e potenziale idraulico, definizione della permeabilità del mezzo poroso, legge di Darcy e flusso d'acqua attraverso un mezzo poroso. Infiltrazione, filtrazione, reticolo di flusso, reti di flusso e infiltrazione, sollevamento strutture drenaggio sotterraneo. Ambito di applicazione: progettazione di fondazioni, stabilità dei pendii e dighe di terra.

Il ciclo dell'acqua

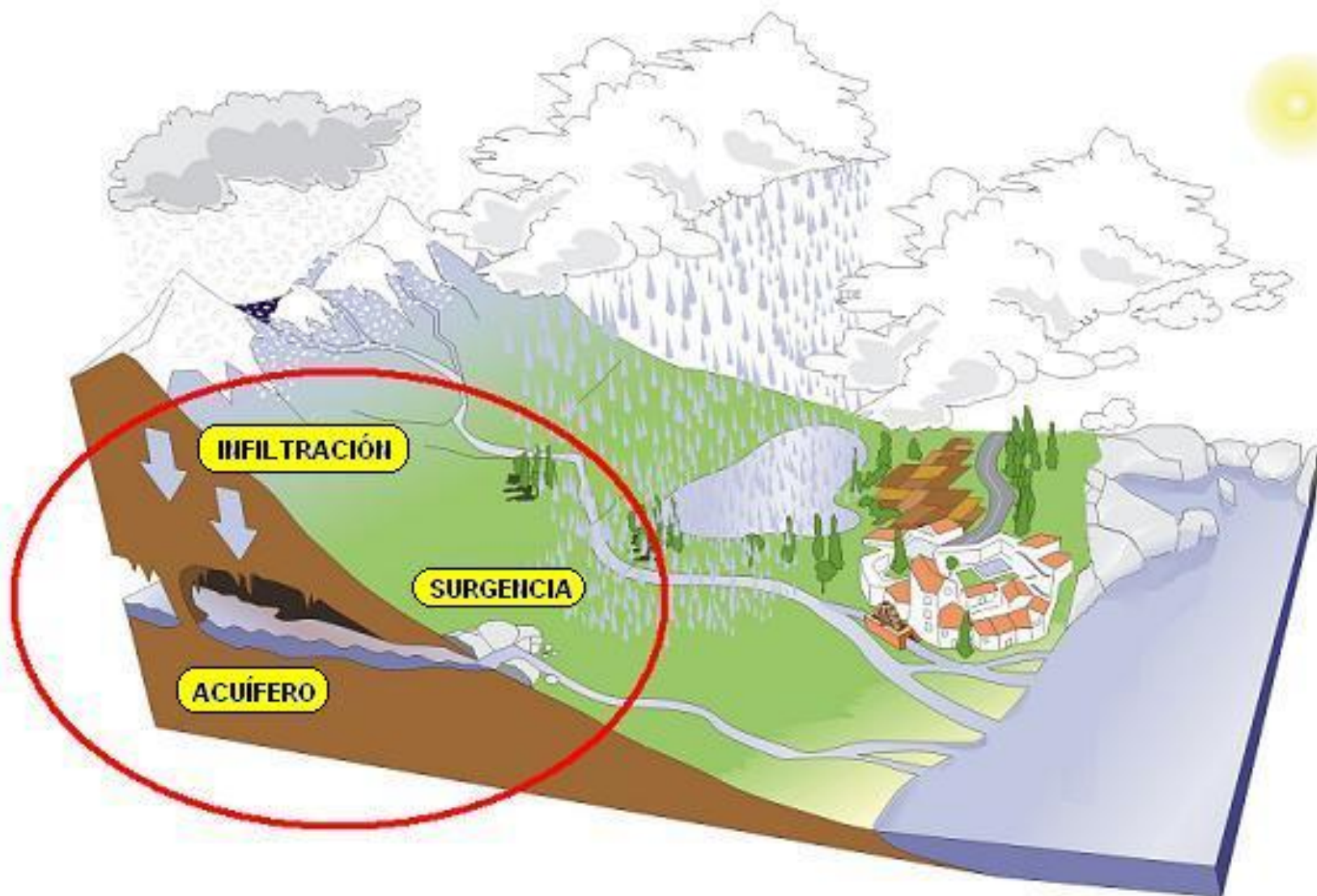


<http://water.usgs.gov/edu/watercyclesummary.html>

Ciclo dell'acqua e la sua alterazione (effetto dell'uomo)



Ciclo dell'acqua e falde acquifere carsiche ..



Le acque infiltrate possono rimanere nel sottosuolo più o meno tempo, raggiungere diverse profondità e essere soggette a condizioni molto diverse...

Zona di aerazione o vadosa (insaturo).

Si estende dalla superficie del terreno alla falda freatica. I pori non sono saturi, cioè sono occupati sia dall'acqua che dall'aria in funzione delle condizioni, e l'acqua trattenuta, che può essere l'acqua di idratazione, adesione o capillare, è ad una pressione inferiore alla pressione atmosferica. L'acqua non trattenuta si muoverà grazie alla gravità (acqua gravitazionale), e continuerà a scendere ed eventualmente a occupare i pori, le fessure e le crepe nei materiali (percolazione), fino a raggiungere un livello inferiore che è impermeabile o saturo.



Il livello freatico

È il livello sotto il quale i materiali sono completamente saturi d'acqua.

Zona Saturata

Il suo limite superiore è segnato dalla falda freatica e il limite inferiore dai materiali impermeabili da cui si è accumulata l'acqua.

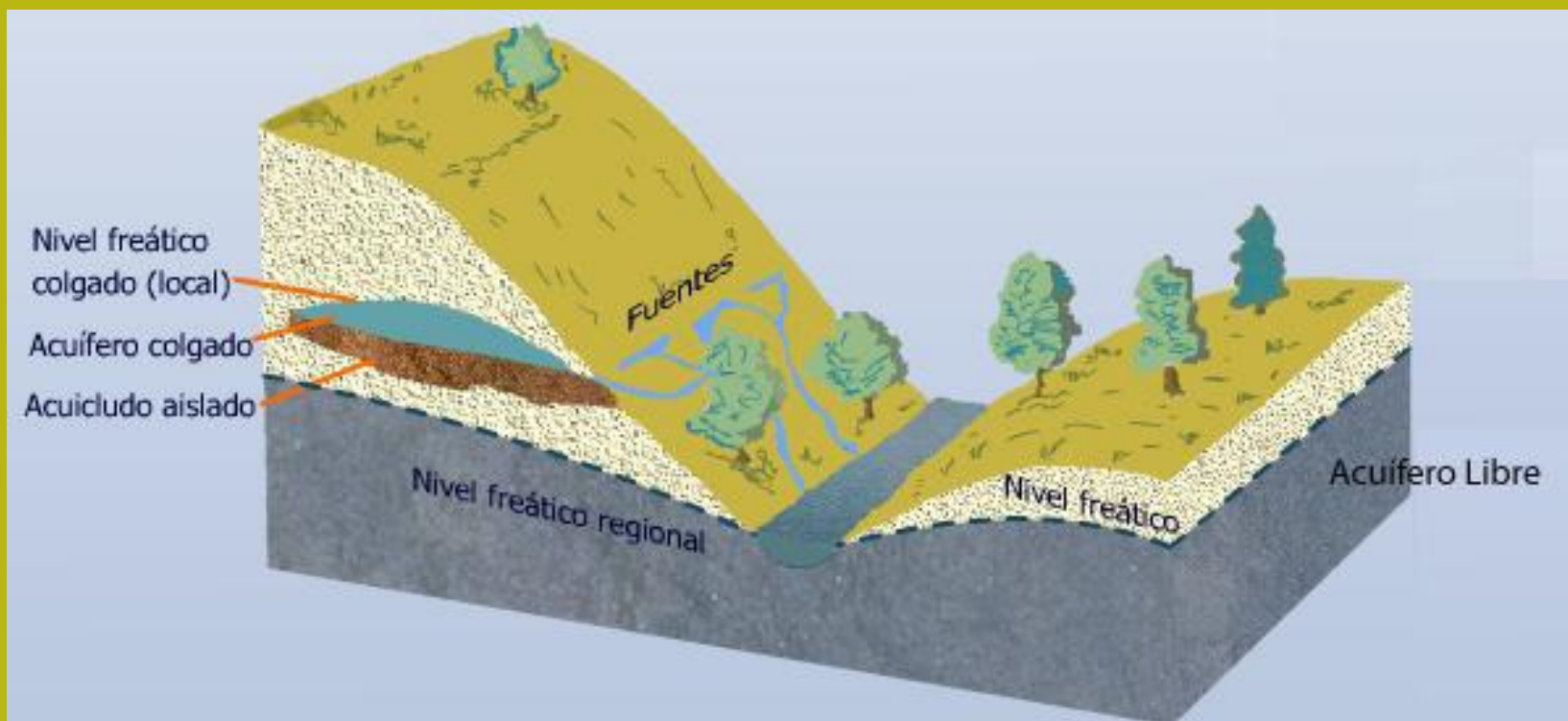
È caratterizzato dal fatto che i pori, le crepe e le fessure delle rocce sono completamente occupati dall'acqua, che è a una pressione variabile: uguale alla pressione atmosferica in corrispondenza del livello freatico, e progressivamente maggiore man mano che si approfondisce.

Le acque di quest'area sono quelle che sono considerate vere falde acquifere. Spesso i termini acqua freatica e sotterranea sono usati per riferirsi all'acqua in questa zona satura e al suo movimento.



Tipo de acquiferi

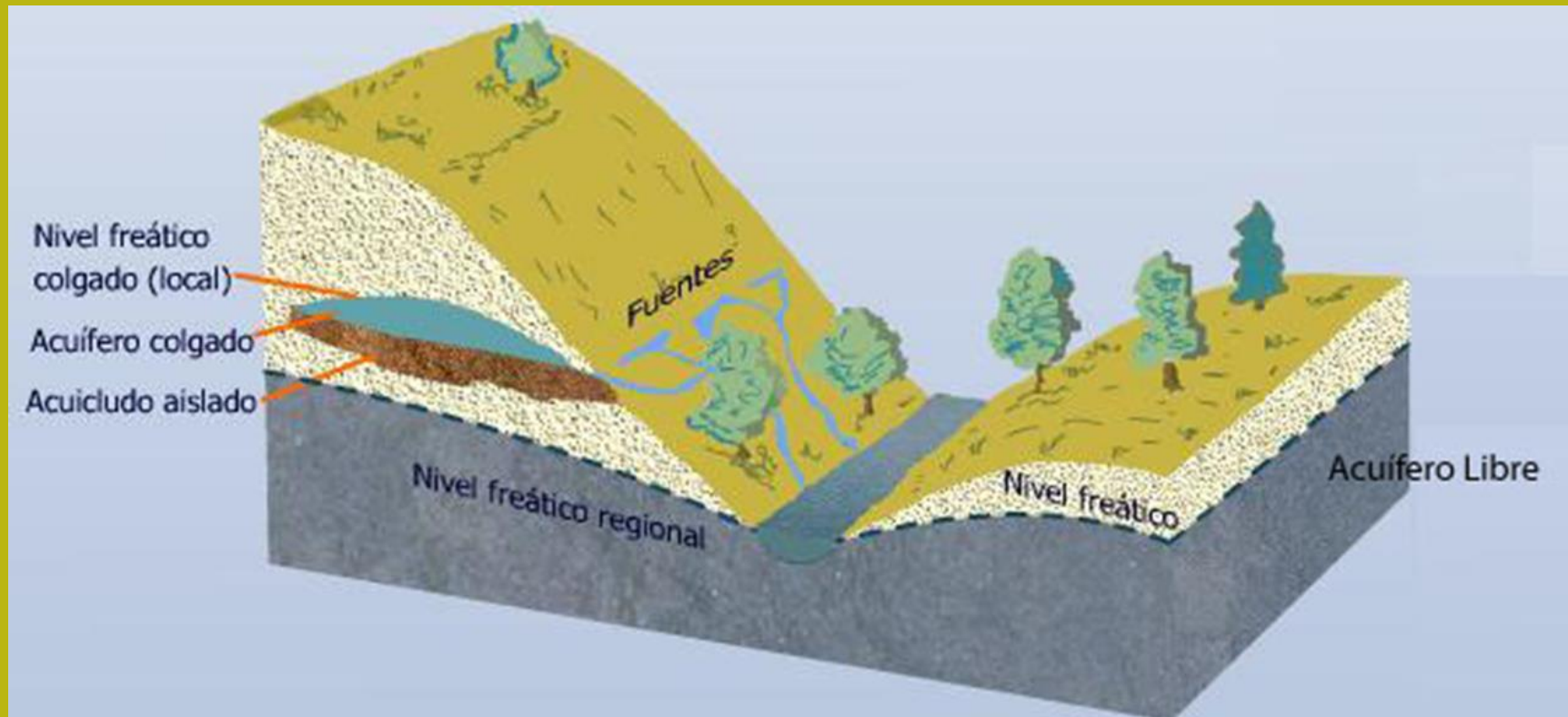
Acquifero: può immagazzinare e trasmettere quantità significative di acqua, che possono essere catturate se necessario per il consumo umano. Queste caratteristiche sono soddisfatte, ad esempio, materiali detritici non consolidati come sabbie e ghiaia, poiché sono materiali altamente permeabili.

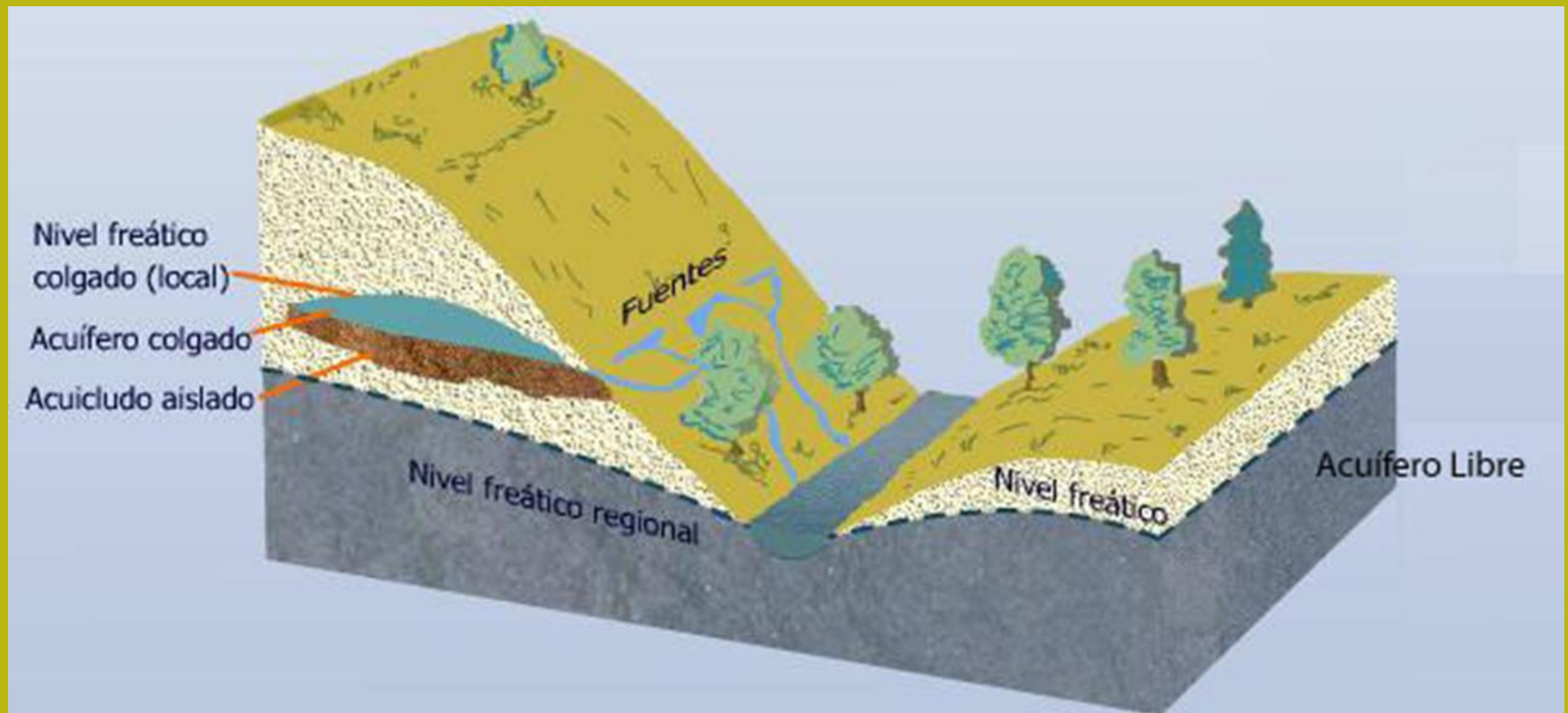


Gli Aquicludi sono formazioni che contengono acqua al loro interno ma non possono trasmetterla. Questo accade ad esempio nelle argille, che sebbene possano contenere grandi quantità di acqua perché sono materiali altamente porosi (fino al 50%), non possono trasmetterla facilmente data la piccola dimensione dei loro pori..

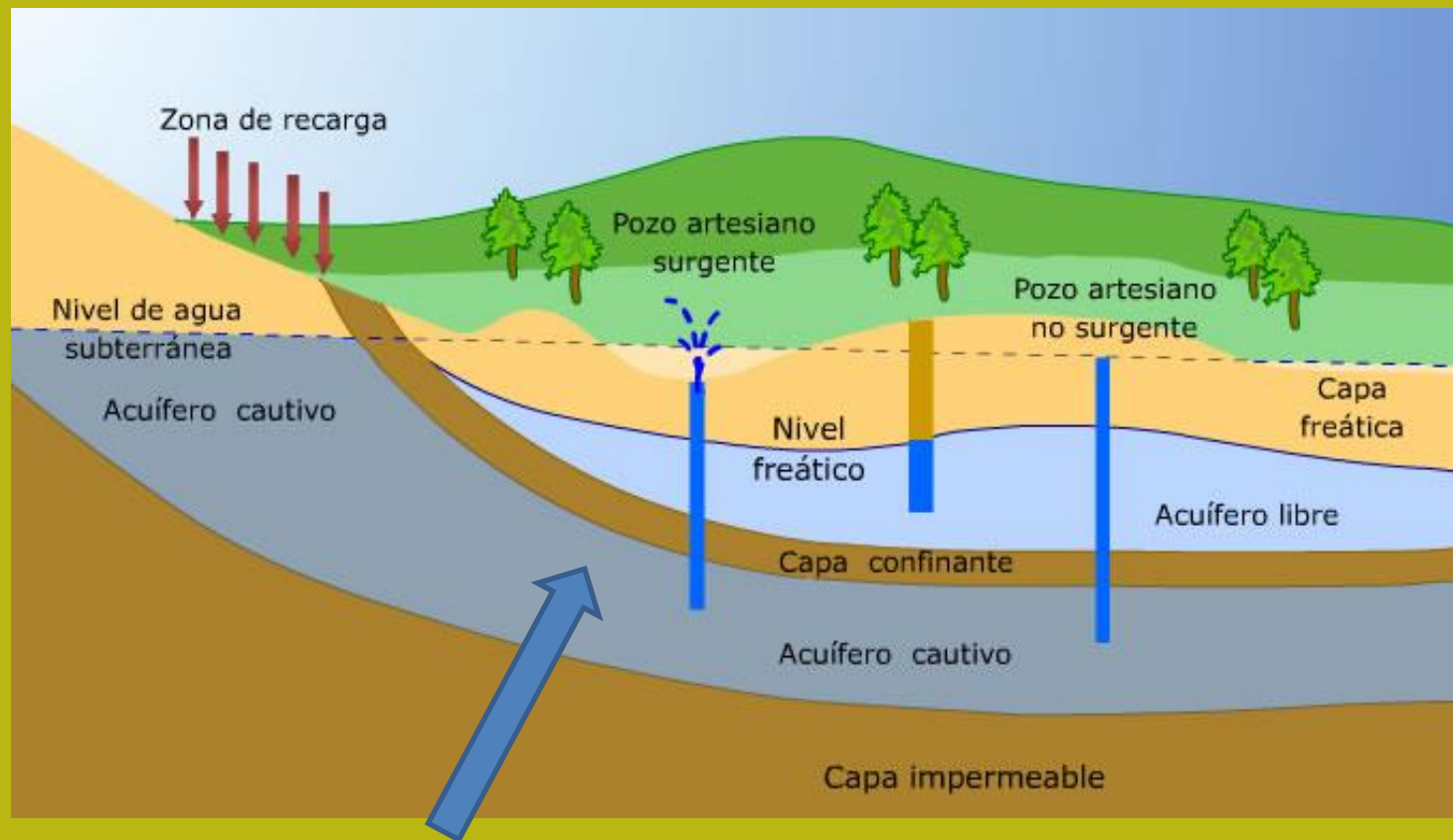
A seconda della pressione dell'acqua all'interno della massa di rocce, le falde acquifere possono essere:

Acquiferi liberi, non confinati: in essi l'acqua del livello superiore o della falda freatica è a pressione atmosferica, poiché è a contatto con l'atmosfera attraverso l'aria dei pori della zona insatura. Essendo separato dalla superficie da materiali permeabili, la ricarica di queste falde acquifere avviene direttamente dalla superficie in verticale nella stagione delle piogge.

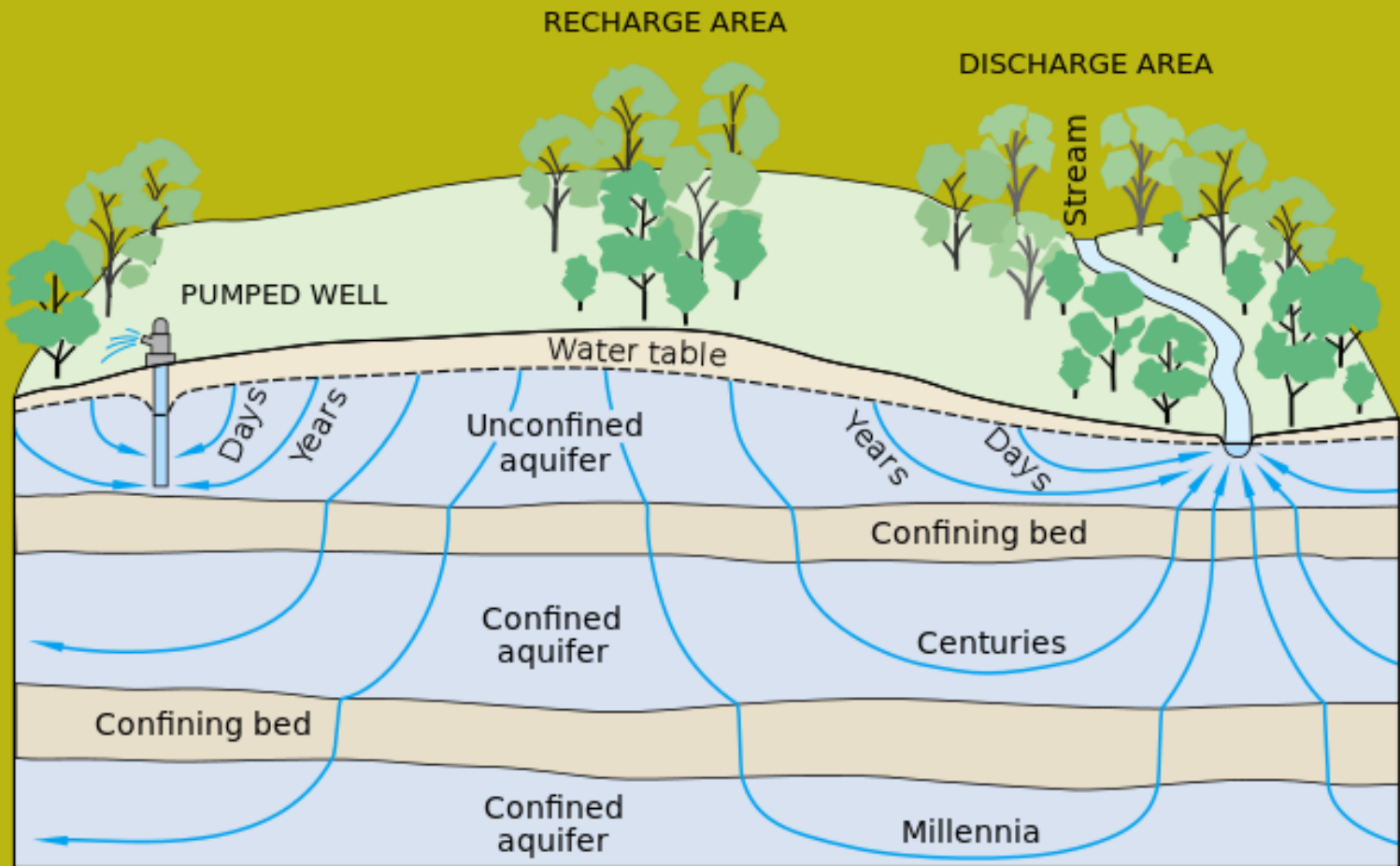




Le cosiddette **falde acquifere sospese** si originano quando, al di sopra del livello freatico generale di un'area, si trovano selenio isolati da materiali impermeabili, che localmente raccolgono le acque di infiltrazione che formano un livello sotterraneo sospeso, di carattere locale.

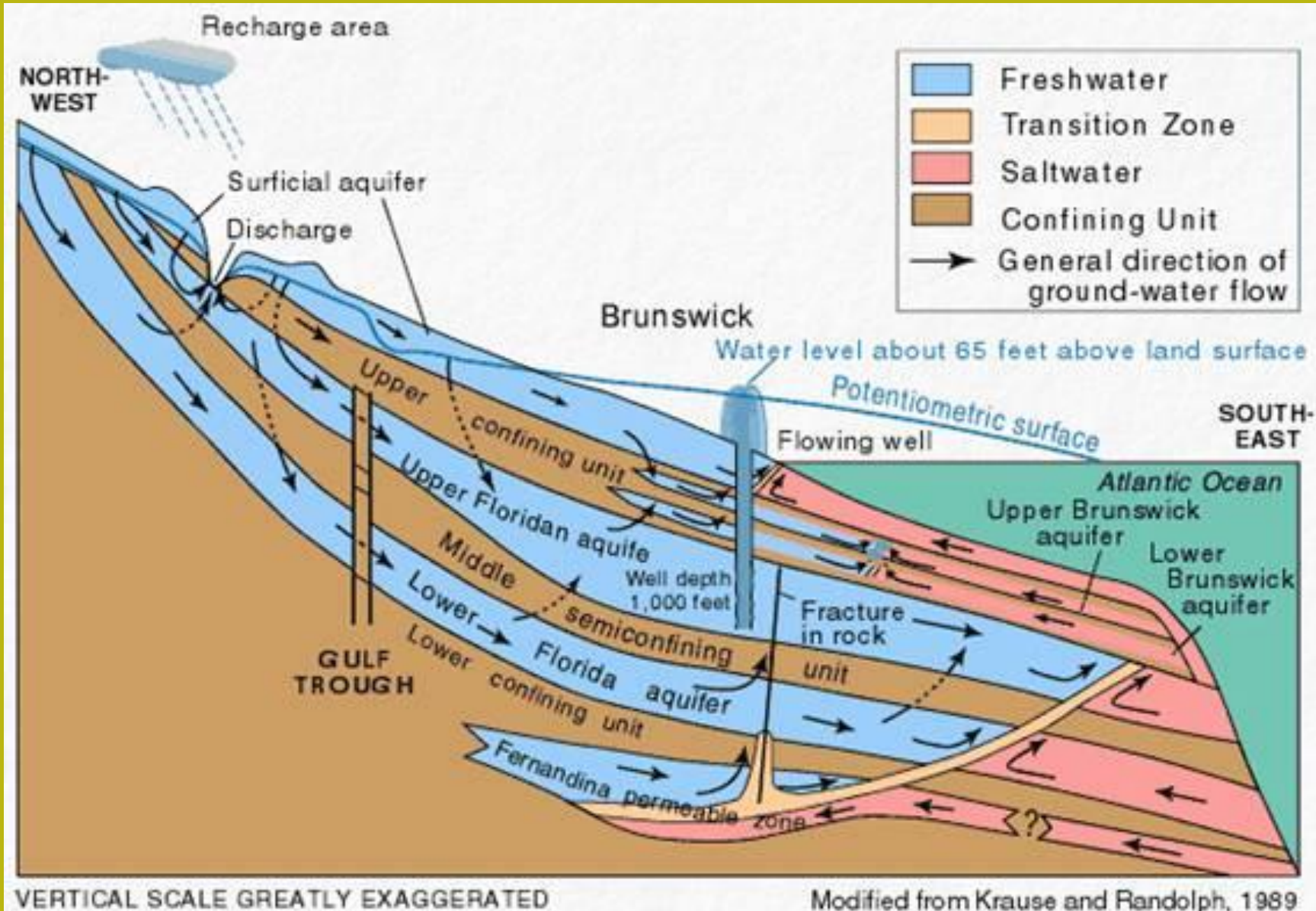


Le falde acquifere sono confinante o sotto pressione: sono limitate superiormente e inferiormente da materiali impermeabili, e l'acqua contenuta in esse è a pressioni al di sopra di quella atmosferica. Quando l'aqifero e' perforato, l'acqua tende a salire spontaneamente, fino ad un'altezza alla quale la pressione idrostatica dell'acqua è bilanciata con la pressione atmosferica, che determina il cosiddetto livello piezometrico. Se il livello piezometrico si trova sopra la superficie del terreno, l'acqua dei pozzi può salire fino a diversi metri sopra la superficie.



By .C. Winter, J.W. Harvey, O.L. Franke, and W.M. Alley - [Ground Water And Surface Water A Single Resource. U.S. Geological Survey Circular 1139](#), Figure 3. Ground-water flow paths vary greatly in length, depth, and traveltime from points of recharge to points of discharge in the groundwater system.

<https://en.wikipedia.org/wiki/Groundwater>



Esempio reale di un sistema acquifero regionale negli Stati Uniti

Basi di fluidodinamica - Principio di Bernoulli

Il principio di Bernoulli, chiamato anche equazione di Bernoulli (Daniel Bernoulli nel suo "Idrodinamico" (1738)), descrive il comportamento di un fluido che si muove lungo una linea di corrente. Ciò significa che in un fluido ideale (senza viscosità o attrito) in un sistema di circolazione attraverso un condotto chiuso, l'energia che il fluido possiede rimane costante lungo il suo percorso. **L'energia di un fluido in qualsiasi momento** è composta da tre componenti:

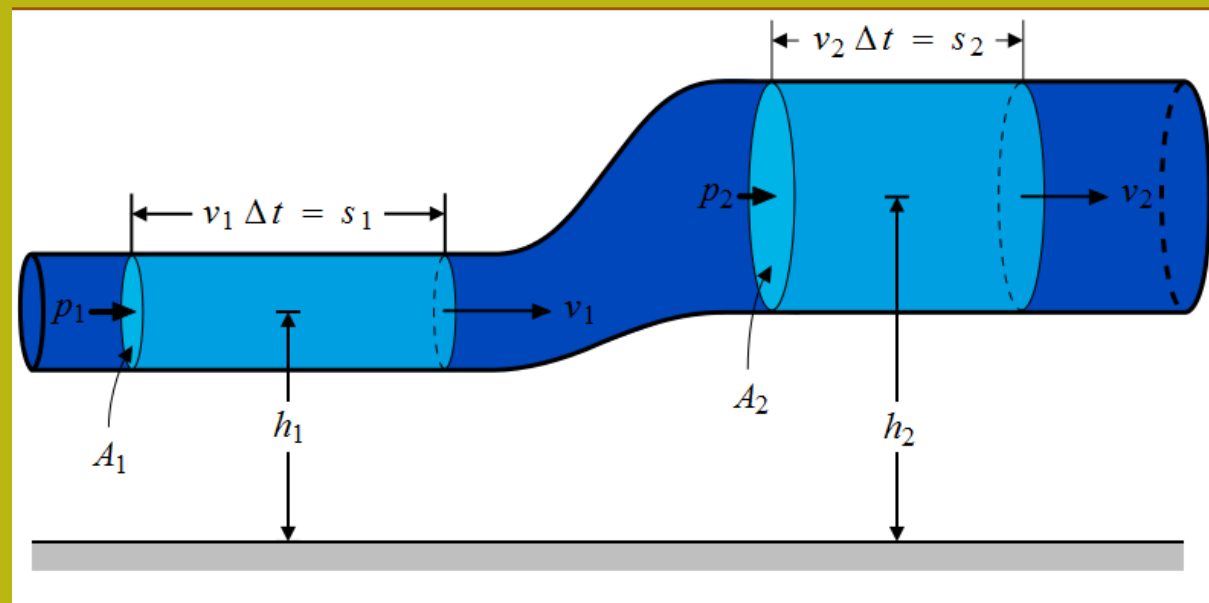
Cinetica: è l'energia dovuta alla velocità del fluido.

Potenziale gravitazionale: è l'energia dovuta all'altitudine che un fluido possiede rispetto ad un dato del livello di riferimento

Flusso di energia: è l'energia che un fluido contiene a causa della pressione che ha.

Quindi **l'energia totale** questa relazione in in qualsiasi momento e posizionare a:

- velocità
- altezza relativa
- pression



Ecuazione di BERNOULLI

L'equazione descrive matematicamente l'**effetto Bernoulli**, per cui in un fluido ideale su cui non viene applicato un lavoro, per ogni incremento della velocità di deriva si ha simultaneamente una diminuzione della pressione o un cambiamento nell'energia potenziale del fluido, non necessariamente gravitazionale. Prende il nome da Daniel Bernoulli, nonostante fosse già noto in precedenza ad altri studiosi, fra cui Eulero. Il campo più generale di validità del teorema di Bernoulli non è in realtà solo quello di fluido inviscido, ma è sufficiente che sia nulla la risultante delle azioni viscosse legate al rotore della vorticità: quindi basta che il fluido sia incompressibile, irrotazionale (potenziale) e stazionario (derivata parziale temporale della velocità nulla).

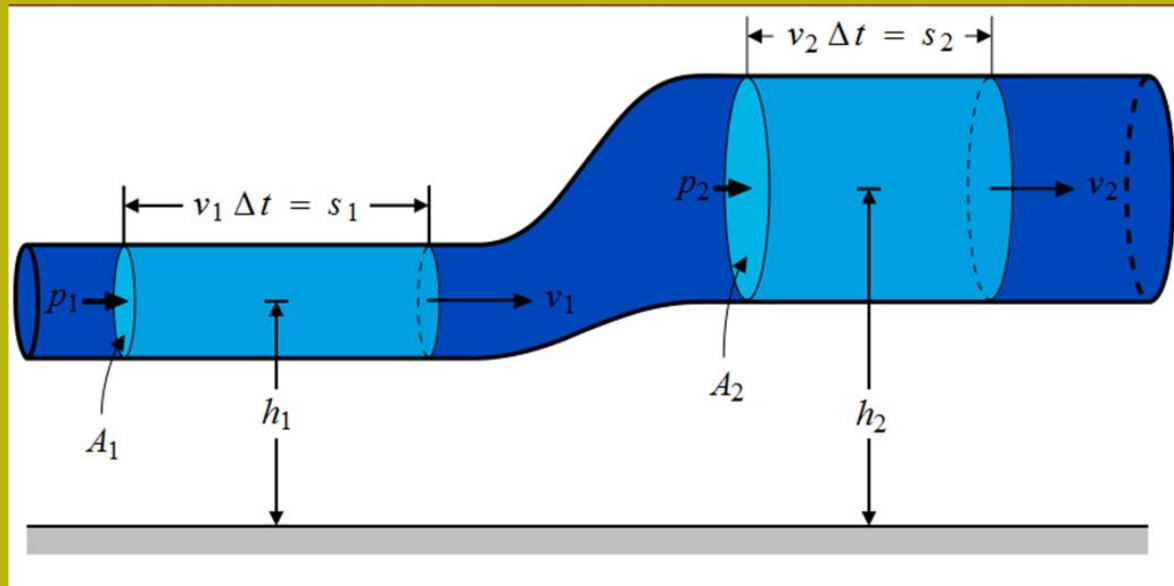
In queste ipotesi, le equazioni di Eulero possono essere integrate lungo una linea di flusso, conducendo all'equazione di Bernoulli, nella forma:

$$p + \rho \frac{u^2}{2} + \rho gh = \text{costante}$$

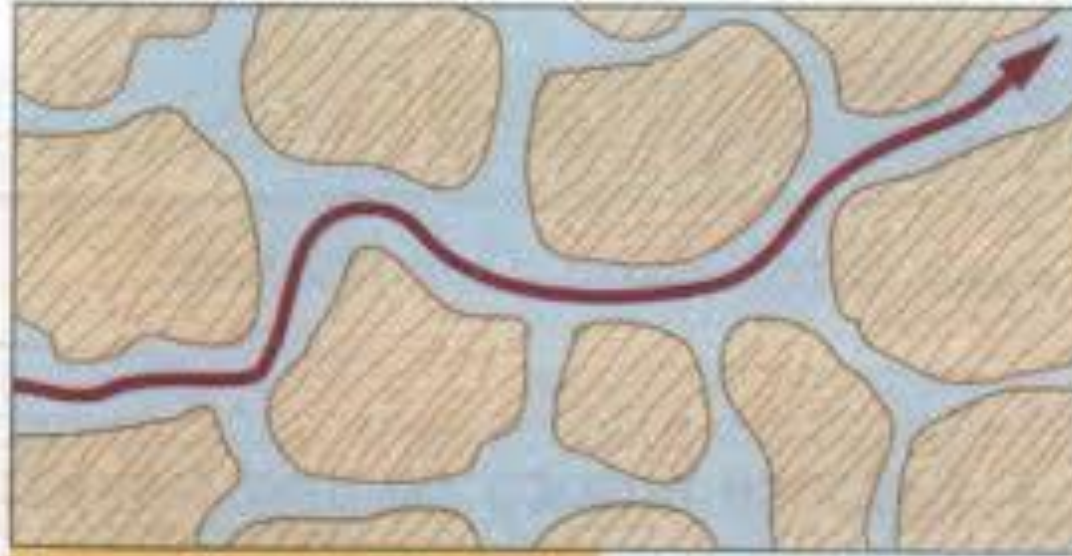
in cui:

- ρ è la densità del fluido.
- u rappresenta la velocità di deriva lungo la linea di flusso,
- g è il campo medio, nelle applicazioni più frequenti diventa l'accelerazione di gravità,
- h è la quota potenziale media della sezione,
- p rappresenta la pressione di tipo statico lungo la linea di flusso,

https://it.wikipedia.org/wiki/Equazione_di_Bernoulli



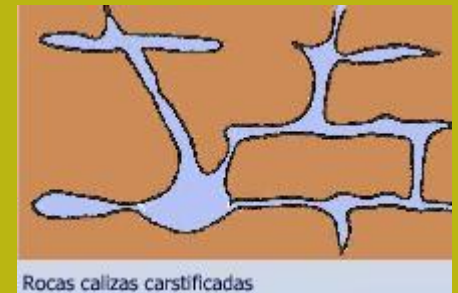
**Relazione tra legge di Bernoulli e flusso d'acqua in diversi tipi di porosità:
Primaria (o intergranulare) e secondaria (per fratture, discontinuità e dissoluzione)**



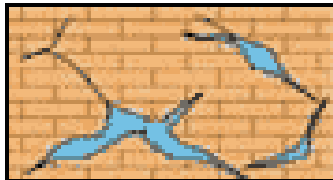
Porosidad intergranular

Porosidad Primaria

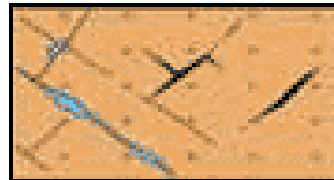
En ambos los tipo de porosidad la sección del flujo es muy variable.



Rocas calizas carstificadas

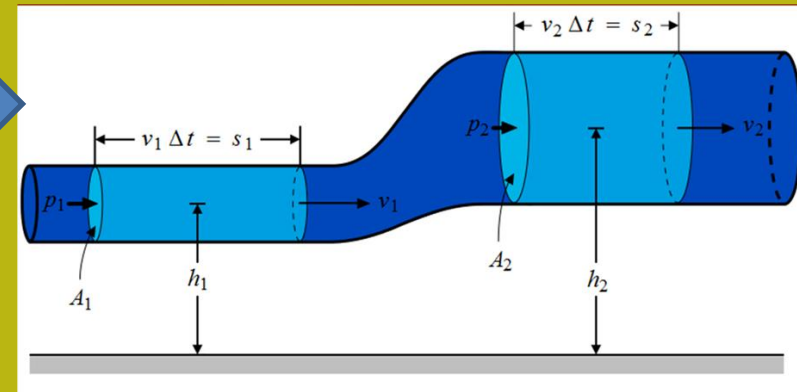


Porosidad secundaria
(disolución)

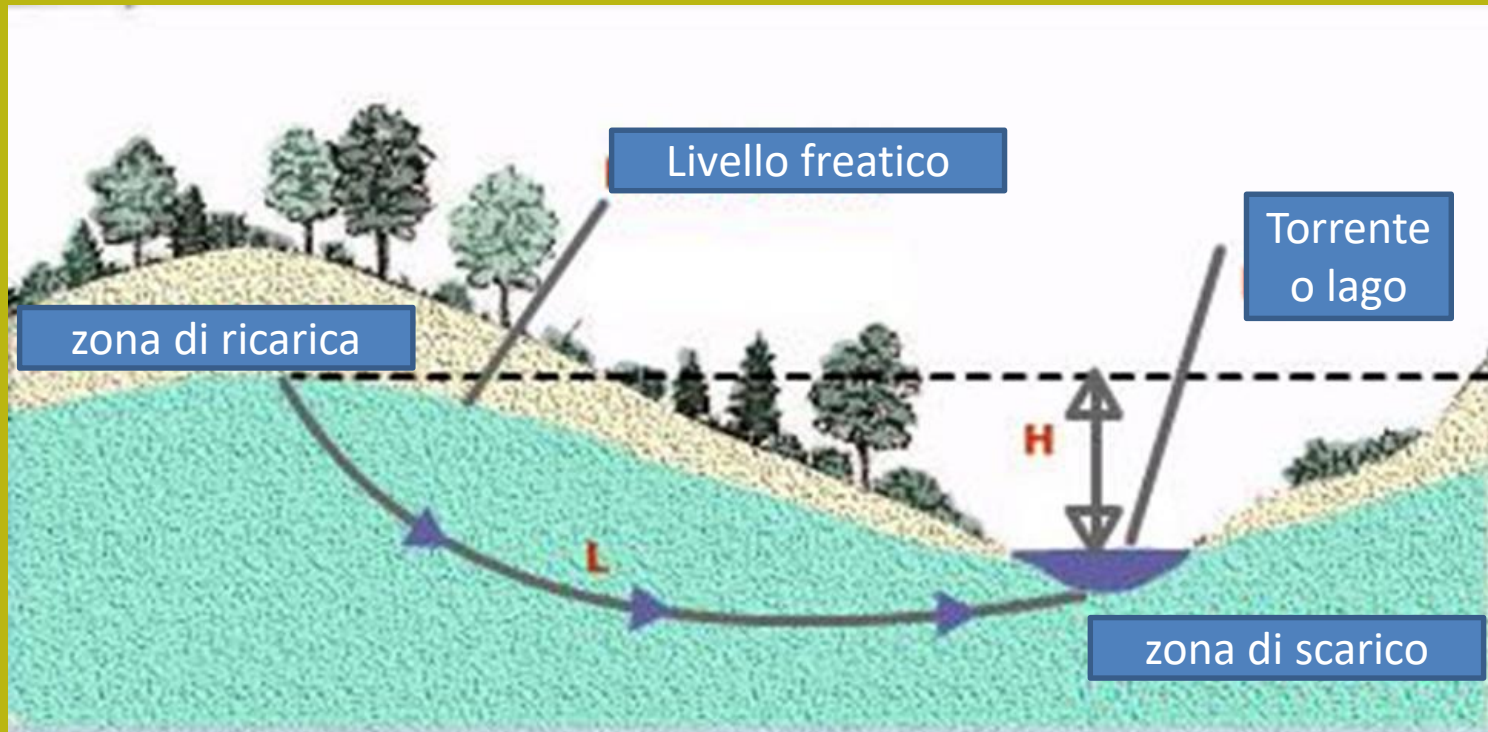


Porosidad secundaria
(fractura)

Porosita' secundaria



Potenziale idraulico, gradiente idraulico e portata



Concetto di gradiente idraulico i

$$i = H / L$$

L = distanza percorsa lungo la linea di flusso

H = differenza di altezza tra il pinto di ricarica e di scarico

Flusso nel mezzo poroso e perdita di carica o potenziale (applicazione della legge di Bernulli).

Se nella legge di Bernoulli, il flusso in mezzi porosi non è generalmente considerato l'ultimo termine (velocità).

Si definisce

Gradiente idraulico i

$$i = dh/dl$$

dove i è la perdita di carico
Piezometrico per unità
della lunghezza del flusso

In condizione di flusso in
Mezzo poroso saturato il
La velocità può essere
calcolata:

$$v \propto i \quad \text{or} \quad v = ki$$

Questa es la legge de Darcy.

$$H = h_z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Equazione di Bernulli

Where h_z = position or elevation head

$\frac{u}{\gamma_w}$ = pressure head due to pore pressure u

$\frac{v^2}{2g}$ = velocity head when the velocity of flow is v

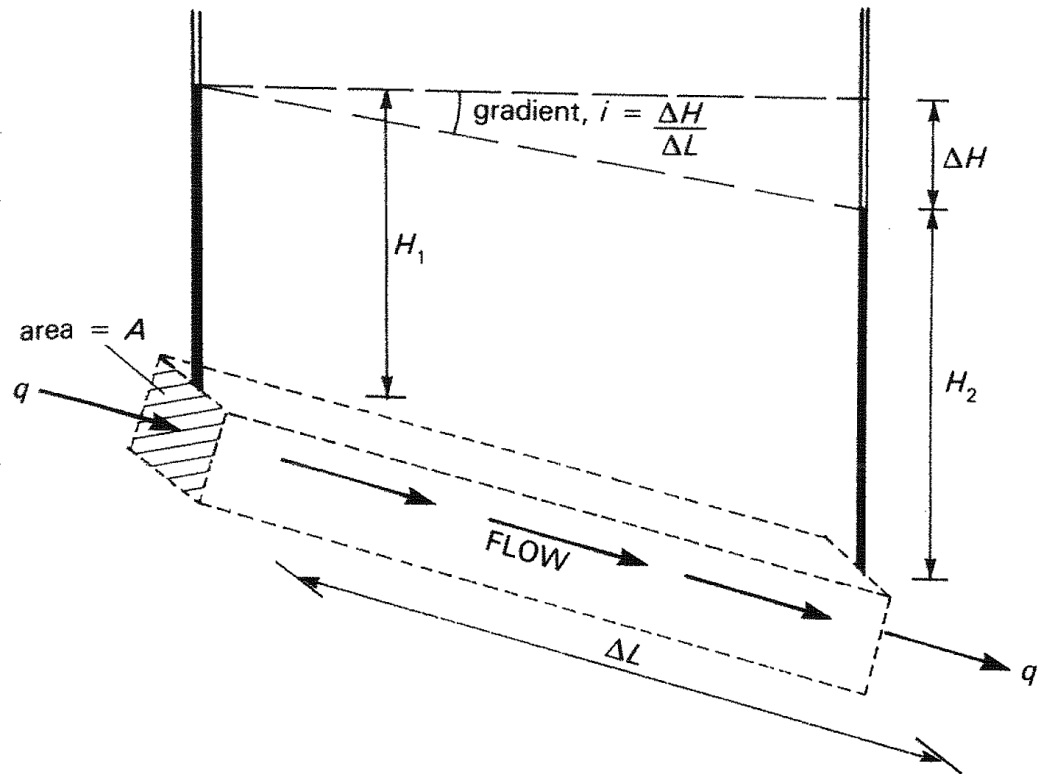
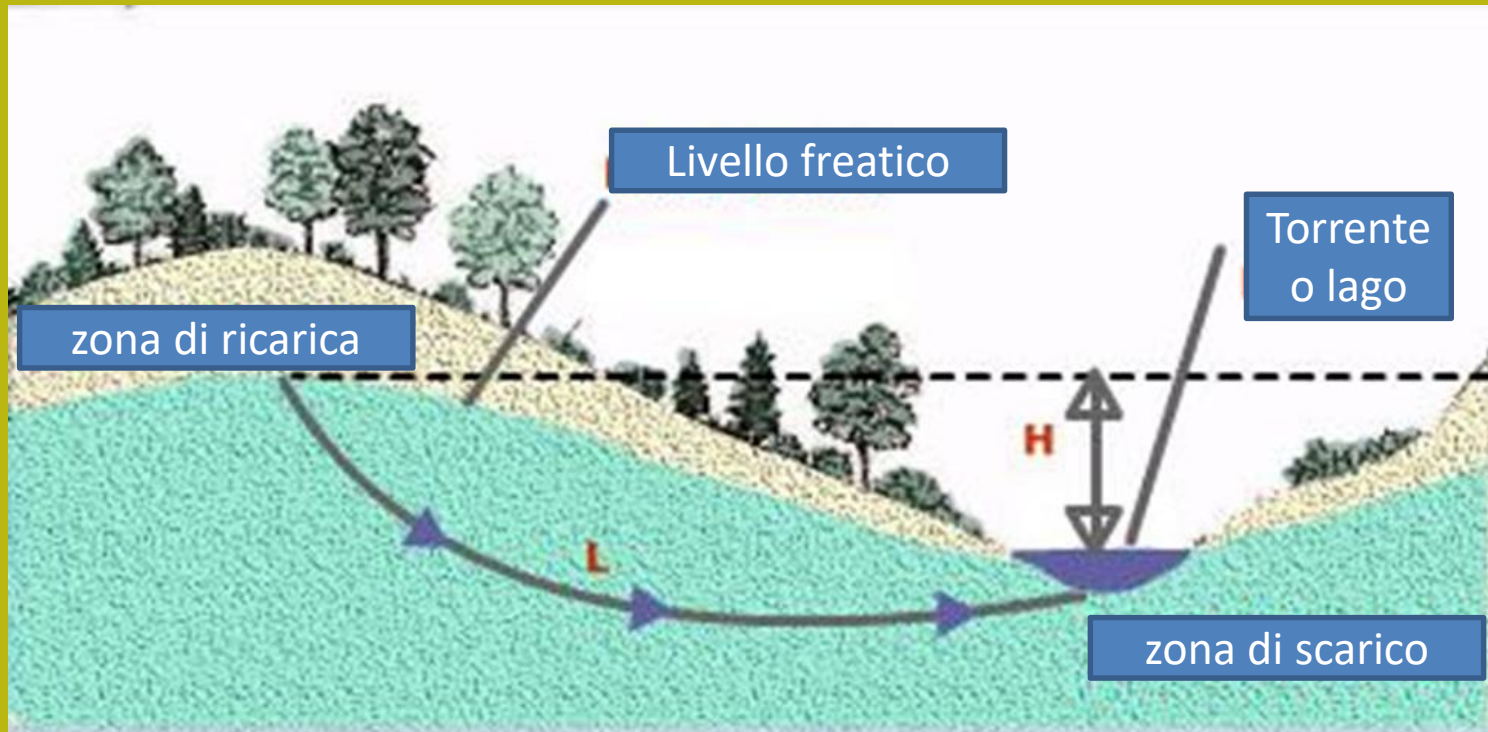


Fig. 5.1 One-dimensional flow in soil

Legge di darcy



Legge di darcy

$$V = k \cdot H/L = k \cdot i$$

V=velocita' del flusso

i= gradiente idraulico (adimensionale)

Legge di Darcy

In saturated conditions, one-dimensional flow is governed by Darcy's law, which states that the flow velocity is proportional to the hydraulic gradient:

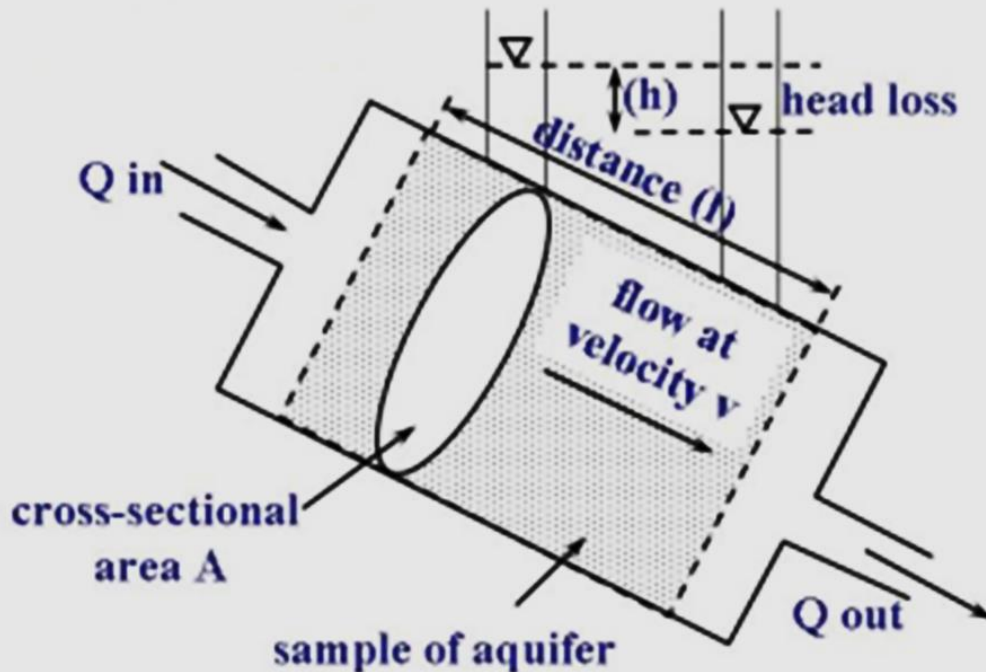
$$v \propto i \quad \text{or} \quad v = ki \quad [5.2]$$

Where v = flow velocity
 k = the flow constant or coefficient of permeability
 i = the hydraulic gradient = $\frac{\Delta H}{\Delta L}$ (Fig. 5.1)

ΔH = difference in pressure head over a flow path length of ΔL

The quantity flowing is therefore given by:

$$q = Av = Aki \quad \text{Where} \quad \begin{array}{l} q = \text{quantity flowing in unit time} \\ A = \text{area through which flow is taking place} \end{array} \quad [5.3]$$



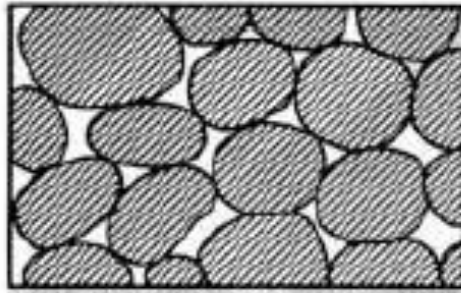
$$Q = kiA$$

Legge di Darcy

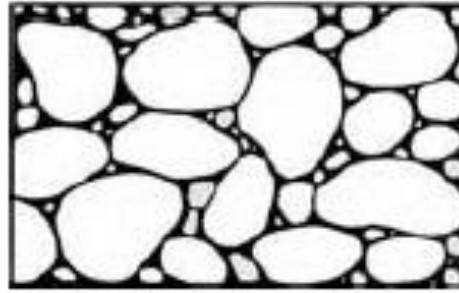
k è il coefficiente di permeabilità che dimensionalmente è una velocità (cm/s , m/s , mm/h ...)

Ma K non è la velocità del flusso. Perché la velocità v del flusso si Ottiene come :

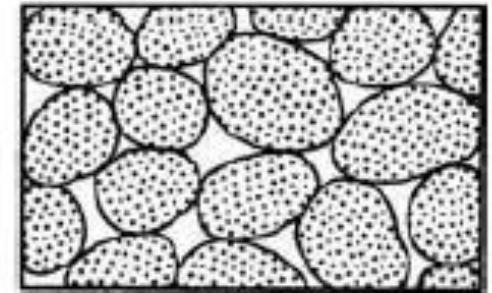
$$v = ki$$



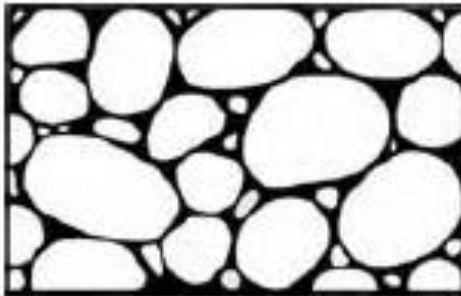
(a)



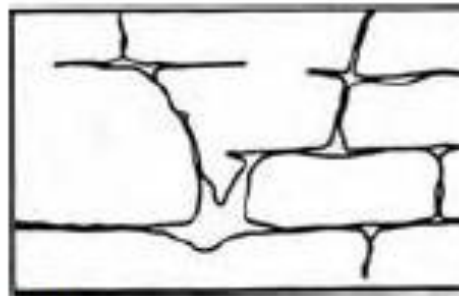
(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

***Il tipo di porosità e la sua
continuità (connettività)
influenzano la
permeabilità finale***

**Porosità primaria e secondaria
nei terreni, nei sedimenti e nelle rocce**

**Figure relative alla porosità primaria: a, b, c,
d (in pori e vuoti tra clasti e grani)**

**Figure relative porosità secondaria: e, f
(tra frattura e discontinuità)**

Table 4.1 TYPICAL PERMEABILITY VALUES FOR SOILS

	10^{-11}	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1
	m/s											
Coefficient of permeability (log scale)	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10	100
	cm/s											
	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	
	ft/s											
Permeability:	Practically impermeable			Very low		Low		Medium		High		
Drainage conditions:	Practically impermeable				Poor		Good					
Typical soil groups:	GC→ GM→ SM SW→ GW→ CH SC SM-SC SP→ GP→ MH MC-CL											
Soil types:	Homogeneous clays below the zone of weathering			Silts, fine sands, silty sands, glacial till, stratified clays				Clean sands, sand and gravel mixtures			Clean gravels	
				Fissured and weathered clays and clays modified by the effects of vegetation								

Note: the arrow adjacent to group classes indicates that permeability values can be greater than the typical value shown.

Valori caratteristici del coefficiente di permeabilità a seconda del tipo di terreno

Table 3.3 Values for C in Hazen's formula

Grain-size	Values of C
Very fine sand – poorly sorted	350–700
Fine sand with fines	350–700
Medium sand – well sorted	700–1000
Coarse sand – poorly sorted	700–1000
Coarse sand – clean and well sorted	1000–1300

NB: The values given only apply when K is in m d^{-1} and D_{10} in mm.

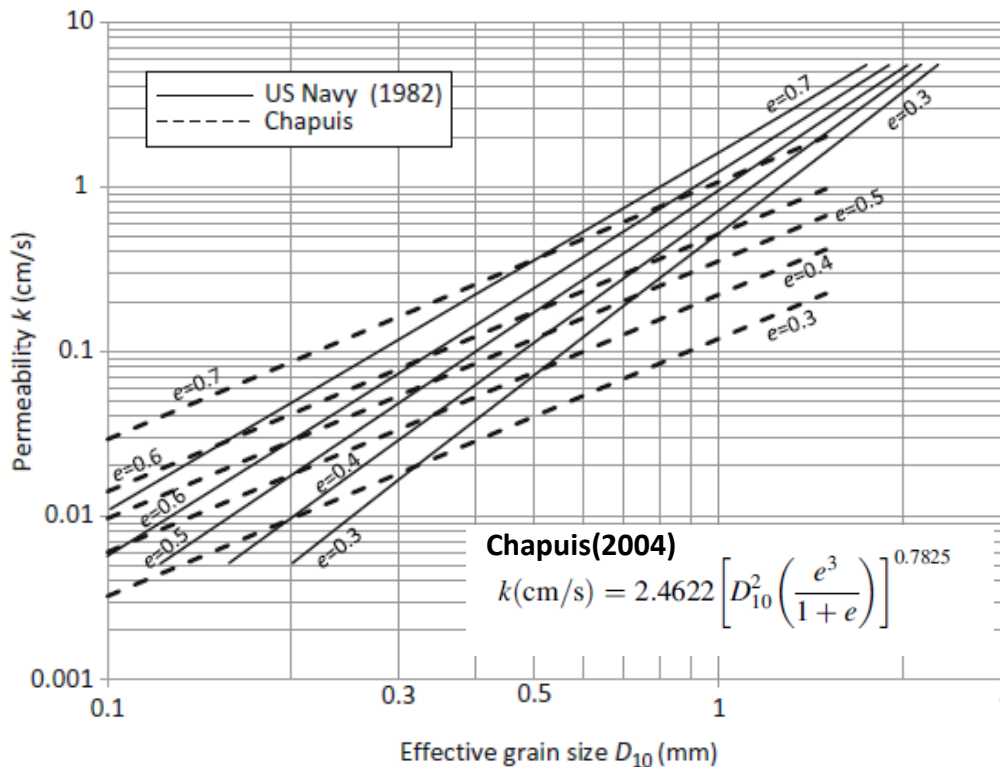
Per sabbia e ghiaia, a volte, è usato per una stima preliminare, La formula di Hazen

$$k = C_1 D_{10}^2$$

Il coefficiente C_1 dipende dal livello dell'indice dei vuoti e dal grado di classificazione del sedimento (coefficienti C_u , C_c).

Generalmente C_1 varia tra 0,01 e 0,02 (per sabbia e ghiaia).

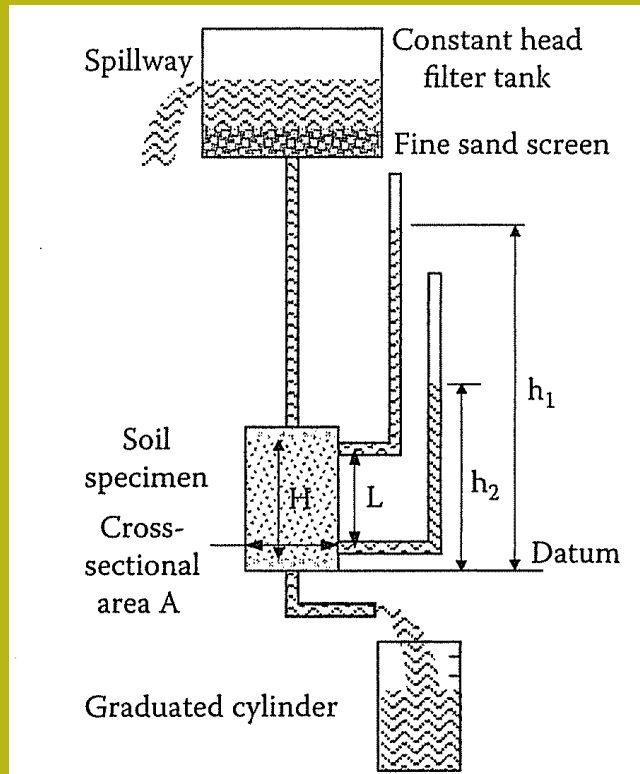
Tuttavia, ci sono alcune relazioni in cui K dipende anche dall'indice dei vuoti e del sedimento.



From US Navy (1982) and Chapuis(2004)

Misurazioni di K (laboratorio) - permeametro a carico costante (flusso verticale)

Modifica la formula di Darcy per misure di laboratorio del coefficiente di permeabilità



$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t} * \frac{L}{A} \left(\frac{1}{h_1 - h_2} \right) \quad [\text{m/s}]$$

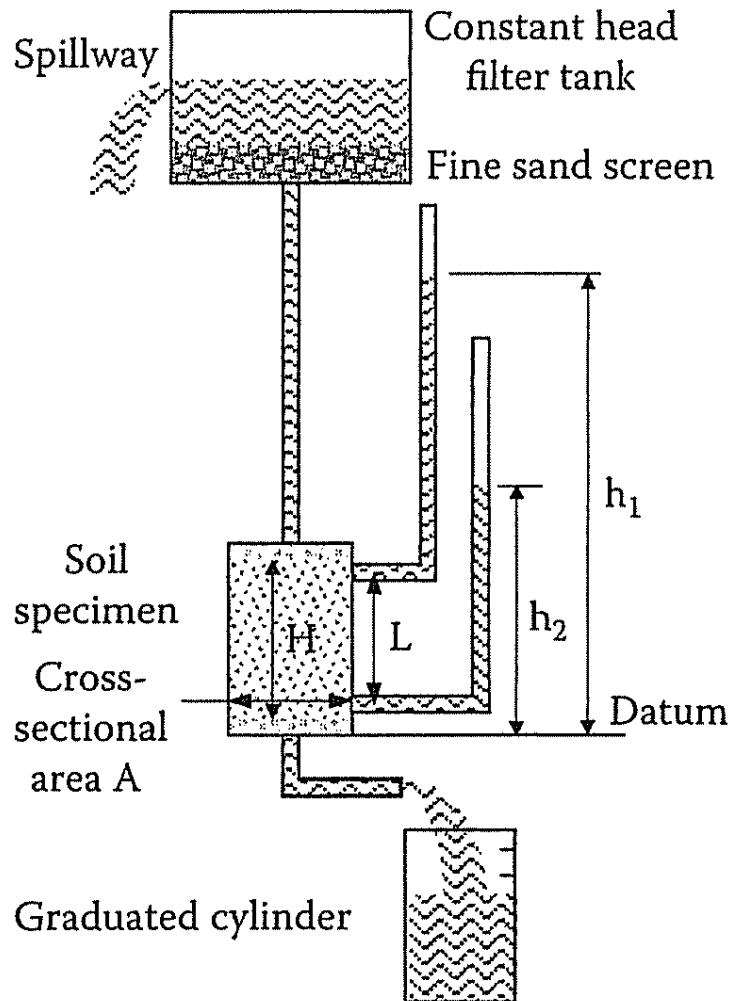
$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = q = \text{portata di uscita del flusso m}^3/\text{s}$$

Donde:

- **L** = lunghezza del campione(m)
- **A**= sezione del campione (m²)
- **h₁** =carico all'estremo superiore del campione (m)
- **h₂** = carica alla base del campione(m)
- **V**= volume del flusso raccolto (m³)
- **t**= tempo (s)

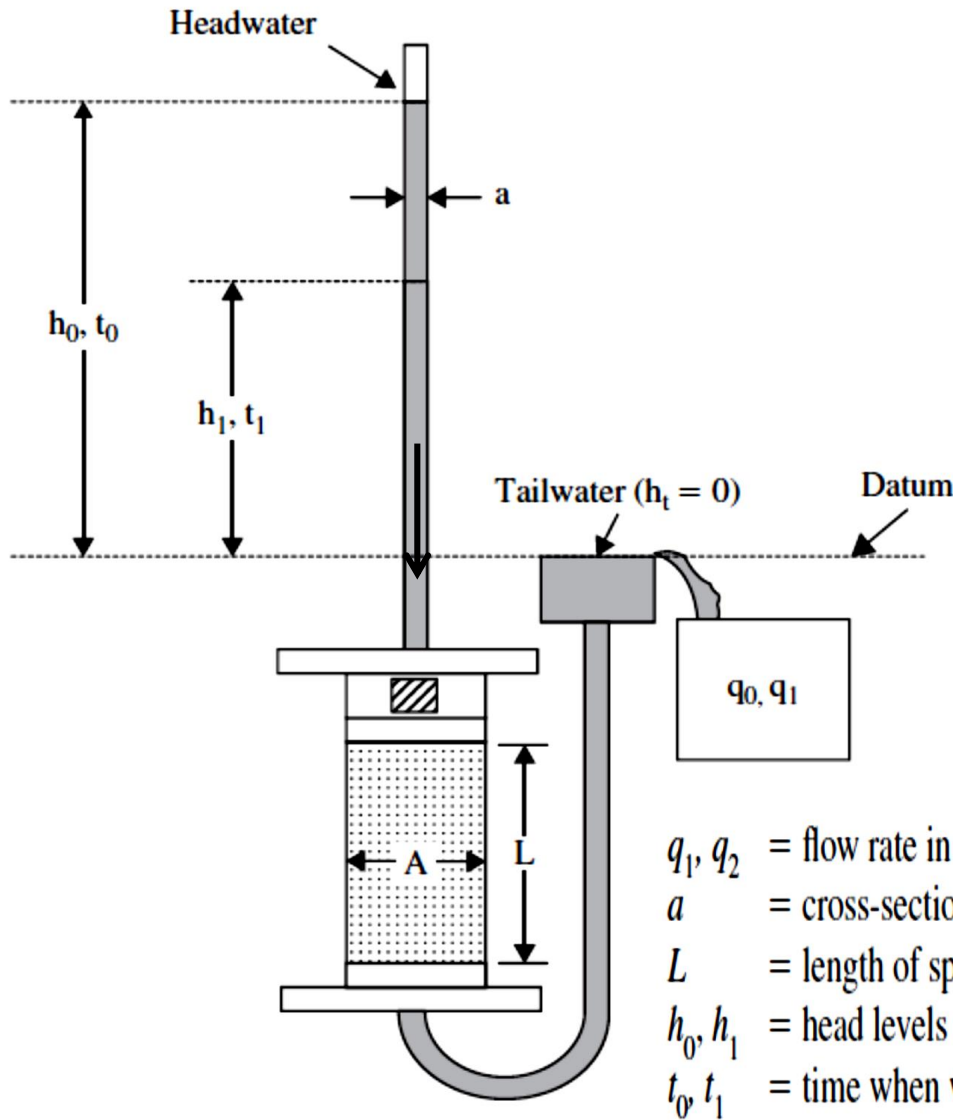
Altre cose importanti:

- Il campione deve essere saturo prima che inizi il flusso;
- Il flusso deve essere costante fino alla rimozione delle eventuali bolle d'aria;
- Ripeti il test con diversi gradienti (da 0,1 a 20) e ripeti ogni misura 5 volte



$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t} * \frac{L}{A} \left(\frac{1}{h_1 - h_2} \right)$$

Misure K (laboratorio) - permeametro a carico variabile



misura di laboratorio del coefficiente di permeabilità

Il permeametro del carico variabile utilizza una formula diversa:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right) aL}{A(t_1 - t_0)}$$

- q_1, q_2 = flow rate in the inflow tube and in the specimen, respectively (m^3/s)
- a = cross-sectional area of the inflow tube (m^2)
- L = length of specimen (m)
- h_0, h_1 = head levels measured in the flow tube (m)
- t_0, t_1 = time when water is at head levels of h_0 and h_1 , respectively (s)

Viene quindi misurato l'abbassamento nel tempo del livello lungo il tubo di carico

Lecture aggiuntive: determinazioni del coefficiente di permeabilità e loro misurazione in test di laboratorio:

- **Das (2007). Capitolo 5 , sezioni 5.1,5.2,5.3,5.4 y 5.5 . Problemi 5.4,5.5,5.6, 5.7**
- **Germaine & Germaine 2009: capitolo 13**

In un massiccio roccioso fratturato
la permeabilità dipende dal
continuità e apertura del
discontinuità in direzione di
il flusso

Whole pattern



Connected part
of pattern

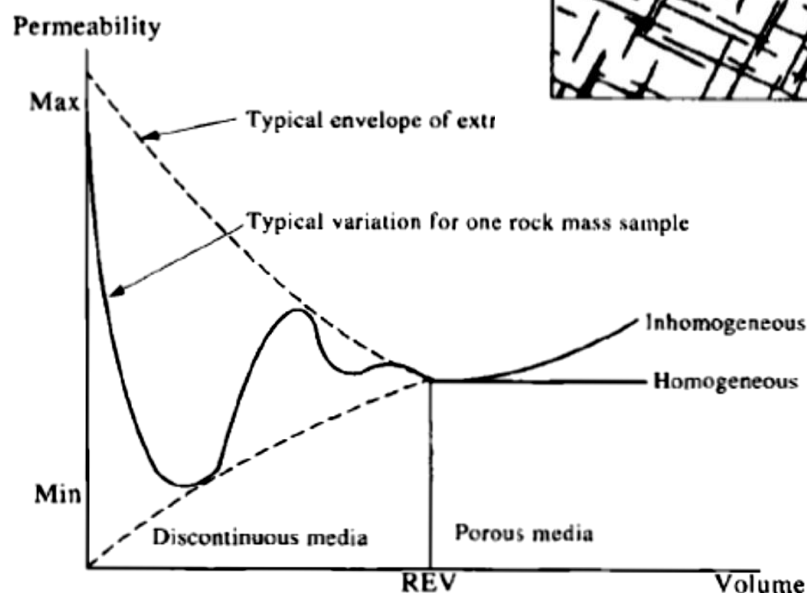
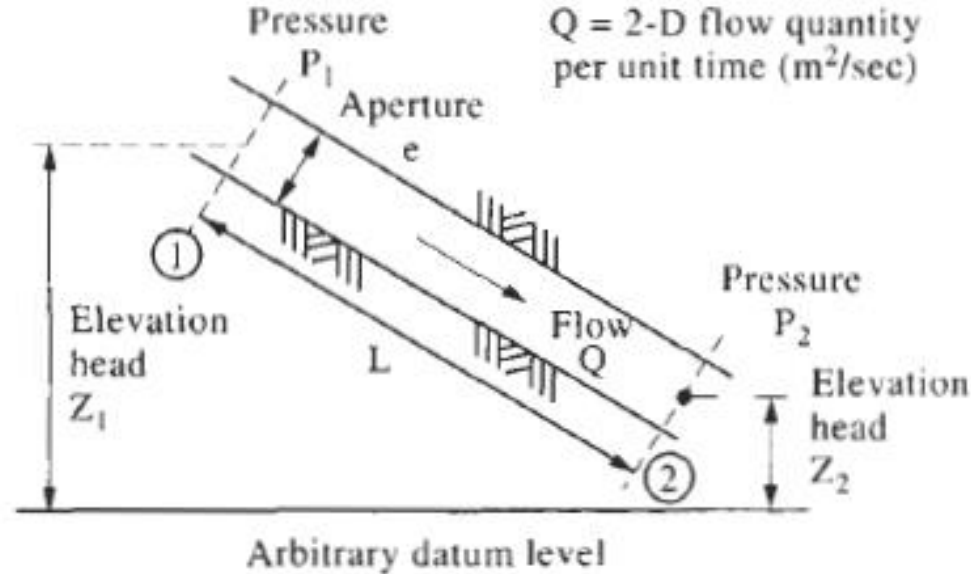


Figure 9.9 The representative elemental volume (REV) for permeability.

Rappresentazione del
Variabilità della
permeabilità
Con il volume
rappresentativo (REV)
della massa rocciosa.



Flow is due to head:

Pressure head = P/γ

Elevation head = z

Kinematic head = $v^2/2g$ Ignore

At (1): $H_1 = \frac{P_1}{\gamma} + z_1$ At (2): $H_2 = \frac{P_2}{\gamma} + z_2$

Figure 9.3 Flow between two parallel surfaces.

$$K = \frac{\lambda g e^3}{12\nu} \quad (L/T)$$

Modello approssimativo calcolato K da
Massiccio roccioso fratturato:
 e = ampiezza media dell'apertura
 λ = spaziatura media
 ν = viscosità cinematica dell'acqua

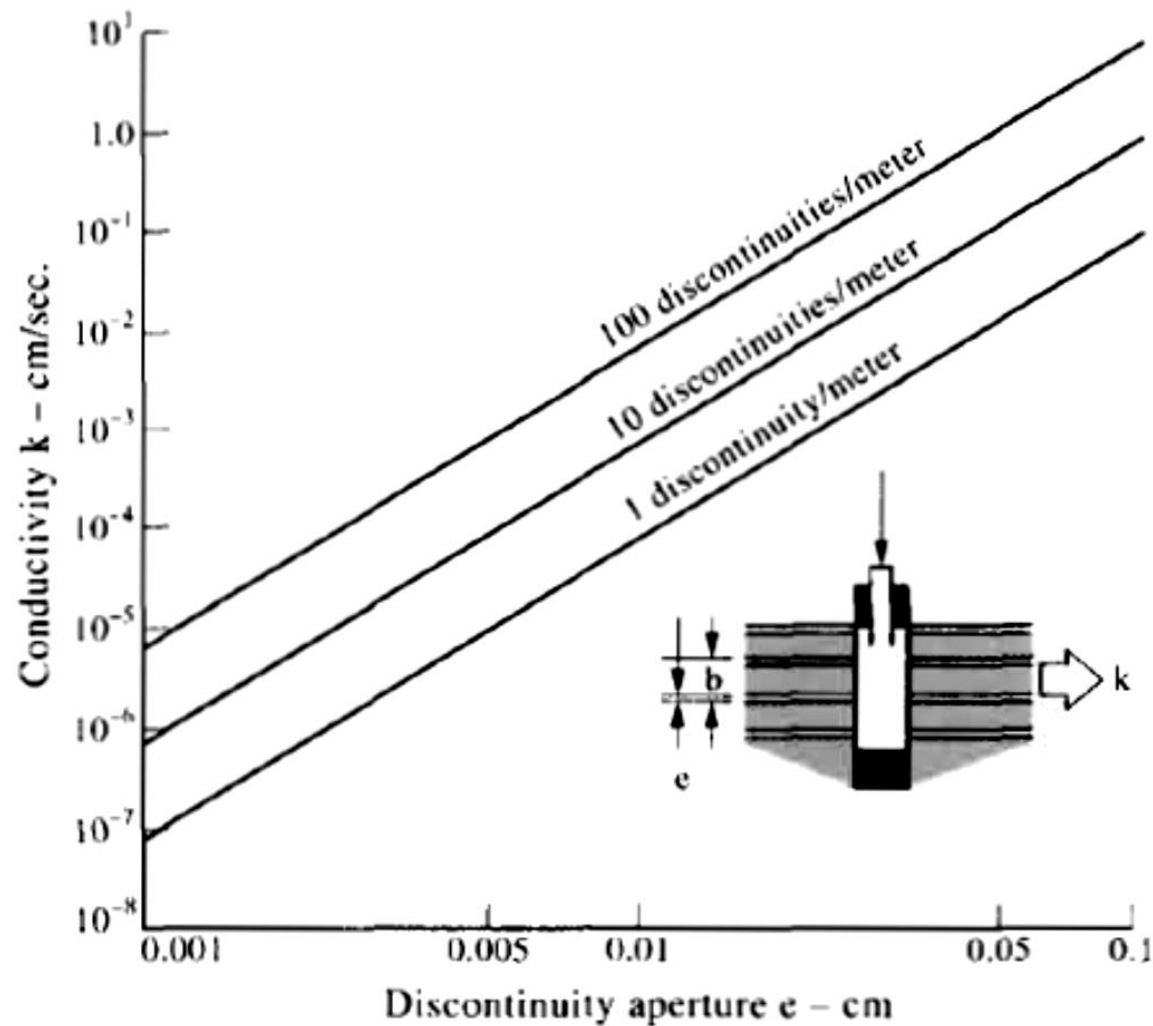
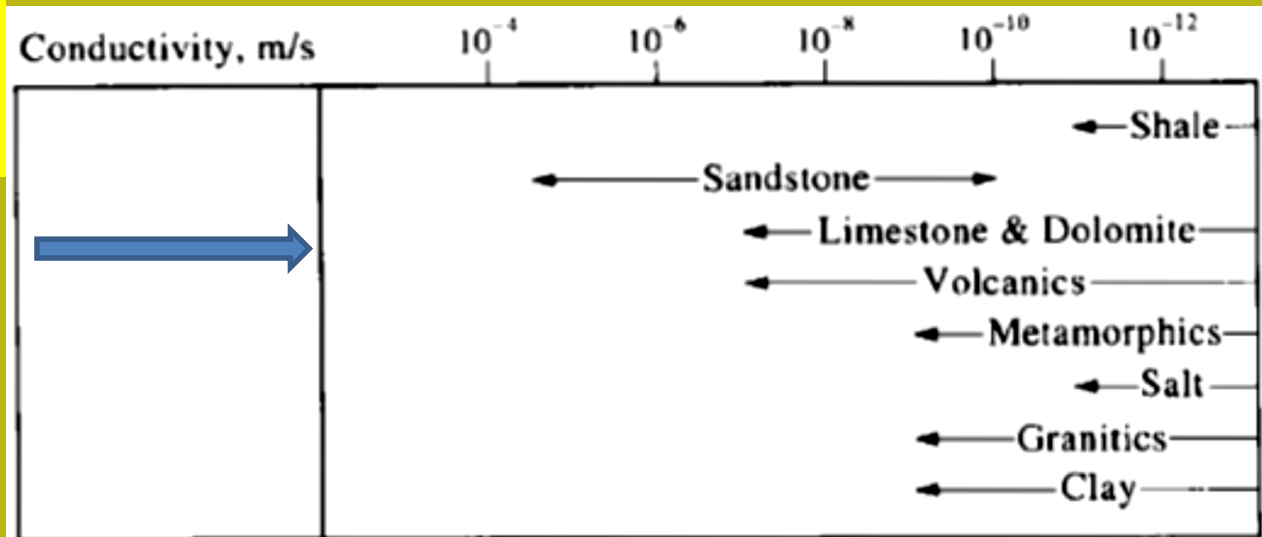


Figure 9.4 Variation of discontinuity set permeability as a function of the aperture and discontinuity frequency (after Hoek and Bray, 1977).

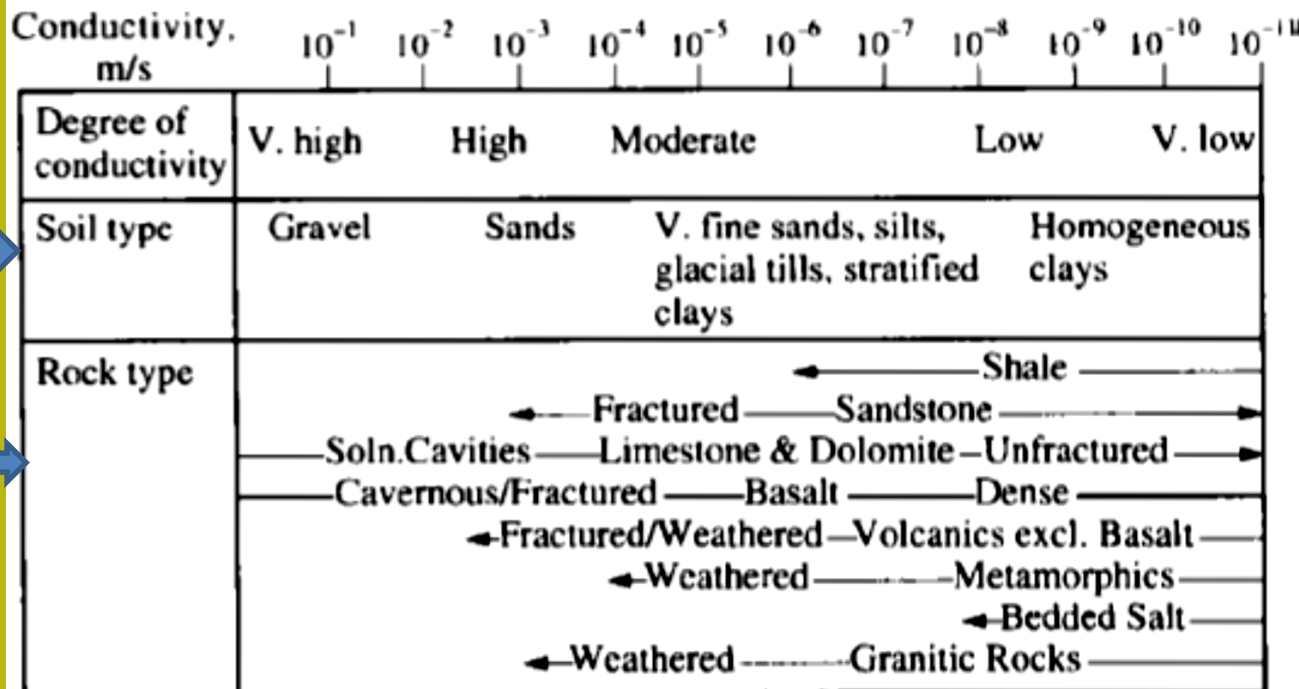
**Modello approssimato di Hoek e Bray 1977 -
permeabilità K in discontinuità**

Coefficiente di Permeabilità K nelle rocce

Permeabilità primaria o nel sistema poroso
Per Diversi tipi di rocce



Permeabilità' en suoli e sedimenti
(comparazione)



Permeabilità secondaria o nel sistema di frattura

Misura della permeabilità del campo

Pozzo in falda acquifera libera

In pozzi: test emungimento a portata costante

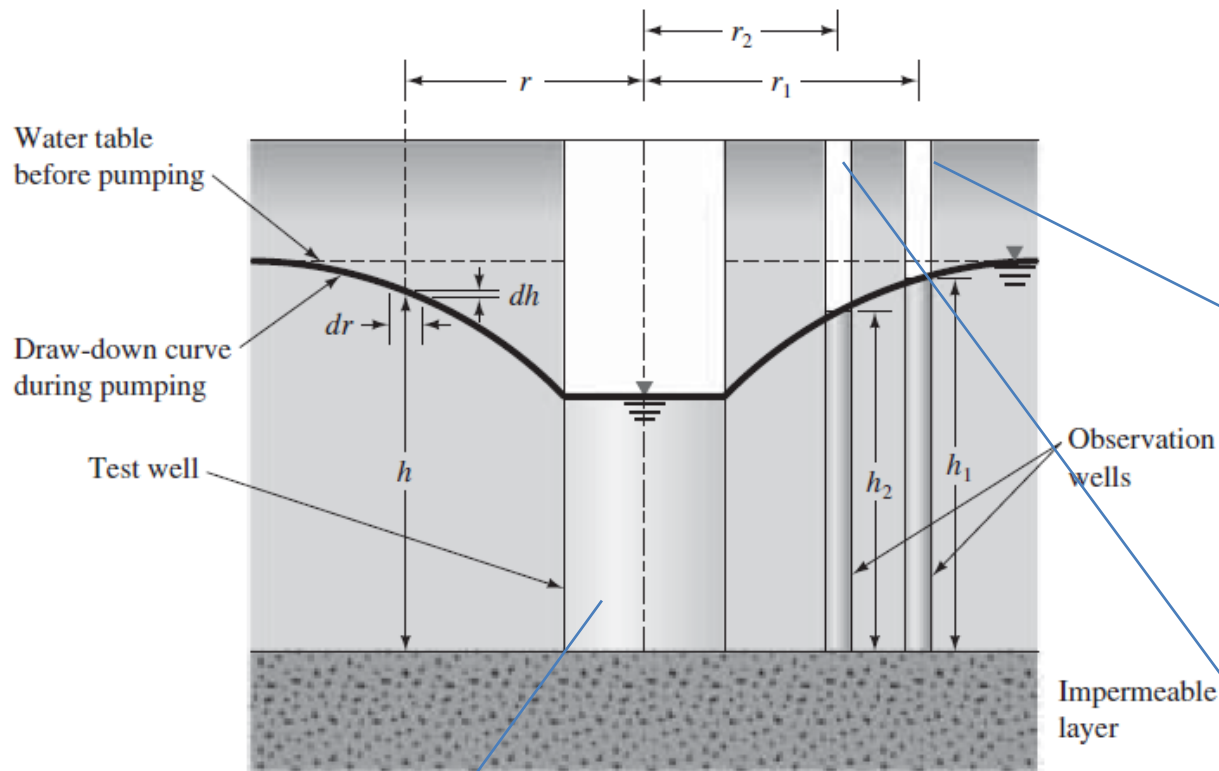


Figure 5.13 Pumping test from a well in an unconfined permeable layer underlain by an impermeable stratum

**Pozzo principale
pompendo acqua
con flusso costante q**

$$k = \frac{2.303 q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)}$$

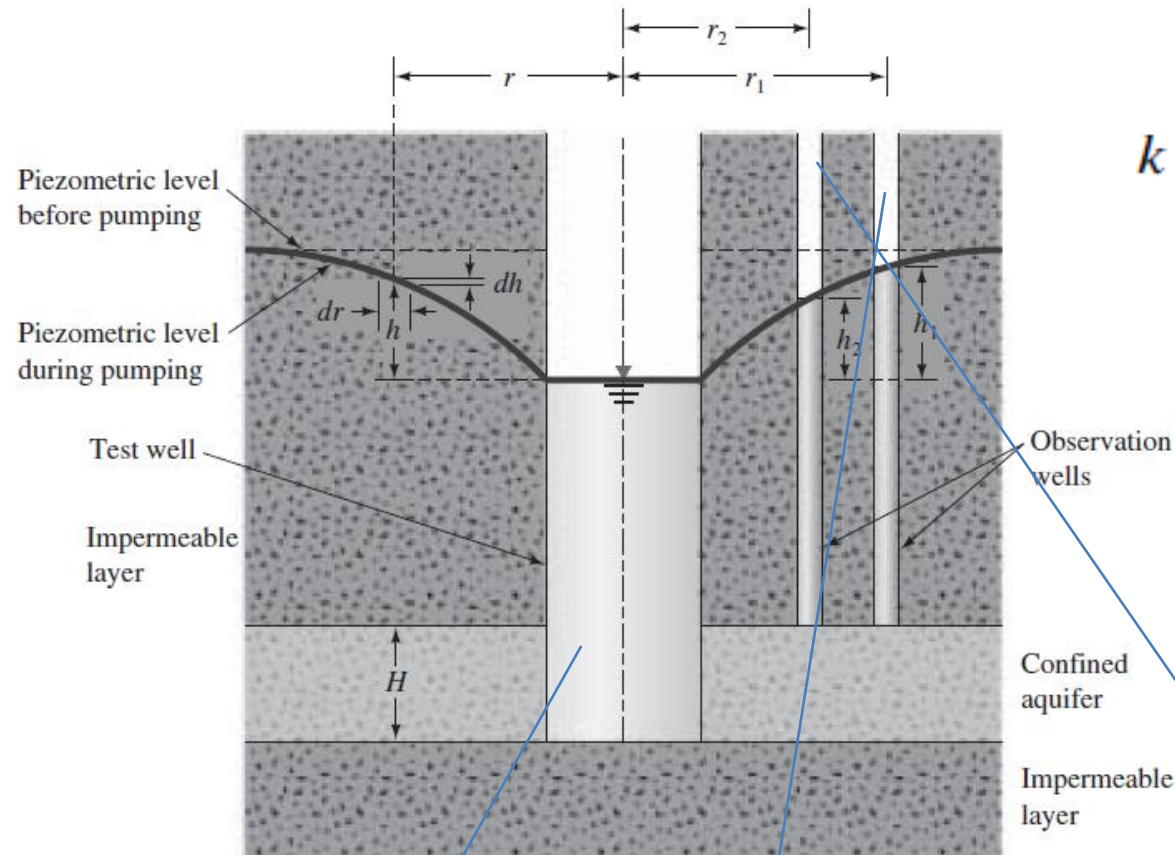
**Pozzo di
osservazione 1**

**Pozzo di
osservazione 2**

Misura della permeabilità del campo

In pozzi: test emungimento a portata costante

Pozzo in acquifero confinato



$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)}$$

Figure 5.14 Pumping test from a well penetrating the full depth in a confined aquifer

**Pozzo principale
pompano acqua
con flusso costante q**

**Pozzo di
osservazione 1**

**Pozzo di
osservazione 2**

Misura della permeabilità di campo in foro: test LEFRANC

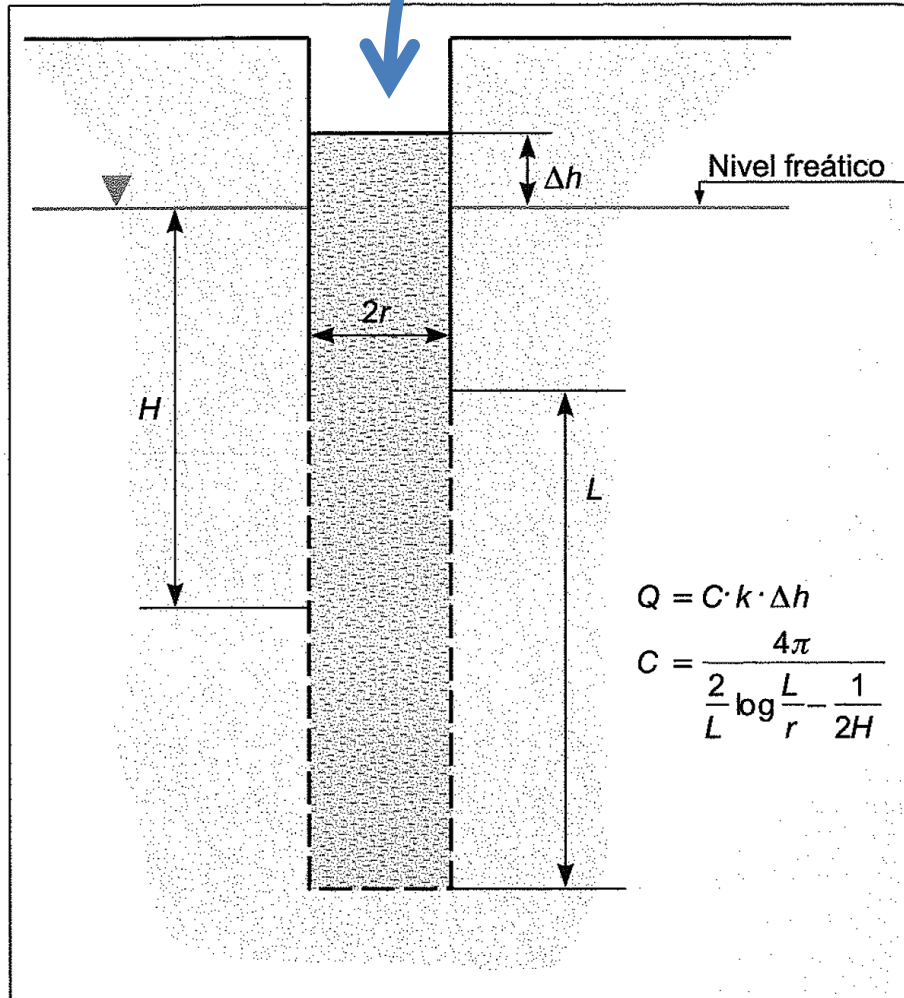


Figura 6.84 Ensayo Lefranc a nivel constante. Hipótesis de cilindro alargado (en Olalla y Sopeña, 1991).

In un in foro o in una fossa
Si riversa un flusso costante Q
d'acqua finché non rimane
Costante un livello piezometrico
sopra originale (pre – prova)

La permeabilità del acquifero
si calcola con:

$$k = Q / (C \Delta h)$$

Dove:

K =permeabilità (m/s)

Q =portata costante immessa (m^3/s)

Δh =differenza di altezza raggiunto sopra il
livello freatico originale (m)

C = coefficiente di forma del foro, ottenuto con:

$$C = 4\pi / [(2/L) \log (L/r) - (1/2H)]$$

Dove:

L =lunghezza del tratto soggetto a test (m)

r =raggio del foro (m)

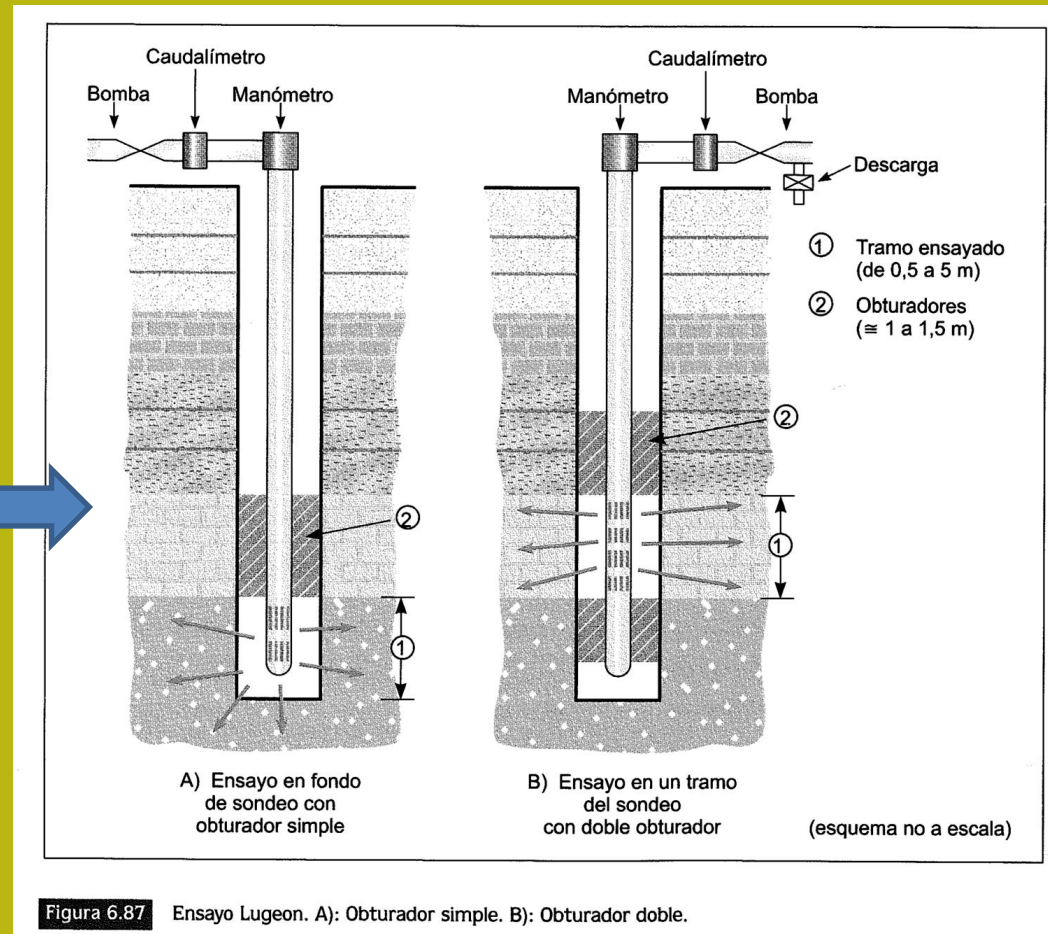
H =distanza media tra il tratto di test e il livello freatico
(m)

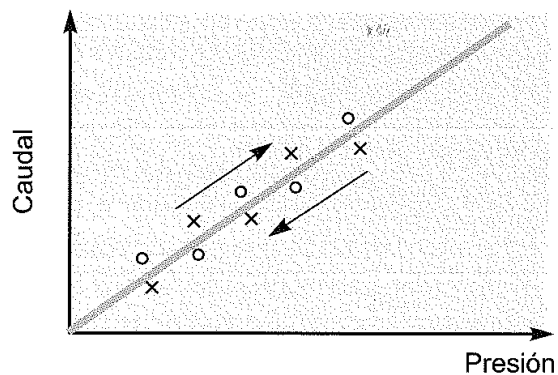
Misura della permeabilità del campo in foro: test LUGEON

Prova su rocce fratturate
Con obiettivo la determinazione
dei livelli in sondaggio
con la più alta permeabilità

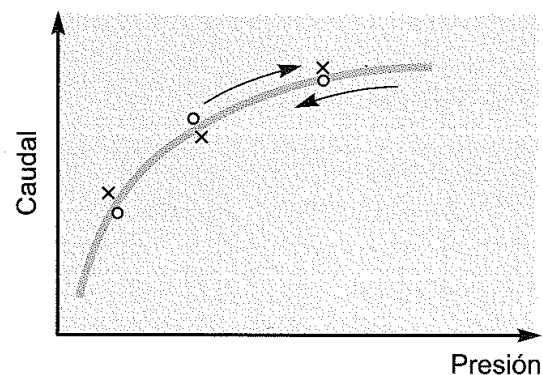
Un settore del sondaggio è
isolato e l'acqua viene iniettata
sotto pressione
(fino a 1000 kPa (10 atm)).
Il flusso d'acqua assorbito è
misurato

La misura è espressa come
Unità di Lugeon (UL)
corrisponde a $1 \text{ l} / \text{min} \times 1 \text{ m}$
della sezione del foro.
Le sezioni della tratto isolato
variano generalmente da
0,5 a 5 m

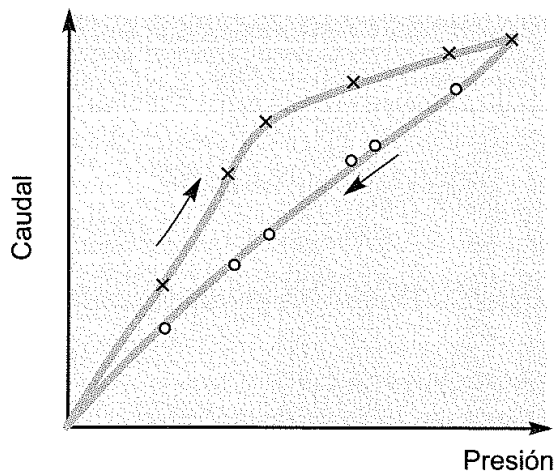




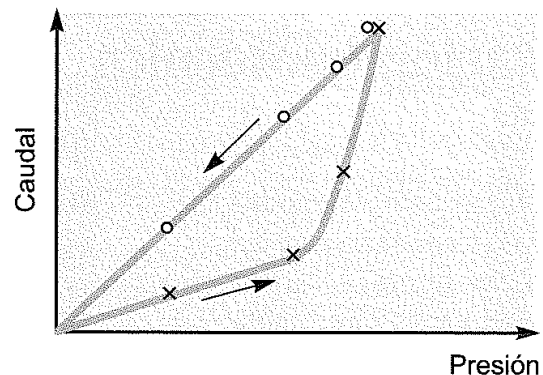
Régimen laminar.



Régimen turbulento. Probablemente una fisura de dimensiones considerables que se abre o cierra según la magnitud de la presión.



Se ha producido una colmatación a elevadas presiones.



Apertura de fisuras a elevadas presiones o lavado de finos.

Figura 6.90 Relaciones presión-caudal en el ensayo Lugeon (Gómez Laa y Foyo, 1979).

Rapporto pressione-flusso nel test Lugeon (schemi caratteristici)

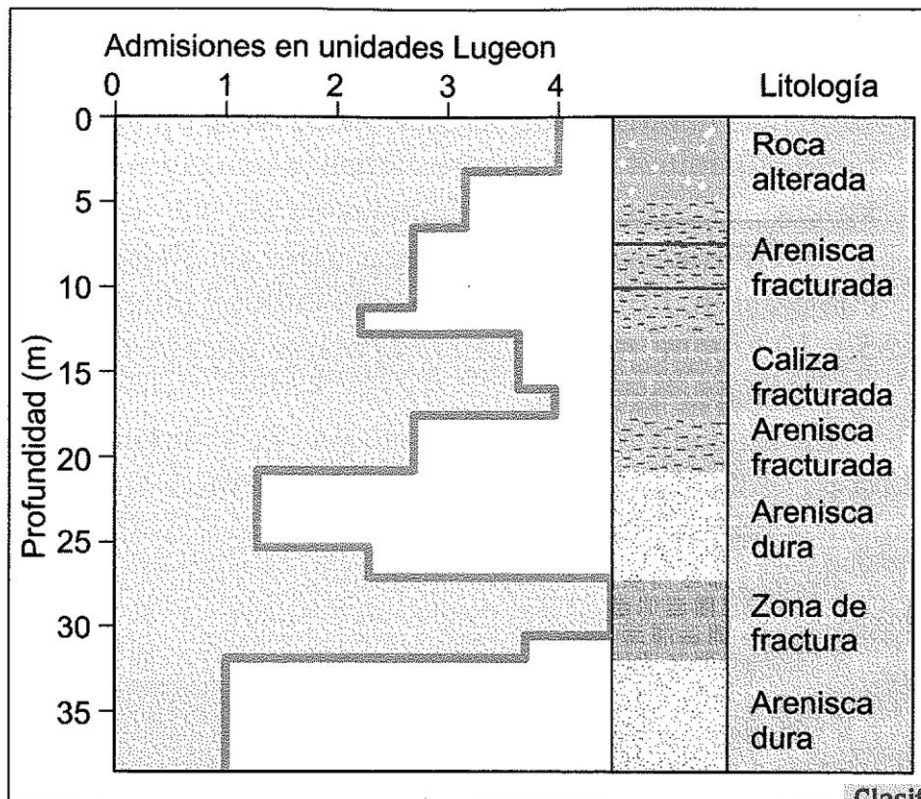


Figura 6.89 Ejemplo de resultado del ensayo Lugeon.

$$k = \frac{UL}{12 \times 10^6} \ln \frac{L}{r}$$

K= permeabilita' (m/s)

UL= unita' Lugeon

L=lunghezza tratto di test(m)

k=raggio del sondaggio (m)

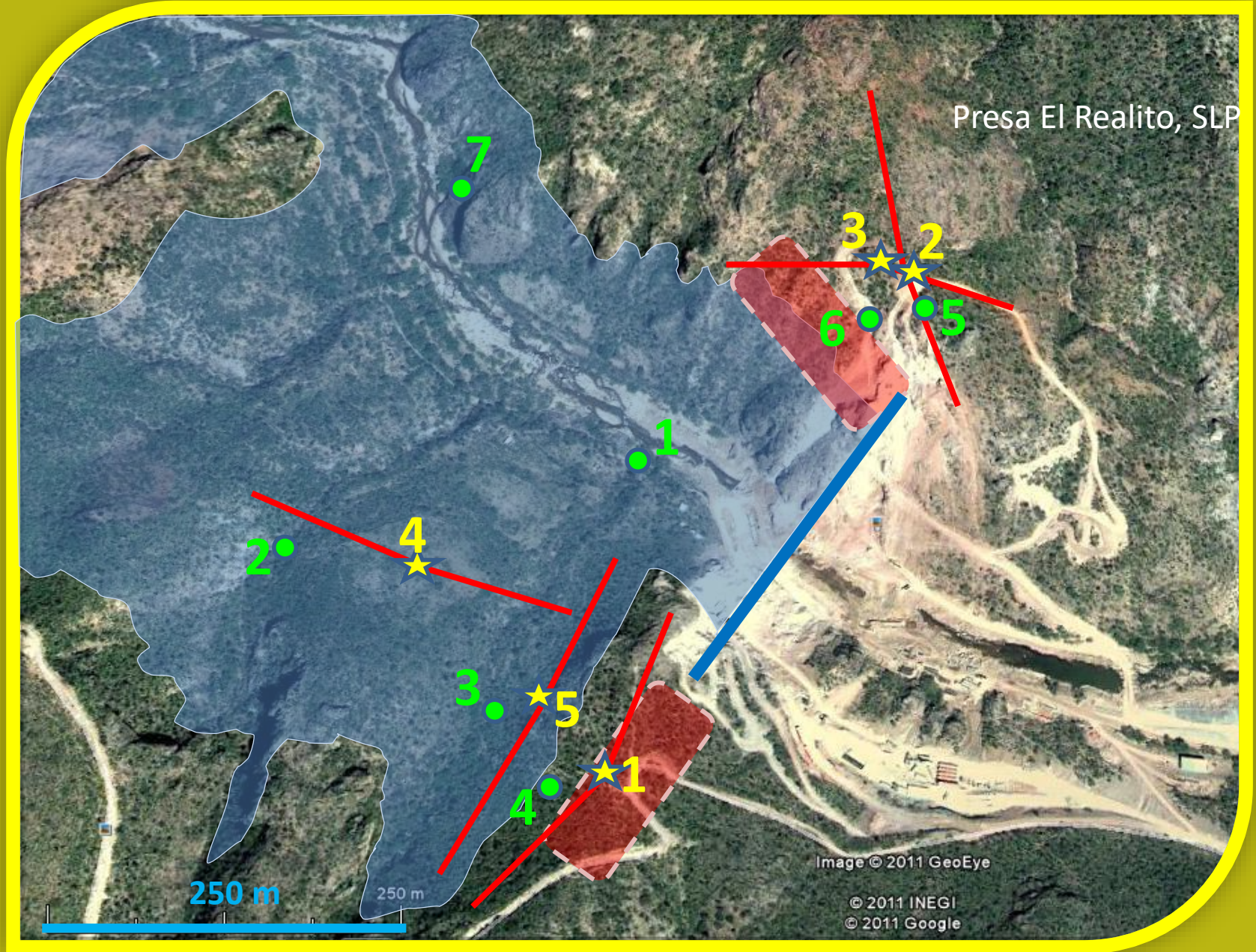
Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión (kp/cm ²)
Muy impermeable	0-1	10
Prácticamente impermeable	1-3	10
Permeable	> 3	10
	1,5-6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

Olalla y Sopena, 1991.

Esempio di presentazione del Risultati del test Lugeon

Esempio di classificazione di Livelli di permeabilità in Test Lugeon

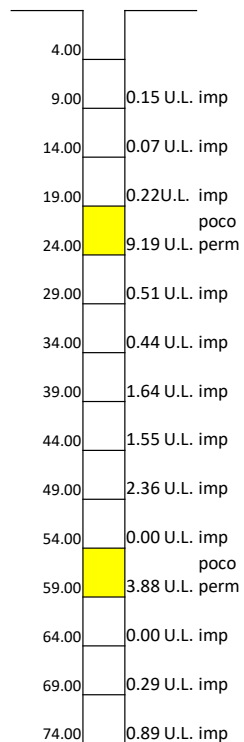


test LUGEON 2011

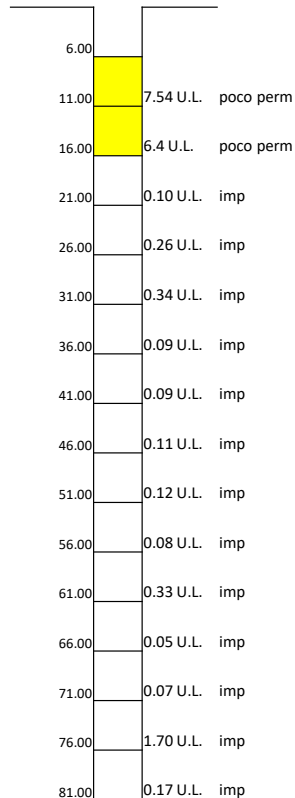
Presa EL REALITO , SLP

PERMEABILIDADES

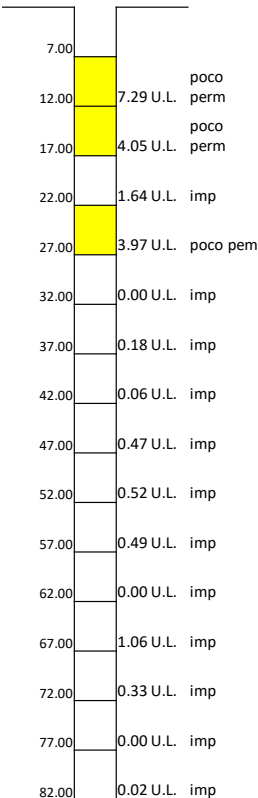
B-1



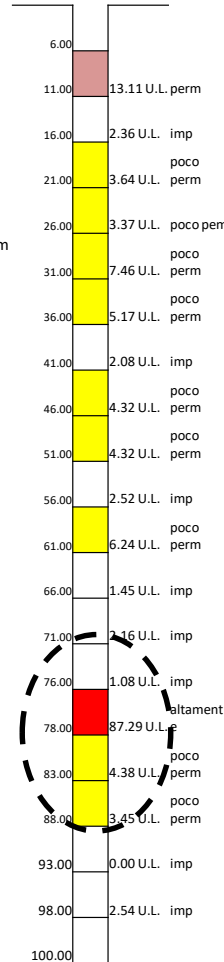
B-2



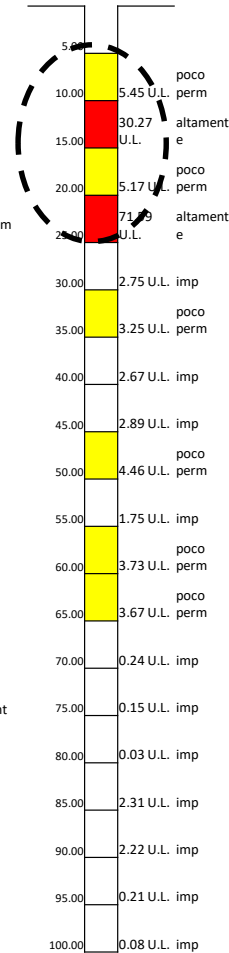
B-3



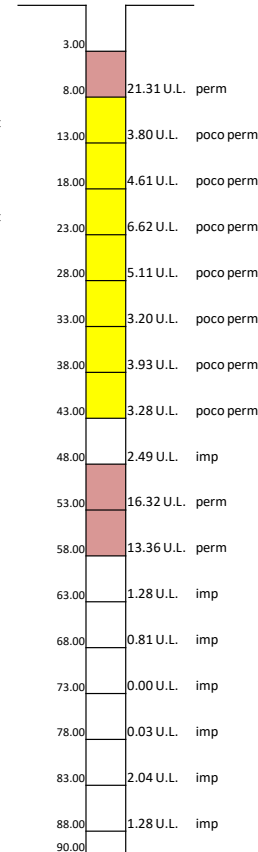
B-4



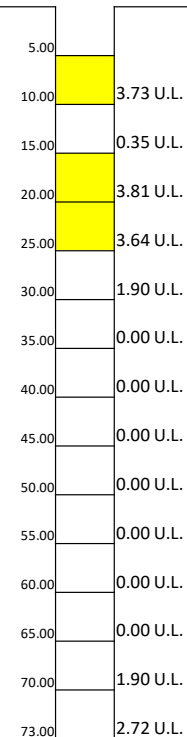
B-5



B-6

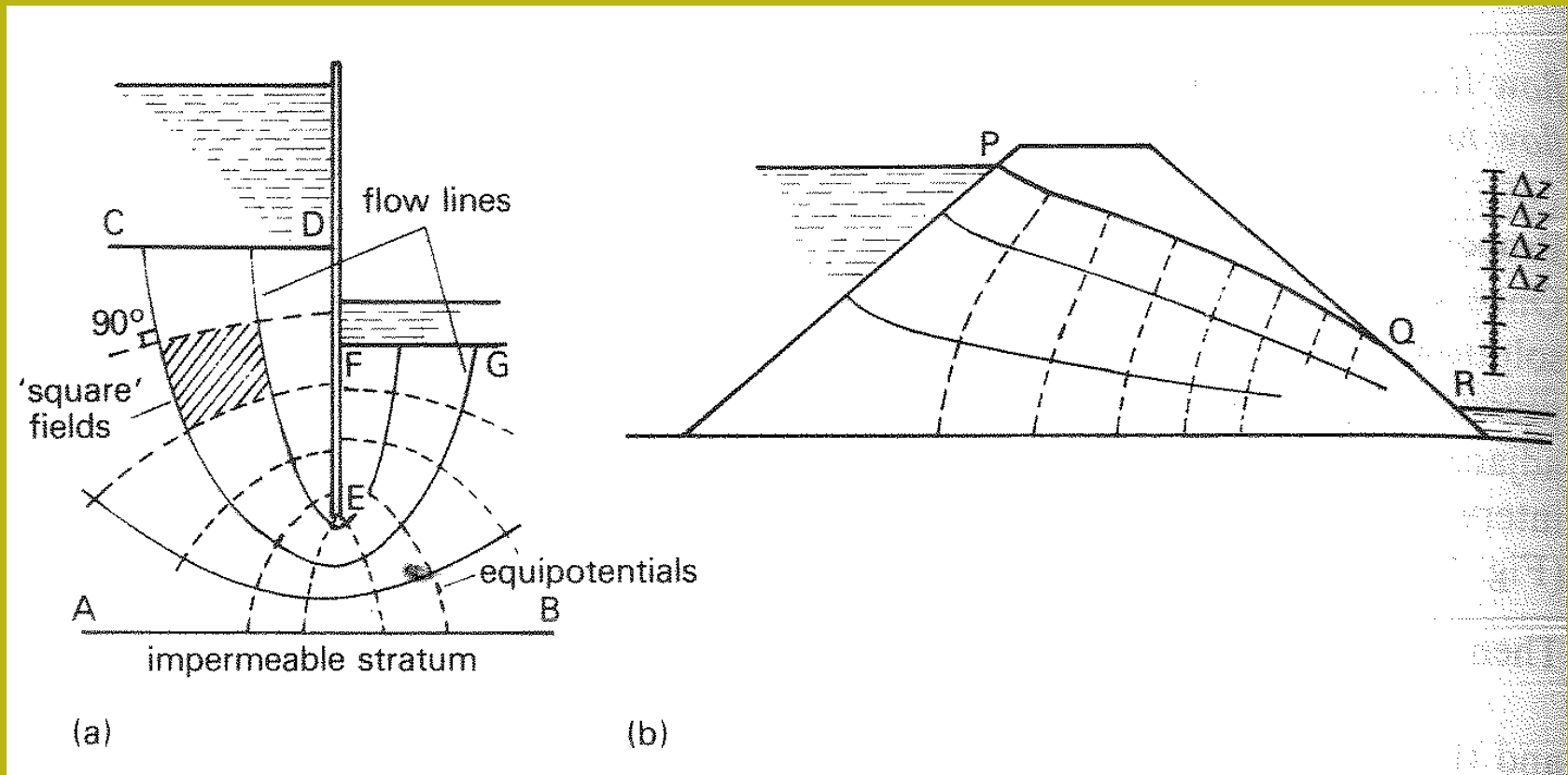


B-7



Flow nets (retes di flusso)

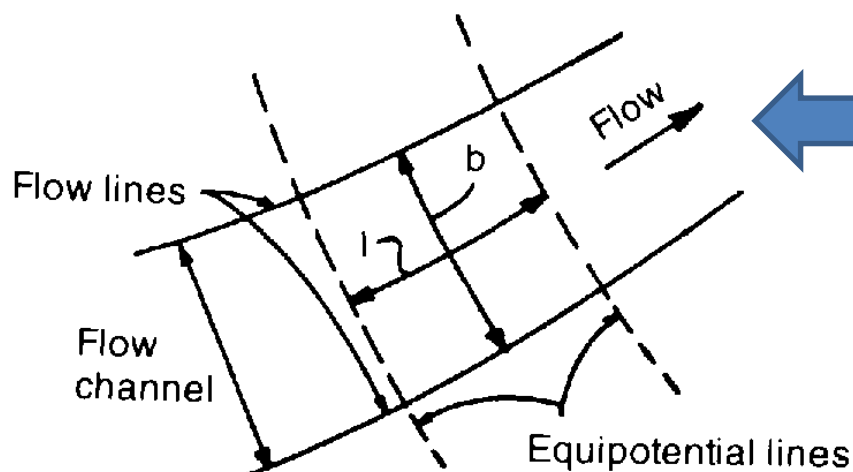
In un mezzo poroso è possibile disegnare un insieme ideale di linee di flusso (linee ideali dove si muove il flusso) e linee equipotenziali (linee che uniscono tutti i punti che hanno lo stesso valore di carico idraulico o piezometrico). Nell'immagine qui sotto con linee continue sono tracciate linee di flusso e con linee discontinue le linee equipotenziali.



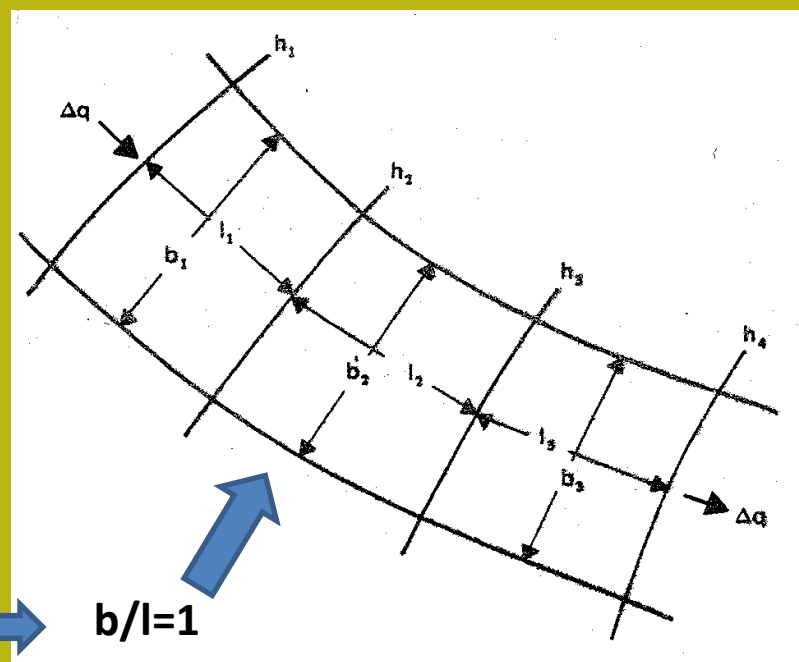
Definizioni ...

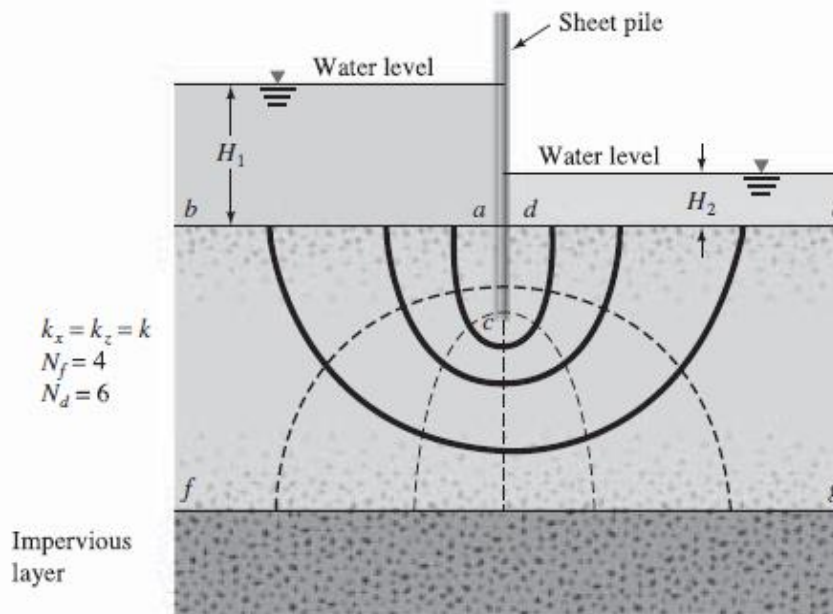
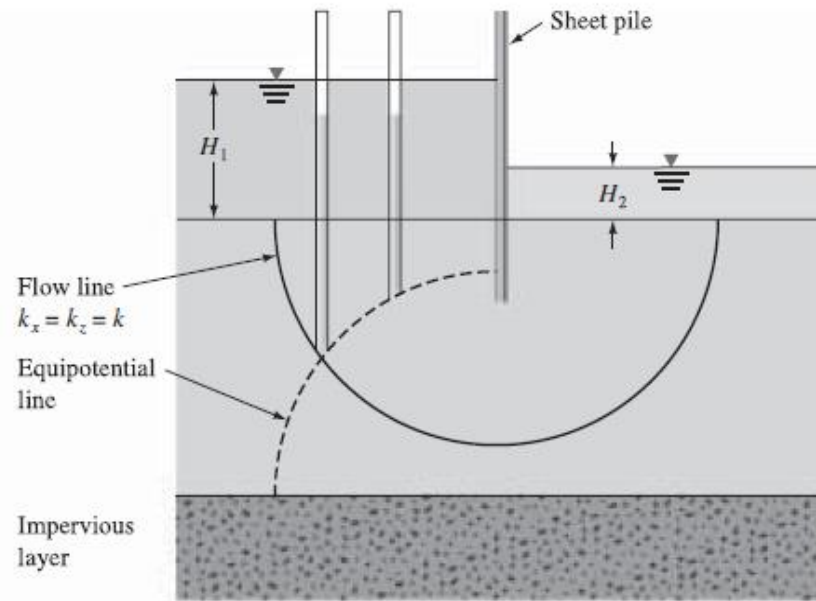
Lo spazio tra due linee di il flusso è chiamato canale di flusso

Le linee che intersecano le linee di flusso con angoli retti sono chiamate linee equipotenziali

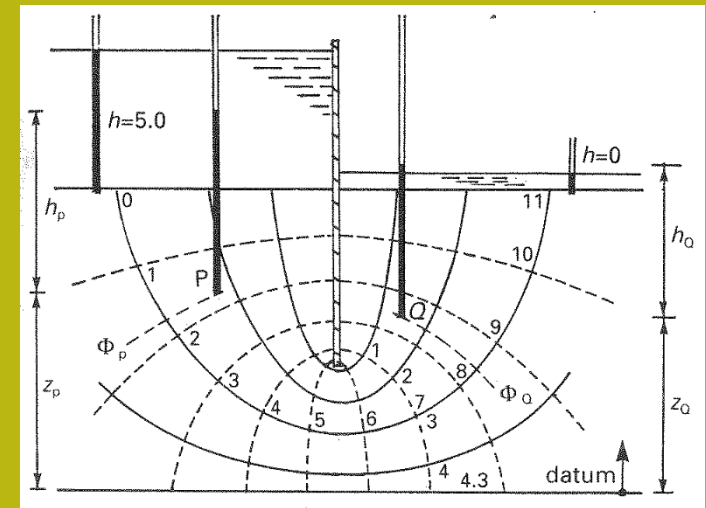


- Le linee di flusso e le linee equipotenziali si intersecano sempre con un angolo retto (o quasi dritto)
- In un mezzo poroso isotropo con un coefficiente di permeabilità uguale in tutte le direzioni $K_v = K_h$ (permeabilità in direzione verticale = permeabilità in direzione orizzontale). Gli elementi del reticolo hanno forme quadricolari

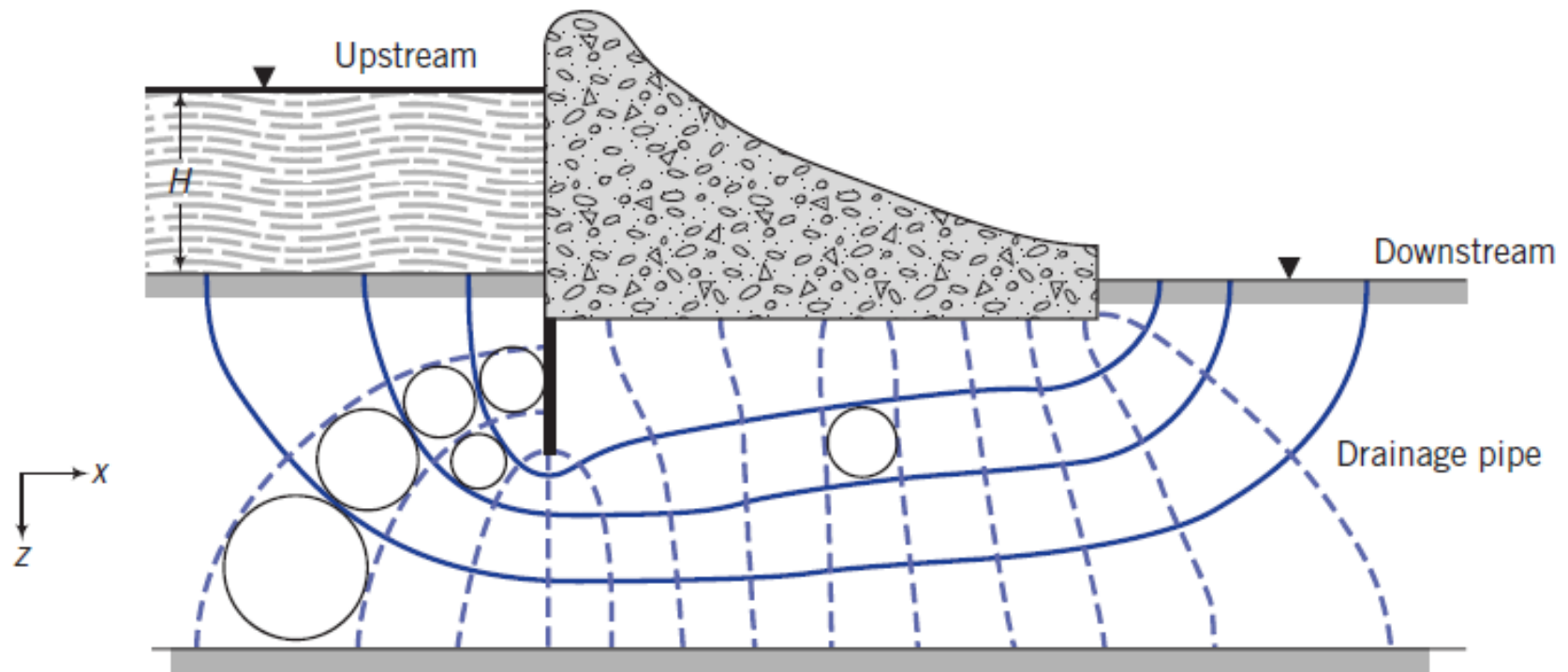




Esempio di barriera impermeabile che separa due parti di un serbatoio con acqua sopra uno strato permeabile di sabbia e che è sopra un altro strato impermeabile



Semplice esempio di costruzione del reticolo di flusso
I livelli dell'acqua sono diversi su entrambi i lati della barriera
Vi è una perdita progressiva di carico piezometrico nello strato permeabile

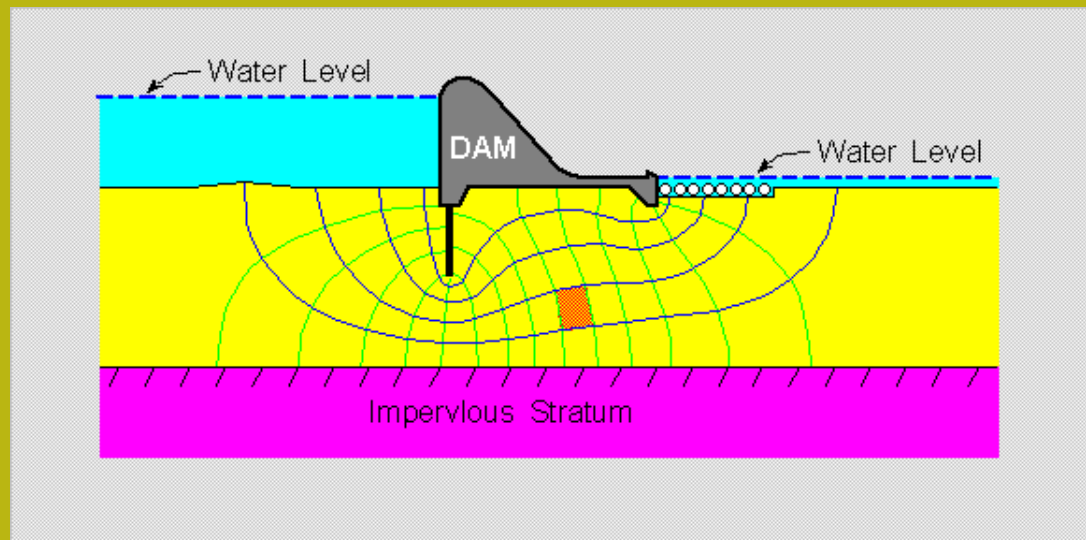


Esempio concreto di costruzione della rete di flusso sotto uno struttura idraulica in calcestruzzo sopra uno strato permeabile.

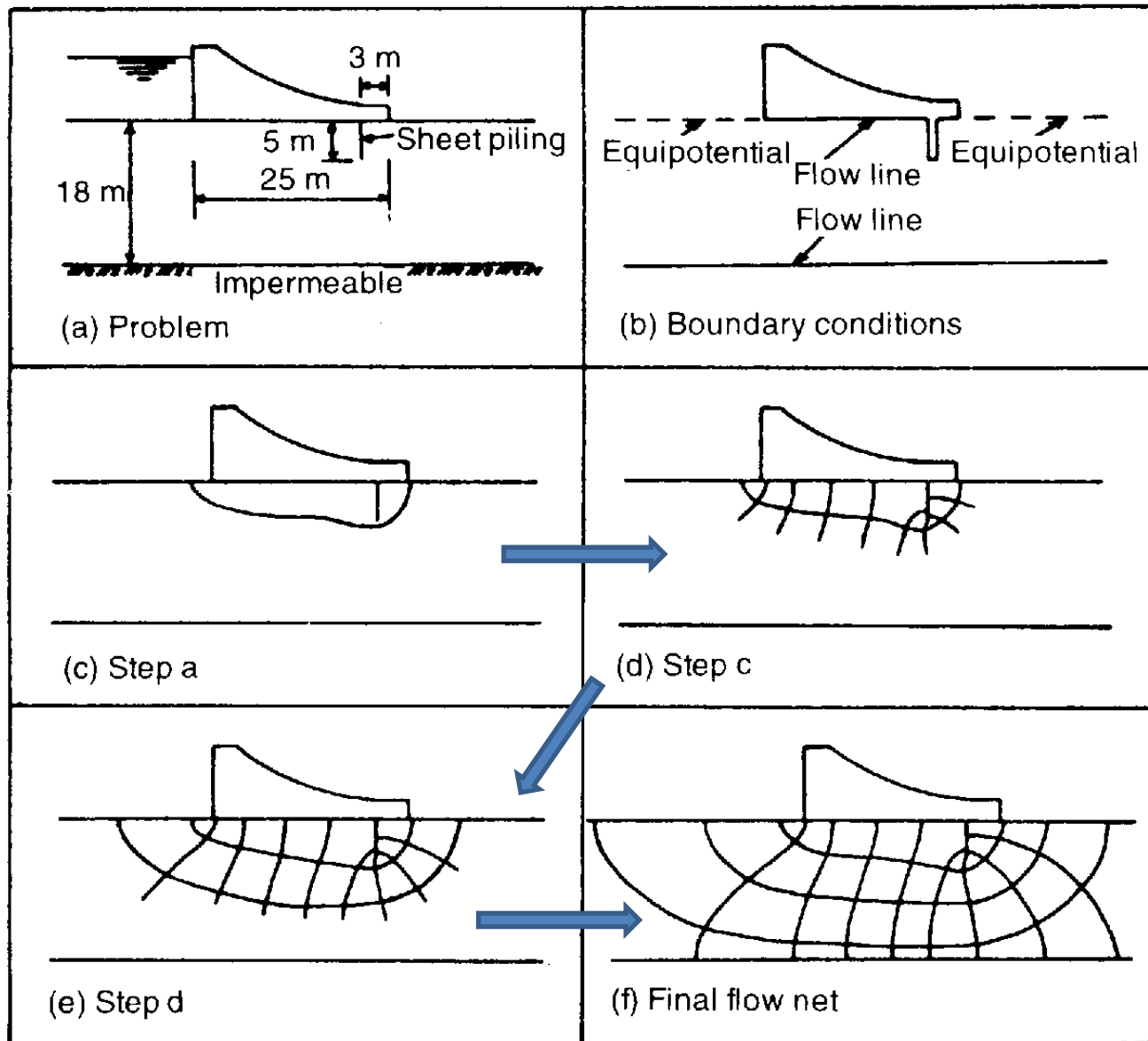
Vediamo ora quali sono le regole di base per la costruzione grafica della rete di flusso

Regole di Disegno delle reti di flusso (flow nets)

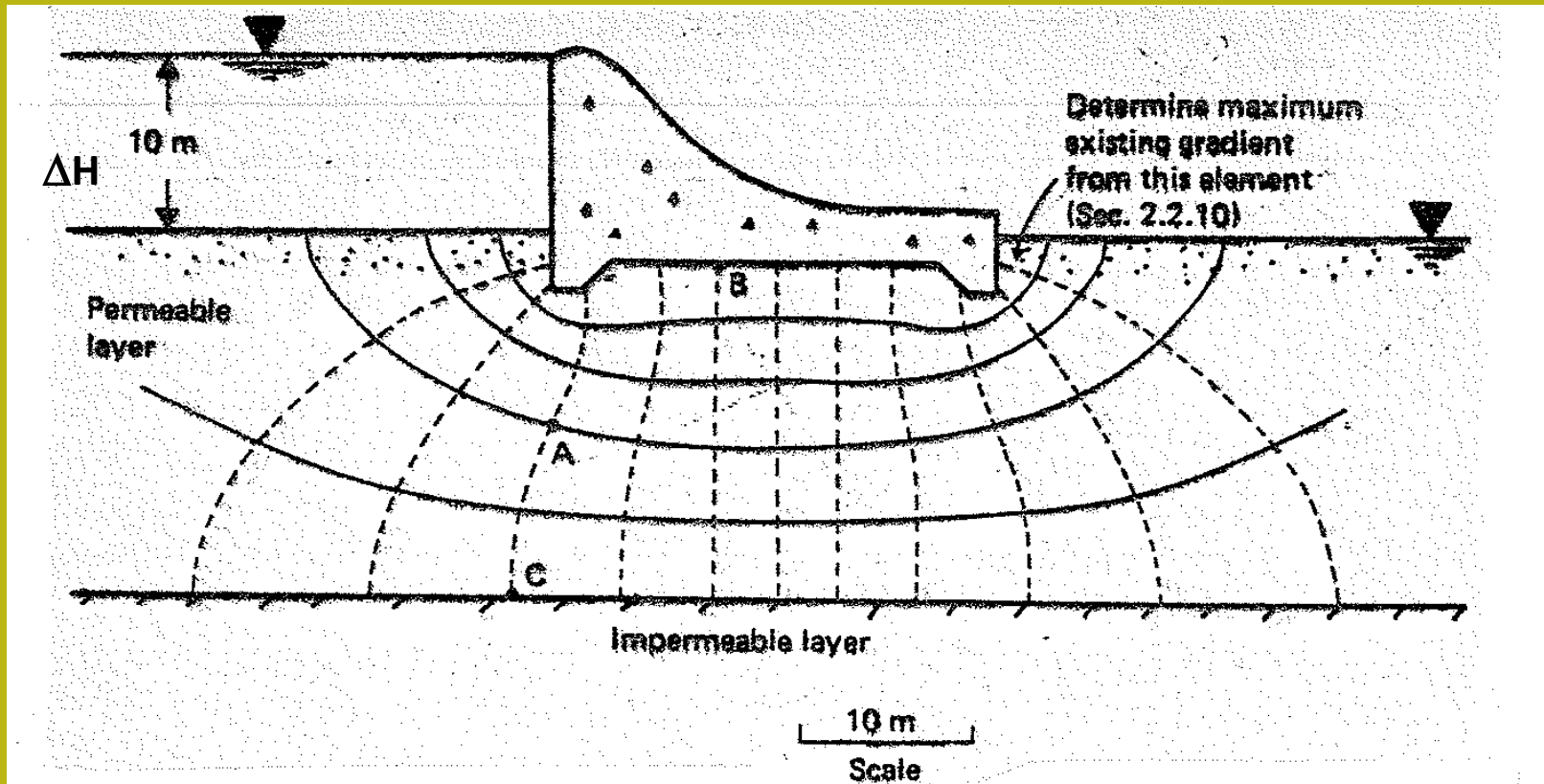
1. Le basi di una struttura o barriera impermeabile, o delle superfici di uno strato impermeabile, sono linee di flusso e non possono essere attraversate da altre linee di flusso.
2. Le linee orizzontali del terreno, su entrambi i lati di una struttura, sono linee equipotenziali
3. Le linee di flusso e le linee equipotenziali si intersecano sempre con un angolo retto
4. Le linee equipotenziali incrociano con angolo retto tutte le superfici impermeabili
5. Sotto le strutture, le linee di flusso sono parallele alle superfici impermeabili.



Disegno delle reti di flusso: passi fondamentali (esempio)



Proprietà delle reti di flusso - esempio di applicazione

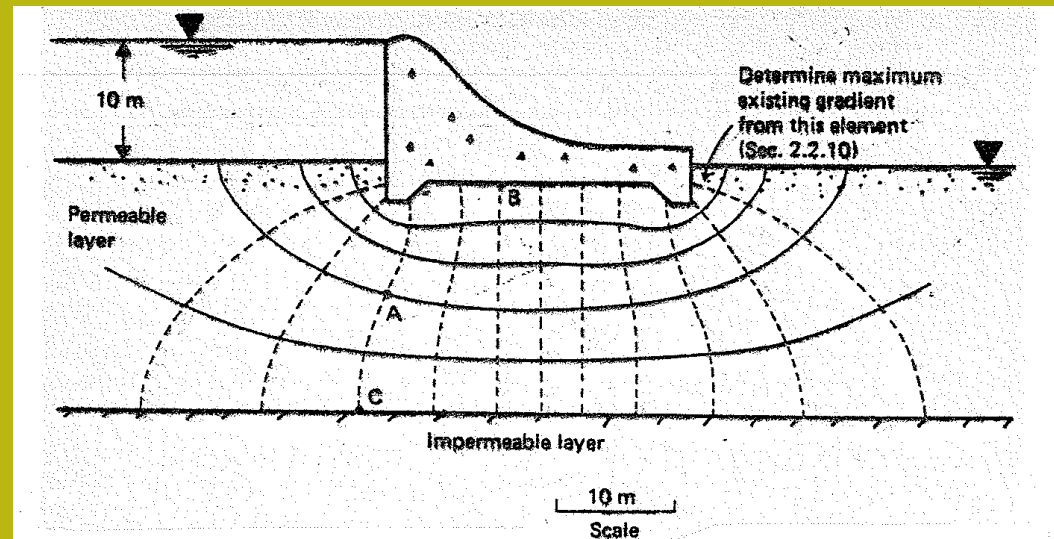
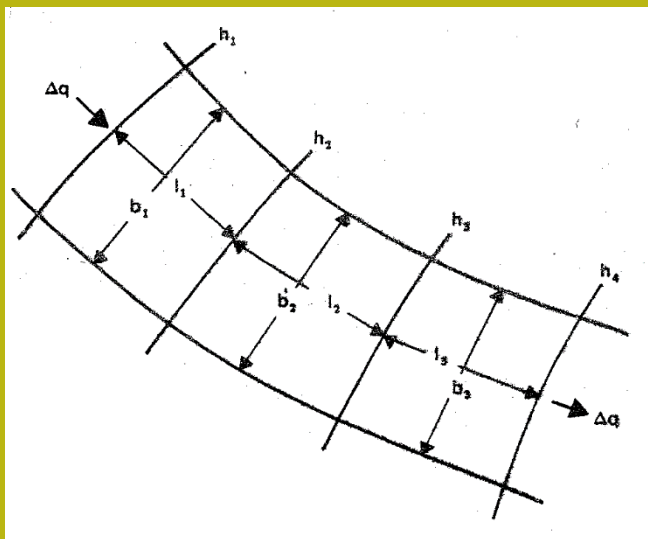


Nell'esempio della figura sopra abbiamo n. 5 canali di flusso ($N_f = 5$) e 12 Linee equipotenziali ($N_d = 12$). allora:

$N_f = 5$, $N_d = 12$ (questo include la superficie del terreno a destra), la perdita di carico totale dovuta alla struttura è $\Delta H = 10$ m

Per ogni struttura, una volta che la rete di flusso è stata disegnata correttamente, verrà sempre ottenuto un valore costante della seguente frazione:

$$\frac{N_f}{N_d} = \text{costante di forma}$$



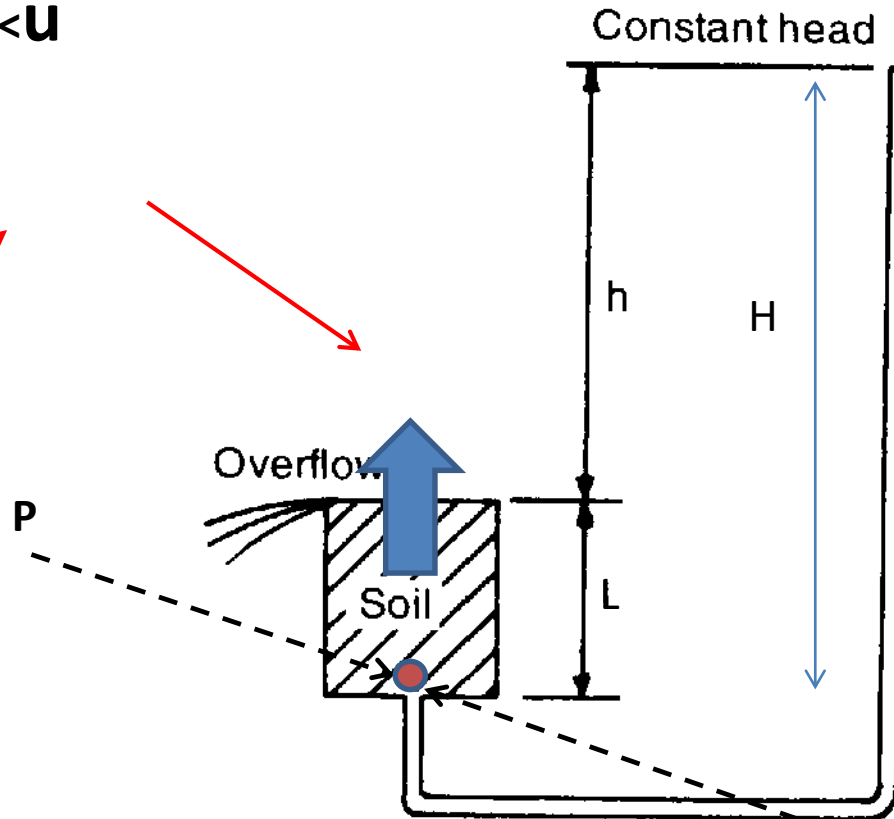
Con l'applicazione della legge di Darcy può essere calcolato il flusso unitario q (in m^3 / s) di tutti i canali di flusso per un volume di 1 m di larghezza (nella direzione ortogonale al disegno).

$$q = k\Delta H \frac{N_f}{N_d}$$

Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -1

Le condizioni che si possono verificare:

$$\sigma_v < u$$



Upward flow through a soil sample.

Cosa succede se questo accade?

pressione
idrostatica

$$\gamma_w H = u$$

Pressione totale
verticale
 $\gamma_{sat} L = \sigma_v$

Considera un campione di terreno saturo in un secchio come in figura a lato.

Alla base, al punto P la pressione di due tratti di colonne d'acqua di altezza h e L .

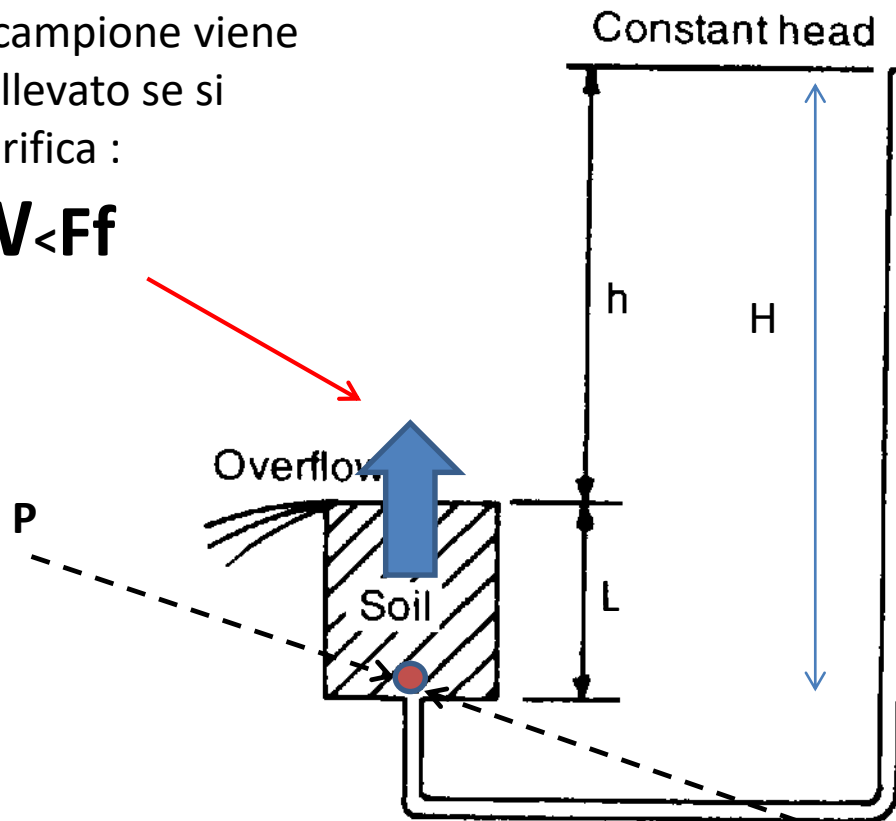
C'è un carico d'acqua L nel campione e il peso proprio del campione saturi. Anche nel Punto P Agisce come una pressione Equivalente idrostatica $\gamma_w H$.



Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -2

Il campione viene sollevato se si verifica :

$$W < F_f$$



Upward flow through a soil sample.

Il problema può essere considerato in termini
Forza di filtrazione F_f

$$F_f = \gamma_w H A$$

Dove A è l'Area in cui la pressione di filtrazione agisce

Peso della forza campione

$$W = \gamma_{sat} L A$$

Seepage force
(Forza di filtrazione)

$$F_f = \gamma_w H A$$



Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -3

Ogni volta che c'è un flusso in un mezzo poroso, viene trasmessa una forza.

Nell'esempio precedente con il carico piezometrico in eccesso **h** genera a spinta dell'acqua per una lunghezza **L** attraverso i pori del campione.

La perdita di carico del flusso (passando nel campione) si riduce per l'attrito e la perdita di energia potenziale diventa una forza di spinta (e di sollevamento) delle particelle del campione.

Si può considerare la forza che si verifica con la filtrazione nel caso del terreno distribuito uniformemente nel campione e quindi se si considera a volume unitario del terreno:

$$\frac{\text{Seepage force}}{\text{Unit volume of soil}} = \frac{h\gamma_w A}{A L} = i\gamma_w$$

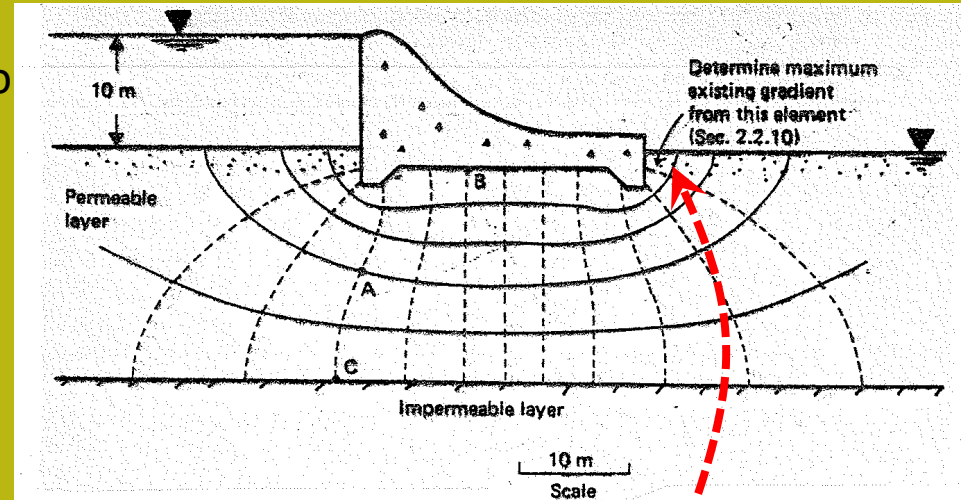
Dove **$i = h/L$** gradiente idraulico locale e **$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$** e' peso unitario dell'acqua

Forza di infiltrazione e le sue conseguenze: erosione sotterranea (piping) e sollevamento (upflit) della struttura

Piping

Sì in qualsiasi punto della rete di flusso condizioni sono si verifica che:

$$i > i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$



Esiste il rischio di liquefazione del terreno.
o rischio di erosione interna (piping)
Per ridurre questo rischio, è necessario che
Il gradiente massimo al punto di uscita sia
molto più piccolo del gradiente critico che
dipende dal tipo di terreno:



$$i_{exit} < \frac{i_{cr}}{3}$$

Calcola la pressione di filtrazione dell'acqua in qualsiasi momento

È possibile calcolare la pressione di filtrazione (seepage) in qualsiasi punto della nostra rete di flusso utilizzando le seguenti equazioni:



$$\left\{ \begin{array}{l} dh = \frac{\Delta H}{N_d} \quad \text{Perdita di carico (m) tra due linee equipotenziali (costante della rete di flusso)} \\ h_{p_j} (m) = \Delta H - N_{d_j} dh + h_z \\ u_j (kPa) = h_{p_j} \gamma_w \end{array} \right.$$

Donde:

u_j Pressione idraulica (kPa) di filtrazione nel punto considerato

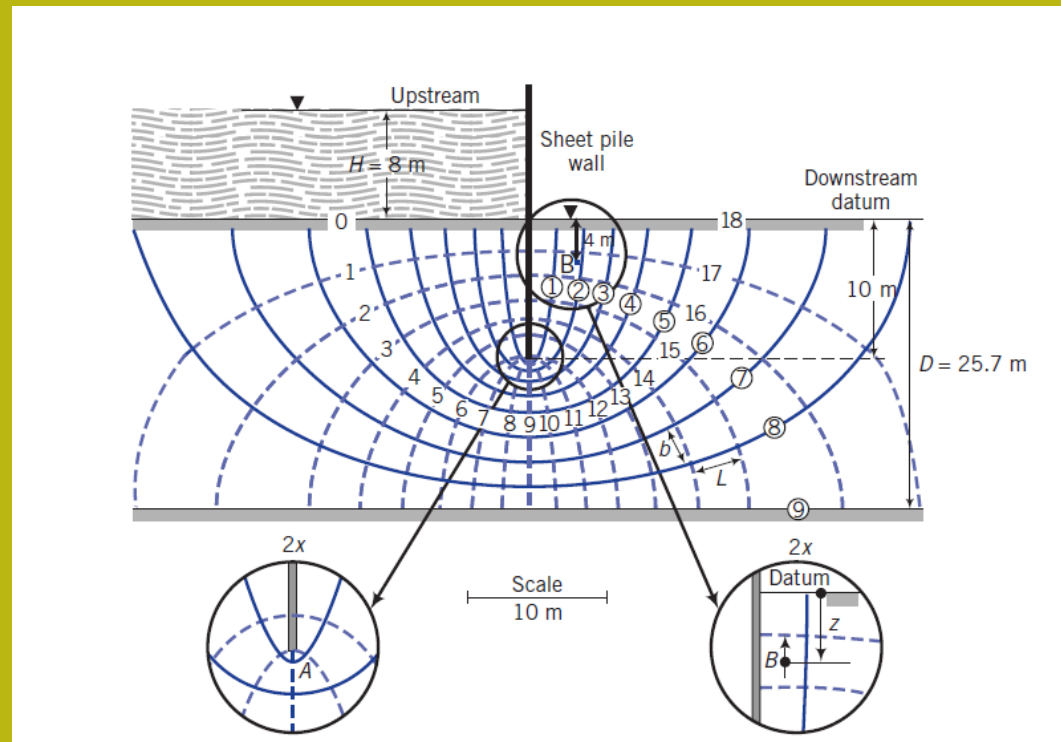
h_{p_j} Carico idraulico netto (m) nel punto considerato

γ_w Peso unitario acqua (kN/m³)

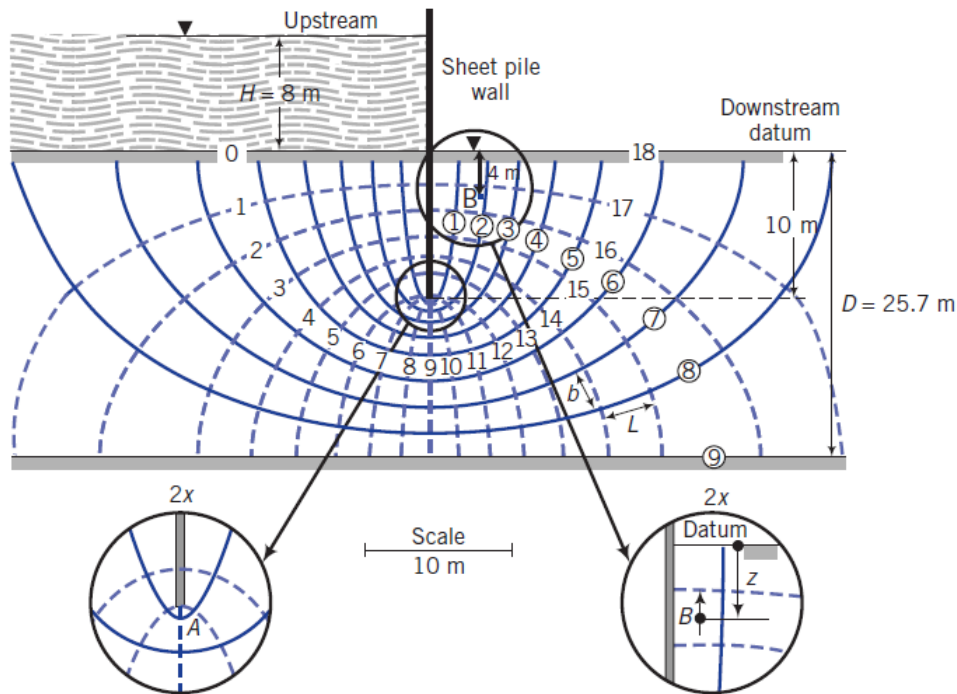
ΔH Perdita di carico idraulico (m) prodotta dalla struttura

N_{d_j} N. delle divisioni equipotenziali fino al punto seguendo le linee di flusso

h_z Altezza (m) della colonna del suolo saturata fino alla superficie



Calcolare la pressione di filtrazione dell'acqua in qualsiasi punto: esempio di calcolo



**Calcolo al punto B
dove abbiamo:**

$$\gamma_w = 9.81(kN / m^3)$$

$$\Delta H = 8m$$

$$N_{d_j} = 16.5$$

$$h_z = 4m$$

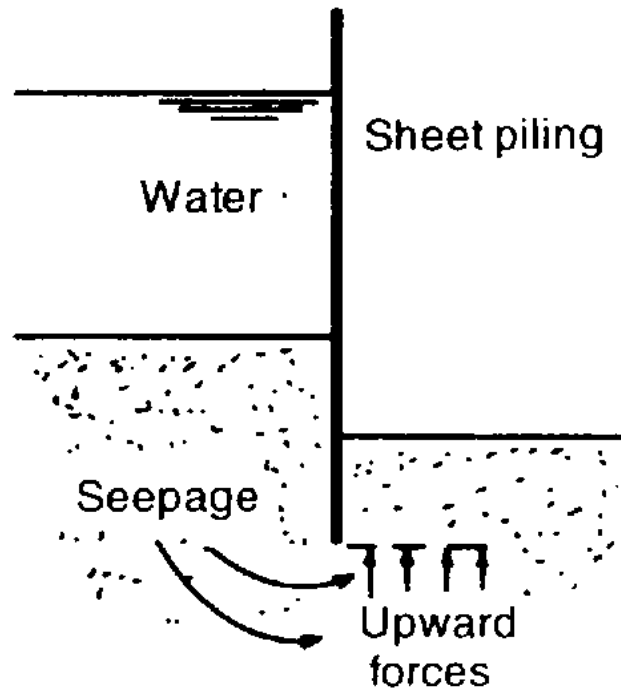
$$dh = \frac{\Delta H}{N_d} = \frac{8}{18} = 0.44m$$

$$h_{p_j}(m) = \Delta H - N_{d_j} dh + h_z = 8 - 16.4 * 0.44 + 4 = 4.67m$$

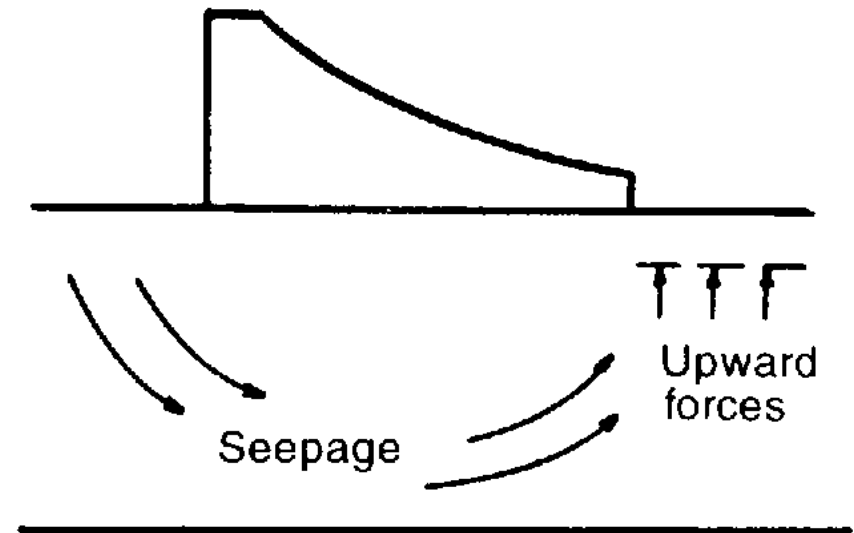
$$u_j = h_{p_j} \gamma_w = 4.67 * 9.81 = 45.8(kPa)$$

Come esercizio, calcola anche la pressione idraulica al punto A.

Esempi di dove il rischio di tubazioni è maggiore o sollevato



(a) Cofferdam



(b) Downstream end of a dam

Fig. 2.11 Examples where piping can occur.

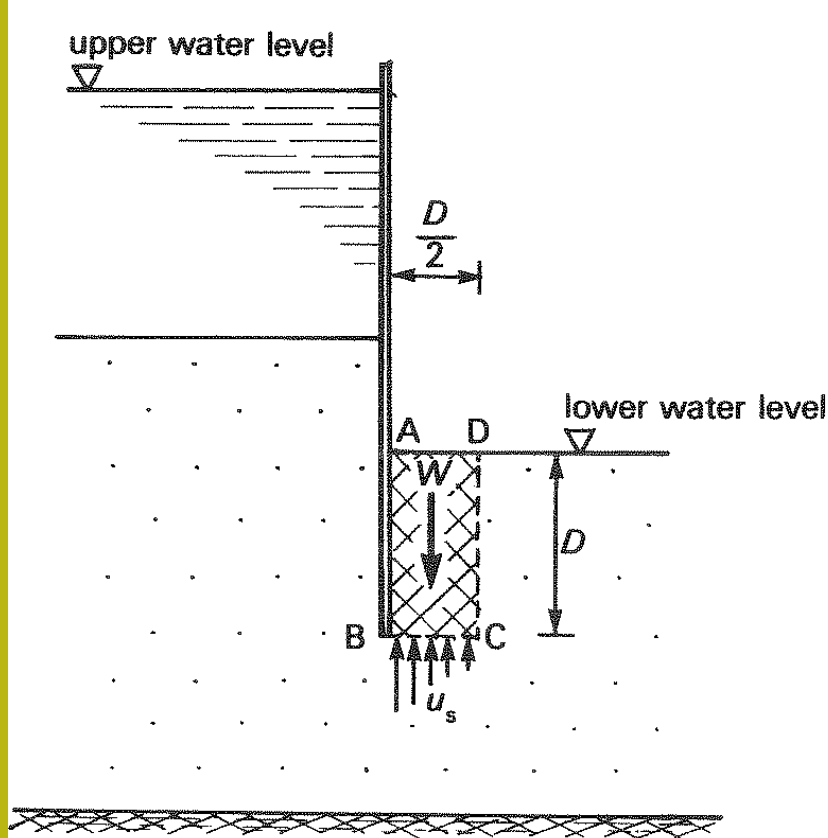


Fig. 5.27 Factor of safety against piping

Valutazione del rischio di *piping* e *upflit*

Un modo è considerare un volume di suolo profondo **D** (profondità della parte sinistra della struttura **E** nello strato poroso) e la larghezza **D / 2**, dividendo la forza peso unitaria **W** di questo volume per la forza di filtraggio unitaria **P_w** verticale alla base di questo elemento (si possono vedere le equazioni in basso a sinistra).

Un fattore di sicurezza $F_s > 4.0$ è sufficiente per la sicurezza. ovvero:



$$F_s = \frac{W}{P_w} > 4.0$$

$$\left[\begin{array}{ll} W = \gamma_s D \left(\frac{D}{2} \right) \text{ (kN/m)} & \text{Forza peso unitaria del terreno alla base del volume considerato} \\ P_w = u_s \frac{D}{2} \text{ (kN/m)} & \text{Forza di filtrazione unitaria alla base del volume considerato} \\ u_s \text{ (kPa)} & \text{Pressione media di filtrazione alla base del volume considerato} \end{array} \right.$$

Migliorare la sicurezza delle strutture idrauliche

Alcuni modi per migliorare la sicurezza delle strutture è quello di allungare le linee di flusso di uscita sotto le strutture.

Ciò produce una riduzione del gradiente di uscita idraulico nell'area più critica satura ...

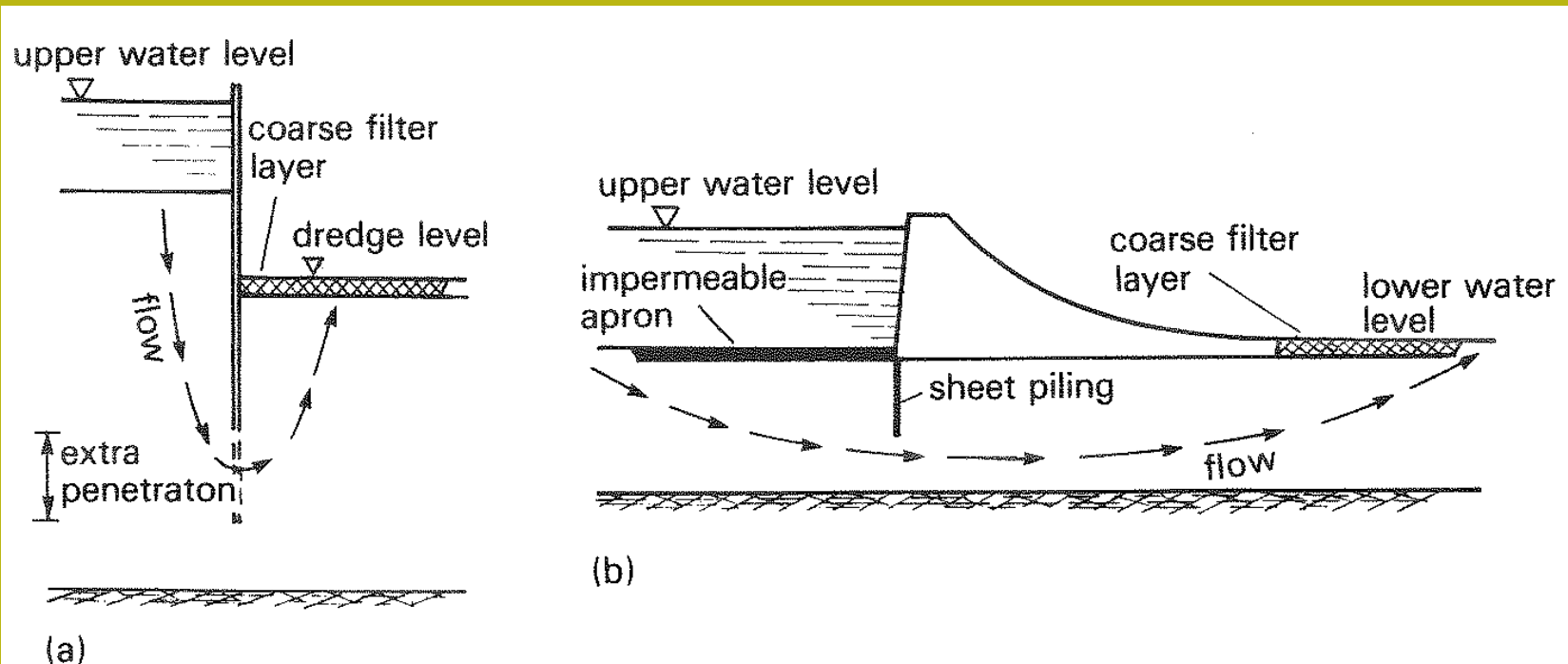
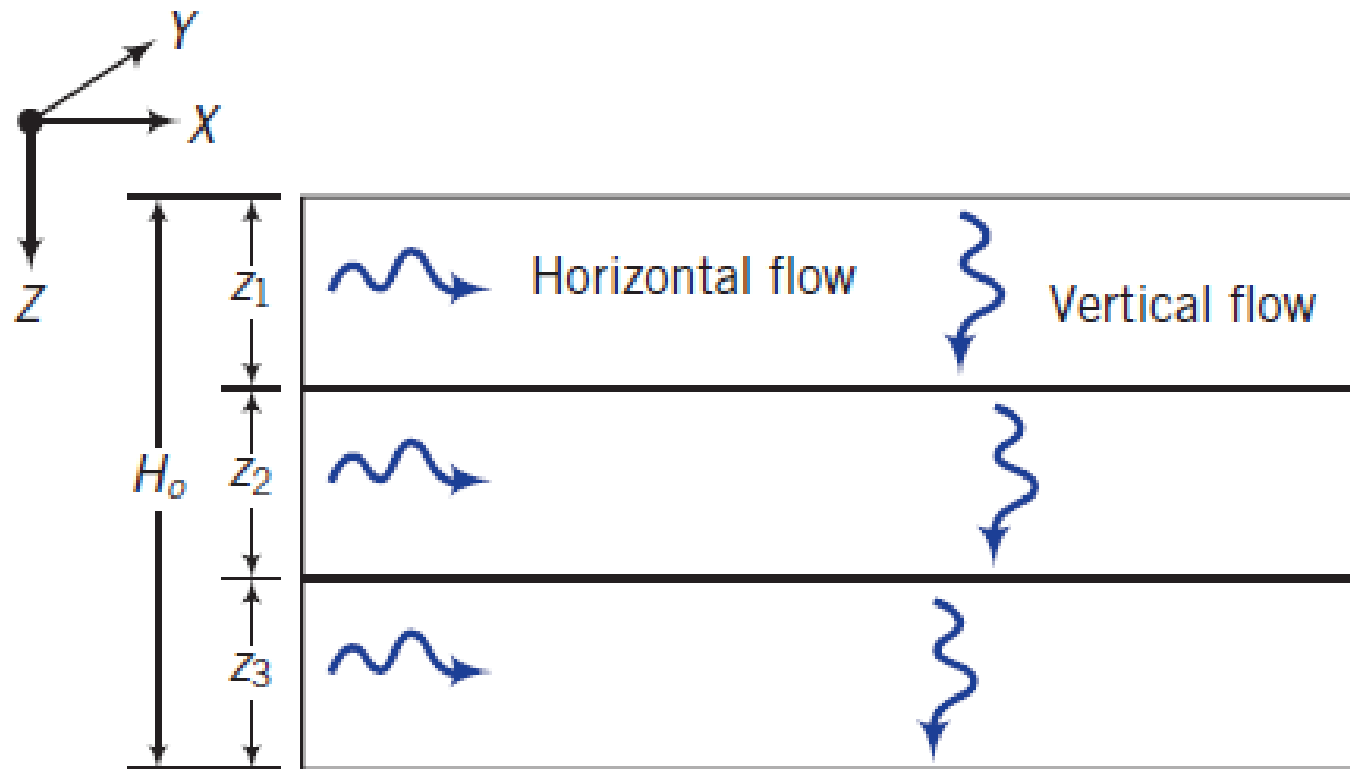


Fig. 5.28 Methods of improving seepage conditions
(a) Cofferdam (b) Concrete or masonry dam

Flusso in mezzo poroso stratificato in condizioni statiche



In un mezzo poroso i valori di permeabilità possono essere variabili nella direzione K_x orizzontale e K_z verticale e inserendo i valori K_x (eq) e K_z (eq) ottenuti considerando i diversi strati presenti

Otteniamo la permeabilità finale equivalente che è:

$$k_{eq} = \sqrt{k_{x(eq)} k_{z(eq)}}$$

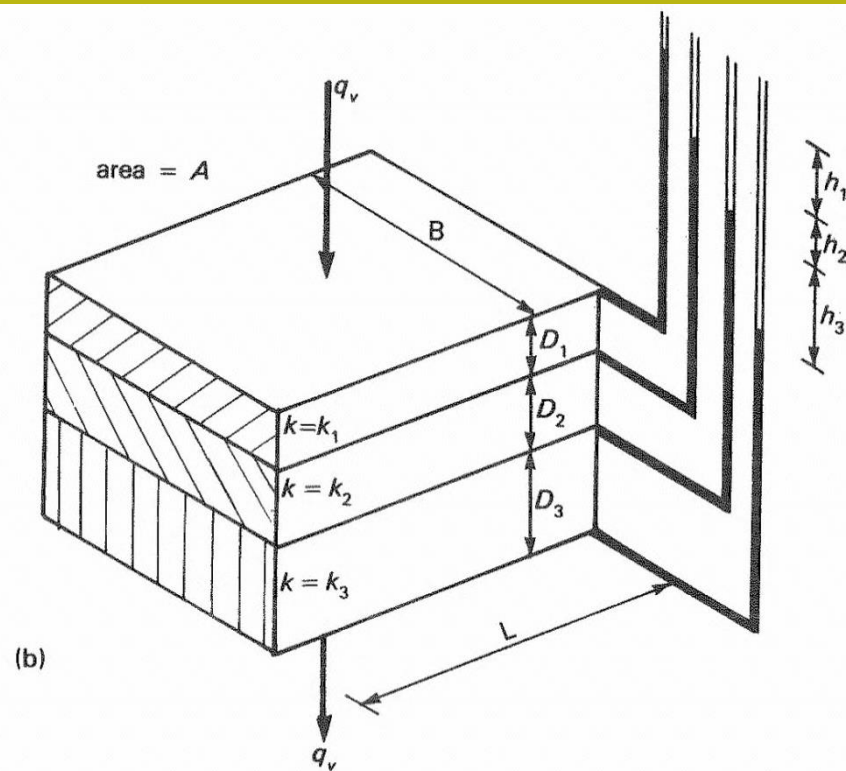
Flusso in mezzo anisotropo reale

Variazione del valore di permeabilità verticale con la profondità

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = q_v$$

$$i_1 = h_1/D_1 \quad i_2 = h_2/D_2 \quad i_3 = h_3/D_3$$

$$h_1 = \frac{qD_1}{Ak_1}, \text{ etc.}$$



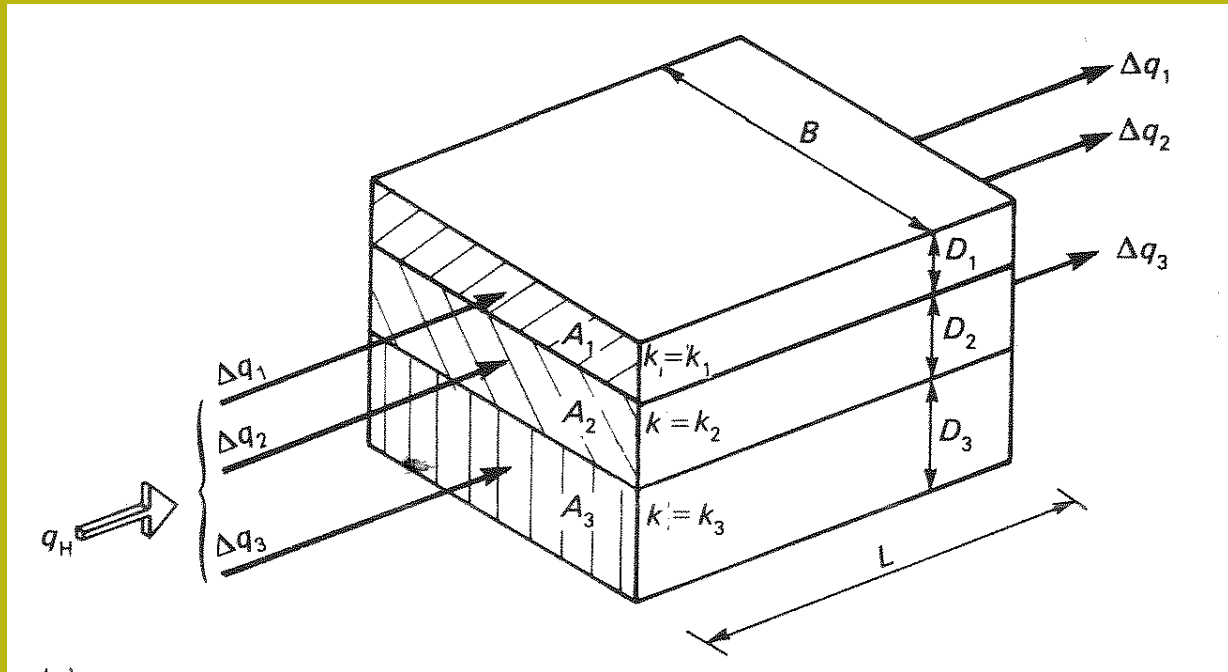
total head lost, $\bar{h} = h_1 + h_2 + h_3$ and $L = D_1 + D_2 + D_3$

$$q_v = k_v \bar{A} i = k_v A \frac{\bar{h}}{L}$$

Permeabilità media verticale $k_v = K_z(\text{eq})$

$$q_v = \frac{k_v A \left(\frac{qD_1}{Ak_1} + \frac{qD_2}{Ak_2} + \frac{qD_3}{Ak_3} \right)}{D_1 + D_2 + D_3}$$

$$k_v = \frac{D_1 + D_2 + D_3}{D_1/k_1 + D_2/k_2 + D_3/k_3}$$



Variazione di valore di permeabilità orizzontale con la profondità

$$h_1 = h_2 = h_3 = h$$

$$i_1 = i_2 = i_3 = i$$

$$\Delta q_1 = A_1 k_1 i_1 \quad \Delta q_2 = A_2 k_2 i_2 \quad \Delta q_3 = A_3 k_3 i_3$$

$$\bar{A} = B(D_1 + D_2 + D_3)$$

$$q_H = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = \bar{A} k_H i$$

**permeabilità
orizzontale
media
Kh=Kx(eq)**



$$k_H = \frac{D_1 k_1 + D_2 k_2 + D_3 k_3}{D_1 + D_2 + D_3}$$


k_H = average horizontal coefficient of permeability

Esempio di calcolo medio della permeabilità orizzontale e verticale


Worked example 5.11 A stratified soil consists approximately of alternating layers of sand and silt. The sand layers are generally 150 mm in thickness and have a permeability of $k = 6.5 \times 10^{-1}$ mm/s, the silt layers are 1.80 m thick and have a $k = 2.5 \times 10^{-4}$ mm/s. Assuming that within each layer flow conditions are isotropic, determine the ratio of the horizontal permeability to that of the vertical.

One strata 'cycle' will consist of a layer of sand (1) and a layer of silt (2).

$$\begin{aligned} \text{Then } k_1 &= 6.5 \times 10^{-1} \text{ mm/s} & k_2 &= 2.5 \times 10^{-4} \text{ mm/s} \\ D_1 &= 150 \text{ mm} & D_2 &= 1800 \text{ mm} \end{aligned}$$

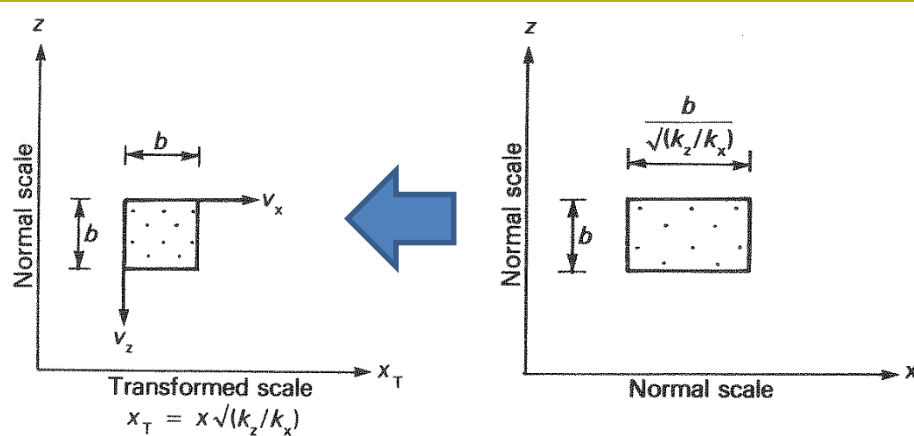
From eqn [5.28]: $k_H = \frac{D_1 k_1 + D_2 k_2}{D_1 + D_2}$  **Permeabilidad horizontal**

$$= \frac{150 \times 6500 + 1800 \times 2.5}{150 + 1800} \times 10^{-4}$$

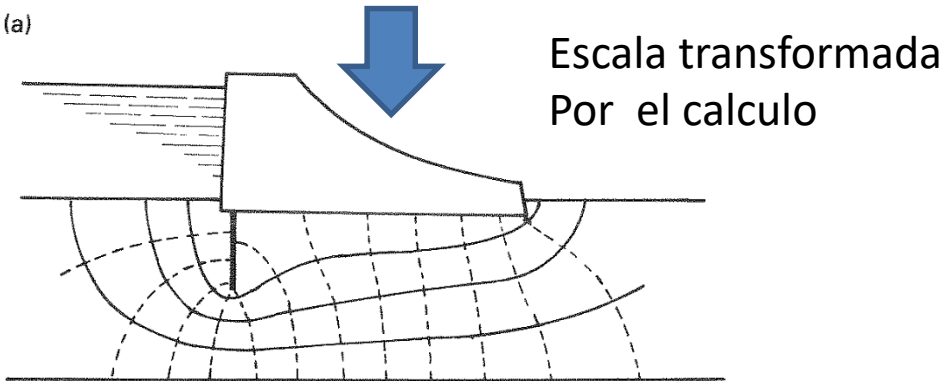
and from eqn [5.29]: $k_v = \frac{D_1 + D_2}{D_1/k_1 + D_2/k_2}$  **Permeabilidad vertical**

$$= \frac{150 + 1800}{150/6500 + 1800/2.5} \times 10^{-4}$$

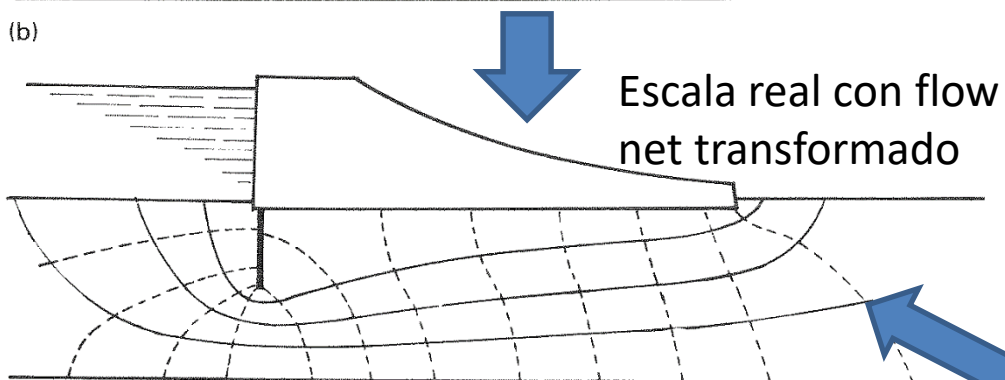
Hence ratio $\frac{k_H}{k_v} = \frac{(150 \times 6500 + 1800 \times 2.5)(150/6500 + 1800/2.5)}{(150 + 1800)^2} = \underline{186}$



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.25 Flow net construction for anisotropic soil
 (a) Transformation of flow element (b) Flow net drawn to transformed cells
 (c) Flow net re-drawn to normal scale

Disegno Flow net con

$$k_h \neq k_v$$

- 1) Calcolare calcolato
 Un coefficiente di
 permeabilità risultante: k_f

$$k_f = \sqrt{k_h k_v}$$

- 2) Disegna una nuova rete di flus
 coordinate X trasformate

$$X_T = x \sqrt{\frac{k_h}{k_v}}$$

- 3) Il tasso di filtrazione è
 calcola con questo nuovo valore
 nel disegno trasformato:

$$q = \Delta H \frac{N_f}{N_d} k_f = \Delta H \frac{N_f}{N_d} \sqrt{k_h k_v}$$

- 4) Alla fine il disegno contro-
 trasformato e si ottiene il
 disegno della rete di flusso
 vero

Esempi di calcolo della portata di filtrazione sotto la struttura

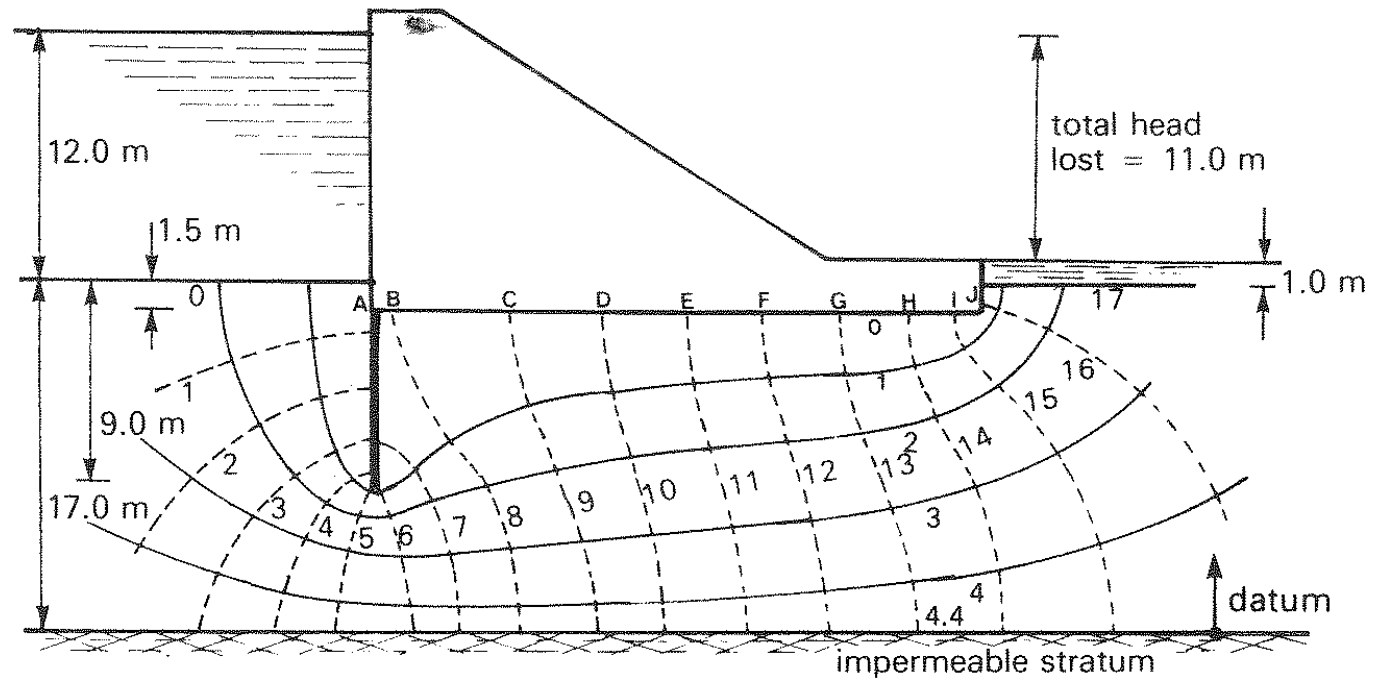


Fig. 5.19

(a) The seepage quantity will, therefore, be:

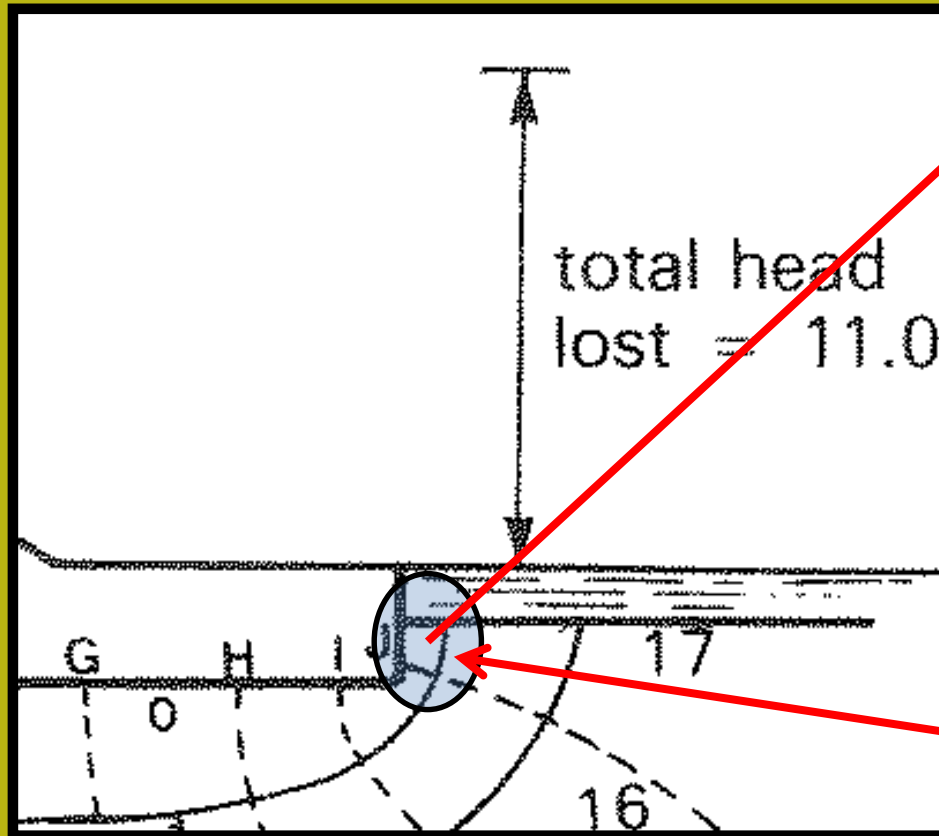
$$q = kH \frac{N_f}{N_e}$$

$$K = 5.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$= 5.2 \times 10^{-5} \times 11 \times \frac{4.4}{17} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s per m}$$

$$\text{or } q = 0.533 \text{ m}^3/\text{hr per m}$$

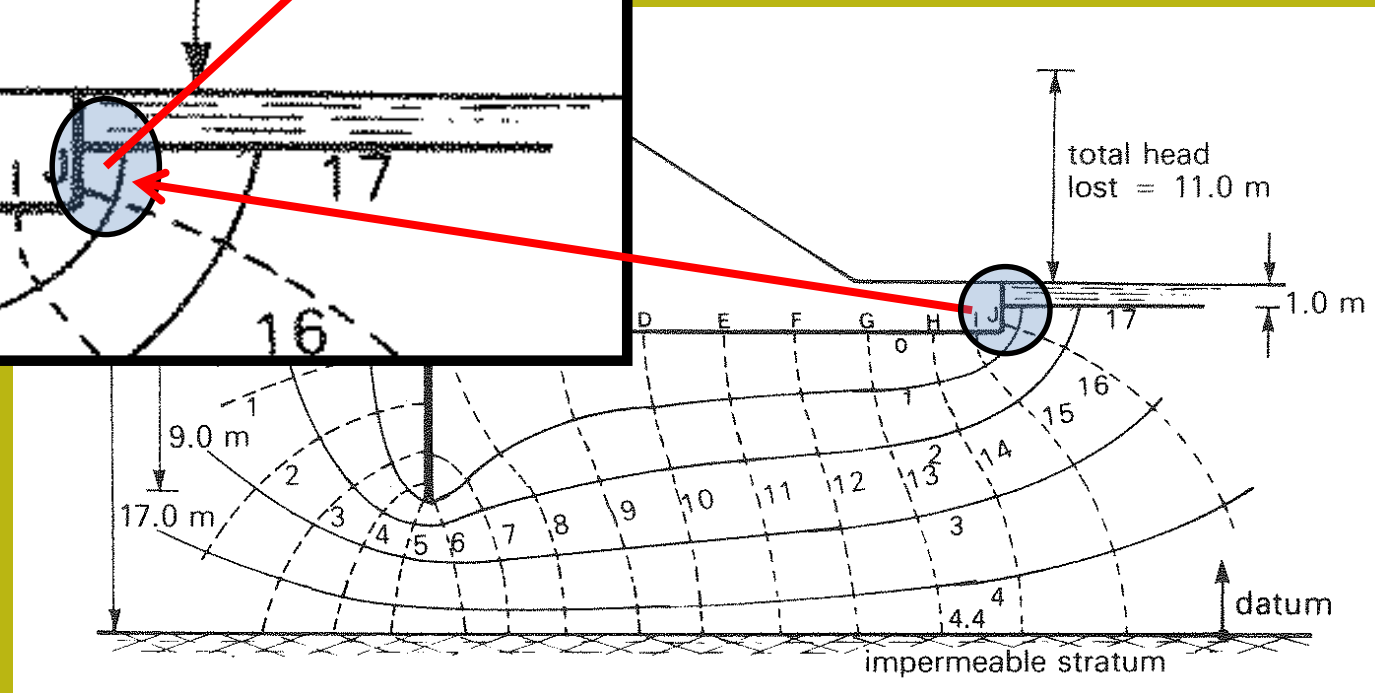
Nell'esempio precedente calcola il gradiente di output ***i*_{exit}**...



$$i_{exit} = \frac{\Delta H}{N_d dl_{exit}} = \frac{11}{17 \times 0.8} = \frac{dh_{exit}}{dl_{exit}} = \frac{0.647}{0.8} = 0.81$$



$$i_{exit} = 0.81$$



Parte V

teoria e pratica del processo di consolidazione

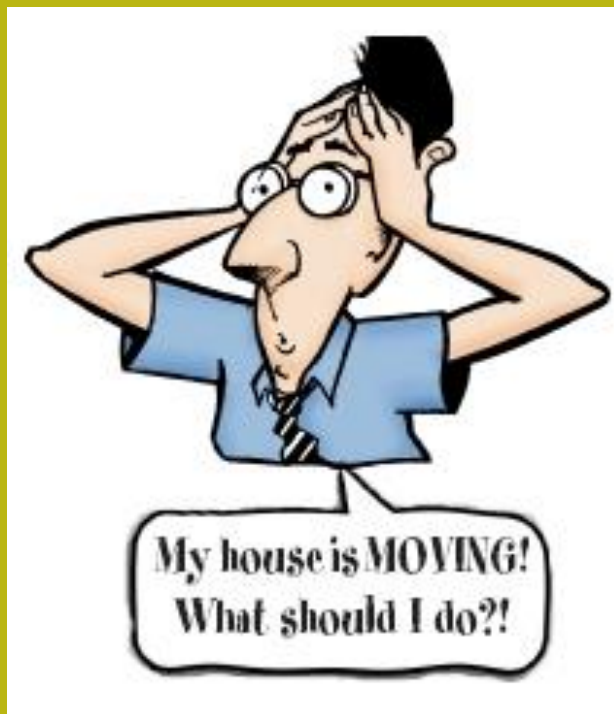


Uno dei problemi più difficili nell'ingegneria geotecnica è sicuramente la previsione degli cedimenti di una fondazione caricata.

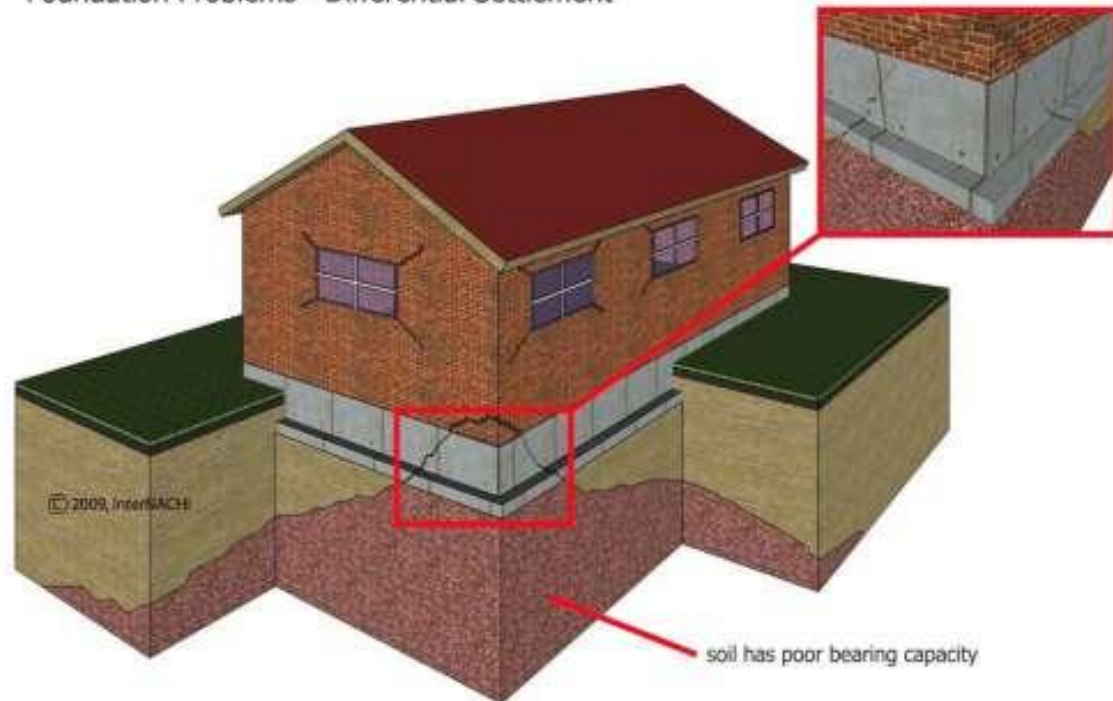
Il problema ha due punti chiave:

- 1) **La valutazione quantitativa dei cedimenti totali**
- 2) **La velocità e il tempo per ottenere questo valore di cedimenti**

Quando il terreno è soggetto a stress a causa di una fondazione caricata ce ne sono tre tipi di cedimenti: **elastico; consolidamento primario; consolidamento secondario.**



Foundation Problems - Differential Settlement



Fasi di cedimenti di un'area (fondazione) caricata.

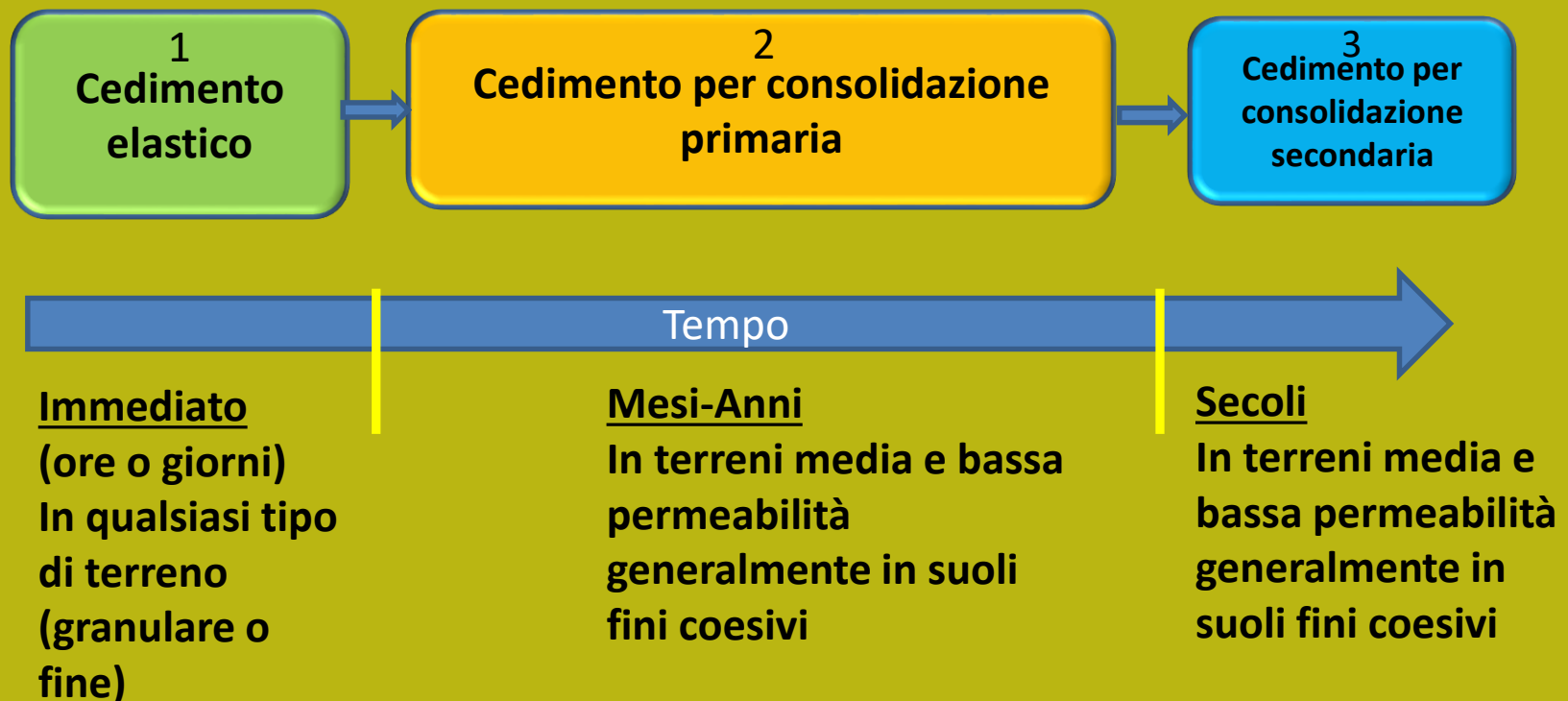
Quando il terreno è soggetto a stress a causa di una fondazione caricata ce ne sono tre tipi di cedimenti: elastico; consolidamento primario; consolidamento secondario.

The total settlement of a foundation can then be given as

$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

where S_T = total settlement
 S_c = primary consolidation settlement
 S_s = secondary consolidation settlement
 S_e = elastic settlement

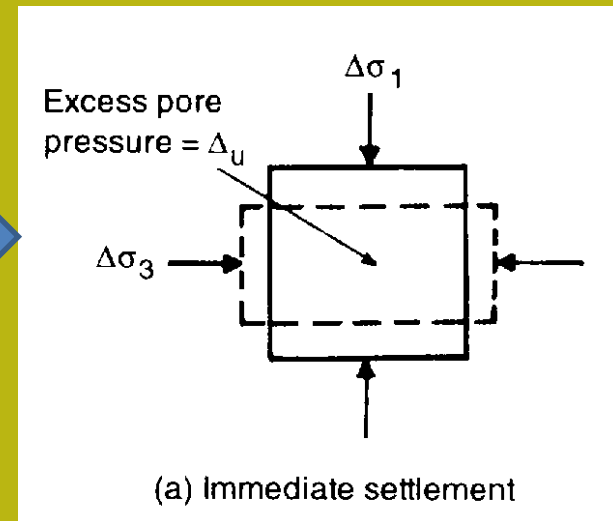
Fasi:



Cedimenti: definizioni.

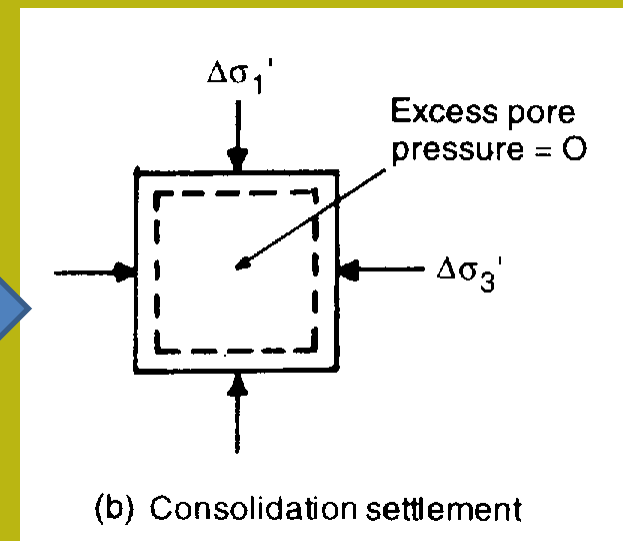
Cedimento elastico o immediato

La compressione si verifica immediatamente dopol'applicazione del carico. Movimento verticale a causa della deformazione elastica (verticale) del mezzo poroso. In questo tipo di cedimento la deformazione elastica verticale è preminente rispetto alle altre deformazioni (es. Orizzontale)

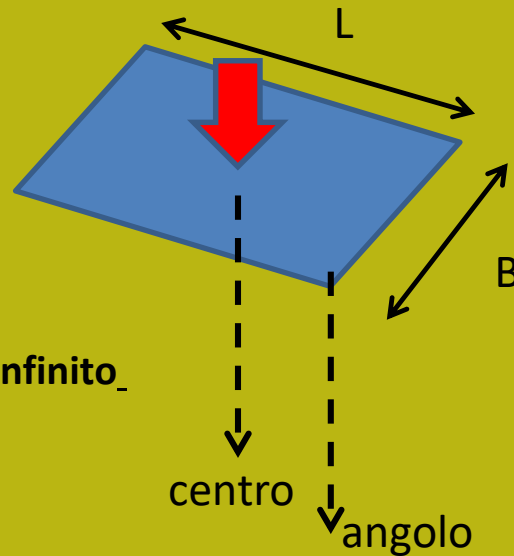


Cedimenti per consolidazione primaria (in suoli saturi)

L'aumento del carico, dovuto alla compressione e alla deformazione elastica, crea un aumento di pressione idrostatica nel mezzo poroso. Questa eccessiva pressione dei pori può essere ridotta nel tempo a causa di una graduale espulsione di acqua. L'espulsione dell'acqua produce un cambiamento di volume dipendente dal tempo (Terzaghi theory 1943)



cedimento immediato o elastico



Cedimento elastico
Sotto una fondazione
Sopra uno strato semiinfinito
Semi-infinito

$$\rho_i = \frac{pB(1 - \mu^2)I_p}{E}$$

where

B = width of foundation

p = uniform contact pressure

E = Young's modulus of elasticity for the soil

μ = Poisson's ratio for the soil (= 0.5 in saturated soil)

I_p = an influence factor depending upon the dimensions of the foundation.

Table 6.8 Influence factors (I_p) for vertical displacement due to elastic compression of a layer of semi-infinite thickness

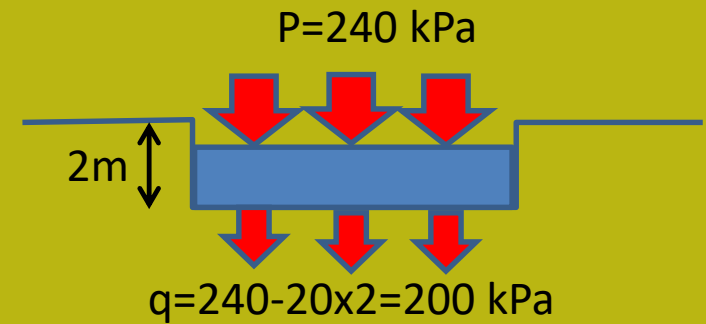
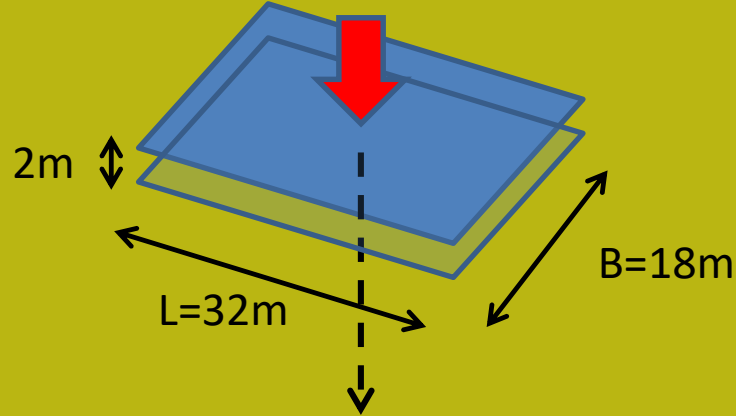
Shape	Flexible*			Rigid†
	Centre	Corner	Average	
Circle	1.00	0.64	0.85	0.79
Rectangle				
$\frac{L}{B}$				
1.0	1.122	0.561	0.946	0.82
1.5	1.358	0.679	1.148	1.06
2.0	1.532	0.766	1.300	1.20
3.0	1.783	0.892	1.527	1.42
4.0	1.964	0.982	1.694	1.58
5.0	2.105	1.052	1.826	1.70
10.0	2.540	1.270	2.246	2.10
100.0	4.010	2.005	3.693	3.47

* After Giroud (1968)

† After Skempton (1951)

Table 6.9 Typical values of Poisson's ratio

Type of soil	ν
Saturated clay	0.4–0.5
Unsaturated or sandy clay	0.2–0.4
Sand: $\phi = 40^\circ$	0.2
$\phi = 20^\circ$	0.5



Worked example 10.1 A concrete raft foundation of length 32 m and breadth 18 m will transmit to the soil a uniform contact pressure of 240 kN/m² at a depth of 2.0 m. Determine the amount of immediate settlement that is likely to occur under the centre of the foundation. It may be assumed that the foundation is flexible, $E_u = 45 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0.5$ and $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

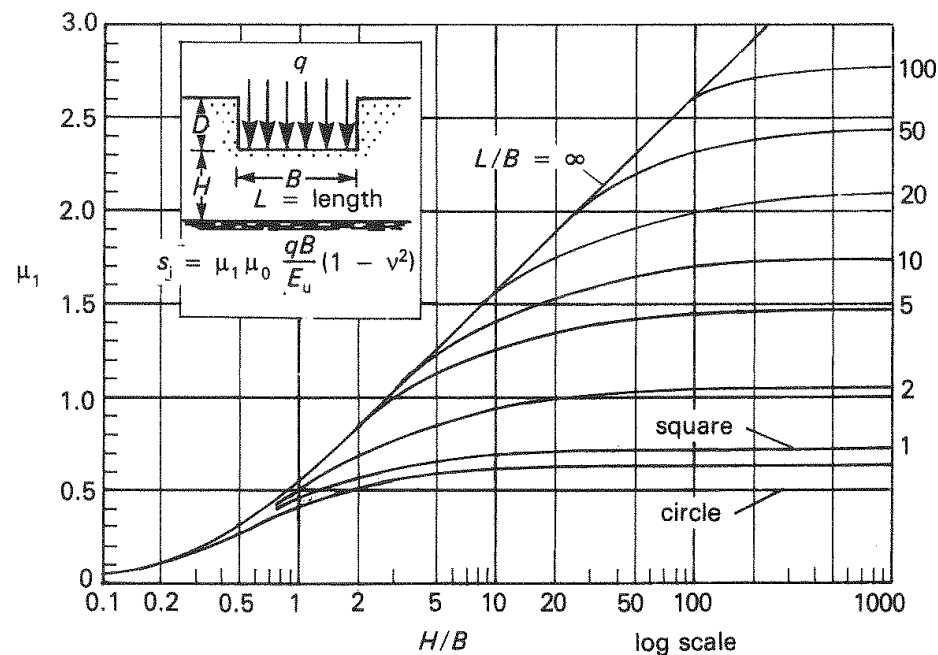
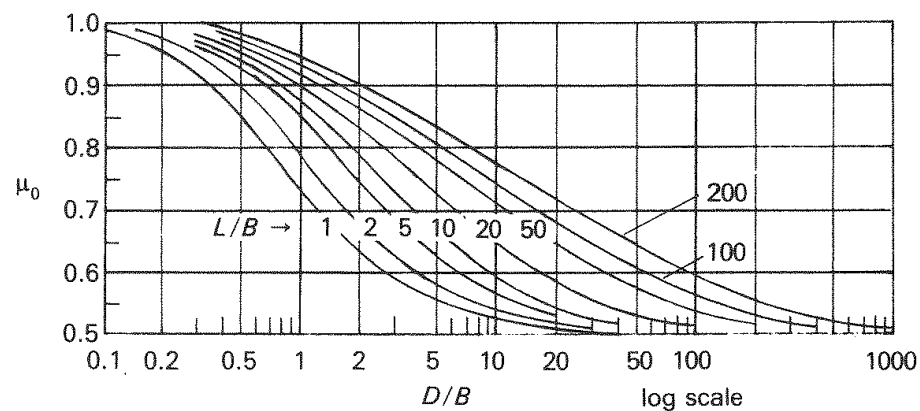
Immediate settlement,
$$s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E_u} I_\rho$$

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{18} = 1.78$$

From Table 6.8 (interpolating):
$$I_\rho = 1.36 + (1.53 - 1.36) \frac{1.78 - 1.50}{2.00 - 1.50} = 1.46$$

Net contact pressure,
$$q = 240 - 20 \times 2 = 200 \text{ kN/m}^2$$

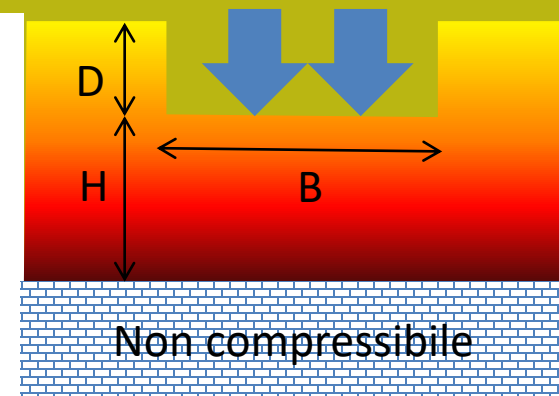
Then
$$s_i = \frac{200 \times 18(1 - 0.5^2) \times 1.46 \times 10^3}{45 \times 10^3} = \underline{88 \text{ mm}}$$



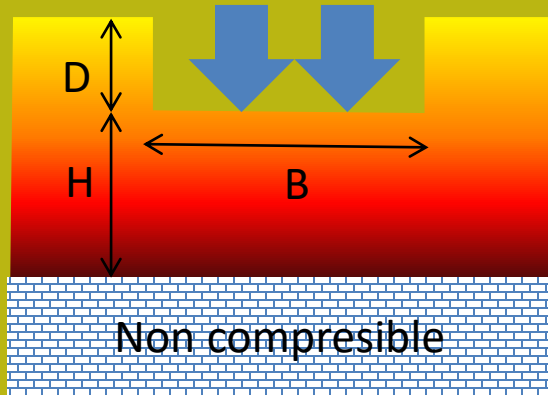
For cases where the layer thickness is less than $2B$, and where $\nu \simeq 0.5$, the following solution (Janbu *et al*, 1956) may be used:

$$s_i = \frac{qB}{E_u} \mu_0 \mu_1 (1 - \nu)$$

[6.73]



Calcolo di cedimento elastico sotto una fondazione
Sopra uno strato finito elastico.
Método Janbu 1956



Esempio di calcolo con metodo di Janbu

Worked example 10.2 A foundation of dimensions 6×3 m, is to transmit a uniform net contact pressure of 175 kN/m^2 at a depth of 1.5 m in a layer of clay which extends to a depth of 5 m beneath the surface. Assuming $E_u = 40 \text{ MN/m}^2$ and $\nu = 0.5$, determine the average amount of immediate settlement that is likely to occur.

See Fig. 10.5: $\frac{D}{B} = \frac{1.5}{3.0} = 0.5 \quad \frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$

$$\mu_0 = 0.9$$

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.7 \quad \frac{L}{B} = 2$$

$$\mu_1 = 0.55$$

Then from eqn [6.68]:

$$s_i = \frac{0.9 \times 0.55 \times 175 \times 3 \times 10^3 (1 - 0.5^2)}{40 \times 10^3} = \underline{4.9 \text{ mm}}$$

Table 6.10 Influence factors (F_1 and F_2) for vertical displacement under a corner of a uniformly-loaded rectangle over an elastic layer of finite thickness

D/B	L/B					
	1	2	5	10	∞	
0.5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	F_1 F_2
	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10	
1	0.16	0.12	0.13	0.13	0.13	
	0.09	0.11	0.13	0.13	0.13	
2	0.29	0.30	0.27	0.27	0.27	
	0.06	0.10	0.14	0.15	0.13	
3	0.36	0.40	0.38	0.37	0.37	
	0.05	0.08	0.13	0.15	0.16	
4	0.41	0.48	0.48	0.47	0.45	
	0.04	0.07	0.12	0.15	0.16	
5	0.44	0.53	0.55	0.54	0.52	
	0.03	0.06	0.11	0.14	0.16	
6	0.46	0.57	0.61	0.60	0.58	
	0.02	0.05	0.10	0.14	0.16	
8	0.48	0.61	0.69	0.69	0.66	
	0.02	0.04	0.08	0.12	0.16	
10	0.48	0.64	0.75	0.76	0.73	
	0.02	0.03	0.07	0.11	0.16	

L = length

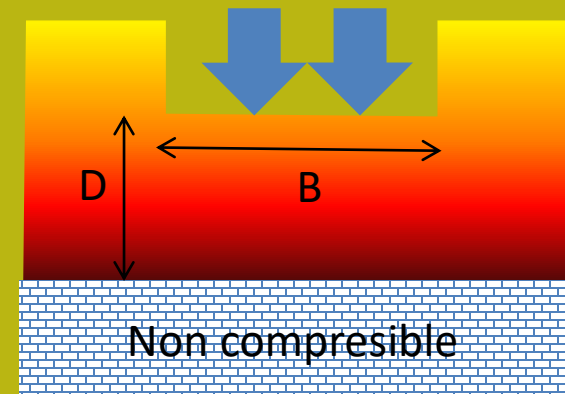
B = breadth D = depth below foundation

After Steinbrenner (1934)

Metodo Steibrenner

$$s_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_p$$

$$I_p = F_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} F_2$$



**Calcolo di cedimento elastico sotto una fondazione
Sopra uno strato finito elastico.
Método Steinbrenner 1934**

Cedimenti per consolidazione primaria (in suoli saturi)

L'aumento del carico, con compressione e deformazione elastica, crea un aumento della pressione idrostatica nel mezzo poroso.

Questa eccessiva pressione dei pori può essere ridotta nel tempo con una graduale espulsione di acqua. L'espulsione dell'acqua produce un cambiamento di volume dipendente dal tempo. Questo processo richiede talvolta anni per essere completato... (teoría di Terzaghi 1943)

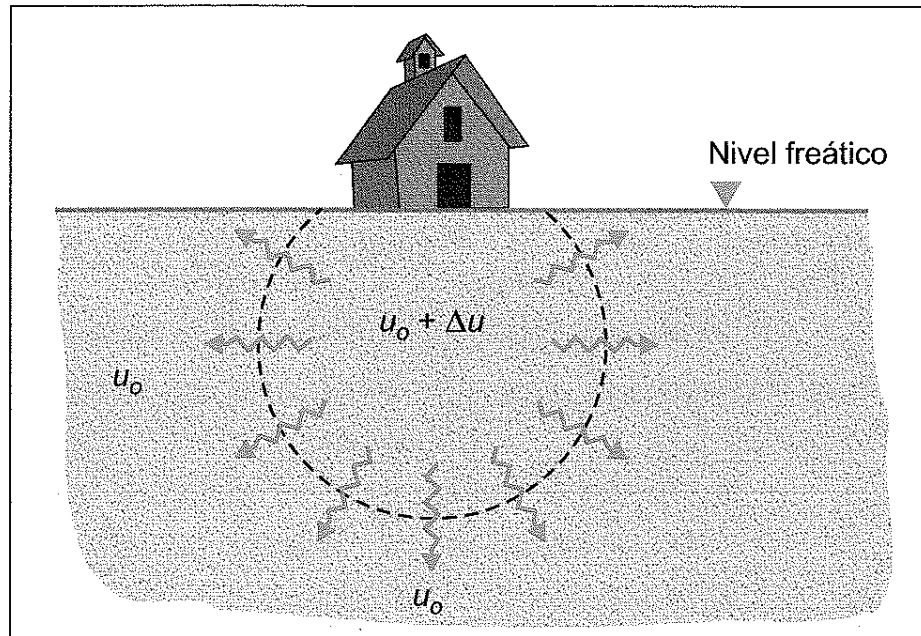


Figura 2.24 Sobrepresión intersticial inducida por la aplicación de una carga en el terreno (Lancellotta, 1991).

— Antes de la carga:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 + u_0$$

— Tras la carga:

$$\sigma_0 + \Delta\sigma = (\sigma'_0 + \Delta\sigma') + (u_0 + \Delta u)$$

— Por lo tanto:

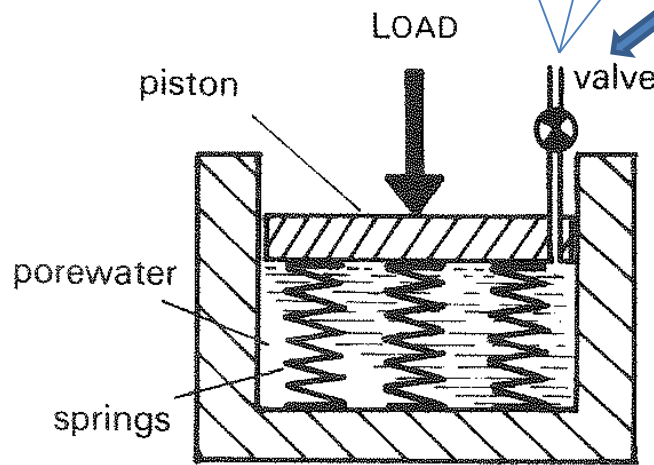
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$



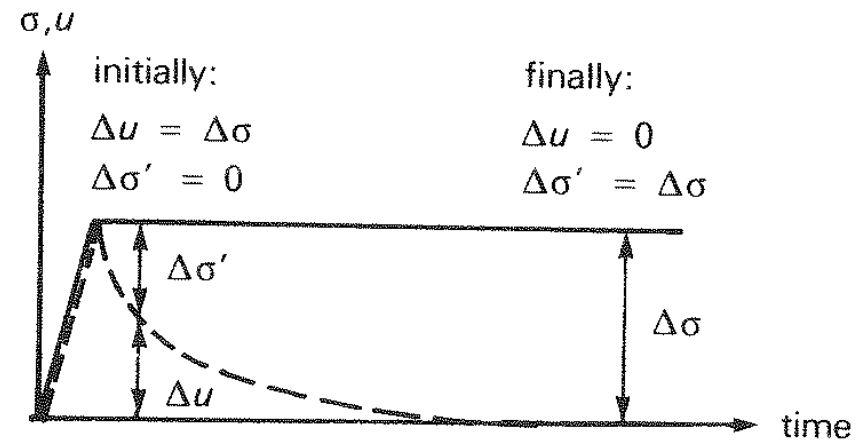
**Aumento della pressione dei pori
Dopo l'applicazione del carico**

Terzaghi(1943). modello analogico del processo consolidazione

La valvola regola la velocità di espulsione dell'acqua e il trasferimento del carico su un sistema a molle a compressione. Se non c'è l'espulsione dell'acqua il sistema è incompressibile dato che il liquido è praticamente incompressibile..



(a)

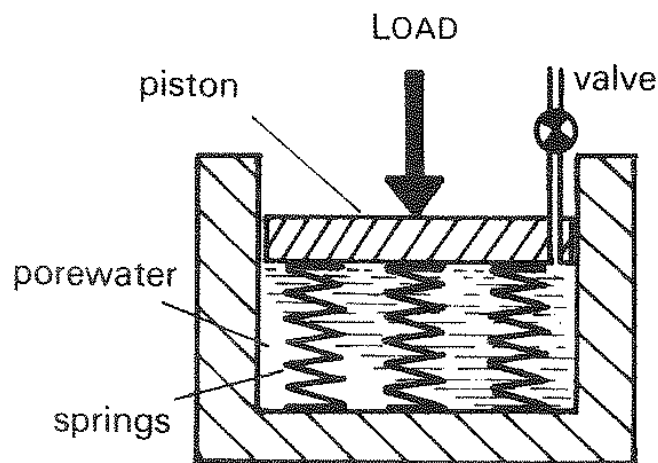


(b)

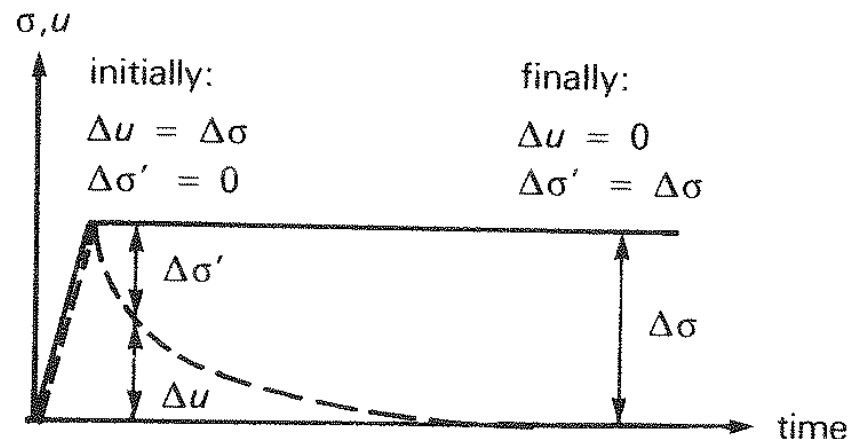
Fig. 10.4 One-dimensional consolidation
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

**Evoluzione nel tempo della pressione dei pori e
trasferimento del carico aggiunto come aumento netto
della pressione effettiva**

Modello analogico di consolidazione secondo Terzaghi ... piu' in dettggio..



(a)



(b)

Fig. 10.4 One-dimensional consolidation
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve



Nel modello analogico il
La valvola è uguale al
coefficiente di permeabilità K
della legge di Darcy

- Il materiale nel campione è uniforme
- Le particelle solide e le molecole d'acqua sono incompressibili
- Flusso e deformazione unidimensionale
- Spazio poroso tutto saturo
- La legge di Darcy è valida
- Permeabilità costante in tutte le direzioni
- Comprimibilità lineare del terreno



**Presupposti di base del
modello
consolidamento di Terzaghi**

Evoluzione nel tempo della pressione interstiziale

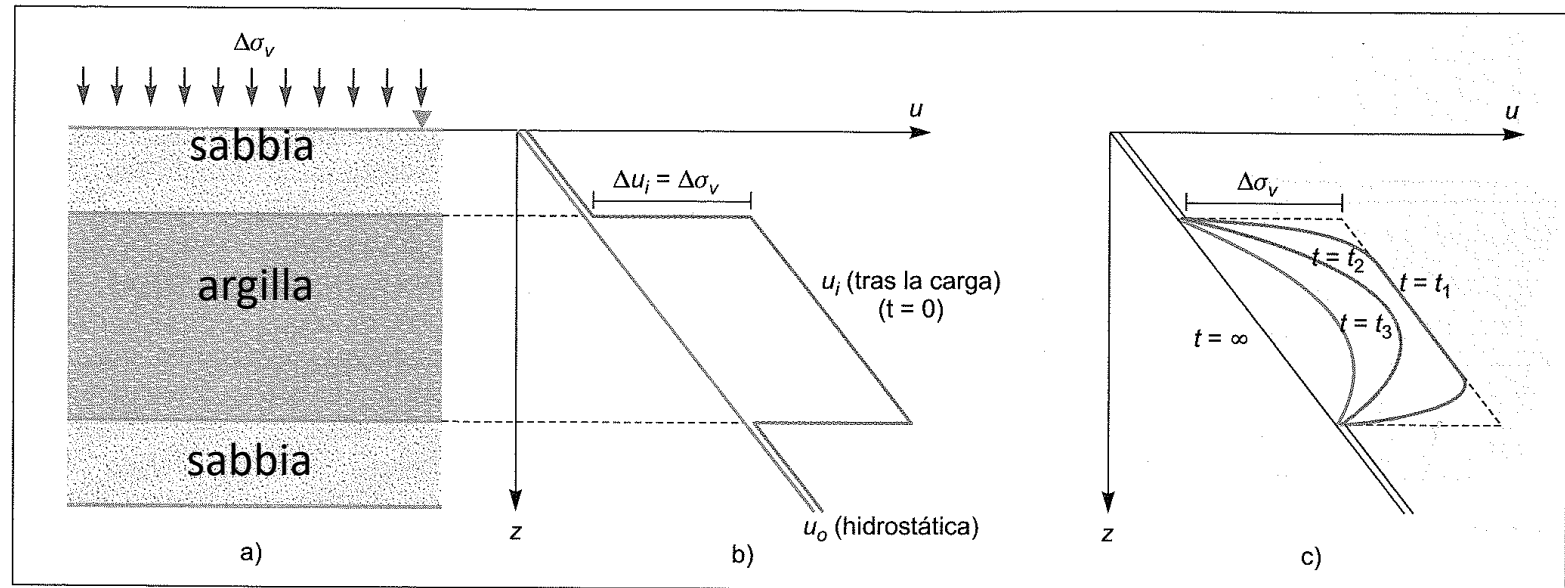


Figura 2.35 Evolución de la presión intersticial en un edómetro.

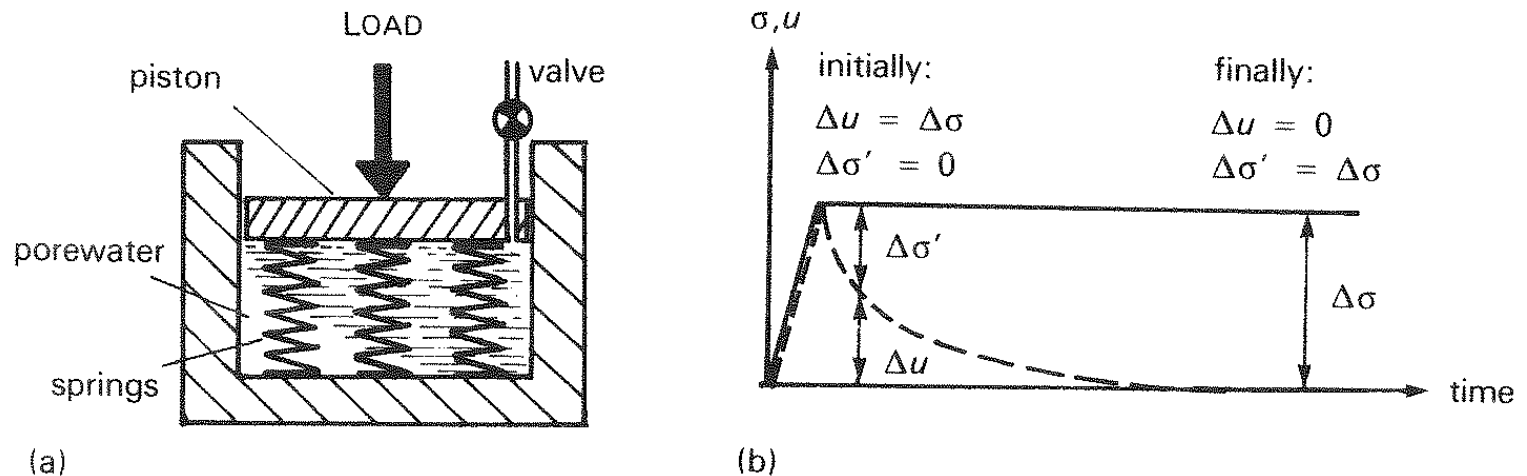
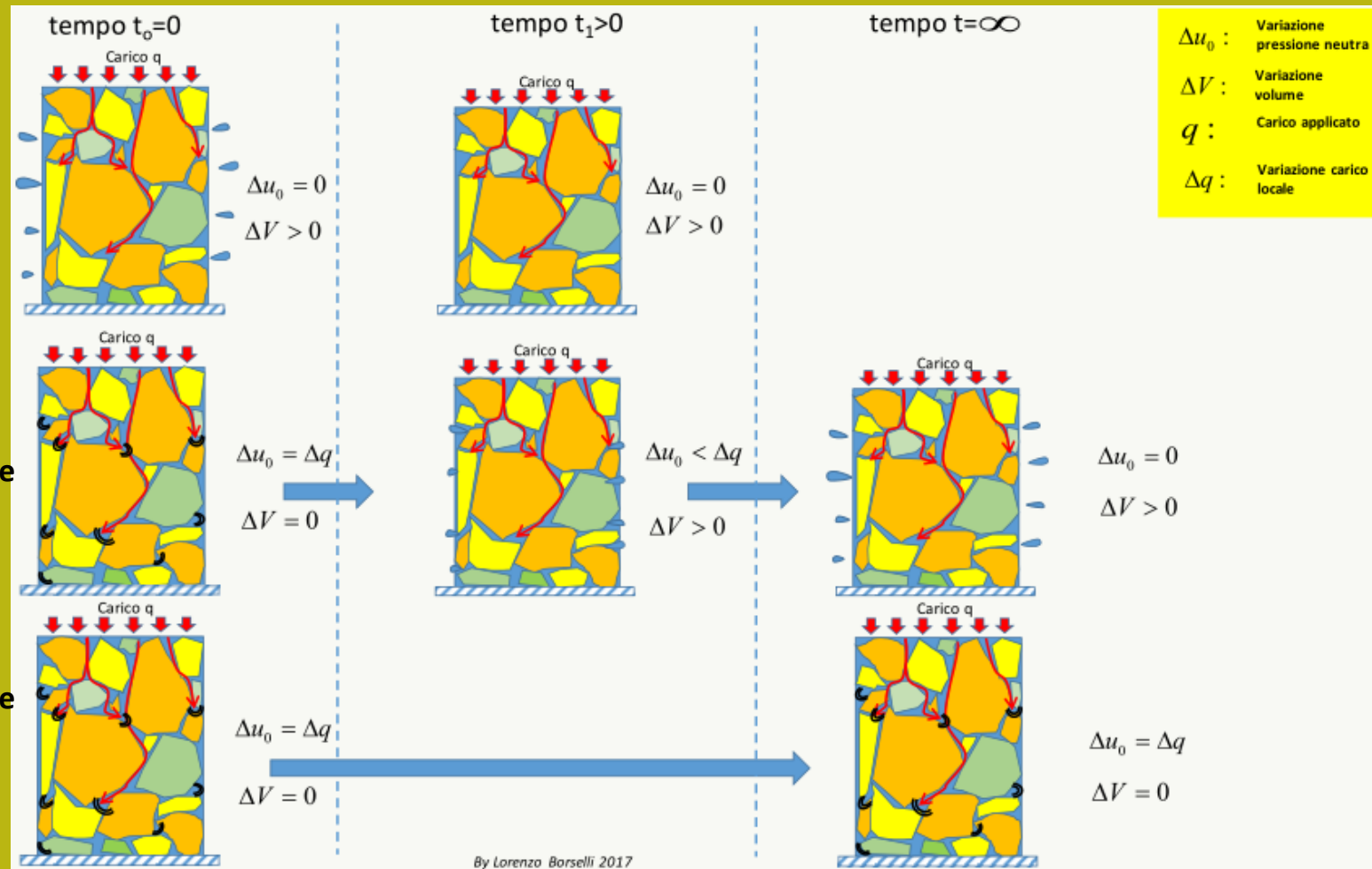


Fig. 10.4 One-dimensional consolidation
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

Da manuale SSAP versione 4.9.6.(Borselli 2018)

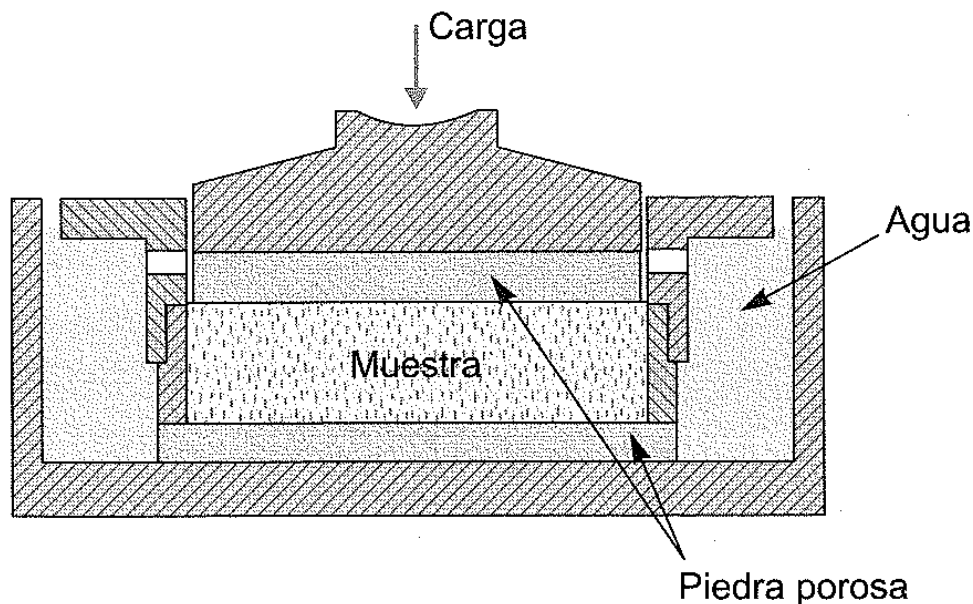
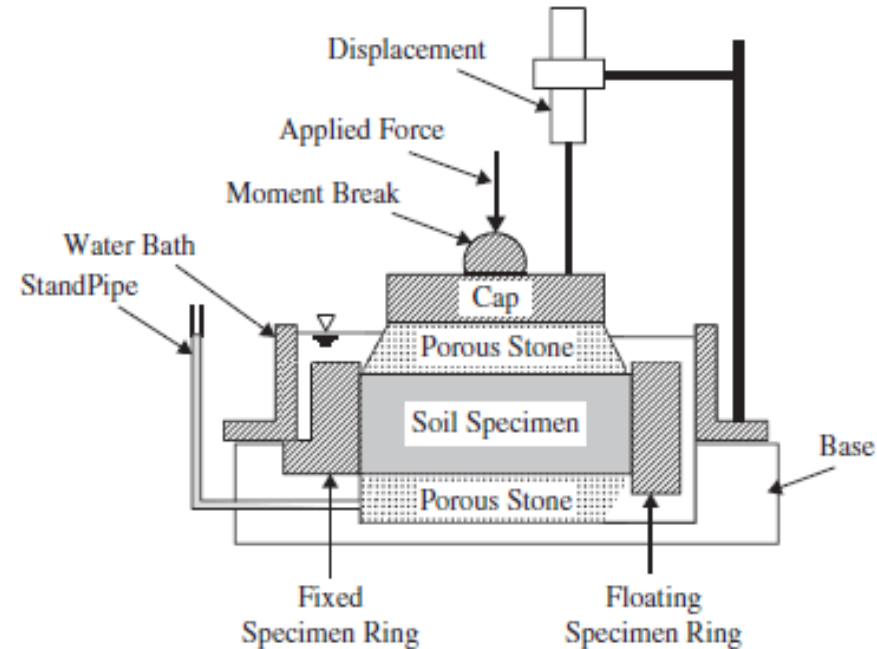
Da manuale SSAP versione 4.9.6.(Borselli 2018)

**Cedimento
Consolidazione
Impedita o
lentissima**



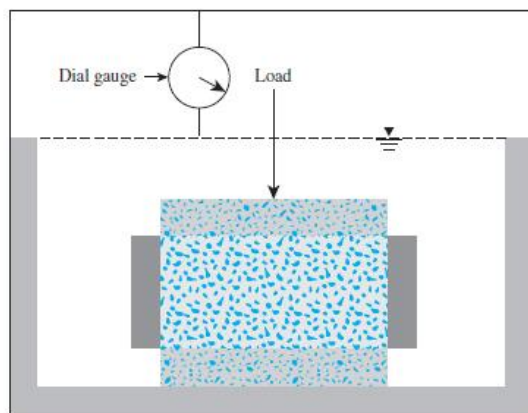
Tests di consolidazione in laboratorio uso e interpretazione.

- 1) Viene posizionato il campione di terreno tra due pietre porose e all'interno di un contenitore pieno d'acqua
- 2) viene applicato un carico costante
- 3) si misura la deformazione verticale del campione



- 4) La deformazione è misurata nel tempo
- 5) I risultati sono tabulati
- 6) Il test è interpretato
- 7) I parametri di consolidazione sono calcolati

Attrezzature di laboratorio per i test di consolidazione



Porous stone
 Soil specimen
 Specimen ring

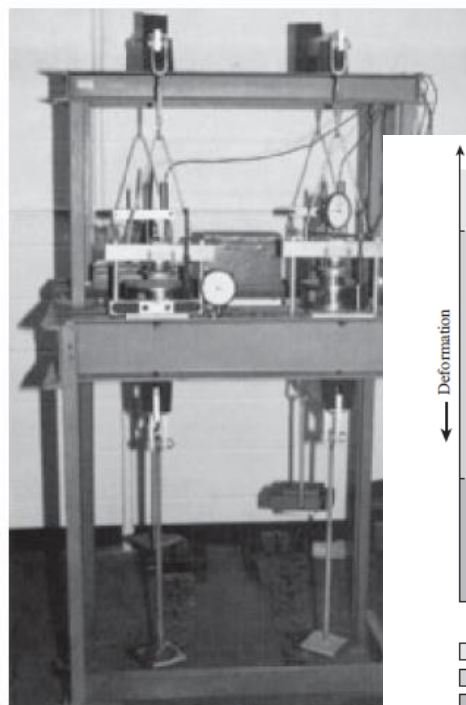
(a)

Figure 11.7

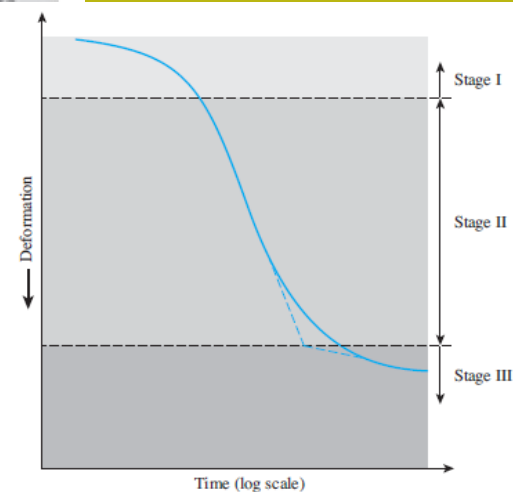
(a) Schematic diagram of a consolidometer; (b) photograph of a consolidometer; (c) a consolidation test in progress (right-hand side) (Courtesy of Braja M. Das, Henderson, Nevada)



(b)



(c)



☐ Stage I: Initial compression
☐ Stage II: Primary consolidation
☐ Stage III: Secondary consolidation

Figure 11.8

Time-deformation plot during consolidation for a given load increment

Attrezzature di laboratorio per i test di consolidazione



Determinazione dell'indice dei vuoti e durante la prova

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{A(H - H_s)}{AH_s} = \frac{H - H_s}{H_s}$$

where:

A = area of sample

H = height or thickness

H_s = equivalent height of solids (V_s/A).

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

The change in thickness of a layer initially H_0 thick is, therefore:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0$$

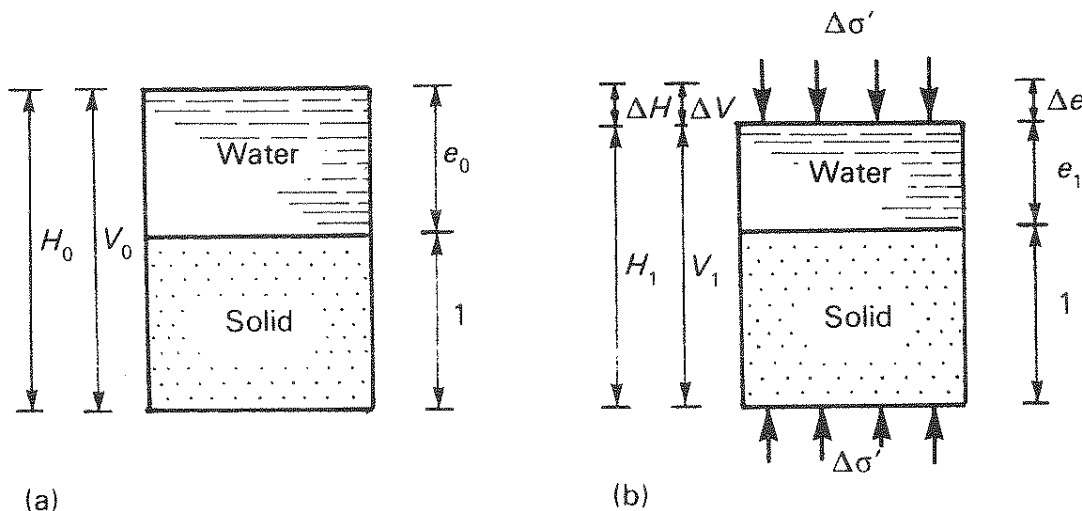


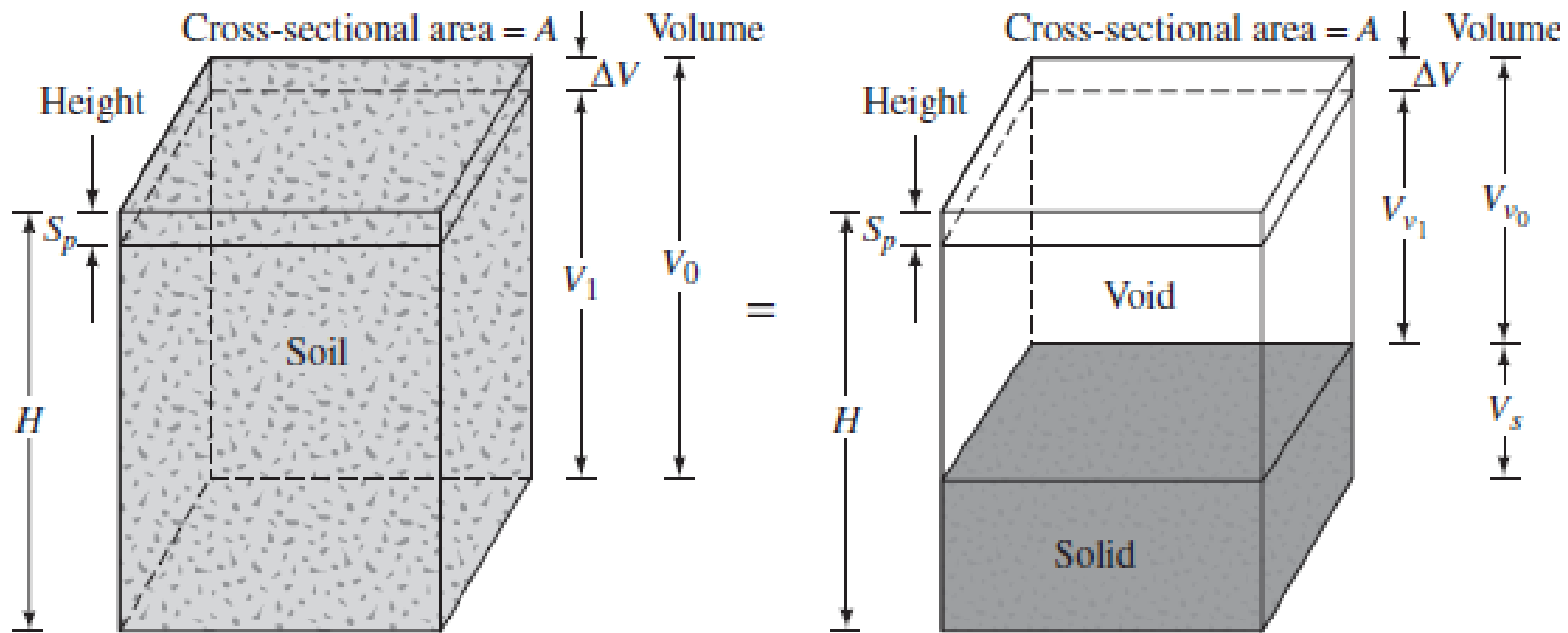
Fig. 10.5 Interpretation of compressibility using soil model
(a) Before (b) After loading

E considerando che :

$$V_s = \frac{M}{G_s \rho_w}$$

$$H_s = \frac{M_s}{G_s \rho_w A}$$

Consolidazione in 3D



Interpretazione e parametri del test di consolidazione edometrica

Thickness at end of stage $= h_1$
 Thickness at start of stage $= h_0$
 Void ratio at end of stage $= e_1$
 Change in thickness $= \Delta h$

From eqn [10.3]:

Change in void ratio,

$$\Delta e = \frac{\Delta h}{h_1} (1 + e_1)$$

Void ratio at start of stage,

$$e_0 = e_1 - \Delta e$$

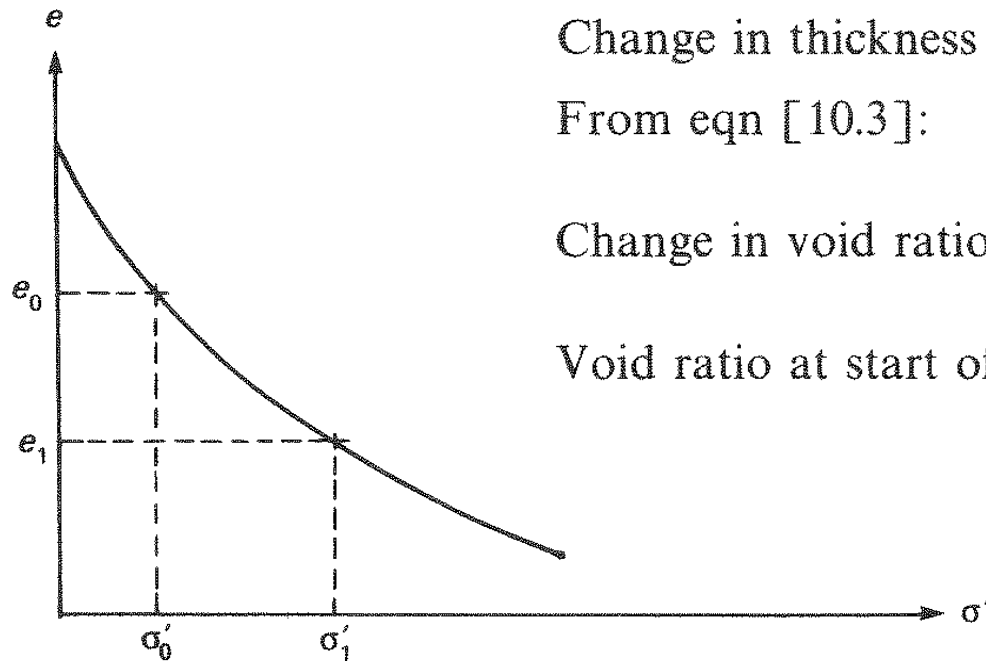
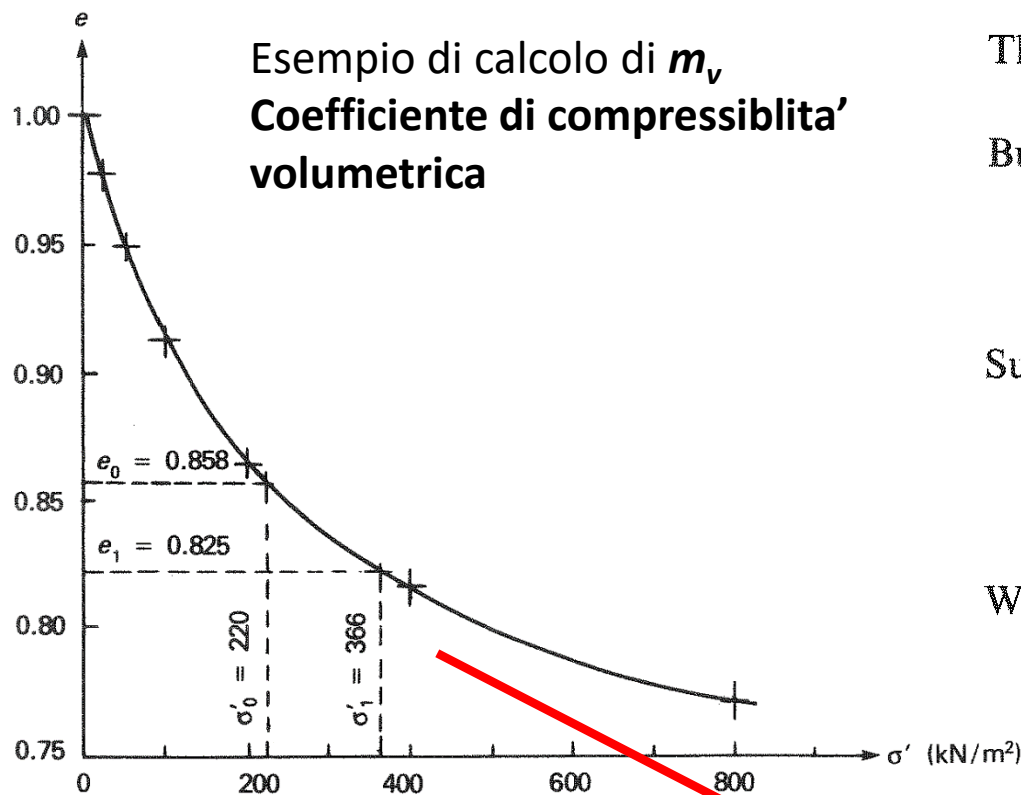


Fig. 10.7 Void ratio/effective stress curve

Calcolo dell'indice dei vuoti

Curva indice vuoti e contro Stress efectivo:

- Le fasi di caricamento sono utilizzate dallo stress effettivo nella profondità in cui è stato prelevato il campione.
- Incremento di carica ogni 24-48 hrs



Tratto di incremento di
Carico da realizzare

Calcolo diretto del cedimento :

The volumetric strain is clearly also a function of the increase in stress, so that the amount of *consolidation settlement* may be obtained from:

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_0$$

[10.2]

Then $m_v = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H}$

But from eqn [10.3]:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e_1}{1 - e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

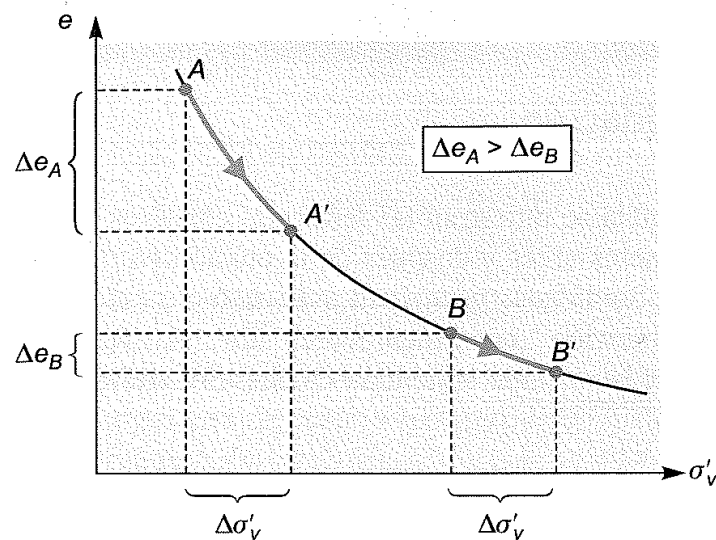
Substituting

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

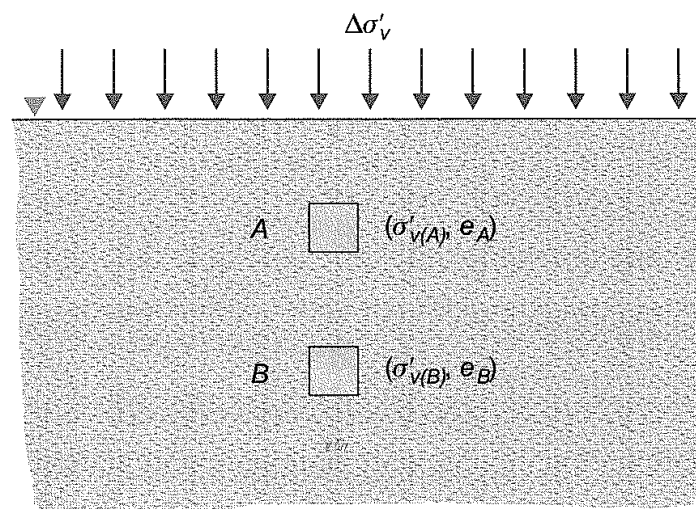
Where $\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ = slope of the e/σ' curve

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(360 - 220)1.858} = 0.127 \text{ m}^2/\text{MN}$$



a)



b)

In uno strato omogeneo il processo di consolidamento naturale produce un aumento di rigidità con la profondità che corrisponde a valori più bassi di m_v ed e_0

$$m_{vA} > m_{vB}$$

e

$$e_{0A} > e_{0B}$$

Perché al punto **B** agisce una maggiore pressione di consolidamento rispetto al punto **A**.

Figura 2.28 Aumento de la rigidez del terreno con el nivel de tensiones.

Effetto risultante non lineare del valore di m_v con la pressione di consolidamento applicata

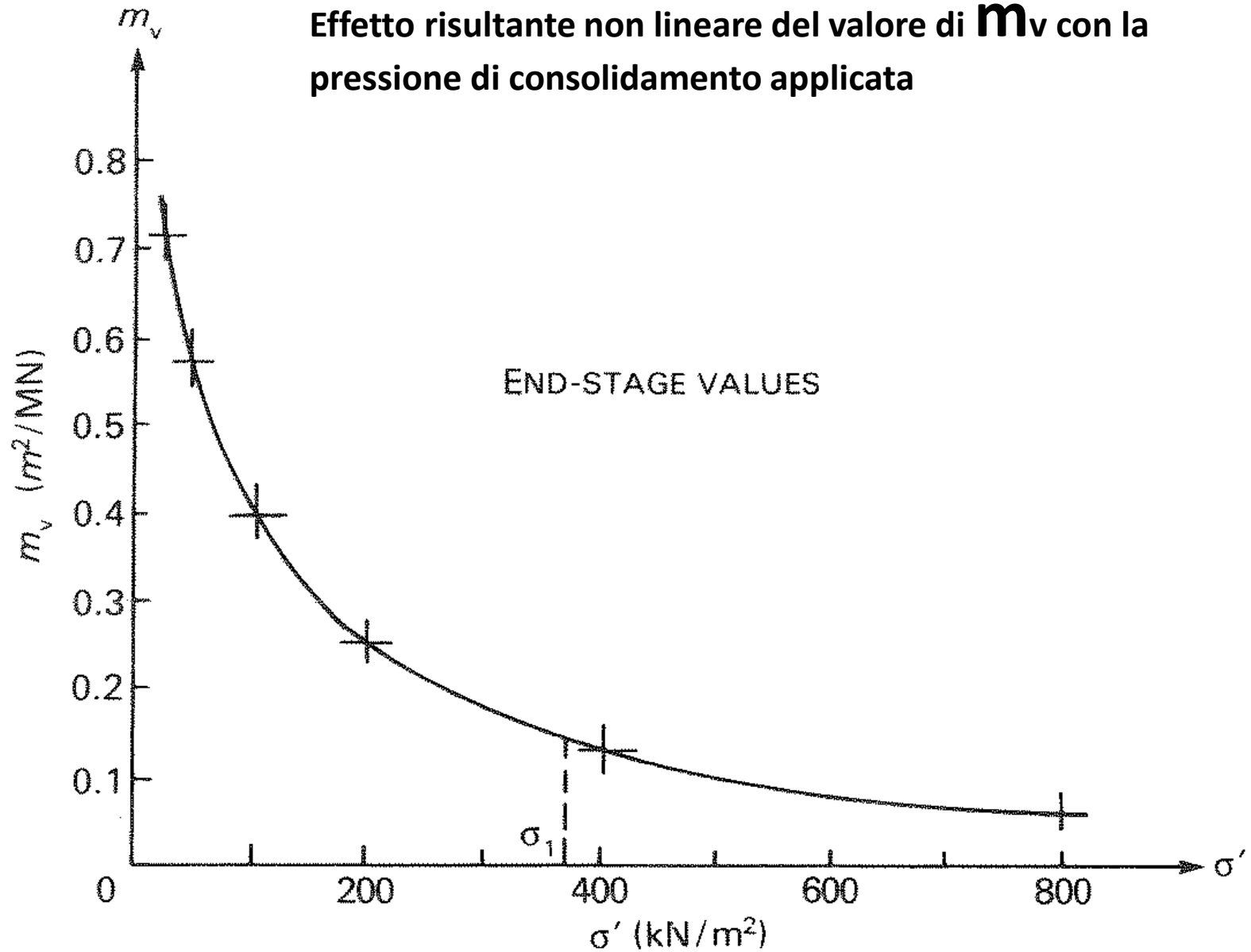


Table 5.1 TYPICAL VALUES OF THE COEFFICIENT OF VOLUME COMPRESSIBILITY AND DESCRIPTIVE TERMS USED (AFTER CARTER 1983)

<i>Type of clay</i>	<i>Descriptive term</i>	<i>Coefficient of volume compressibility, m_v</i> (m^2/kN)
Heavy over-consolidated boulder clays, stiff weathered rocks (e.g. weathered mudstone) and hard clays	Very low compressibility	< 0.00005
Boulder clays, marls, very stiff tropical red clays	Low compressibility	$0.00005-0.0001$
Firm clays, glacial outwash clays, lake deposits, weathered marls, firm boulder clays, normally consolidated clays at depth and firm tropical red clays	Medium compressibility	$0.0001-0.0003$
Normally consolidated alluvial clays such as estuarine and delta deposits, and sensitive clays	High compressibility	$0.0003-0.0015$
Highly organic alluvial clays and peats	Very high compressibility	>0.0015

Compressibilità crescente

Intervalli di valori m_v per vari tipi di suolo

Uso di m_v per il calcolo cedimenti indotti da consolidazione primaria

Metodo m_v :

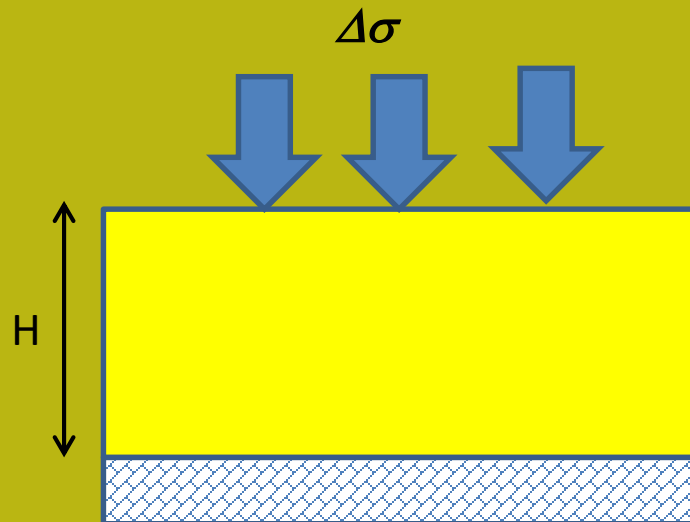
$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

m_v (m^2/kN)

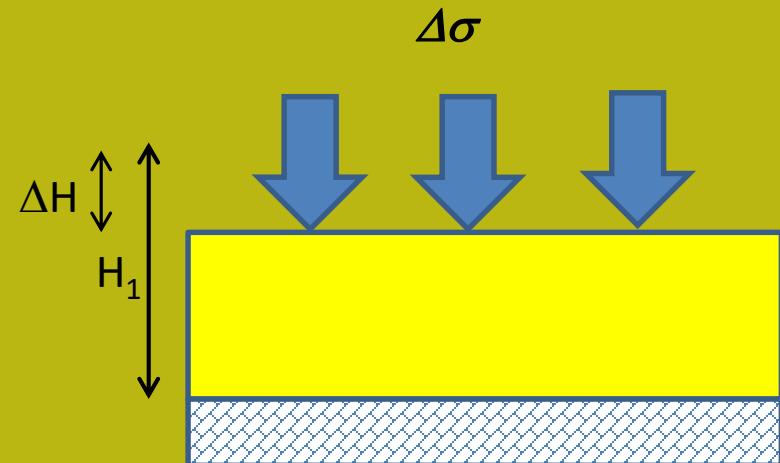
$\Delta \sigma$ (kN/m^2) (incremento di pressione)

H (m) (Spessore originale)

ΔH (m) = cedimento totale



Condizione iniziale

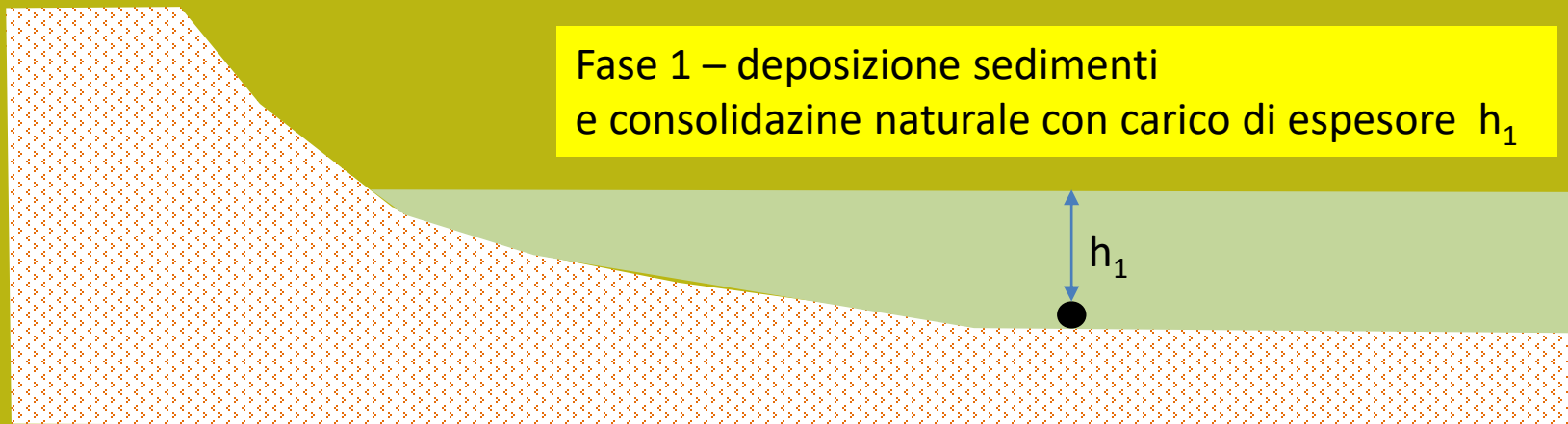


Condizione finale

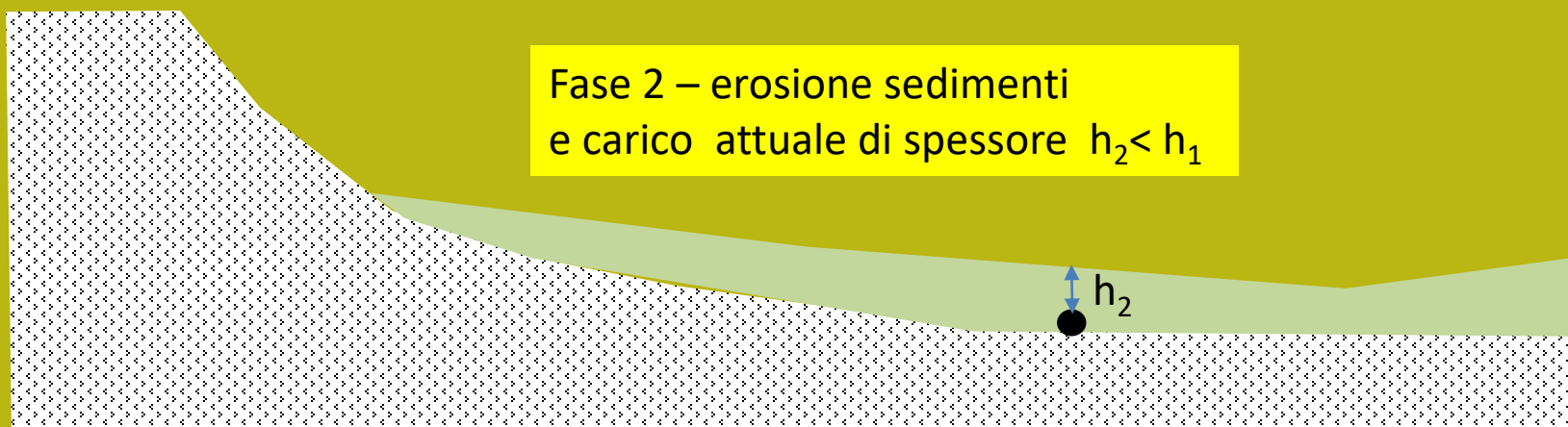
(note: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ at the end of consolidation),

Sovra-consolidazione: definizione e significato geologico

Fase 1 – deposizione sedimenti
e consolidazione naturale con carico di spessore h_1



Fase 2 – erosione sedimenti
e carico attuale di spessore $h_2 < h_1$



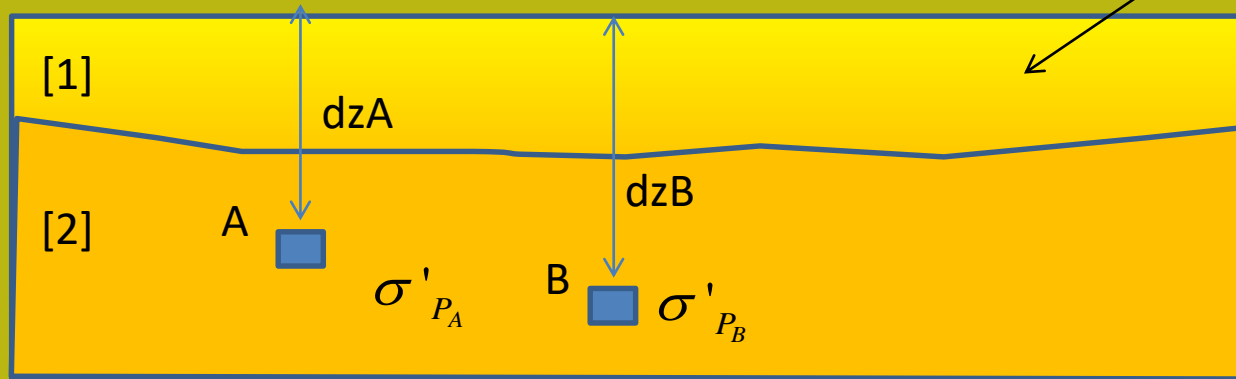
C'è un caso frequente di sedimenti e terreni che sono stati esposti a un carico di consolidamento naturale maggiore rispetto a quello rilevato oggi. In questo caso questi sedimenti si dicono sovra-consolidati.

Sovra-consolidazione: definizione e significato geologico

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V_o}} = \text{Grado di sovra-consolidazione}$$

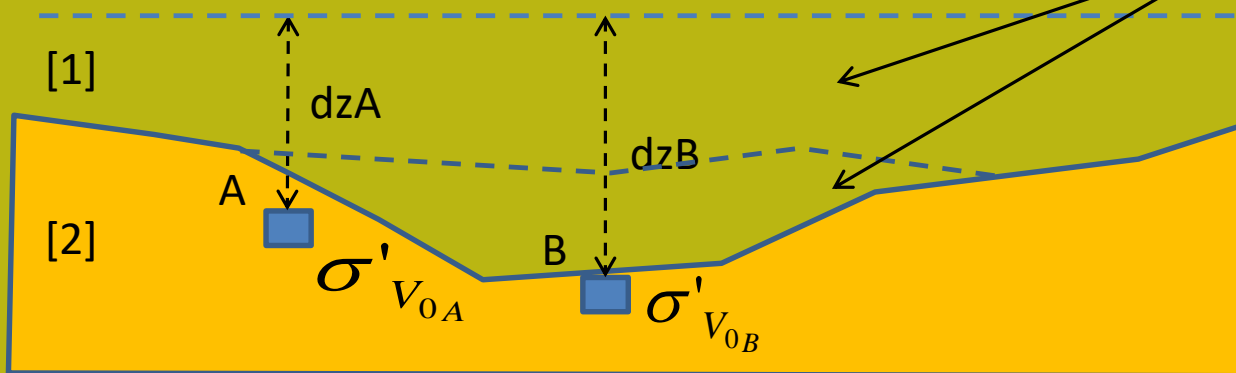
σ'_p = Pressione di sovra-consolidazione naturale

σ'_{V_o} = Pressione attuale



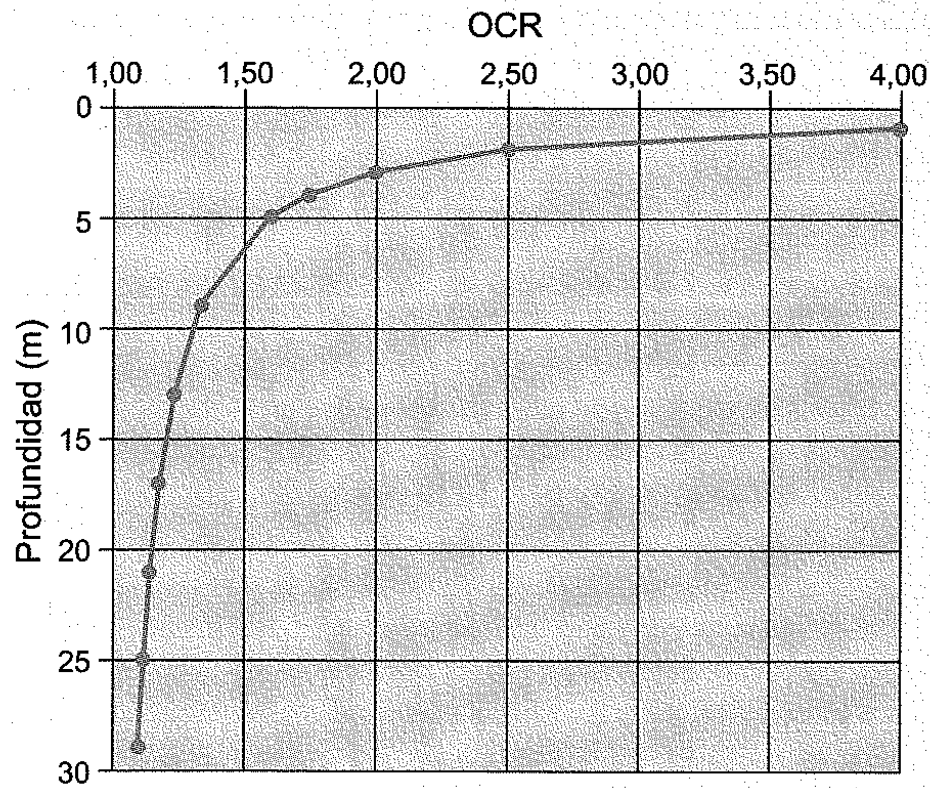
Fase 1
Sedimentazione
e consolidazione
naturale

$$\sigma'_p > \sigma'_{V_o} ; OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V_o}} \rightarrow [1.0, 20.0]$$



Erosione

Fase 2
Erosione e presenza
di terreni, in
Profondità, che
si consolidarono a
pressione maggiore
della attuale



L'OCR non è costante con la profondità e i valori più alti si trovano vicino alla superficie

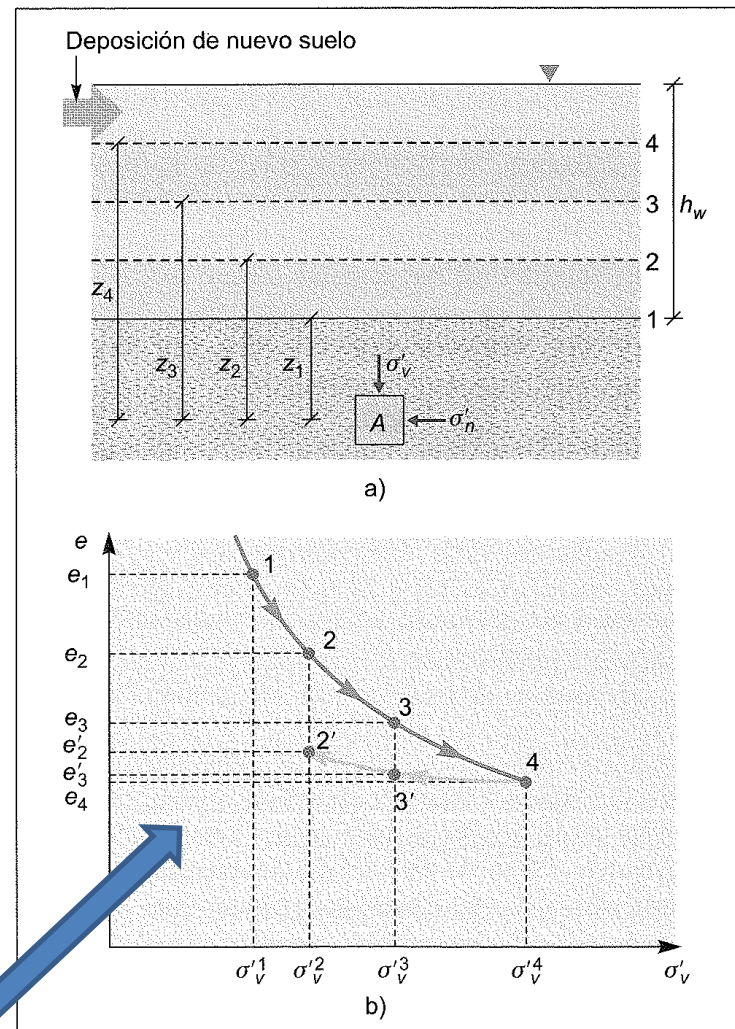
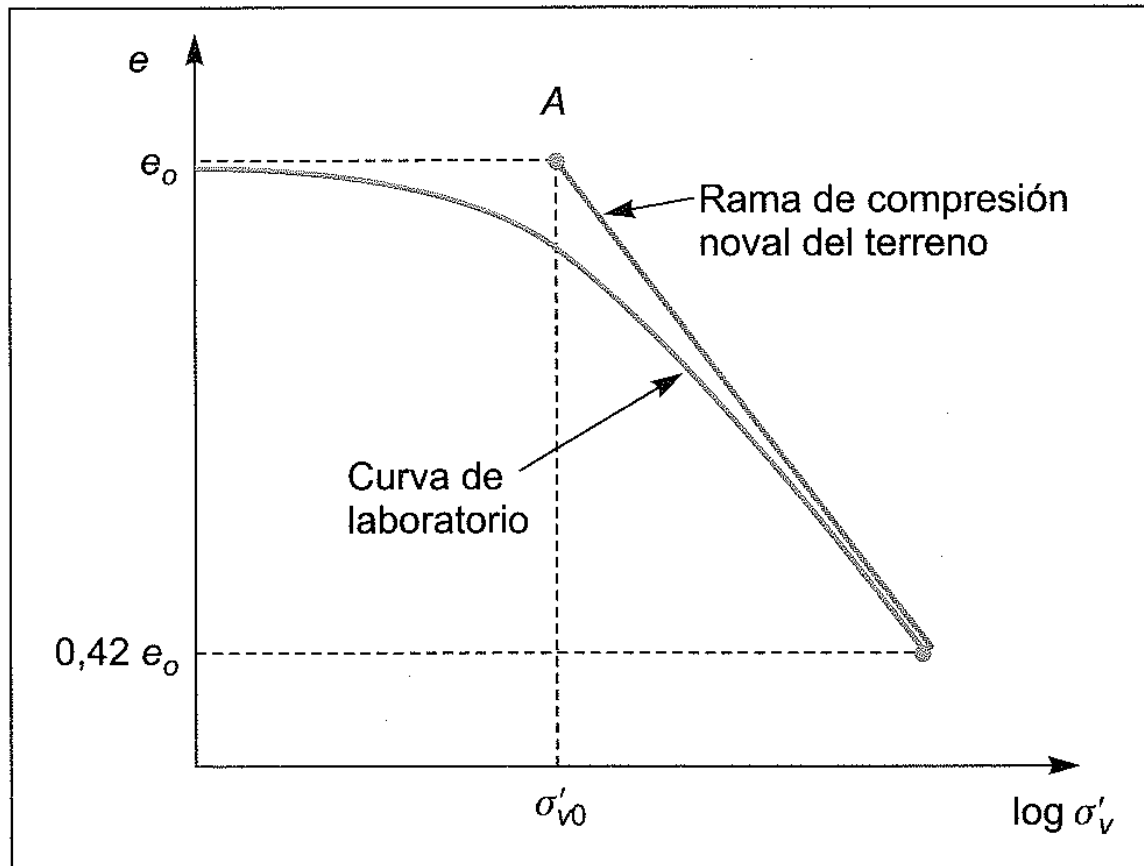


Figura 2.27 Processos de consolidación.

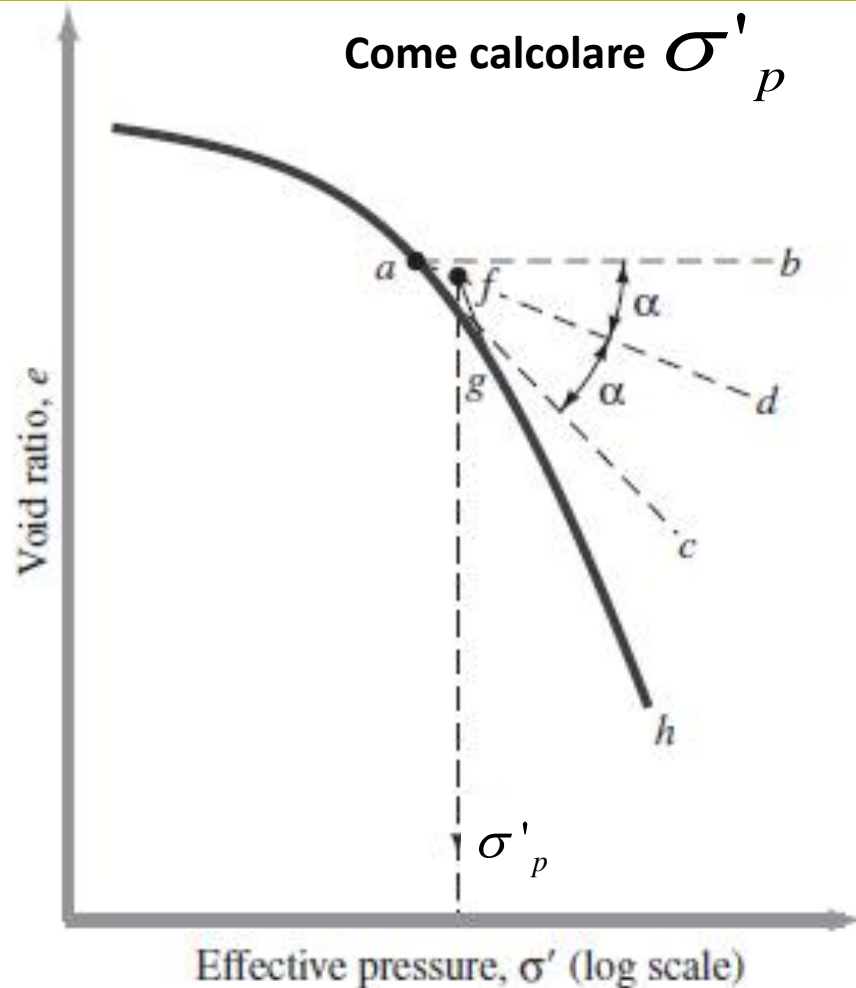
Processo di consolidamento ed evoluzione dell'indice dei vuoti e .
 Ramo di carico(sedimentazione) (punti 1-2-3-4)
 e uno di **scricco** (erosione) (punti 3' y 2')

Determinazione del grado di sovra-consolidazione



Test di consolidazione: rappresentazione dei risultati in forma semi-logaritmica

Figura 2.38 Construcción de la rama de compresión noval de un suelo normalmente consolidado a partir del ensayo edométrico.



Metodo de Casagrande

- 1) Identificare il punto con massima curvatura (**punto a**)
- 2) Tracciare la tangente nel punto **a** (Retta **a-c**)
- 3) Tracciare la retta orizzontale passante per **a** (Retta **a-b**)
- 4) Tracciare la retta bi-secante del entre recta **a-b** y **a-c** (**retta a-d**)
- 5) Disegnare la retta **h-g** come approssimazione della parte finale della curva di compressione
- 6) La ascissa nel punto **f** della intersezione delle rette **a-d** e **g-h** e' la pressione di Sovraconsolidazione....

Figure 7.8 Graphic procedure for determining preconsolidation pressure

where

σ'_p = preconsolidation pressure of a specimen

σ' = present effective vertical pressure

Altri parametri per il test di consolidazione

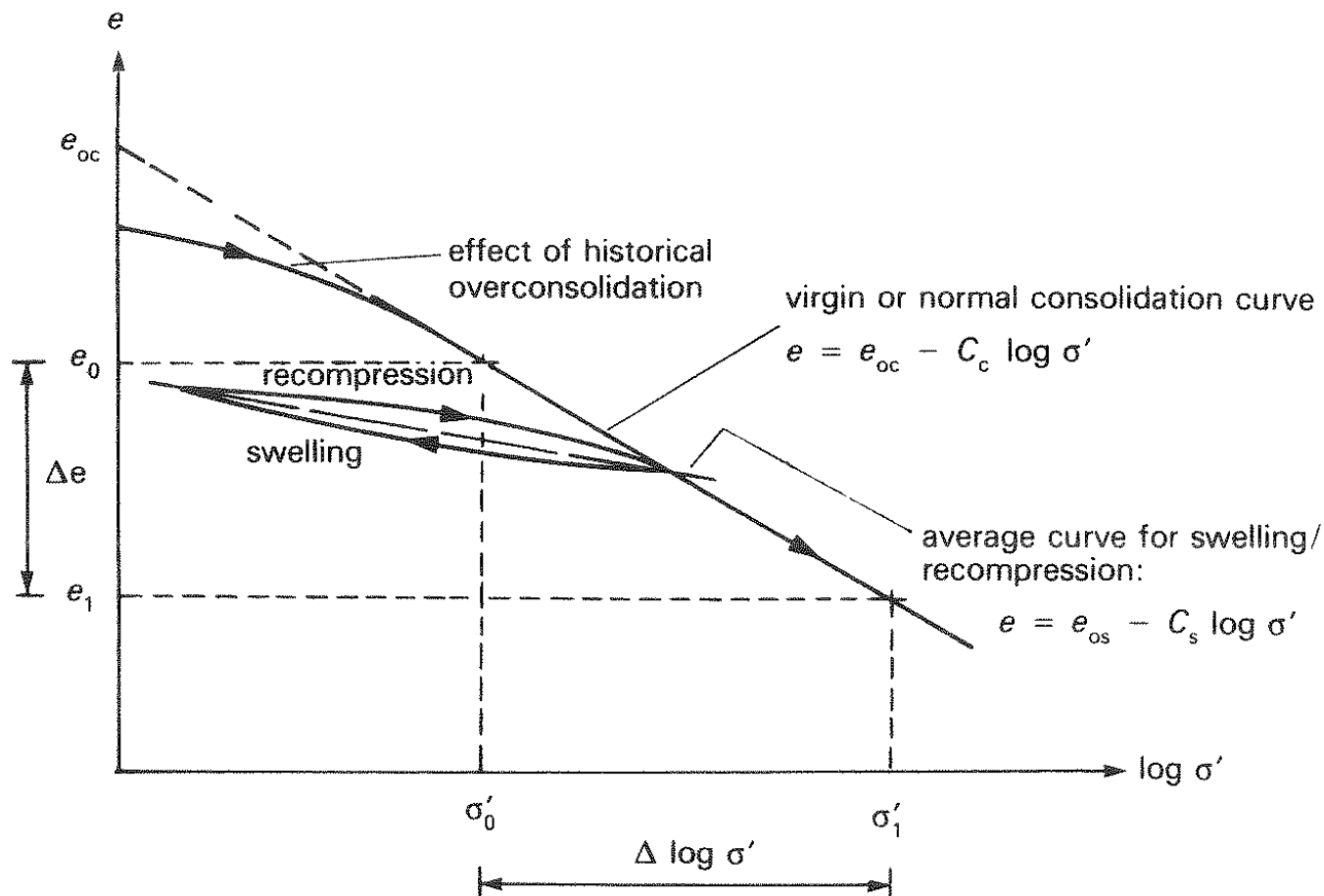


Fig. 10.10 $e/\log \sigma'$ curve and compression index

C_c = coefficiente di compressión (si usa per $OCR < 1.5$)

C_s = coeficiente de ricompresion o rigonfiamento (si usa per $OCR > 1.5$)

Table 5.2 TYPICAL VALUES OF COMPRESSIBILITY INDEX, C_c (AFTER HOLTZ AND KOVACS 1981)

Soil	C_c
Normally consolidated medium sensitive clays	0.2 to 0.5
Chicago silty clay (CL)	0.15 to 0.3
Boston blue clay (CL)	0.3 to 0.5
Vicksburg Buckshot clay (CH)	0.5 to 0.6
Swedish medium sensitive clays (CL-CH)	1 to 3
Canadian Leda clays (CL-CH)	1 to 4
Mexico City clay (MH)	7 to 10
Organic clays (OH)	4 and up
Peats (Pt)	10 to 15
Organic silt and clayey silts (ML-MH)	1.5 to 4.0
San Francisco Bay Mud (CL)	0.4 to 1.2
San Francisco Old Bay clays (CH)	0.7 to 0.9
Bangkok clay (CH)	0.4

Table 7.2 Compression and Swell of Natural Soils

Soil	Liquid limit	Plastic limit	Compression index, C_c	Swell index, C_s	C_s/C_c
Boston blue clay	41	20	0.35	0.07	0.2
Chicago clay	60	20	0.4	0.07	0.175
Ft. Gordon clay, Georgia	51	26	0.12	0.04	0.33
New Orleans clay	80	25	0.3	0.05	0.17
Montana clay	60	28	0.21	0.05	0.24

Cc : Correlazioni empiriche per suoli argillosi

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Skempton (1944)

Table 7.1 Correlations for Compression Index, C_c (compiled from Rendon-Herrero, 1980)

Equation	Region of applicability
$C_c = 0.01w_N$	Chicago clays
$C_c = 1.15(e_O - 0.27)$	All clays
$C_c = 0.30(e_O - 0.27)$	Inorganic cohesive soil: silt, silty clay, clay
$C_c = 0.0115w_N$	Organic soils, peats, organic silt, and clay
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Brazilian clays
$C_c = 0.75(e_O - 0.5)$	Soils with low plasticity
$C_c = 0.208e_O + 0.0083$	Chicago clays
$C_c = 0.156e_O + 0.0107$	All clays

Note: e_O = *in situ* void ratio; w_N = *in situ* water content.

$$C_c \approx \frac{PI}{74}$$

$$C_s \approx \frac{PI}{370}$$

Kulhawy and Mayne (1990)

$$C_s \approx 0.2 \text{ to } 0.3 C_c$$

Uso di m_v , C_c e C_s nel calcolo dei cedimenti per consolidazione primaria

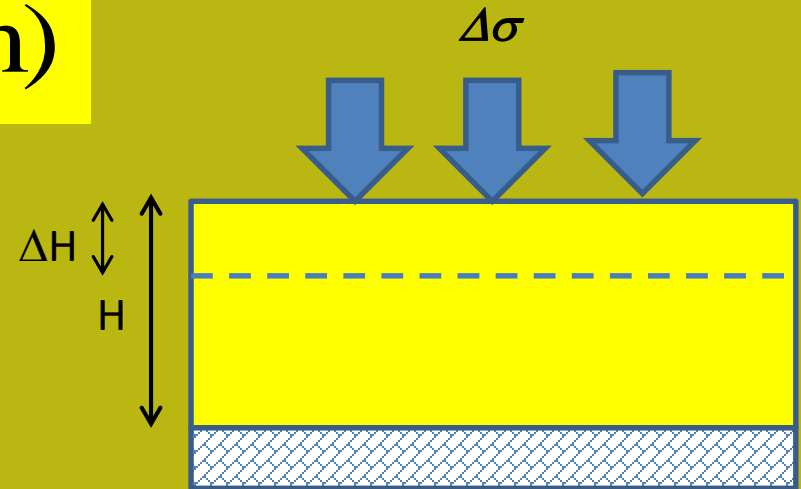
Metodo m_v

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

m_v (in m^2/kN)

$\Delta \sigma$ (in kN/m^2)


H (in m)



Metodo C_c , C_s

(note: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ at the end of consolidation),

- 1) valutare OCR
- 2) Per suoli normalmente consolidati ($\text{OCR} < 1.5$)


$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{v_0}} \right)$$

Metodo Cc , Cs (continua..)

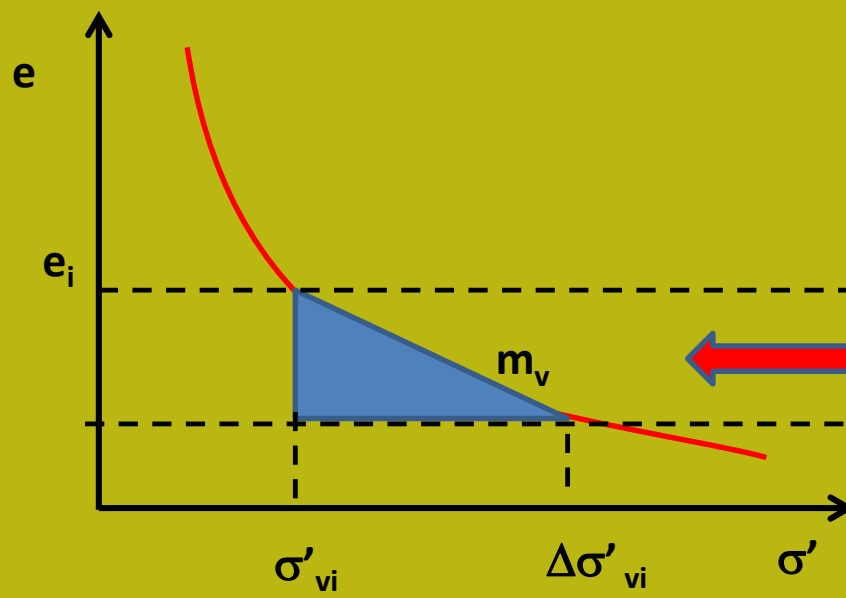
Per suoli sovraconsolidati e' necessaraio conoscere la rpressione verticale efficace attuale.

Se $\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ Si usa la seguente equazione:

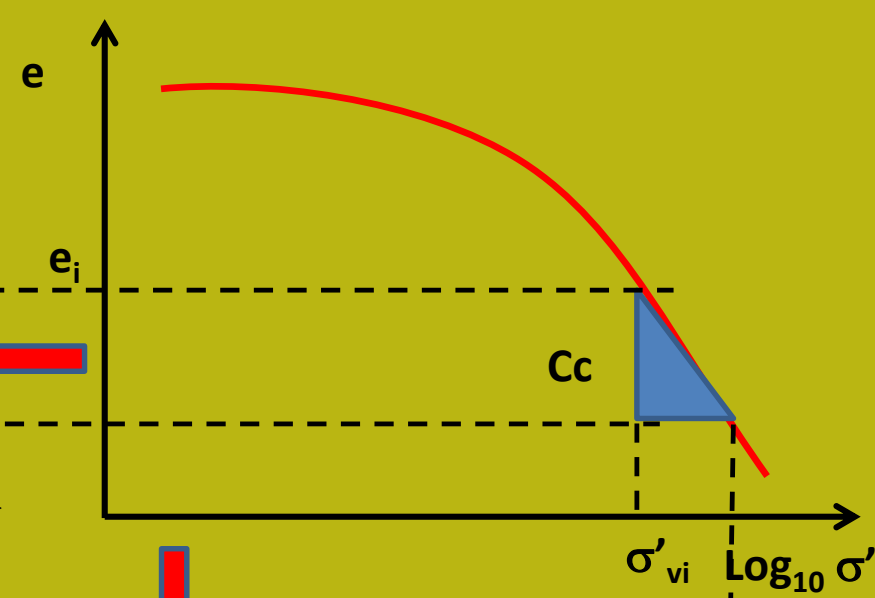
$$\Delta H = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{V_0}} \right)$$

Se $\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ Si usa la seguente equazione:

$$\Delta H = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{V_0}} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{V_0}} \right)$$



scala lineare



scala logaritmica

$$m_v = \frac{C_c}{1 + e_i} \frac{\log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta \sigma'_i}{\sigma'_{vi}} \right)}{\sigma'_{vi}}$$

Relazione tra **mv** e **Cc** : curve de consolidazione in forma lineare e semi-logaritmica

Aspectos prácticos calculo de asentamientos por consolidación primaria

- 1) Se viene utilizzato il coefficiente **Mv**, questo deve essere calcolato in un intervallo appropriato della nuova pressione applicata: es. $\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma'$

Perche' **Mv** puo' essere molto variabile, in modo nonlineare nella curva *e-sigma*.

L'uso di **Mv** è più conveniente se non si conoscono i valori dell'indice dei vuoti e del terreno naturale..(**esempio stime da prove CPTu**)

- 2) Se si usa il metodo **Cc, Cs**, Questo può essere più complicato ma è più formalmente corretto soprattutto in presenza di suoli con **alti OCR**

- 3) Prestare sempre attenzione alle **unità di misura e alla loro coerenza**

- 4) I cedimenti calcolati con i due metodi dovrebbero sempre risultre quasi uguali (accettata una tolleranza massima di 10% di differenza)

Esempi di calcolo di cedimenti per consolidazione

Esempio 1 : calcolare il cedimento per consolidazione in un angolo di una fondazione perfettamente flessibile come in figura accanto. Considerare il modello geotecnico nella figura sottostante.

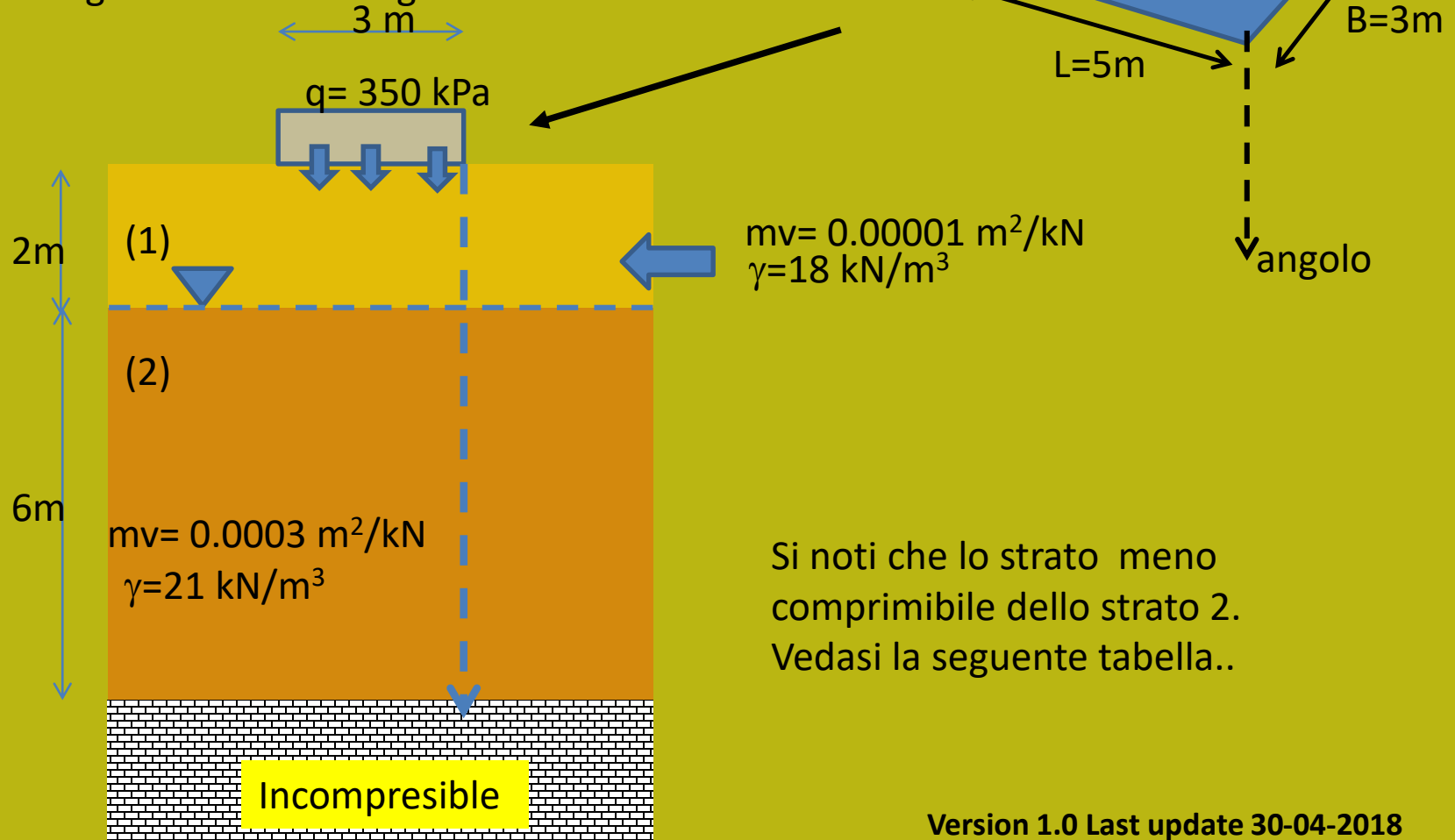


tavola per coefficienti di influenza (Newmark-Fadum).

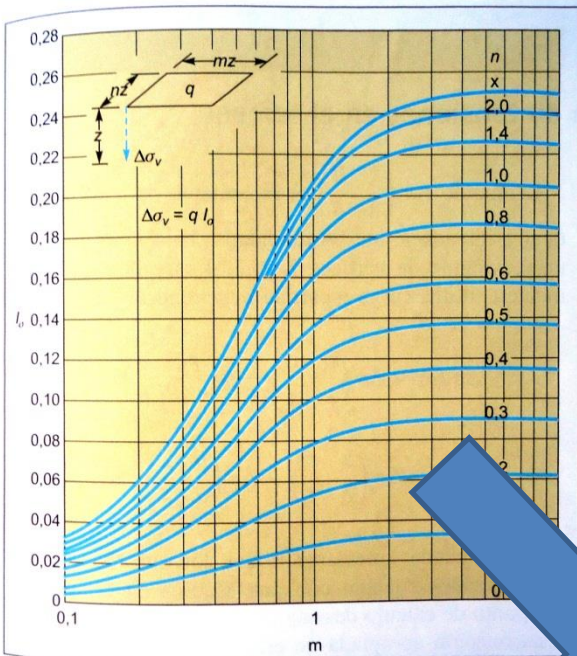


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

Che sono molto utili nel calcolo dei cedimenti .. (nei software attuali questi sono sostituiti da espressioni analitiche dirette come visto nella parte III)

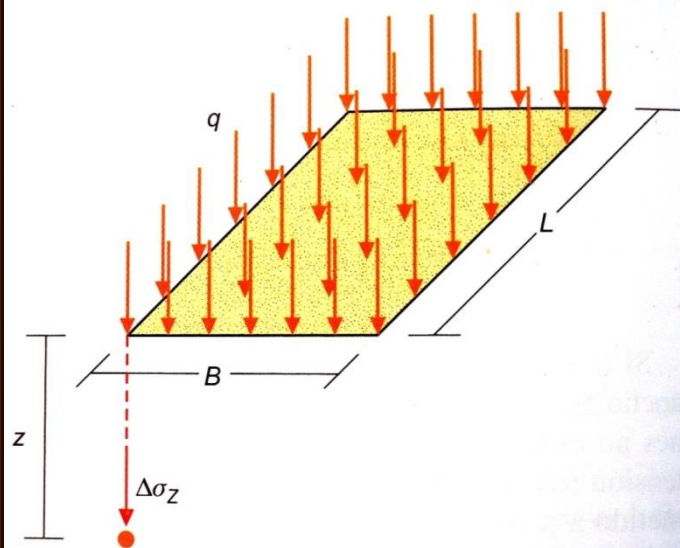
Table 6.7 Influence factors (I_R) for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area

B/z	L/z														
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.4	2.0	3.0	5.0	∞
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0301	0.0311	0.0315	0.0316	0.0316
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547	0.0589	0.0610	0.0620	0.0620	0.0620
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0560	0.0630	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794	0.0856	0.0887	0.0898	0.0901	0.0902
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013	0.1094	0.1134	0.1150	0.1154	0.1154
0.5	0.0198	0.0387	0.0560	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202	0.1300	0.1350	0.1368	0.1374	0.1375
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1310	0.1361	0.1475	0.1533	0.1555	0.1561	0.1562
0.7	0.0240	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1168	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491	0.1620	0.1686	0.1711	0.1719	0.1720
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598	0.1739	0.1812	0.1841	0.1849	0.1850
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684	0.1836	0.1915	0.1947	0.1956	0.1958
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752	0.1914	0.1999	0.2034	0.2044	0.2046
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914	0.2102	0.2206	0.2250	0.2263	0.2266
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999	0.2206	0.2325	0.2378	0.2395	0.2399
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034	0.2250	0.2378	0.2420	0.2461	0.2465
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044	0.2263	0.2395	0.2461	0.2486	0.2491
∞	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2266	0.2399	0.2465	0.2492	0.2500

Carta di influenza di Fadum (1948 in forma tabulare) fattore $I\sigma$

Table 6.7 Influence factors (I_R) for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area

n ↓	m →														
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.4	2.0	3.0	5.0	∞
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0301	0.0311	0.0315	0.0316	0.0316
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547	0.0589	0.0610	0.0620	0.0620	0.0620
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0560	0.0630	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794	0.0856	0.0887	0.0898	0.0901	0.0902
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013	0.1094	0.1134	0.1150	0.1154	0.1154
0.5	0.0198	0.0387	0.0560	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202	0.1300	0.1350	0.1368	0.1374	0.1375
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1310	0.1361	0.1475	0.1533	0.1555	0.1561	0.1562
0.7	0.0240	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1168	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491	0.1620	0.1686	0.1711	0.1719	0.1720
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598	0.1739	0.1812	0.1841	0.1849	0.1850
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684	0.1836	0.1915	0.1947	0.1956	0.1958
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752	0.1914	0.1999	0.2034	0.2044	0.2046
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914	0.2102	0.2206	0.2250	0.2263	0.2266
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999	0.2206	0.2325	0.2378	0.2395	0.2399
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034	0.2250	0.2378	0.2420	0.2461	0.2465
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044	0.2263	0.2395	0.2461	0.2486	0.2491
∞	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2266	0.2399	0.2465	0.2492	0.2500



$$m = L/z$$

$$n = B/z$$

Suggerimento: per i valori intermedi nelle tabelle eseguire un'interpolazione lineare

$$\Delta\sigma_z = q \times I\sigma_{\text{(Fadum)}}$$

ejemplo 1 - parte V

calculo asentamiento a la esquina de area rectangular cargada uniformemente

estrato no.	z (m)	dz(m)	gamma (kN/m3)	mv (m2/kN)	H (m)	saturado(0=no; 1=si)	sigmaV (kPa)	u (kPa)	sigmav' (kPa)
1	1	1	18	0.00001	1	0	18	0	18
	2	1	18	0.00001	1	0	36	0	36
2	3	1	21	0.0003	1	1	57	9.81	47.19
	4	1	21	0.0003	1	1	78	19.62	58.38
	5	1	21	0.0003	1	1	99	29.43	69.57
	6	1	21	0.0003	1	1	120	39.24	80.76
	7	1	21	0.0003	1	1	141	49.05	91.95
	8	1	21	0.0003	1	1	162	58.86	103.14

rocas

constantes area de carga

B(m) 3
L(m) 5
q(kPa) 350

Tabella con strategia di risoluzione esempio 1

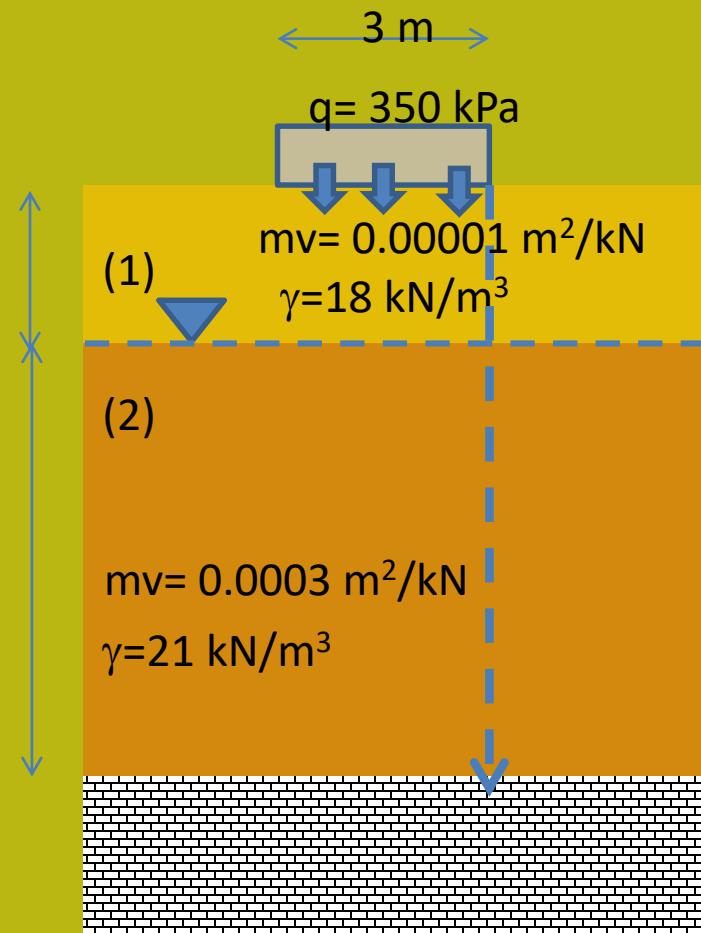
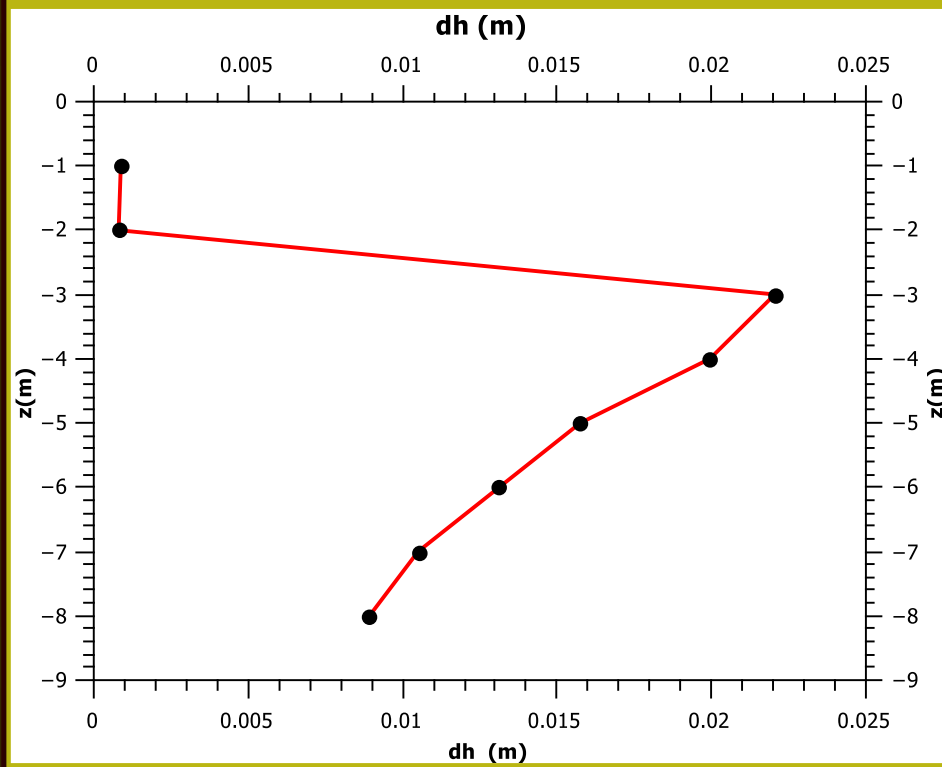
sigmaV (kPa)	u (kPa)	sigmav' (kPa)	sigmav' (punto medio)(kPa)	z punto medio (m)	m (Fadum)*	n(Fadum) *	Isigma **	delta sigma(kPa)	dH (m)
18	0	18	9	0.5	10	6	0.25	87.5	0.000875
36	0	36	27	1.5	3.3333333	2	0.23	80.5	0.000805
57	9.81	47.19	41.595	2.5	2	1.2	0.21	73.5	0.02205
78	19.62	58.38	52.785	3.5	1.4285714	0.857143	0.19	66.5	0.01995
99	29.43	69.57	63.975	4.5	1.1111111	0.666667	0.15	52.5	0.01575
120	39.24	80.76	75.165	5.5	0.9090909	0.545455	0.125	43.75	0.013125
141	49.05	91.95	86.355	6.5	0.7692308	0.461538	0.1	35	0.0105
162	58.86	103.14	97.545	7.5	0.6666667	0.4	0.085	29.75	0.008925
Total									
ΔH (m)									0.09198
ΔH (cm)									9.198

notas

* calculado en Z punto medio de cada sub estrato

**calculado a la esquina de la area cargada



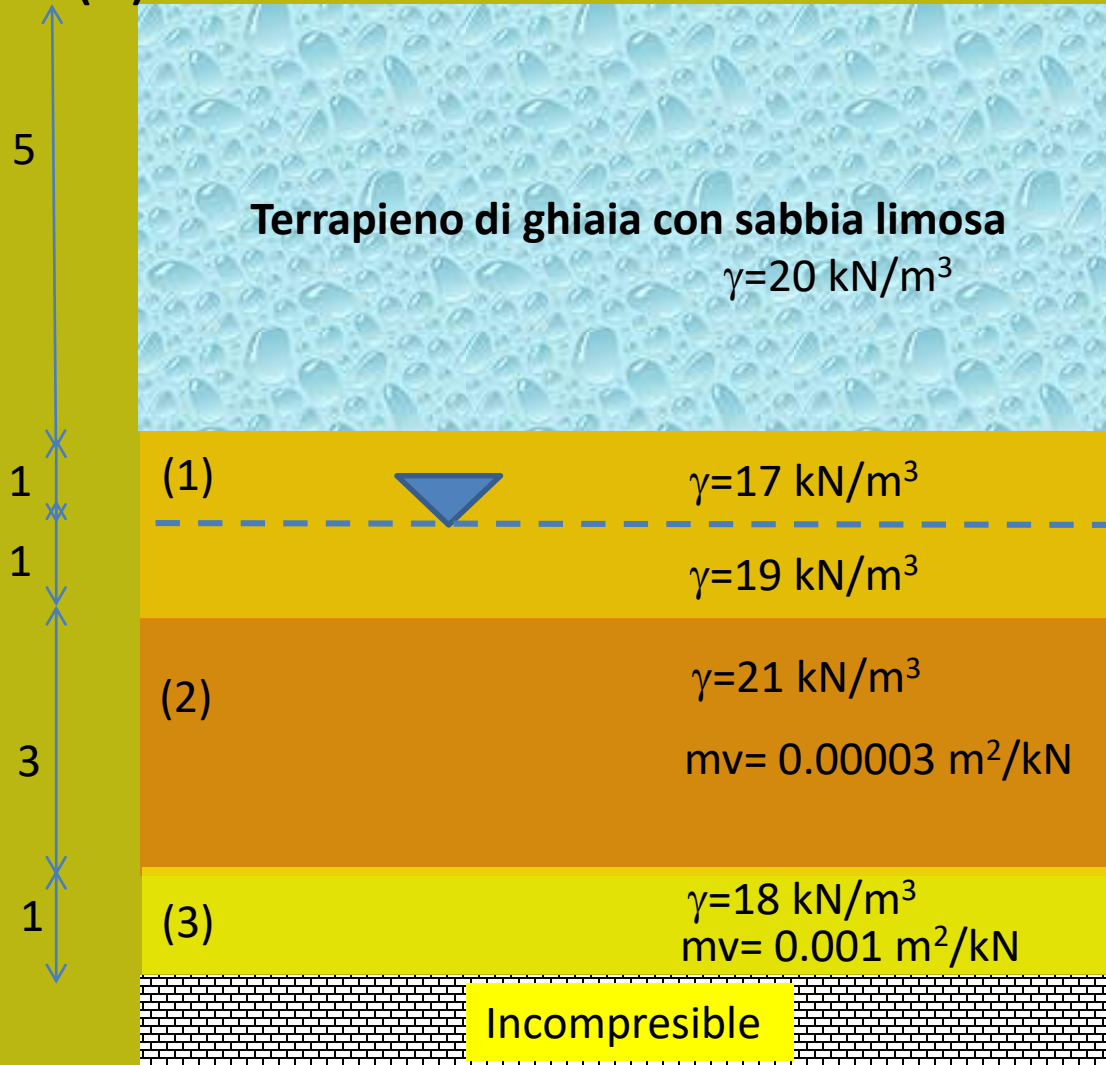


Esempio 1 – cedimenti parziali vs. Profondita'

Ejemplos calculo de asentamiento por consolidación

Ejemplo 2 : calcola il cedimnto per consolidazione sotto un terrapieno di 5 m di spessore. Nota il modello geotecnico nella figura sottostante.

dZ (m)



**Terrapieno
compattato
Artificialmente,
in coondizioni
Ottimali...**

$mv = 0.0002 \text{ m}^2/\text{kN}$

Si notu che lo strato 3 e'
Molto piu compressibile
degli strati 1 e 2
Si veda la tavola segunte..

Risoluzione esempio 2

ejemplo 2 - parte V calculo asentamiento bajo de un terrapleno

estrato no.		z (m)	dz(m)	gamma (kN/m3)	mv (m2/kN)	H (m)	saturado(0=no; 1=si)	sigmaV (kPa)	u (kPa)	sigmav' (kPa)	delta sigma(kPa)	dH (m)
	terrapleno											
1		1	1	17	0.0002	1	0	17	0	17	100	0.02
		2	1	19	0.0002	1	1	36	9.81	26.19	100	0.02
2		3	1	21	0.00003	1	1	57	19.62	37.38	100	0.003
		4	1	21	0.00003	1	1	78	29.43	48.57	100	0.003
		5	1	21	0.00003	1	1	99	39.24	59.76	100	0.003
3		6	1	18	0.001	1	1	117	49.05	67.95	100	0.1
	rocas											

constantes terrapleno

D(m)	5
gamma (kN/m3)	20
delta sigma(kPa)	100

ante las contruccion de terrapleno

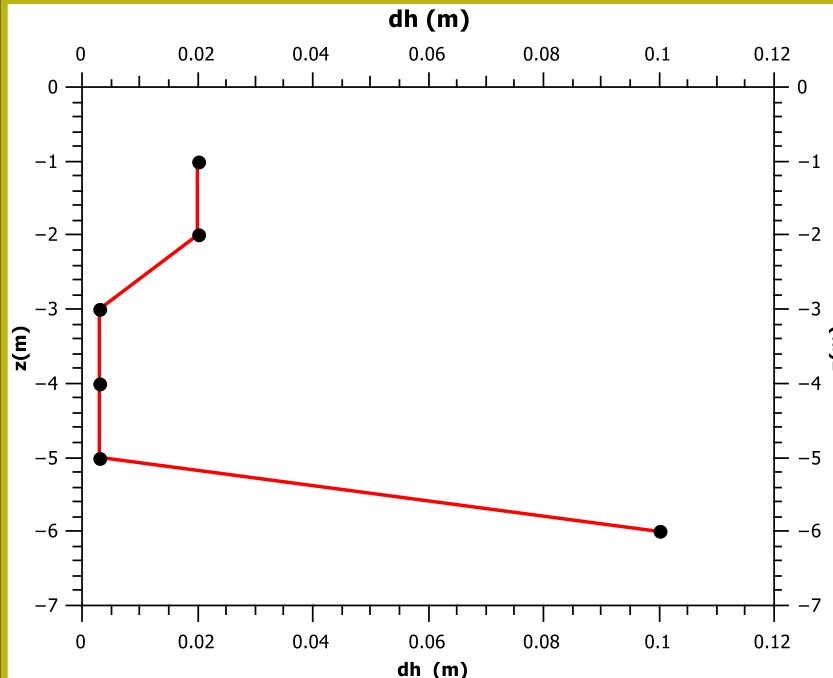
Total

$\Delta H(m)$	0.149
$\Delta H(cm)$	14.9

resultado

Nello strato 3 si concentra il 75% del cedimento totale

L'aumento del carico è costante essendo un carico distribuito uniformemente (infinita in tutte le direzioni !)
sopra la superficie originale
Quindi alla fine è uno strato aggiuntivo.. Come un processo di sedimentazione naturale...



dZ (m)

5

1

1

3

1

Terrapieno de grava con arena
limosa $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

(1) $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$
mv= 0.0002 m^2/kN $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$

(2) $\gamma=21 \text{ kN/m}^3$
mv= 0.00003 m^2/kN

(3) $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$
mv= 0.001 m^2/kN

Incompressible

Esempio 2 – cedimenti parziali vs. Profondita'

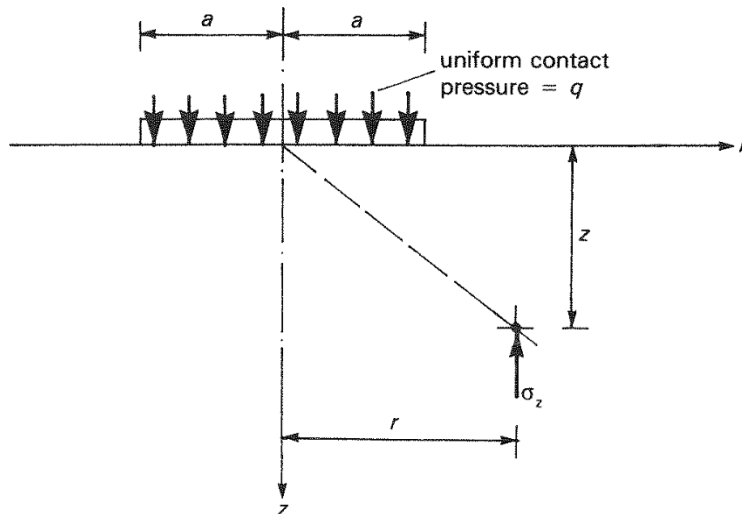
Table 6.6 Influence factors (A and B) for vertical stress due to a uniformly-loaded circular area

z/a	r/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.2	0.804	0.798	0.779	0.735	0.630	0.383	0.154	0.053	0.017	0.004	0.004
	0.188	0.193	0.208	0.235	0.260	0.085	-0.078	-0.044	-0.016	-0.004	-0.004
0.4	0.629	0.620	0.592	0.538	0.443	0.310	0.187	0.086	0.031	0.008	0.008
	0.320	0.323	0.327	0.323	0.269	0.124	-0.008	-0.045	-0.025	-0.008	-0.008
0.6	0.486	0.477	0.451	0.404	0.337	0.256	0.180	0.100	0.041	0.011	0.011
	0.378	0.375	0.363	0.382	0.254	0.144	0.045	-0.021	-0.025	-0.010	-0.010
0.8	0.375	0.368	0.347	0.312	0.266	0.213	0.162	0.102	0.048	0.014	0.014
	0.381	0.374	0.351	0.307	0.238	0.153	0.075	0.006	-0.018	-0.010	-0.010
1.0	0.293	0.288	0.270	0.247	0.215	0.179	0.143	0.098	0.052	0.017	0.017
	0.353	0.346	0.321	0.278	0.220	0.154	0.092	0.028	-0.010	-0.011	-0.011
1.2	0.232	0.228	0.217	0.199	0.176	0.151	0.126	0.092	0.053	0.019	0.019
	0.315	0.307	0.285	0.248	0.201	0.149	0.100	0.044	0.000	-0.010	-0.010
1.5	0.168	0.166	0.159	0.148	0.134	0.119	0.103	0.080	0.051	0.021	0.021
	0.256	0.250	0.233	0.207	0.174	0.137	0.102	0.057	0.014	-0.007	-0.007
2.0	0.106	0.104	0.101	0.096	0.090	0.083	0.075	0.063	0.045	0.022	0.022
	0.179	0.181	0.166	0.152	0.134	0.113	0.093	0.064	0.028	0.000	0.000
3.0	0.051	0.051	0.050	0.049	0.047	0.045	0.042	0.038	0.032	0.020	0.020
	0.095	0.094	0.091	0.086	0.080	0.073	0.066	0.054	0.035	0.011	0.011
4.0	0.030	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.026	0.025	0.022	0.016	0.016
	0.057	0.057	0.056	0.054	0.051	0.048	0.045	0.040	0.031	0.015	0.015
5.0	0.019	0.019	0.019	0.019	0.019	0.018	0.018	0.018	0.016	0.012	0.012
	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.031	0.028	0.025	0.015	0.015
10.0	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.004	0.004	0.004
	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008

Top line = A; bottom line = B

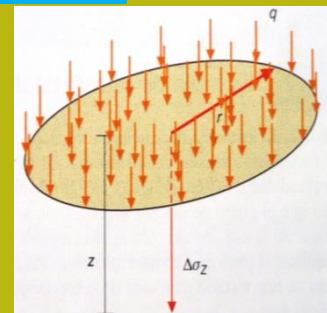
$\sigma_z = q(A + B)$ (See Fig. 6.43)

$\varepsilon_z = q(1 + \nu)[(1 - 2\nu)A + B] / E$



$$\Delta\sigma_z = q(A+B)$$

**Fattore di influenza (A+B)
dovuto a stress verticale
sotto area circolare
uniformemente caricata**



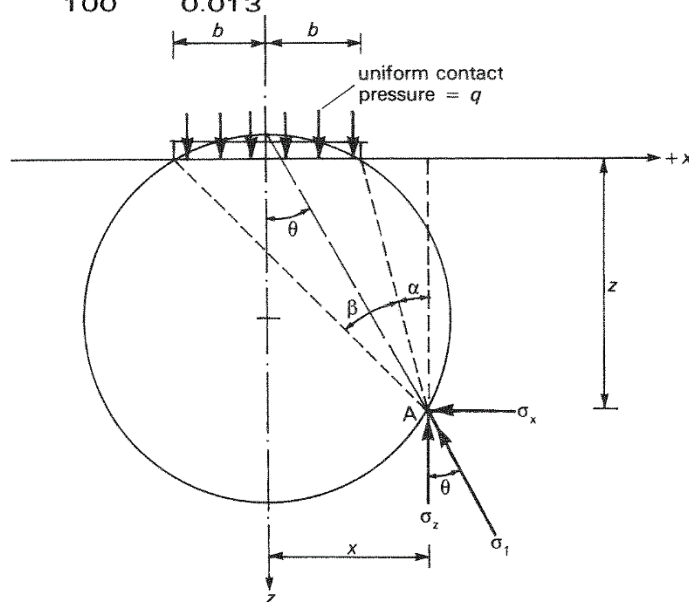
Version 1.0 Last update 30-04-2018

Docenti: Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Dr. Ing. Lucia Greco

Table 6.4 Influence factors (I_s) for vertical stress due to a uniform strip load

z/b	x/b												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0	1.25	1.50	2.0	3.0	5.0	10.0
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.997	0.996	0.992	0.979	0.909	0.775	0.500	0.059	0.011	0.002	0.000	0.000	0.000
0.4	0.977	0.973	0.955	0.906	0.773	0.651	0.498	0.178	0.059	0.011	0.001	0.000	0.000
0.6	0.937	0.928	0.896	0.825	0.691	0.598	0.495	0.258	0.120	0.030	0.004	0.000	0.000
0.8	0.881	0.869	0.829	0.755	0.638	0.566	0.489	0.305	0.173	0.056	0.010	0.001	0.000
1.0	0.818	0.805	0.766	0.696	0.598	0.540	0.480	0.332	0.214	0.084	0.017	0.002	0.000
1.2	0.755	0.743	0.707	0.646	0.564	0.517	0.468	0.347	0.243	0.111	0.026	0.004	0.000
1.4	0.696	0.685	0.653	0.602	0.534	0.495	0.455	0.354	0.263	0.135	0.037	0.005	0.000
1.6	0.642	0.633	0.605	0.562	0.566	0.474	0.440	0.356	0.276	0.155	0.048	0.008	0.000
1.8	0.593	0.585	0.563	0.526	0.497	0.453	0.425	0.353	0.284	0.172	0.060	0.010	0.000
2.0	0.550	0.543	0.524	0.494	0.455	0.433	0.409	0.348	0.288	0.185	0.071	0.013	0.001
2.5	0.462	0.458	0.445	0.426	0.400	0.386	0.370	0.328	0.285	0.205	0.095	0.022	0.002
3.0	0.396	0.393	0.385	0.372	0.355	0.345	0.334	0.305	0.274	0.211	0.114	0.032	0.003
3.5	0.345	0.343	0.338	0.329	0.317	0.310	0.302	0.281	0.258	0.210	0.127	0.042	0.004
4.0	0.306	0.304	0.301	0.294	0.285	0.280	0.275	0.259	0.242	0.205	0.134	0.051	0.006
5.0	0.248	0.247	0.245	0.242	0.237	0.234	0.231	0.222	0.212	0.188	0.139	0.065	0.010
6.0	0.208	0.208	0.207	0.205	0.202	0.200	0.198	0.192	0.186	0.171	0.136	0.075	0.015
8.0	0.158	0.157	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	0.150	0.147	0.140	0.122	0.083	0.025
10	0.126	0.126	0.126	0.126	0.125	0.125	0.124	0.123	0.121	0.117	0.107	0.082	0.032
15	0.085	0.085	0.085	0.084	0.084	0.084	0.084	0.083	0.083	0.087	0.078	0.069	0.041
20	0.064	0.064	0.064	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.062	0.061	0.056	0.041
50	0.025												
100	0.013												

$\sigma_z = q/I_s$ (See Fig. 6.39)



$$\Delta\sigma_z = q \times I_s$$

Fattore di influenza I_s dovuto a stress verticale sotto striscia caricata con distribuzione uniforme

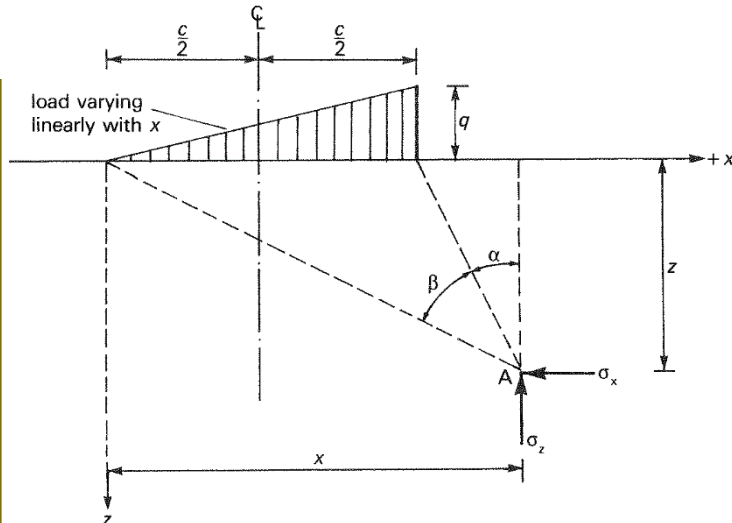
Version 1.0 Last update 30-04-2018

Docenti: Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Dr. Ing. Lucia Greco

Table 6.5 Influence factors (I_T) for vertical stress due to a triangular strip load

	x/c													
z/c	-2.0	-1.5	-1.0	-0.5	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0*	1.25	1.5	2.0
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.200	0.400	0.600	0.800	0.900	0.500	0.000	0.000	0.000
0.2	0.000	0.000	0.000	0.002	0.061	0.209	0.395	0.577	0.697	0.648	0.437	0.050	0.009	0.001
0.4	0.000	0.001	0.003	0.013	0.110	0.227	0.372	0.497	0.527	0.475	0.379	0.136	0.042	0.007
0.6	0.001	0.003	0.008	0.031	0.140	0.232	0.334	0.409	0.414	0.380	0.328	0.177	0.080	0.018
0.8	0.003	0.006	0.016	0.049	0.155	0.225	0.294	0.339	0.337	0.317	0.285	0.187	0.106	0.032
1.0	0.005	0.011	0.025	0.064	0.159	0.211	0.258	0.286	0.283	0.270	0.250	0.184	0.121	0.046
1.2	0.008	0.016	0.034	0.075	0.157	0.195	0.227	0.245	0.243	0.235	0.221	0.175	0.126	0.057
1.4	0.011	0.021	0.041	0.083	0.151	0.179	0.202	0.215	0.213	0.207	0.197	0.165	0.127	0.066
1.6	0.015	0.026	0.048	0.087	0.143	0.165	0.182	0.190	0.189	0.184	0.178	0.154	0.124	0.072
1.8	0.018	0.031	0.053	0.089	0.135	0.152	0.164	0.171	0.170	0.166	0.161	0.143	0.120	0.076
2.0	0.021	0.035	0.057	0.089	0.127	0.140	0.150	0.155	0.154	0.151	0.148	0.134	0.115	0.078
2.5	0.028	0.042	0.062	0.086	0.110	0.117	0.122	0.125	0.124	0.123	0.121	0.113	0.103	0.078
3.0	0.033	0.046	0.062	0.080	0.095	0.100	0.103	0.105	0.104	0.104	0.102	0.098	0.091	0.074
3.5	0.037	0.048	0.060	0.073	0.084	0.087	0.089	0.090	0.090	0.089	0.089	0.085	0.081	0.069
4.0	0.038	0.048	0.058	0.067	0.075	0.077	0.078	0.079	0.079	0.079	0.078	0.076	0.073	0.064
5.0	0.039	0.045	0.051	0.057	0.061	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.062	0.060	0.055
6.0	0.037	0.041	0.046	0.049	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.052	0.051	0.048
8.0	0.032	0.035	0.037	0.038	0.039	0.039	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.039	0.039	0.038
10.0	0.028	0.029	0.030	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.031	0.031
15.0	0.020	0.020	0.021	→										0.021
20.0	0.0125	0.016	0.0126	→										0.016
50.0	0.006	→												

* At $x/c = 0.9999$ and $z/c = 0$, $I_T = 0.9999$

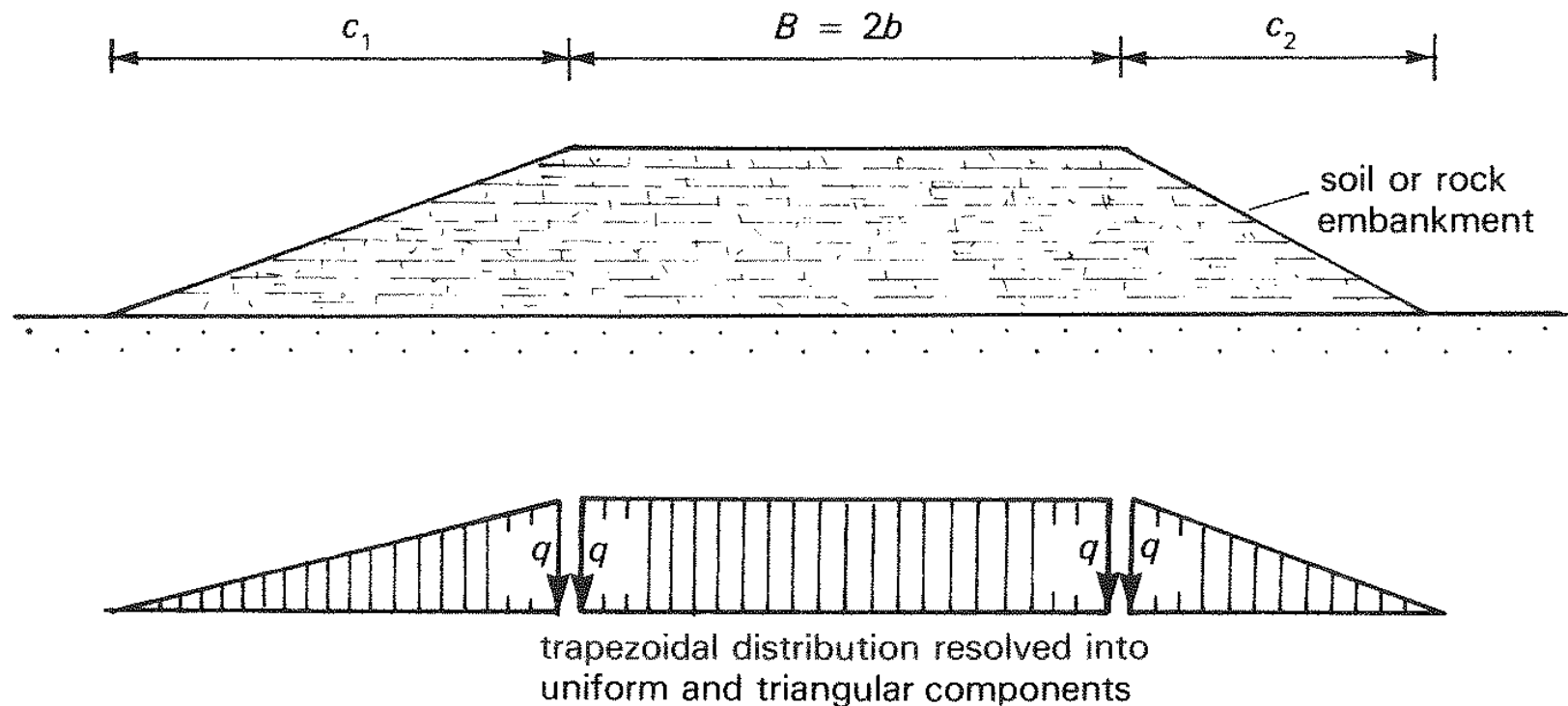


$$\Delta\sigma_z = q \times I_T$$

Fattore di influenza I_T dovuto a stress verticale sotto una striscia caricata con distribuzione triangolare (la mssima pressione e' a destra)

Version 1.0 Last update 30-04-2018

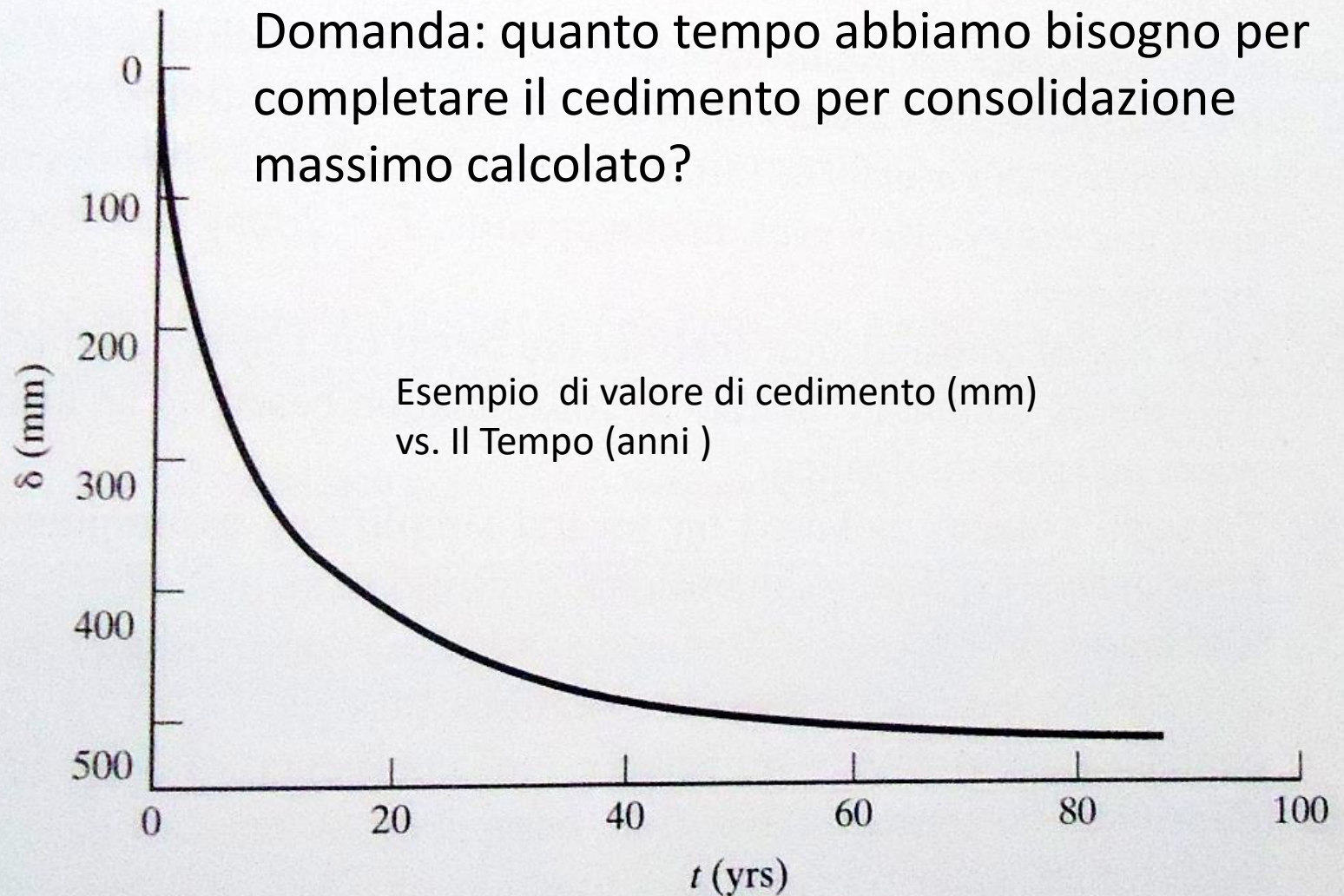
Docenti: Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Dr. Ing. Lucia Greco



Esempio di come risolvere la distribuzione di pressione di un rilevato stradale con sezione trapezoidale (porzione laterale con distribuzione triangolare di carico e area centrale con distribuzione uniforme) - (applicare se necessario il principio di sovrapposizione nelle zone a margine).

Nota: Si deve sempre considerare che le strisce caricate sono estese indefinitamente nella direzione ortogonale del disegno.

Tassa di consolidazione nel tempo..



Tassa di consolidazione e il fattore tempo : eccesso della pressine di pori nel tempo

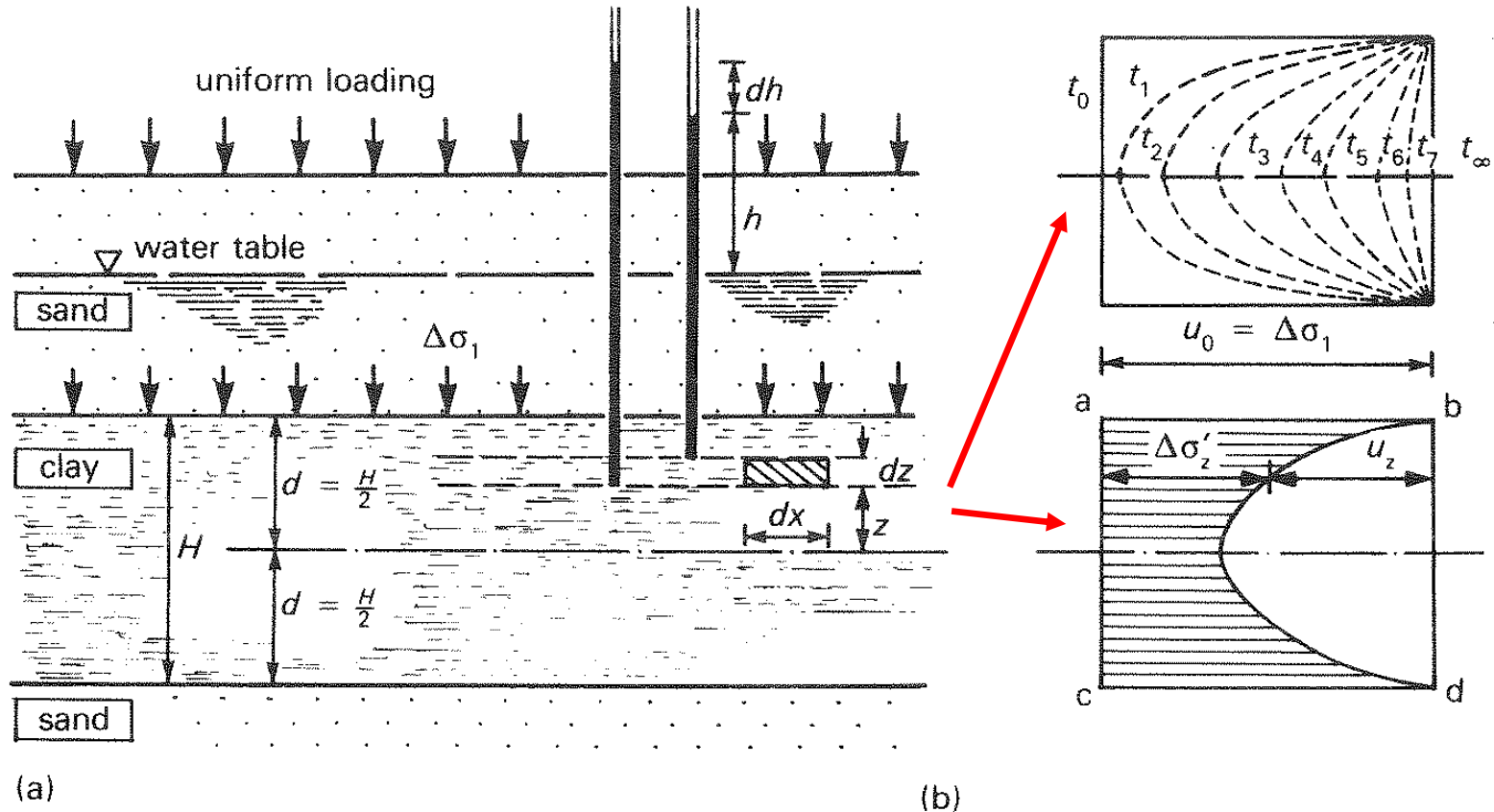


Fig. 10.15 Distribution of excess pore pressure in a clay layer subject to a uniform increase in vertical stress
 (a) Sectional elevation (b) Excess pore pressure distribution

Si ricorda che l'eccesso di pressione totale dovuto al carico diventa gradualmente un incremento di pressione effettiva progressivamente all'abbassamento della stesso quantità di eccesso di pressione dei pori prodotta dal carico.

Presupposti di base del
modello
consolidazione di
Terzaghi



- Il materiale nel campione è uniforme
- Le particelle solide e le molecole d'acqua sono incompressibili
- Flusso e deformazione unidimensionale
- Spazio poroso tutto saturo
- La legge di Darcy è valida
- Permeabilità costante in tutte le direzioni
- Comprimibilità lineare del terreno

$$\frac{\delta u_e}{\delta t} - \frac{\delta \sigma_v}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 u_e}{\delta^2 z}$$

Eqzione differenziale del modello di consolidazione unidimensionale
di Terzaghi , dove :

u_e = eccesso pressione dei pori

c_v = coefficiente di consolidazione

t = tempo

σ_v = stress total e

z = profondita'

Coefficiente di consolidazione C_v

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Il coefficiente di consolidazione C_v è correlato inversamente alla comprimibilità e direttamente alla permeabilità del mezzo poroso.

Dimensionalmente C_v e' espresso come $[m^2/s]$

Funzione calcolo eccesso pressione dei pori infunzione della profondita'

$$u(z) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \sin\left(M \frac{z}{d}\right) e^{-M^2 T_v}$$

Con queste variabili ausiliarie

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

e

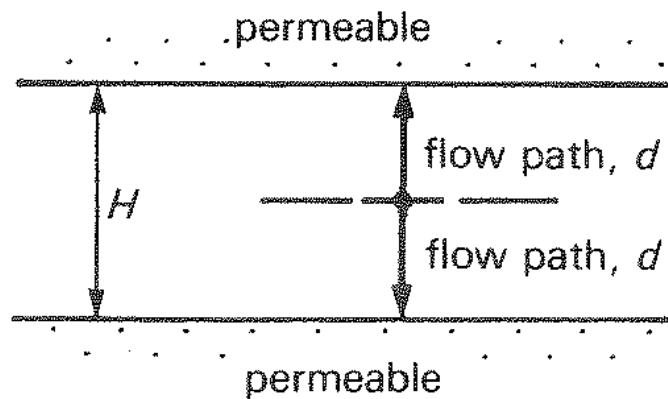
$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Fattore tempo
(adimensionale)

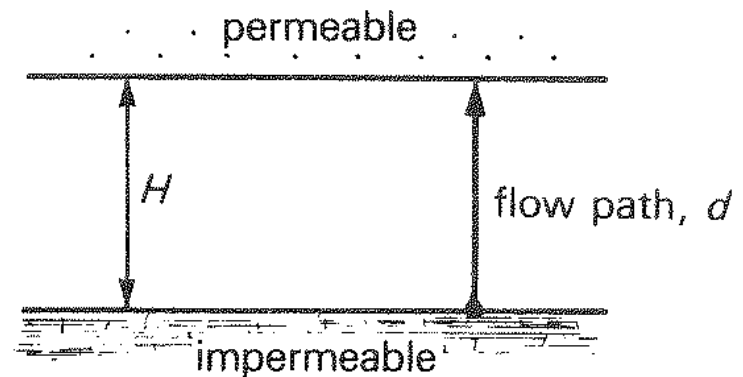
Molto importante:

d = e' la distanza massima di drenaggio (o percorso massimo di fuga per l'eccesso della pressione dei pori prodotta). (espresso in m)

Cosa e' la distanza di drenaggio d ??



(a)



(b)

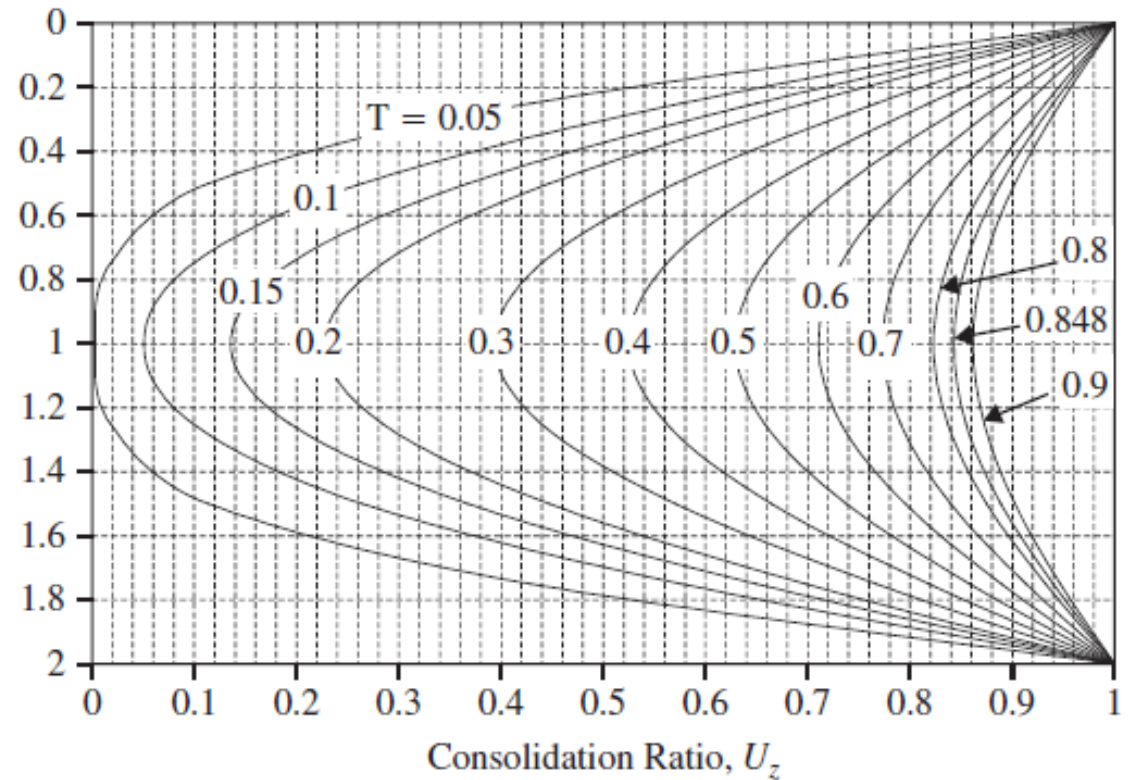
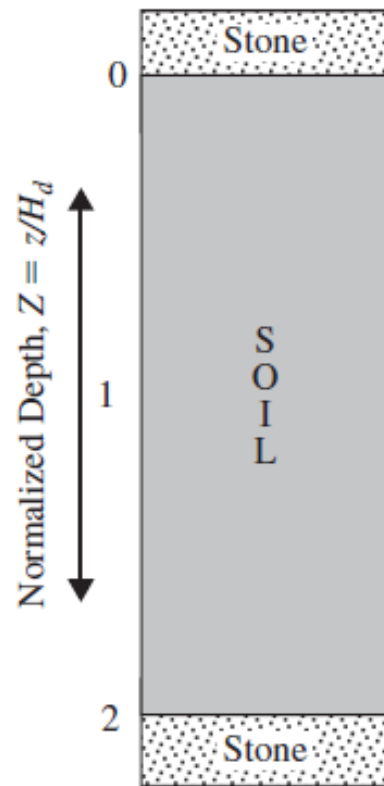
Fig. 10.17 Open and half-closed layers

(a) Open layer: $d = H/2$ (b) Half-closed layer: $d = H$

La distanza d dipende dalla variabilità delle condizioni stratigrafiche.

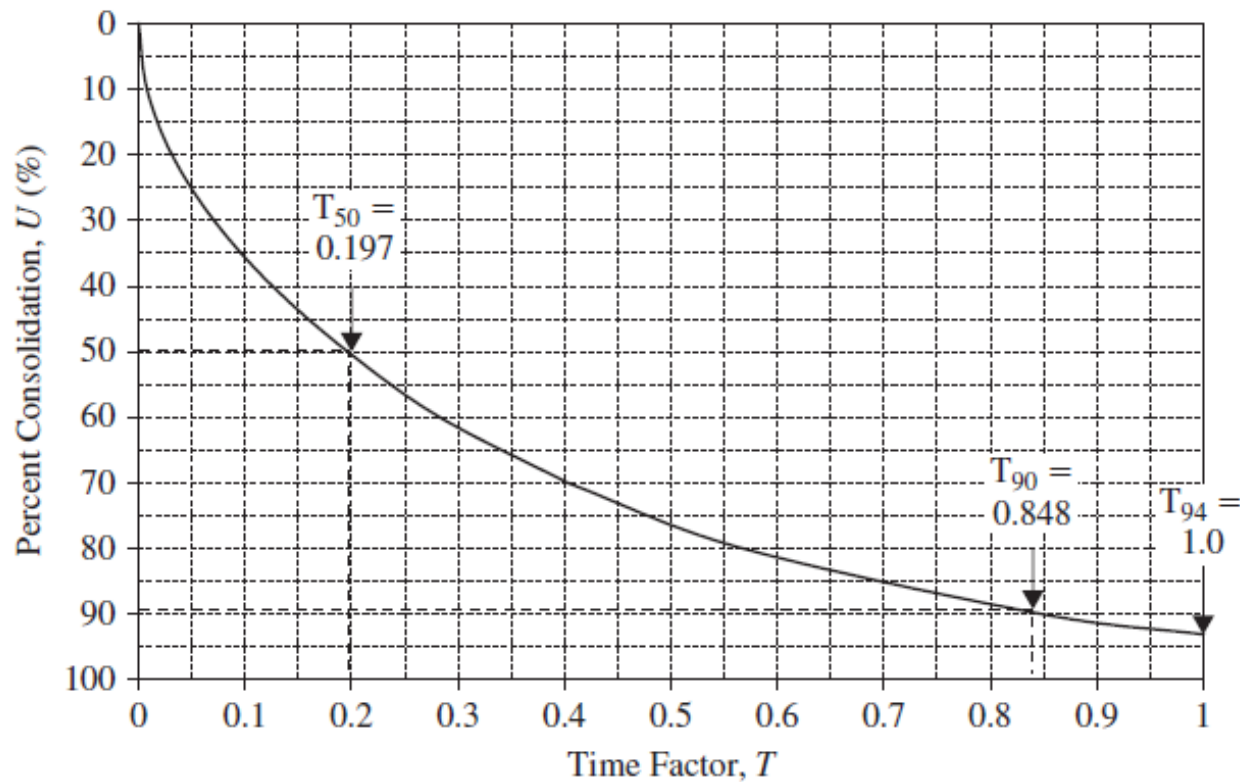
Puoi vedere due dei casi classici nella figura sopra...





$$U(z) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin\left(M \frac{z}{d}\right) e^{-2M^2 T_v}$$

**Grado di consolidazione in uno strato con doppio drenaggio:
caso di un campione di una prova di consolidazione**



Percentuale di consolidazione in base al fattore tempo T_v

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Fattore tempo
(adimensionale)

T_{v50} e T_{v90} sono valori caratteristici e fondamentali del calcolo della % di cedimento vs. Tempo.

Per esempio T_{v50} corrisponde al fattore tempo associato al 50% del cedimento total

$$t = \frac{T_v d^2}{c_v}$$

Relazione inversa per calcolare il tempo necessario per produrre una certa frazione di del cedimento totale

Relazione $U\% = f(T_v)$ e $T_v = f(U\%)$

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}}$$

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}}$$



Sivaram and Swamee (1977)

Queste sono le relazioni per il calcolo del cedimento nel tempo– pero' non e' conveniente usarle con $U\% > 95\%$ a causa di problemi di generazione di infiniti...

Attenzione ...!

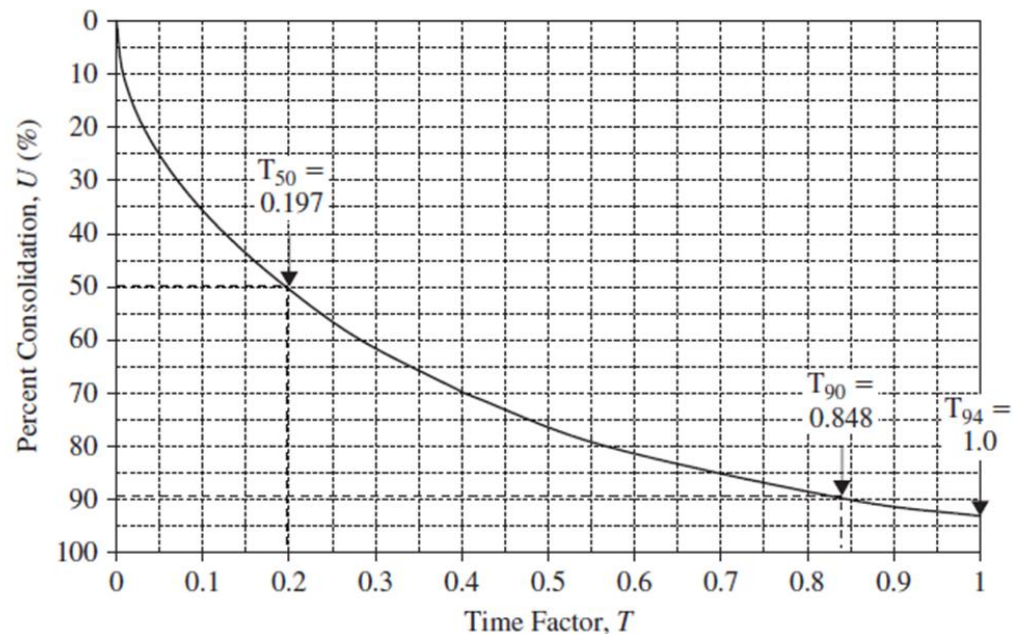


Tavola U% =f(Tv) e Tv=f(U%)

U (%)	T _v	U (%)	T _v	U (%)	T _v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		

(from Das , 2007)

Questa è una tabella di uso più pratico. Normalmente non viene utilizzato per valori superiori al 99% Perché il consolidamento completo (100%) avviene in un tempo infinito

Relazioni robuste per Tv= f(U%)

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad \text{si } U\% \leq 60\%$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10}(100 - U\%) \quad \text{si } U\% > 60\%$$

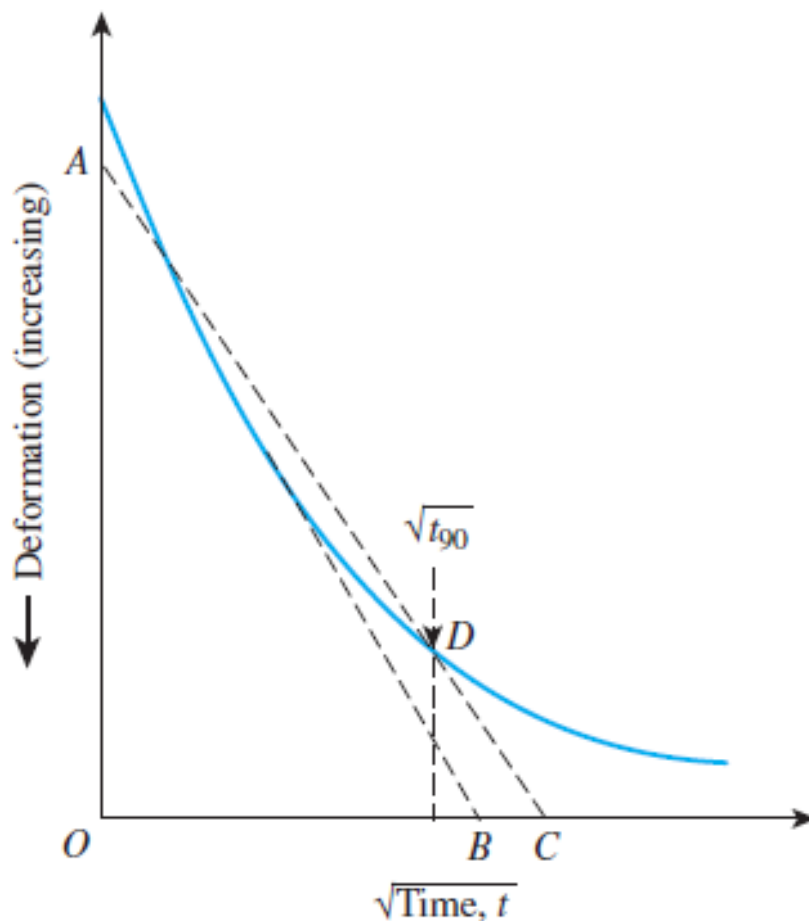
(da Das , 2007)

e le relazioni inverse
U% =f(Tv)

$$U\% = 100 \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad \text{si } T_v \leq 0.286$$

$$U\% = 100 - 10^{\left(\frac{1.781 - T_v}{0.933} \right)} \quad \text{si } 0.286 < T_v < 1.781$$

(by L.B. 2016)



$$c_v = \frac{T_{v_{90}} d^2}{t_{90}}$$

Determinazione del CV in laboratorio: metodo radice quadrata del tempo

1) Disegna la curva di laboratorio

Strain (settlement) vs. radice quadrato del tempo

2) interpolare la curva della porzione iniziale fino a trovare il **punto A**

3) Calcolare la pendenza nel ramo con origine in A e disegnare una retta con una pendenza ridotta del 15%. Questa nuova retta identifica il punto D di intersezione con la curva di laboratorio

4) nel punto D identifica $U\%=90$

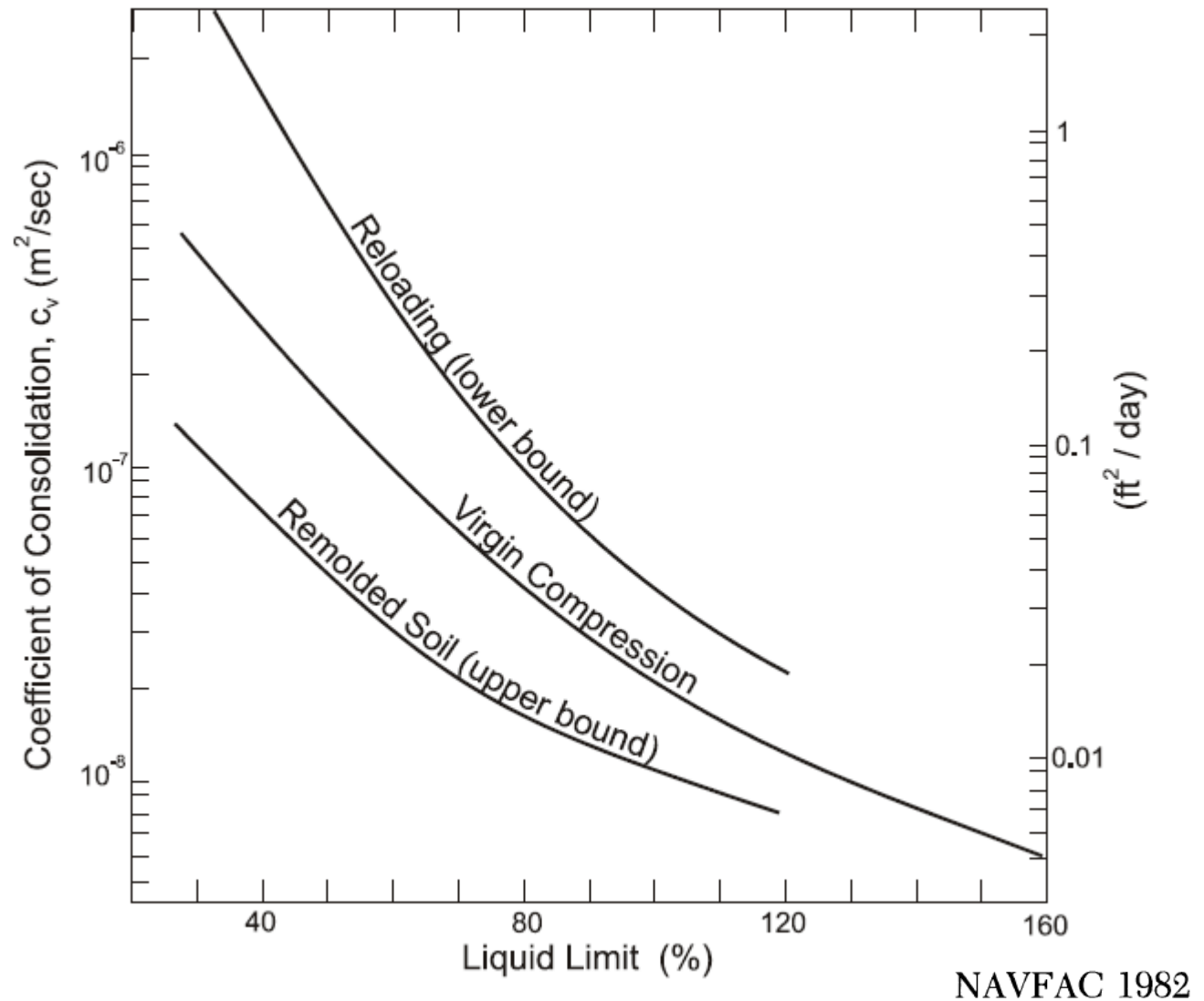
Y $T_{v_{90}}=0.848$ e quindi il $t_{90}^{0.5}$

5) Quest permette el calcolo de Cv

Table 5.6 TYPICAL VALUES OF THE COEFFICIENT OF CONSOLIDATION, c_v

<i>Soil</i>	c_v	
	($\text{cm}^2/\text{s} \times 10^{-4}$)	(m^2/yr)
Boston blue clay (CL) (Ladd and Luscher, 1965)	40 ± 20	12 ± 6
Organic silt (OH) (Lowe, Zaccheo, and Feldman, 1964)	2–10	0.6–3
Glacial lake clays (CL) (Wallace and Otto, 1964)	6.5–8.7	2.0–2.7
Chicago silty clay (CL) (Terzaghi and Peck, 1967)	8.5	2.7
Swedish medium sensitive clays (CL–CH) (Holtz and Broms, 1972)		
1. laboratory	0.4–0.7	0.1–0.2
2. field	0.7–3.0	0.2–1.0
San Francisco Bay Mud (CL)	2–4	0.6–1.2
Mexico City clay (MH) (Leonards and Girault, 1961)	0.9–1.5	0.3–0.5

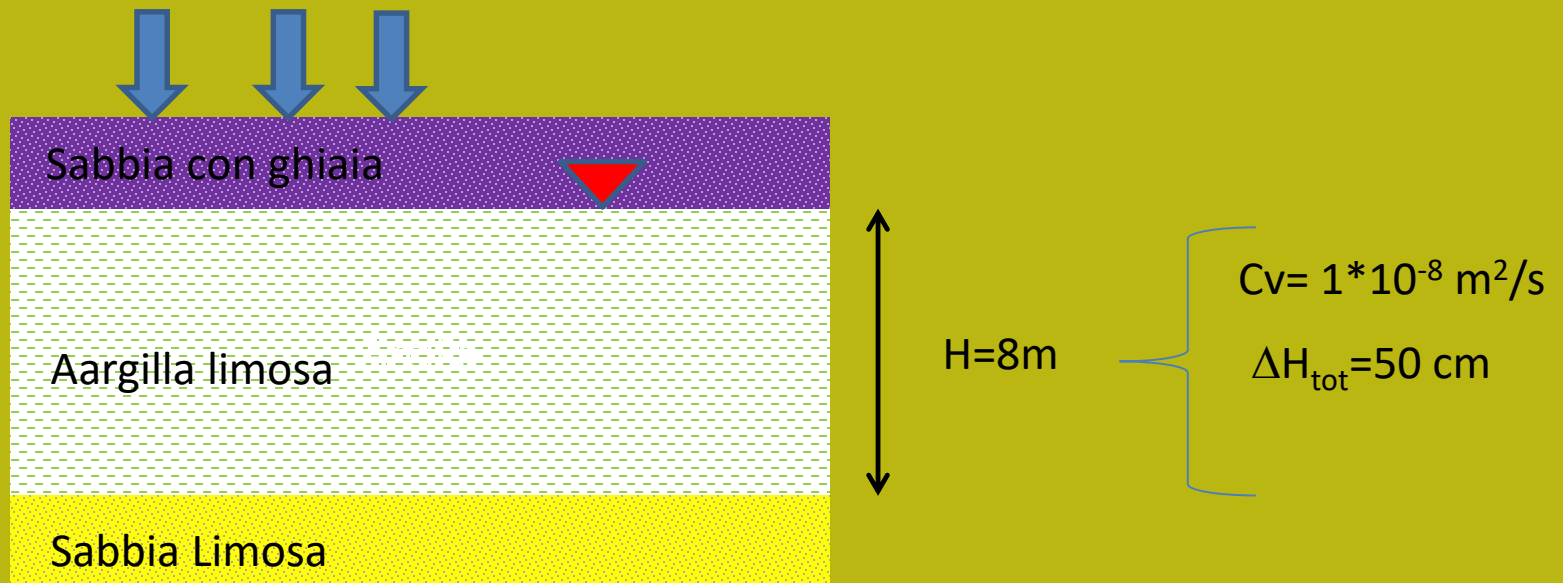
Valori tipici di C_v



Relazione tra C_v e limite liquido LL

Esempi di calcoli considerando il tasso di cedimento nel tempo

Esempio 3 : viene considerata la stratigrafia del basso. Calcola il tempo necessario per raggiungere il 50% di cedimento per consolidazione dello strato di argilla limosa. Calcola la curva completa del cedimento-tempo



$\Delta H_{\text{tot}} = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$... considerando un cedimento totale per consolidazione .

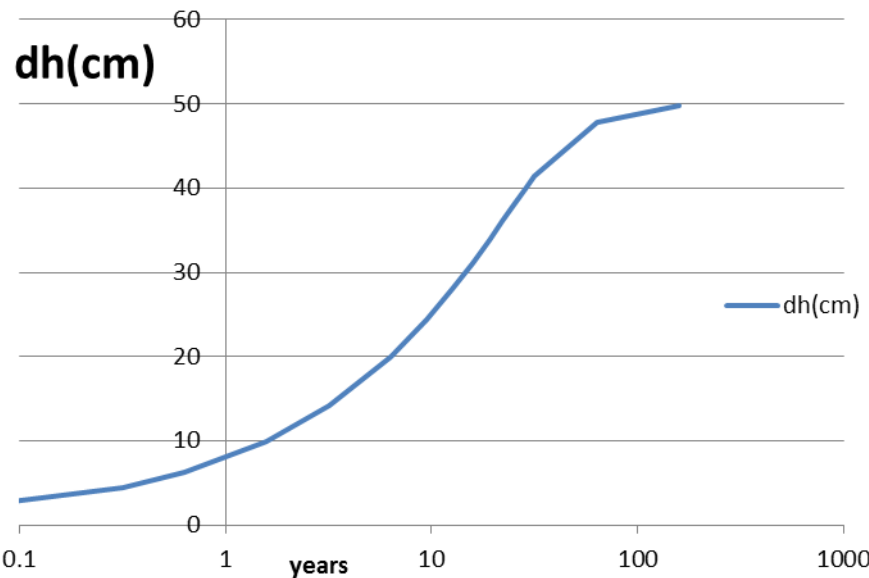
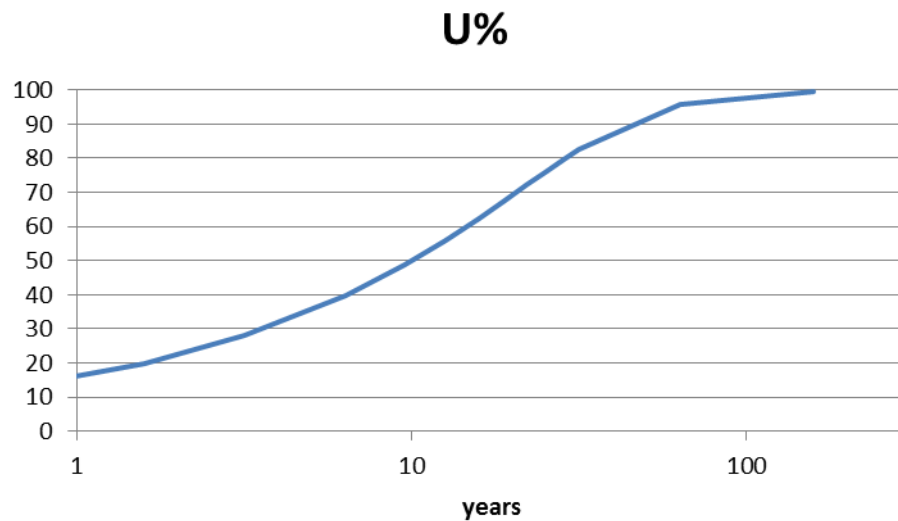
ejemplo 3

		t(s)	t(days)	t(yrs)	Tv	4Tv/π	U(fraction)	U%	dh(cm)
Cv (m²/s)	0.00000001	1000	0.01157407	3.17E-05	6.3E-07	7.95775E-07	0.0008921	0.08921	0.0446
H(m)	8	10000	0.11574074	0.000317	6.3E-06	7.95775E-06	0.0028209	0.28209	0.14105
d(m)	4	100000	1.15740741	0.003169	6.3E-05	7.95775E-05	0.0089206	0.89206	0.44603
1(yars)=31557600 (s)		1000000	11.5740741	0.031688	0.00063	0.000795775	0.0282095	2.82095	1.41047
ΔH_{tot}(cm)	50	10000000	115.740741	0.316881	0.00625	0.007957747	0.0892062	8.92062	4.46031
		20000000	231.481481	0.633762	0.0125	0.015915494	0.1261564	12.6156	6.30782
		50000000	578.703704	1.584404	0.03125	0.039788736	0.1994669	19.9467	9.97334
		100000000	1157.40741	3.168809	0.0625	0.079577472	0.2820526	28.2053	14.1026
		200000000	2314.81481	6.337618	0.125	0.159154943	0.3985279	39.8528	19.9264
		300000000	3472.22222	9.506426	0.1875	0.238732415	0.4870345	48.7034	24.3517
		400000000	4629.62963	12.67524	0.25	0.318309886	0.561896	56.019	28.0095
		500000000	5787.03704	15.84404	0.3125	0.397887358	0.6225933	62.2593	31.1297
		600000000	6944.44444	19.01285	0.375	0.477464829	0.6764442	67.6444	33.8222
		700000000	8101.85185	22.18166	0.4375	0.557042301	0.7130035	72.3003	36.1502
		800000000	9259.25926	25.35047	0.5	0.636619772	0.7631394	76.3139	38.157
		900000000	10416.6667	28.51928	0.5625	0.716197244	0.7975617	79.7562	39.8781
		1000000000	11574.0741	31.68809	0.625	0.795774715	0.8269192	82.6919	41.346
		2000000000	23148.1481	63.37618	1.25	1.591549431	0.9572862	95.7286	47.8643
		5000000000	57870.3704	158.4404	3.125	3.978873577	0.9946502	99.465	49.7325

- 1) Costruire una tavola come sopra
- 2) Calcolare Tv considerando un doppio drenaggio
- 3) Calcolare U (come frazione 0.0-1.0)
- 4) Calcolare U% e la corrispondente curva dh(t)

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}}$$

Sivaram and Swamee (1977)



$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}}$$

Sivaram and Swamee (1977)

- 5) Calcolare T_{v50} da $U\%=50$
 6) Calcolare t_{50} con la equazione:

$$t_{50} = \frac{T_{v50} d^2}{c_v}$$

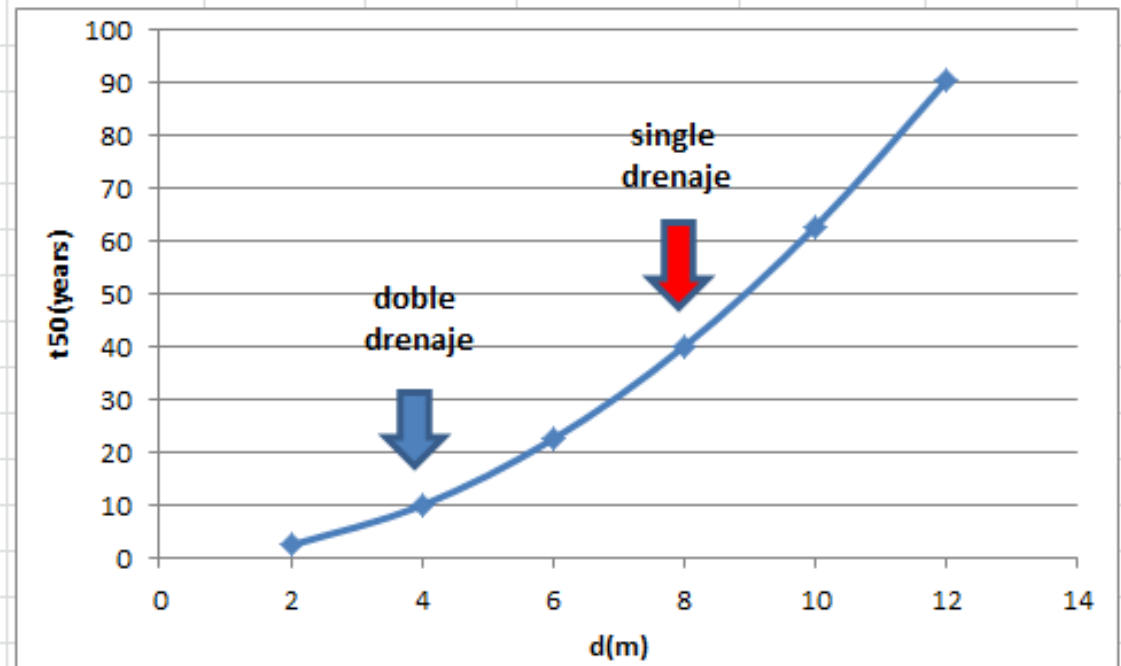
I valori esatti finali sono

Tv50	0.1978153
t50(years)	10.029422

Esempio 4 : considera la stratigrafia dell'esempio3. Calcola il tempo necessario per raggiungere il 50% di cedimento per il consolidamento dello strato di argilla limosa, considerando diversi valori di **d** (incluso il caso del drenaggio singolo dello strato argilloso, ovvero con un livello impermeabile alla base)

Per la soluzione viene utilizzato lo stesso esempio del foglio di calcolo 3 e ripeti il calcolo con **d= 2, 6,8 ,10, 12..**

d(m)	t ₅₀ (years)
2	2.507
4	10.029
6	22.57
8	40.11
10	62.68
12	90.26



Se nota la non linearita' del risultato ..

Materiale multimediale.

Collegamento esterno a un'eccellente presentazione in inglese con animazioni 17 min.

<http://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=soil%20consolidation%20ppt&source=web&cd=1&ved=0CClQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.geoengineer.org%2Ffiles%2Fconsol-Sivakugan.pps&ei=BOeuTrWaFcLLsQKNg-yDDw&usg=AFQjCNFs-kk1SLrHggGneCw2G6KCZOSsng&cad=rja>

La Torre Pendente de Pisa (Pisa , ITALIA) y su asentamientos :

<http://www.youtube.com/watch?v=pVICAXoLoyo&feature=related>
<https://www.youtube.com/watch?v=3gTq4WggLp0>

Suggerimenti di lettura capitolo 6 (secciones 6.10, 6.11, 6.12) e capitolo 7 secciones da 7.1 a 7.11) de :

- **Das. B.M. (2008). Fundamentals of geotechnical engineering. Third edition. CL-Engineering ed.. ISBN-10: 0-495-29572-8**

Parte VI

Resistenza al taglio dei Geomateriali



Resistenza al taglio dei geomateriali

Suoli

Rocce

Ammassi rocciosi



La resistenza al taglio dei
I geomateriali possono essere
definiti come la resistenza fino alla
rottura che si sviluppa su superfici o
piani interni al materiale ..

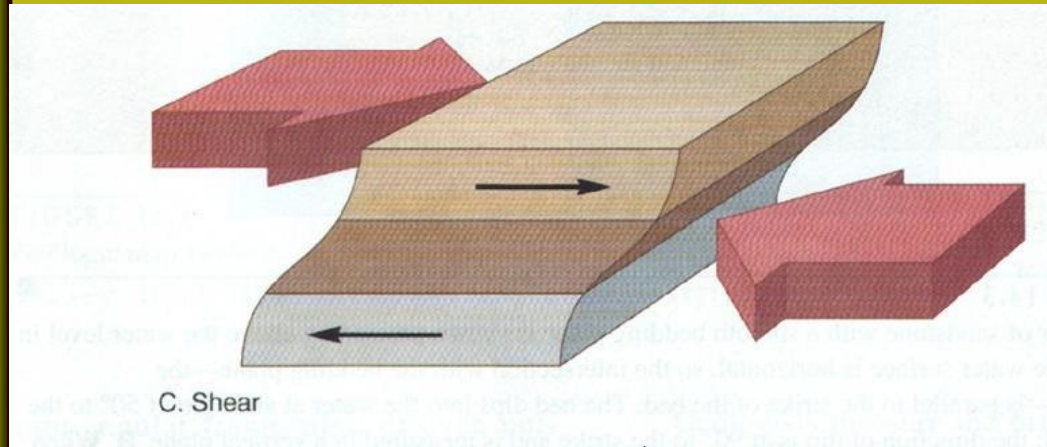
Questa resistenza dipende da molti
fattori geologici, strutturali, fisici e
chimici



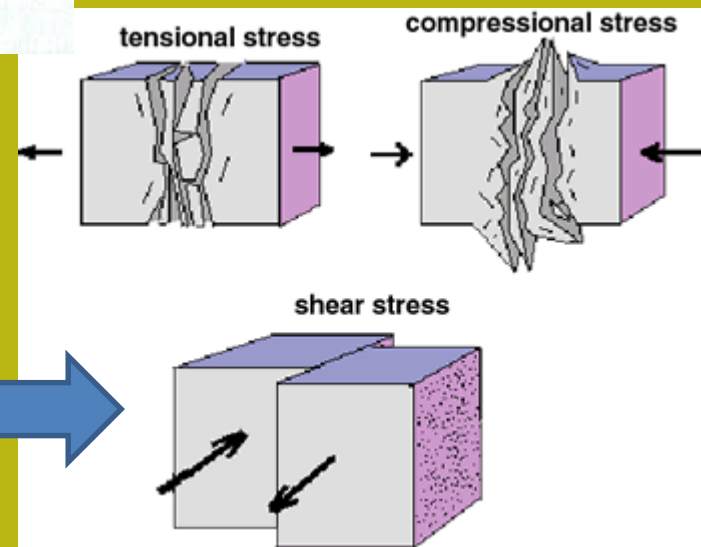
**Ammasso
roccioso
alterato**



Dove troviamo la resistenza al taglio di terreni e ammassi rocciosi



Sforzo di taglio
e resistenza al taglio
(*shear strength*)



Dove troviamo la resistenza al taglio di terreni e ammassi rocciosi

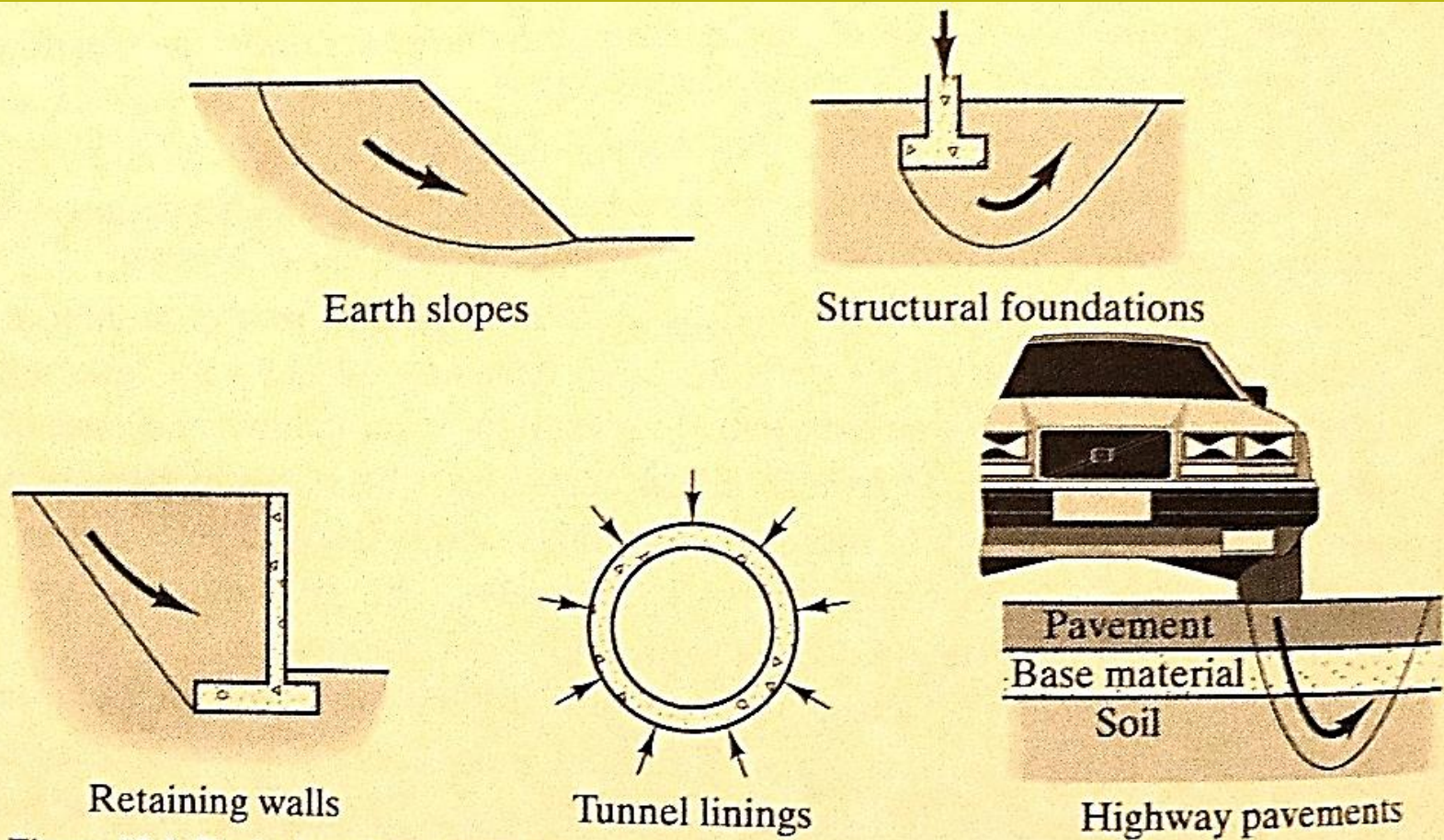
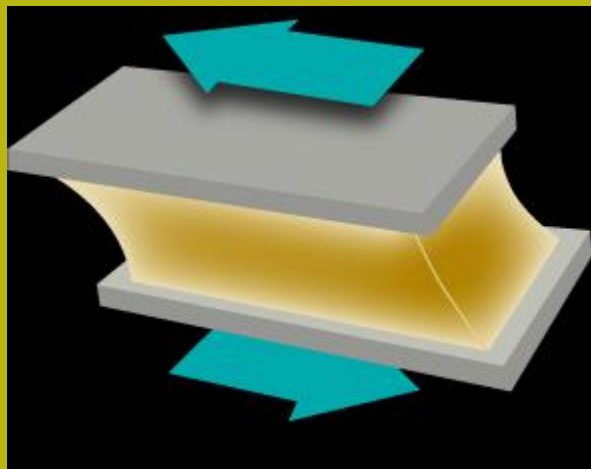


Figure 13.1 Typical applications of strength analyses in soils.

Resistenza al taglio e il suo significato fisico



Quando la sollecitazione di taglio supera il limite di resistenza al taglio, le particelle si muovono l'una rispetto all'altra, seguendo una superficie di resistenza minima.

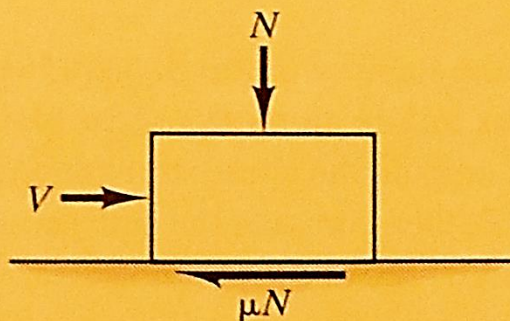
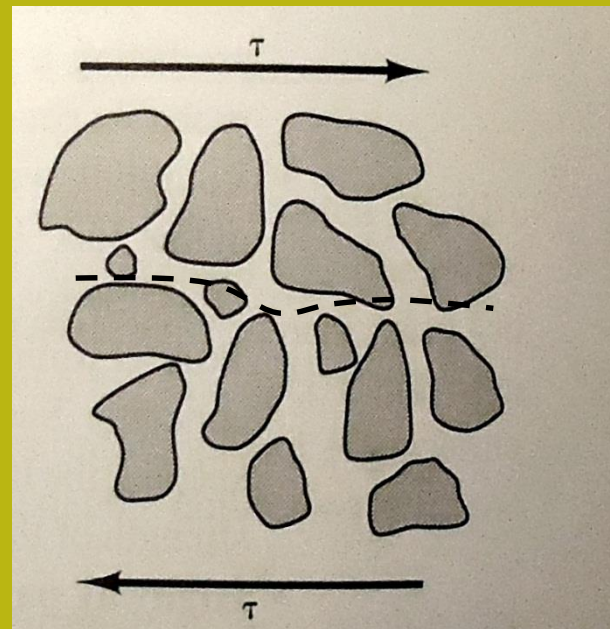
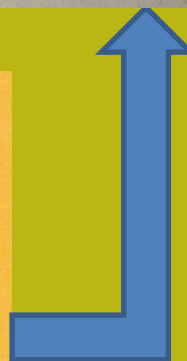
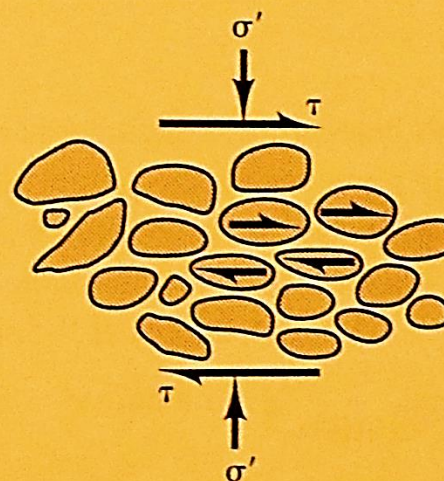


Figure 13.3 Comparison between friction on a sliding block and frictional strength in soil.



**Resistenza
frizionale**

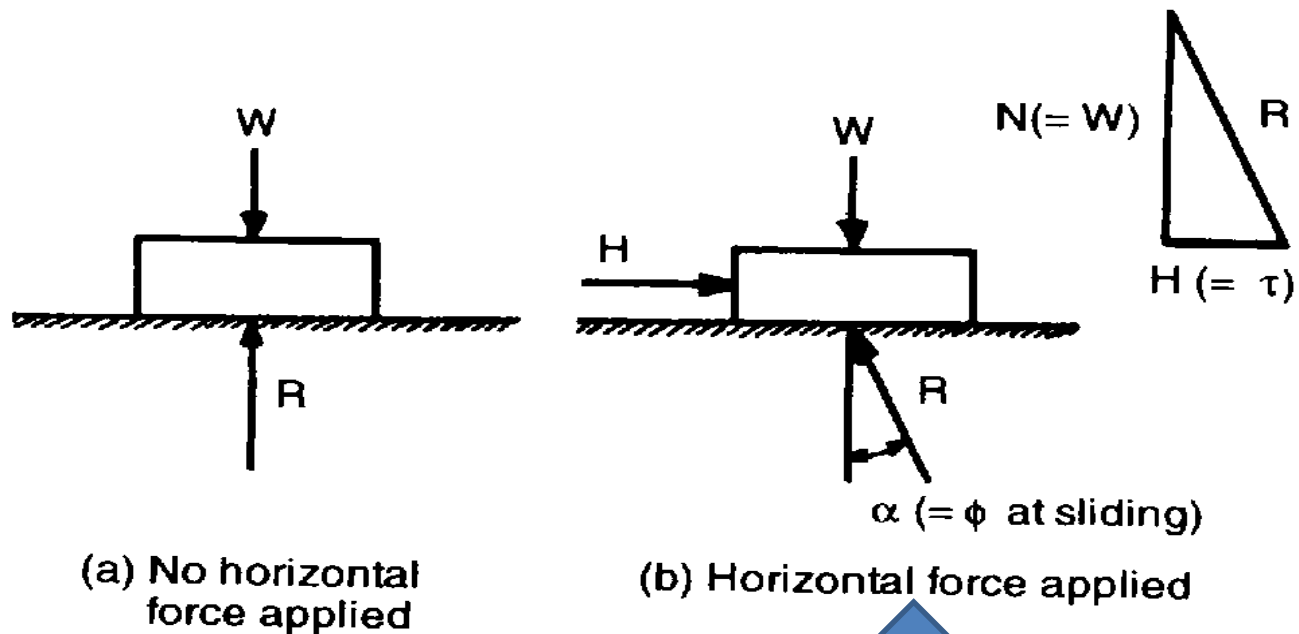


Fig. 3.1 Friction.

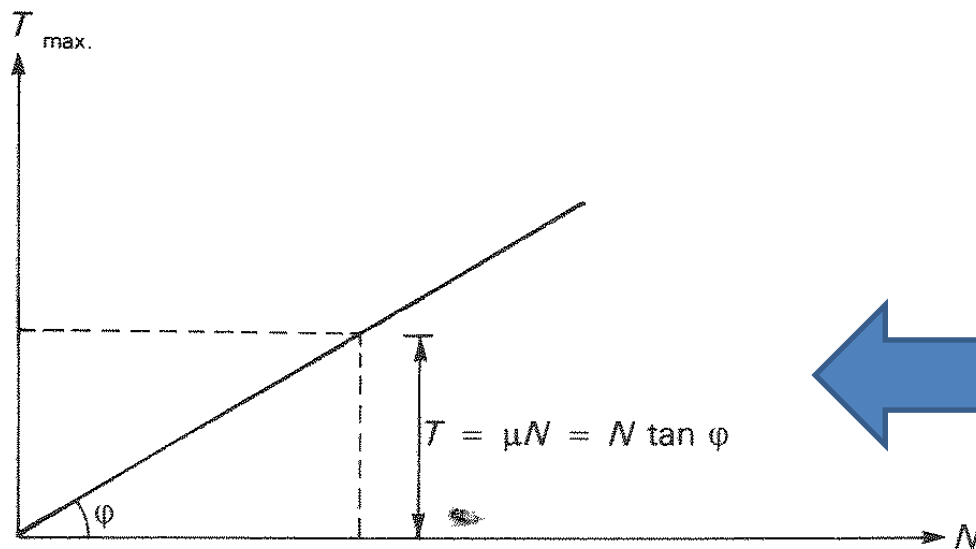
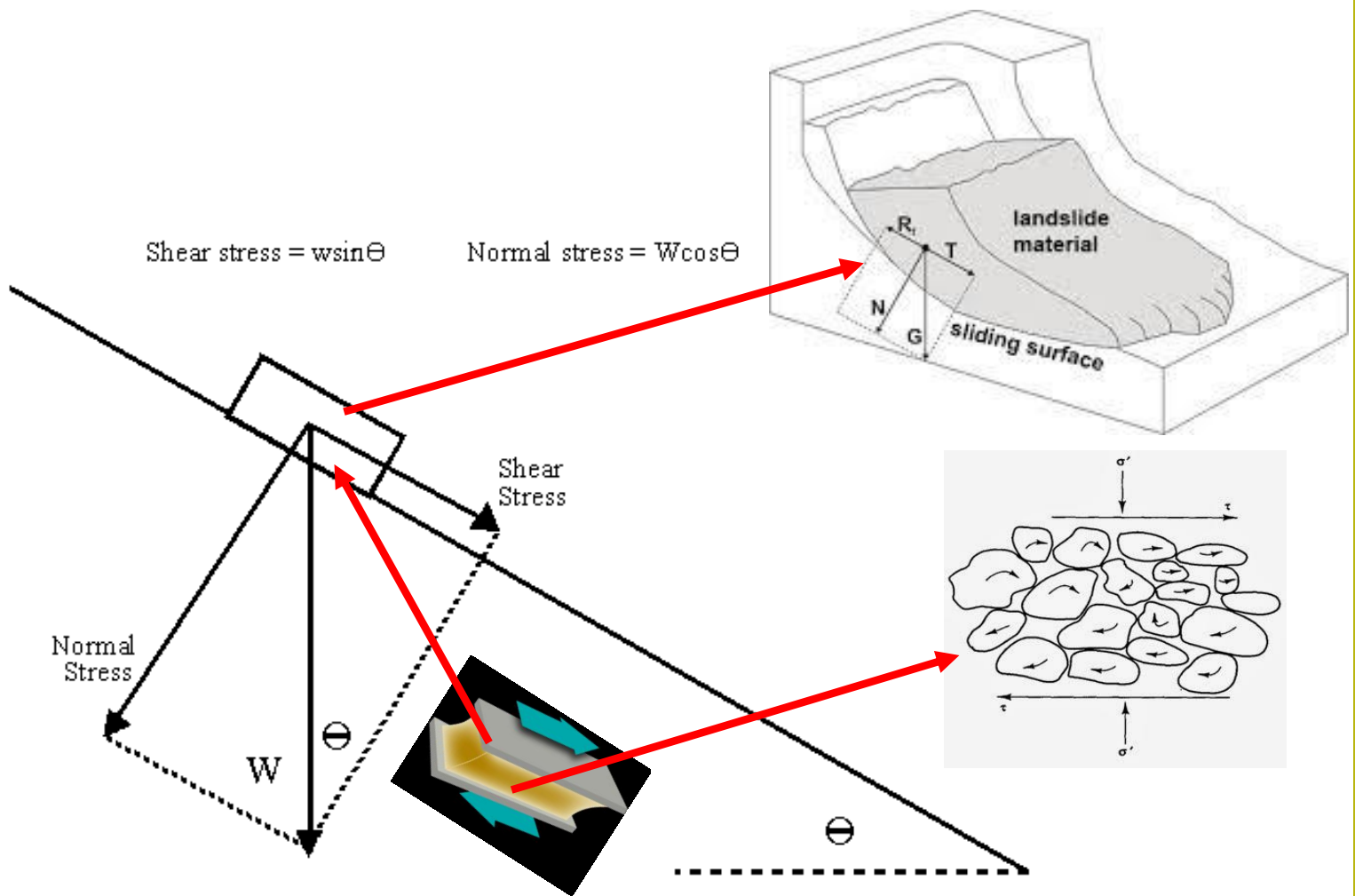
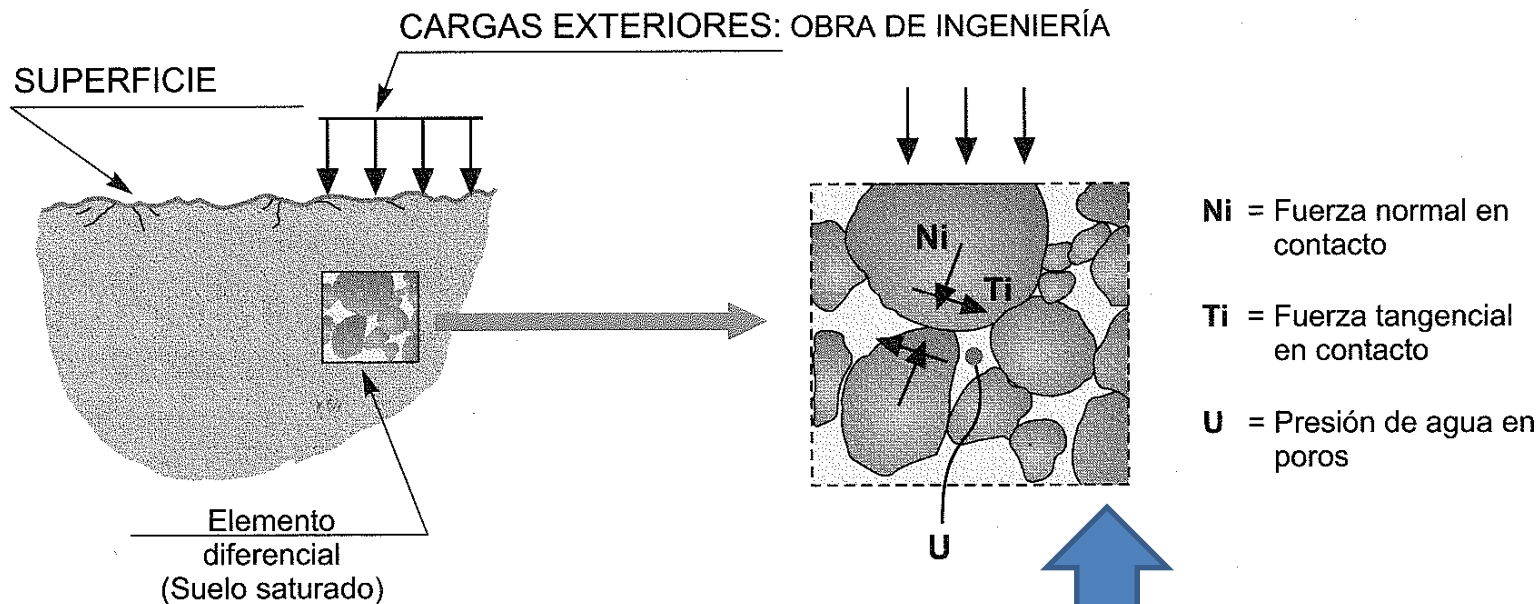


Fig. 7.2 Angle of internal friction

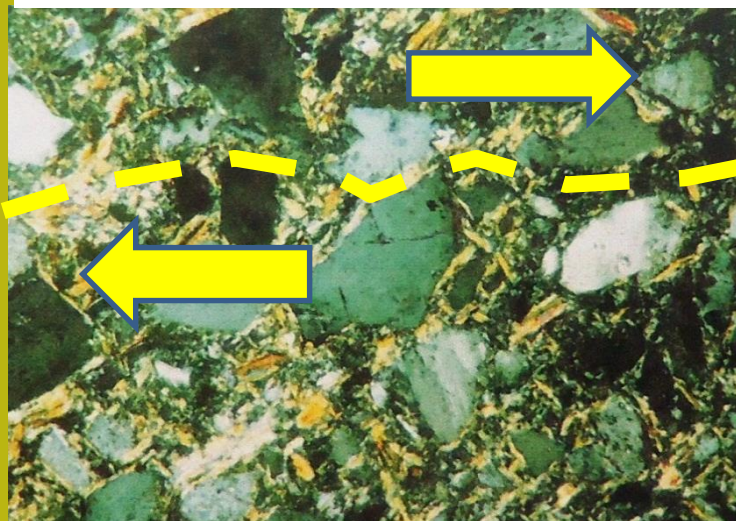
l'angolo di attrito e di attrito ϕ e' equivalente all'angolo che la risultante R ha con il direzione di forza normale applicata. In termini di pressione il valore limite di resistenza allo slittamento è correlato in modalità lineare al prodotto della tangente di ϕ con lo sforzo normale applicato



**Principio di attrito nello scorrimento di un corpo sopra un piano inclinato ..e
e anche su un corpo in frana**



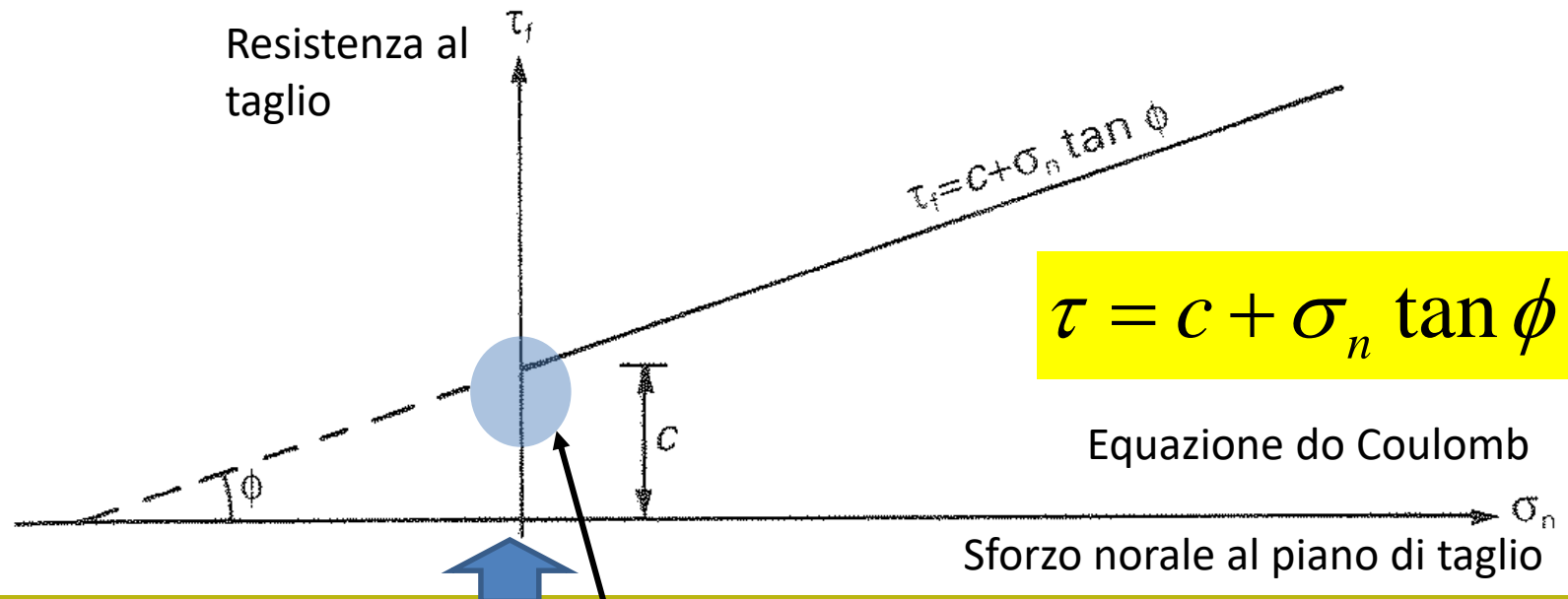
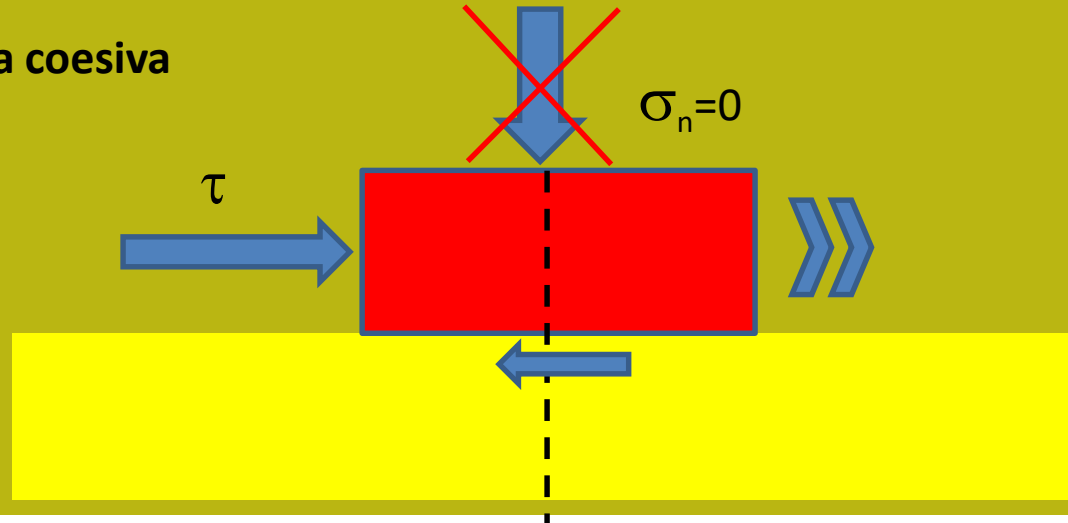
b) Acciones sobre un suelo.



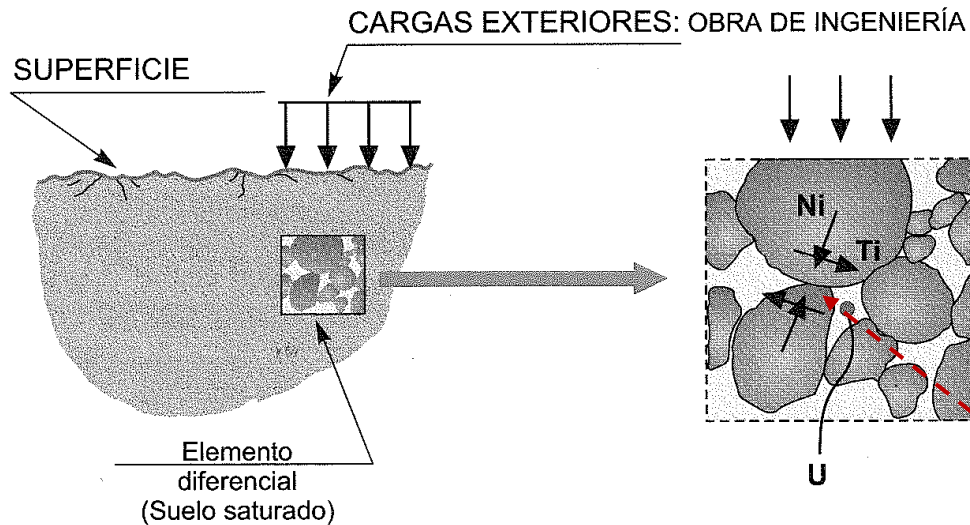
Sviluppo di forze tangenziali e normale al punto di contatto di particelle di terreno

Terreno granulare cementato e potenziale superficie di rottura tra i granuli

Resistenza coesiva



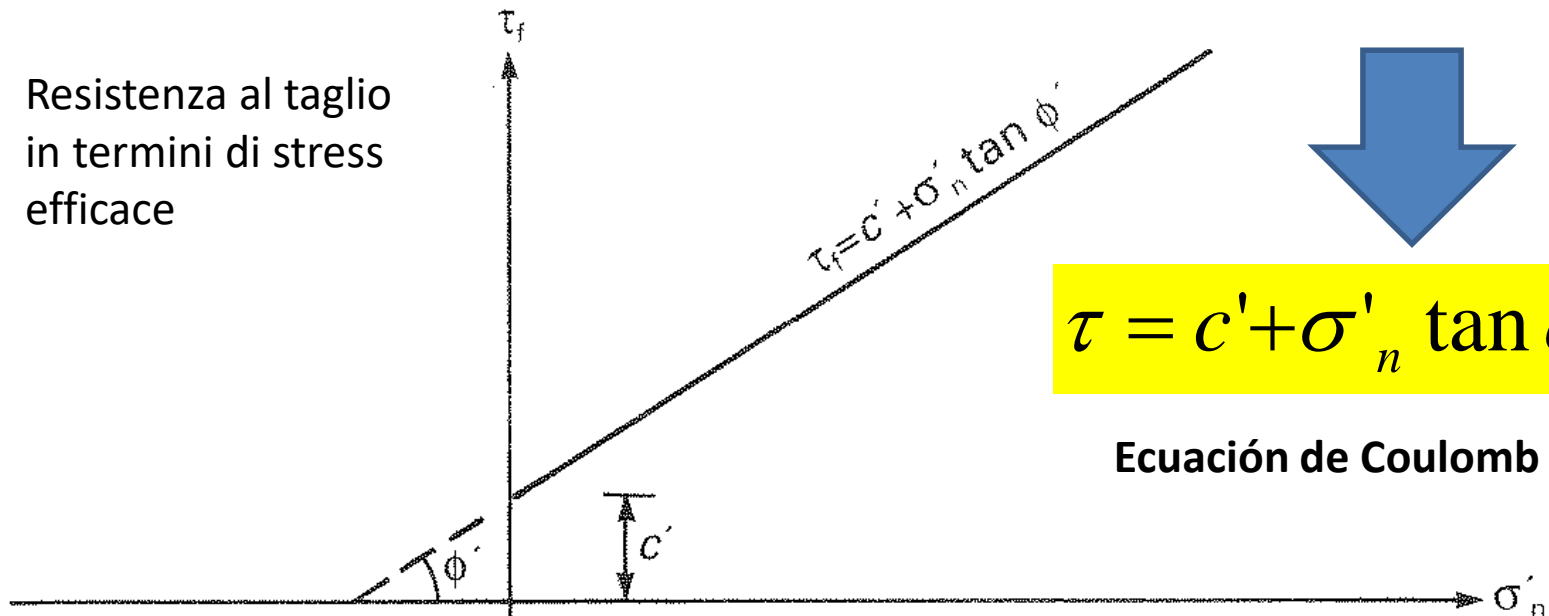
In aggiunta alla resistenza d'attrito possiamo avere una componente che si manifesta in modo diretto quando i valori di pressione normali sono vicini a zero. In questo caso, con sforzo normale = 0, tutta la resistenza tangenziale puo' essere sostenuta da questa "**COESIONE**".

 N_i = Fuerza normal en contacto T_i = Fuerza tangencial en contacto U = Presión de agua en poros

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$

b) Acciones sobre un suelo.

Resistencia al taglio
in termini di stress
efficace



$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Ecuación de Coulomb

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Suoli granulari non coesivi

Ecuazione di Coulomb in termini di stress efficace

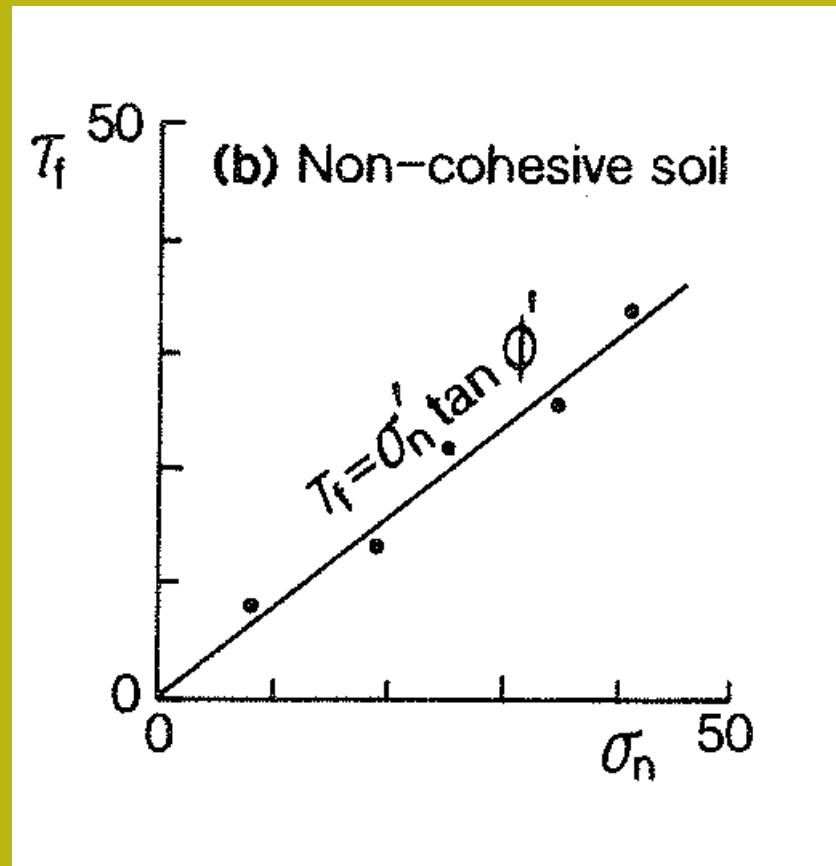
$$c' = 0$$

$$\sigma'_n \Rightarrow \tau = 0$$

lim $\rightarrow 0$

Ricordando che :

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$



C'è una resistenza vicina allo zero in condizioni di stress normale efficace vicino allo zero. Questo per suoli granulari non coesivi.

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Suoli fini coesivi .

Equazione di Coulomb in termini di stress efficace

$$c' > 0$$

$$\sigma'_n \Rightarrow \tau = c'$$

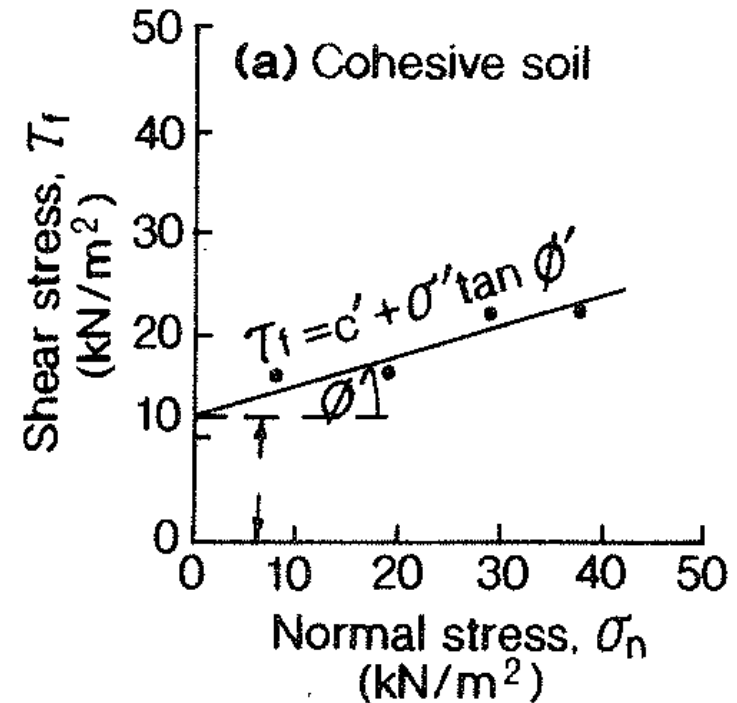
lim $\rightarrow 0$

Ricordando che :

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$



C'è una resistenza al taglio > 0 in condizioni di stress normale efficace vicino allo zero. Questo per suoli fini coesivi



Componente coesiva

La resistenza coesiva è correlata alla presenza di vari tipi di legame fisico e chimico tra le particelle solide di suolo e rocce. Nei Terreni la coesione è macroscopicamente correlata alla plasticità e alla capacità di rimodellare un campione di suolo

TABLE 5.1. *Strength of bonds in soils*

Type of bond	Strength of the soil system (kN/m ²)
Chemical, intermolecular ionic, covalent, and hydrogen	$10^4 - 10^5$
van der Waals, interaction of polar molecules	<10
Ionic electrostatic, interaction between clay-charged surfaces and cations	<1000
Electrostatic (Coulomb), forces of attraction and repulsion of charged surfaces of particles	$1 - 10$
Magnetic forces of ferromagnesian minerals	$0.1 - 1$
Capillary, apparent cohesion from surface tension in water films	<400

Source: Vyalov (1986).



Figure 4.16 Cohesion of fine soils. The silt on the left breaks and starts to crumble, whereas the clay on the right deforms without rupture.

Resistencia al corte en suelos

Suoli fini e argillosi:
Effetto dei minerali argillosi e
contenuto d'acqua

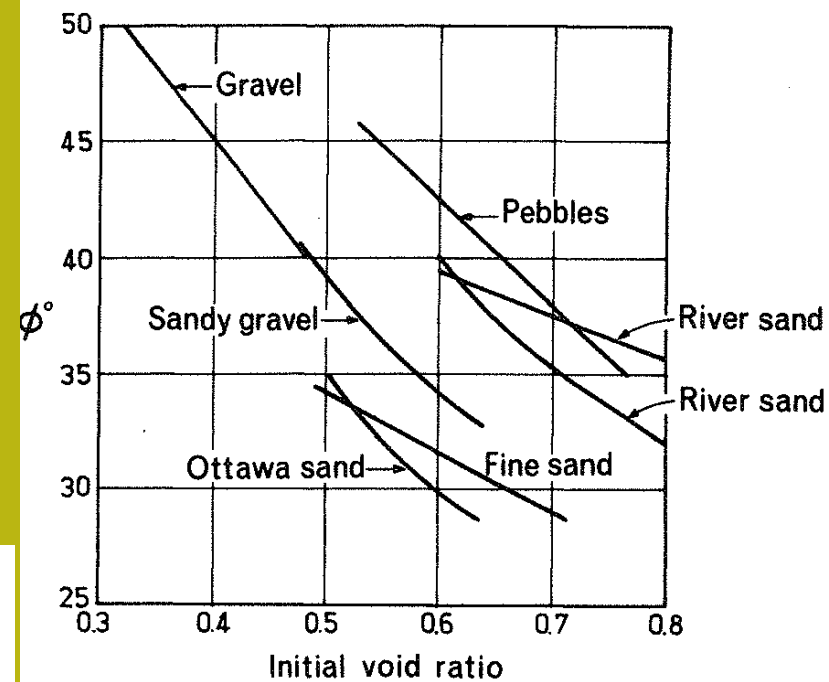
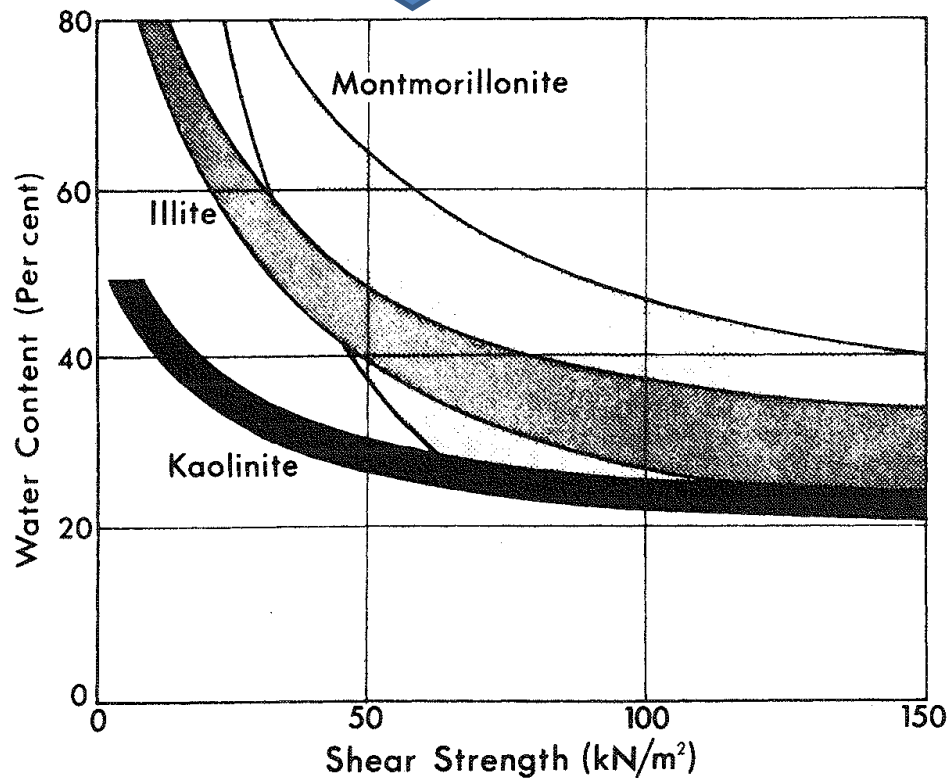
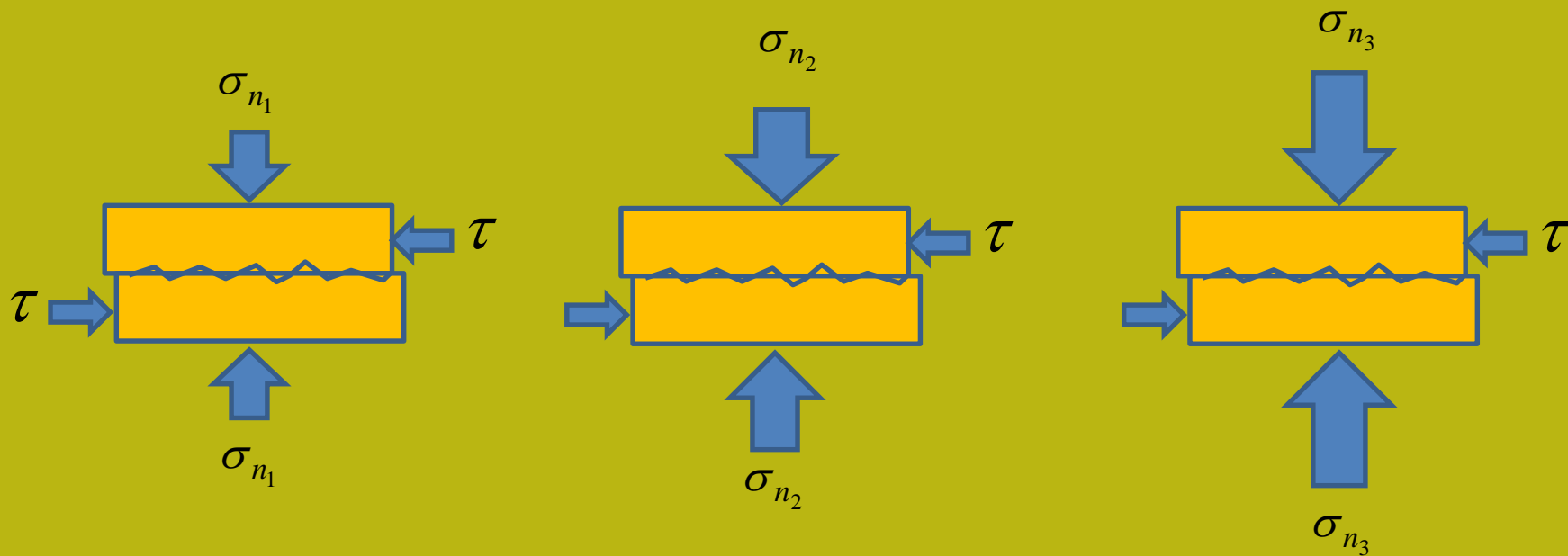


FIG. 5.10. The effect of void ratio on the angle of internal friction (ϕ) for various noncohesive materials. (After Lambe and Whitman 1979.)



Suoli spessi e angolo di attrito
a seconda dell'indice dei vuoti
e. Questi terreni (quasi) non
hanno coesione

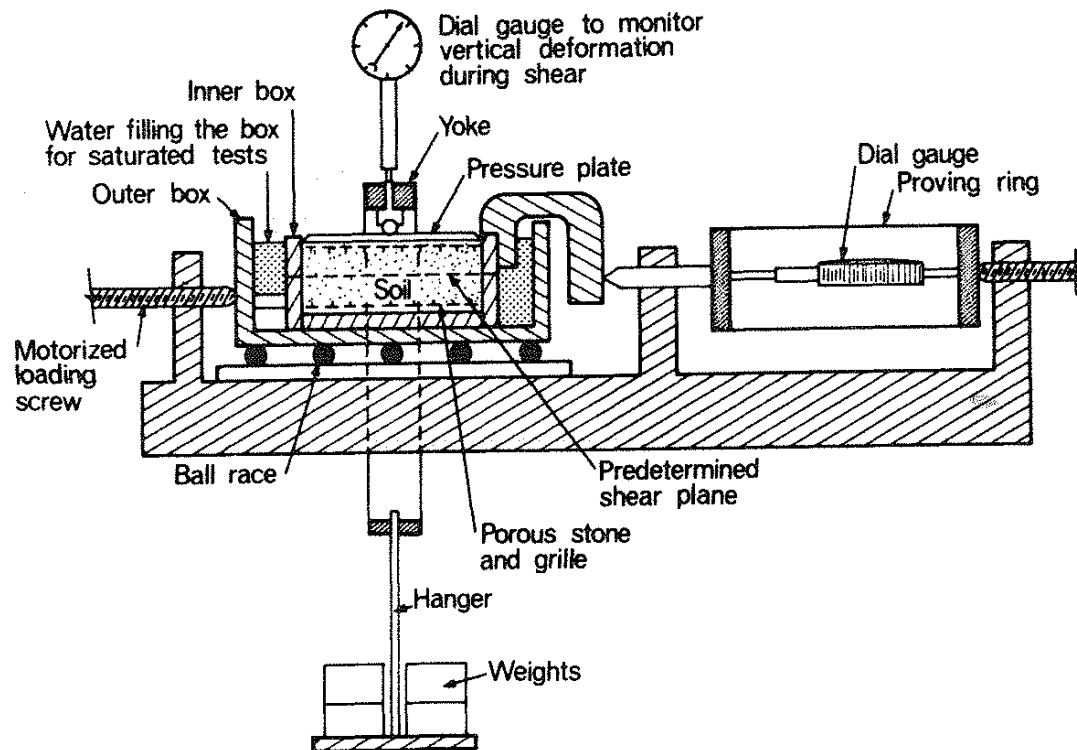
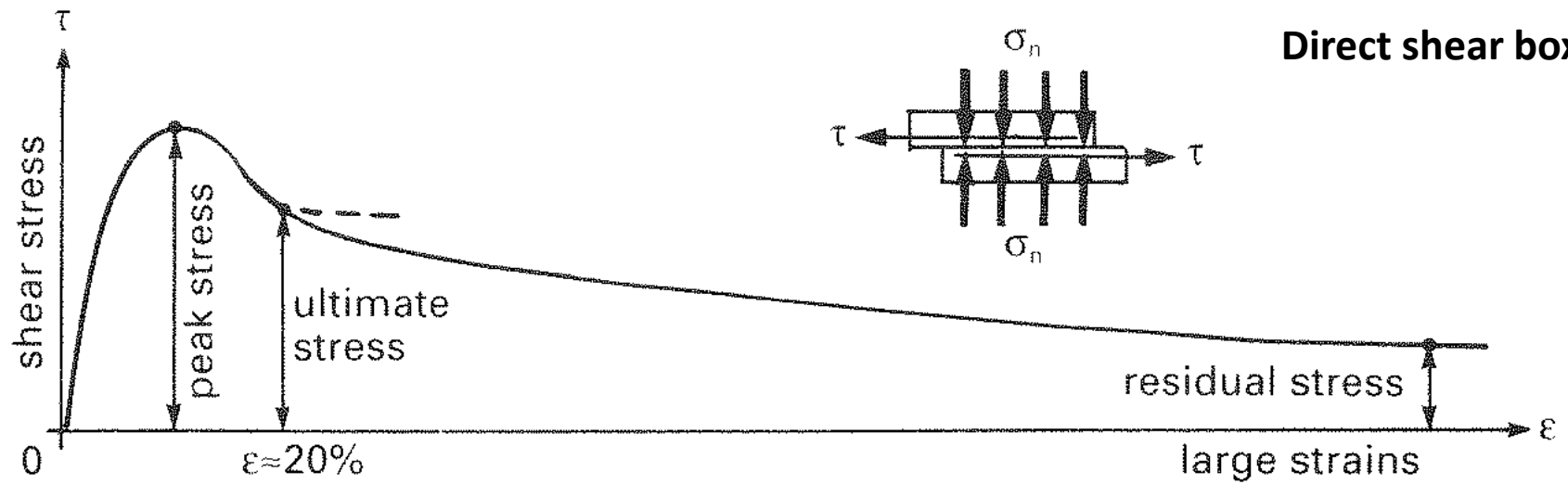


$$\sigma_{n_1} < \sigma_{n_2} < \sigma_{n_3}$$

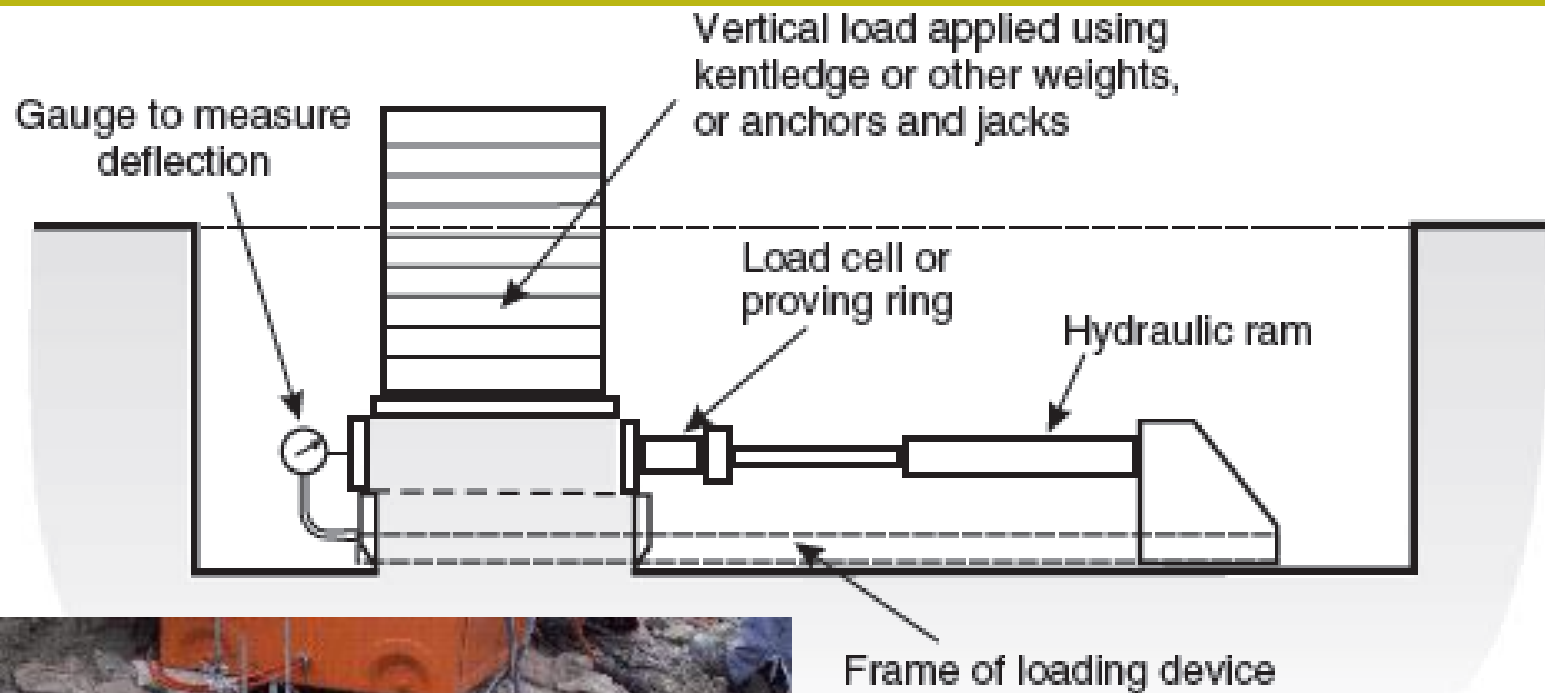
Test diversi (3 o più) di taglio diretto con aumento della pressione normale, registrando la deformazione tangenziale fino alla rottura e oltre..

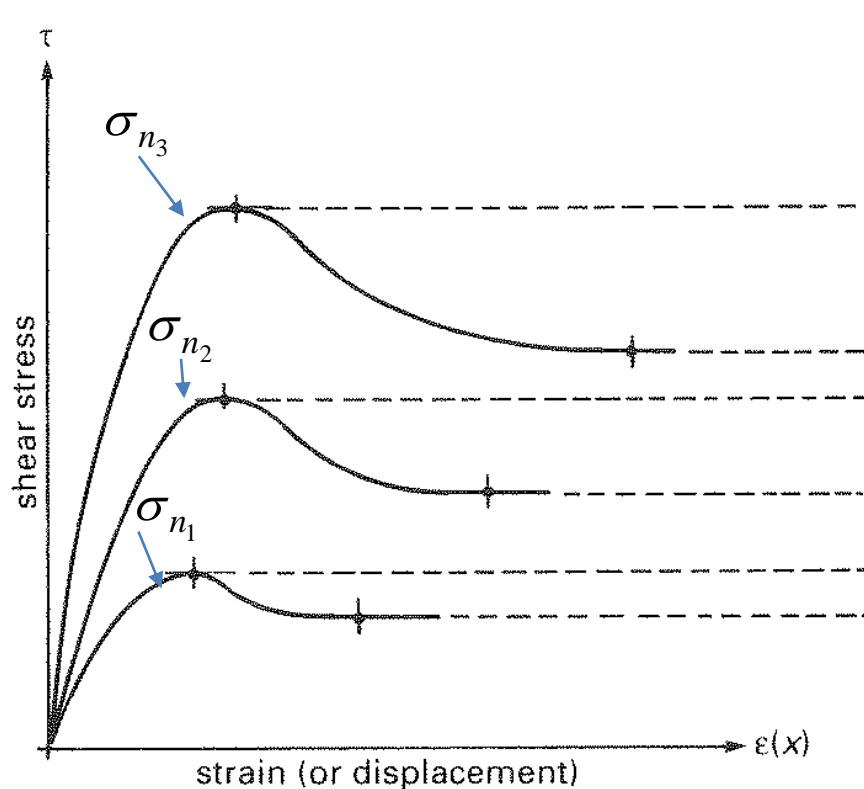
Prove di taglio diretto (*direct shear box*)

Direct shear box

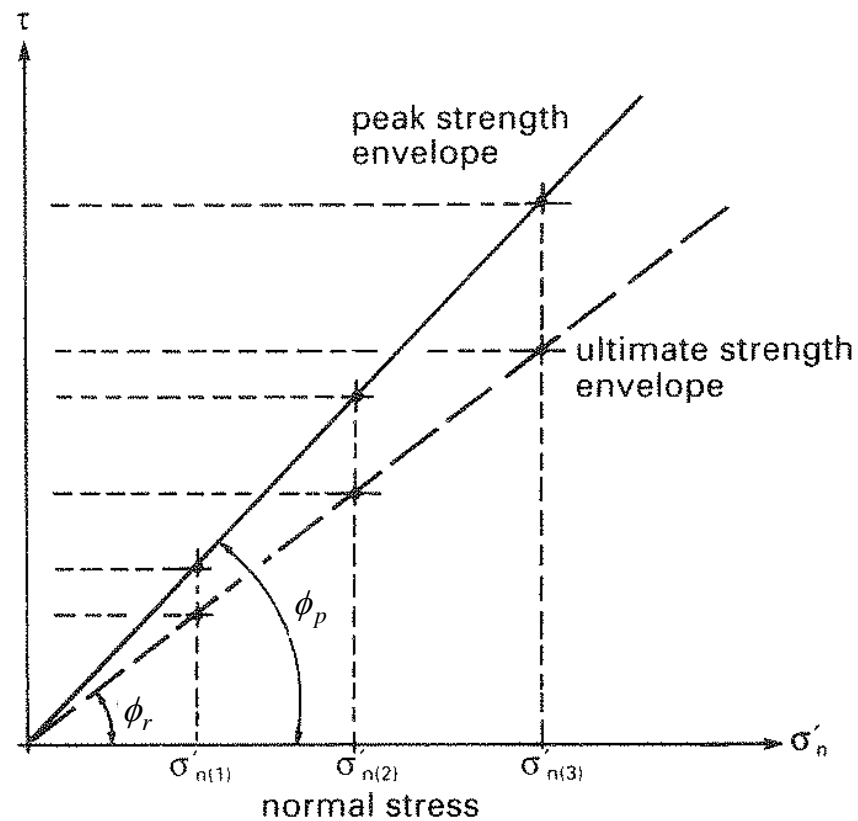


Direct shear cell Per rocce in sito





(a) stress strain curves



(b) strength envelopes

Costruzione di curve di rottura massime e residue con prove di taglio diretto (**direct shear box**). Con le coppie di punti (τ , σ_n) che corrispondono a le condizioni di stress di picco a rottura e residue si puo' fare un grafico che, con una previa Interpolazione lineare dei punti sperimentali, permette la determinazione dell'angolo Di frizione interna e di picco ϕ_p e residuo ϕ_r , e eventualmente la intercetta della Cooesione C

Mohr-Culoumb criterio di rottura

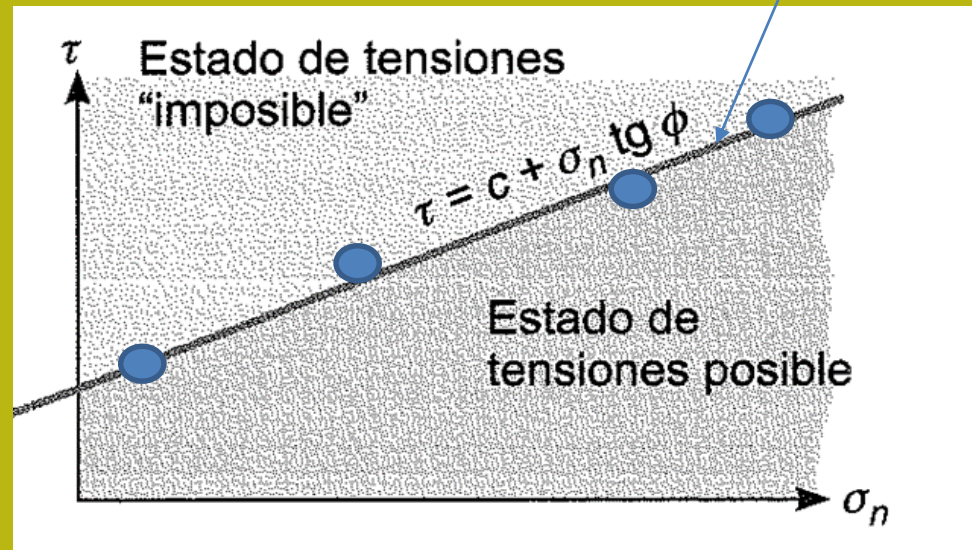
$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

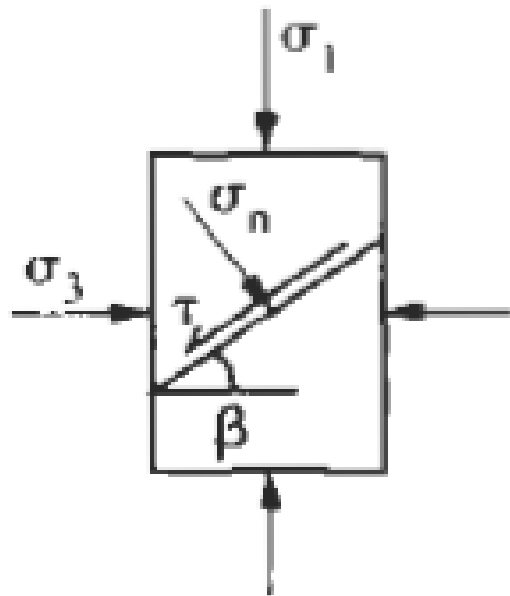
where

c' = effective stress cohesion

ϕ' = effective angle of friction

Curva generale del
condizioni al limite
di rottura





$$|\tau| = \tau_0 + \mu \sigma_n$$

τ_0 = cohesion μ = coeff. of friction

$$|\tau| = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

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

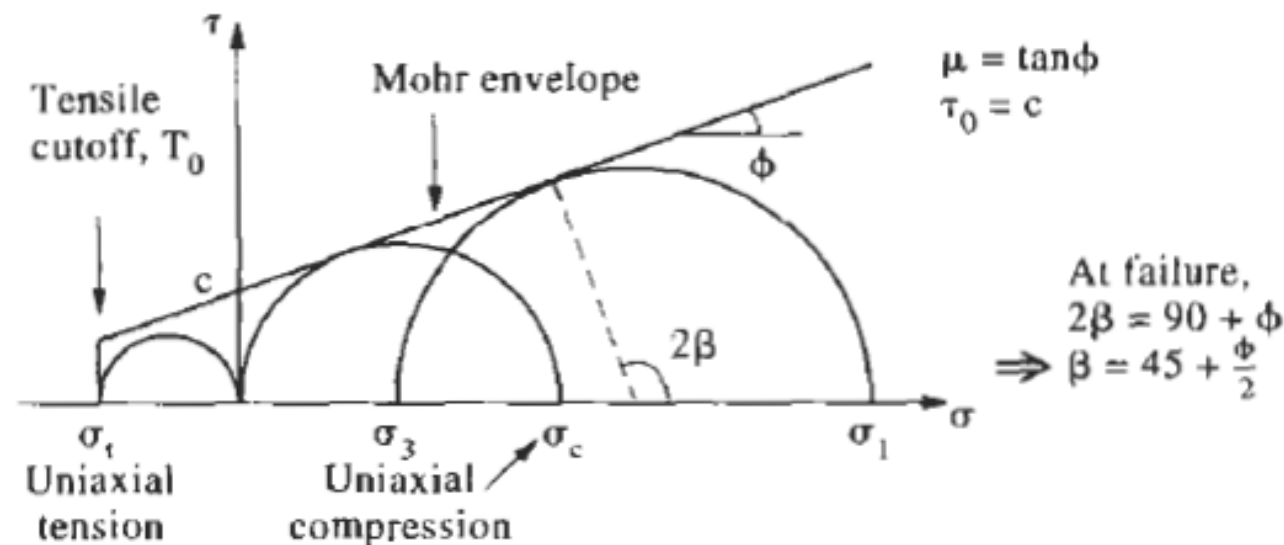
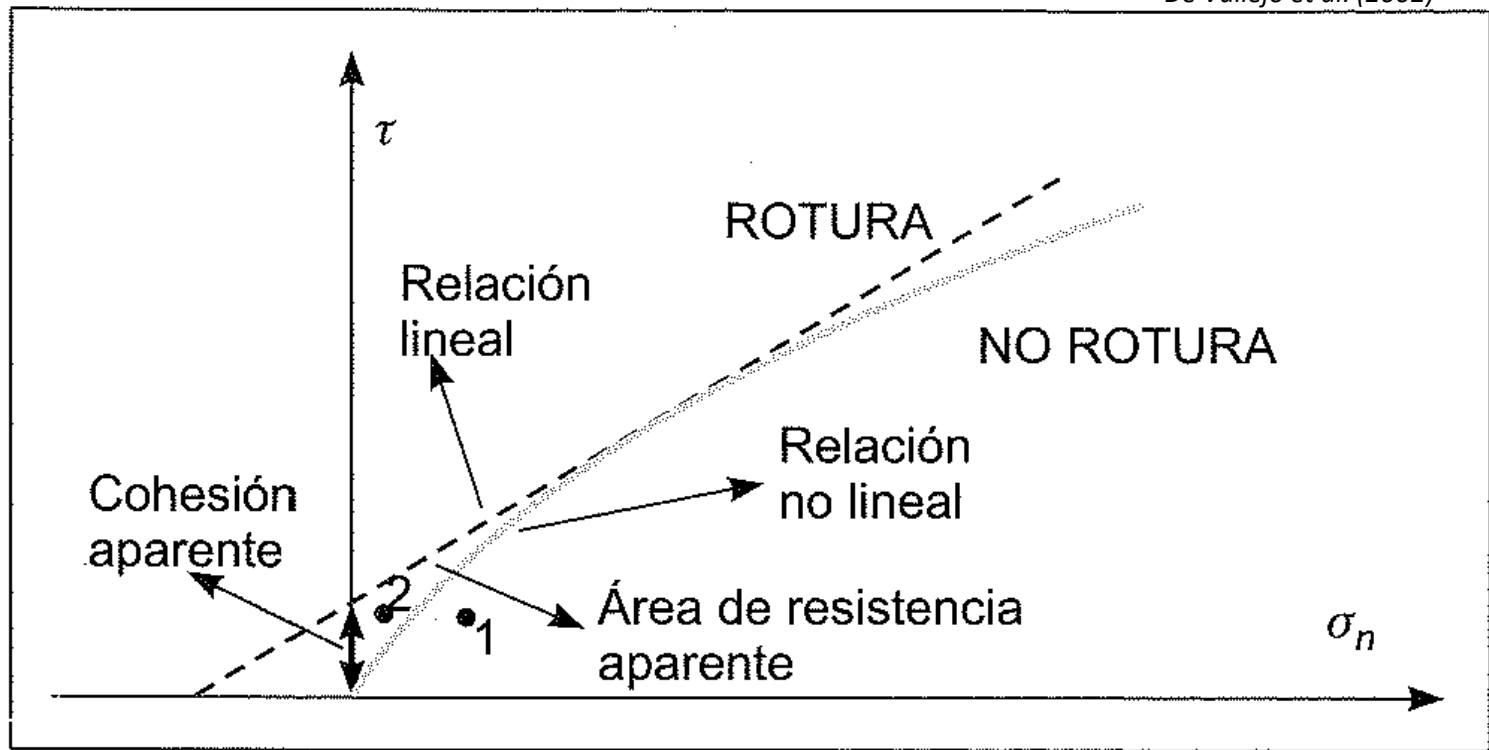


Figure 6.18 The Mohr-Coulomb failure criterion.

Mohr-Culoumb

criterio di rottura generalizzato (anche ...non Lineare)

De Vallejo et al. (2002)



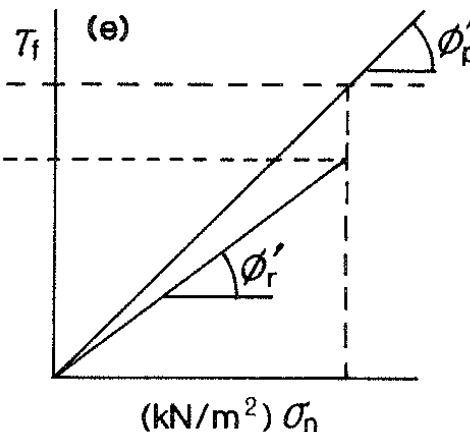
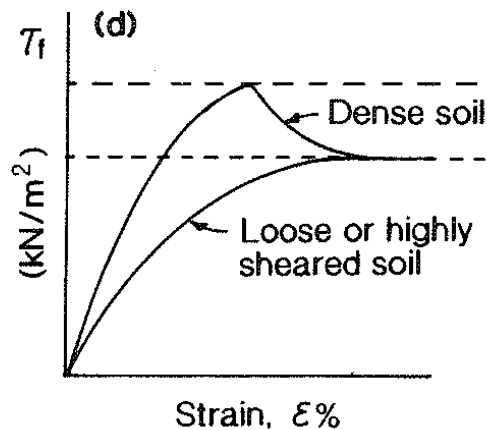
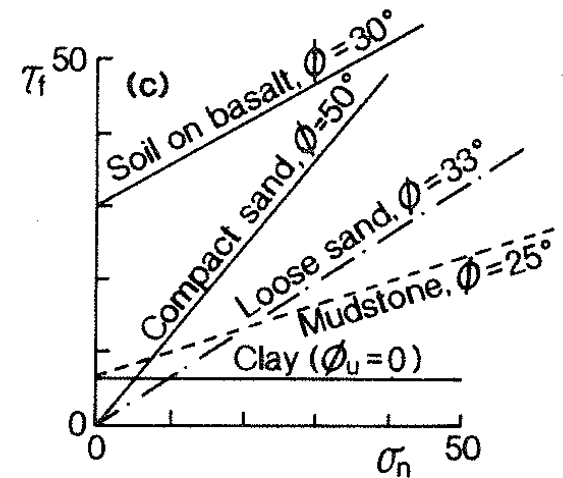
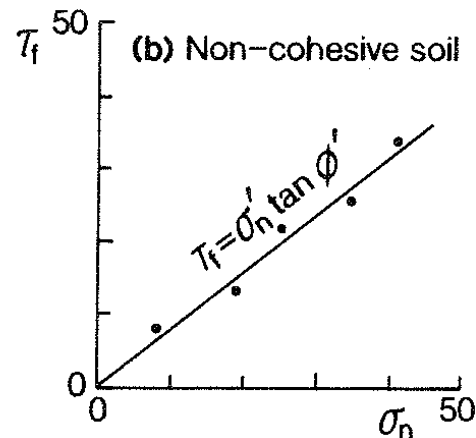
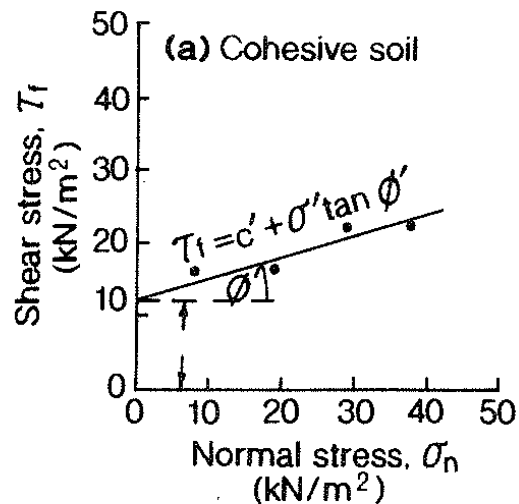
Sperimentalmente l'involuppo di rottura potrebbe essere non lineare.

Esempio in suoli sovraconsolidati e in ammassi rocciosi e su discontinuità in roccia

In questo caso possiamo ottenere una linearizzazione LOCALE che vale per un piccolo

Intervallo di sfress normale...

Esempi di risultati nei test di taglio diretto (*direct shear box*)



Tipi di curve e materiali:
 Coesivi (a) , non coesivi (b),
 Rocce e terreni(c),
 Rottura con deformazione
 fragile e duttile (d) ,
 Angolo di frizione di picco e
 residuo (e).

TABLE 5.2. *Typical soil and rock properties*

(a)

Type and material	Unit weight (Saturated/dry) kN/m ³	Friction angle (1) degrees	Cohesion kPa
COHESIONLESS			
<i>Sand</i>			
Loose sand, uniform grain size	19/14	28–34	
Dense sand, uniform grain size	21/17	32–40	
Loose sand, mixed grain size	20/16	34–40	
Dense sand, mixed grain size	21/18	38–46	
<i>Gravel</i>			
Gravel, uniform grain size	22/20	34–37	
Sand and gravel, mixed grain size	19/17	48–45	
<i>Compacted broken rock</i>			
Basalt	22/17	40–50	
Chalk	13/10	30–40	
Granite	20/17	45–50	
Limestone	19/16	35–40	
Sandstone	17/13	35–45	
Shale	20/16	30–35	
COHESIVE			
<i>Clay</i>			
Soft bentonite	13/6	7–13	10–20
Very soft organic clay	14/6	12–16	10–30
Soft, slightly organic clay	16/10	22–27	20–50
Soft glacial clay	17/12	27–32	30–70
Stiff glacial clay	20/17	30–32	70–150
Glacial till, mixed grain size	23/20	32–35	150–250
<i>Rock</i>			
Hard igneous rocks:	(2)		
granite, basalt, porphyry	25 to 30	35–45	35 000–55 000
Metamorphic rocks:			
quartzite, gneiss, slate	25 to 28	30–40	20 000–40 000
Hard sedimentary rocks:			
limestone, dolomite, sandstone	23 to 28	35–45	10 000–30 000
Soft sedimentary rock:			
sandstone, coal, chalk, shale	17 to 23	25–35	1 000–20 000

**Angolo di attrito interno
e coesione di terreni e
rocce**

Suoli granulari

Rockfill compattato

Argille, suoli fini

**Rocce
Campioni
intatti**

.....Altra tabella per **materiali non coesivi granulari**

Table 7.8 Typical friction angle of granular soils.

<i>Type</i>	<i>Description/state</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
Cohesionless	Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)	30–40
Compacted	Hard sedimentary (conglomerate, sandstone)	35–45
Broken rock	Metamorphic	35–45
	Igneous	40–50
Cohesionless Gravels	Very loose/loose	30–34
	Medium dense	34–39
	Dense	39–44
	Very dense	44–49
Cohesionless Sands	Very loose/loose	27–32
	Medium dense	32–37
	Dense	37–42
	Very dense	42–47
Cohesionless Sands	Loose	
	Uniformly graded	27–30
	Well graded	30–32
	Dense	
	Uniformly graded	37–40
	Well graded	40–42

N.B.: La maggior parte dei materiali ha angoli frizione > 30 gradi

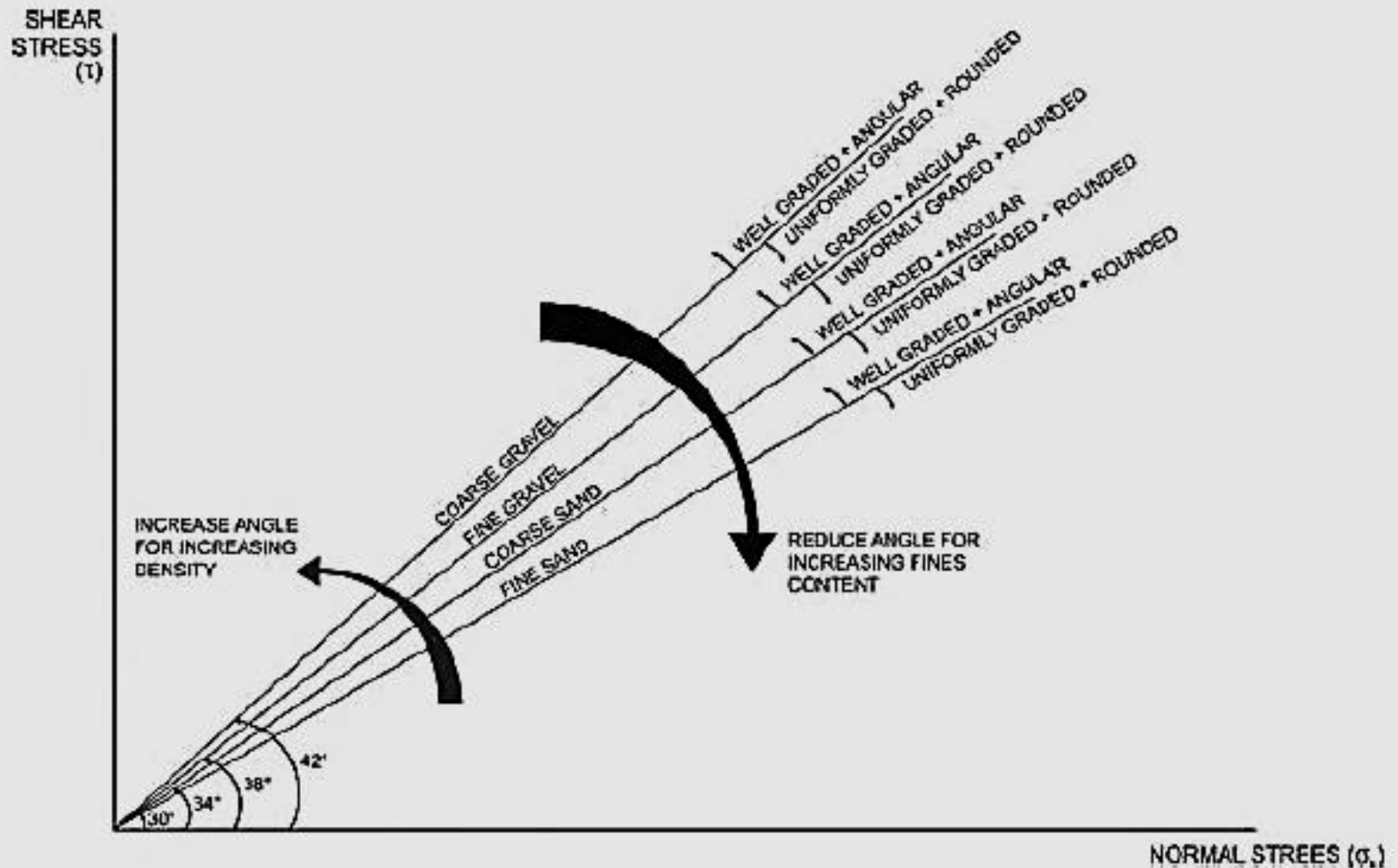


Figure 5.1 Indicative variation of sand friction angle with gradation, size and density.

Valori dell'angolo d'attrito in base al tipo di gradazione, consistenza e densità in un suolo granulare

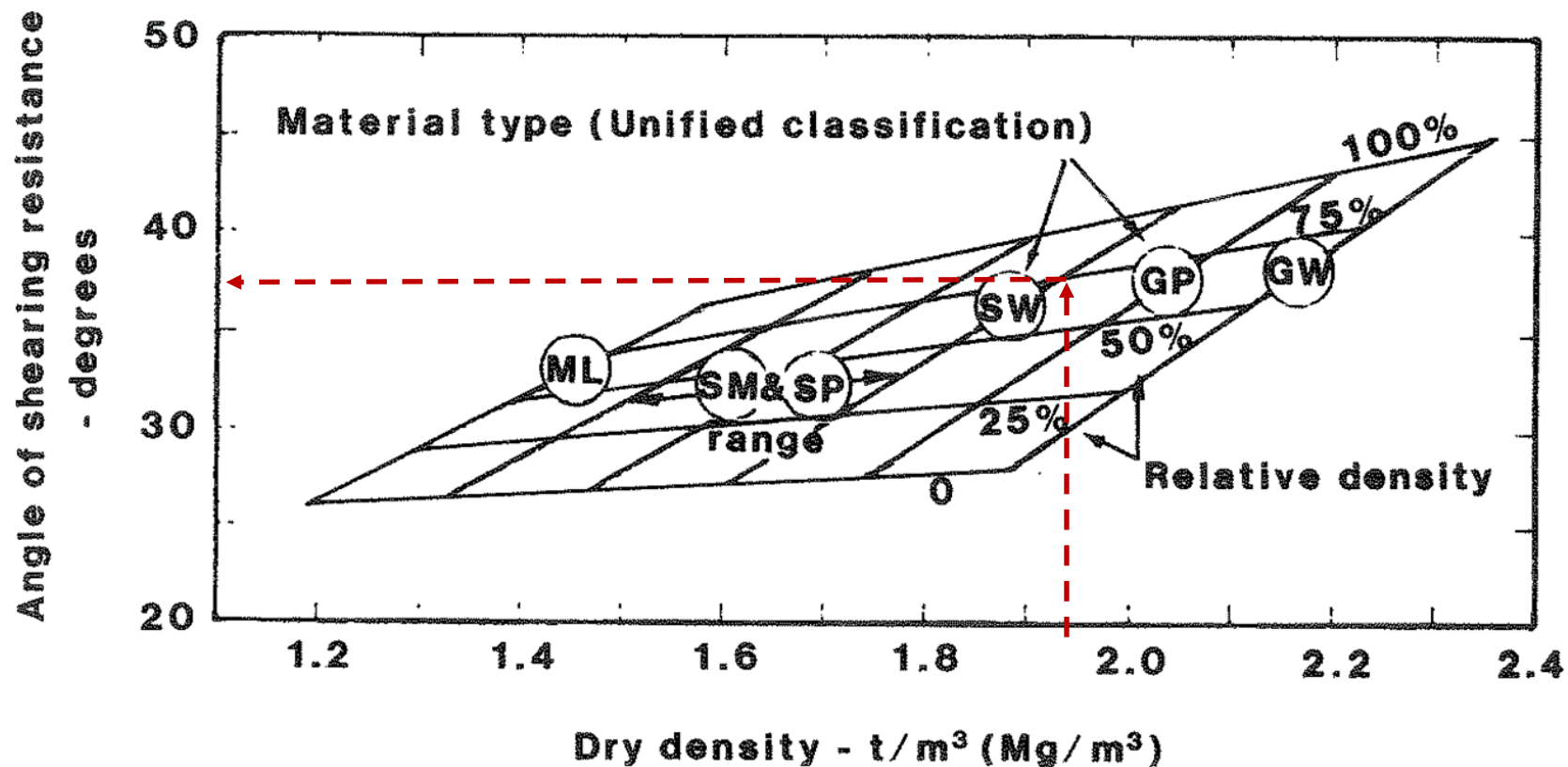


Figure 6.13 Typical values of density and angle of shearing resistance of cohesionless soils (modified after US Navy, 1982)

Valori di angolo di attrito in funzione della densità (a secco) e della densità relativa in TERRENI GRANULARI

Table 7.9 Effective strength of cohesive soils

Type	Soil description/state	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft – organic	5–10	10–20
	Soft – non organic	10–20	15–25
	Stiff	20–50	20–30
	Hard	50–100	25–30

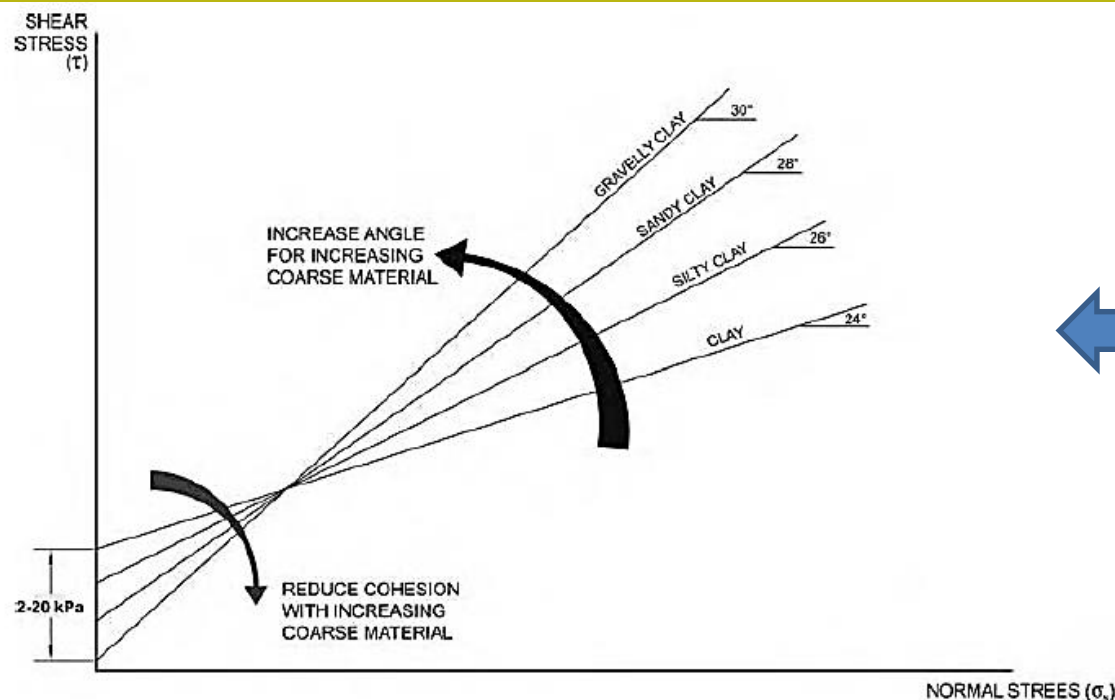


Figure 5.2 Indicative variation of clay strength with changing granular content.

N.B.: la maggior parte dei materiali ha angoli di frizione < 30°

Valori dell'angolo di attrito e della coesione in base alla quantità di frazione fine presente

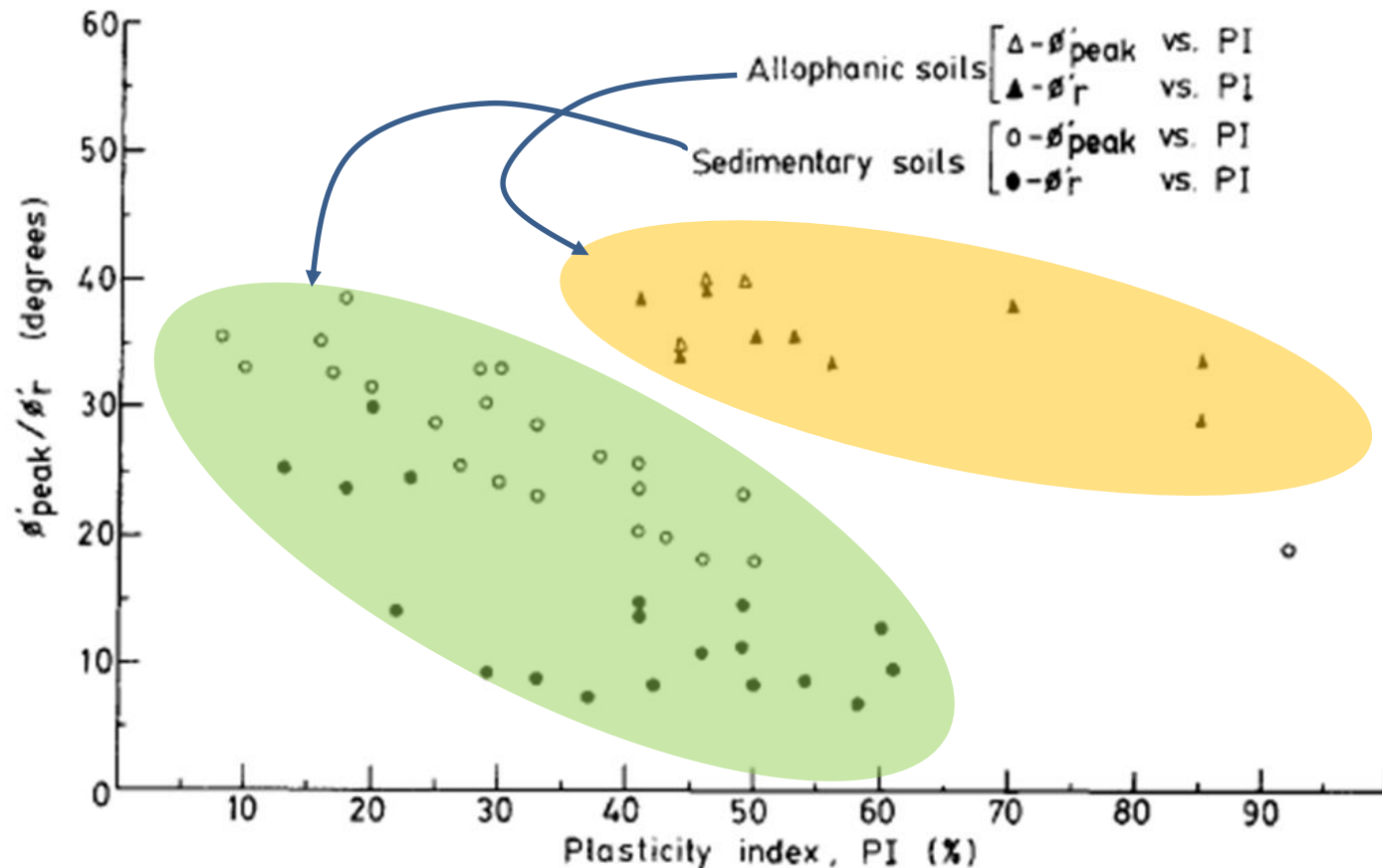


Fig. 1. Variations of ϕ'_{peak} and ϕ'_r with plasticity index values for allophanic soils and sedimentary soils.

Valori di angolo di attrito (picco e residuo in funzione dell'Indice della plasticità del suolo da terreni di origine sedimentaria (la maggior parte dei casi) e terreni con contenuto colloidale (minerali argillosi) in condizioni amorfe (non cristalline) (*allophanic soils*) tipiche in alcuni suoli di origine vulcanica.

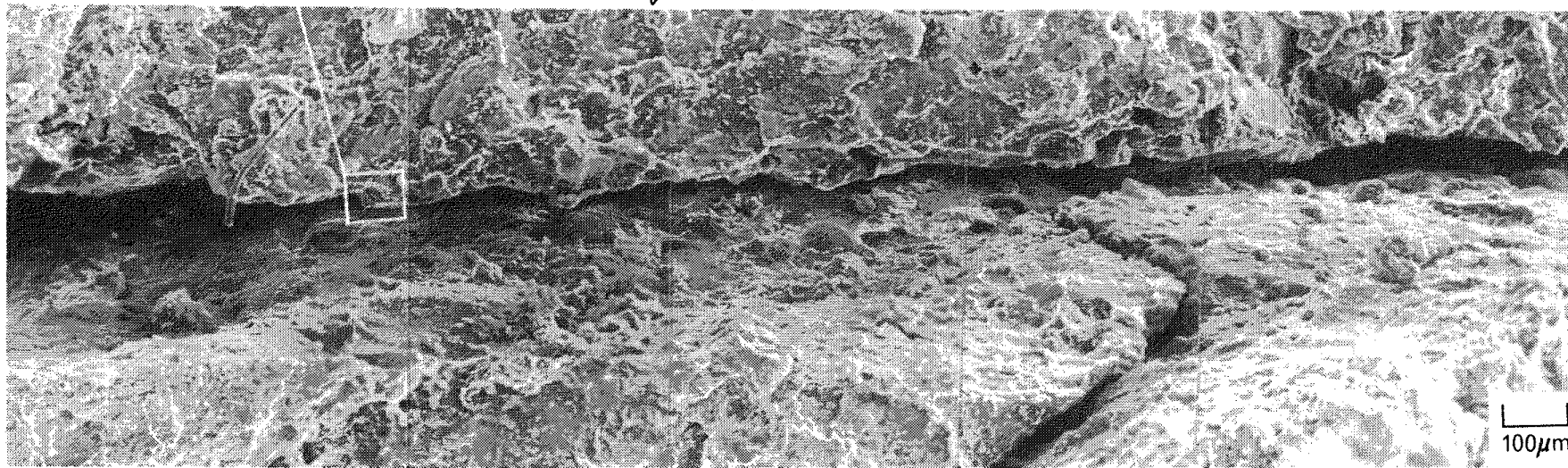
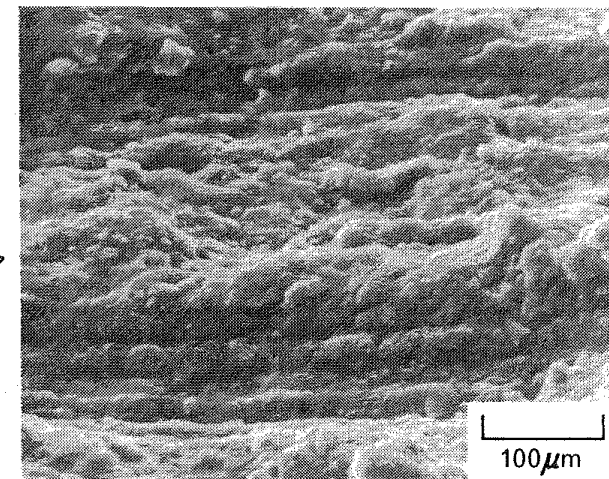
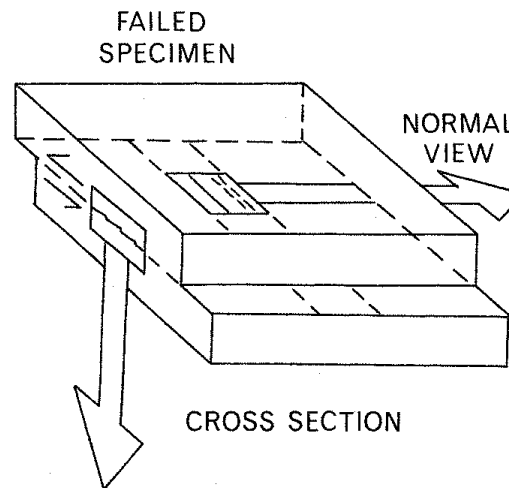
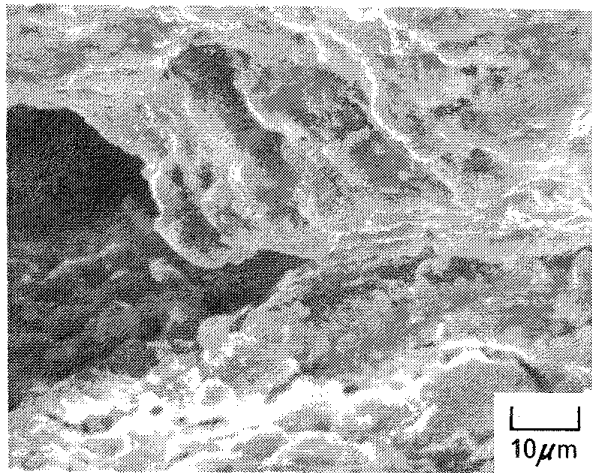


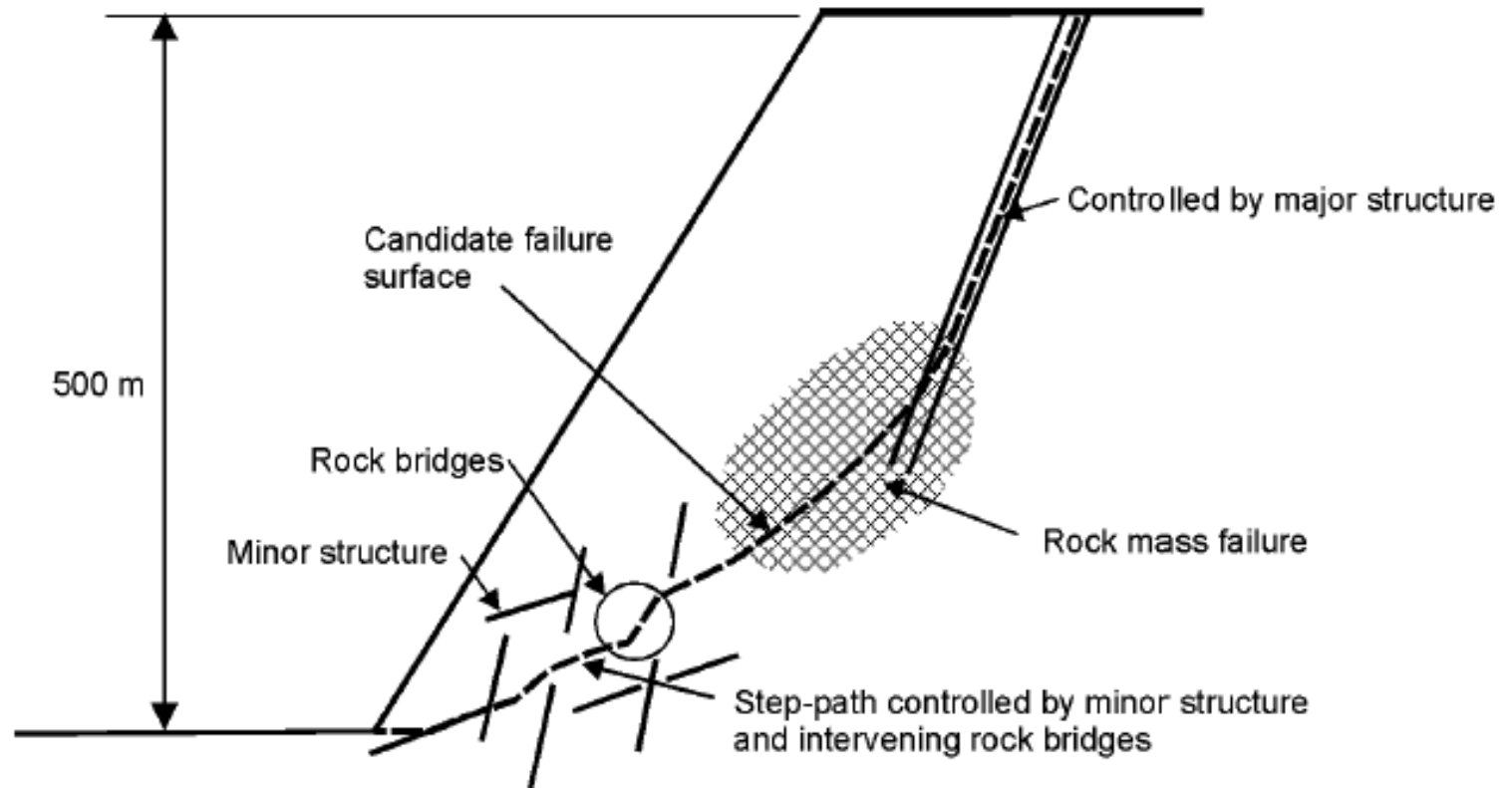
PLATE 5.2. Scanning-electron micrographs of a sample which has been sheared in a shear box. The orientation of the clay particles at the shear plane is shown. (Micrograph by N. W. Rogers.)

Superficie di rottura nel terreno a causa di sforzi di taglio (microscopio elettronico)

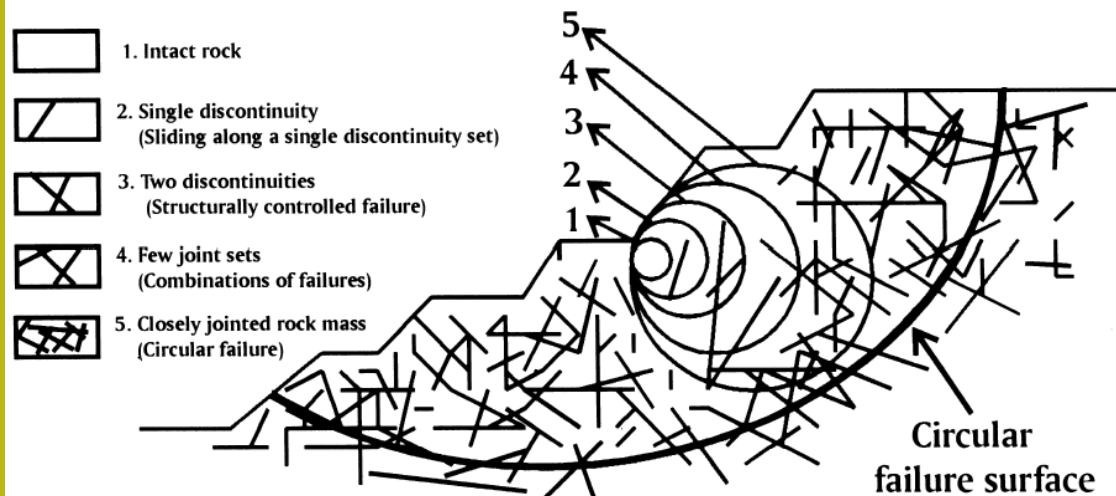


**Resistenza al taglio
in rocce e massicci
rocciosi**





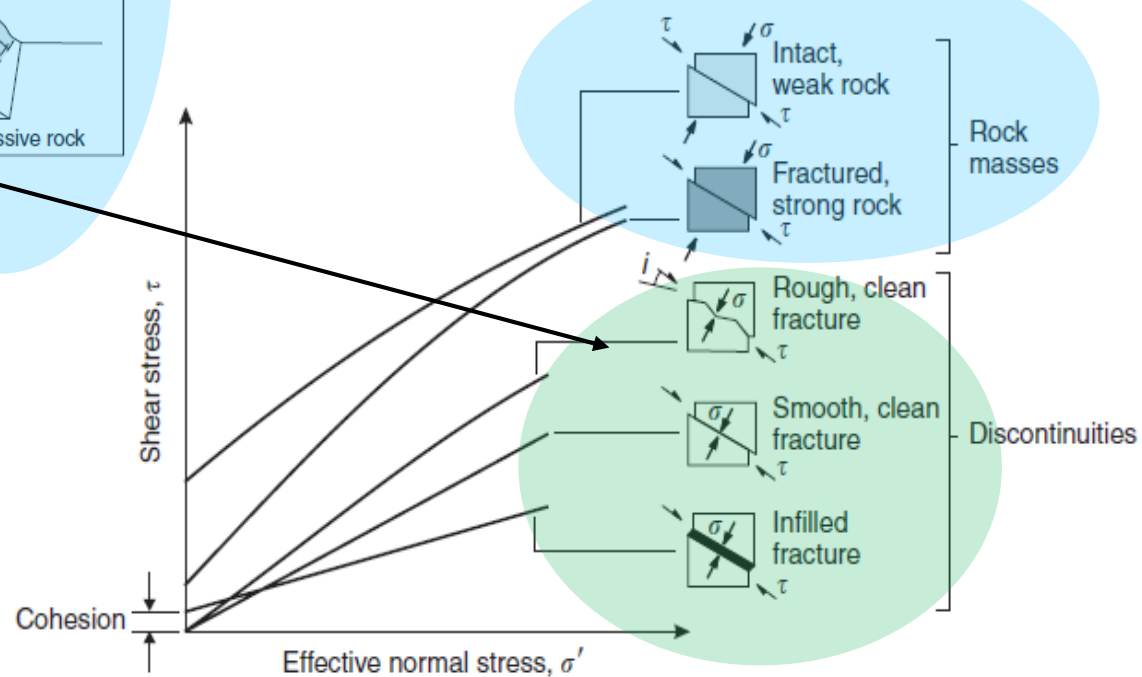
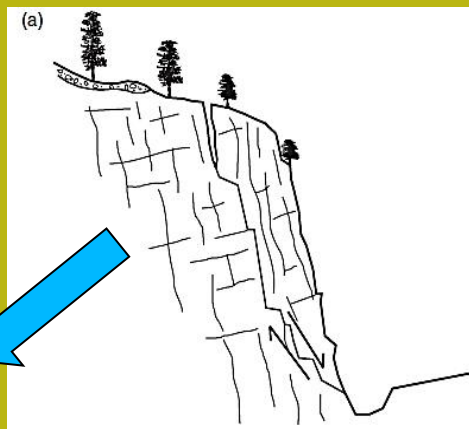
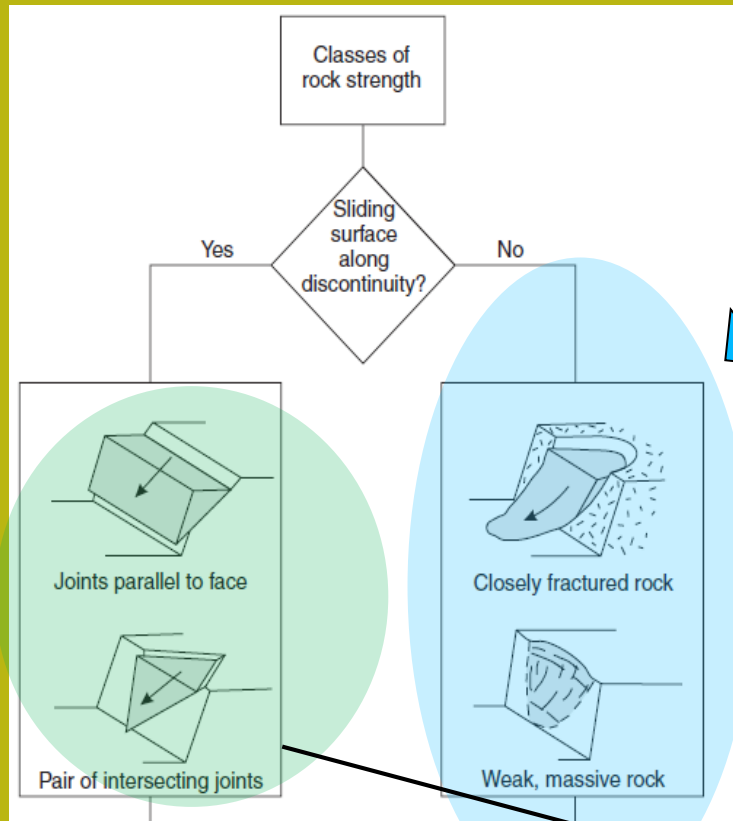
Stutture presenti in un ammasso roccioso e ponti di roccia non fratturata
Loro ruolo nella stabilità dei pendii,,,

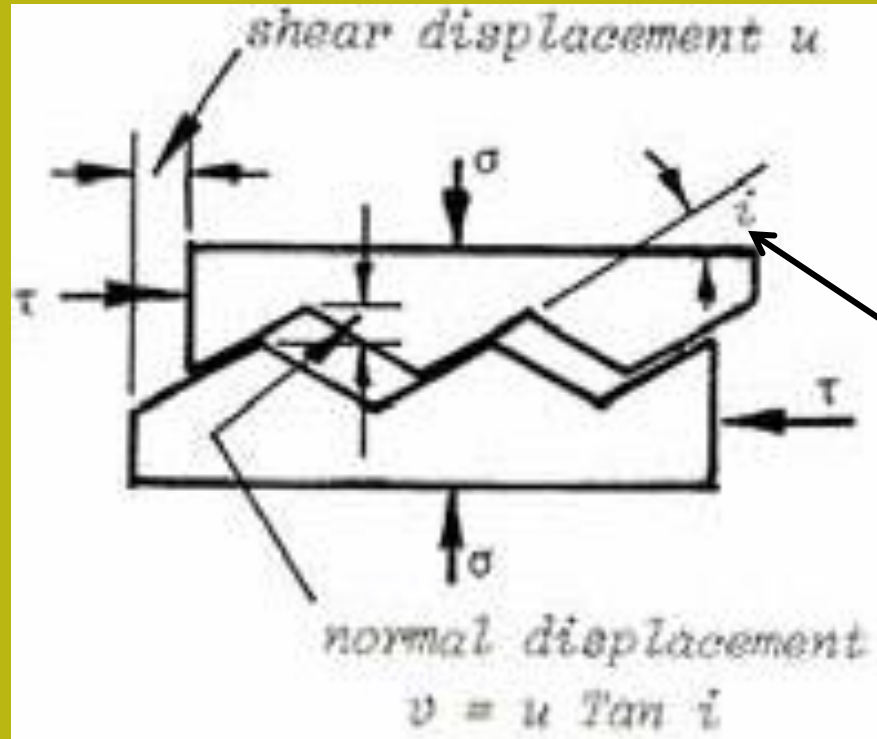


da Sonmez et al. (1998)



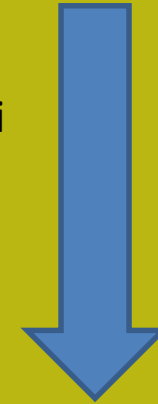
prendendo in esame una dimensione di ammasso preogressivamente maggiore le singole discontinuità diventano meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia





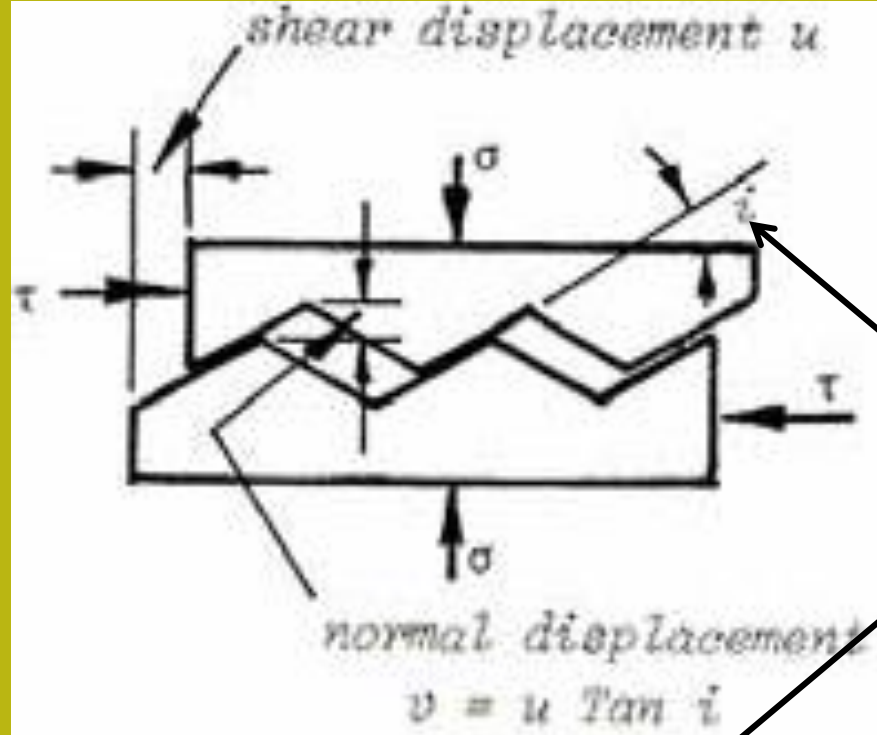
Resistenza al taglio su
una discontinuità':
Effetto microscopico

i = angolo di
dilatanza



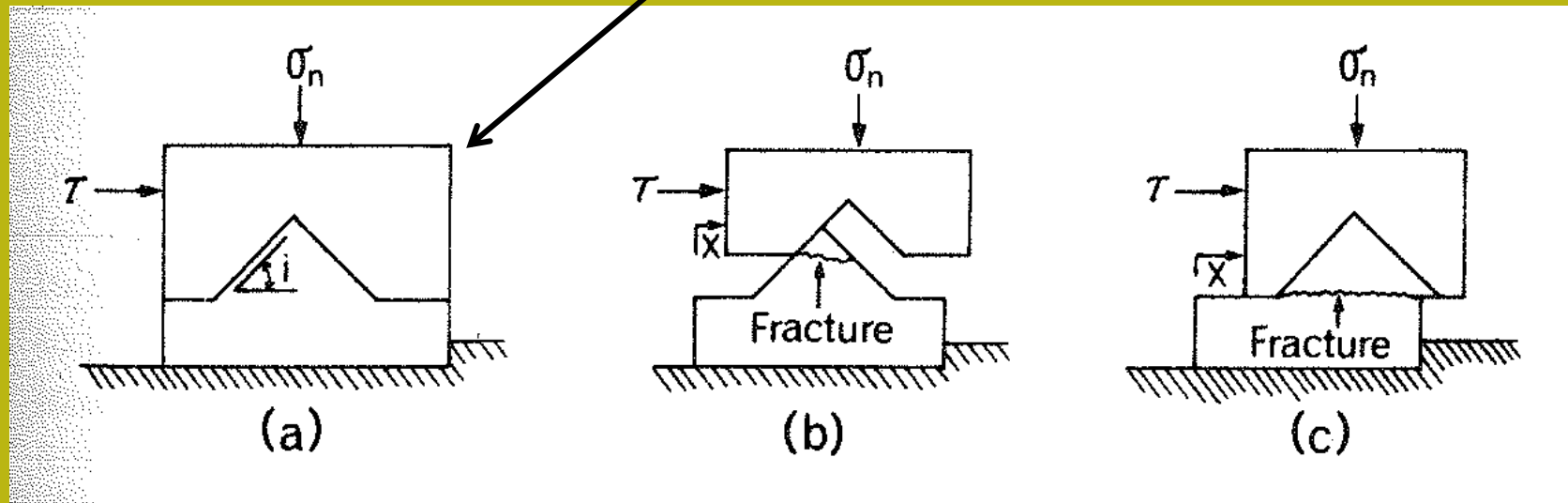
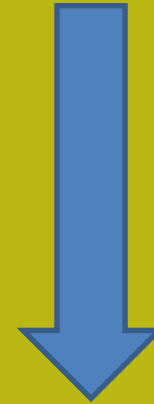
Rugosità delle
superfici di
discontinuità





Resistenza al taglio su
una discontinuità':
Effetto microscopico

i = angolo di
dilatanza



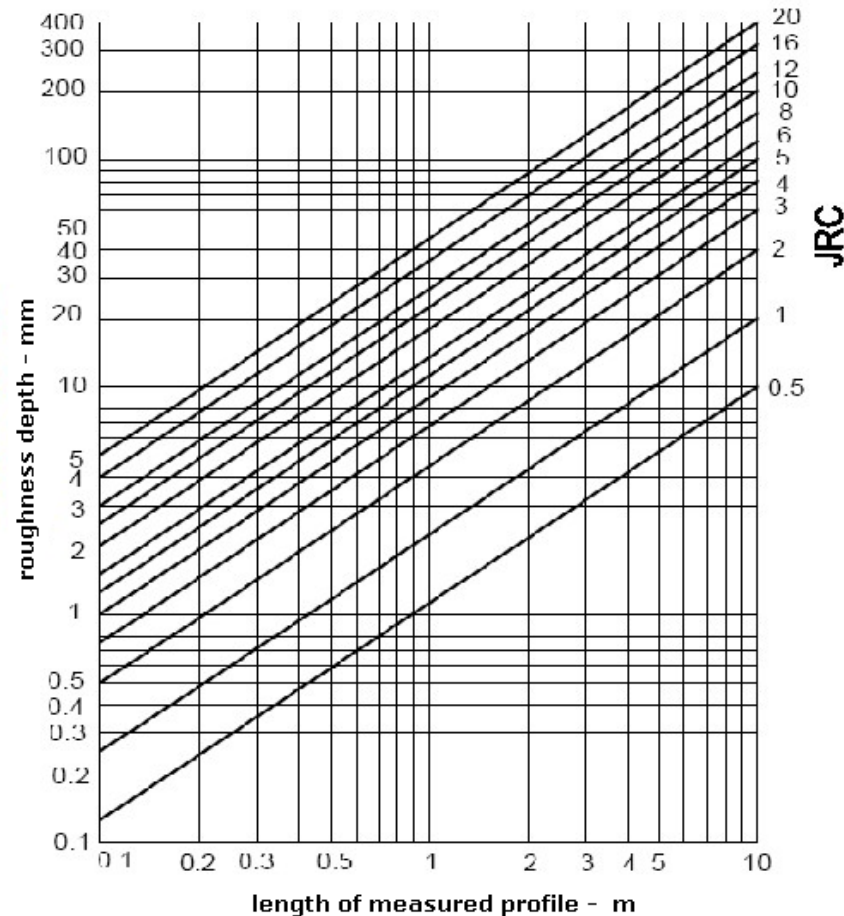
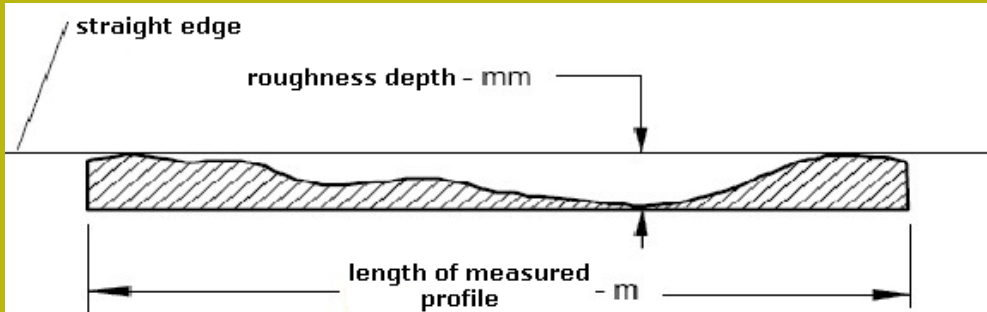


Diagram to determine JRC (after Barton)

Criterio di Barton (1985) e Patton 1966 per la resistenza al taglio su discontinuità'.

Valutazione del JRC mediante misurazione della rugosità

9.15 Friction angles of rocks joints

- At rock joints the friction angle is different from the intact friction angles provided in the previous tables.

Table 9.15 Typical range of friction angles (TRB, 1990).

Rock class	Friction angles range (degrees)	Typical rock types
Low friction	20 to 27	Schists, shale
Medium friction	27 to 34	Sandstones, siltstone, chalk, gneiss, slate
High friction	34 to 40	Basalt, granite, limestone, conglomerate

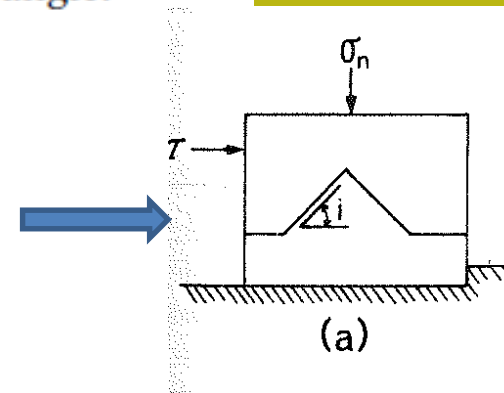
- Effective Rock Friction Angle = Basic Friction angle (ϕ) + Roughness Angle (i).
- Above table assumes no joint infill is present.

9.16 Asperity rock friction angles

- The wavelength of the rock joint determines the asperity angle.

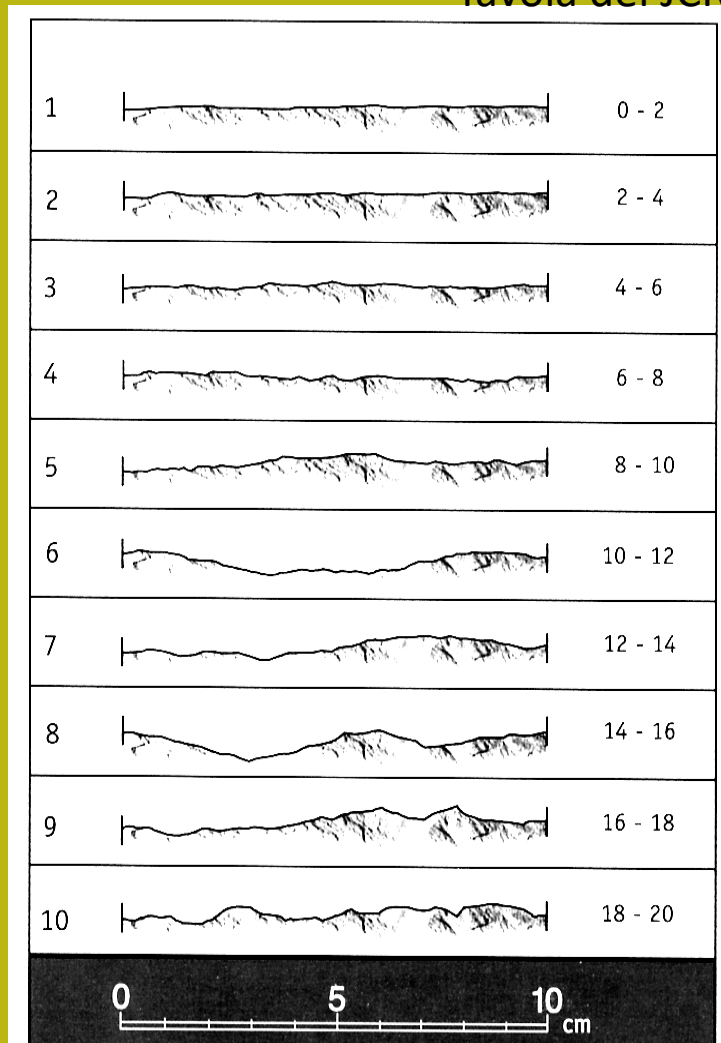
Table 9.16 Effect of asperity on roughness angles, (Patton, 1966).

Order of asperities	Wavelength	Typical asperity angle (i°)
First	500 mm	10 to 15
Second	<50 to 100 mm	20 to 30



Caso di discontinuita' ben identificate

Tavola del JCR



Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton 1966 per resistenza al taglio in discontinuita'

JRC = coefficiente adimensionale di rugosita'
JCS = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuita' (MPa)
 σ_n = pressione normale alla superficie della discontinuita'
 ϕ_r = angolo di frizione residuale (da tilt test)
 i = angolo di dilatanza

Barton & Bandis (1990)

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$

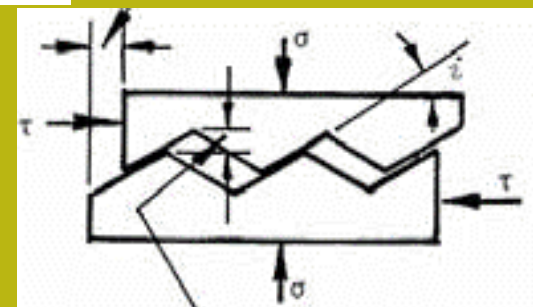
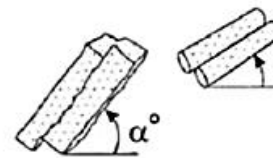
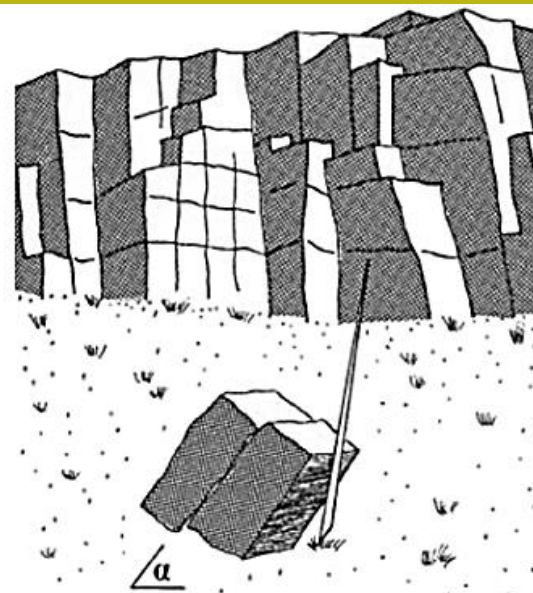


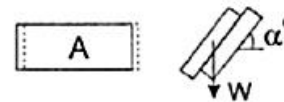
Fig. 3 Different processes to determine basic and residual friction values in field tilt tests (extracted from Barton 2014)



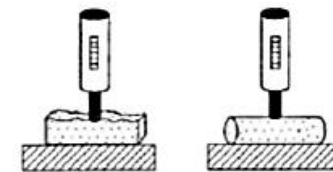
TILT TEST

$$JRC_o = \frac{\alpha^\circ - \phi_r}{\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_{no}}}$$

$$\sigma_{no} = \frac{W}{A} \cdot \cos \alpha^\circ$$



$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r_5}{R_5}$$



SCHMIDT HAMMER

(r)

30

25

31

32

32

24

31

29

23

28

(R)

40

35

41

35

40

42

34

41

38

37

$\bar{r}_5 \rightarrow JCS_o$

$\bar{R}_5 \rightarrow \sigma_c$

$$\bar{r}_5 = 31.1 \quad \bar{R}_5 = 40.8$$

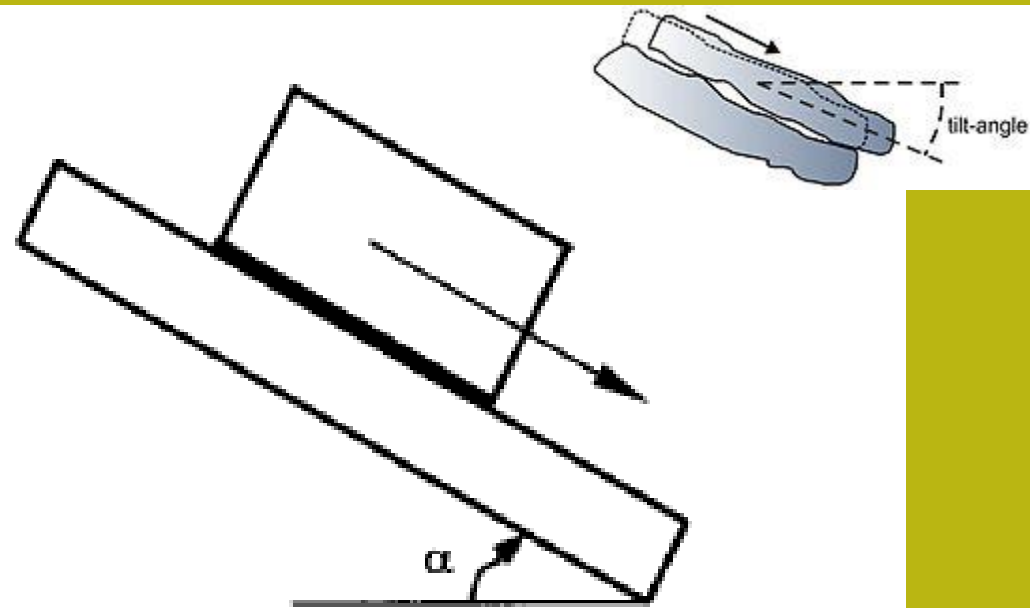
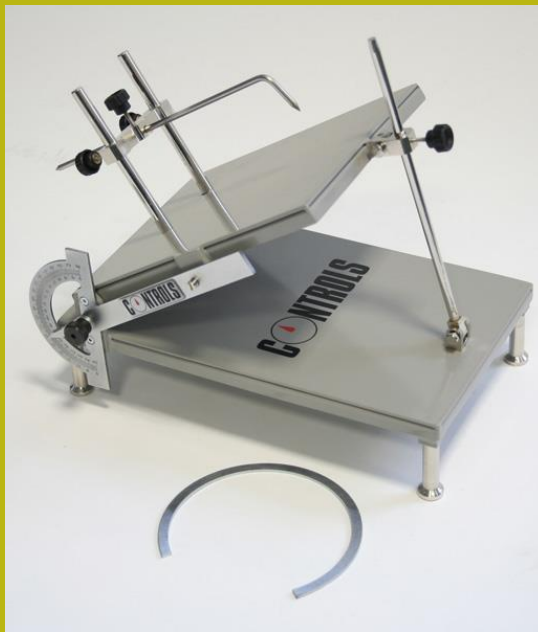


Fig. 6.8 Tilt test to measure the tilt angle α (after Barton & Bandis, 1990).

Tilt test e formula per calcolare l'angolo di attrito basale

$$\phi_b = \arctan(1.155 \tan \alpha) \quad (6.21)$$

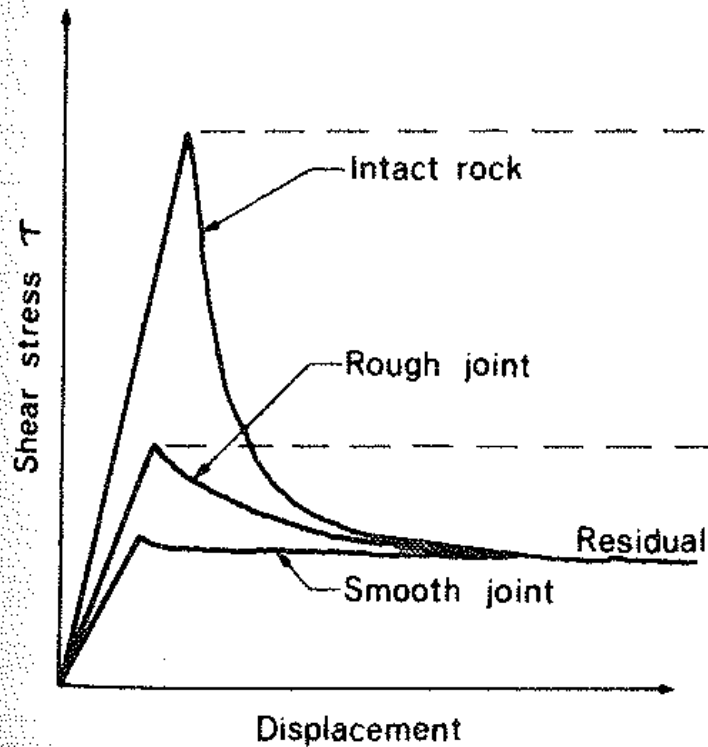
where ϕ_b is the basic friction angle for the upper piece of core; and α is the tilt angle at which sliding commences.

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

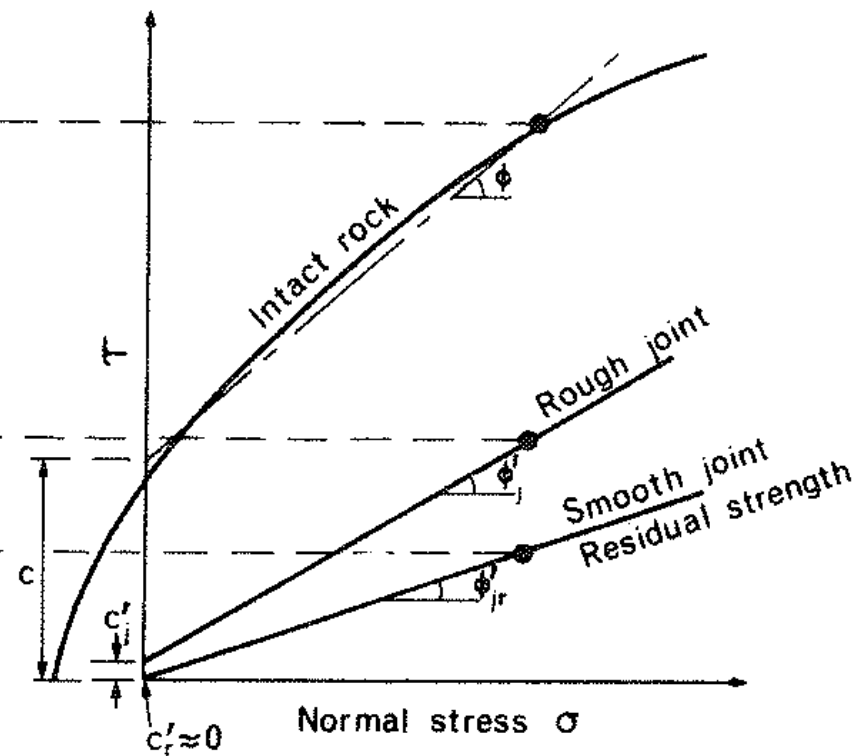
Rock	ϕ_b dry (degrees)	ϕ_b wet (degrees)
Sandstone	26 - 35	25 - 34
Siltstone	31 - 33	27 - 31
Limestone	31 - 37	27 - 35
Basalt	35 - 38	31 - 36
Fine-grained granite	31 - 35	29 - 31
Coarse-grained granite	31 - 35	31 - 33
Gneiss	26 - 29	23 - 26
Slate	25 - 30	21
Dolerite	36	32
Porphyry	31	31
Shale		27
Chalk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

Angoli basali di attrito di diversi tipi di rocce

(a) Stress - displacement relationships



(b) Strength envelopes



Curve di deformazione e rottura per rocce intatte e rocce con discontinuità

ROCAS

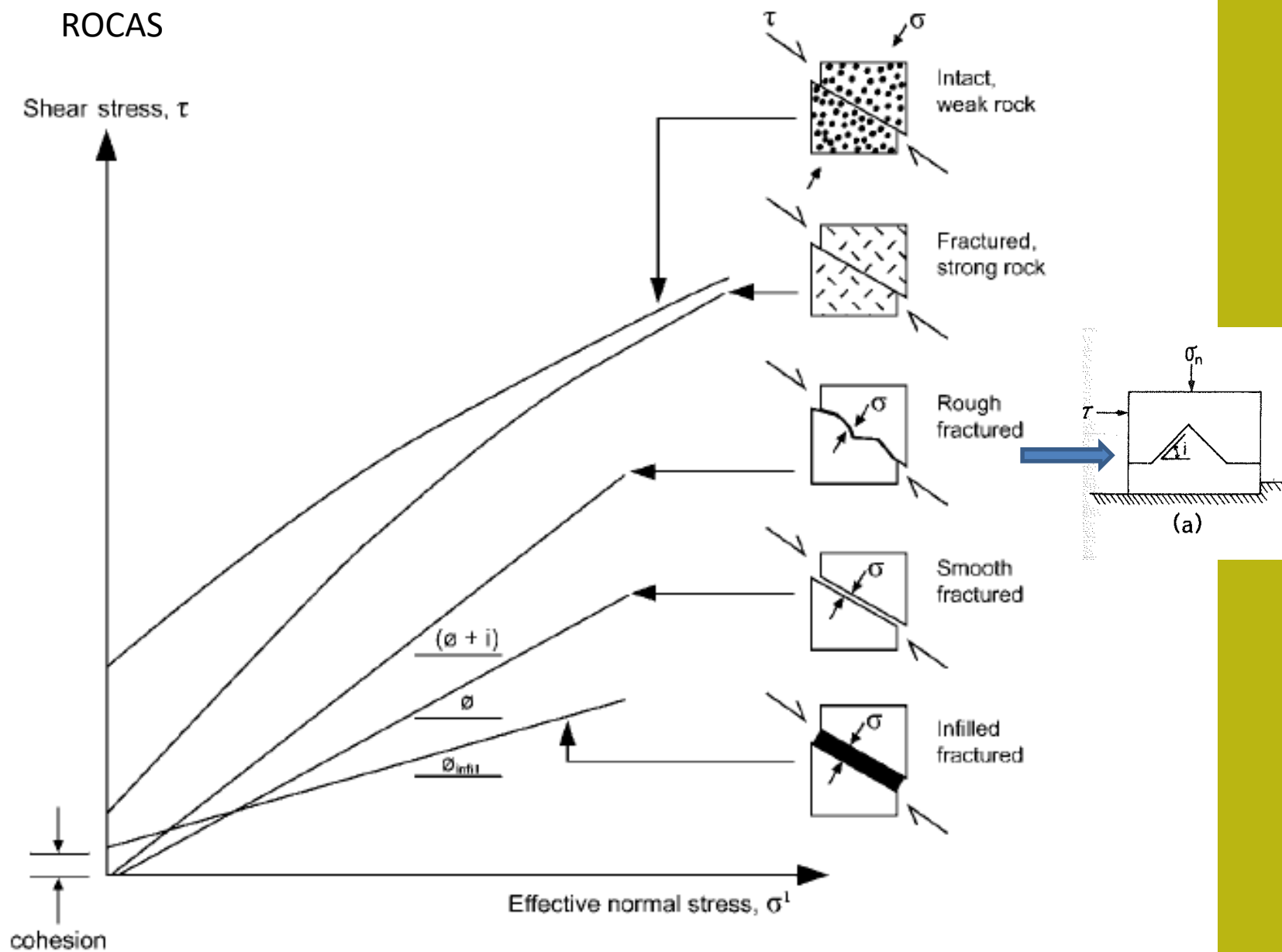
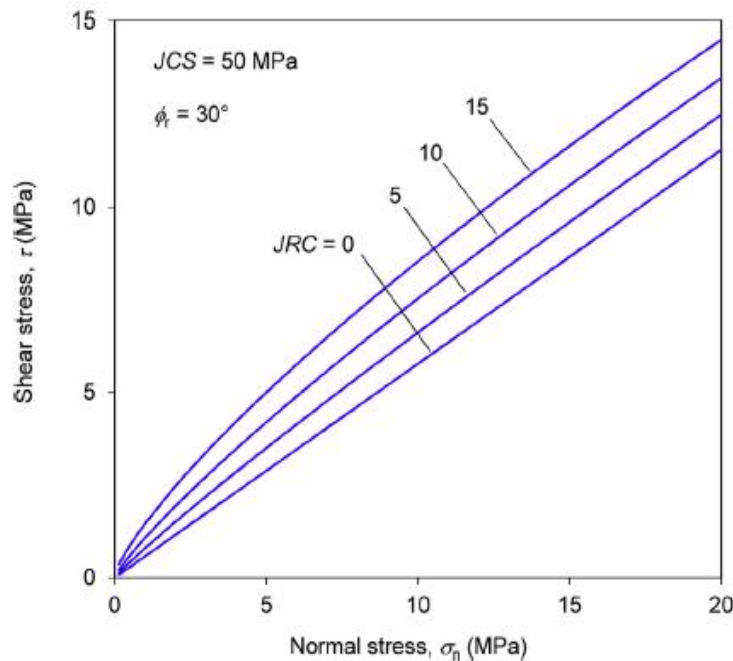


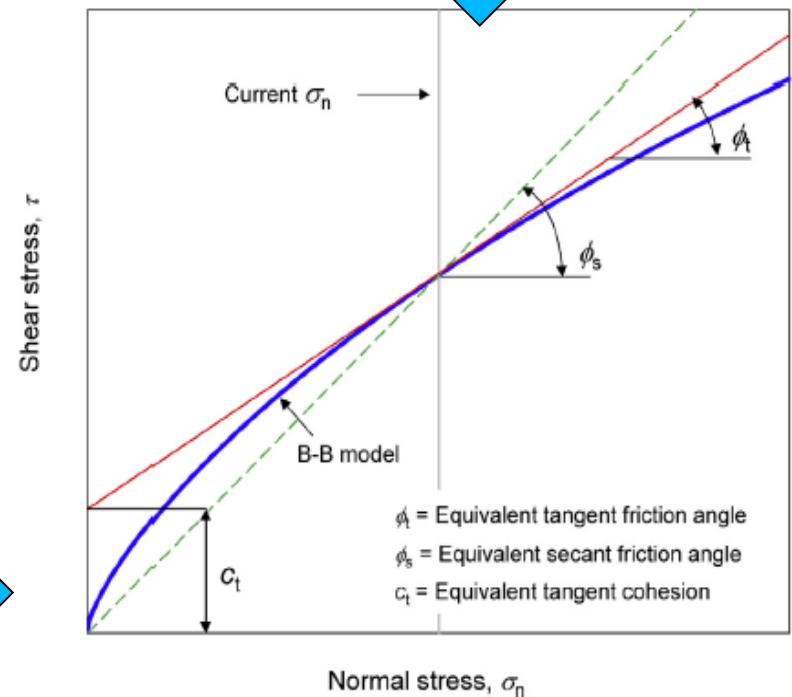
Figure 9.2 Variation of rock strength for various geological conditions (TRB, 1996).

**Criterio B-B non-lineare
che puo' essere usato a partire
dalla versione ssap 4.9.6**

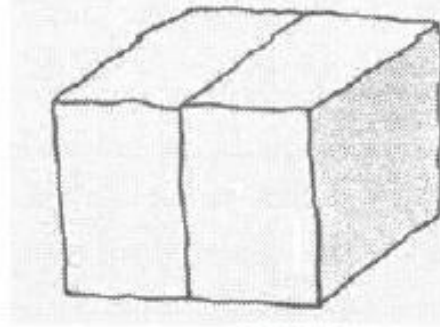


La stima locale dei valori ϕ_i' e c' equivalenti segue in SSAP il método di Prasetyo et al. (2017)

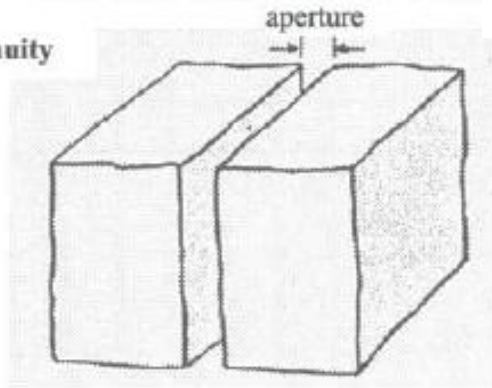
Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di ϕ_i' e c' equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



(a) Closed discontinuity



(b) Open discontinuity



(c) Filled discontinuity

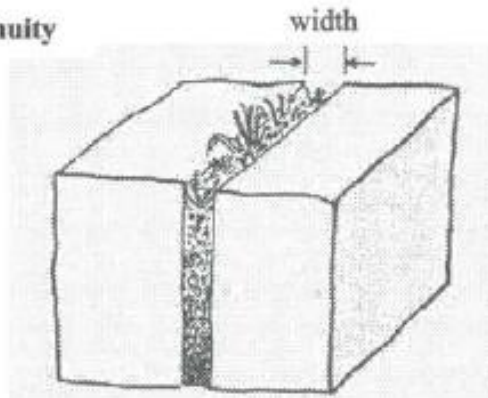


Table 4.11 Classification of discontinuity aperture (after ISRM, 1978c).

Description		Aperture (mm)
"Closed" features	Very tight	< 0.1
	Tight	0.1 – 0.25
	Partly open	0.25 – 0.5
"Gapped" features	Open	0.5 – 2.5
	Moderately wide	2.5 – 10
	Wide	> 10
"Open" features	Very wide	10 – 100
	Extremely wide	100 – 1000
	Cavernous	> 1000

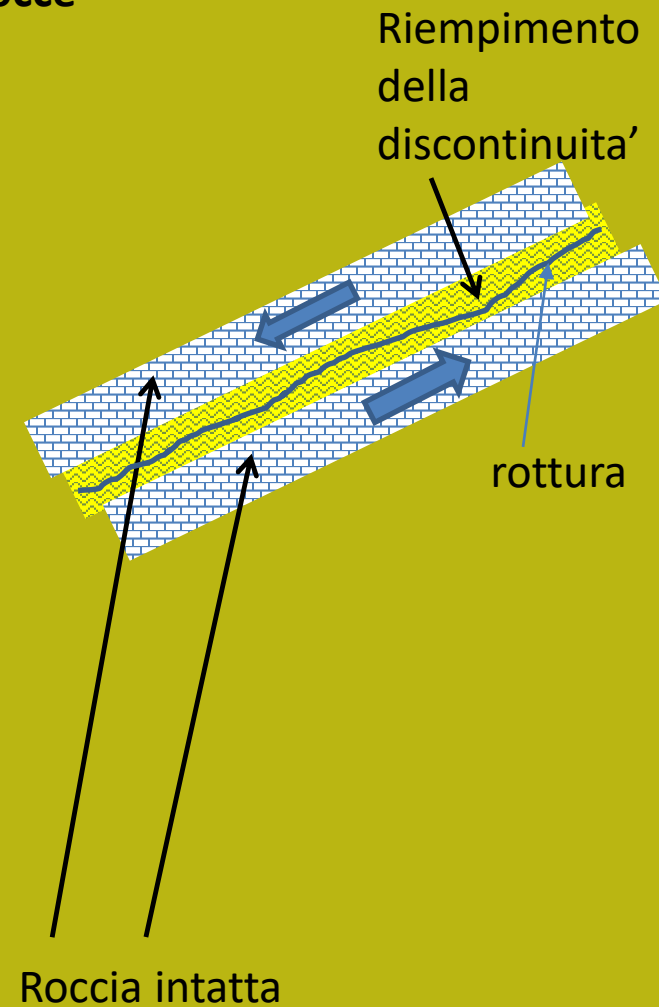
classificazione
aperture
discontinuità / fratture

Fig. 4.27 Suggested definitions of the aperture of open discontinuities and the width of filled discontinuities (after ISRM, 1978c).

Table 7.13 Shear strength of filled discontinuities and filling materials (after Hoek & Bray, 1981).

Rock	Description	Peak c_f (MPa)	Peak ϕ_f (°)	Residual c_f (MPa)	Residual ϕ_f (°)
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.015	7.5		
	Thin layers	0.09-0.12	12-17		
	Triaxial tests	0.06-0.1	9-13		
Bentonitic shale	Triaxial tests	0-0.27	8.5-29		
	Direct shear tests			0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests	0.06	32		
	Stratification surfaces			0	19-25
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, \pm 150 mm thick	0.04	14.5	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, PI = 17%)	0	26.5		
Granite	Clay filled faults	0-0.1	24-25		
	Sandy loam fault filling	0.05	40		
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			0	21
Limestone	6 mm clay layer			0	13
	10-20 mm clay fillings	0.1	13-14		
	<1 mm clay filling	0.05-0.2	17-21		
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.08	38		
	Lignite/marl contact	0.1	10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	0	25	0	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorillonite	80 mm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk	0.36	14	0.08	11
Bentonite clay		0.016-0.02	7.5-11.5		
Schists, quartzites and siliceous schists	100-150 mm thick clay filling	0.03-0.08	32		
	Stratification with thin clay	0.61-0.74	41		
	Stratification with thick clay	0.38	31		
Slates	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remolded triaxial tests	0.042-0.09	36-38		

Resistenza al taglio di materiale di riempimento di discontinuità in rocce

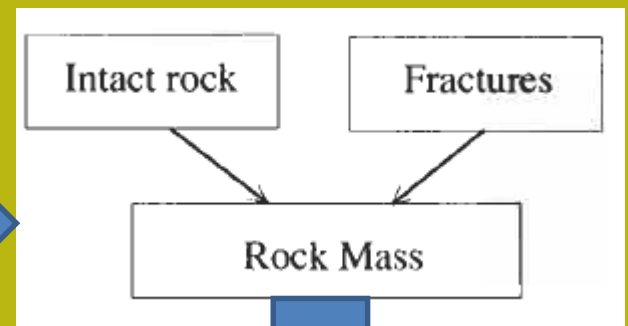


Version 1.0 Last update 30-04-2018

Docenti: Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Dr. Ing. Lucia Greco

Resistenza al taglio dei massicci rocciosi

Massiccio roccioso: insieme di roccia intatta e discontinuità





La resistenza al taglio di una massa rocciosa è correlata al tipo di rocce, dimensione degli elementi intatti, densità e caratteristiche delle rocce di frattura, livello di alterazione delle rocce, pressione e circolazione dell'acqua .



Classificazione massici rocciosi

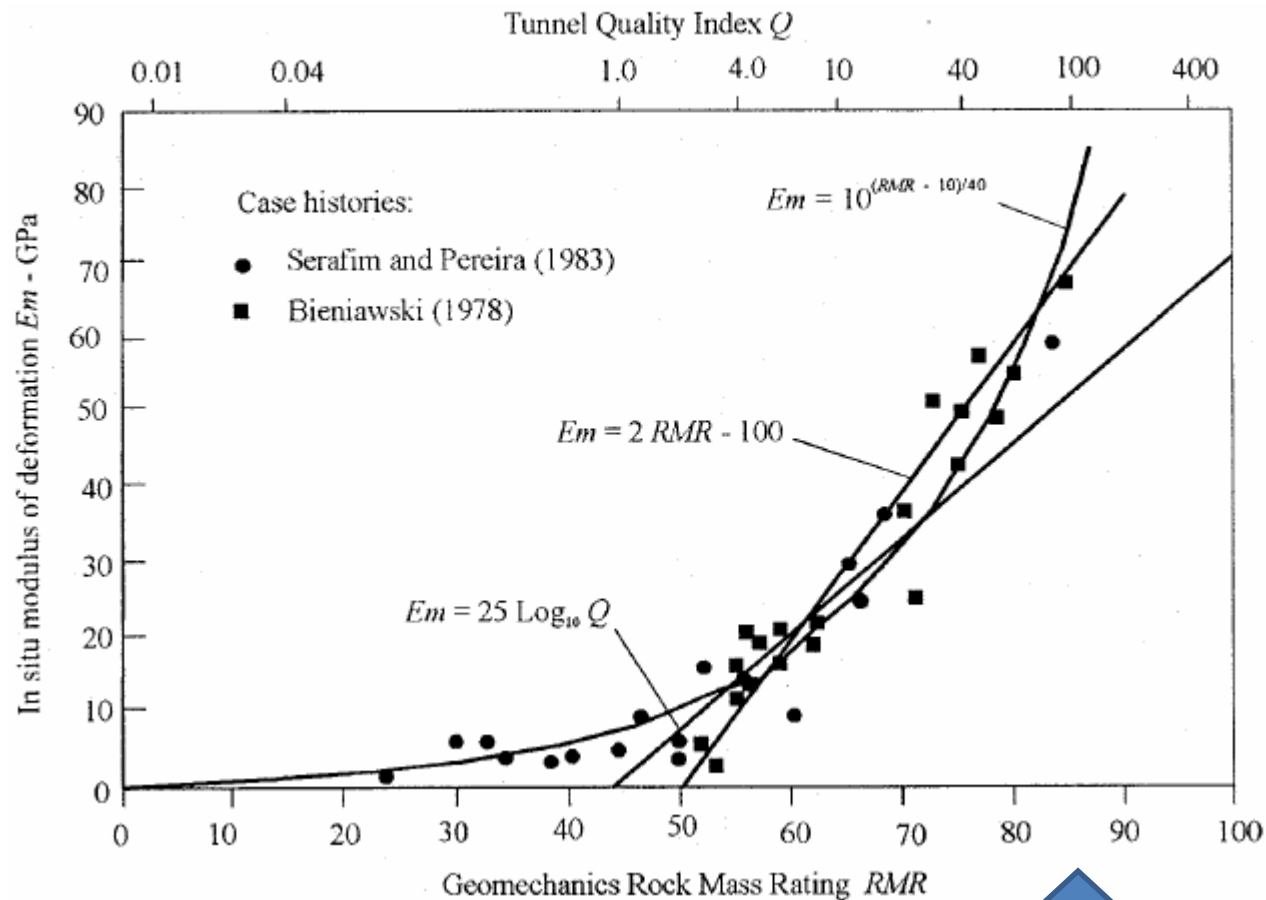


Parametri geomecanici
 E γ ϕ γ c'

Modello di classificazione trattato nella parte II:

- **RMR (rock mass rating, Beniaowski (1989)**
- **GSI (geological strenght index , Hoek 1994, 2002, 2006)**

E_m a partir de la clasificación



Correlazione

L'RMR è empiricamente correlato al modulo di Young della massa rocciosa nel suo complesso:

$$E = 2 * RMR - 100 \text{ GPa (para } RMR > 50)$$

$$E = 10^{(RMR - 10) / 40}$$

RMR (Bieniawski 1989)

Categorías de la clasificación

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Características resistentes del macizo rocoso

Clase (R.M.R.)	c [Kpa]	ϕ°	t sin soporte
I (81 - 100)	> 400	> 45	20 años, luz de 15m
II (61 - 80)	300 - 400	35 - 45	1 año, luz de 10m
III (41 - 60)	200 - 300	25 - 35	1 semana, luz 5 m
IV (21 - 40)	100 - 200	15 - 25	10 hs., luz 2.50 m
V (0 - 20)	< 100	< 15	30 min, luz 1m



c'

ϕ

I parametri di resistenza al taglio dalla classificazione RMR di una massa rocciosa

Clasificación GSI (Hoek, 1994; Hoek et al. 1995; Hoek et al. 2002)

El GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficies de la discontinuidades.

A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, discontinuidad que existe entre ellas.

Por las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si ésta esta alterada, si ha sufrido erosión o que tipo de textura presenta, y el tipo de alteración existente

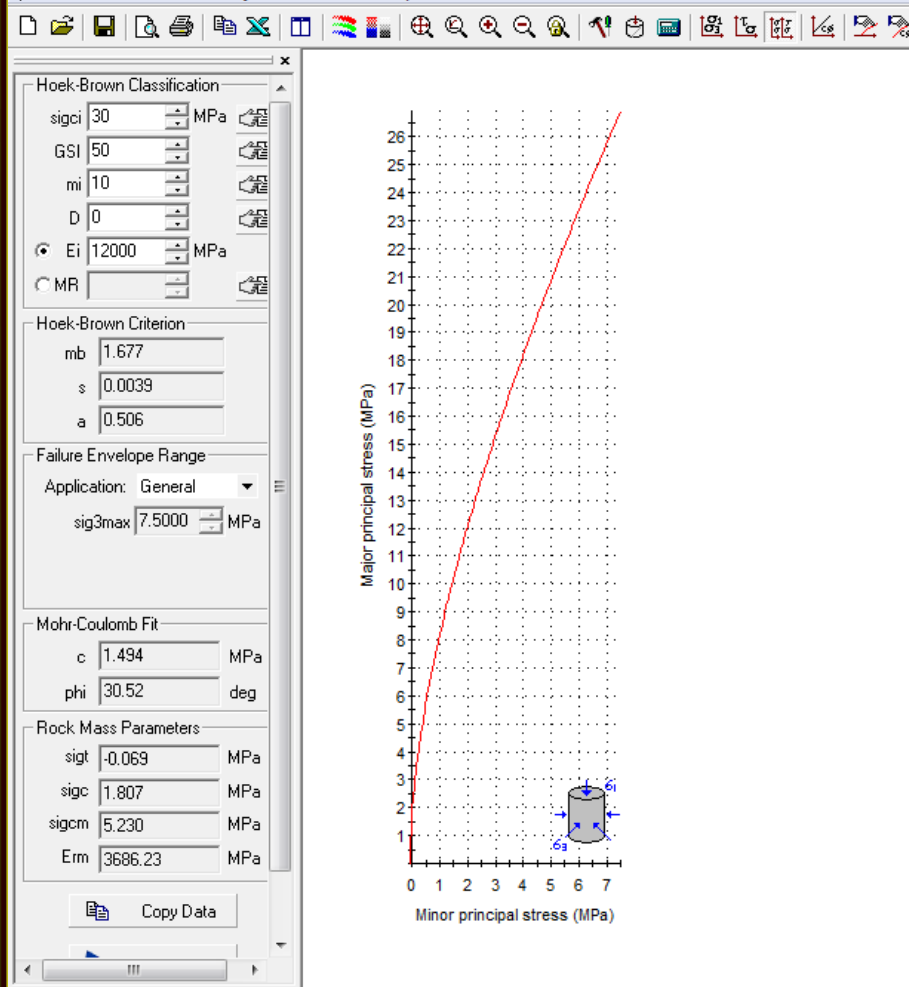
**Revisar en la
parte II
como
obtener el
índice GSI**

Roclab 1.0 viejo ma excelente freeware software da:

<http://download.rocscience.com> (ahora ya no esta disponible freeware)

Per l'applicazione del criterio di rottura di Hoek et al (2002), anche detto "sistema/metodo GSI", è necessario determinare o stimare per l'ammasso quattro parametri di base:

1. La resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} (Mpa) degli elementi di roccia intatta, valutata solitamente mediante prove Point Load o assimilate.
2. L'indice geologico di resistenza **GSI** (adimensionale) che sintetizza le caratteristiche strutturali essenziali dell'ammasso.
3. La costante litologica ***m*** (adimensionale) che dipende dalla litologia dell'ammasso ed è stimabile da apposite tabelle.
4. Il fattore di disturbo **D** (adimensionale) che variando da 0 a 1 rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi.



Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 30 MPa
 GSI = 50 mi = 10 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion

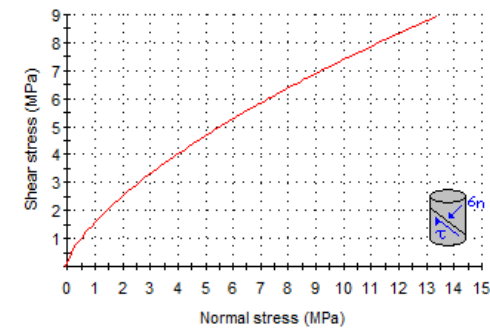
mb = 1.677 s = 0.0039 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.494 MPa friction angle = 30.52 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.069 MPa
 uniaxial compressive strength = 1.807 MPa
 global strength = 5.230 MPa
 deformation modulus = 3686.23 MPa



Roclab 1.0 software freeware di Rocscience inc. : un tempo freeware ora non piu..

www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html

ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strength
by Roozbeh Geraili Mikola, PhD, PE, based on Generalized Hoek-Brown Criterion

Visit [this page](#) for additional free programs and software

Unit: Stress Unit Magapascals (MPa)

Input Parameters:

sigci 30 MPa + Application Custom
GSI 50 + sig3max 7.5000 MPa
mi 10 +
D 0 +
Ei 12000 MPa +

Hoek-Brown Criterion:

mb 1.6768
s 0.0039
a 0.5057

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

Rock Mass Parameters:

sigt -0.0692 MPa c 1.4941 MPa
sigc 1.8068 MPa phi 30.52 deg
sigcm 5.2300 MPa
Emm 3686.23 MPa

Events: Default Report Help Disclaimer About

Input Parameters

Intact Uni. Comp. Strength (sigci)=30 MPa
GSI=50, mi=10, Disturbance Factor (D)=0
Intact Elastic Modulus (Ei)=12000 MPa
Hoek-Brown Criterion
mb=1.6768, s=0.0039, a=0.5057

Mohr-Coulomb Fit
Cohesion (c)=1.4941 MPa Friction Angle (phi)=30.52deg.
Rock Mass Parameters
Tensile strength (sigt)=-0.0692 MPa
Uni. Comp. Strength (sigc)=1.8068 MPa
Global Strength (sigcm)=5.2300 MPa
Modulus of Deformation (Emm)=3686.23 MPa

Major and Minor Principal Stresses

Major Principal Stress (MPa)

Minor Principal Stress (MPa)

sig3:3.100, sig1:15.600

Shear and Normal Stresses

Shear Stress (MPa)

Normal Stress (MPa)

sign:3.91, sigtu:3.97

Copyright ©2014 Roozbeh Geraili Mikola. All Right reserved

Pregúntame cualquier cosa

Vinculos

ESP 05:24 p. m.
LAA 06/10/2016

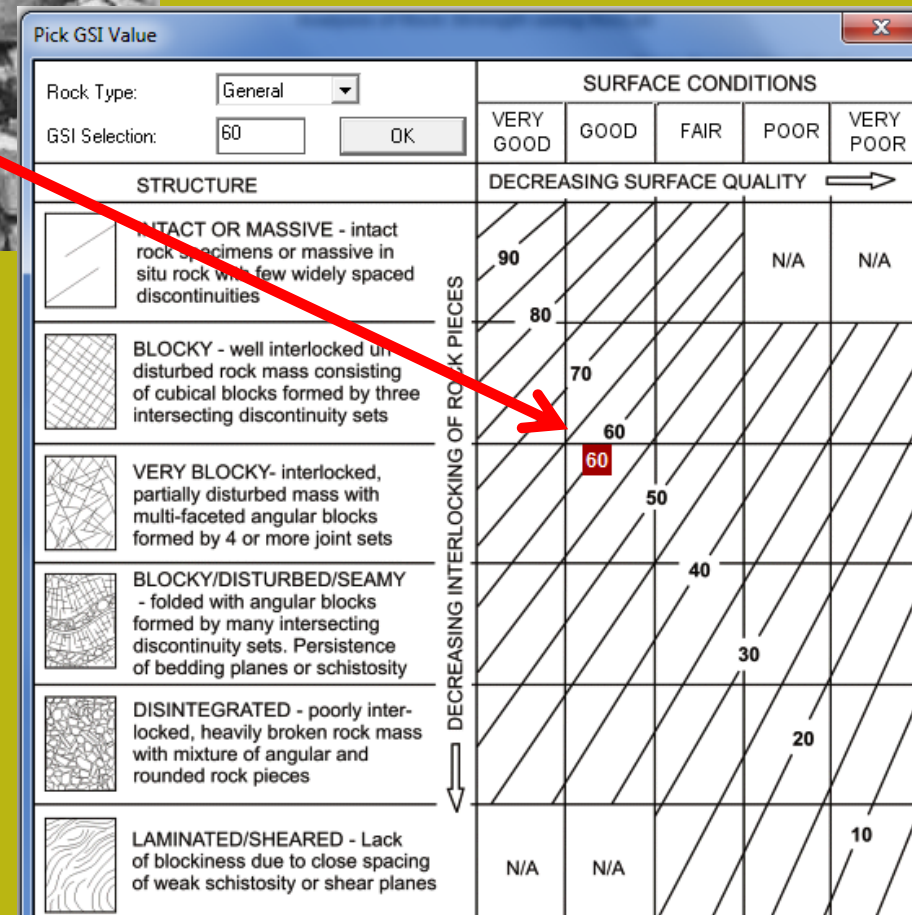
ORMAS 1.0 una soluzione alternativa..

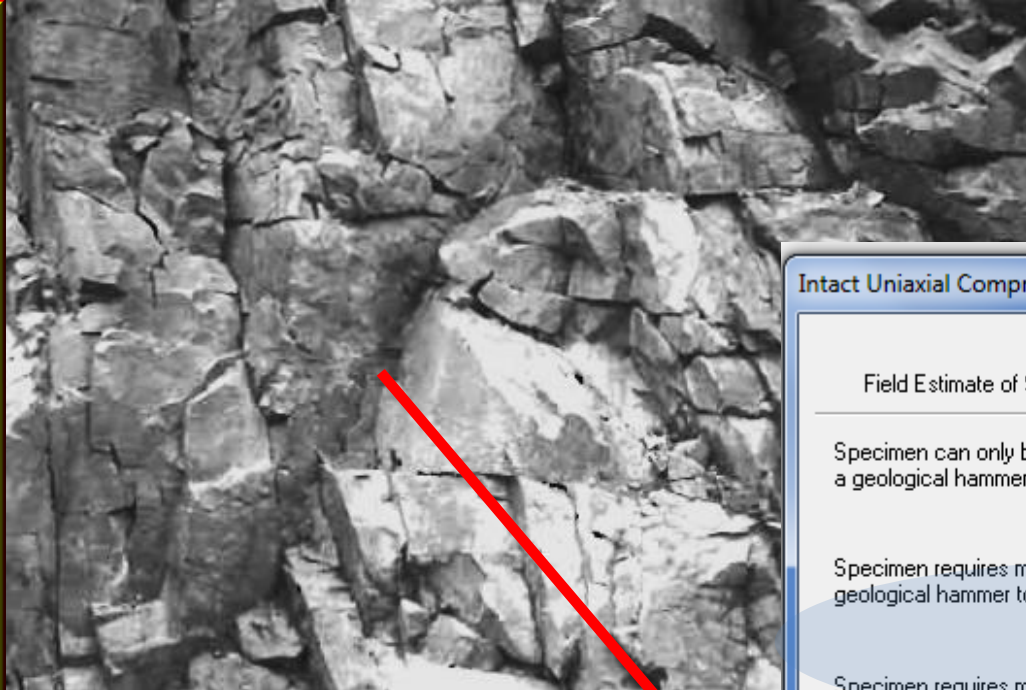
<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>

..



Passo 1 - valutare la struttura del Massiccio roccioso (valore GSI)





Passo 2 - compressione Uniassiale della roccia intatta

Intact Uniaxial Compressive Strength

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
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.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigc): MPa

OK Cancel



**Passo 3 - indicare il tipo
litologico**

Pick Mi Value

List of Mi Values

Agglomerate	19 ± 3
Andesite	25 ± 5
Basalt	25 ± 5
Breccia	19 ± 5
Dacite	25 ± 3
Diabase	15 ± 5
Diorite	25 ± 5
Dolerite	16 ± 5
Gabbro	27 ± 5
Granite	32 ± 3
Granodiorite	29 ± 3
Norite	20 ± 5
Obsidian	19 ± 3
Peridotite	25 ± 5
Porphyries	20 ± 5
Phosfite	25 ± 5

Selected Mi Value

Mi Value: 27

Filter List

☒ Rock Type

☐ Sedimentary

☒ Igneous

☐ Metamorphic

☐ Texture

☒ Coarse

☐ Medium

☐ Fine

☐ Very Fine

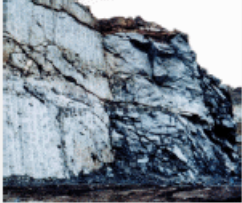
OK Cancel




Passo 4 - indicare il fattore di disturbo D

Disturbance Factor D

Application: ☐ Tunnels ☒ Slopes

 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.

 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=0.7
Good Blasting

D=1.0
Poor Blasting

D=1.0
Production Blasting

D=0.7
Mechanical Excavation

Disturbance Factor:

OK Cancel



Hoek-Brown Classification

sigci 125 MPa

GSI 50

mi 27

D 1

☒ Ei 12000 MPa

☐ MR

Hoek-Brown Criterion

mb 0.759

s 0.0002

a 0.506

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.4510 MPa

Unit Weight 0.023 MN/m3

Slope Height 20 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.314 MPa

phi 57.56 deg

Rock Mass Parameters

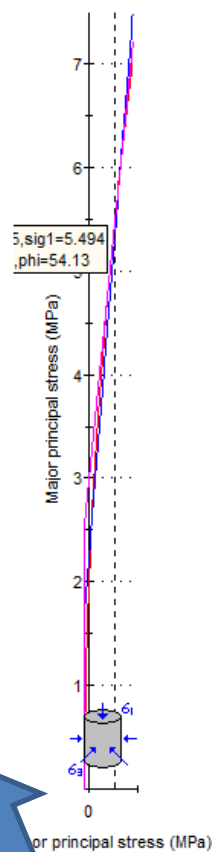
sigt -0.040 MPa

sigc 1.848 MPa

sigcm 14.196 MPa

Erm 800.44 MPa

Copy Data



Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 125 MPa
 GSI = 50 mi = 27 Disturbance factor (D) = 1
 intact modulus (E_i) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion

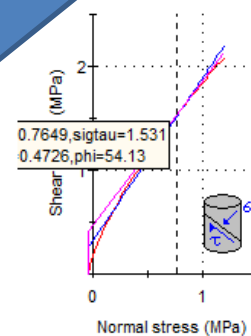
mb = 0.759 s = 0.0002 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.314 MPa friction angle = 57.56 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.040 MPa
 uniaxial compressive strength = 1.848 MPa
 global strength = 14.196 MPa
 deformation modulus = 800.44 MPa



Parametri
 Elastici e resistenza al taglio
 del massiccio roccioso

Valori finali
 media

Parametri meccanici da RMR e GSI

Differenze fondamentali:

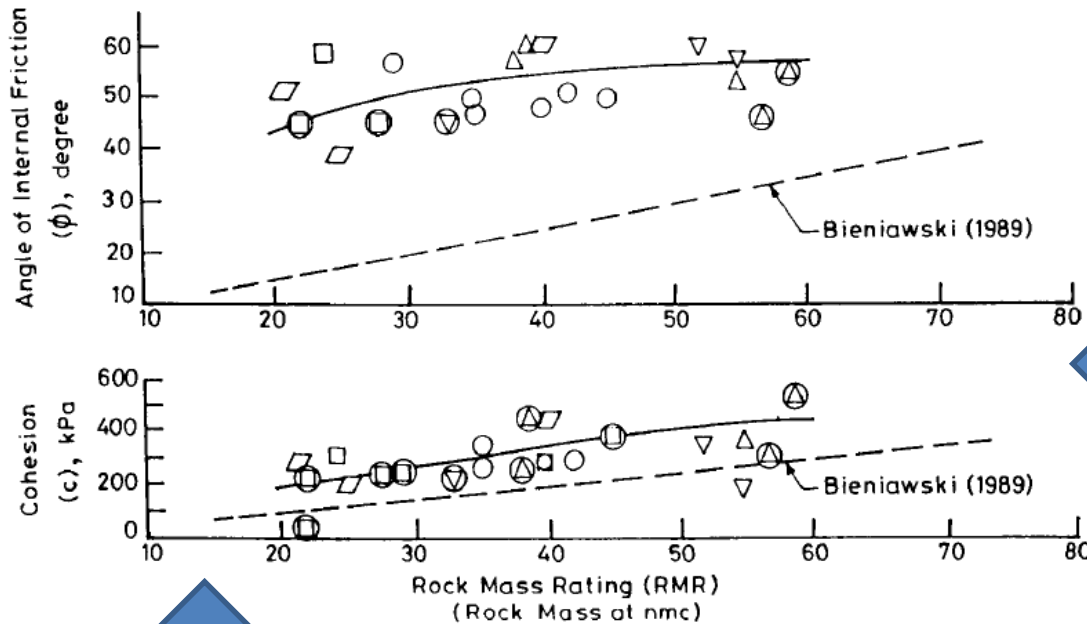
- 1) RMR consente di valutare parametri approssimativi e statici
- 2) GSI consente di valutare i parametri dinamici, che dipendono dallo stato tensionale di ciascun luogo specifico (esempio su superficie o in profondità) di un massiccio roccioso.
- 3) In questo senso GSI consente di associare un particolare punto di riferimento del modello non lineare di Mohr-Coulomb

Table 18.7 Meaning of rock mass classes (Bieniawski, 1989).

<i>RMR class no.</i>	<i>Average stand up time</i>	<i>Rock mass strength</i>	
		<i>Cohesion of rock mass, kPa</i>	<i>Friction angle (deg)</i>
I	20 yr for 15 m span	>400	>45
II	1 yr for 10 m span	300–400	35–45
III	1 wk for 5 m span	200–300	25–35
IV	10 h for 2.5 m span	100–200	15–25
V	30 min for 1 m span	<100	<15

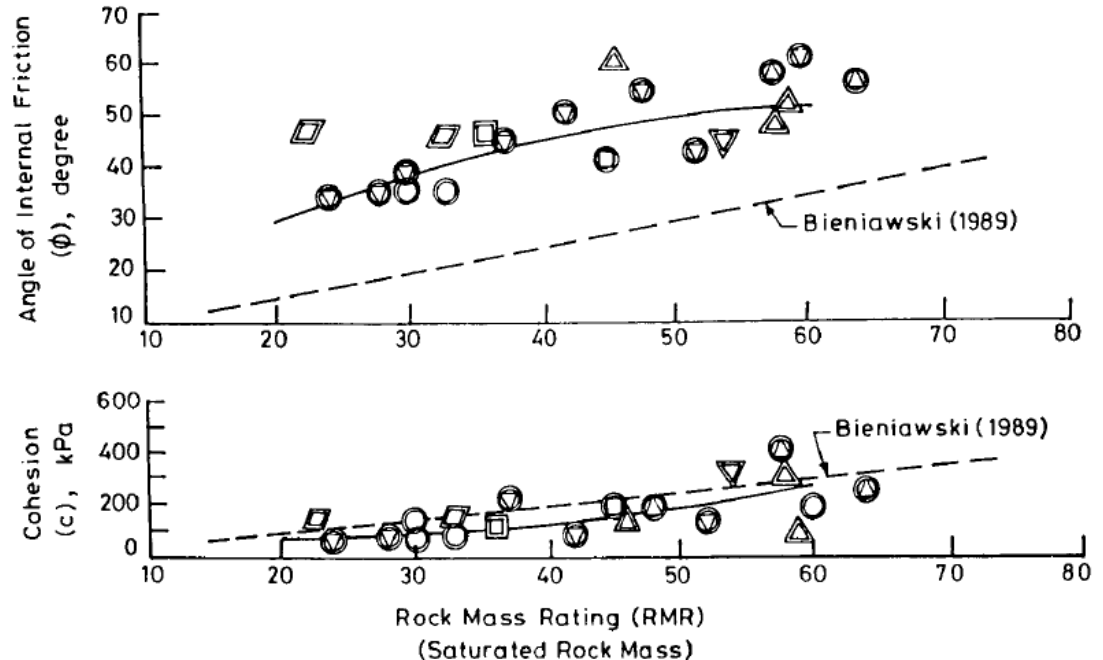
**Valori di confronto
tavolo Beniaowski (RMR) e
dati sperimentali
Resistenza al taglio**

**In massi rocciosi non
saturi e saturi**



Mehrotra, 1993

Si osserva che i valori
Secondo la tabella
Beniaowski (RMR)
sottostimano molto
l'angolo di frizione e
coesione



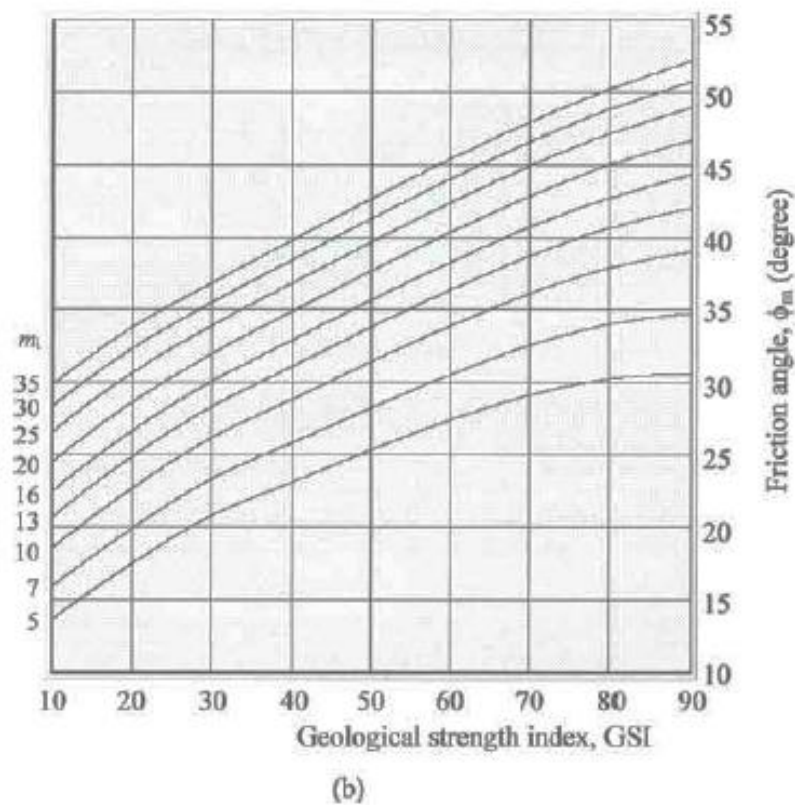
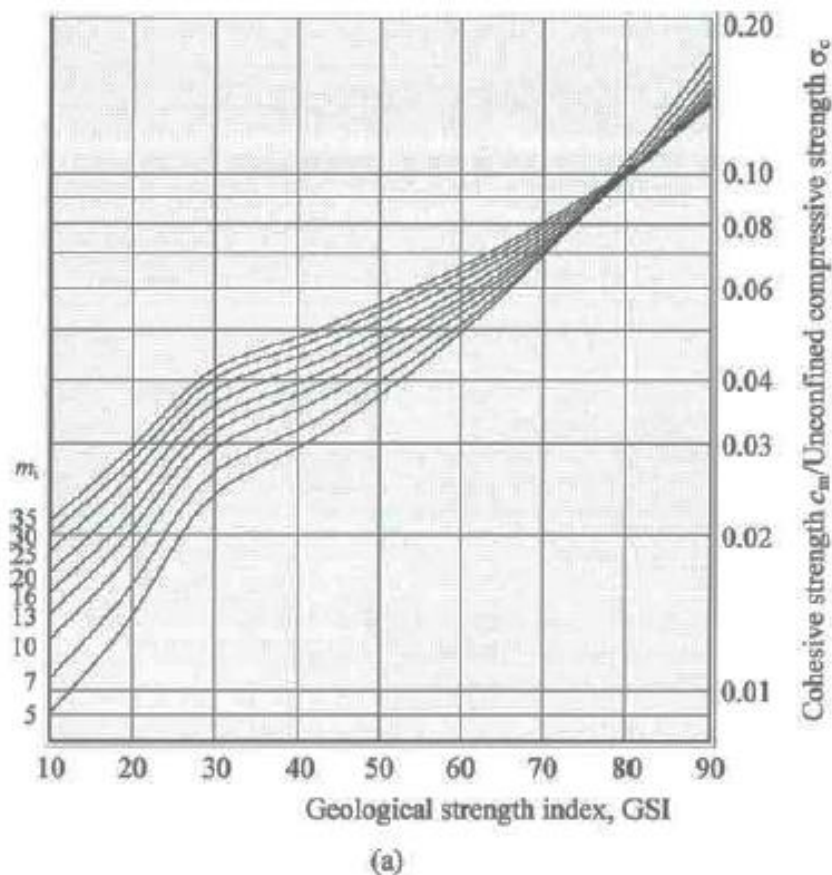


Fig. 7.12 (a) Cohesive strength c_m ; and (b) Friction angle ϕ_m for different GSI and m_i values (after Hoek, 2000).

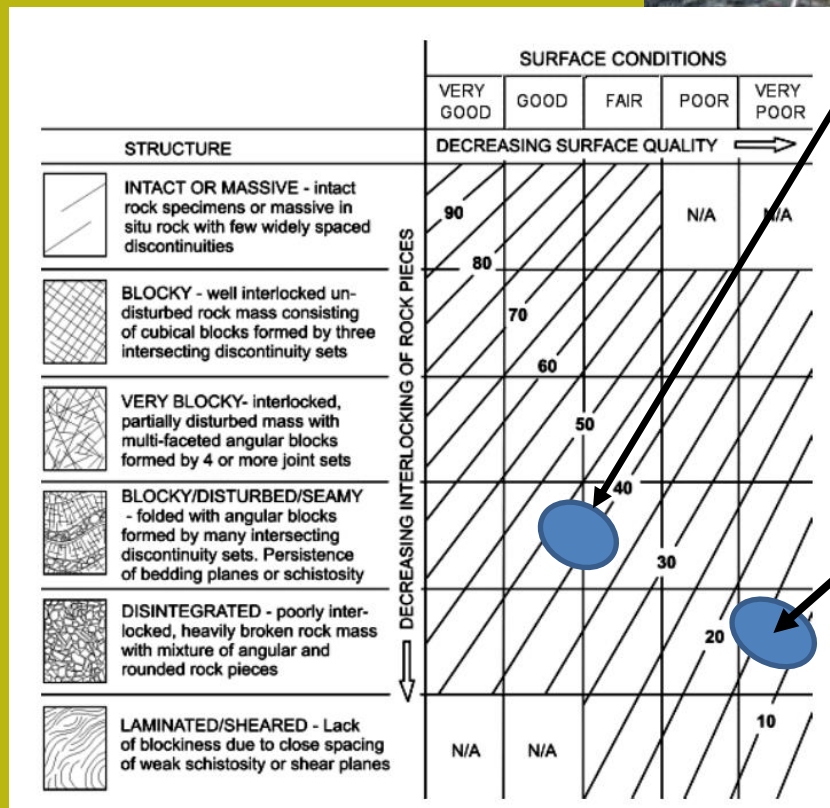
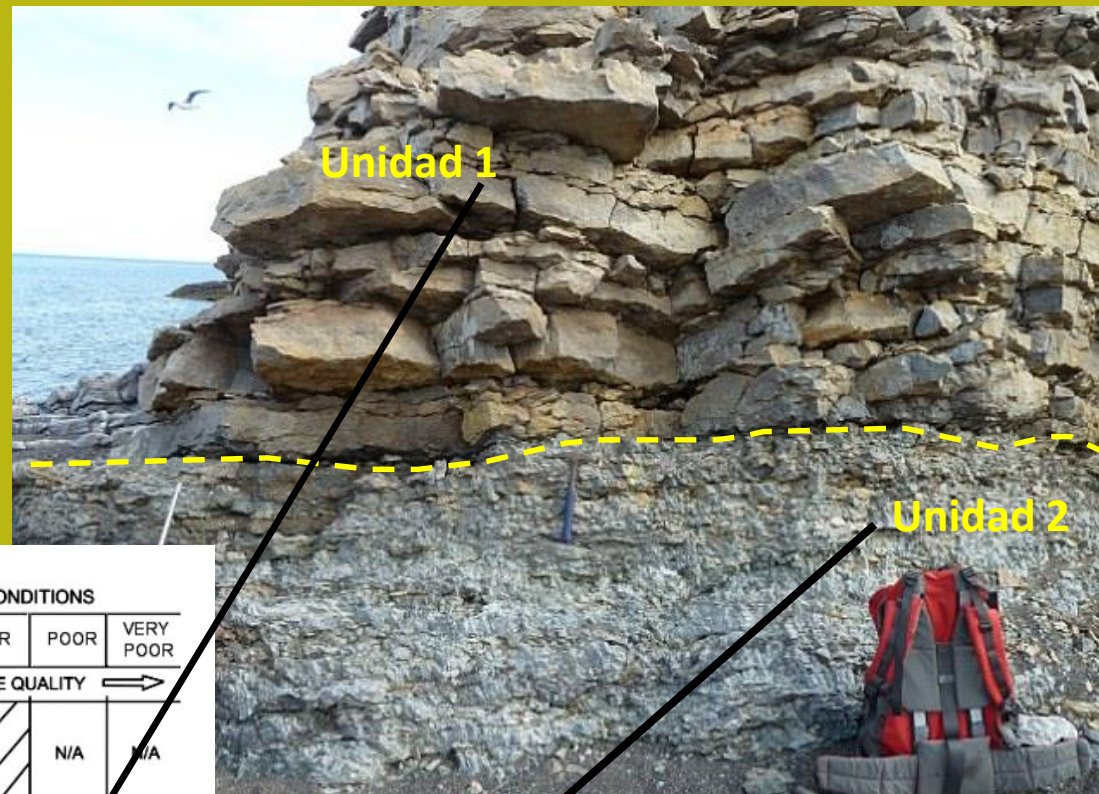
Estima rápida de valores de Angulo de fricción interna y de cohesión de macizo rocoso con modelo GSI

Nota: el coeficiente ***mi*** depende del tipo litológico

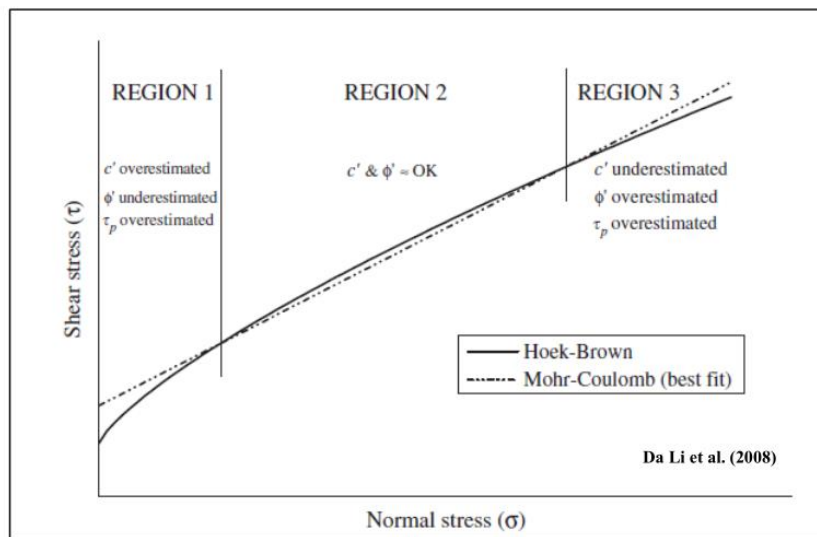
Esempio di classificazione GSI

Unitad 1: strati e blocchi angolari con molte famiglie di discontinuità. Livello medio di alterazione delle superfici.

GSI =45-35



Unità' 2: struttura con alto livello di disturbo e molto piccola interconnessione tra blocchi, che sono molto frammentati e alterati GSI =20-10



Il metodo di hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori :Carranza-Torres(2004), Brown (2008) Pero' esistono valide alternative numeriche e seminalitiche efficienti ...i

Infatti Dalla versione SSAP 4.9.2 abbiamoTre delle piu efficienti alternative per calcolare i valori c' e ϕ' lungo l'involuppo Di rottura curvao del criterio HB generalizzato.

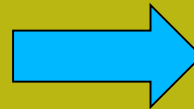
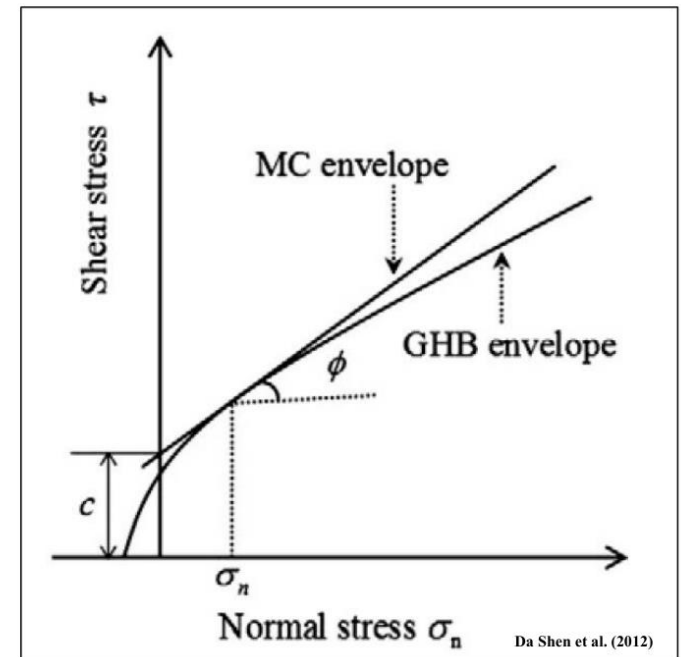



Tabella D.1

N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)





Stima alternativa Generalizzata ed efficiente di GSI

Vedi manuale SSAP pagine 249-252
Per stima V_b e J_c ... e
conseguentemente
di GSI. Russo (2009) 

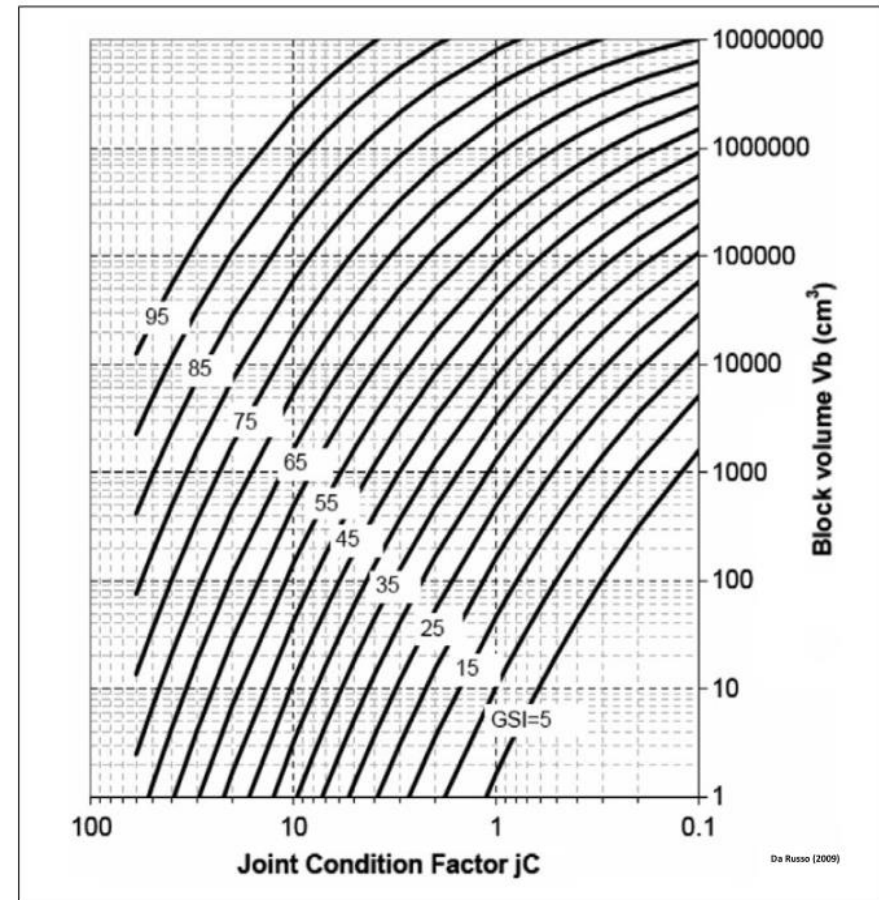


Fig. D.12

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526 J_c^{0.5} V_b^d)^{0.44}\right]} \quad \text{D.11}$$

con :

$$d = 0.37 J_c^{-0.2} \quad \text{D.12}$$

dove:

J_c : joint condition factor (adimensionale)

V_b : Volume medio dei blocchi in (m^3)

Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi V_b (cm³) può essere ottenuto utilizzando una delle varie correlazioni reciproche presentate nella figura D.8. Tuttavia la funzione base per la stima di V_b e' la seguente:


$$V_b = 10^6 \beta J_v^{-3} \quad (D.9)$$

Dove :

V_b : Volume medio dei blocchi in (cm³)¹

J_v : frequenza delle discontinuità (Joints/m³)

β : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di β dipende dalla forma prevalente dei blocchi e varia da un valore di 30 fino ad un valore di 100, con un valore mediopiù frequente di 36 (condizioni standard normali) Palmstrom(1996). Si consiglia per maggiori dettagli di consultare la ampia documentazione presente nel sito (www.rockmass.net).

Per mezzo delle tabelle (figure D.9,D.10,D11) fornite da Russo(2009) è possibile procedere alla stima del valore **JC** con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore **JC** è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom,1998, Russo 2009):


$$JC(Palmstrom) = JR \frac{JL}{JA} \quad (D.10)$$

dove:

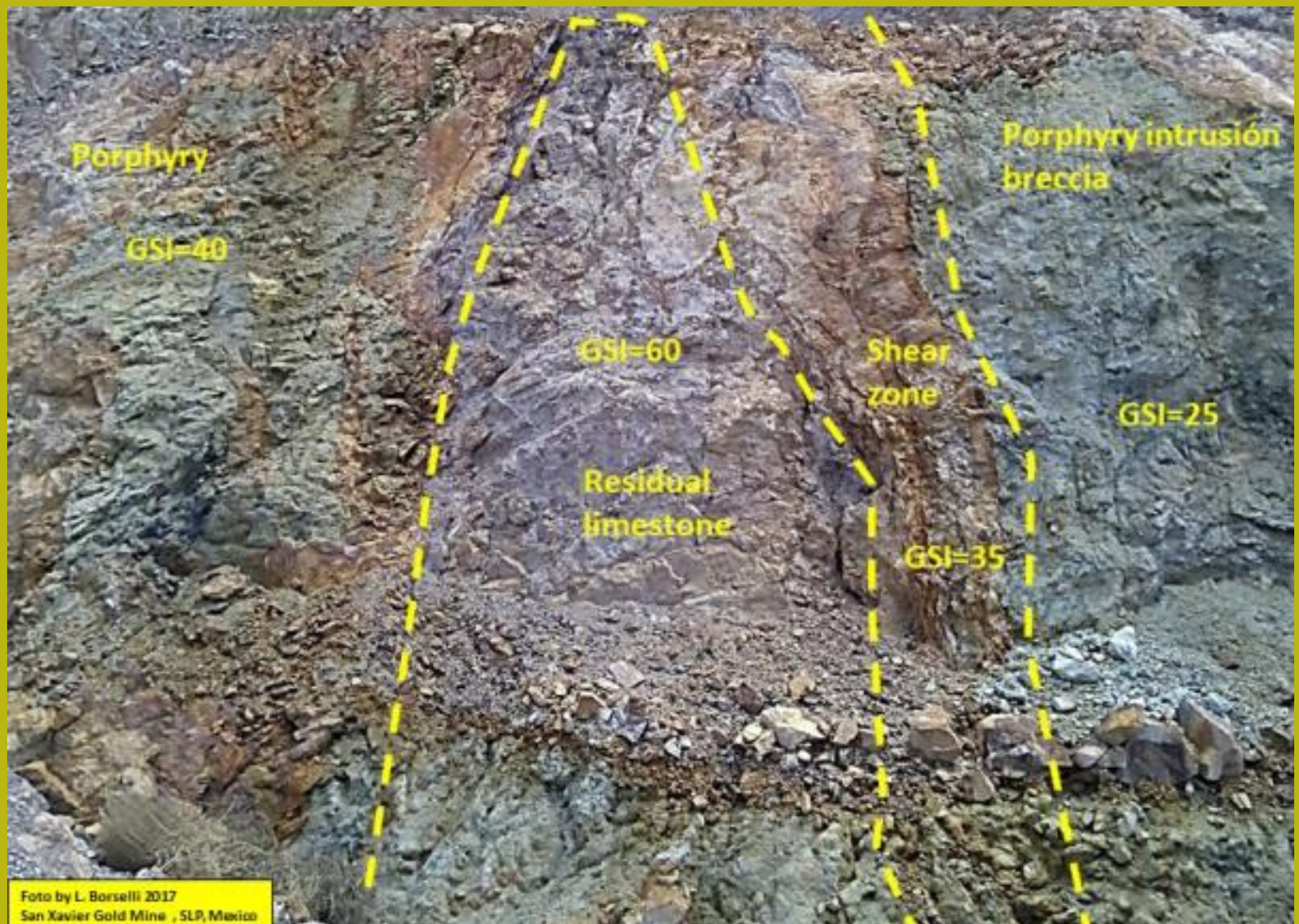
JC: joint condition factor (adimensionale)

JR: Joint Roughness factor (fig. D.9)

JA: joint alteration factor (fig. D.10)

JL: joint size factor (fig. D.11)

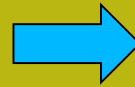
La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9,D.10,D.11.



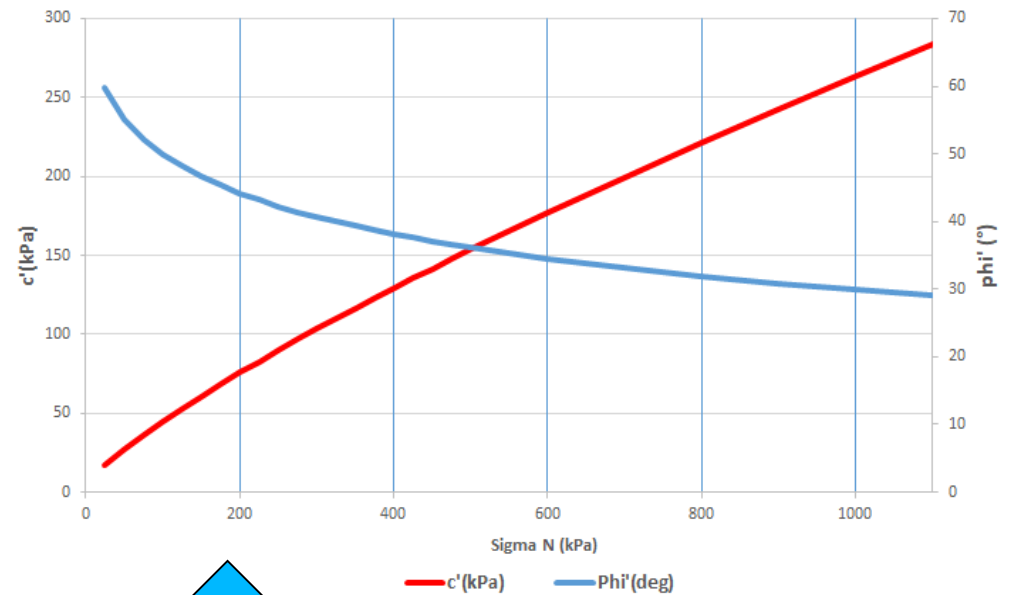
La unità *porphyry intrusion breccia* è caratterizzato da $\sigma_{ci}=15$ (MPa); GSI =25; $m_i=22$;

D=0.5.

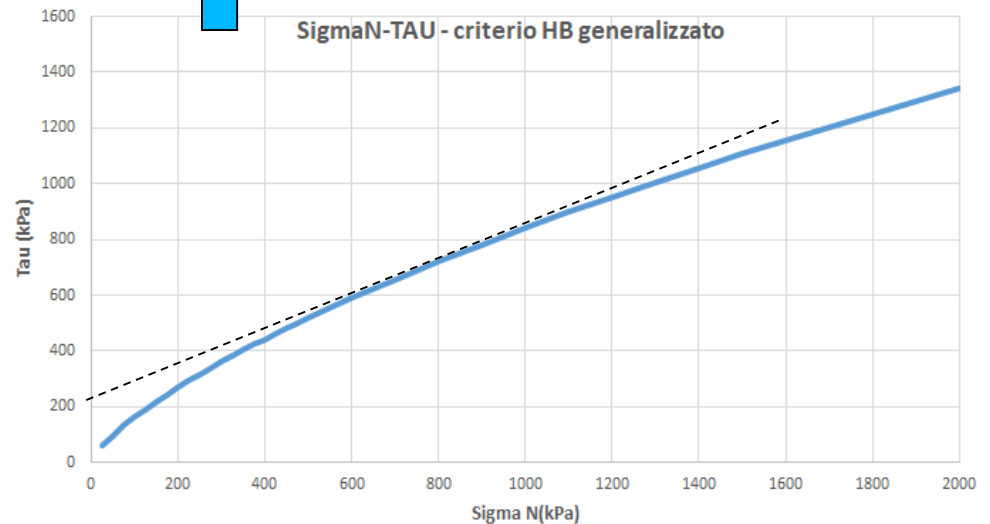
Si nota come i valori c' e ϕ' Equivalenti variano in modo rilevate in funzione dello stato tensionale che determina il valore locale di $\Sigma N'$ e del Valore della resistenza al taglio totale locale.

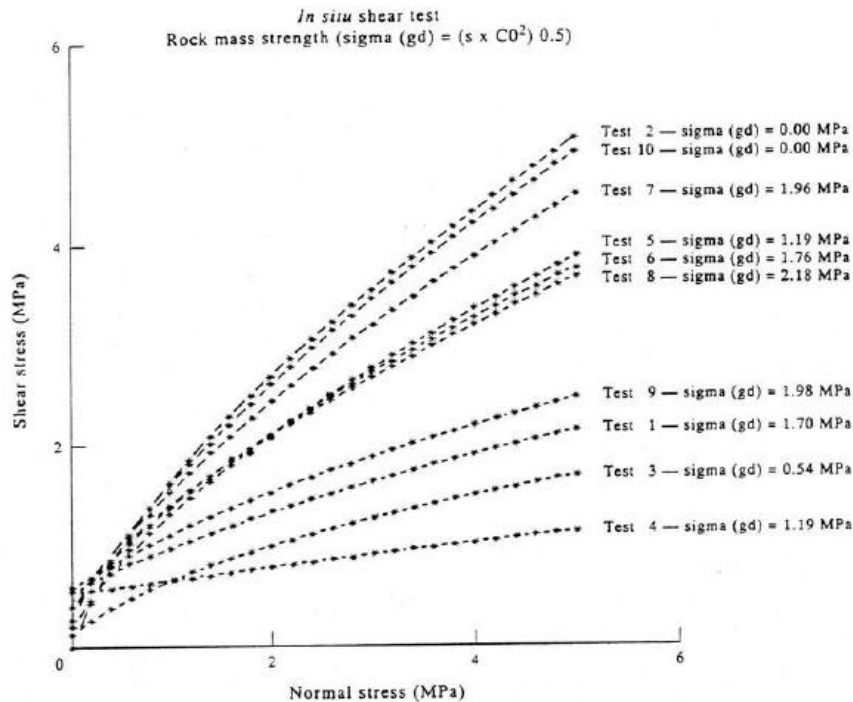


Criterio HB generalizzato



SigmaN-TAU - criterio HB generalizzato



Fig. 15. Diagrams of the shear rock masses strength from tests *in situ* by Hoek and Brown strength criterion processing.

Prove dirette di taglio *in situ*
In Lunardi et al. (1994)

Barton JRC

Hoek and Brown
(GSI versione
preliminare)

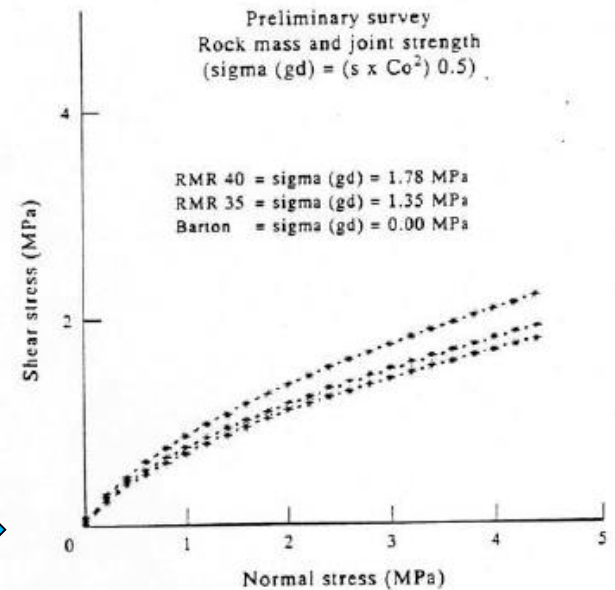
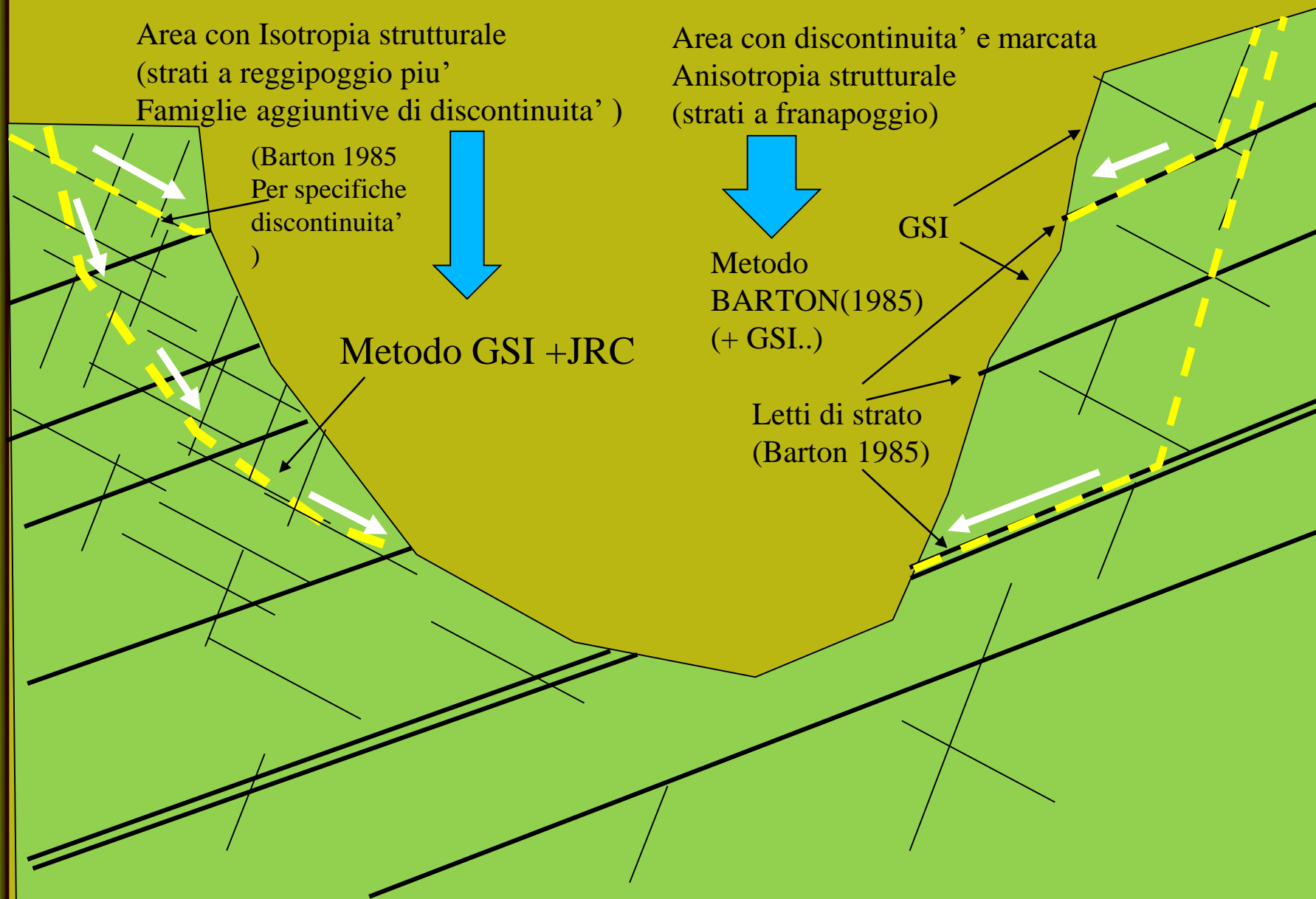
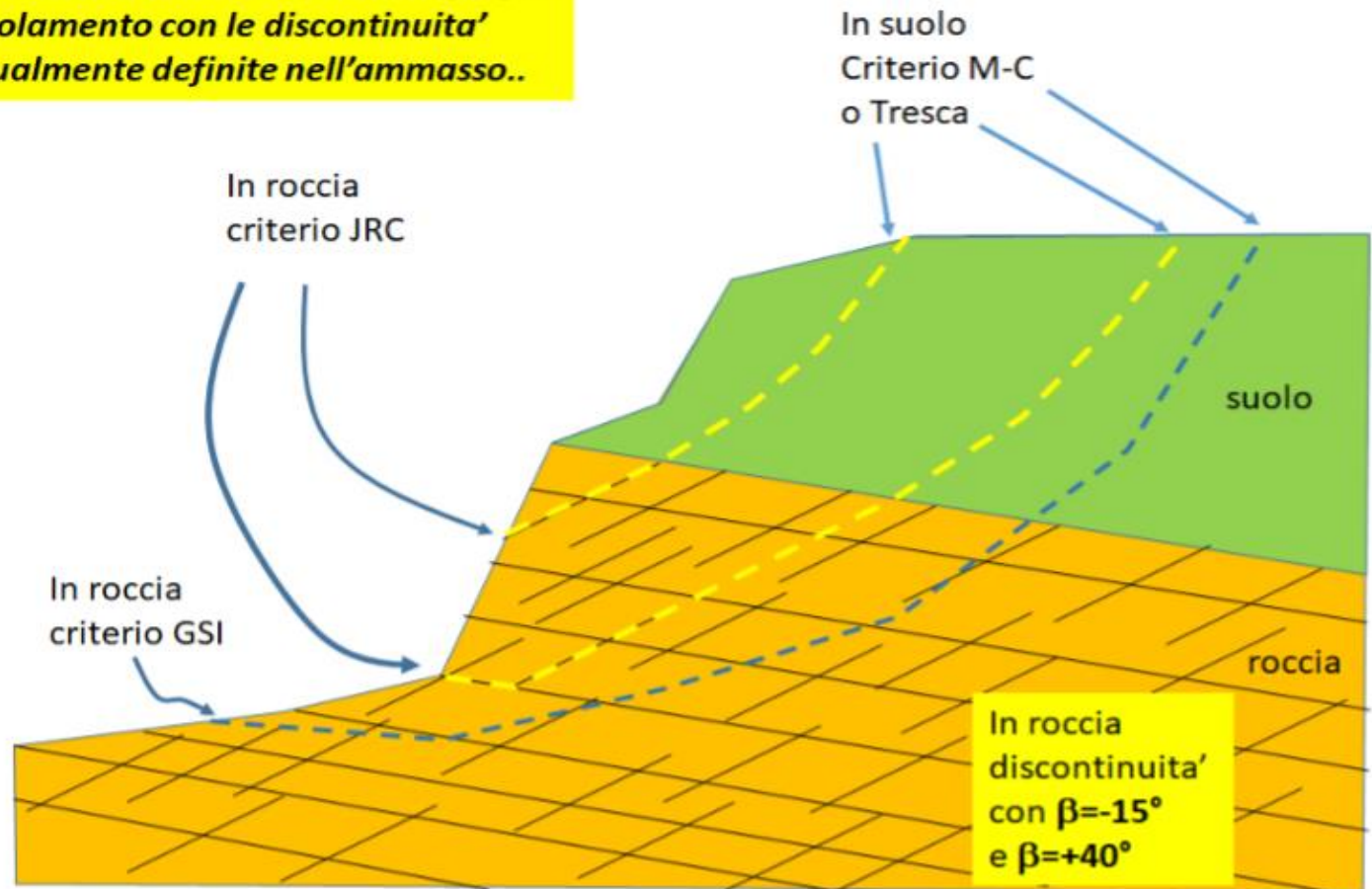


Fig. 16. Diagrams of the rock masses and joint shear strength from Bieniawski classification and Barton theory and using Hoek and Brown and Barton strength criteria for processing data.



Campi di applicazione dei metodi GSI e JRC e GSI+JRC

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearita' delle superfici di scivolamento con le discontinuita' eventualmente definite nell'ammasso..



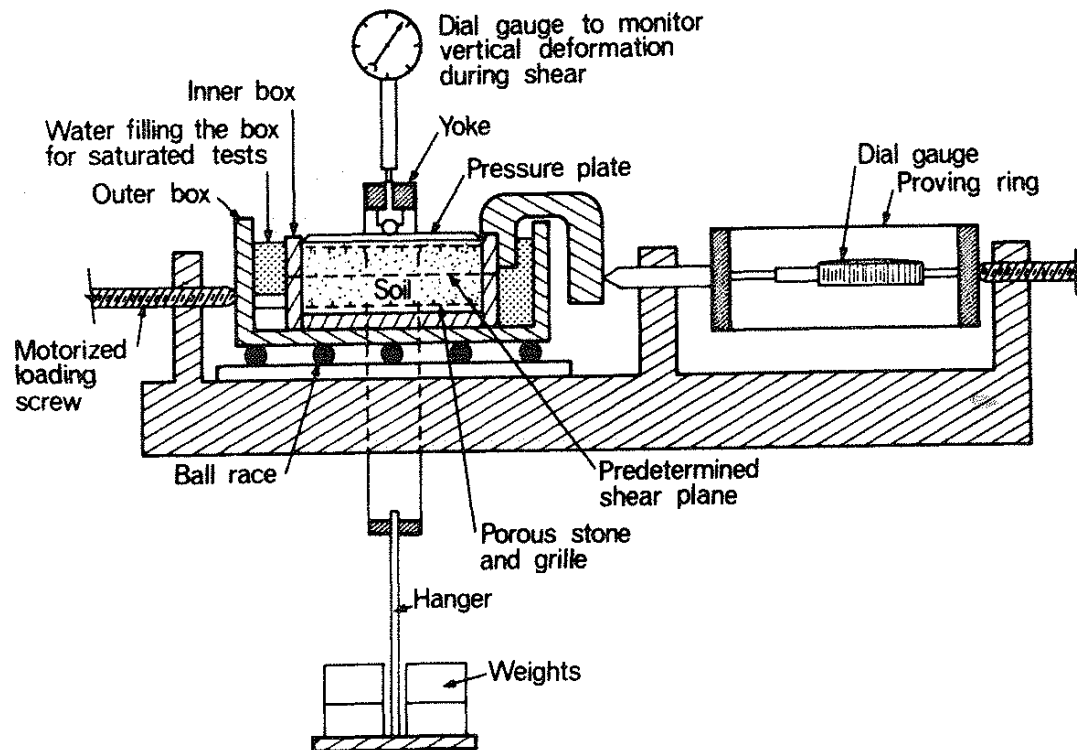
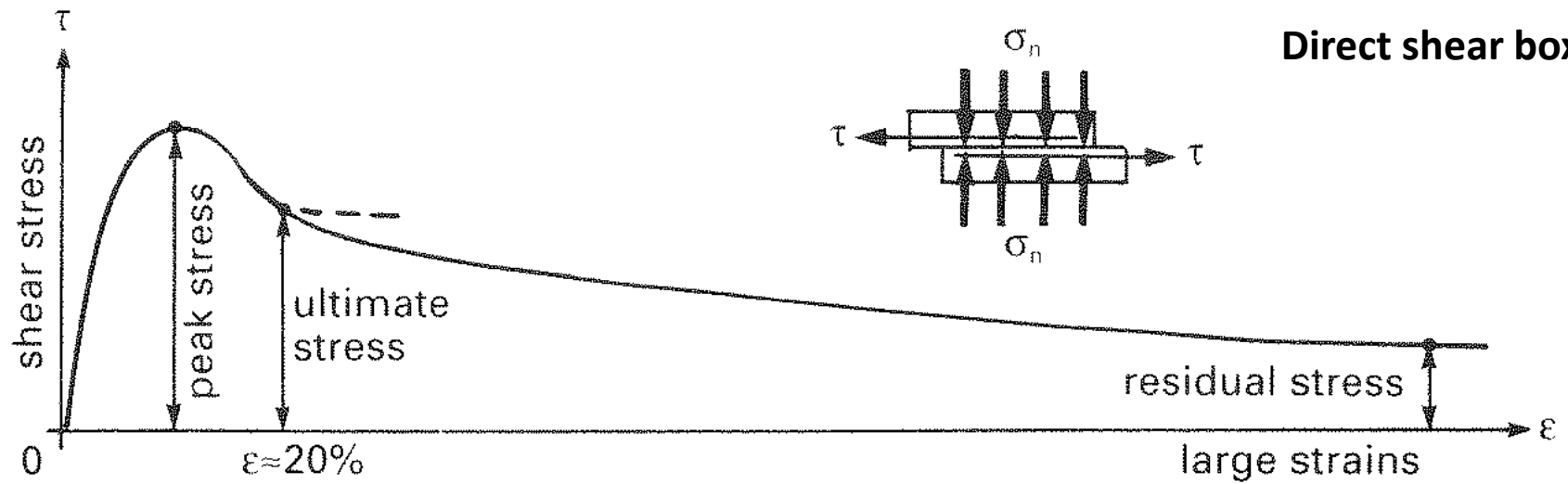
Caso di ammasso roccioso definito con entrambi i criteri GSI e JRC e con discontinuita' orientate geométricamente definite...

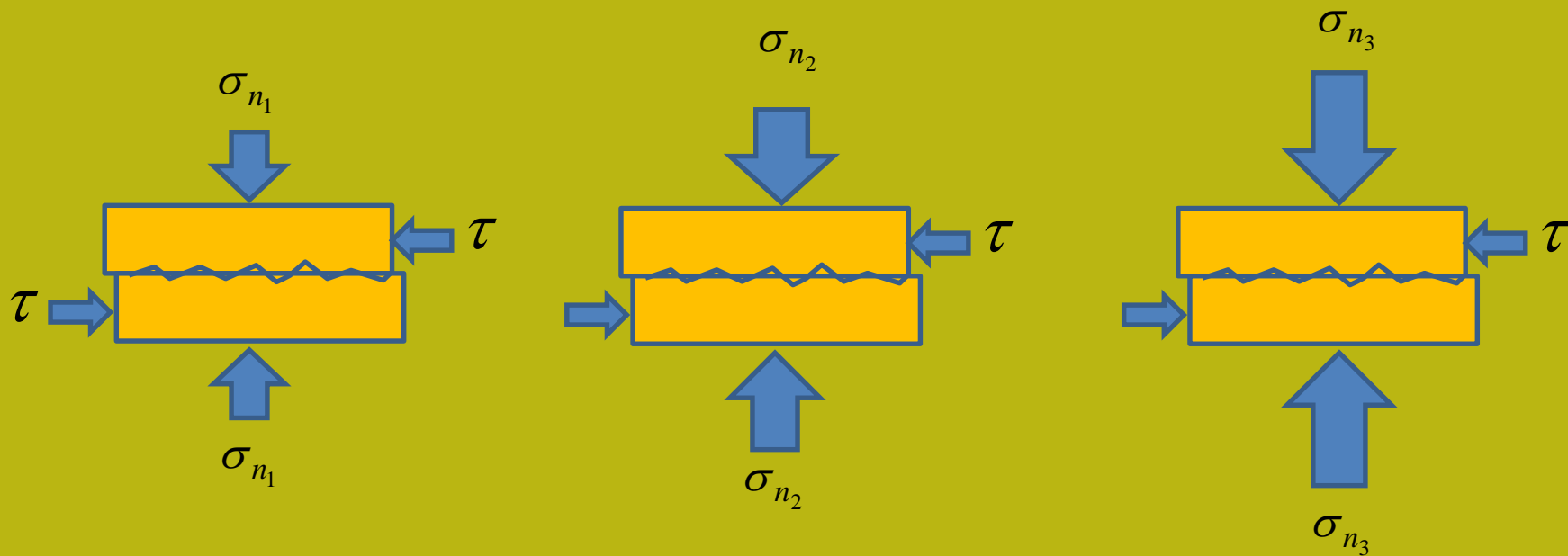
Idea tratta da Lunardi et al. 1994. implementata in SSAP 4.9.6

Resistencia al taglio: prove di laboratorio

- 1. Prova taglio diretto**
- 2. Prova triassiale**
- 3. Prova compressione uniassiale**

Direct shear box



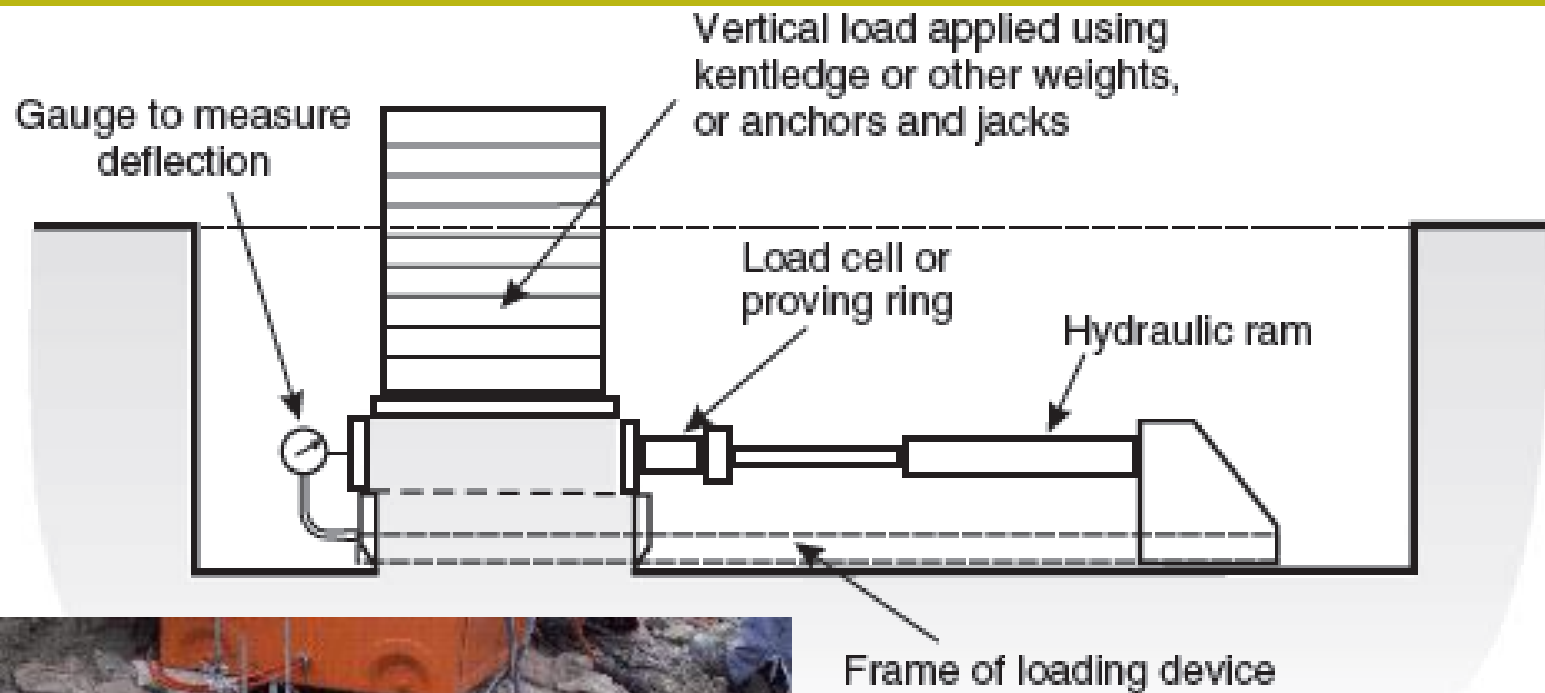


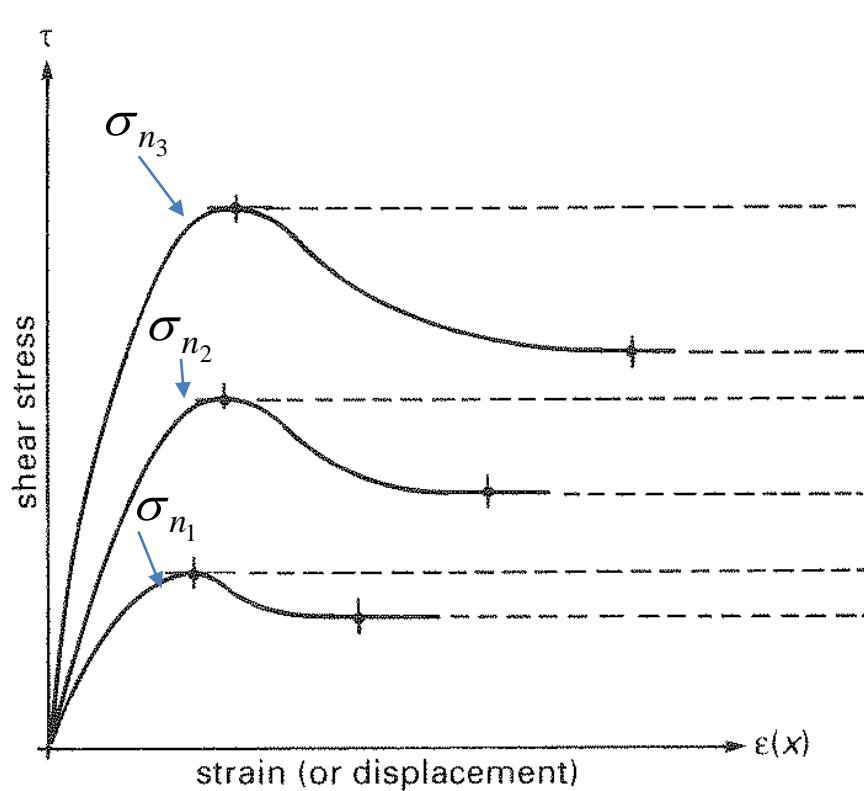
$$\sigma_{n_1} < \sigma_{n_2} < \sigma_{n_3}$$

Test diversi (3 o più) di taglio diretto con aumento della pressione normale, registrando la deformazione tangenziale fino alla rottura e oltre..

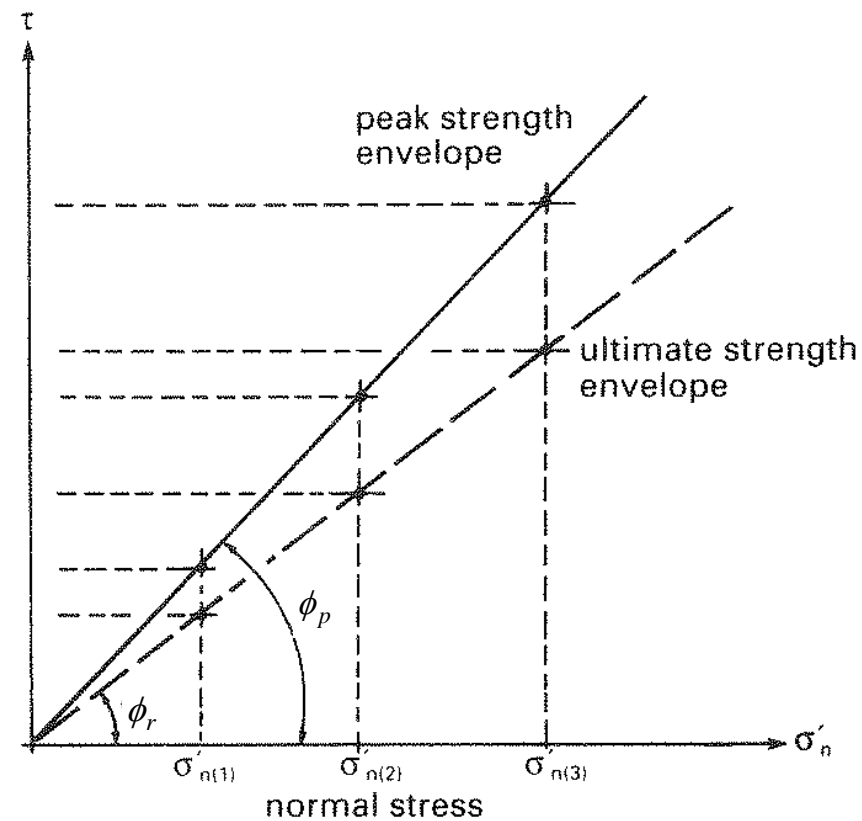
Prove di taglio diretto (*direct shear box*)

Direct shear cell Per rocce in sito





(a) stress strain curves



(b) strength envelopes

Costruzione di curve di rottura massime e residue con prove di taglio diretto (**direct shear box**). Con le coppie di punti (τ , σ_n) che corrispondono a le condizioni di stress di picco a rottura e residue si puo' fare un grafico che, con una previa Interpolazione lineare dei punti sperimentali, permette la determinazione dell'angolo Di frizione interna e di picco ϕ_p e residuo ϕ_r , e eventualmente la intercetta della Coesione C

Corte directo

Condiciones básica de prueba :

Suelos gruesos o granulares

La densidad relativa del suelo grueso afecta el grafico en el plano tau-épsilon (deformación horizontal)

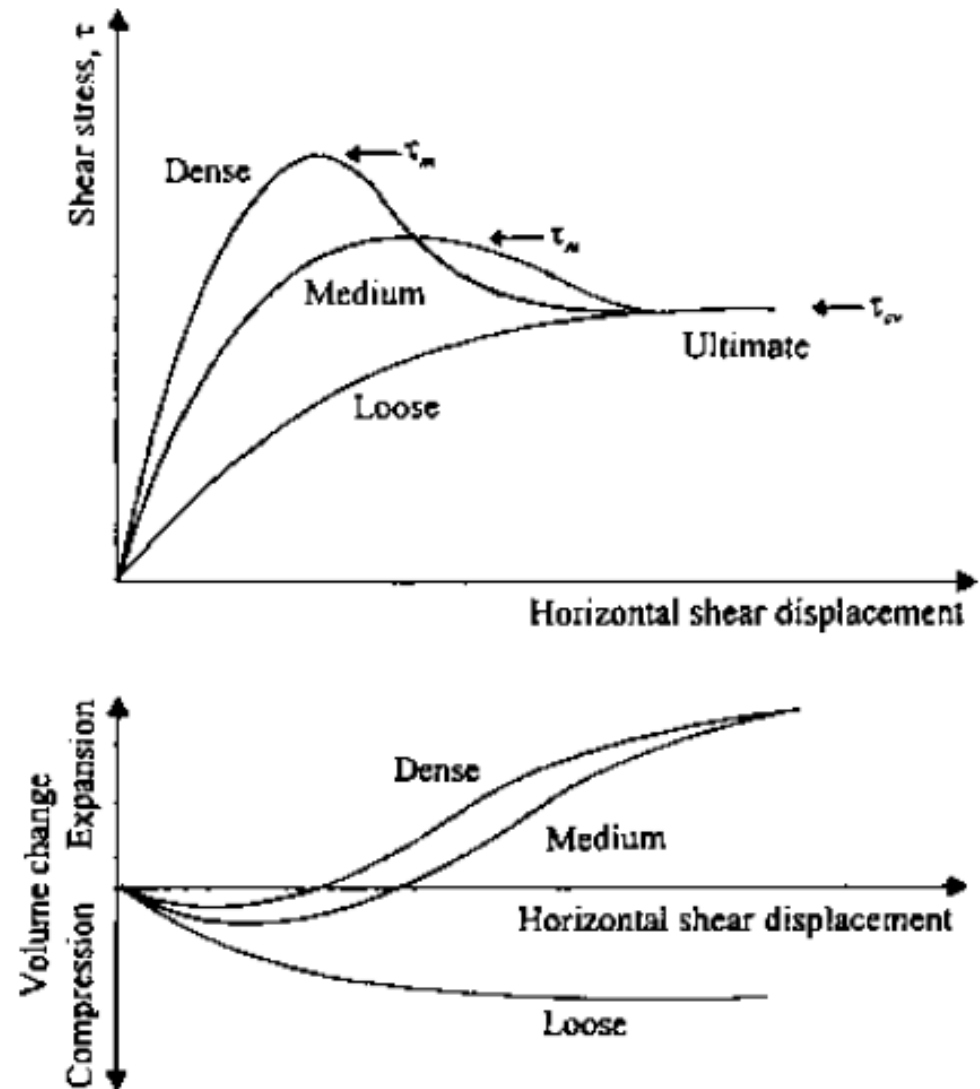
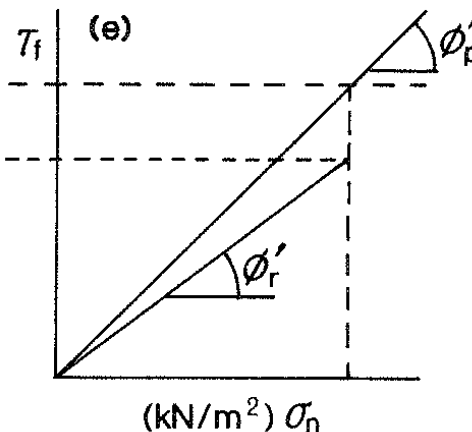
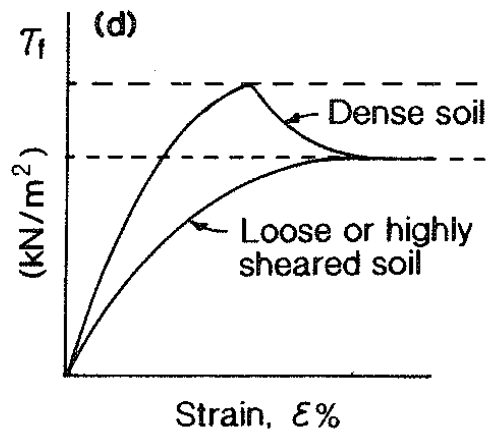
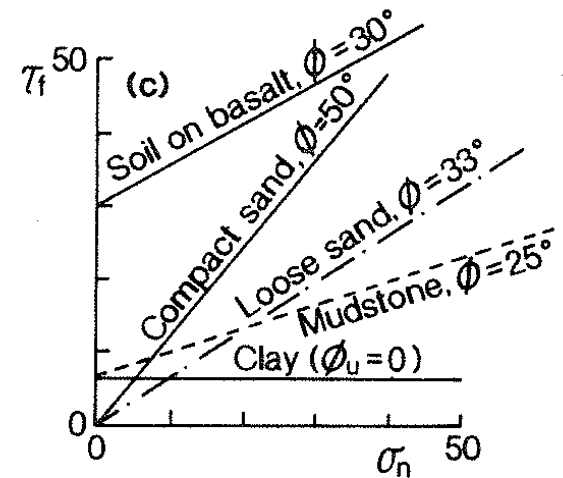
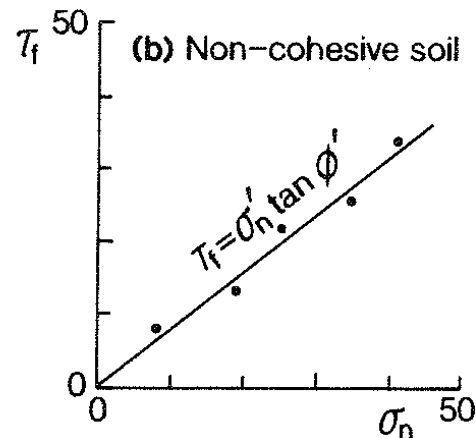
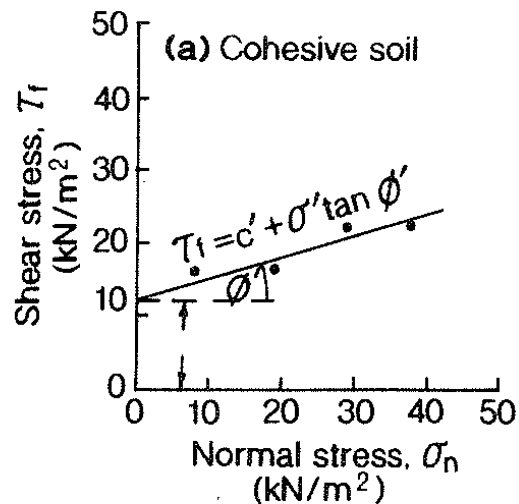


Figure 7.3 Direct shear test results in loose, medium, and dense sands.

Esempi di risultati nei test di taglio diretto (*direct shear box*)



Tipi di curve e materiali:
 Coesivi (a) , non coesivi (b),
 Rocce e terreni(c),
 Rottura con deformazione
 fragile e duttile (d) ,
 Angolo di frizione di picco e
 residuo (e).

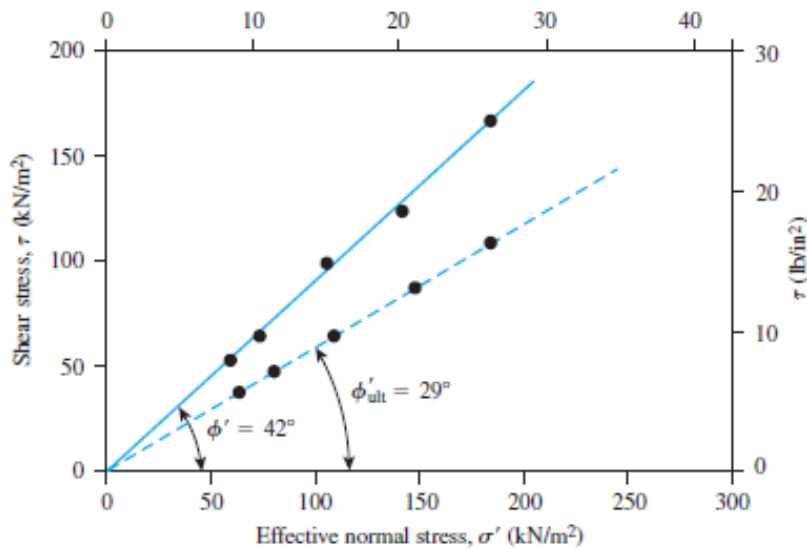
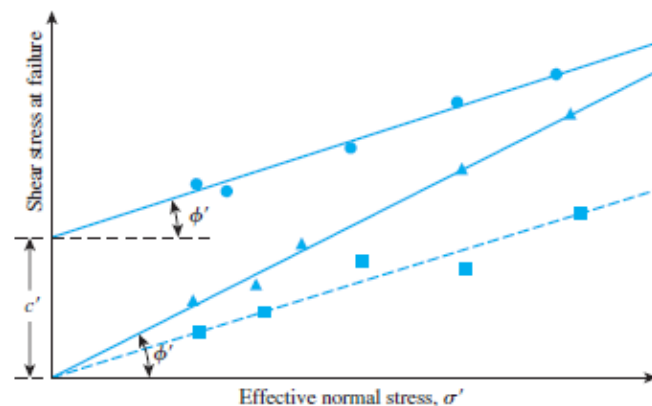


Figure 12.9 Determination of shear strength parameters for a dry sand using the results of direct shear tests

← Suolo grenulare
(non coesivo)

Costruzione di curve di rottura con direct shear box

Suoli coesivi



- Overconsolidated clay $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ ($c' \neq 0$)
- ▲ Normally consolidated clay $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$ ($c' \approx 0$)
- Residual strength plot $\tau_r = \sigma' \tan \phi'_r$

Figure 12.11
Failure envelope for clay
obtained from drained
direct shear tests

Prova Triassiale

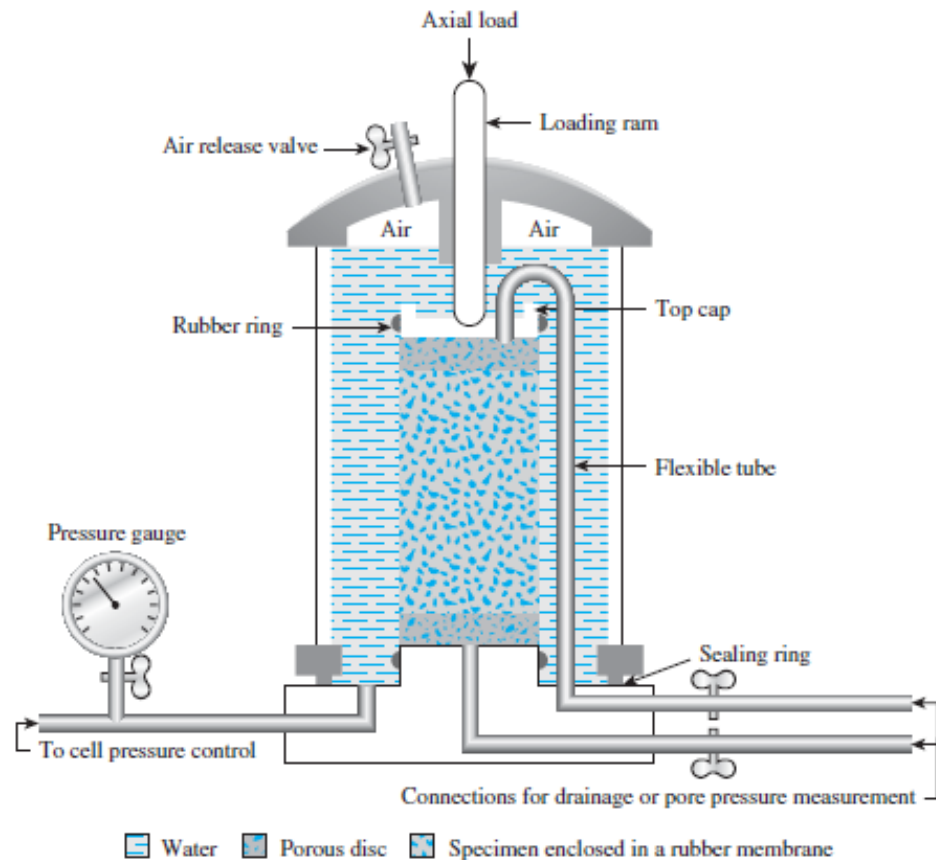


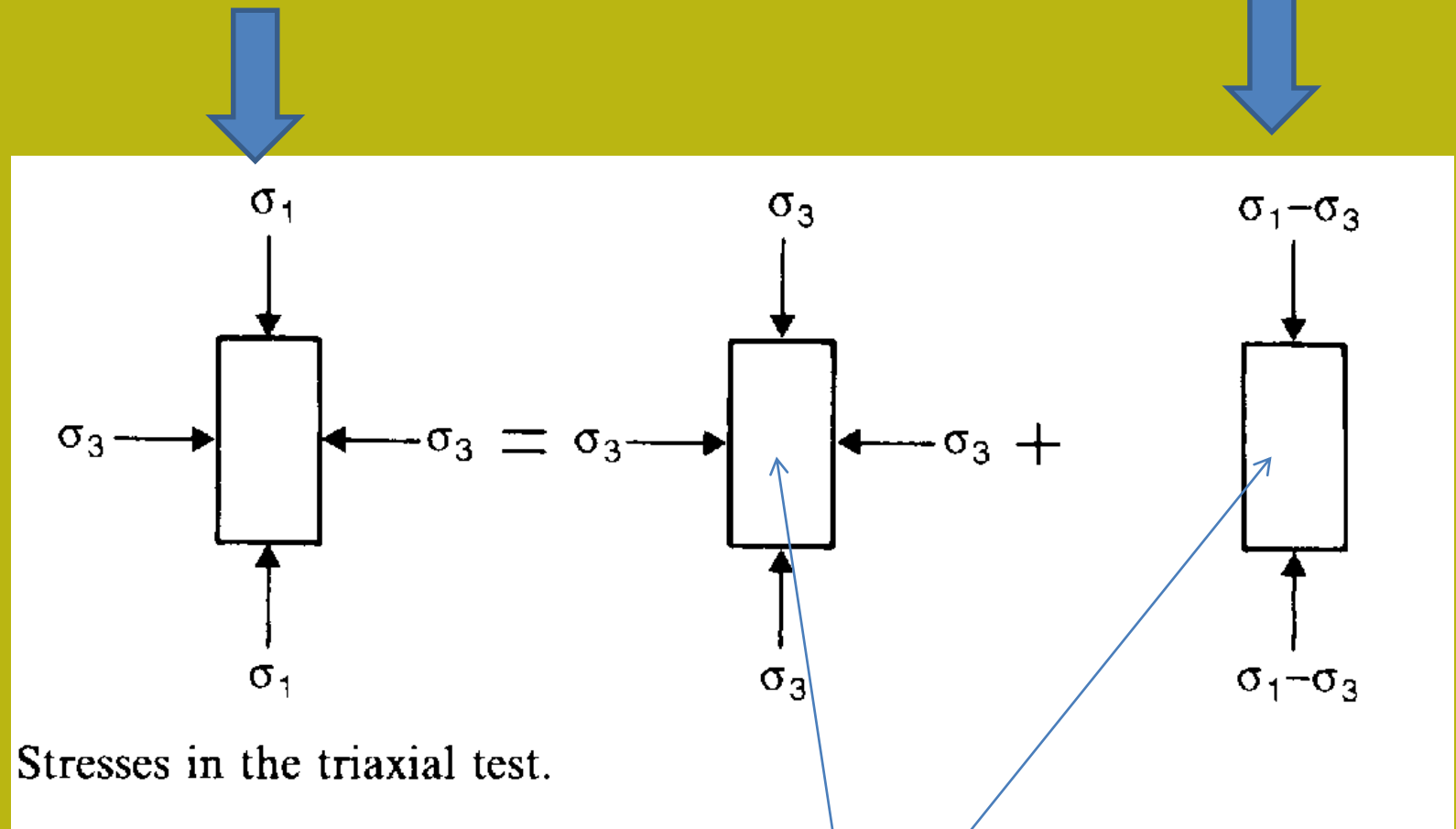
Figure 12.19 Diagram of triaxial test equipment (After Bishop and Bjerrum, 1960. With permission from ASCE.)



Apparecchio di prova

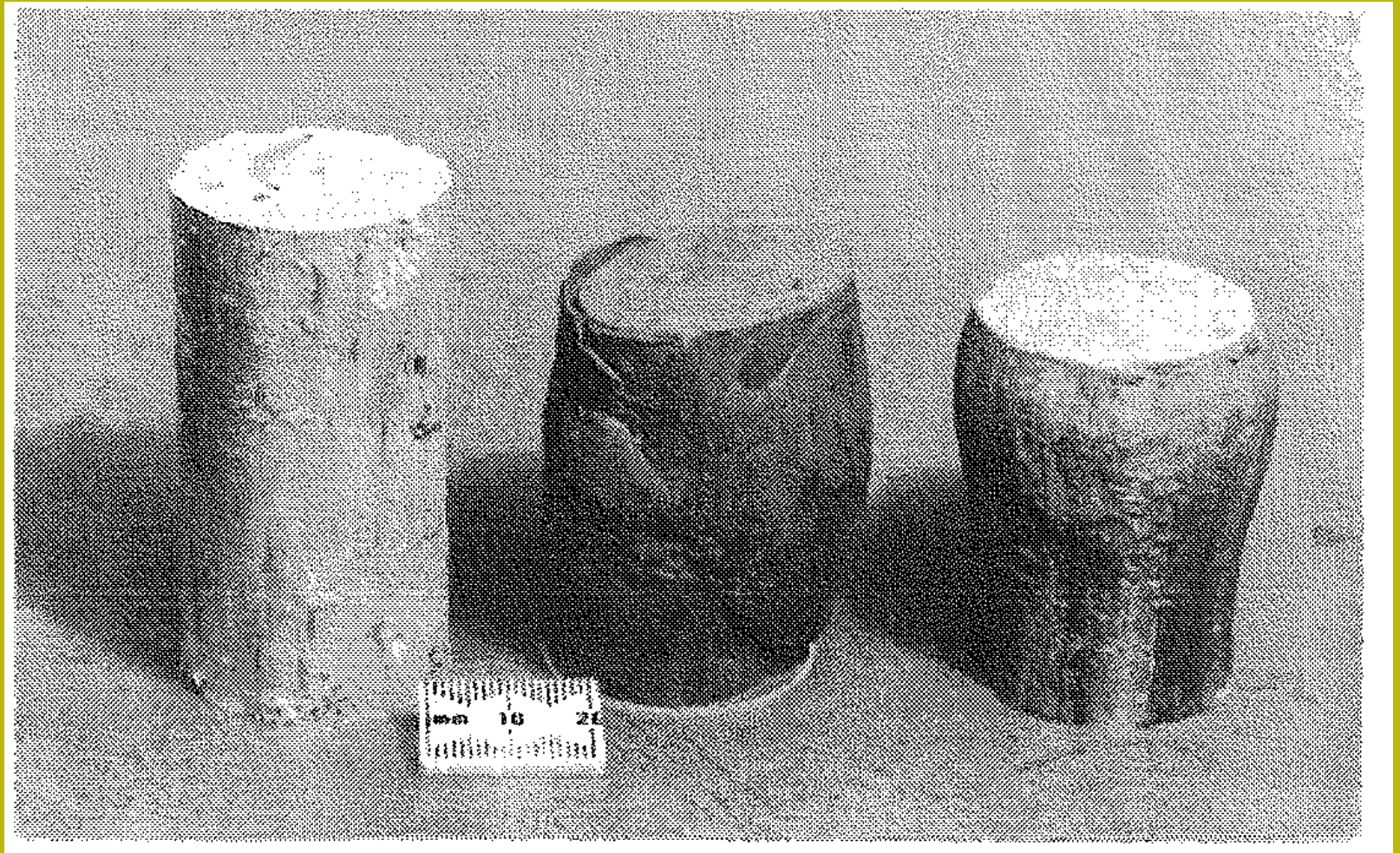
Stress principale

Stress deviatorico



Era anche possibile misurare sempre, e in ogni momento la pressione dei pori u nel test

Campioni con la loro deformazione finale alla fine del test triassiale



Condizioni di Prova Triaxial

Tre sono i tipi di tests

1. Consolidated-drained test or drained test (CD test)
2. Consolidated-undrained test (CU test)
3. Unconsolidated-undrained test or undrained test (UU test)

1) CD test (consolidato drenato)

Fase A: si aumenta la pressione verticale e laterale aumentando la pressione di pori senza drenaggio
Fase B) se applica uno stress deviatorico e si permette il drenaggio e la consolidazione

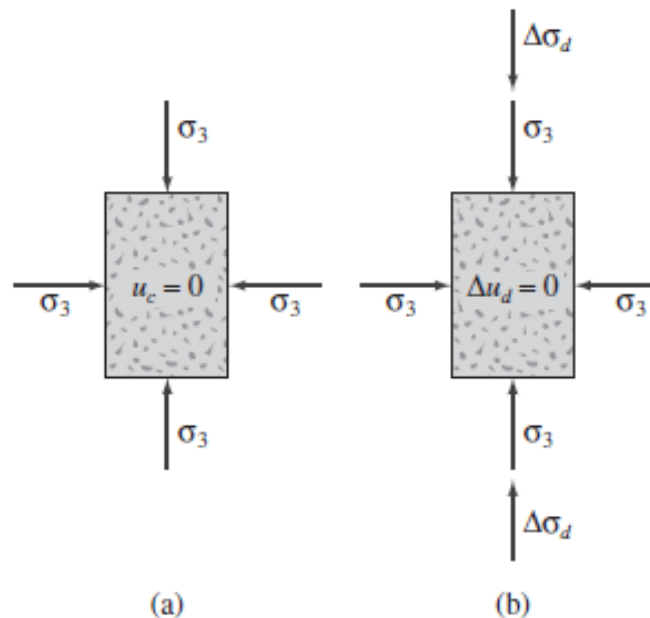


Figure 8.11 Consolidated-drained triaxial test: (a) specimen under chamber confining pressure; (b) deviator stress application

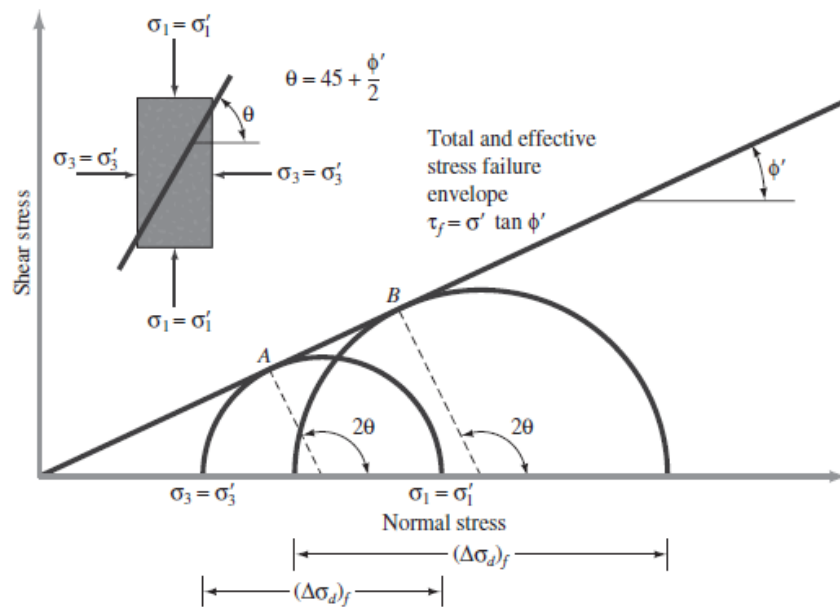
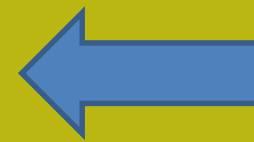


Figure 8.14 Effective stress failure envelope from drained tests in sand and normally consolidated clay



CD test en sabbie e
in argille NC

CD test in argille OCR

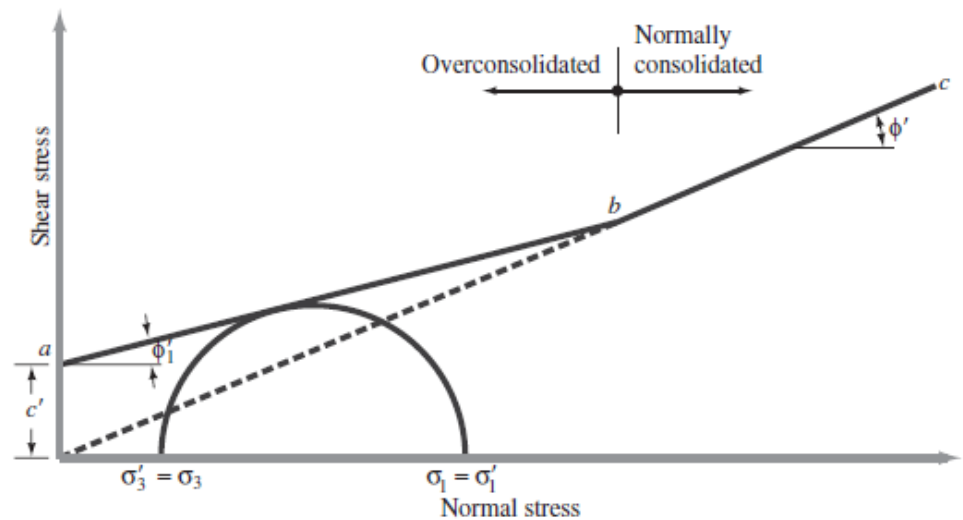
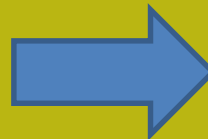


Figure 8.15 Effective stress failure envelope for overconsolidated clay

2) CU test (consolidato non drenado)

Fase A: si incrementa la pressione verticale e laterale incrementando la pressione dei pori con drenaje

Permettendo la consolidazione

Fase B) si applica uno stress deviatorico **senza permettere drenaggio** fino alla rottura

En cada momento esta posible
Conocer el stress totale y el stress eficaz

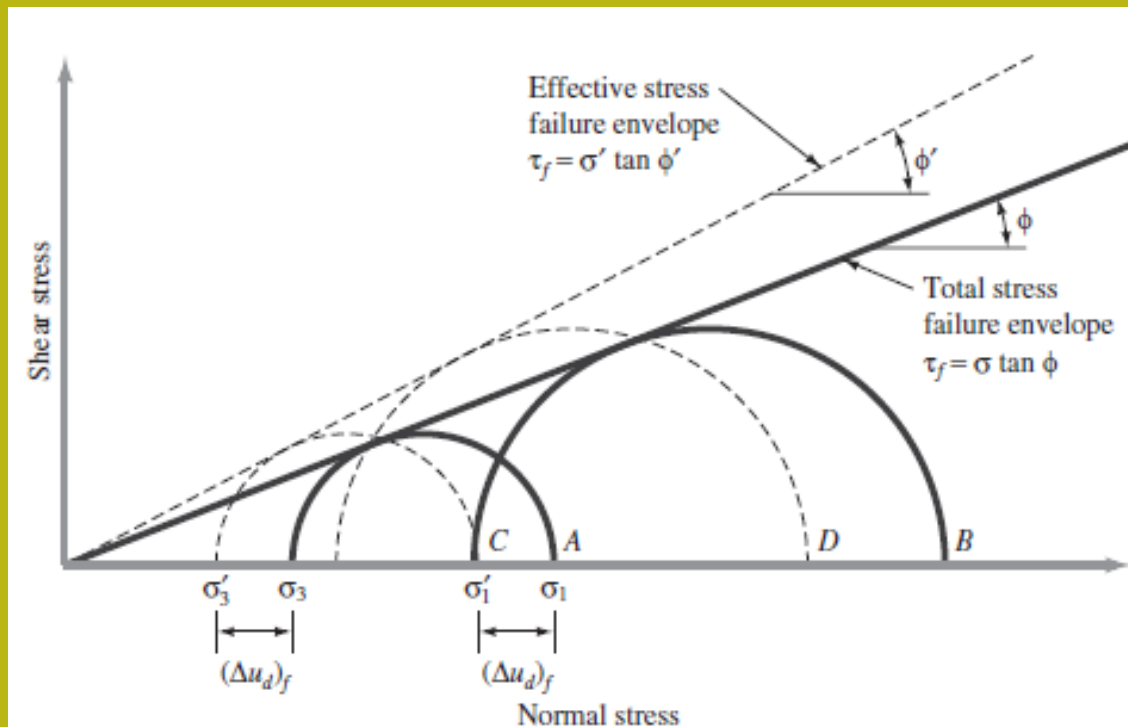


Figure 8.20 Total and effective stress failure envelopes for consolidated-undrained triaxial tests. (Note: The figure assumes that no back pressure is applied.)

3) UU test (non consolidato - non drenado)

Fase A: la pressione verticale e laterale è aumentata aumentando la pressione dei pori senza drenaggio senza consentire il consolidamento

Fase B) si applica uno stress deviatorico senza permettere il drenaggio

Analisi sotto stress totali in stress totali

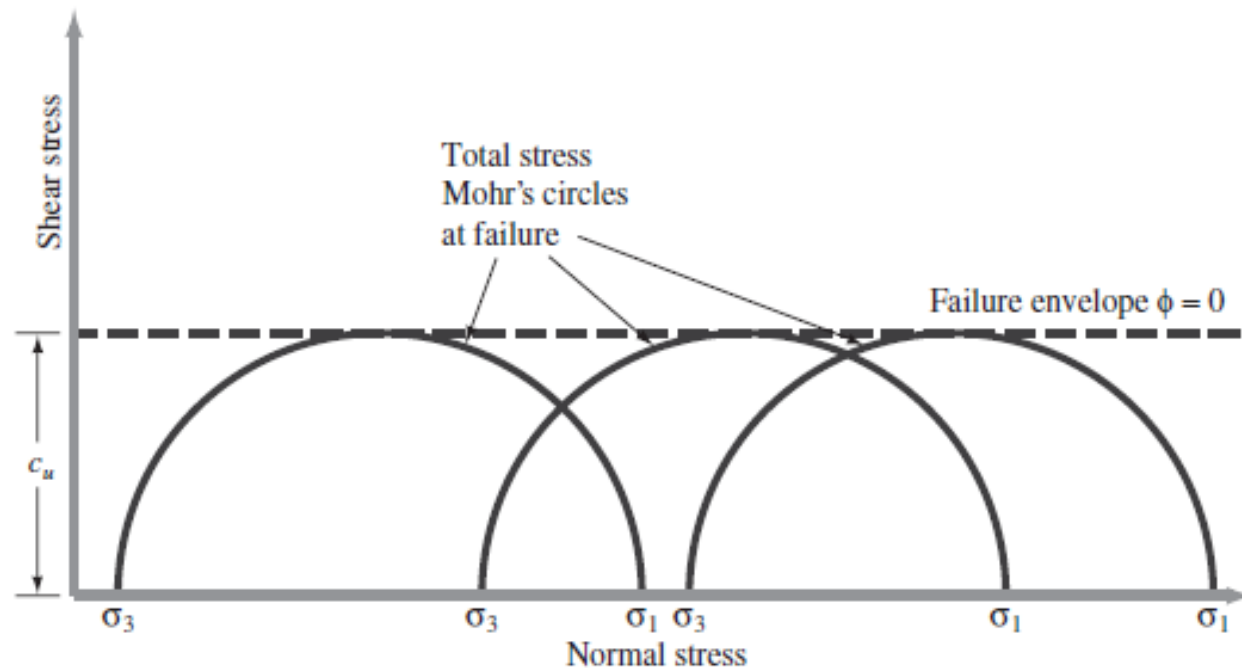
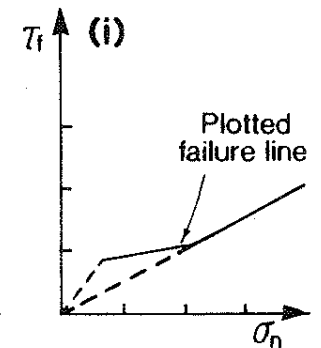
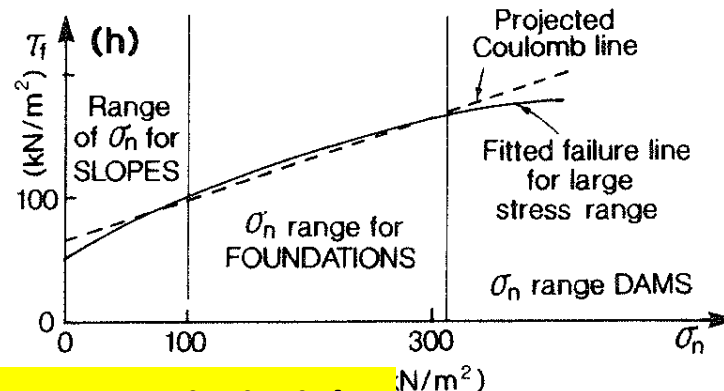
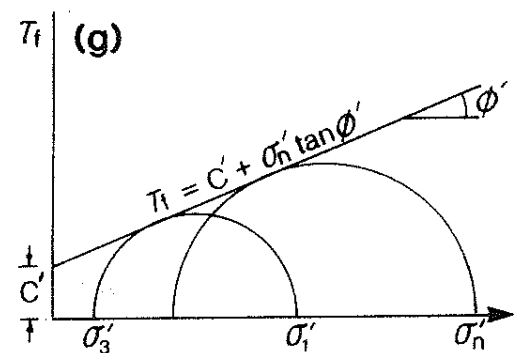
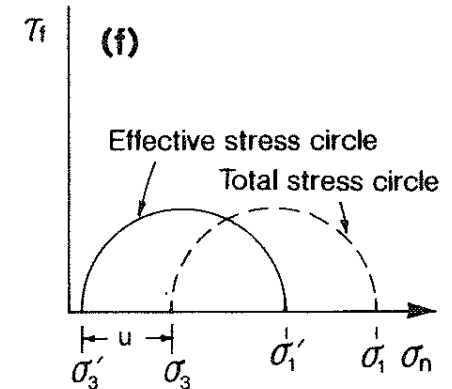
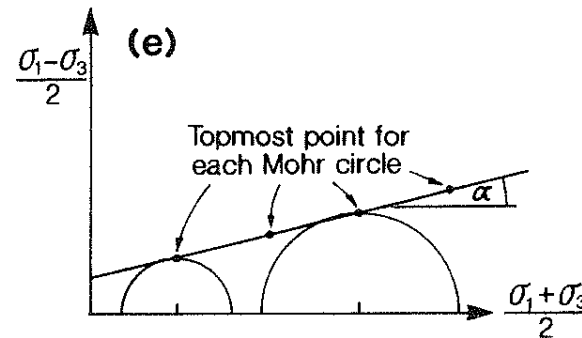
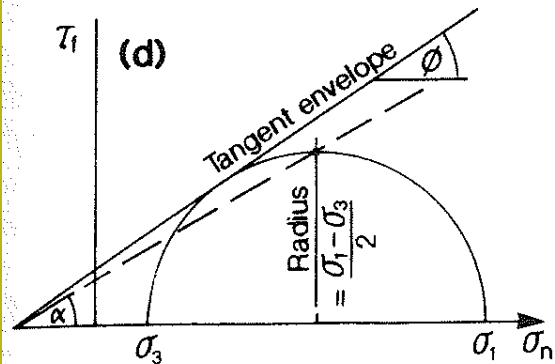
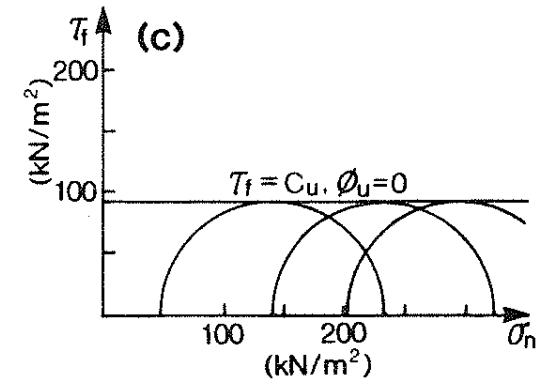
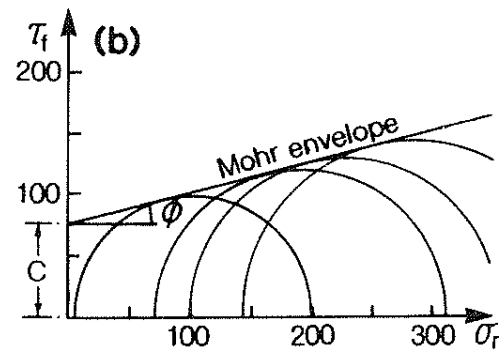
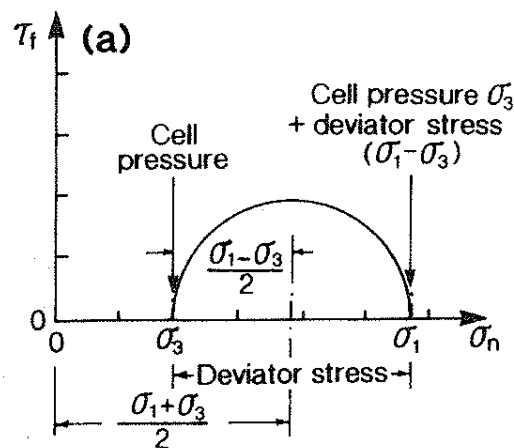


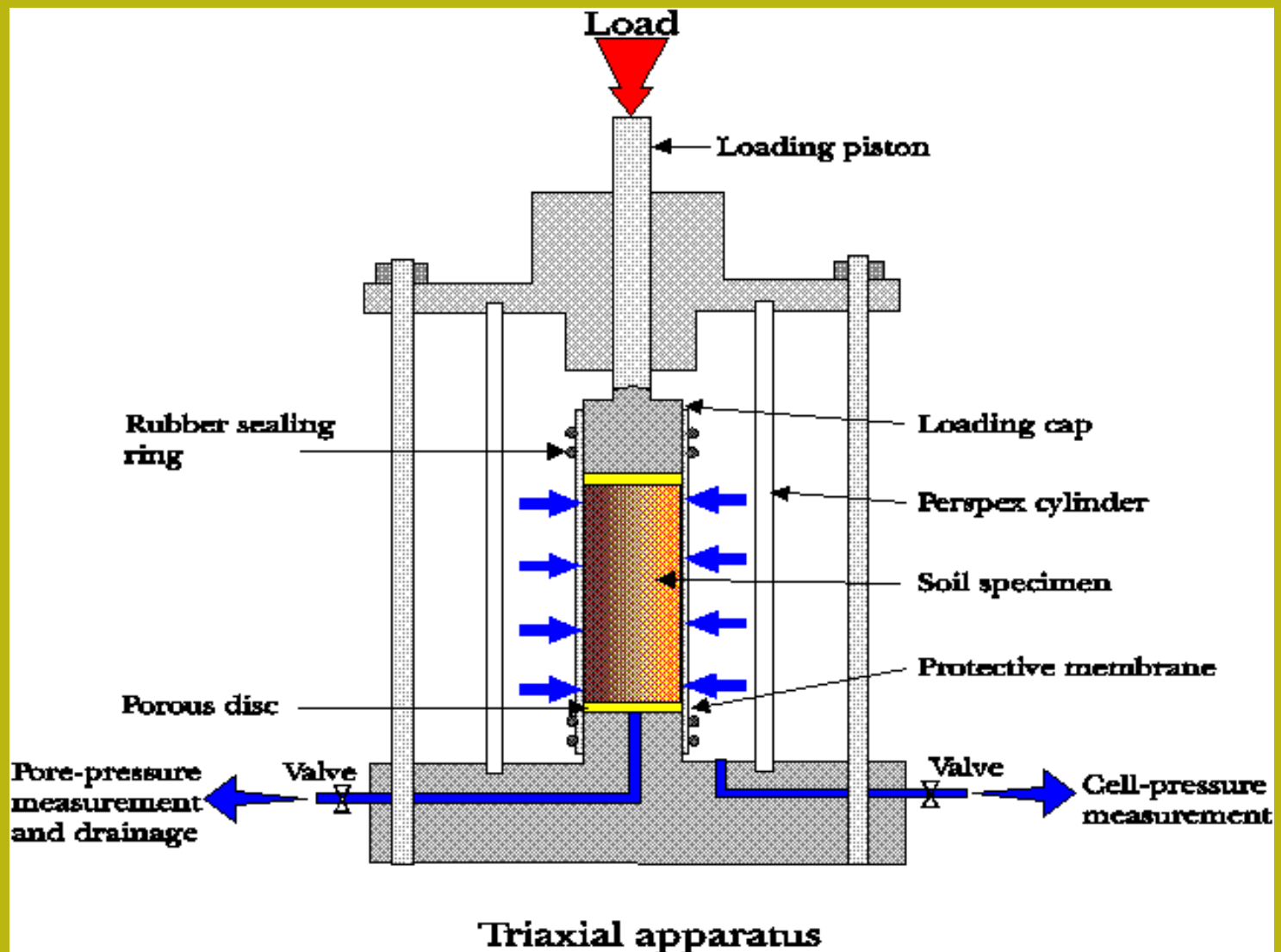
Figure 8.23 Total stress Mohr's circles and failure envelope ($\phi = 0$) obtained from unconsolidated-undrained triaxial tests



Costruzione di grafici in una prova triassiale

Video su Prova Triaxial CD:

<https://www.youtube.com/watch?v=ogLO2Ac7Oig>





$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u$$

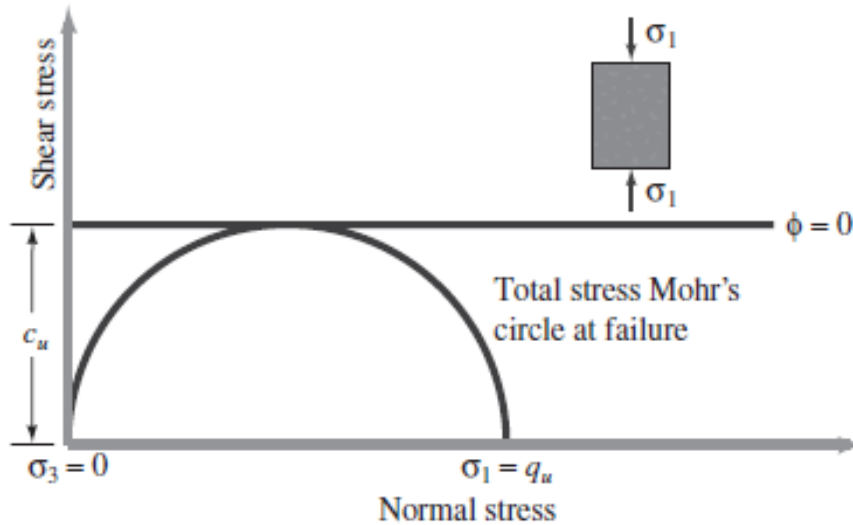


Figure 8.25
Unconfined
compression test



Table 8.3 General relationship of consistency and unconfined compression strength of clays

Consistency	q_u (kN/m ²)
Very soft	0–25
Soft	25–50
Medium	50–100
Stiff	100–200
Very stiff	200–400
Hard	>400

**Prova de compressión
uniassiale non confinada
(argille sature)**

Nota bene: non c'è pressione
confinamento laterale

Sigma3 = 0

GEOTECNICA

Corso Base :

La compattazione

Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Fac. De Ingeniería, UASLP, Mexico

lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

Dr. Ing. Lucia Greco
Bari
lugreco10@gmail.com

Parte VII

La teoria e la pratica della compattazione



Obiettivo: basi della teoria della compattazione dei geomateriali. Test di laboratorio e in campo e loro interpretazione. Ambito di applicazione: progettazione di rilevati stradali e controllo di qualità.

Processi e obiettivi della compattazione

Processi:

- **La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria.**
- **La compattazione richiede un'applicazione di energia. !!!!!**
- **Il grado di compattazione viene misurato utilizzando il peso del volume secco o la densità secca**

Obiettivi:

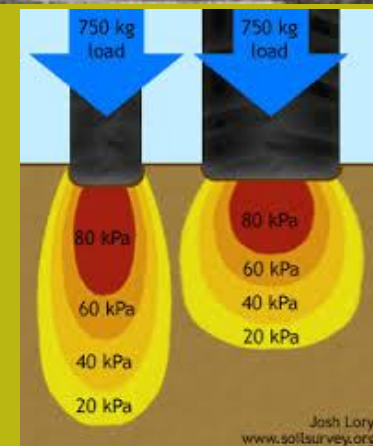
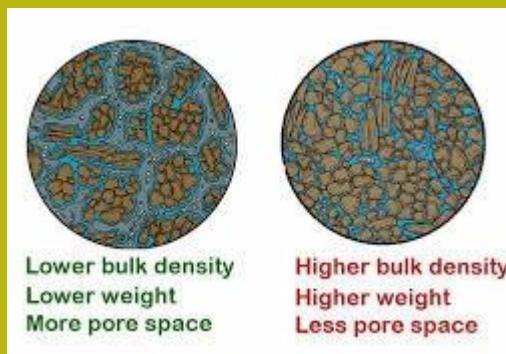
Creare un supporto artificiale (terrapieno) con funzionalità migliorate come:

- **Maggiore densità,**
- **Maggiore resistenza al taglio e all'elasticità**
- **Minore compressibilità e minori cedimenti**
- **Maggiore grado di stabilità del pendio**

Processi e obiettivi della compattazione

processi:

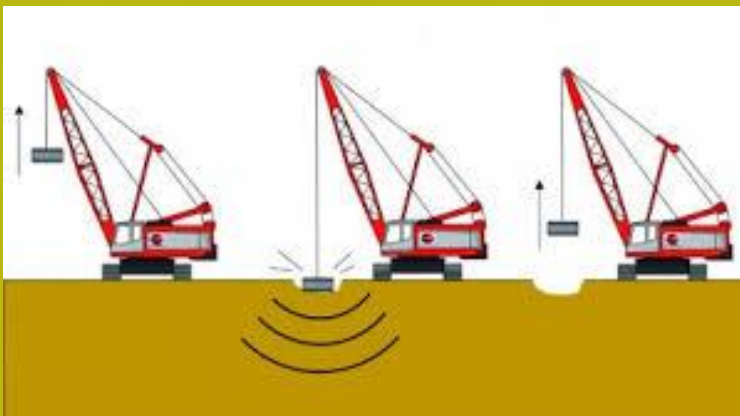
- La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria



Processi e obiettivi della compattazione

processi:

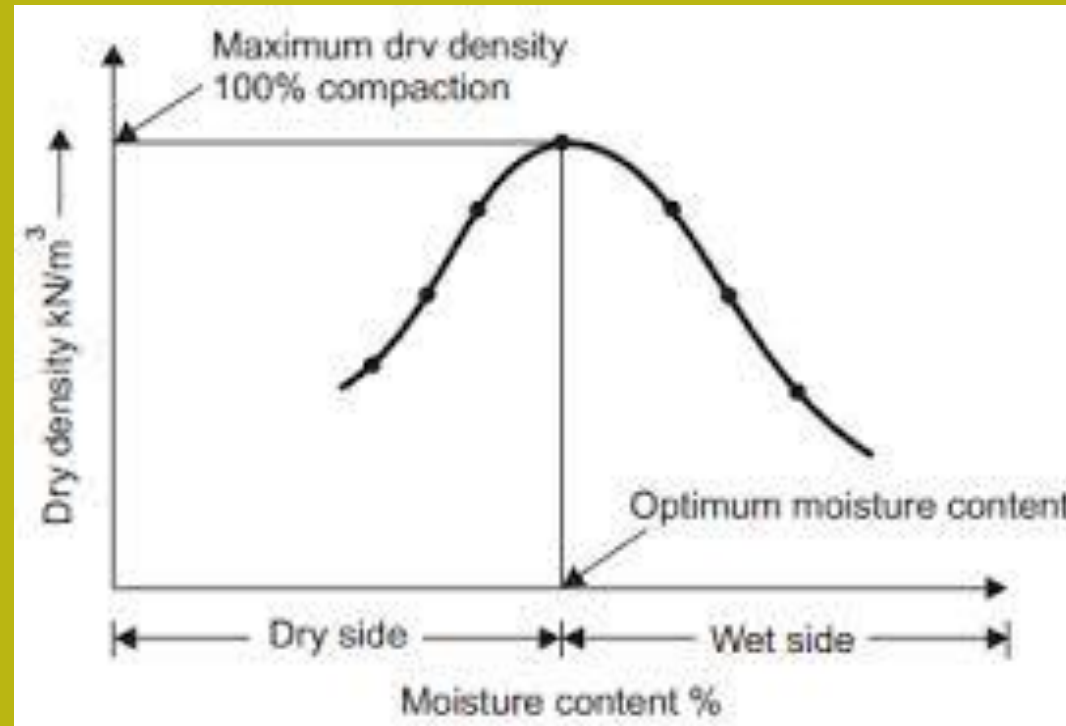
- La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria
- La compattazione richiede un'applicazione di energia.



Processi e obiettivi della compattazione

Processi:

- La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria.
- La compattazione richiede un'applicazione di energia. !!!!!
- Il grado di compattazione viene misurato utilizzando il peso del volume secco o la densità secca

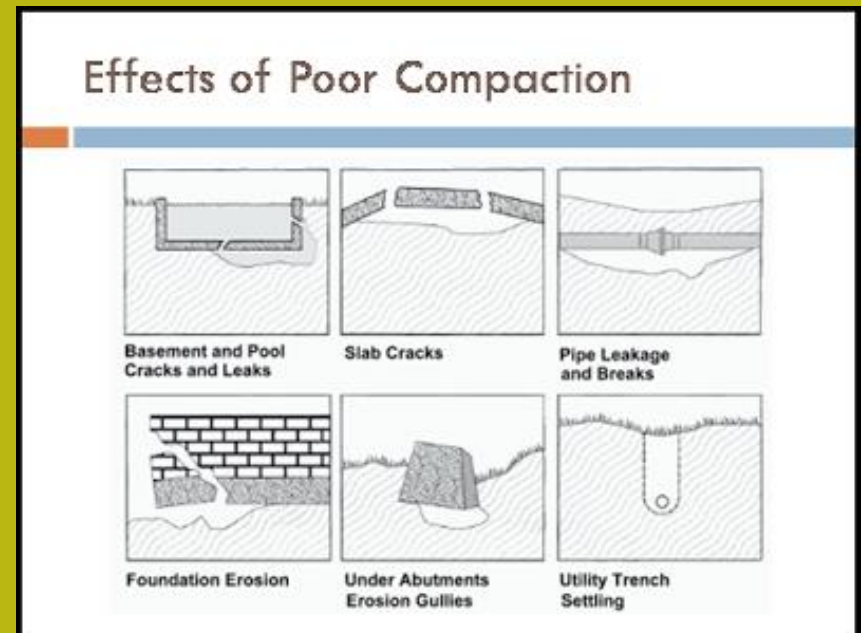
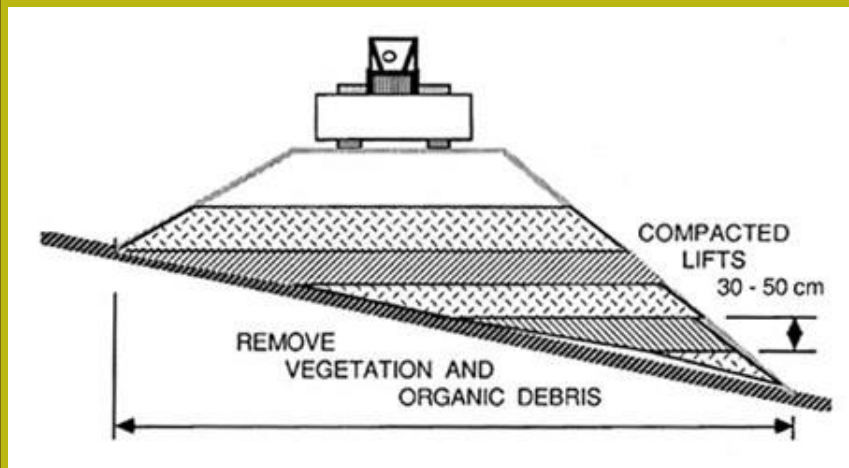


Processi e obiettivi della compattazione

Obiettivi:

Creare un supporto artificiale (terrapieno) con funzionalità migliorate come:

- Maggiore densità,
- Maggiore resistenza al taglio e all'elasticità
- Minore compressibilità e minori cedimenti
- Maggiore grado di stabilità del pendio



Compattazione del suolo: principi

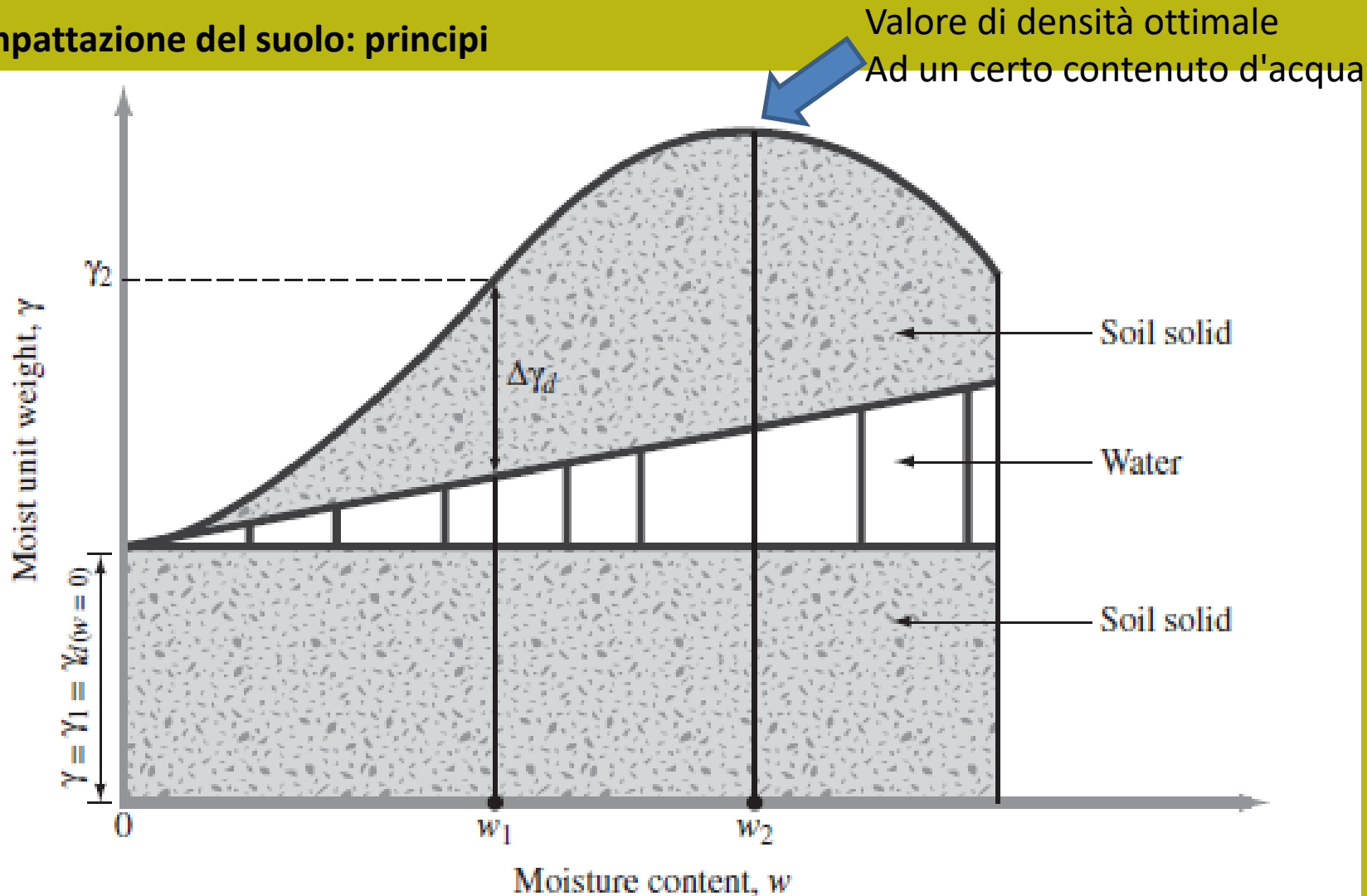


Figure 4.1 Principles of compaction

Aggiungendo l'acqua è possibile raggiungere un valore di densità massima. Ma se l'acqua continua ad aumentare, l'effetto è opposto:
La densità si riduce.

Tipi di curve di compattazione del suolo che dipendono principalmente dalla tessitura e dal limite liquido (LL)

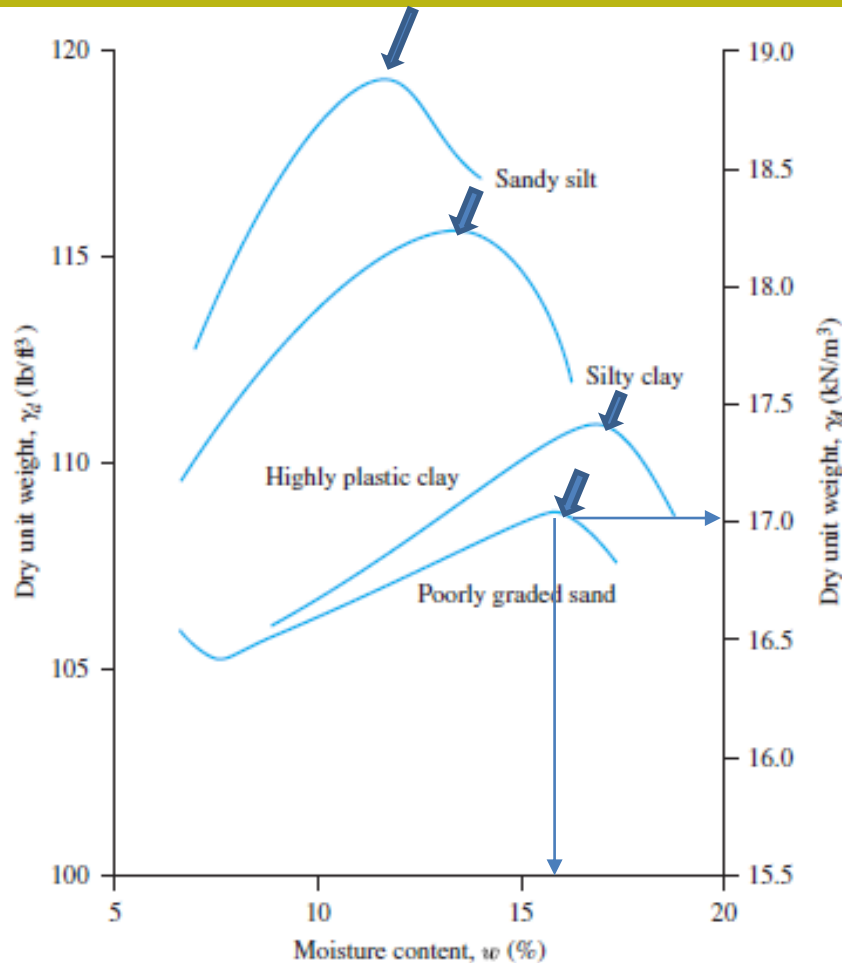
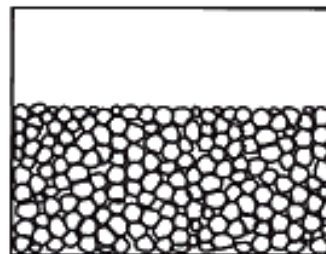
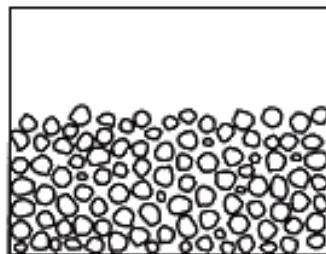


Figure 6.4 Typical compaction curves for four soils (ASTM D-698)

Soil Density



Compattazione e riorganizzazione delle particelle In suoli granulari

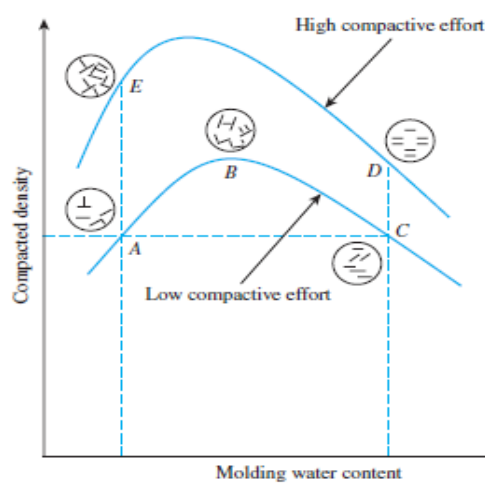


Figure 6.9
Effect of compaction on structure of clay soils (Redrawn after Lambe, 1958a. With permission from ASCE.)

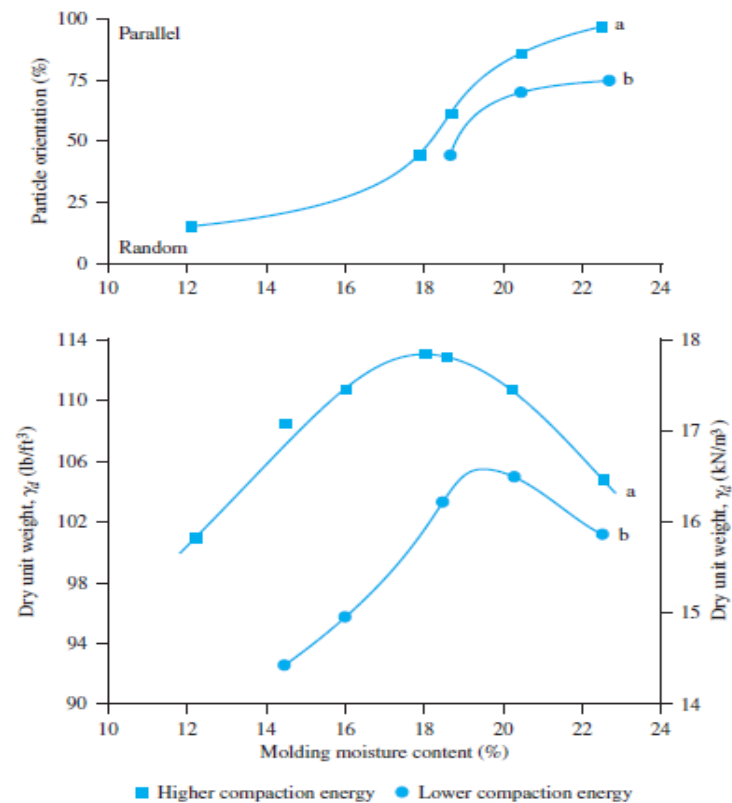
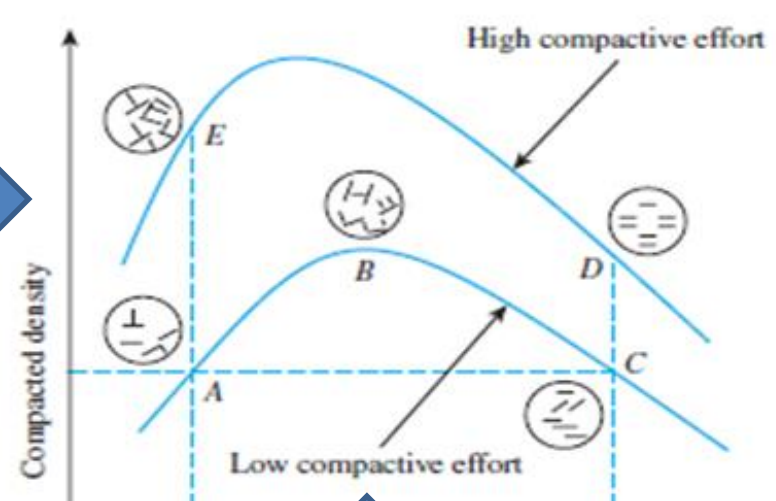


Figure 6.10
Orientation against moisture content for Boston blue clay (After Lambe, 1958a. With permission from ASCE.)



riorganizzazione del
Aggregati e fogli di
argilla

Compattazione di terreni fini

Struttura e
compattazione di
terreni argillosi

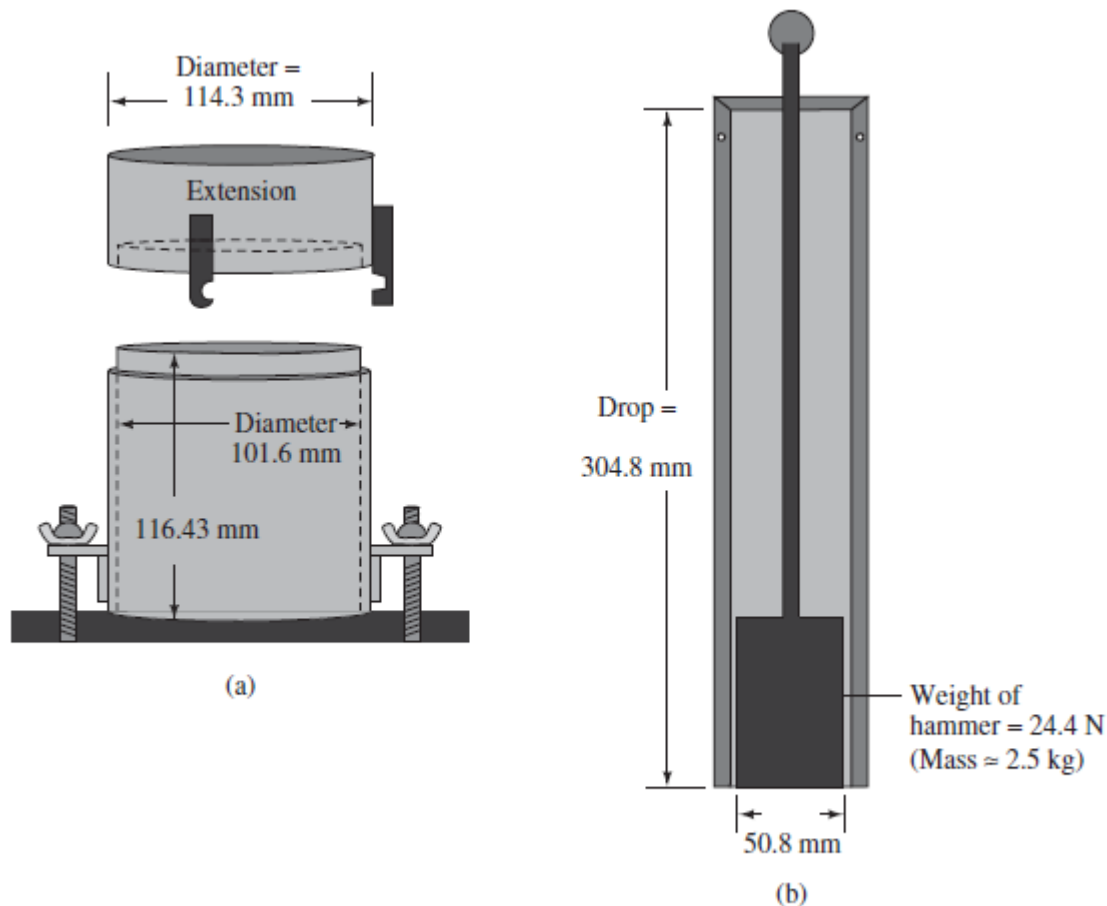
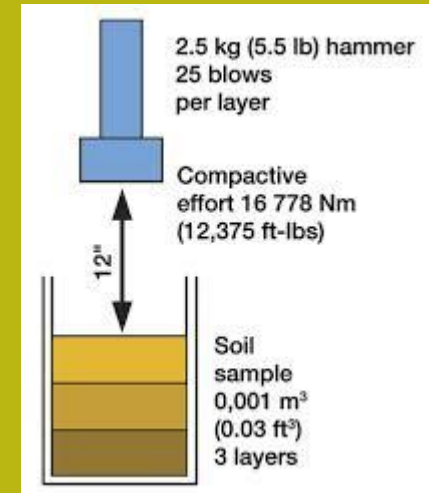


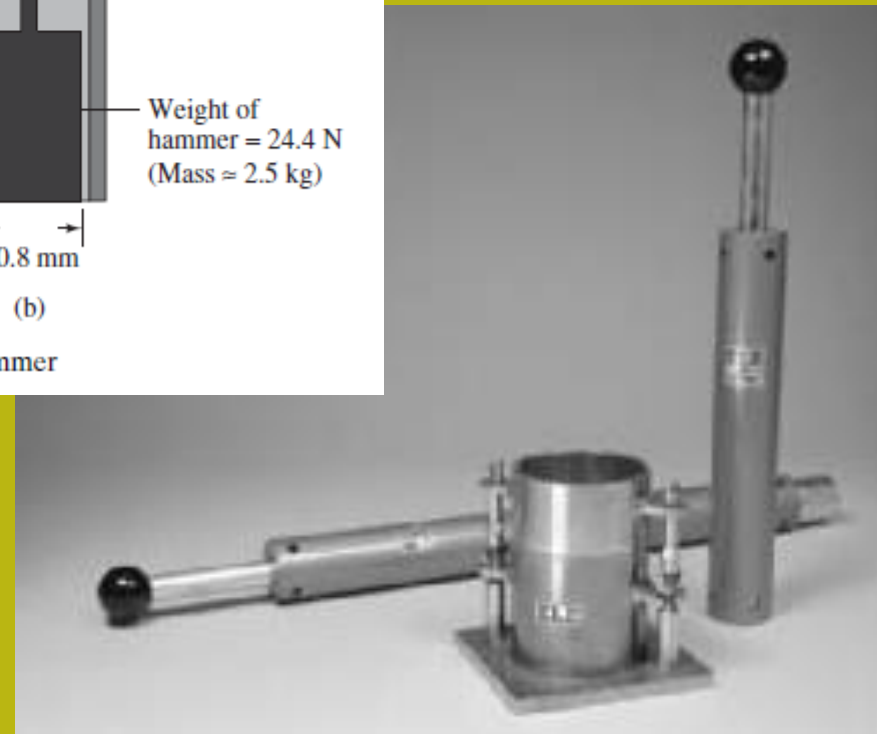
Figure 4.2 Standard Proctor test equipment: (a) mold; (b) hammer

Test di laboratorio



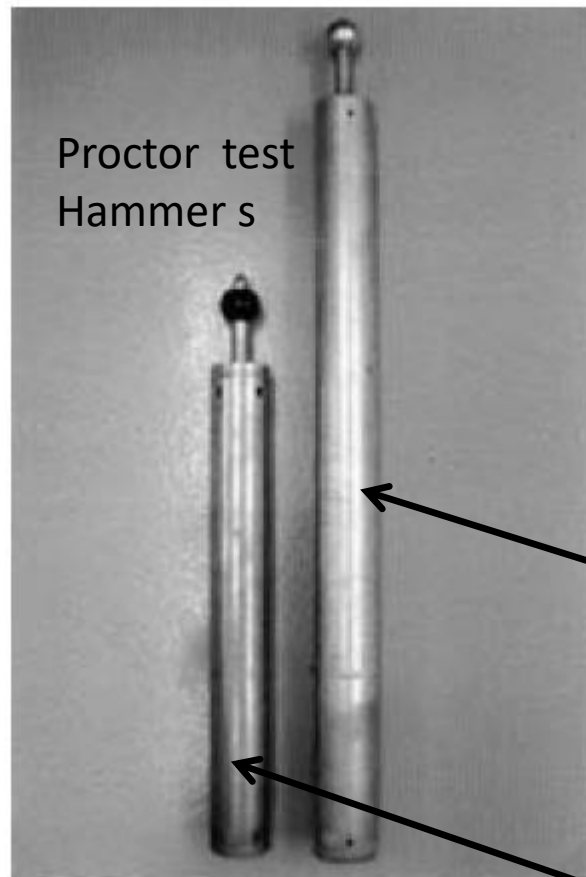
Prova PROCTOR

Energia applicata agli strati di
suolo in un contenitore cilindrico
L'energia di compattazione viene fornita
con una massa in caduta da un'altezza
definita.



Caratteristiche Della prova PROCTOR

Table 2.5 Specification of Proctor tests



	Compaction test	
	Standard	Modified
Weight of rammer [kg]	2.5	4.5
Stroke of rammer [m]	0.3	0.45
Diameter of rammer [mm]	51	51
Diameter of container [mm]	101.5	101.5
Height of container [mm]	117	117
Number of layers	3	5
Number of strokes	25	25

Standard

Modificato

Curva di laboratorio
Per ricavare il valore
ottimo di densita' asciutto
(o peso unitario asciutto)

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}}$$

Curva di laboratorio

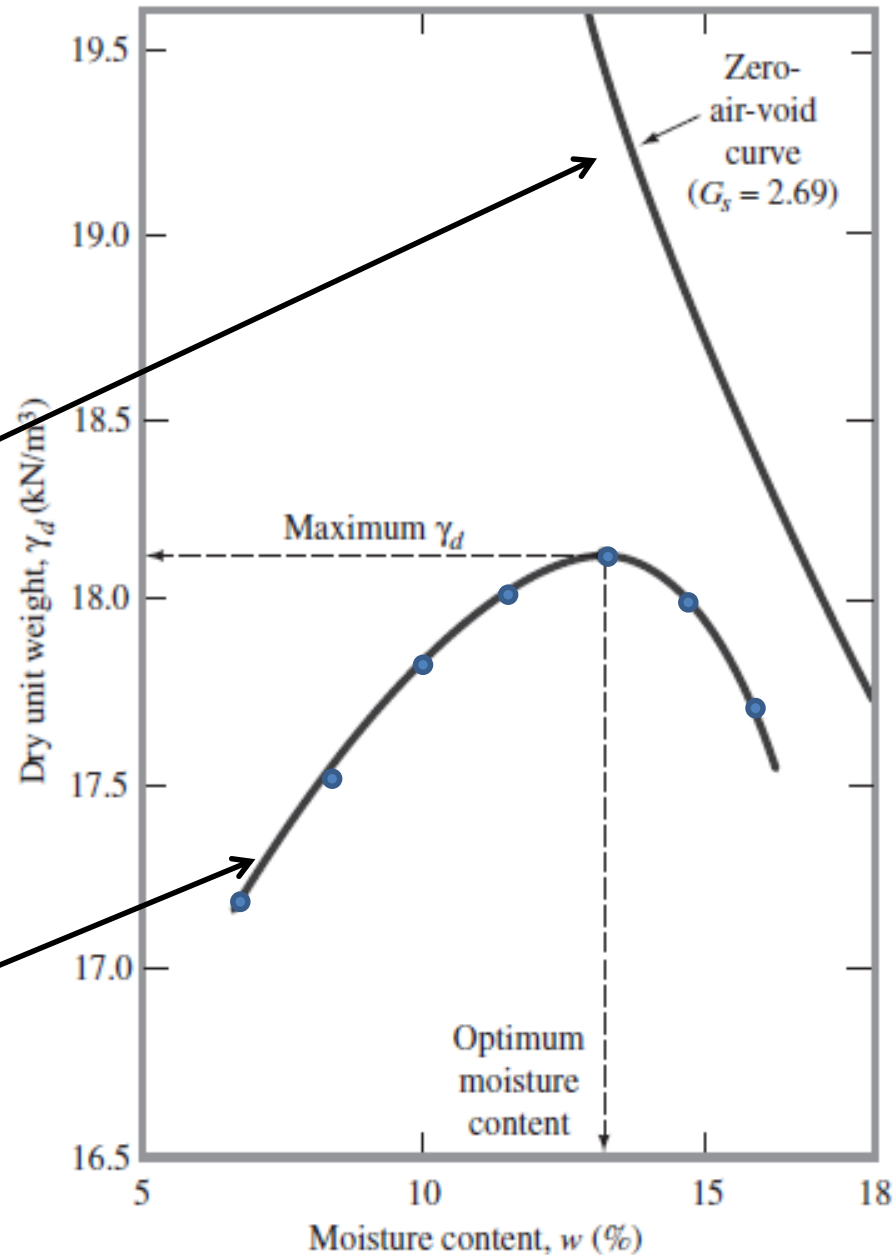


Figure 4.4 Standard Proctor compaction test results for a silty clay

Proctor test calcolo della energia

Formula per il calcolo della energia

$$E = \frac{\left(\begin{array}{c} \text{number} \\ \text{of blows} \\ \text{per layer} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{number} \\ \text{of} \\ \text{layers} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{weight} \\ \text{of} \\ \text{hammer} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{height of} \\ \text{drop of} \\ \text{hammer} \end{array} \right)}{\text{volume of mold}}$$

Che per la prova Standard e' :



$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048 \text{ m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 591.3 \times 10^3 \text{ N-m/m}^3 = 591.3 \text{ kN-m/m}^3$$

Effetto dell'energia di compattazione nel Sistema Proctor

Un numero di colpi maggiore corrisponde a una maggiore energia

Dalle cruve di laboratorio Ottimali si ricavano i valori di densità Massima con il contenuto d'acqua minore possibile

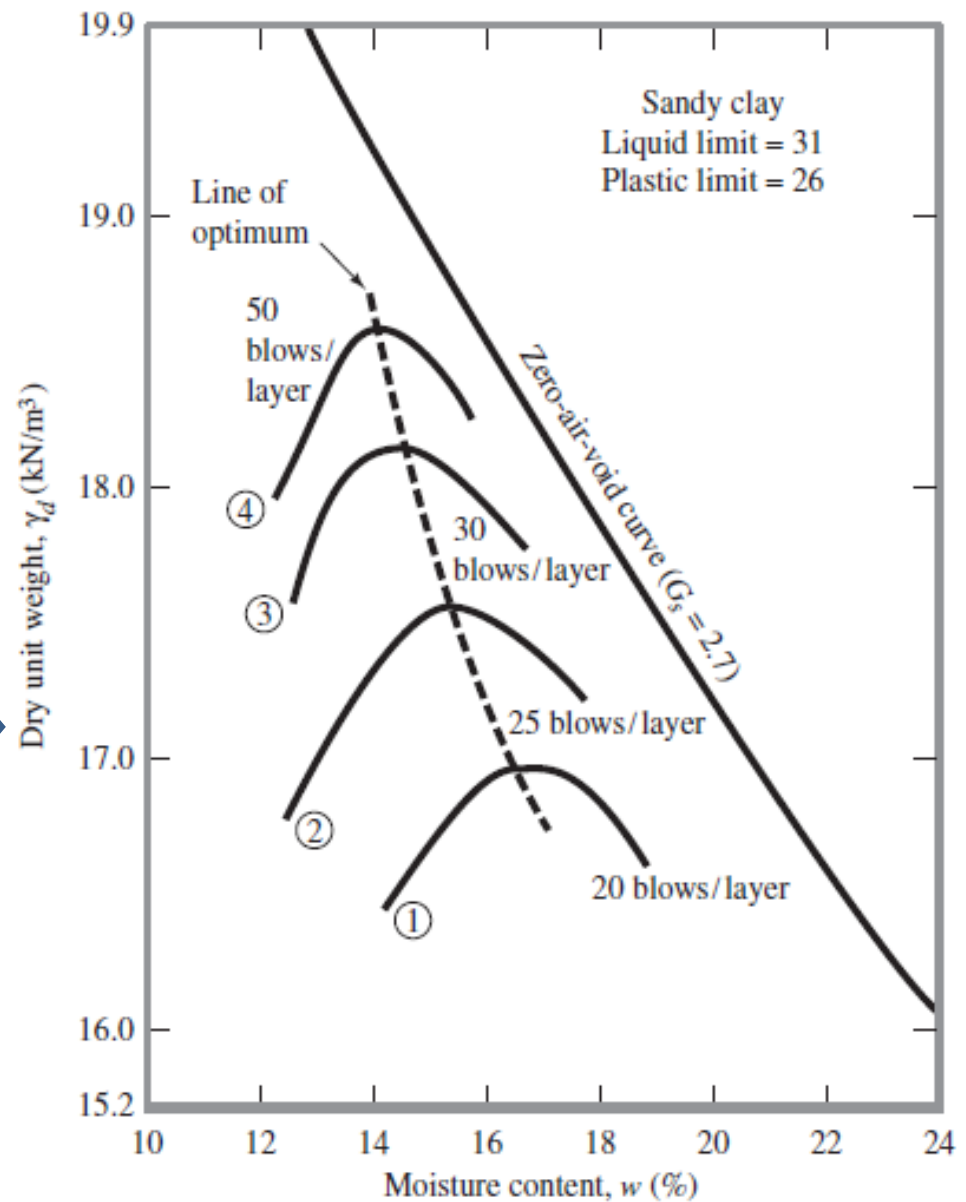


Figure 4.6 Effect of compaction energy on the compaction of a sandy clay

Test Proctor standard e relativi metodi

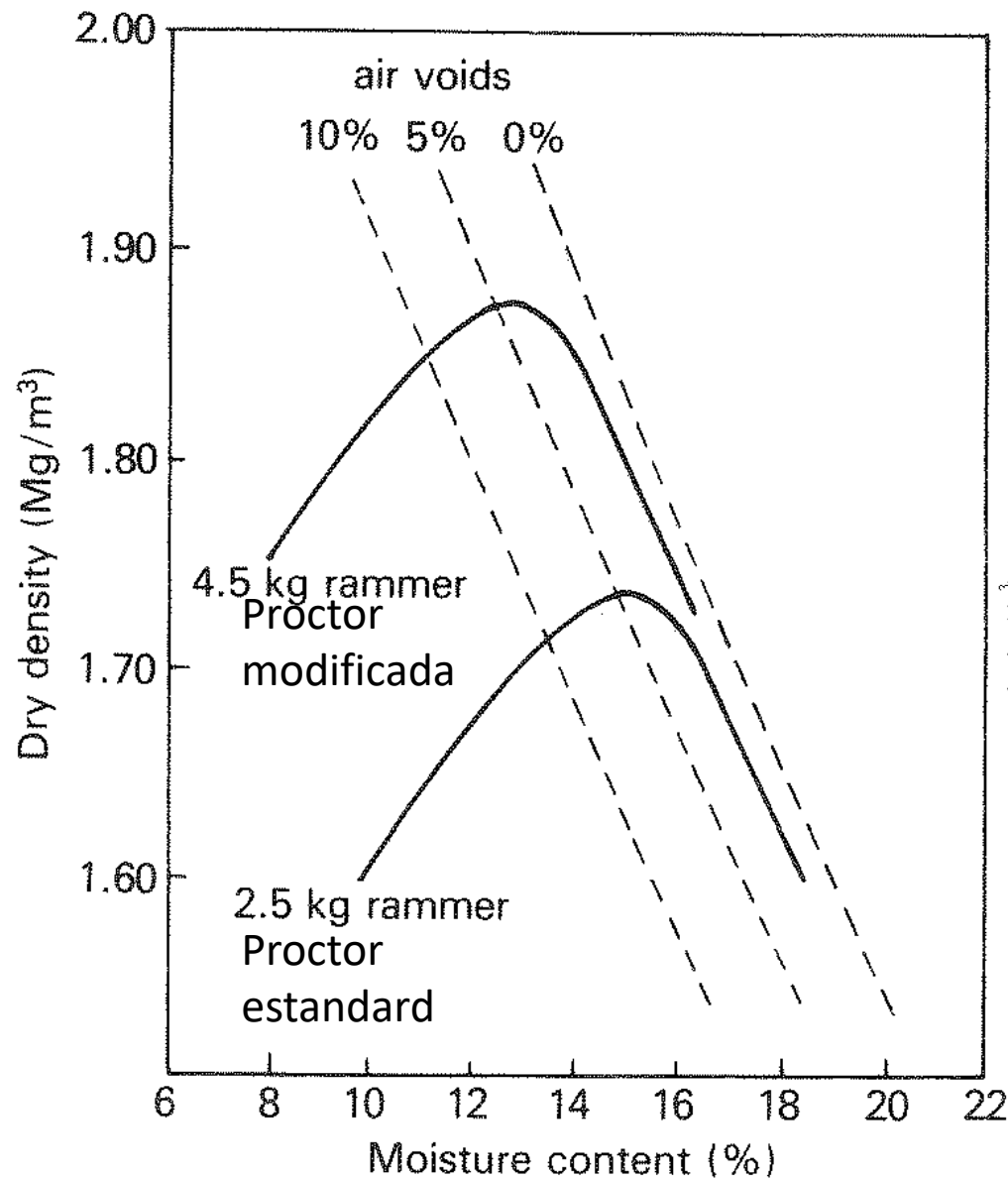
Table 4.2 Specifications for standard Proctor test (Based on ASTM Test Designation 698)

Item	Method A	Method B	Method C
Diameter of mold	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volume of mold	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Weight of hammer	24.4 N	24.4 N	24.4 N
Height of hammer drop	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Number of hammer blows per layer of soil	25	25	56
Number of layers of compaction	3	3	3
Energy of compaction	591.3 kN-m/m ³	591.3 kN-m/m ³	591.3 kN-m/m ³
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.57 mm) sieve. May be used if 20% <i>or</i> <i>less</i> by weight of material is retained on No. 4 sieve.	Portion passing 9.5-mm sieve. May be used if soil retained on No. 4 sieve is <i>more than 20%</i> , and 20% <i>or less</i> by weight is retained on 9.5-mm sieve.	Portion passing 19-mm sieve. May be used if <i>more than 20%</i> by weight of material is retained on 9.5-mm sieve, and <i>less than</i> 30% by weight is retained on 19-mm sieve.

Test Proctor modificato e relativi metodi

Table 4.3 Specifications for modified Proctor test (Based on ASTM Test Designation 1557)

Item	Method A	Method B	Method C
Diameter of mold	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volume of mold	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Weight of hammer	44.5 N	44.5 N	44.5 N
Height of hammer drop	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Number of hammer blows per layer of soil	25	25	56
Number of layers of compaction	5	5	5
Energy of compaction	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.57 mm) sieve. May be used if 20% <i>or</i> <i>less</i> by weight of material is retained on No. 4 sieve.	Portion passing 9.5-mm sieve. May be used if soil retained on No. 4 sieve is <i>more</i> than 20%, and 20% <i>or less</i> by weight is retained on 9.5-mm sieve.	Portion passing 19-mm sieve. May be used if <i>more than</i> 20% by weight of material is retained on 9.5-mm sieve, and <i>less than</i> 30% by weight is retained on 19-mm sieve.



Curve di laboratorio
Densità ottimale secca
Ottenute con diversa
Energia (Proctor standard e
Proctor modificato)

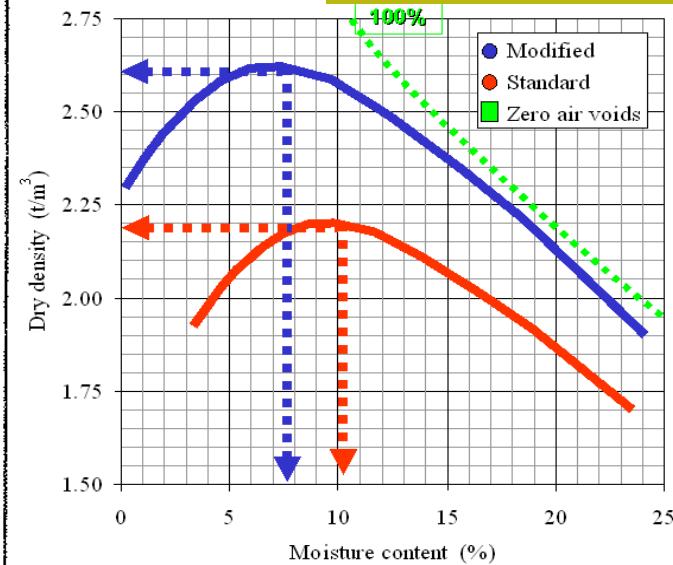
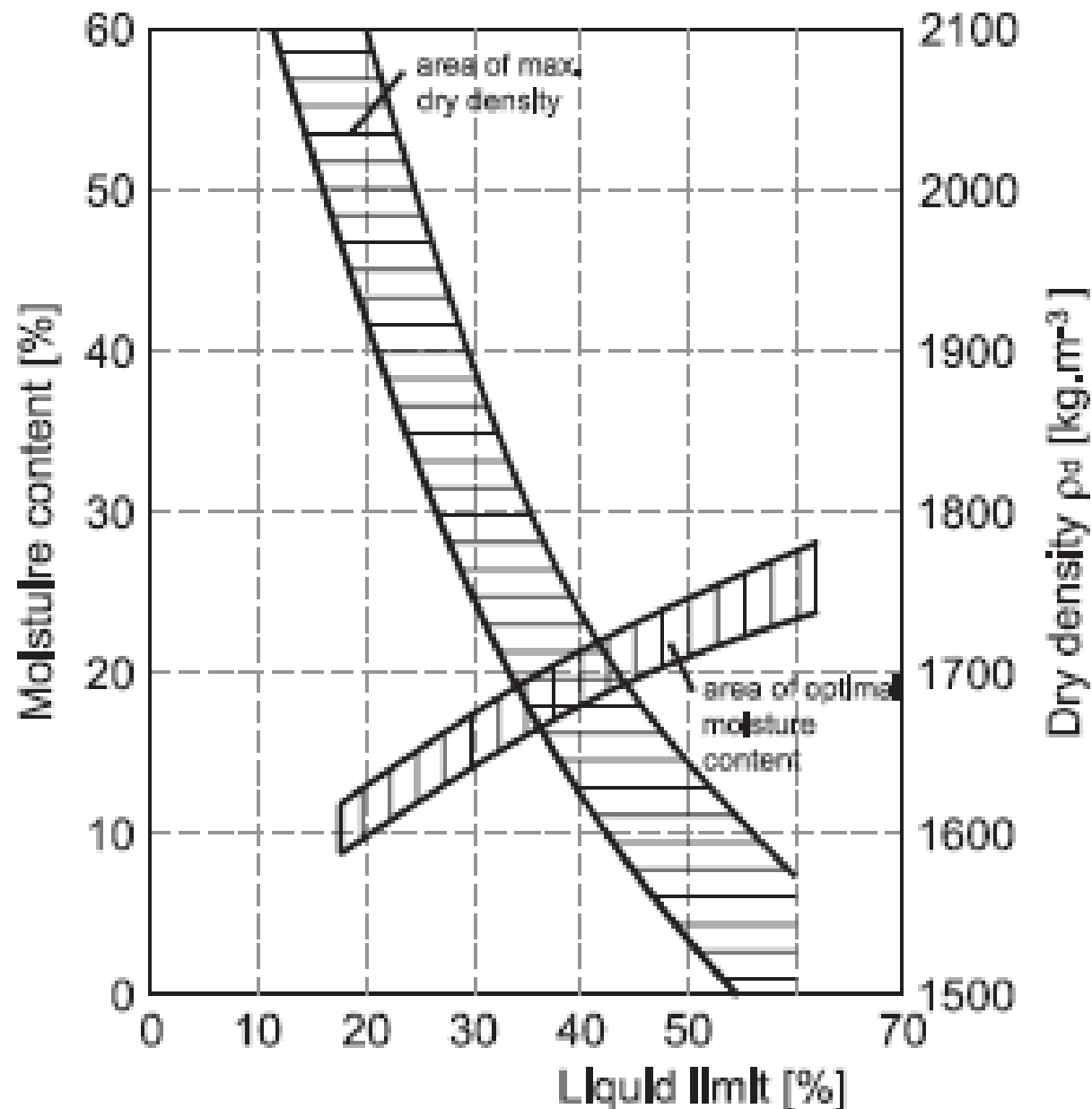


Fig. 3.7 Effect of different compactive effort on ρ_d/m curve



LL vs.
contenuto di
acqua W% ottimale
e densità secca
ottimale

Nota: Spesso viene
utilizzata la densità
e non il peso
unitario

$$\rho(\text{kg/m}^3) = \frac{m(\text{kg})}{V_{(m)}(\text{m}^3)}$$

Esempi Modelli empirici per valutare l'optimum

ASTM 1557 method C. Based on the tests, the following correlations were developed.

$$\rho_{d(\max)} \text{ (kg/m}^3\text{)} = [4,804,574G_s - 195.55(LL)^2 + 156,971(R\#4)^{0.5} - 9,527,830]^{0.5} \quad (4.8)$$

$$\ln(w_{\text{opt}}) = 1.195 \times 10^{-4}(LL)^2 - 1.964G_s - 6.617 \times 10^{-5}(R\#4) + 7.651 \quad (4.9)$$

where

$\rho_{d(\max)}$ = maximum dry density

w_{opt} = optimum moisture content

G_s = specific gravity of soil solids

LL = liquid limit, in percent

$R\#4$ = percent retained on No. 4 sieve

Proctor modificata método C
Da Omar et al. (2003)

$$w_{\text{opt}}(\%) = [1.95 - 0.38(\log CE)] (PL)$$

$$\gamma_{d(\max)} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 22.68e^{-0.0183w_{\text{opt}}(\%)}$$

where

PL = plastic limit (%)

CE = compaction energy (kN-m/m³)

Per suoli coesivi fini

Gurtug and Sridharan (2004)

Compattazione in campo



Attrezzature e tecniche compattazione in cantiere



Figure 4.11 Smooth-wheel roller (Courtesy of Ingram Compaction, LLC)

Tipo di compattatori
(senza vibrazioni)



Figure 4.12 Pneumatic rubber-tired roller (Courtesy of Ingram Compaction, LLC)



Figure 4.13 Sheepfoot roller (Courtesy of David A. Carroll, Austin, Texas)



Compattatori con vibrazioni

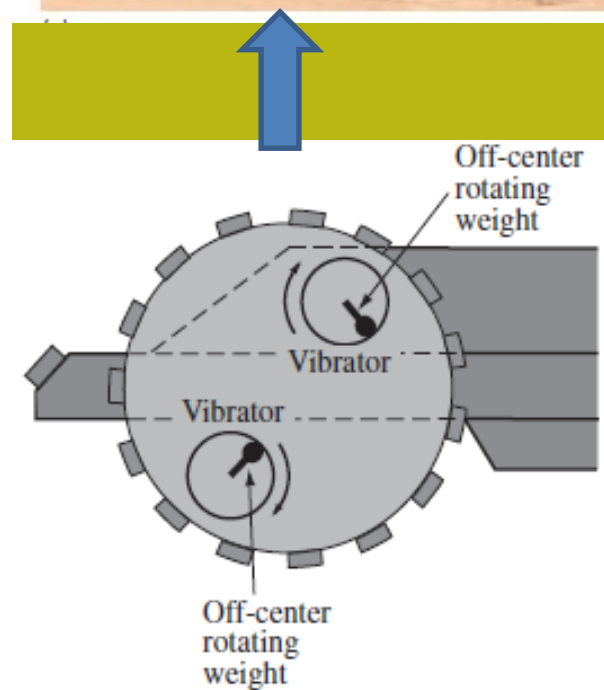


Figure 4.14 Principles of vibratory rollers



(a)



(b)

Fig. 2.25 Scheme and photo of compaction vibratory rammer



Compattatore portatile con vibrazioni

Indicazioni per l'uso di compattatori in campo

Table 3.2 Suitability of compaction plant

Type of plant	Suitable for	Unsuitable for
Smooth-wheeled roller	Well-graded sand and gravels; silts and clays of low plasticity	Uniform sands; silty sands; soft clays
Grid roller	Well-graded sand and gravels; soft rocks; stony cohesive soils	Uniform sand; silty sands; silty clays
Sheepsfoot roller (tamping roller)	Sands and gravels with more than 20% fines; most fine-grained soils	Very coarse-grained soils; gravels without fines
Pneumatic-tyred roller	Most coarse-grained and fine-grained soils	Very soft clay; soils of highly variable consistency
Vibrating roller	Sands and gravels with no fines; wet cohesive soils	Silts and clays; soils with 5% or more fines; dry soils
Vibrating plates	Soils with up to 12–15% fines; confined areas	Large-volume work
Power rammer	Trench backfill; work in small areas or where access is restricted	Large-volume work

Indicato in questi casi

Non sono indicati in questi casi

Table 12.11 Practical maximum layer thickness for different roller types (Forssblad, 1981).

Roller type static weight (drum module weight in brackets)		Practical maximum layer thickness (m)					
Type	Weight (ton)	Embankment				Pavement	
		Rock fill	Sand/gravel	Silt	Clay	Subbase	Base
Towed vibratory rollers	6	0.75	+0.60	+0.45	0.25	-0.40	+0.30
	10	+1.50	+1.00	+0.70	-0.35	-0.60	+0.40
	15	+2.00	+1.50	+1.00	-0.50	-0.80	-
	6 Padfoot	-	0.60	+0.45	+0.30	0.40	-
	10 Padfoot	-	1.00	+0.70	+0.40	0.60	-
Self propelled roller	7 (3)	-	+0.40	+0.30	0.15	+0.30	+0.25
	10 (5)	0.75	+0.50	+0.40	0.20	+0.40	+0.30
	15 (10)	+1.50	+1.00	+0.70	+0.35	+0.60	+0.40
	8 (4) padfoot	-	0.40	+0.30	+0.20	0.30	-
	11 (7) padfoot	-	0.60	+0.40	+0.30	0.40	-
	15 (10) padfoot	-	1.00	+0.70	+0.40	0.60	-
Vibratory tandem rollers	2	-	0.30	0.20	0.10	0.20	+0.15
	7	-	+0.40	0.30	0.15	+0.30	+0.25
	10	-	+0.50	+0.35	0.20	+0.40	+0.30
	13	-	+0.60	+0.45	0.25	+0.45	+0.35
	18 Padfoot	-	0.90	+0.70	+0.40	0.60	-

- Most suitable applications marked +.
- Thickness in confined areas should be 200 mm maximum loose lift thickness.
- For small sized equipment (<1.5 ton) the applicable thickness is 1/2 to 1/3 of the above.

Spessore massimo dello strato compattare
a seconda del tipo di compattatori utilizzati

Table 12.16 Field characteristics of materials used in earthworks (adapted from BS 6031 – 1981).

Caratteristica
media dei di
Terreni
(Classificazione UCS)
usati per
le compattazioni
di terrapieni

Material type	Description	USC symbol	Drainage characteristics	Shrinkage or swelling properties	Value as a road foundation	Bulk density Before excavation		Coefficient of bulking %
						Dry or moist Mg/m ³	Submerged Mg/m ³	
Boulders and cobbles	Boulder gravels	—	Good	Almost none	Good to excellent	—	—	—
Other materials	Hard broken rock	—	Excellent		Very good to excellent	—	—	20–60
	Soft rocks, rubble	—	Fair to practically impervious	Almost none to slight	Good to excellent	1.10 to 2.00	0.65 to 1.25	40
Gravels and gravelly soils	Well graded	GW	Excellent	Almost none	Excellent	1.90 to 2.10	1.15 to 1.30	10–20
	Poorly graded	GP			Good	1.60 to 2.00	0.90 to 1.25	
	Silty	GM	Fair to practically impervious	Almost none to slight	Good to excellent	1.80 to 2.10	1.10 to 1.30	
	Clayey	GC	Practically impervious	Very slight	Excellent	2.00 to 2.25	1.00 to 1.35	
Sands and sandy soils	Well graded	SW	Excellent	Almost none	Good to excellent	1.80 to 2.10	1.05 to 1.30	5 to 15
	Poorly graded	SP			Fair to good	1.45 to 1.70	0.90 to 1.00	
	Silty	SM	Fair to practically impervious	Almost none to medium		1.70 to 1.90	1.00 to 1.15	
	Clayey	SC	Practically impervious	Very slight	Good to excellent	1.90 to 2.10	1.15 to 1.30	
Inorganic silts	Low plasticity	ML	Fair to poor	Slight to medium	Fair to poor	1.70 to 1.90	1.00 to 1.15	20 to 40
	High plasticity	MH	Poor	High	Poor	1.75	1.00	—
Inorganic clays	Low plasticity	CL	Practically impervious	Medium	Fair to poor	1.60 to 1.80		20 to 40
	High plasticity	CH		High	Poor to very poor			—
Organic	with silts/clays of low plasticity	OL	Practically Impervious	Medium to high	Poor	1.45 to 1.70	0.90 to 1.00	20 to 40
	with silts/clays of high plasticity	OH		High	Very poor	1.50	0.50	—
Peat	highly organic soils	Pt	Fair to poor	Very high	Extremely poor	1.40	0.40	—

Controlli di qualità della compattazione

I valori ottimali possono essere raggiunti sul campo con una tolleranza minima. Esempio raggiungendo il 95% del valore ottimale identificato in laboratorio

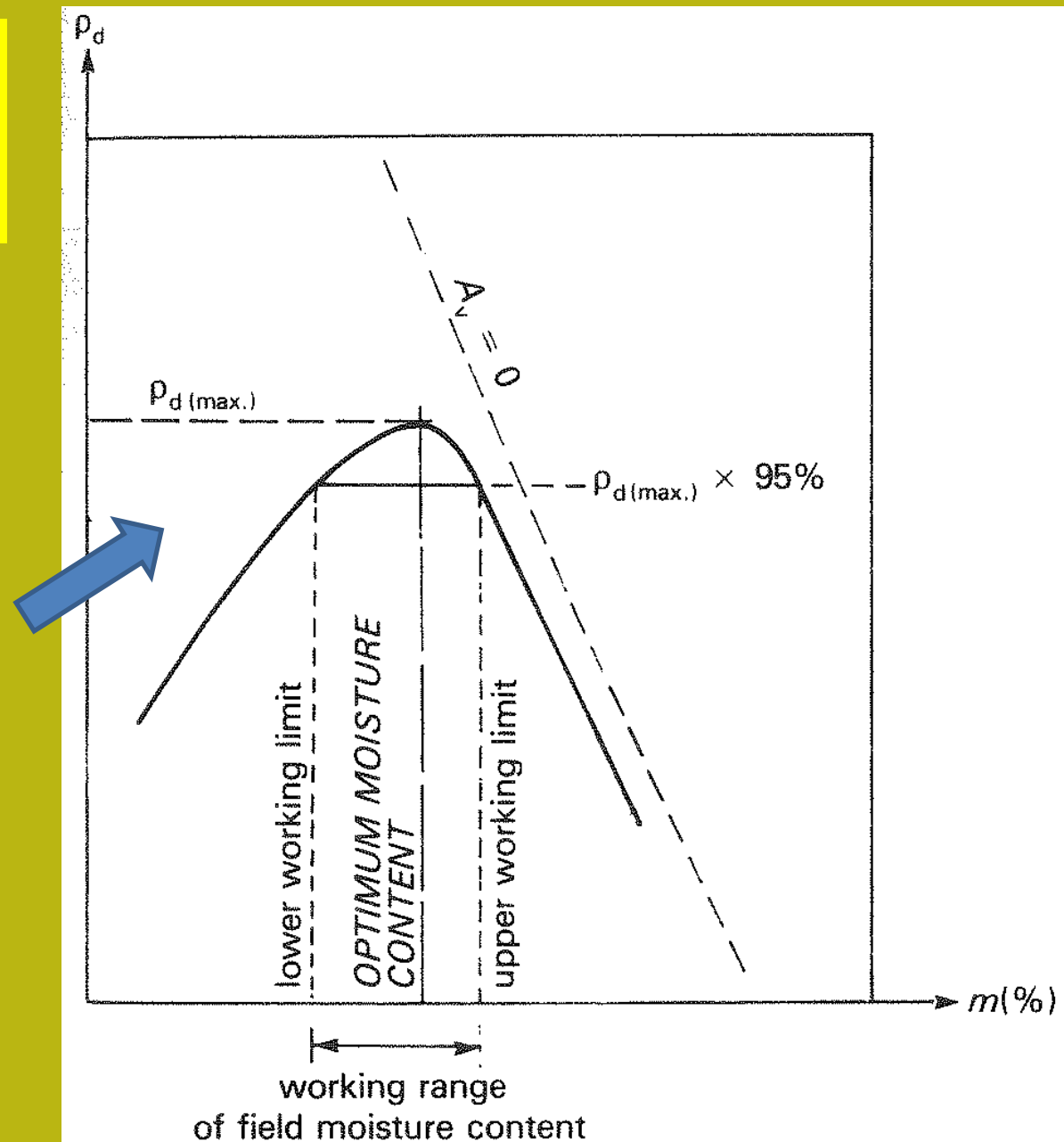


Fig. 3.13 Specification of working moisture content

I Valori ottimali possono essere raggiunti sul campo con una tolleranza minima.
Esempio fino al 95% del valore ottimale di densità e umidità identificato nel test Proctor

Controlli di qualità della compattazione

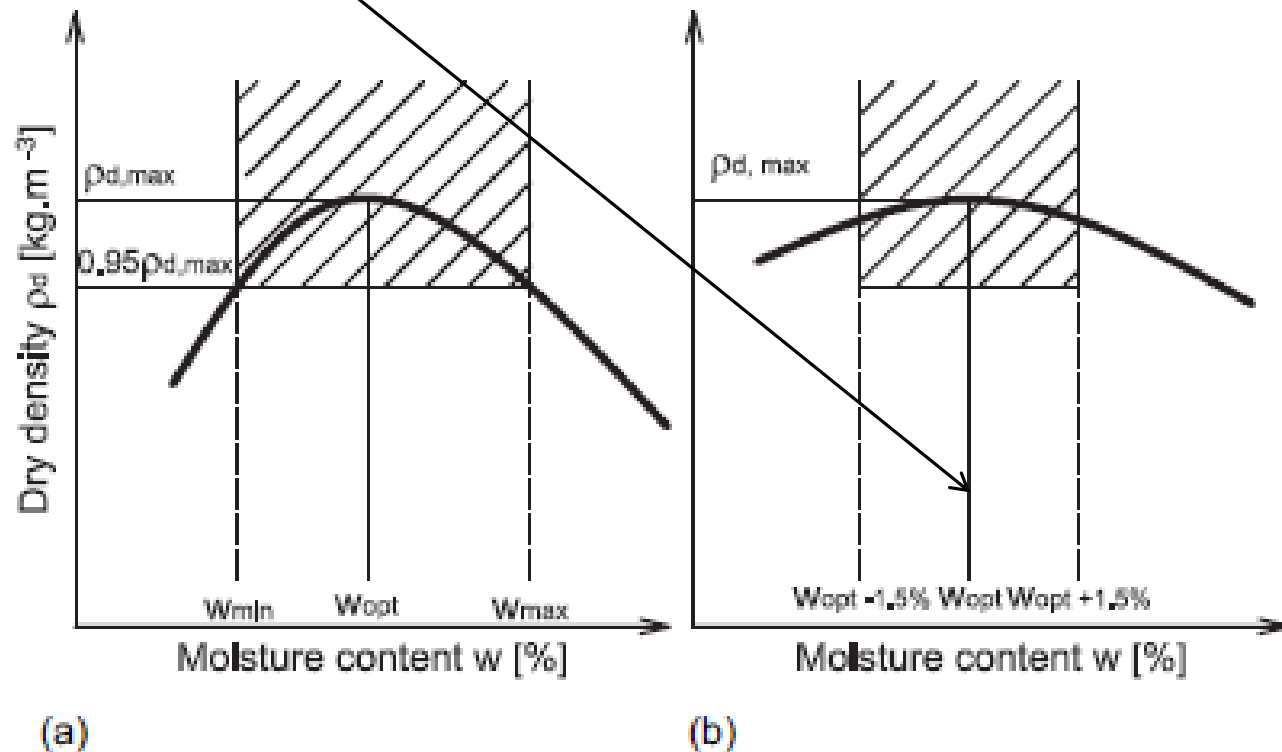
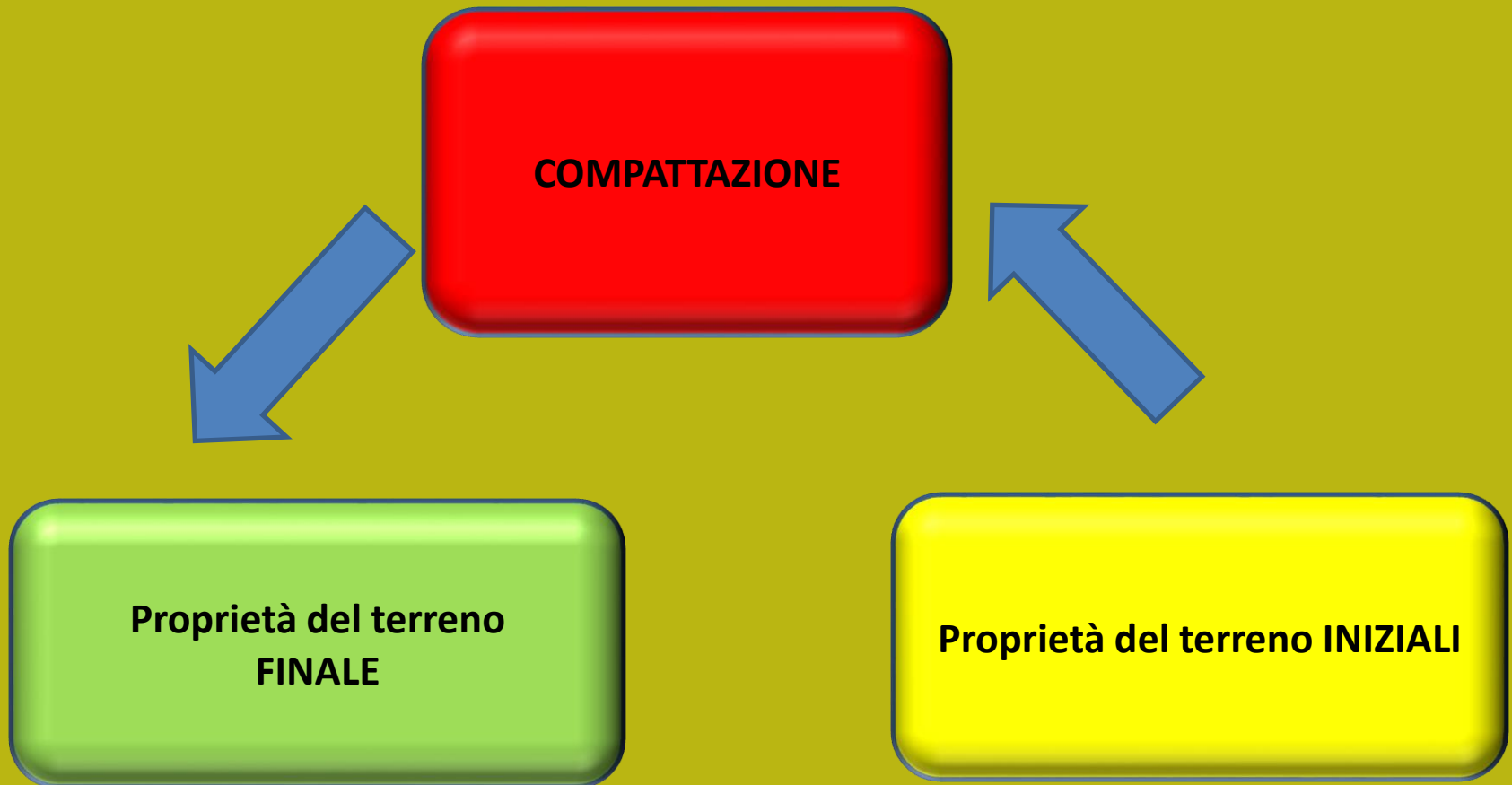


Fig. 2.16 Different approaches to compaction specification. (a) Based on dry density; boundaries of moisture content are given by intersection with Proctor curve. (b) Based on range of acceptable moisture content and recommended value of dry density

PROPRIETÀ DEI SUOLI E COMPATTAZIONE

- Le proprietà iniziali del terreno influenzano il processo di compattazione
- La compattazione influenza le proprietà finali del materiale compattato



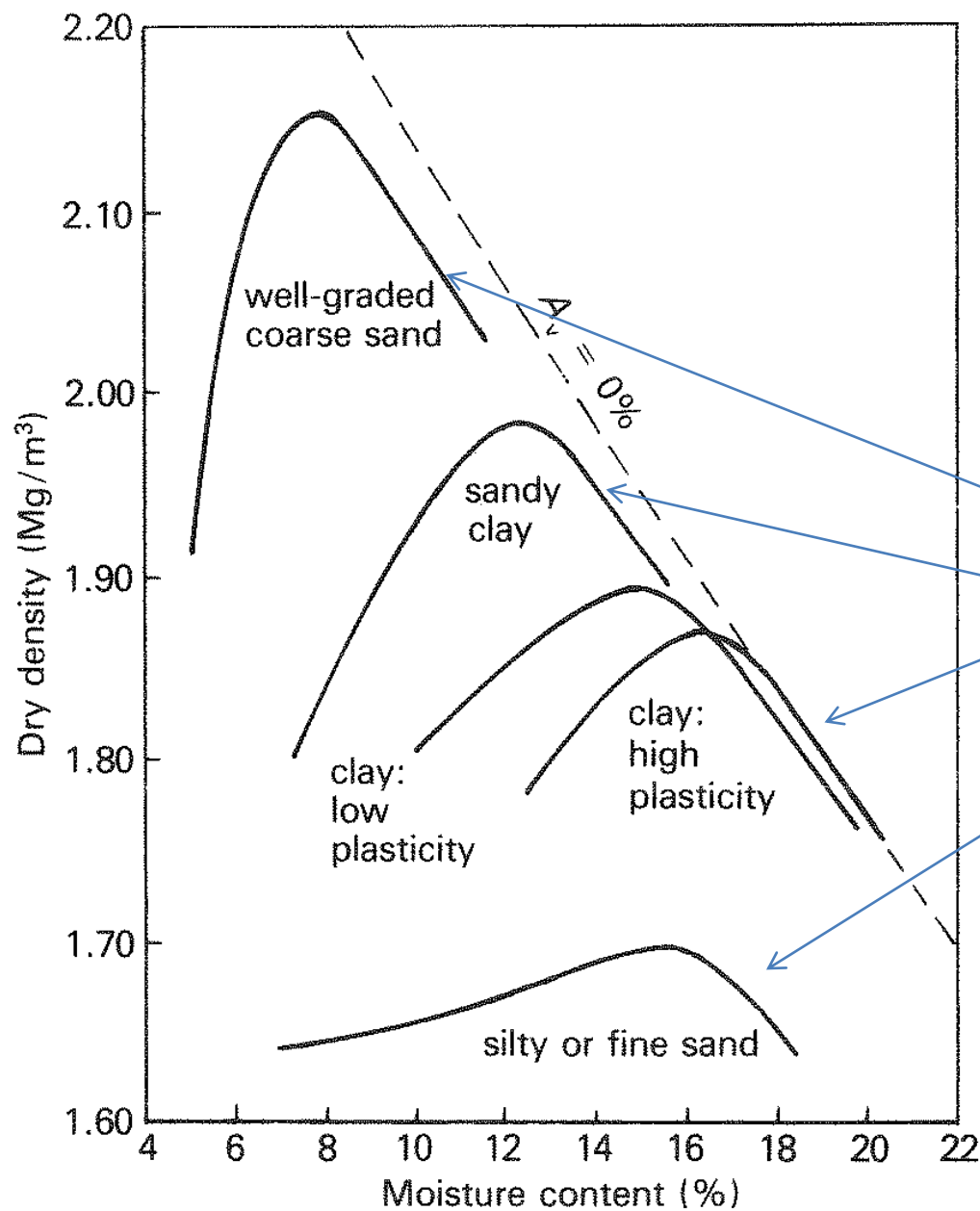


Fig. 3.12 Effect of soil type on compaction

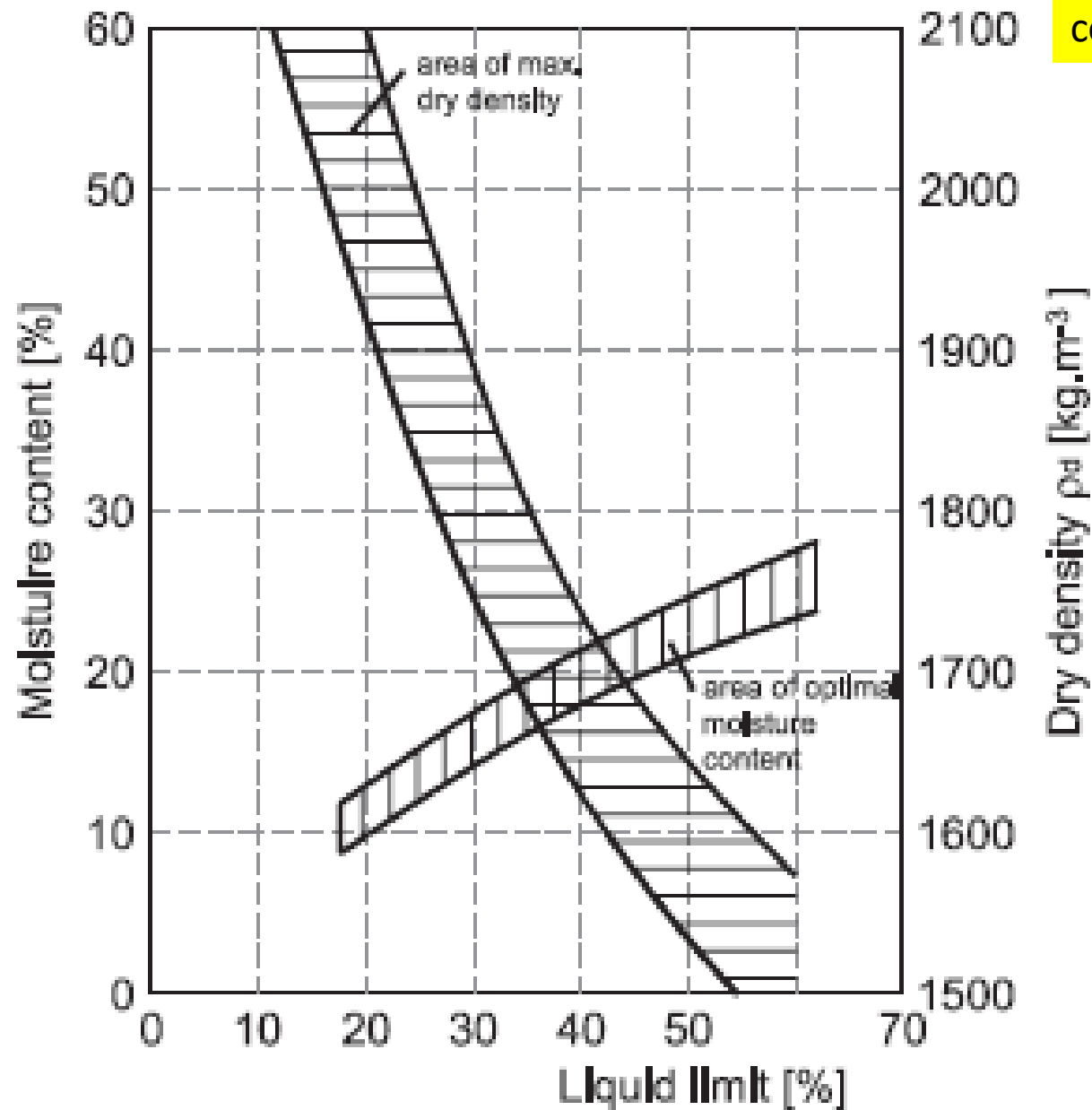
Proprietà del
INIZIALE suoli quello
influenza la
compattazione

Grafico che mostra
come le caratteristiche
iniziali del suolo
Influenzano la
compattazione

Table 3.7 TYPICAL COMPACTED DENSITIES AND OPTIMUM MOISTURE CONTENTS FOR SOIL TYPES USING THE UNIFIED CLASSIFICATION SYSTEM

<i>Soil description</i>	<i>Class</i>	<i>MDD standard compaction (kg/m³)</i>	<i>Optimum moisture content (%)</i>
Gravel/sand mixtures:			
well-graded, clean	GW	2000–2150	11–8
poorly-graded, clean	GP	1850–2000	14–11
well-graded, small silt content	GM	1900–2150	12–8
well-graded, small clay content	GC	1850–2000	14–9
Sands and sandy soils:			
well-graded, clean	SW	1750–2100	16–9
poorly-graded, small silt content	SP	1600–1900	21–12
well-graded, small silt content	SM	1750–2000	16–11
well-graded, small clay content	SC	1700–2000	19–11
Fine-grained soils of low plasticity:			
silts	ML	1500–1900	24–12
clays	CL	1500–1900	24–12
organic silts	OL	1300–1600	33–21
Fine-grained soils of high plasticity:			
silts	MH	1100–1500	40–24
clays	CH	1300–1700	36–19
organic clays	OH	1050–1600	45–21

Tabella che mostra come le caratteristiche del terreno influenzano la compattazione



Come la compattazione influenza ... le proprietà FINALI dei terreni

TABLE 9-13
AVERAGE EFFECTIVE SHEAR STRENGTH OF COMPACTED SOILS
(After Bureau of Reclamation, 1973)

Unified Classification	Soil Type	Standard Proctor Compaction (AASHTO T 99)		As Compacted Cohesion, c_o (kPa)	Saturated Cohesion, c_{sat} (kPa)	Friction Angle, ϕ (deg)
		Maximum Dry Density (kN/m^3)	Optimum Moisture Content (%)			
GW	well graded clean gravels, gravel-sand mixture	> 18.7	< 13.3	*	*	> 38
GP	poorly graded clean gravels, gravel sand mixture	> 17.3	< 12.4	*	*	> 37
GM	silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt	> 17.9	< 14.5	*	*	> 34
GC	clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay	> 18.1	< 14.7	*	*	> 31
SW	well graded clean sands, gravelly sands	18.7 ± 0.8	13.3 ± 2.5	39 ± 4	*	38 ± 1
SP	poorly graded clean sands, sand-gravel mixture	17.3 ± 0.3	12.4 ± 1.0	23 ± 6	*	37 ± 1
SM	silty sands, poorly graded sand-silt mixture	17.9 ± 0.2	14.5 ± 0.4	51 ± 6	20 ± 7	34 ± 1
SM-SC	sand-silt-clay with slightly plastic fines	18.7 ± 0.2	12.8 ± 0.5	50 ± 21	14 ± 6	33 ± 4
SC	clayey sands, poorly graded sand-clay mixture	18.1 ± 0.2	14.7 ± 0.4	75 ± 15	11 ± 6	31 ± 4
ML	inorganic silts and clayey silts	16.2 ± 0.2	19.2 ± 0.7	67 ± 10	$9 \pm *$	32 ± 2
ML-CL	mixtures of inorganic silts and clays	17.1 ± 0.3	16.8 ± 0.7	63 ± 17	$22 \pm *$	32 ± 3
CL	inorganic clays of low to medium plasticity	17.0 ± 0.2	17.3 ± 0.3	87 ± 10	13 ± 2	28 ± 2
OL	organic silts and silty clays of low plasticity	*	*	*	*	*
MH	inorganic clayey silts, elastic silts	12.9 ± 0.6	36.3 ± 3.2	72 ± 30	20 ± 9	25 ± 3
CH	inorganic clays of high plasticity	14.8 ± 0.3	25.5 ± 1.2	103 ± 34	11 ± 6	19 ± 5
OH	organic clays and silty clays	*	*	*	*	*

The entry \pm indicates 90 percent confidence limits of the average value, * denotes insufficient data, > is greater than, < is less than

permeabilità
in una argilla
limosa
Compattata

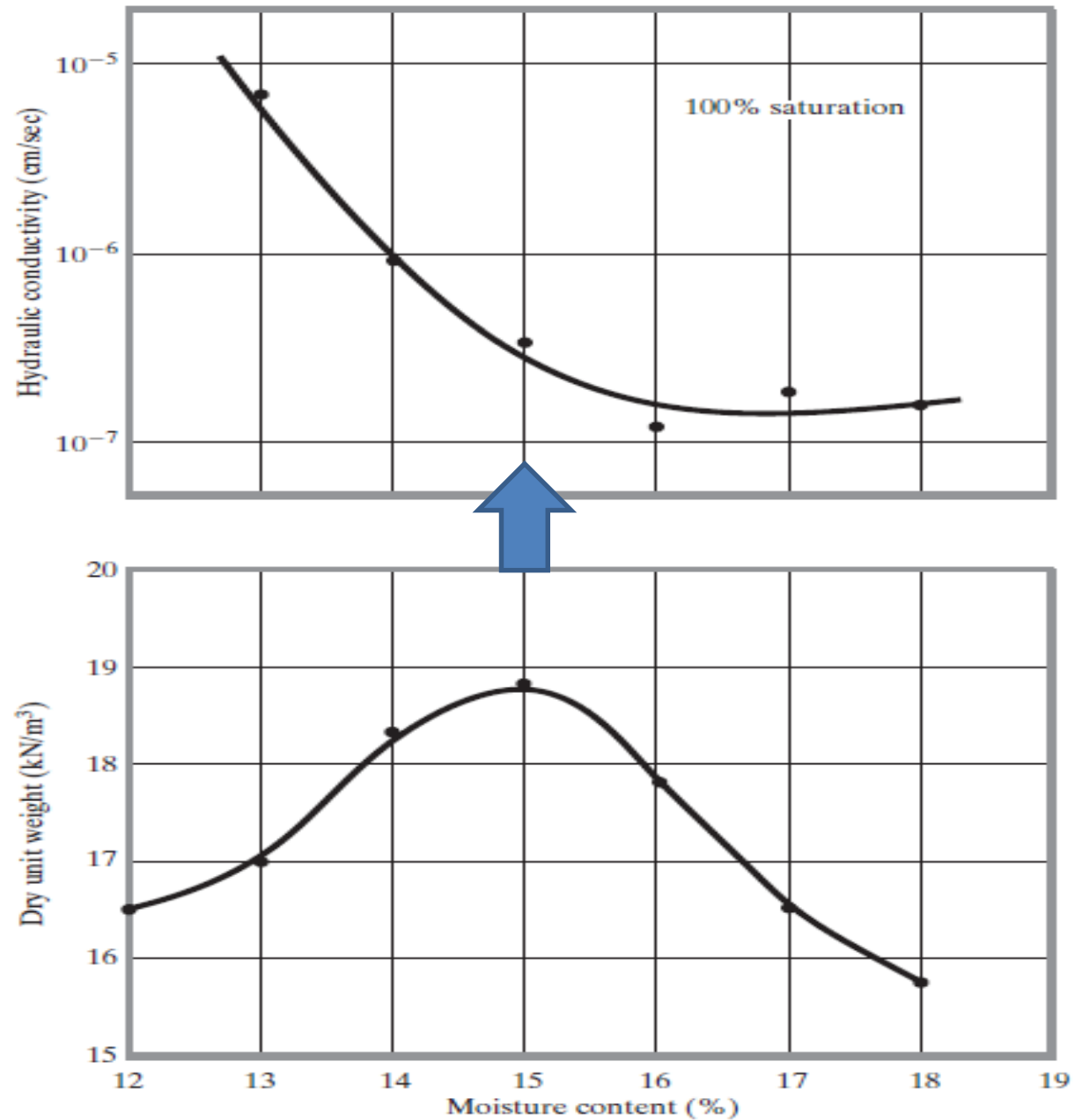


Figure 4.25 Effect of compaction on hydraulic conductivity of a silty clay

Resistenza al taglio di un'argilla compattata

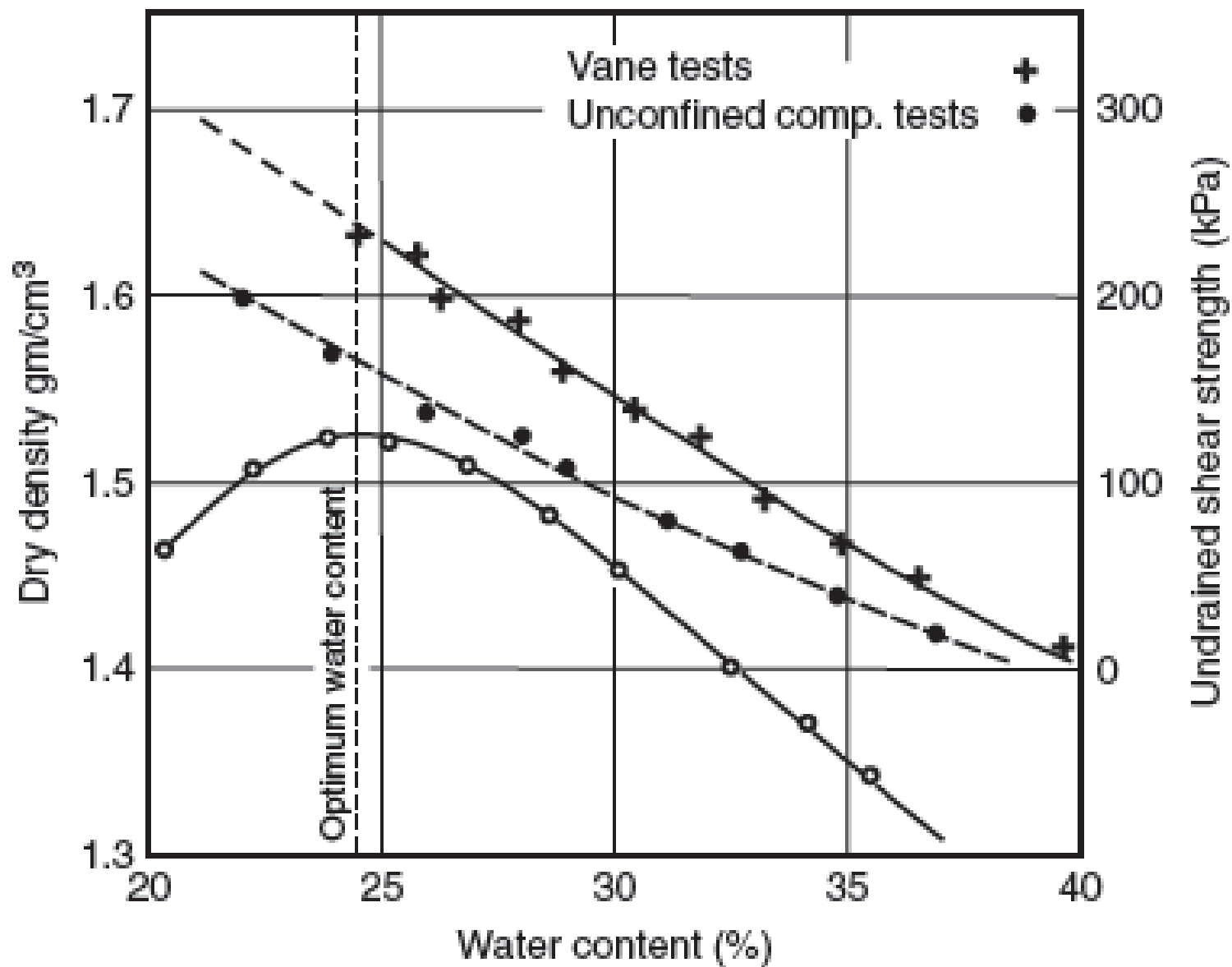


Table 2.4 Approximate correlation between embankment properties and types of soils

Soil type symbol	Relative permeability	Probable range of $k(m.s^{-1})$	Relative shear strength	Compressibility after wetting	Relative workability
GW	permeable	$10^{-5} - 10^{-3}$	very high	negligible	very good
GP	permeable to very permeable	$5 \times 10^{-5} - 10^{-3}$	high	negligible	very good
GM	semipermeable	$10^{-9} - 10^{-7}$	high	negligible	very good
GC	impermeable	$10^{-10} - 10^{-7}$	high		very good
SW	permeable	$5 \times 10^{-6} - 5 \times 10^{-4}$	very high	negligible	very good
SP	permeable	$5 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-3}$	high	very low	good to fair
SM	semipermeable to impermeable	$10^{-9} - 5 \times 10^{-6}$	high	low	good to fair
SC	impermeable	$10^{-10} - 5 \times 10^{-7}$	high to medium	low	good to fair
ML	impermeable	$10^{-10} - 5 \times 10^{-7}$	medium to low	medium	fair to very poor
CL	impermeable	$10^{-10} - 10^{-7}$	medium	medium	good to fair
OL	impermeable	$10^{-10} - 10^{-7}$	low	medium	fair to poor
ML	very impermeable	$10^{-11} - 10^{-9}$	low	high	poor to very poor
CH	very impermeable	$10^{-12} - 10^{-10}$	low to medium	high	very poor

Correlazioni approssimate tra tipi di rilevati e differenti tipi di terreni

Misure di densità del campo

Sand Cone Method (ASTM Designation D-1556)



Figure 4.16 Plastic jar and the metal cone for the sand cone device (Note: The jar is filled with Ottawa sand.) (Courtesy of Braja Das)

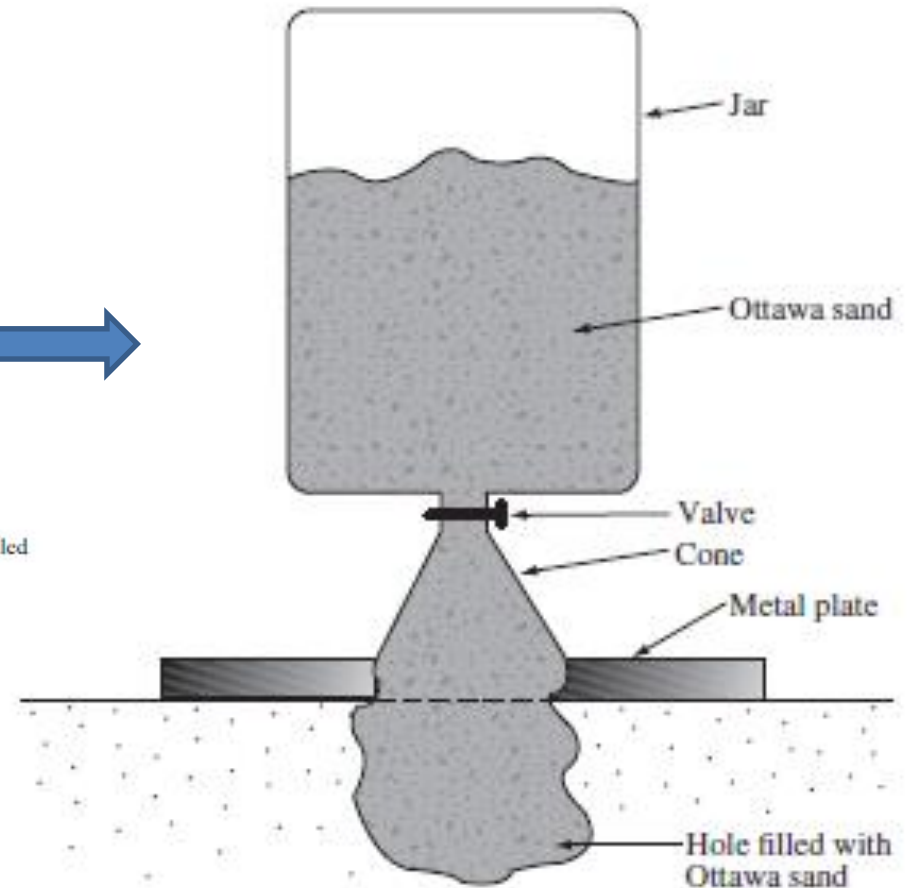


Figure 4.17 Field unit weight by sand cone method

misura diretta nel campo di
peso unitario

**misurazione diretta sul campo
di densità e contenuto d'acqua
con test di raggi gamma**

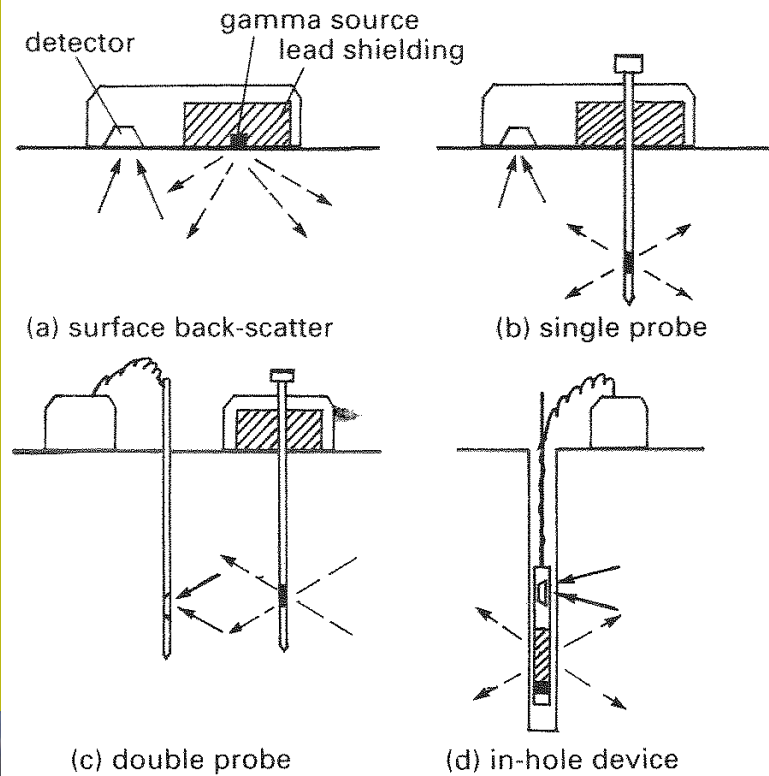
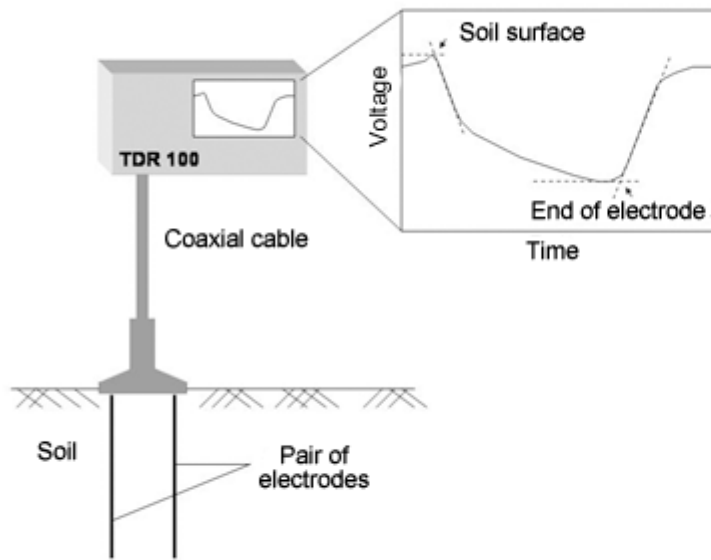
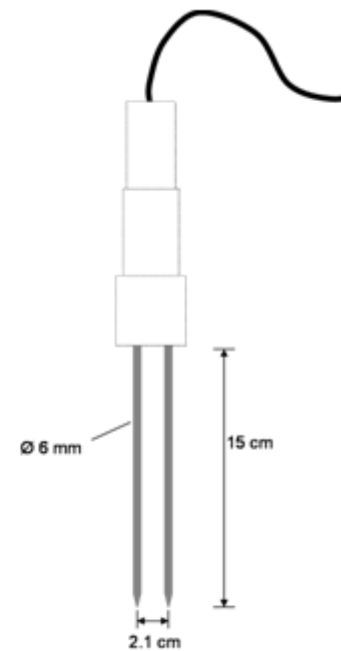


Fig. 3.11 Nuclear methods to determine *in-situ* density and moisture content





TDR test set-up



TDR probe

**Misurazione diretta
di contenuto
di acqua in
volumetrica
Nel suolo**
*La costante
dielettrica
del Suolo è
proporzionale a
il suo contenuto
d'acqua*

time domain reflectometry (TDR)

