



# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021

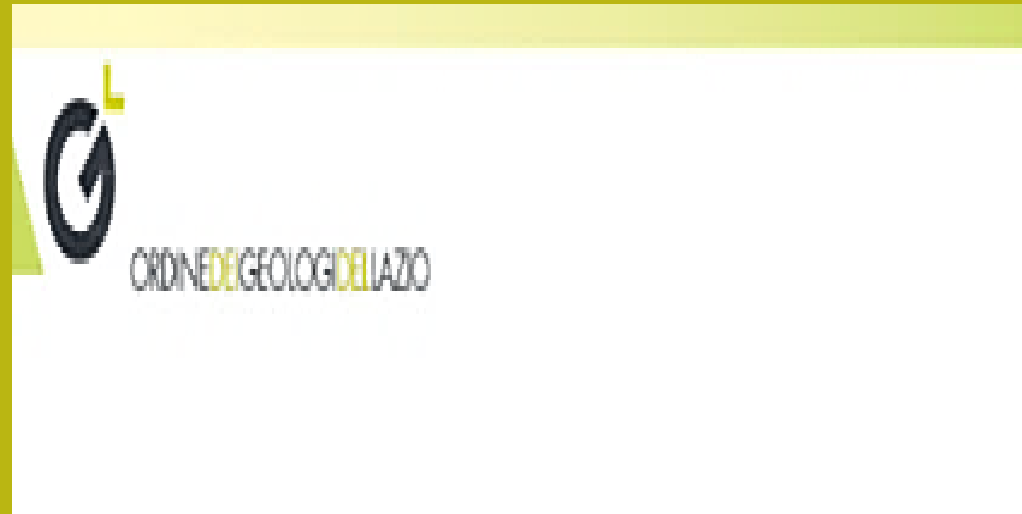


**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Obbiettivi del corso

L'obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

## Programma

### **Modulo 1 – Concetti generali della geotecnica (2 ore)**

#### *Definizione, struttura e proprietà fisica dei geomateriali : (1 ora)*

Unità di misura fondamentali. Definizione e caratteristiche di base dei Geomateriali: quantità fisiche fondamentali, frazione solida, densità, liquido e gassoso, contenuto di acqua, porosità e indice dei vuoti, struttura, mineralogia, fisica e processi di alterazione chimica. Proprietà indice di suoli e rocce. Ambito di applicazione: tutte le applicazioni geotecniche

#### *Classificazione ingegneristica dei geomateriali (1 ora)*

Criteri di classificazione per geomateriali (terreni e rocce) che vengono utilizzati nell'ingegneria civile per usi specifici, classificazione UCS, ASSTHO per terreni, classificazione RMR, GSI, Q per ammassi rocciosi. Ambito di applicazione: fondazioni, materiali per rilevati e rilevati stradali, indici di qualità per gallerie e scavi di roccia e ammassi rocciosi.



# Modulo 1

- A) Definizione, struttura e proprietà fisiche dei *geomateriali* (rocce e terreni)
- B) Classificazione ingegneristica dei terreni e degli ammassi rocciosi

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



# 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.).

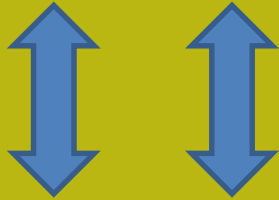
**“La Geotecnica è l'applicazione di metodi e principi scientifici di ingegneria all'acquisizione, interpretazione e uso della conoscenza dei materiali della crosta terrestre e della terra per la soluzione di problemi di ingegneria civile e prevenzione dei rischi naturali”.**

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**



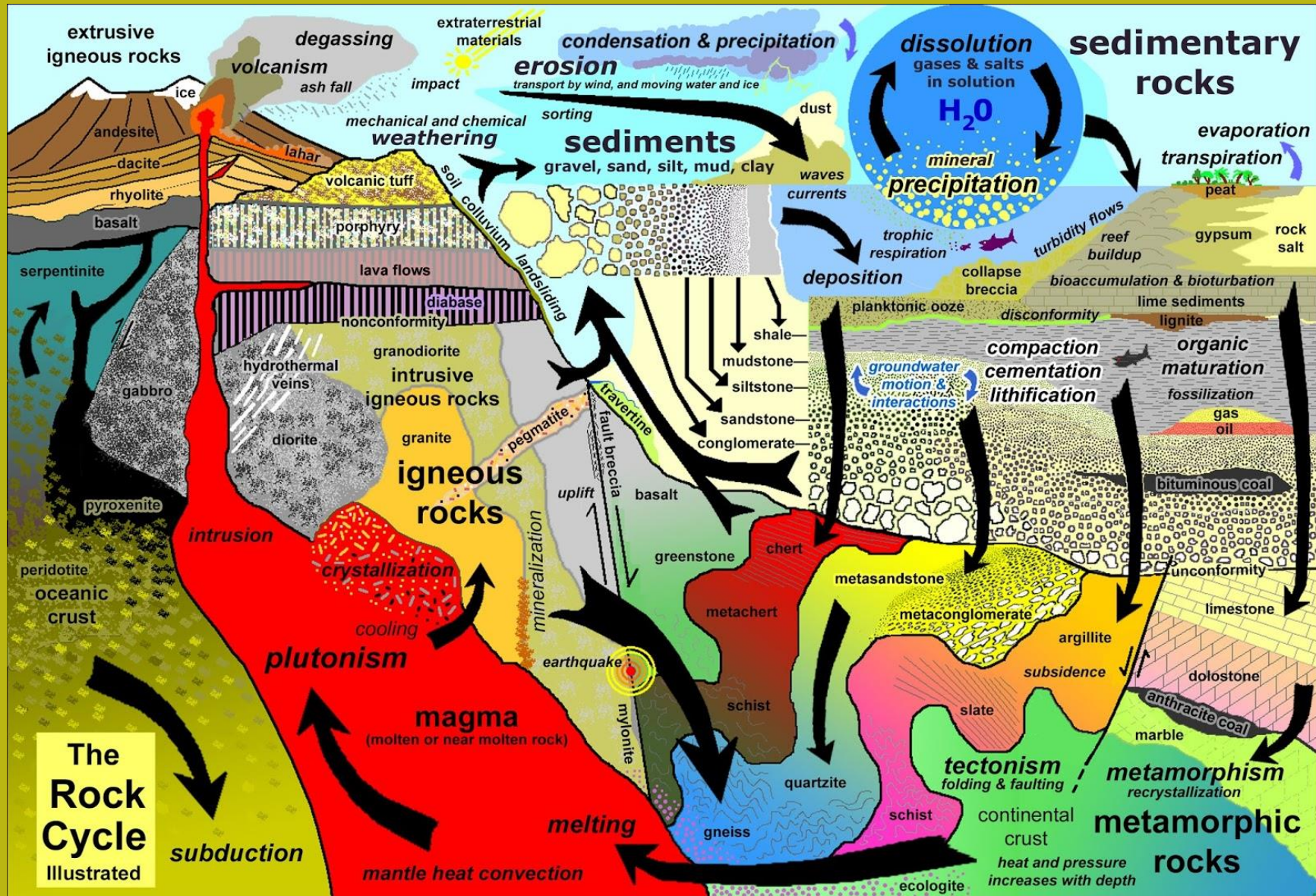
**SUOLO**



**Materiale rielaborato  
Artificialmente**

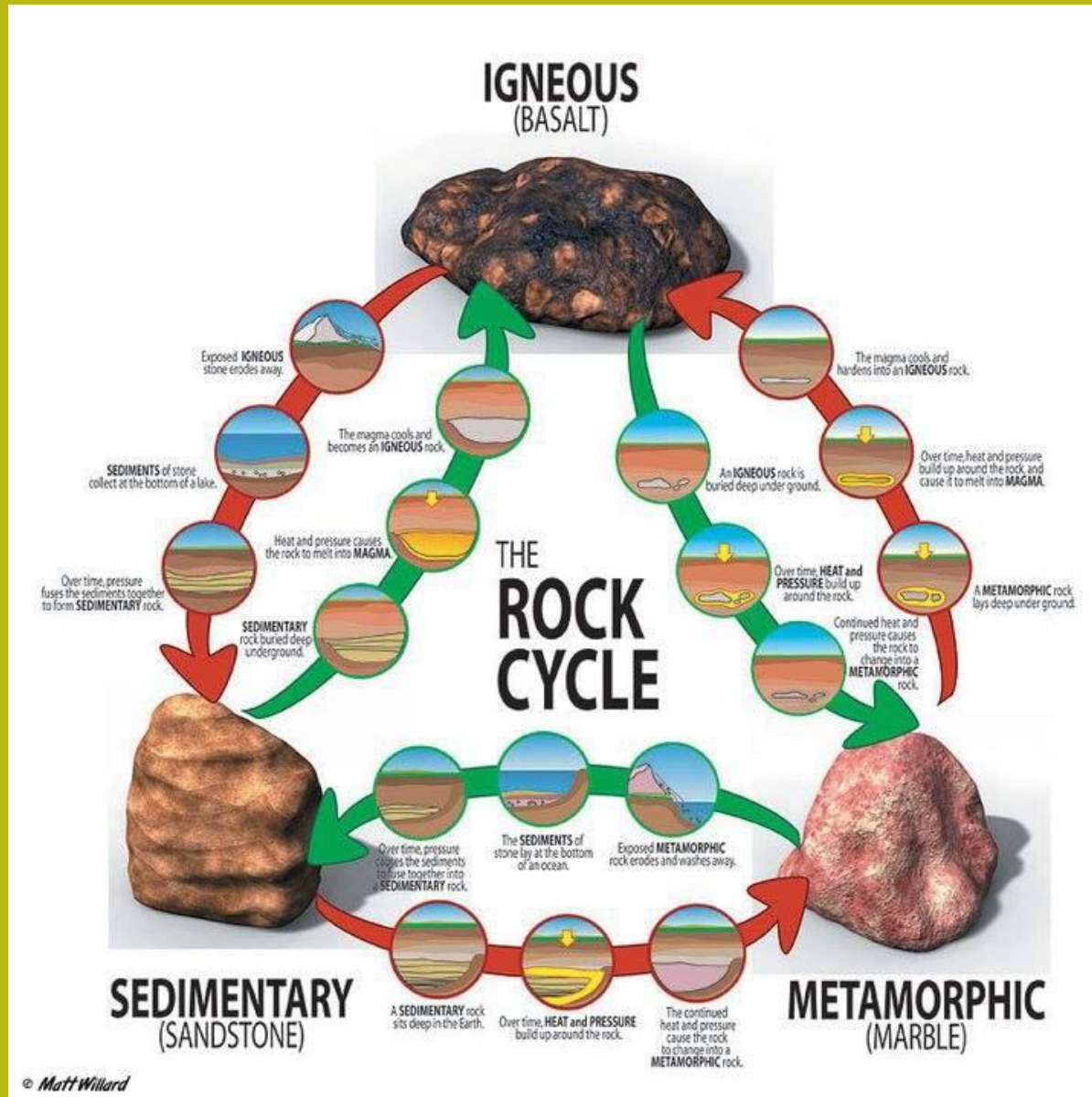


# Il ciclo geologico e la formazione di suoli e sedimenti



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

# Il ciclo geologico e la formazione di suoli e sedimenti



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



# Matrice rocciosa e ammassi 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 ammassi rocciosi

Altri esempi:

Frammento di matrice rocciosa



Frammento di matrice rocciosa



Massiccio roccioso di rocce tenere e fratturato

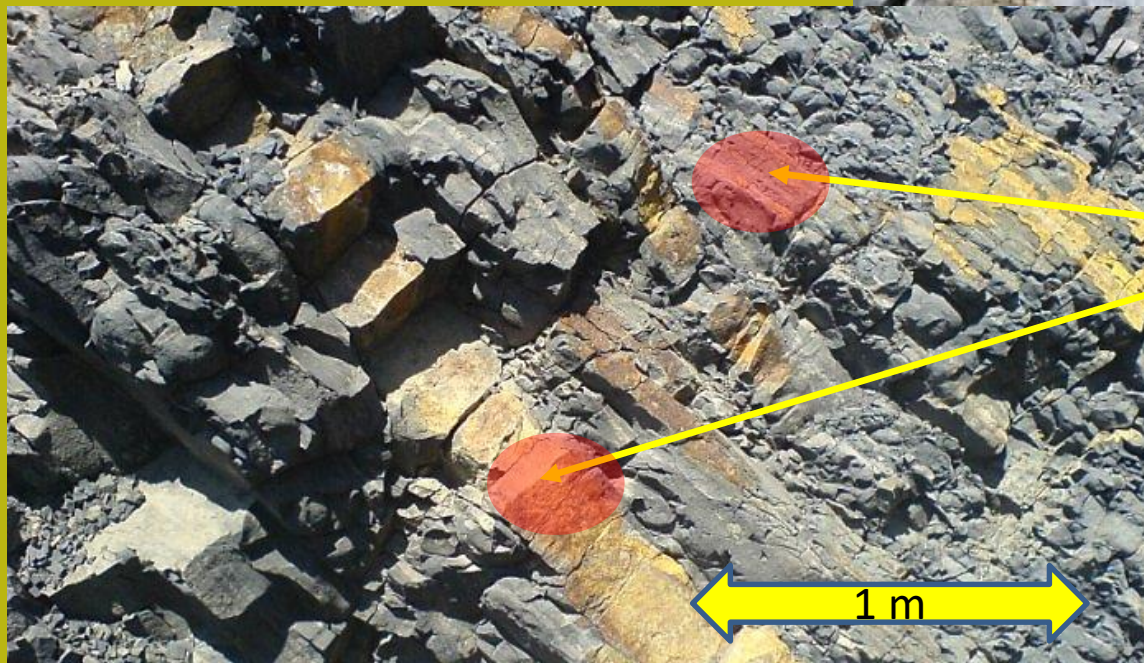


Massiccio roccioso di rocce tenere e fratturato

# Ammassi rocciosi

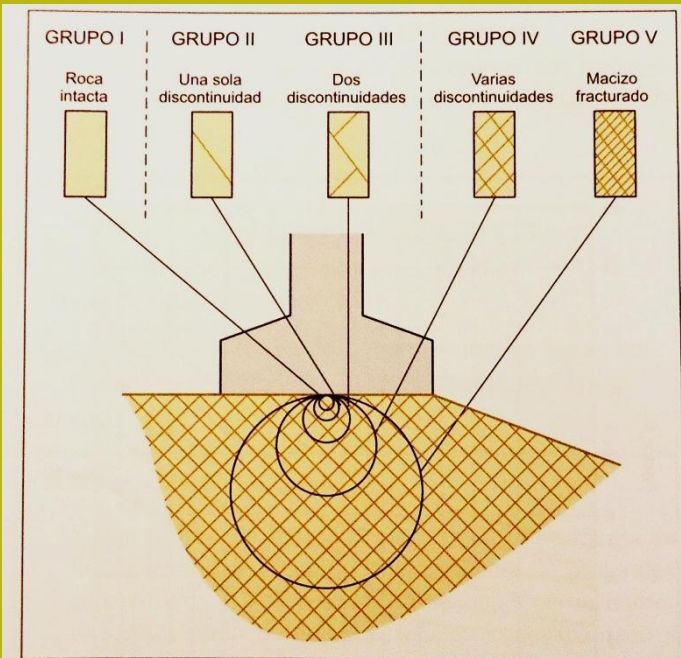
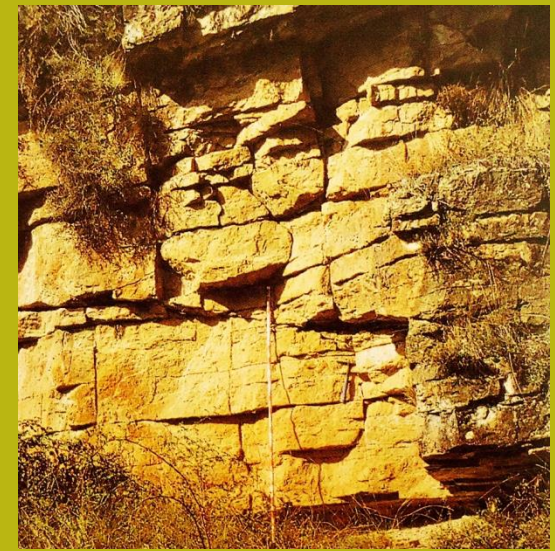
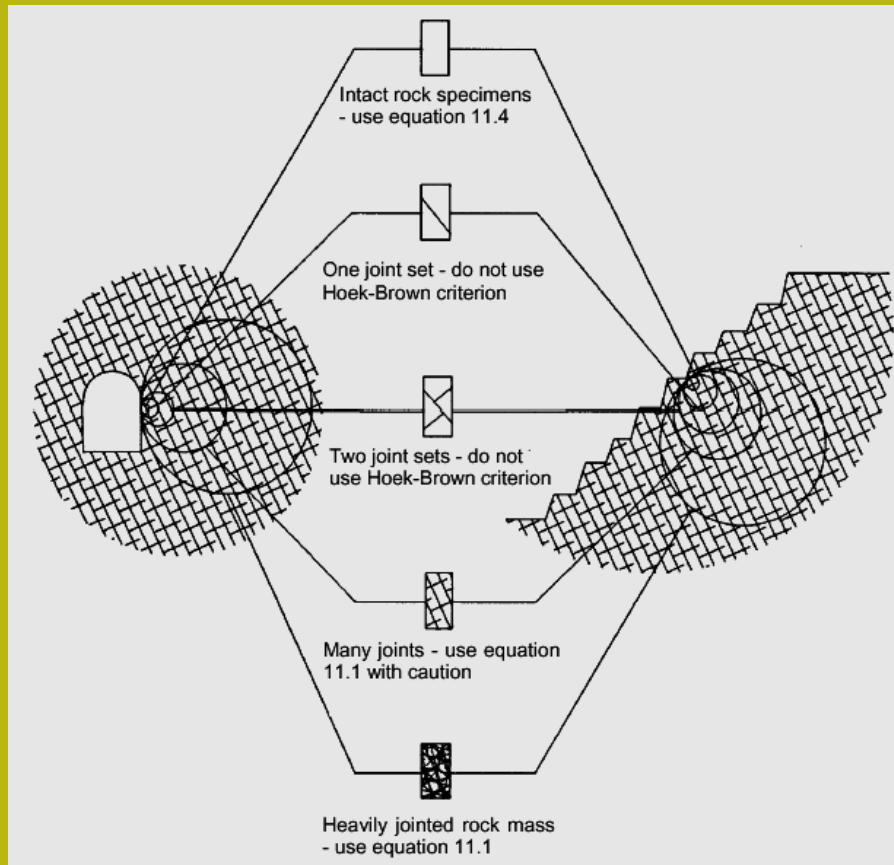
## Altri esempi:

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

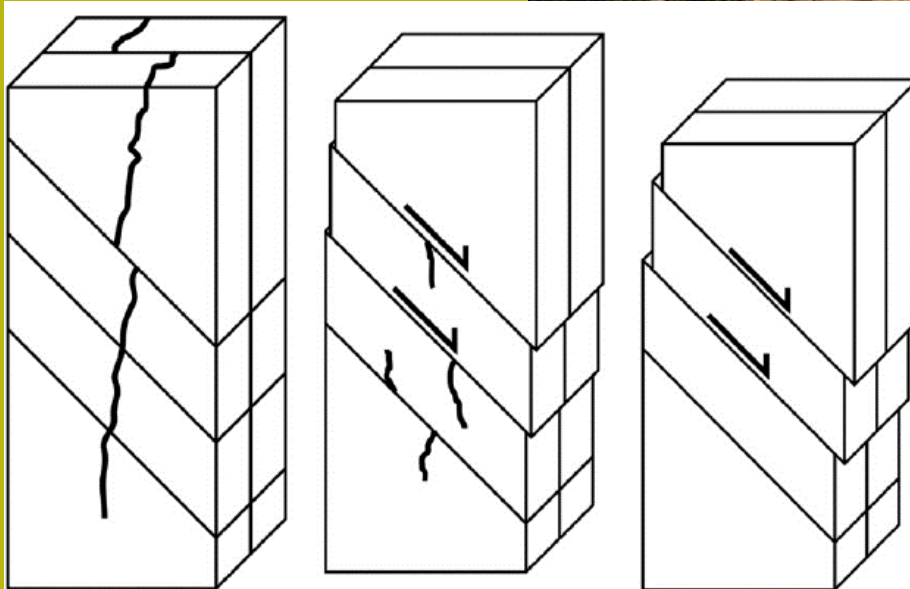
# Matrice rocciosa e massicci rocciosi: problemi di scala



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

**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.**

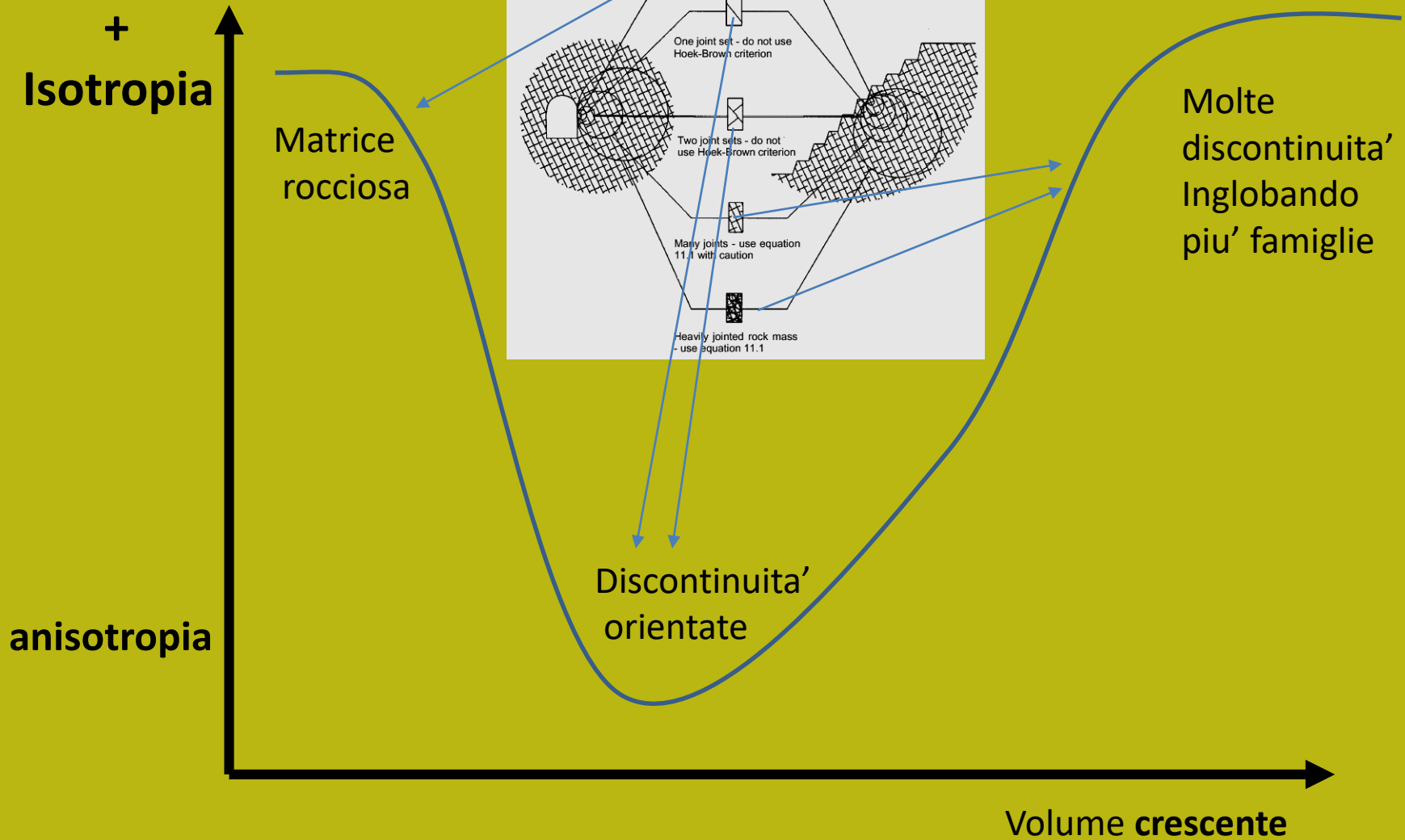
# Matrice rocciosa e ammassi rocciosi: problemi di scala



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 ....

# Marice rocciosa e ammassi rocciosi– isotropia/anisotropia: effetti di scala.



# Tipi di suolo: classificazione sintetica in base alla loro origine

**Rocce, massicci  
rocciosi**

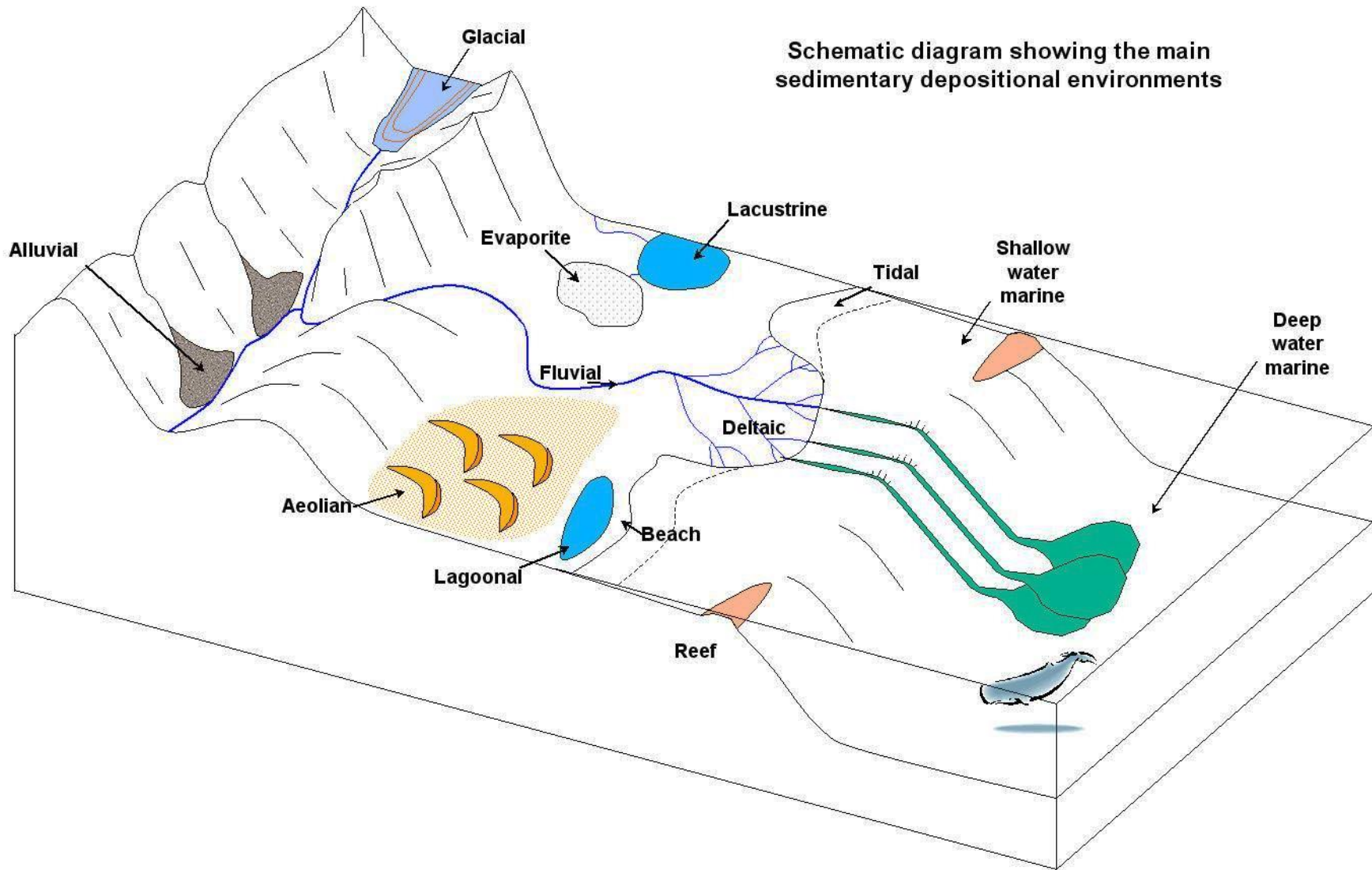
**Suoli residuali :**  
Alterazione in sito della  
stessa matrice rocciosa



**Suoli 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 aluvional

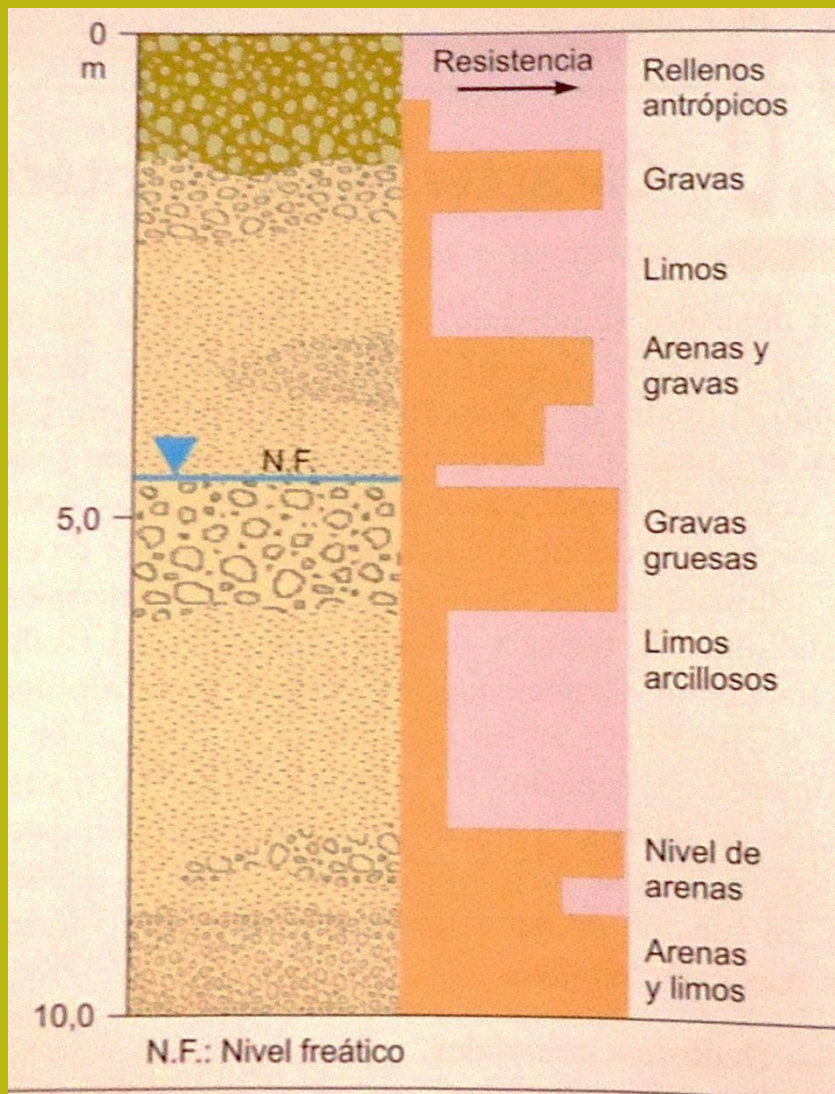
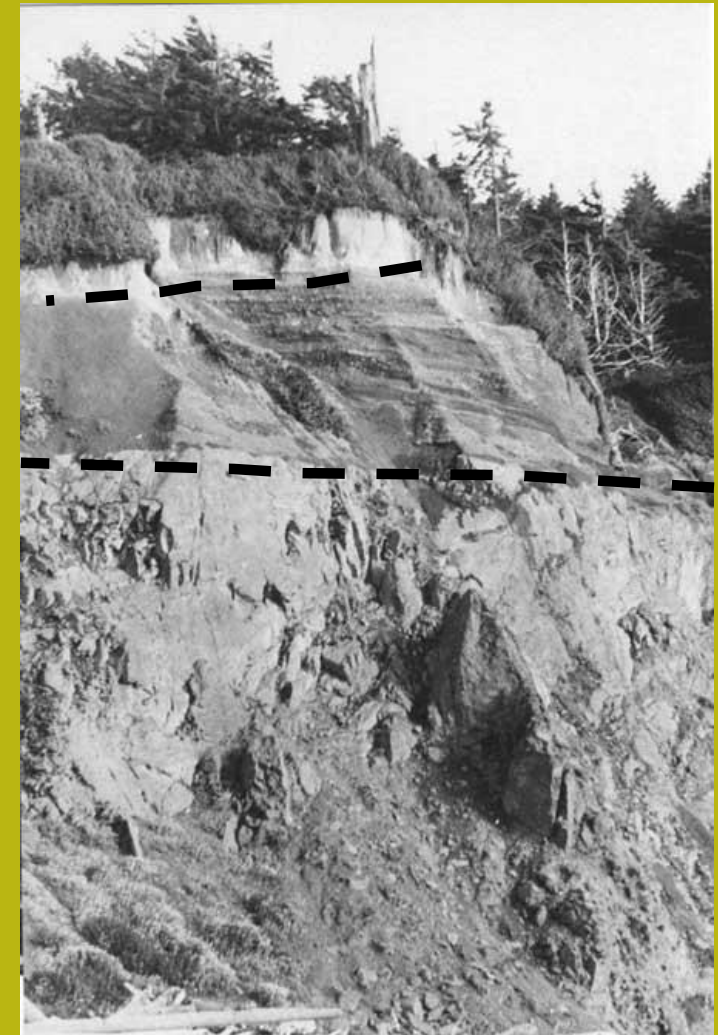
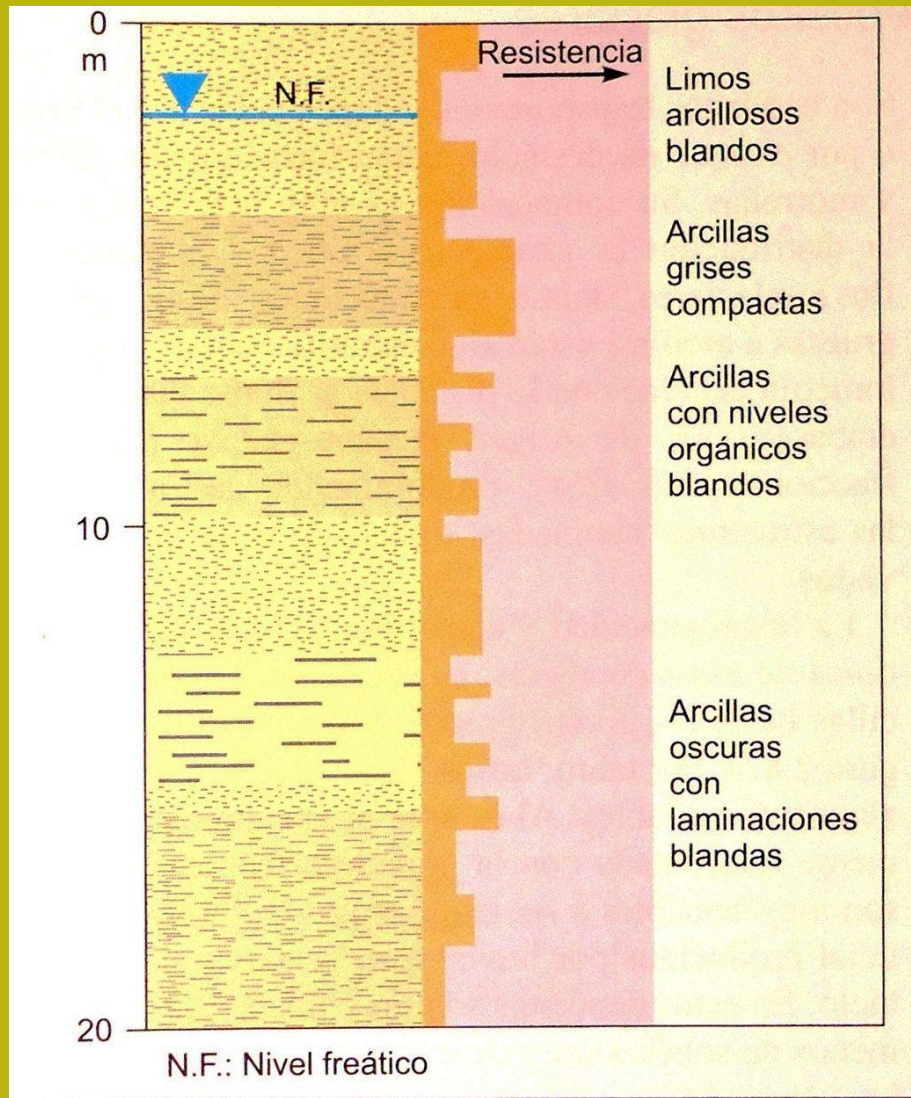


Figura 2.78 Perfil tipo de depósitos aluviales.

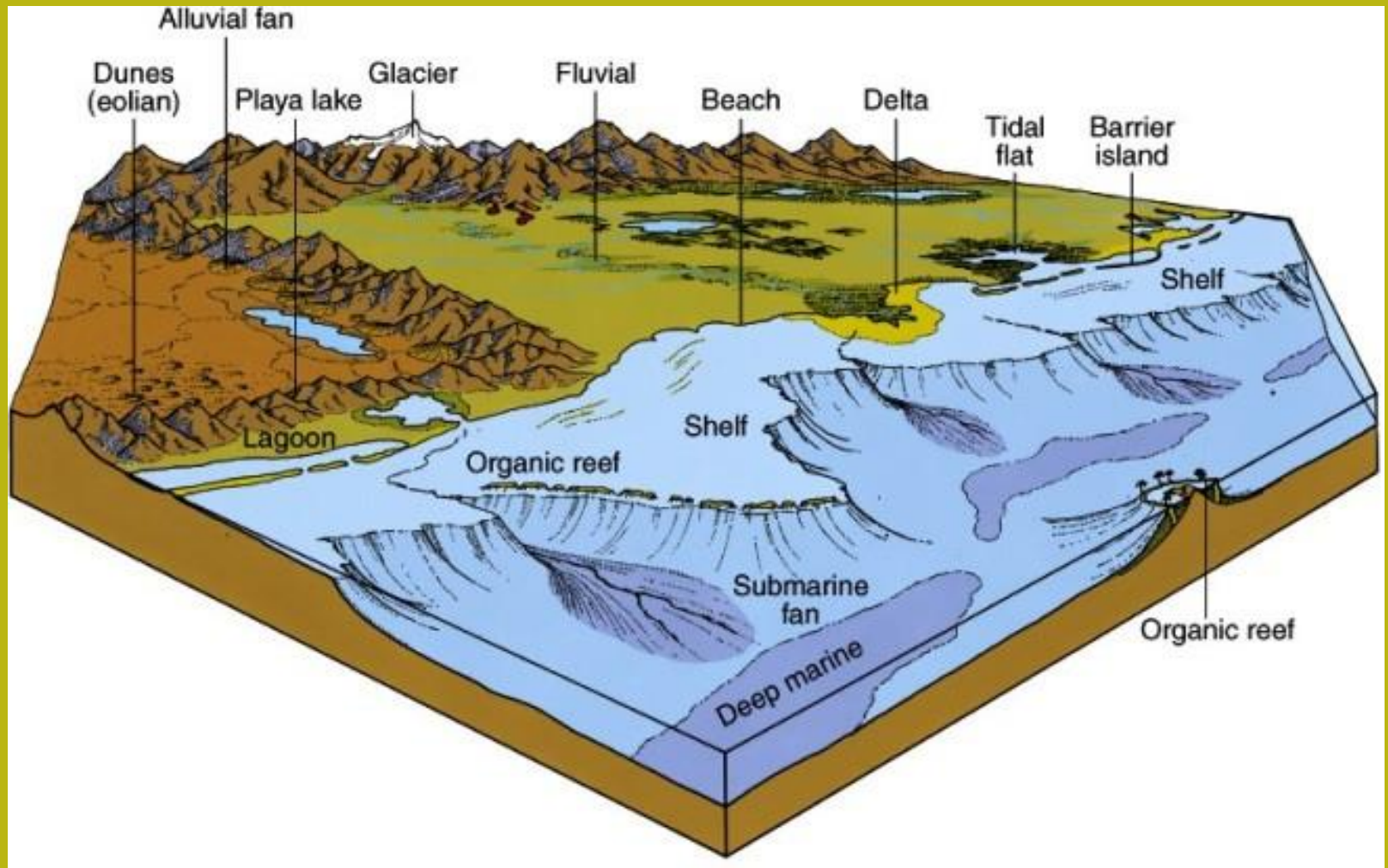


# Deposito sedimentario - ambiente lacustre



**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>

# Alterazione e processo di formazione del suolo Partendo da roccia intatta



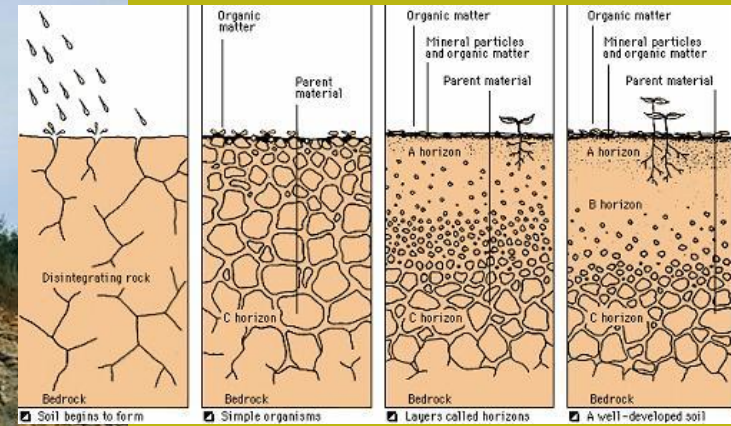
Risultato  
della alterazione



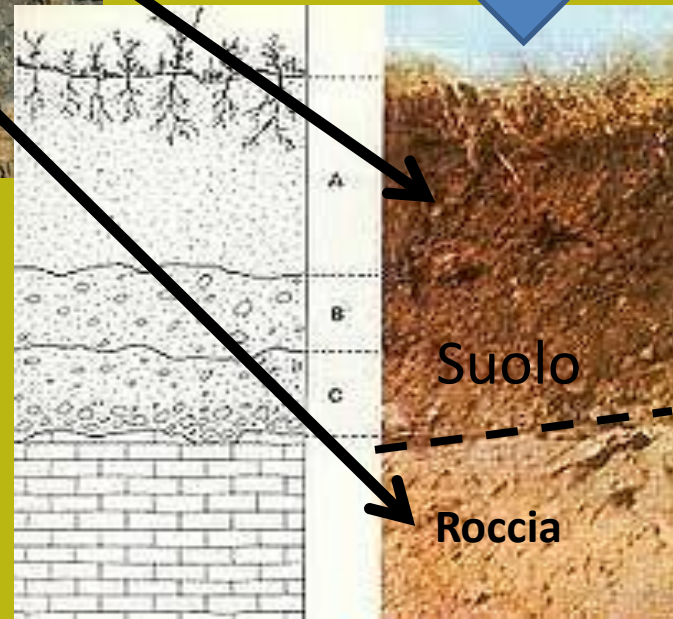
*A causa gelo,  
Cambi di temperatura,  
pioggia, vento,  
azioni biologiche,  
erosione diretta dei flussi  
d'acqua*



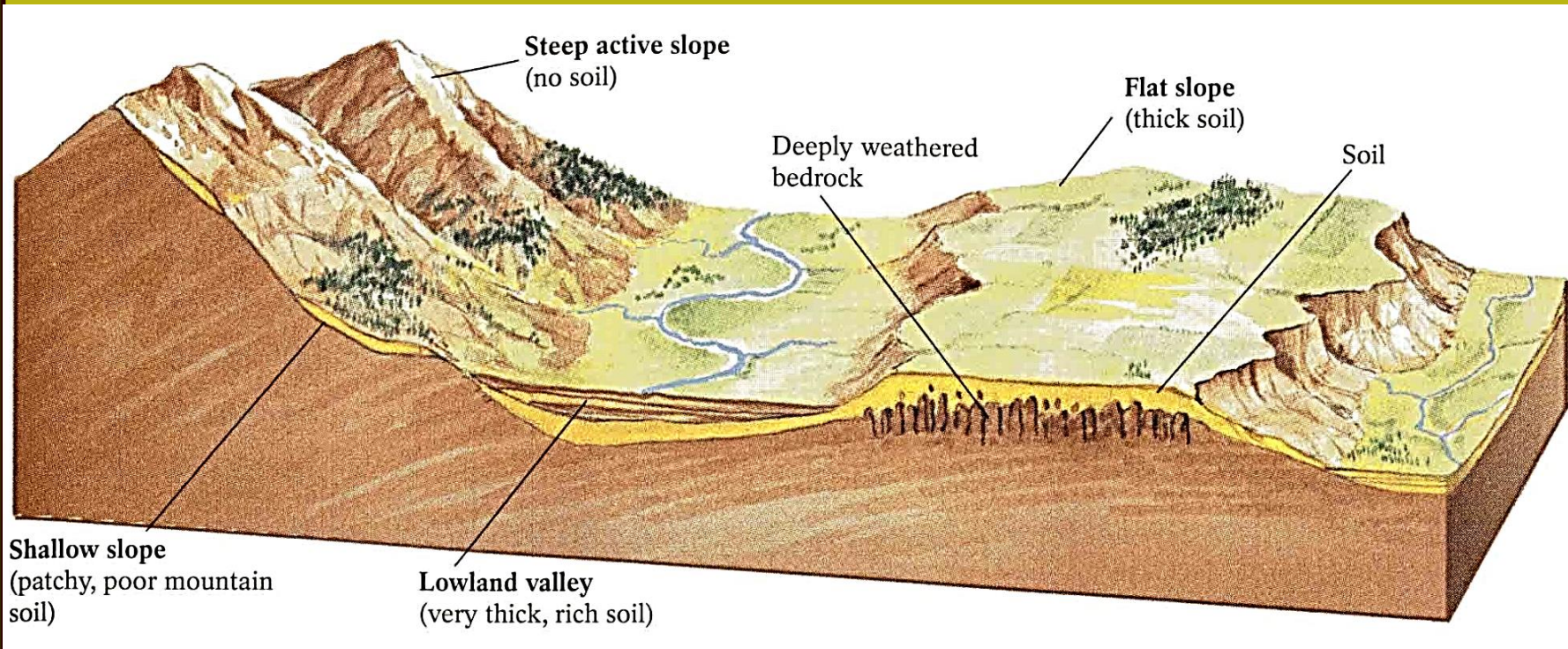
# Processo di formazione del suolo che inizia con l'alterazione in sito delle rocce (Suoli residuali)



Diversi orizzonti di alterazione e trasformazione nel processo formazione del suolo



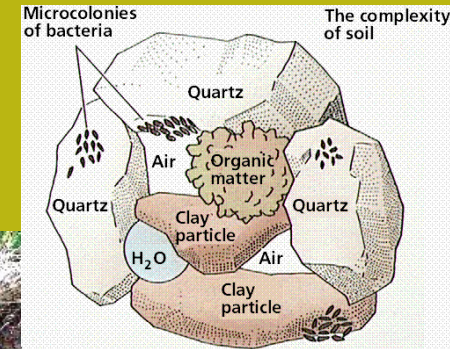
# Processo di formazione del suolo partendo dall'alterazione delle rocce: spessore e processi secondo la posizione morfologica



By [spot.pcc.edu](http://spot.pcc.edu)

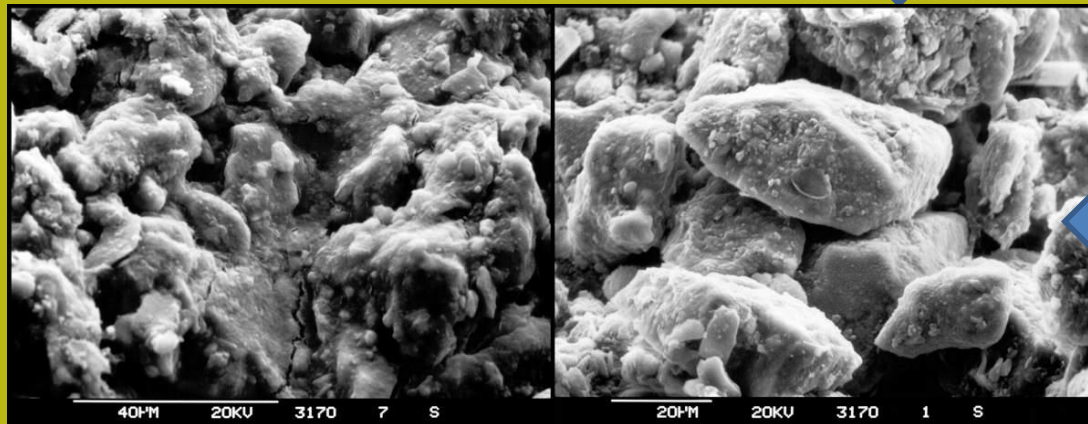
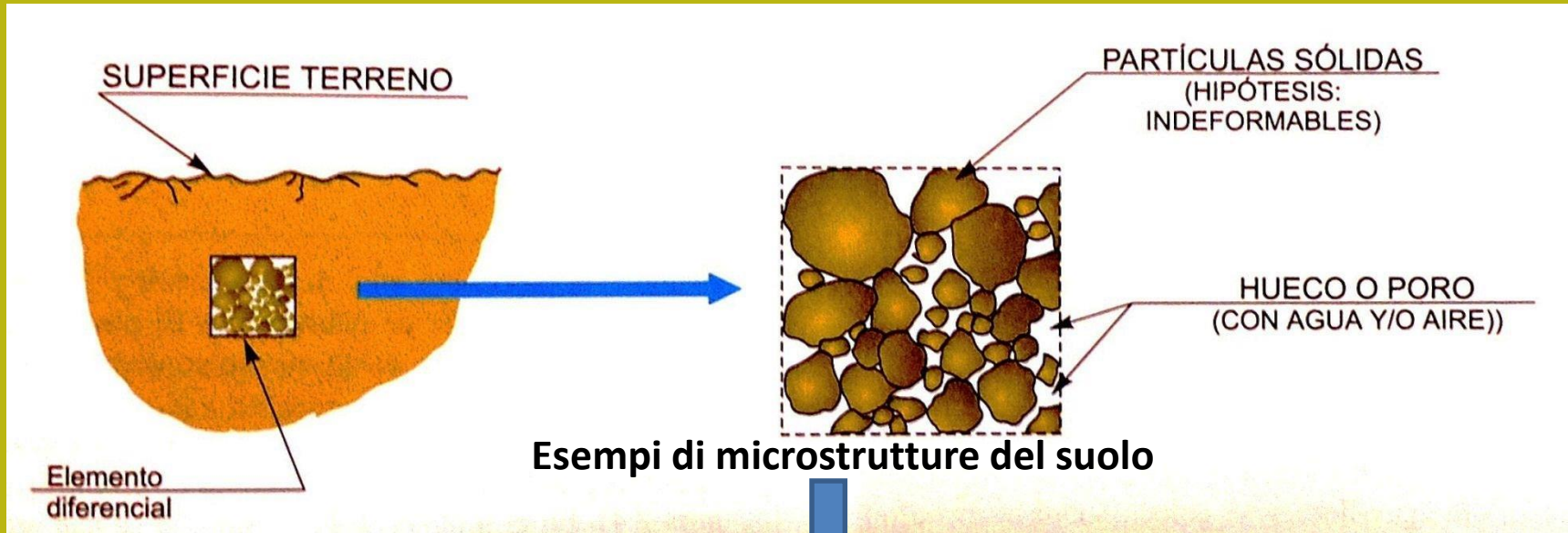
## Composizione del suolo:

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**

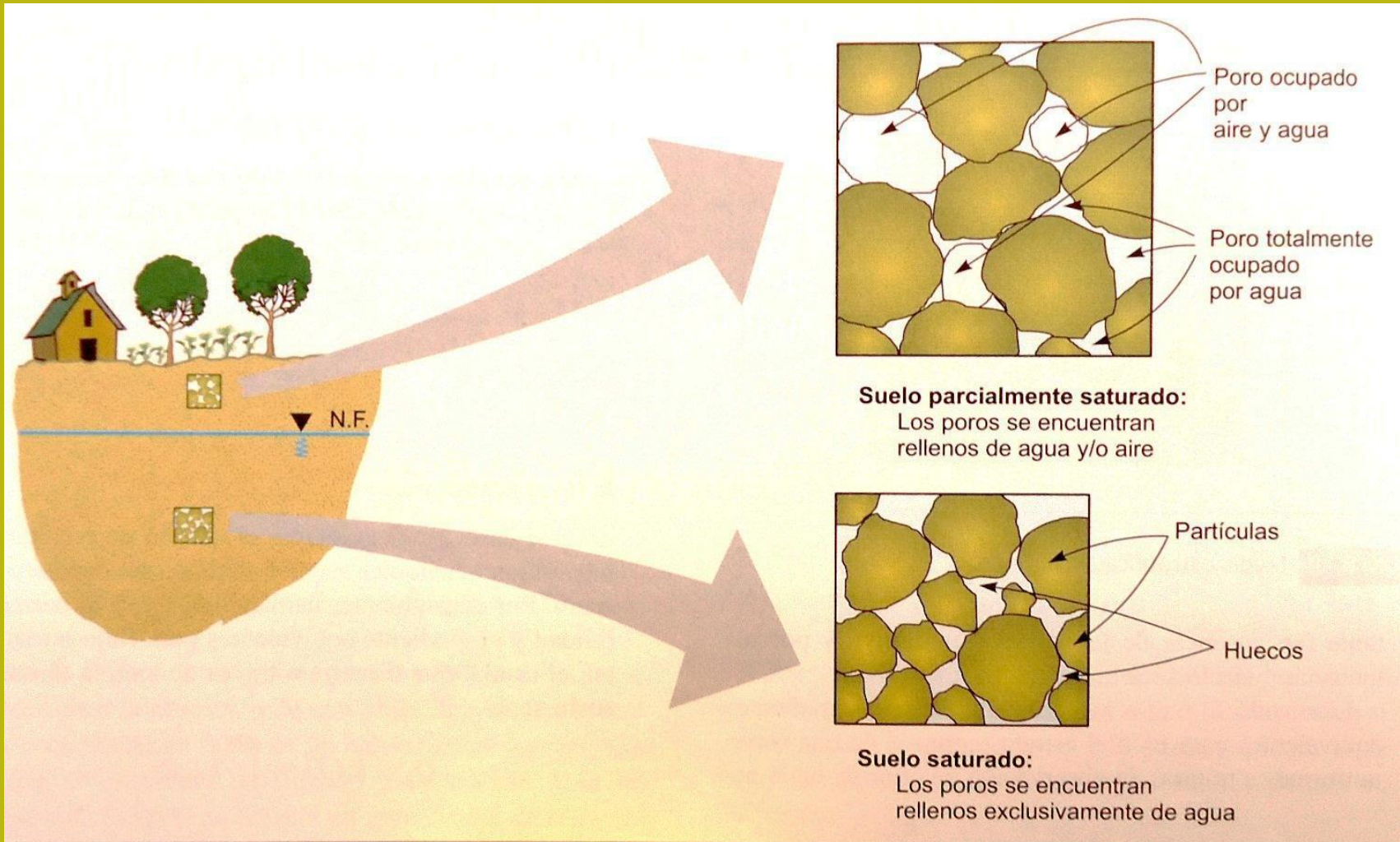
# Composizione e struttura dei terreni e dei sedimenti (non cementati) -1



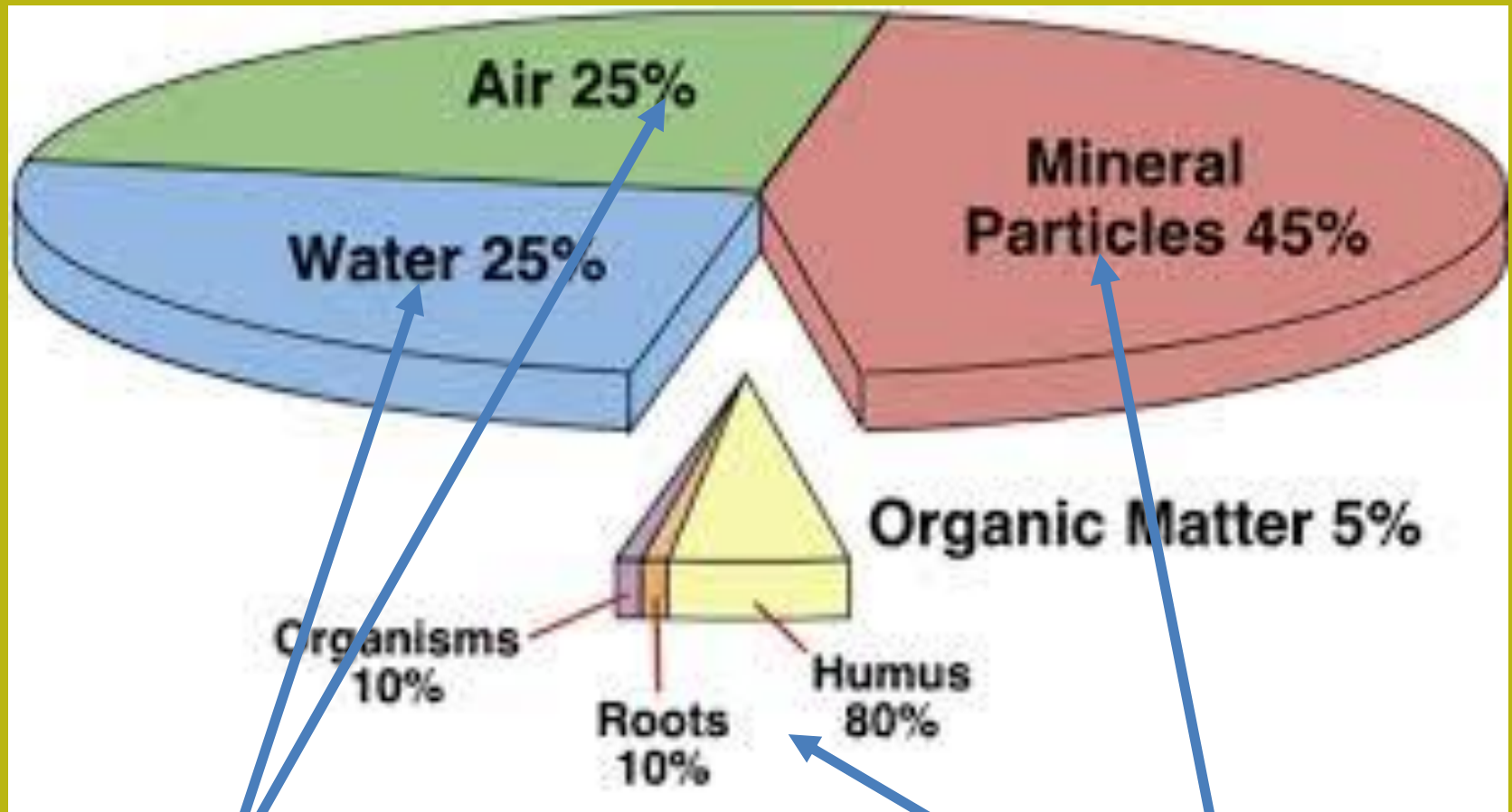


# Composizione e struttura dei suoli -2

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)

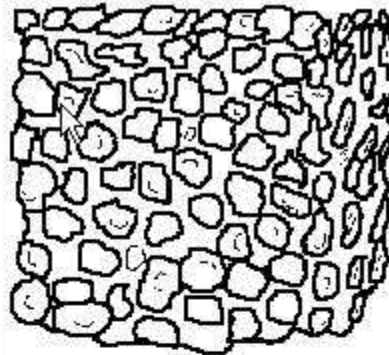
In proporzione variabile.....

solidi

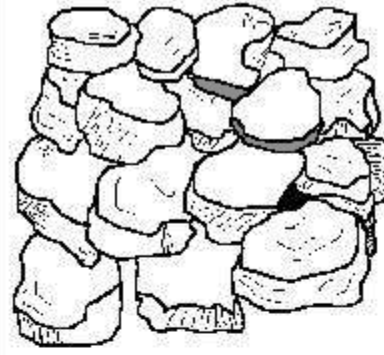
# Meso - struttura (suolo)

I suoli si trovano in Strutture di Aggregati di tipo:

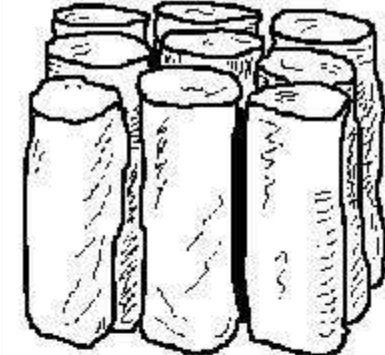
- granulare,
- blocchi,
- prismatico,
- Colonnare,
- laminare,
- Granuli (non aggregati)



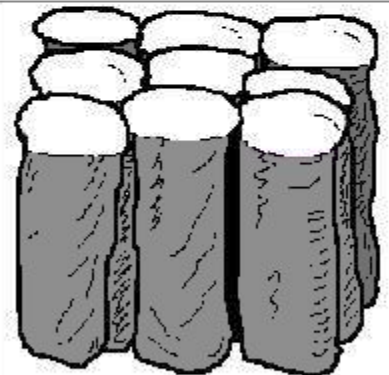
**Granular:** Resembles cookie crumbs and is usually less than 0.5 cm in diameter. Commonly found in surface horizons where roots have been growing.



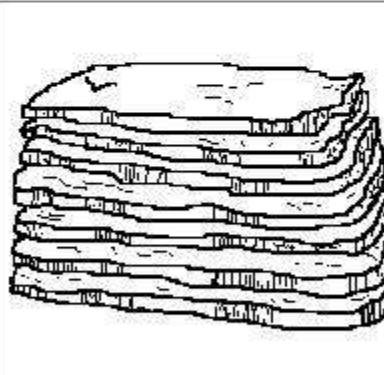
**Blocky:** Irregular blocks that are usually 1.5 - 5.0 cm in diameter.



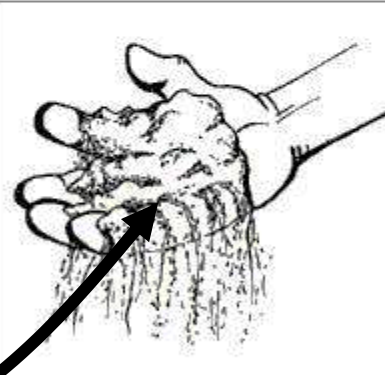
**Prismatic:** Vertical columns of soil that might be a number of cm long. Usually found in lower horizons.



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



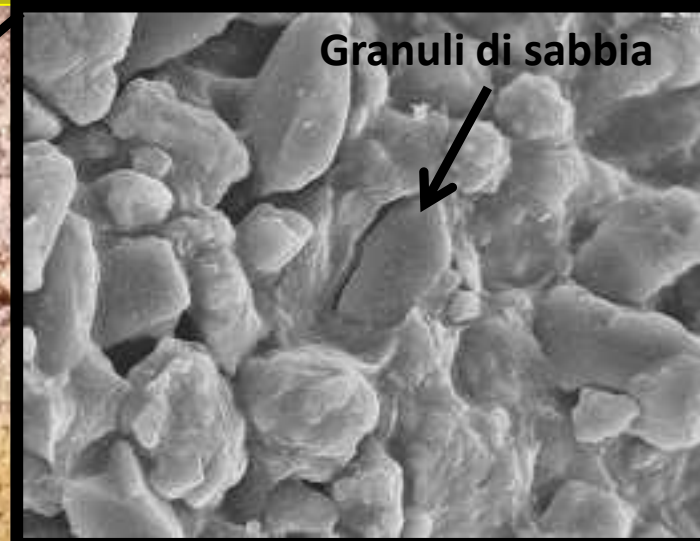
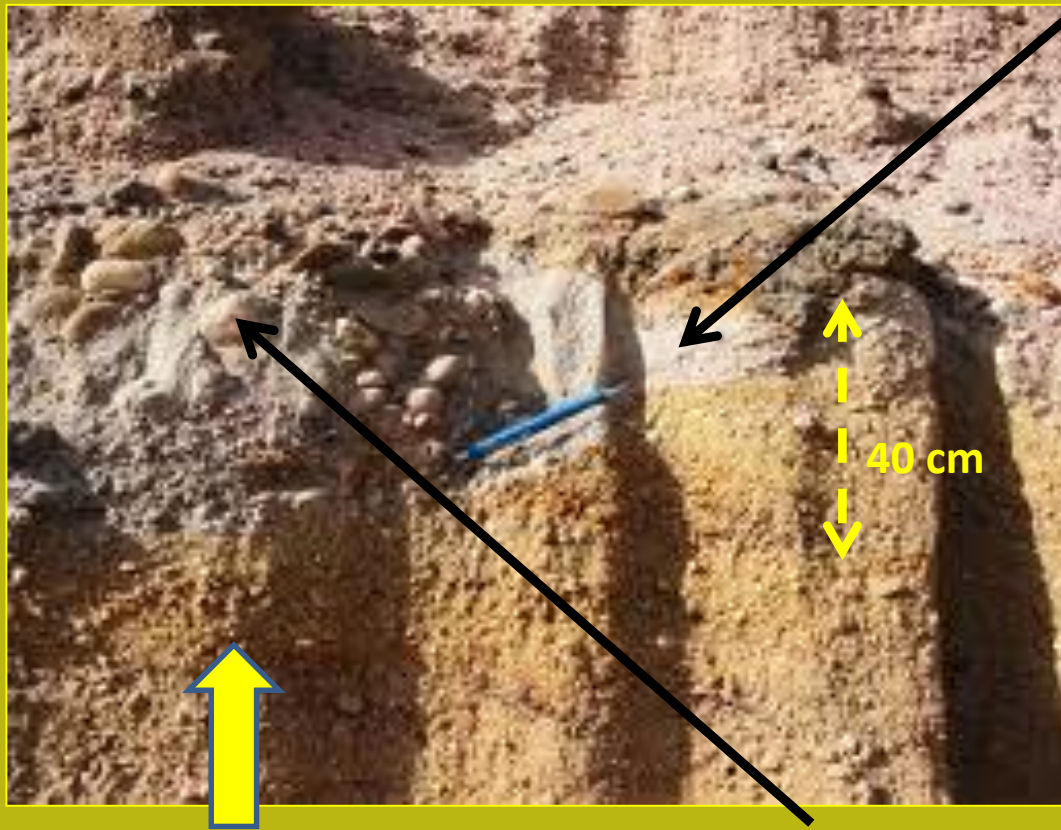
**Platy:** Thin, flat plates of soil that lie horizontally. Usually found in compacted soil.



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

[Soil Science Society of America](#)

# Macro-Struttura del suolo -1



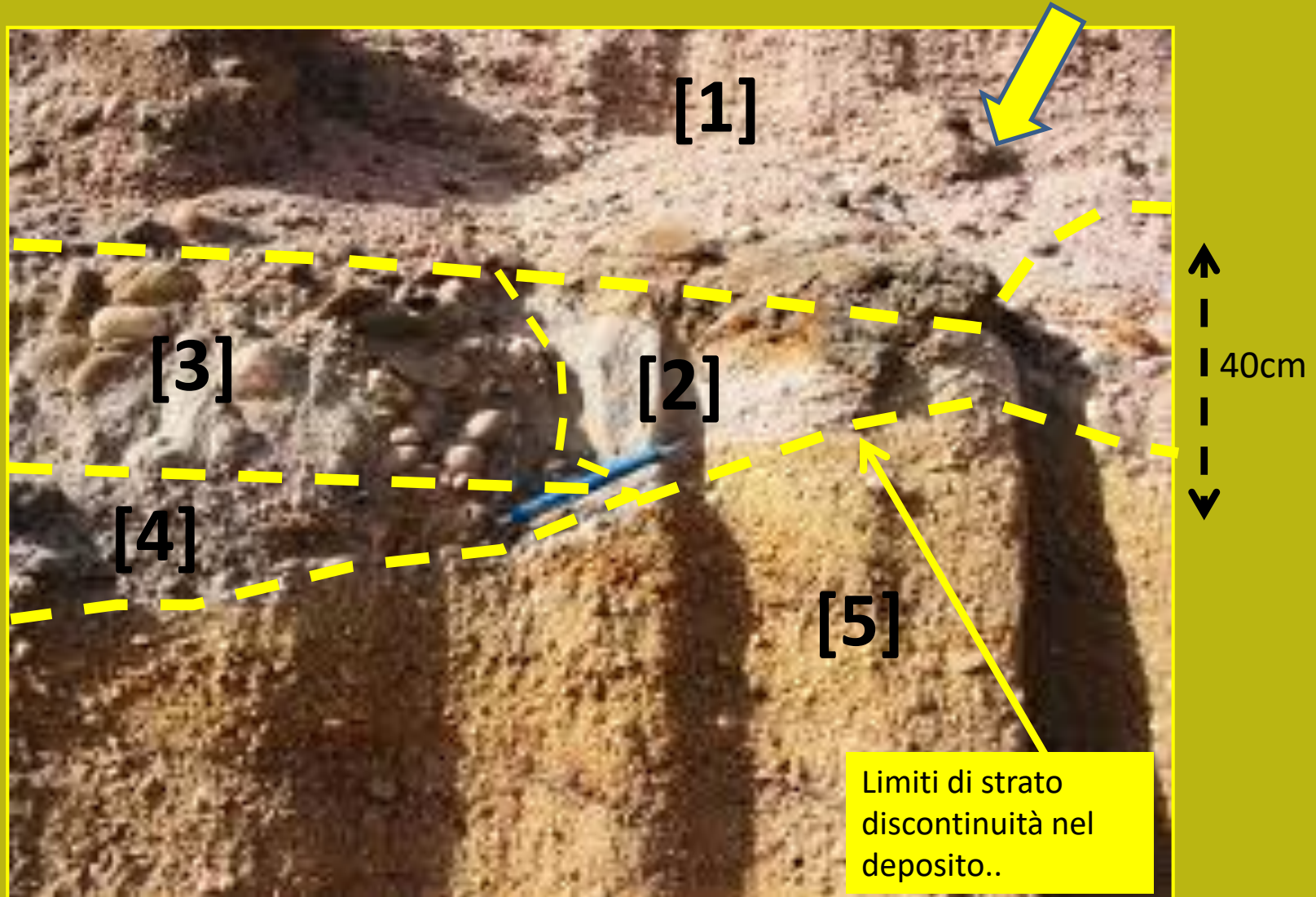
*La struttura dei depositi sedimentari dipende dal processo di sedimentazione, dall'energia, dal tipo di materiale e dalle dimensioni dei clasti trasportati e depositati.*

**Blocchi in un lente di sabbia**

**Blocchi dentro matrice di sabbia e argilla**

## Macro-Estruttura del suolo - 2

*La macrostruttura di un suolo è un insieme di orizzonti e strati in cui il materiale è relativamente omogeneo da un punto di vista fisico-meccanico*



## 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' fondamentali	Nome	Simbolo
Massa [M]	<i>Kilogrammo= 10<sup>3</sup> g</i>	<b>Kg</b>
	<i>grammo</i>	<b>g</b>
	<i>Mega-grammo=10<sup>6</sup> g</i>	<b>Mg</b>
Tempo [T]	<i>secondo</i>	<b>s</b>
Lunghezza [L]	<i>Metro</i>	<b>m</b>
	<i>Centímetro=10<sup>-2</sup> m</i>	<b>cm</b>
Area [L <sup>2</sup> ]	<i>Metro quadrato</i>	<b>m<sup>2</sup></b>
	<i>Centímetro quadrato</i>	<b>cm<sup>2</sup></b>
Volume [L <sup>3</sup> ]	<i>Metro cubico</i>	<b>m<sup>3</sup></b>
	<i>Centímetro cubico</i>	<b>cm<sup>3</sup></b>

[http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema\\_Internacional\\_de\\_Unidades](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 <sup>-2</sup> ]	<i>Newton</i>	<b>N</b>
	<i>Kilonewton = 10<sup>3</sup> N</i>	<b>kN</b>
	<i>Meganewton = 10<sup>6</sup> N</i>	<b>MN</b>
Pressione	<i>Pascal = 1 N/m<sup>2</sup></i>	<b>Pa</b>
	<i>kiloPascal = 10<sup>3</sup> Pa</i>	<b>kPa</b>
	<i>Megapascal = 10<sup>6</sup> Pa</i>	<b>MPa</b>
Densità' [M L <sup>-3</sup> ]	<i>Gramos por centímetro cubico</i>	<b>g/cm<sup>3</sup></b>
	<i>Megagramos por metro cubico</i>	<b>Mg/m<sup>3</sup></b>
Peso unitario ( forza peso pe unità' di volume )	<i>kiloNewton por metro cubico</i>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>

[https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema\\_internazionale\\_di\\_unit%C3%A0\\_di\\_misura](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	$\mu$	$0.000001 = 10^{-6}$
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) ...

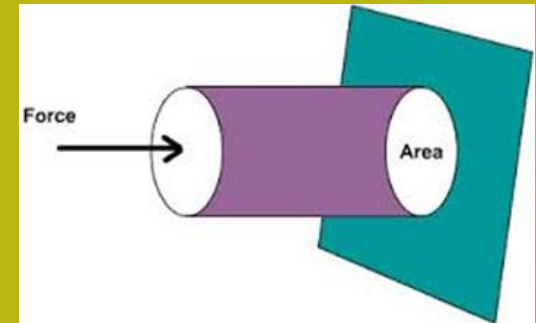
## Esempi di unità ibride

**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<sup>2</sup> , ovvero 1.5 kg sopra un centimetro quadrato di 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<sup>2</sup> o T/m<sup>2</sup>**



**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 e ibride: conversione

si tenemo una pressione equivalente

**PRESSIONE:** se abbiamo una pressione equivalentea  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  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  $1.8 \text{ Mg/m}^3$  ..  
Qual è la densità  $\text{g/cm}^3$  e il peso unitario in  $\text{kN/m}^3$  ?

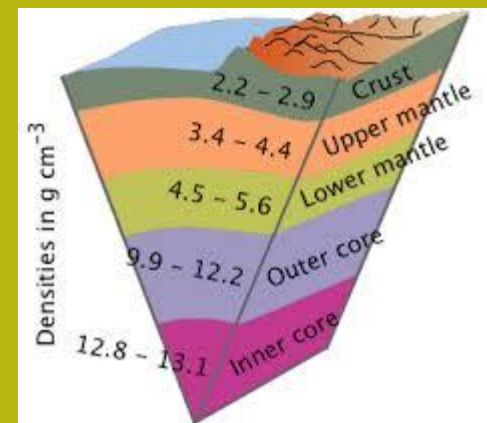
Risposta:

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

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



Densità dei vari strati della terra



# Conversione da Imperial Units to SI Units (in geomeccanica)

A copy of the SI (Modern Metric) Conversion Factors table may be found at:  
<http://www.fhwa.dot.gov/publications/convtabl.cfm>

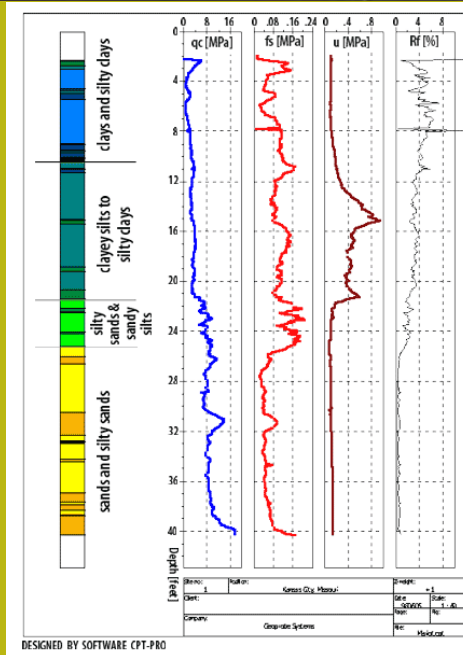
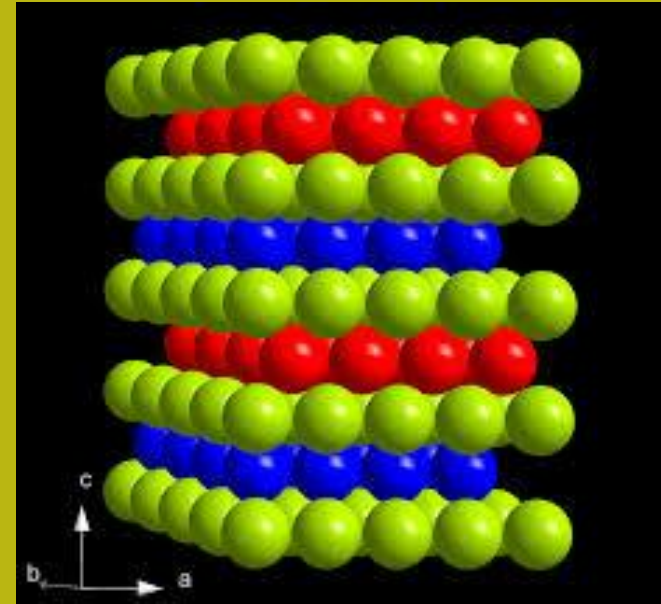
## CONVERSION FACTORS

Approximate Conversions to SI Units			Approximate Conversions from SI Units		
When you know	Multiply by	To find	When you know	Multiply by	To find
(a) Length					
inch	25.4	millimeter	millimeter	0.039	inch
foot	0.305	meter	meter	3.28	foot
yard	0.914	meter	meter	1.09	yard
mile	1.61	kilometer	kilometer	0.621	mile
(b) Area					
square inches	645.2	square millimeters	square millimeters	0.0016	square inches
square feet	0.093	square meters	square meters	10.764	square feet
acres	0.405	hectares	hectares	2.47	acres
square miles	2.59	square kilometers	square kilometers	0.386	square miles
(c) Volume					
fluid ounces	29.57	milliliters	milliliters	0.034	fluid ounces
gallons	3.785	liters	liters	0.264	gallons
cubic feet	0.028	cubic meters	cubic meters	35.32	cubic feet
cubic yards	0.765	cubic meters	cubic meters	1.308	cubic yards
(d) Mass					
ounces	28.35	grams	grams	0.035	ounces
pounds	0.454	kilograms	kilograms	2.205	pounds
short tons (2000 lb)	0.907	megagrams (tonne)	megagrams (tonne)	1.102	short tons (2000 lb)
(e) Force					
pound	4.448	Newton	Newton	0.2248	pound
(f) Pressure, Stress, Modulus of Elasticity					
pounds per square foot	47.88	Pascals	Pascals	0.021	pounds per square foot
pounds per square inch	6.895	kiloPascals	kiloPascals	0.145	pounds per square inch
(g) Density					
pounds per cubic foot	16.019	kilograms per cubic meter	kilograms per cubic meter	0.0624	pounds per cubic foot
(h) Temperature					
Fahrenheit temperature(°F)	5/9(°F- 32)	Celsius temperature(°C)	Celsius temperature(°C)	9/5(°C)+ 32	Fahrenheit temperature(°F)

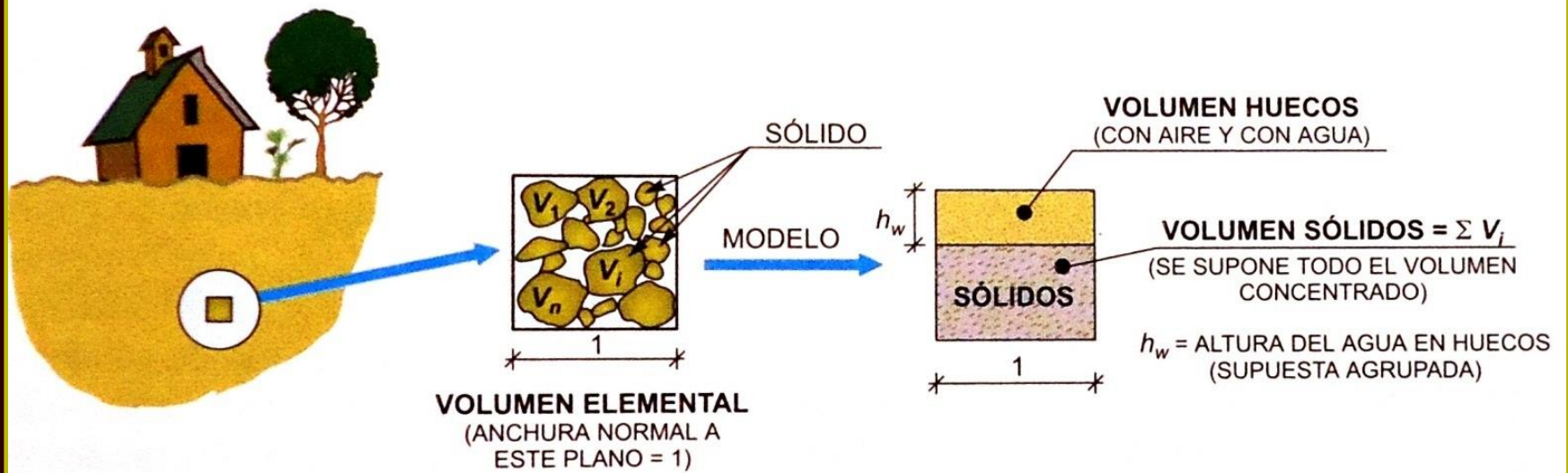
- Notes: 1) The primary metric (SI) units used in civil engineering are meter (m), kilogram (kg), second(s), newton (N) and pascal (Pa=N/m<sup>2</sup>).  
 2) In a "soft" conversion, an English measurement is mathematically converted to its exact metric equivalent.  
 3) In a "hard" conversion, a new rounded metric number is created that is convenient to work with and remember.

[https://en.wikipedia.org/wiki/International\\_System\\_of\\_Units](https://en.wikipedia.org/wiki/International_System_of_Units)

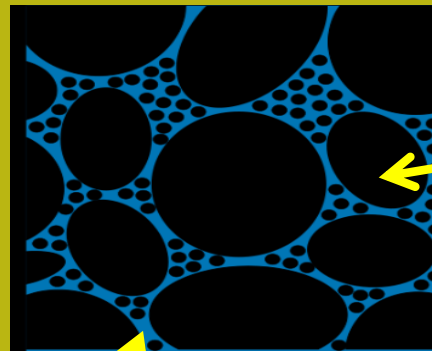
# C) Proprietà fisiche dei geomateriali



# Geomateriali come mezzi porosi -1

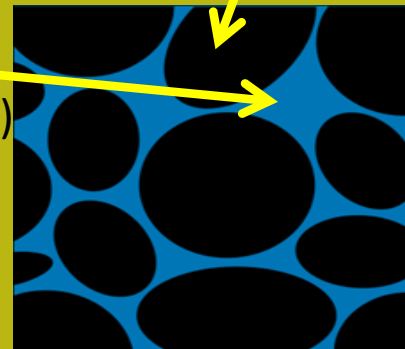


I **geomateriali** sono mezzi porosi. Ossia un insieme di particelle solide circondate da vuoti



Solido (colore nero)

Acqua, aria (colore azzurro)



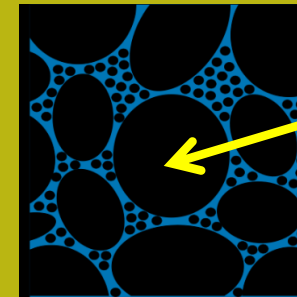
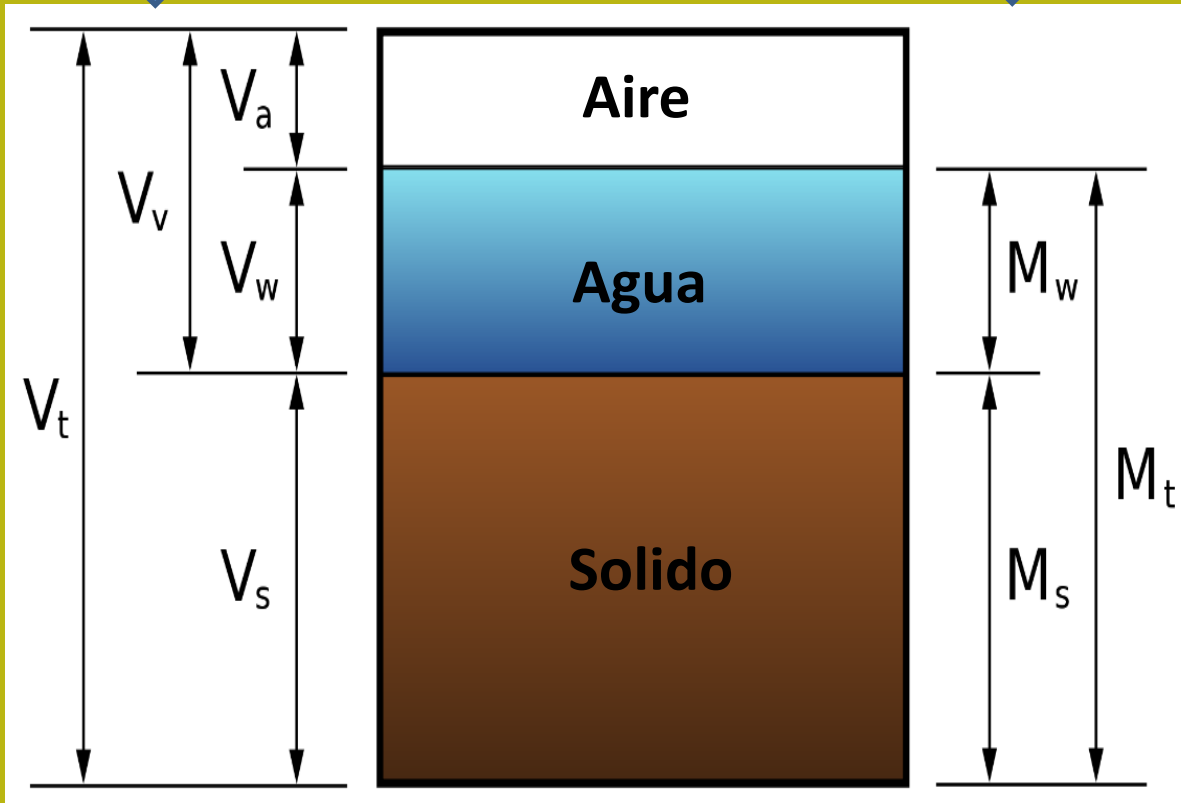
# Geomateriali come mezzi porosi -2

Frazioni misurate  
come volume

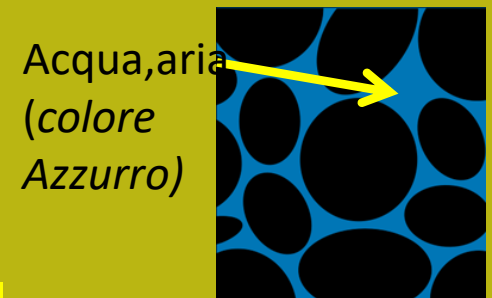
Frazioni misurate  
come massa

$V_s$ =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).

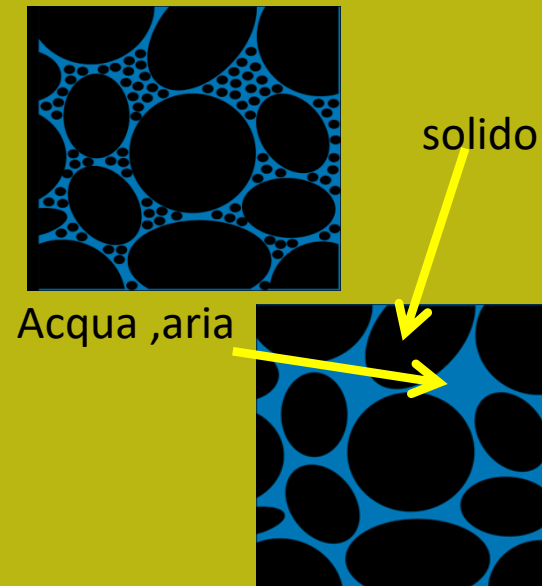
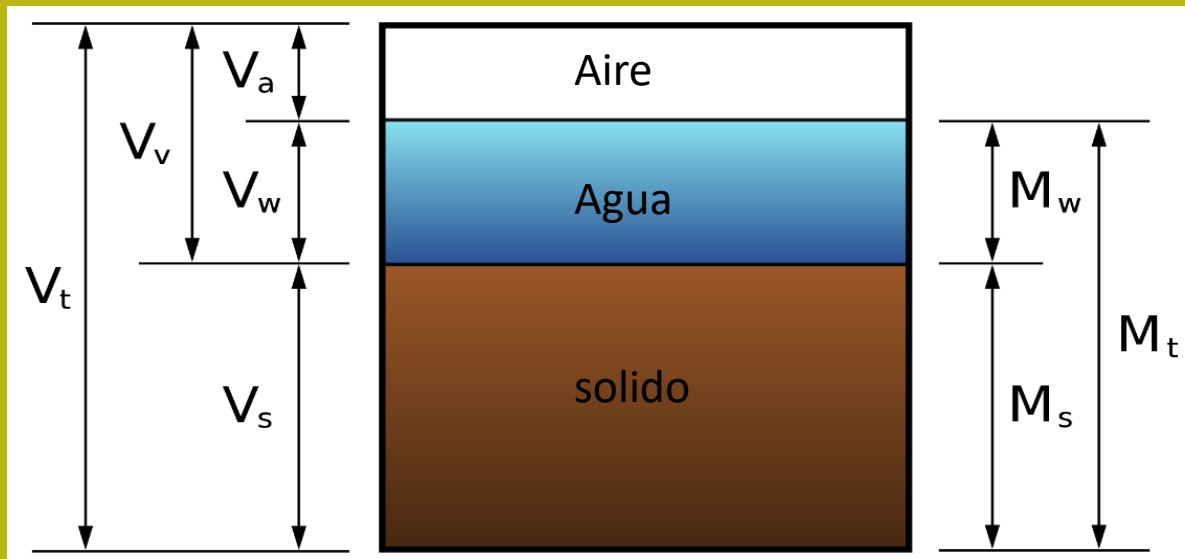


Diagramma di fase in un mezzo poroso



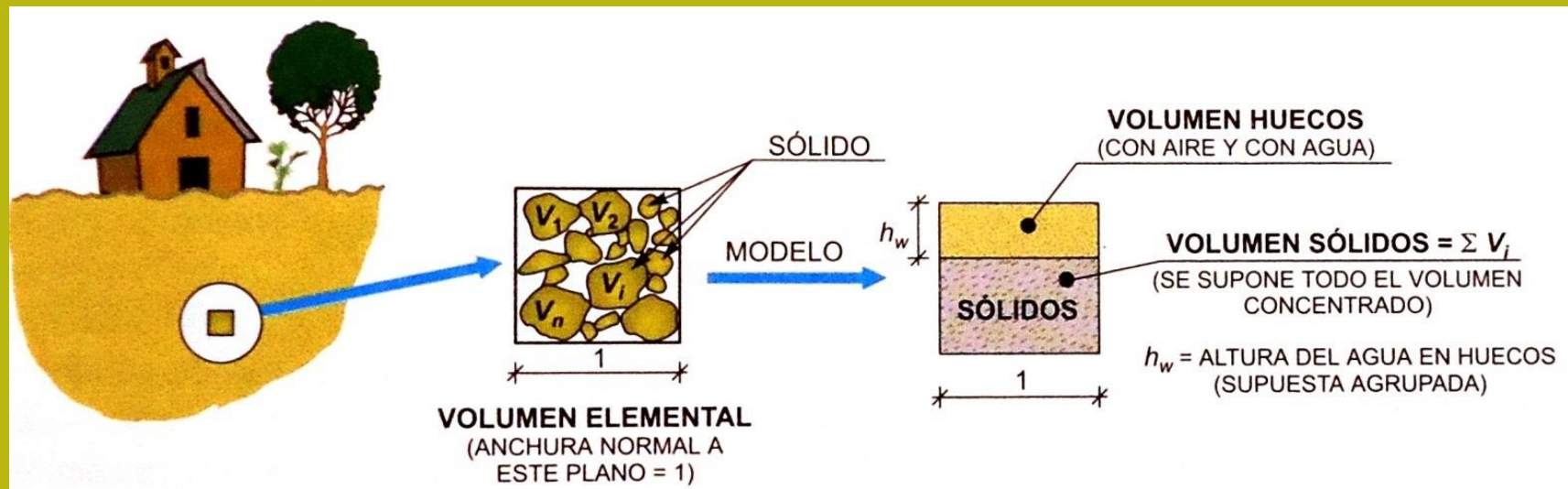
## Indice di vuoto e di porosità

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 ,  $\phi$  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.

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



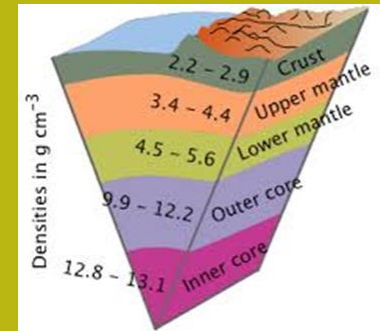
## Propiedades físicas de lo geomateriales-2

La densità è la massa per unità di volume di un materiale. Il simbolo di densità è  $\rho$  (*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/cm<sup>3</sup>)

Densidad de la varias capas de la tierra



Ma in geotecnica si usa preferibilmente la definizione di peso unitario  $\gamma$ .

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



$\gamma$  quindi è il peso unitario (peso della forza per unità di volume), ( en **kN/m<sup>3</sup>**),  $\rho$  è la densità del materiale (Mg/m<sup>3</sup>),  **$g$**  è l'accelerazione della gravità sulla terra (il tasso di variazione della velocità di un corpo in caduta libera, in (m/s<sup>2</sup>) che 9.8067 m/s<sup>2</sup> (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  $\gamma_w$  è allora: **9.81 kN/m<sup>3</sup>**

# Proprietà fisiche dei geomateriali

Tabla con valores de  
Densidad y peso unitario  
de geomateriales

Materiale	Densita' (g/cm <sup>3</sup> )	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )
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**

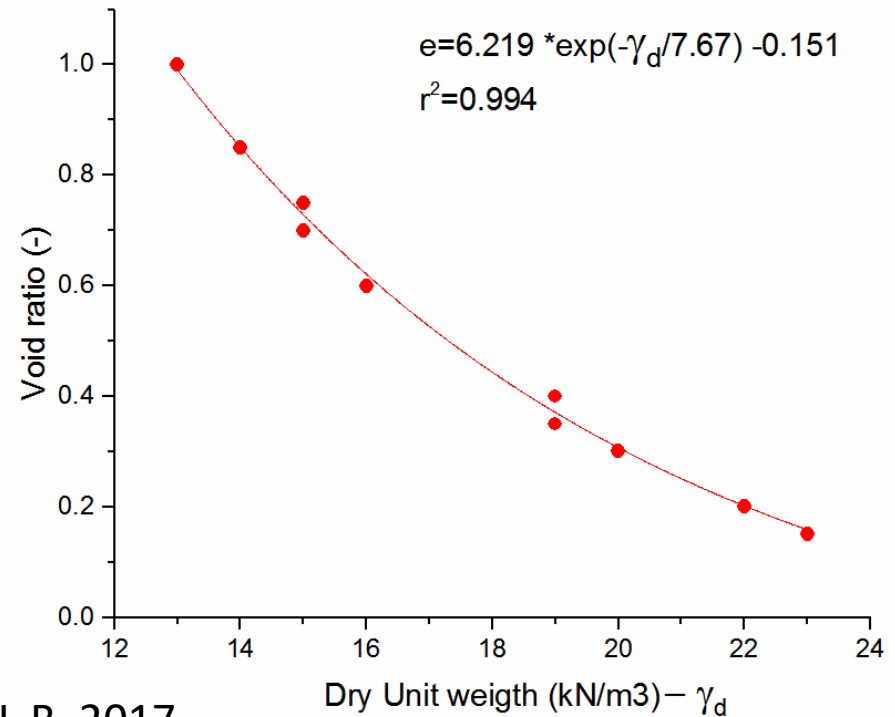
	<i>Type</i>	<i>Soil description</i>	<i>Unit weight range (kN/m<sup>3</sup>)</i>	
			<i>Dry</i>	<i>Saturated</i>
<b>aggregati di frammenti di rocce</b>	<i>Cohesionless</i>	Soft sedimentary	12	18
	Compacted broken rock	(chalk, shale, siltstone, coal)		
		Hard sedimentary (Conglomerate, sandstone)	14	19
		Metamorphic	18	20
<b>Sabbie e ghiaie</b>		Igneous	17	21
	<i>Cohesionless</i>	Very loose	14	17
	Sands and gravels	Loose	15	18
		Medium dense	17	20
		Dense	19	21
<b>sabbia</b>		Very dense	21	22
	<i>Cohesionless</i>	Loose – Uniformly graded	14	17
	Sands	Loose – Well graded	16	19
		Dense – Uniformly graded	18	20
		Dense – Well graded	19	21
<b>Suoli argillosi coesivi</b>	<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 $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	
	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  $\theta$  , 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,  $\theta$** , è definito matematicamente come:

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

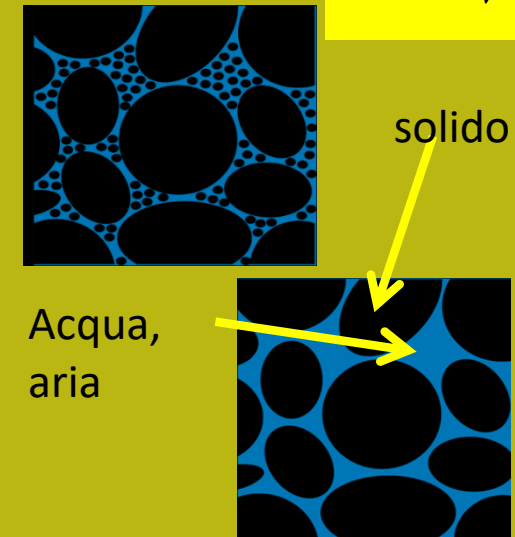
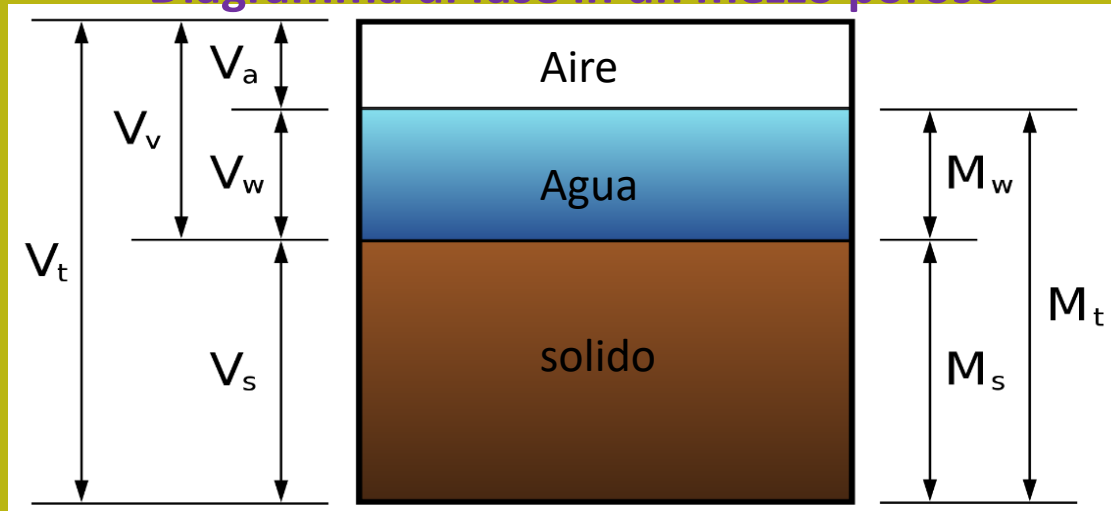
(nota bene: espresso come una frazione  $m^3/m^3$  e' ADIMENSIONALE , e *moltiplicato per 100 è espresso come%*)

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



## Densità' 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.)<sup>a</sup>

Relative Density, $D_r$ (%)	Classification
0 - 15	Very loose
15 - 35	Loose
35 - 65	Medium dense <sup>b</sup>
65 - 85	Dense
85 - 100	Very dense



**densità  
crescente**

## Gravita' specifica, $G_s$

La gravedad especifica,  $G_s$ , 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

$\rho_w$  densita' acqua

$\rho_s$  densita' del solido

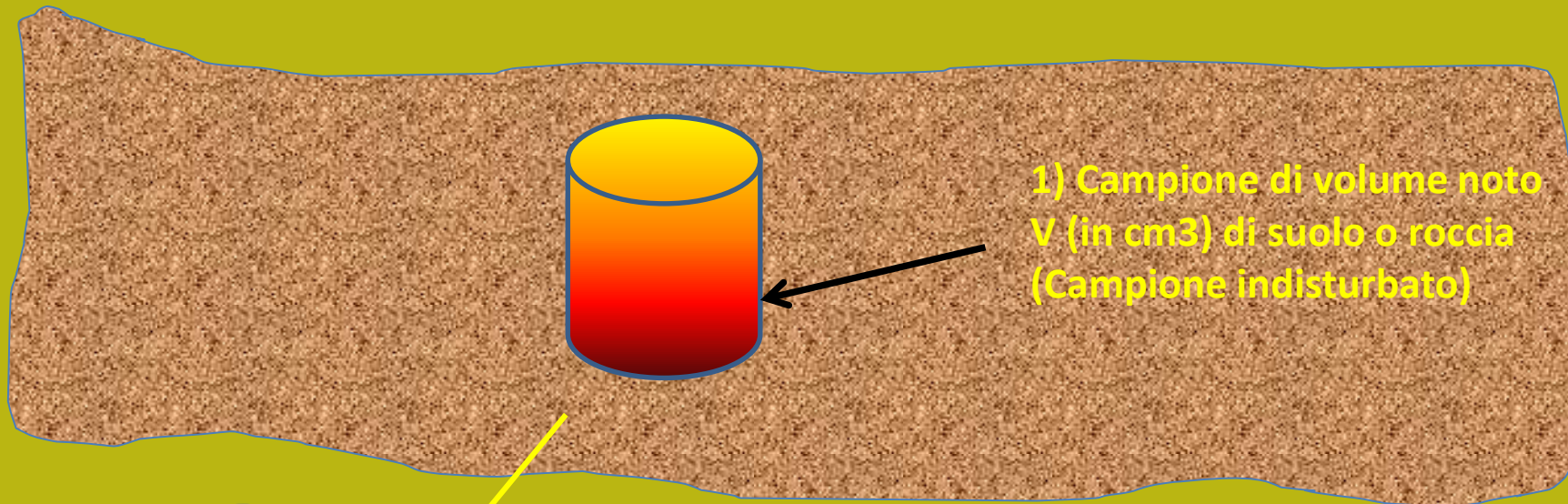
*In pratica  $G_s$  è anche equivalente, numericamente, alla densità media delle particelle che costituiscono il mezzo poroso (il componente del vuoto viene quindi escluso)*



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



2) bilancia di precisione per Misurare la massa totale M (in grammi)

3) Calcolo la densità e peso unitario

$$\rho = \frac{M}{V} \text{ (g/cm}^3 \text{)}$$

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

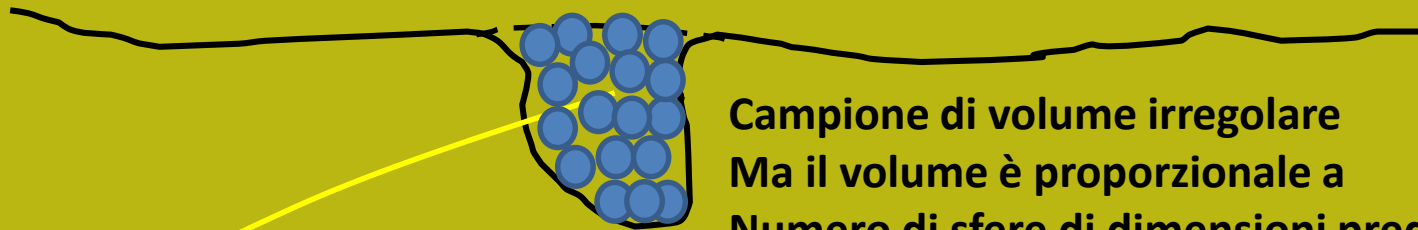
# Come vengono misurati la densità e il peso unitario - 2

Con Sfere di polistirolo

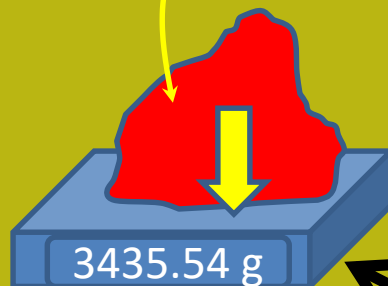


Condizioni particolari:

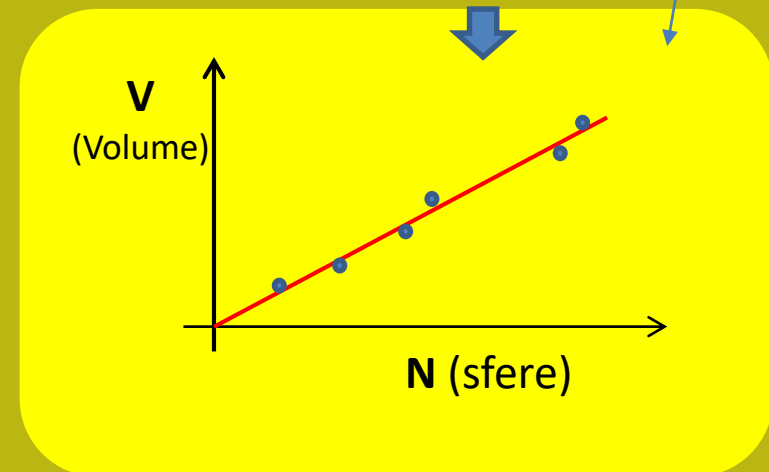
- 1) Difficoltà nel prendere un campione di volume noto: ci sono tecniche particolari per prelevare campioni di qualsiasi volume, e Misurare il volume reale del campione ...



Campione di volume irregolare  
Ma il volume è proporzionale a  
Numero di sfere di dimensioni predefinite  
(fare una curva di calibrazione)



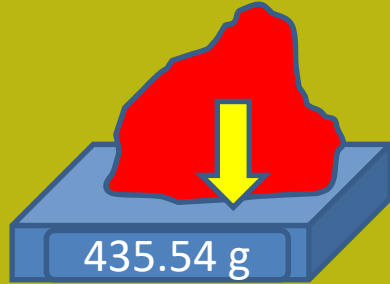
Misura di  
Massa del campione  
anche se è irregolare



Come viene misurato il contenuto di umidità naturale

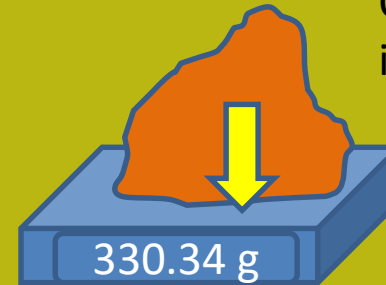
$$w(\%) = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

campione a umidità naturale



24 horas a 105°C

Campione essiccato in forno a 105°



Entonces:

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

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

# 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, $\gamma$	
	Non saturo	saturo
	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
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 differenti livelli di contenuto di acqua (volumetrico) fino a saturazione

BY. L Borselli (2017, 21)

Gs 2.7			Water content as fraction by mass (Mw/Ms)										$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e}$
porosity (-)	e (-)	Dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	0.05	0.1	0.15	0.2	0.23	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )
0.583	1.4	11.04	11.59	12.14	12.69	13.24	13.57	14.35	14.90	15.45	16.00	16.55	16.76
0.565	1.3	11.52	12.09	12.67	13.24	13.82	14.16	14.97	15.55	16.12	16.70		17.06
0.545	1.2	12.04	12.64	13.24	13.85	14.45	14.81	15.65	16.25	16.86			17.39
0.524	1.1	12.61	13.24	13.87	14.50	15.14	15.51	16.40	17.03	17.66			17.75
0.500	1	13.24	13.91	14.57	15.23	15.89	16.29	17.22	17.88				18.15
0.474	0.9	13.94	14.64	15.33	16.03	16.73	17.15	18.12					18.59
0.444	0.8	14.72	15.45	16.19	16.92	17.66	18.10						19.08
0.412	0.7	15.58	16.36	17.14	17.92	18.70	19.16						19.62
0.375	0.6	16.55	17.38	18.21	19.04	19.87							20.23
0.333	0.5	17.66	18.54	19.42	20.31								20.93
0.286	0.4	18.92	19.87	20.81									21.72
0.231	0.3	20.37	21.39	22.41									22.64
0.167	0.2	22.07	23.18										23.71
0.091	0.1	24.08											24.97
0.048	0.05	25.23											25.69

Vedasi anche: <https://nptel.ac.in/content/storage2/courses/105103097/web/chap2final/s1.htm>

**Esempio di applicazione: misuriamo un contenuto di umidità prossimo al 20% e un peso unitario prossimo a 17.6. Qual è una accettabile stima del peso unitario a saturazione ?**

BY. L Borselli (2017, 21)

Gs 2.7			Water content as fraction by mass (Mw/Ms)										$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e}$
porosity (-)	e (-)	Dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	0.05	0.1	0.15	0.2	0.23	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	Saturated unit weight (kN/m <sup>3</sup> )
0.583	1.4	11.04	11.59	12.14	12.69	13.24	13.57	14.35	14.90	15.45	16.00	16.55	16.76
0.565	1.3	11.52	12.09	12.67	13.24	13.82	14.16	14.97	15.55	16.12	16.70		17.06
0.545	1.2	12.04	12.64	13.24	13.85	14.45	14.81	15.65	16.25	16.86			17.39
0.524	1.1	12.61	13.24	13.87	14.50	15.14	15.51	16.40	17.03	17.66			17.75
0.500	1	13.24	13.91	14.57	15.23	15.89	16.29	17.22	17.88				18.15
0.474	0.9	13.94	14.64	15.33	16.03	16.73	17.15	18.12					18.59
0.444	0.8	14.72	15.45	16.19	16.92	17.66	18.10						19.08
0.412	0.7	15.58	16.36	17.14	17.92	18.70	19.16						19.62
0.375	0.6	16.55	17.38	18.21	19.04	19.87							20.23
0.333	0.5	17.66	18.54	19.42	20.31								20.93
0.286	0.4	18.92	19.87	20.81									21.72
0.231	0.3	20.37	21.39	22.41									22.64
0.167	0.2	22.07	23.18										23.71
0.091	0.1	24.08											24.97
0.048	0.05	25.23											25.69

Vedasi anche: <https://nptel.ac.in/content/storage2/courses/105103097/web/chap2final/s1.htm>

Vedasi: <https://nptel.ac.in/content/storage2/courses/105103097/web/chap2final/s5.htm>

# Distribuzione granulometrica (terreni e rocce)

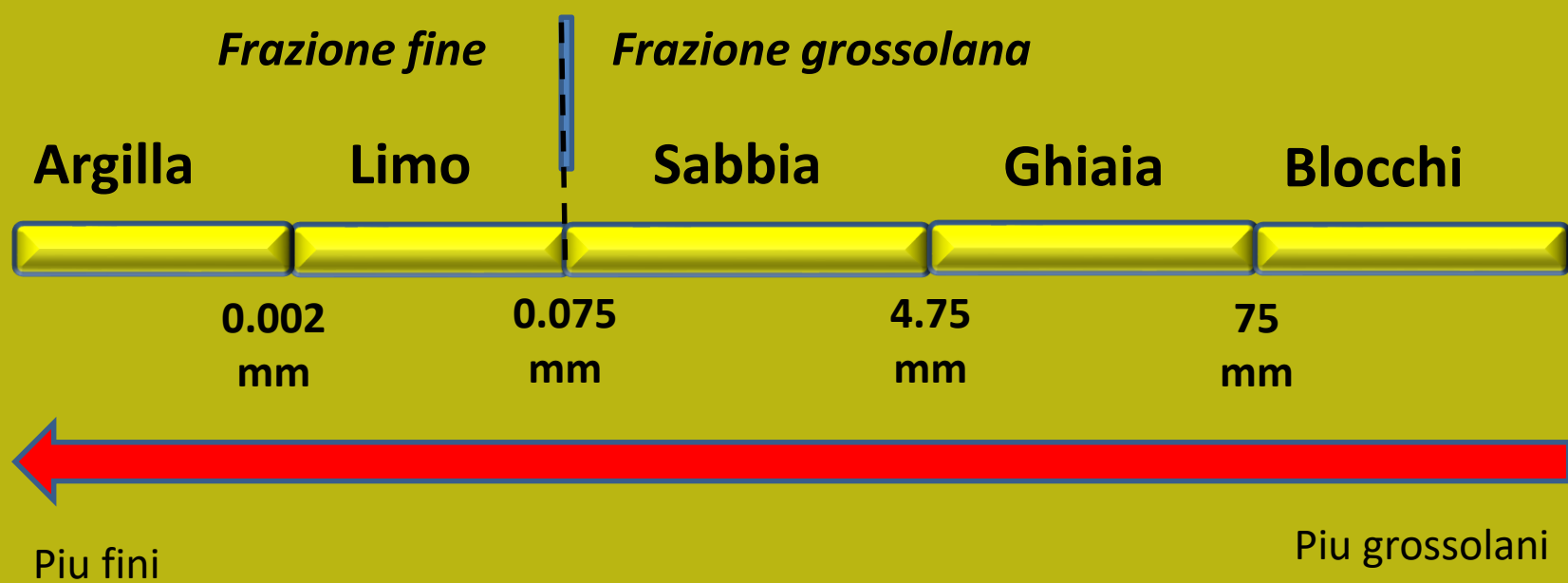


*Come si descrive quantitativamente la dimensione delle particelle che compongono un deposito naturale di sedimenti o suolo ?*



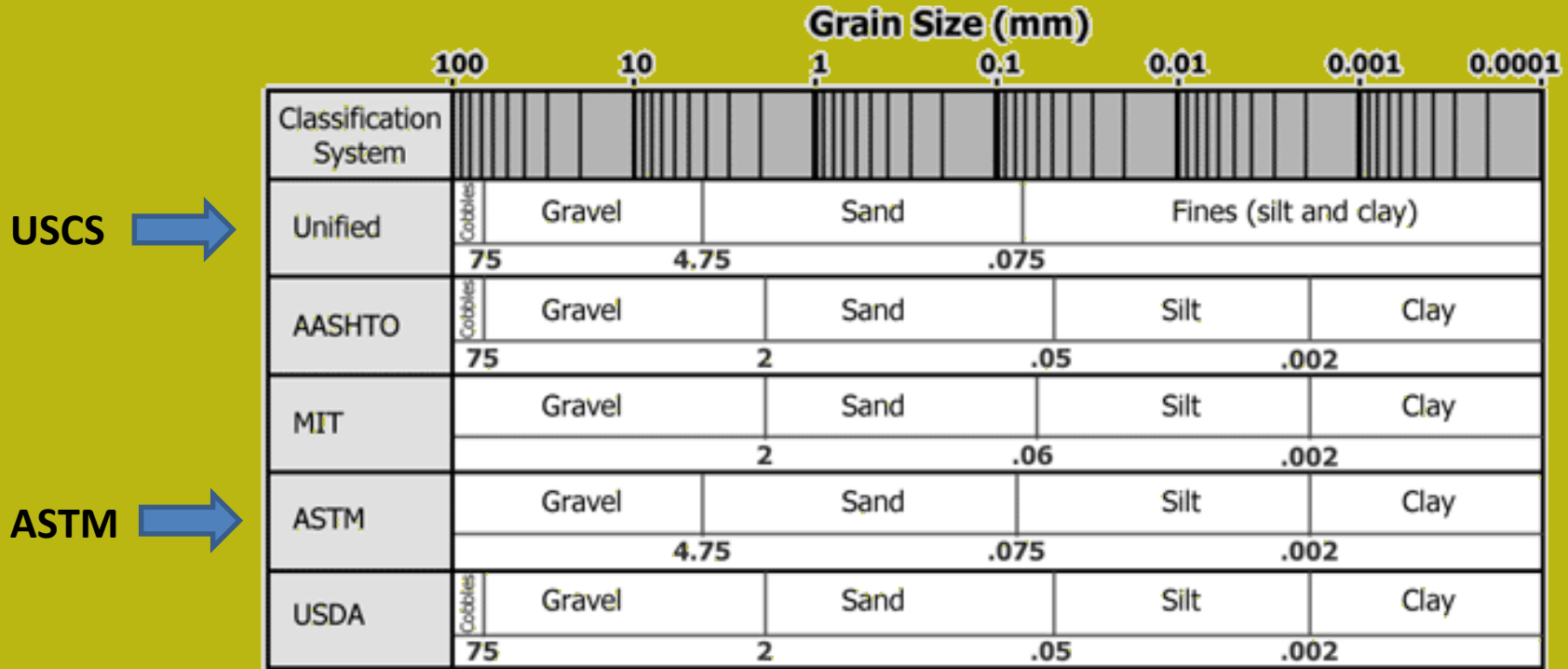
# Distribuzione granulometrica (terreni) in geotecnica

## Sistema USCS - standardizzato come standard ASTM D 2487-93



# Distribuzione granulometrica (terreni) in geotecnica

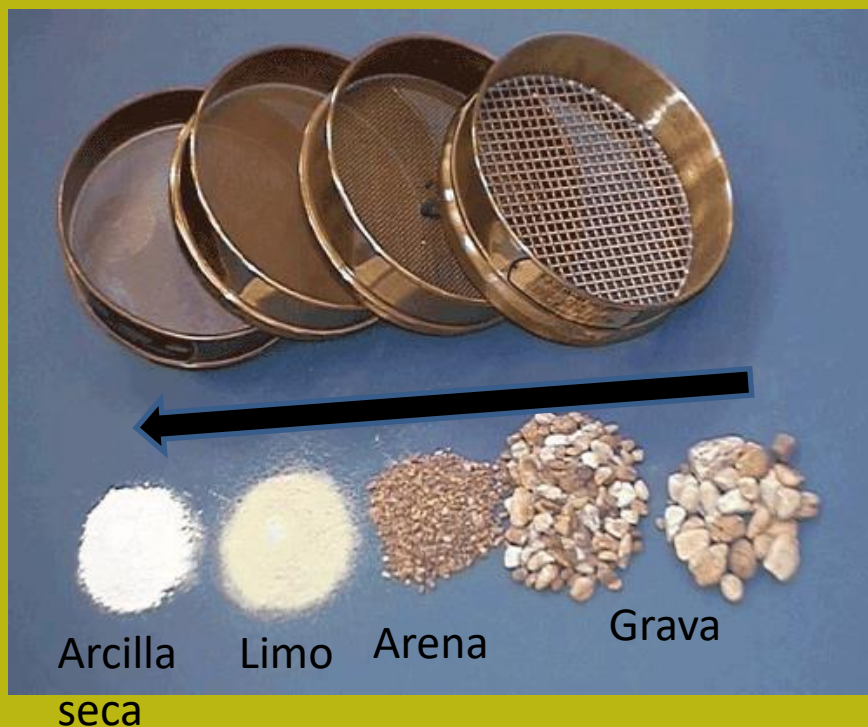
## Confronto tra diversi sistemi di classificazione.



Il nostro riferimento è il sistema internazionale USCS e ASTM, ma fai attenzione se ti viene chiesto di utilizzare un altro sistema come AASHTO. 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

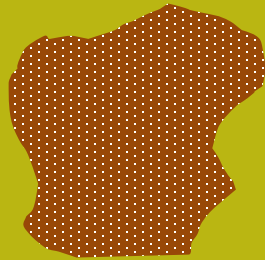
Da 125 a 2.38 mm

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
<b>425 μm</b>	<b>No. 40</b>
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
<b>75 μm</b>	<b>No. 200</b>
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)

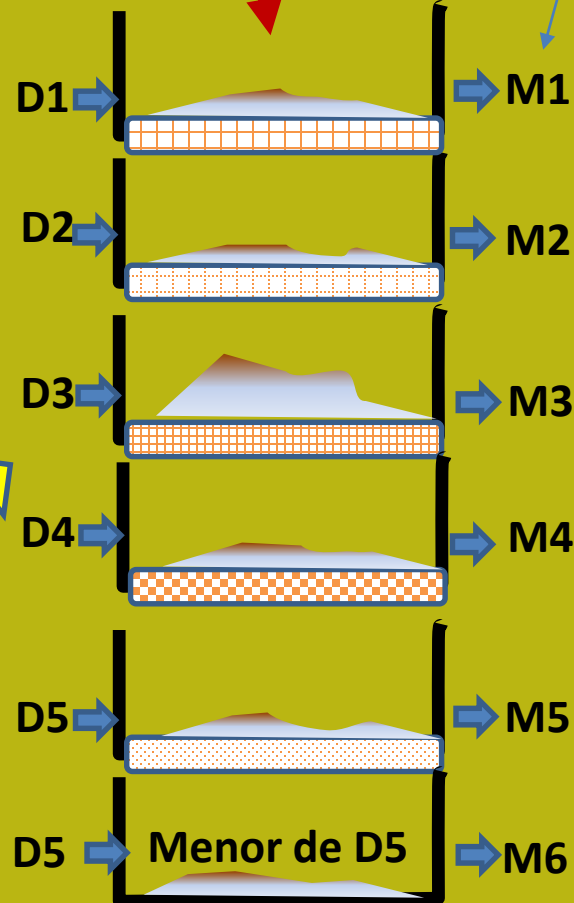


scala dei setacci (in mm)

$D1 > D2 > D3 > D4 > D5$

Diametro maglia setaccio (mm)

Misurare la massa trattenuta in ogni setaccio (g)

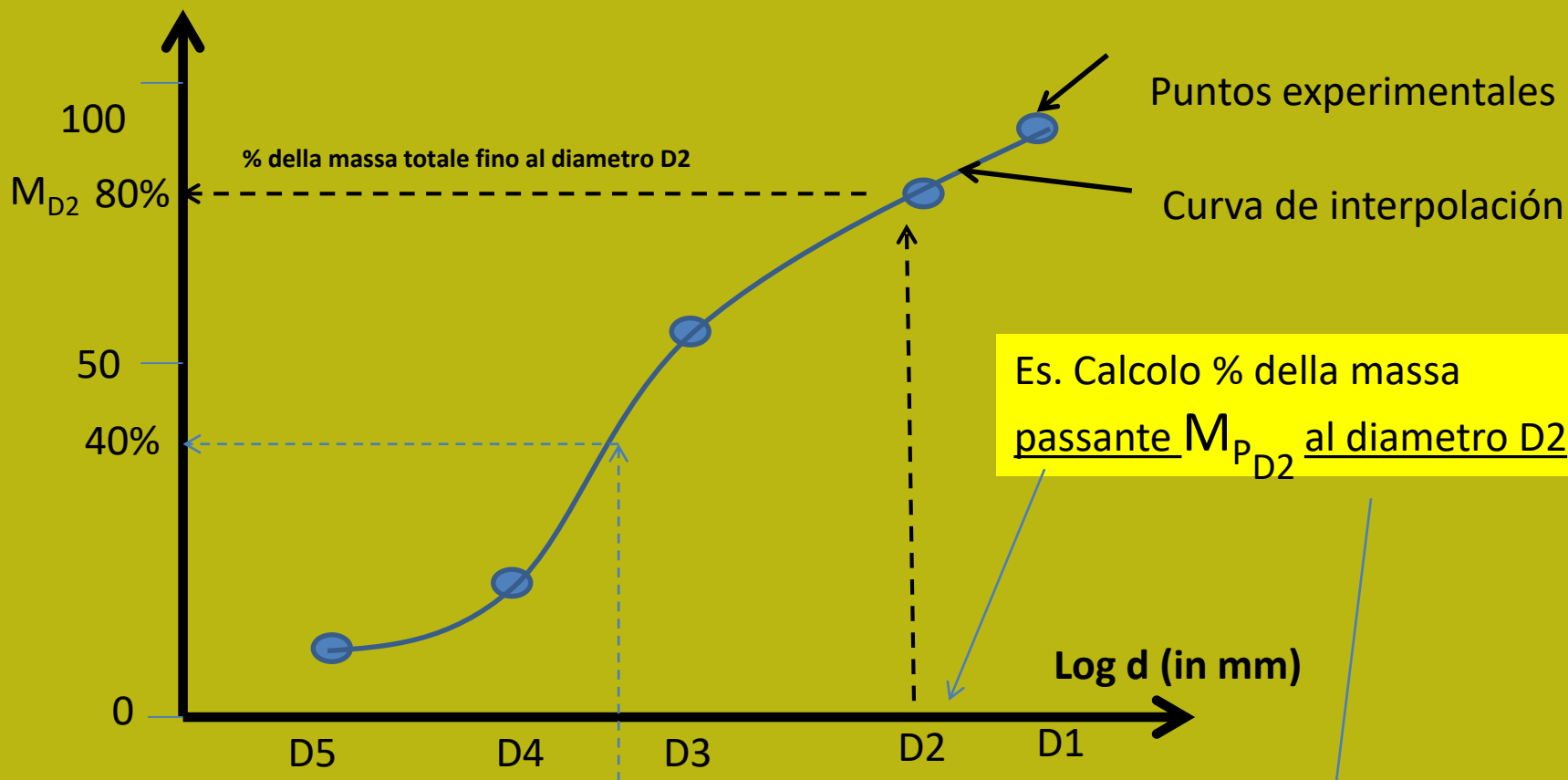


Massa totale:  $M_T = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + M6$

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

% in massa passante  
a dati setacci

# Curva di distribuzione granulometrica



**Dx** (diametro generico che può essere interpolato nella curva e nella scala logaritmica)

Formula generale

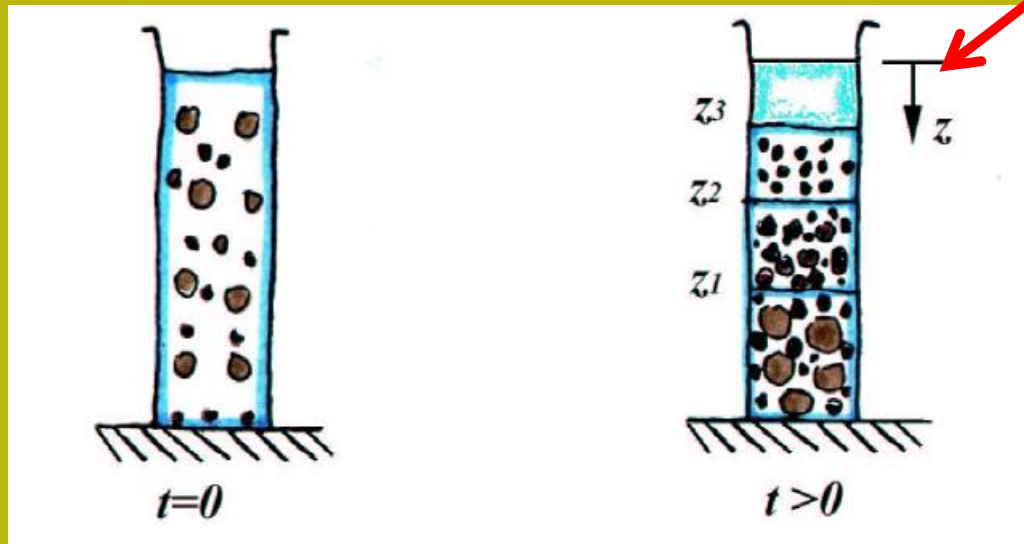
$$\% M_{P_{D_i}} = \frac{M_T - \sum_{j=1}^i M_{D_j}}{M_T} \times 100$$



$$\% M_{P_{D_2}} = \frac{M_T - (M_{D_1} + M_{D_2})}{M_T} \times 100$$

## 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

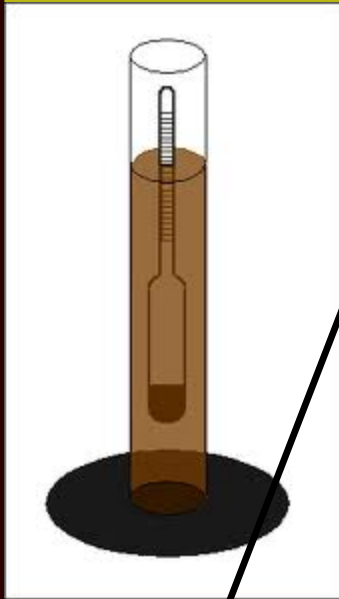
$$v = Bd^2$$

donde:

$v$  velocità (mm/s)

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

## Distribuzione granulometrica (terreni)



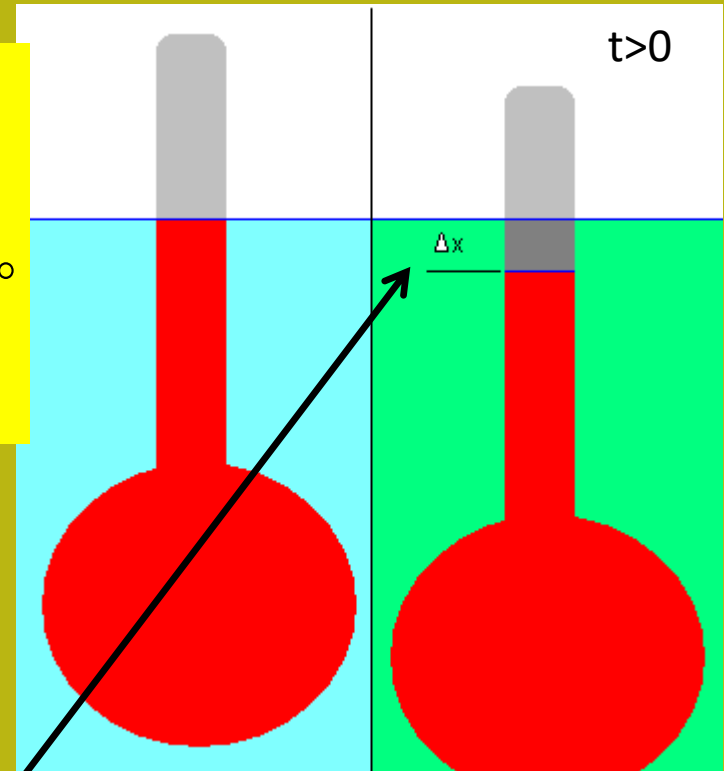
$$Rd = \frac{\rho_{\text{fluido}}}{\rho_w}$$

dove:

$\rho_{\text{fluido}}$  densita' fluido a 20°

$\rho_w$  densita' acqua a 20°

## Hidrómetro para la medición de la densidad relativa del fluido



- 1) Lettura  $Rd$  idrometro corretta per la temperatura  $T^\circ$
- 2) Lettura affondamento  $\Delta x$  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)

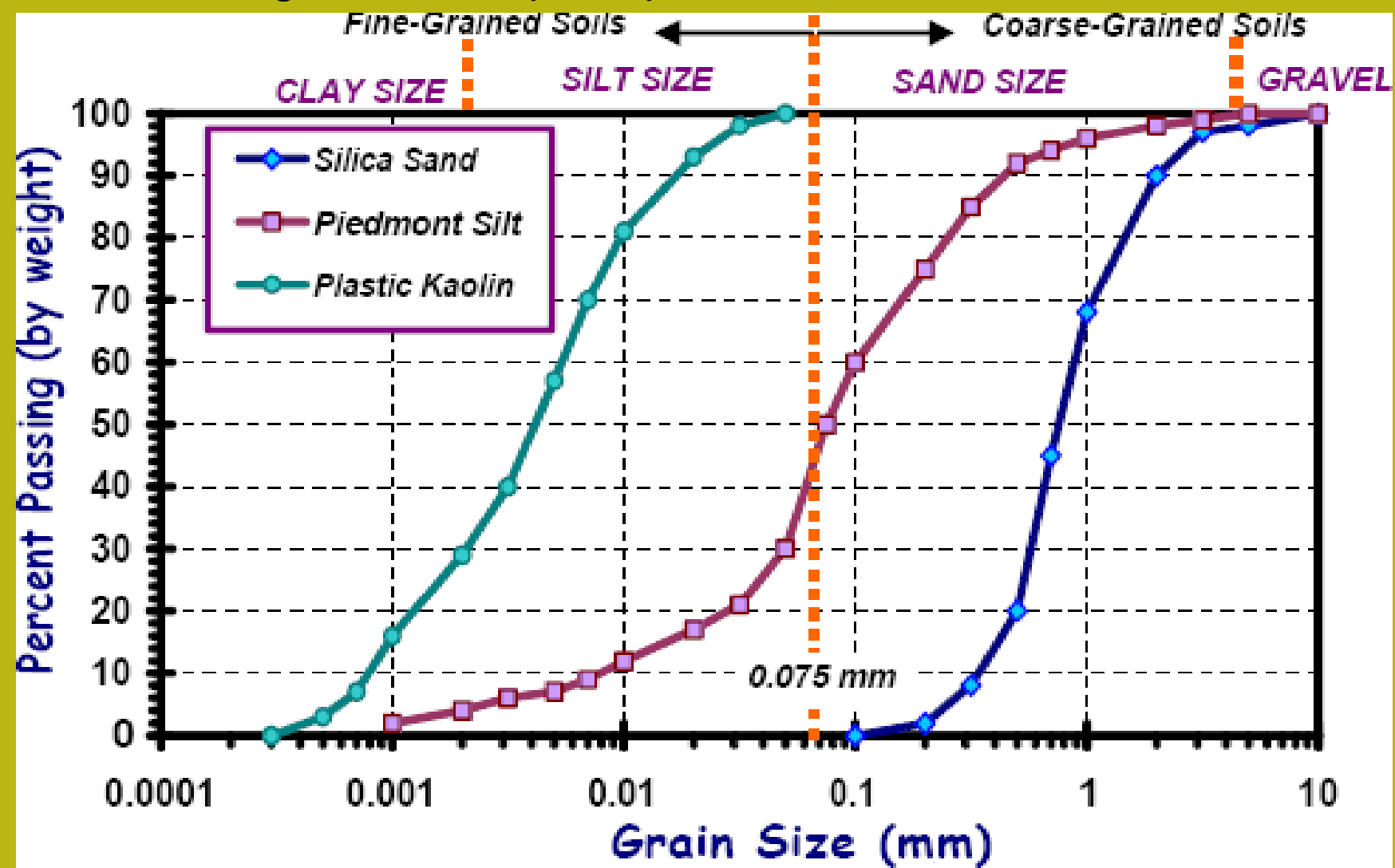
È possibile pianificare il test per avere valori diversi di  $d$  (mm) e P% inferiori al valore di  $d$  considerato

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

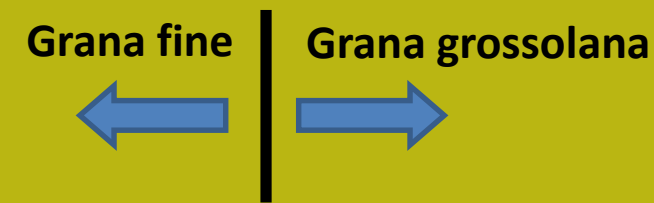
$$P\% = \left[ \frac{G_s}{(G_s - G_w)} \frac{V_t}{W_s} \right] (Rd_{fluido} - Rd_{acqua})$$

$V_T$  = volume cilindro ;  $W_s$ =massa solido

# Distribuzione granulometrica (terreni)



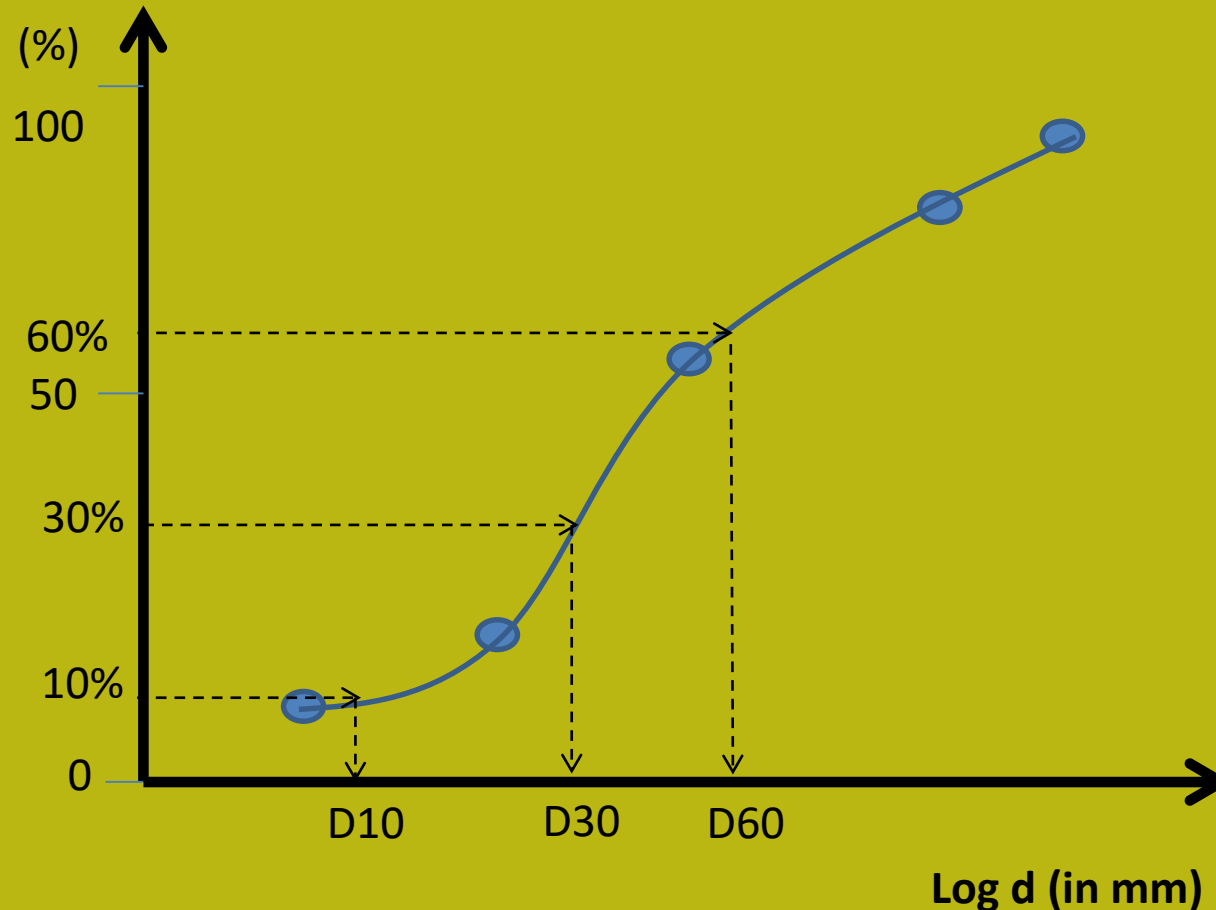
La figura mostra l'esempio delle distribuzioni granulometriche per terreni sabbiosi, limosi e argillosi, ottenuti da prove di setacciamento meccanico + idrometro





% in massa passante a  
dati setacci

## Curva de distribución granulométrica



Il coefficiente di  
Uniformità  $C_u$

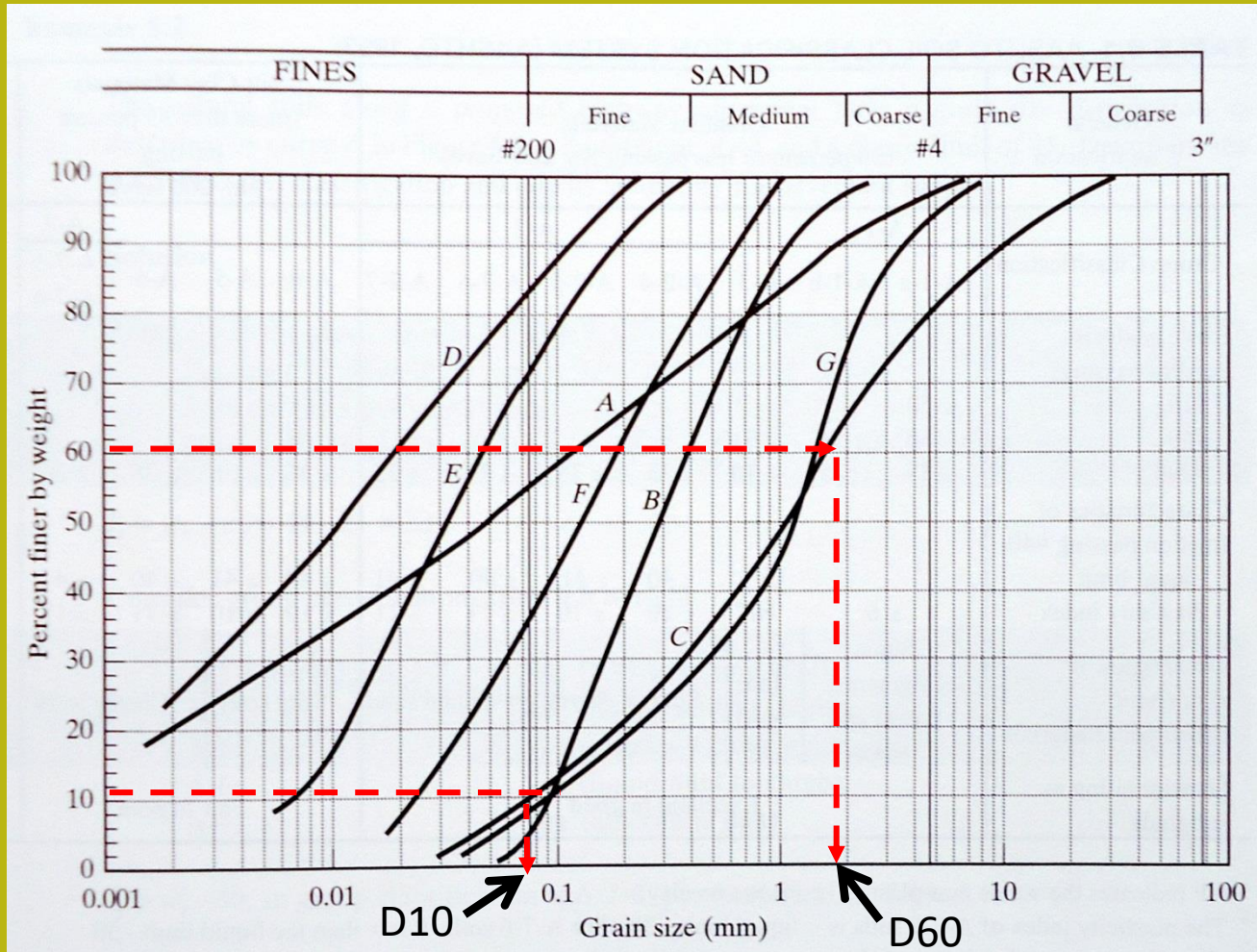
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

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 curve? 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

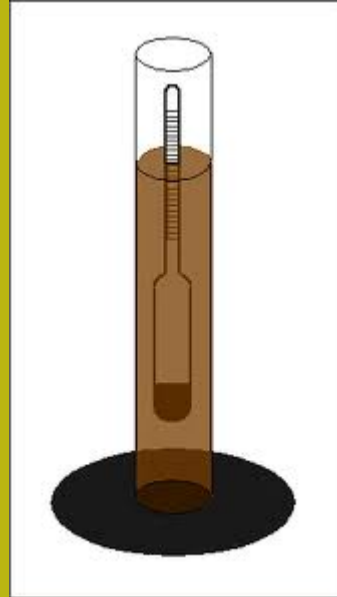
## Suoli grossolani e suoli fini ... una definizione semplice ..

### 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

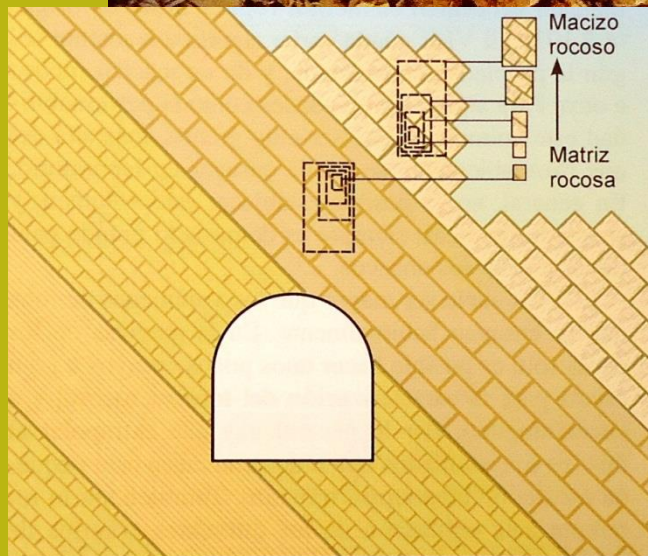


Figura 3.102 Representación del efecto escala (Cunha, 1990)

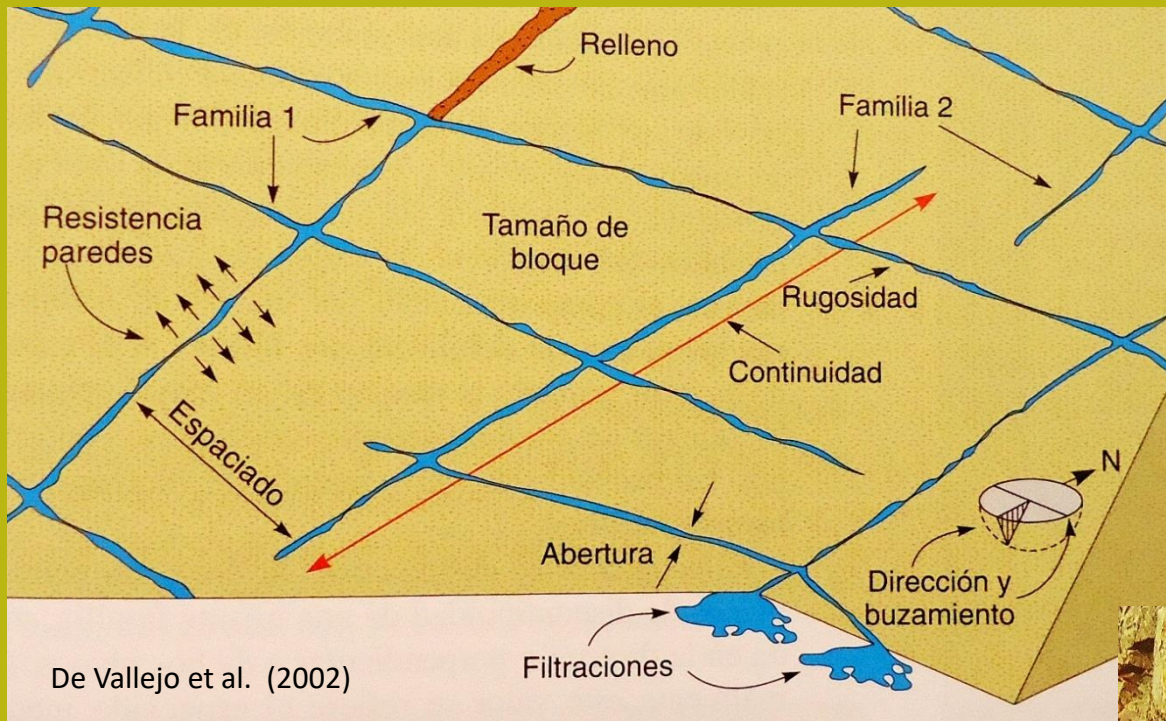
La frequenza di discontinuità è grande effetto sulle caratteristiche meccaniche e idrauliche di a massiccio roccioso Questa distribuzione ha molte somiglianze con la distribuzione granulometrica del terreno

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'
- Rugosità pareti
- Apertura discontinuità'
- Spaziatura discontinuità'
- Direzione Immersione e inclinazione
- Riempimento

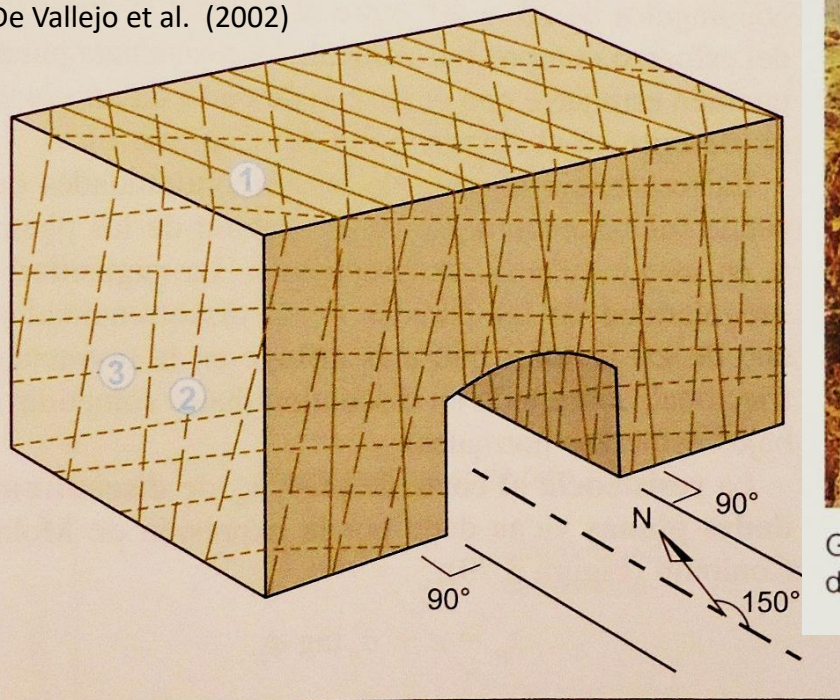


## Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

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

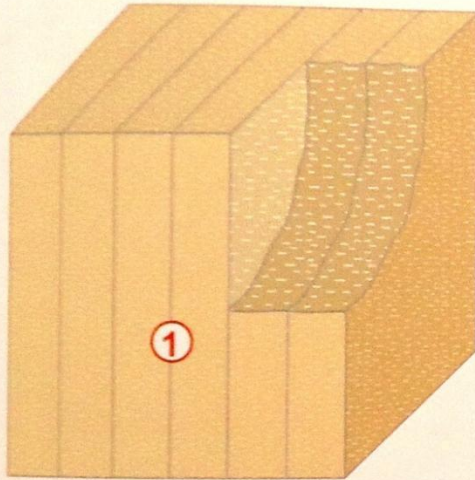
Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

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

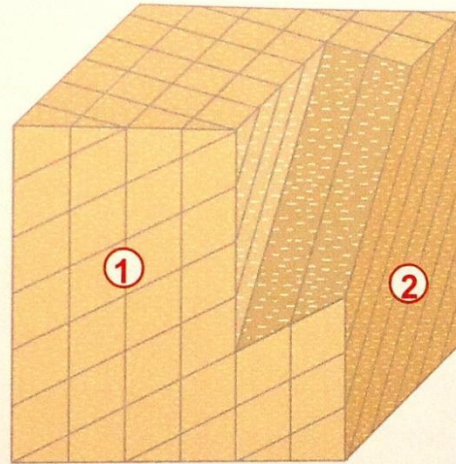
# Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Famiglie di discontinuità':

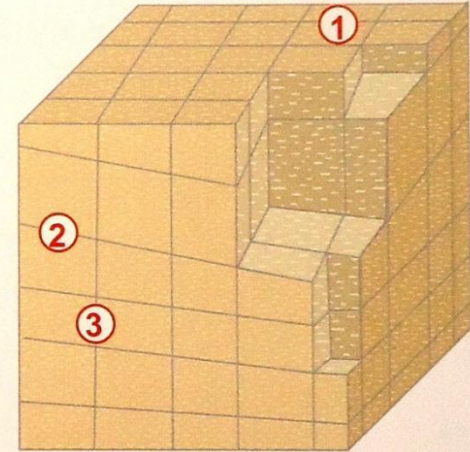
De Vallejo et al. (2002)



1 familia

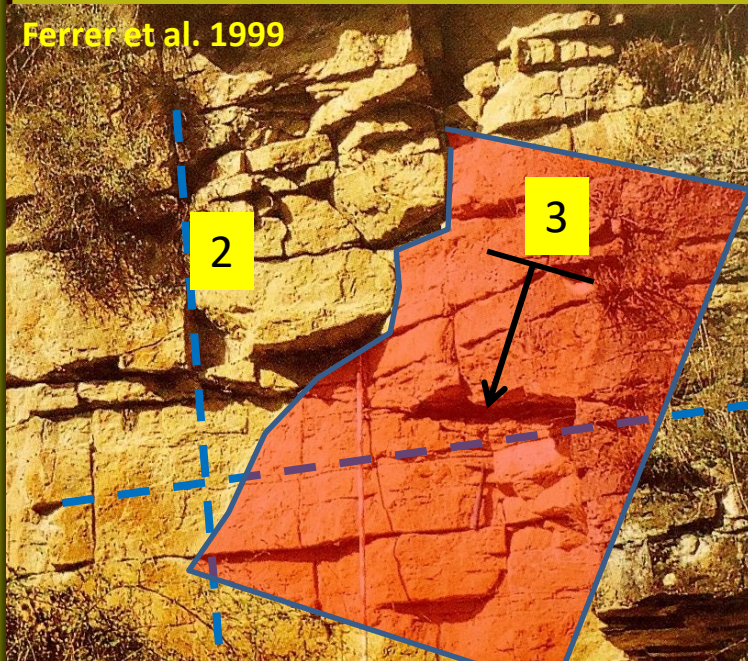


2 familias



3 familias

Ferrer et al. 1999

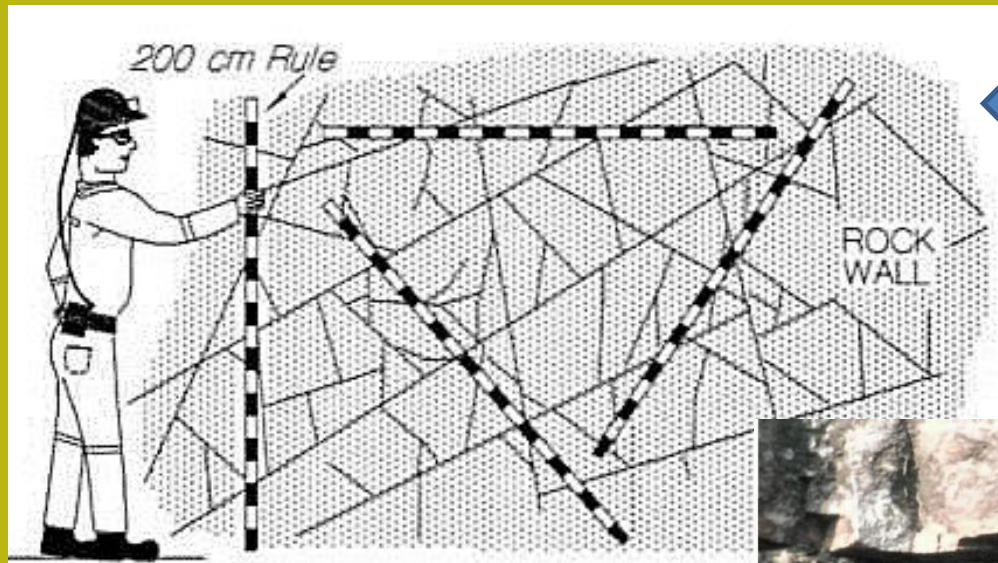


Affioramento con 3 famiglie principali di discontinuità

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

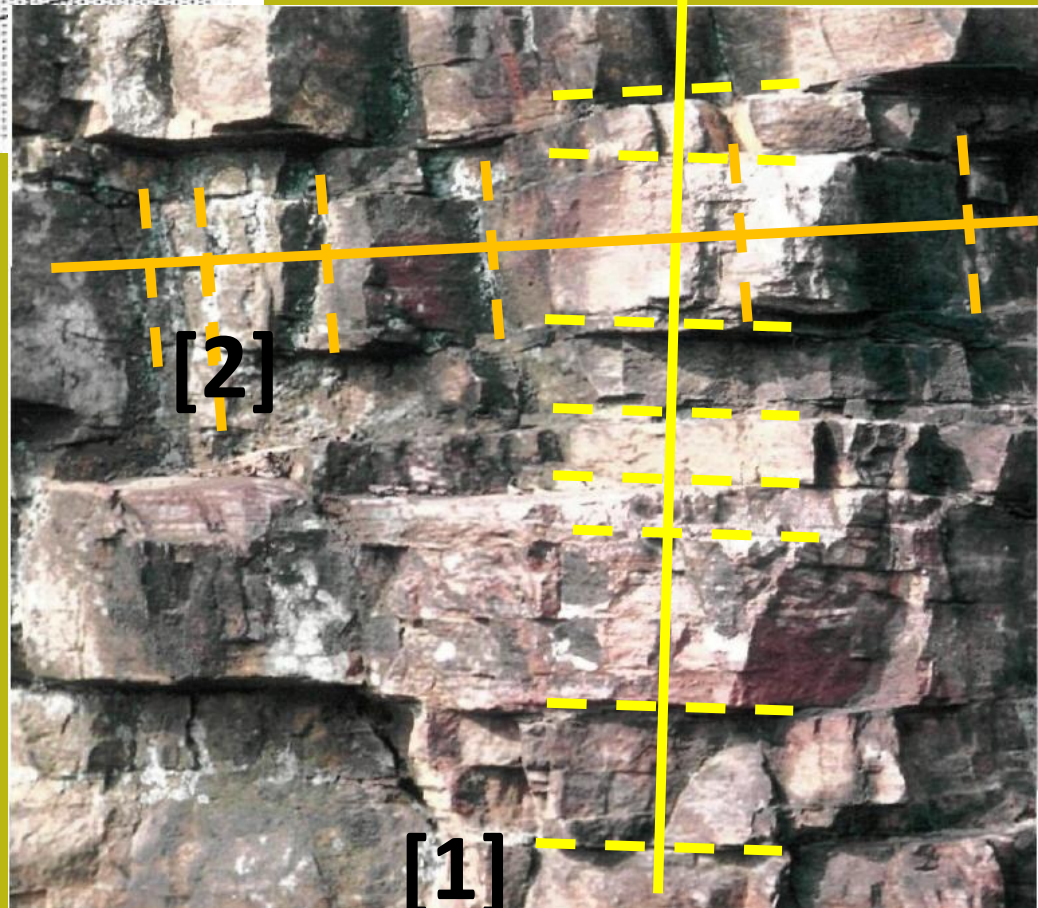


# Misure di frequenza di discontinuità



Posizione casuale del profili di misurazione

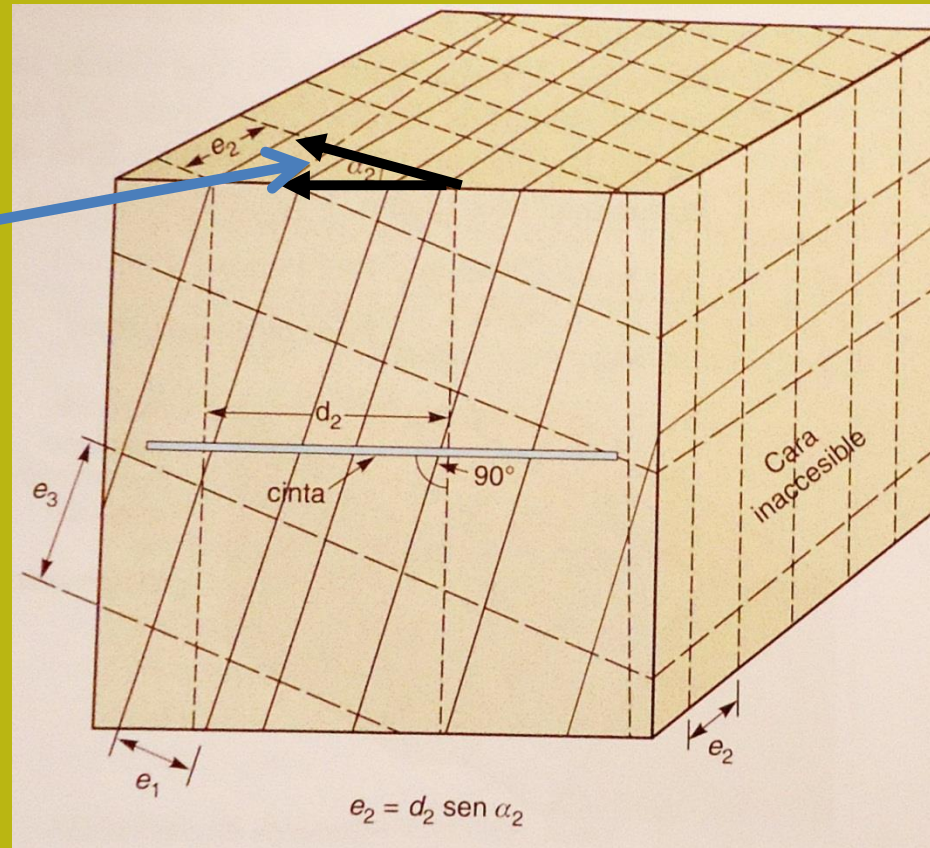
Esempio di transetti di posizionamento per il misurazione della frequenza di discontinuità (2 famiglie e posizione ortogonale alle linee di discontinuità come - linee continue - in una massa rocciosa di rocce sedimentarie)



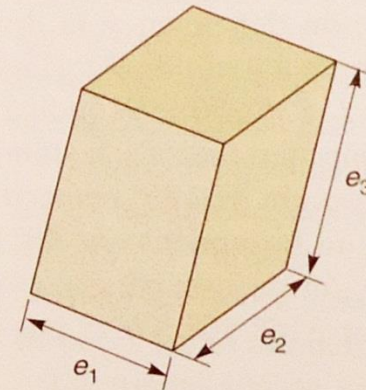
# Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

Misure di frequenza di discontinuità:

Ea. angolo  
alpha  
della famiglia  
n. 2



De Vallejo et al. (2002)



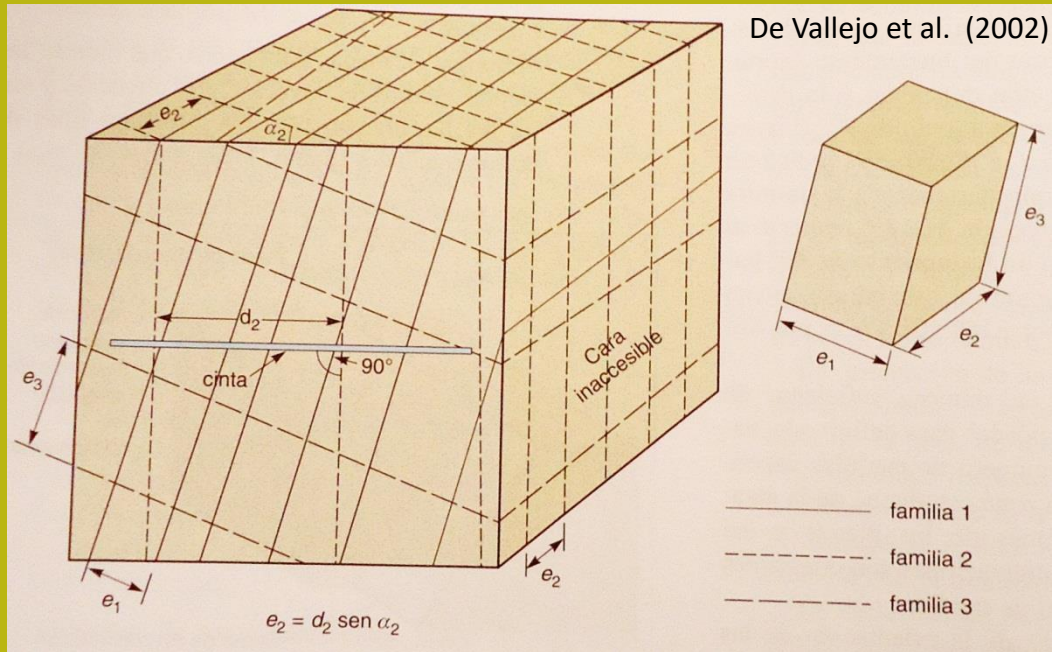
- familia 1
- - - familia 2
- · - familia 3

Viene utilizzato un nastro di minimo 3 m, 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:

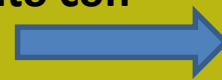


- a) serve a misurare indici la dimensione dei blocchi
- b) si usa una linea di scansione da 3-5 m, almeno
- c) ciò che può essere calcolato con questo tipo di misure è la dimensione media dei blocchi associati alla distanza media di spaziatura:

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

## Il numero di discontinuità

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



$$J_v = \sum_i \frac{\text{n.}^\circ \text{ discontinuita' }}{\text{lunghezza di misura}}$$

Oppure si calcola con un modo più semplice: numero di discontinuità per metro



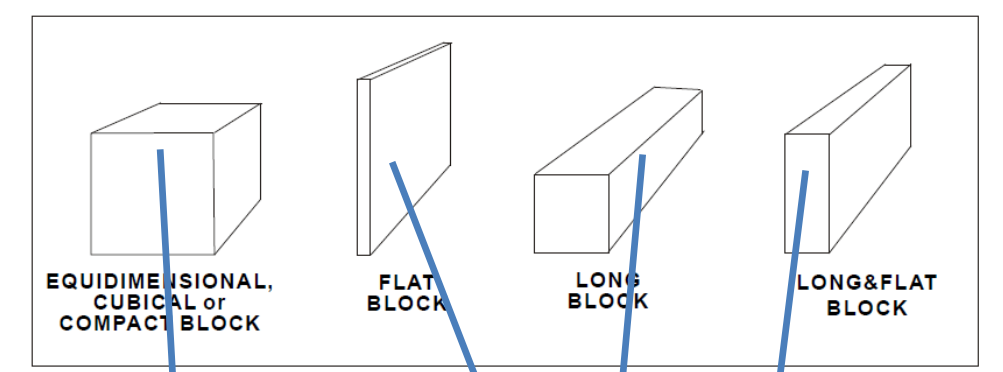
$$\lambda = \frac{\text{numero discontinuita' }}{\text{lunghezza di misura L(m)}}$$

O come spaziatura media (m)



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

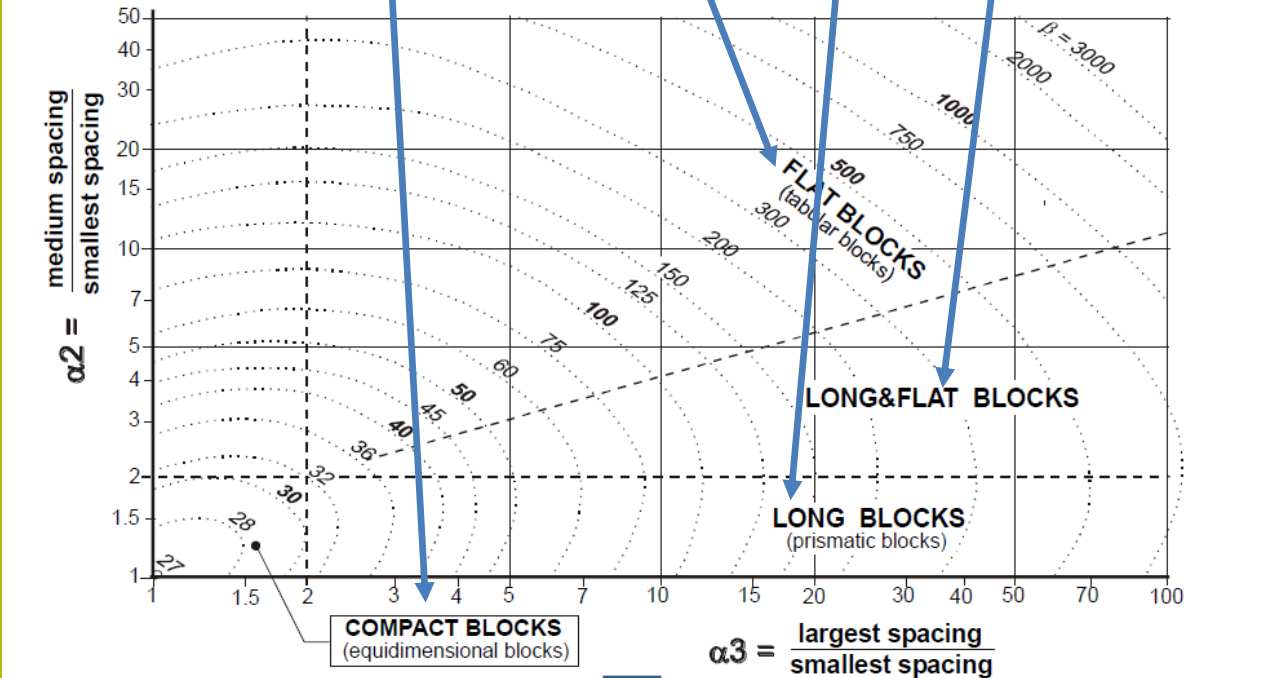
# Volume stimato dei blocchi $V_b$ mediante il suo coefficiente di forma Beta e $J_v$



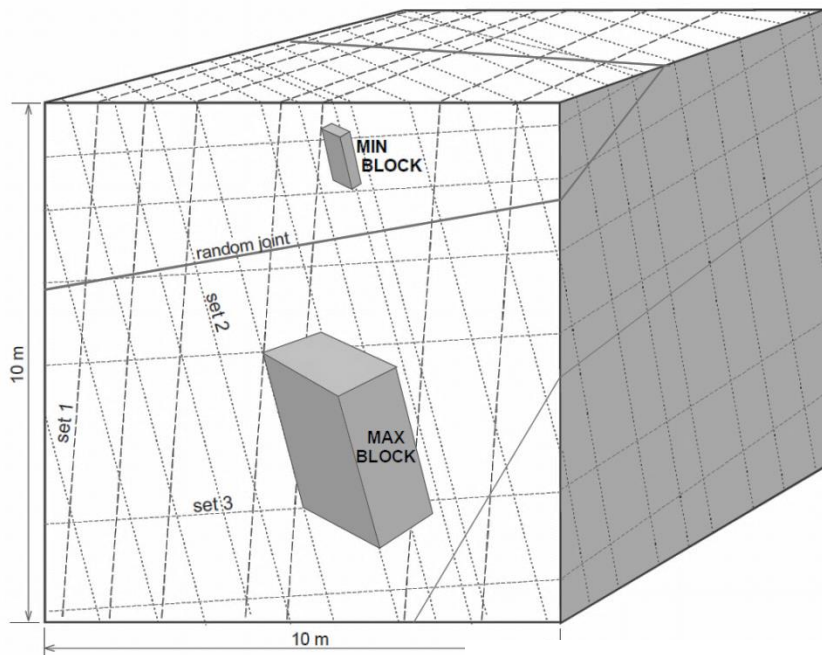
$$\beta = \frac{(\alpha_2 + \alpha_2 \times \alpha_3 + \alpha_3)^3}{(\alpha_2 \times \alpha_3)^2}$$

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

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  $J_v$

$$J_v = \sum_i \frac{\text{n.}^\circ \text{ discontinuita'}}{\text{lunghezza di misura}}$$

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

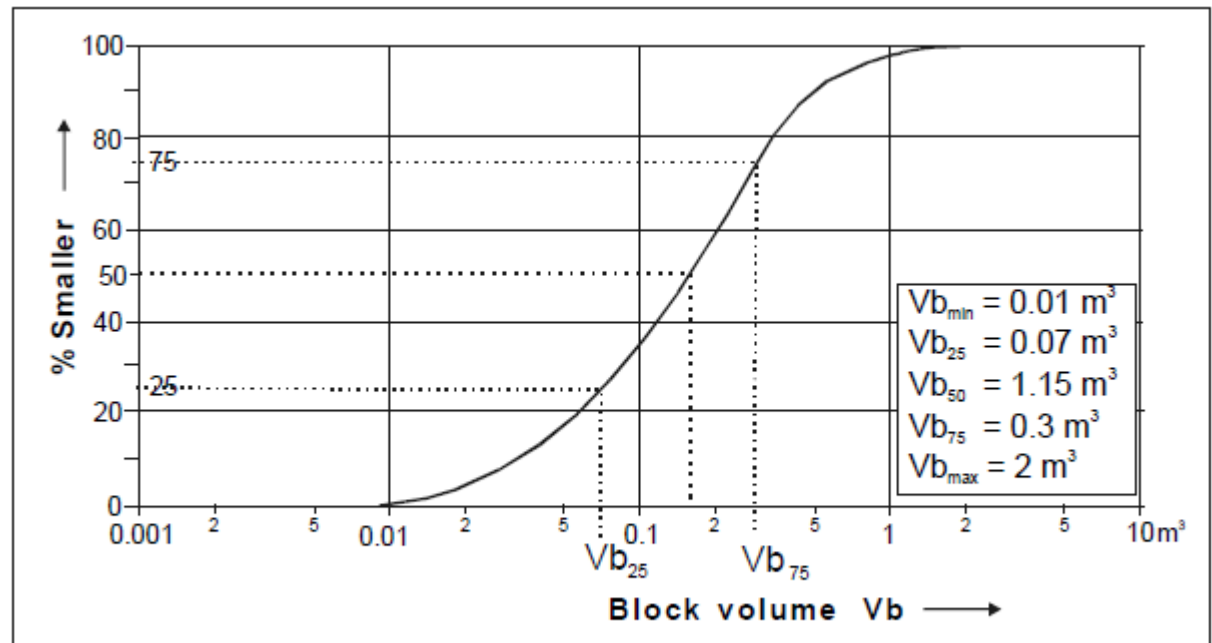
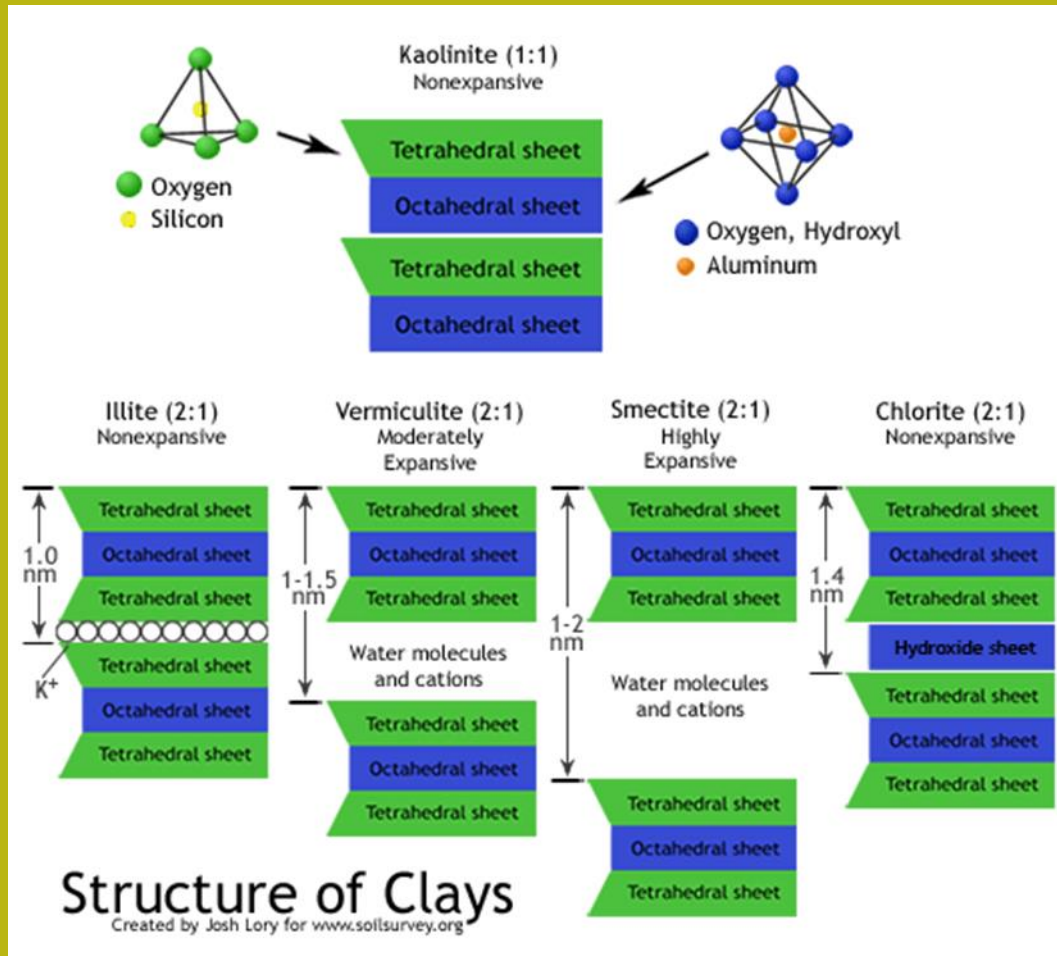


Figure 4 A distribution curve for the blocks in a (large) volume of rock masses

# Minerali Argillosi e proprietà Importanti nella geotecnica



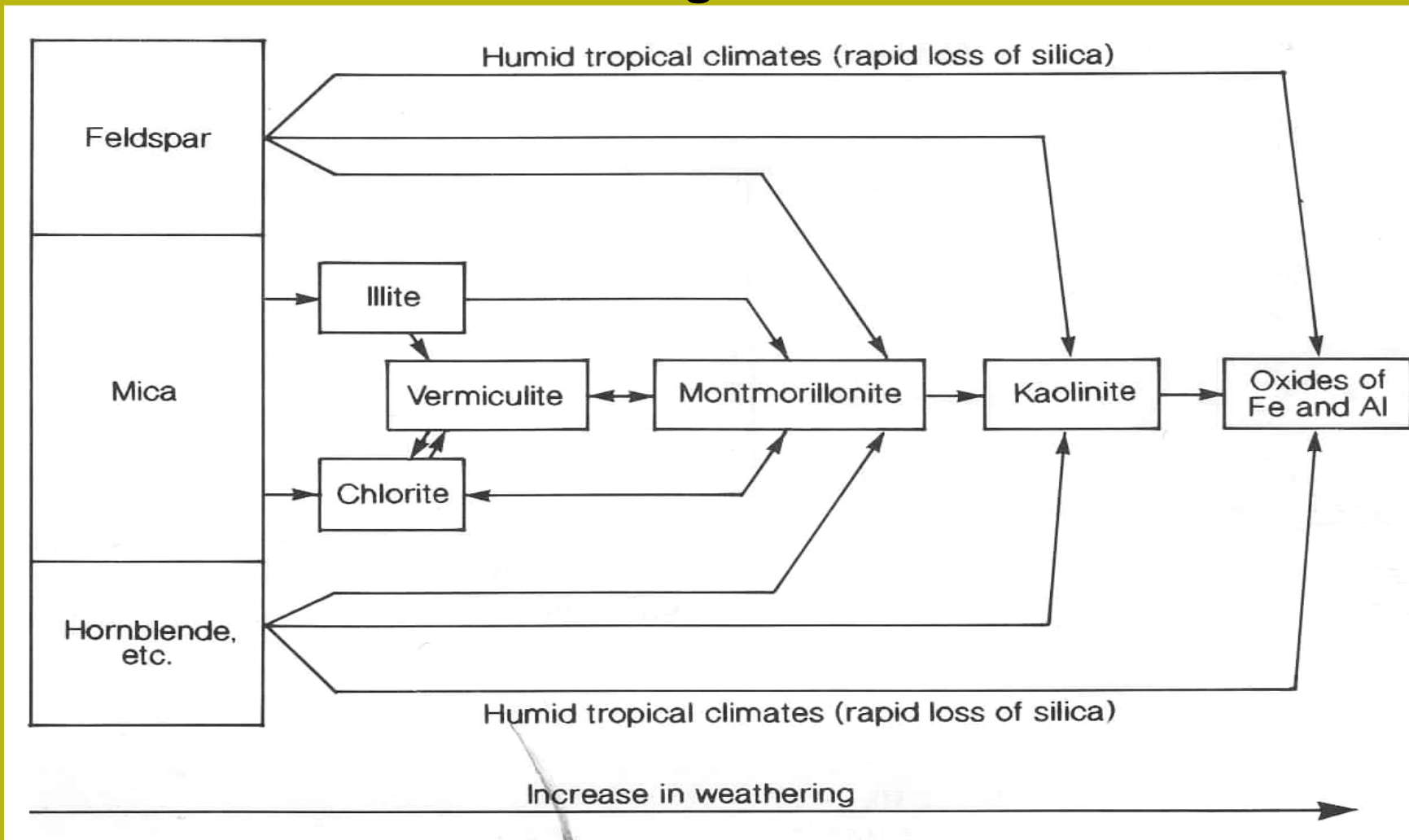
I minerali argillosi sono formati principalmente dall'alterazione chimica delle rocce, il che significa che questi minerali sono il prodotto dell'alterazione dei minerali preesistenti nella roccia. Questi minerali sono così microscopici che possono essere visti solo usando un microscopio elettronico. 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:

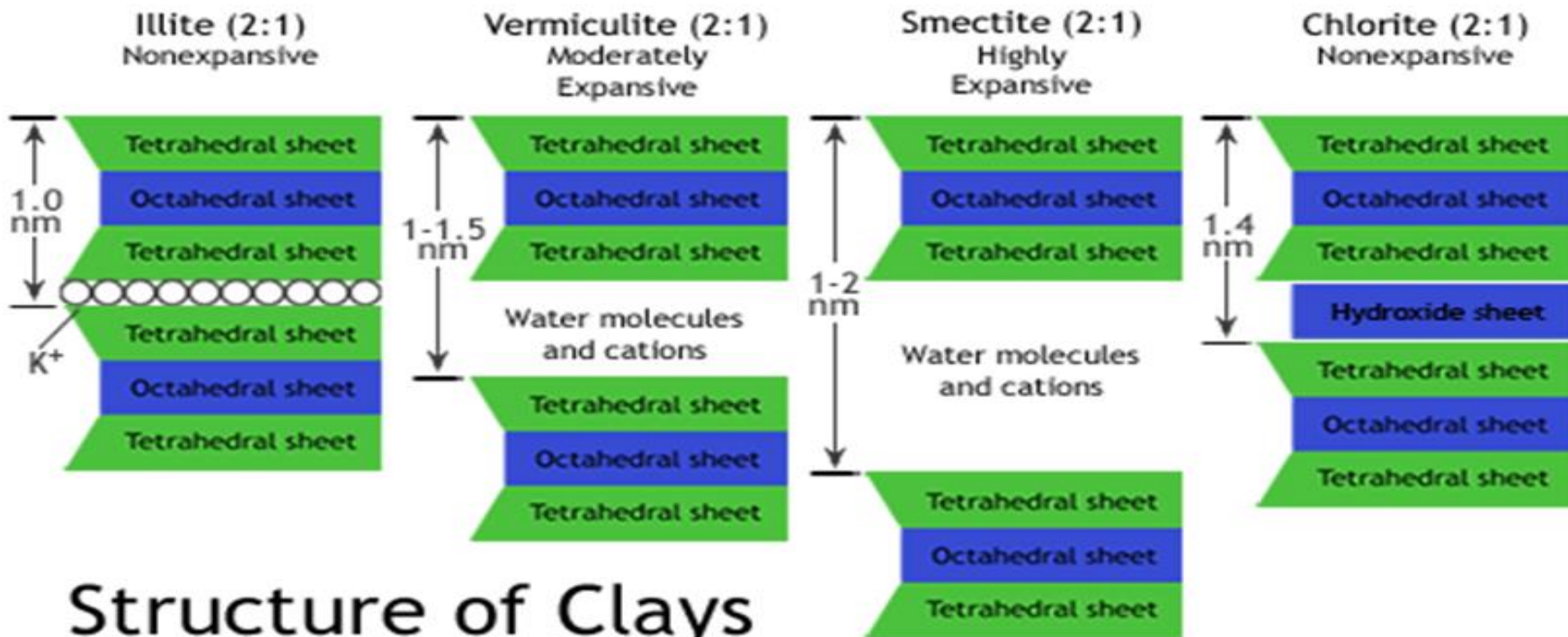
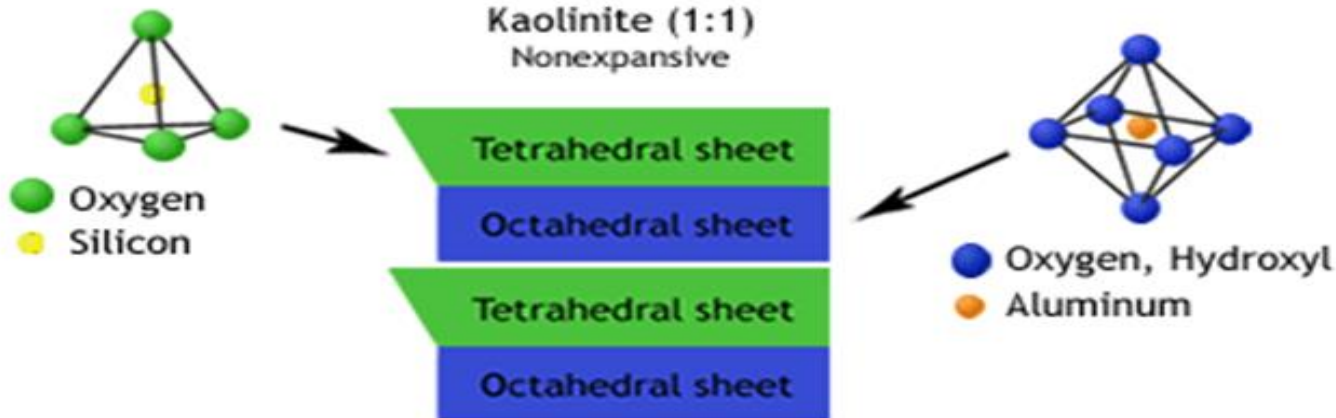
- **Gruppo della caolinite.**- La caolinite ( $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ ) es el principal mineral argilloso in caso di processi di alterazione molto spinti.
- **Gruppo de la illite.**- L'illite è il risultato della alterazione delle miche, è simile in molti aspetti ad alcune 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

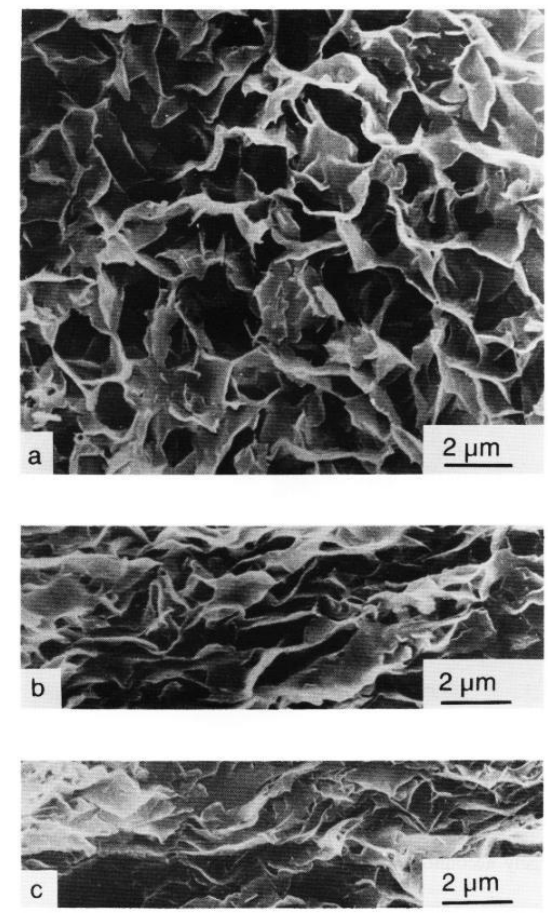
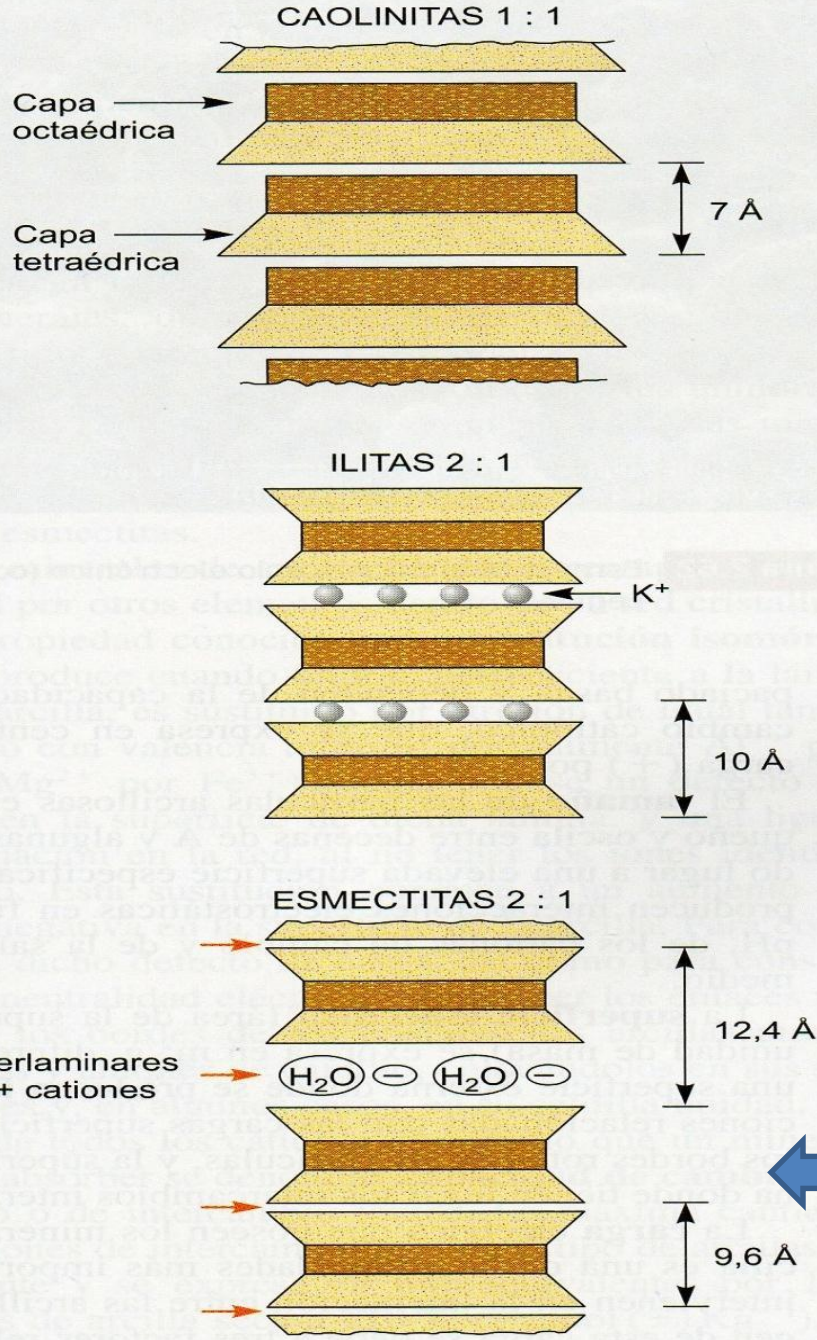




# Stuttura delle argille



**Structure of Clays**  
Created by Josh Lory for [www.soilsurvey.org](http://www.soilsurvey.org)

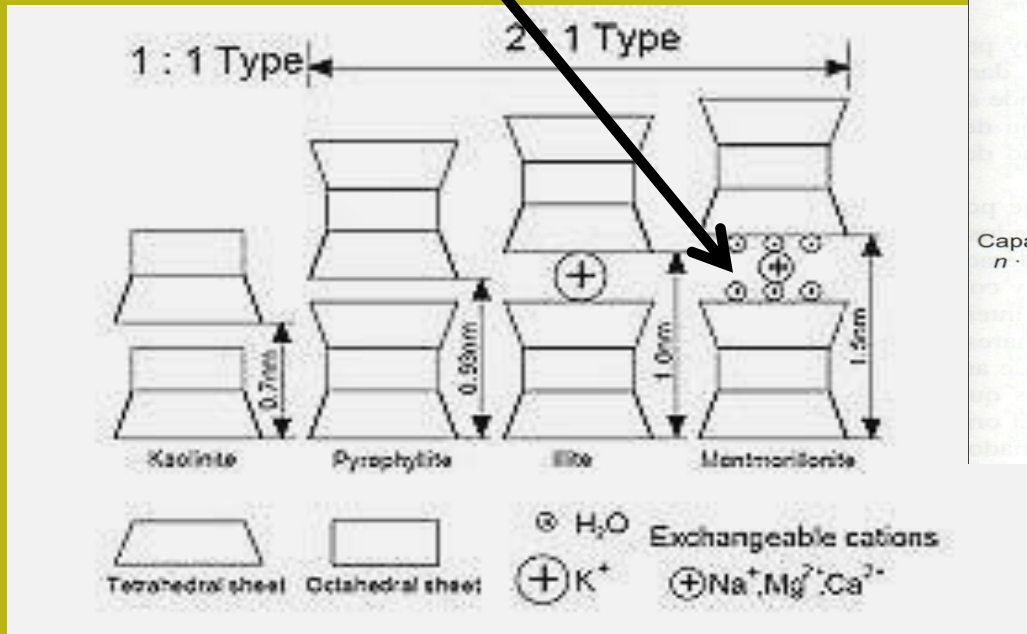
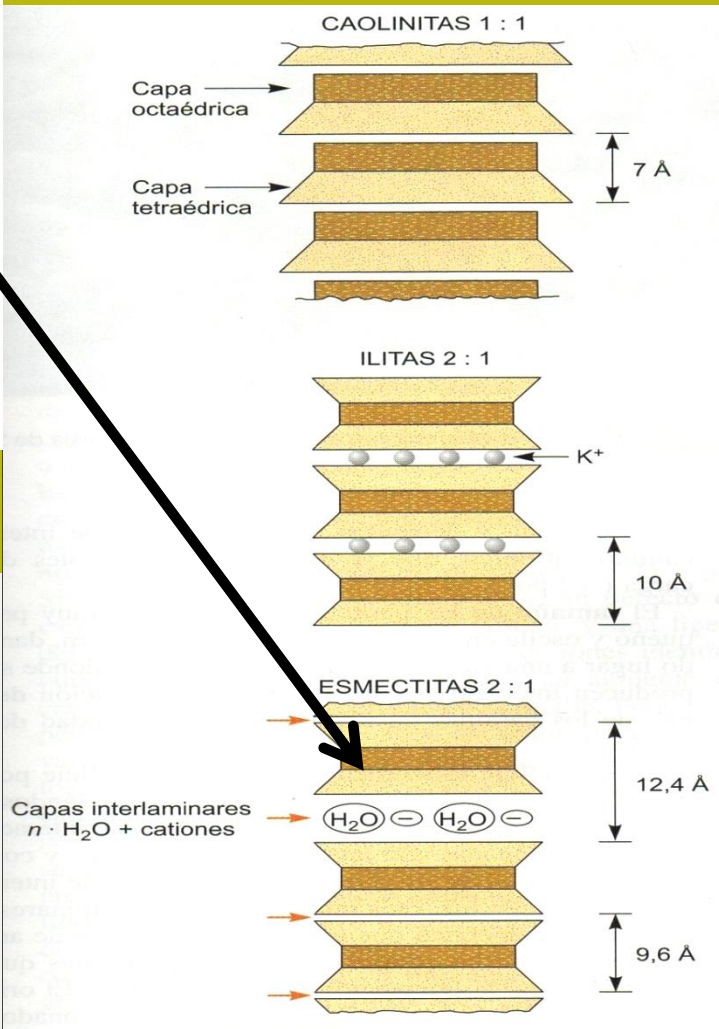
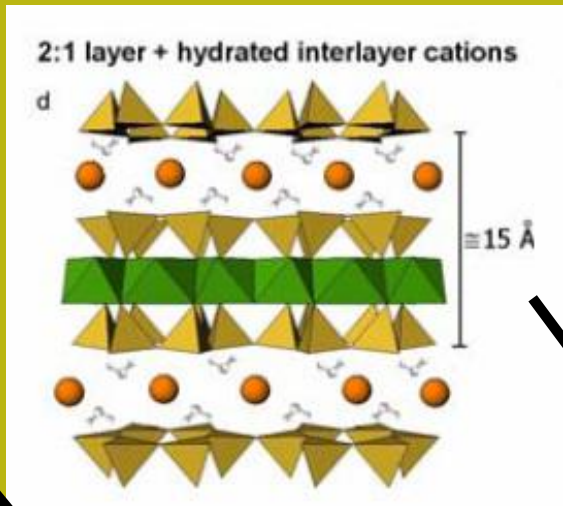


saturación

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.)

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

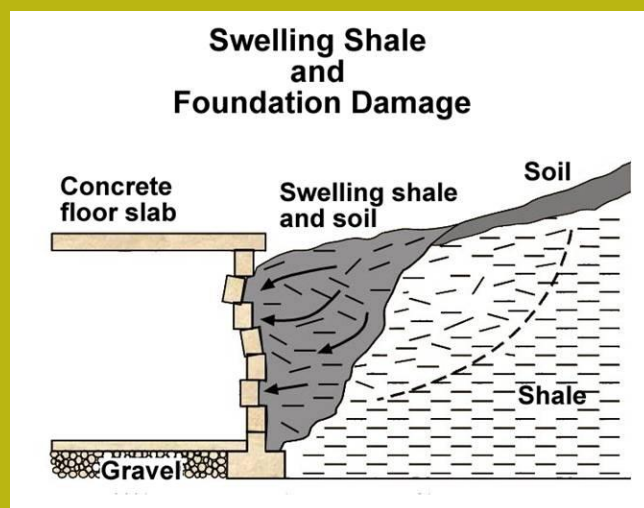


video con effetto di un suolo espandibile:

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

<https://www.youtube.com/watch?v=SW-NoiM726U>

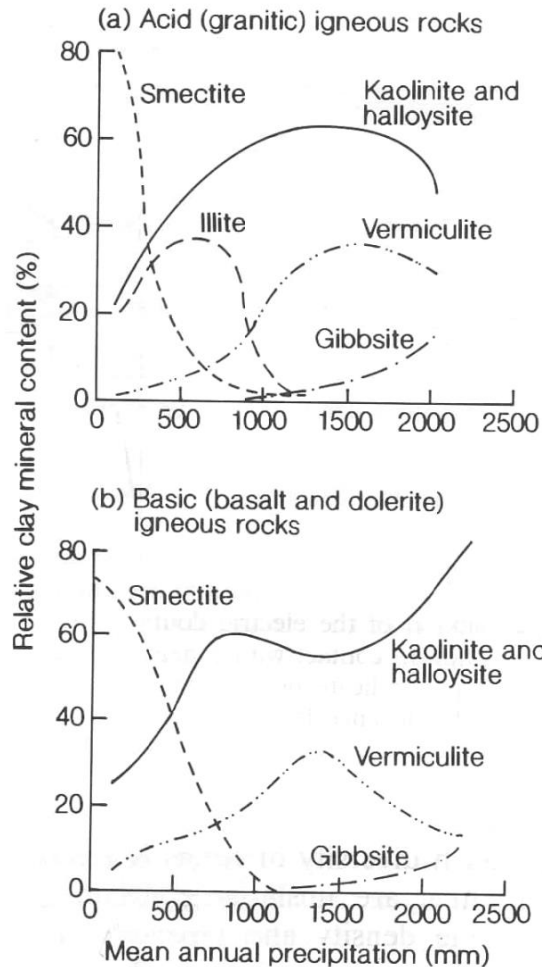
Effetti macroscopici sul campo



## Caratteristiche fisiche e chimiche di smectite e caolinite

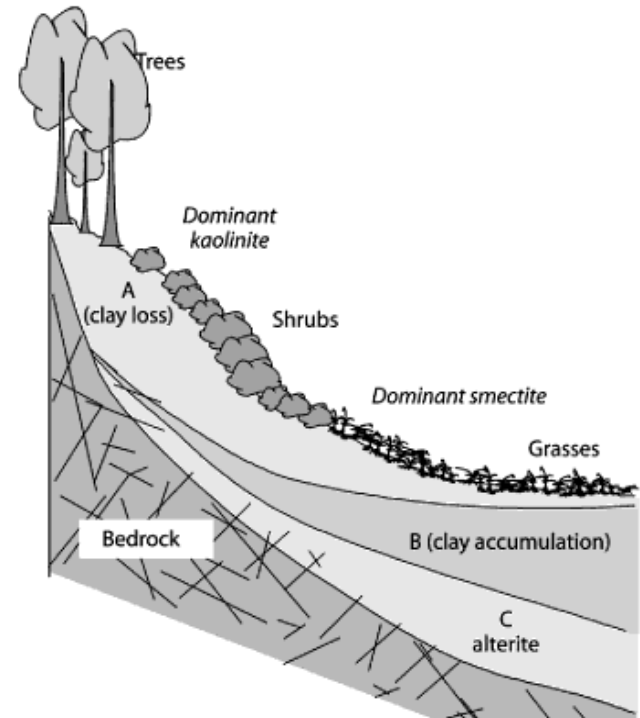
Characteristic	Kaolinite	Smectite
Layer type	1:1	2:1
Typical chemical formula †	$[\text{Si}_4] \text{Al}_4 \text{O}_{10} (\text{OH})_8$	$\text{M}_x [\text{Si}_8] \text{Al}_{3.2} \text{Fe}_{0.2} \text{Mg}_{0.6} \text{O}_{20} (\text{OH})_4$
Particle size ( $\mu\text{m}$ ) ‡	0.5 – 5.0	0.01 – 1.0
Specific Surface area ( $\text{m}^2/\text{g}$ ) ††	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



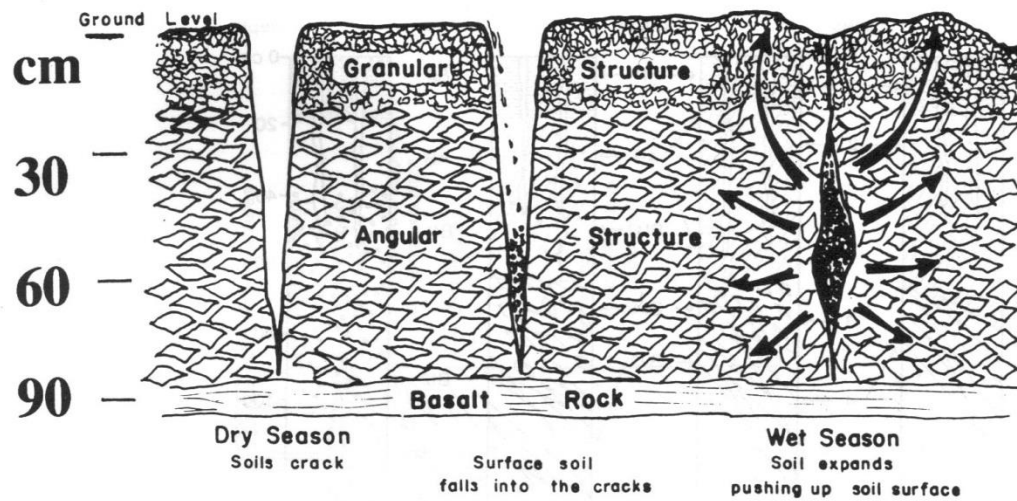


Fig. 2.4. Sketch illustrating the effect of wetting and drying cycles on self-swallowing and gilgai formation (Buol et al., 1980).

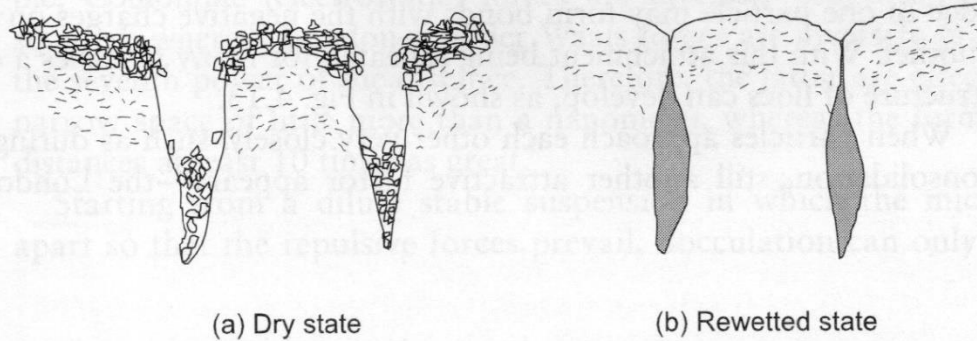
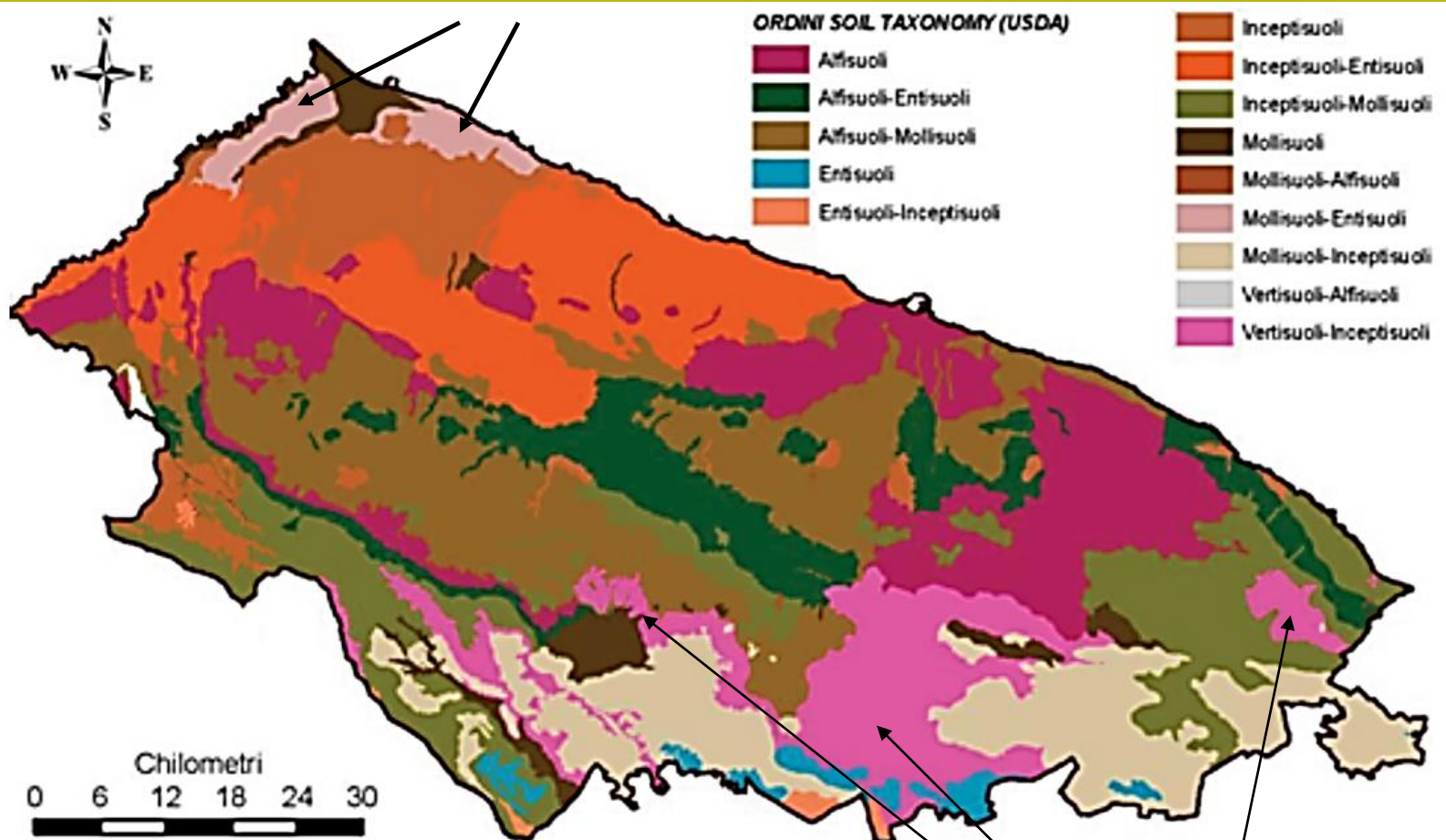


Fig. B4.1 Self-mixing in a vertisol.

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



## 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>

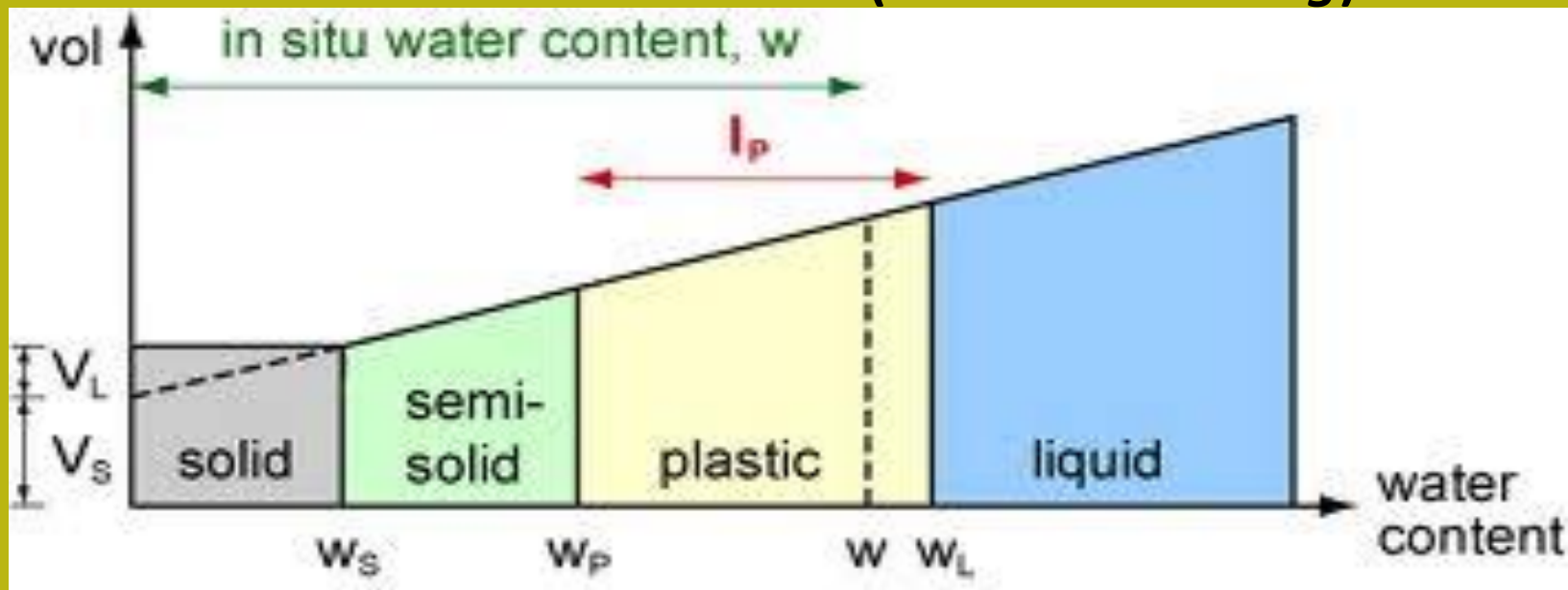
vertisols

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





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



- Il limite del liquido (LL) è il contenuto di acqua ( $W_L\%$ ) 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 ( $W_p\%$ ) 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 ( $W_s\%$ ) che ha un suolo che non diminuisce più il suo volume mentre continua ad essiccarsi

# Limite Liquido LL .. Come si misura

## Coppa di Casagrande

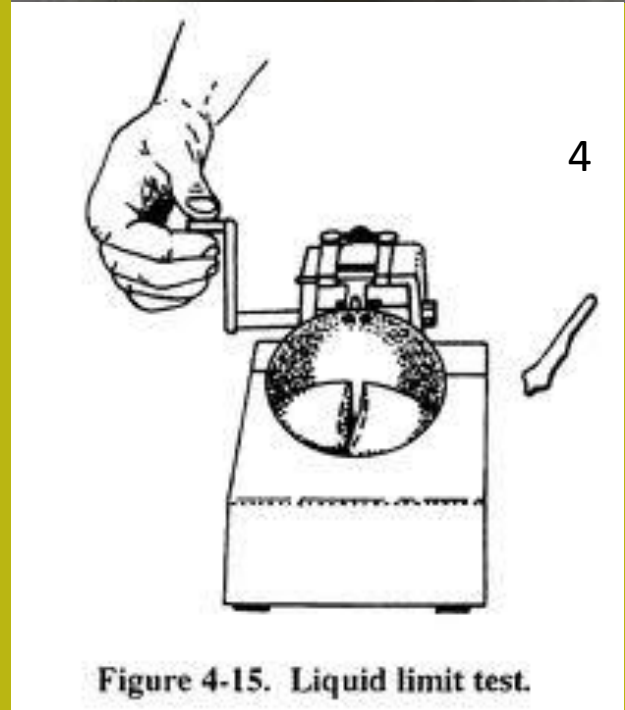
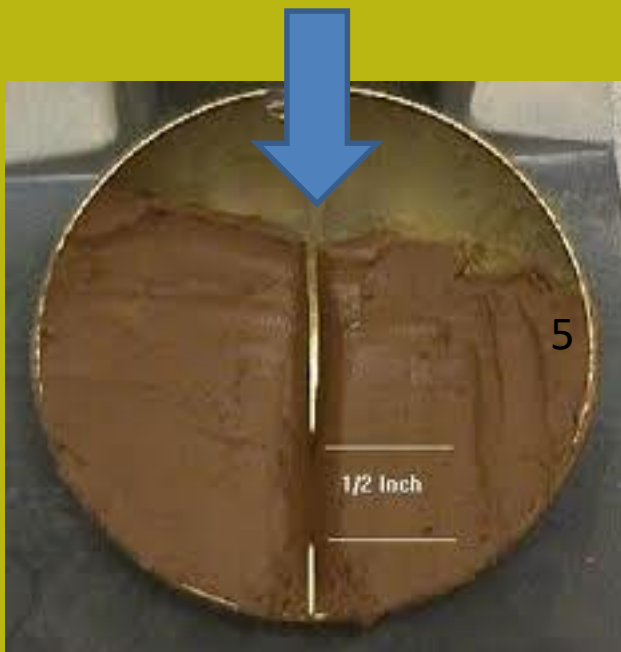


Figure 4-15. Liquid limit test.

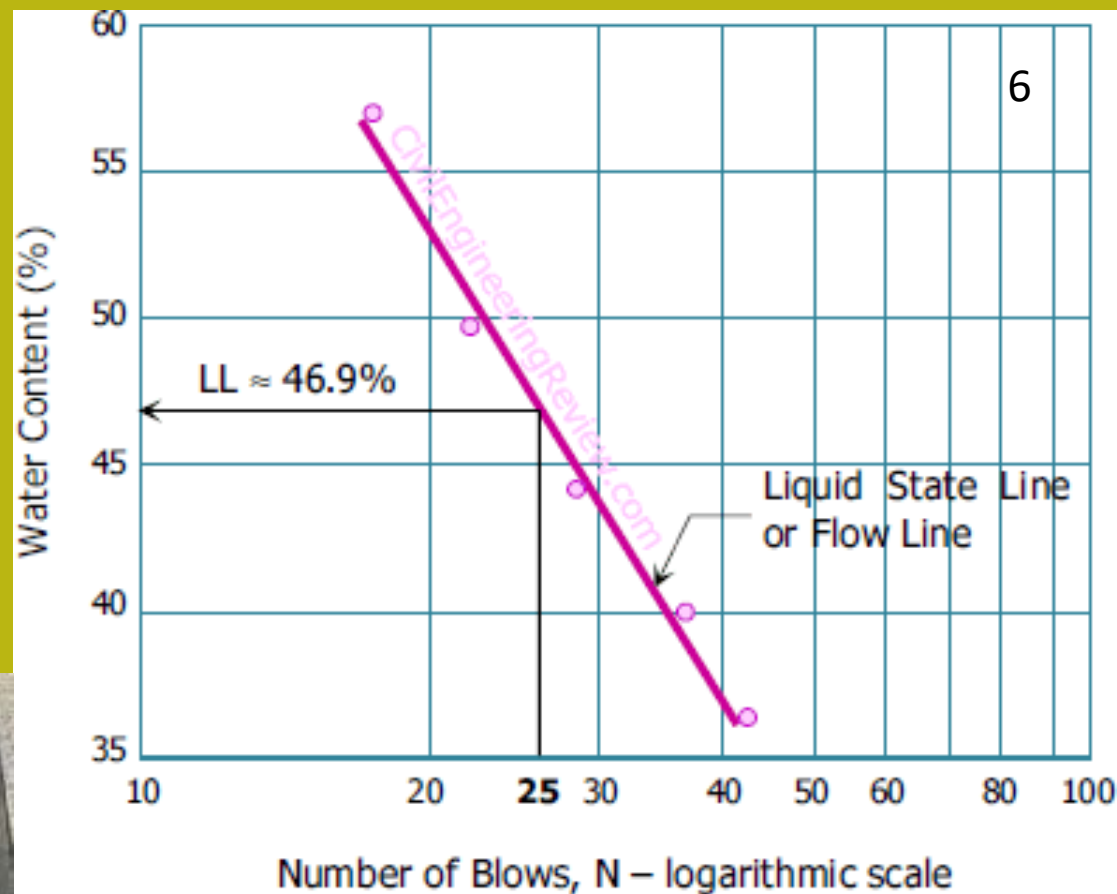
## Limite Liquido LL .. Calcolo LL con coppa di Casagrande

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

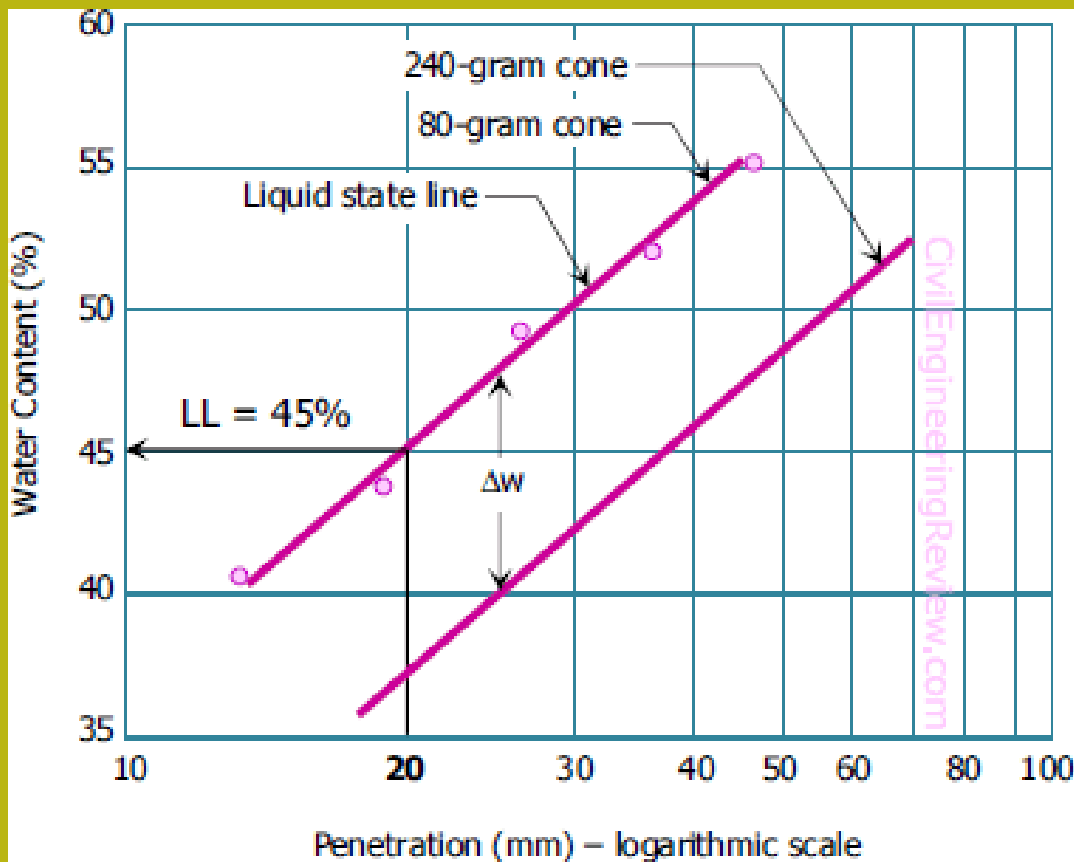


**Figure 3** Typical liquid limit results from the Casagrande cup method.

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  $30^\circ$  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.

Youtube 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.

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

$W_i$  = contenuto di acqua iniziale

$V_i$  = Volume iniziale della pastiglia di suolo

$V_f$  = volume finale della pastiglia dopo la asciugatura

$M_s$  = massa della pastiglia dopo l'asciugatura

$\rho_w$  = 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)

$$IP = LL - LP$$



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)

$$IC = LP - LC$$

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

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



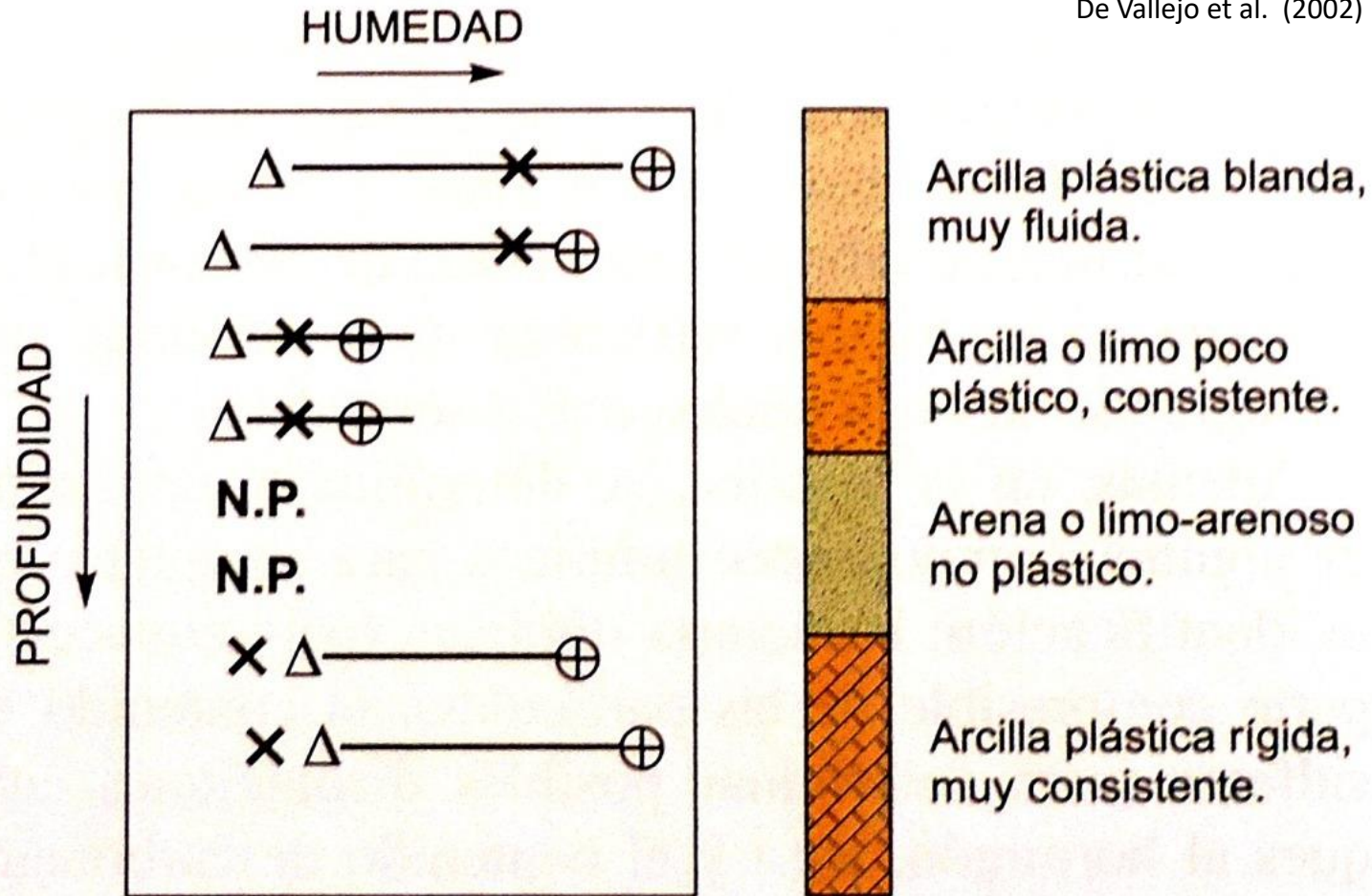
L'indice di liquidità' IL (che ci dice all'umidità naturale  $W_n$  quanto è vicino al limite liquido LL) si ottiene con la seguente formula:

$$IL = (W_n - LP) / IP$$



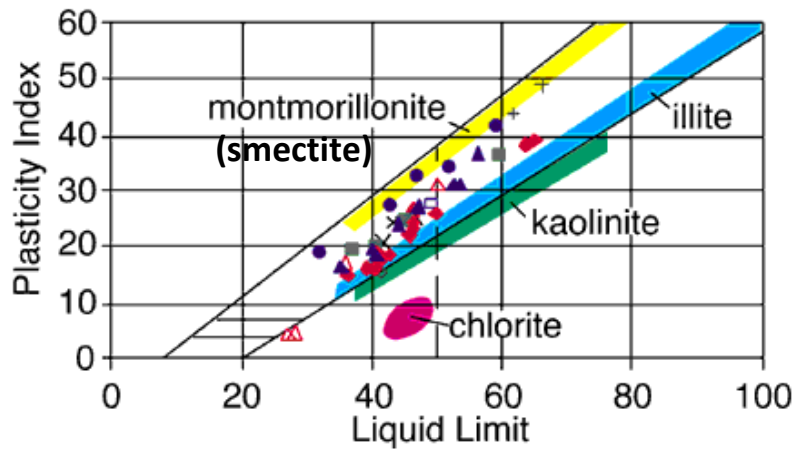
# Stratificazione in depositi sedimentari naturali

De Vallejo et al. (2002)



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

Contenido 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

Indice di attività V.s. percentuale di argilla come indicatore di grado potenziale di espandibilità

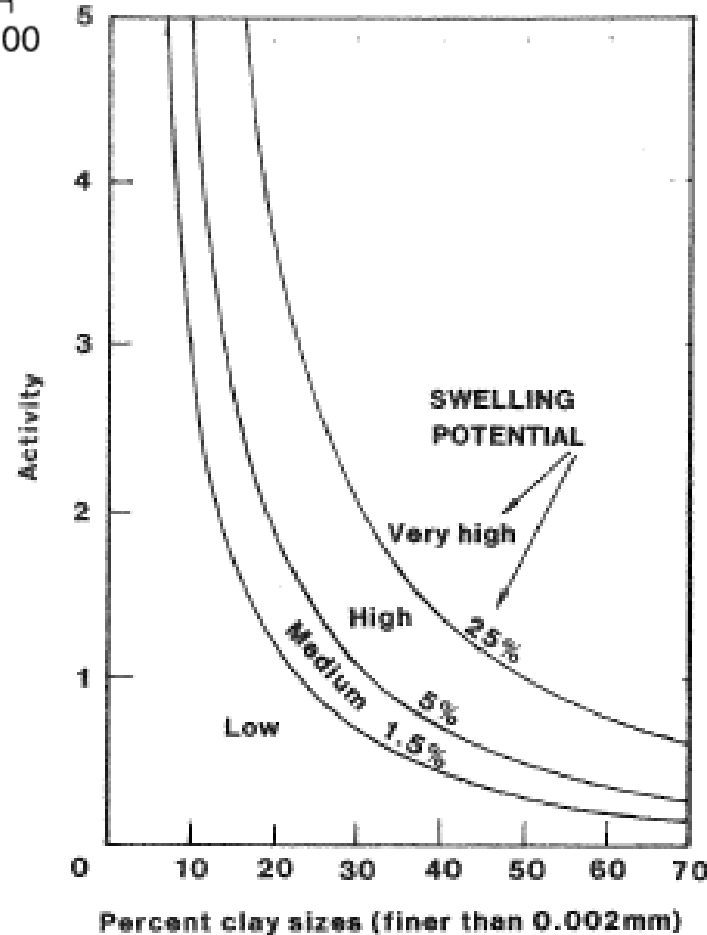


Figure 8.2 Classification chart for swelling potential (after Seed et al., 1962)

## 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**



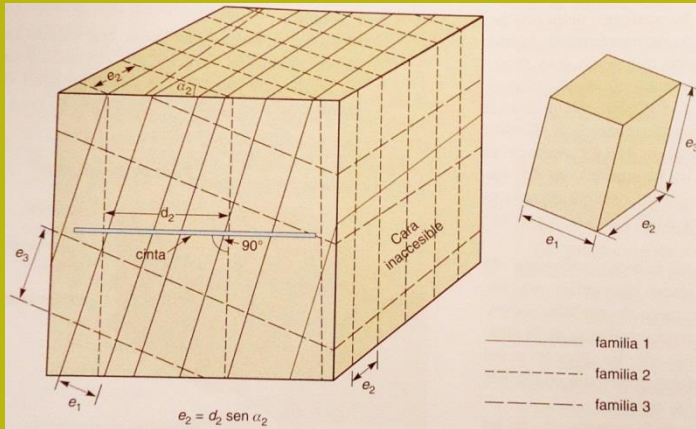
## Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades

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 <sup>3</sup> )
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:

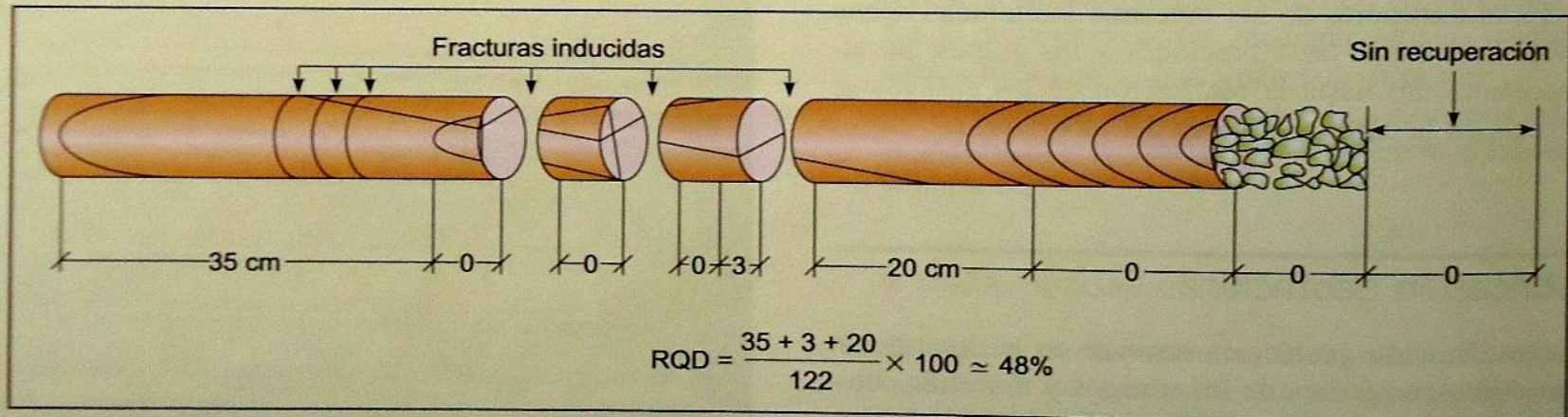
$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezza pezzi} > 10\text{cm}}{\text{Lunghezza tratto totale}} \times 100$$

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

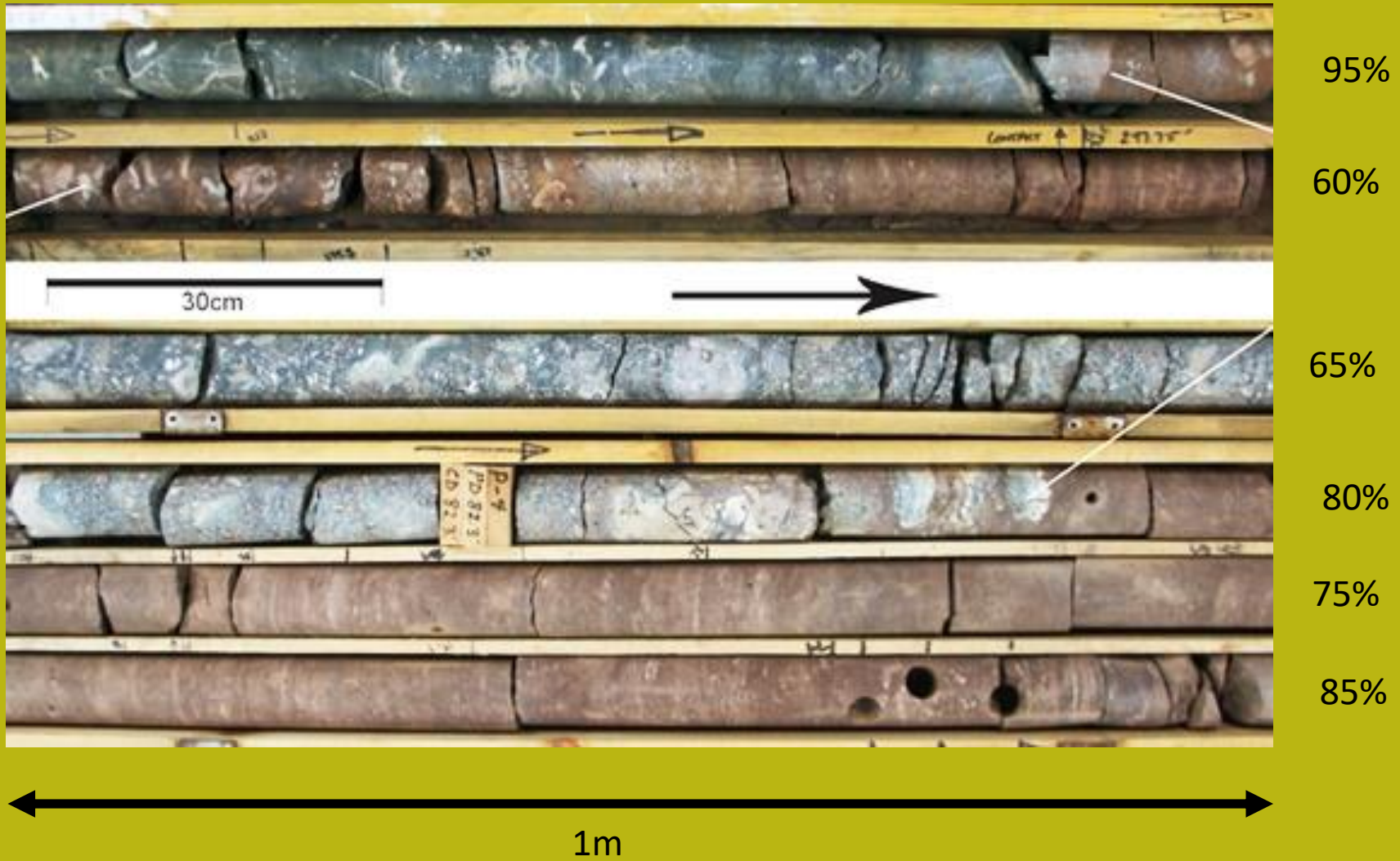


Adaptado de Clayton *et al.*, 1995.

De Vallejo *et al.* (2002)

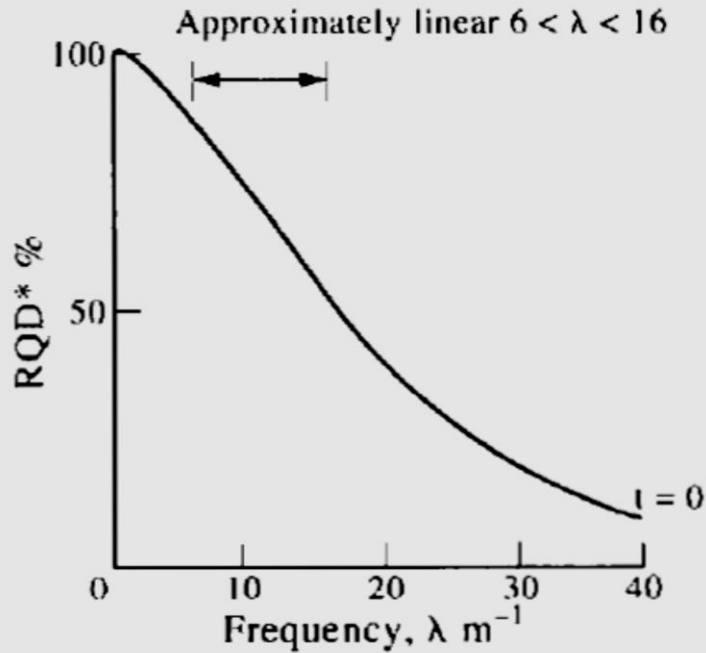
# Indice RQD (rock Quality designation) in carotaggio in roccia

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





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



Viene utilizzata una relazione empirica dipendente dalla frequenza delle discontinuità per metro ( $\lambda$ )

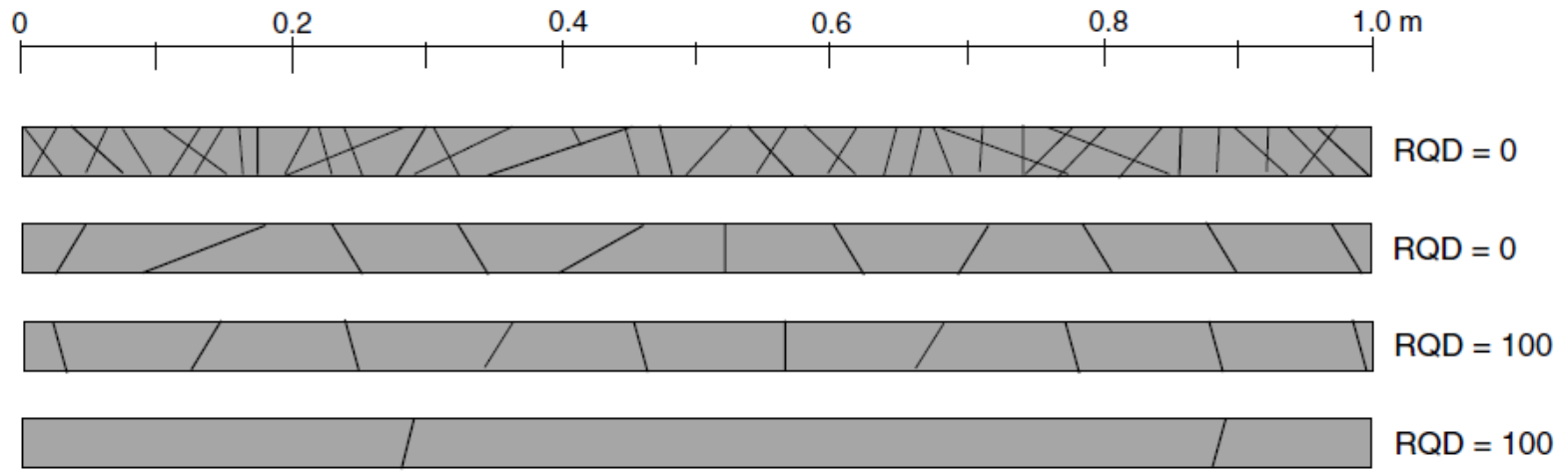
$$\lambda = \frac{\text{numero discontinuita'}}{\text{lunghezza di misura } L(\text{m})}$$

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

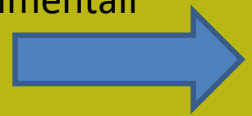
RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

# Indice RQD (rock Quality designation) in carote di sondaggio

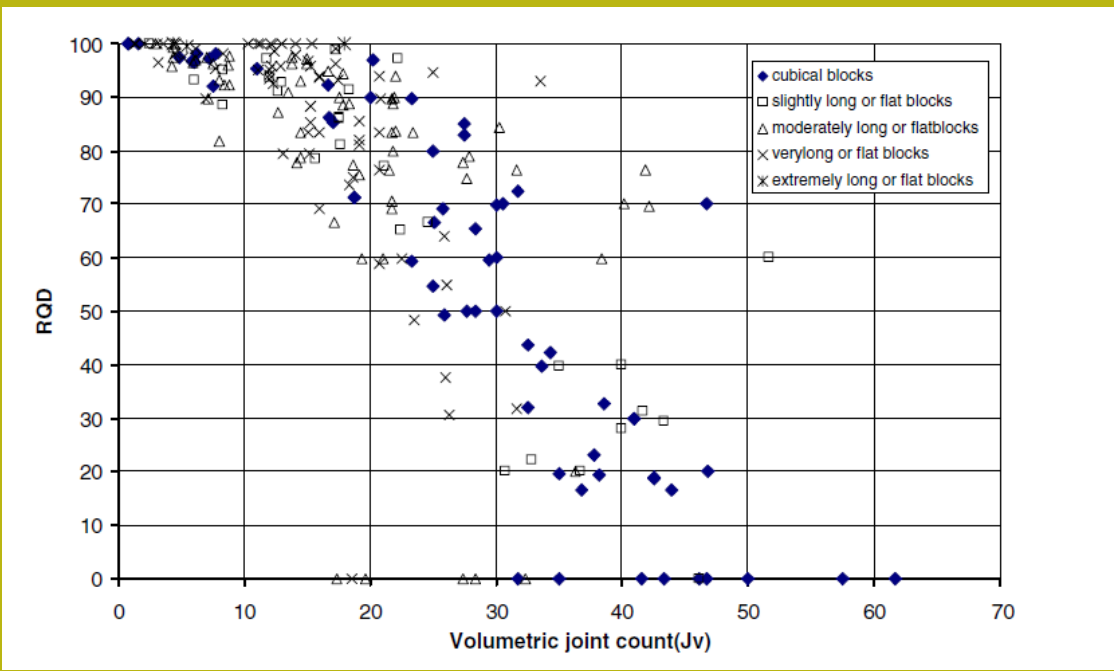


Examples of minimum and maximum values of RQD for various joint densities along drill cores (from Palmstrom, 2001).

$J_v$  ha una buona correlazione con RQD%. Con le seguenti relazioni basate su risultati sperimentali



From Palmstrom 2002

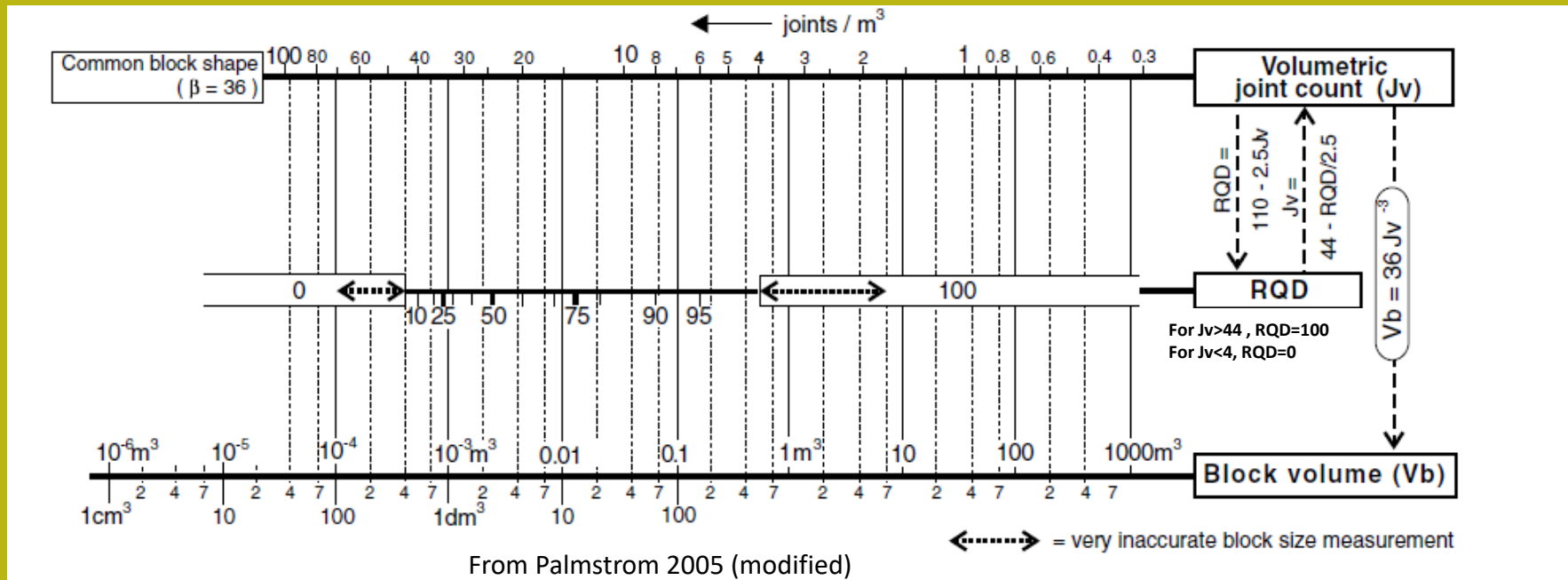


# Indice RQD (rock Quality designation) massiccio roccioso in affioramento

$$RQD = 110 - 2.5J_v$$

se  $4 \leq J_v \leq 44$

Estima de RQD da  $J_v$  (numero di discontinuita' por metro cubo), da Palmstrom (2005)

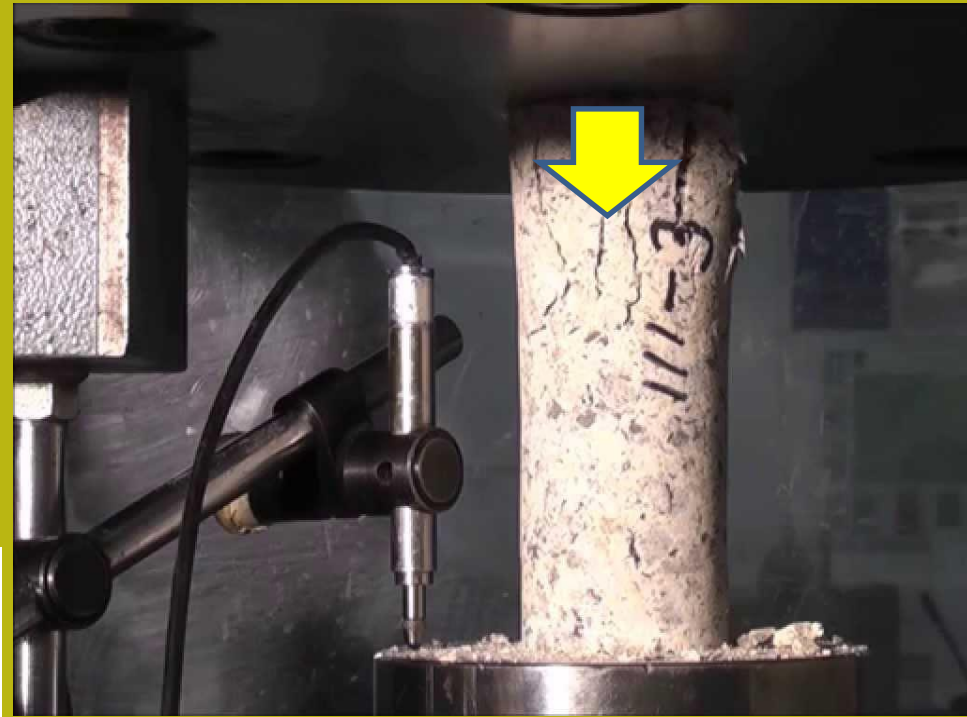
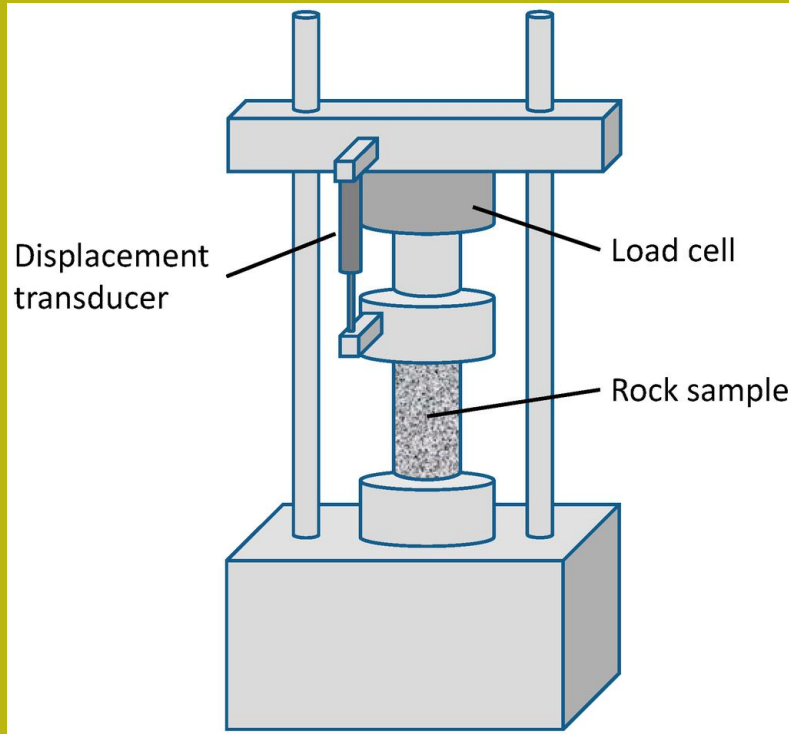


Degree of jointing	
Very low	Low
Moderate	High
Very high	Crushed
$J_v =$	
< 1	1-3
3-10	10-30
30-60	> 60

From Palmstrom 2005

## 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)

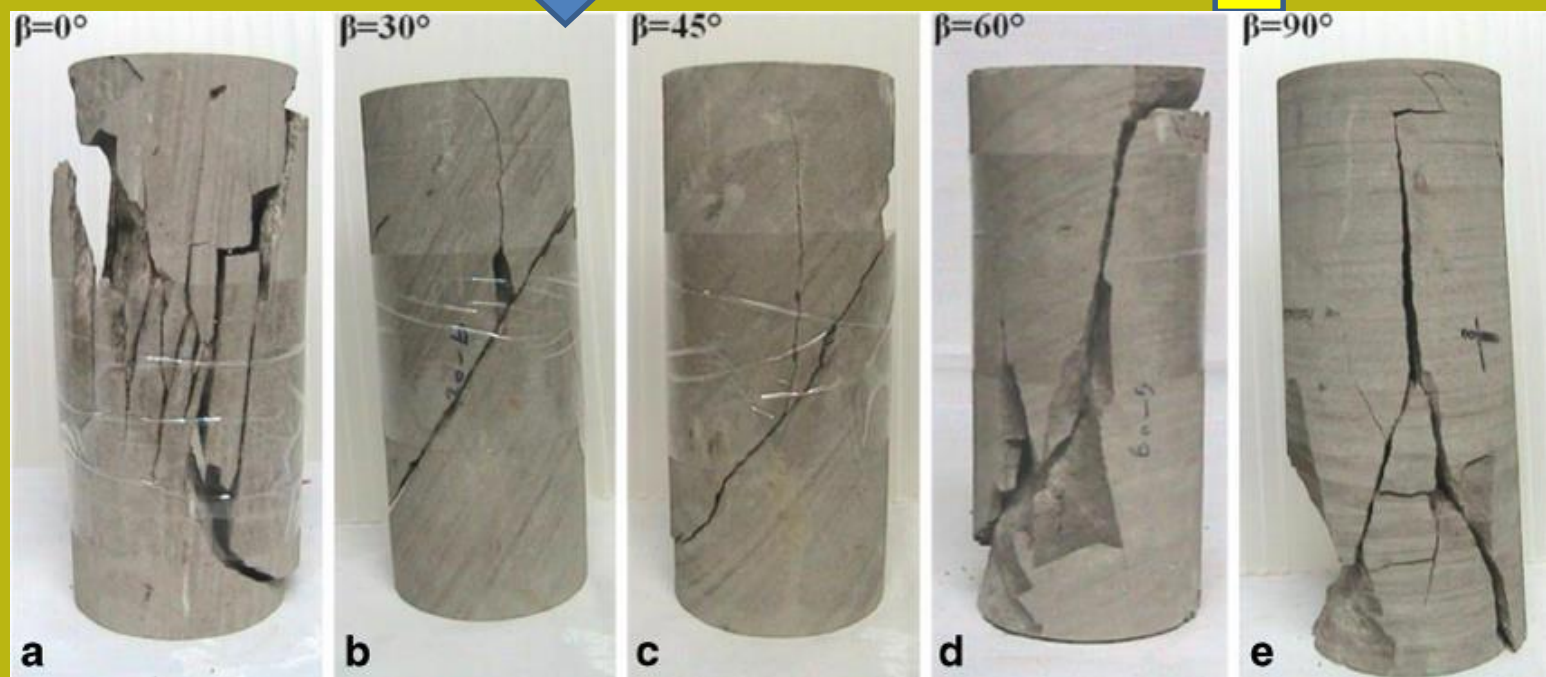


# Resistenza a compressioni uniassiali (campioni di roccia con discontinuita')



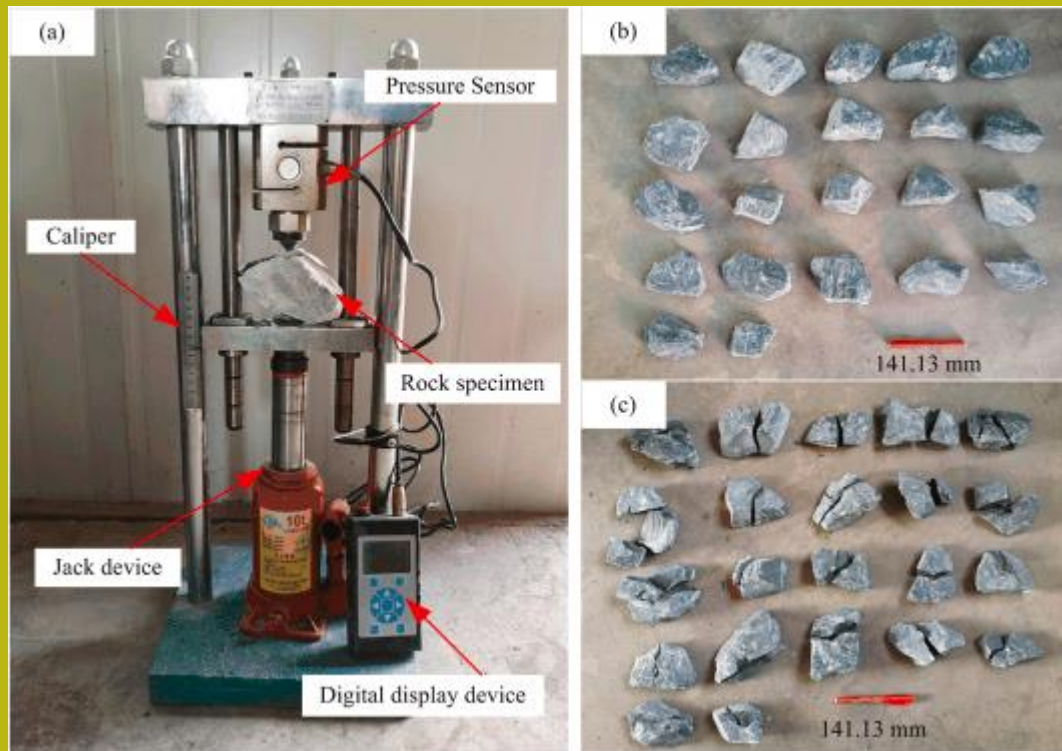
Campione di cemento

Campione di roccia con (discontinuita' orientate)



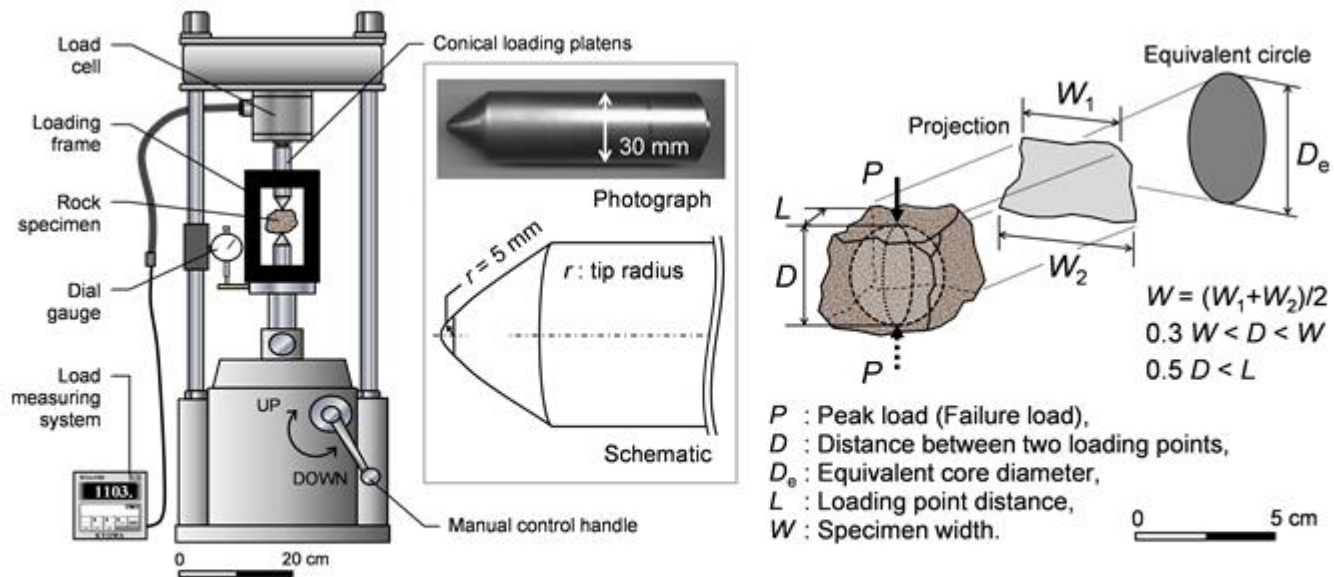
# Resistenza a compressioni uniassiali (campioni di roccia integri)

La resistenza alla compressione uniassiale di campioni di roccia intatti (MPa) detta anche UCS (*Uniaxial Compressive strength*) può essere misurata con diversi tipi di macchine come ad esempio il POINT LOAD TEST



Su campioni cilindrici regolari  
E su campioni non cilindrici

## Misure di point load su campioni irregolari



**Figure 2.** Point load strength testing machine, shape of rock specimen, load configuration, and conditional expression for irregular lump point load strength test.

*Da : Kohno, M., & Maeda, H. (2018). Estimate of uniaxial compressive strength of hydrothermally altered soft rocks based on strength index tests. Geomaterials, 8(2), 15-25.*

Per maggiori dettagli sulla metodologia e vedasi:

**Singh, T. N., Kainthola, A., & Venkatesh, A. (2012). Correlation between point load index and uniaxial compressive strength for different rock types. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(2), 259-264.**

Accessibile open access su : <https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-011-0192-z>

# Resistenza a compressioni uniaxiali (campioni di roccia integri)

De Vallejo et al. (2002)

↓ Valores de pico



De Vallejo et al. (2002)

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



# Resistencia a compresión 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	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	Extremadamente dura	Muy alta
> 250				



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



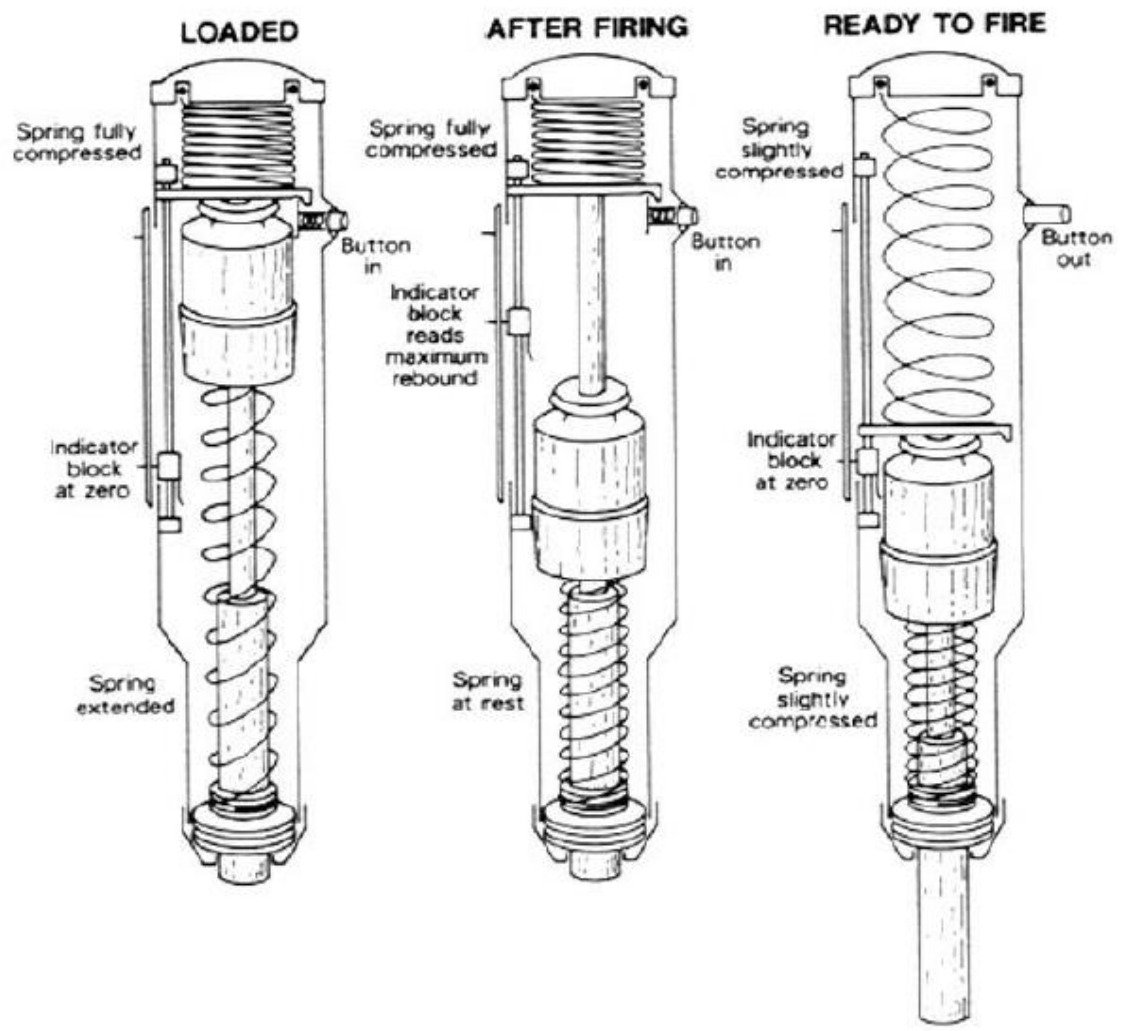
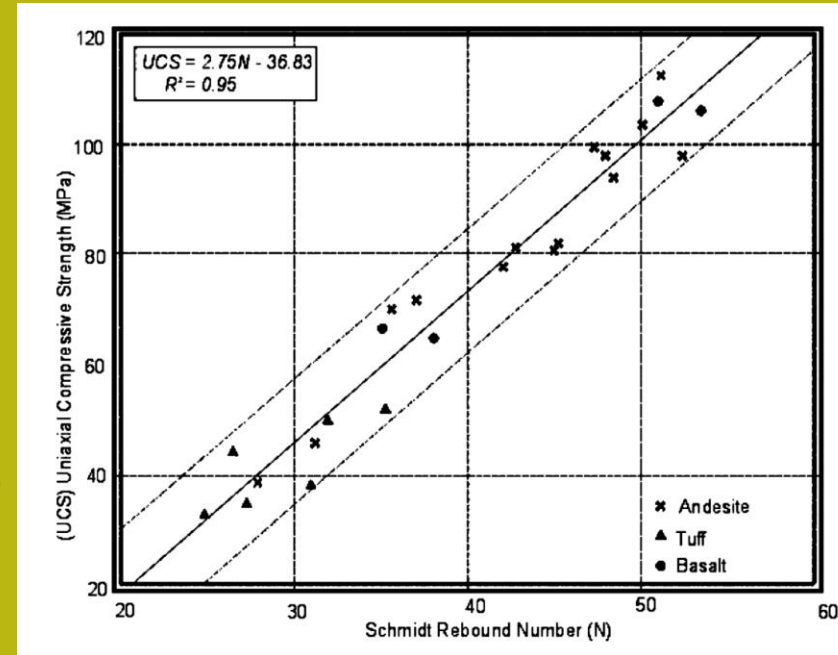
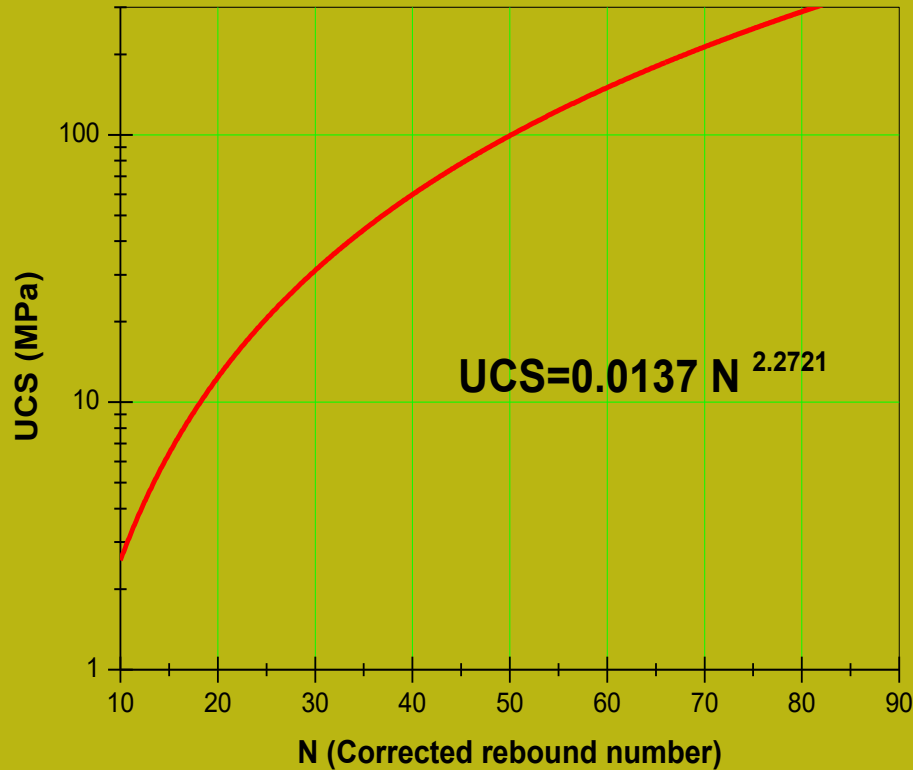


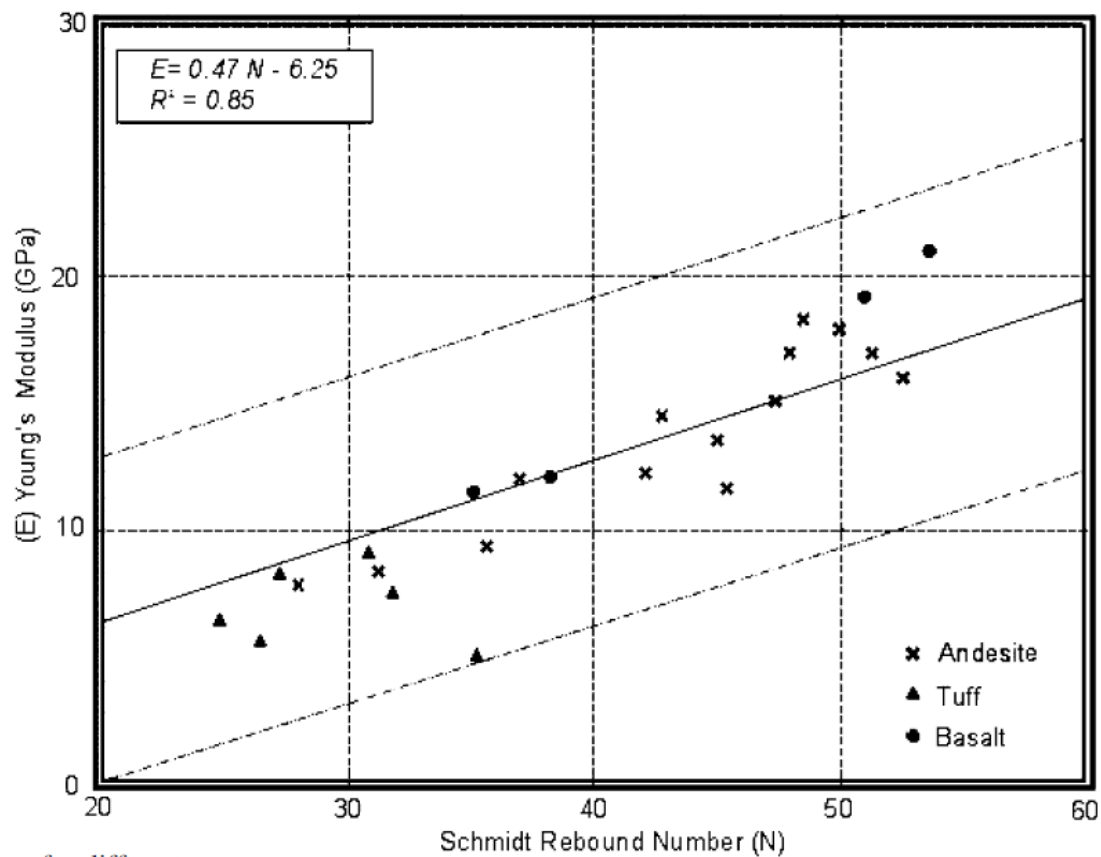
Fig. 2. Working principle of a Schmidt hammer [3].

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

# Shmidt's Hammer -- UCS by N (Kihc & Teymen 2008)



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 moltissimi studi



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

Weathering grade	<sup>a</sup> 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

<sup>a</sup> 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

**B)Classificazione  
ingegneristica  
dei Geomateriali:  
terreni e ammassi  
rocciosi**

# Classificazioni del suolo



Foto: Hoyos Patiño 2006



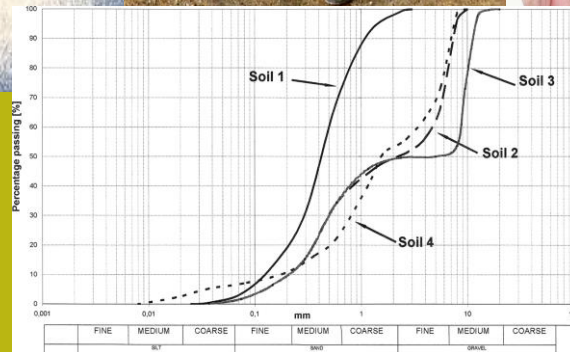
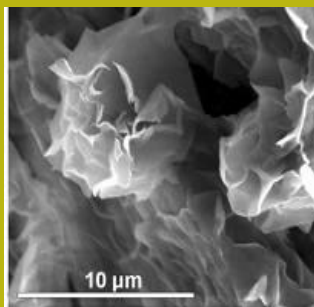
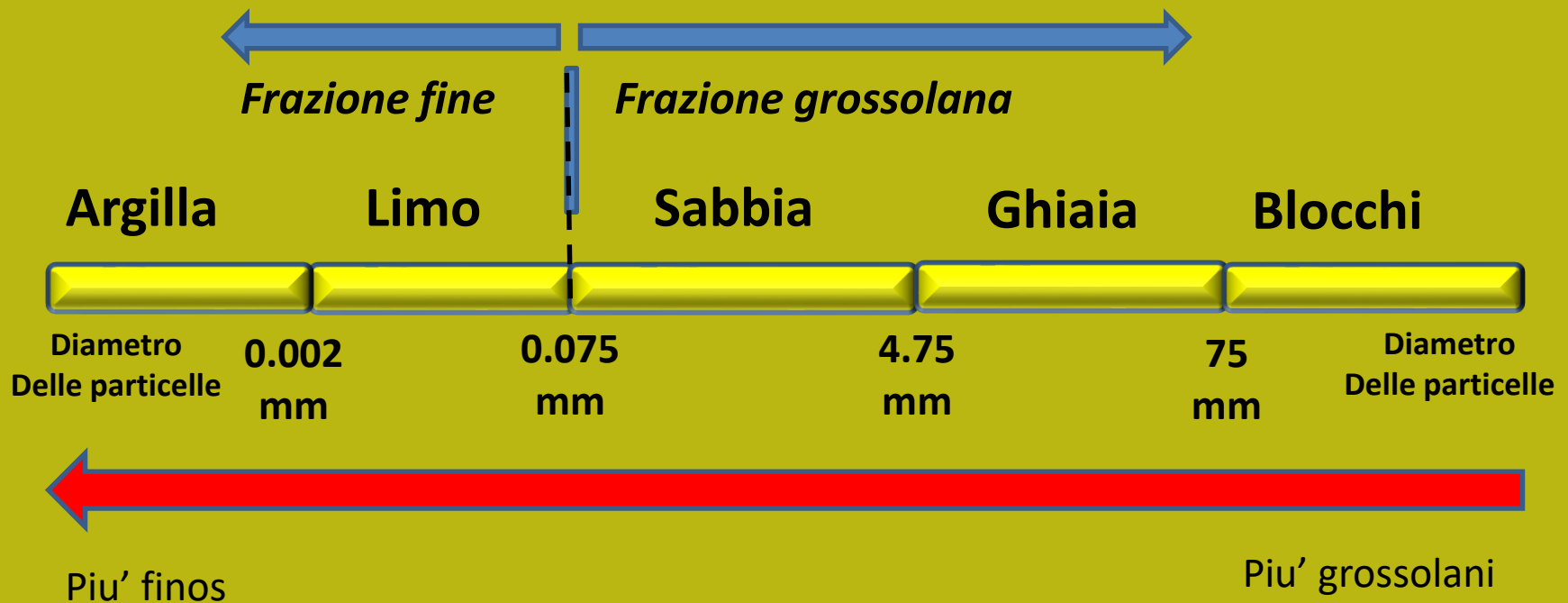
## **Obiettivo delle classificazioni del suolo:**

- **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 torba (*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](https://en.wikipedia.org/wiki/Unified_Soil_Classification_System)

# Simboli utilizzati nel sistema USCS

## Unified Soil Classification System, USCS

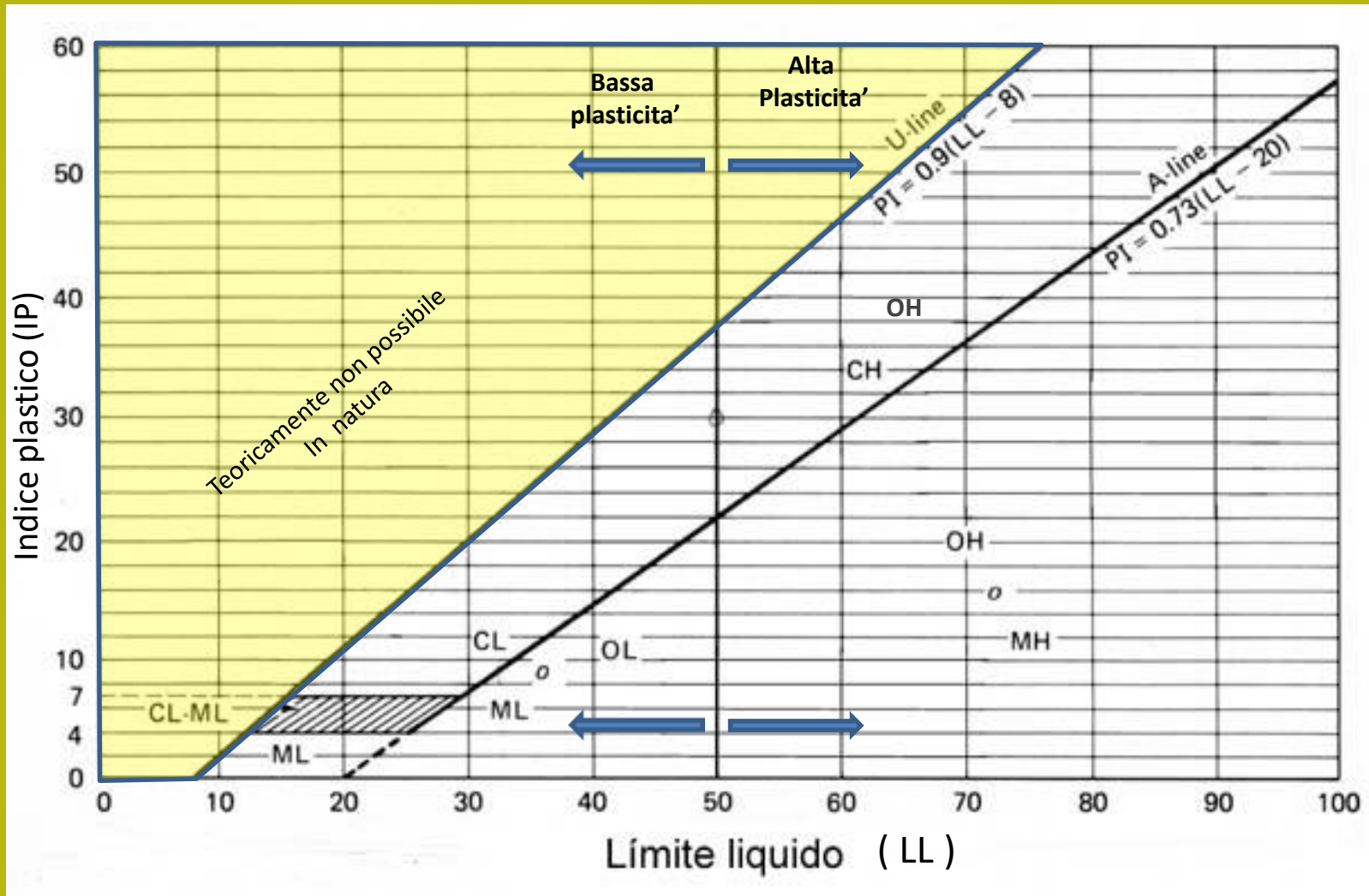
### Classification and Symbols

COARSE-GRAINED SOILS (more than 50% of material is larger than No. 200 sieve size.)		
Clean Gravels (Less than 5% fines)		
<b>GRAVELS</b> 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)		
<b>SANDS</b> 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.)		
<b>SILTS AND CLAYS</b> 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
<b>SILTS AND CLAYS</b> 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
<b>HIGHLY ORGANIC SOILS</b>	 PT	Peat and other highly organic soils

[https://en.wikipedia.org/wiki/Unified\\_Soil\\_Classification\\_System](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  $< 50\%$

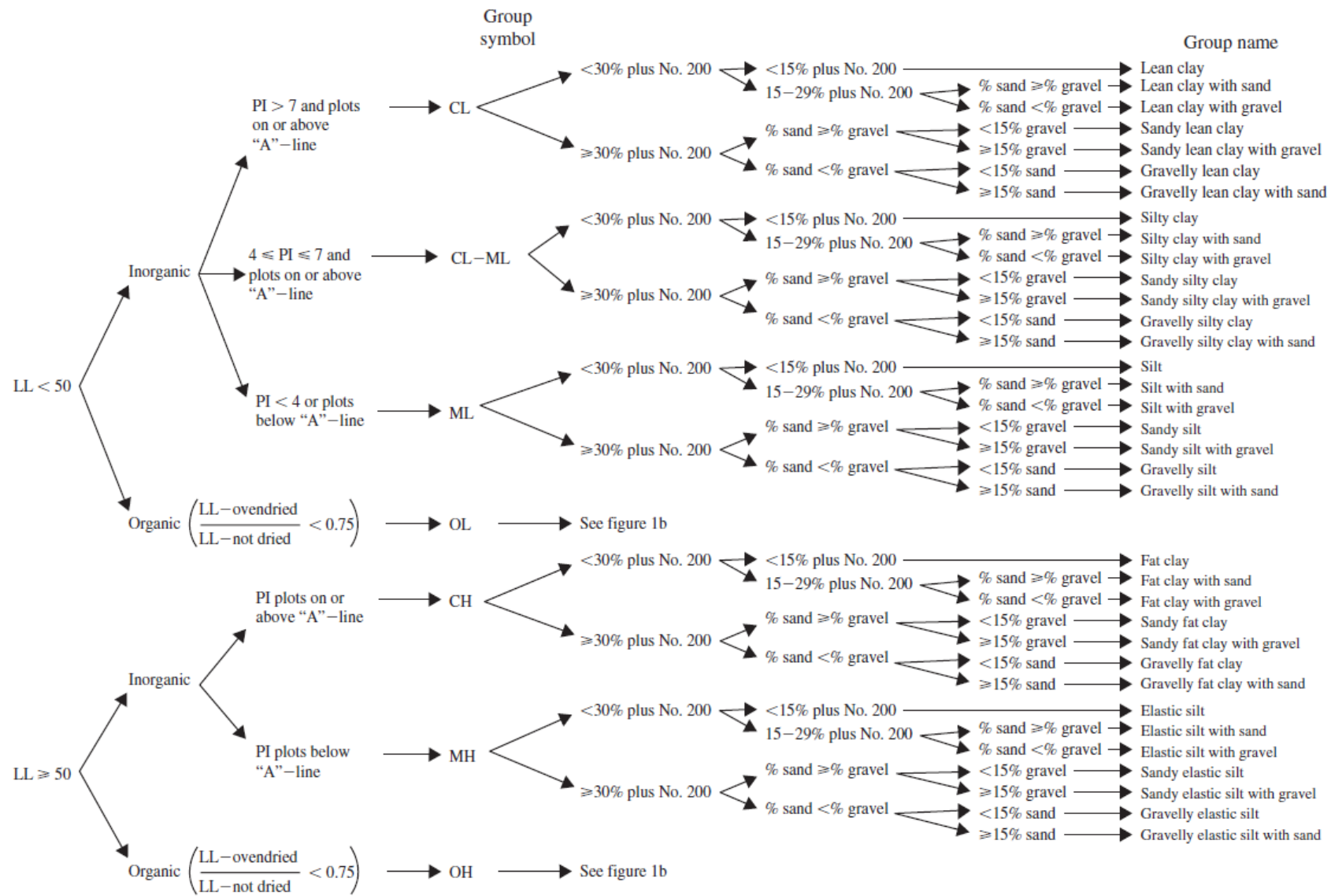
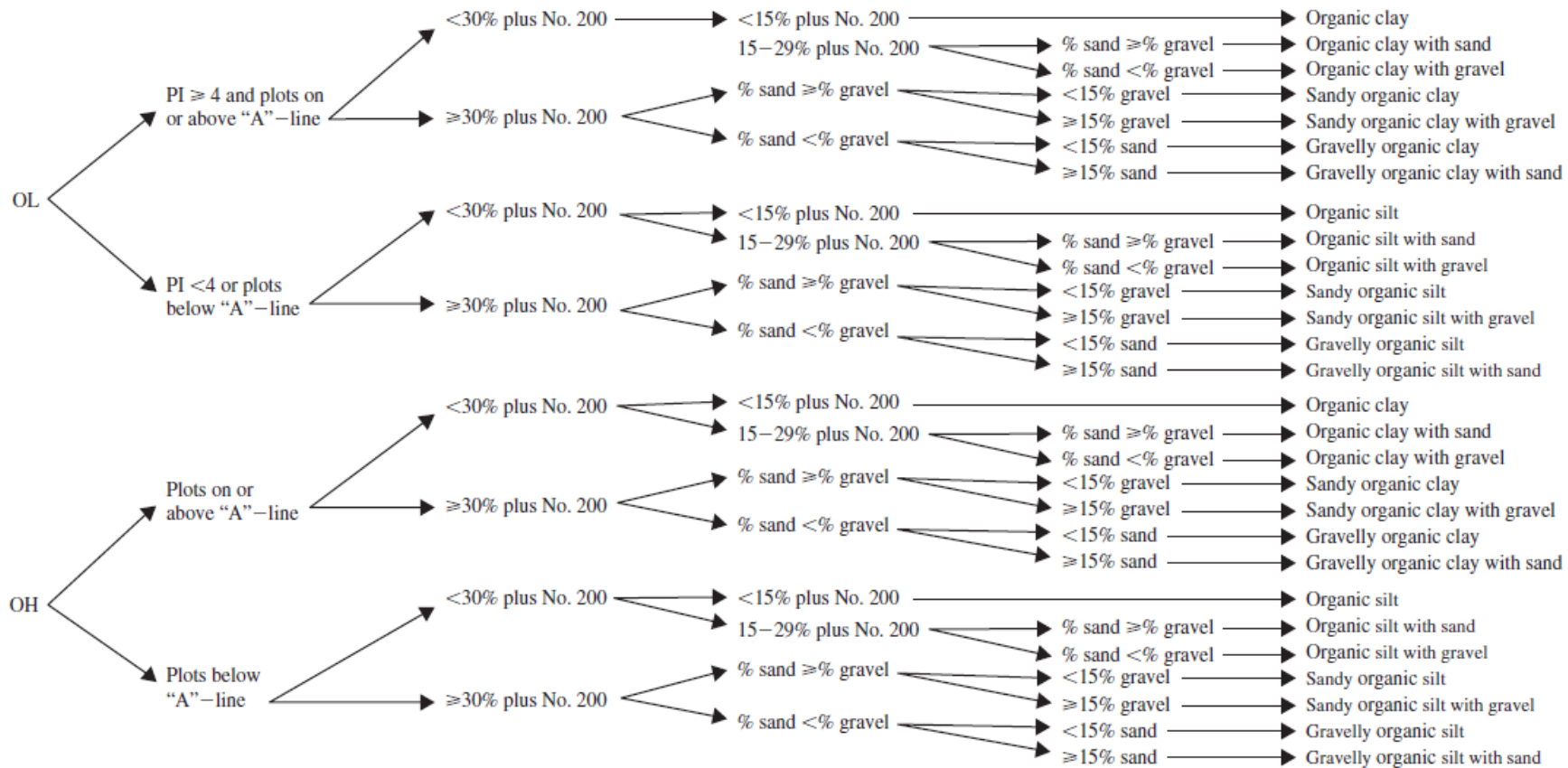


Figure 10.8 Flow chart for classifying fine-grained soils using the USCS.

## 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)

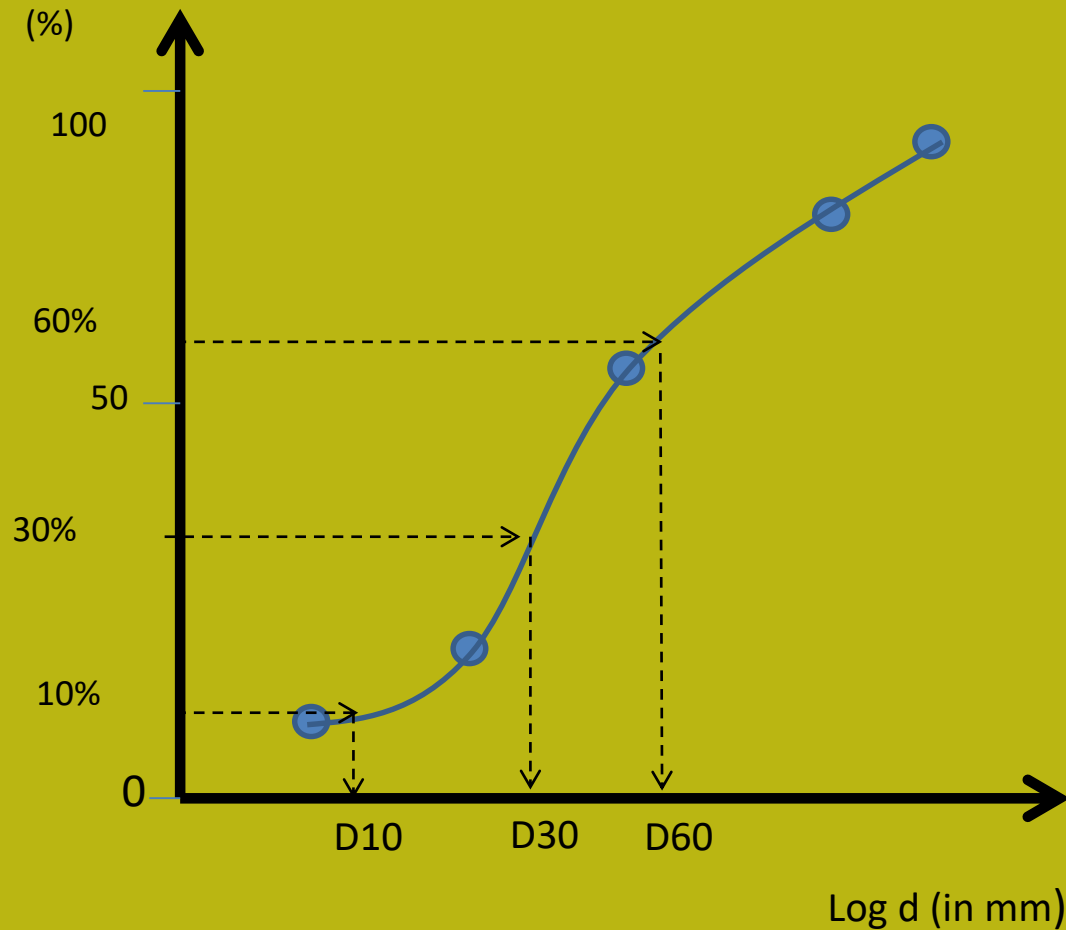
Distribuzione cumulata% in massa per diametri particelle setacciati in mm

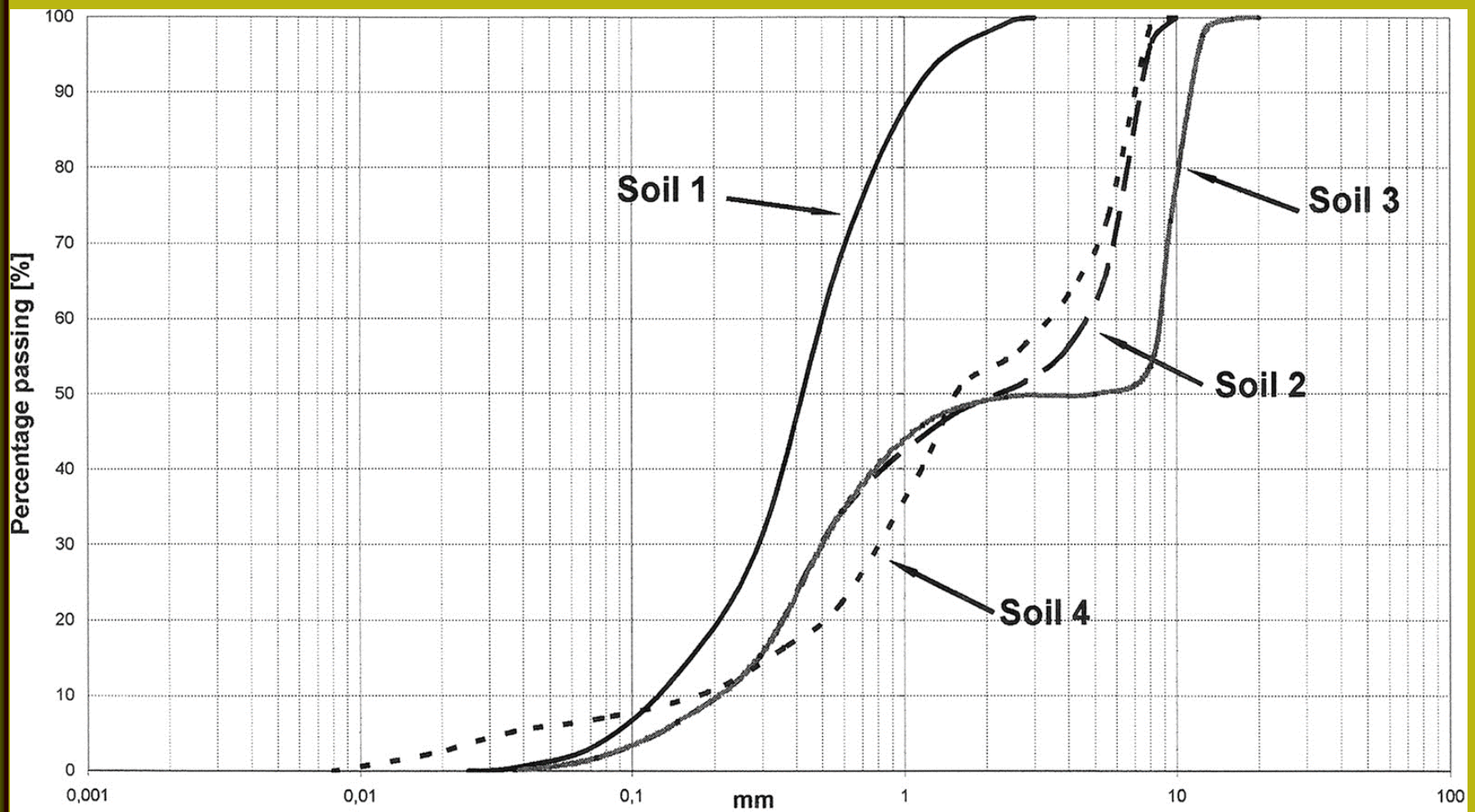
coefficiente di  
curvatura  $C_c$

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

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 ....**

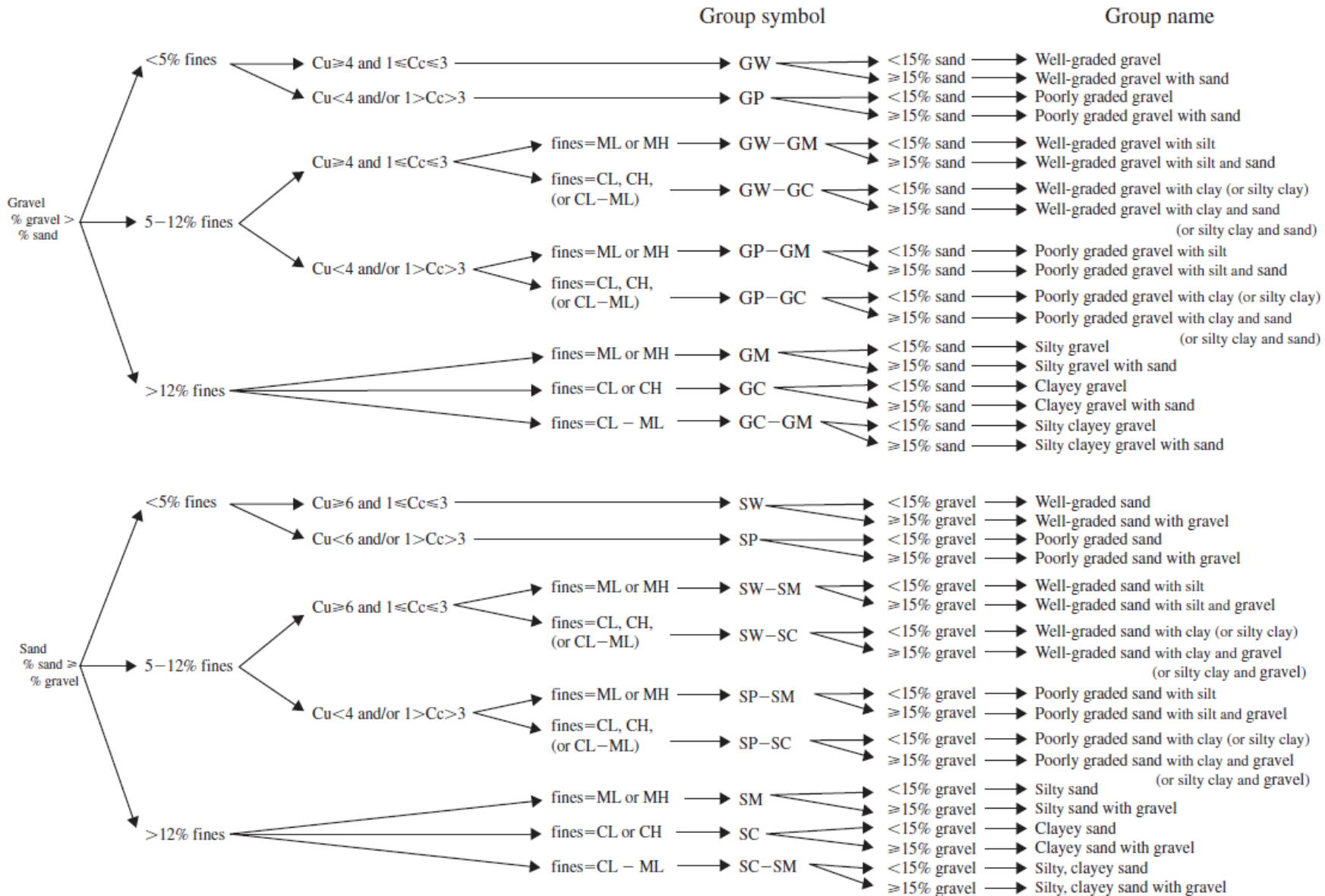
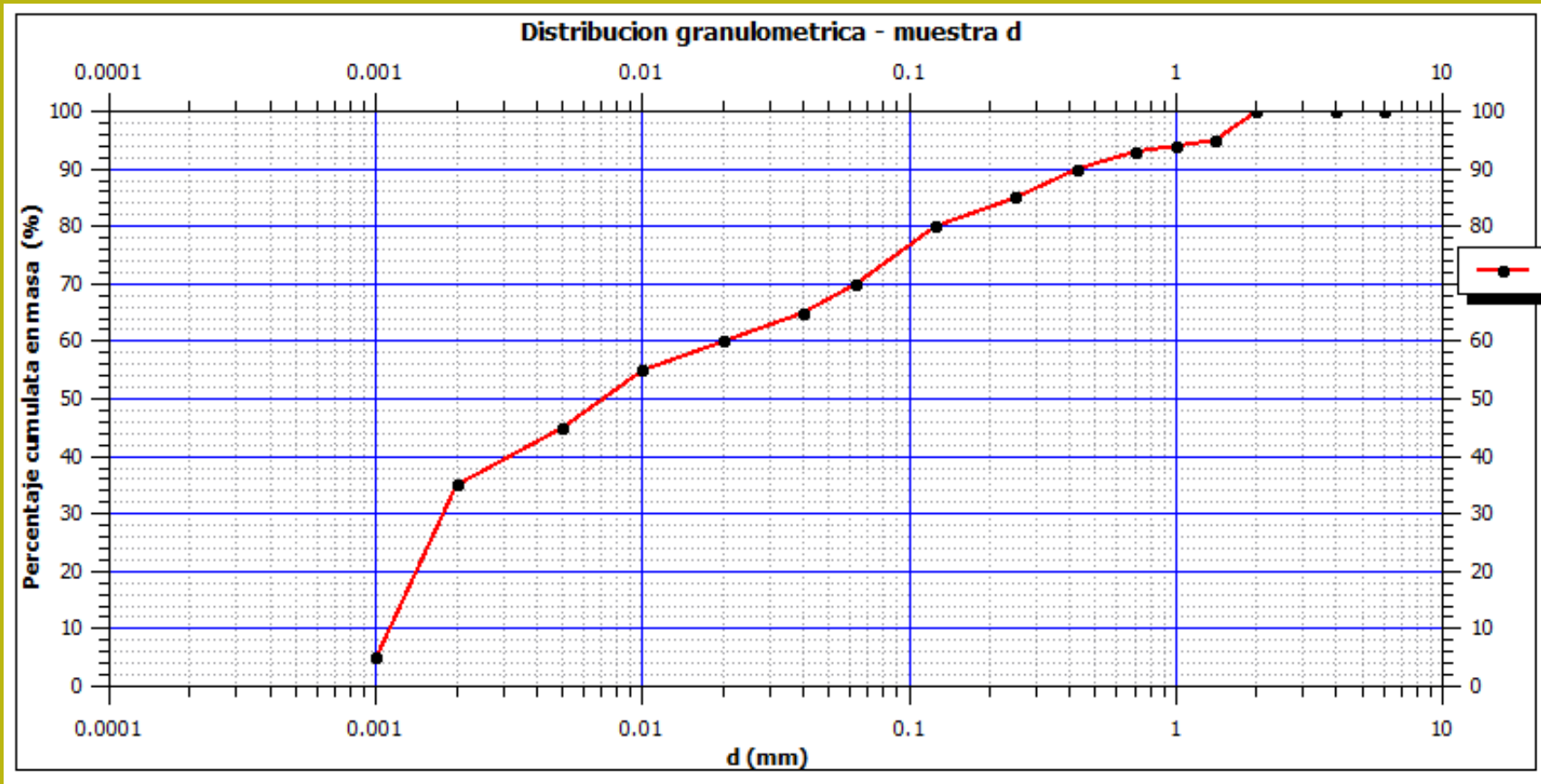


Figure 10.10 Flow chart for classifying coarse-grained soils using the USCS.

## Grafico di classificazione di terreni a grana grossa



# Esempio risolto1



Classificare il terreno del campione D che ha questi valori di proprietà indice :

LL=55, IP=32

Fini >72%

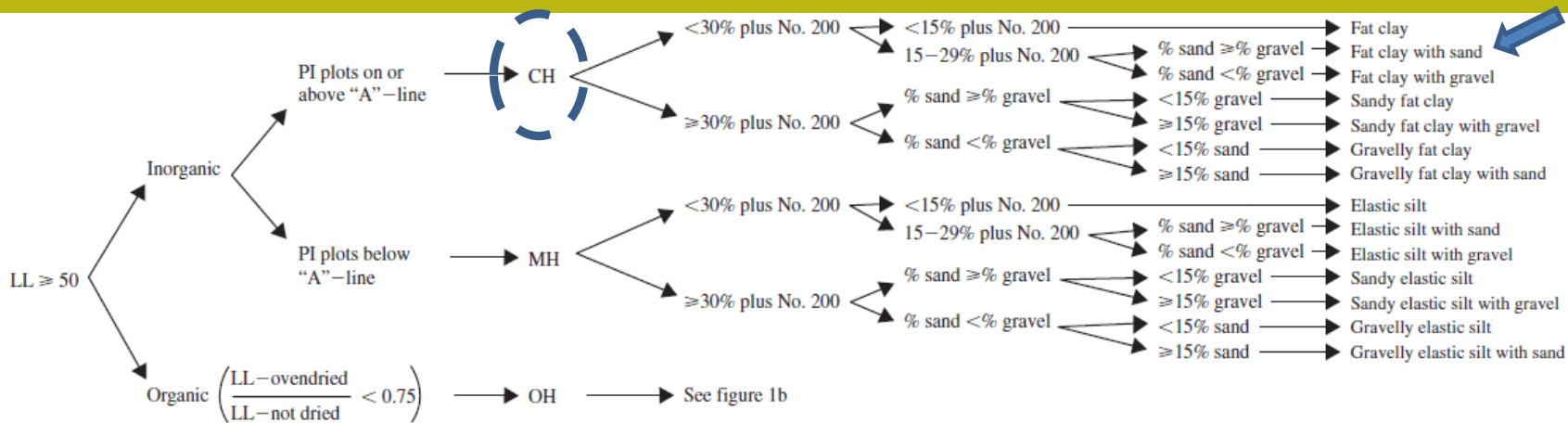
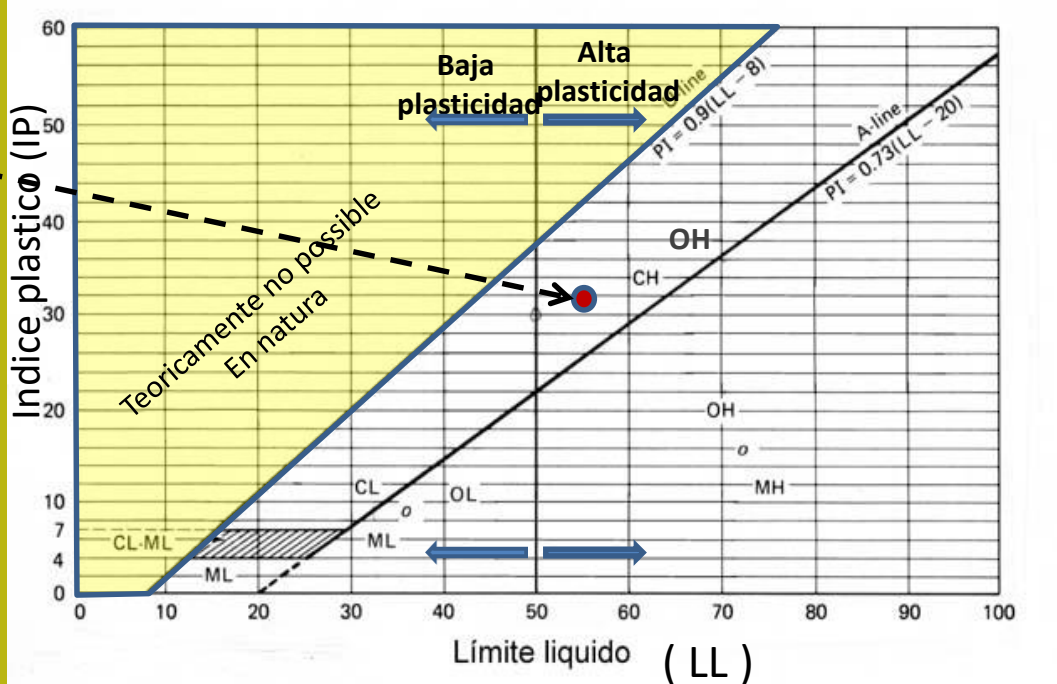
# Esempio 1

LL=55, IP=32

Sopra la línea línea A

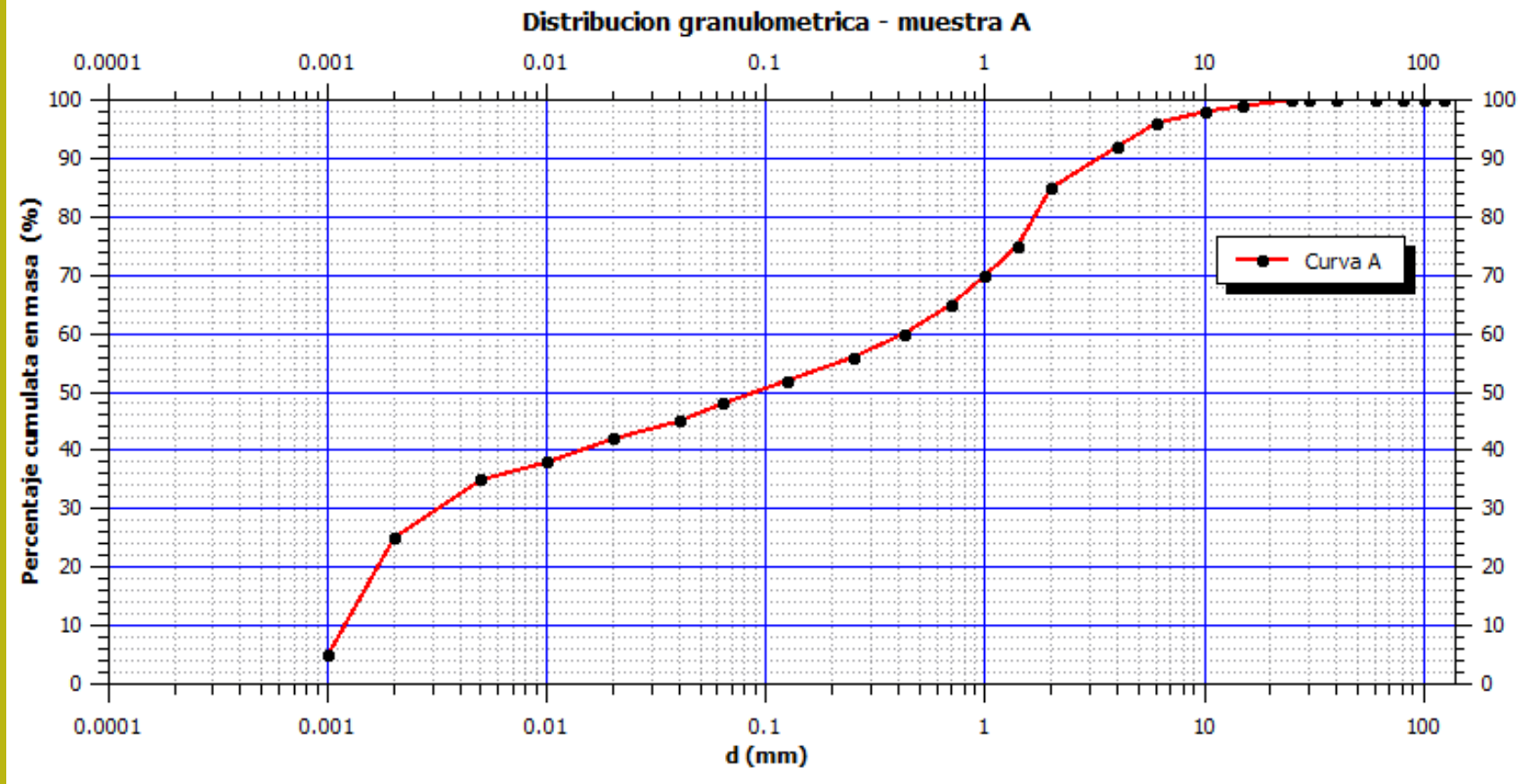
% fini <0.075 mm = 72%  
28 % frazione grossolana

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

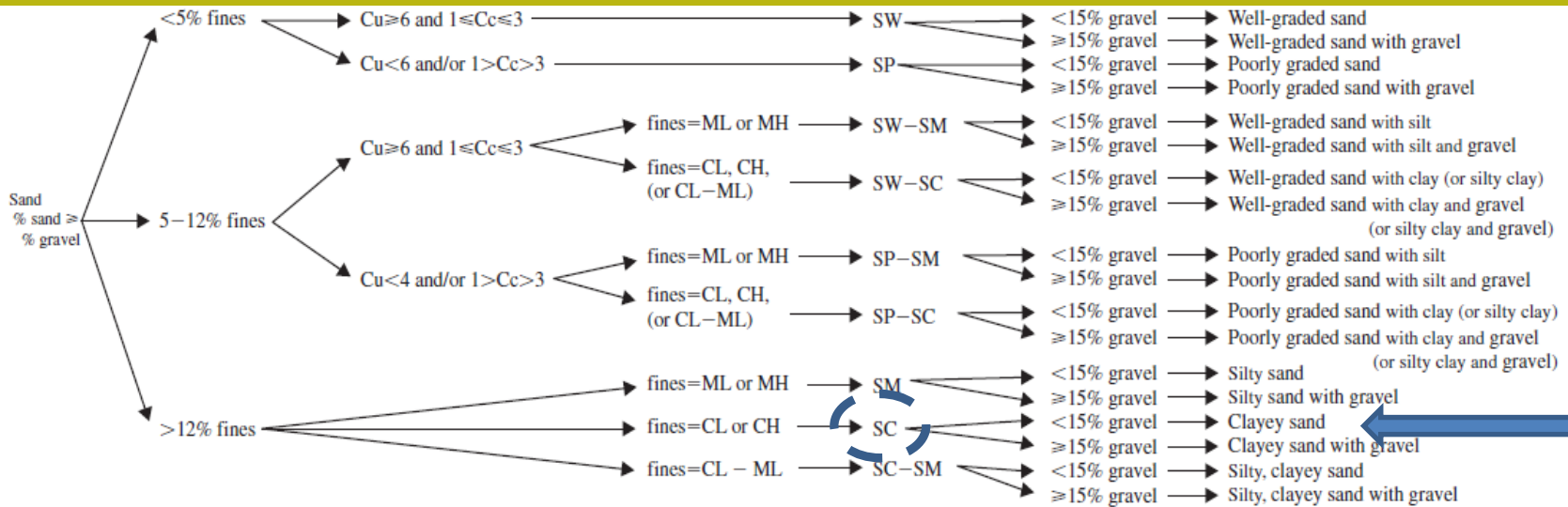
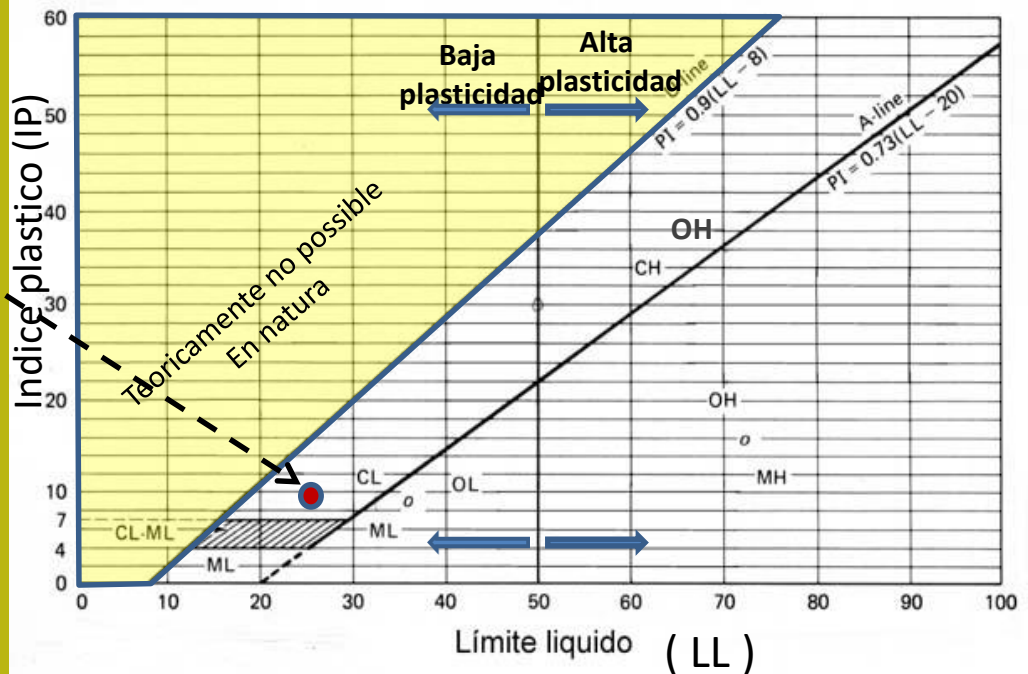


## Esempio2

LL=25, IP=10  
sotto linea A

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

Frazione grossolana  
46% sabbia  
6% ghiaia



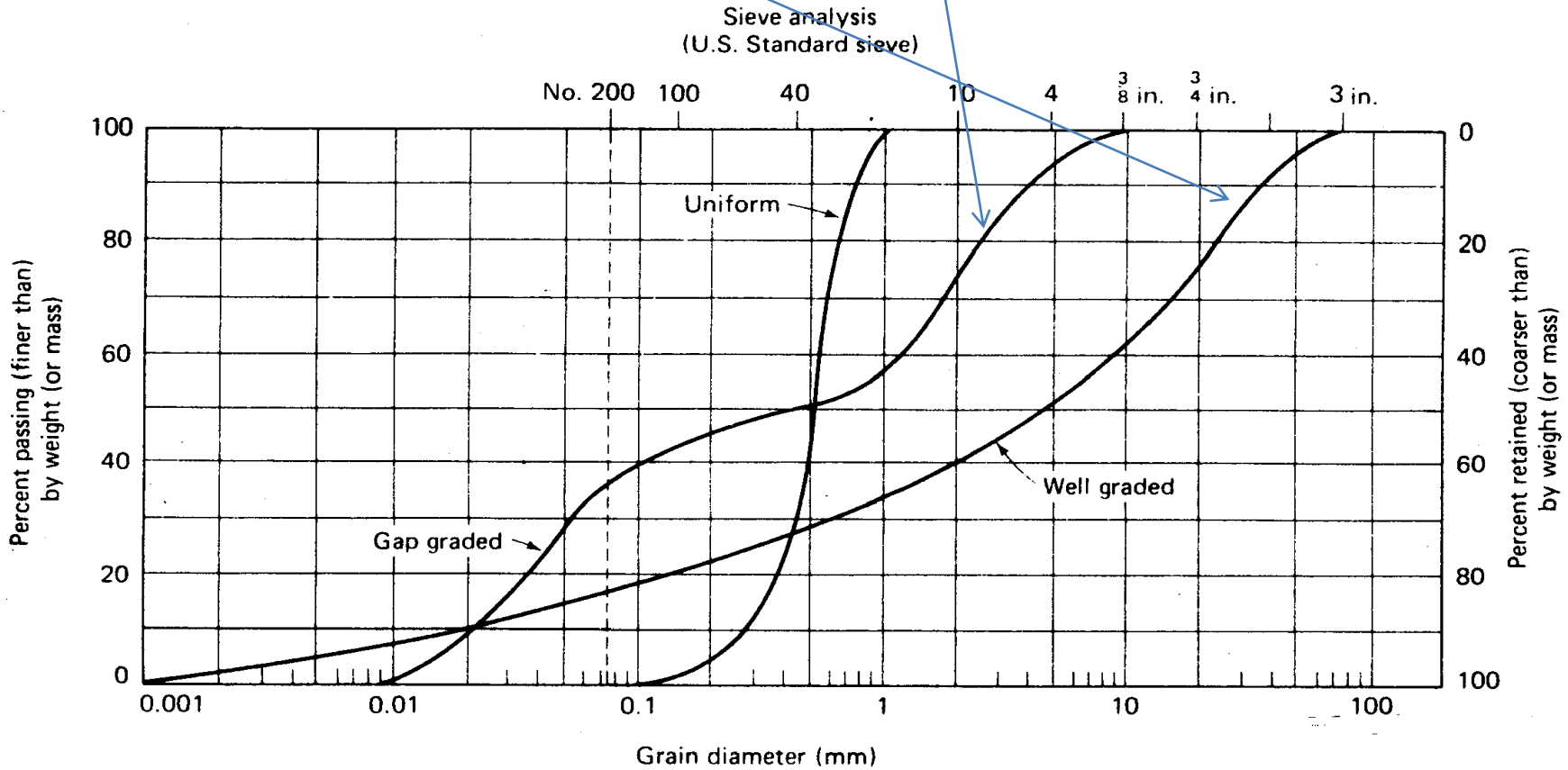
Clasificación: SC (Sabbia argillosa, con con bassa plasticita')

# Esercizio

## Di calssificazione curve 1 e 2

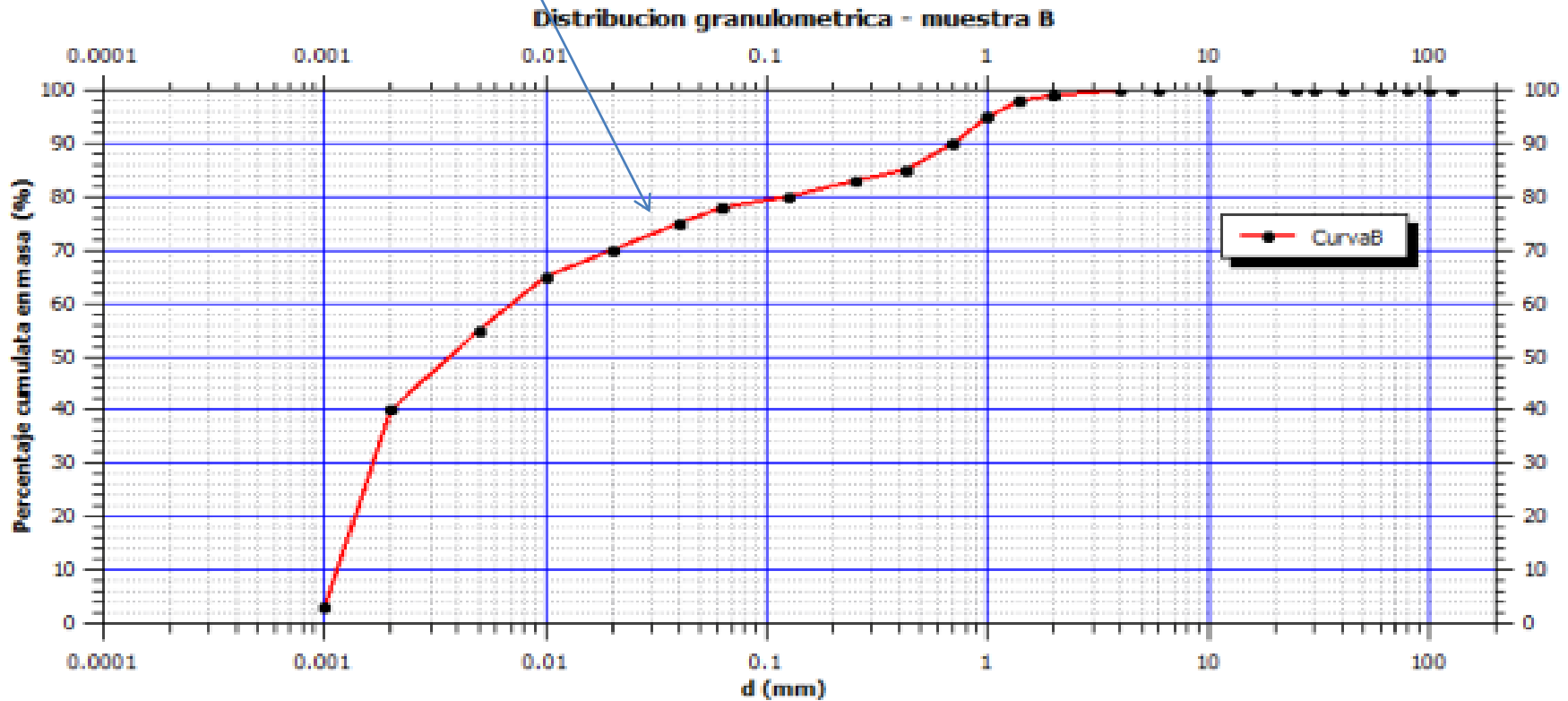
campione 1  
(LL= 22 ; IP=8)

campione 2  
(LL= 28 ; IP 15)



# Classificare il campione 3

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>

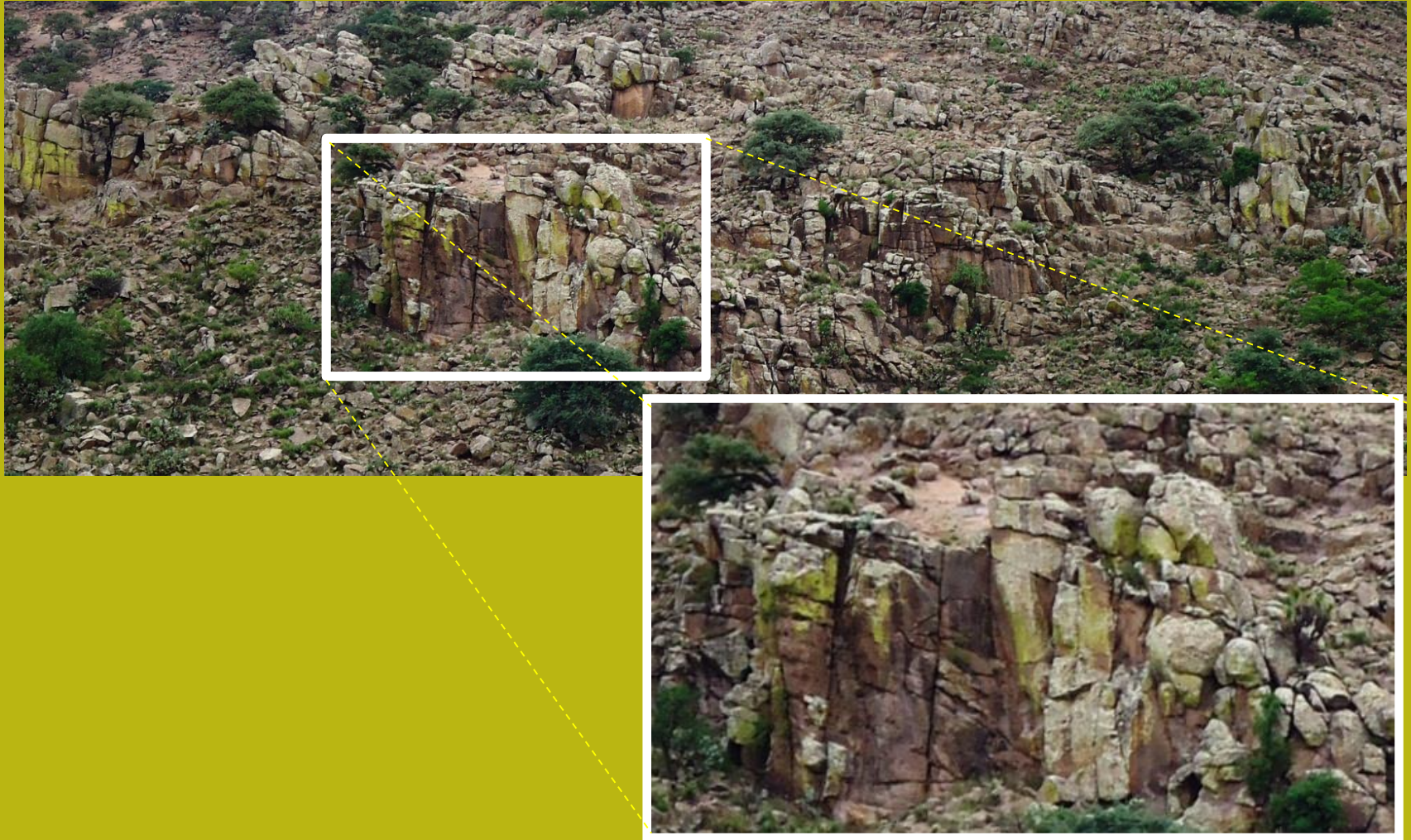
[2] <https://www.youtube.com/watch?v=fufeaLBLGk>

Altri sistema di calssificazioni usati in ámbito geotécnico:

AASHTO SOIL CLASSIFICATION SYSTEM

[https://en.wikipedia.org/wiki/AASHTO\\_Soil\\_Classification\\_System](https://en.wikipedia.org/wiki/AASHTO_Soil_Classification_System)

# 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 discontinuita'

- Numero discontinuita'
- Orientazione
- spaziatura
- Apertura
- Rugosita'
- Alterazione

### Parametri dei materiali

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

### Condizioni al contorno

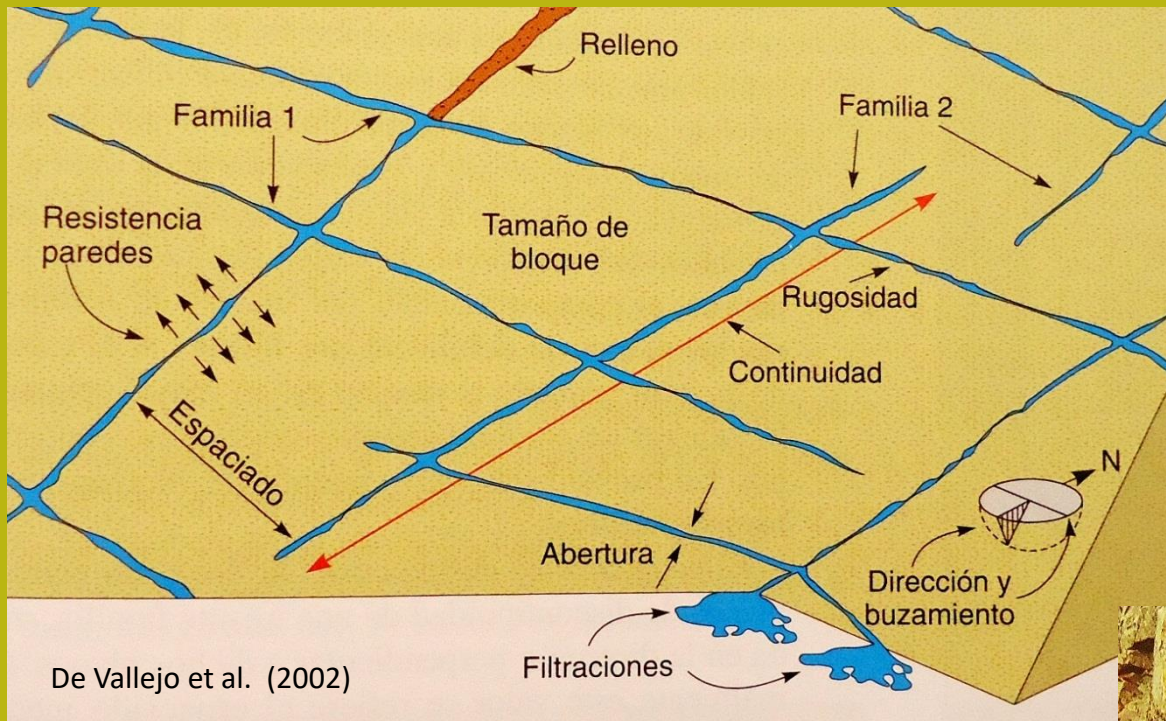
- Flusso e pressioni acqua
- Pressione geostatica in sito(stress)

Da:

[http://lmrwww.epfl.ch/en/.../Rock.../ENS\\_080312\\_EN\\_JZ\\_Notes\\_Chapter\\_6.pdf](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

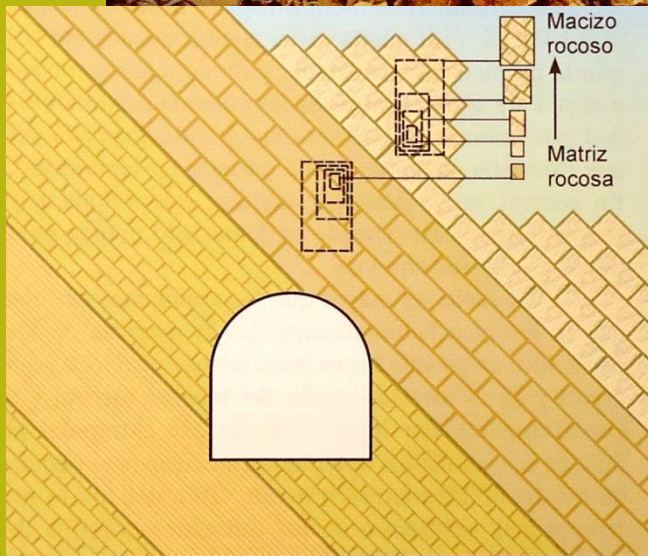


Figura 3.102 Representación del efecto escala (Cunha, 1990)

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.

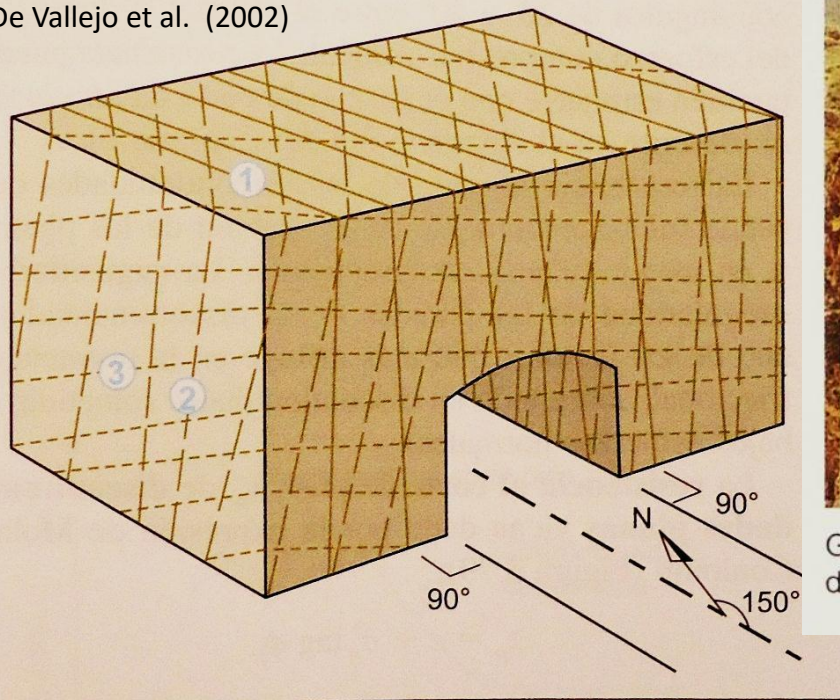


## Distribuzione delle dimensioni dei blocchi in una massa rocciosa

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)



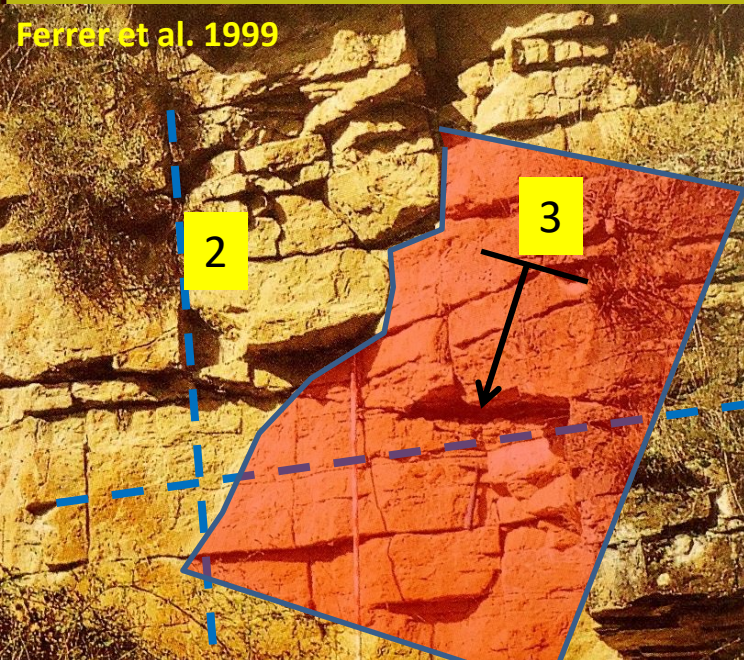
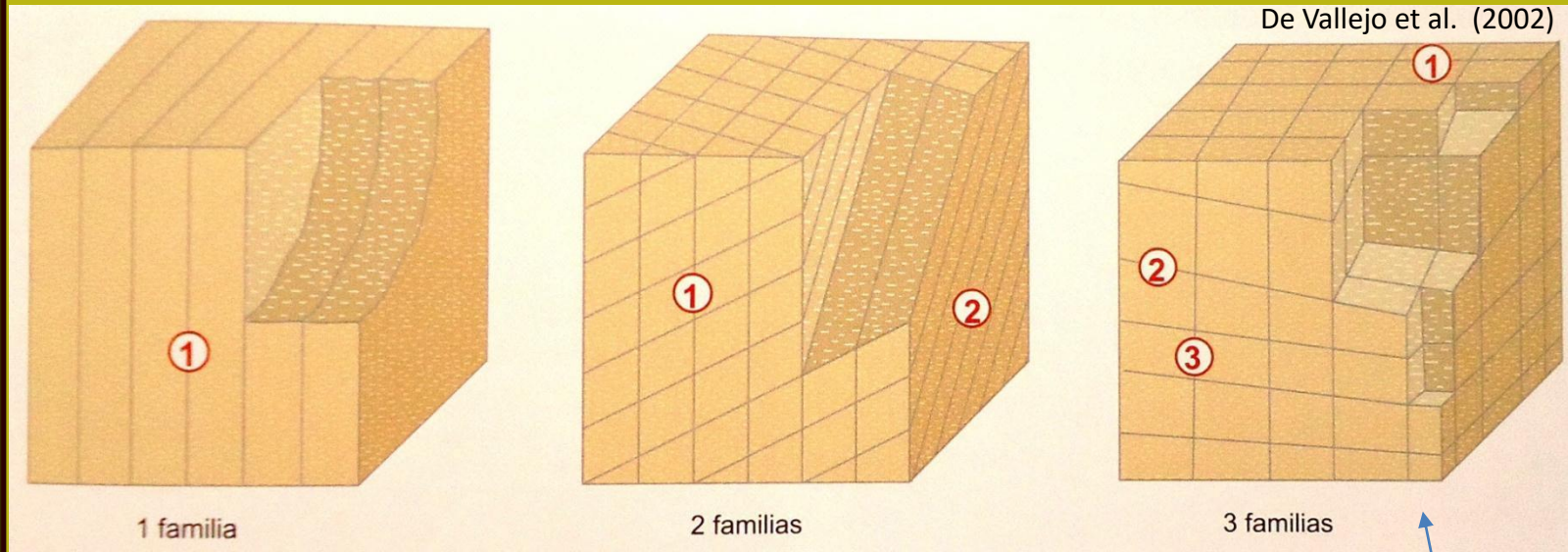
Ferrer et al. 1999

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		
	<i>Rating</i>	Uniaxial compressive strength (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5
			15	12	7	4	2	< 1
								0
2.	RQD (%)	90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25		
	<i>Rating</i>	20	17	13	8	3		
3.	Joint spacing (m)	> 2	0.6 – 2	0.2 – 0.6	0.06 – 0.2	< 0.06		
	<i>Rating</i>	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		
	<i>Rating</i>	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	
	<i>Rating</i>		0	0 – 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5	
			completely dry	damp	wet	dripping	flowing	
			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**

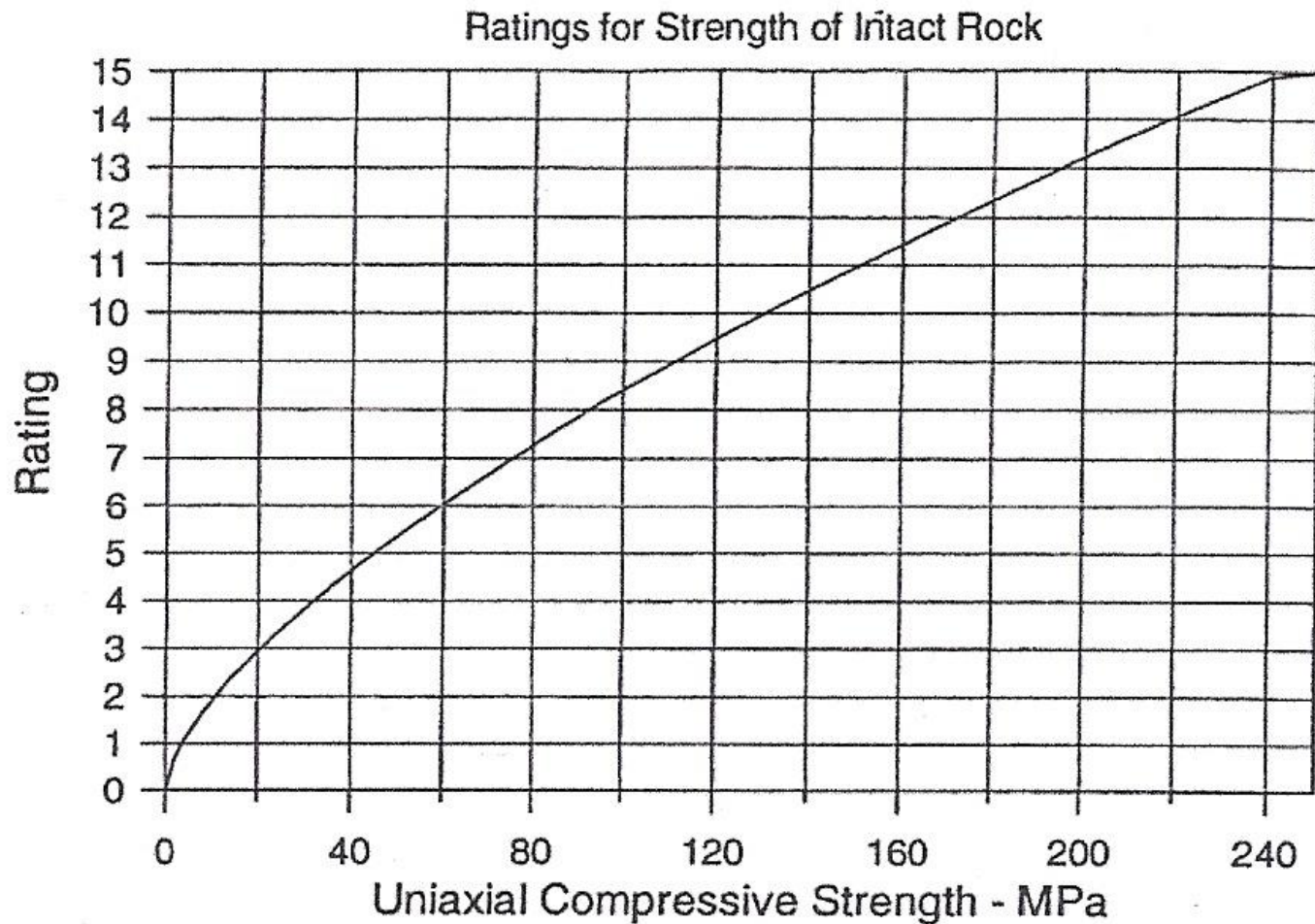
RMR Ratings	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
Rock mass class	A	B	C	D	E
Description	very good rock	good rock	fair rock	poor rock	very poor rock
Average stand-up time	10 year for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 0.5 m span
Rock mass cohesion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



## classificazione RMR

Da:

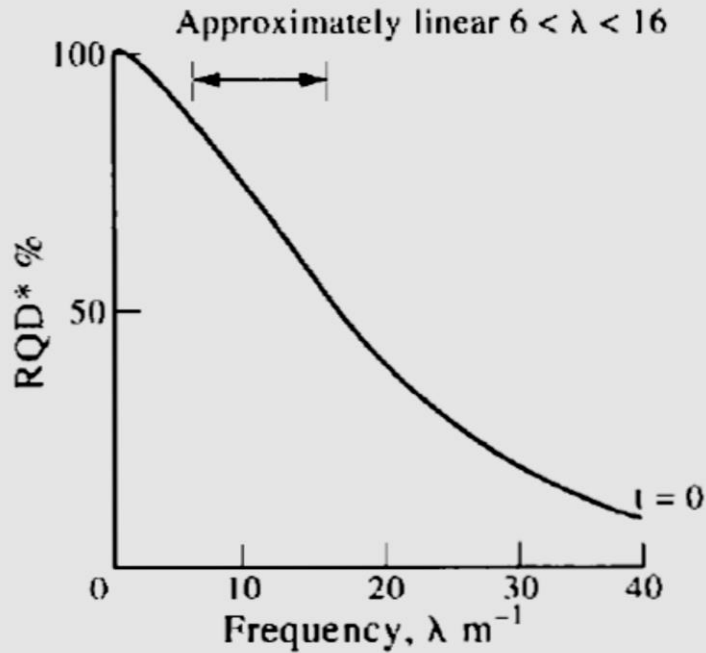
[http://lmrwww.epfl.ch/en/.../Rock.../ENS\\_08031\\_2\\_EN\\_JZ\\_Notes\\_Chapter\\_6.pdf](http://lmrwww.epfl.ch/en/.../Rock.../ENS_08031_2_EN_JZ_Notes_Chapter_6.pdf)



[https://en.wikipedia.org/wiki/File:RMR\\_chart,\\_strength\\_ratings.jpg](https://en.wikipedia.org/wiki/File:RMR_chart,_strength_ratings.jpg)

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

# Indice RQD (rock Quality designation) massiccio roccioso in affioramento



Si sua una relazione empiricara associata a la frequenza di discontinuita' per metro ( $\lambda$ )

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

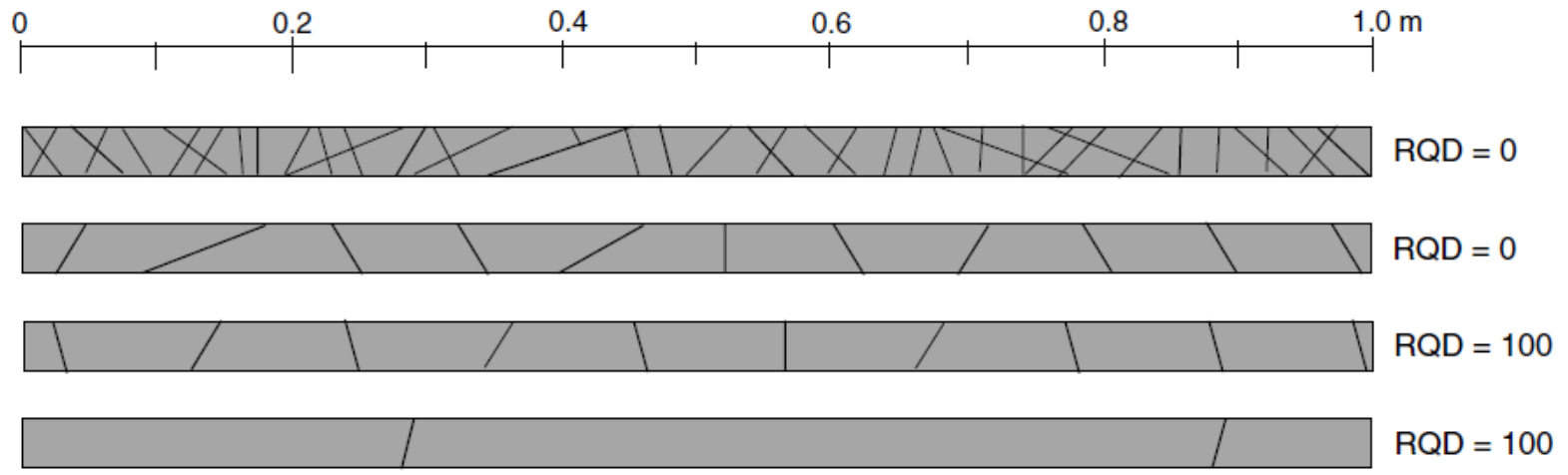
RQD è un indice che mette in relazione la qualità della massa rocciosa con il suo grado di fratturazione



## Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

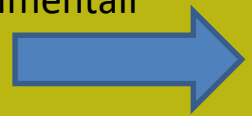
RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

# Indice RQD (rock Quality designation) in carote di sondaggio

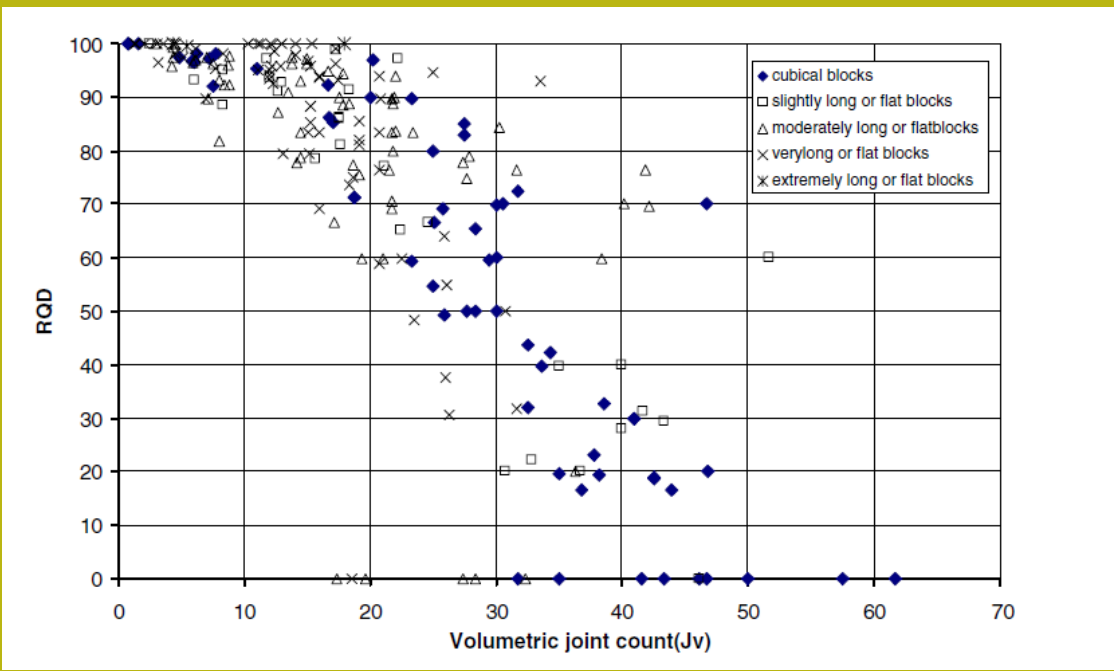


Examples of minimum and maximum values of RQD for various joint densities along drill cores (from Palmstrom, 2001).

$J_v$  ha una buona correlazione con RQD% Con le seguenti relazioni basate su risultati sperimentali



From Palmstrom 2002

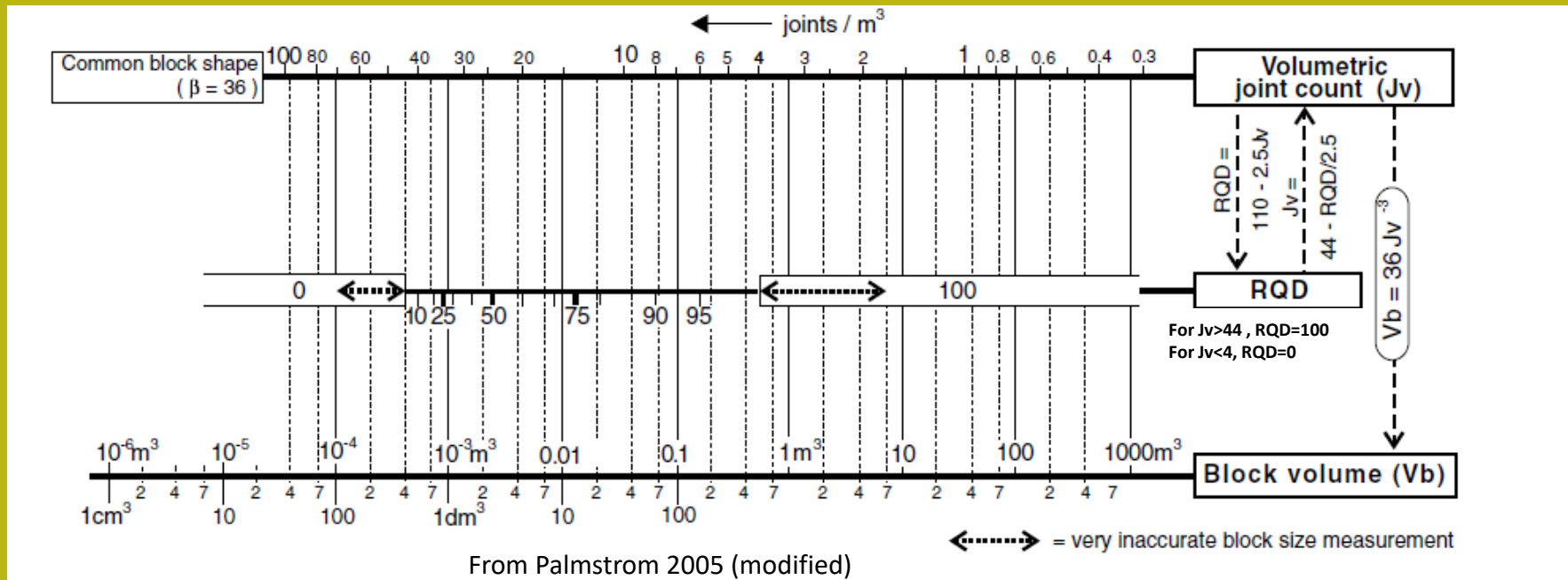


# Indice RQD (rock Quality designation) massiccio roccioso in affioramento

$$RQD = 110 - 2.5J_v$$

se  $4 \leq J_v \leq 44$

Estima de RQD da  $J_v$  (numero di discontinuita' por metro cubo), da Palmstrom (2005)



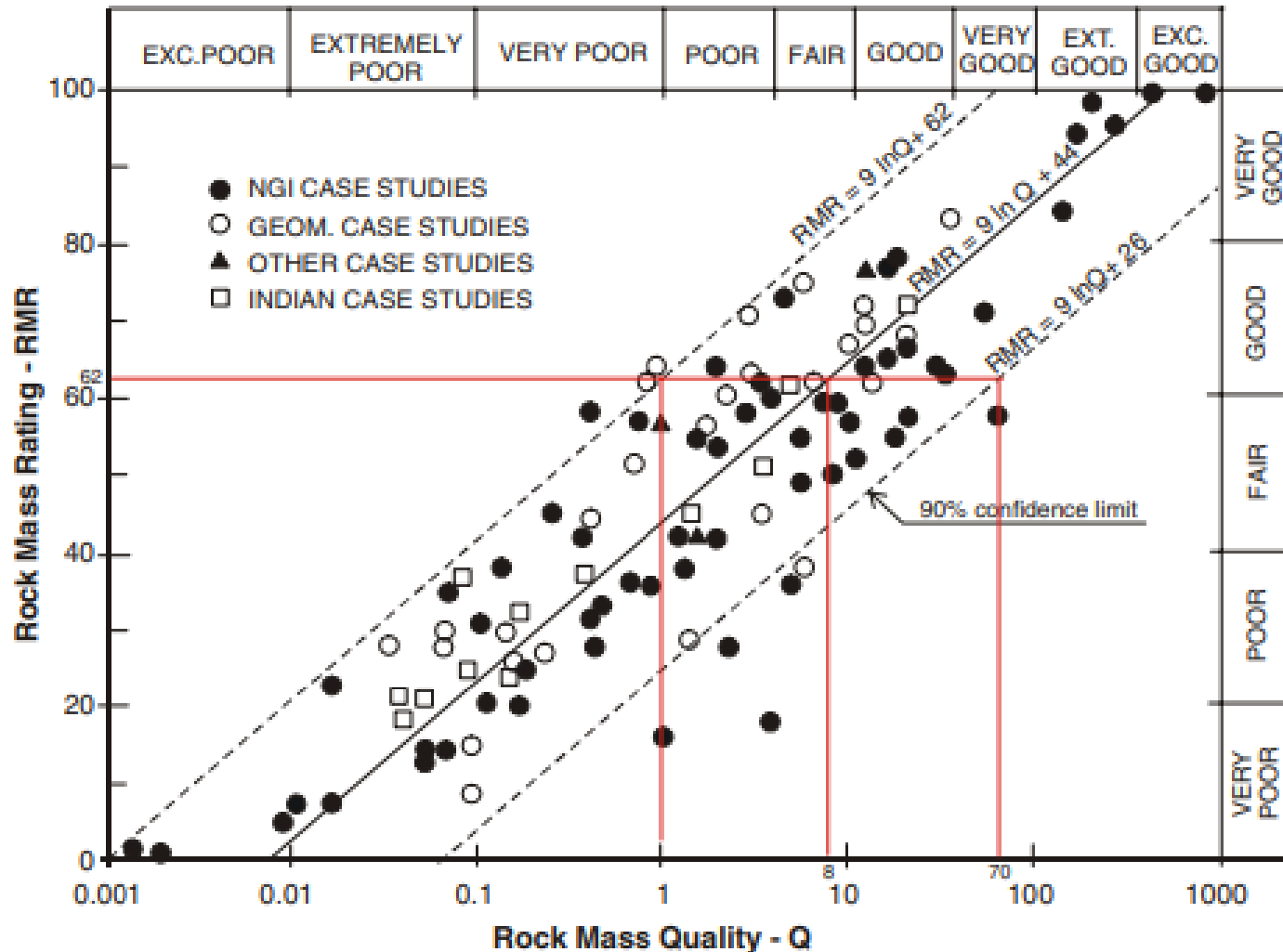
Degree of jointing	
Very low	Low
Moderate	High
Very high	Crushed
$J_v =$	
< 1	1-3
3-10	10-30
30-60	> 60

From Palmstrom 2005



# Correlazioni tra indici di classificazione ammassi rocciosi (RMR vs. Q)

A. Palmstrom, E. Broch / *Tunnelling and Underground Space Technology* 21 (2006) 575–593



Palmstrom, A., & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and underground space technology*, 21(6), 575-593.

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.

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 (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 III (RMR = 41 – 60)



Ferrer et al. 1999

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



Ferrer et al. 1999

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

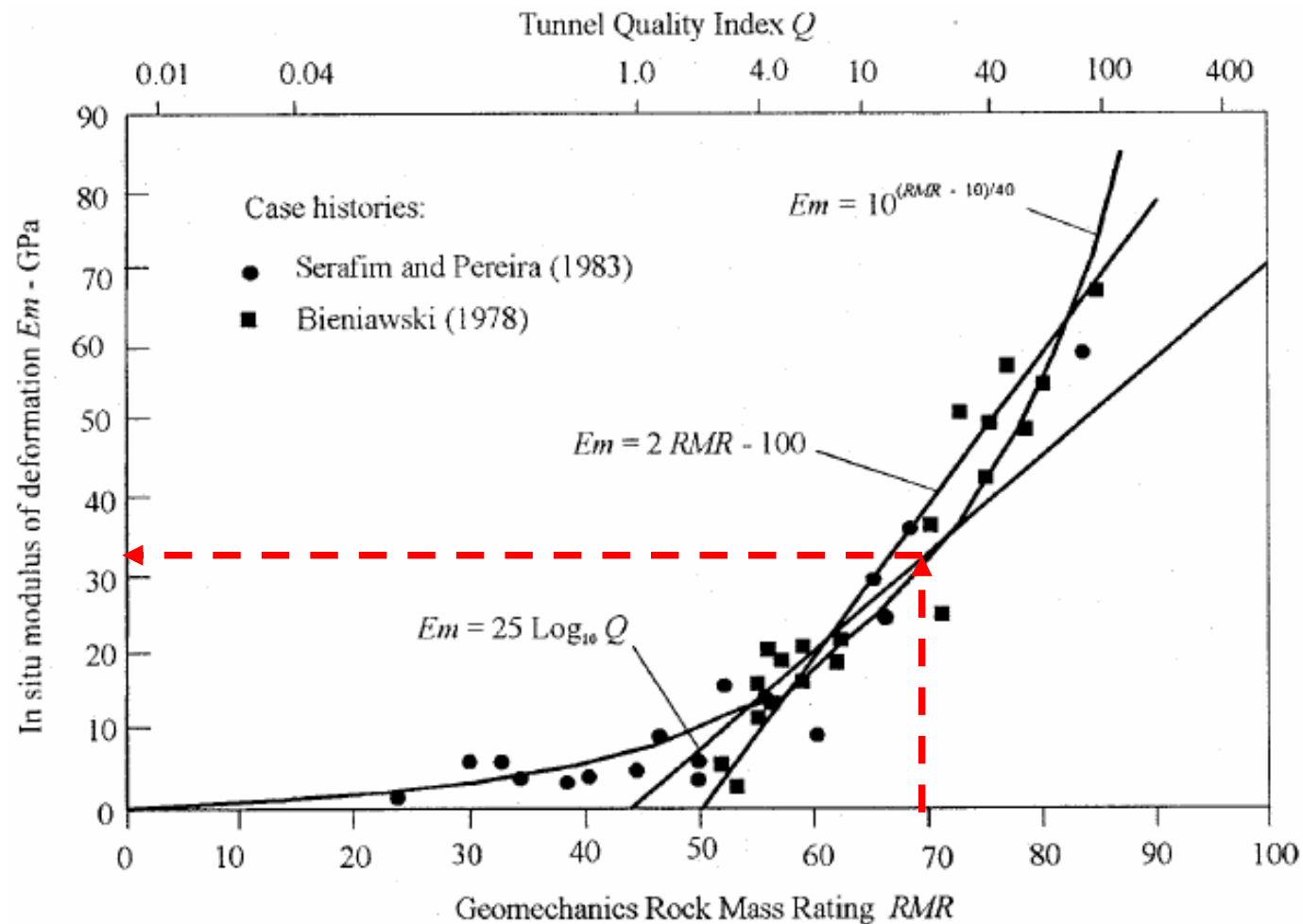
Cuarcitas ordovícicas. Calidad mala. Macizo alterado y brechificado.



Ferrer et al. 1999

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

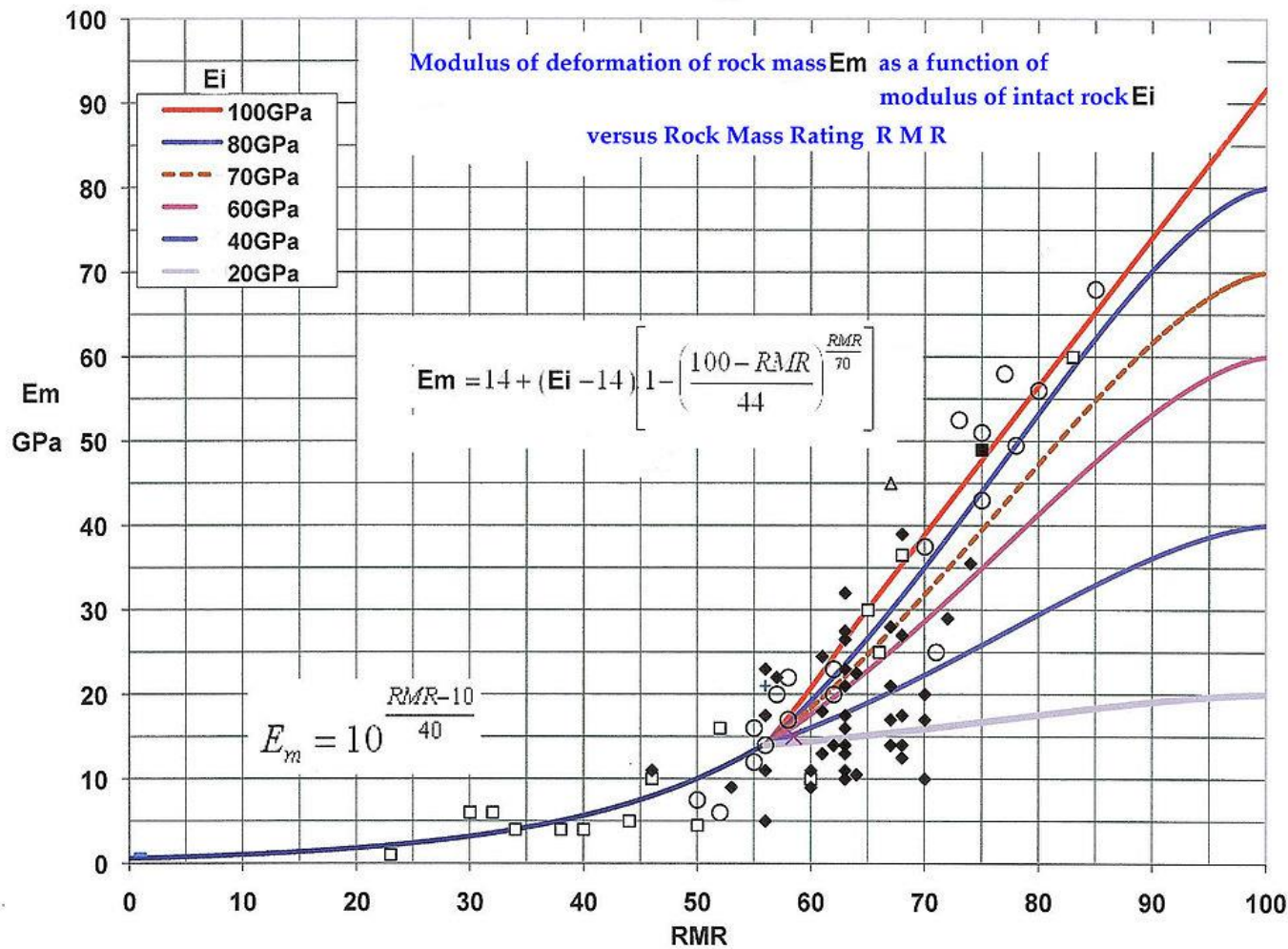
# $E_m$ a partir de la clasificación



**Correlazione ... semplificata**

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

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

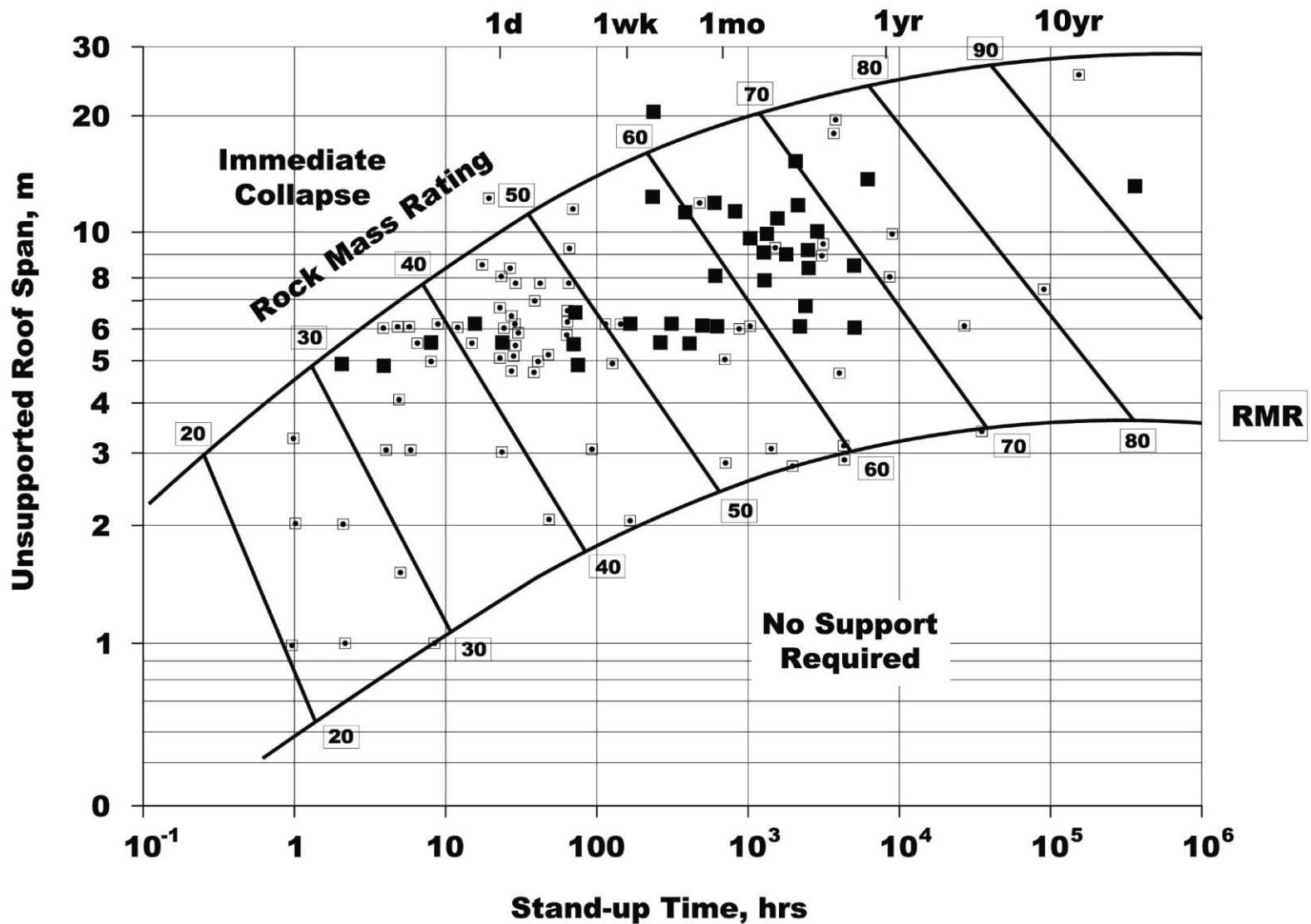


Correlazione statistica più accurata

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)



[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)*



## Classificazione GSI (Hoek et al. 2002)

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


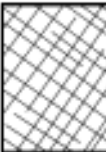




Le osservazioni sul campo si riferiscono all'aspetto del massiccio a livello di struttura e a livello delle caratteristiche delle superfici di discontinuità

A livello strutturale si tiene conto del livello di alterazione subito dalle rocce, delle discontinuità, dell'alterazione e quindi della resistenza uniassiale a compressione (UCS). Per le condizioni della superficie, viene presa in considerazione il grado di alterazione e consideri anche se ho subito un disturbo meccanico (scavo meccanico, azione esplosivi, ecc.)

Pagina web con software software free per la calssificazione 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			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10

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.

70

60

A



**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**

50

B

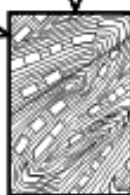
C

D

E

40

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.

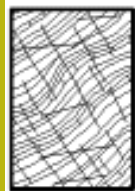


**F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure**

30

F

20



**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.**

G

H

10

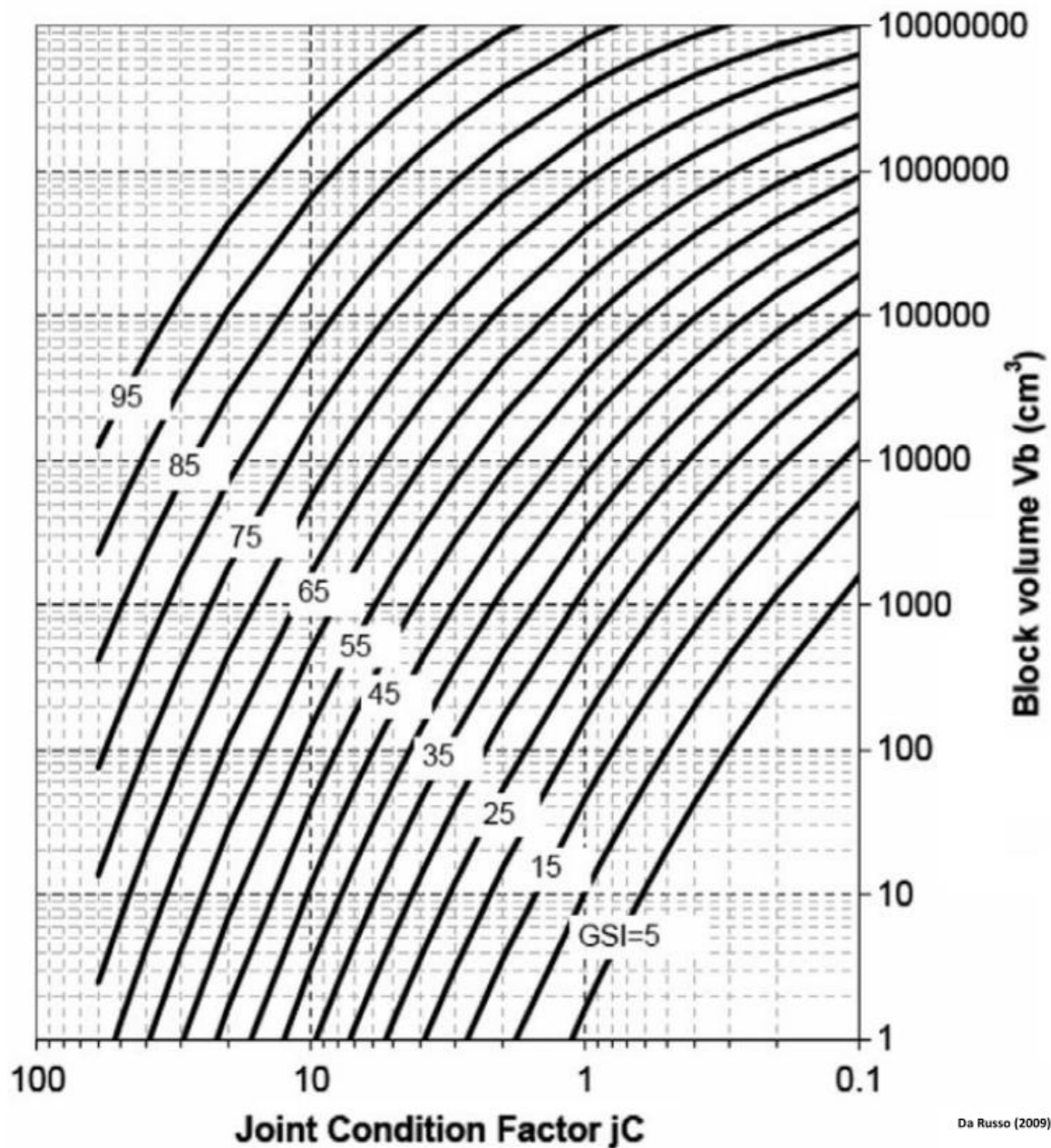
→ : Means deformation after tectonic disturbance



**Parametro GSI per formazioni geologiche in facies di flysh**

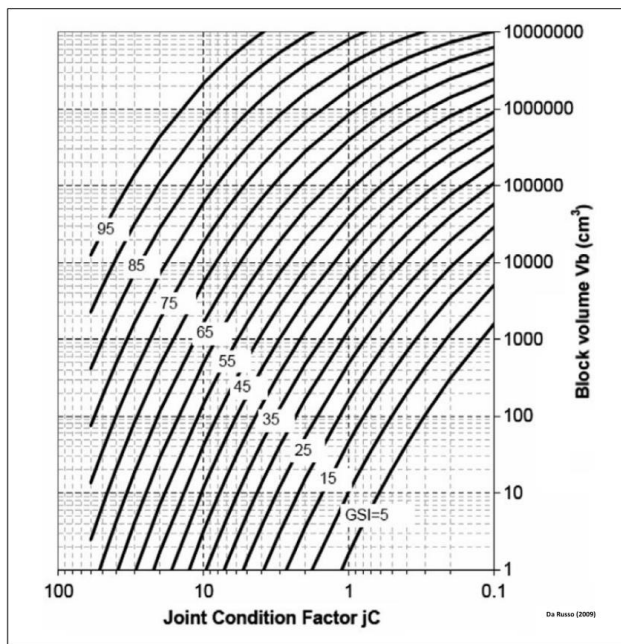
Pagina web con software per classificazione GSI:

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



da Russo. (2009)

**GSI** da volume  
 medio  $V_b$   
 Dei blocchi  
 E indice  $J_c$



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 <sup>a</sup>	0.5-1	1	1.5	2	3

For filled joints jR = 1

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

da Russo. (2009)

GSI da volume medio

Vb dei blocchi

e indice Jc

$$Jc = JR * \frac{JL}{JA}$$

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

The joint size factor (jL)

Joint length (m)	Type	Continuous joints <sup>a</sup>	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 <sup>b</sup>	0.5	1

<sup>a</sup> Discontinuous joints end in massive rock.

<sup>b</sup> Often a singular discontinuity with significant impact and should in these cases be evaluated separately.

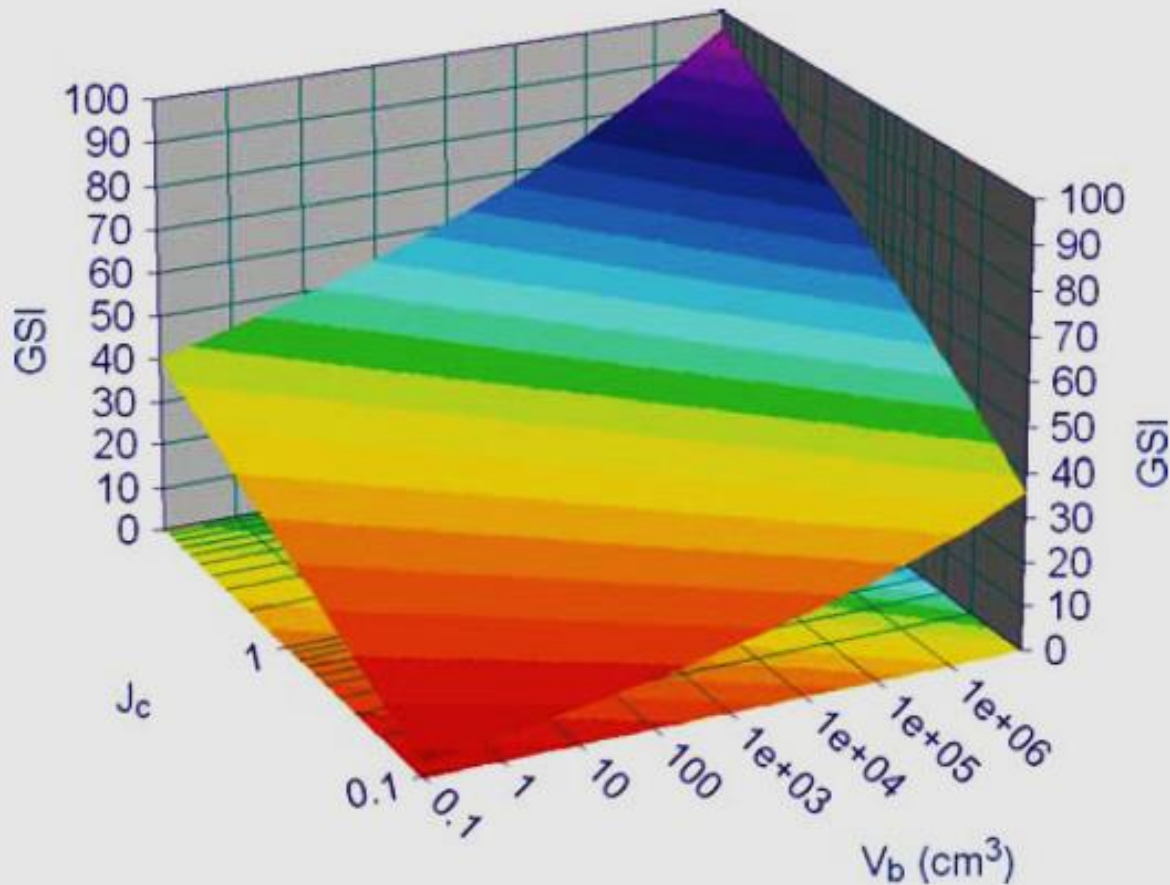


Figure 5. Two-dimensional GSI system visualization.

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

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$  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 meorización: III.

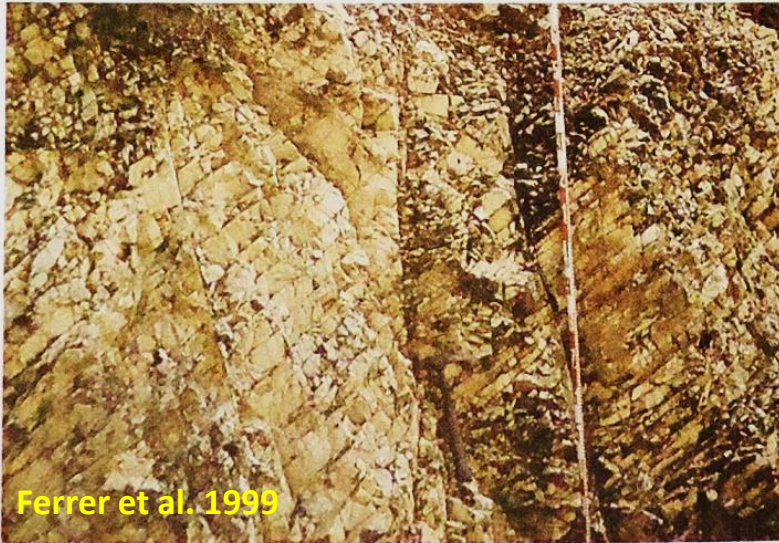


Cuarcitas ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Matriz rocosa muy resistente.

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

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$  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

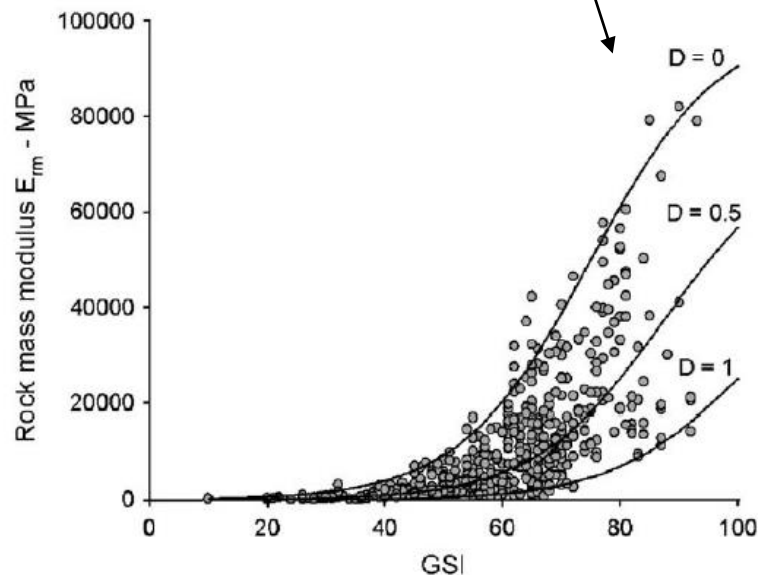
Pizarras paleozoicas. Calidad muy mala. Fracturación muy intensa. Grado de meteorización V.

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

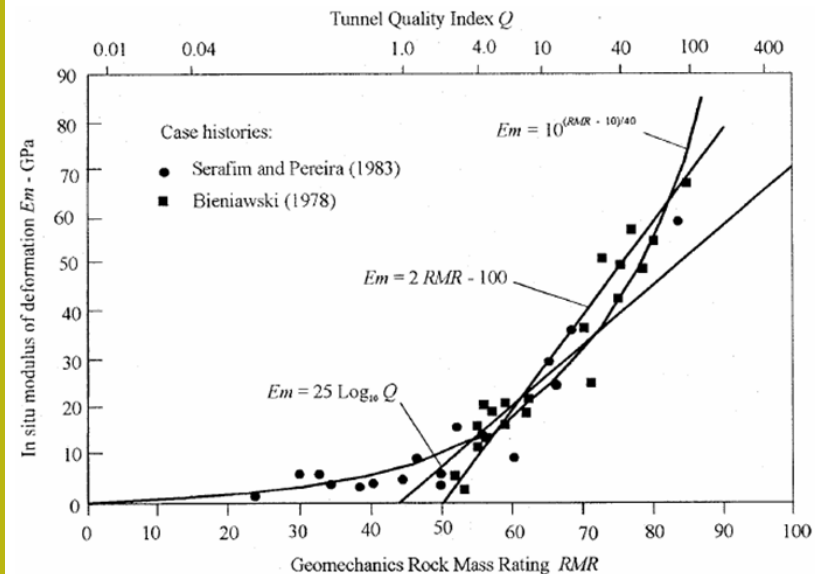
$RMR_{89} < 23 \rightarrow$  No se puede utilizar el  $RMR_{89}$  para la obtención del GSI

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)
$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q$	Barton et. al. (1980, 1992), Grimstad and Barton (1993)
$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_d}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$	Hoek and Brown (1998)
$E_m = 100000 \left[ \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{75+25D-GSI}{11}\right)}} \right]^{..}$	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

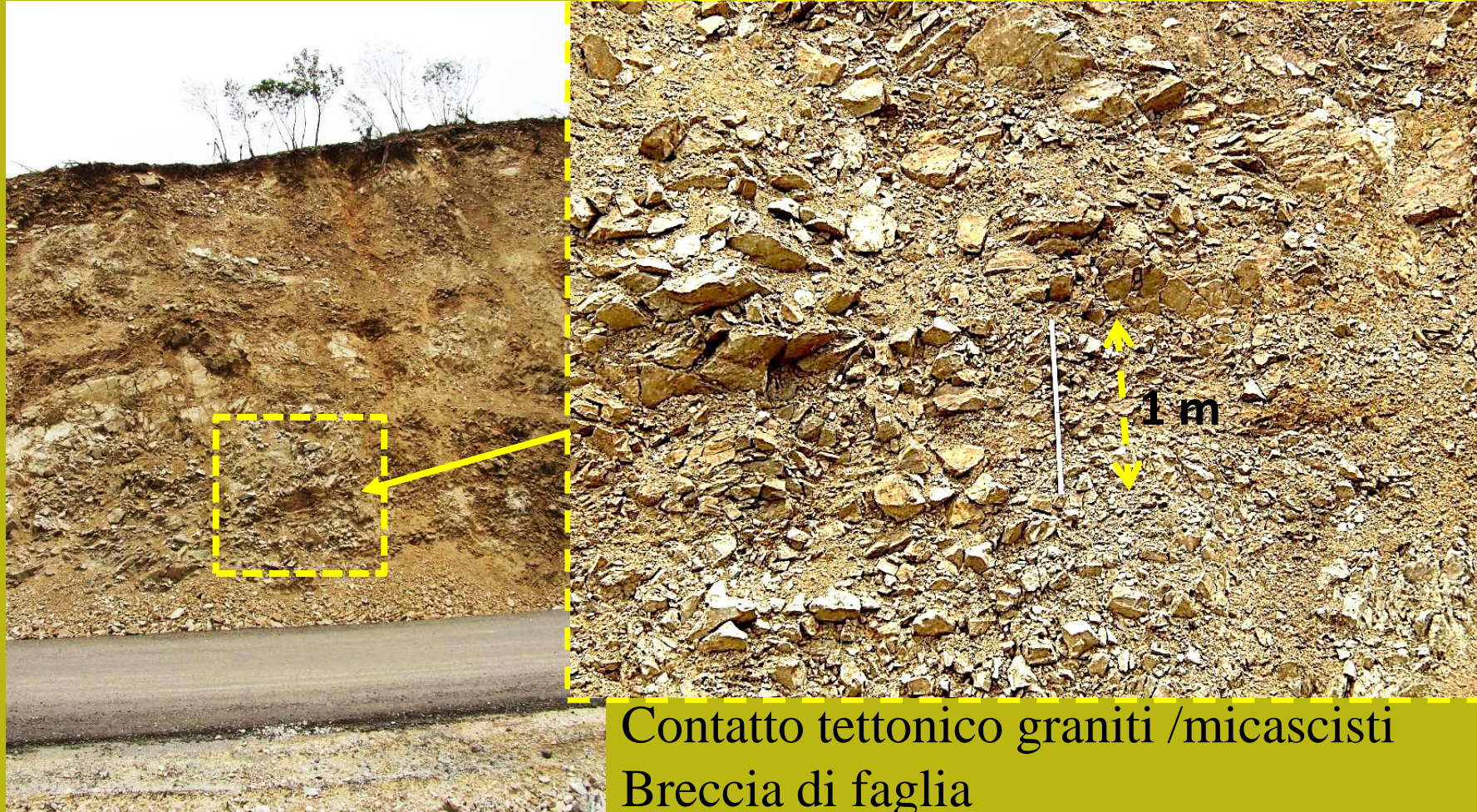


Granodiorite  
Molto alterata



GSI 30

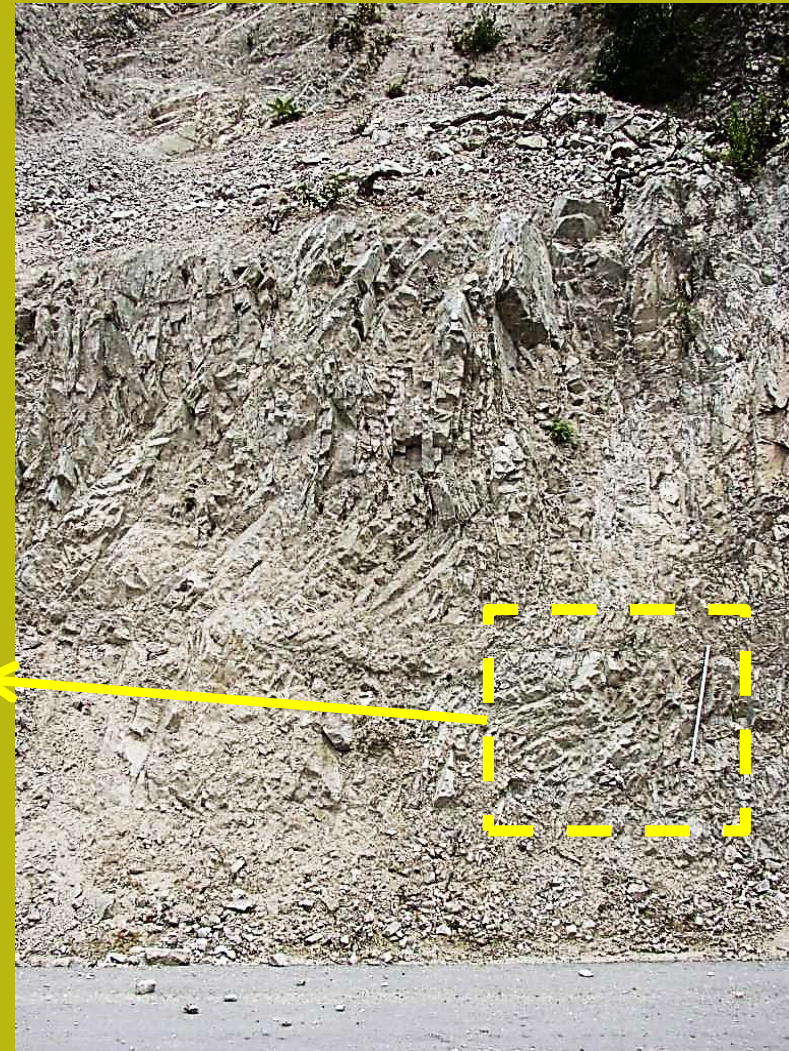




Contatto tettonico graniti /micascisti  
Breccia di faglia

**GSI = 15**

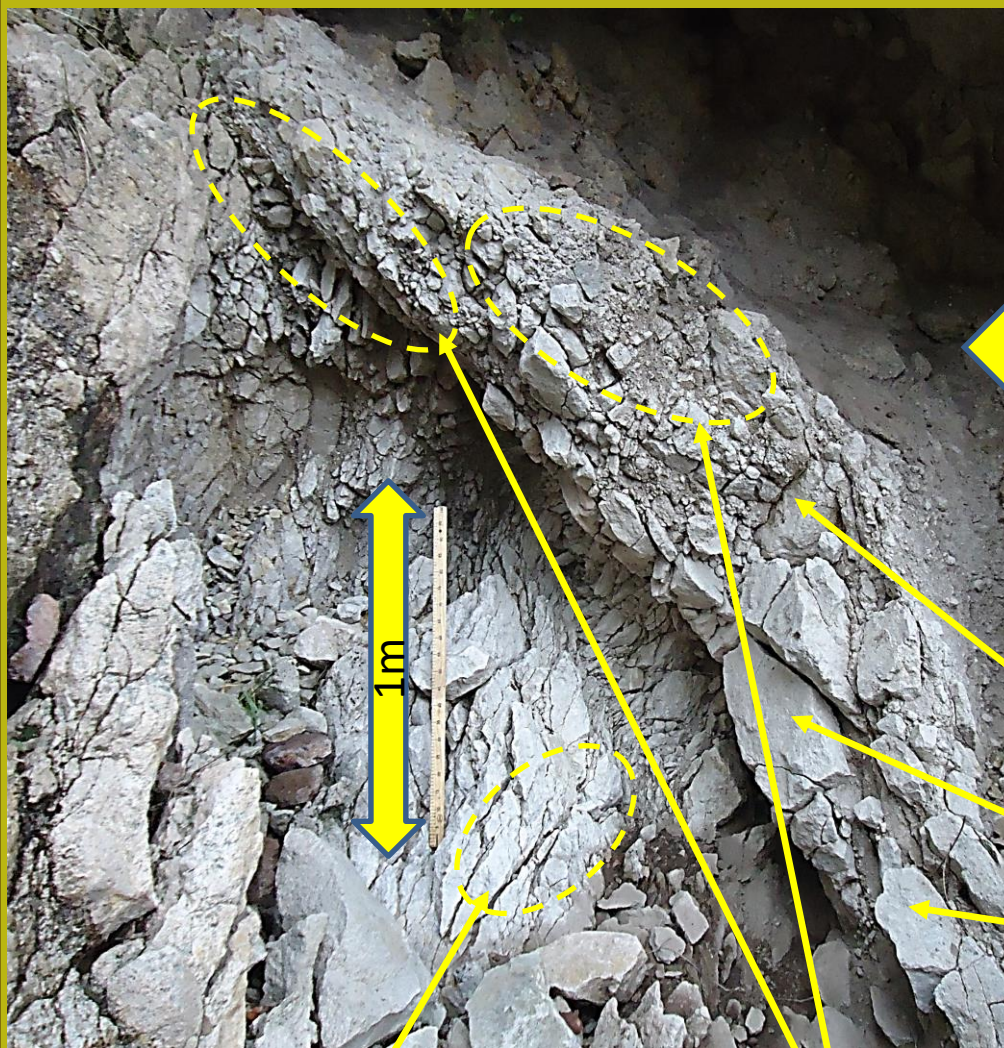
Tonalite roccia ignea  
molto resistente  
Pero' molto fratturata



↑  
GSI= 45

## Altro esempio :

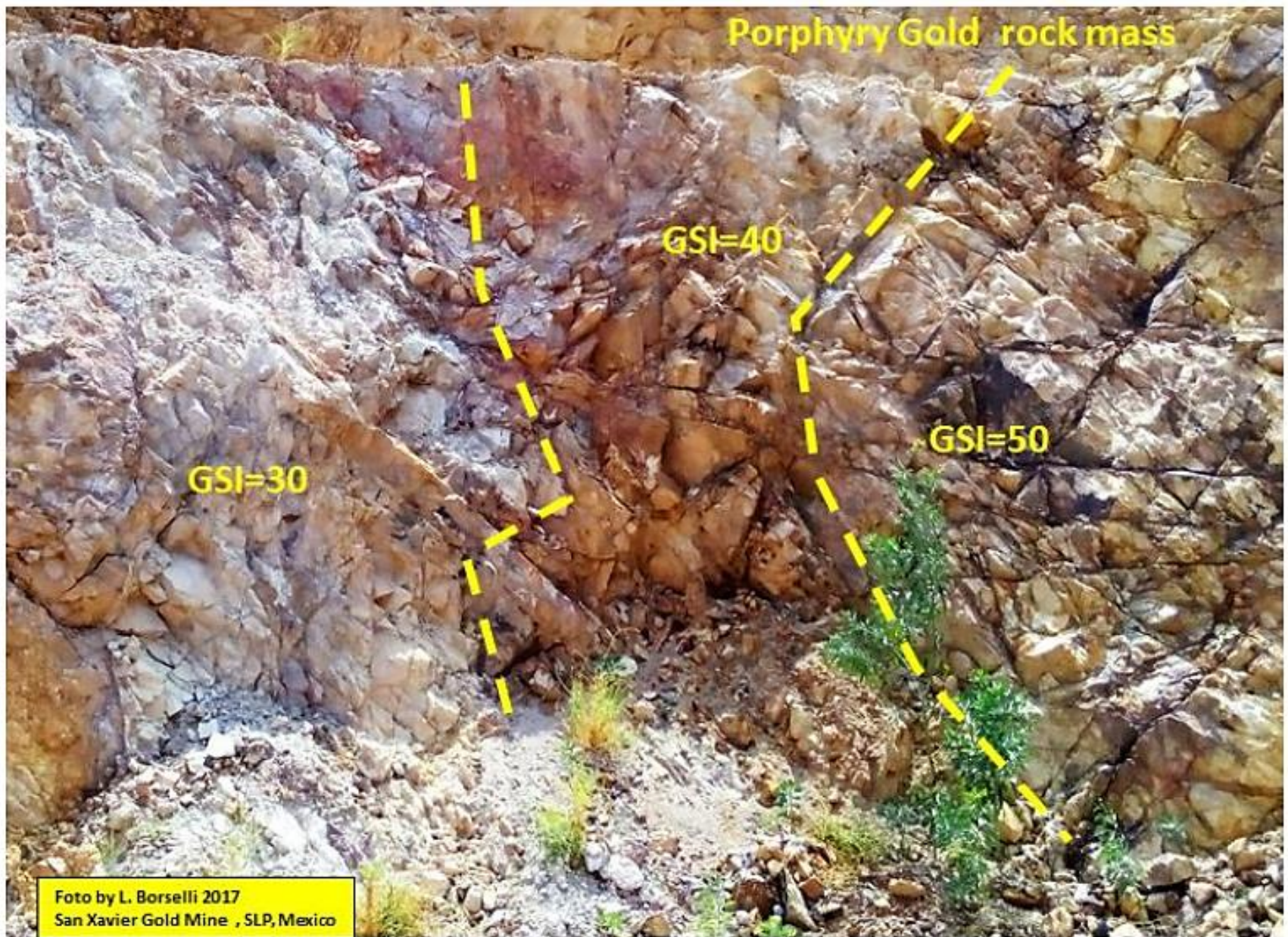
Esempio di massiccio roccioso con un alto livello di fratturazione di origine tettonica: **breccia di faglia** entro roccia vulcanica efusiva (riolite)  
(foto L.B Sierra San Miguelito, SLP, 2012)



Elementi rocciosi intatti

Alto livello di fratturazione e alterazione  
GSI=10

GSI= 30



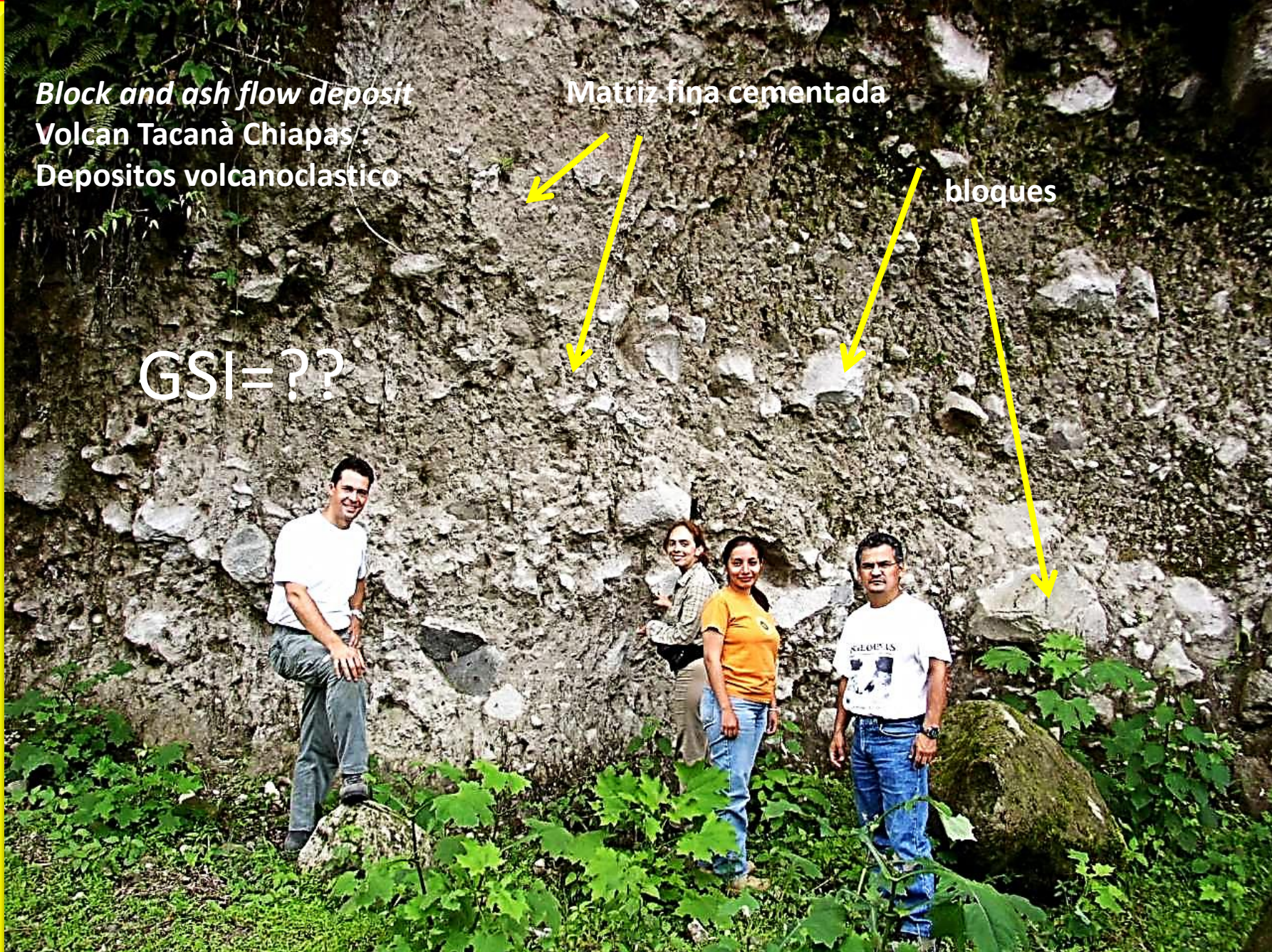


*Block and ash flow deposit*  
Volcan Tacaná Chiapas :  
Depositos volcanoclastico

Matriz fina cementada

bloques

GSI=??



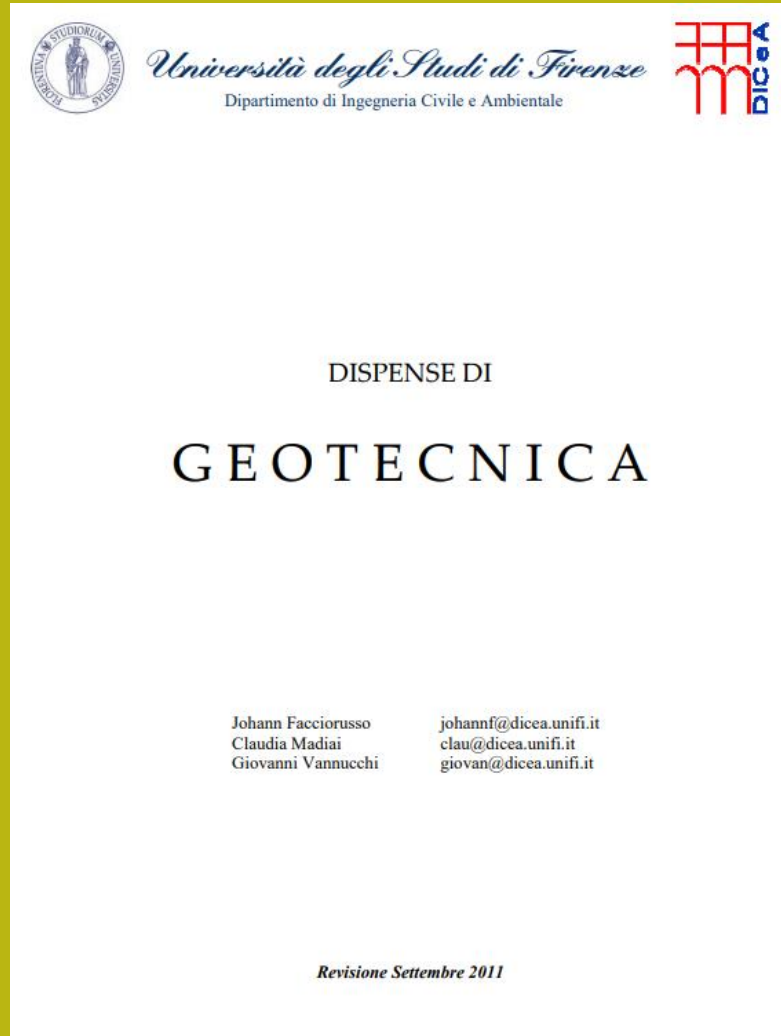
# Testi consigliati di meccanica dei suoli e delle rocce

- **Budhu M.(2015).Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7.**
- **Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9**
- **DAS, Braja M. Advanced soil mechanics. CRC press, 2019. ISBN: 978-0-8153-7913-3**
- **Hunt, R. E. 2007. Characteristics of geologic materials and formations : a field guide for geotechnical engineers. CRC press. ISBN 1-4200-4276-9.**
- **Hunt, R. E. 2007. Geotechnical investigation methods : a field guide for geotechnical engineers. CRC Press. ISBN 1-4200-4274-2.**
- **Hudson J.A & Harrison J. P. (1997). Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles. Elsevier Ltd. ISBN: 978-0-08-043864-1**
- **Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1**
- **Zhang, L. (2016). Engineering properties of rocks. Butterworth-Heinemann. ISBN: 978-0-12-802833-9**
- **Hencher, S. (2015). Practical rock mechanics. CRC Press. ISBN: 978-1-4822-1727-8**

**Dispense universitarie liberamente accessibili consigliate:**

[https://geotecnica.dicea.unifi.it/index.php?page=support\\_geot](https://geotecnica.dicea.unifi.it/index.php?page=support_geot)

By by **Johann Facciorusso, Claudia Madi ai e Giovanni Vannucchi** , Università' di Firenze, Dipartimento di ingegneria civile





# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico. [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

#### **Modulo2– Proprietà meccaniche dei geomateriali (2 ore)**

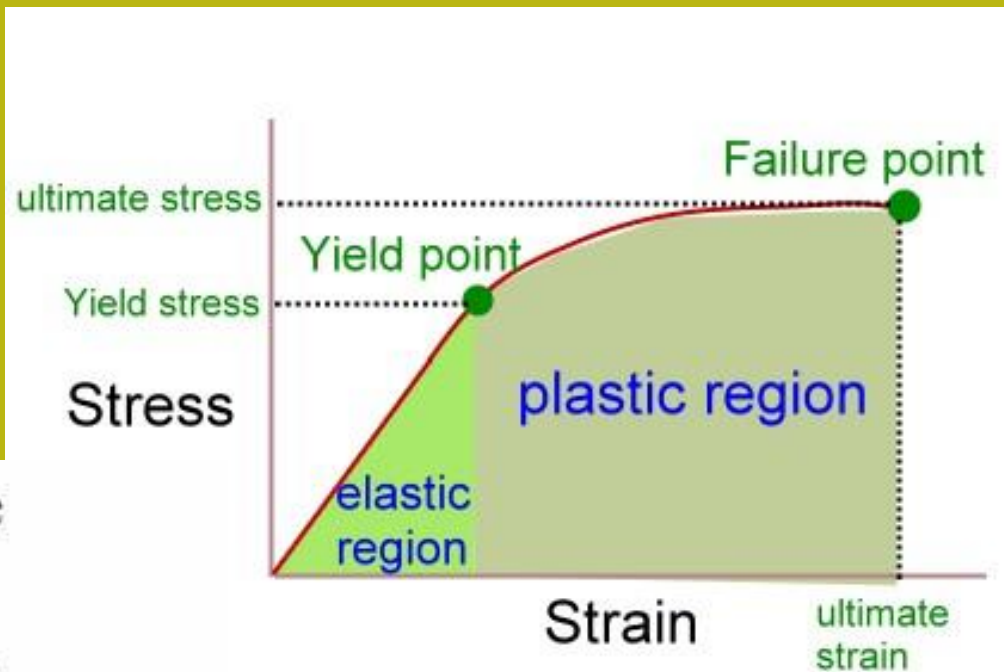
Stress -strain, stress totale, pressione neutra e definizione dello stress efficace. Stress principali e deformazione, modulo di elasticità e deformazione, principali tensioni. Stress indotto sotto aree caricate. Variabili caratteristiche e loro correlazioni. Cerchio di Mohr e stress in qualsiasi piano. Ambito di applicazione: tutte le aree della geotecnica



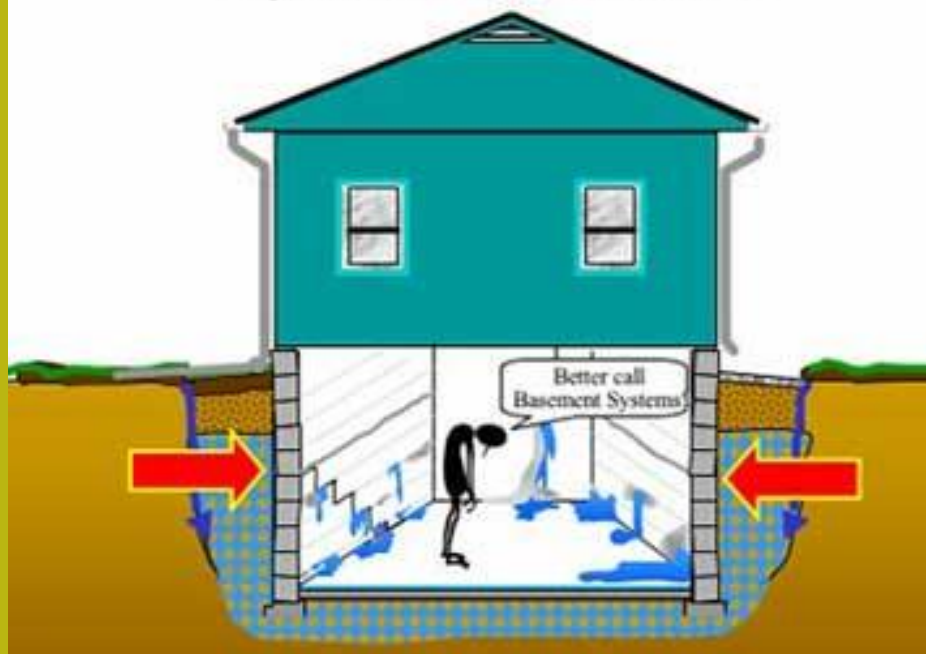
## Modulo 2

- **Proprietà meccaniche dei geomateriali**

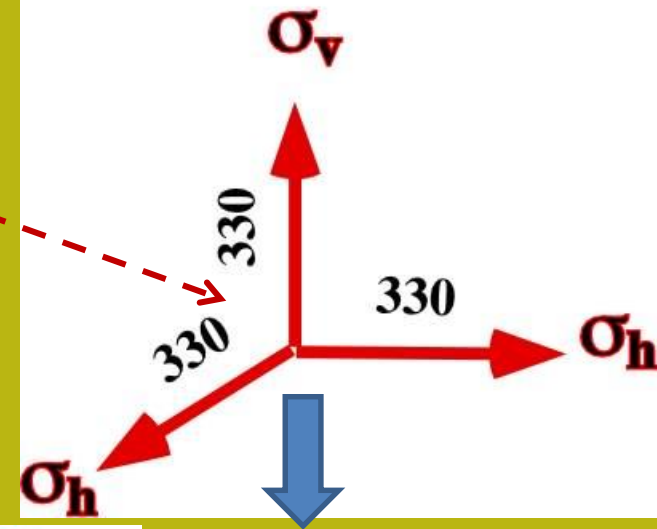
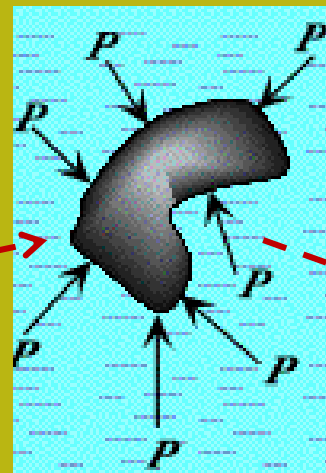
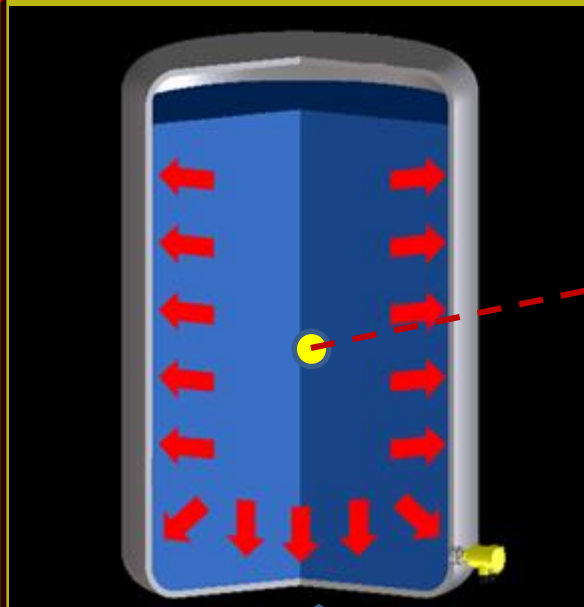
# A) Stress, Strain



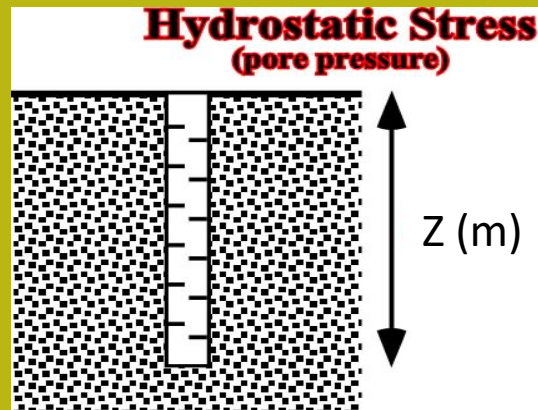
Hydrostatic Pressure



# Hydrostatic Pressure



Pressione  
idrostatica in un  
punto, dentro una  
massa liquida



La pressione è  
la stessa in  
tutte le  
direzioni!

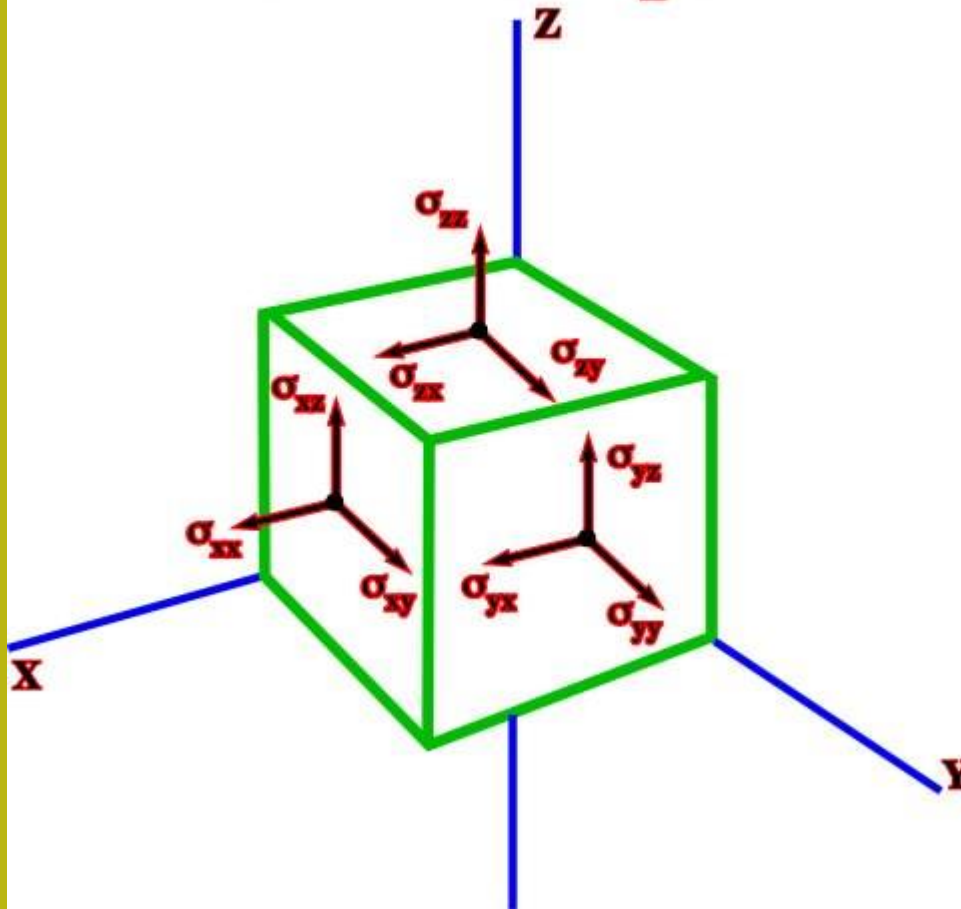
$$\sigma_v \equiv \sigma_h = \gamma_w z = 9.81 z \quad (\text{kPa})$$

Vedasi anche ...

[https://www.engineeringtoolbox.com/hydrostatic-pressure-water-d\\_1632.html](https://www.engineeringtoolbox.com/hydrostatic-pressure-water-d_1632.html)



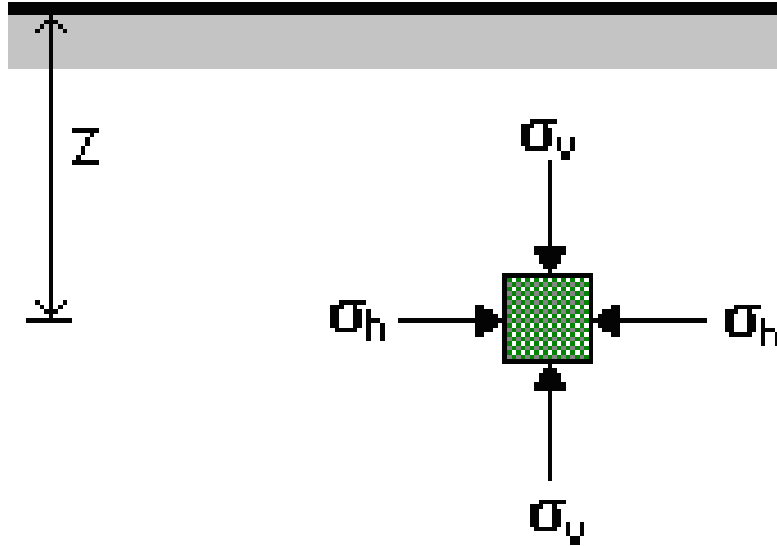
# Nine Stress Components



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

ground surface



stress (o  
pressione)  
geostatica

*(pressione dentro  
i corpi rocciosi e  
terreni )*

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

Stress (o pressione) Verticale

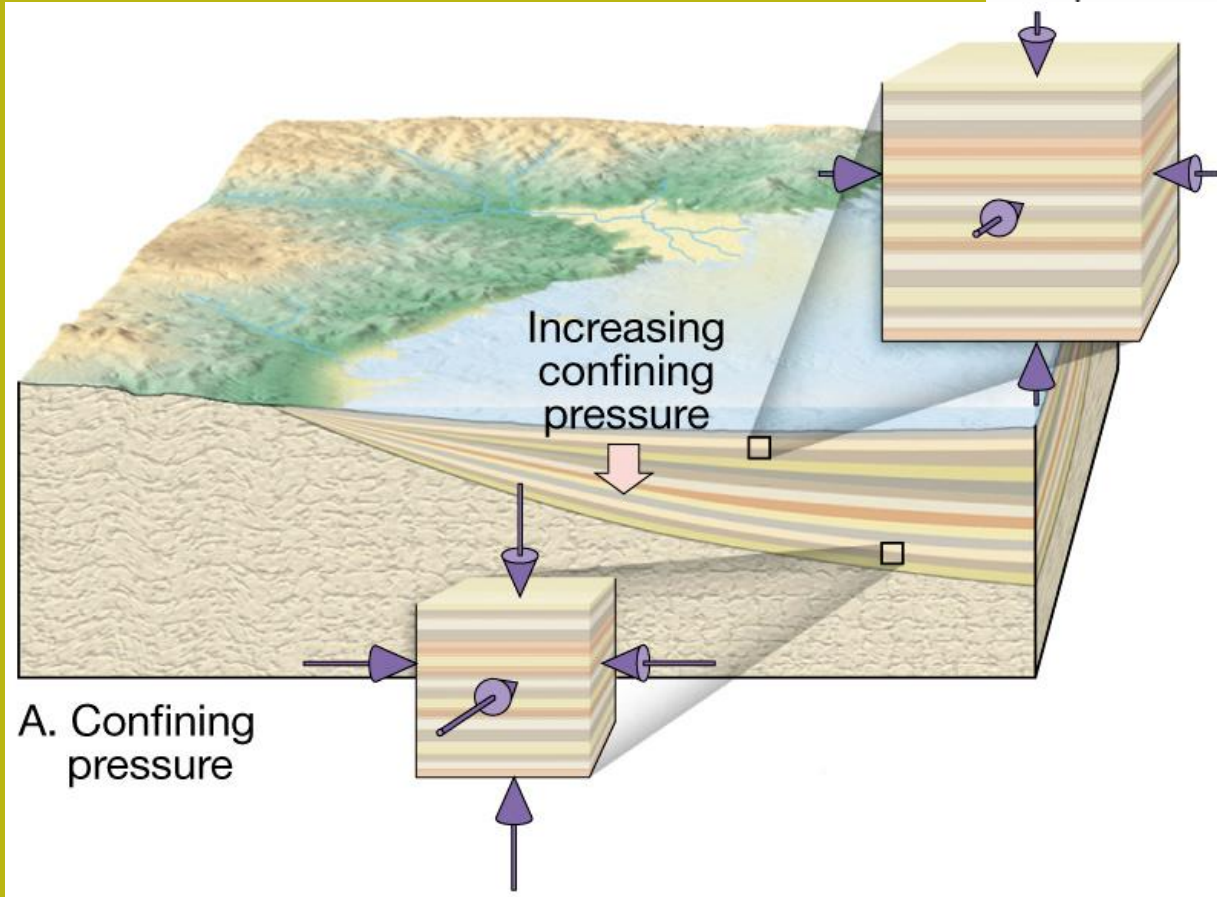
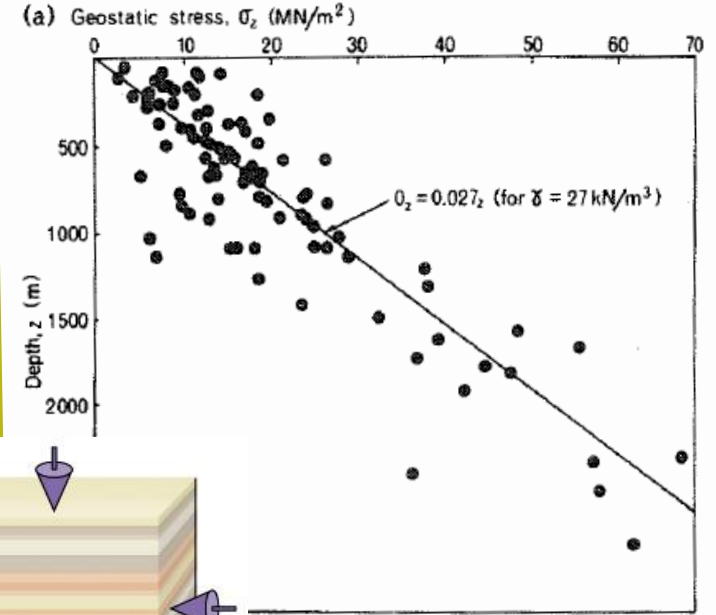
$$\sigma_h = k_o \gamma z \quad (\text{kPa})$$

Stress (o pressione) orizzontale

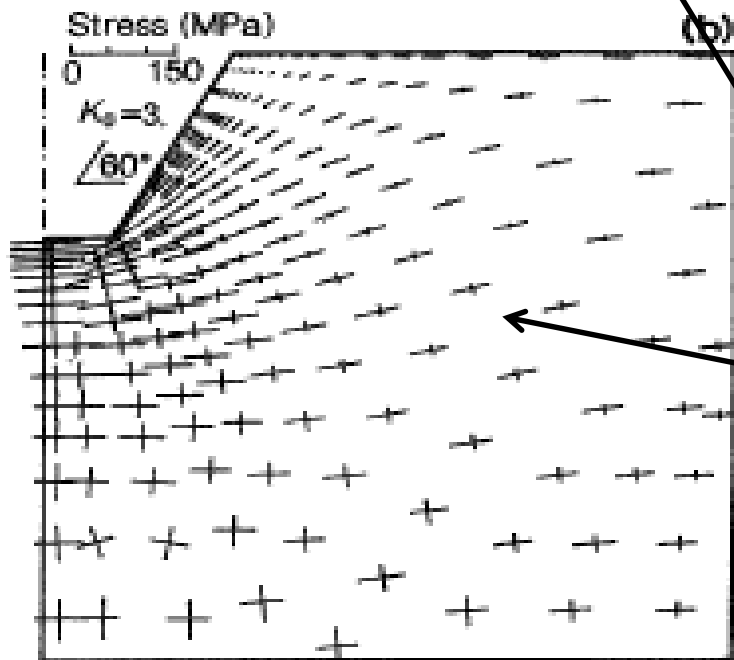
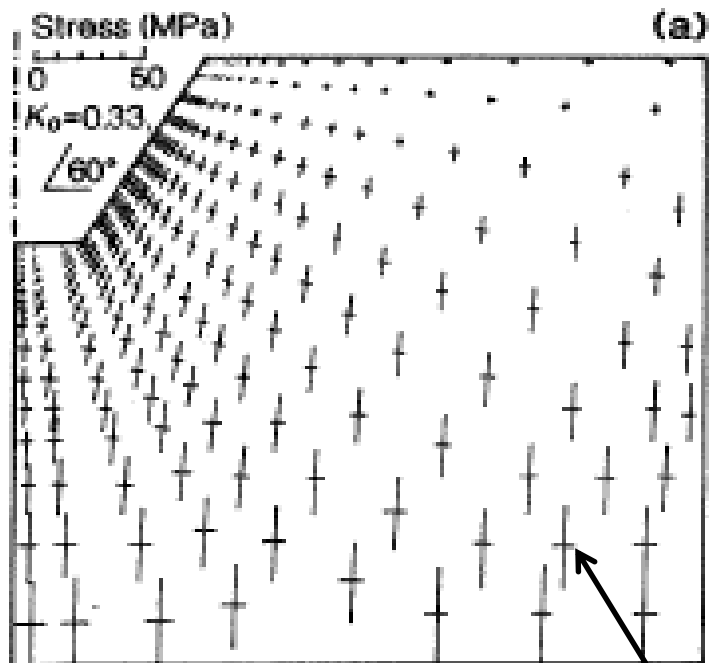
$\gamma$  peso unitario ( $\text{kN/m}^3$ )

$K_o =$  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

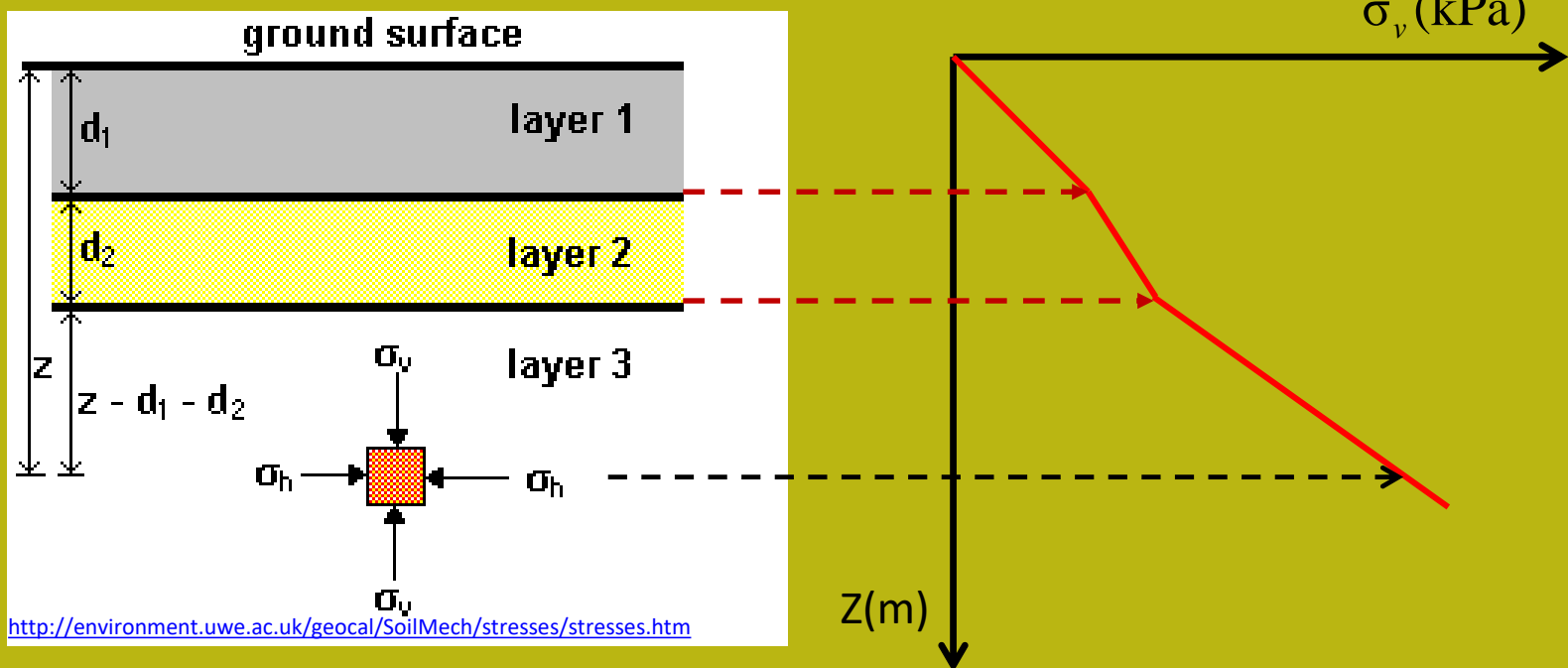


[http://bc.outcrop.org/images/rocks/metamorphic/lutge8e/FG07\\_03A.JPG](http://bc.outcrop.org/images/rocks/metamorphic/lutge8e/FG07_03A.JPG)



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

*Simbolo stress principale e minore*

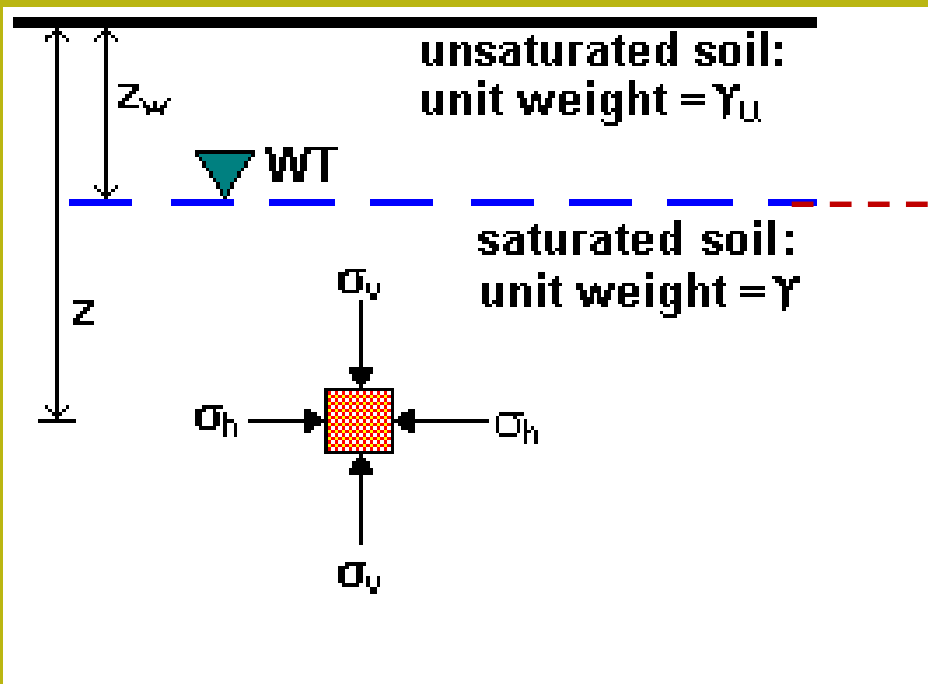


$$\sigma_v = \sum_i \gamma_i d_i = \gamma_1 d_1 + \gamma_2 d_2 + \gamma_3 [z - (d_1 + d_2)] \quad (\text{kPa})$$

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. Vedasi i seguenti links

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

<https://www.youtube.com/watch?v=mpV8-YaJ2p4>



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

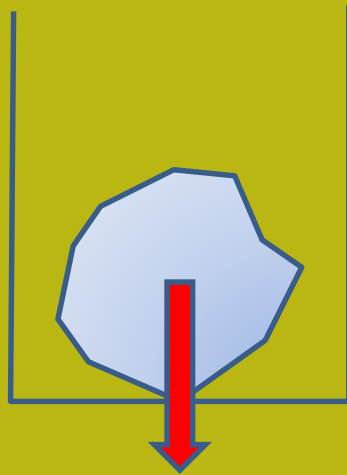
$$\sigma_v = \gamma_{unsat} z_w + \gamma_{sat} (z - z_w) \quad (\text{kPa})$$

$\gamma_{unsat}$     Peso unitario porzione insatura

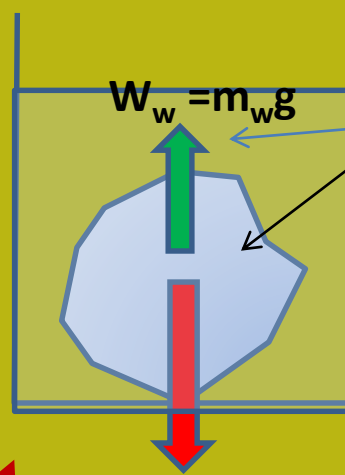
$\gamma_{sat}$     Peso unitario porzione satura

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

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



$$W = mg$$



$$W = mg$$

Corpo solido immerso in un liquido

Spinta idrostatica

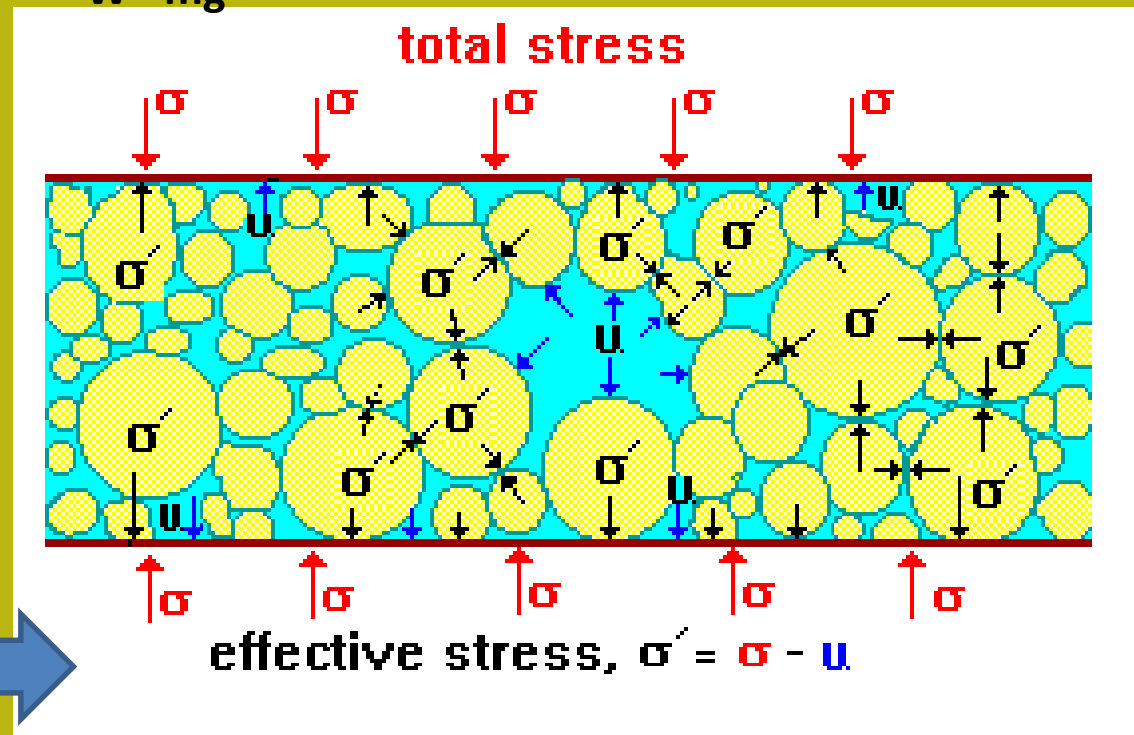
Principio di Archimede

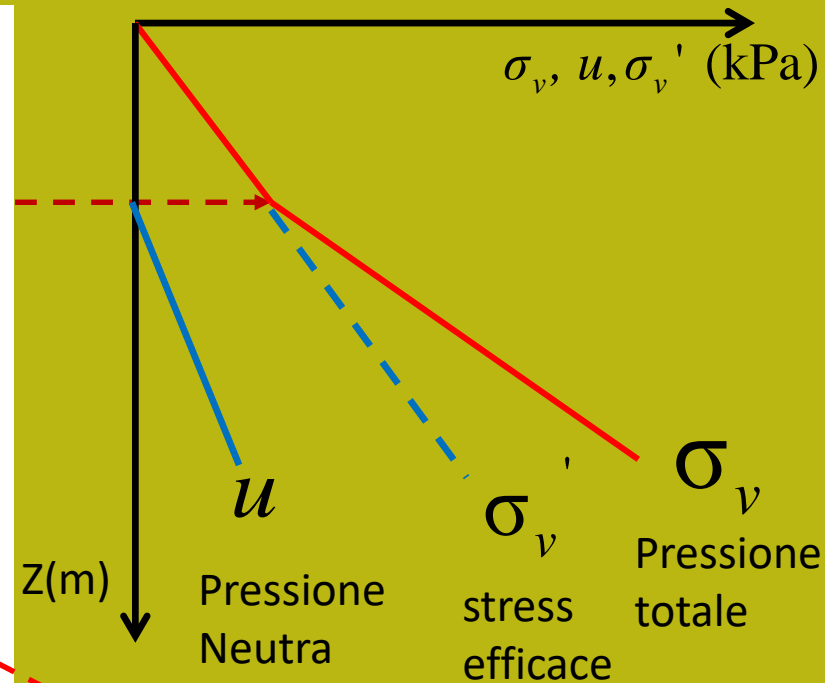
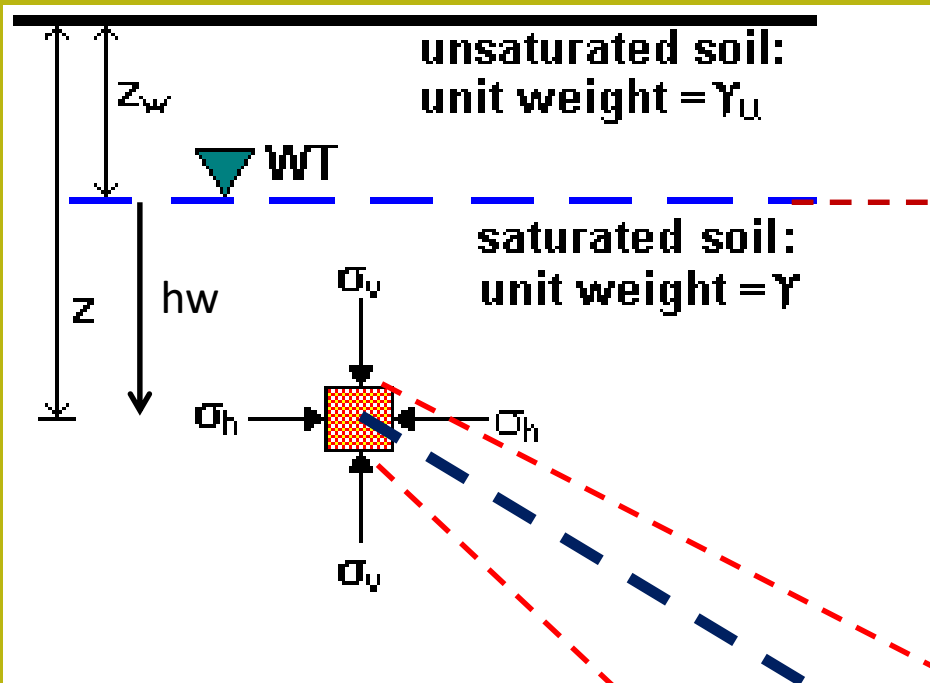
$$W' = W - W_w = mg - m_w g$$

Concetto di stress efficace

$$\sigma_v'$$

In un mezzo poroso  $\sigma_v'$  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 ..





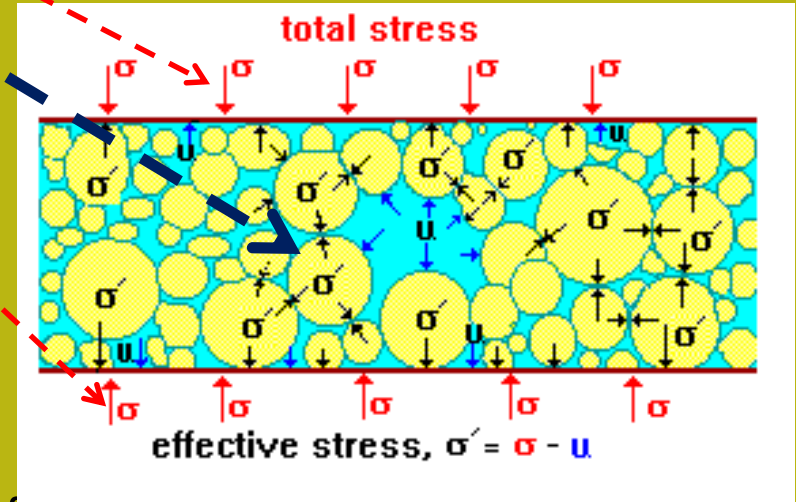
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/stresses/stresses.htm>

Concetto de **Stress efficace**:  $\sigma_v'$

$\sigma_v' = \sigma_v \quad u = 0$  Zona non satura

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

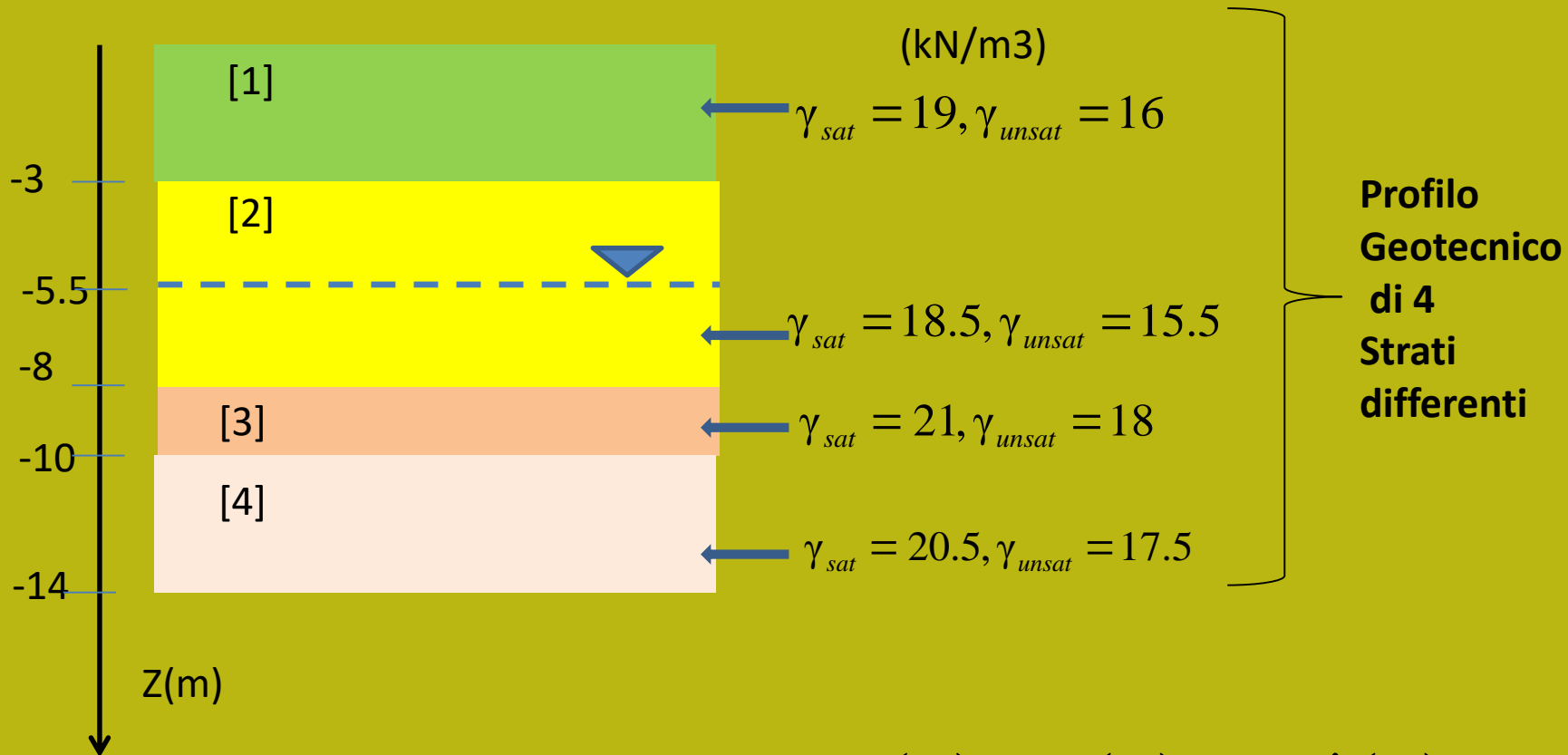
$\sigma_v' = \sigma_v - u$



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.



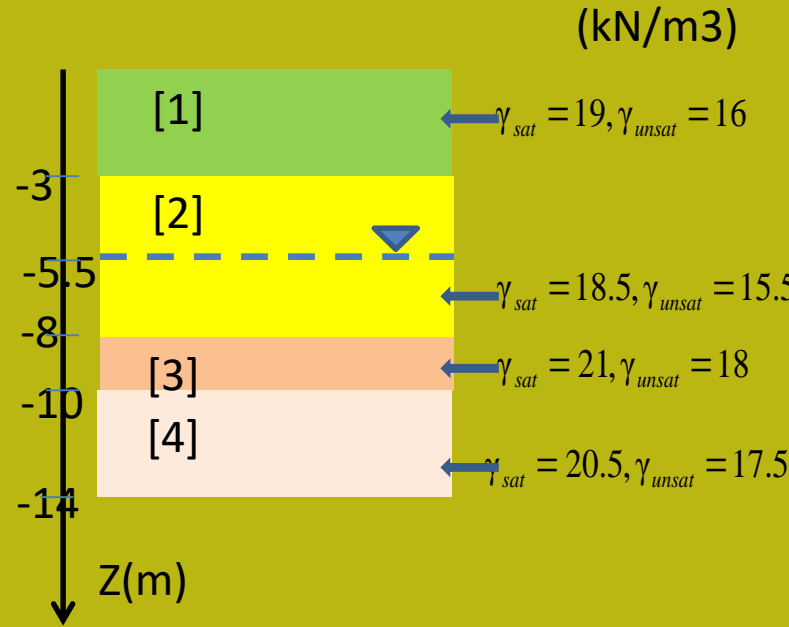
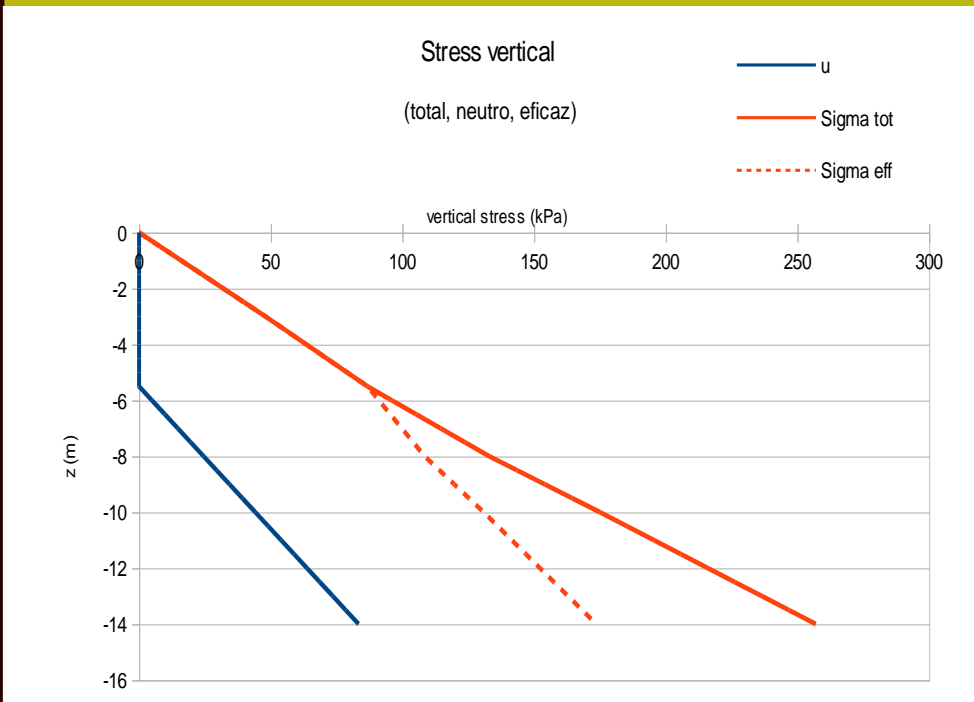
## Problema 1



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

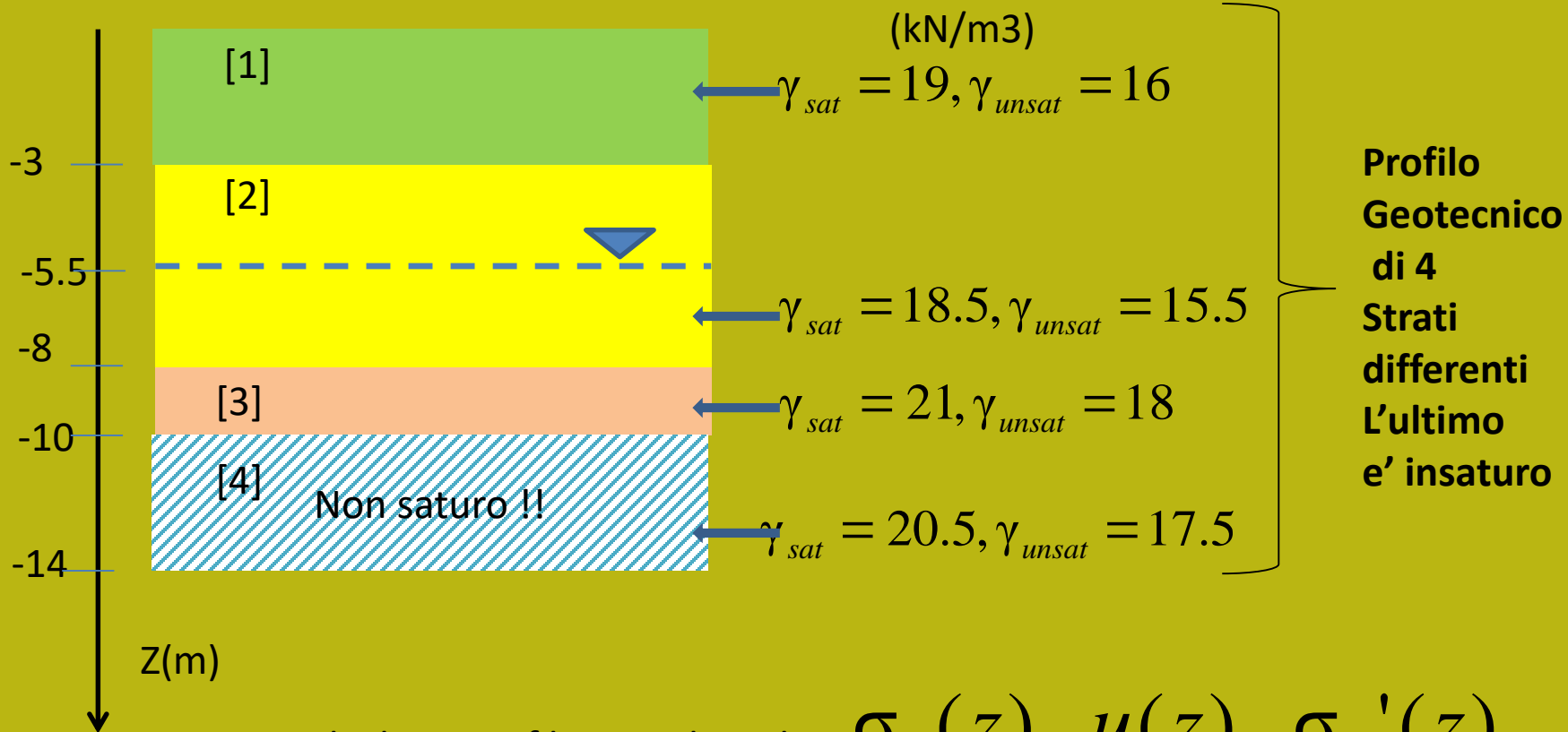
Ricordando che :  $\gamma_w = 9.81 \quad (\text{kN} / \text{m}^3)$

# esercizio 1 Grafico finale



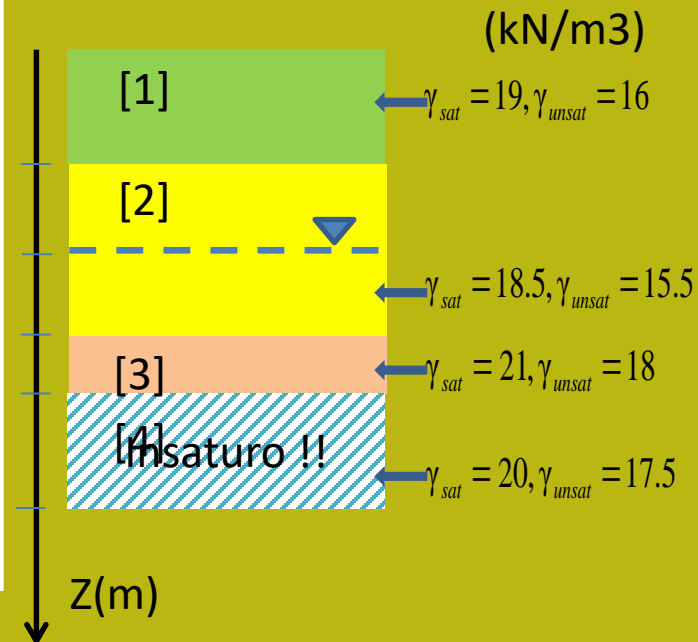
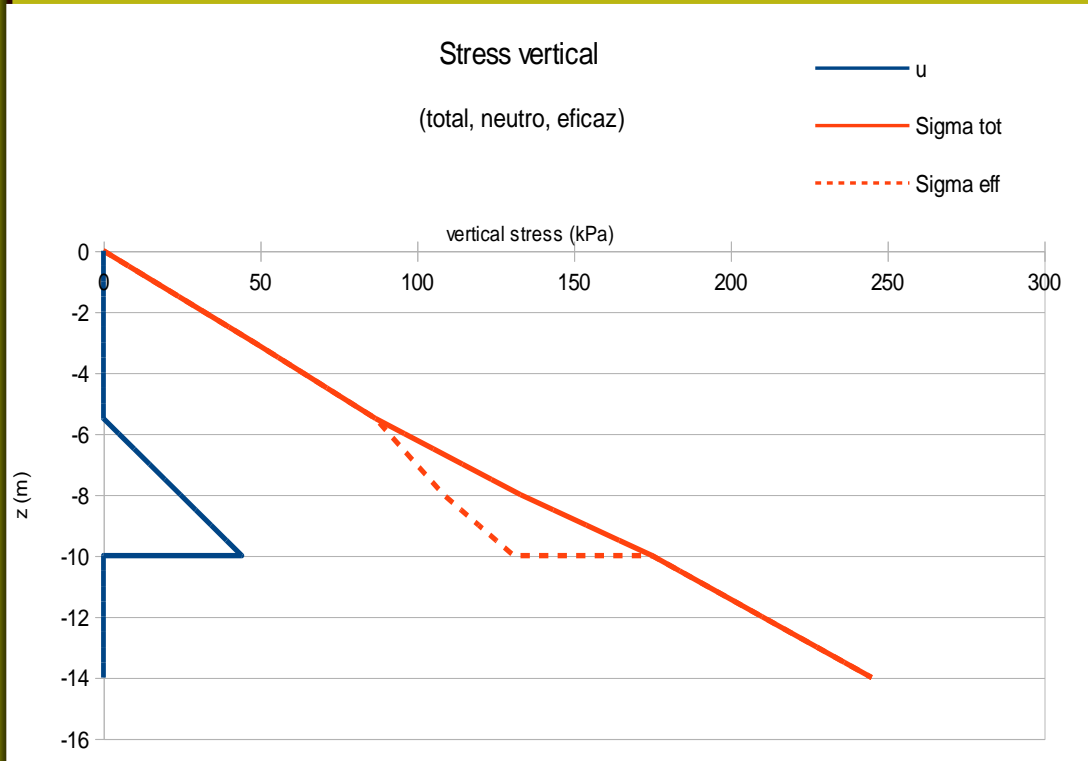
	Z (m)	u (kPa)	Sigma tot (kPa)	Sigma eff (kPa)
esercizio 1 colonna de calcolo	-0	-0	-0	0
	-0.5	0	8	8
	-1	0	16	16
	-1.5	0	24	24
	-2	0	32	32
	-2.5	0	40	40
	<b>-3</b>	0	48	48
	-3.5	0	55.75	55.75
	-4	0	63.5	63.5
	-4.5	0	71.25	71.25
	-5	0	79	79
	<b>-5.5</b>	0	<b>86.75</b>	86.75
	-6	4.905	96	91.095
	-6.5	9.81	105.25	95.44
-7	14.715	114.5	99.785	
-7.5	19.62	123.75	104.13	
<b>-8</b>	24.525	<b>133</b>	108.475	
-8.5	29.43	143.5	114.07	
-9	34.335	154	119.665	
-9.5	39.24	164.5	125.26	
<b>-10</b>	44.145	<b>175</b>	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	
<b>-14</b>	83.385	<b>257</b>	173.615	

## Problema 2



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 colonna de calcolo	-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
	<b>-3</b>	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
	<b>-5.5</b>	0	<b>86.75</b>	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	
<b>-8</b>	24.525	<b>133</b>	108.475	
-8.5	29.43	143.5	114.07	
-9	34.335	154	119.665	
-9.5	39.24	164.5	125.26	
<b>-10</b>	44.145	<b>175</b>	130.855	
<b>-10</b>	0	<b>175</b>	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	
<b>-14</b>	0	<b>245</b>	245	

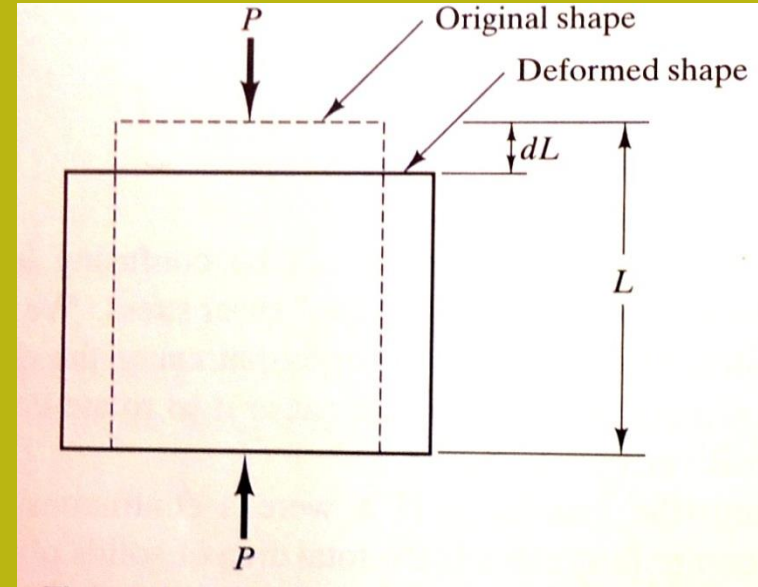
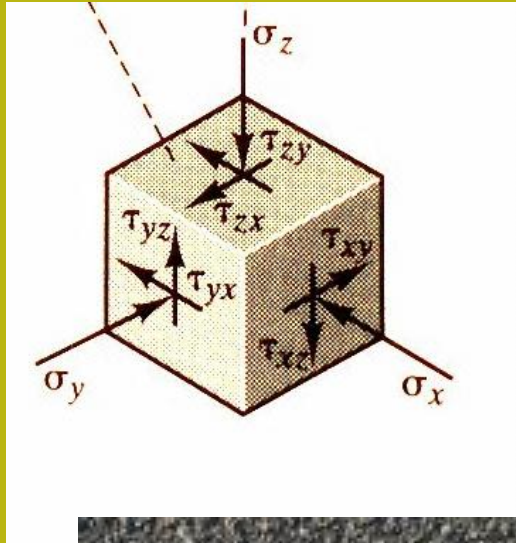
**suggerimento:**

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

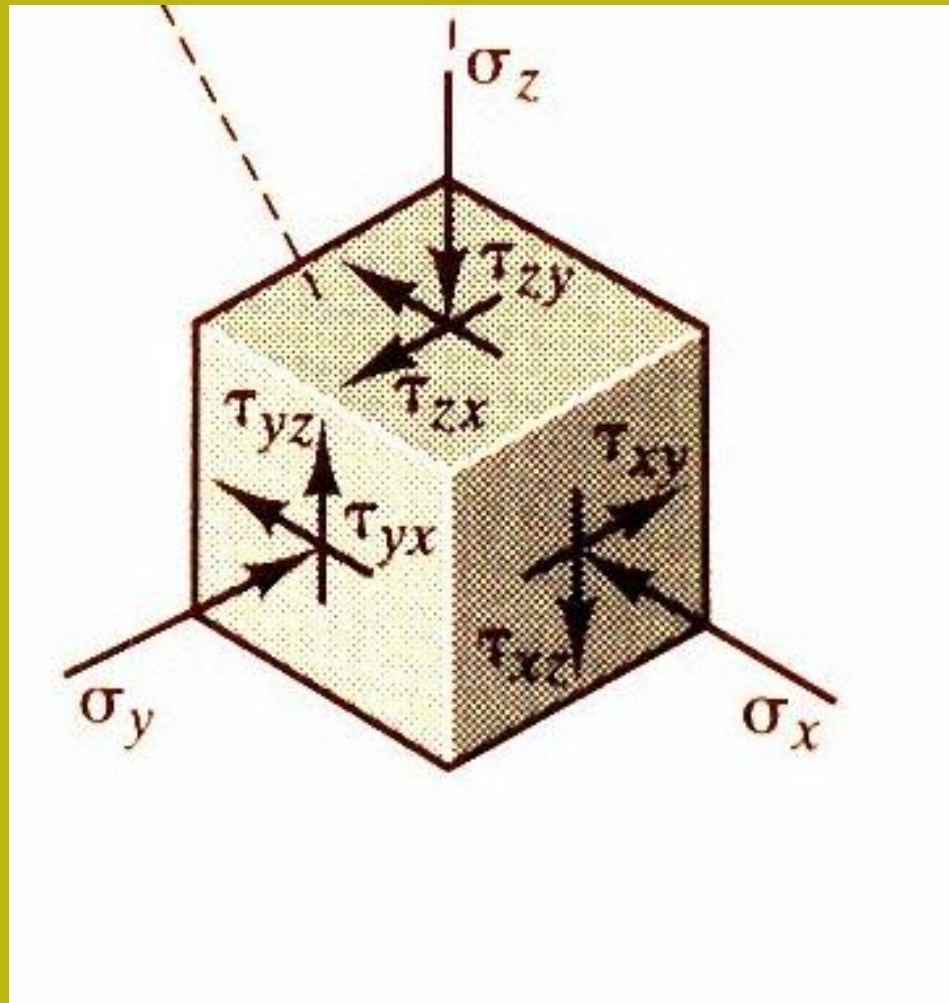
**Vedasi anche :**

**Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. CAP. 9.**

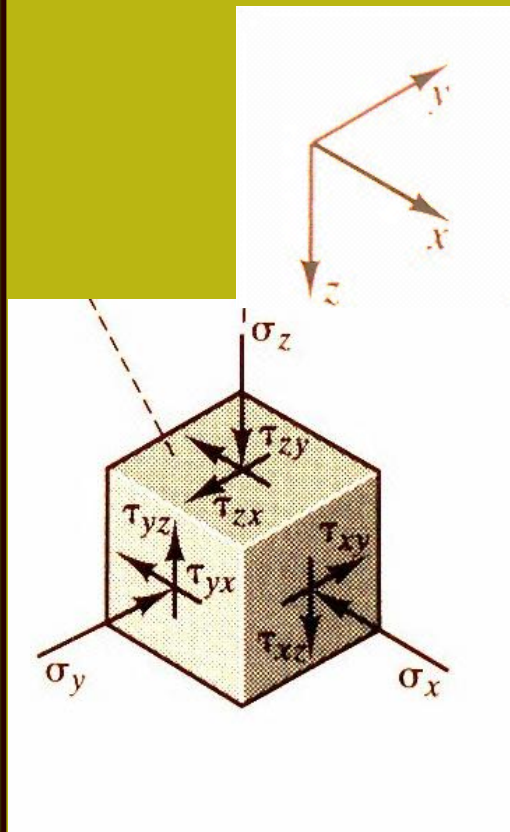
# B) Stress e deformazione







stress in elemento tridimensionale (3D) nei solidi



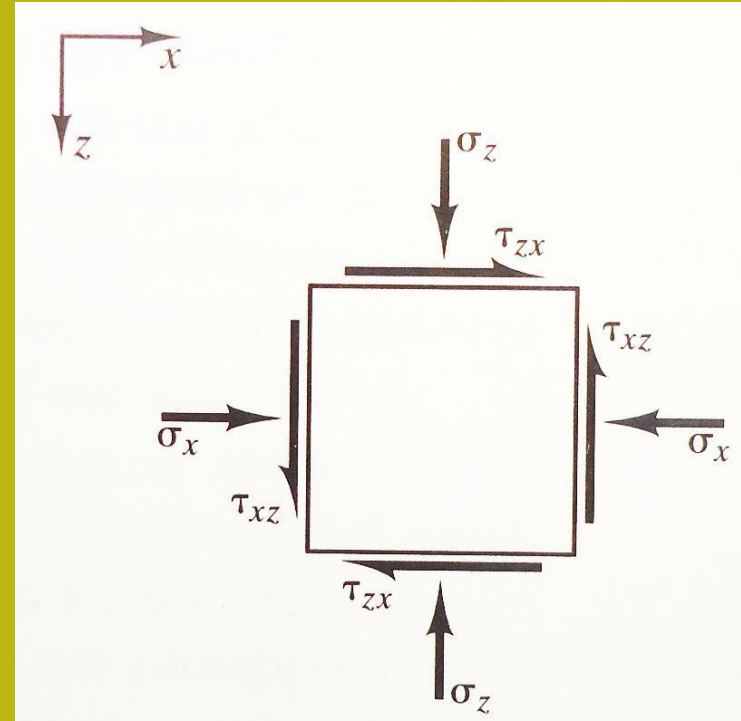
**Stress in elemento tri-dimensionale (3D)**



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

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

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



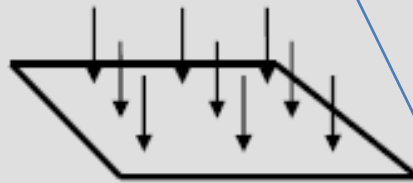
**Figure 10.2** A two-dimensional soil element aligned with the  $x$  and  $z$  axes.

**Stress in elemento bi-dimensionale (2D)**

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

### Sforzo Normale

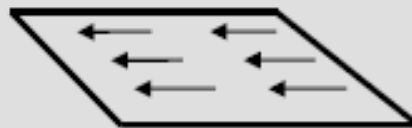
$\sigma$



Normal stress  $\sigma$  – direct load per unit area, expressed in  $\text{kN/m}^2$  (kilo-Newtons per square metre), or  $\text{kPa}$  (kiloPascal). One Newton is about the weight of one apple.

### Sforzo tangenziale o di Taglio

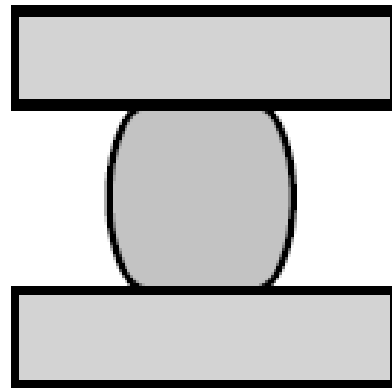
$\tau$



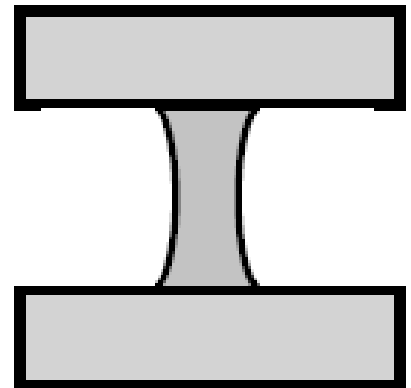
Shear stress  $\tau$  – force parallel to the plane, also, expressed in  $\text{kN/m}^2$  or  $\text{kPa}$  (kiloPascal). This can act in any direction within the plane.

**Definizione**  
**Tipo di sforzi**

### Sforzo di compressione (+)



### Sforzo di trazione (-)



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

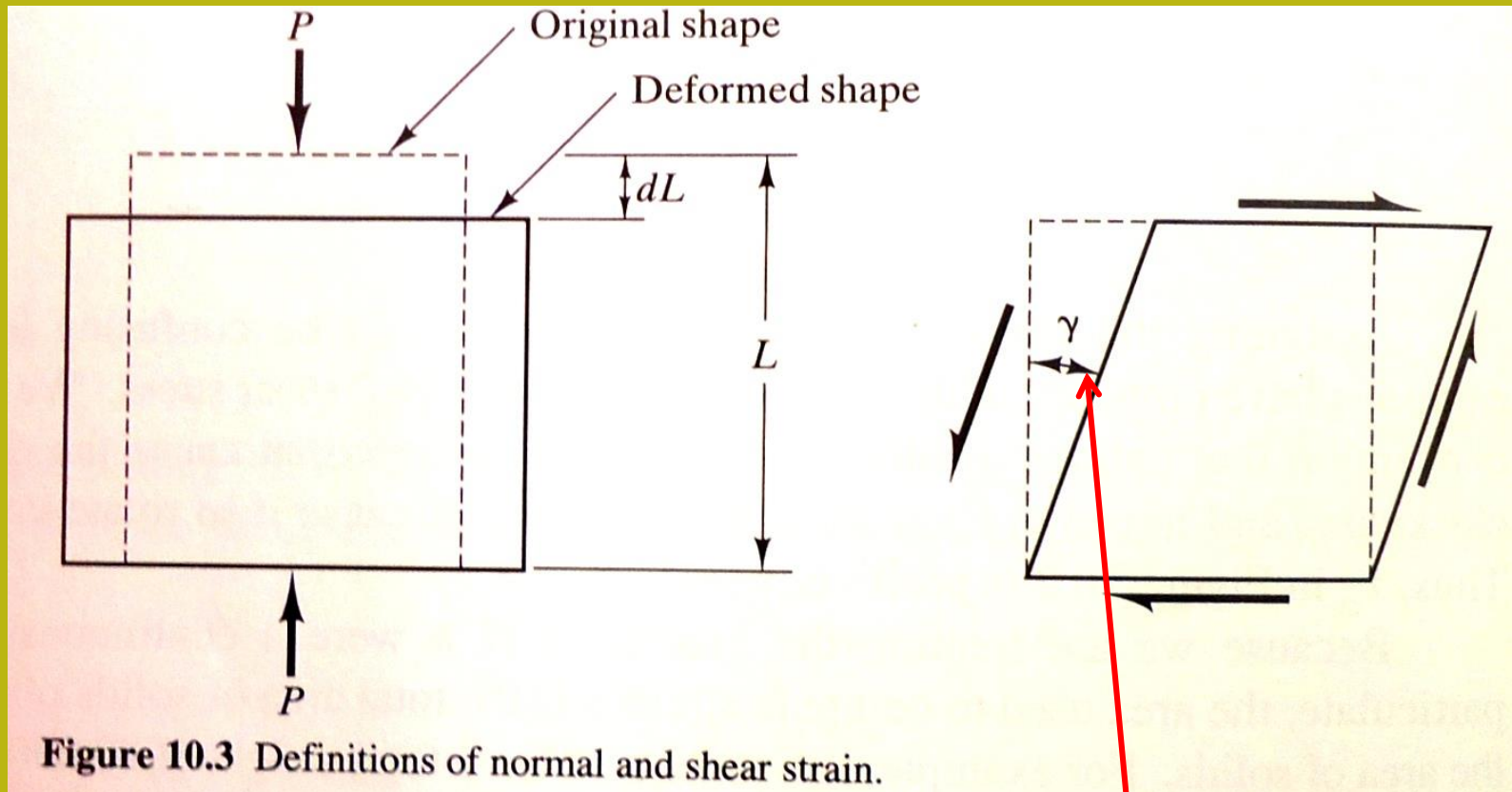


Figure 10.3 Definitions of normal and shear strain.

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

**Deformazione normale**

(*Linear strain*):  $\epsilon$  (adimensionale)

**Deformazione di taglio**

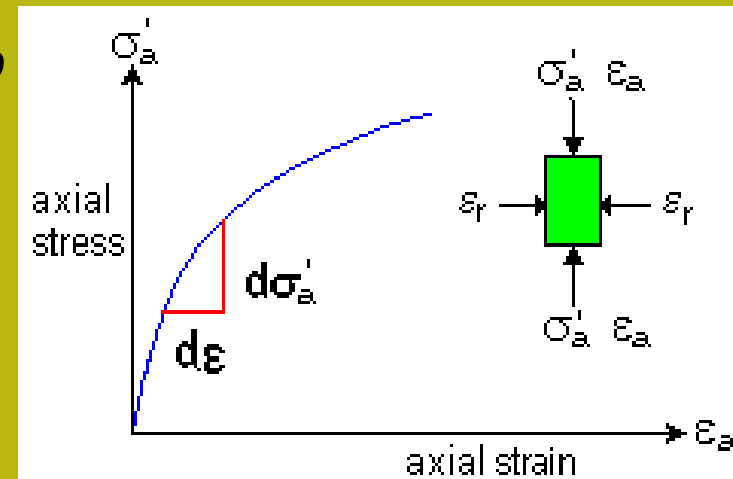
(*Shear strain*):  $\gamma$  (in radianti)

## Definizione del modulo di elasticità e deformazione tangenziale

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

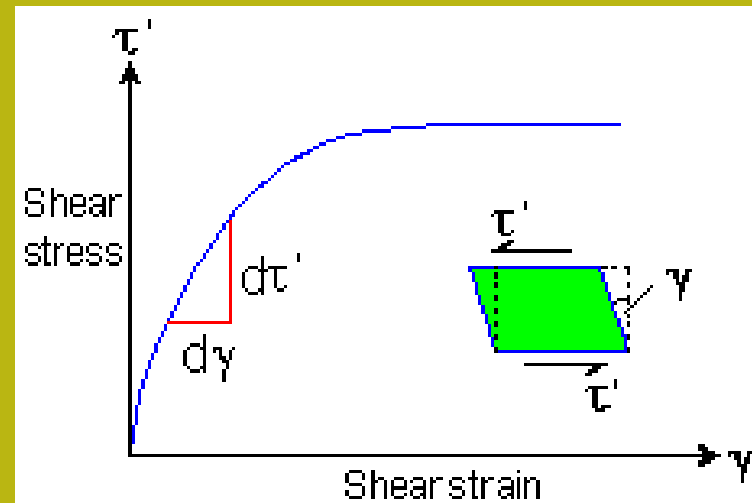
### **Modulo Elastico**

o modulo di deformazione  
o modulo di Young's

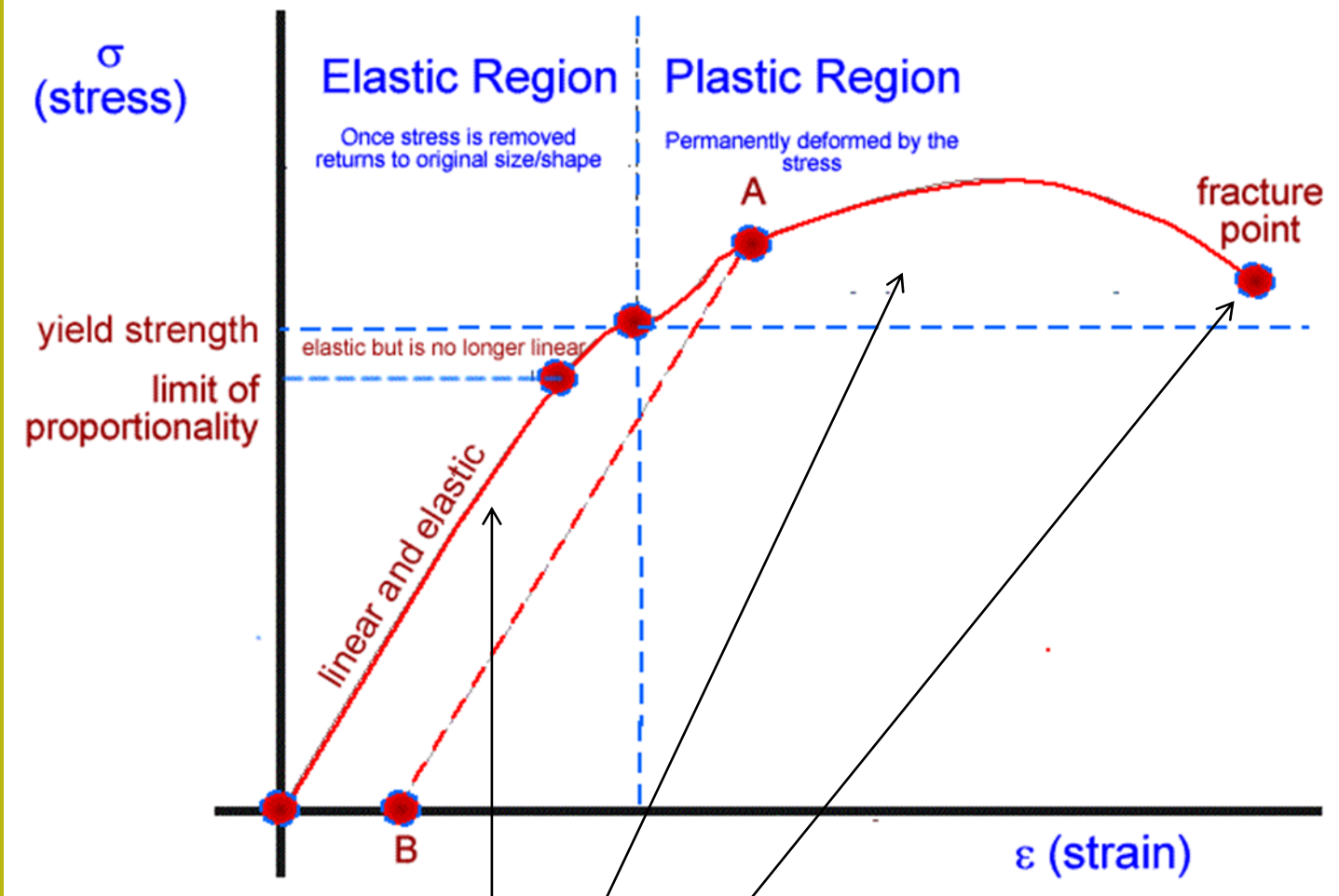


$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

**Shear modulus**  
o modulo di deformazione  
per sforzo orizzontale



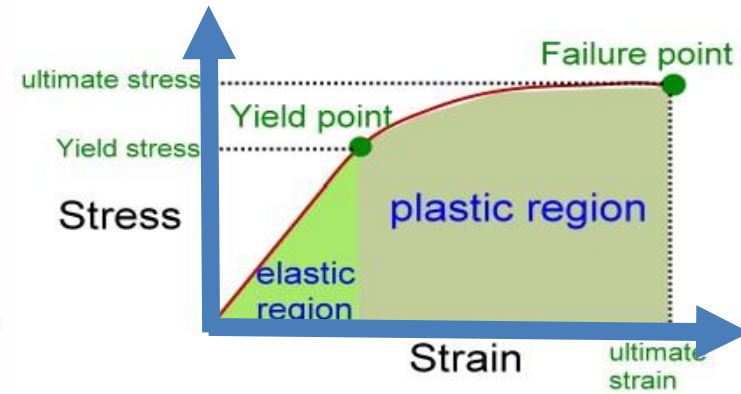
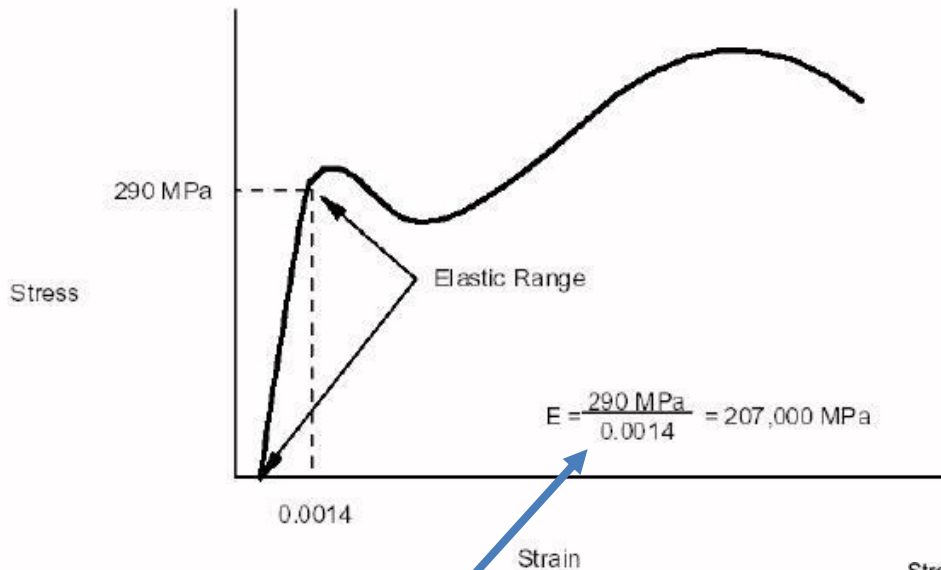
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/basic/stiffness.htm>



## I domini di stress vs. Strain

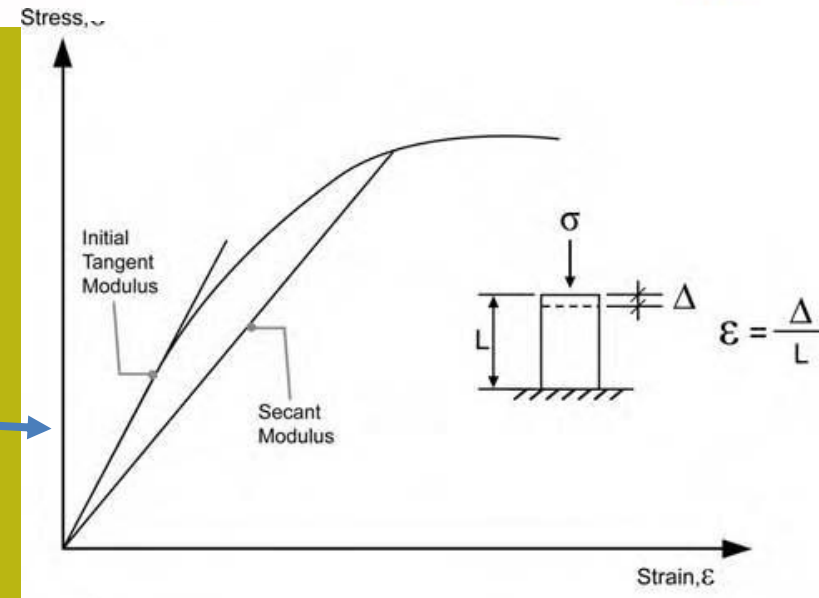
- Regione elastica
- Regione plastica
- Rottura

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



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

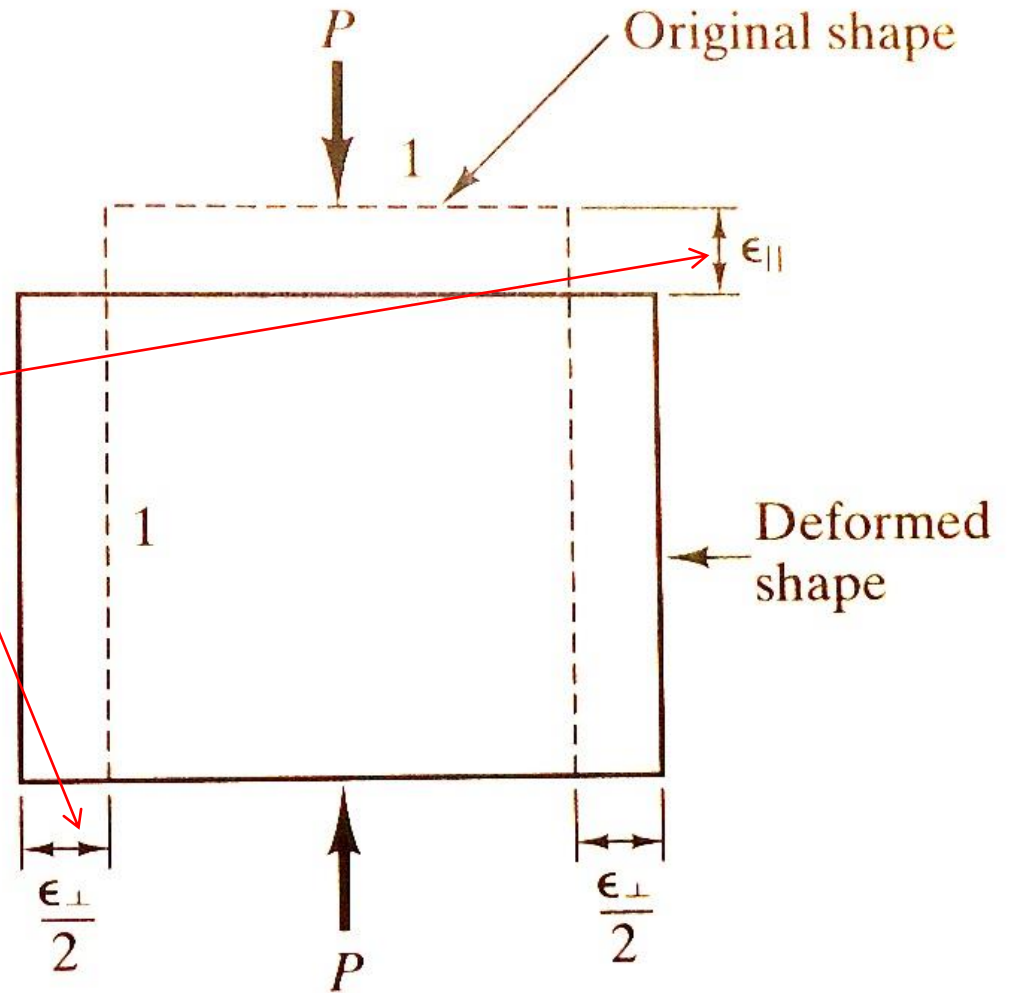
$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$



materiale audiovisivo:  
**material audiovisual importante:**  
<https://youtu.be/aQf6Q8t1FQE>  
<https://youtu.be/DLE-ieOVFjl>  
<https://youtu.be/tuOIM3P7ygA>  
<https://youtu.be/WSRqJdT2COE>

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

Definizione di  
coefficiente di  
Poisson

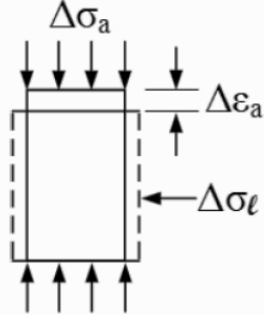
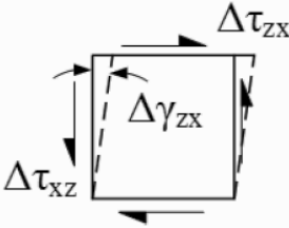
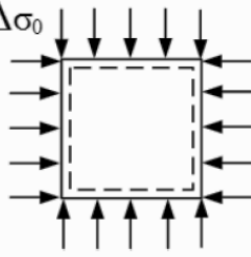
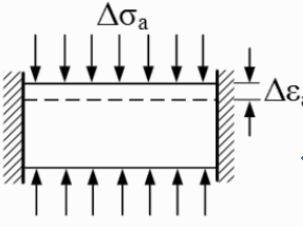


**Figure 10.4** Deformation of an unconfined element and definition of Poisson's ratio.



Table 1. Types of soil modulus.  
(After Lambe & Whitman, 1969; Duncan & Wong, 1999).

Da Duncan & Bursey (2013)

<p><b>Young's modulus, E</b></p> <p>E is the ratio of a uniaxial change in stress, divided by the resulting axial strain, for a condition where there are no other changes in stress:</p> $E = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a}$ <p>a = axial, <math>\ell</math> = lateral</p>	<p>Uniaxial loading  <math>\Delta\sigma_a &gt; 0</math>  <math>\Delta\sigma_\ell = 0</math></p> 
<p><b>Shear modulus, G</b></p> <p>G is the ratio of a change in shear stress, divided by the resulting shear strain:</p> $G = \frac{\Delta\tau_{zx}}{\Delta\gamma_{zx}}$	<p>Simple shear</p> 
<p><b>Bulk modulus, B (or sometimes K)</b></p> <p>B (or K) is the ratio of an equal all-around change in stress to the resulting volumetric strain:</p> $B = \frac{\Delta\sigma_0}{\Delta\varepsilon_v}$ <p><math>\Delta\sigma_0</math> acts equally in all directions  <math>\varepsilon_v</math> = volumetric strain</p>	<p>Isotropic compression</p> 
<p><b>One-dimensional compression, or constrained modulus, M (or sometimes D)</b></p> <p>M (or D) is the ratio of a change in stress, divided by the resulting normal strain, for a condition where there are no strains in perpendicular directions:</p> $M = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a}$	<p>One-dimensional compression  <math>\Delta\sigma_a &gt; 0</math>  <math>\Delta\varepsilon_\ell = 0</math></p> 

Modulo elastico

Modulo di taglio

Tabella base  
moduli elastici  
e di taglio

Modulo  
edometrico

TABLE 2.26

Da Hunt (2005)

## Parameters of Deformation

Parameter <sup>a</sup>	Reference	Definition	Expression	Normal Application
<i>Elastic Moduli (ST)</i>				
Young's modulus	Figure 2.69	Relates stress to strain	$E = \sigma/\epsilon$	Rock masses, sands, strong granular cohesive soils
Shear modulus	Figure 2.69	Relates shear strain to shear force (modulus of rigidity)	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	Not commonly used statically
Bulk modulus	Figure 2.69	Ratio of all-around pressure to change in volume per unit volume (modulus describing incompressibility)	$B = \frac{E}{3(1-2\nu)}$	Not commonly used statically
Constrained modulus	Figure 2.69	Deformation occurring in confined compression	$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	Structure of large areal extent underlain by relatively thin compressible soil deposit
<i>Dynamic Elastic Parameters — See Table 2.27</i>				
<i>Moduli From The Stress–Strain Curve</i>				
Initial tangent modulus	Figure 2.70	Initial portion of curve	$E_i = \sigma/\epsilon$	Usually taken as E for geologic materials
Secant modulus	Figure 2.70	$\sigma$ and $\epsilon$ taken between two particular points	$E_{se} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$	Define E for a particular stress limit
Tangent modulus	Figure 2.70	Modulus at specific point. Often taken at point of maximum curvature before rupture	$E_t = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$	The lowest value for E usually reported
<i>Other Moduli</i>				
Compression modulus	Figure 2.87	Lateral deformation caused by applied stress from pressure meter	$E_c = E_\alpha$ (tons/ft <sup>3</sup> )	<i>In situ</i> measures of E for materials difficult to sample
Modulus of subgrade reaction	Figure 2.90	A unit of pressure to produce a unit of deflection	$k_s = p/y$	Beam or plate on an elastic subgrade problems

<sup>a</sup> Unless noted, units are tsf, kg/cm<sup>2</sup>, kN/m<sup>2</sup>.

Modulo elastico

Modulo di taglio

Modulo edometrico

Relazioni base moduli elastici e di taglio statici

## Da Duncan & Bursey (2013)

Table 2. Relationships among types of soil modulus.  
(After Lambe & Whitman, 1969; Duncan & Wong, 1999).

Relationship between E and other stress-strain parameters	$E = 2G (1 + \nu)$	$E = 3B (1 - 2\nu)$	$E = M \frac{(1 + \nu) (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$
Relationship between G and other stress-strain parameters	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$	$G = \frac{3B (1 - 2\nu)}{2 (1 + \nu)}$	$G = M \frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)}$
Relationship between B and other stress-strain parameters	$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	$B = \frac{2G (1 + \nu)}{3 (1 - 2\nu)}$	$B = \frac{M (1 + \nu)}{3 (1 - \nu)}$
Relationship between M and other stress-strain parameters	$M = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	$M = \frac{2G (1 + \nu) (1 - \nu)}{(1 + \nu) (1 - 2\nu)}$	$M = 3B \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)}$

Modulo elastico

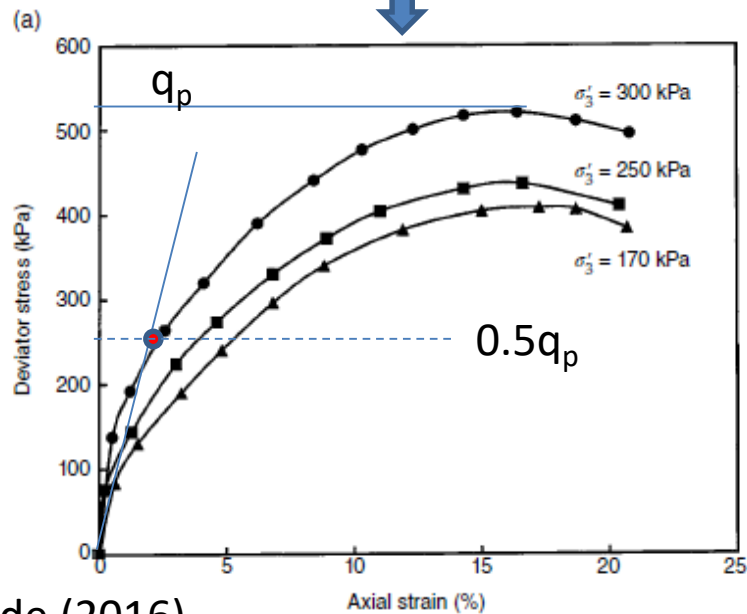
Modulo di taglio

Modulo edometrico

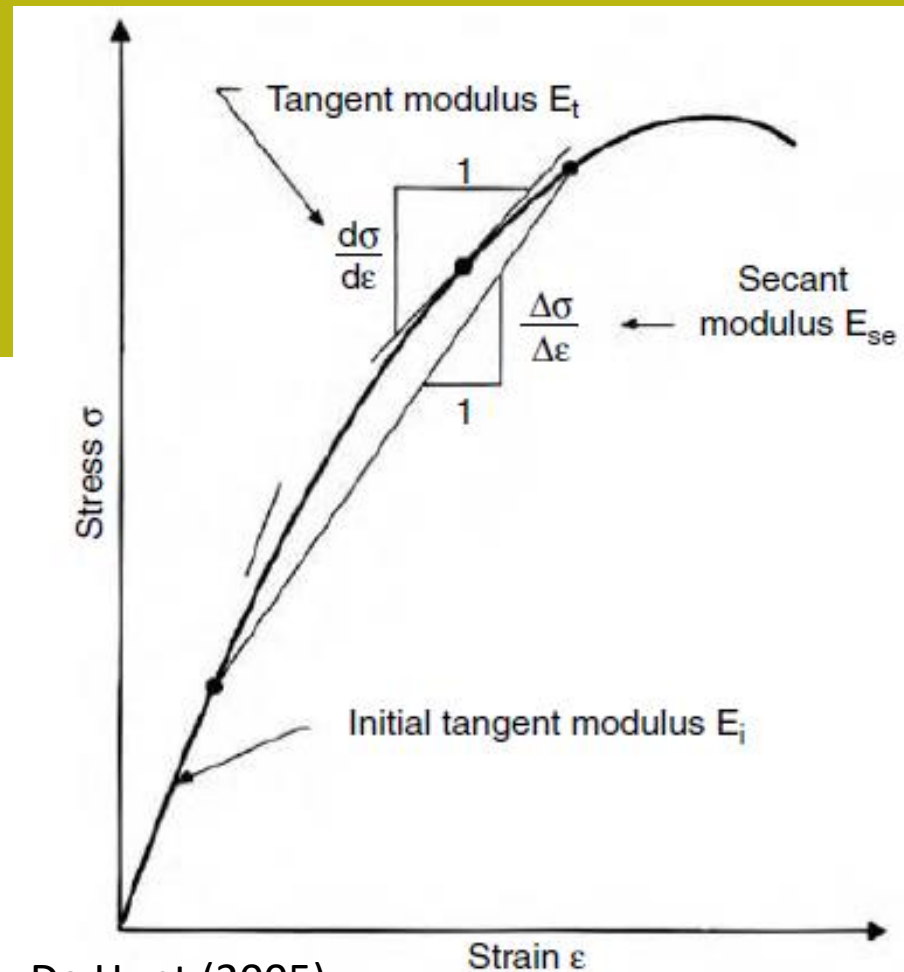
Relazioni base moduli elastici e di taglio

## Diversi tipi di moduli elastici. Dettaglio.

Modulo secante  $E_{50}$  da prova triassiale



Lade (2016)



Da Hunt (2005)

Come determinare il modulo di taglio da una prova triassiale CD:

<https://www.youtube.com/watch?v=1CsJ8iW63qM>

TABLE 2.27

Da Hunt (2005)

Dynamic Elastic Parameters

Parameter	Expression
Compression-wave velocity	$V_p = \{[K + (4/3)G]/\rho\}^{1/2}$ m/s (Section 2.3.2)
Shear-wave velocity	$V_s = (G/\rho)^{1/2}$ m/s (Section 2.3.2)
Mass density of materials	$\rho = \gamma/g$ kg/m <sup>3</sup> (determined by gamma probe, Section 2.3.6)
Dynamic Poisson's ratio	$v = (V_p^2/2V_s^2 - 1)/(V_p^2/V_s^2 - 1)$ <i>Appropriate values</i> Igneous rocks — 0.25 Sedimentary rocks — 0.33 Soils — see Section 11.3.2
Dynamic Young's modulus <sup>a</sup>	$E_d = p(3V_p^2 - 4V_s^2)/(V_p^2/V_s^2 - 1)$ or $E_d + 2p V_s^2(1 + v)$
Dynamic shear modulus <sup>a</sup>	$G_d = pV_s^2 = E_d/2(1 + v)$
Dynamic bulk modulus <sup>a</sup>	$K = p(V_p^2 - 4V_s^2/3) = E_d/3(1 - 2v)$

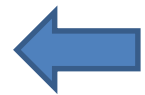
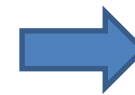
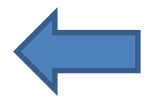
Note: Units are tsf, kg/cm<sup>2</sup>, kN/m<sup>2</sup>.

**Relazioni base moduli elastici e di taglio Dinamici da velocita' onde S e P.**

**I moduli dinamici sono considerati per livelli di deformazione molto bassi, se comparati ai moduli statici**

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



# Modulo elastico e coefficiente di Poisson di vari tipi di suoli

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:

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

# Modulo elastico , di taglio e coefficiente di Poisson di vari tipi di suoli

**Table 7.1** Typical values of  $E'_{sec}$  and  $G_{sec}$ .

Soil type	Description	$E'_{sec}$ (MPa)	$G_{sec}$ (MPa)
Clay	Soft	1–15	0.5–5
	Medium	15–50	5–15
	Stiff	50–100	15–40
Sand	Loose	10–20	2–10
	Medium	20–50	10–15
	Dense	50–100	15–40
Gravel	Loose	20–75	2–20
	Medium	75–100	20–40
	Dense	100–200	40–75

Estimated from standard penetration test (SPT)*	$E'_{sec}$ (MPa)	$G_{sec}$ (MPa)
Gravels and gravels with sands	$1.2N_{60}^*$	$0.45N_{60}$
Coarse sands, sands with gravel (<10%)	$0.95N_{60}$	$0.35N_{60}$
Fine and medium sands, clean and with fines (<10%)	$0.7N_{60}$	$0.25N_{60}$
Silts and sandy silt	$0.4N_{60}$	$0.15N_{60}$

Estimated from cone penetrometer test (CPT)*	$E'_{sec}$ (kPa)	$G_{sec}$ (kPa)
Fine and medium sands, clean and with fines (<10%)	$3q_c^*$	$1.2q_c$
Clayey silt and silty sand	$5q_c$	$2q_c$
Clays	$7q_c$	$2.5q_c$

Note:  $*N_{60}$  is the SPT  $N$  values corrected for 60% energy (see Chapter 3);  $q_c$  is the cone tip resistance in kPa.

**Table 7.2** Typical values of Poisson's ratio.

Soil type	Description	$\nu'$
Clay	Soft	0.35–0.4
	Medium	0.3–0.35
	Stiff	0.2–0.3
Sand	Loose	0.15–0.25
	Medium	0.25–0.3
	Dense	0.25–0.35

Note: For all soils at constant volume,  $\nu = 0.5$  (total stress condition).

Da Budhu (2015)

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  
(campioni intatti) ..**

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

**Vedasi anche:  
Hunt (2005). Capitolo 2**

# Modulo elastico e statico e dinamico in funzione qualita' del campione di roccia. (prove di laboratorio VLe misure in campo di Vp)

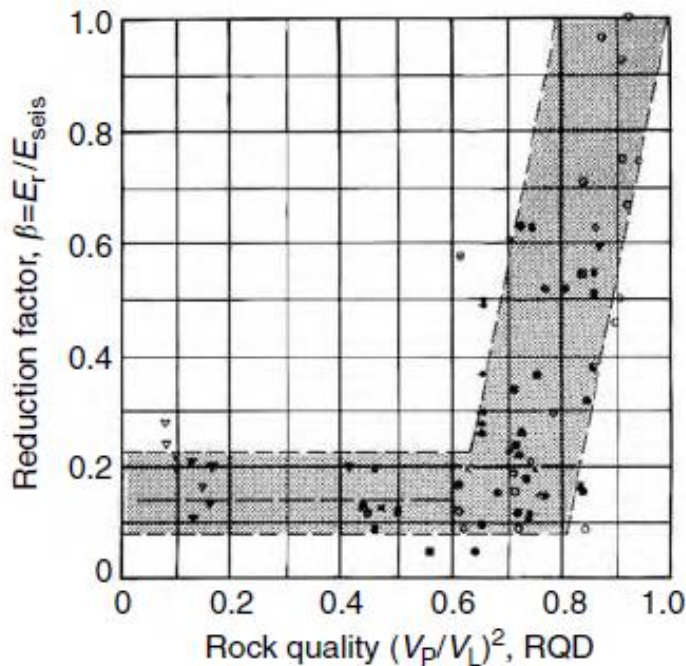


TABLE 2.27

Dynamic Elastic Parameters

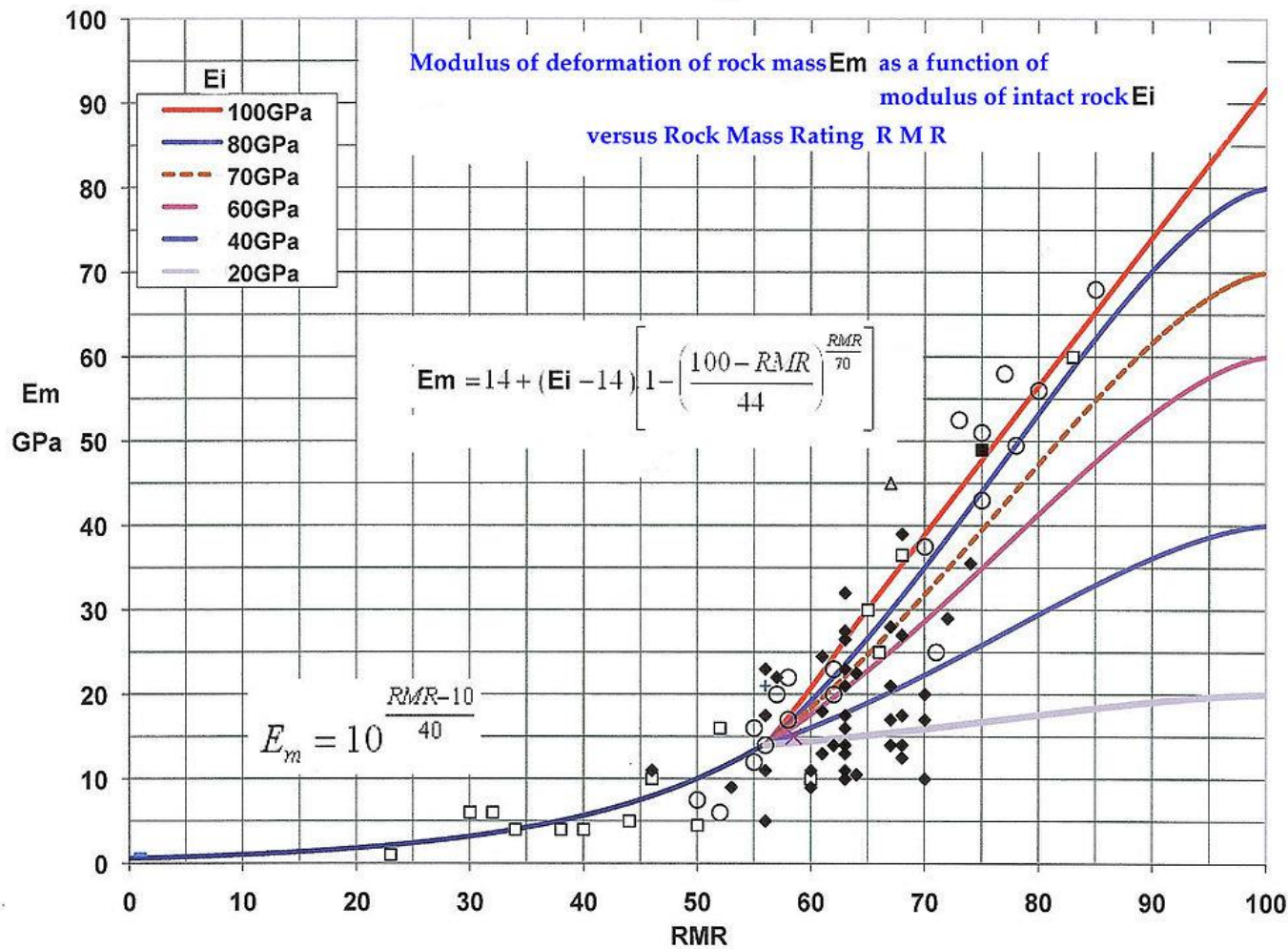
Parameter	Expression
Compression-wave velocity	$V_p = \{[K + (4/3)G]/\rho\}^{1/2}$ m/s (Section 2.3.2)
Shear-wave velocity	$V_s = (G/\rho)^{1/2}$ m/s (Section 2.3.2)
Mass density of materials	$\rho = \gamma/g$ kg/m <sup>3</sup> (determined by gamma probe, Section 2.3.6)
Dynamic Poisson's ratio	$v = (V_p^2/2V_s^2 - 1)/(V_p^2/V_s^2 - 1)$ <i>Appropriate values</i> Igneous rocks — 0.25 Sedimentary rocks — 0.3 Soils — see Section 11.3.2
Dynamic Young's modulus <sup>a</sup>	$E_d = p(3V_p^2 - 4V_s^2)/(V_p^2/V_s^2 - 1)$ or $E_d + 2pV_s^2(1 + m)$
Dynamic shear modulus <sup>a</sup>	$G_d = pV_s^2 = E_d/2(1 + v)$
Dynamic bulk modulus <sup>a</sup>	$K = p(V_p^2 - 4V_s^2/3) = E_d/3(1 - 2v)$

Note: Units are tsf, kg/cm<sup>2</sup>, kN/m<sup>2</sup>.

Da Hunt (2005)

FIGURE 2.75

Variation in modulus reduction factor  $\beta$  with rock quality [ $E_r$  = static rock modulus (from load tests);  $E_{sets}$  = modulus from seismic velocity;  $V_p$  = field seismic velocity (compressional);  $V_L$  = laboratory sonic velocity of sound cores] (From Deere, D. U. et al., *Proceedings of the 8th Symposium on Rock Mechanics*, University of Minnesota, American Minerals and Metal Engineers, 1967, Chap. 11. With permission.)



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)

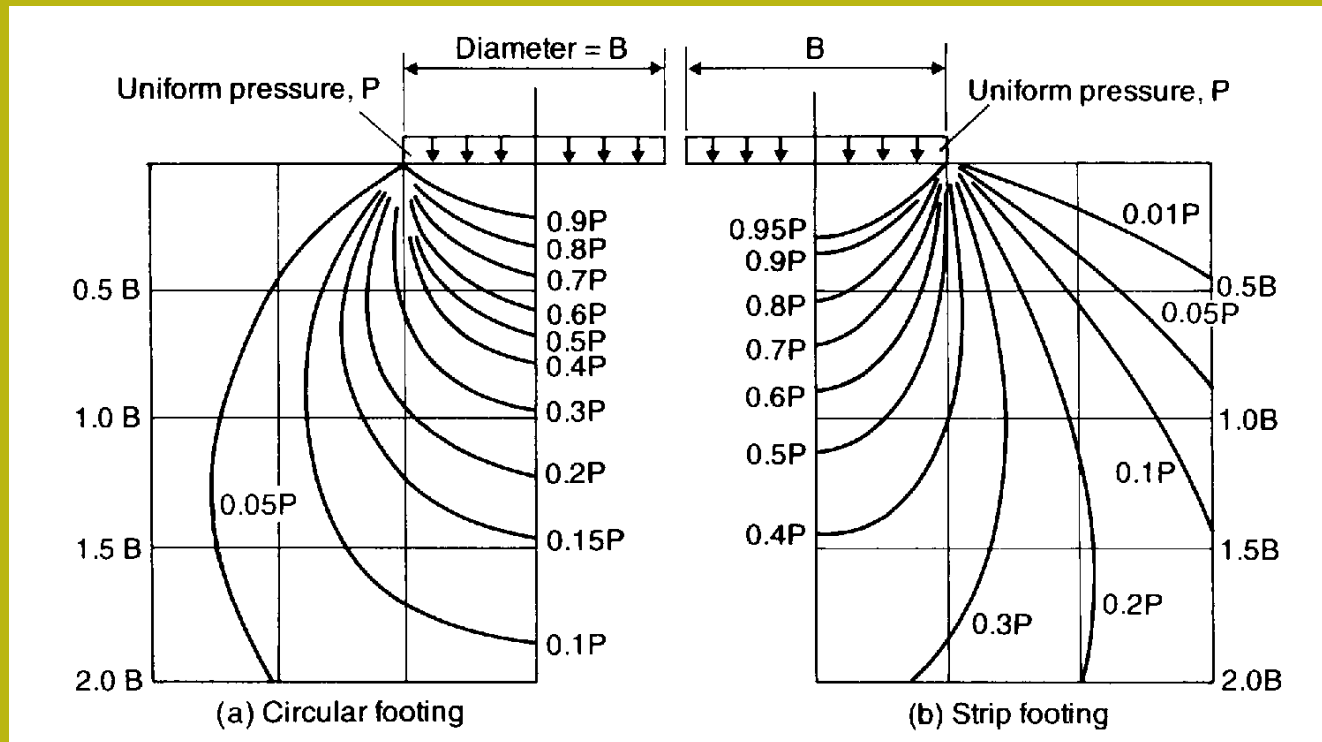
In questo caso viene considerato il modulo di elasticità della roccia intatta  $E_i$

[http://en.wikipedia.org/wiki/Rock\\_mass\\_rating](http://en.wikipedia.org/wiki/Rock_mass_rating)

**Vedasi anche :**

- **Hunt (2005). Capitolo 2**

## 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

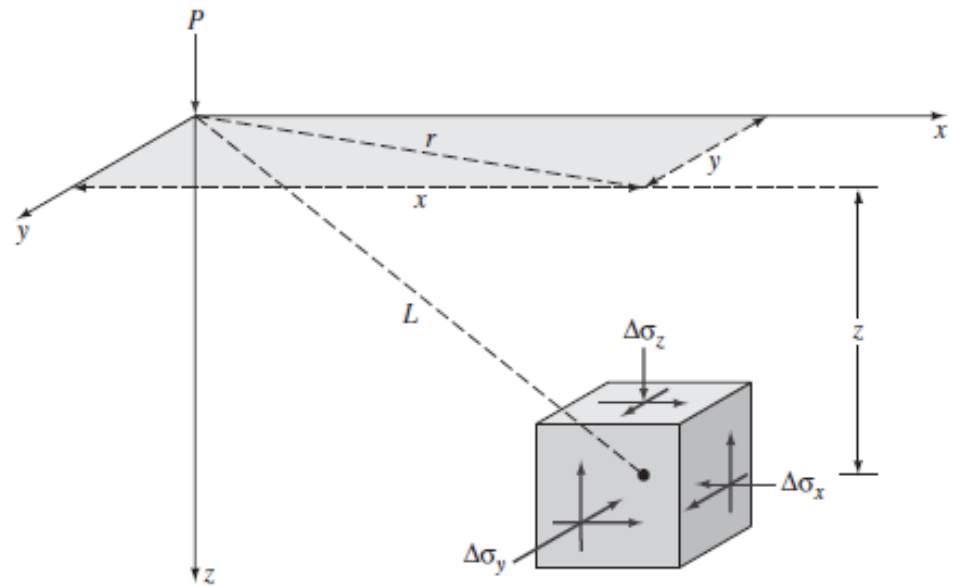
posizionare il punto, o

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

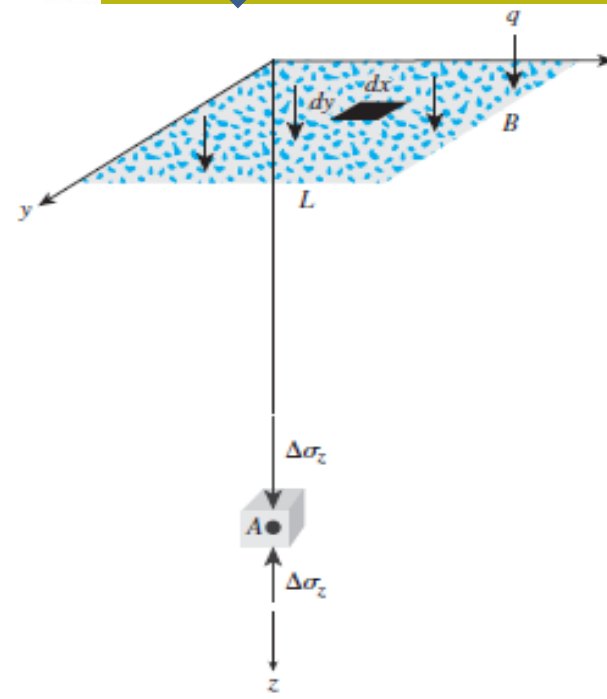
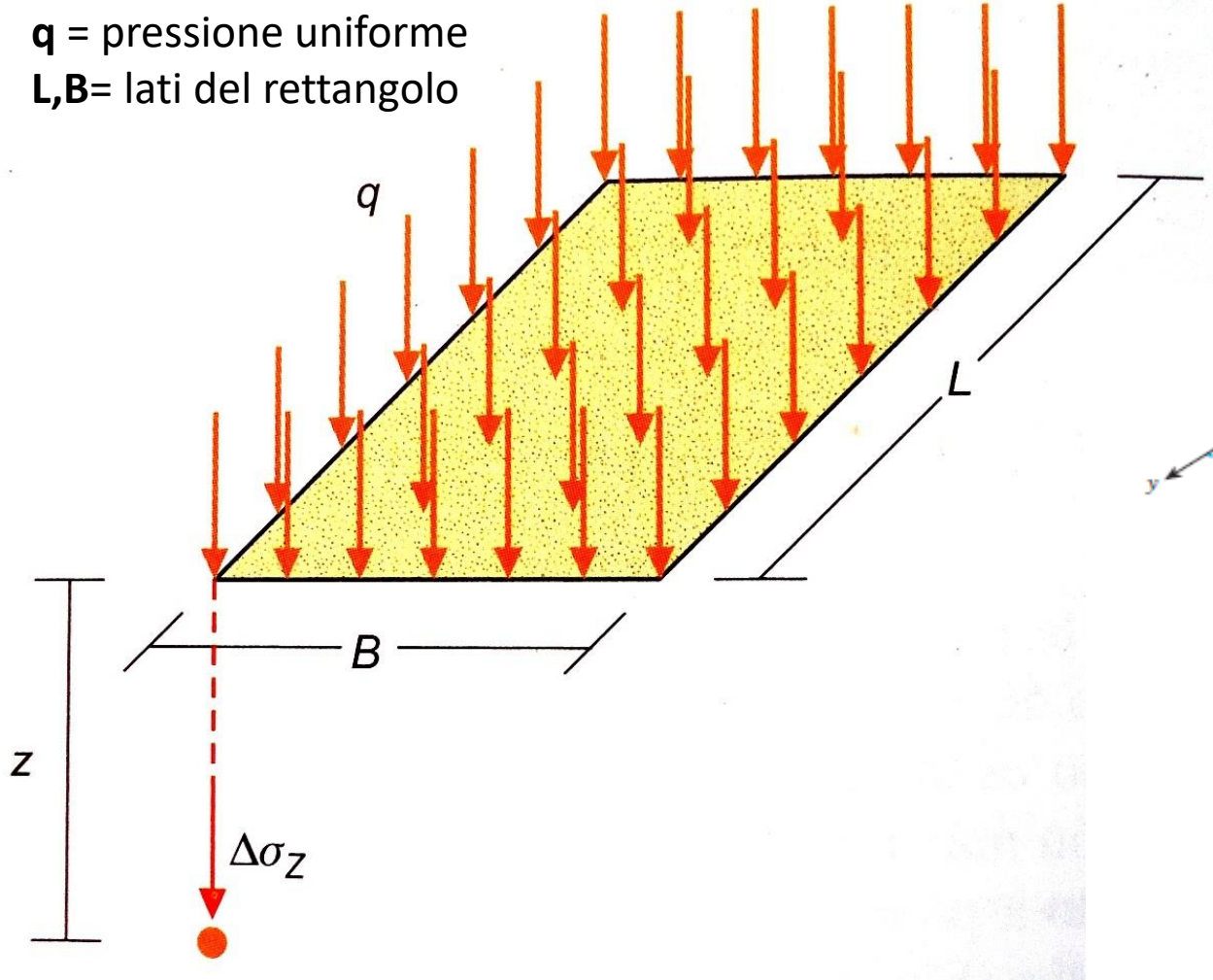
$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

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

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



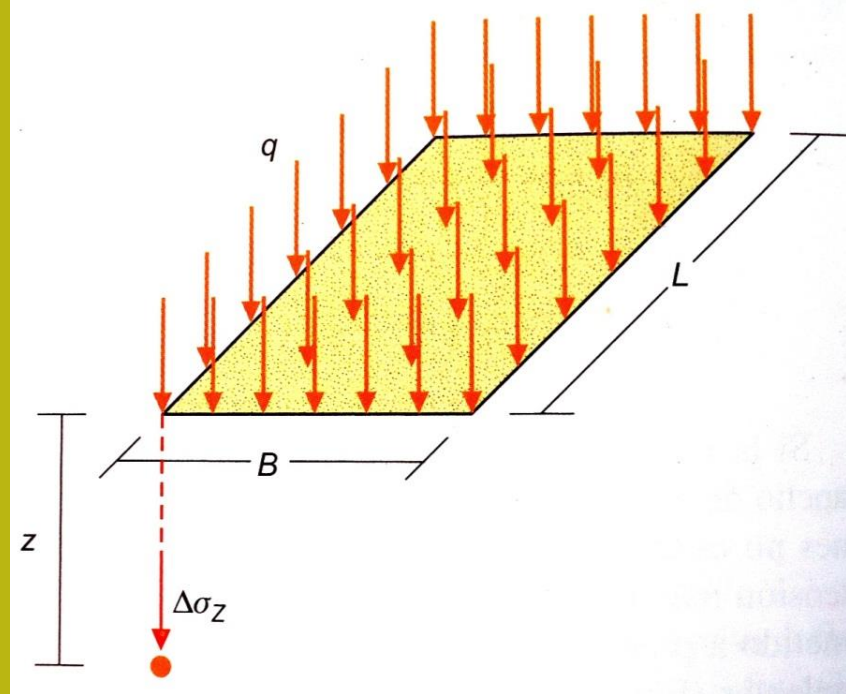
# Soluzione di Newmark

(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

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

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



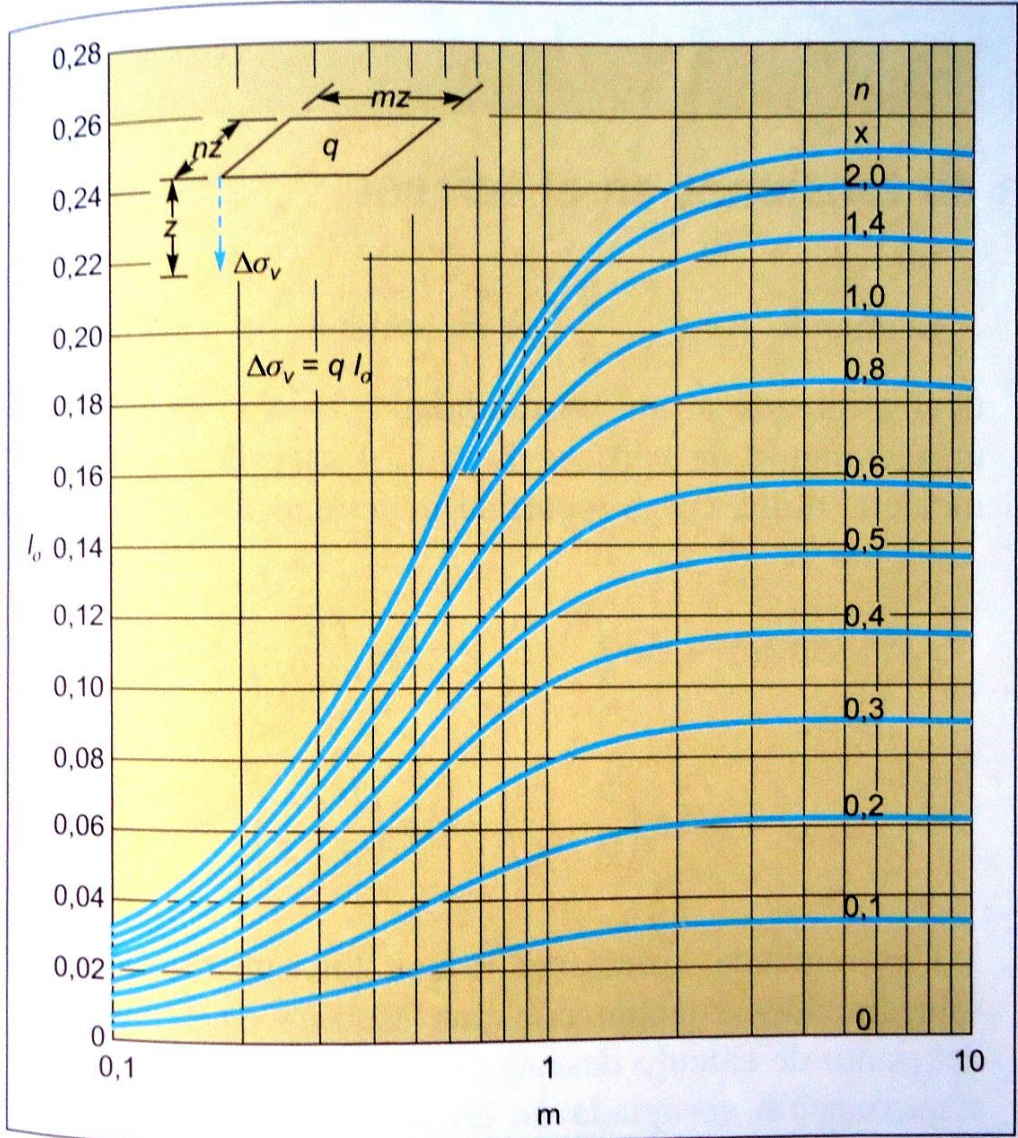
# Soluzione di Newmark (carta di Fadum, 1948)

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

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

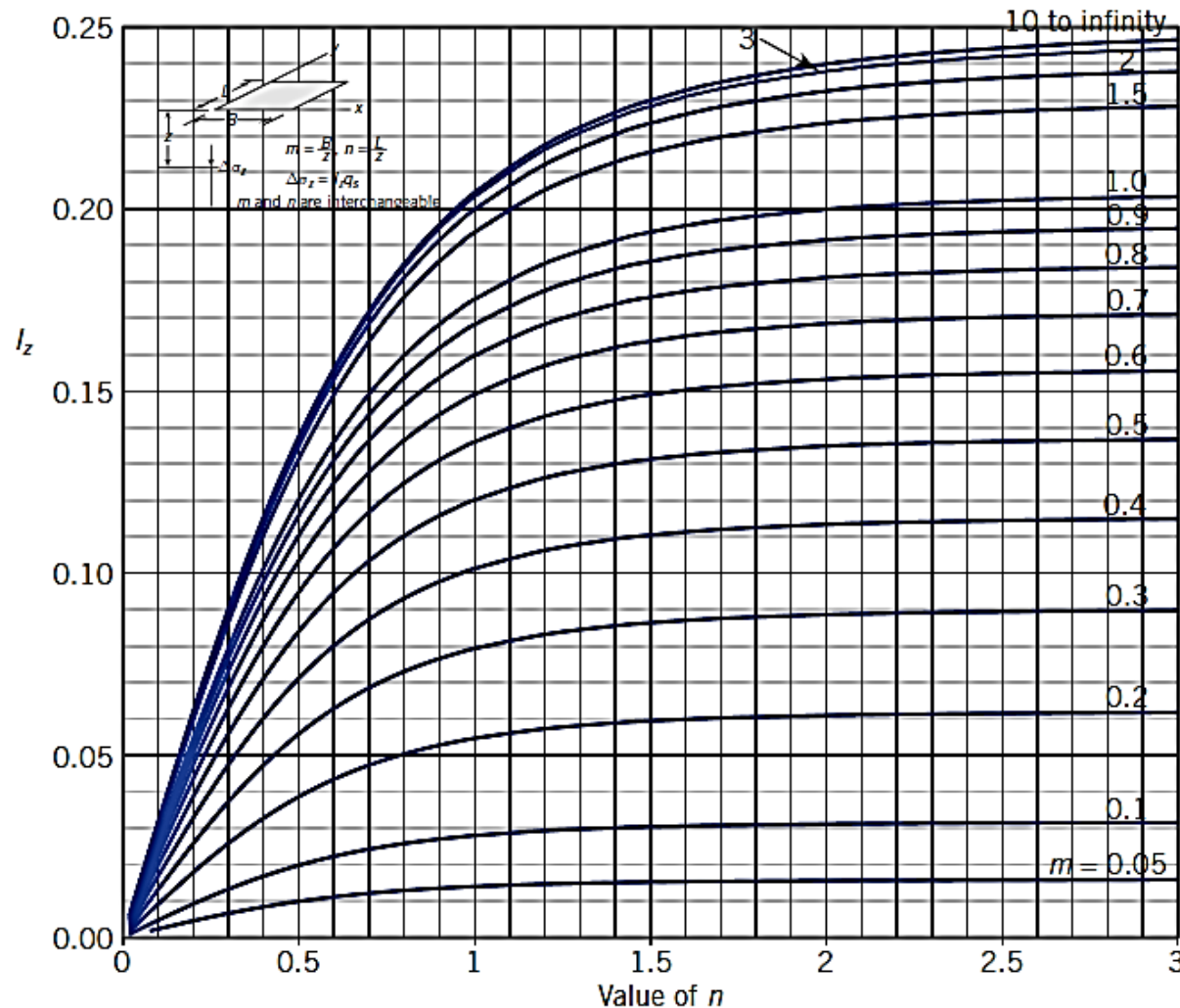
Soluzione approssimata all'Angolo di un'area caricata uniformemente. Nota: questo coefficiente include già il divisore  $4 \pi$

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



**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

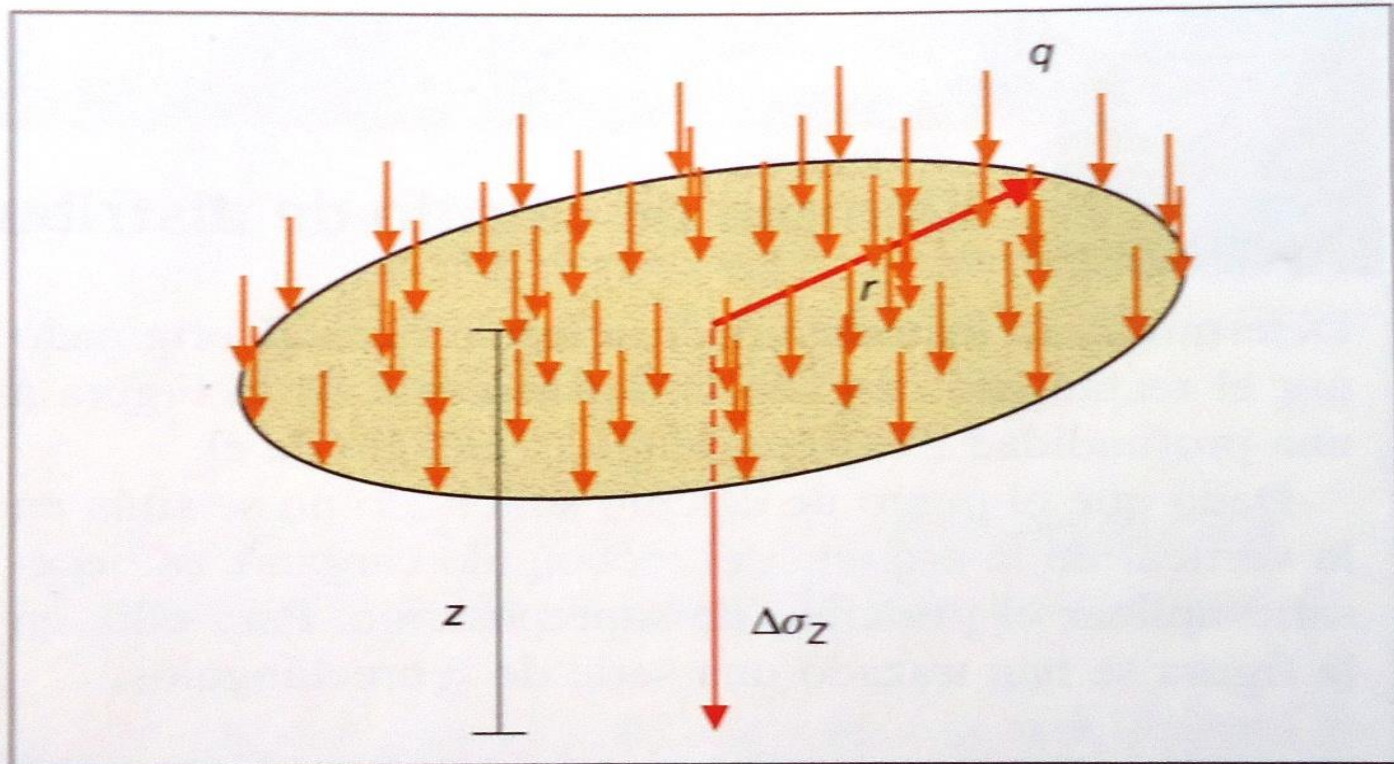


$n > 3$	
$m$	$I_z$
0.05	0.016
0.1	0.032
0.2	0.062
0.3	0.090
0.4	0.115
0.5	0.137
0.6	0.156
0.7	0.172
0.8	0.185
0.9	0.196
1	0.205
1.5	0.230
2	0.240
3	0.247
10	0.250

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

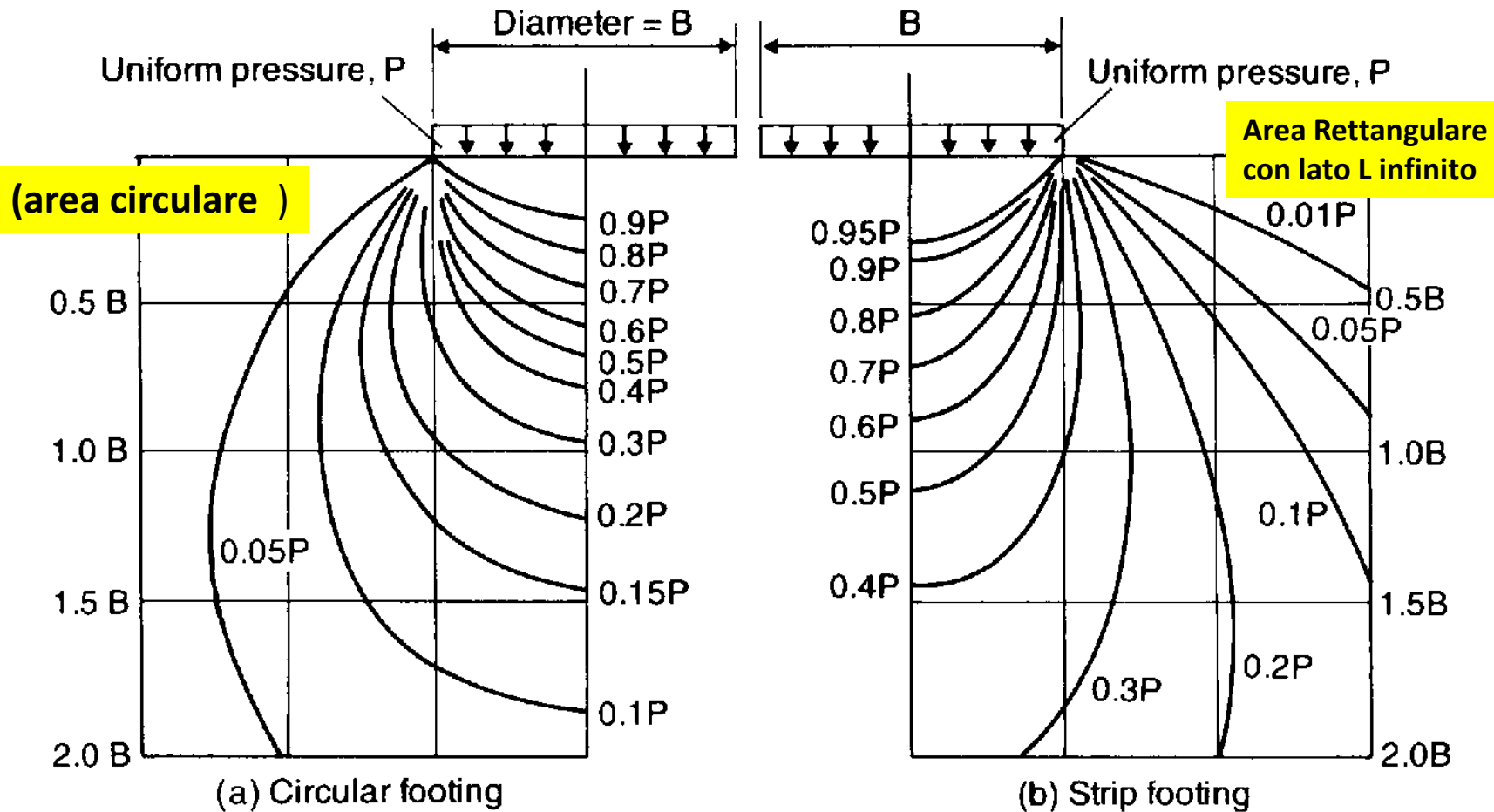
Soluzione area circolare caricata uniformemente

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



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

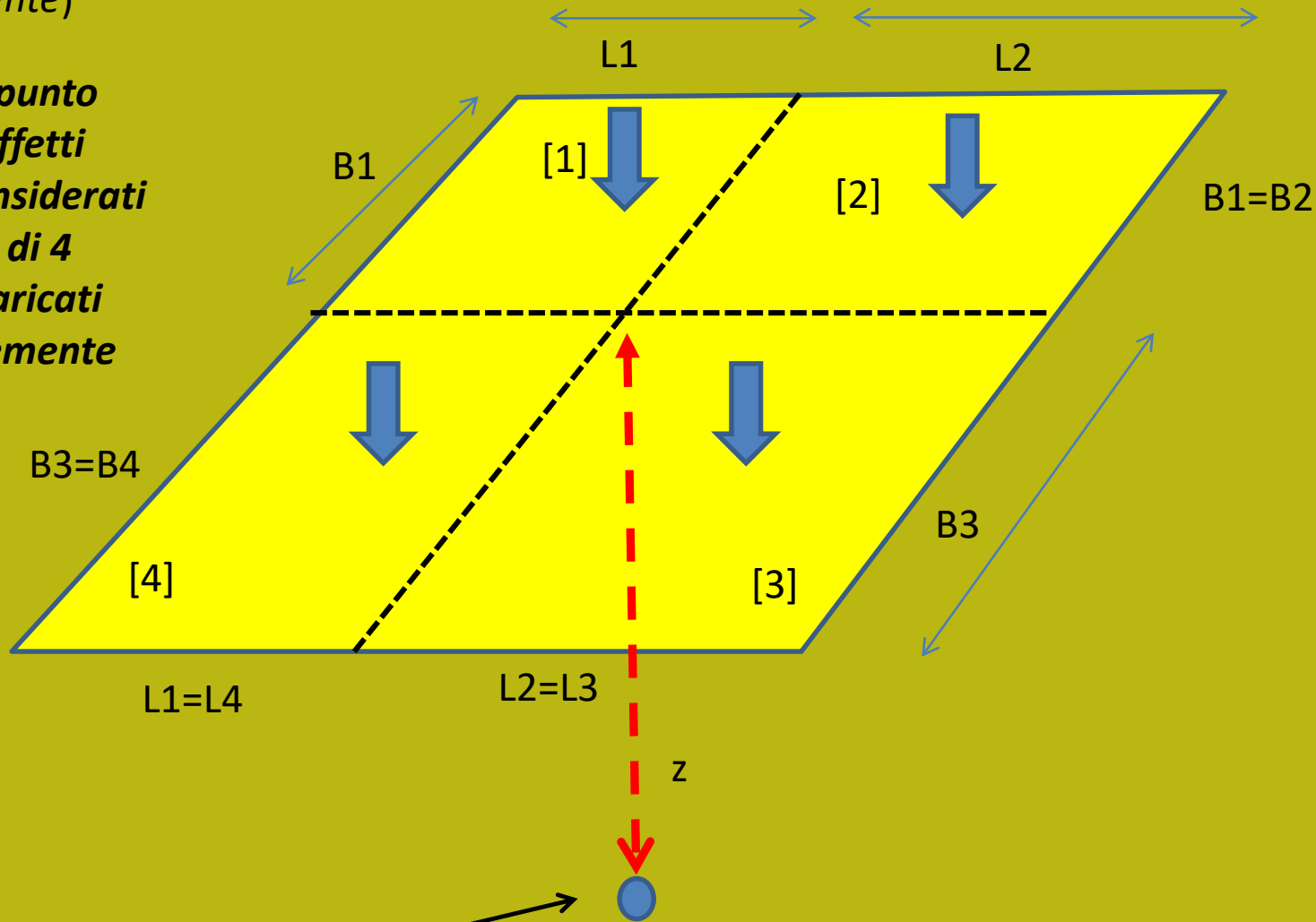
# Bulbo di pressione sotto superfici uniformemente caricate



**Fig. 4.9** Bulbs of pressure for vertical stress.

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

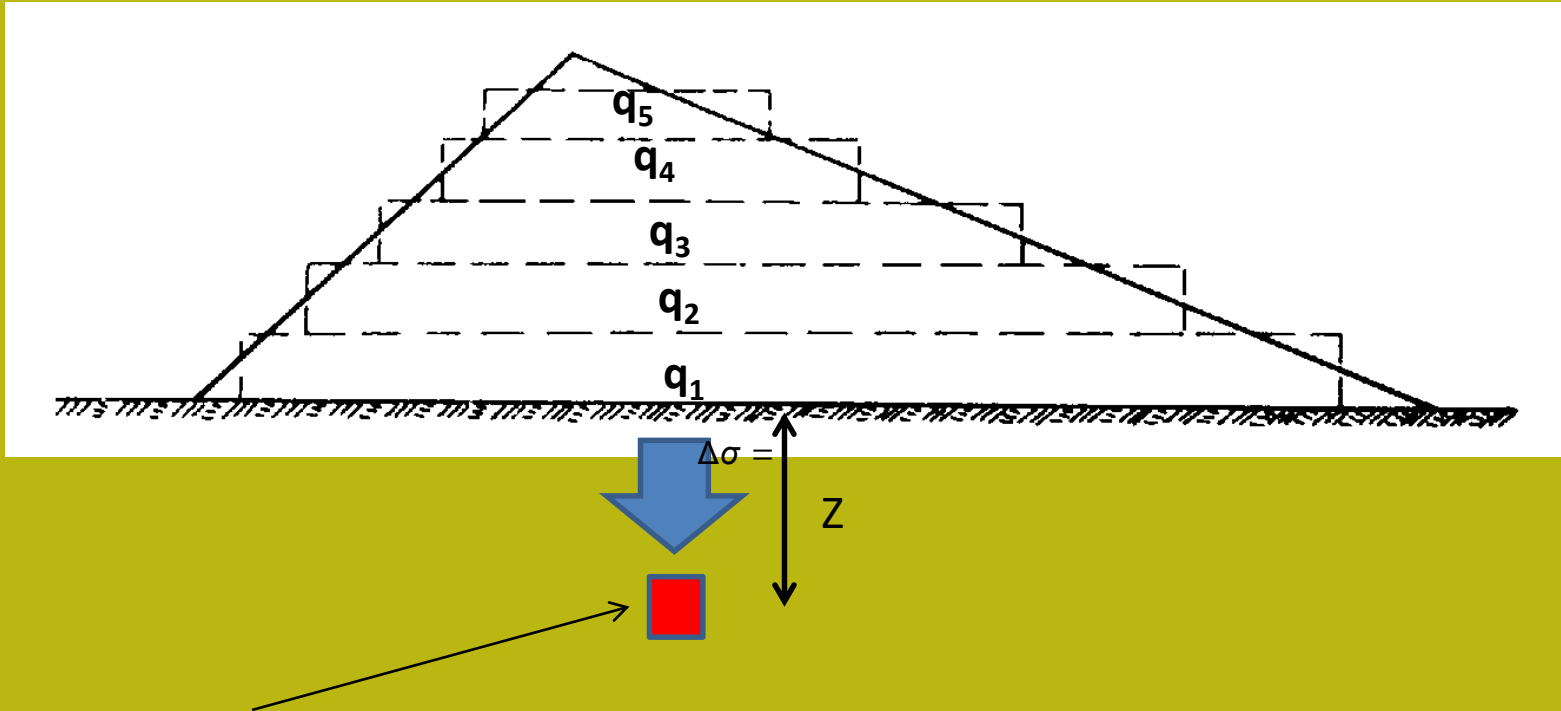
*In qualsiasi punto interno gli effetti vengono considerati come quelli di 4 rettangoli carichi uniformemente*



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

Principio di sovrapposizione:

Pressione bassa indotta di Terrapieno con sezione trapezoidale o triangolare

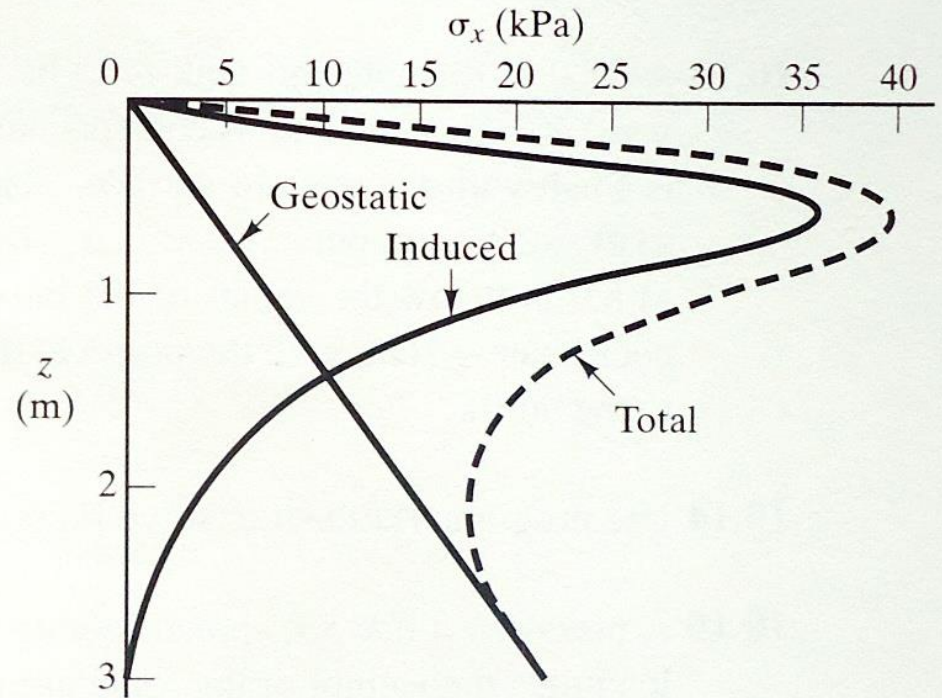
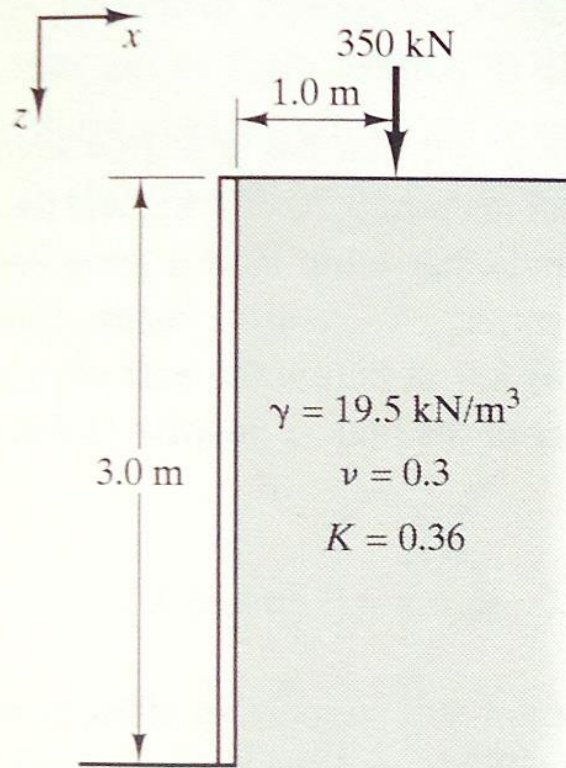


$$\Delta\sigma_z = q_1 I_{\sigma_1} + q_2 I_{\sigma_2} + \dots + q_n I_{\sigma_n}$$

ogni  $I_{\sigma_i}$  dipende dalla geometria del carico di ciascun elemento secondario

# Principio di sovrapposizione

effetto di carico concentrato vicino a uno scavo con barriera contenimento

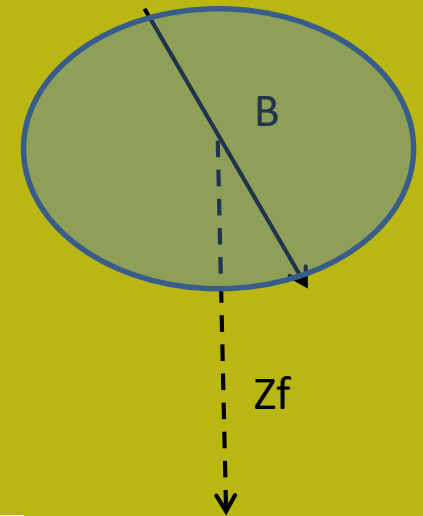


**Metodi approssimativi (Poulos e Davis 1974) per valutare la pressione  
 addizionale al centro di un'area con un carico distribuito:**

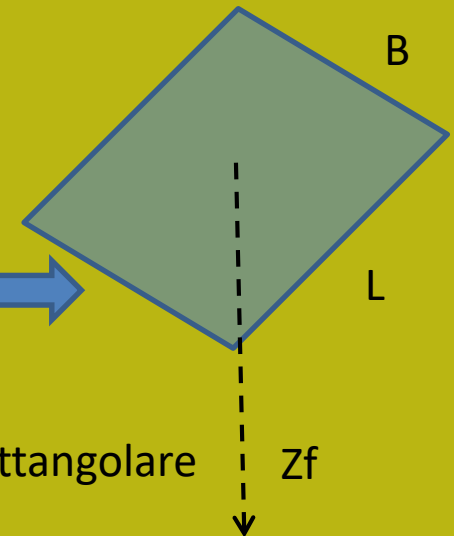
$$\sigma_z = q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + \left( \frac{B}{2z_f} \right)^2} \right)^{1.50} \right]$$



Fondazione circolare



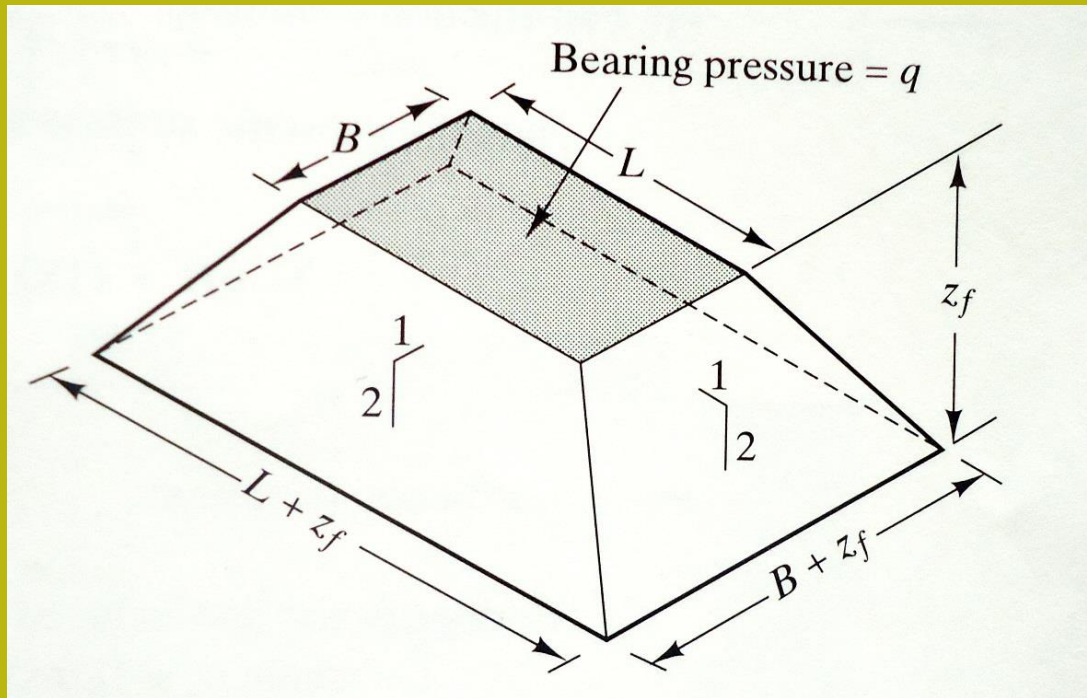
$$\sigma_z = q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + \left( \frac{B}{2z_f} \right)^{1.38 + 0.62B/L}} \right)^{2.60 - 0.84B/L} \right]$$



Fondazione rettangolare



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

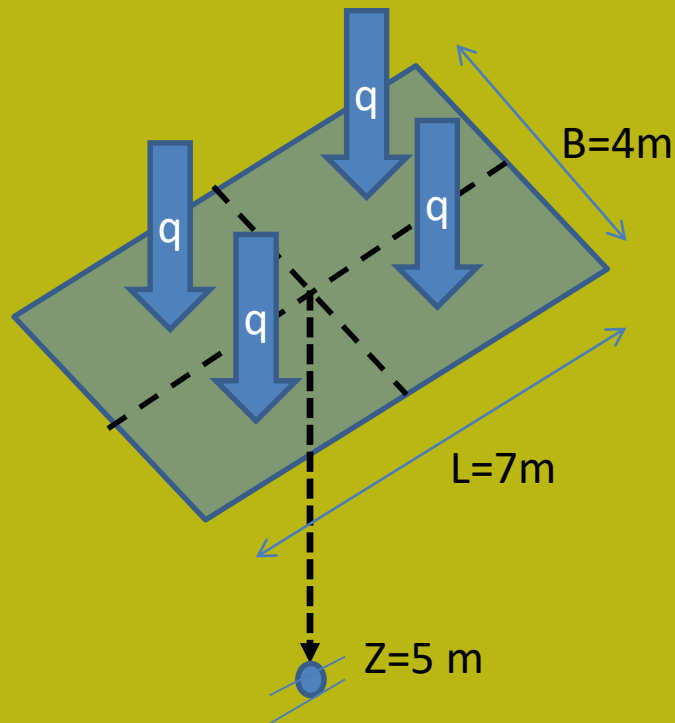


**I metodi approssimati  
forniscono una soluzione con  
un errore medio del 5%  
rispetto alla soluzione  
Bussinesq-Newmark**

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

## Esempio di applicazione: confronto dei metodi

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

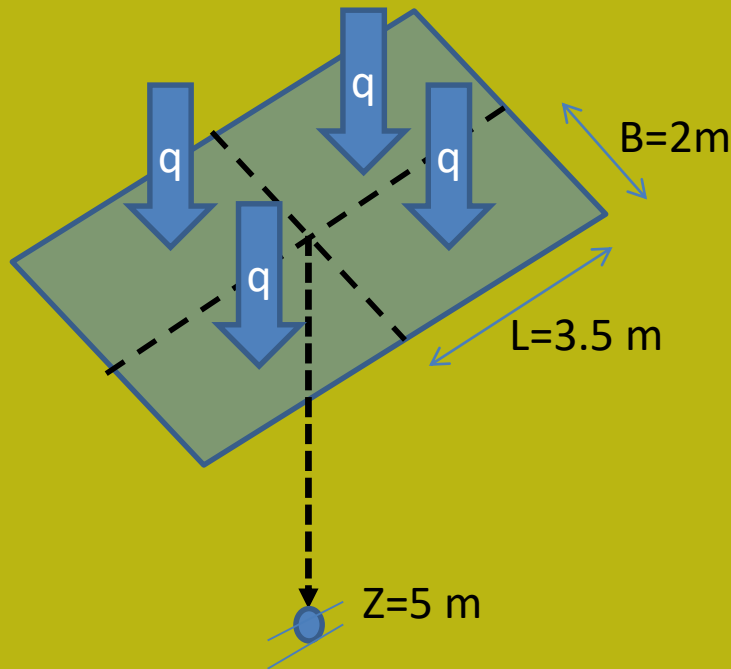


Confronta 3 metodi

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  $4\pi$ )

Se obtiene al fin a  $z=5$  m

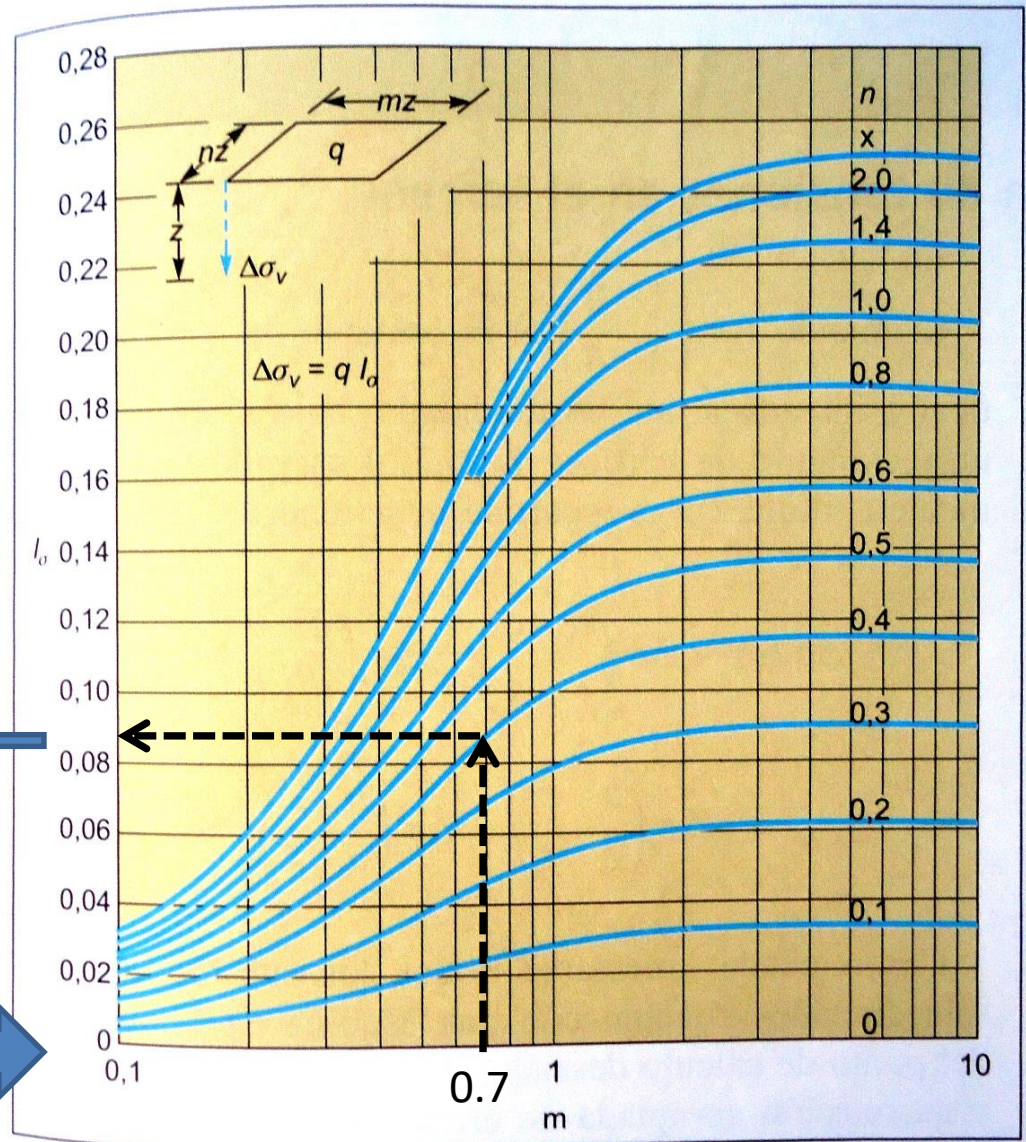
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= q \times I\sigma = \\ &= 200 \times 0.36 = \mathbf{72} \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

# Uso de nomogramma di Fadum, (1948)

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

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

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

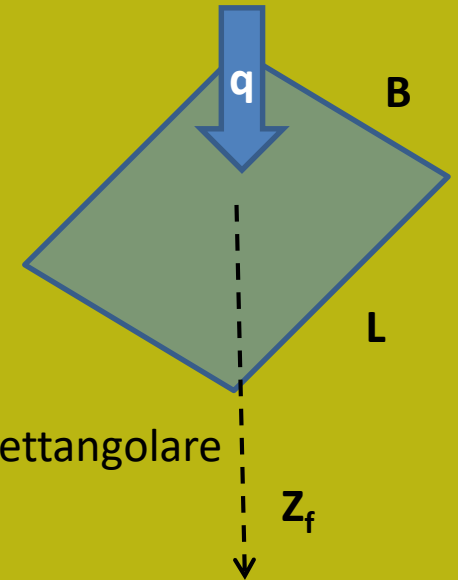


**Figura 8.15** Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

## 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

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

The vertical stress ( $\Delta\sigma_z$ ) produced at any point in a homogeneous, elastic, and isotropic medium as a result of various types of load applied on the surface of an infinitely large half-space has been presented. The following table provides a list of the type of loading and the corresponding relationships to determine vertical stress.

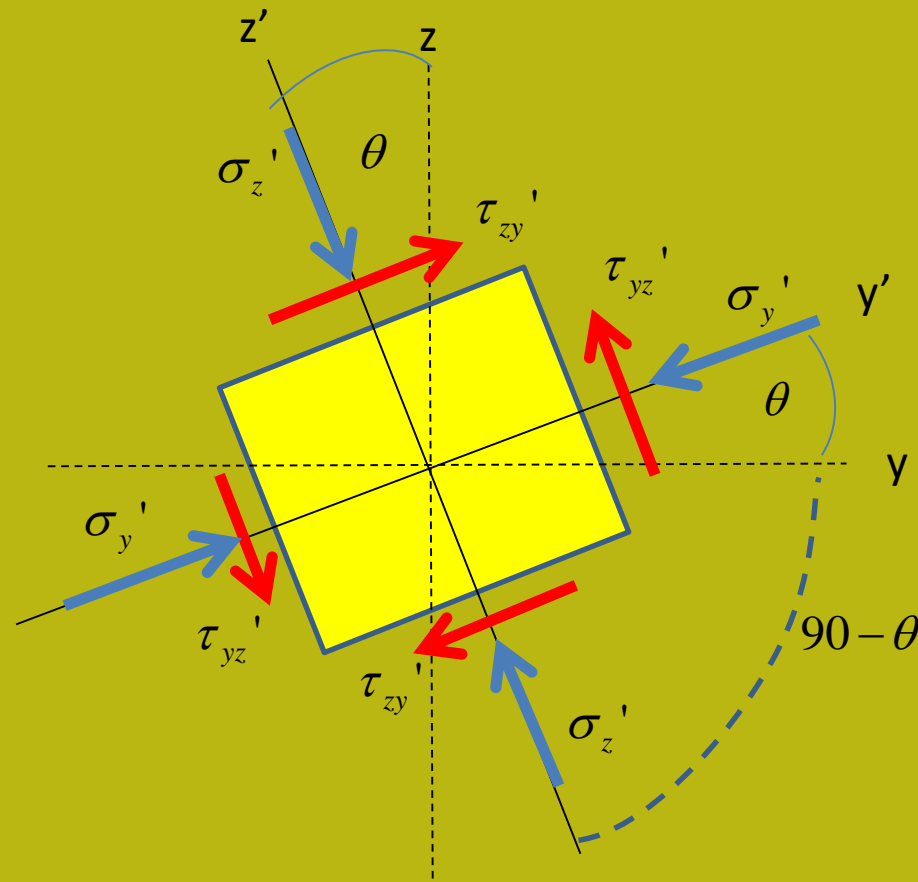
Type of loading	Equation number to estimate $\Delta\sigma_z$
Point load	10.12
Vertical line load	10.15
Horizontal line load	10.17
Vertical strip load	10.19
Horizontal strip load	10.20
Linearly increasing vertical load on a strip	10.21
Embankment loading	10.22
Uniformly loaded circular area	10.27, 10.28
Uniformly loaded rectangular area	10.31, 10.36

Equazioni e metodi per risolvere la pressione indotta, a varie profondità, da diversi tipi di carico applicato, in Das & Sobhan (2018)

### Suggerimenti di lettura aggiuntivi :

- **Das & Sobhan (2018) capitolo 10**
  - **sezione 10.13 + esempio 10.13**
  - **sezione 10.10 +esempio 10.11**
  - **sezione 10.12 +esempio 10.12**

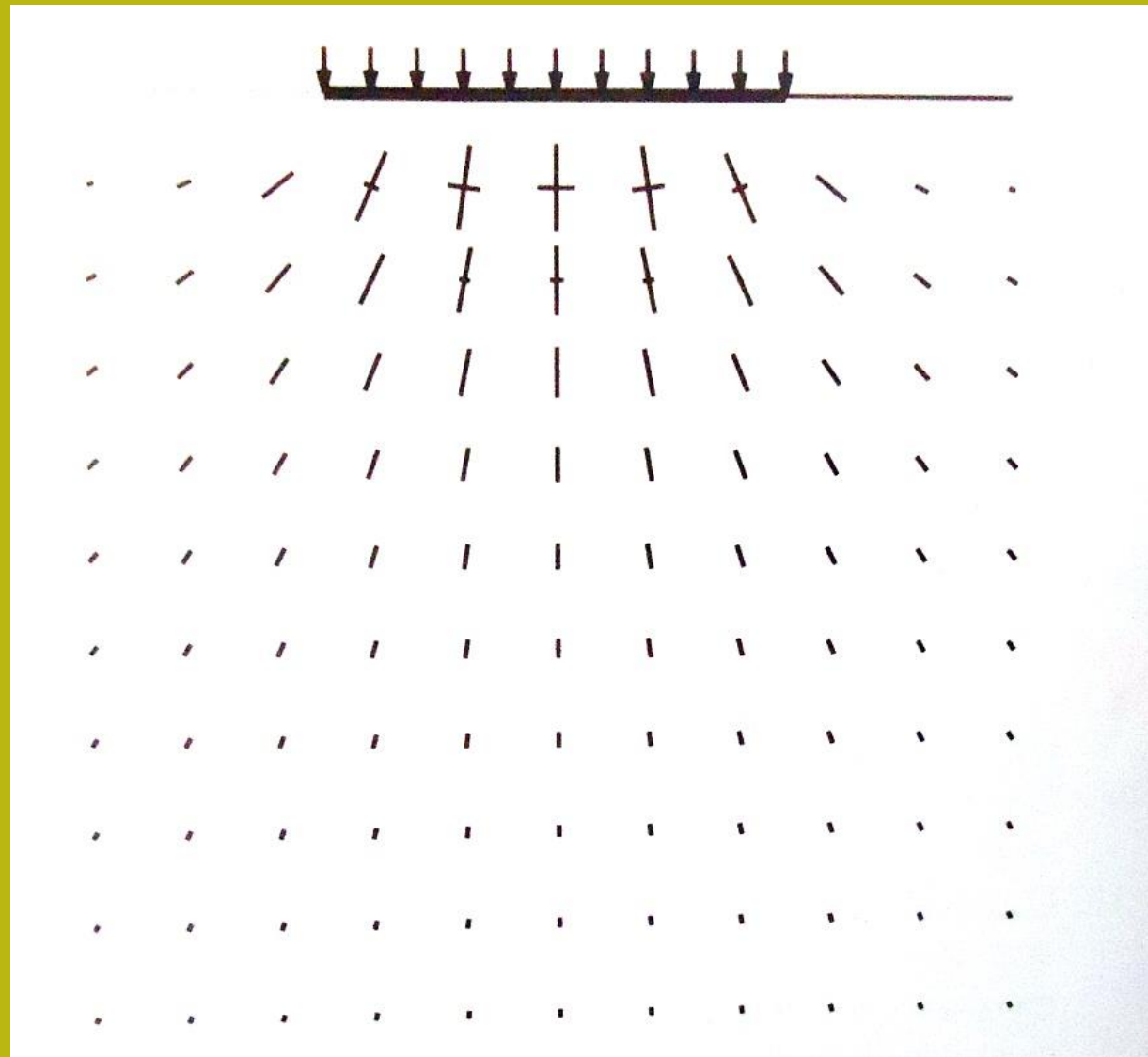
# D) stress in qualunque piano



Distribuzione di stress  
sotto una fondazione ..

# Concetto di stress

Gli assi di stress maggiori e  
minori sono  
disegnati



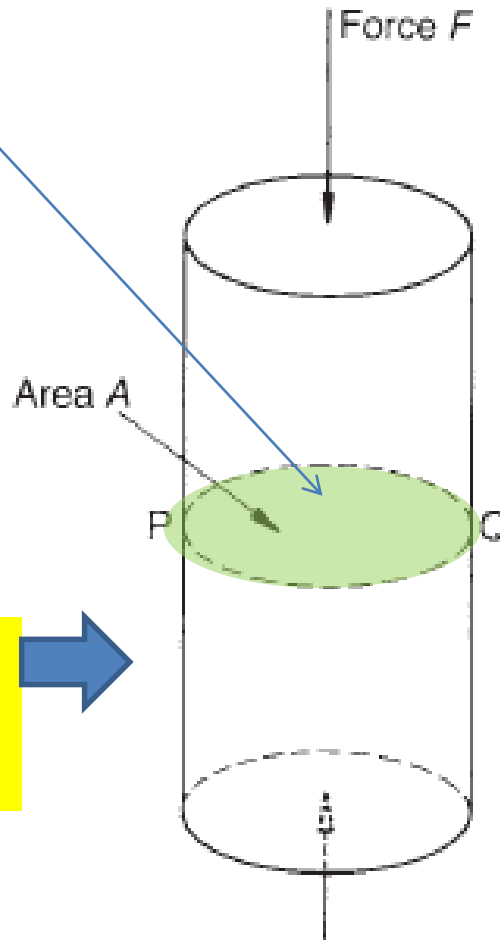


# Concepto de stress-1

# Stress UNIASSIALE

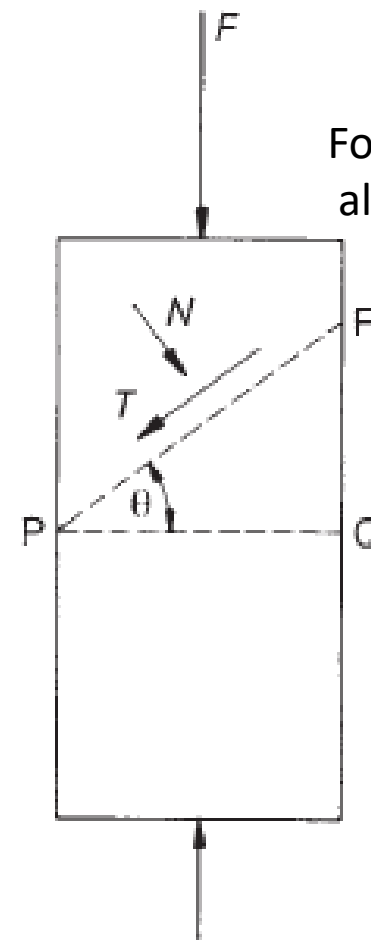
$$\sigma_{n0} = \frac{F}{A}$$

Stress normale al piano PQ



(a)

cilindro con compressione uniassiale



(b)

$$T = F \sin \theta$$

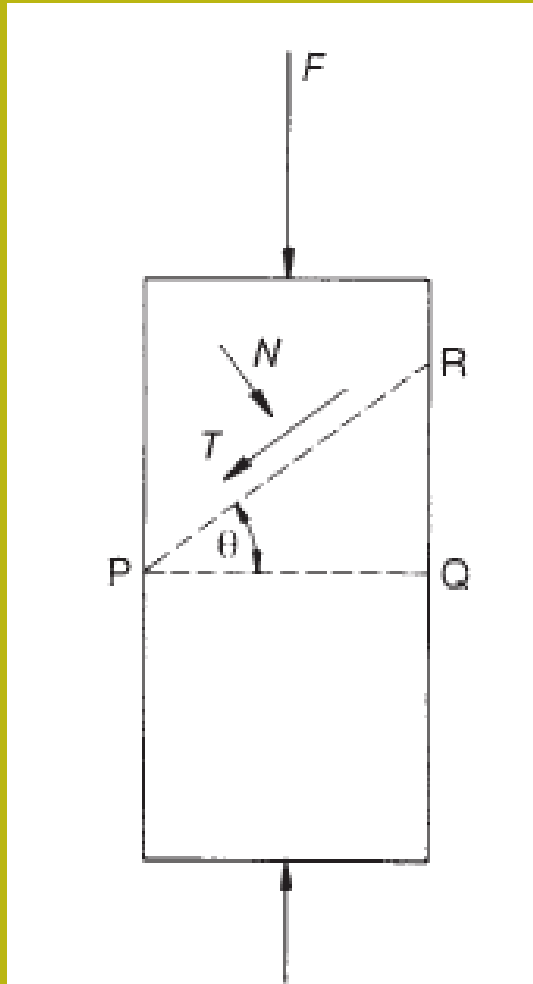
Forza tangenziale al piano PR

$$N = F \cos \theta$$

Forza Normale al piano PR

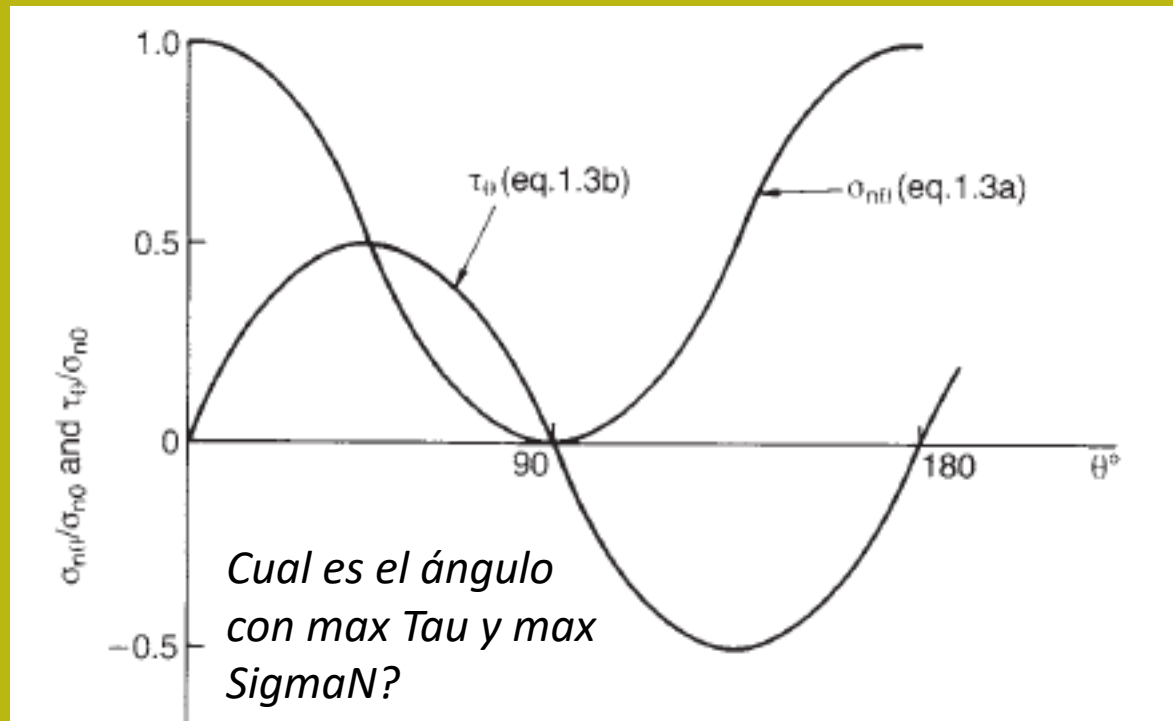
# Concetto di stress-2

# 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 qualunque angolo Theta

Stress biassiale en piastra  
Rettangolare e stress nell'elemento

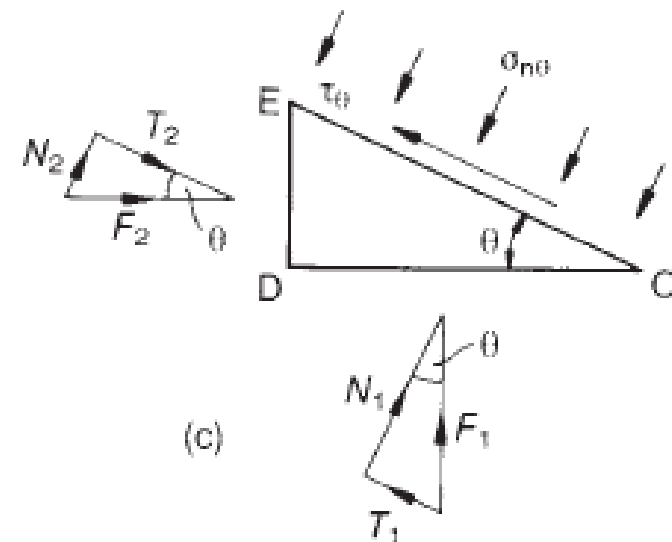
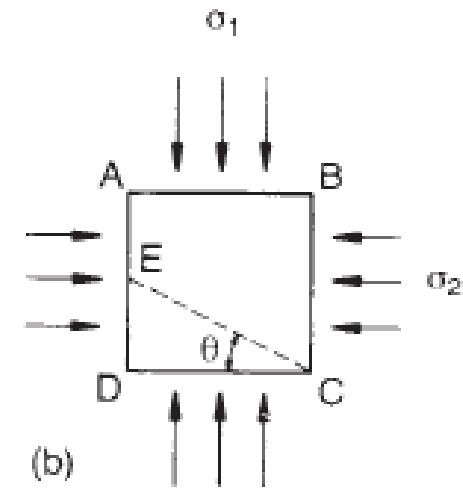
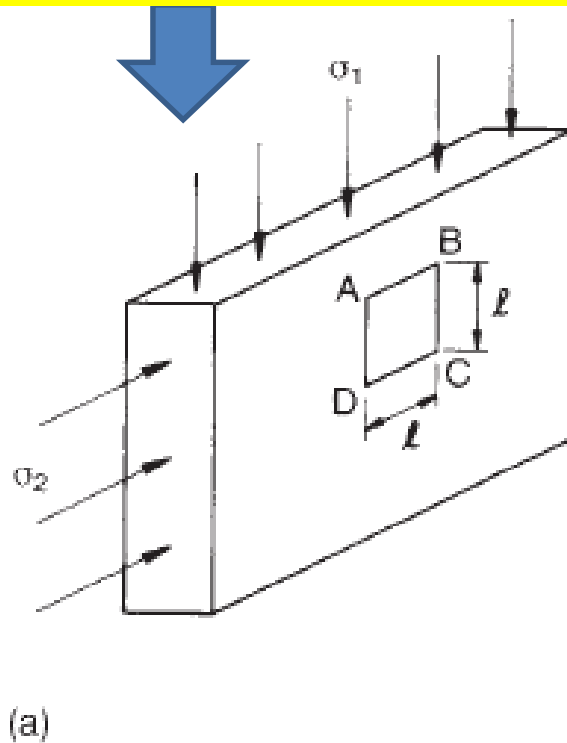
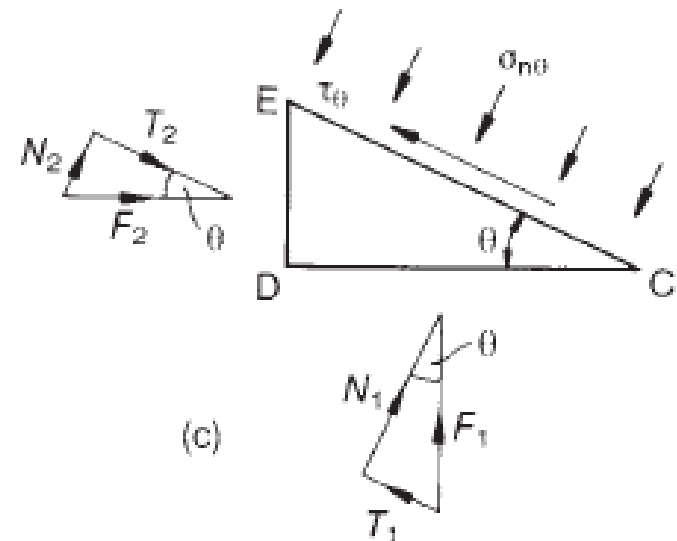
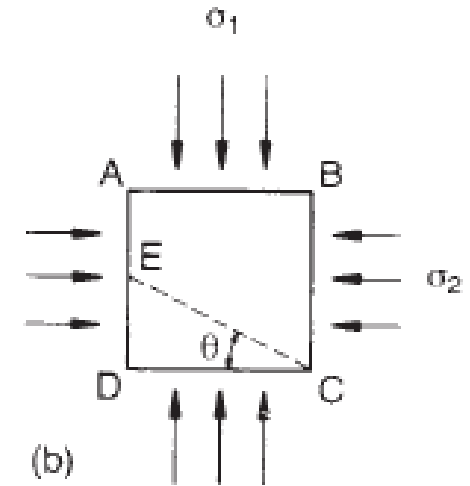
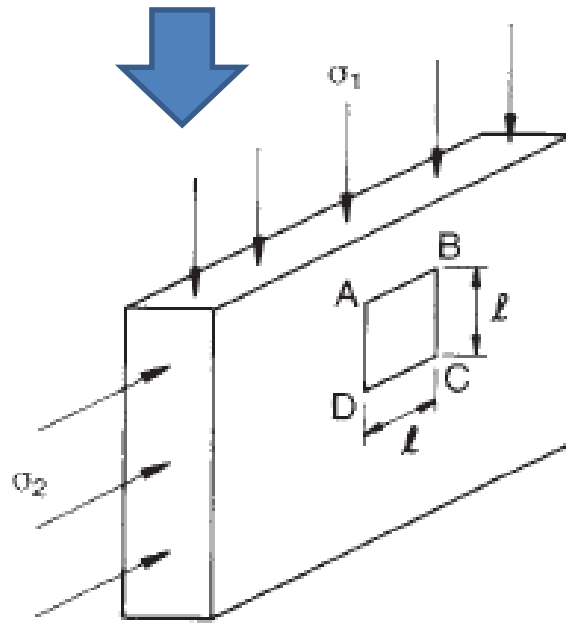


Figure 1.3 Biaxial stress system in a rectangular plate: (a) boundary stresses; (b) stresses on element ABCD; (c) determination of stresses  $\sigma_{n\theta}$ ,  $\tau_{\theta}$  on plane inclined at angle  $\theta$ .



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

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

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

# Concetto di stress-5 Stress BIASSIALE generalizzato

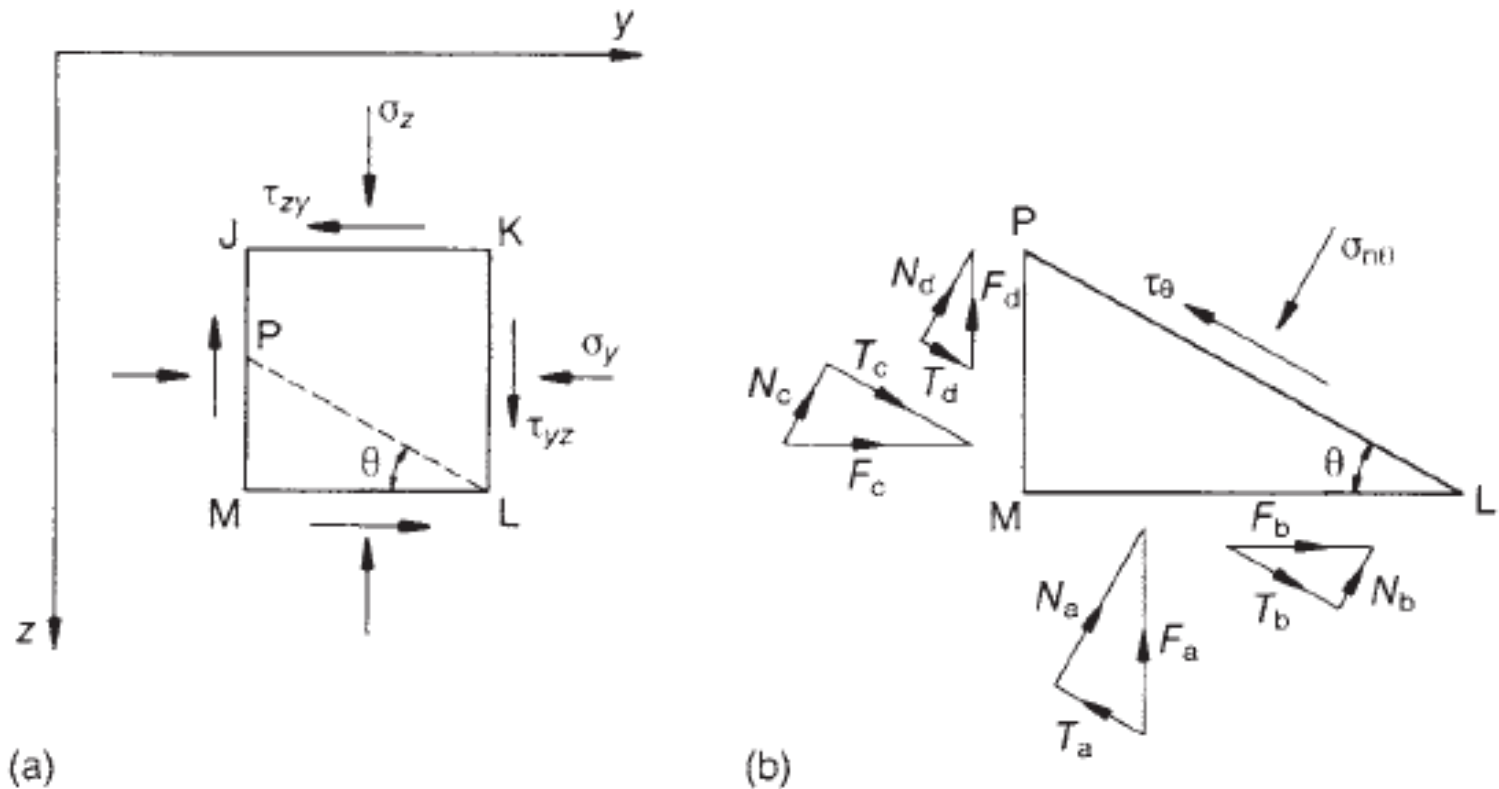
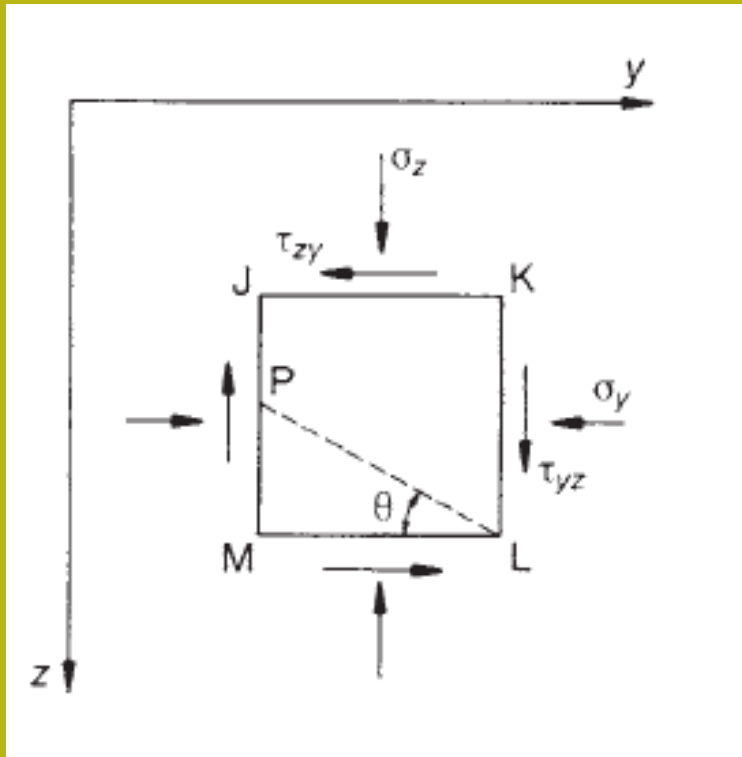


Figure 1.5 Generalized biaxial stress system: (a) stresses on element JKLM; (b) determination of stresses  $\sigma_{n\theta}$ ,  $\tau_\theta$  on plane inclined at angle  $\theta$ .

# Concetto di stress-6

# Stress BIASSIALE generalizzato



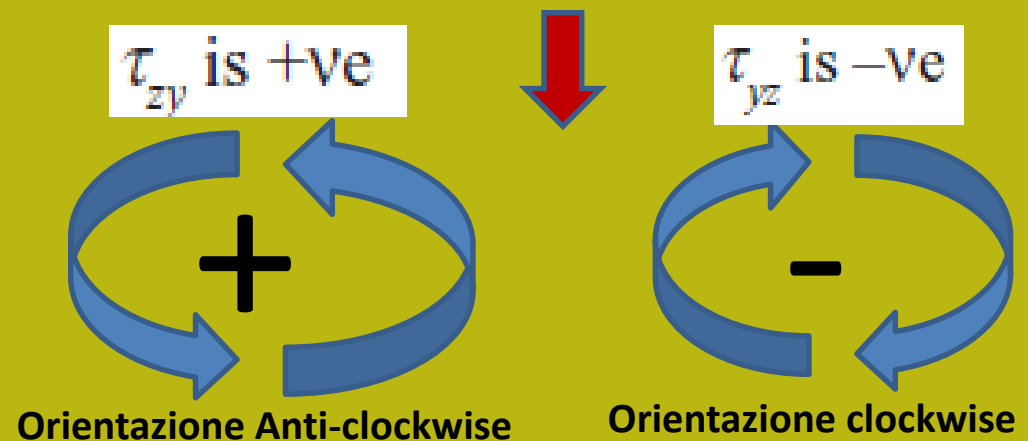
Convenzioni geo-meccaniche!

Nota importante:

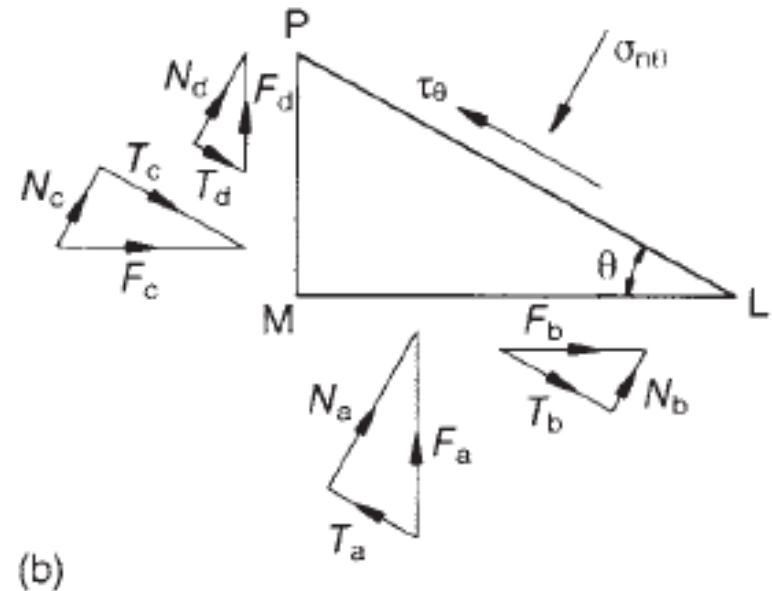
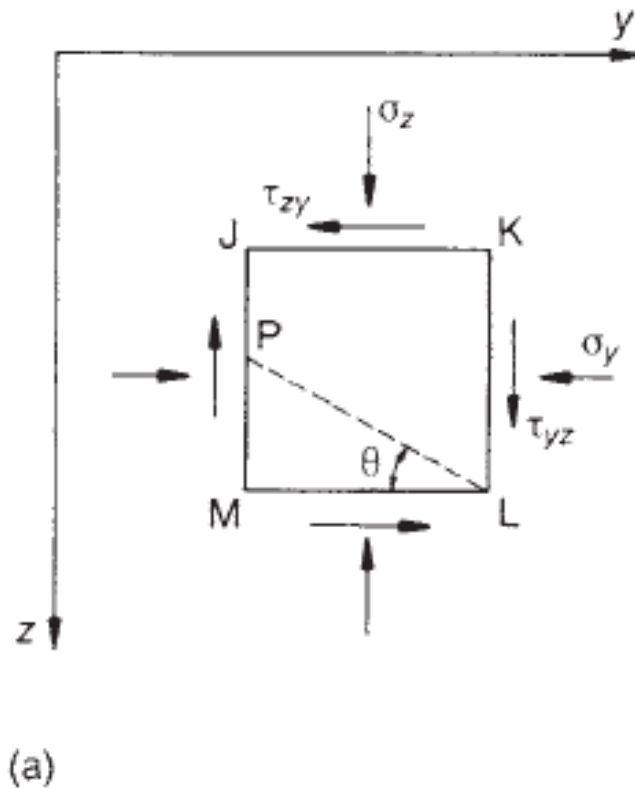
Nella geotecnica la convenzione dei segni è usata in modo diverso da in altre aree della meccanica dei materiali (dove i segni sono invertiti).

- 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:

$\tau_{zy} = -\tau_{yz}$   
in condizione di equilibrio



# Concetto di stress-7 Stress BIASSIALE generalizzato

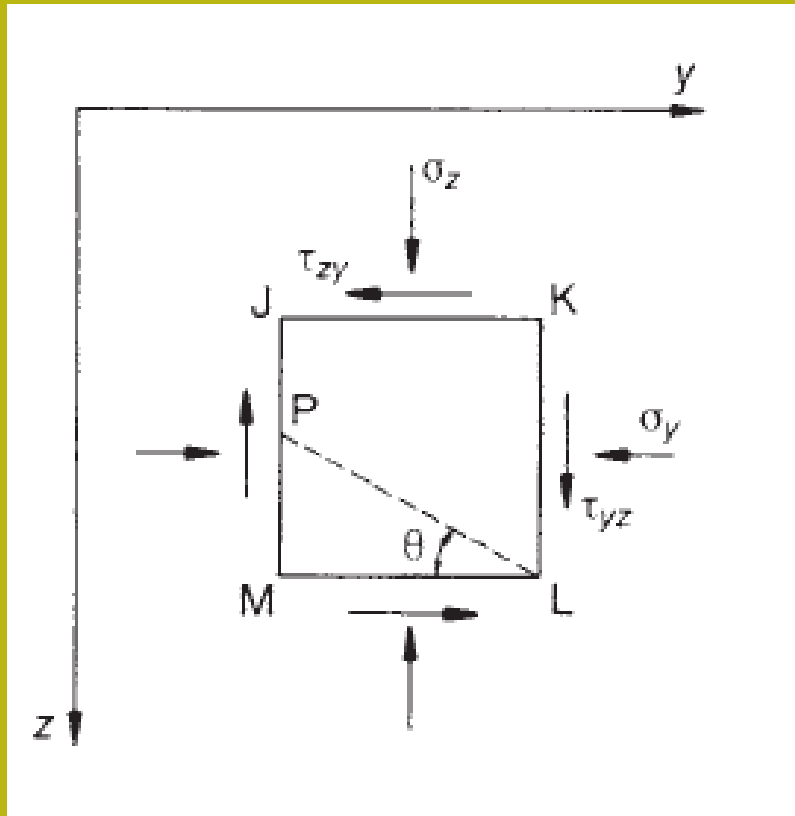


stress tangenzial e normale al piano orientato con qualunque angolo theta

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

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

# 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:

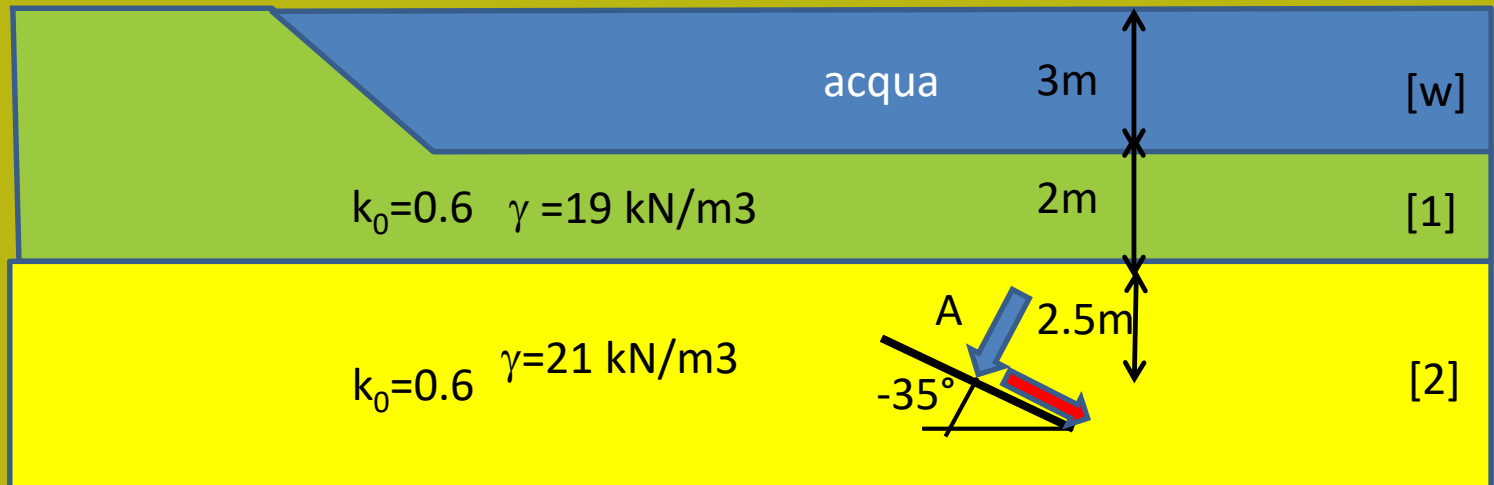
$$\theta_{\tau_{\max}} = \frac{1}{2} \arctan \left( \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2\tau_{yz}} \right) \quad \text{si } \tau_{yz} \neq 0$$

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



### Esercizio 4

Calcolare gli stress  $\sigma_V$ ,  $\sigma_H$ ,  $\sigma_N$  e  $\tau$  nel punto A, in un piano a  $-35^\circ$  come nel disegno.

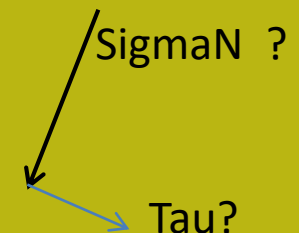


Nel punto A ...

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

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

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

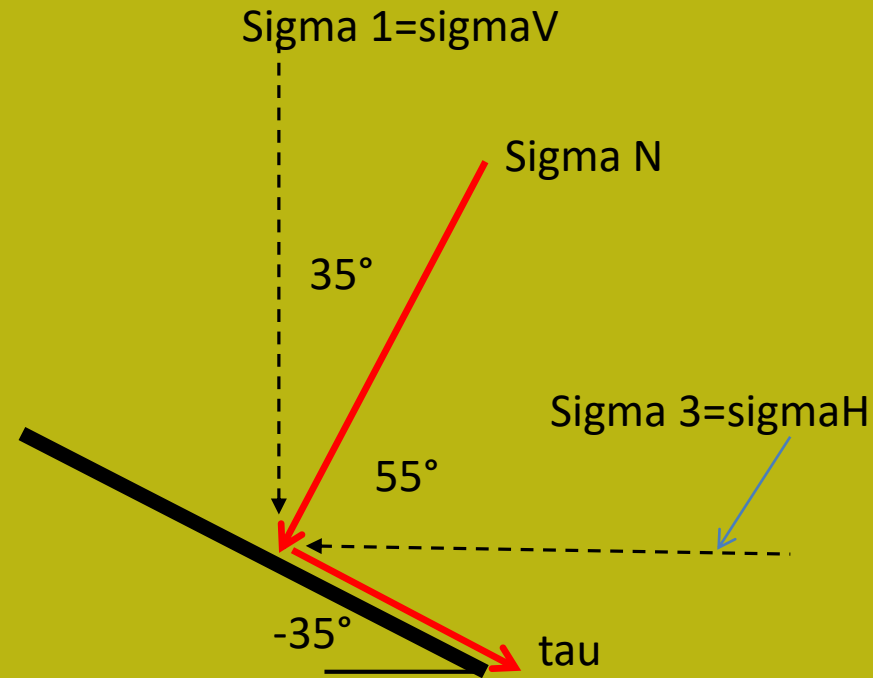
Noestro caso:

**SigmaZ=SigmaV**

**SigmaY=SigmaH**

**Con tauZY=0 (kPa)**

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

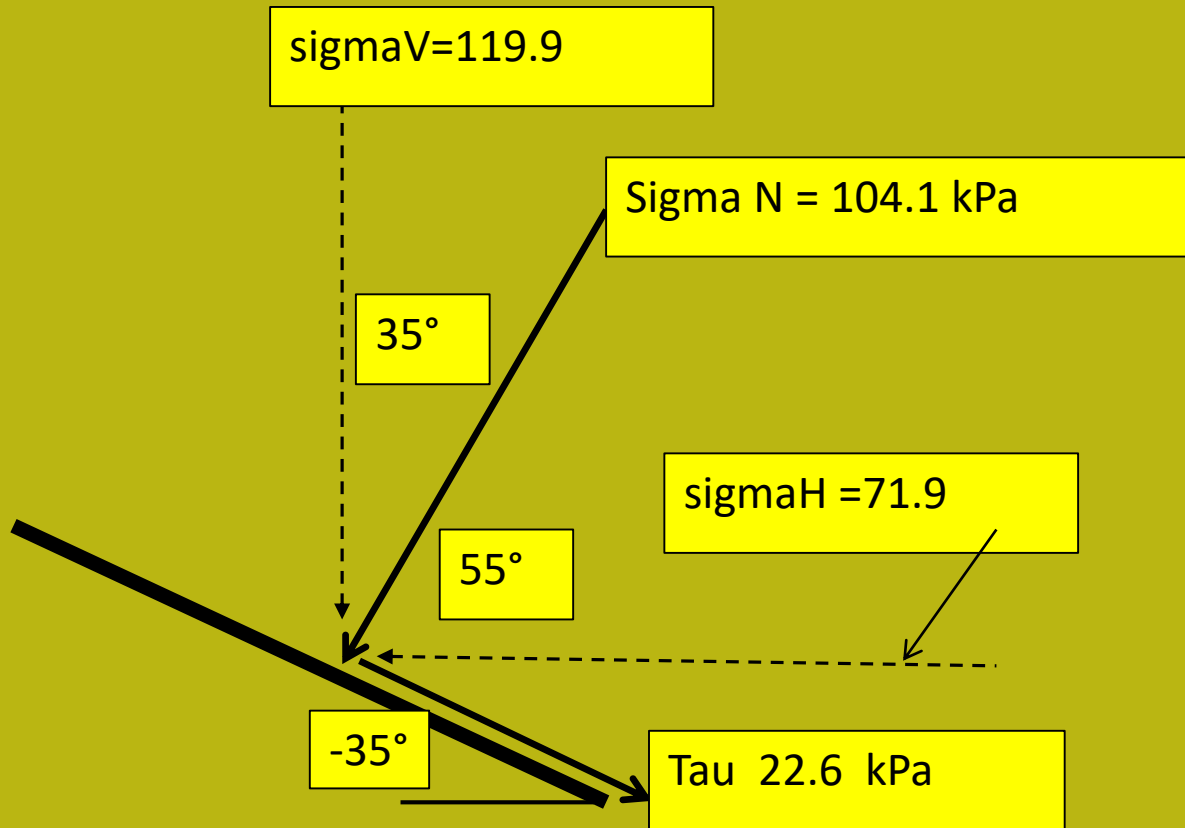


$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

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

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

Con tauZY=0 (kPa)



**Vedasi anche :**

- **Parry (2002)– capitolo 1- sezioni 1.1, 1.2 y 1.3**
- **Das & Sobhan (2018) capitolo 10, sezione 10.2**

# Circolo de Mohr Per stress piano.

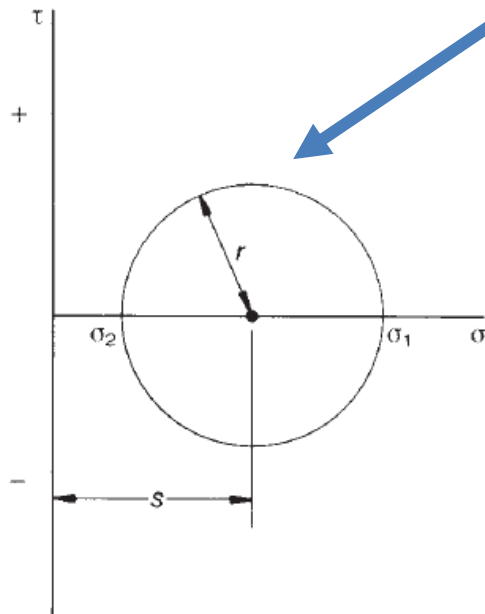
Il cerchio di Mohr consente di rappresentare graficamente e calcolare tutte le condizioni di stress in un punto e in qualsiasi piano

Parametri  
circolo di Mohr

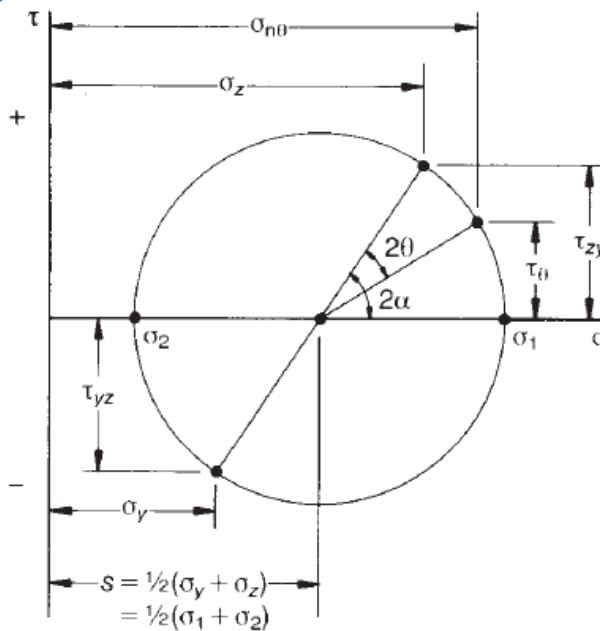
Centro y rayo del circolo de stress piano

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

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



(a)



(b)

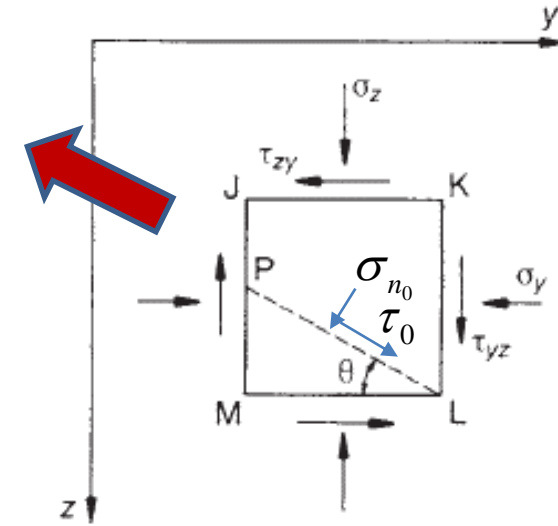
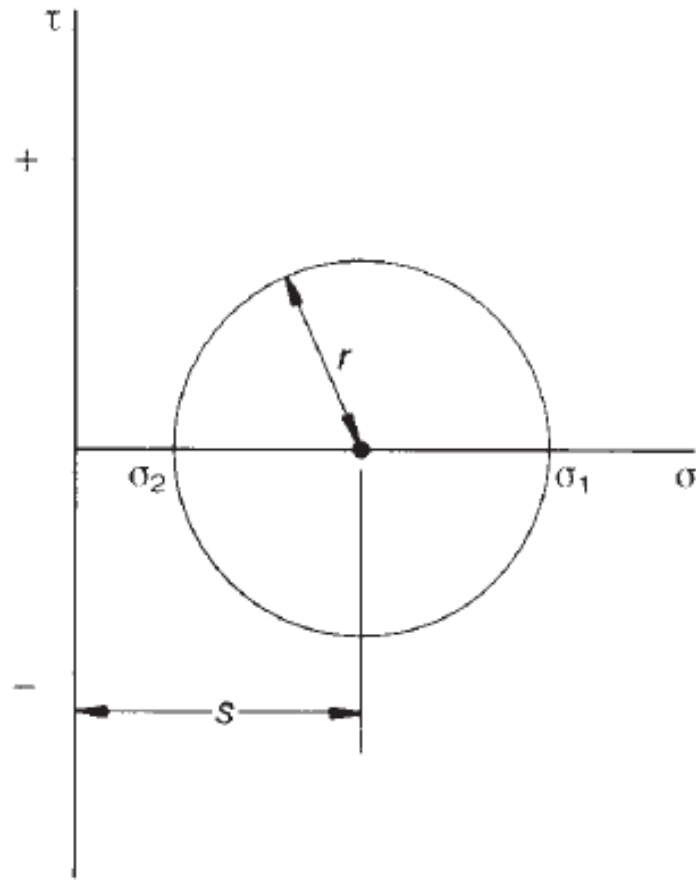
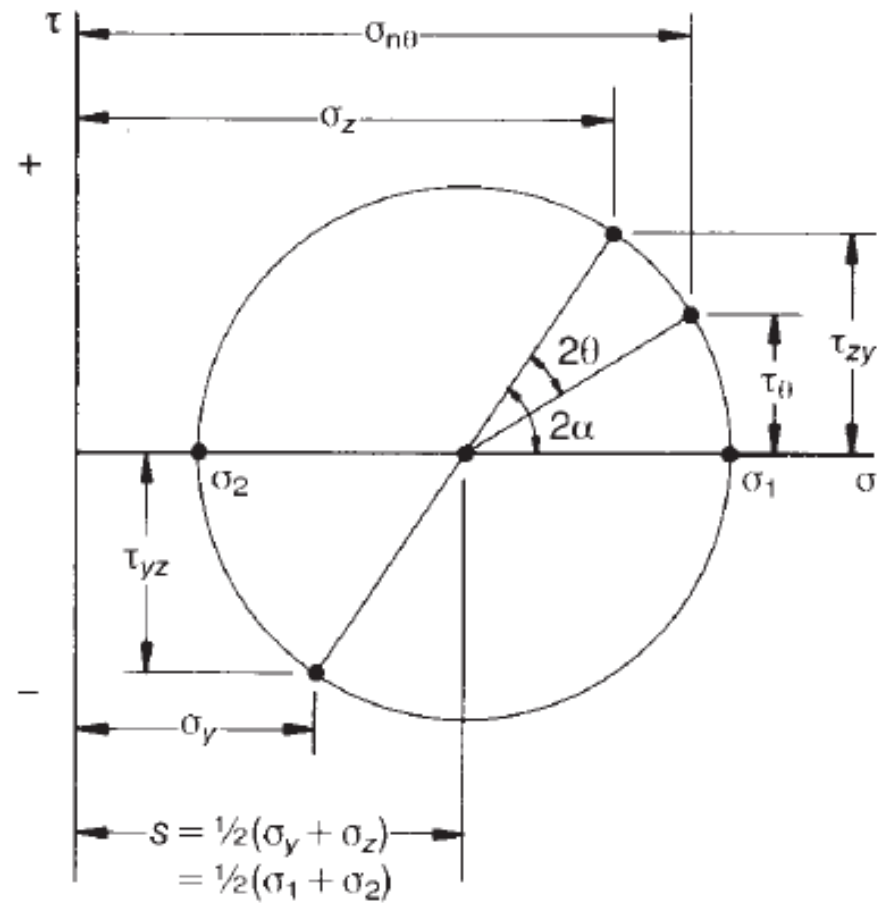


Figure 1.6 Mohr stress circle: (a) geometry; (b) stress representation.



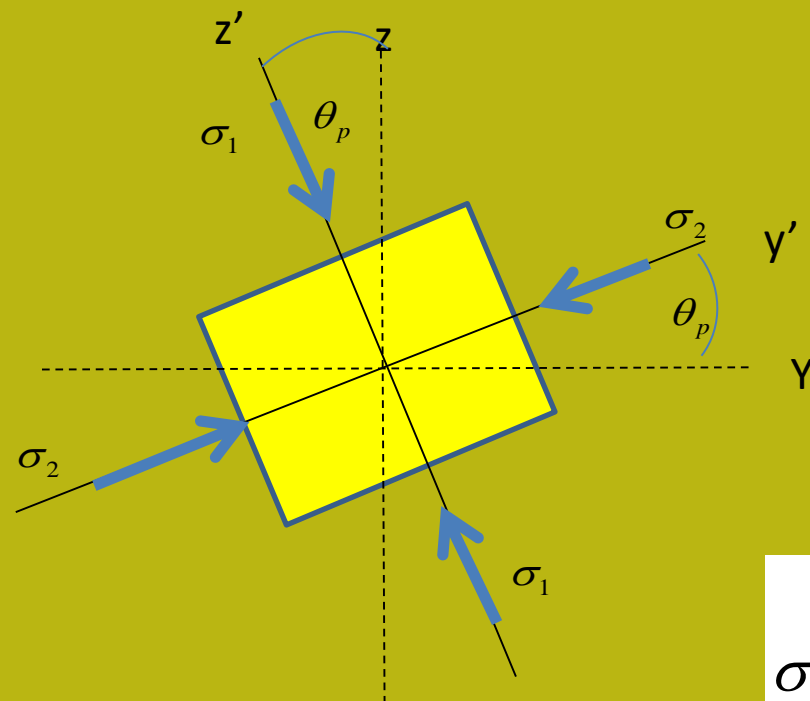
(a)



(b)

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

## Determinazione della orientazione (Theta<sub>p</sub>) degli stress principali (massimo e minimo)



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

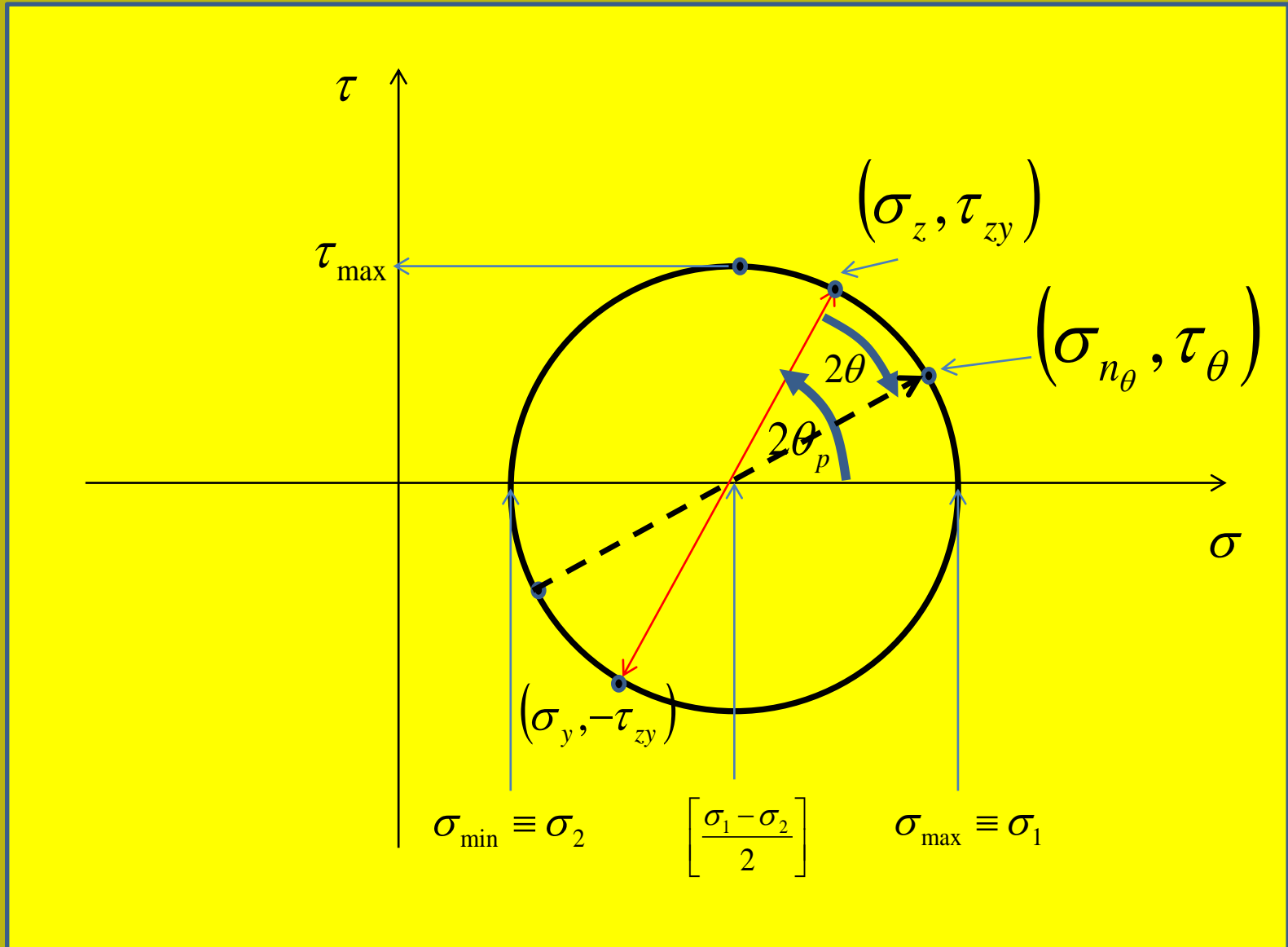
quando  $\tau_{xy}$  e' diverso da 0 le tensioni principali non sono perfettamente verticali e orizzontali. In questo caso gli sforzi indicati come  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  hanno una orientazione **theta<sub>p</sub>** con la verticale.



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

Vedasi il calcolatore on-line: <https://civilengineeronline.com/mech/principal-stress.php>

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





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

Shear stress massimo e sua orientazione, quando  $\tau_{xy}$  e' diverso da 0

*Angolo Theta dove abbiamo shear stress massimo e sua relazione con Theta<sub>p</sub>*



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

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



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

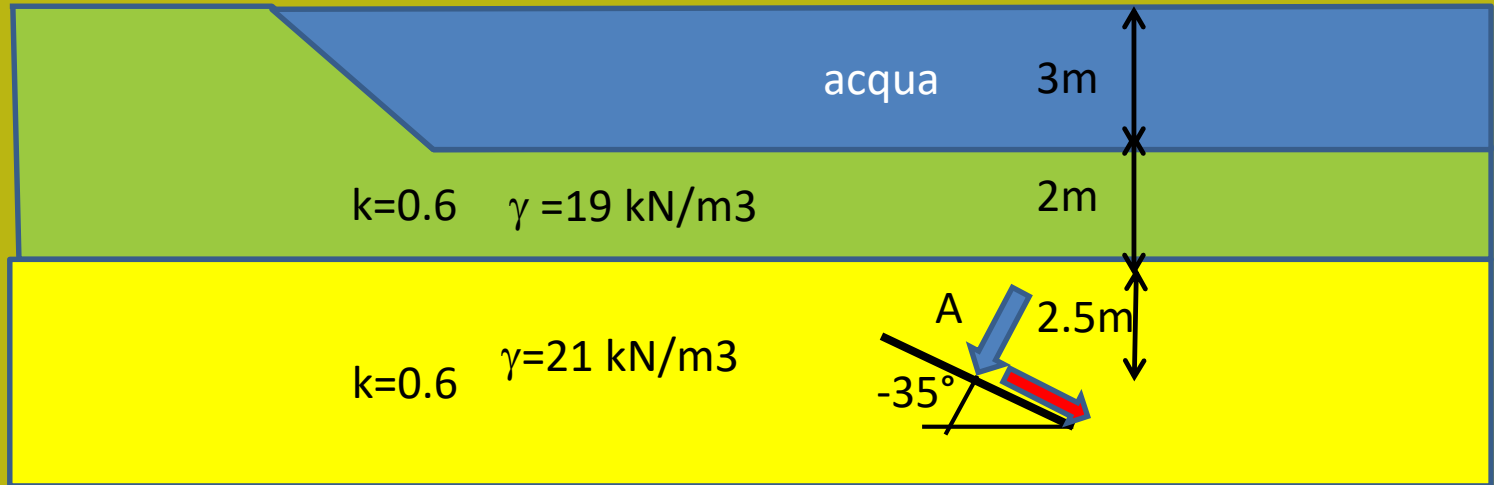
Vedasi il calcolatore on-line:

<https://civilengineeronline.com/mech/maximum-shear-stress.php>

Recuerdo el ejemplo de el ejercicio 4...

### Exercicio 4

Calcolare gli stress  $\sigma_V$ ,  $\sigma_H$ ,  $\sigma_N$  e  $\tau$  nel punto A, in un piano a  $-35^\circ$  come nel disegno. Pero' con  $\tau_{ZY}=30$  kPa

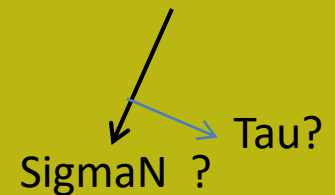
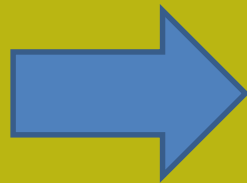


Nel punto A ...

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

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

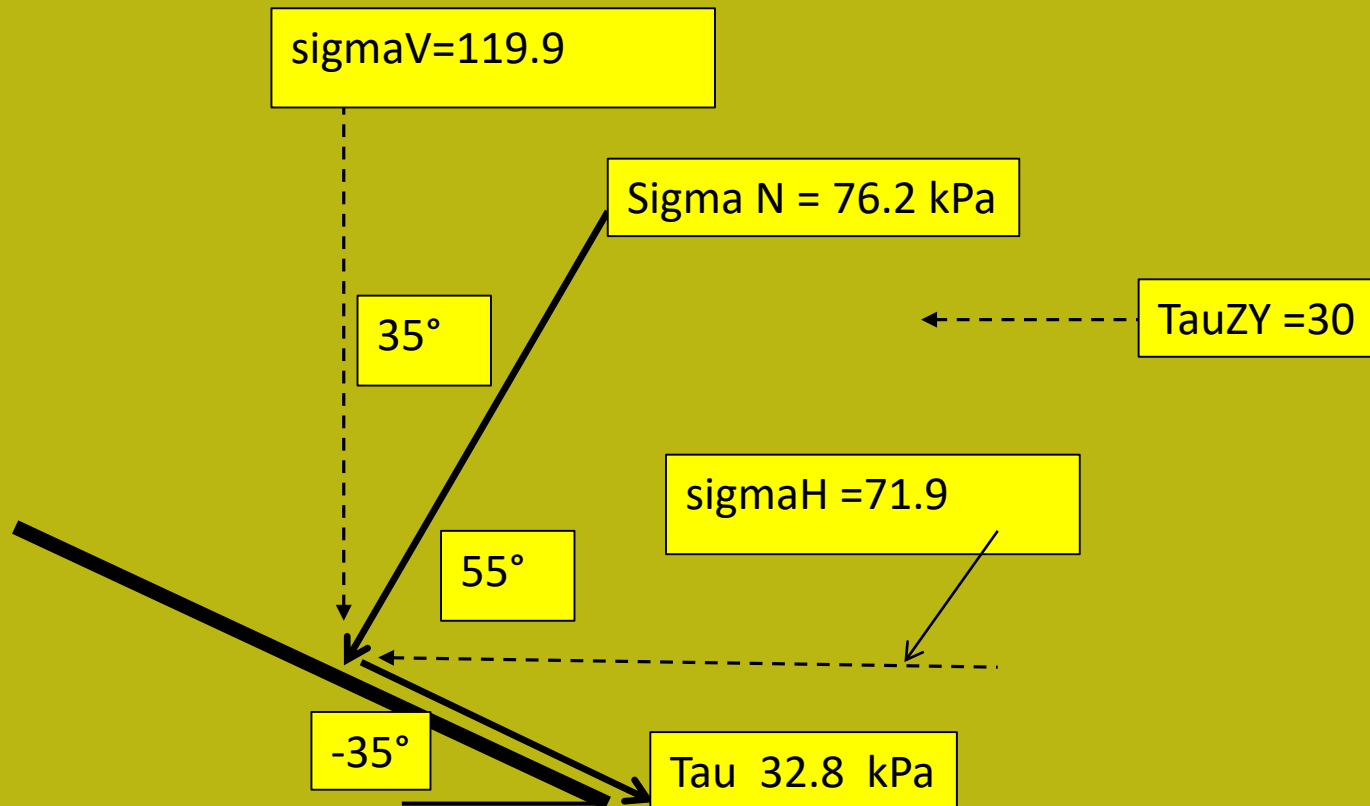
$$\underline{\tau_{ZY} = 30 \text{ kPa}}$$

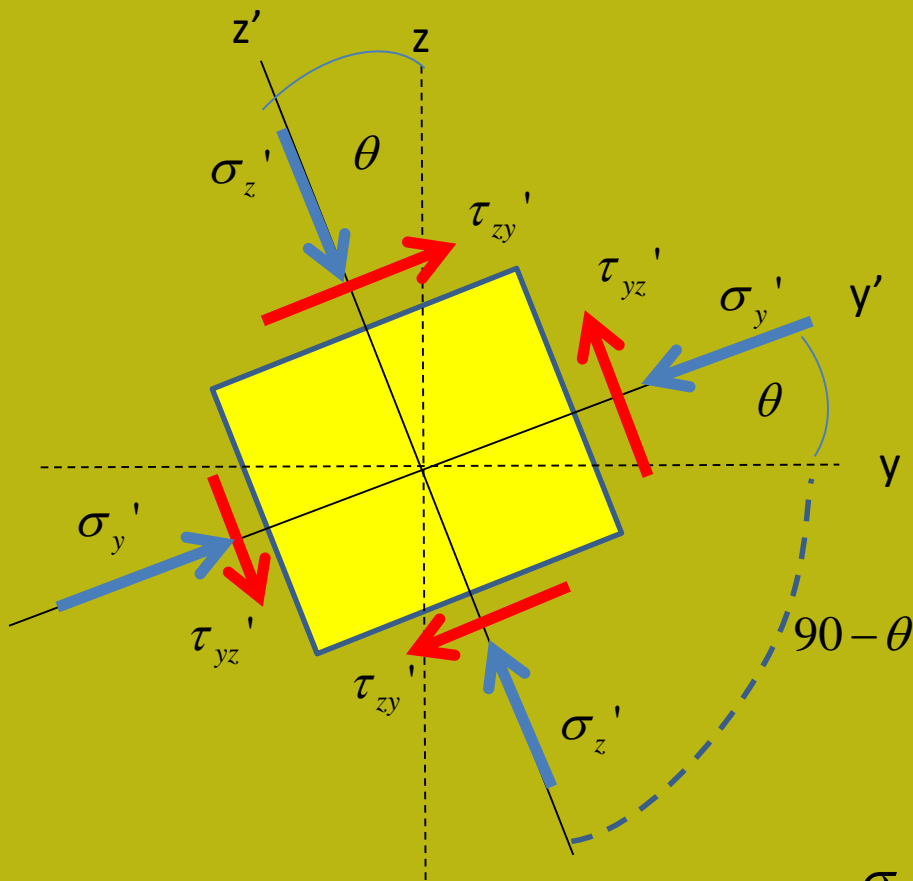


$$\sigma_{n\theta} = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{zy} \sin 2\theta$$

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

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





**Determinazione dello stress in qualsiasi piano ruotato di un angolo theta**

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

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

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

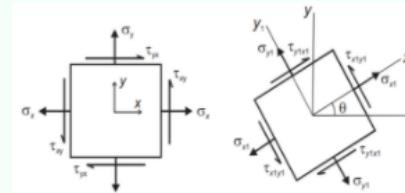
Calcolatore in linea delle componenti di sollecitazione normale e tangenziale in qualsiasi piano.

Attenzione richiede un'inversione di segni perché utilizza la convenzione dell'ingegneria meccanica!

Like 206 Share

Calculator for Normal and shear Stresses on Inclined Plane

Stresses on Inclined Plane



This calculator is for finding normal stress ( $\sigma$ ) and shear stress ( $\tau$ ) on an inclined plane.

Sign Convention: If the outward normal to a plane is acting in the positive direction it is termed as positive face otherwise it is negative face. Normal Tensile stresses are taken as positive and normal compressive stresses are negative. Shear stress is taken as positive if it acts in the positive coordinate direction on a positive face, or it acts in negative coordinate direction on negative face. Otherwise it is negative. Angle of rotation ( $\theta$ ) is -ve for clock-wise rotation and +ve for anti-clockwise rotation.

By default this calculator is using the units of stress as MPa, but other units N/mm<sup>2</sup>, kN/m<sup>2</sup>, ksi, psi etc. can also be used without affecting the results.

This calculator can also be used for finding normal and shear strain on inclined plane because the equations are same in that case also, just by ignoring the units as strains are dimensionless.

Please refer to the figure and enter the required values in the form given below and then click "Calculate"

INPUT VALUES

Normal Stress  $\sigma_x$  (MPa): -119.9

Normal Stress  $\sigma_y$  (MPa): -71.9

Shear Stress  $\tau_{xy}$  (MPa): 30

Angle of inclined plane  $\theta$  (degree): 35

Please make sure that all the values are entered

Reset Calculate

OUTPUT RESULTS

Normal Stress  $\sigma_{x1}$  (MPa): -75.917704816

Normal Stress  $\sigma_{y1}$  (MPa): -115.88229518

Shear Stress  $\tau_{x1y1}$  (MPa): 32.813227198

The following Stress Transformation equations are used in this calculation

Transformation Equations for Plane Stress

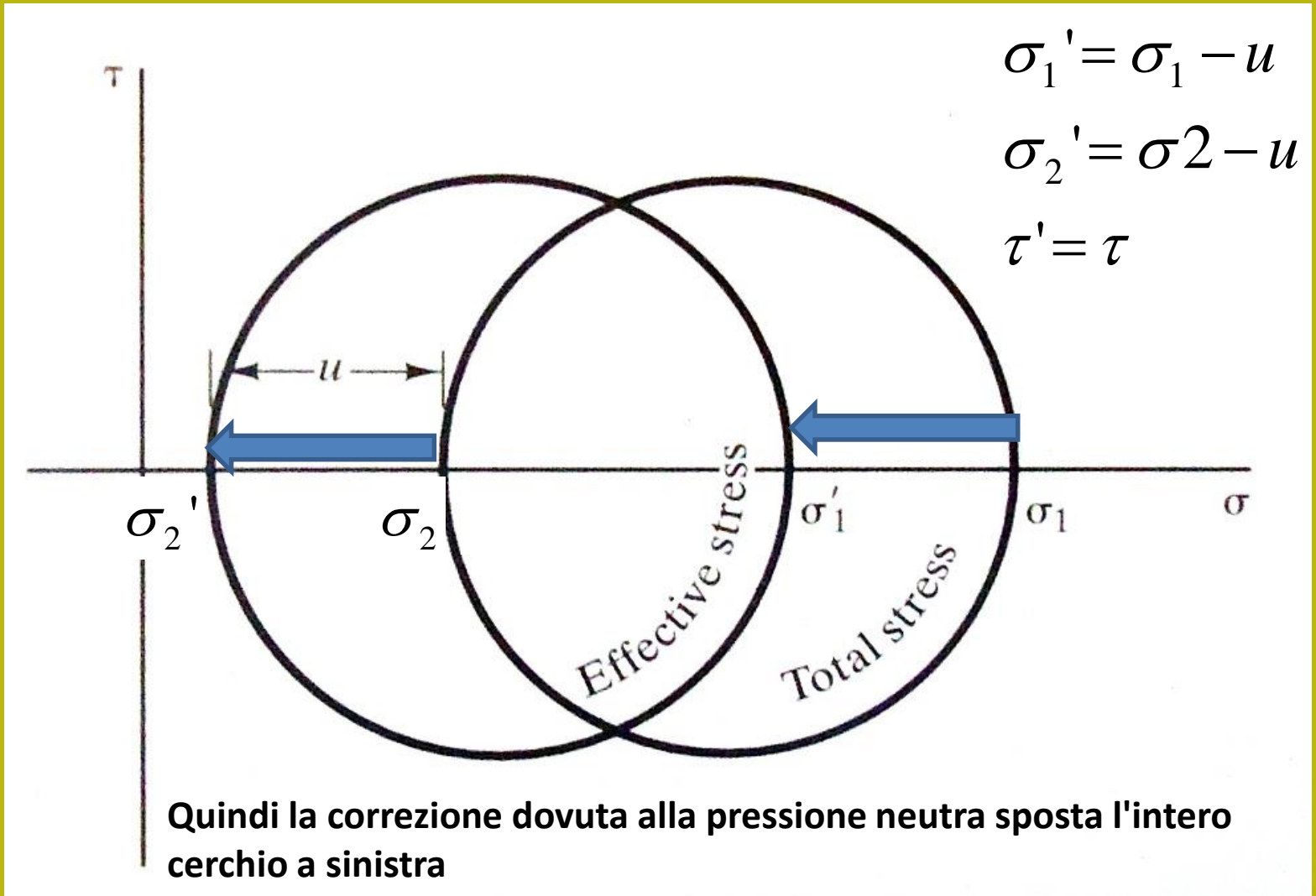
$$\sigma_{x1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$\sigma_{y1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$\tau_{x1y1} = -\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

<https://civilengineer.webinfolist.com/mech/stress-trans.php>

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



## Suggerimenti aggiuntivi di lettura :

- Parry (2002) – capitolo 1, sezioni 1.4 y 1.5
- Das & Sobhan (2018) capitolo 10, sezione 10.2

**Video sulle *stress transformations* e circolo de Mohr:**

[https://youtu.be/\\_DH3546mSCM](https://youtu.be/_DH3546mSCM)

**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>

## Testi base consigliati sull'argomento:

- ***Budhu M.(2015). Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7.***
- ***Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9***
- ***Duncan, J. M., & Bursey, A. (2013). Soil modulus correlations. In Foundation Engineering in the Face of Uncertainty: Honoring Fred H. Kulhawy (pp. 321-336). ISBN: 978-0784412763***
- ***Hunt, R. E. 2005. Geotechnical investigation methods : a field guide for geotechnical engineers. CRC Press. ISBN 1-4200-4274-2.***
- ***Lade, P. V. (2016). Triaxial testing of soils. John Wiley & Sons. Pp. 423 ISBN: 9781119106623***
- ***Parry R.H.G. 2002. Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics. Spoon Press. ISBN 0415272971.***





# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico. [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L'obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

#### **Modulo 3 – Proprieta' idrauliche dei geomateriali e teoria e pratica della consolidazione (3 ore)**

##### *Proprietà idrauliche dei geomateriali (1 ora)*

Acqua sotterranea, gradiente e potenziale idraulico, definizione di permeabilità di medi poroso, legge di Darcy e flusso di acqua attraverso un mezzo poroso. Infiltrazione, filtrazione, reticolo di

flusso, reti di flusso e forze di filtrazione in strutture idrauliche e pendii. Drenaggi. Ambito di applicazione: progettazione di fondazioni, stabilità ei pendii e dighe di terra

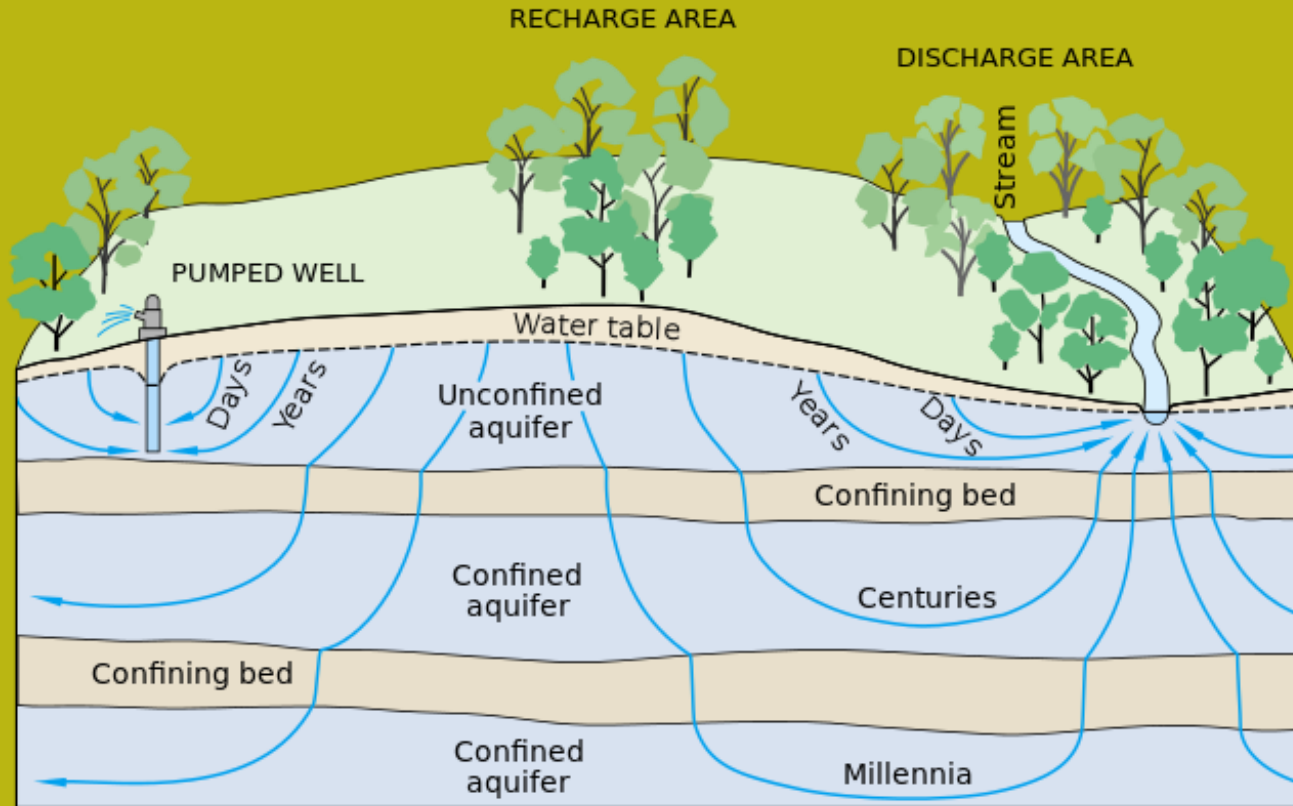
##### *Teoria e pratica della consolidazione, calcolo dei cedimenti sotto aree caricate. Applicazioni in stabilità dei pendii (2 ore)*

Cedimenti elastici sotto aree caricate. Fondamenti della teoria della teoria della consolidazione di Terzaghi (1943) con le applicazioni per il calcolo dei cedimenti indotti da aree caricate. Test di laboratorio e loro interpretazione. calcolo dei cedimenti per consolidazione. Introduzione all'applicazione della teoria della consolidazione nella stabilità dei pendii Ambito di applicazione: progettazione della fondazione, calcolo della subsidenza e fenomeni di subsidenza, stabilità dei pendii



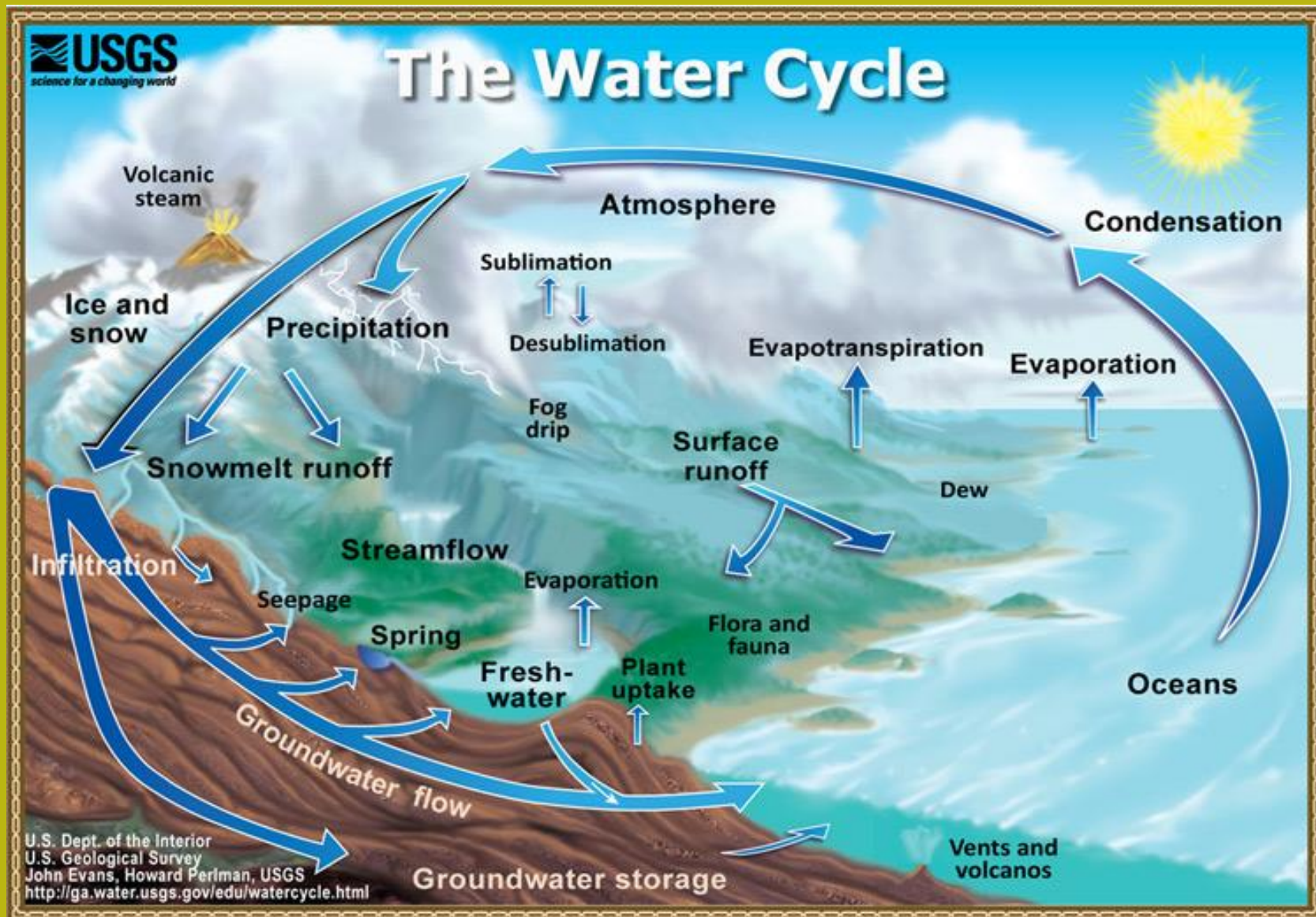
## Modulo 3

- **Proprietà idrauliche dei geomateriali**
- **Teoria e pratica del processo di consolidazione, calcolo dei cedimenti sotto aree caricate.**  
**Applicazioni in stabilità dei pendii**



# A -Proprietà idrauliche dei geomateriali

# Il ciclo dell'acqua



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

***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.

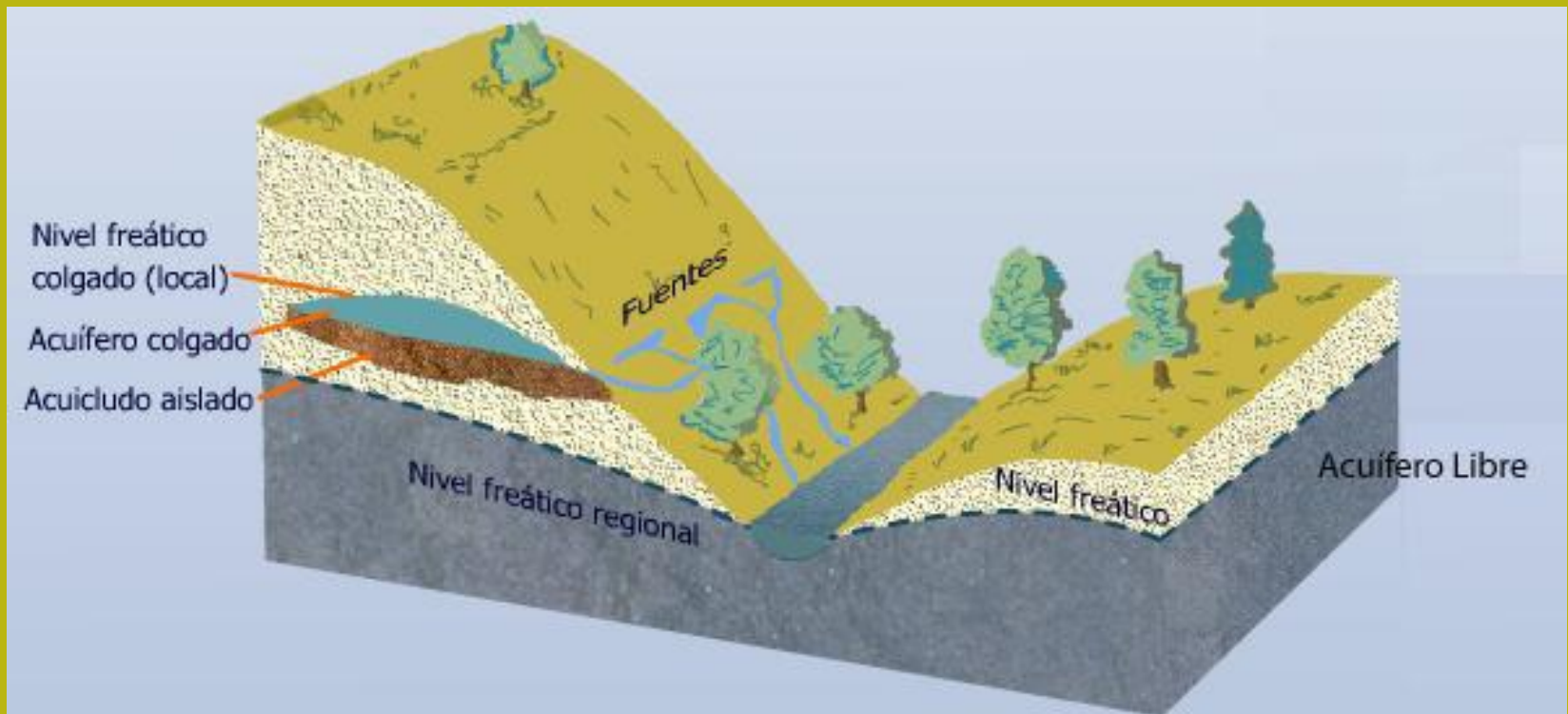
È caratterizzato dal fatto che i pori, le crepe e le fessure delle rocce sono completamente occupati dall'acqua, che è a una pressione variabile: uguale alla pressione atmosferica in corrispondenza del livello freatico, e progressivamente maggiore man mano che si approfondisce.

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.**

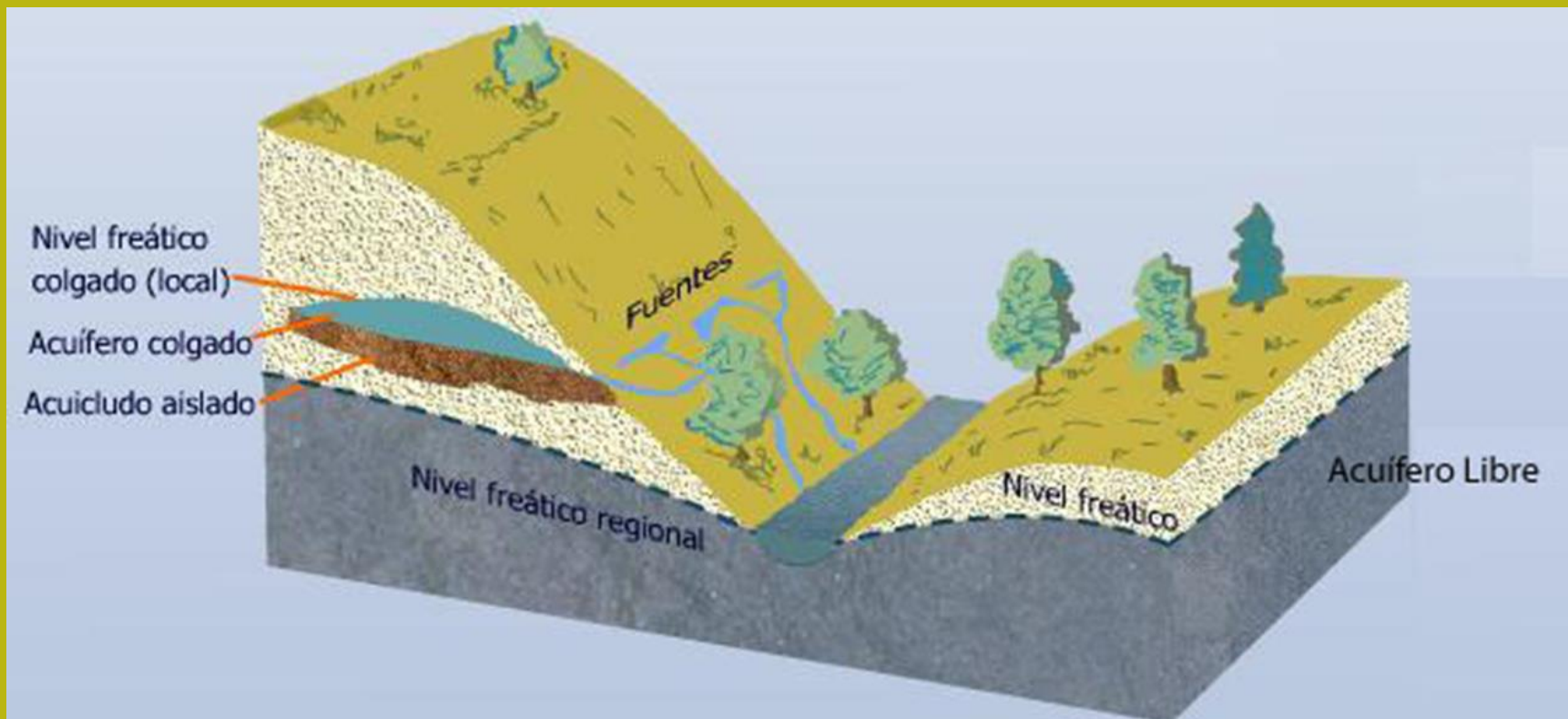


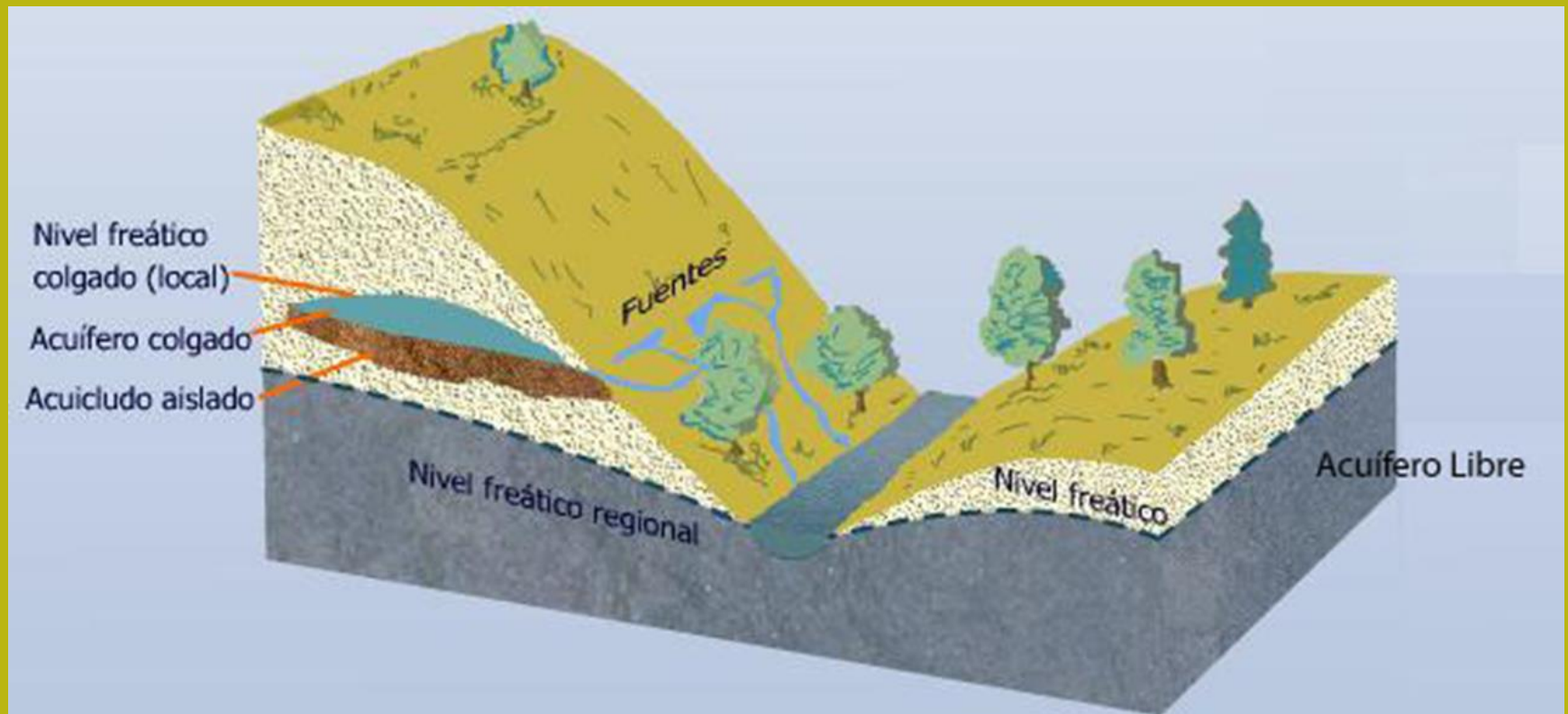
Gli Acquicludi sono formazioni che contengono acqua al loro interno ma non possono trasmetterla. Questo accade ad esempio nelle argille, che sebbene possano contenere grandi quantità di acqua perché sono materiali altamente porosi (fino al 50%), non possono trasmetterla facilmente data la piccola dimensione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



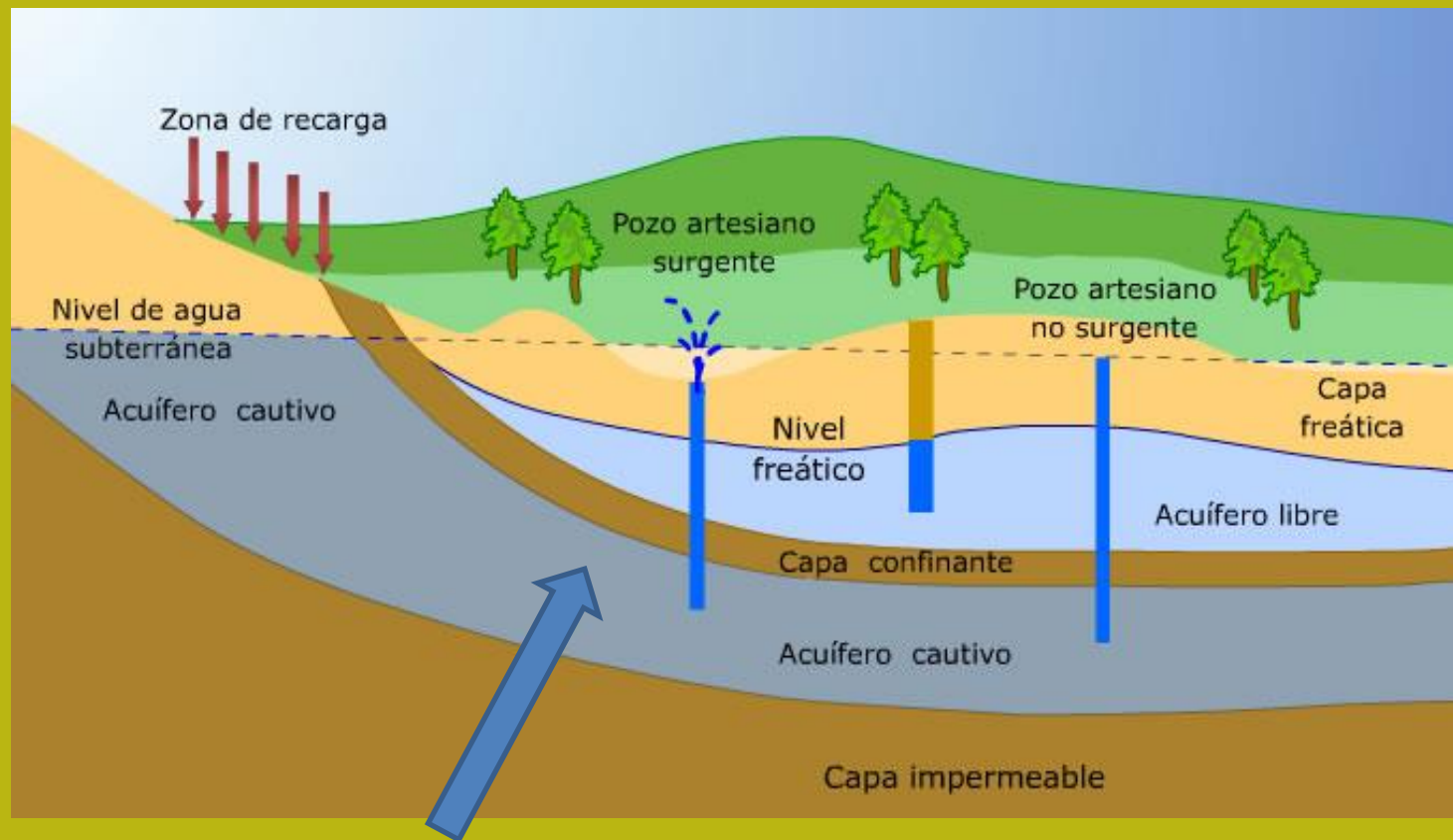
A seconda della pressione dell'acqua all'interno della massa di rocce, le falde acquifere possono essere:

**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.

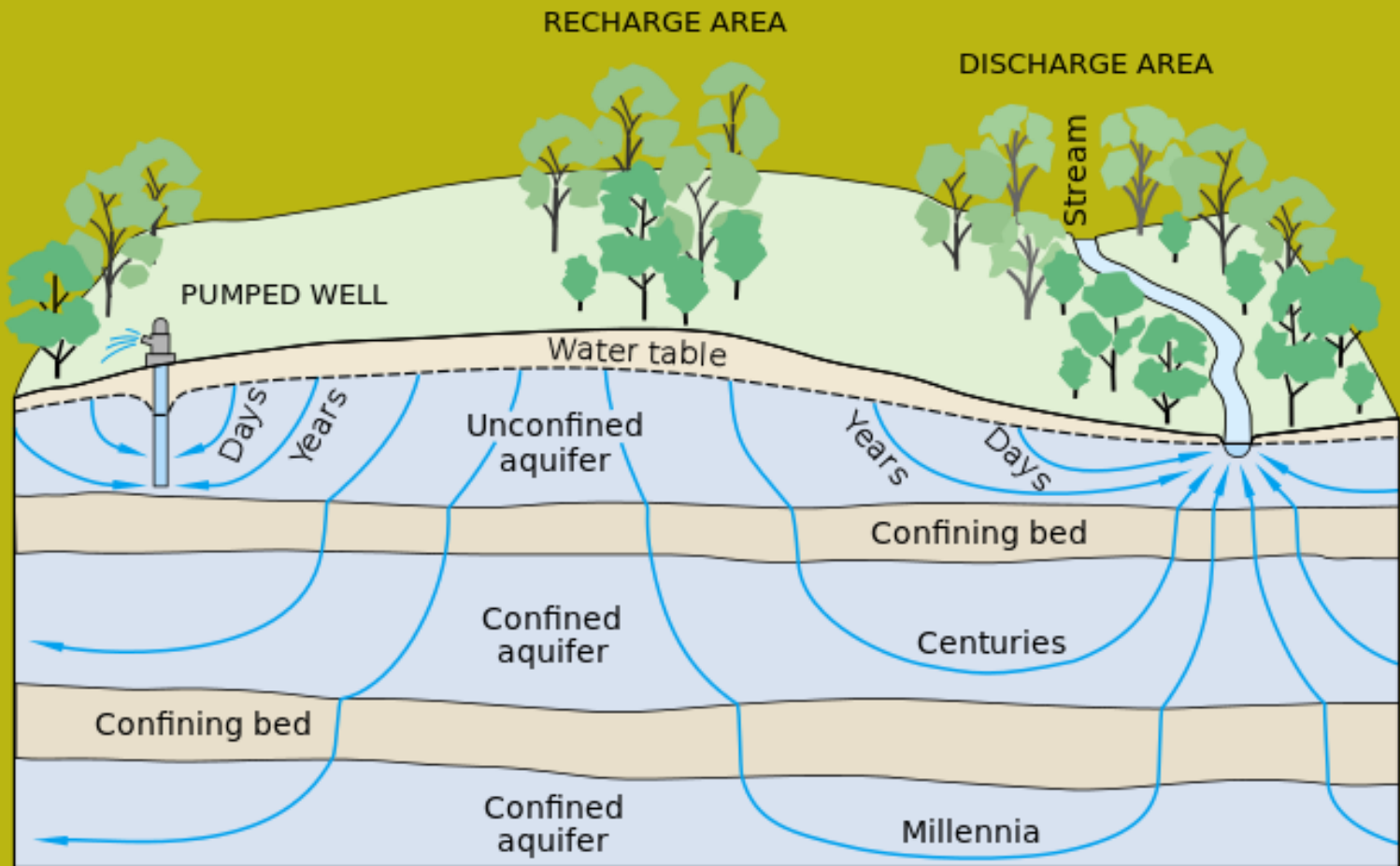




Le cosiddette **falde acquifere sospese** si originano quando, al di sopra del livello freatico generale di un'area, si trovano selenio isolati da materiali impermeabili, che localmente raccolgono le acque di infiltrazione che formano un livello sotterraneo sospeso, di carattere locale.



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'acquifero è 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>

## 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:

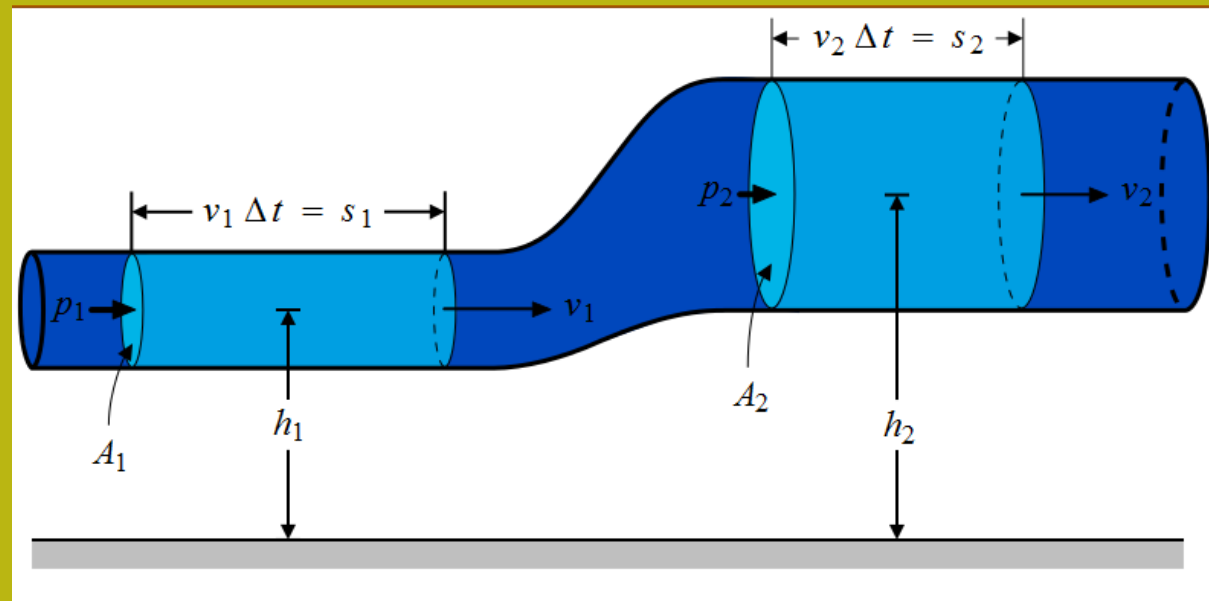
**Cinetica:** è l'energia dovuta alla velocità del fluido.

**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
- pressione



# 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 incomprimibile, irrotazionale (potenziale) e stazionario (derivata parziale temporale della velocità nulla).

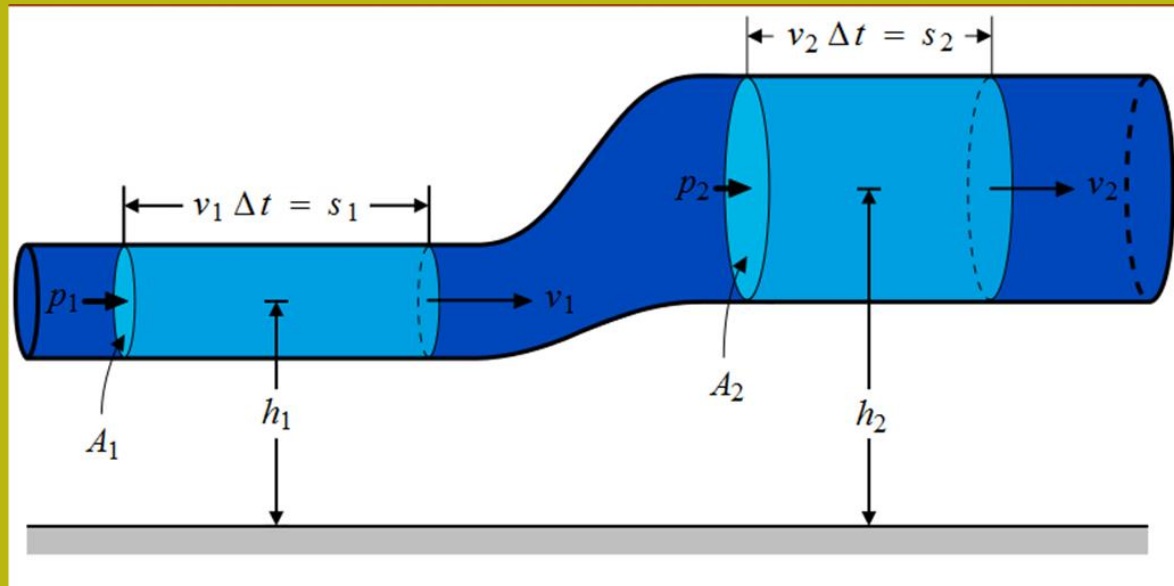
In queste ipotesi, le equazioni di Eulero possono essere integrate lungo una linea di flusso, conducendo all'equazione di Bernoulli, nella forma:

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

in cui:

- $\rho$  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](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

Porosita' Primaria

**In entrambi i tipi di porosità la sezione del flusso è molto variabile**



Rocas calizas carstificadas

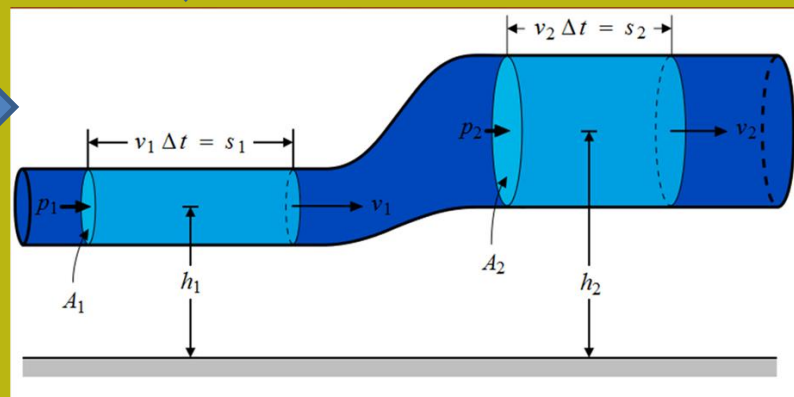


Porosidad secundaria (disolucion)

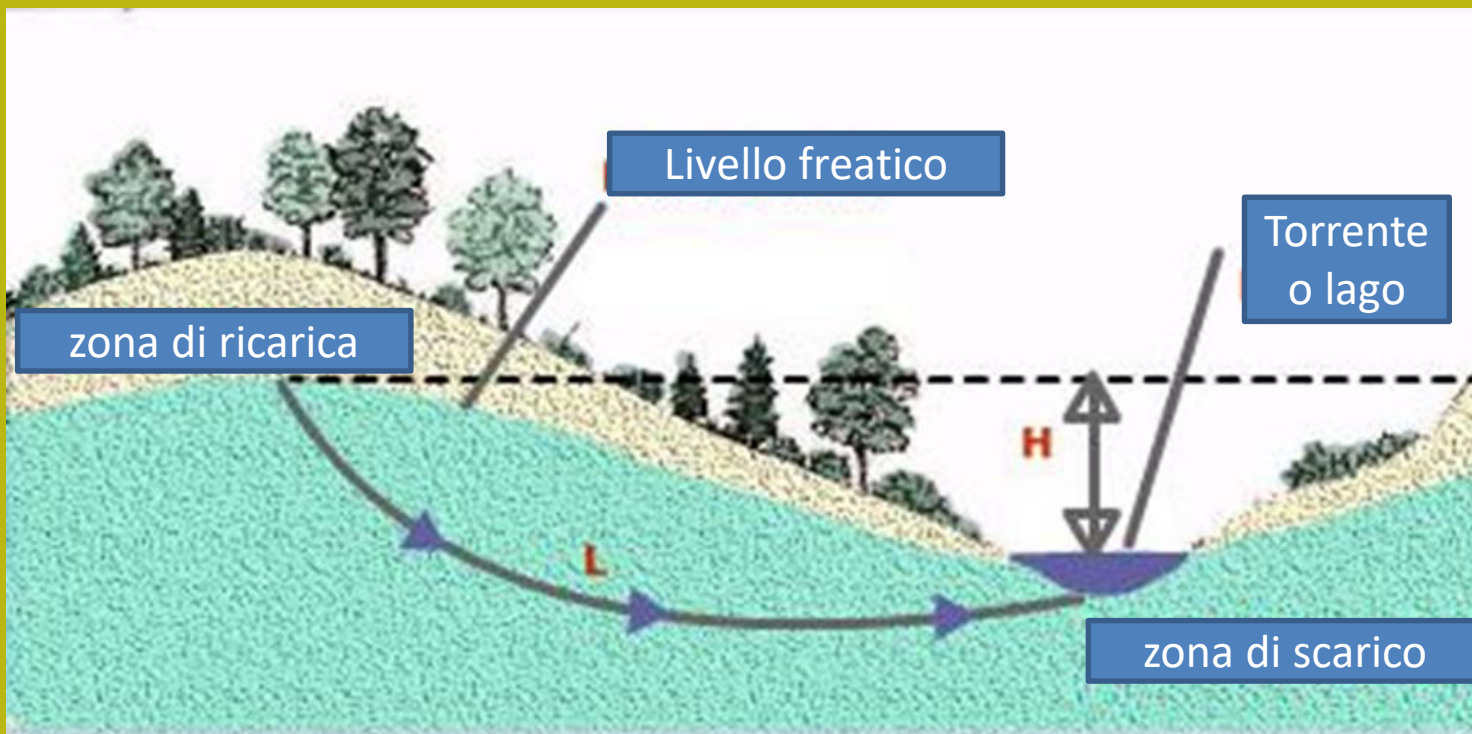


Porosidad secundaria (fractura)

Porosita' secpndaria



## Potenziale idraulico, gradiente idraulico e portata



Concetto di gradiente idraulico  $i$

$$i = H / L$$

$L$ =distanza percorsa lungo la línea 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 è 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  $v$

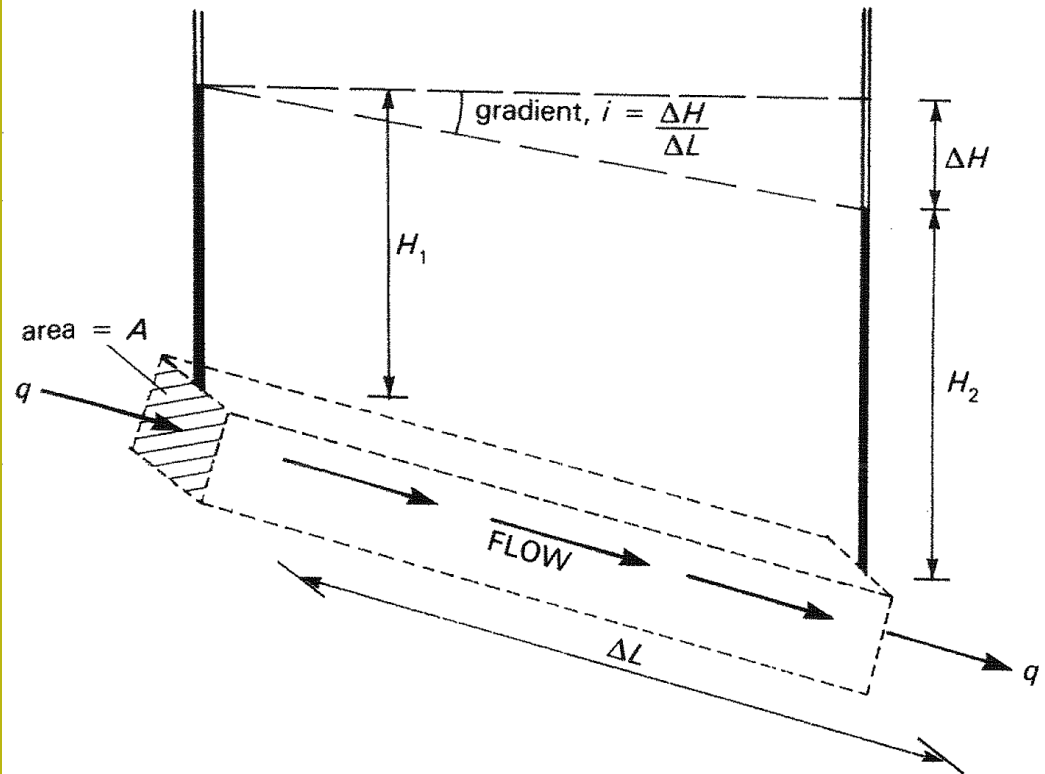
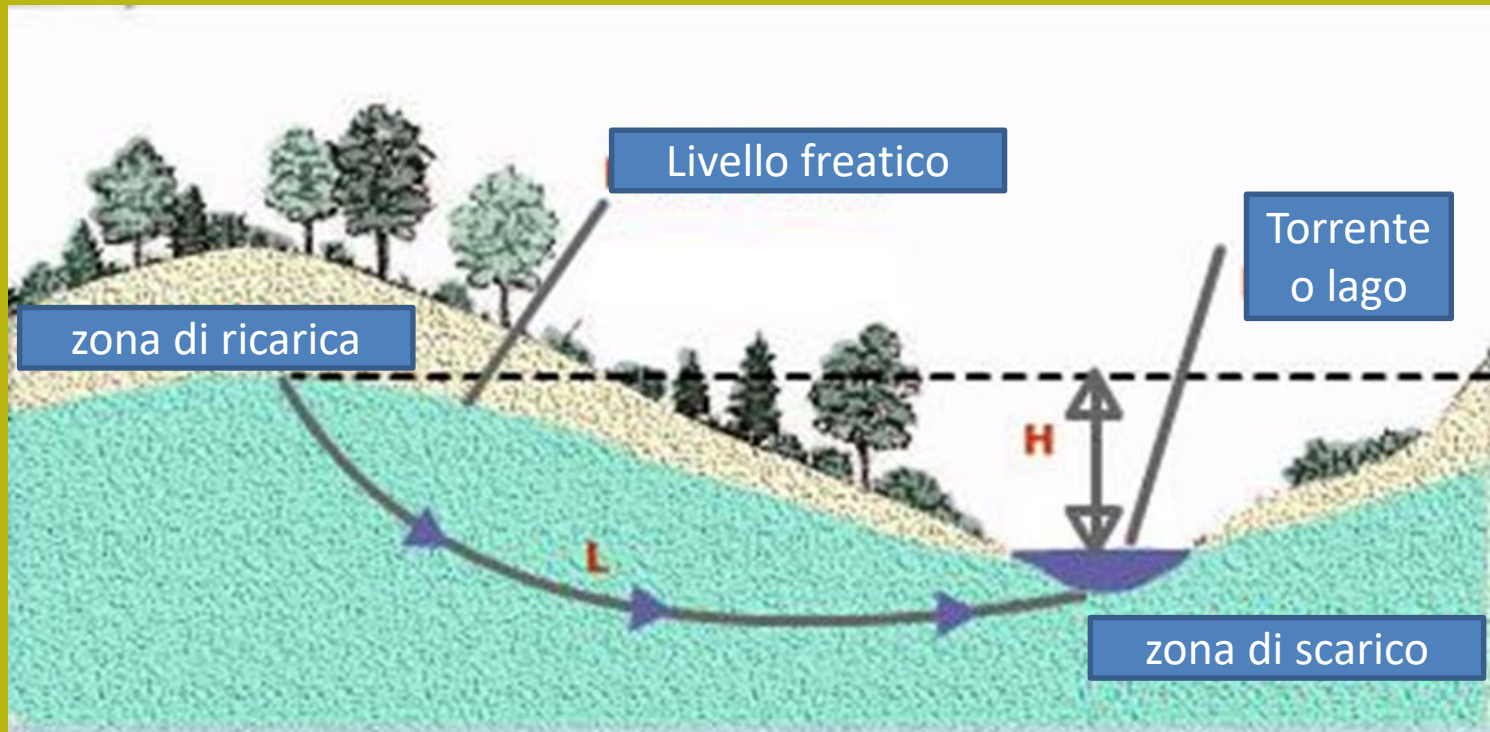


Fig. 5.1 One-dimensional flow in soil

## 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:

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

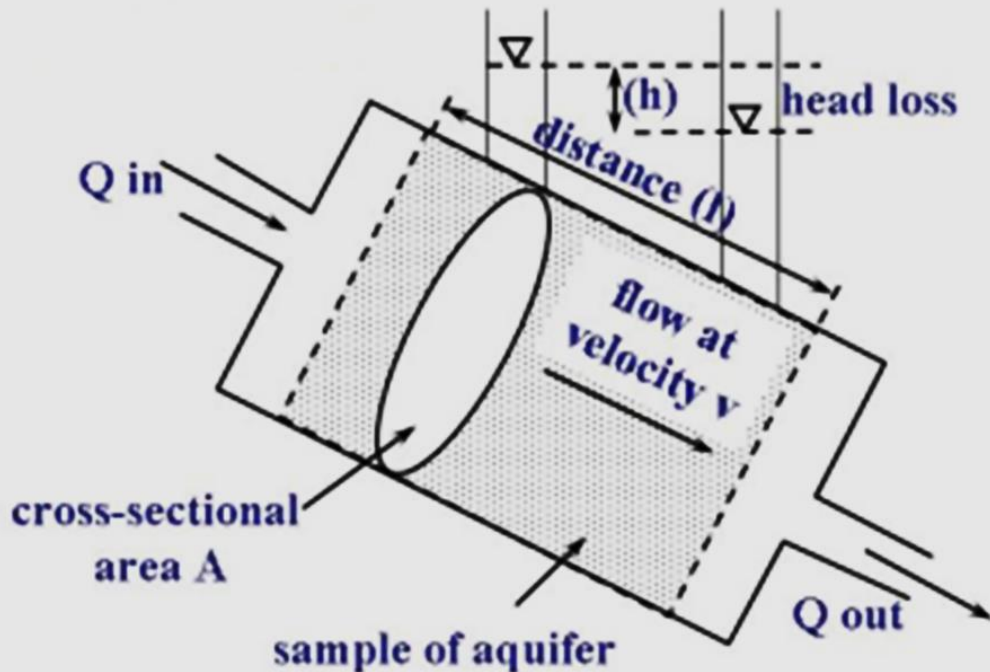
Where  $v$  = flow velocity  
 $k$  = the flow constant or coefficient of permeability  
 $i$  = the hydraulic gradient =  $\frac{\Delta H}{\Delta L}$  (Fig. 5.1)

$\Delta H$  = difference in pressure head over a flow path length of  $\Delta L$

The quantity flowing is therefore given by:

$$q = Av = Aki \quad \text{Where} \quad q = \text{quantity flowing in unit time} \quad [5.3]$$

$A$  = area through which flow is taking place



$$Q = kiA$$

Legge di Darcy

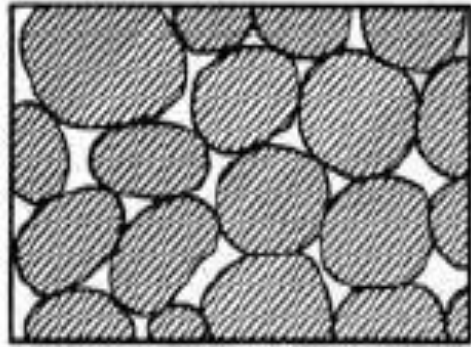
$k$  è il coefficiente di permeabilità che dimensionalmente è una velocità (cm/s, m/s, mm/h ...)

Ma  $K$  non è la velocità del flusso.

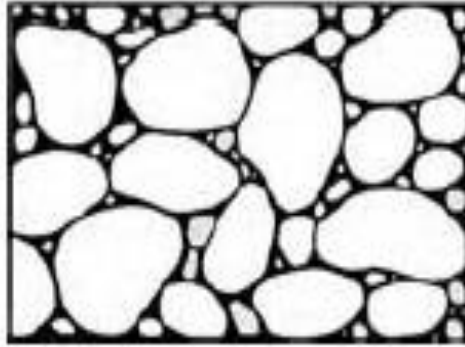
Perché la velocità  $v$  del flusso si

Ottiene come :

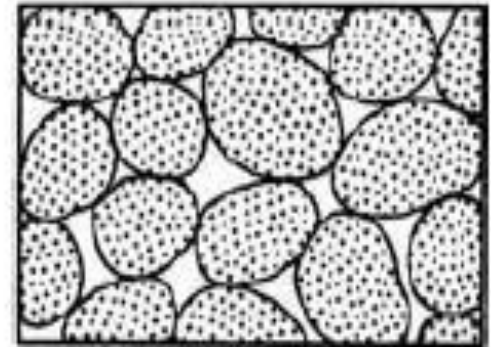
$$v = ki$$



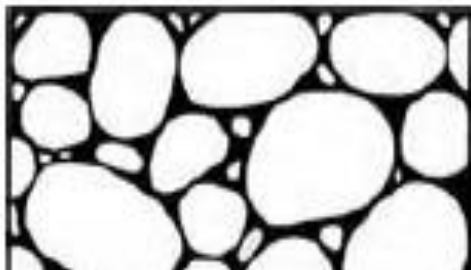
(a)



(b)



(c)



***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<sup>-1</sup> and D<sub>10</sub> in mm.

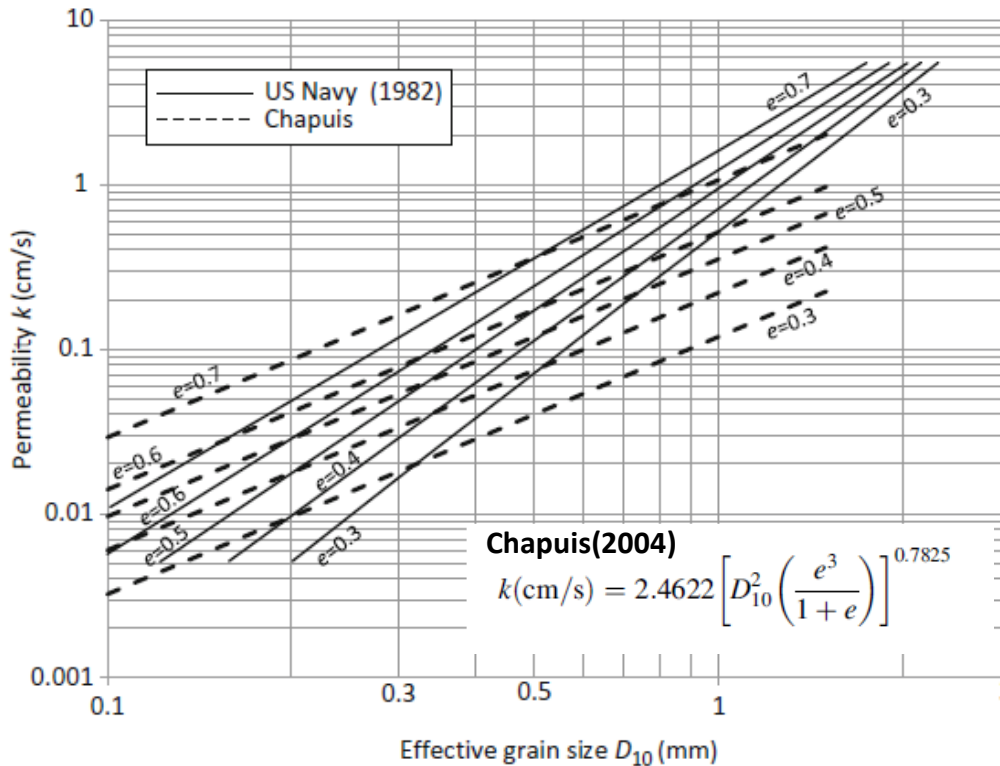
Per sabbia e ghiaia, a volte, è usato per una stima preliminare, La formula di Hazen

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

Il coefficiente **C1** dipende dal livello dell'indice dei vuoti e dal grado di classificazione del sedimento (coefficienti Cu, Cc).

Generalmente **C1** varia tra 0,01 e 0,02 (per sabbia e ghiaia).

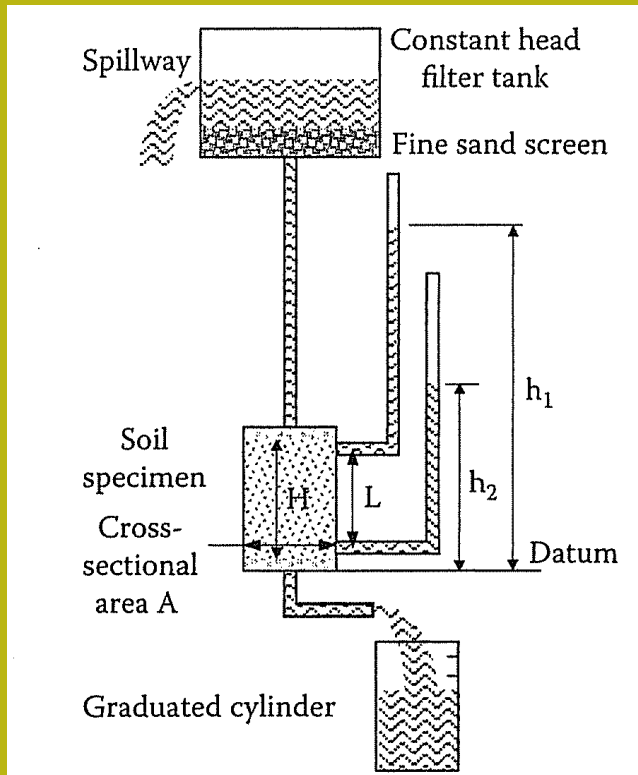
Tuttavia, ci sono alcune relazioni in cui K dipende anche dall'indice dei vuoti **e** del sedimento.



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



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

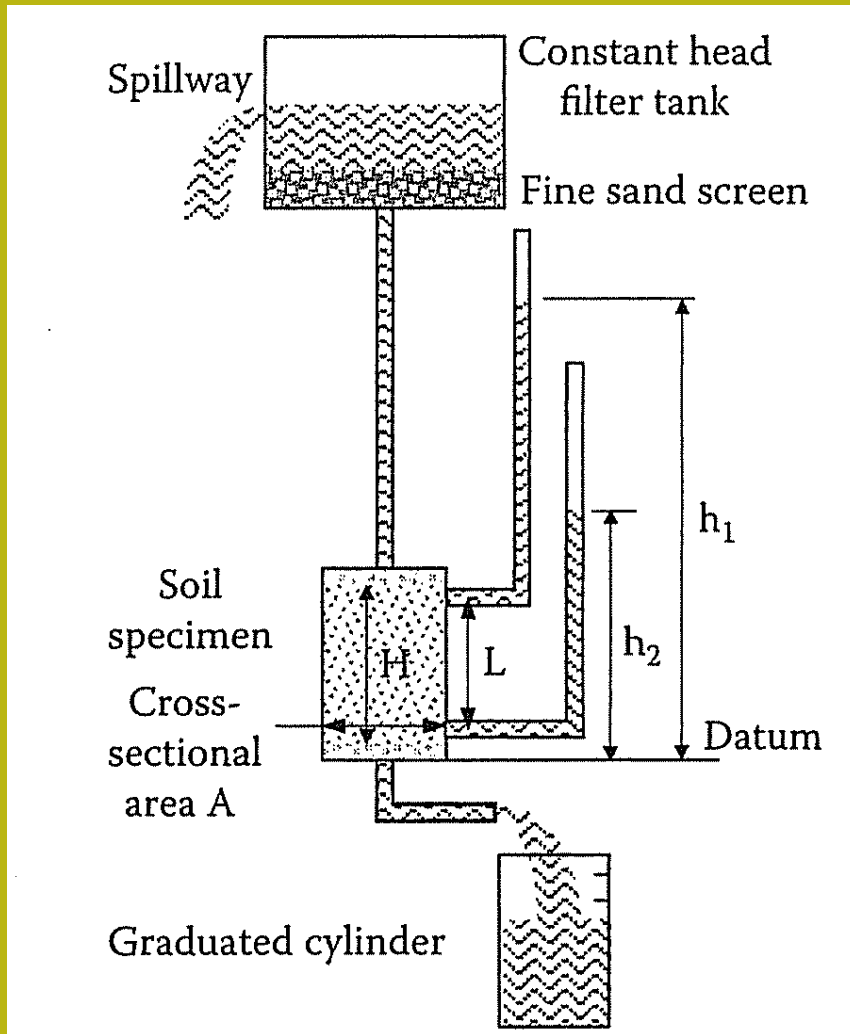
$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = q = \text{portata di uscita del flusso m}^3/\text{s}$$

Donde:

- **L** = lunghezza del campione(m)
- **A**= sezione del campione (m<sup>2</sup>)
- **h<sub>1</sub>** =carico all'estremo superiore del campione (m)
- **h<sub>2</sub>** = carrica alla base del campione(m)
- **V**= volume del flusso raccolto (m<sup>3</sup>)
- **t**= tempo (s)

## Altre cose importanti:

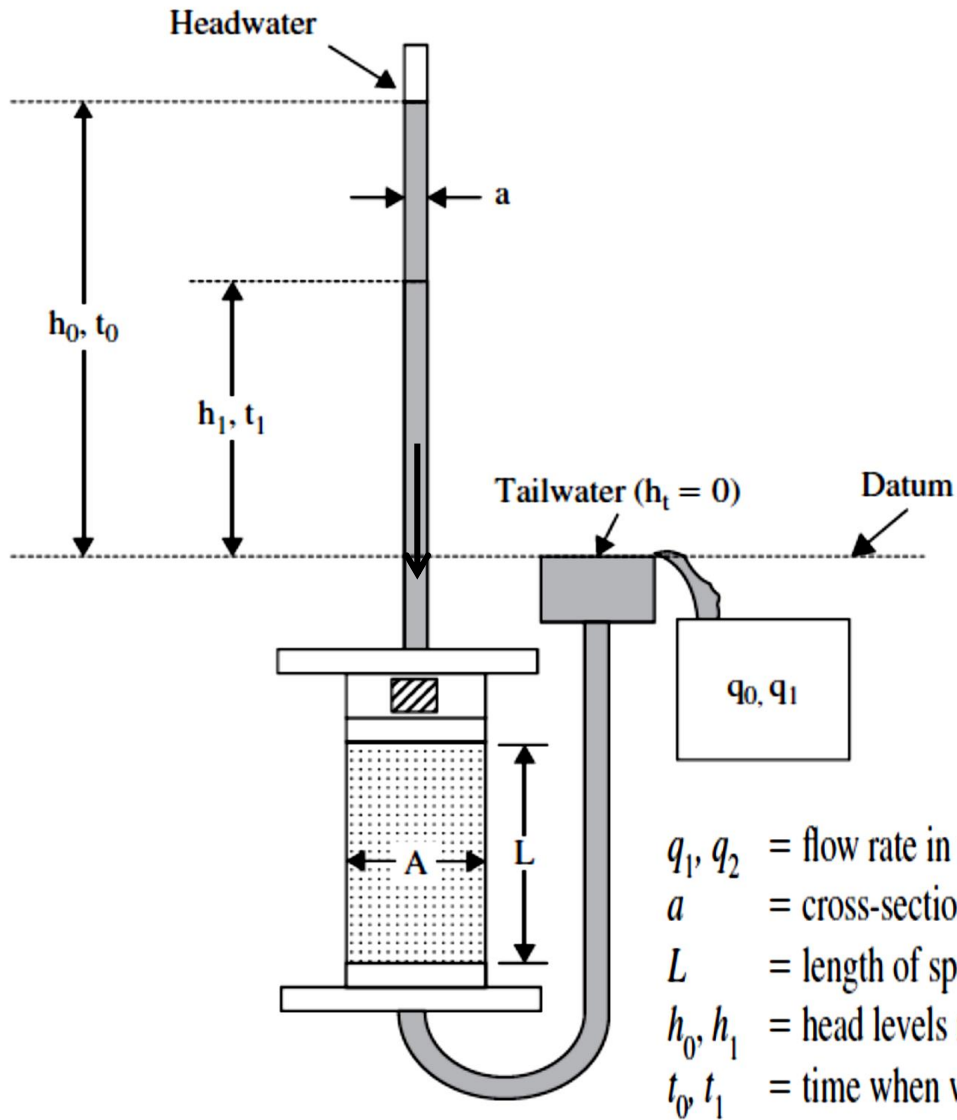
- Il campione deve essere saturo prima che inizi il flusso;
- Il flusso deve essere costante fino alla rimozione delle eventuali bolle d'aria;
- Ripeti il test con diversi gradienti (da 0,1 a 20) e ripeti ogni misura 5 volte



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



## Misure K (laboratorio) - permeametro a carico variabile



misura di laboratorio del coefficiente di permeabilità

Il permeametro del carico variabile utilizza una formula diversa:



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

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

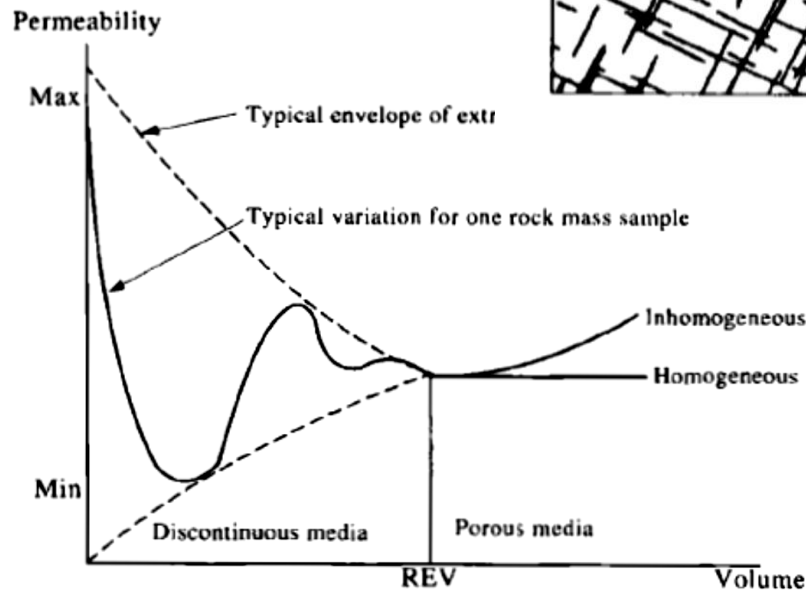
In un massiccio roccioso fratturato la permeabilità dipende dal continuità e apertura del discontinuità in direzione di il flusso



Whole pattern



Connected part of pattern



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

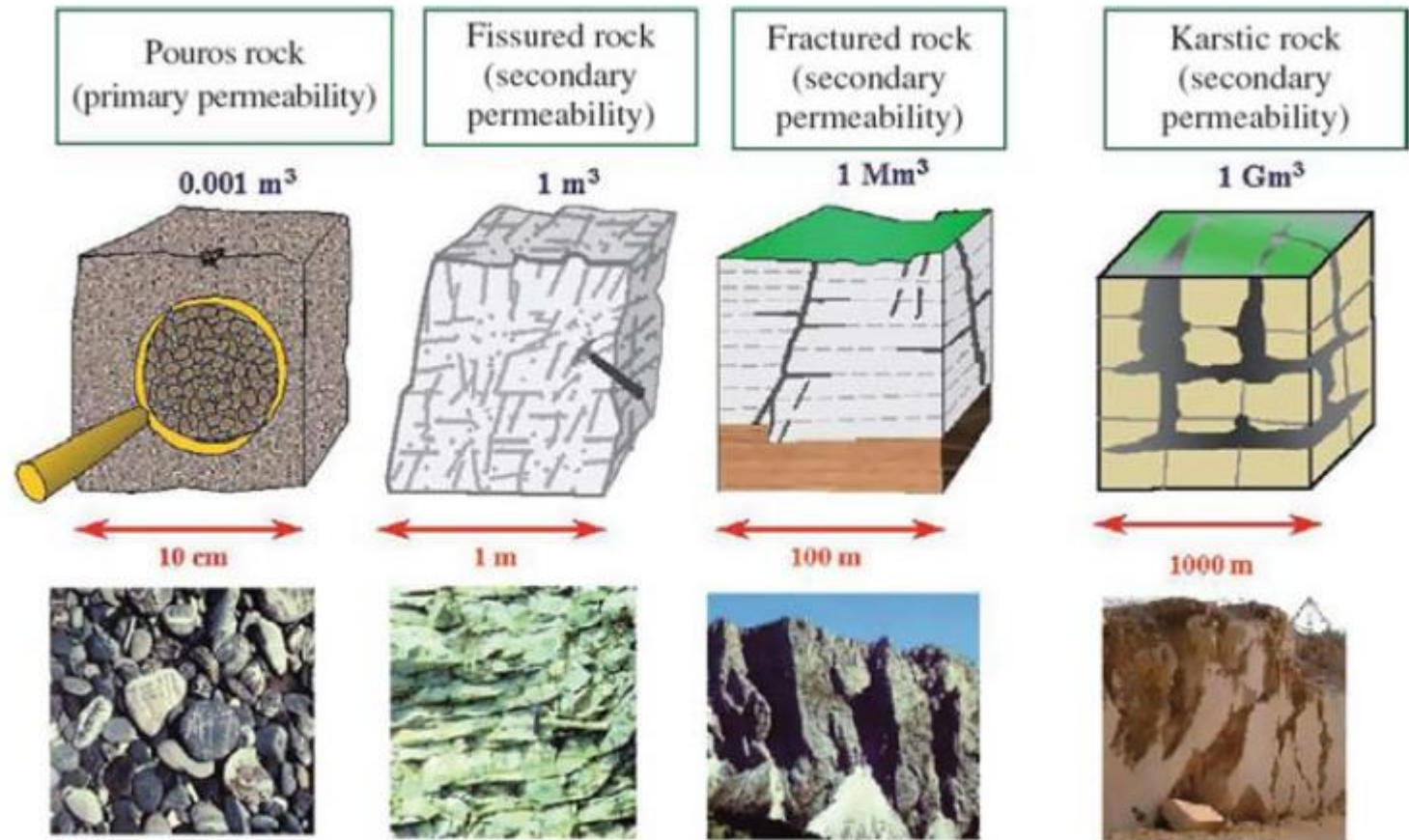
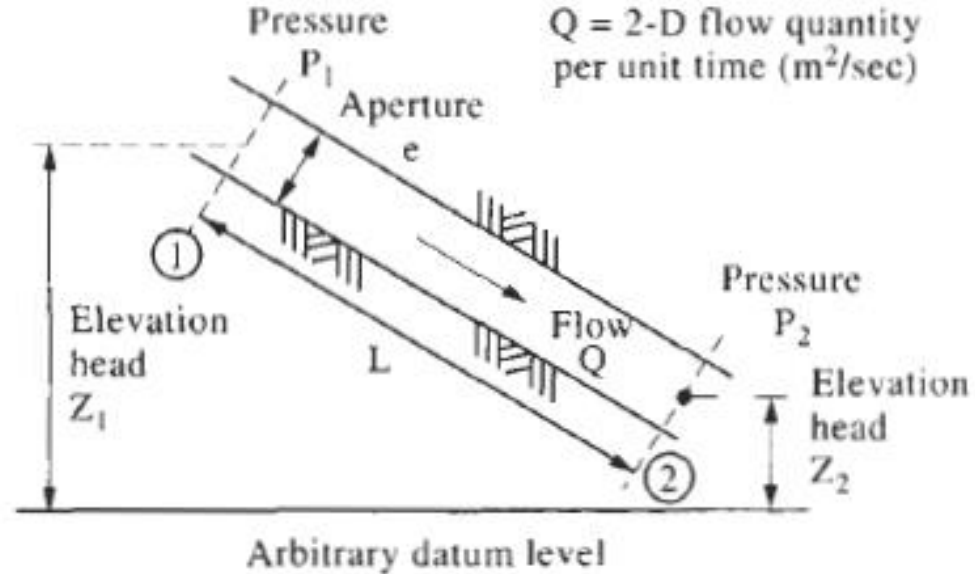


Fig. 1.21 Comparison among the elementary representative volumes (ERV) of different types of rocks (Civita, 2005) da Scesi & Gattinoni (2009)



Flow is due to head:

Pressure head =  $P/\gamma$

Elevation head =  $z$

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

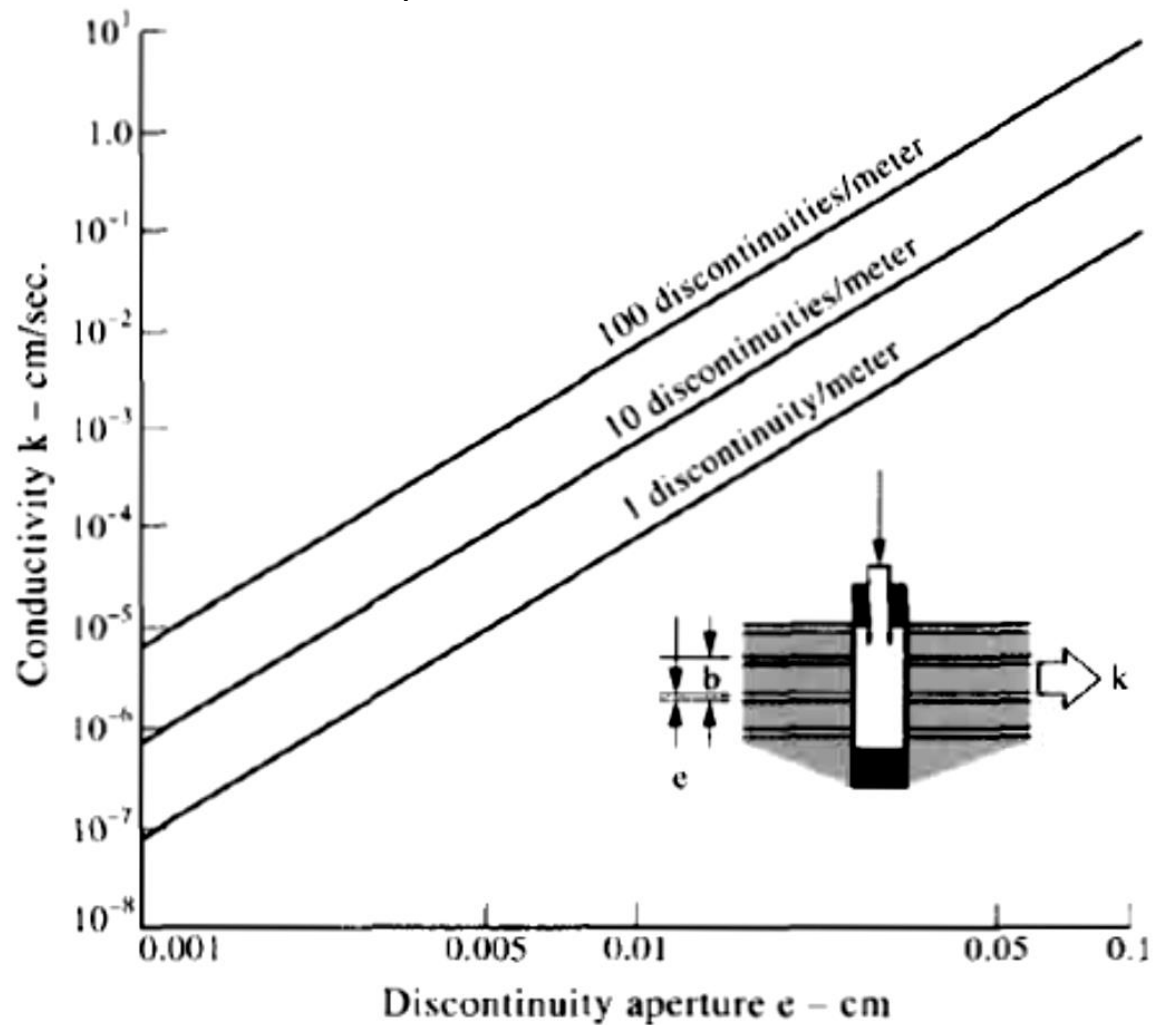
At ①:  $H_1 = \frac{P_1}{\gamma} + z_1$       At ②:  $H_2 = \frac{P_2}{\gamma} + z_2$

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**  
 **$\lambda$  = spaziatura media**  
 **$\nu$  = viscosità cinematica dell'acqua**

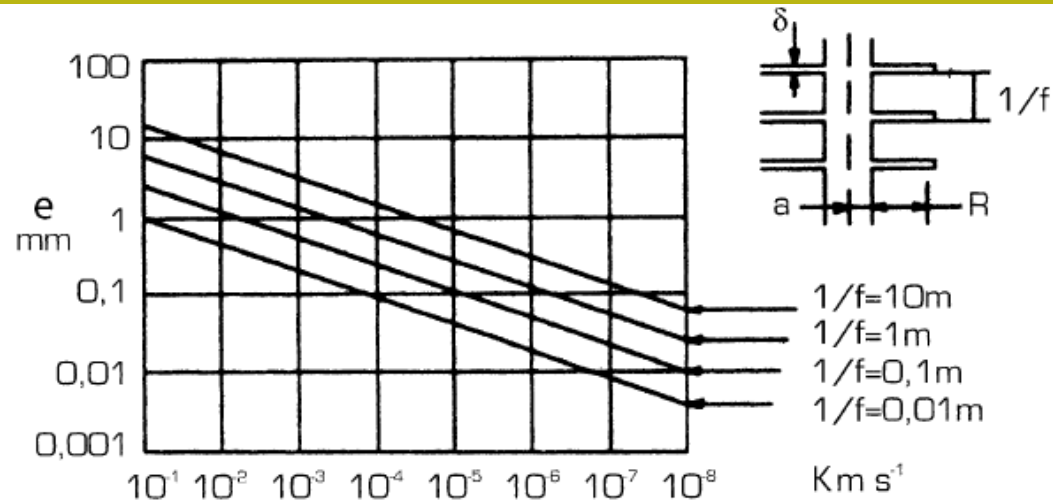
# Stima permeabilità' in un ammasso roccioso fratturato



**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**

# Stima permeabilita' in un ammasso roccioso fratturato



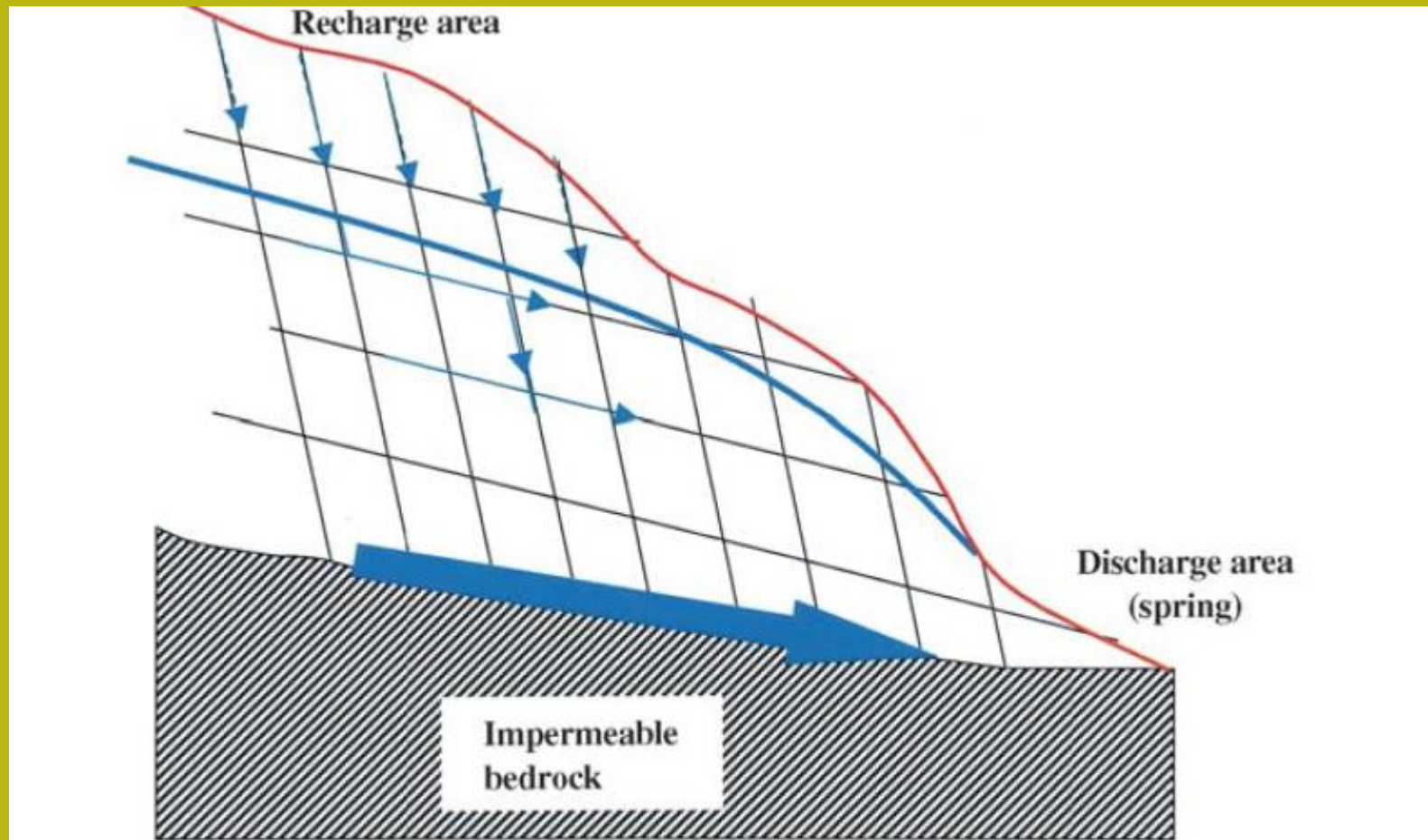
**Fig. 2.5** Diagram to determine the hydraulic conductivity starting from aperture and spacing (Snow, 1969, modified)

**Table 2.2** Evaluation of the aperture (in mm) of the fractures when spacing and hydraulic conductivity change (Francani, 1997)

$K(\text{ms}^{-1})$	$1/f = 10 \text{ m}$	$1/f = 1 \text{ m}$	$1/f = 0.1 \text{ m}$	$1/f = 10 \text{ mm}$
$10^{-1}$	11.5	5.3	2.5	1.15
$10^{-2}$	5.3	2.5	1.15	0.53
$10^{-3}$	2.5	1.15	0.53	0.25
$10^{-4}$	1.15	0.53	0.25	0.115
$10^{-5}$	0.53	0.25	0.115	0.053
$10^{-6}$	0.25	0.115	0.053	0.025
$10^{-7}$	0.115	0.053	0.025	0.011
$10^{-8}$	0.053	0.025	0.011	0.005

da Scesi & Gattinoni (2009)

Circolazione acqua in ammasso roccioso fratturato con discontinuita' orientate

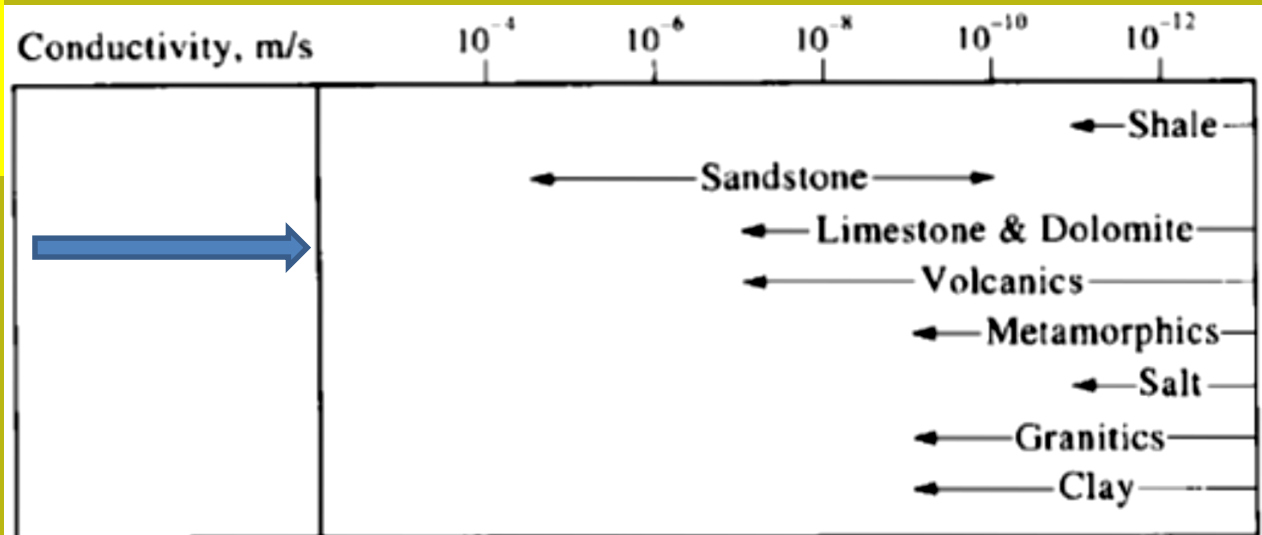


**Fig. 4.1** Schematic representation of the flow condition typical of a rock slope with an impermeable bedrock, with indication of the water flow direction within the discontinuity network. The water path is conditioned by the hydraulic gradient and by the discontinuity distribution and orientation

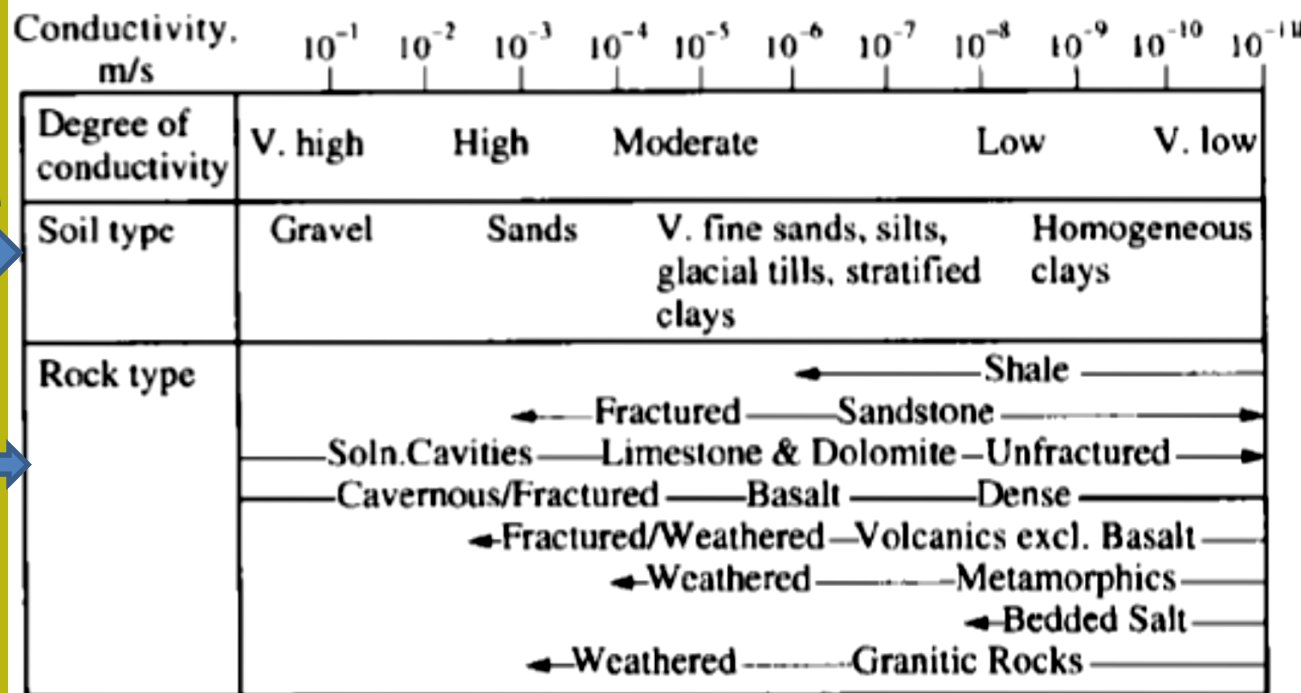
da Scesi & Gattinoni (2009)

# 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

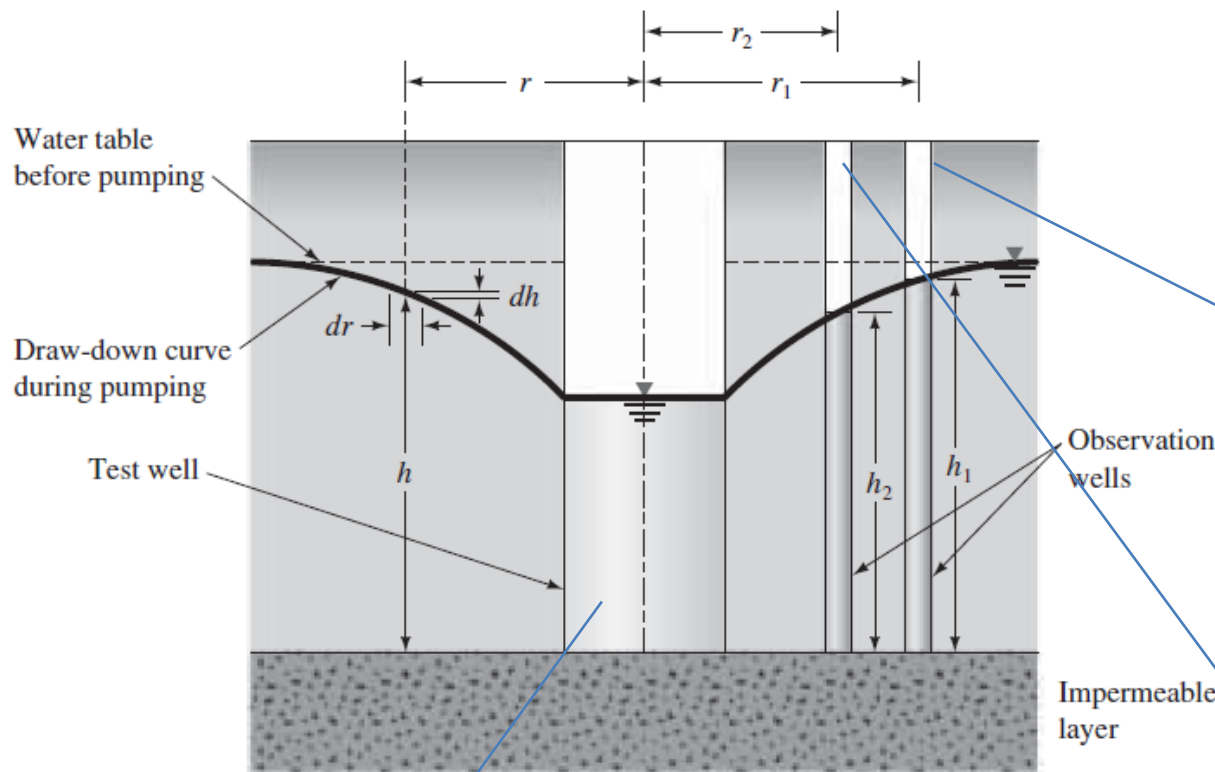


Figure 5.13 Pumping test from a well in an unconfined permeable layer underlain by an impermeable stratum

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

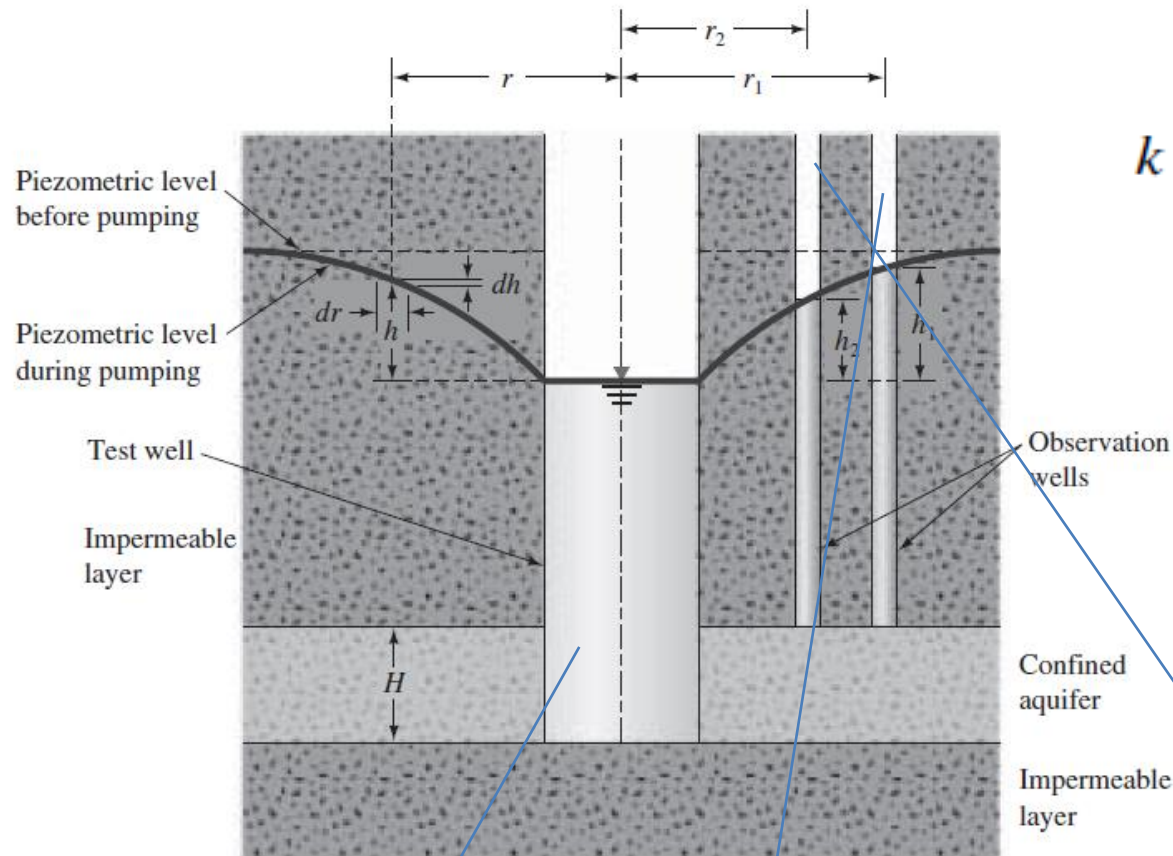
$$k = \frac{2.303 q \log_{10} \left( \frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)}$$

**Pozzo di  
osservazione 1**

**Pozzo di  
osservazione 2**

**Misura della permeabilità del campo**  
**In pozzi: test emungimento a portata costante**

**Pozzo in acquifero confinato**



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

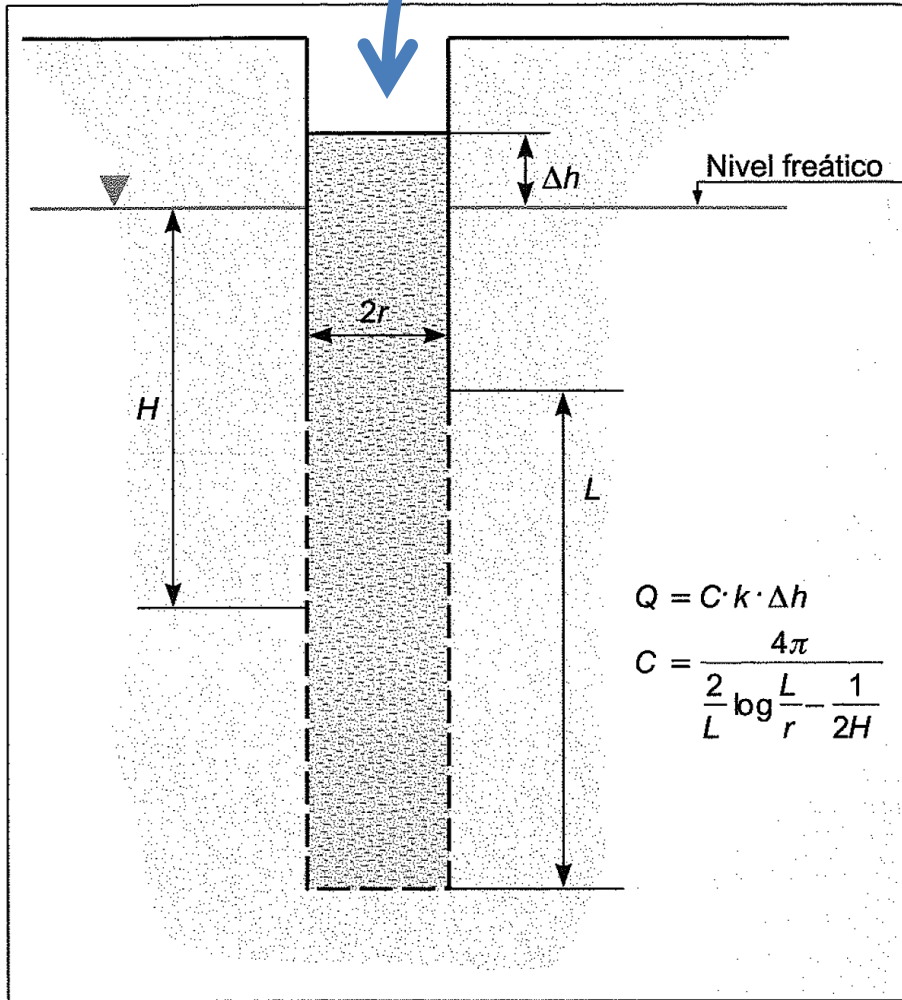
**Figure 5.14** Pumping test from a well penetrating the full depth in a confined aquifer

**Pozzo principale  
 pompando 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<sup>3</sup>/s)

$\Delta h$ =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 i livelli in sondaggio  
con la più alta permeabilità

Un settore del sondaggio è  
isolata 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  $1 \text{ l / min} \times 1 \text{ m}$   
della sezione del foro.  
Le sezioni della tratto isolato  
variano generalmente da  
0,5 a 5 m

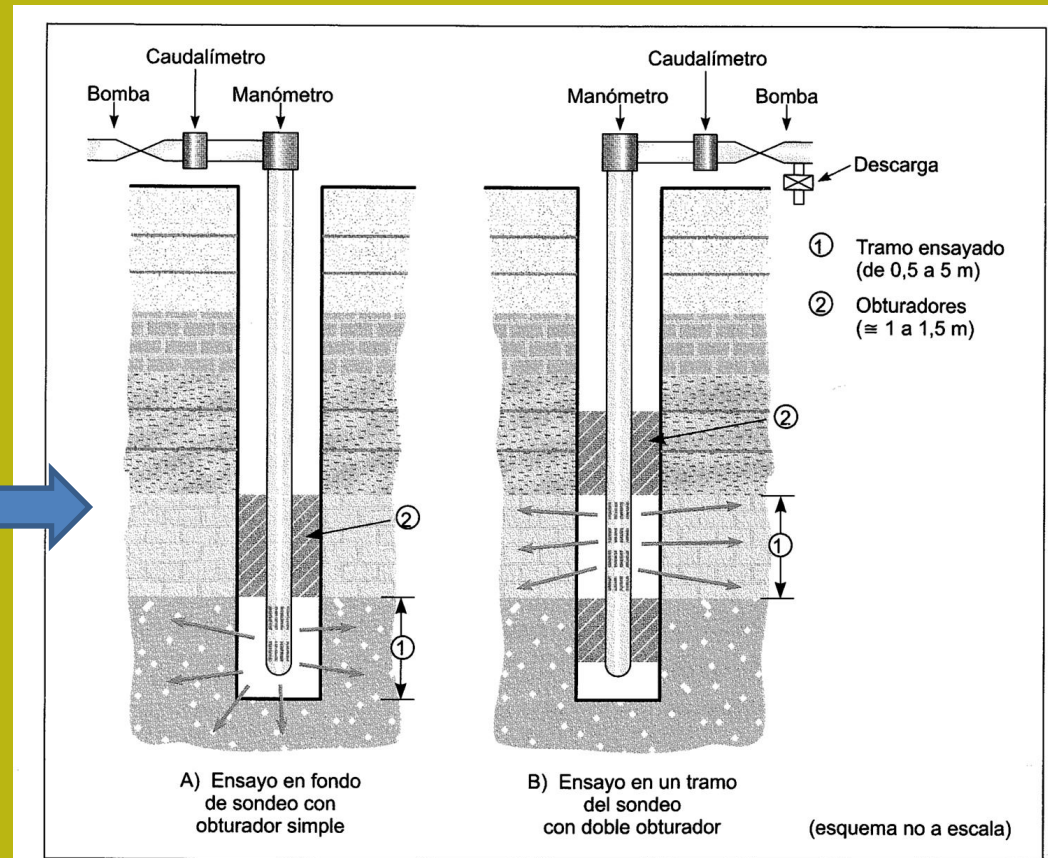
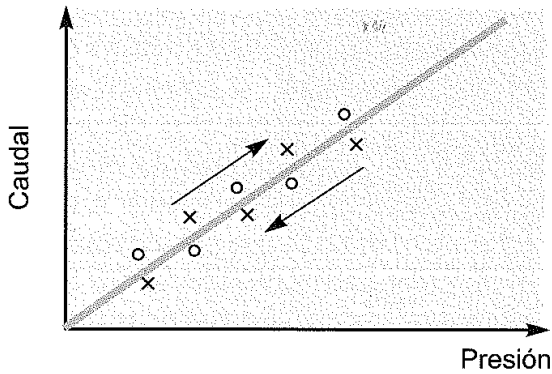
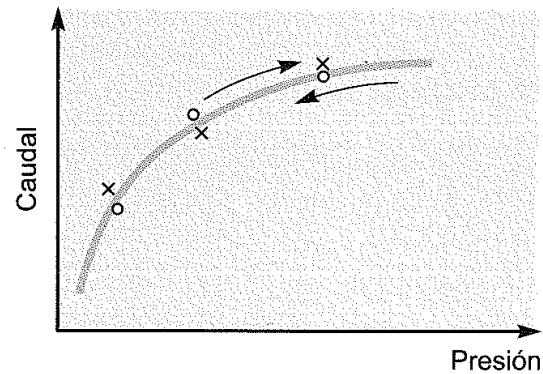


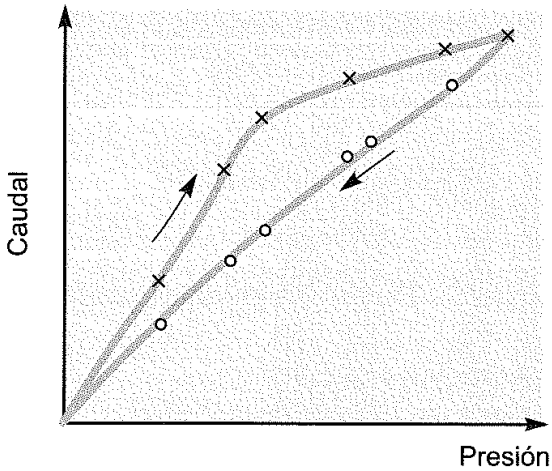
Figura 6.87 Ensayo Lugeon. A): Obturador simple. B): Obturador doble.



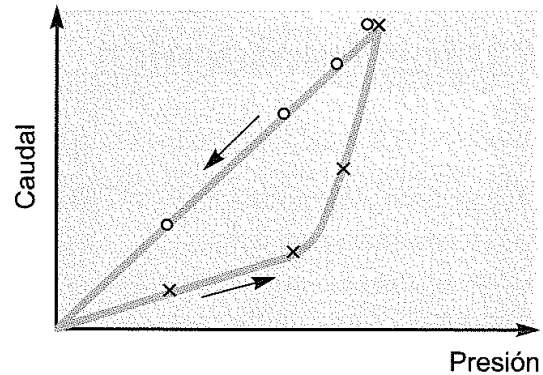
Régimen laminar.



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



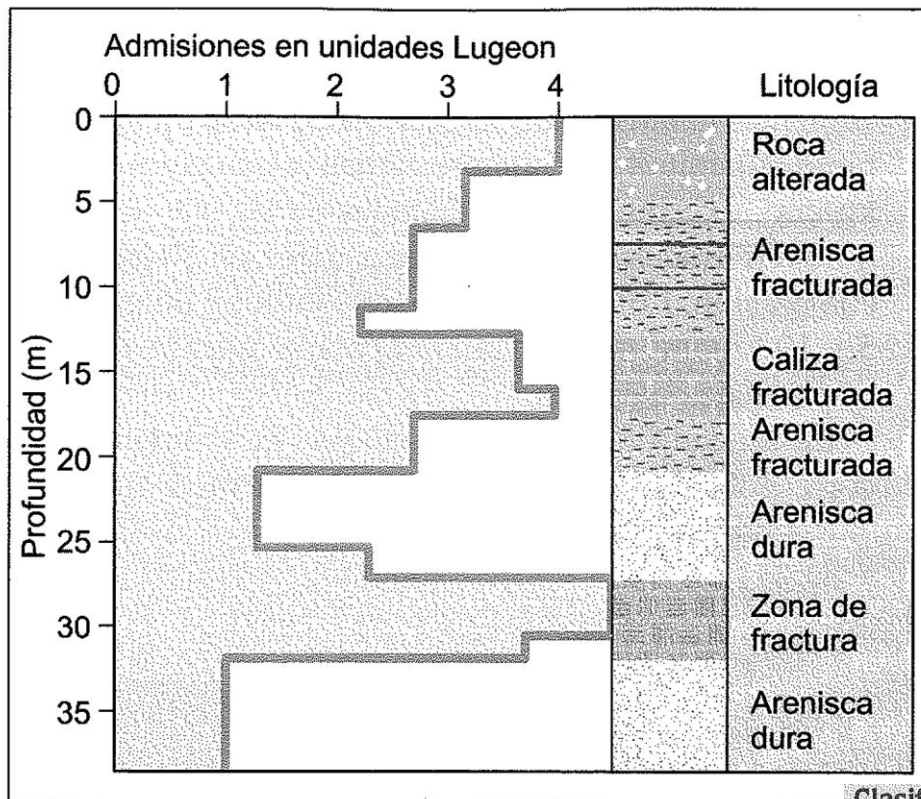
Se ha producido una colmatación a elevadas presiones.



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)



Esempio di presentazione del Risultati del test Lugeon

Esempio di classificazione di Livelli di permeabilità in Test Lugeon

Figura 6.89 Ejemplo de resultado del ensayo Lugeon.

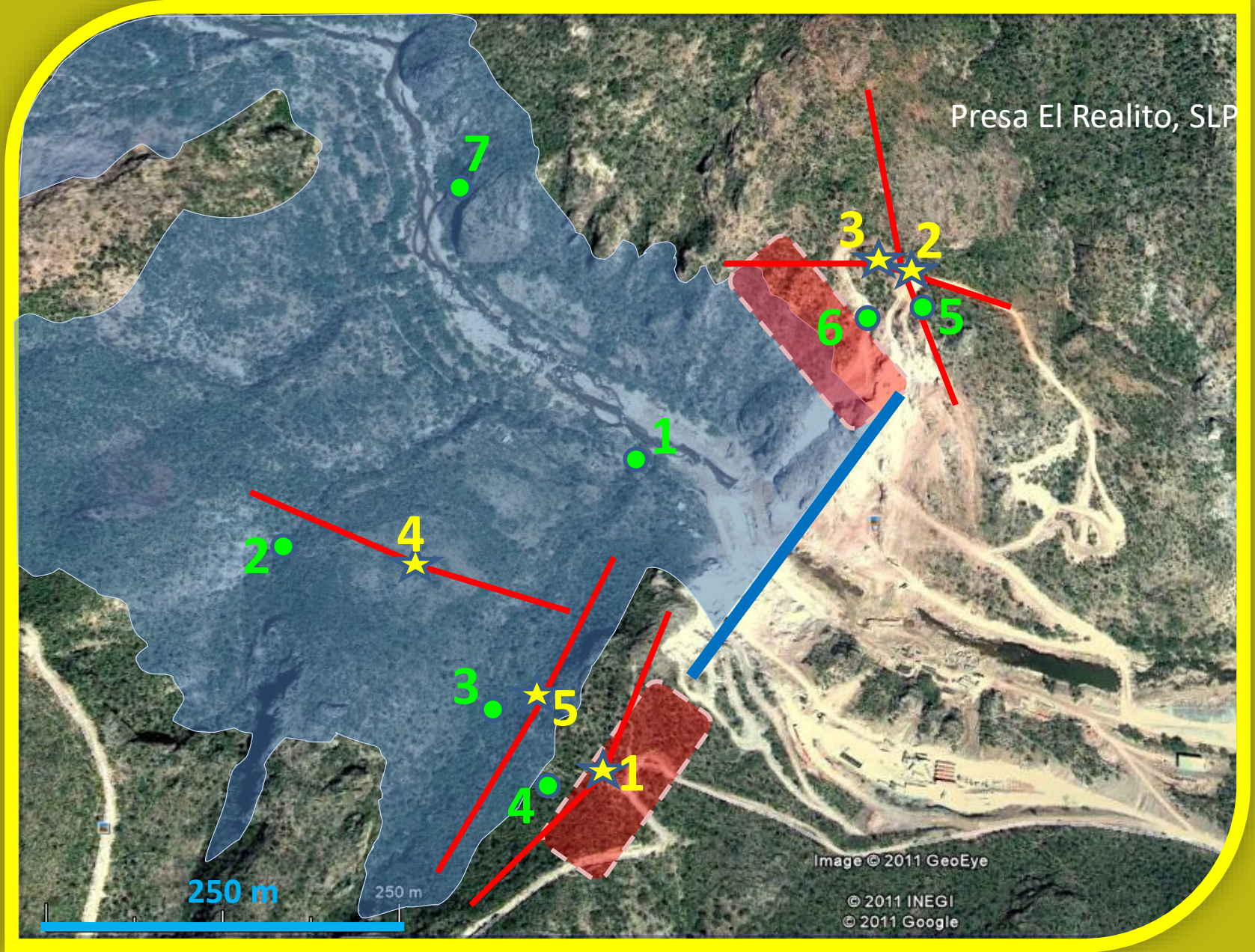
$$k = \frac{UL}{12 \times 10^6} \ln \frac{L}{r}$$

K= permeabilita' (m/s)  
 UL= unita' Lugeon  
 L=lunghhezza 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 <sup>2</sup> )
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.



# test LUGEON 2011

## Presa EL REALITO , SLP

### PERMEABILIDADES

B-1

B-2

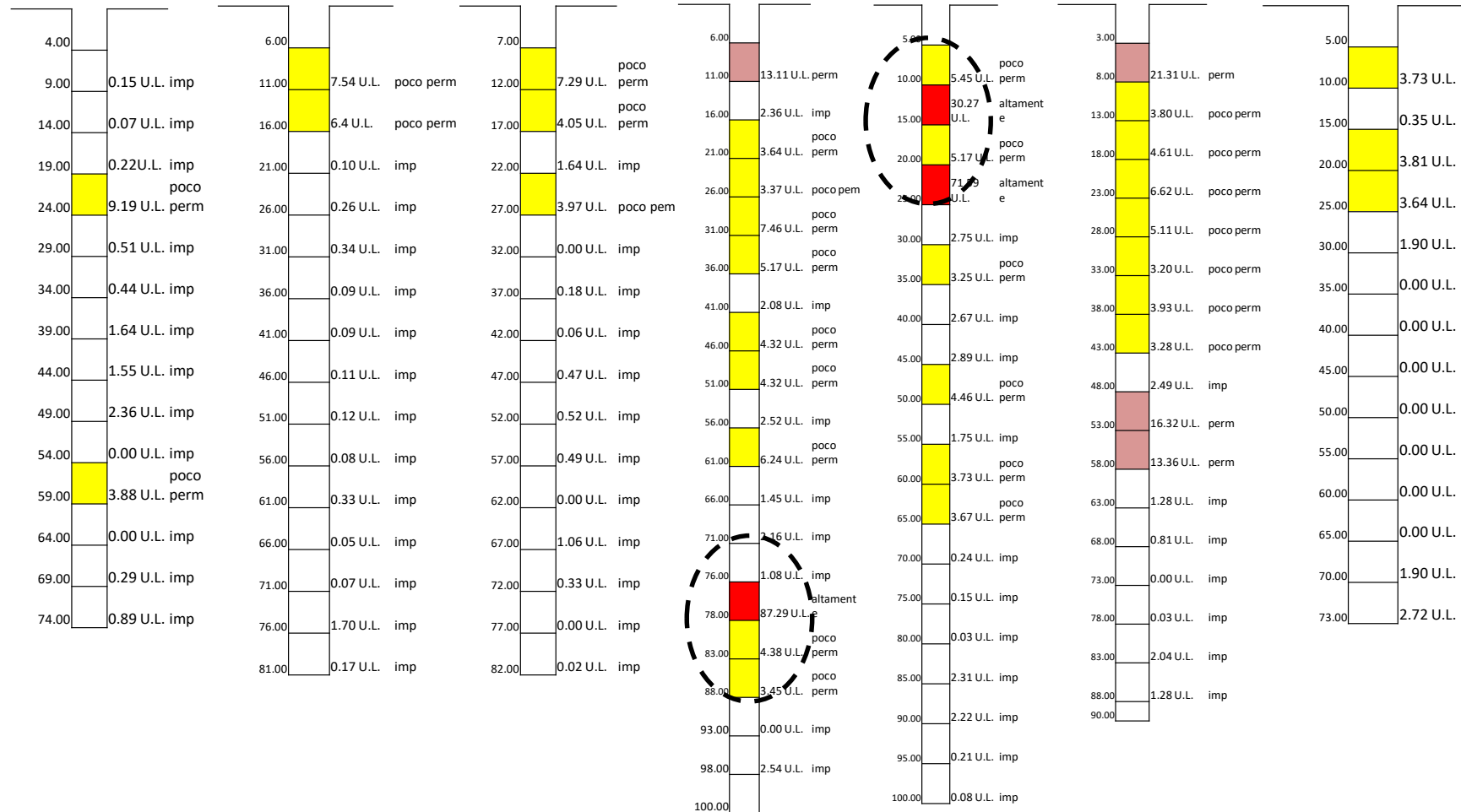
B-3

B-4

B-5

B-6

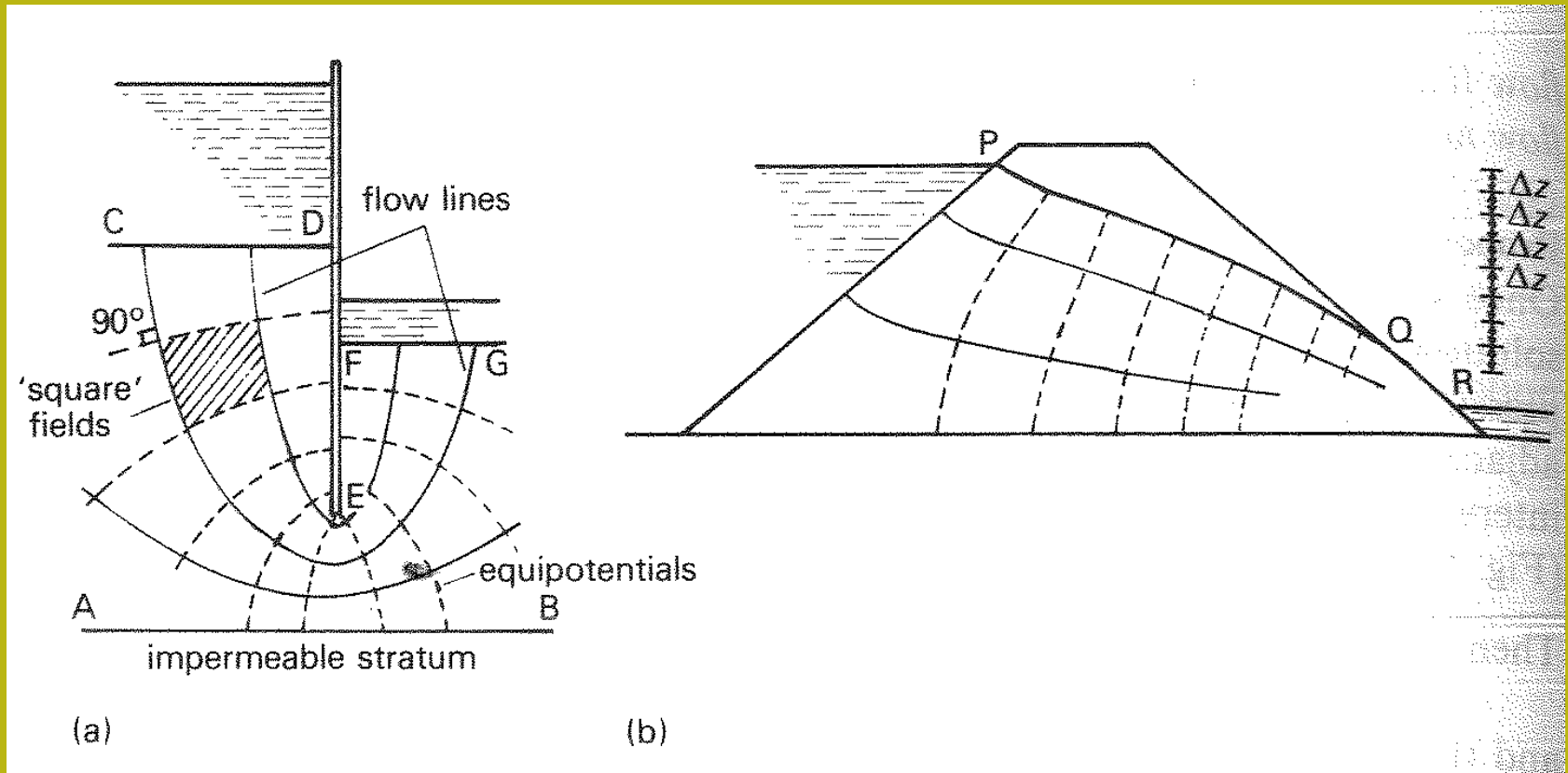
B-7





# Flow nets (retes di flusso)

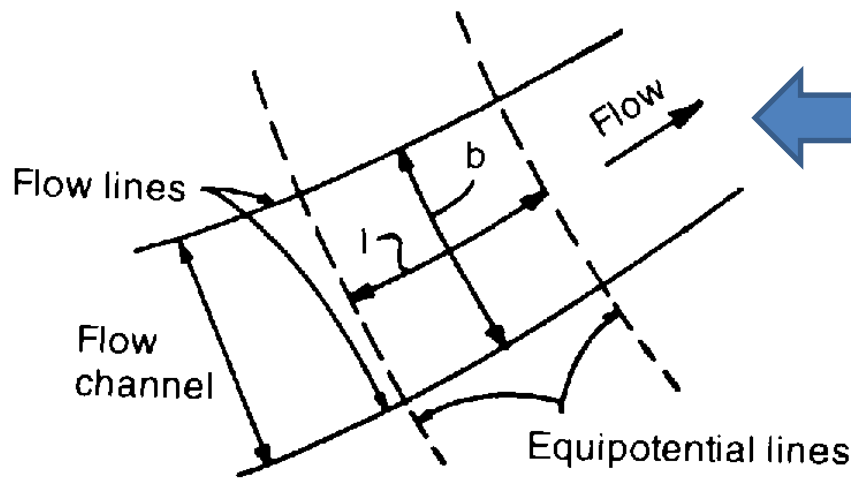
In un mezzo poroso è possibile disegnare un insieme ideale di linee di flusso (linee ideali dove si muove il flusso) e linee equipotenziali (linee che uniscono tutti i punti che hanno lo stesso valore di carico idraulico o piezometrico). Nell'immagine qui sotto con linee continue sono tracciate linee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



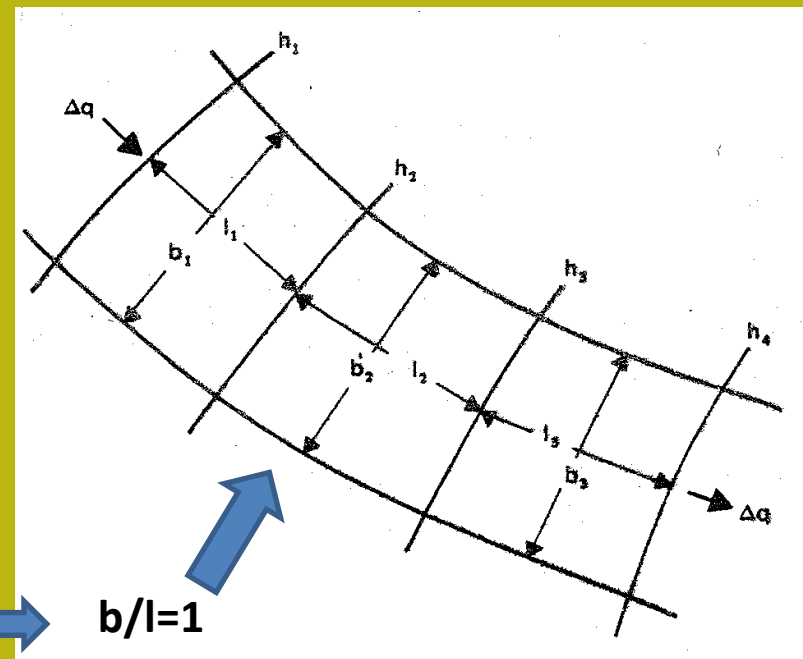
## Definizioni ...

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

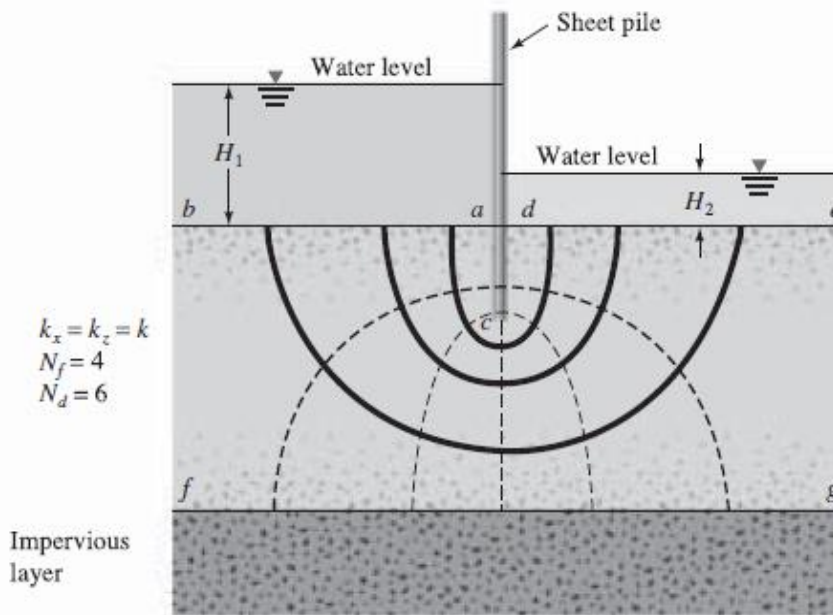
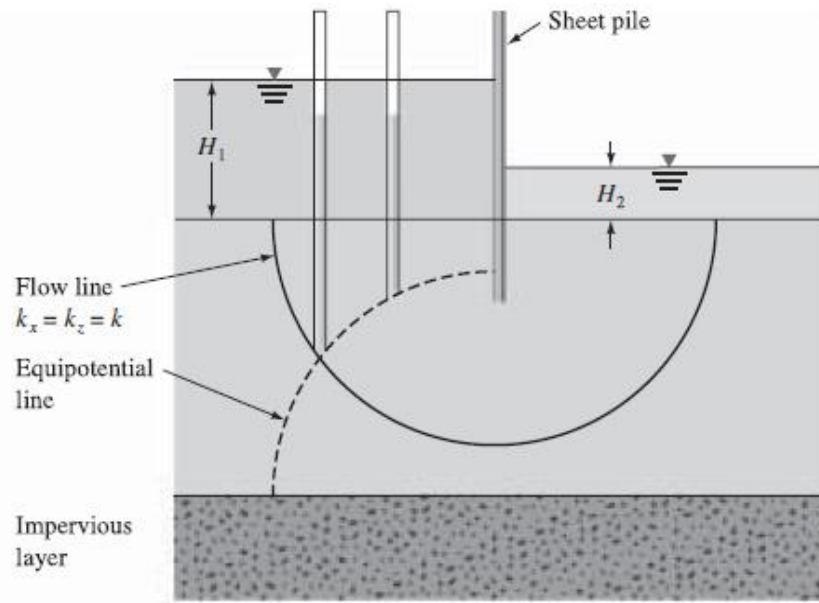
Le linee che intersecano le linee di flusso con angoli retti sono chiamate linee equipotenziali



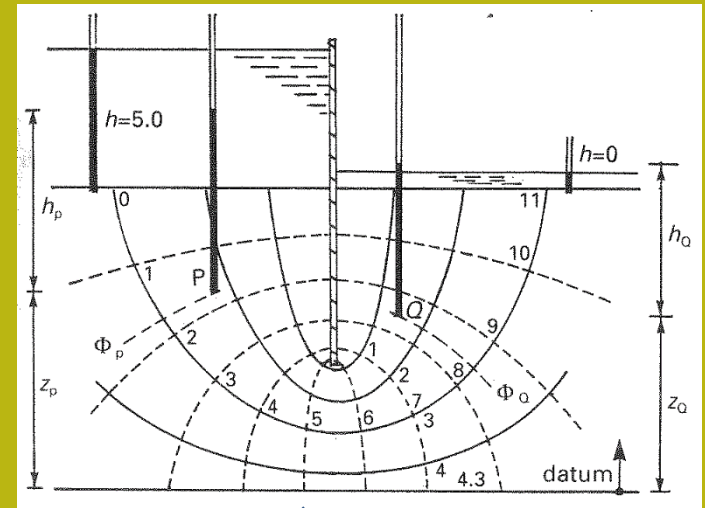
- Le linee di flusso e le linee equipotenziali si intersecano sempre con un angolo retto (o quasi dritto)
- In un mezzo poroso isotropo con un coefficiente di permeabilità uguale in tutte le direzioni  $K_v = K_h$  (permeabilità in direzione verticale = permeabilità in direzione orizzontale). Gli elementi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



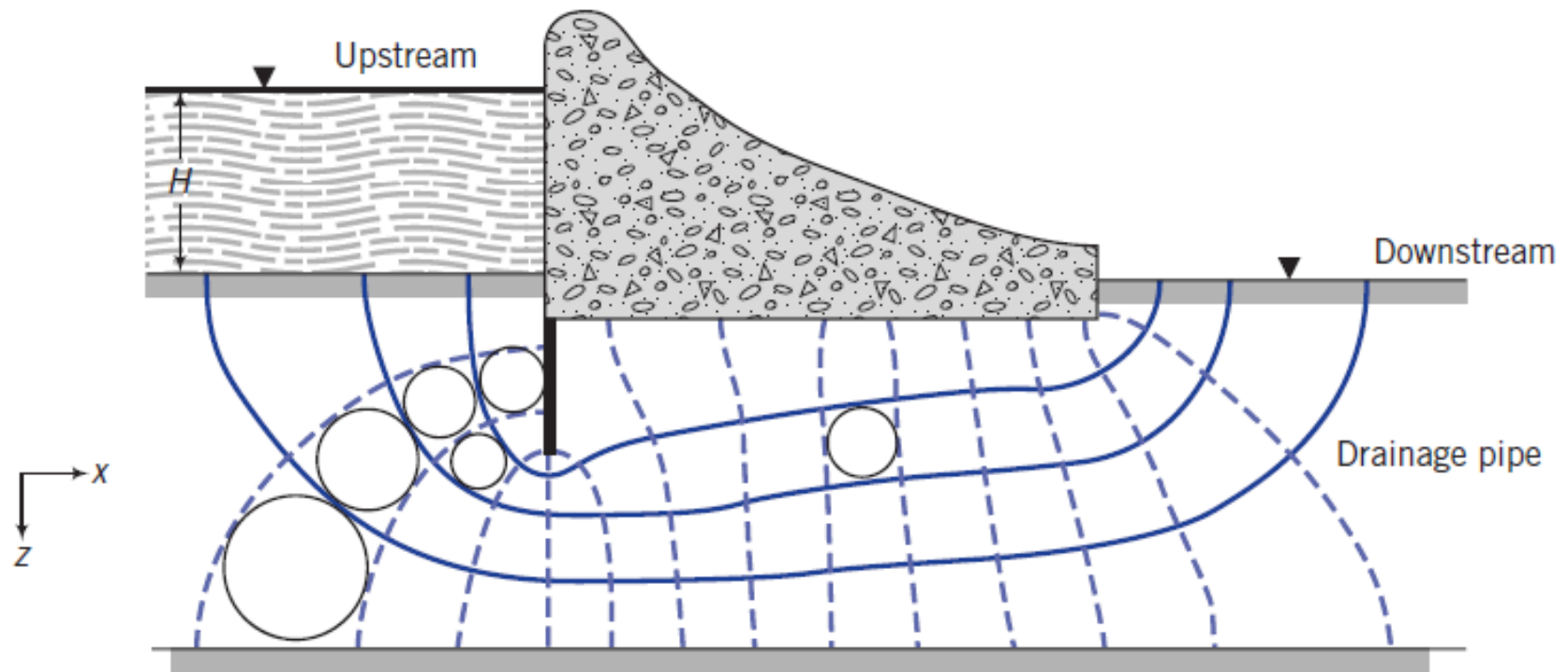
$$b/l=1$$



**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**

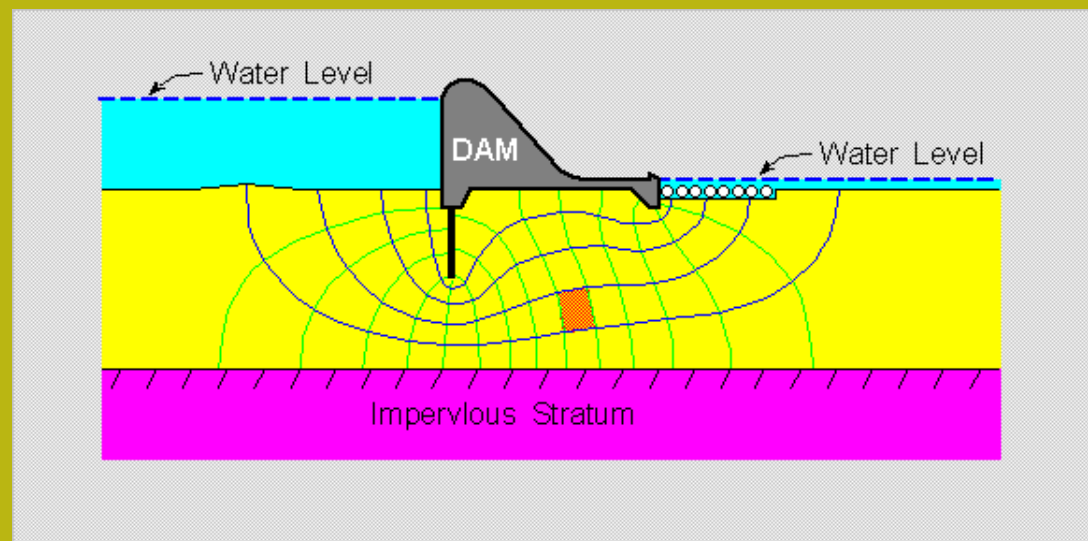


Esempio concreto di costruzione della rete di flusso sotto uno struttura idraulica in calcestruzzo sopra uno strato permeabile.

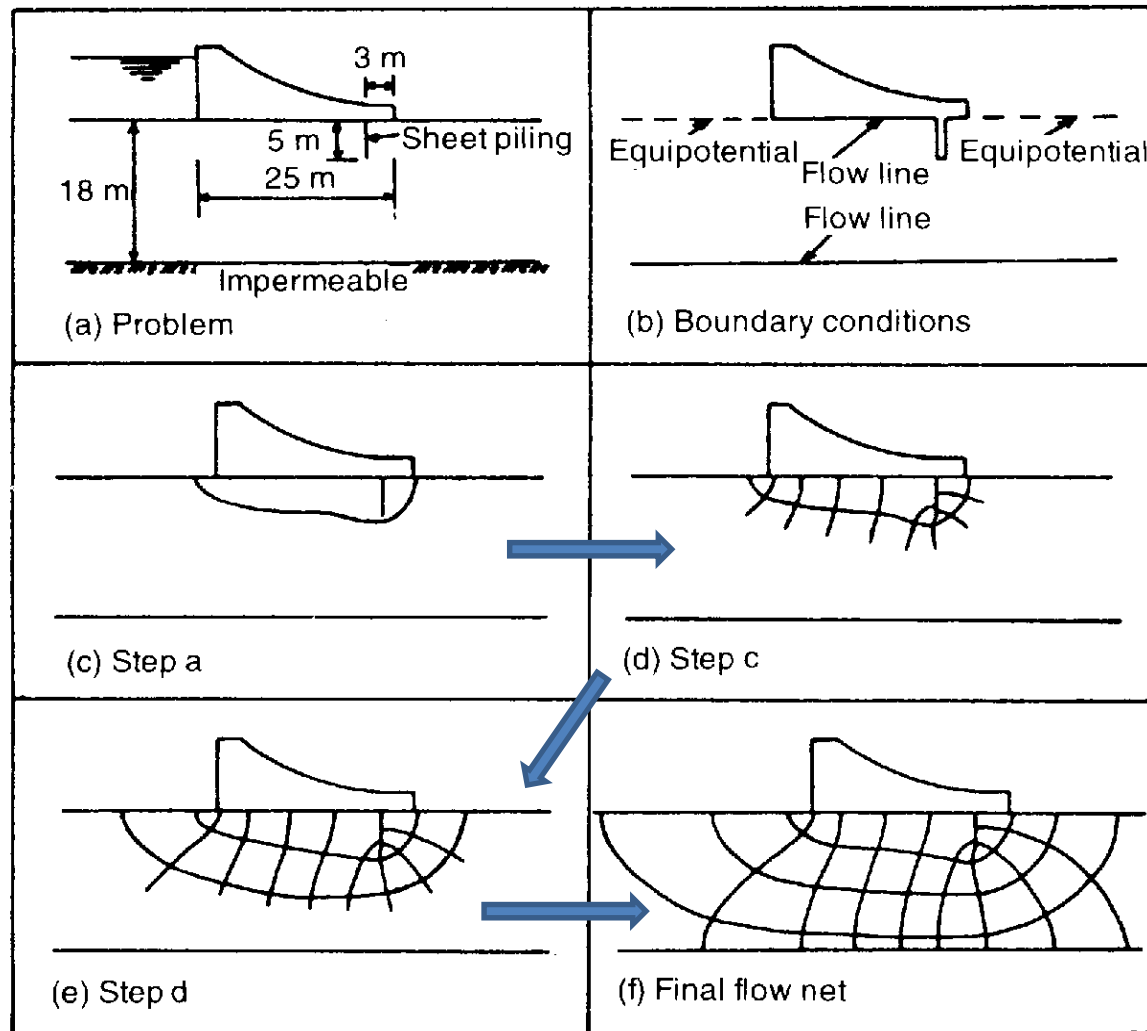
Vediamo ora quali sono le regole di base per la costruzione grafica della rete di flusso ....

## Regole di Disegno delle reti fi 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)

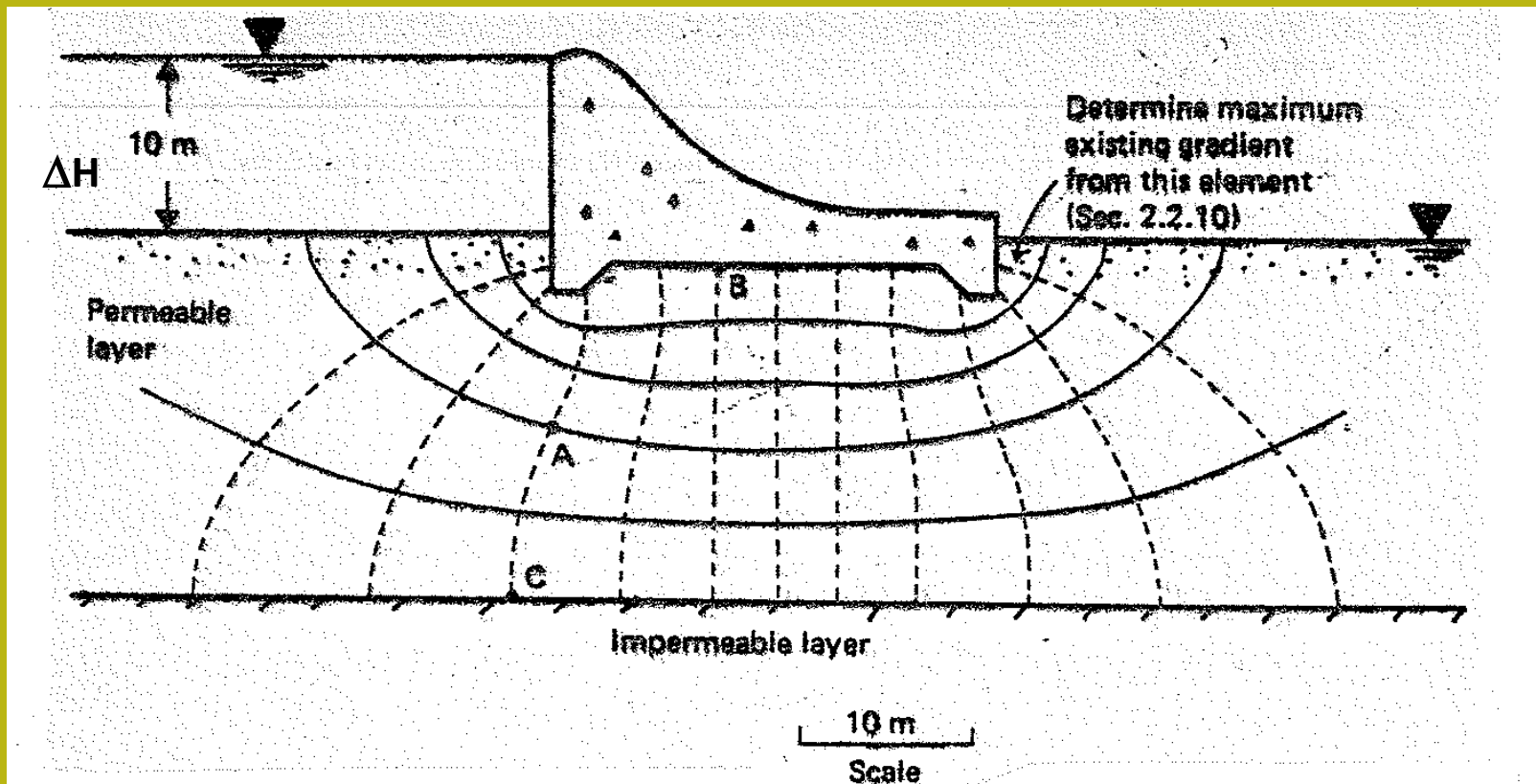


Video sulla costruzione pratica di un Flow net:

<https://www.youtube.com/watch?v=dtIr0Cfc98E>

(consiglio attivare sottotitoli in inglese..)

## Proprietà delle reti di flusso - esempio di applicazione

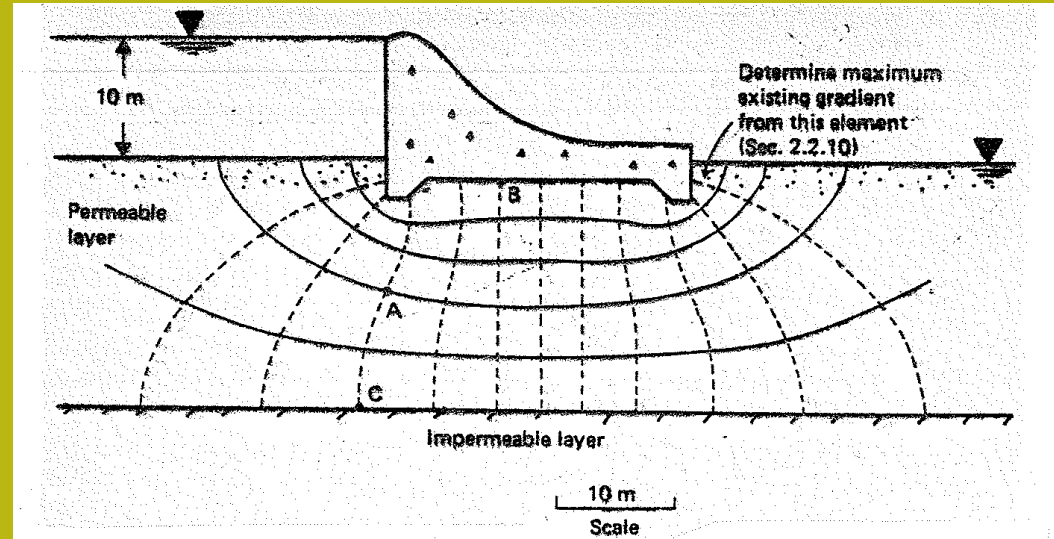
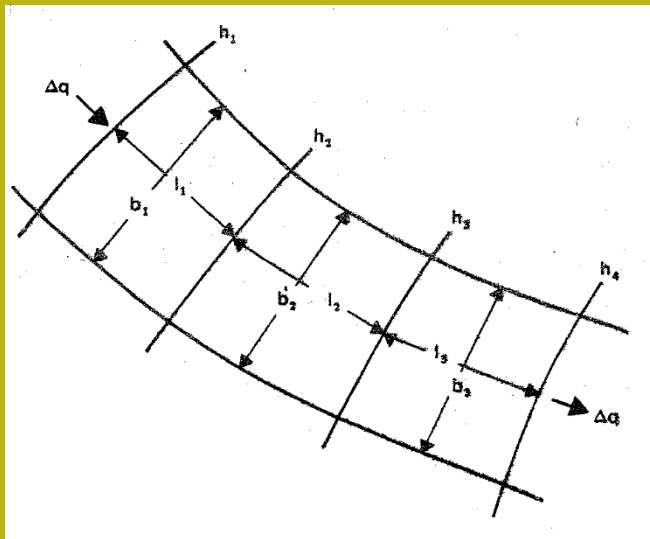


Nell'esempio della figura sopra abbiamo n. 5 canali di flusso ( $N_f = 5$ ) e 12 Linee equipotenziali ( $N_d = 12$ ). allora:

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

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).

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

$k$  = permeabilità (m/s)

$\Delta H$  = perdita di carica totale (m)

$N_d$  = numero di linee equipotenziali

$N_f$  = numero di canali di flusso

Se si assume una permeabilità dello strato  $k = 3 \times 10^{-6}$  m/s si ottiene:

$$q = 0.000003 \times 10 \times \frac{5}{12} = 0.0000123 \text{ m}^3/\text{s} = 1.062 \text{ m}^3/\text{day}$$

Se la struttura era larga 20 m, la portata totale sotto la struttura è:

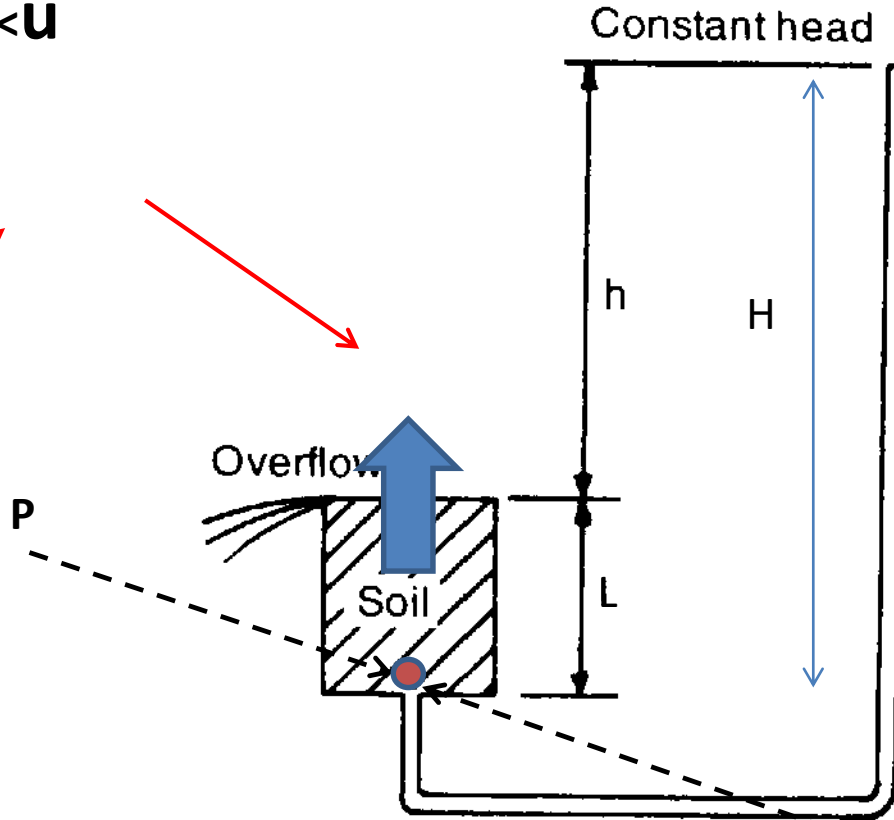
$$Q = q \times 20 = 1.062 \times 20 = 21.25 \text{ m}^3/\text{day}$$



# 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  
idrostatico

$$\gamma_w H = u$$



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

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

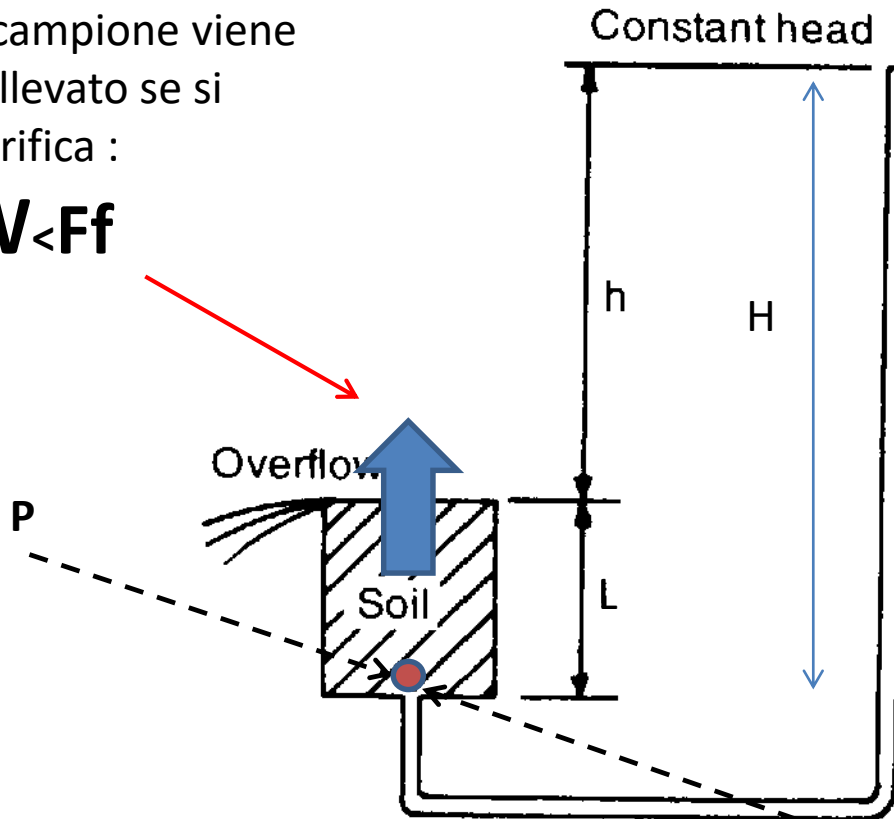
Alla base, al punto P la pressione di due tratti di colonne d'acqua di altezza  $h$  e  $L$ .

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 idrostatico  $\gamma_w H$ .

## 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 di **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:

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

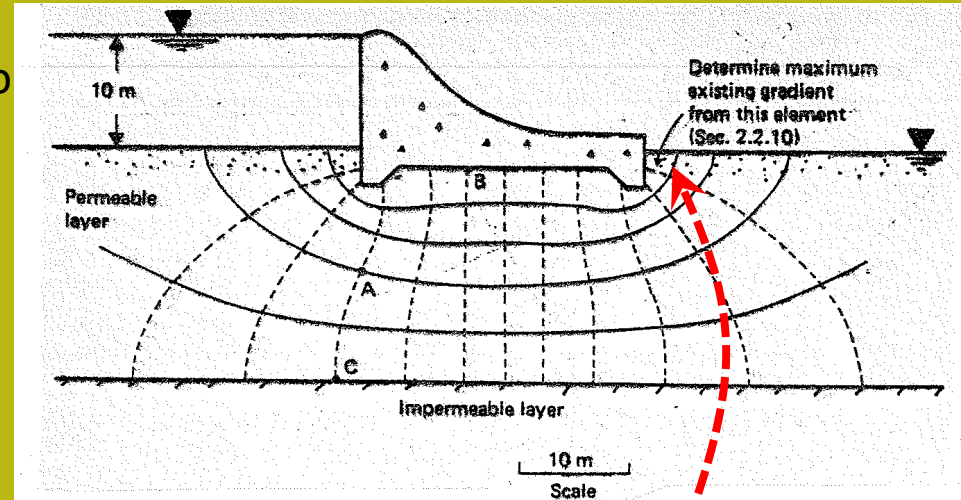
Dove  $i = h/L$  gradiente idraulico locale e  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$  e' peso unitario dell'acqua

# 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:



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

Donde:

$u_j$  Pressione idraulica (kPa) di filtrazione nel punto considerato

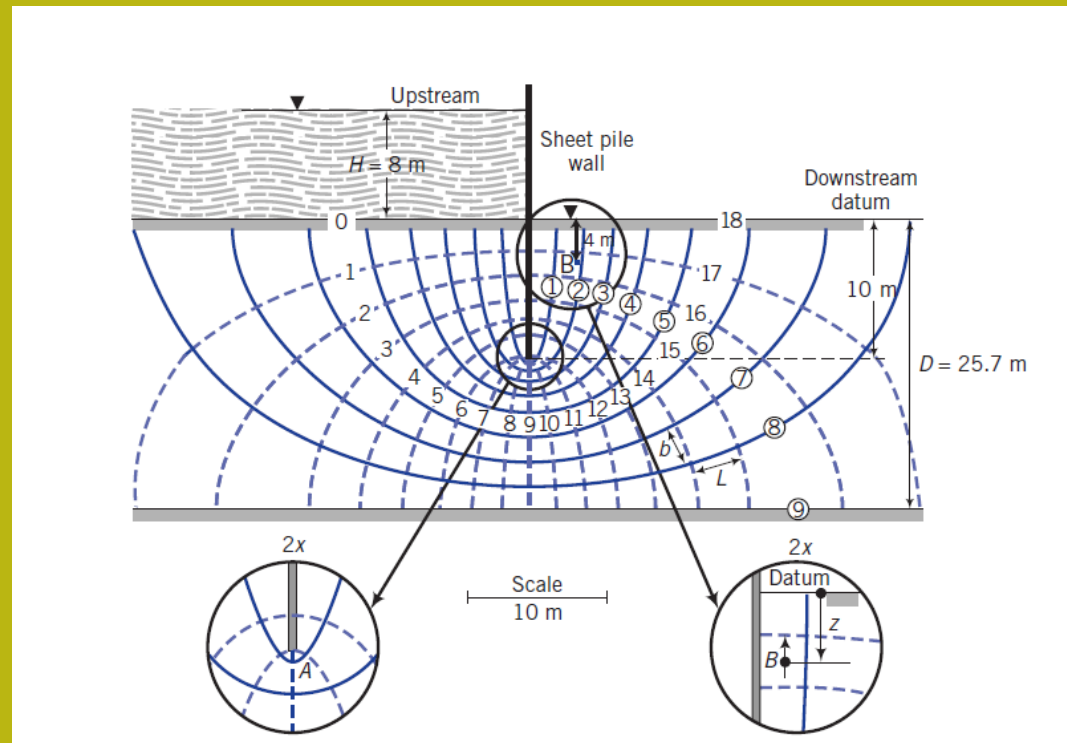
$h_{p_j}$  Carico idraulico netto (m) nel punto considerato

$\gamma_w$  Peso unitario acqua (kN/m<sup>3</sup>)

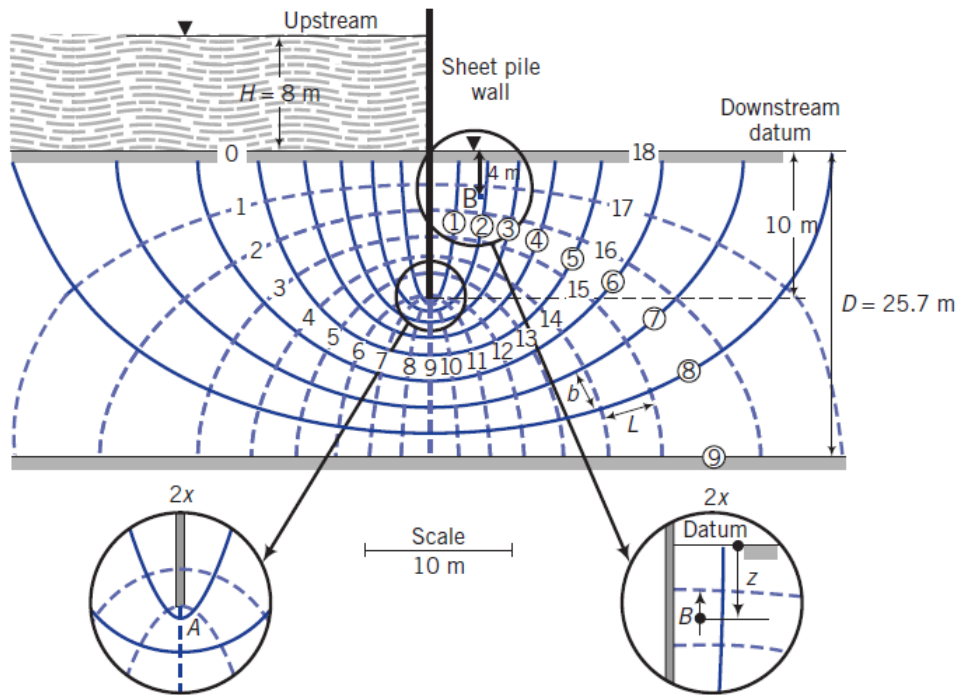
$\Delta H$  Perdita di carico idraulico (m) prodotta dalla struttura

$N_{d_j}$  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:**

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

$$\Delta H = 8m$$

$$N_{d_j} = 16.5$$

$$h_z = 4m$$

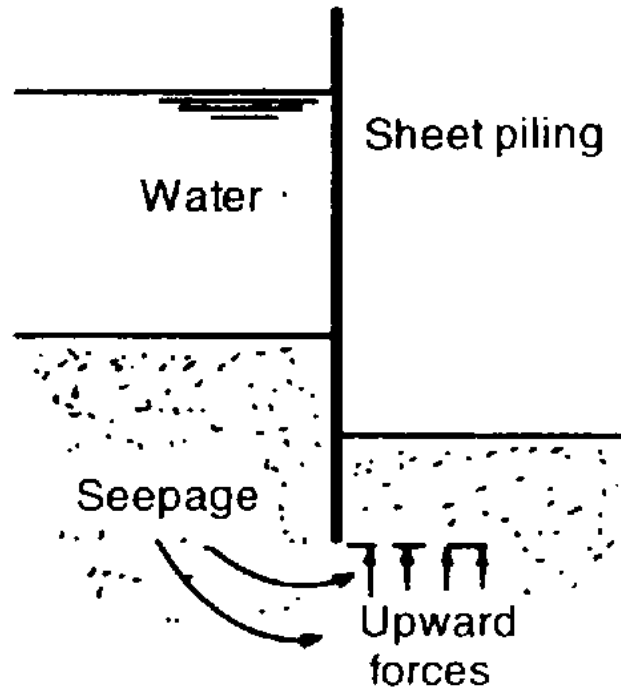
$$dh = \frac{\Delta H}{N_d} = \frac{8}{18} = 0.44m$$

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

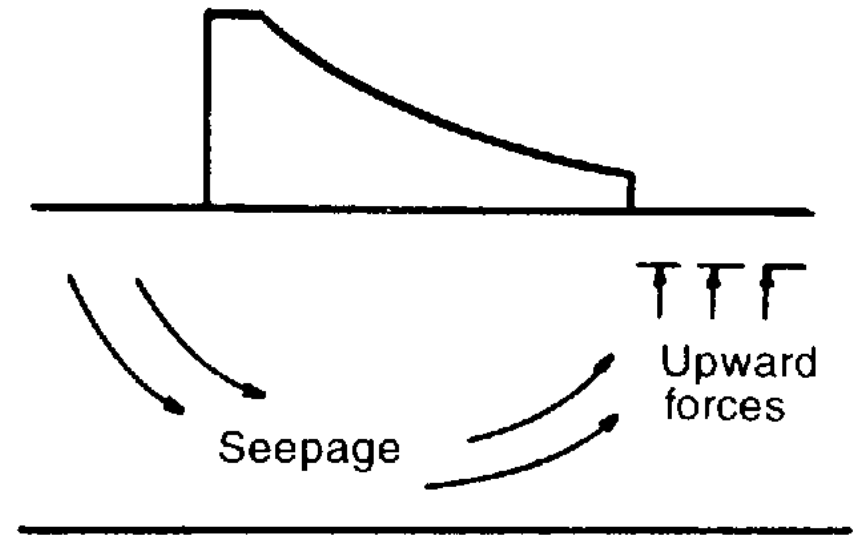
$$u_j = h_{p_j} \gamma_w = 4.67 * 9.81 = 45.8 (kPa)$$

**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.

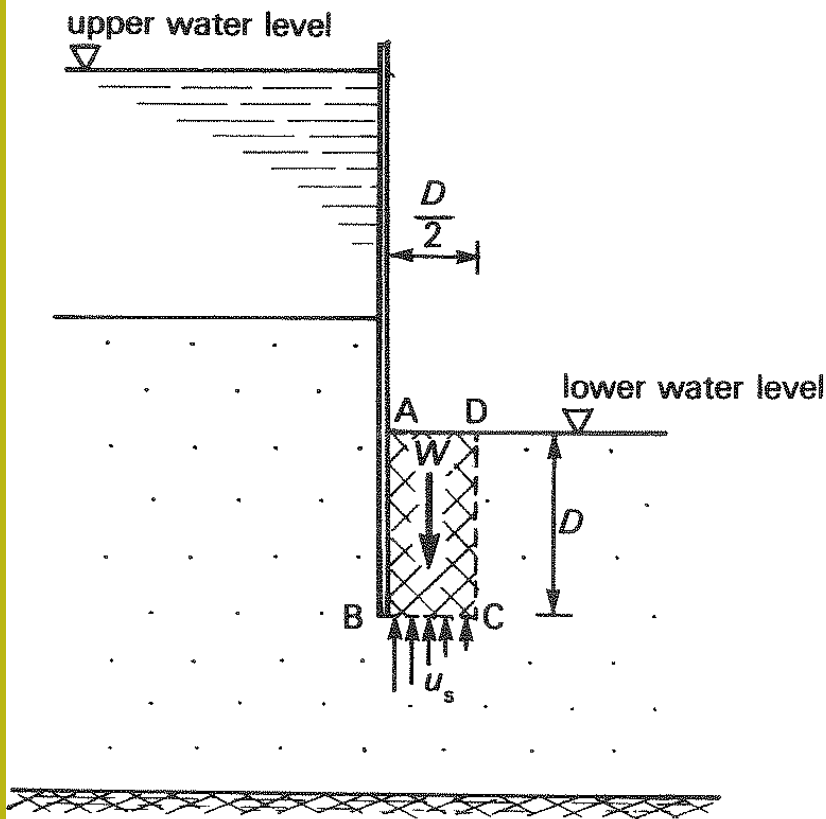


Fig. 5.27 Factor of safety against piping

## 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:



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

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



## 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 ...

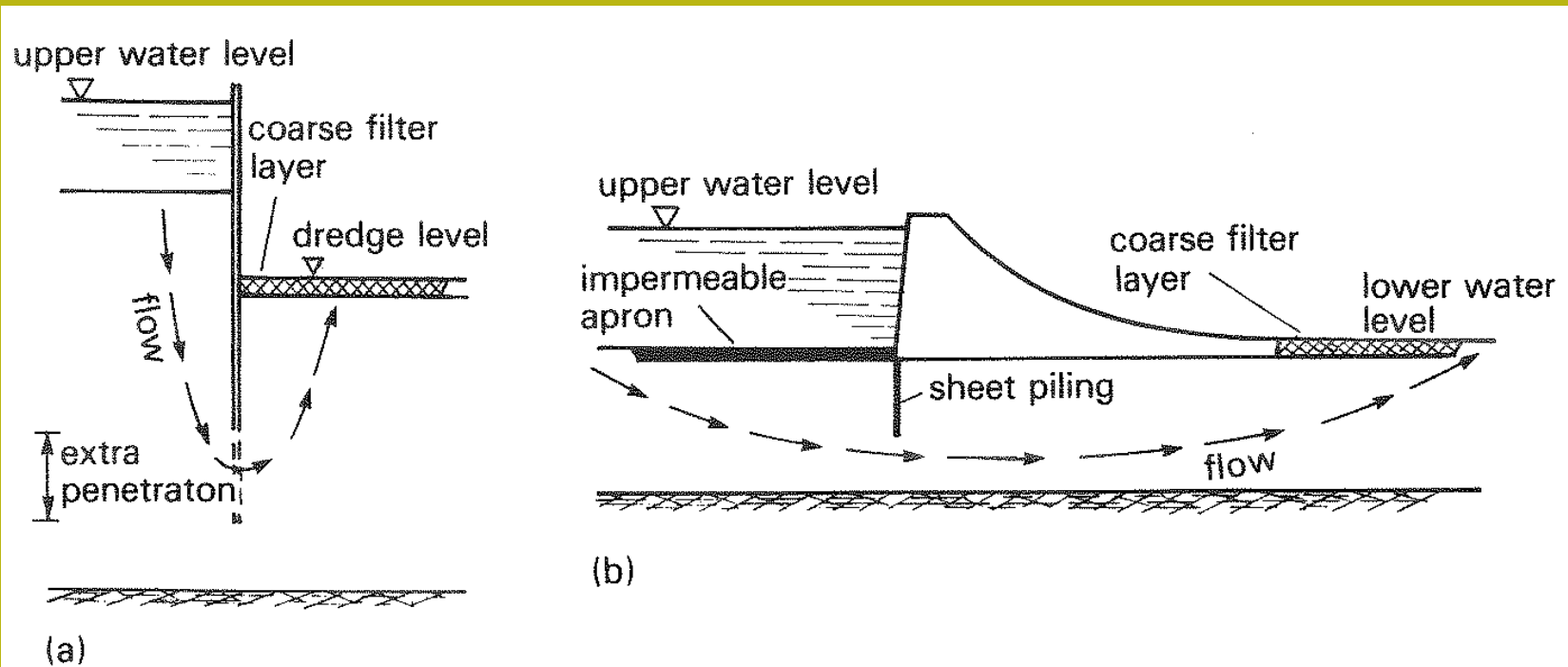
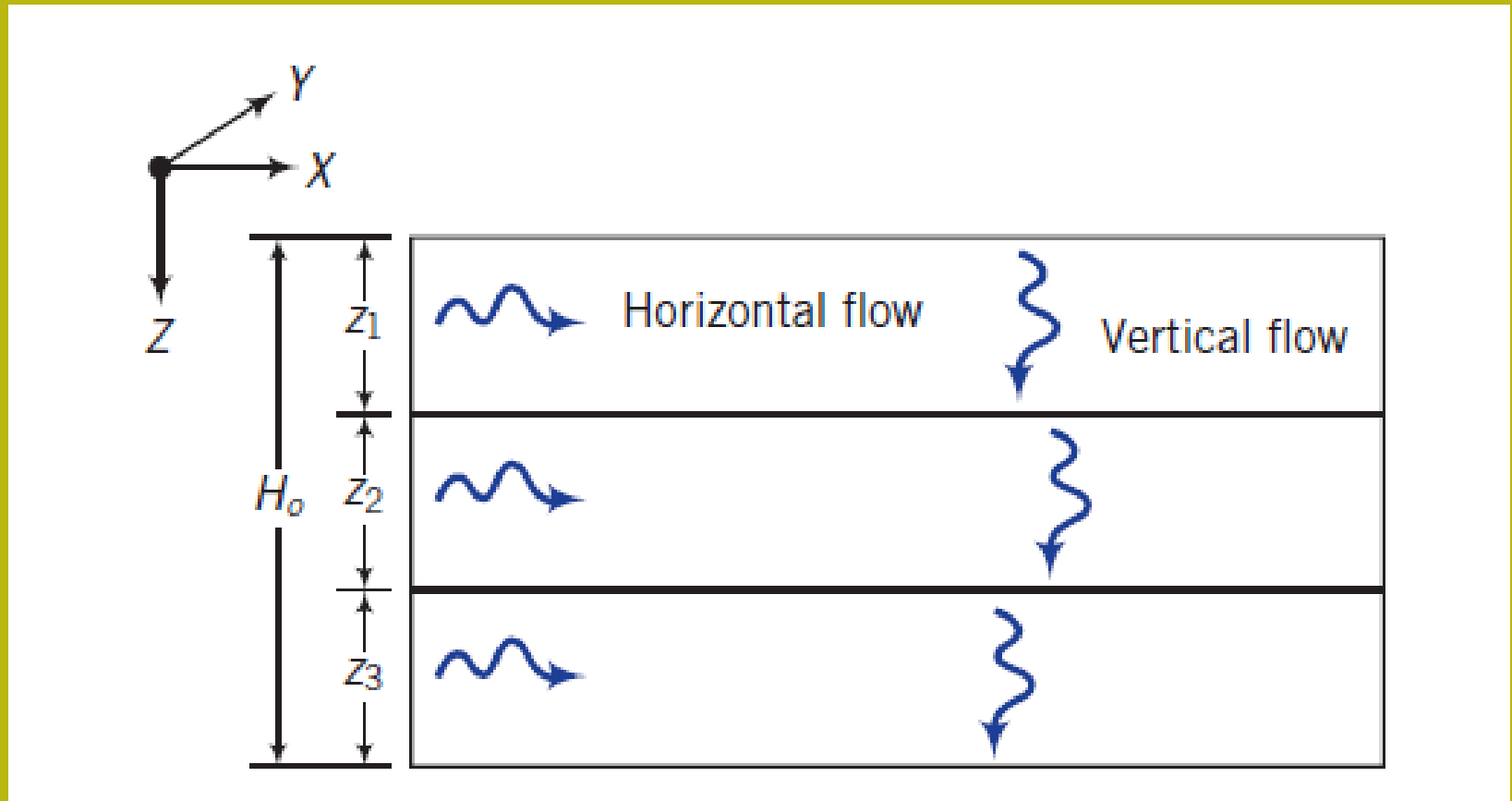


Fig. 5.28 Methods of improving seepage conditions  
(a) Cofferdam (b) Concrete or masonry dam

## 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:

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

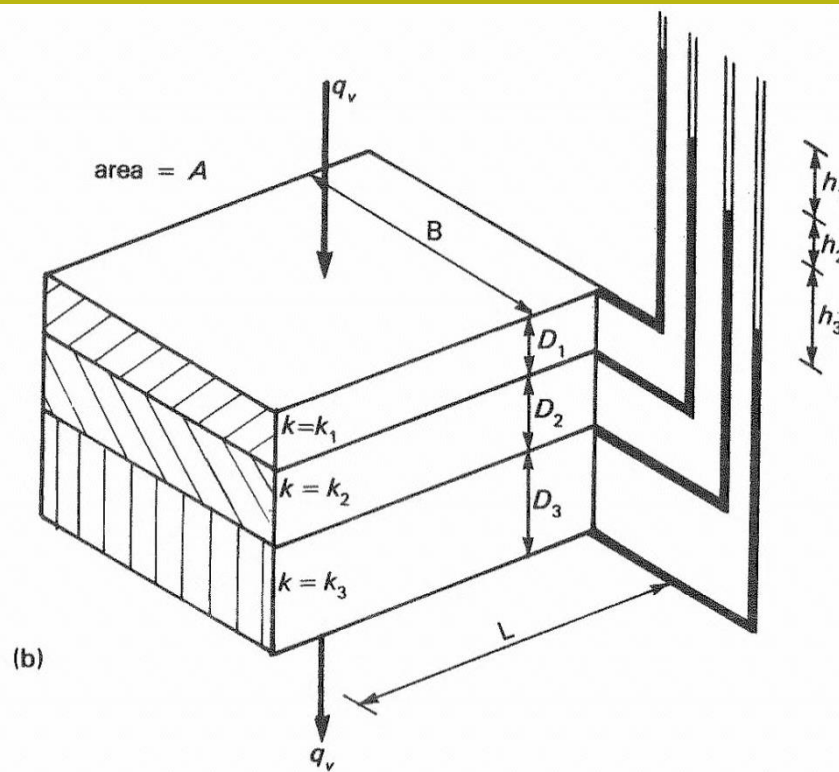
## Flusso in mezzo anisotropo reale

**Variazione del valore di permeabilità verticale con la profondità**

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

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

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



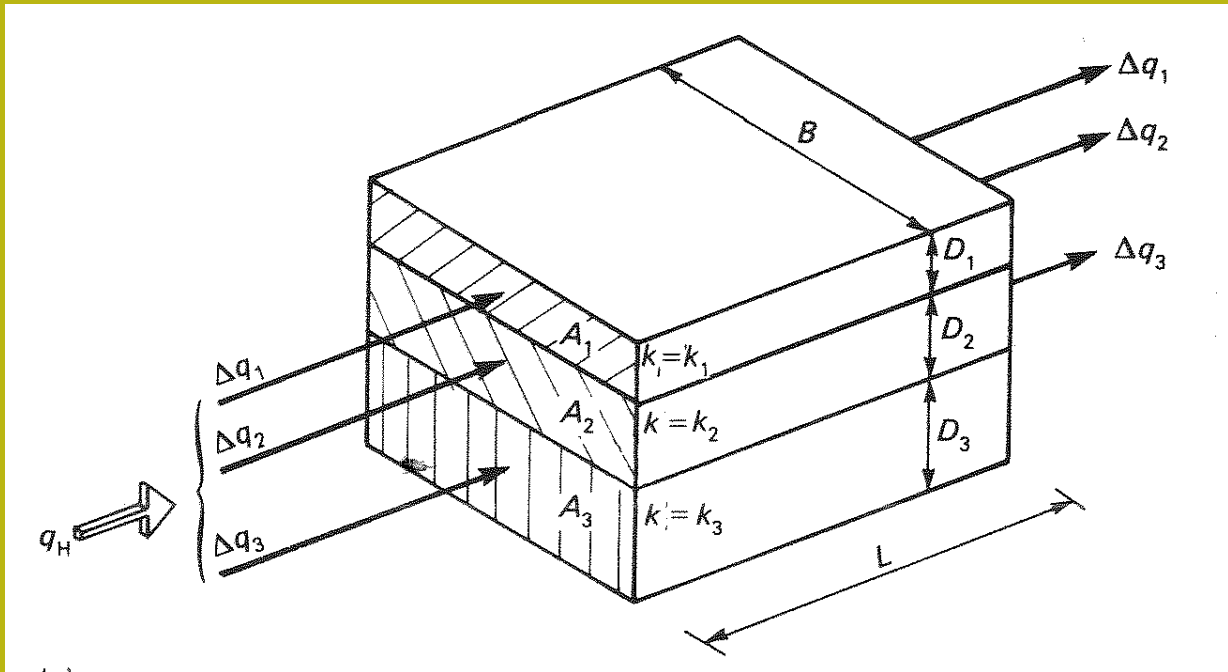
total head lost,  $\bar{h} = h_1 + h_2 + h_3$  and  $L = D_1 + D_2 + D_3$

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

**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).

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

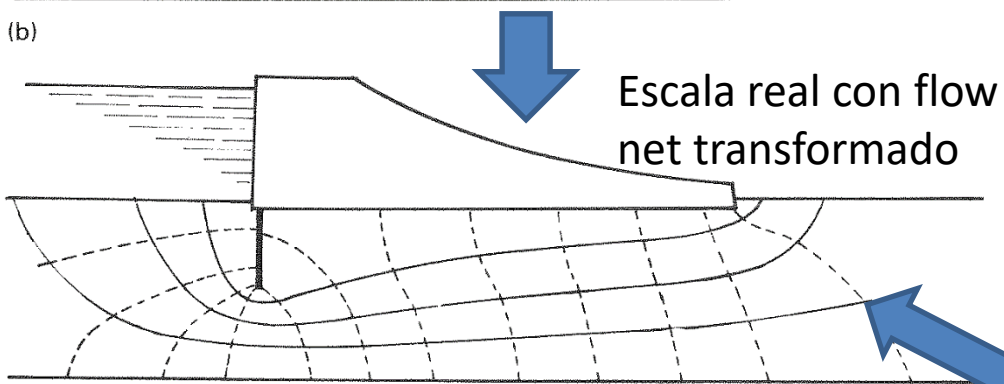
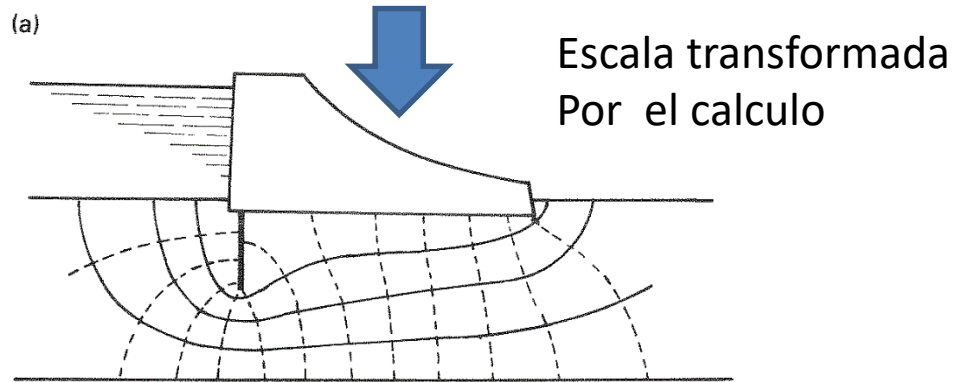
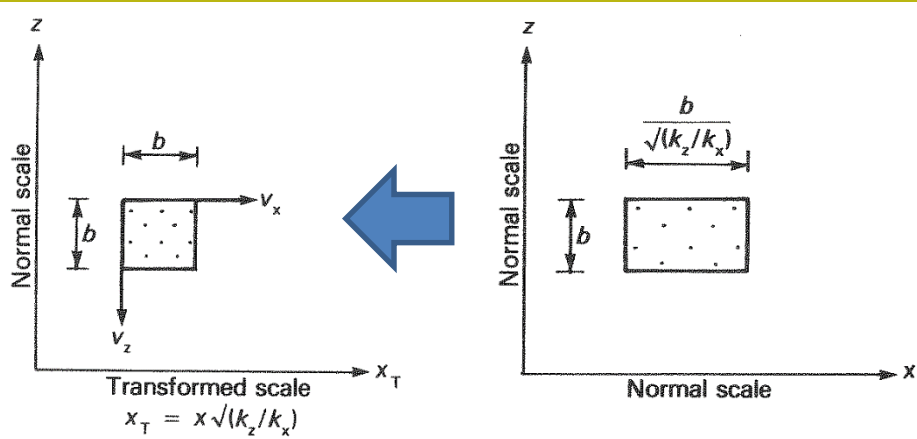
From eqn [5.28]:  $k_H = \frac{D_1 k_1 + D_2 k_2}{D_1 + D_2}$  ← **Permeabilità orizzontale**

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

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

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

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



(c) **Flow net re-drawn to normal scale**

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 flusso con 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

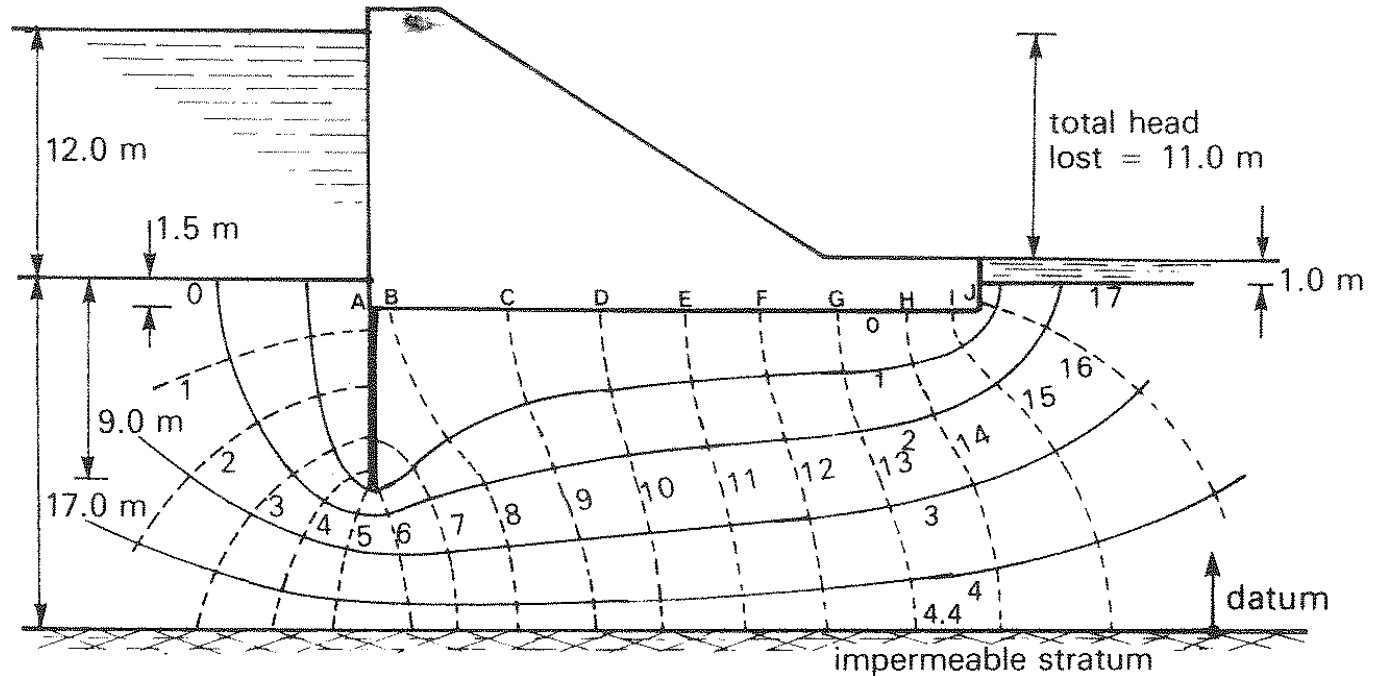


Fig. 5.19

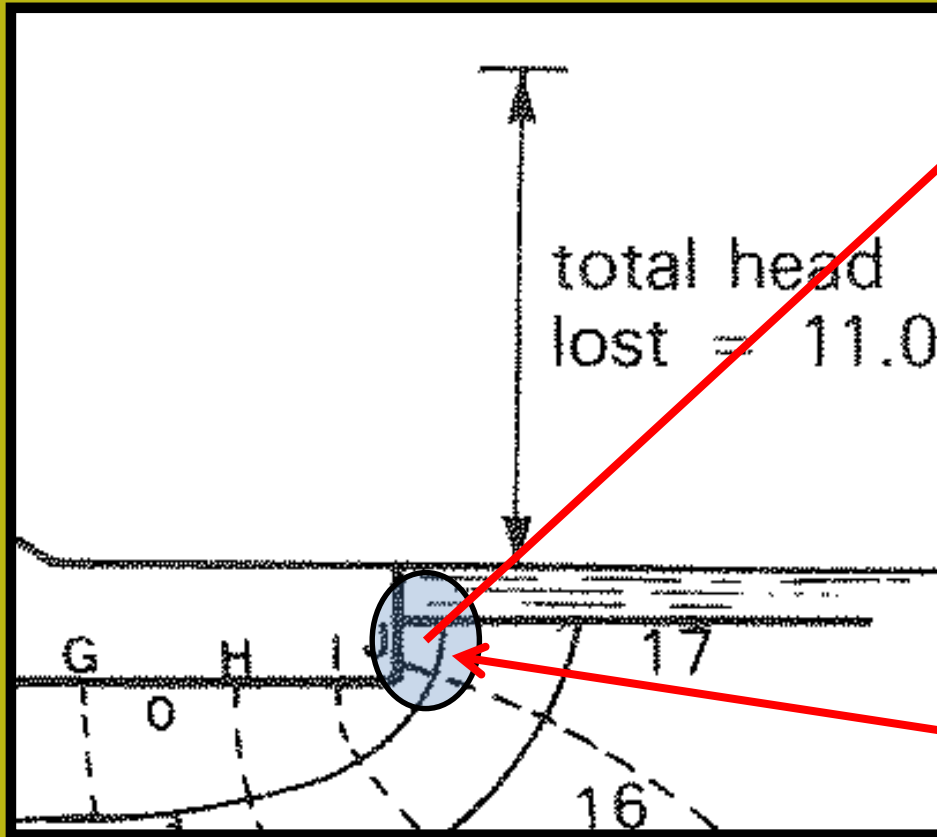
(a) The seepage quantity will, therefore, be:

$$q = kH \frac{N_f}{N_e} \quad K = 5.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

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

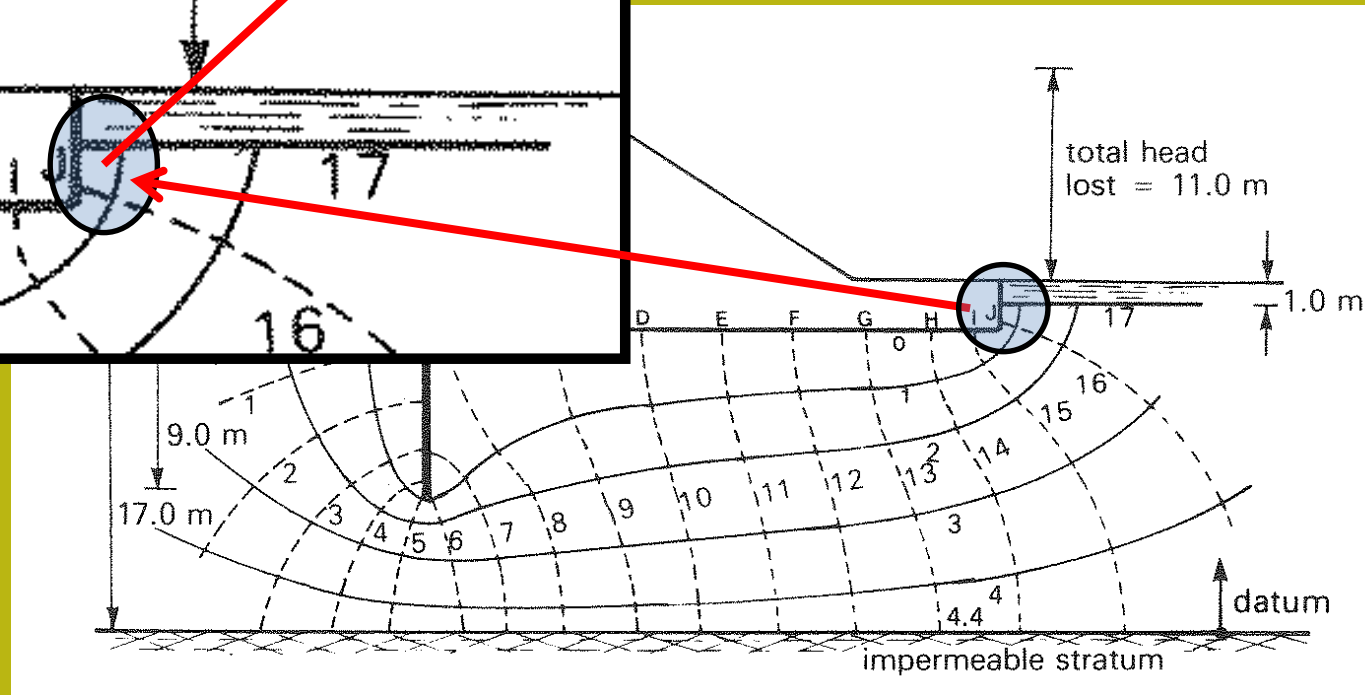
$$\text{or } q = 0.533 \text{ m}^3/\text{hr per m}$$

Nell'esempio precedente calcola il gradiente di output  $i_{exit}$ ...

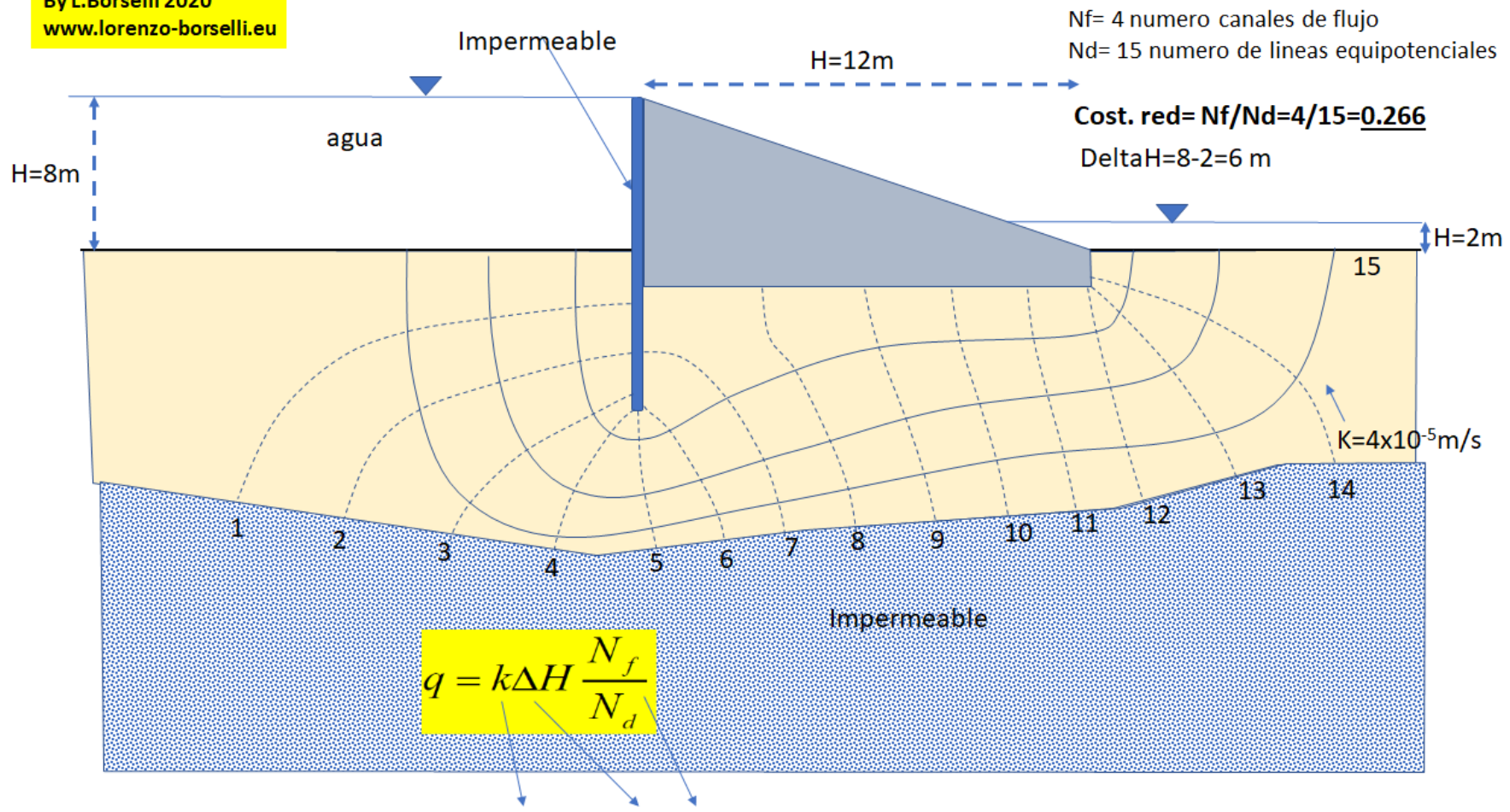


$$i_{exit} = \frac{\Delta H}{N_d dl_{exit}} = \frac{11}{17 \times 0.8} = \frac{dh_{exit}}{dl_{exit}} = \frac{0.647}{0.8} = 0.81$$

$$i_{exit} = 0.81$$







Esempio disegno manuale di rete di flusso (by - L.B.)

$$dh = \Delta H / Nd = 6 / 15 = 0.4 \text{ m}$$

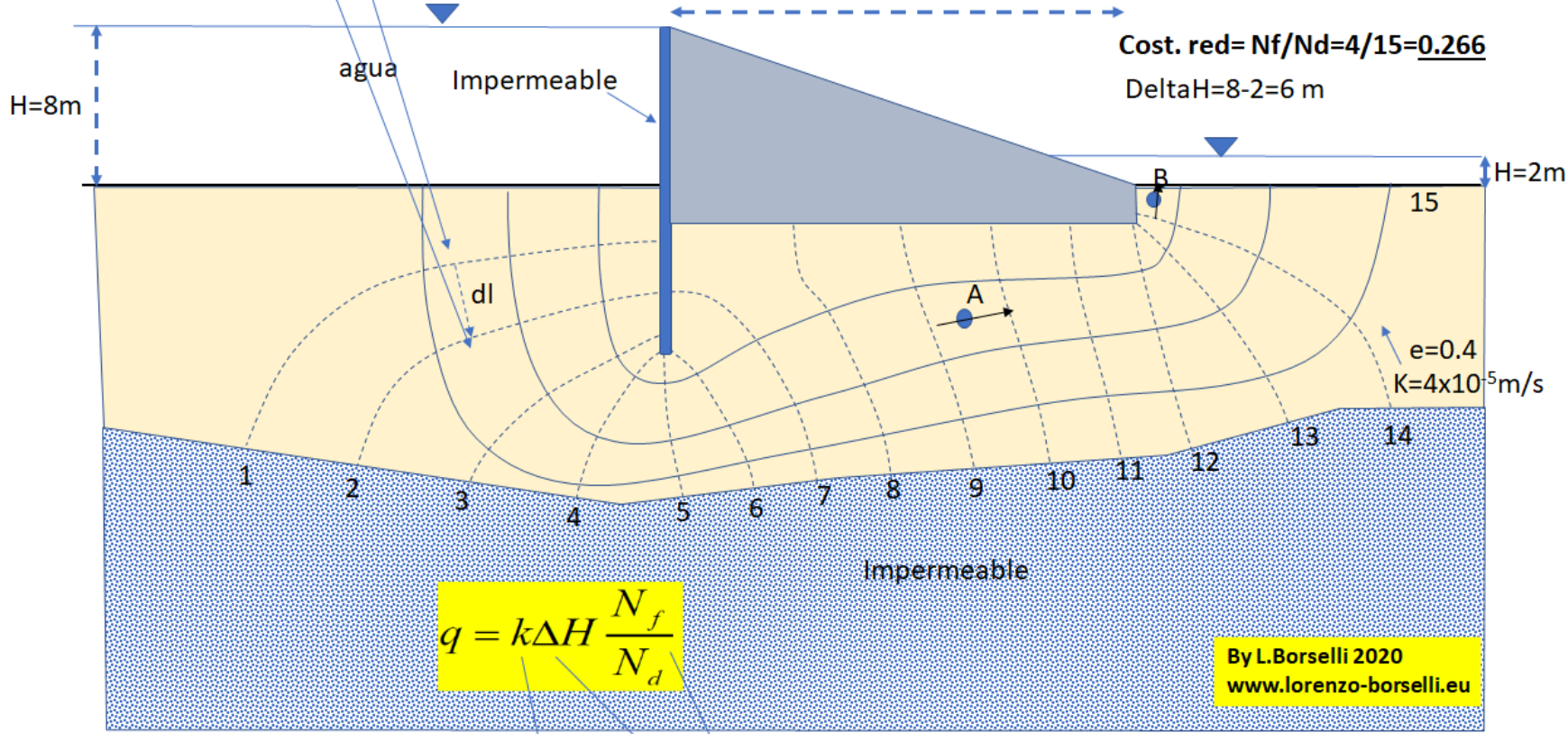
$$I_{cr} = (2.65 - 1) / (1 + e) = 1.65 / 1.4 = 1.18$$

$$i = dh/dl \begin{cases} iA = 0.4/3 = 0.13 \\ iB = 0.4/2 = 0.2 \text{ (exit)} \end{cases}$$

Nf = 4 numero canales de flujo  
Nd = 15 numero de lineas equipotenciales

$$\text{Cost. red} = Nf / Nd = 4 / 15 = 0.266$$

$$\Delta H = 8 - 2 = 6 \text{ m}$$



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

By L.Borselli 2020  
www.lorenzo-borselli.eu

V=Ki

$$q = 4 \times 10^{-5} \times 6 \times 0.266 = 6.38 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 5.51 \text{ m}^3/\text{day}$$

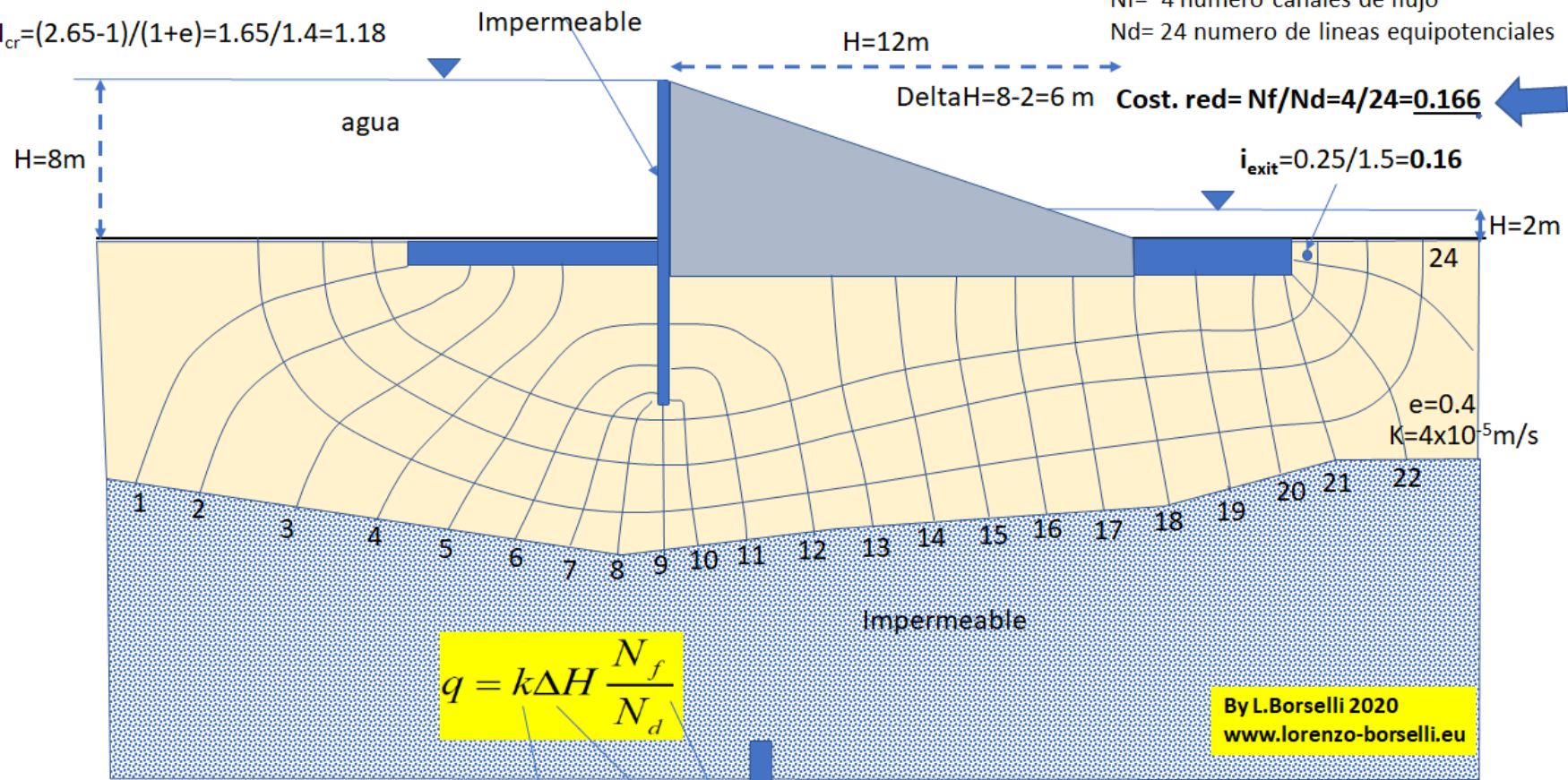
Segundos en un dia 86400

Esempio calcolo gradiente critico, gradiente di uscita e portata unitaria di filtrazione (by - L.B.)

$$dh = \Delta H / Nd = 6 / 24 = \underline{0.25\text{m}}$$

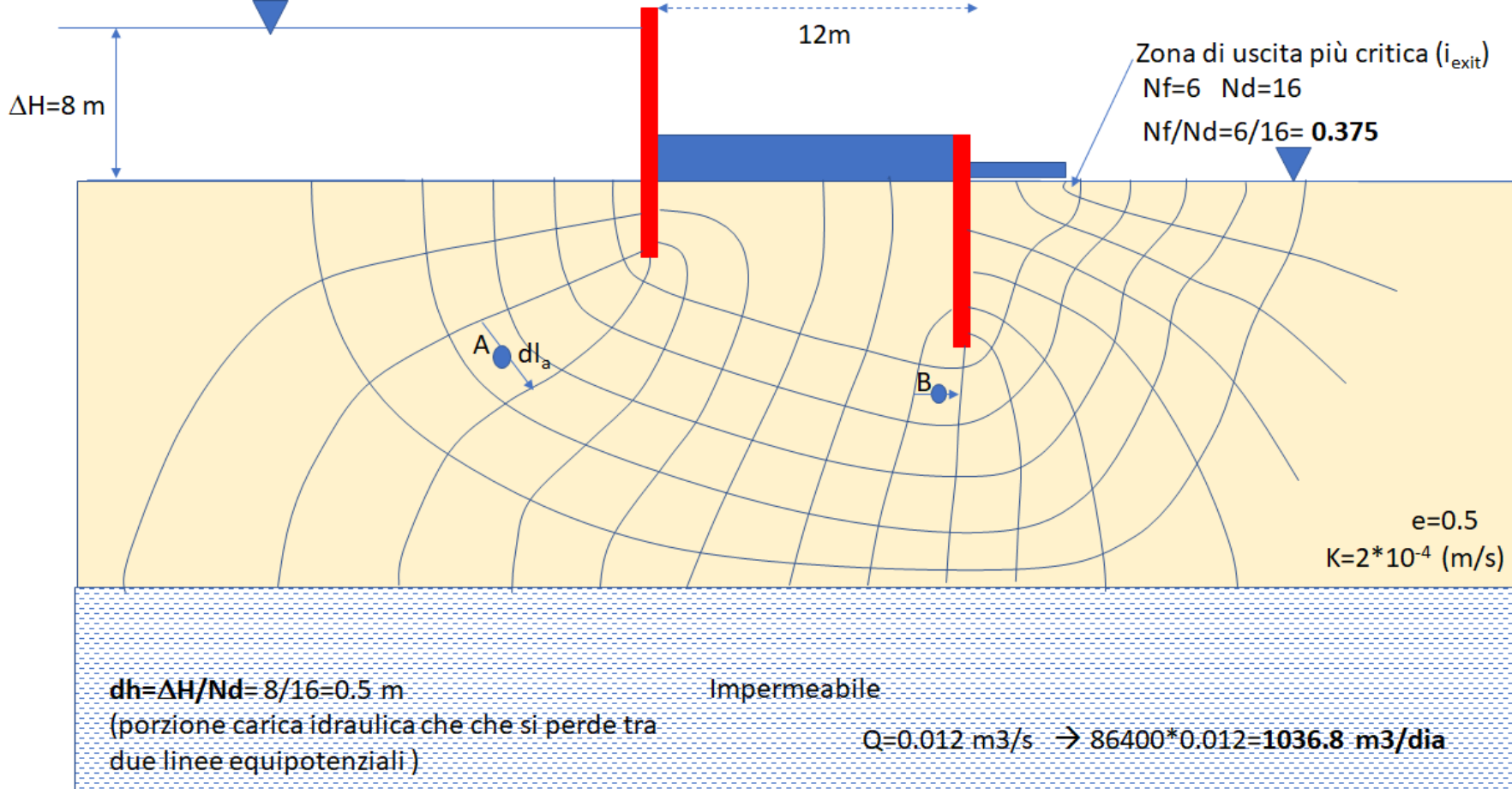
$$I_{cr} = (2.65 - 1) / (1 + e) = 1.65 / 1.4 = 1.18$$

Nf = 4 numero canales de flujo  
Nd = 24 numero de lineas equipotenciales



$$q = 4 \times 10^{-5} \times 6 \times \underline{0.166} = 3.97 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 3.43 \text{ m}^3/\text{day} \quad \text{Segundos en un dia 86400}$$

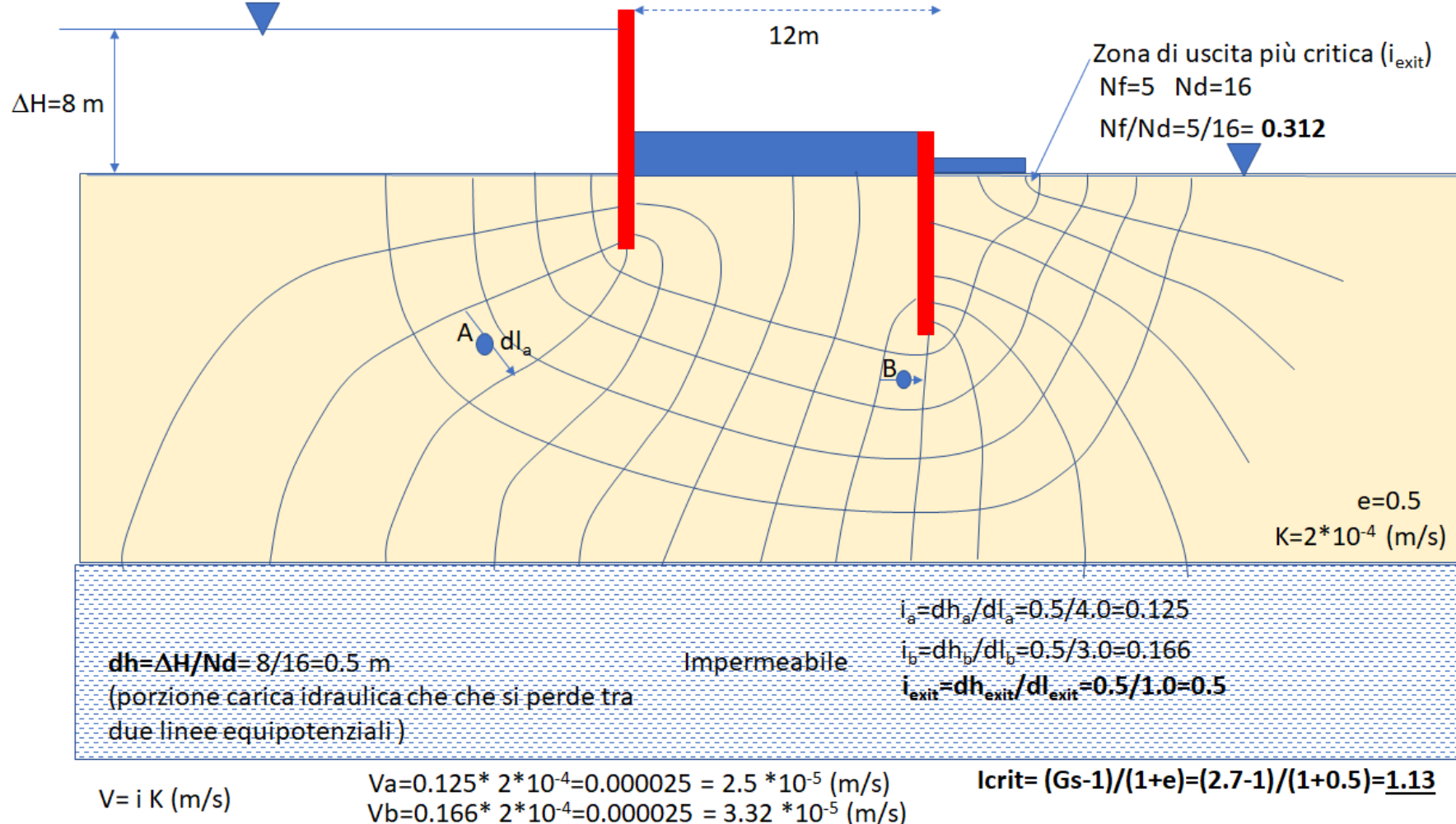
Esempio calcolo gradiente critico, gradiente di uscita e portata unitaria di filtrazione successiva a inserimento a paratie orizzontali impermeabili (by - L.B.)



$q = K \cdot \Delta H \cdot (N_f/N_d) = (2 \cdot 10^{-4}) \times 8.0 \times 0.375 = 0.0006 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Portata di filtrazione unitaria (per metro di larghezza)....

Con una struttura con 20 m di larghezza:  
 $Q = q \cdot 20 = 0.012 \text{ m}^3/\text{s} = 12 \text{ litros/s}$

Esempio calcolo portata unitaria di filtrazione (by - L.B.)  
 (contiene qualche errore di disegno)

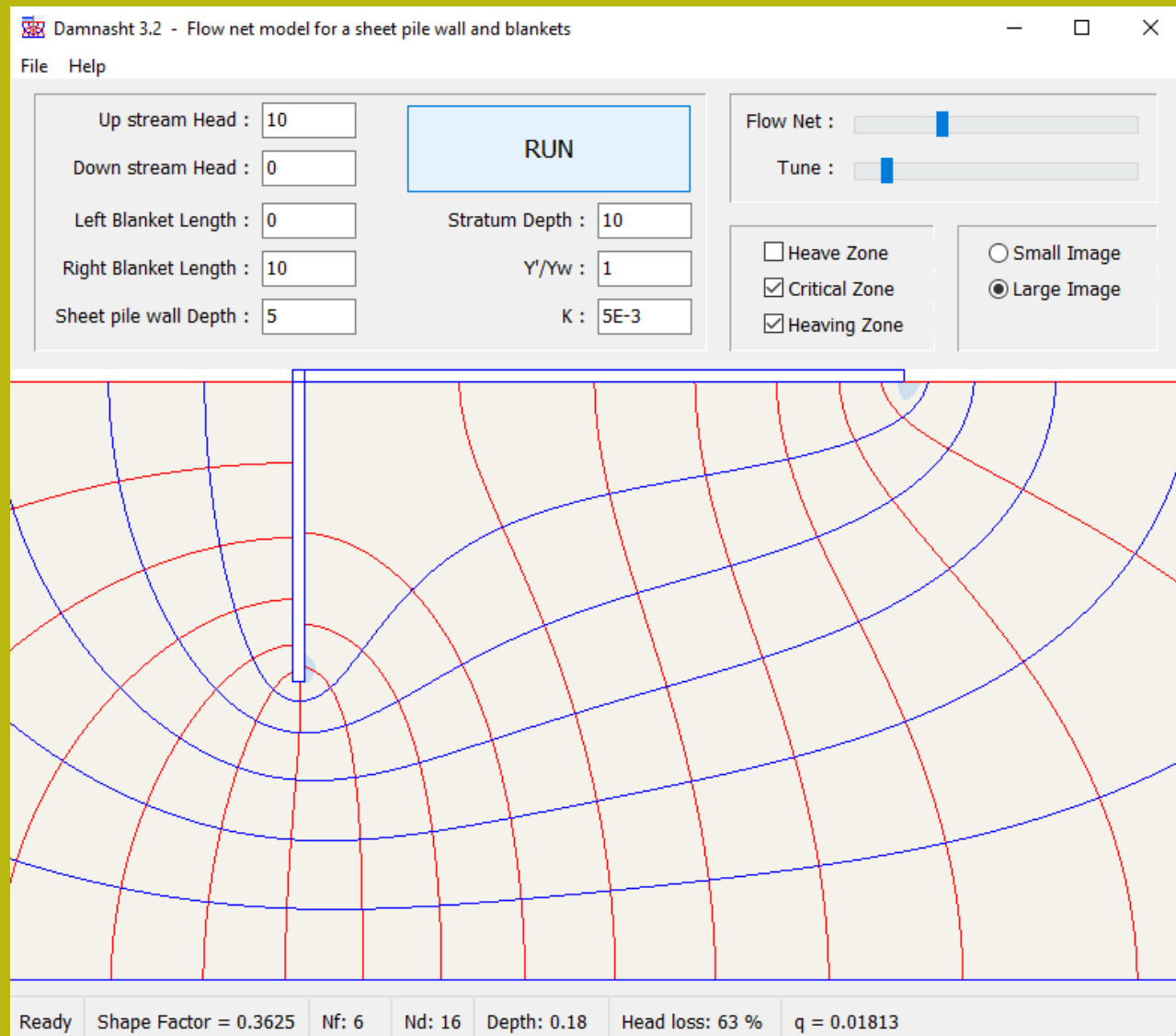


Esempio calcolo gradiente critico , di uscita e velocità di filtrazione locale (by - L.B.) – notare la variazione della costante di forma, rispetto allá slide precedente, con una correzione nel disegno della rete. ( effetti della incertezza del disegno manuale )

$q=K \cdot \Delta H \cdot (N_f/N_d) = (2 \cdot 10^{-4}) \times 8.0 \times 0.312=0.00049 \text{ m}^3/\text{s}$   
**Portata unitaria di filtrazione**

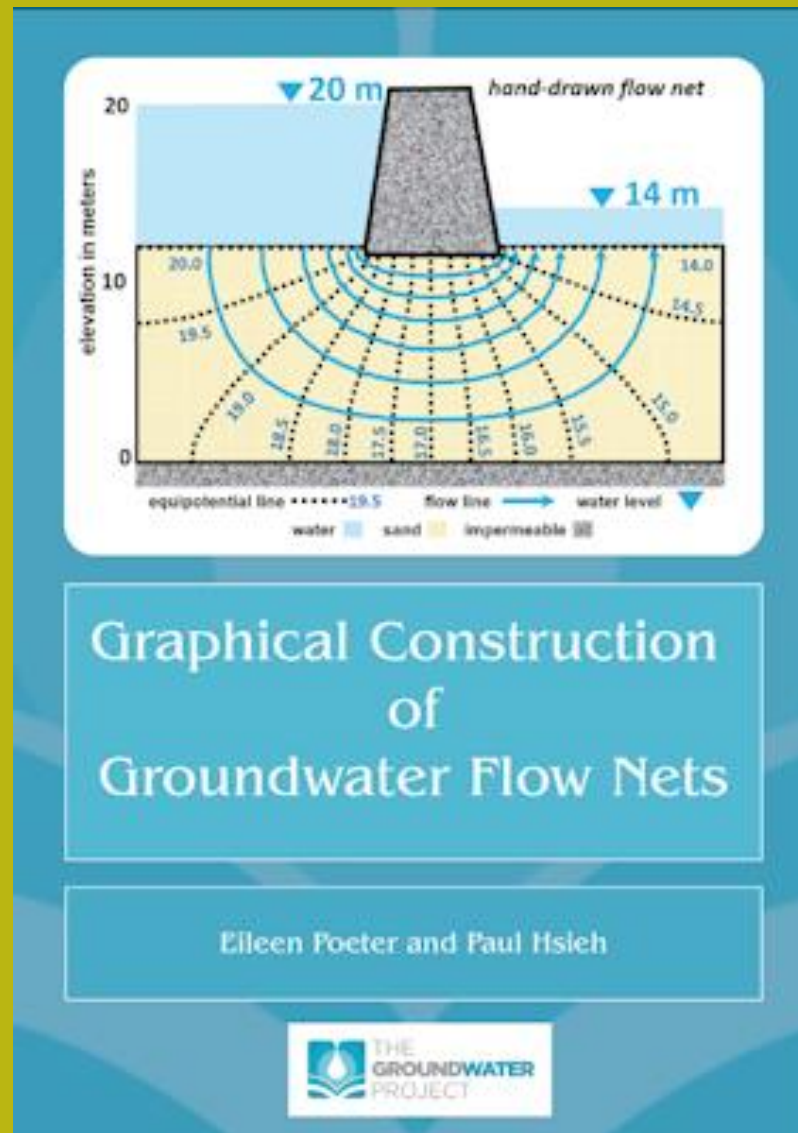
$Q=0.0098 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 86400 \cdot 0.0098=846.72 \text{ m}^3/\text{day}$

Strumento Freeware per costruire Flow net elementari:  
software **Damnast 3.2** <https://www.mazdapardazesh.com/geotechnics/#B1>



Un ottimo libro (in PDF) per il download gratuito che descrive il metodo di costruzione dei **Flow Nets**

<https://gw-project.org/books/graphical-construction-of-groundwater-flow-nets/>



## **Lecture additional recommended:**

- **Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9 . (Capitoli 7 e 8 )**
- **Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1 . (cap. 13)**
- **Budhu M.(2015). Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7. (capitolo 4)**
- **Scesi, L., & Gattinoni, P. (2009). Water circulation in rocks. Springer Science & Business Media. ISBN 978-90-481-2416-9 , DOI 10.1007/978-90-481-2417-6**
- **Poeter E., Hsieh P., (2020). Graphical Construction of Groundwater Flow Nets. Groudwater project editions. Pp. 67. ISBN: 978-1-7770541-3-7.**



# B - teoria e pratica del processo di consolidazione

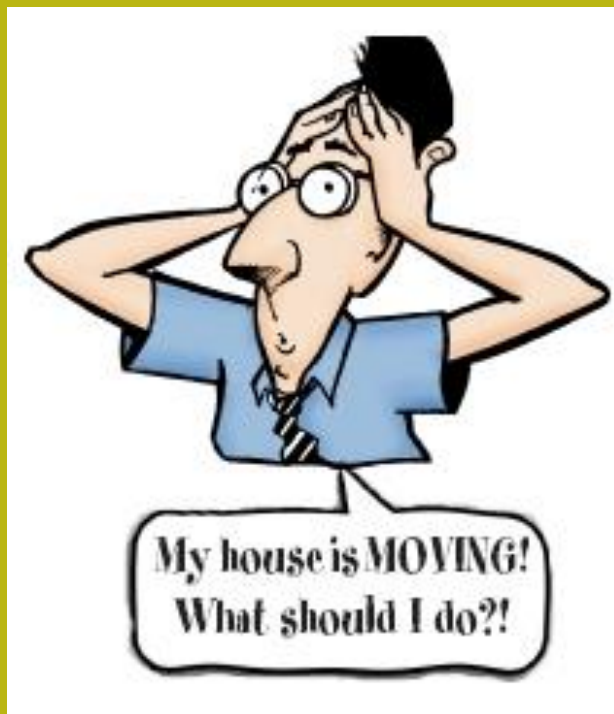


Uno dei problemi più difficili nell'ingegneria geotecnica è sicuramente la previsione degli cedimenti di una fondazione caricata.

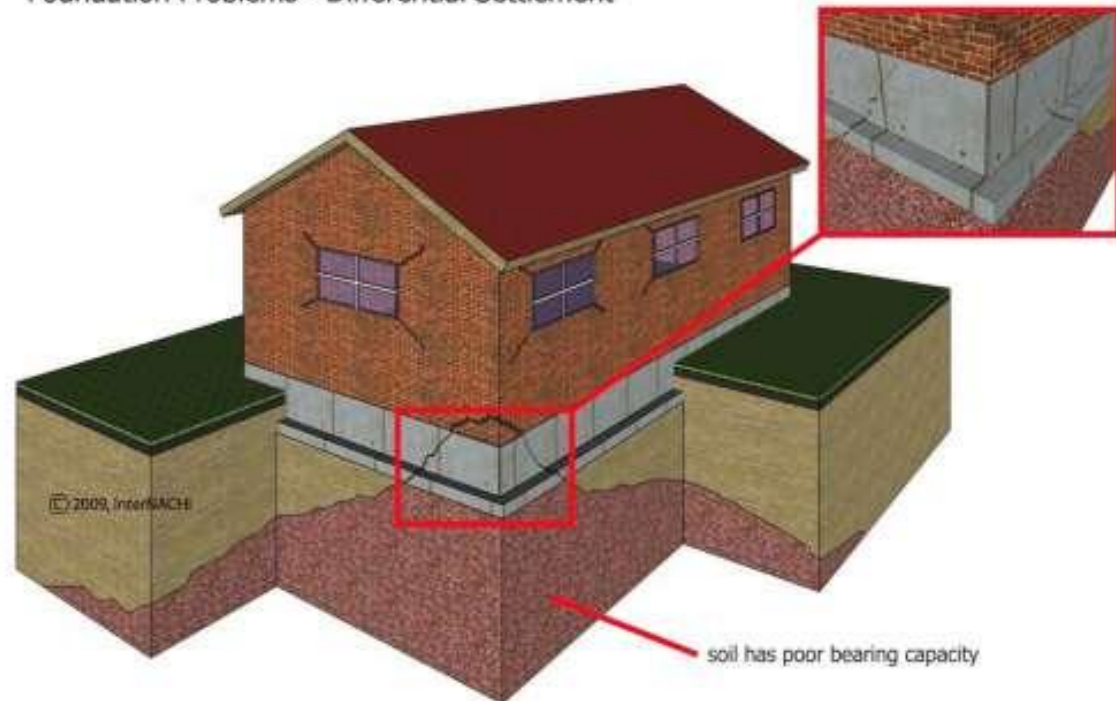
Il problema ha due punti chiave:

- 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 ci 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

$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

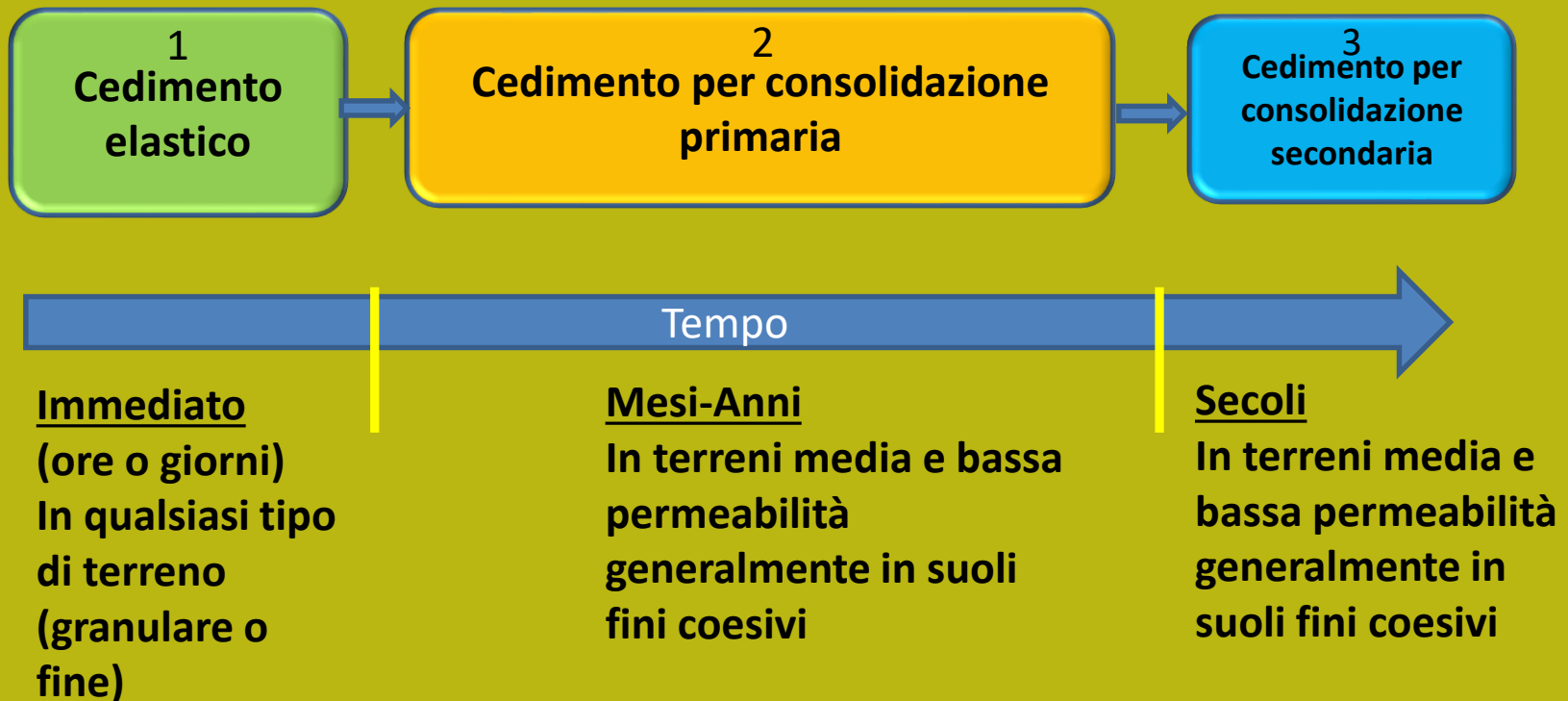
where  $S_T$  = total settlement

$S_c$  = primary consolidation settlement

$S_s$  = secondary consolidation settlement

$S_e$  = elastic settlement

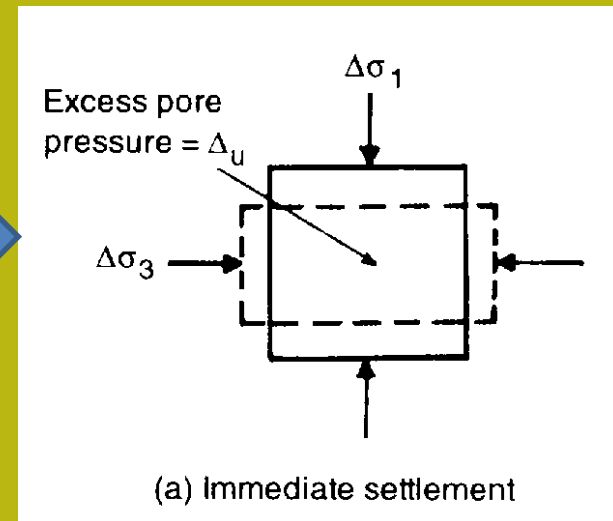
Fasi:



## Cedimenti: definizioni.

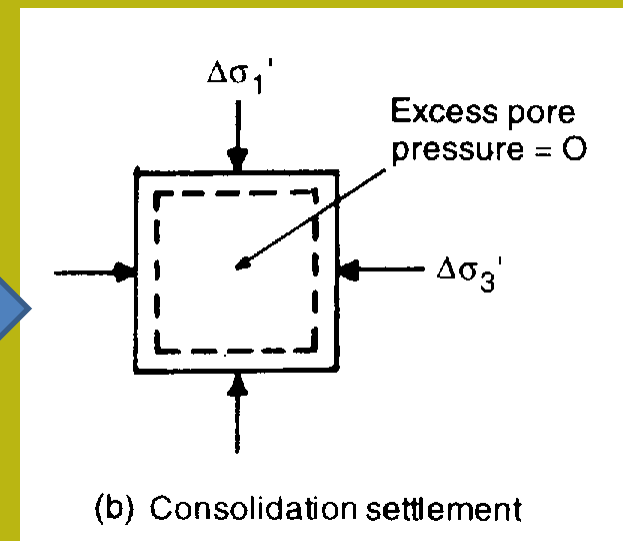
### Cedimento elastico o immediato

*La compressione si verifica immediatamente dopo l'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 altre deformazioni (es. Orizzontale)*

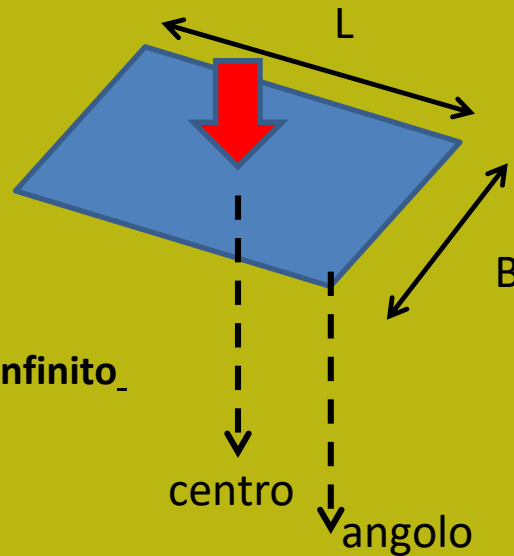


### Cedimenti per consolidazione primaria (in suoli saturi)

*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

$\mu$  = 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

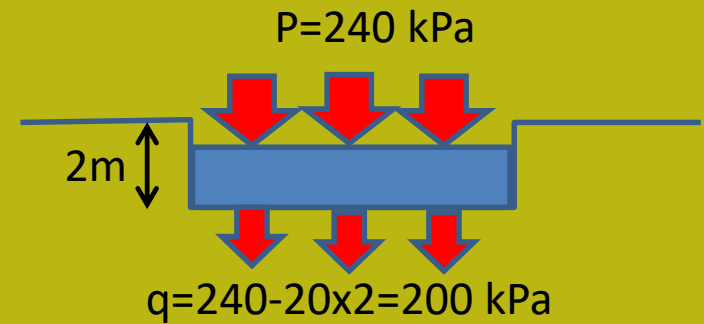
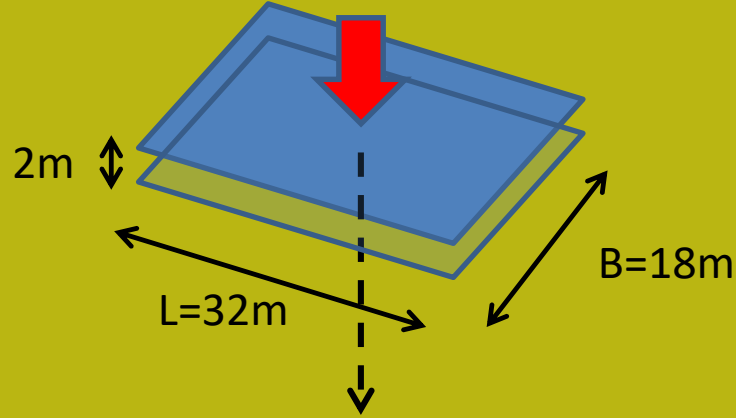
Shape	Flexible*			Rigid†	
	Centre	Corner	Average		
Circle	1.00	0.64	0.85	0.79	
Rectangle					
$\frac{L}{B}$	1.0	1.122	0.561	0.946	0.82
1.5	1.358	0.679	1.148	1.06	
2.0	1.532	0.766	1.300	1.20	
3.0	1.783	0.892	1.527	1.42	
4.0	1.964	0.982	1.694	1.58	
5.0	2.105	1.052	1.826	1.70	
10.0	2.540	1.270	2.246	2.10	
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	$\nu$
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/m<sup>2</sup> 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  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

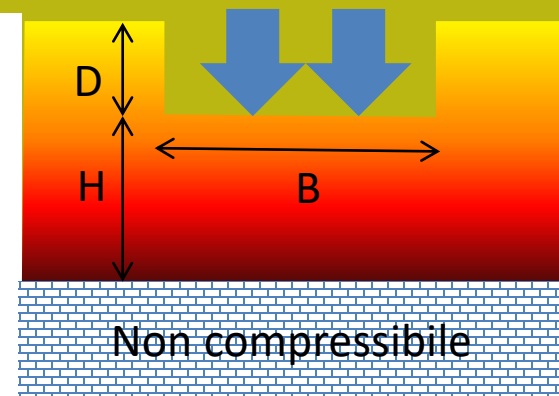
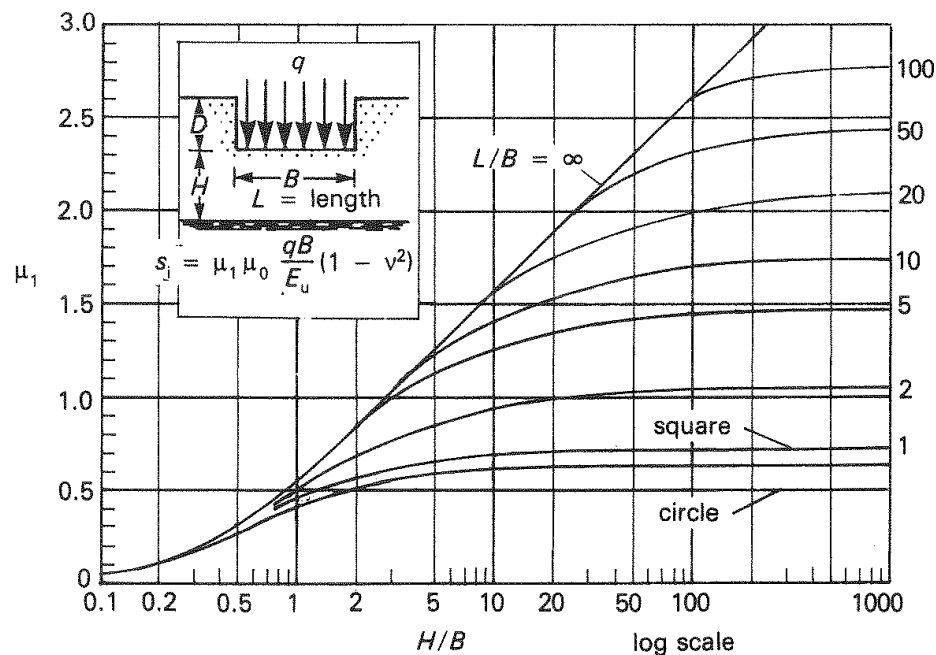
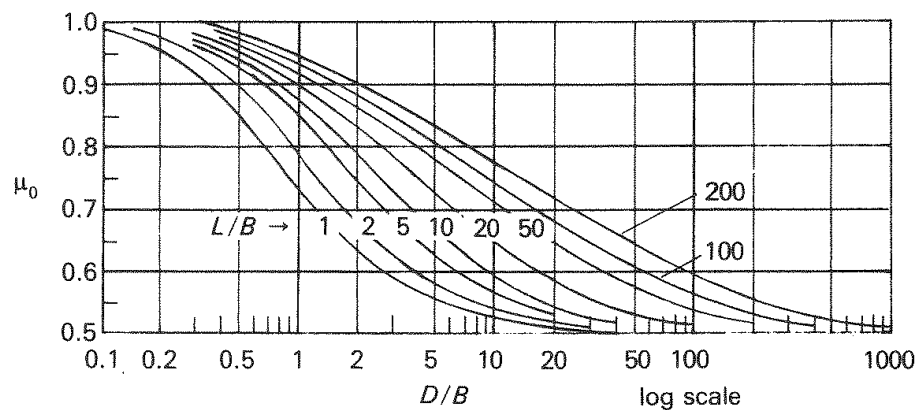
$$\text{Immediate settlement, } s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E_u} I_\rho$$

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

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

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

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

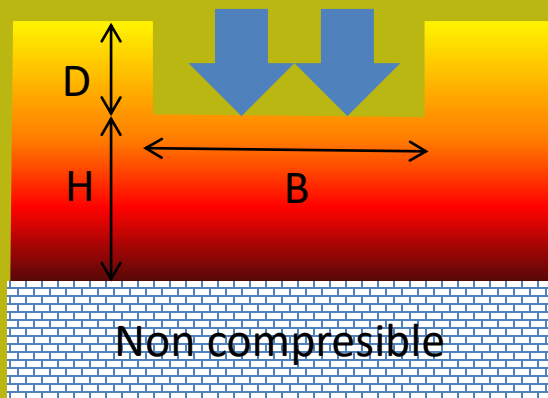


**Calcolo di cedimento elastico sotto una fondazione**  
**Sopra uno strato finito elastico.**  
**Método Janbu 1956**

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]



## Esempio di calcolo con metodo di Janbu

**Worked example 10.2** A foundation of dimensions  $6 \times 3$  m, is to transmit a uniform net contact pressure of  $175 \text{ kN/m}^2$  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:  $\frac{D}{B} = \frac{1.5}{3.0} = 0.5$      $\frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$

$$\mu_0 = 0.9$$

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.7$$

$$\frac{L}{B} = 2$$

$$\mu_1 = 0.55$$

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					$F_1$ $F_2$
	1	2	5	10	$\infty$	
0.5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10
	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10	
1	0.16	0.18	0.13	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	0.13
	0.06	0.10	0.14	0.15	0.13	
3	0.36	0.40	0.38	0.37	0.37	0.16
	0.05	0.08	0.13	0.15	0.16	
4	0.41	0.48	0.48	0.47	0.45	0.16
	0.04	0.07	0.12	0.15	0.16	
5	0.44	0.53	0.55	0.54	0.52	0.16
	0.03	0.06	0.11	0.14	0.16	
6	0.46	0.57	0.61	0.60	0.58	0.16
	0.02	0.05	0.10	0.14	0.16	
8	0.48	0.61	0.69	0.69	0.66	0.16
	0.02	0.04	0.08	0.12	0.16	
10	0.48	0.64	0.75	0.76	0.73	0.16
	0.02	0.03	0.07	0.11	0.16	

$L$  = length

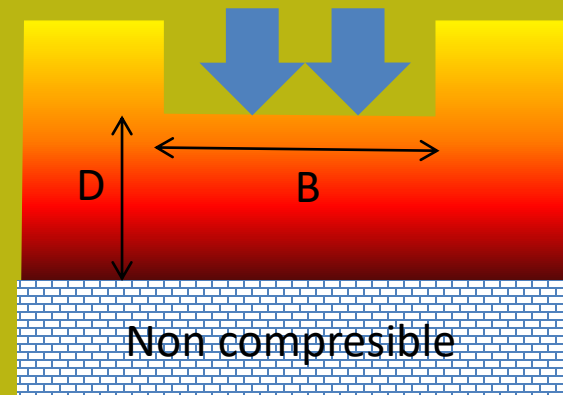
$B$  = breadth  $D$  = depth below foundation

After Steinbrenner (1934)

## Metodo Steibrenner

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

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

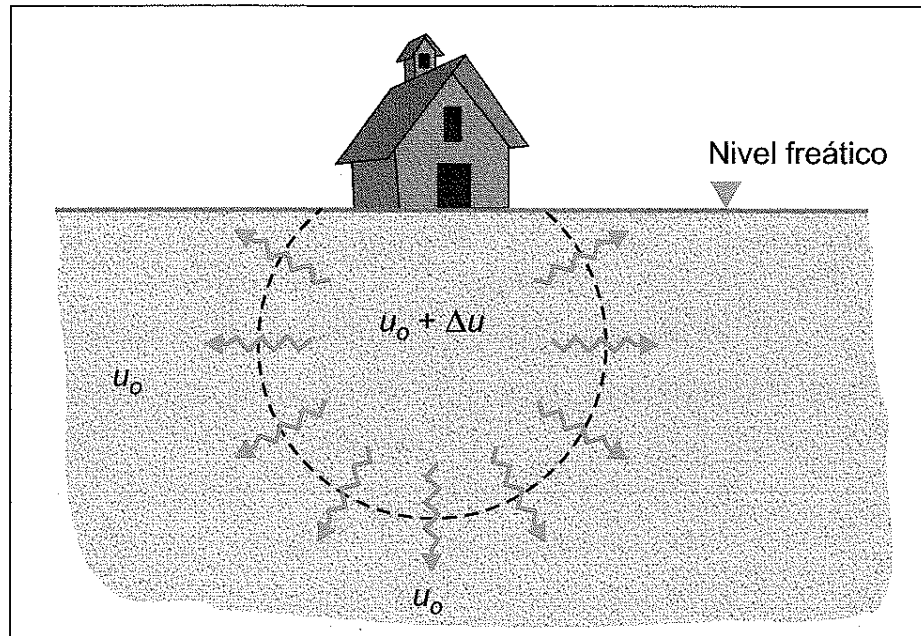


**Calcolo di cedimento elastico sotto una fondazione  
Sopra uno strato finito elastico.  
Método Steinbrenner 1934**

# 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:

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

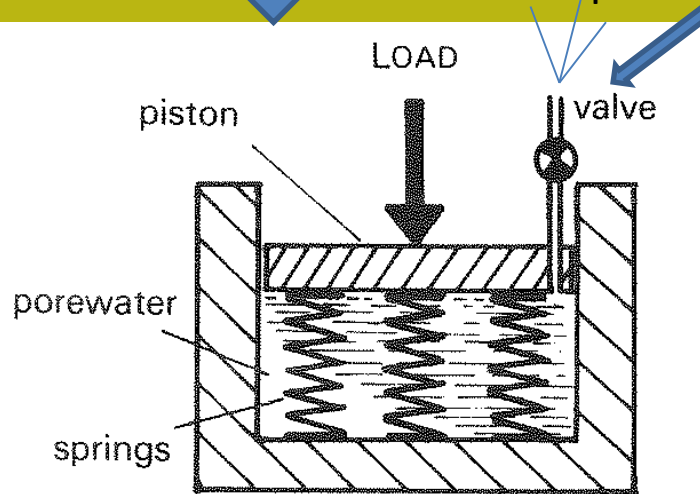
— Por lo tanto:

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

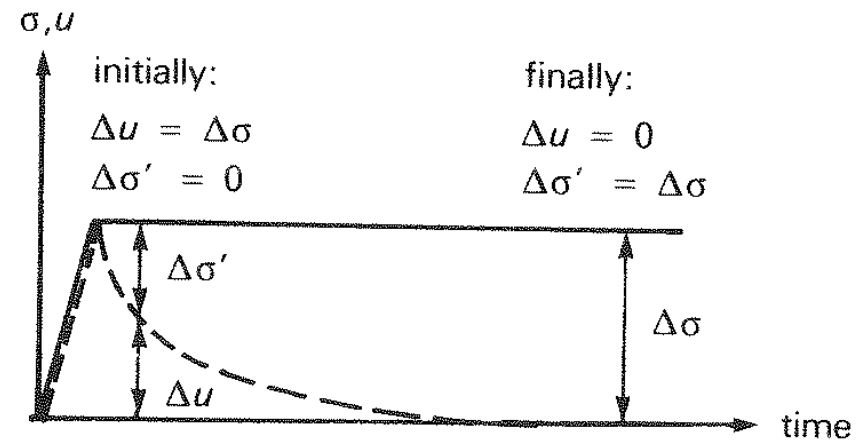
Aumento della pressione dei pori  
Dopo l'applicazione del carico

## 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)

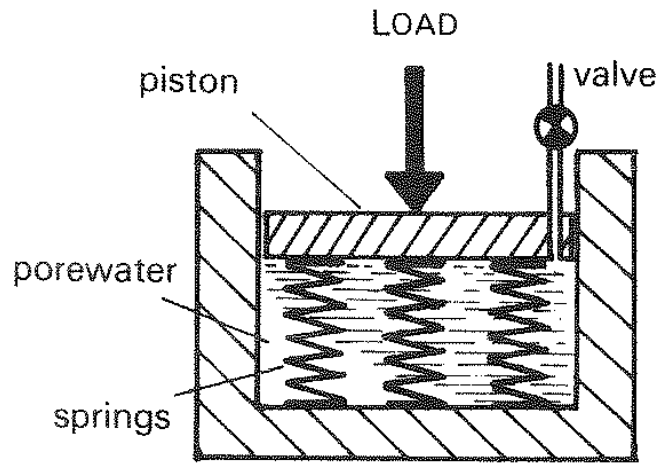


(b)

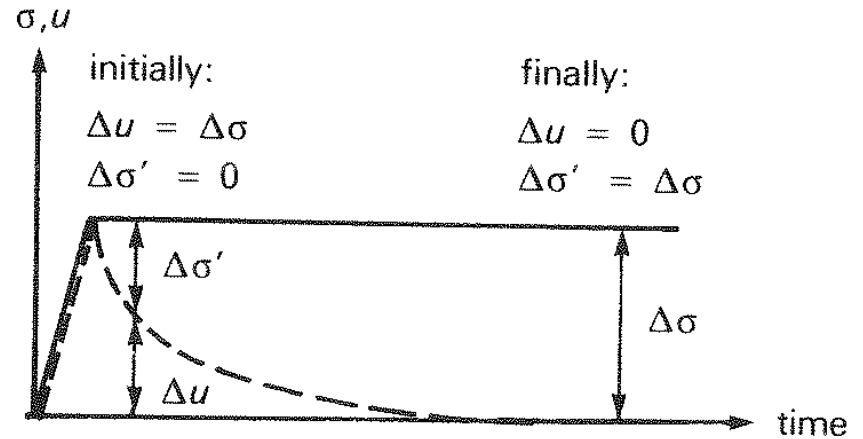
Fig. 10.4 One-dimensional consolidation  
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

**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

**Presupposti di base del  
 modello  
 consolidamento 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

# Evoluzione nel tempo della pressione interstiziale

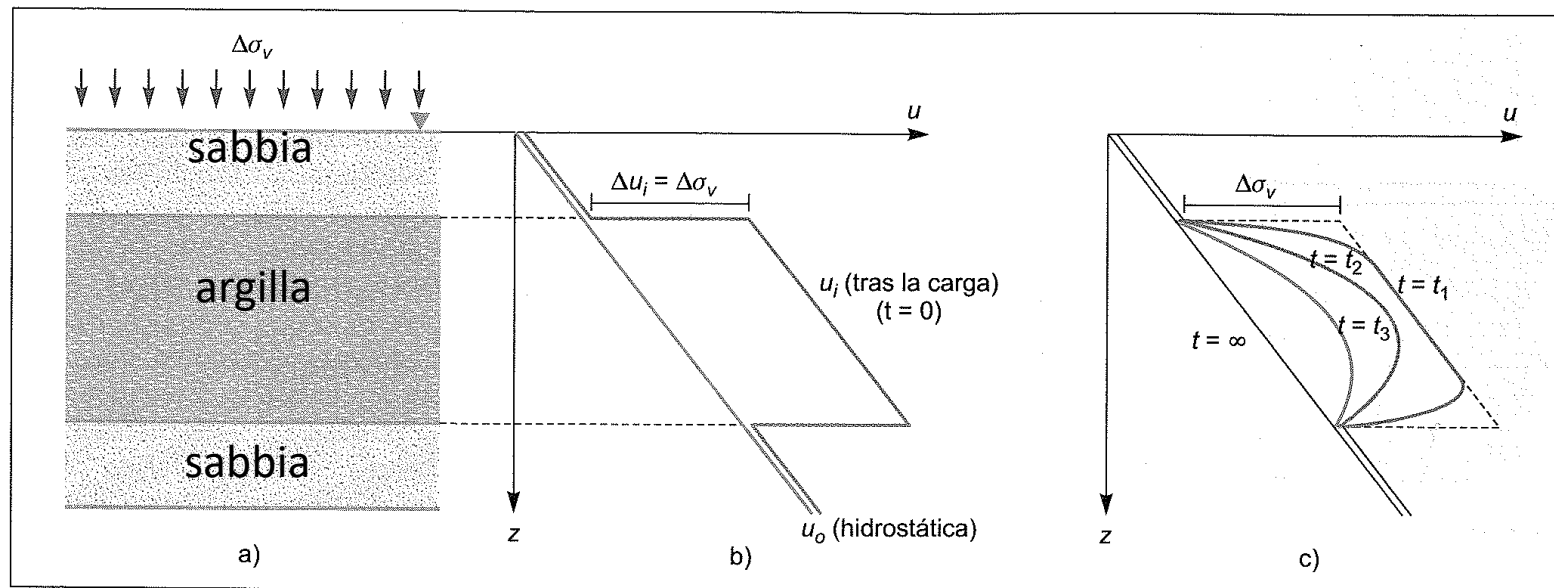
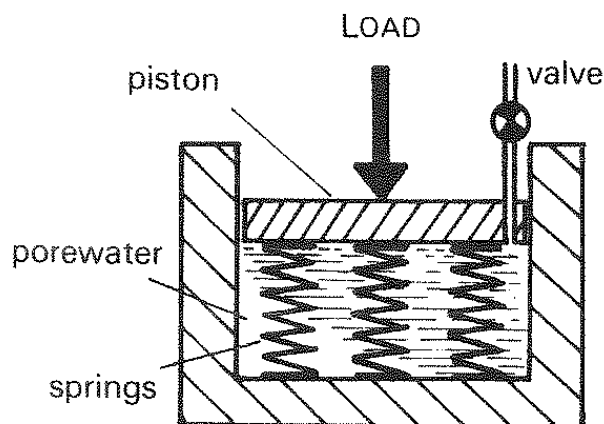
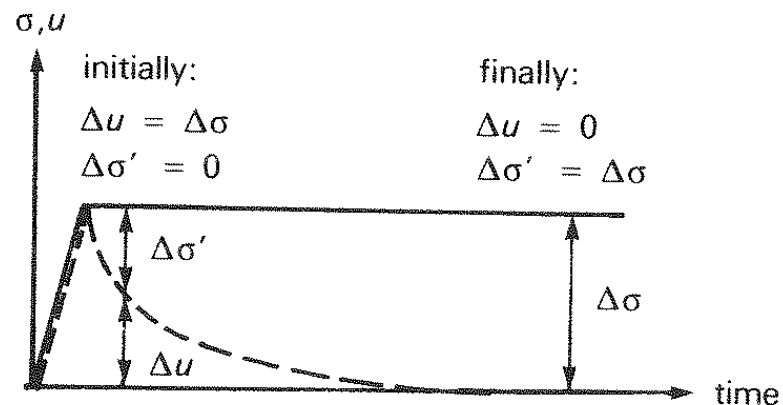


Figura 2.35 Evoluzione della pressione interstiziale in un edometro.



(a)



(b)

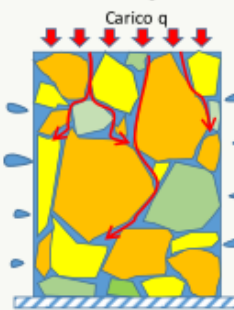
Fig. 10.4 One-dimensional consolidation  
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

# Evoluzione nel tempo della pressione interstiziale

Da manuale SSAP versione 5.0 (Borselli, 2020)

Cedimento elastico

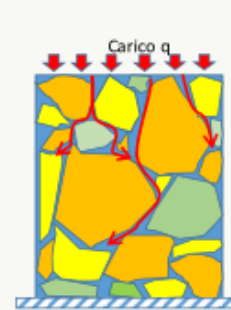
tempo  $t_0=0$



$$\Delta u_0 = 0$$

$$\Delta V > 0$$

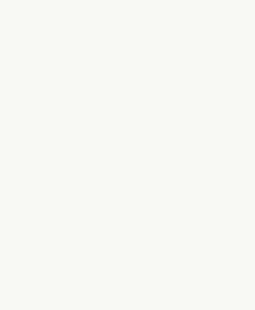
tempo  $t_1 > 0$



$$\Delta u_0 = 0$$

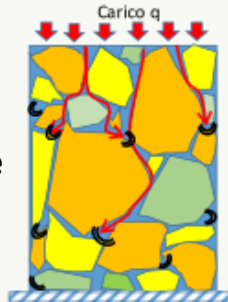
$$\Delta V > 0$$

tempo  $t = \infty$



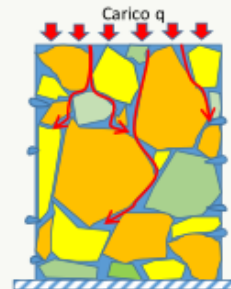
$\Delta u_0$  : Variazione pressione neutra  
 $\Delta V$  : Variazione volume  
 $q$  : Carico applicato  
 $\Delta q$  : Variazione carico locale

Cedimento Consolidazione



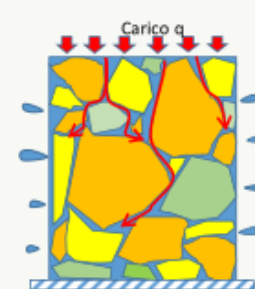
$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



$$\Delta u_0 < \Delta q$$

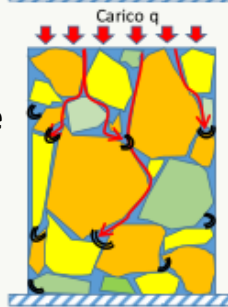
$$\Delta V > 0$$



$$\Delta u_0 = 0$$

$$\Delta V > 0$$

Cedimento Consolidazione Impedita o lentissima



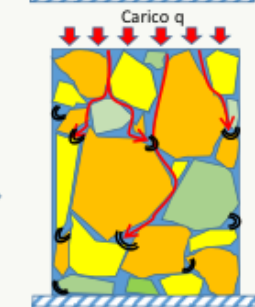
$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



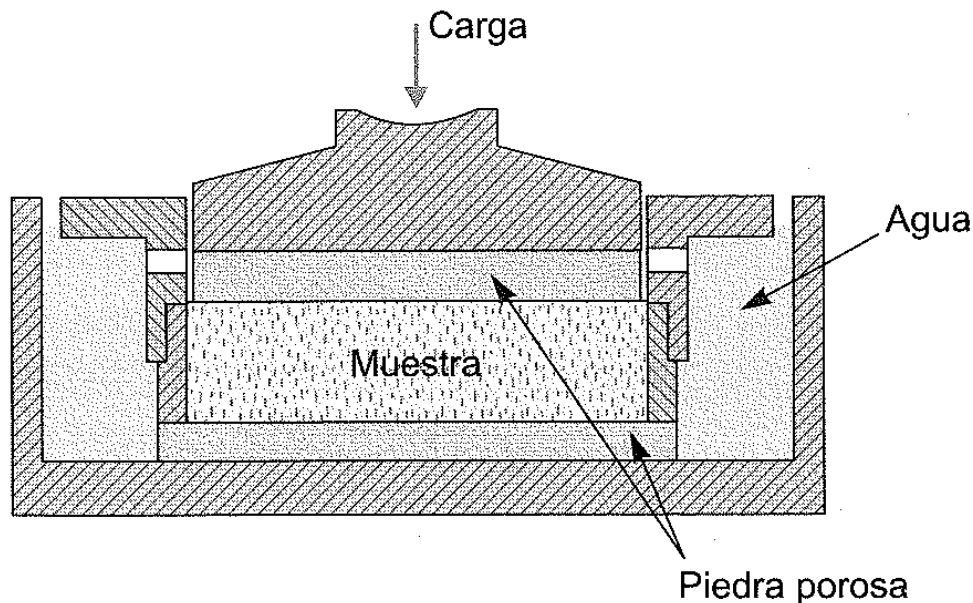
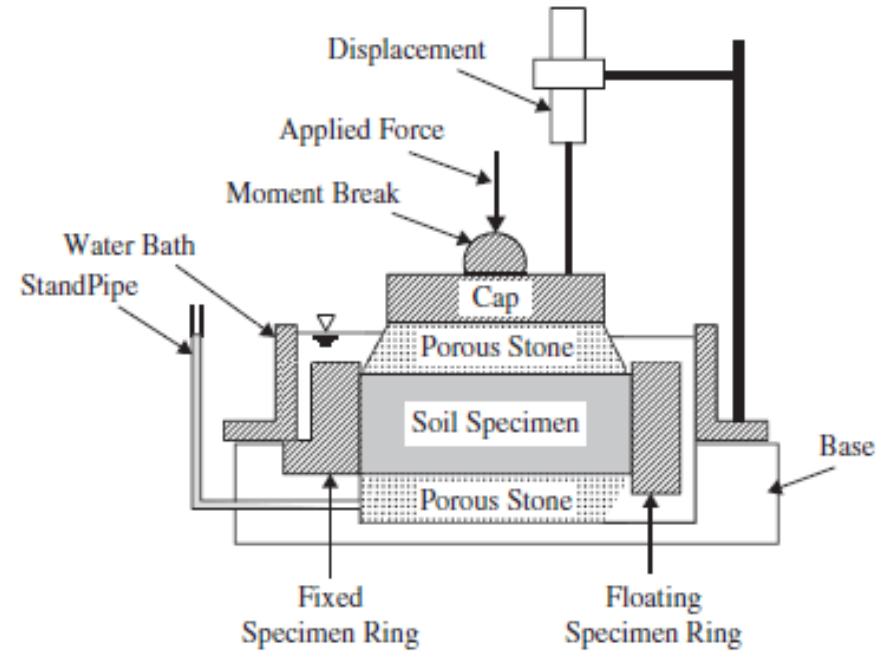
$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$

By Lorenzo Borselli 2017

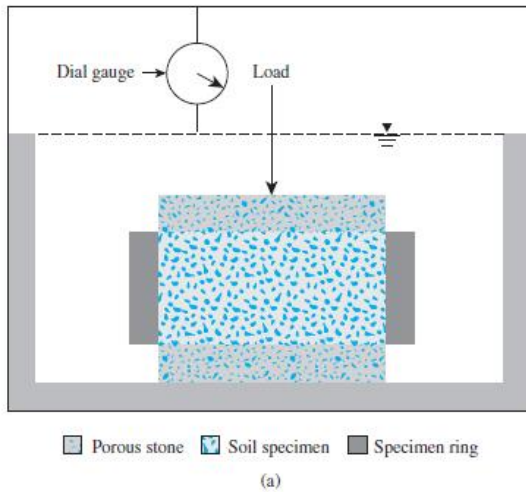
## Tests di consolidazione in laboratorio uso e interpretazione.

- 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



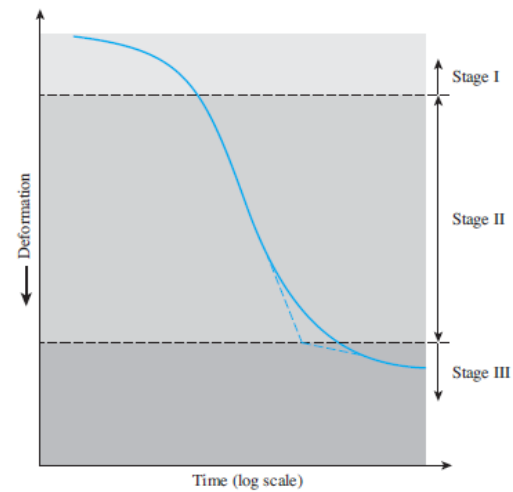
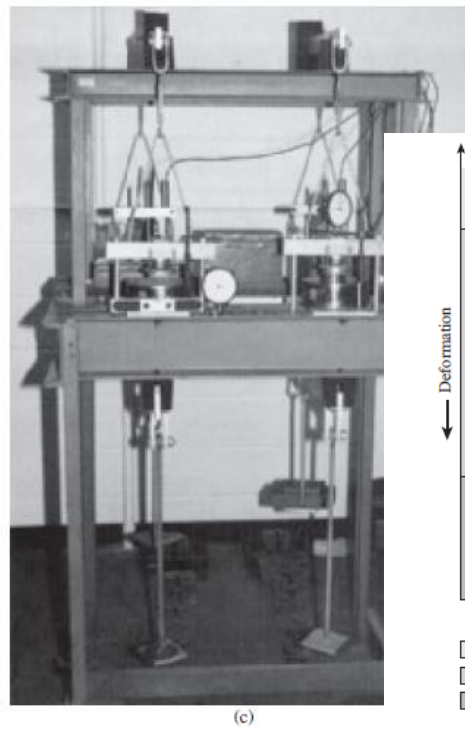
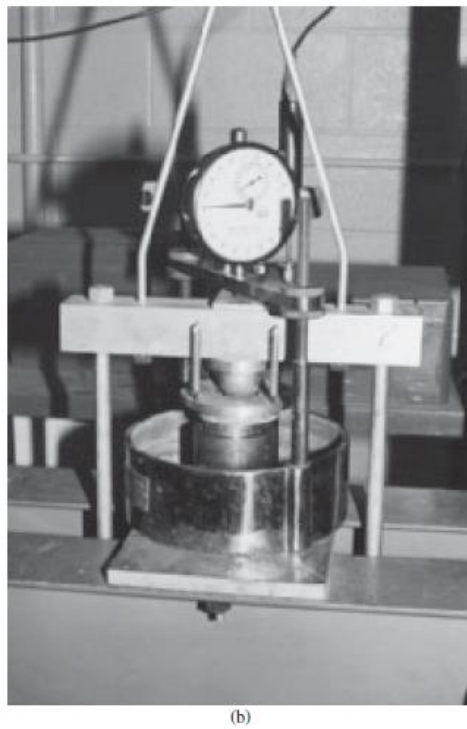
- 4) La deformazione è misurata nel tempo
- 5) I risultati sono tabulati
- 6) Il test è interpretato
- 7) I parametri di consolidazione sono calcolati

# Attrezzature di laboratorio per i test di consolidazione



**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)



- 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:

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

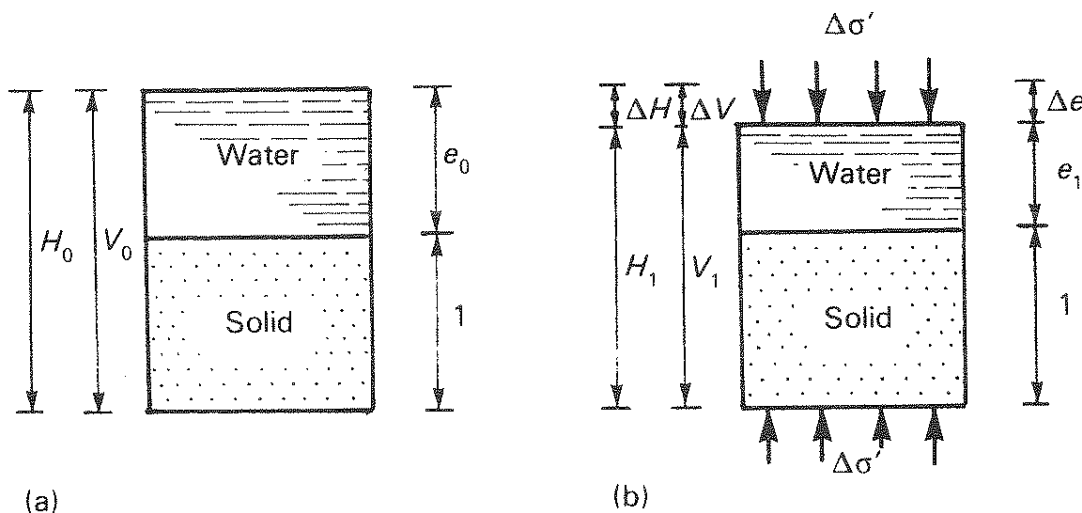


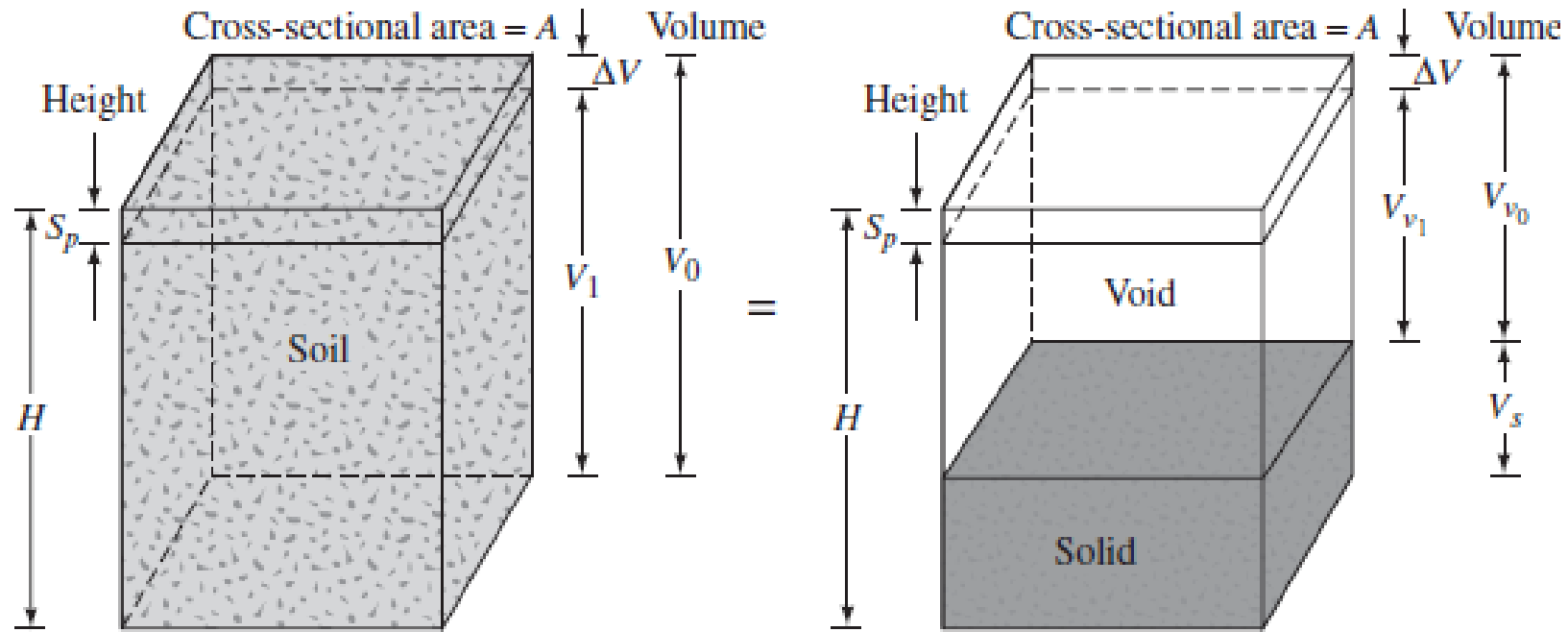
Fig. 10.5 Interpretation of compressibility using soil model  
(a) Before (b) After loading

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,

$$e_0 = e_1 - \Delta e$$

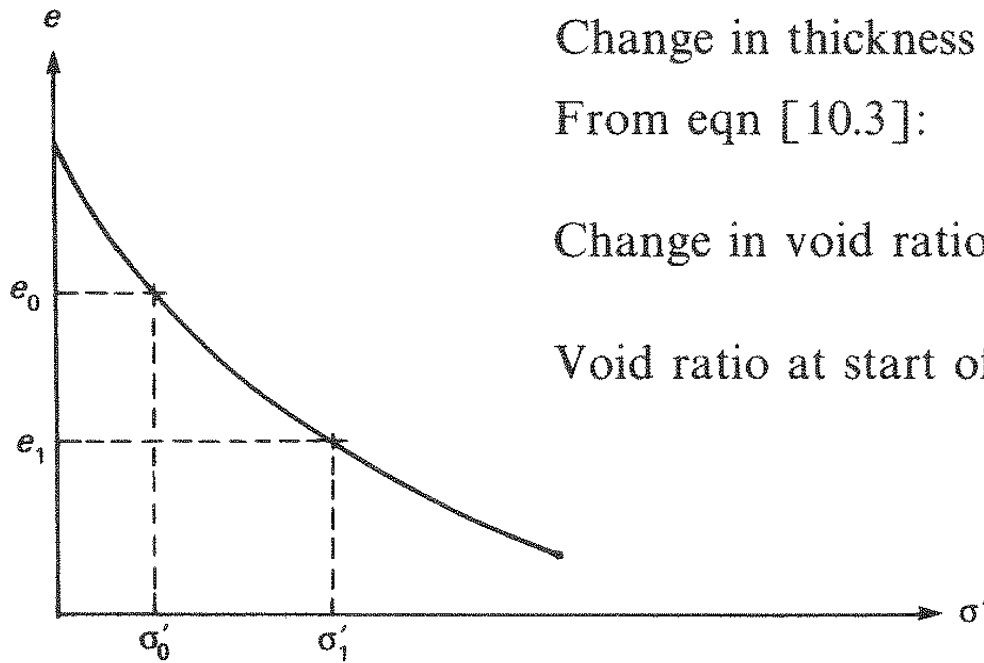


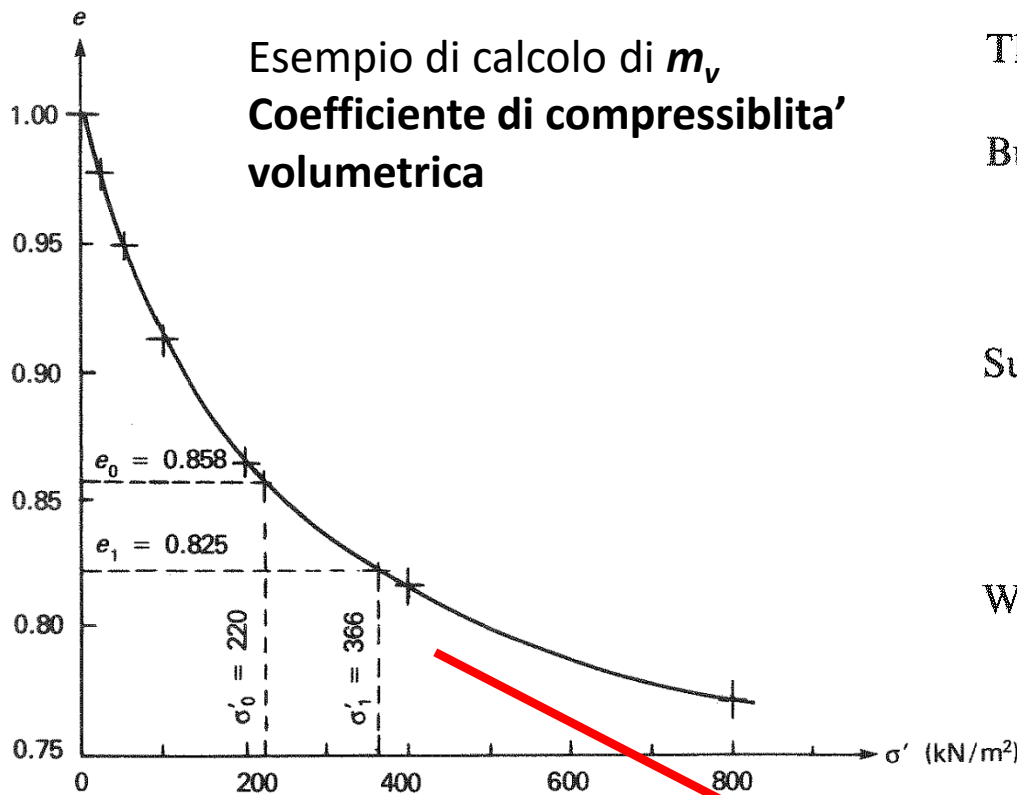
Fig. 10.7 Void ratio/effective stress curve

↑  
**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

Esempio di calcolo di  $m_v$   
**Coefficiente di compressibilità volumetrica**



Tratto di incremento di Carico da realizzare

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

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

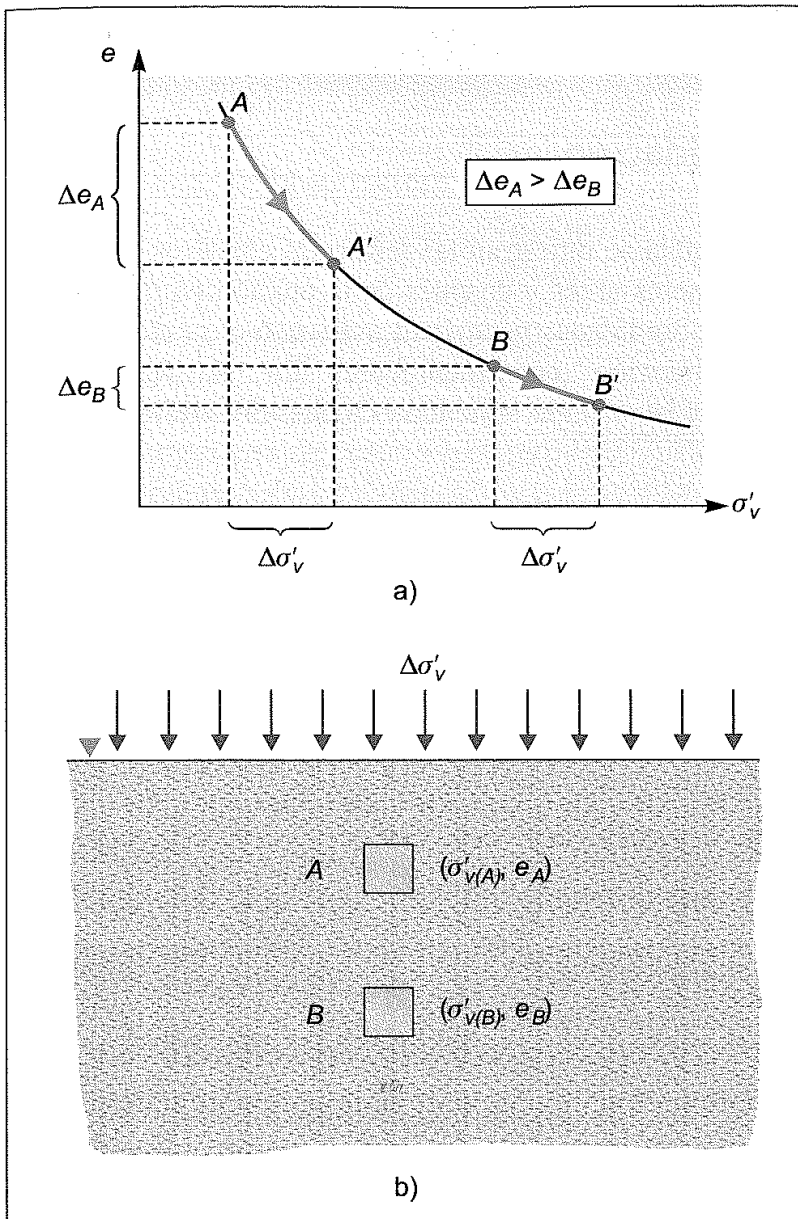
Where  $\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$  = slope of the  $e/\sigma'$  curve

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0} = \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(366 - 220)1.858} = 0.127 \text{ m}^2/\text{MN}$$

**Calcolo diretto del cdiemento :**

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

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_0 \quad [10.2]$$



**Figura 2.28** Aumento de la rigidez del terreno con el nivel de tensiones.

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  $e_0$

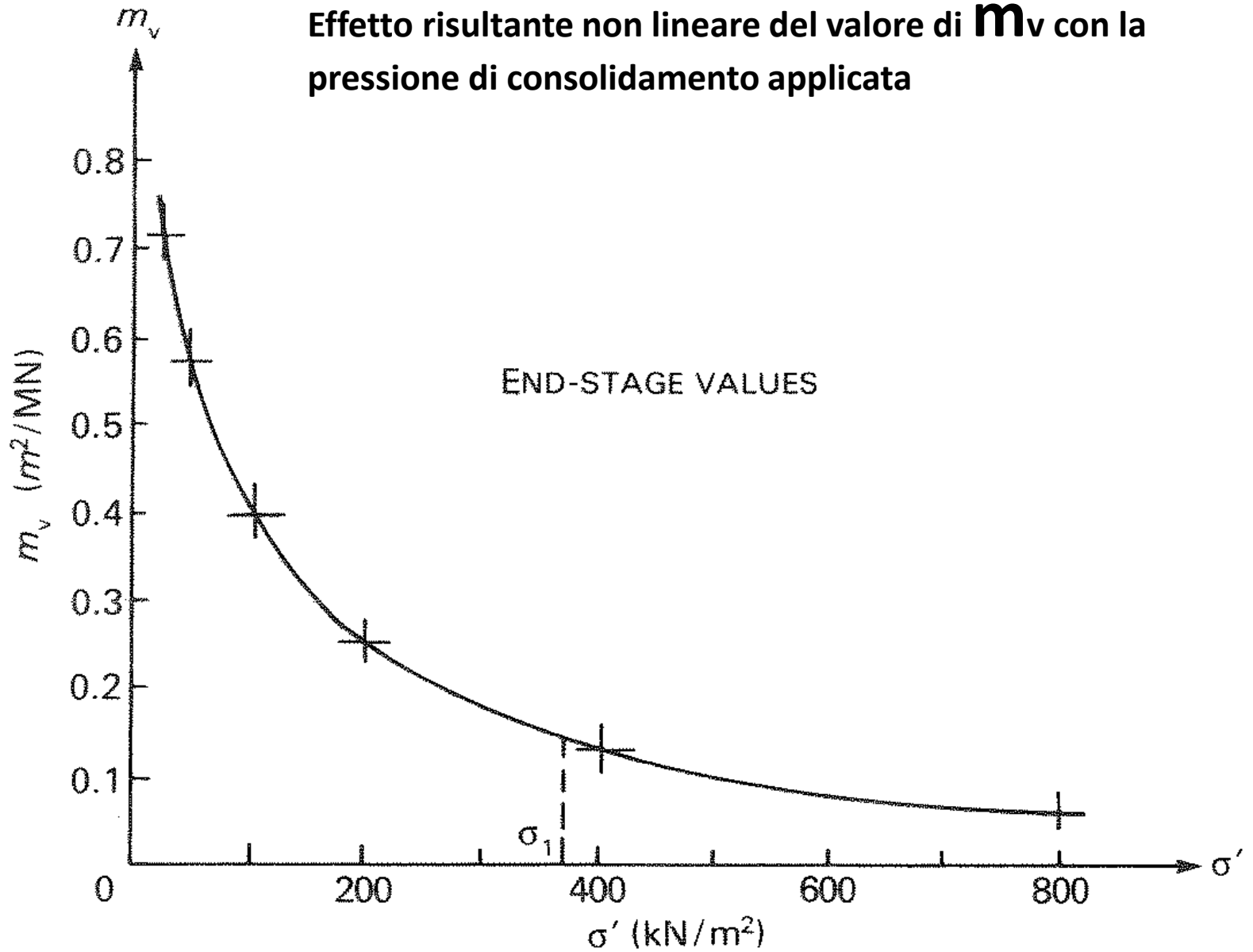
$$m_{vA} > m_{vB}$$

e

$$e_{0A} > e_{0B}$$

Perché al punto **B** agisce una maggiore pressione di consolidamento rispetto al punto **A**.

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, <math>m_v</math></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

Compressibilita' crescente



Intervalli di valori  $m_v$  per vari tipi di suolo



# Uso di $m_v$ per il calcolo cedimenti indotti da consolidazione primaria

Metodo  $m_v$ :

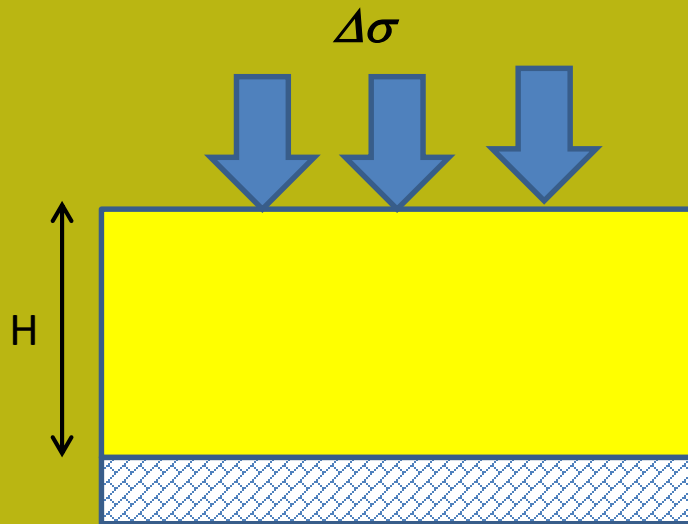
$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

$m_v$  ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )

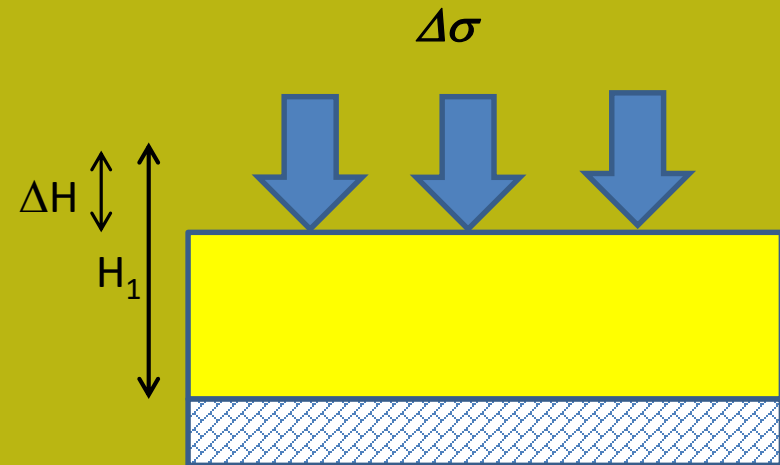
$\Delta \sigma$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) (*incremento di pressione*)

$H$  ( $\text{m}$ ) (*Spessore originale*)

$\Delta H$  ( $\text{m}$ ) = *cedimento totale*



Condizione iniziale

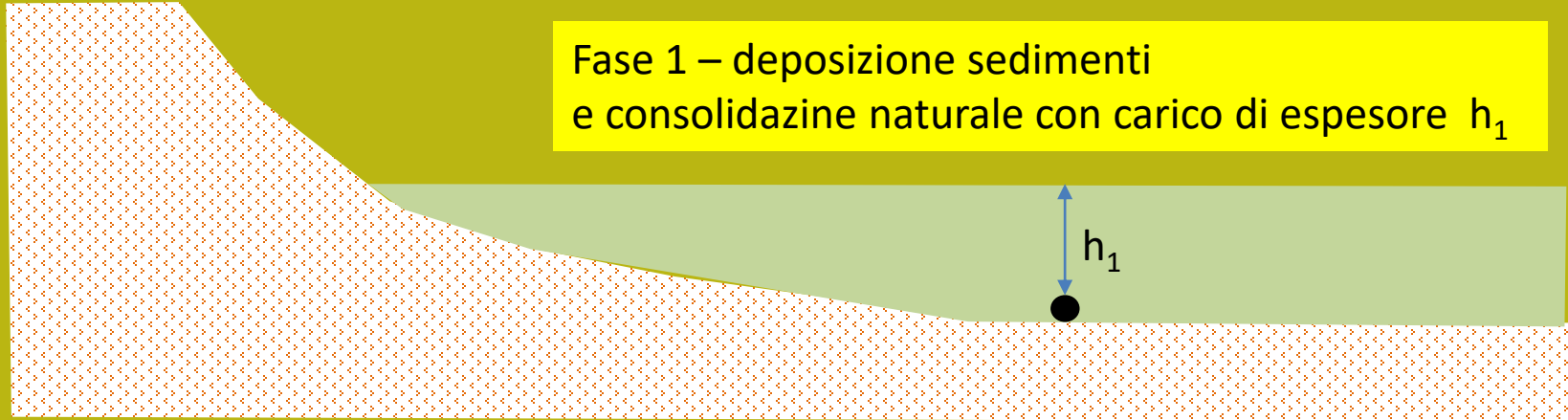


Condizione finale

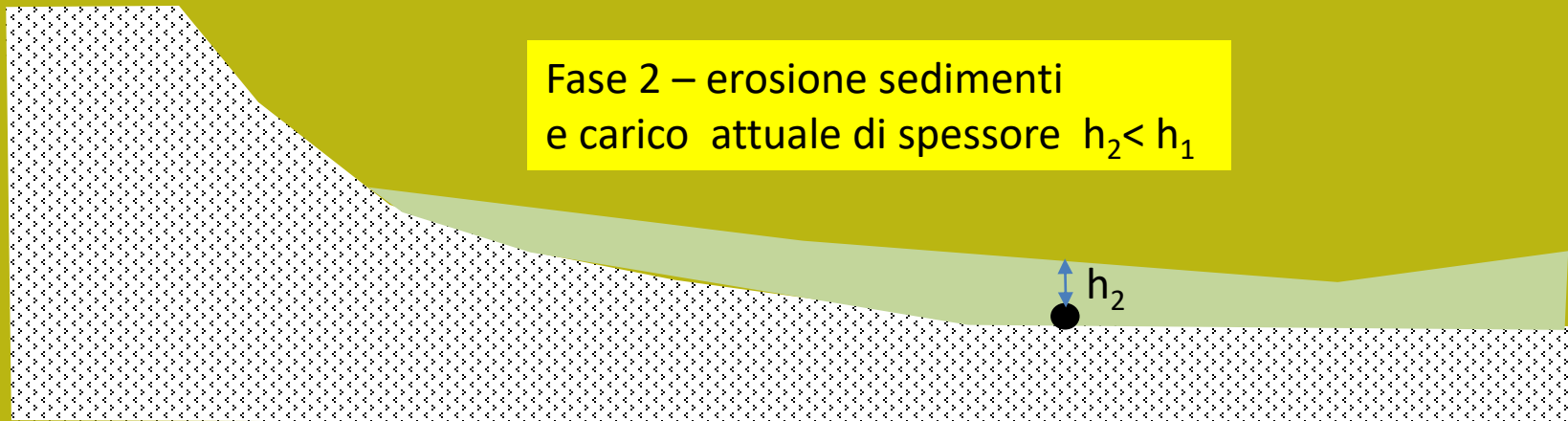
(note:  $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$  at the end of consolidation),

# 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  $h_2 < h_1$



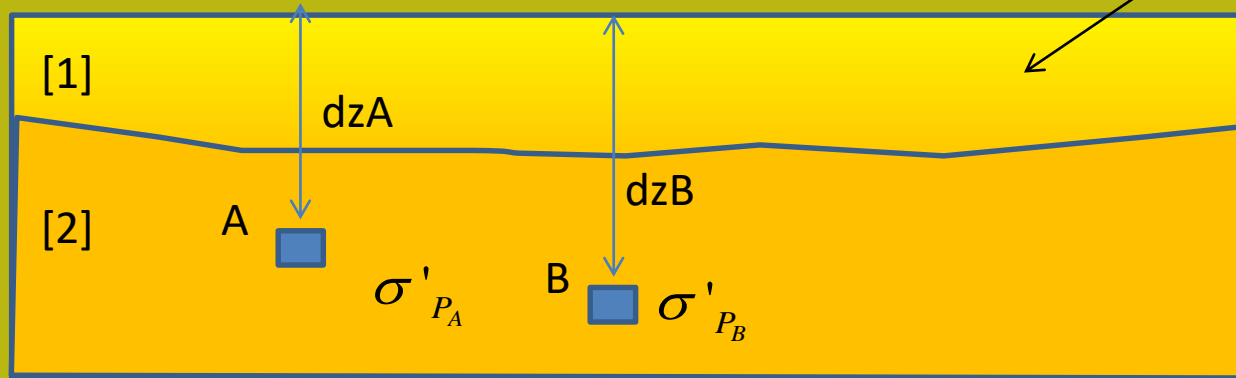
C'è un caso frequente di sedimenti e terreni che sono stati esposti a un carico di consolidamento naturale maggiore rispetto a quello rilevato oggi. In questo caso questi sedimenti si dicono sovra-consolidati.

# Sovra-consolidazione: definizione e significato geologico

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V_o}} = \text{Grado di sovra-consolidazione}$$

$\sigma'_p$  = Pressione di sovra-consolidazione naturale

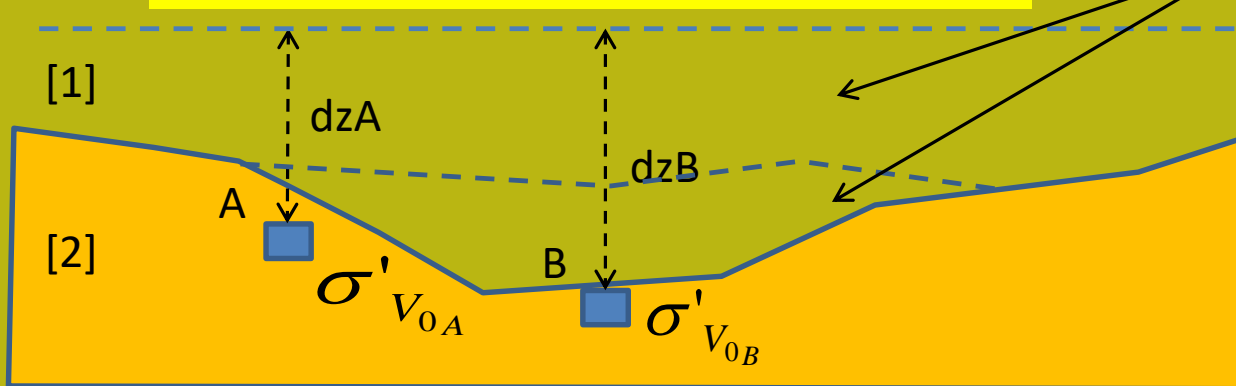
$\sigma'_{V_o}$  = Pressione attuale



*sedimentazione*

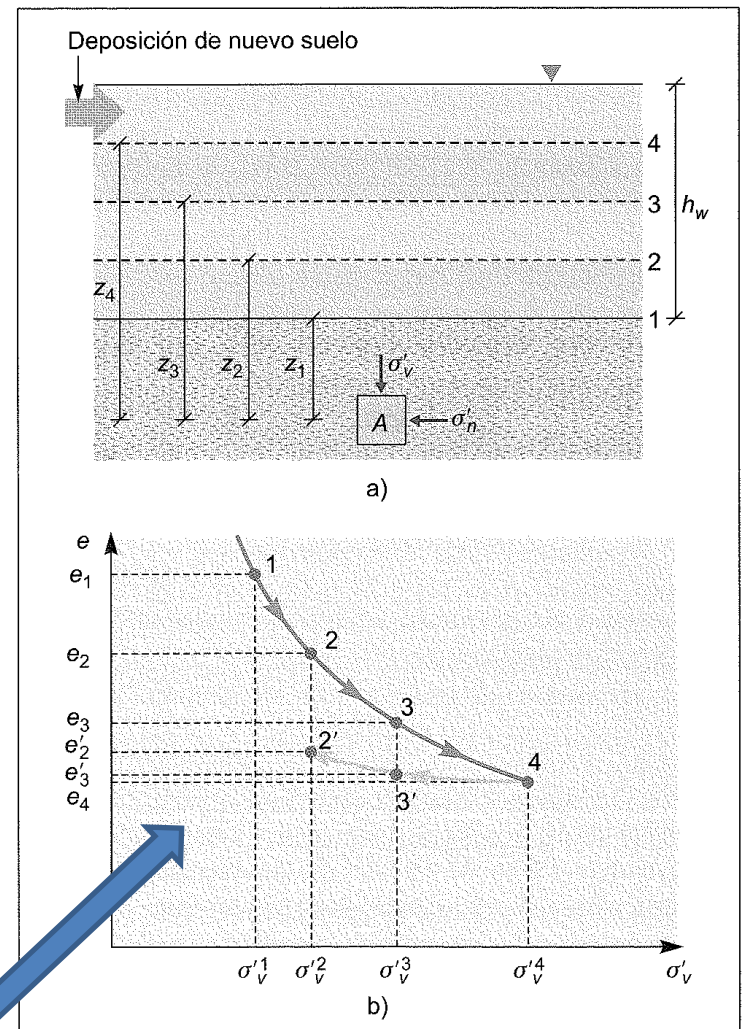
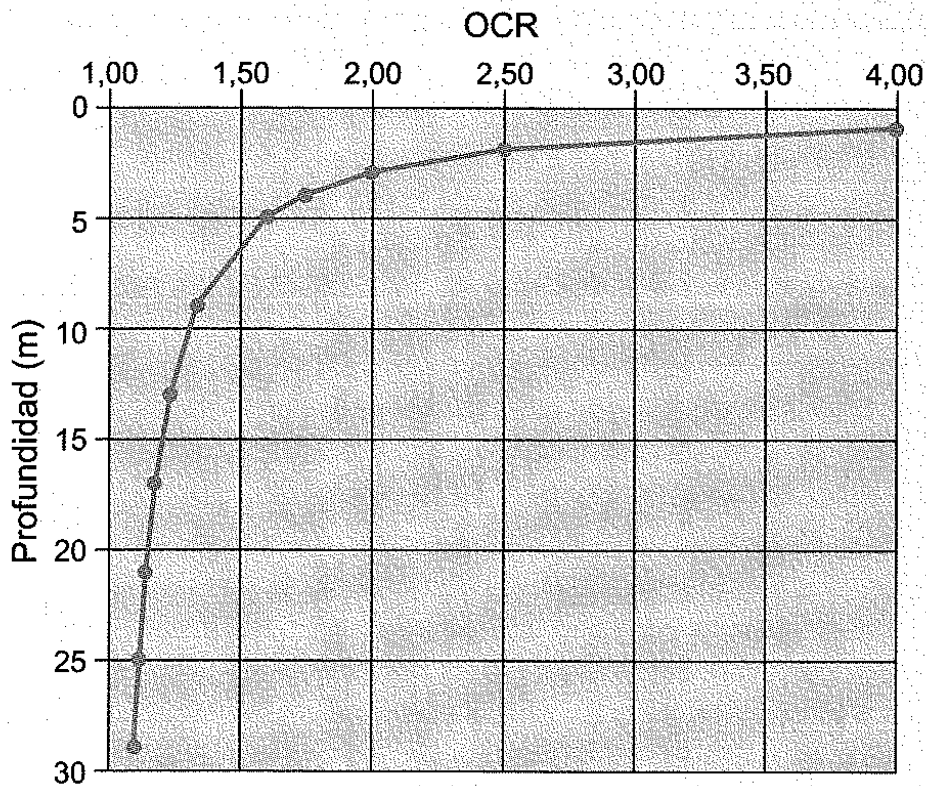
**Fase 1**  
Sedimentazione  
e consolidazione  
naturale

$$\sigma'_p > \sigma'_{V_o} ; OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V_o}} \rightarrow [1.0, 20.0]$$



*Erosione*

**Fase 2**  
Erosione e presenza  
di terreni, in  
Profondita', che  
si consolidarono a  
pressione maggiore  
della attuale

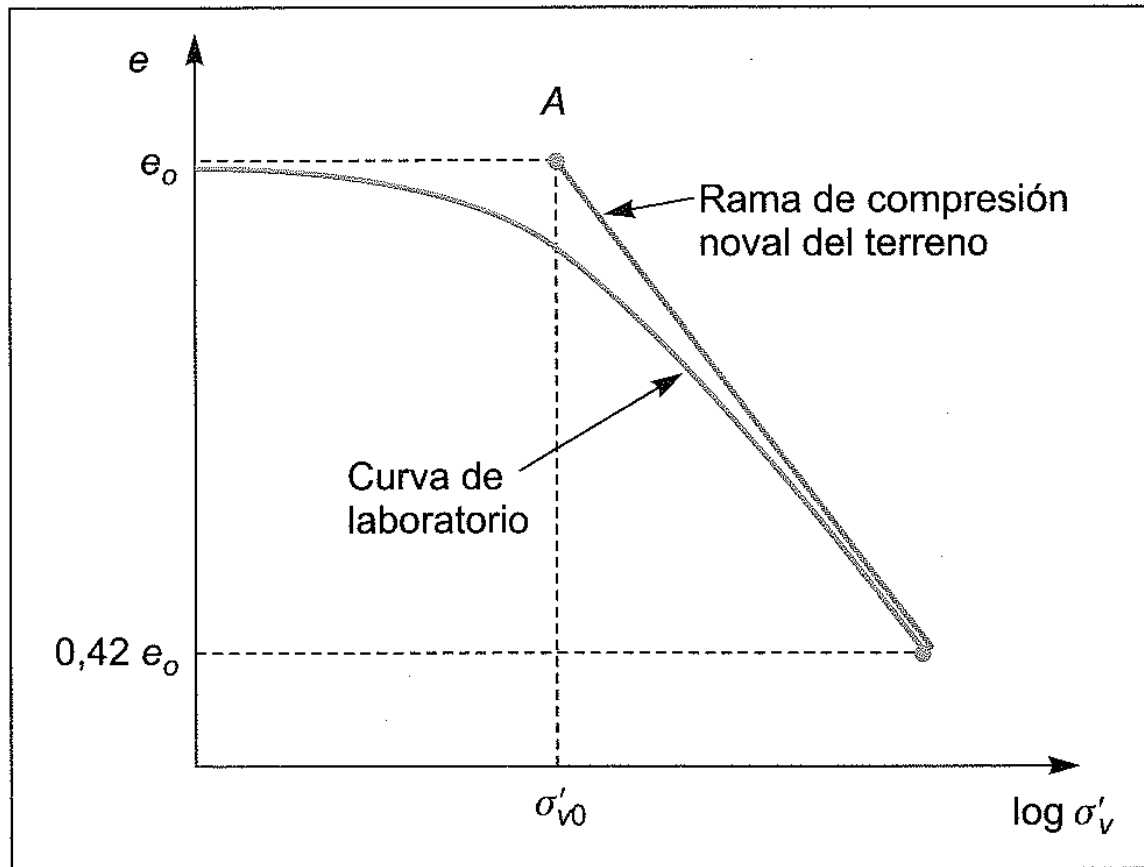


L'OCR non è costante con la profondità e i valori più alti si trovano vicino alla superficie

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')

Figura 2.27 Procesos de consolidación.

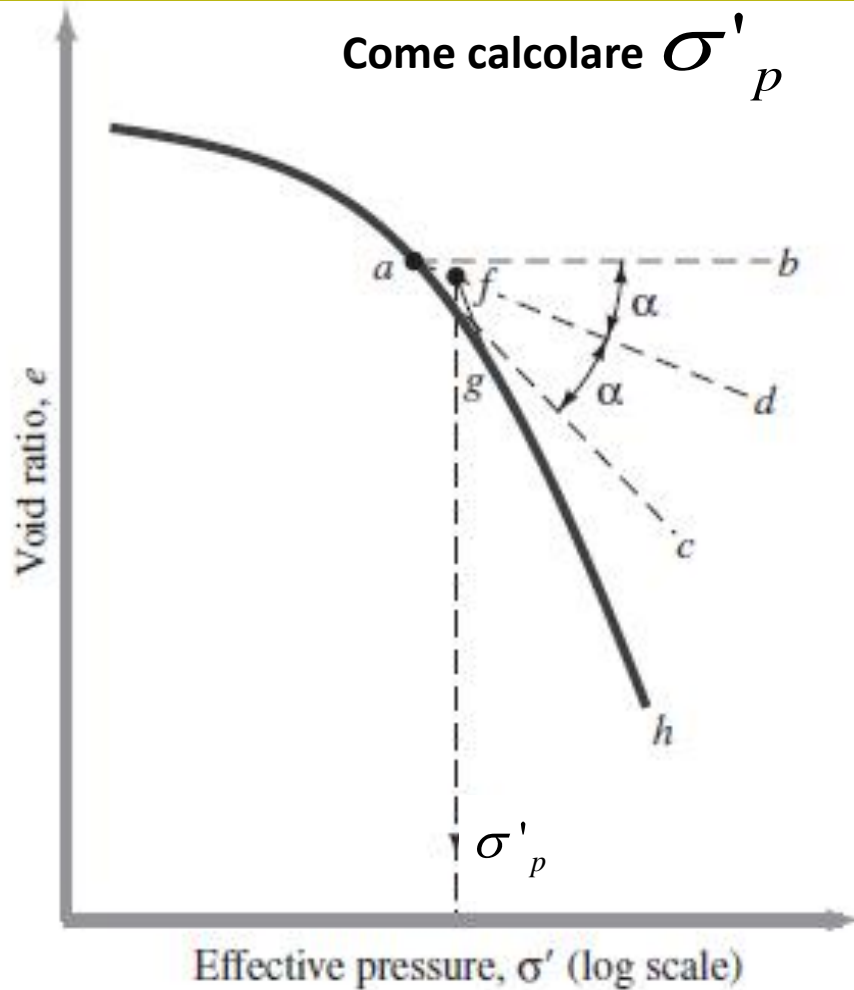
## Determinazione del grado di sovra-consolidazione



**Figura 2.38**

Construcción de la rama de compresión noval de un suelo normalmente consolidado a partir del ensayo edométrico.

Test di consolidazione: rappresentazione dei risultati in forma semi-logaritmica



### 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 pressine di Sovraconsolidaczione....

**Figure 7.8** Graphic procedure for determining preconsolidation pressure

where

- $\sigma'_p$  = preconsolidation pressure of a specimen
- $\sigma'$  = present effective vertical pressure

## Altri parametri per il test di consolidazione

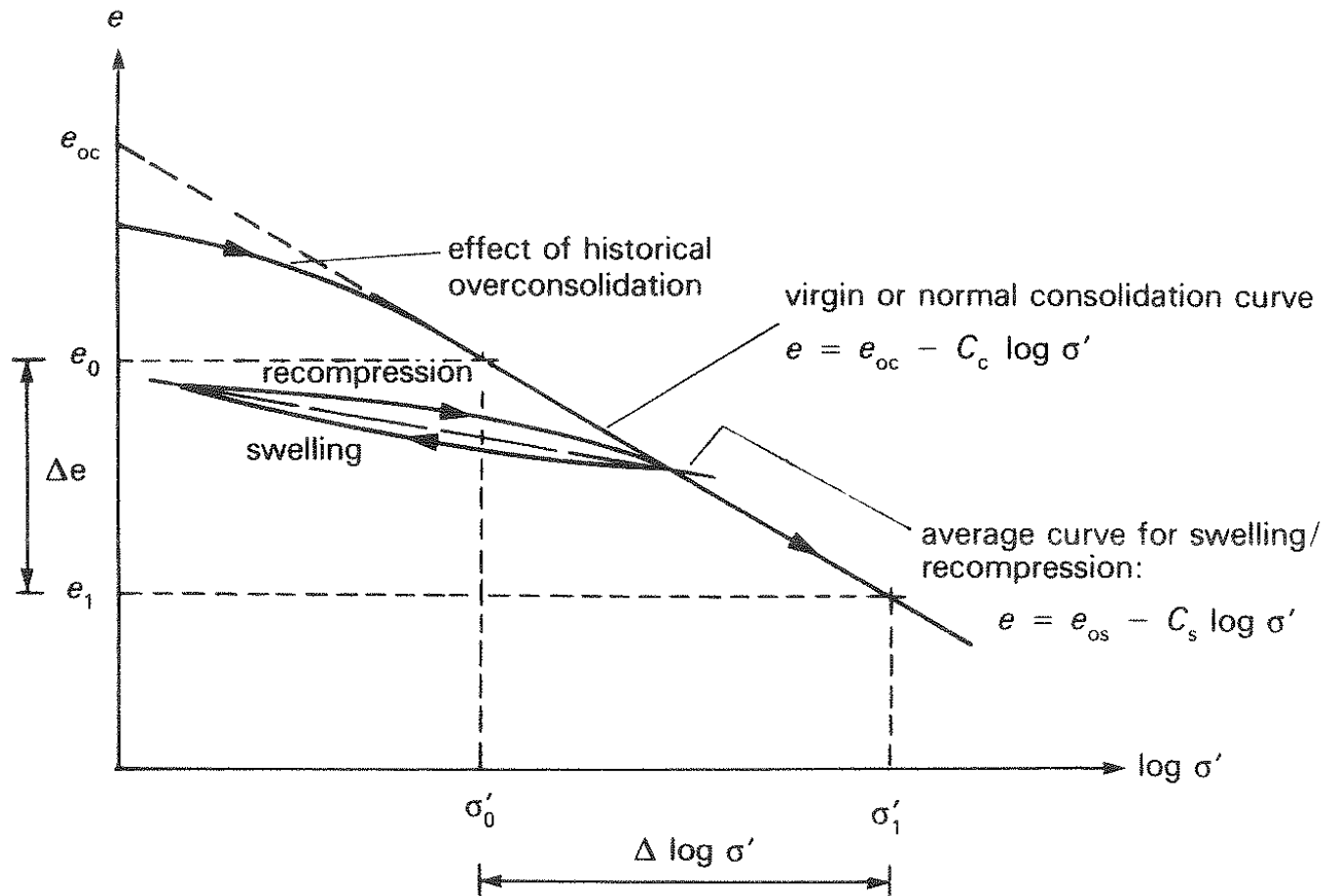


Fig. 10.10  $e/\log \sigma'$  curve and compression index

$C_c$  = coefficiente di compressione (si usa per  $OCR < 1.5$ )

$C_s$  = coeficiente de ricompressionne 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



$C_c$  : 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

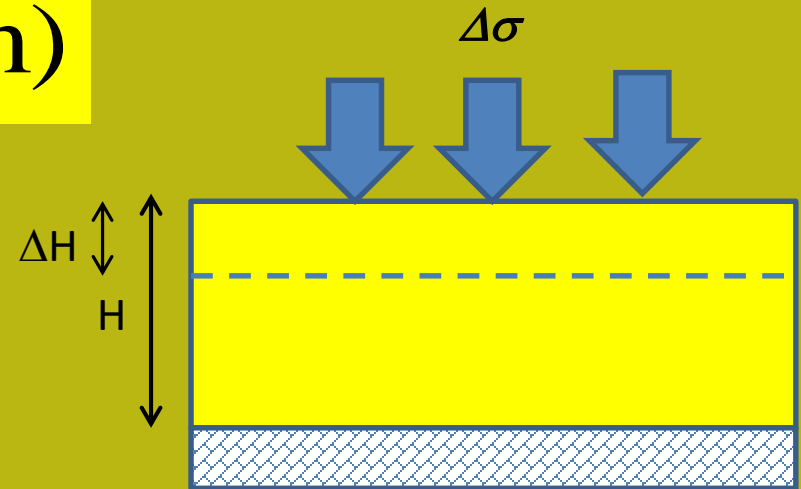
## Metodo $m_v$

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

$m_v$  (in  $\text{m}^2/\text{kN}$ )

$\Delta \sigma$  (in  $\text{kN}/\text{m}^2$ )


$H$  (in  $\text{m}$ )



## 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..)

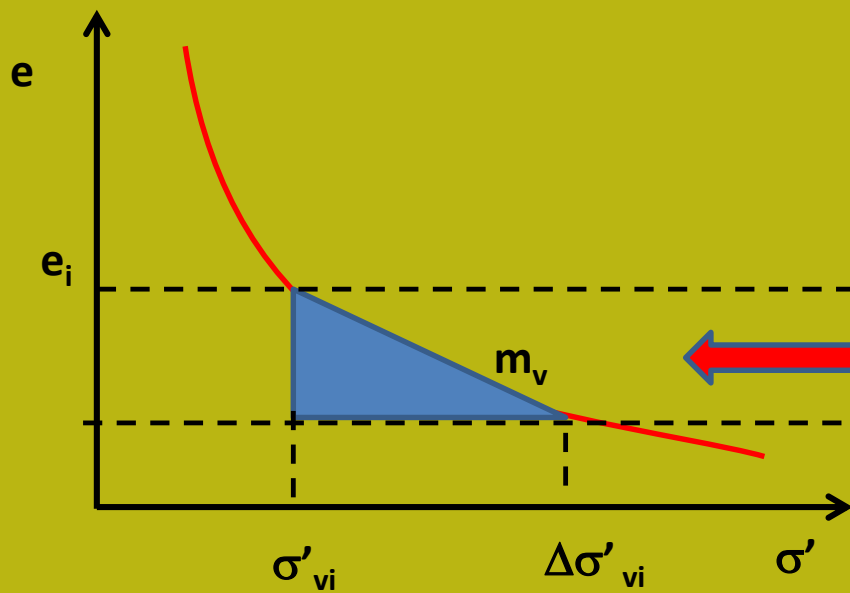
Per suoli sovraconsolidati e' necessaraio conoscere la pressione verticale efficace attuale.

Se  $\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$  Si usa la seguente equazione:

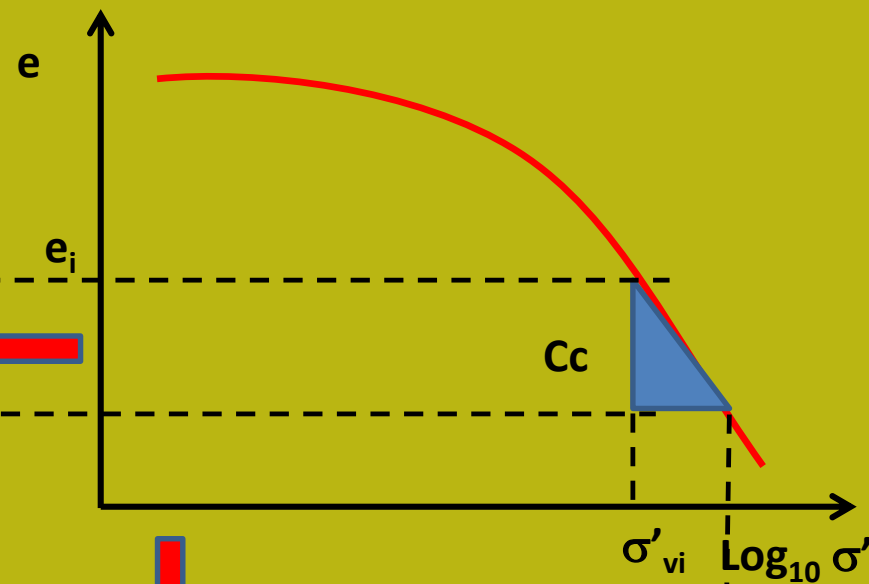
$$\Delta H = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log_{10} \left( \frac{\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{V_0}} \right)$$

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

## Aspetti pratici calcolo cedimenti per consolidazione 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 non-lineare 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**)

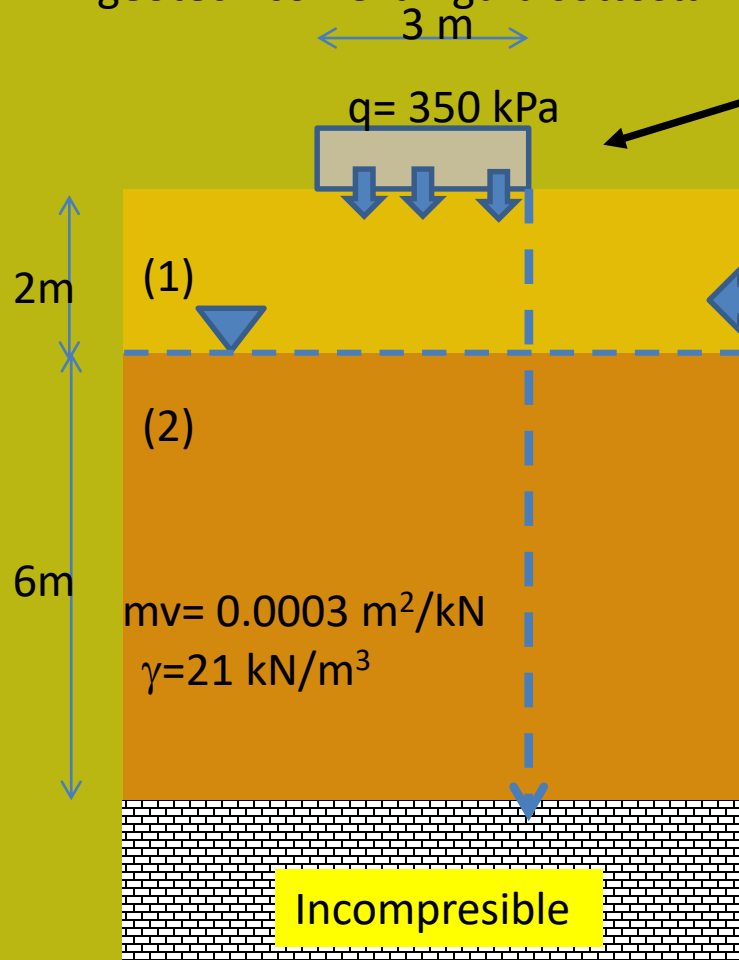
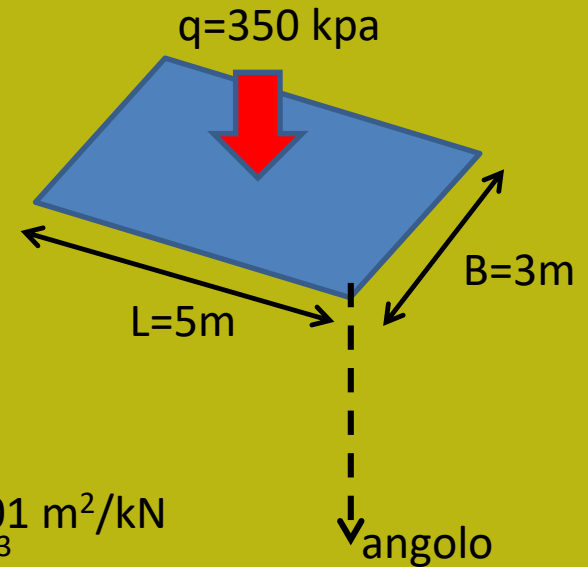
- 2) Se si usa il metodo **Cc, Cs**, Questo può essere più complicato ma è più formalmente corretto soprattutto in presenza di suoli con **alti OCR**

- 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.



$mv = 0.00001\text{ m}^2/\text{kN}$   
 $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$

$mv = 0.0003\text{ m}^2/\text{kN}$   
 $\gamma = 21\text{ kN/m}^3$

Incompressible

Si noti che lo strato meno comprimibile dello strato 2. Vedasi la seguente tabella..

# tavola per coefficienti di influenza (Newmark-Fadum).

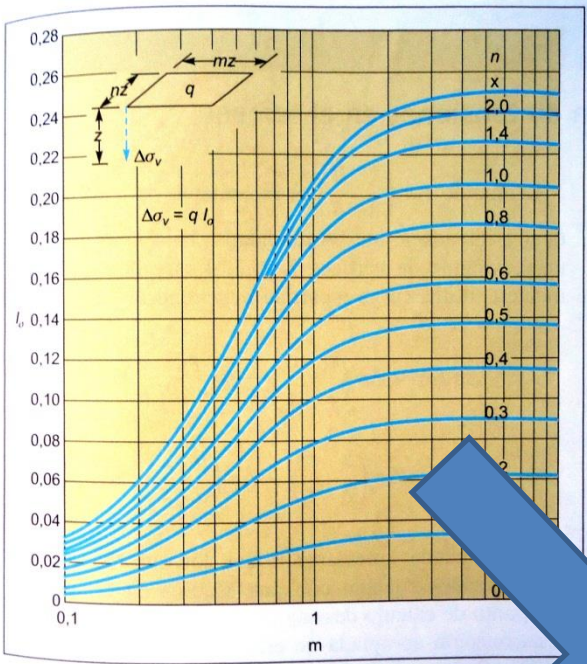


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

Che sono molto utili nel calcolo dei cedimenti .. ( nei software attuali questi sono sostituiti da espressioni analitiche dirette come visto nella parte III)

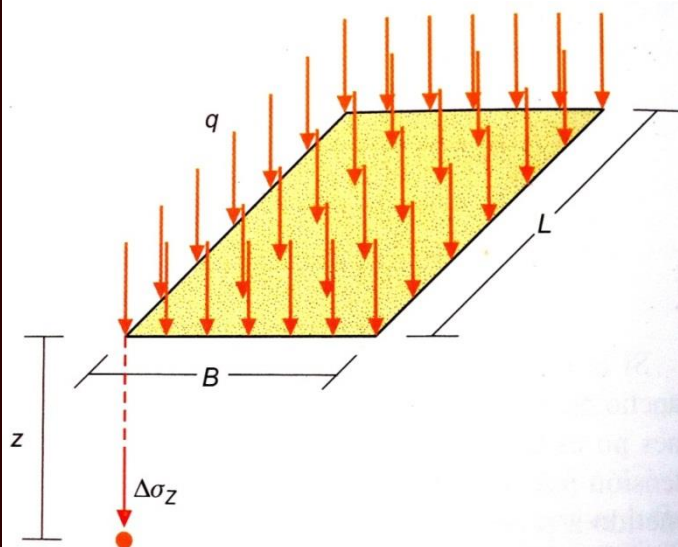
Table 6.7 Influence factors ( $I_n$ ) for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area

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

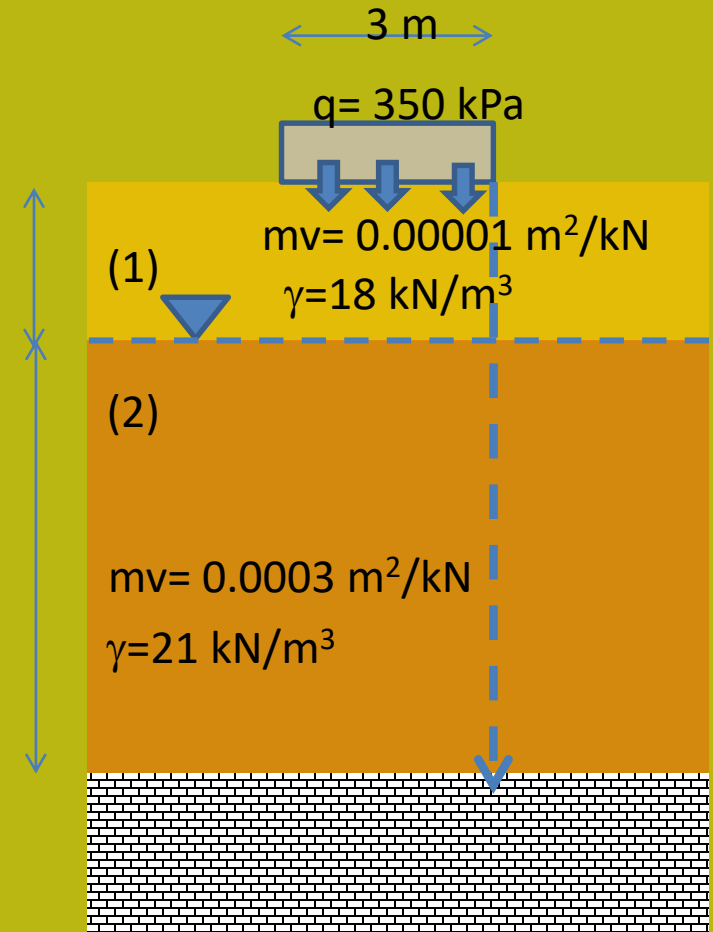
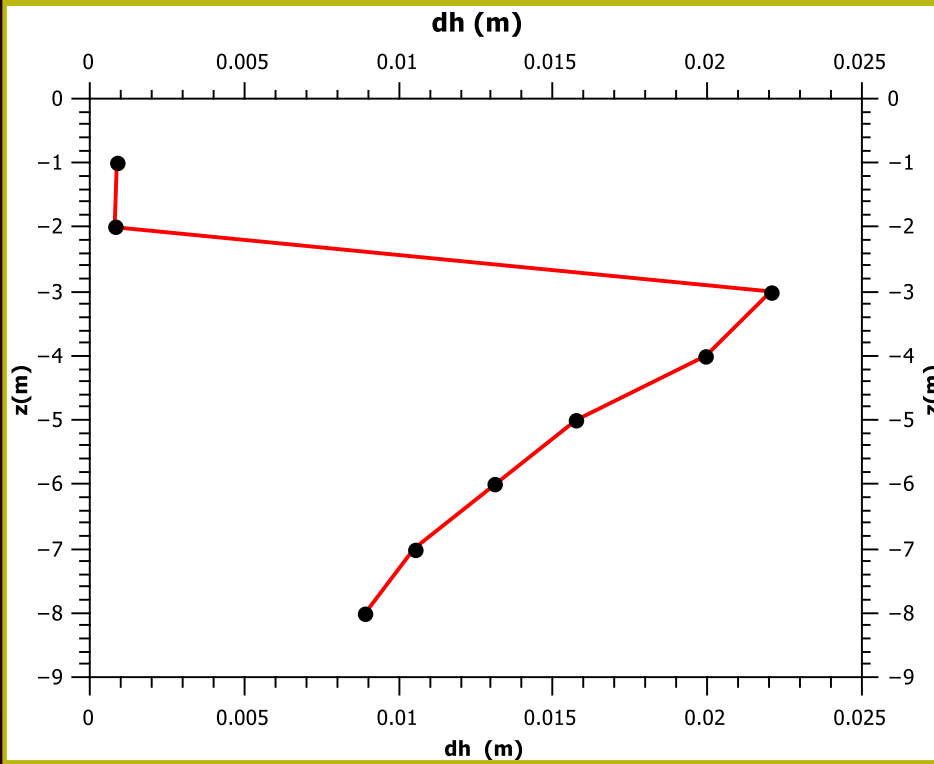
ΔH (cm) 9.198



notas

\* calculado en Z punto medio de cada sub estrato

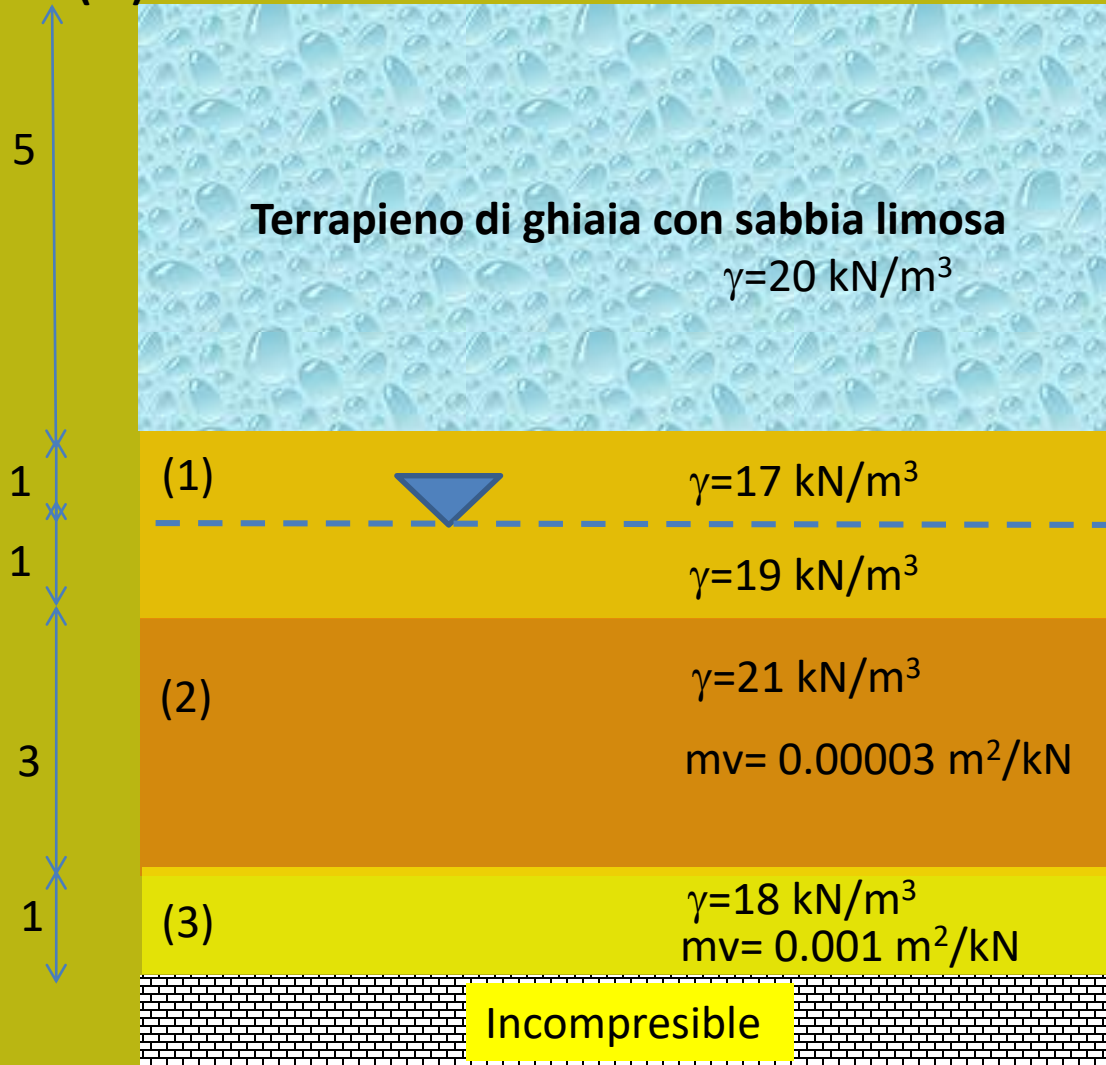
\*\*calculado a la esquina de la area cargada



### Esempio 1 – cedimenti parziali vs. Profondita'

**Esempio 2** : calcola il cedimento per consolidazione sotto un terrapieno di 5 m di spessore. Nota il modello geotecnico nella figura sottostante.

**dZ (m)**



**Terrapieno  
 compattato  
 Artificialmente,  
 in condizioni  
 Ottimali...**

$mv= 0.0002 \text{ m}^2/\text{kN}$

Si noti che lo strato 3 e'  
 Molto piu compressibile  
 degli strati 1 e 2  
 Si veda la tavola seguente..

# 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 terrapleano	
D(m)	5
gamma (kN/m3)	20
delta sigma(kPa)	100

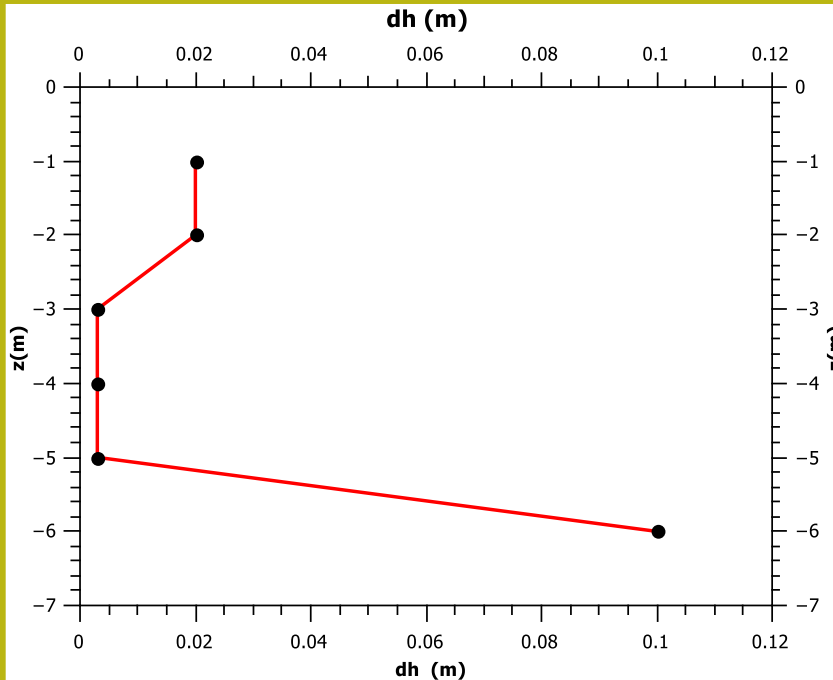
Total	
$\Delta H(m)$	0.149
$\Delta H(cm)$	14.9

ante las contruccion de terrapleno

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)

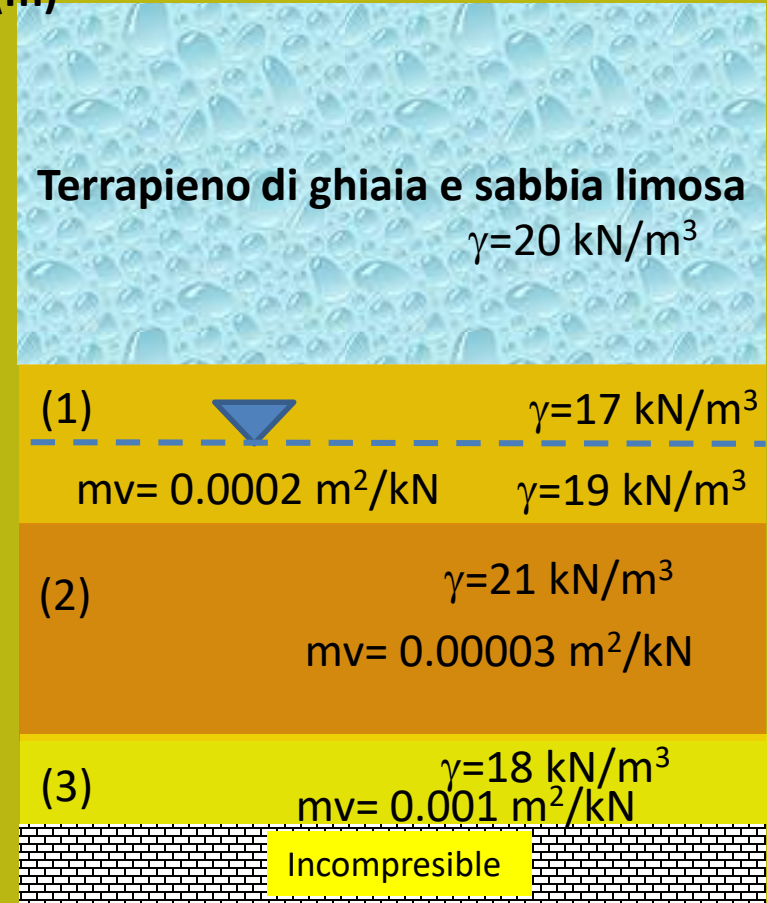
5

1

1

3

1



## Esempio 2 – cedimenti parziali vs. Profondita'

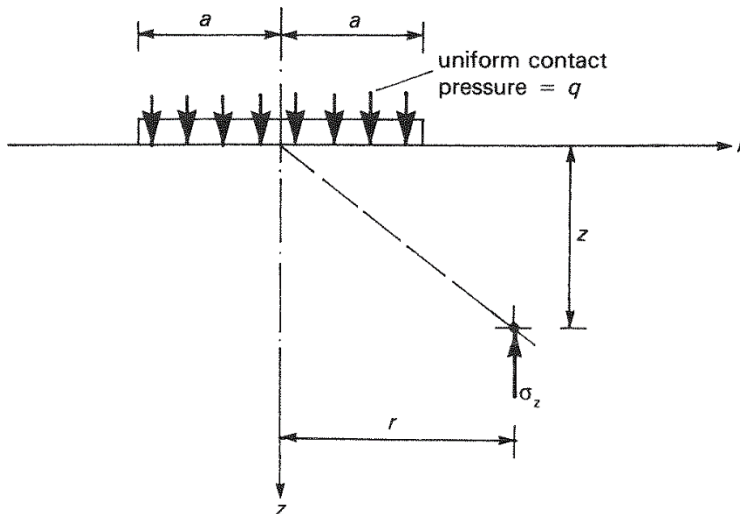
Table 6.6 Influence factors (A and B) for vertical stress due to a uniformly-loaded circular area

$z/a$	$r/a$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
0		1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	0.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
0.2		0.804 0.188	0.798 0.193	0.779 0.208	0.735 0.235	0.630 0.260	0.383 0.085	0.154 -0.078	0.053 -0.044	0.017 -0.016	0.004 -0.004
0.4		0.629 0.320	0.620 0.323	0.592 0.327	0.538 0.323	0.443 0.269	0.310 0.124	0.187 -0.008	0.086 -0.045	0.031 -0.025	0.008 -0.008
0.6		0.486 0.378	0.477 0.375	0.451 0.363	0.404 0.382	0.337 0.254	0.256 0.144	0.180 0.045	0.100 -0.021	0.041 -0.025	0.011 -0.010
0.8		0.375 0.381	0.368 0.374	0.347 0.351	0.312 0.307	0.266 0.238	0.213 0.153	0.162 0.075	0.102 0.006	0.048 -0.018	0.014 -0.010
1.0		0.293 0.353	0.288 0.346	0.270 0.321	0.247 0.278	0.215 0.220	0.179 0.154	0.143 0.092	0.098 0.028	0.052 -0.010	0.017 -0.011
1.2		0.232 0.315	0.228 0.307	0.217 0.285	0.199 0.248	0.176 0.201	0.151 0.149	0.126 0.100	0.092 0.044	0.053 0.000	0.019 -0.010
1.5		0.168 0.256	0.166 0.250	0.159 0.233	0.148 0.207	0.134 0.174	0.119 0.137	0.103 0.102	0.080 0.057	0.051 0.014	0.021 -0.007
2.0		0.106 0.179	0.104 0.181	0.101 0.166	0.096 0.152	0.090 0.134	0.083 0.113	0.075 0.093	0.063 0.064	0.045 0.028	0.022 0.000
3.0		0.051 0.095	0.051 0.094	0.050 0.091	0.049 0.086	0.047 0.080	0.045 0.073	0.042 0.066	0.038 0.054	0.032 0.035	0.020 0.011
4.0		0.030 0.057	0.030 0.057	0.029 0.056	0.028 0.054	0.028 0.051	0.027 0.048	0.026 0.045	0.025 0.040	0.022 0.031	0.016 0.015
5.0		0.019 0.038	0.019 0.038	0.019 0.037	0.019 0.036	0.019 0.035	0.018 0.034	0.018 0.031	0.018 0.028	0.016 0.025	0.012 0.015
10.0		0.005 0.010	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.004 0.008	0.004 0.008

Top line = A; bottom line = B

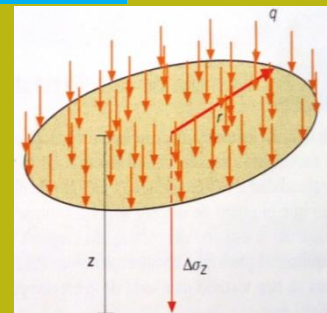
$$\sigma_z = q(A + B) \quad (\text{See Fig. 6.43})$$

$$\varepsilon_z = q(1 + \nu) [(1 - 2\nu)A + B] / E$$



$$\Delta\sigma_z = q(A+B)$$

Fattore di influenza (A+B) dovuto a stress verticale sotto area circolare uniformemente caricata



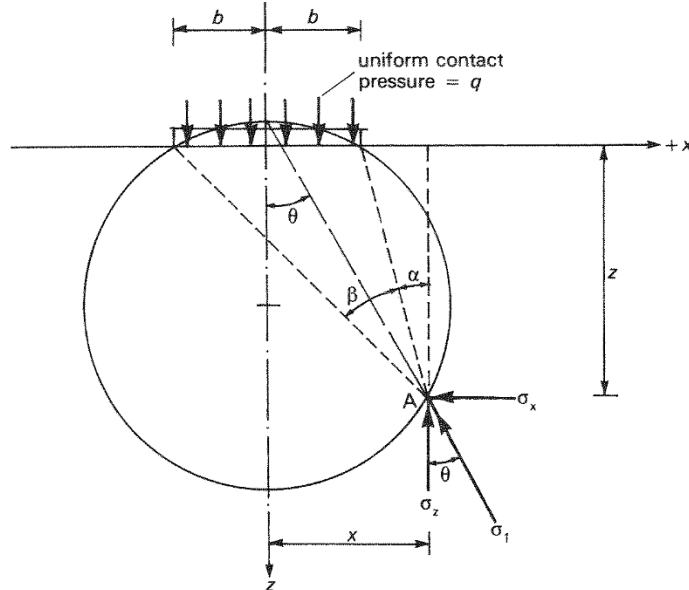
Version 2.0 Last update 12-11-2021

Docente: Prof. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D

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)



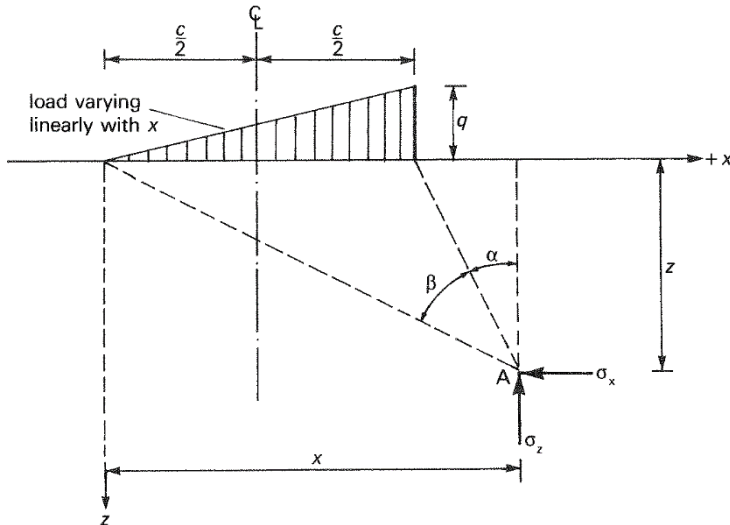
$$\Delta\sigma_z = q \times I_s$$

Fattore di influenza  $I_s$  dovuto a stress verticale sotto striscia caricata con distribuzione uniforme

Table 6.5 Influence factors ( $I_T$ ) for vertical stress due to a triangular strip load

z/c	x/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	→												

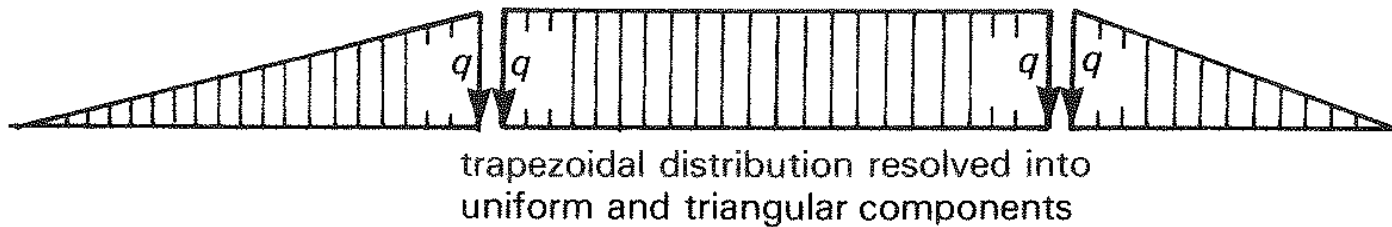
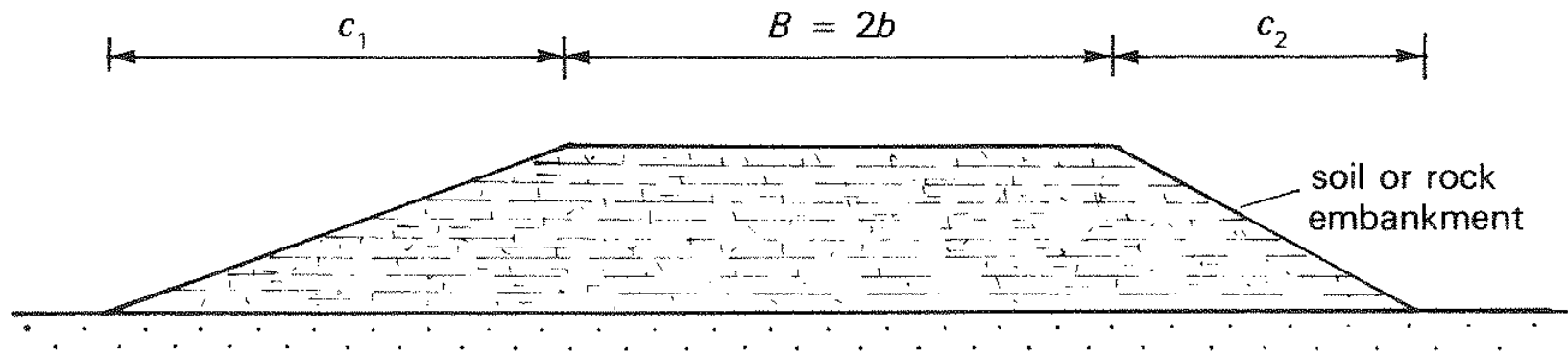
\* At  $x/c = 0.9999$  and  $z/c = 0$ ,  $I_T = 0.9999$



$$\Delta\sigma_z = q \times I_T$$

**Fattore di influenza  $I_T$  dovuto a stress verticale sotto una striscia caricata con distribuzione triangolare (la massima pressione e' a destra)**

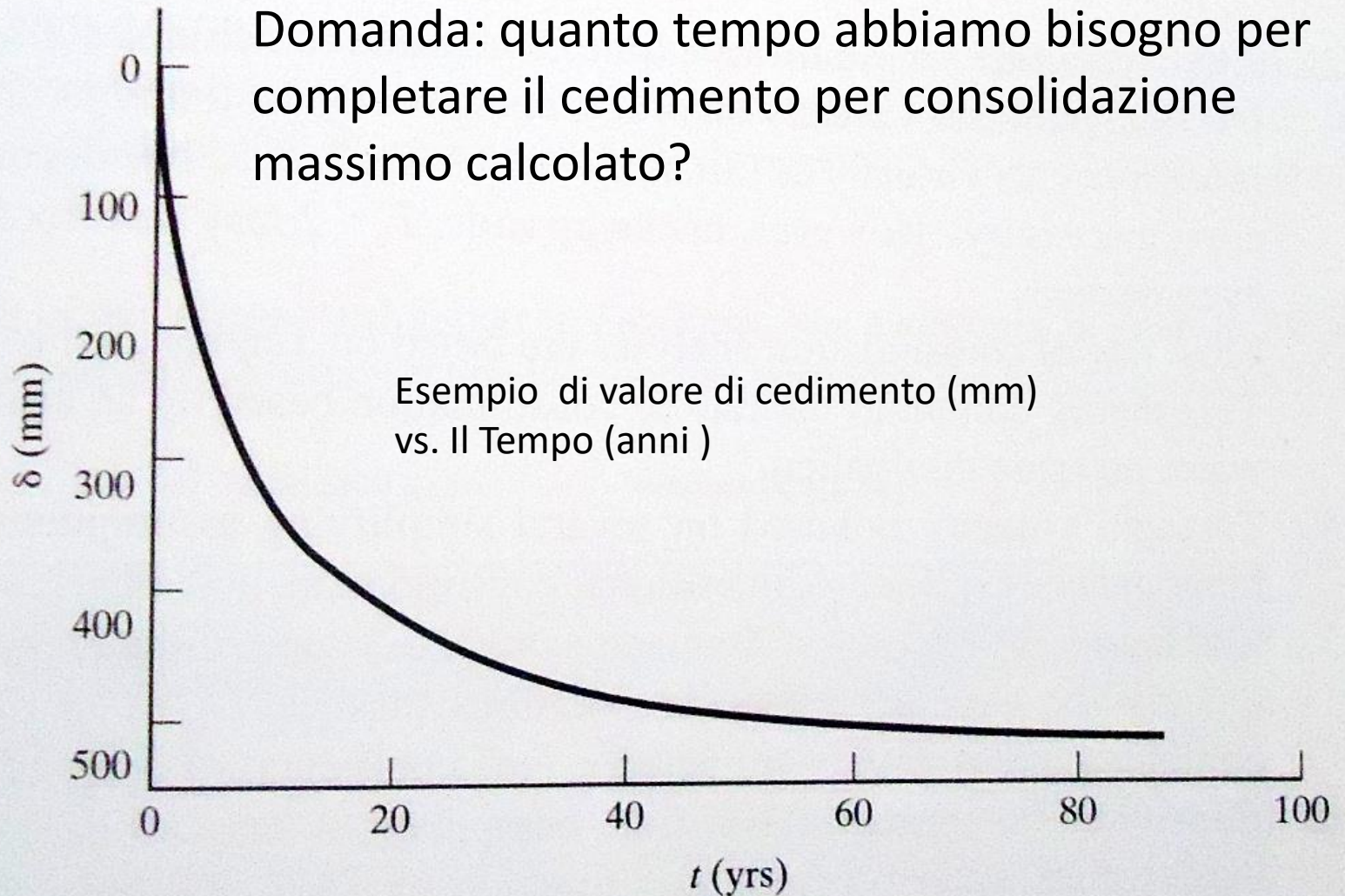




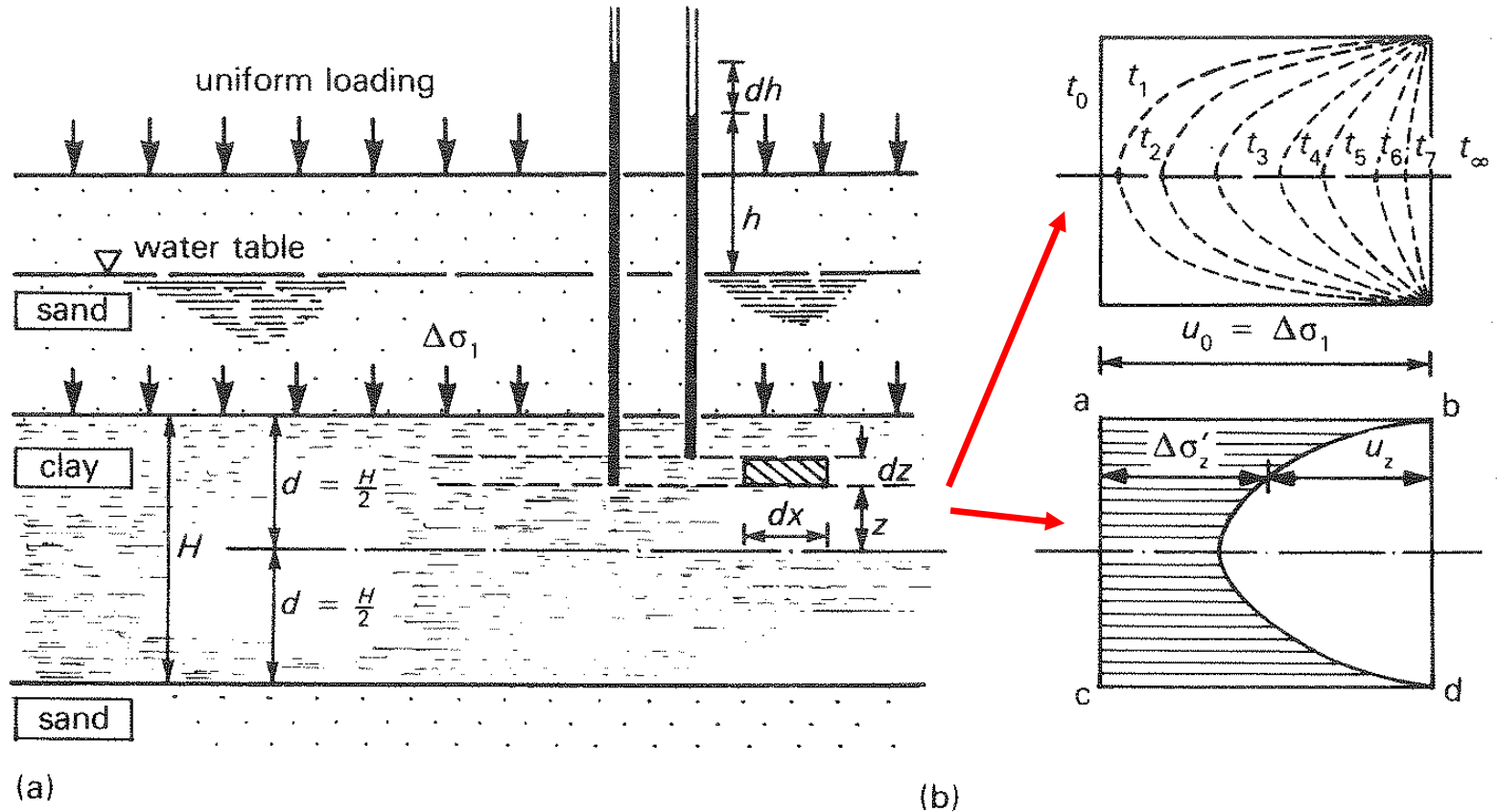
Esempio di come risolvere la distribuzione di pressione di un rilevato stradale con sezione trapezoidale (porzione laterale con distribuzione triangolare di carico e area centrale con distribuzione uniforme) - (applicare se necessario il principio di sovrapposizione nelle zone a margine).

*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

$\sigma_v$  = stress totale

$z$  = profondita'

## Coefficiente di consolidazione $C_v$

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Il coefficiente di consolidazione  $C_v$  è correlato inversamente alla compressibilità e direttamente alla permeabilità del mezzo poroso.  
Dimensionalmente  $C_v$  è espresso come  $[m^2/s]$

Funzione calcolo eccesso pressione dei pori in funzione della profondità'

$$u(z) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \sin\left(M \frac{z}{d}\right) e^{-M^2 T_v}$$

Con queste variabili ausiliarie

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

e

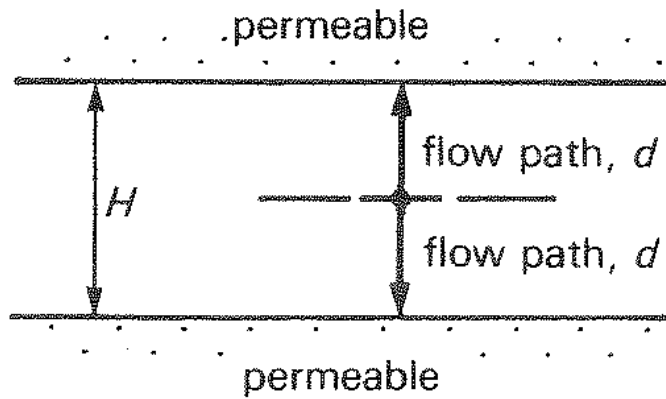
$$T_v = \frac{C_v t}{d^2}$$

Fattore tempo  
(adimensionale)

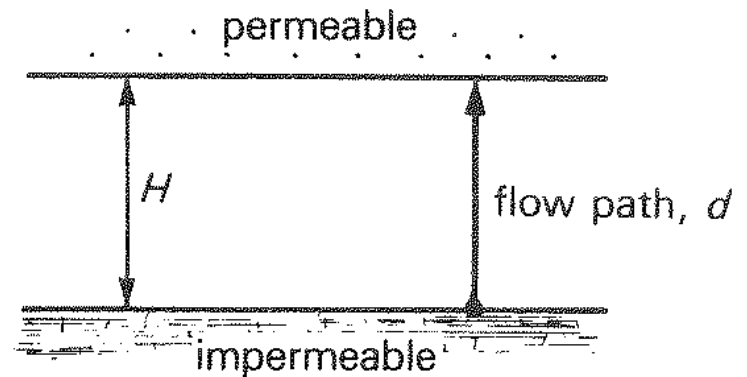
Molto importante:

$d$  = e' la distanza minima 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)

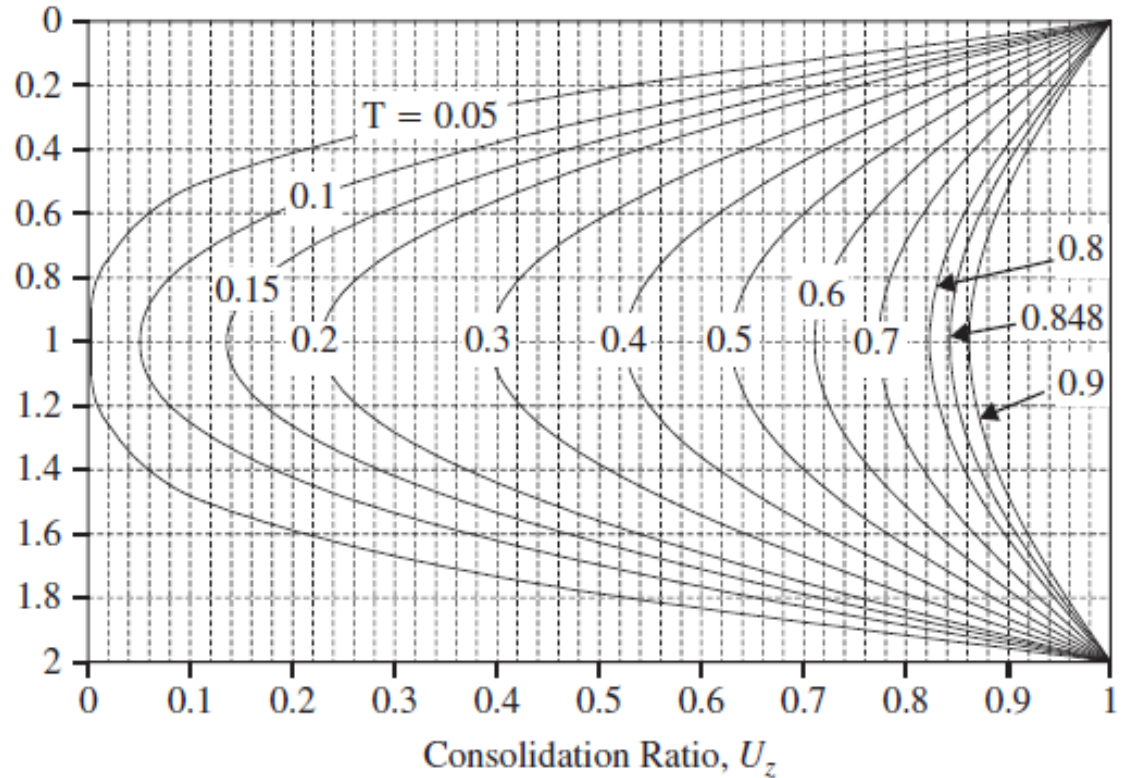
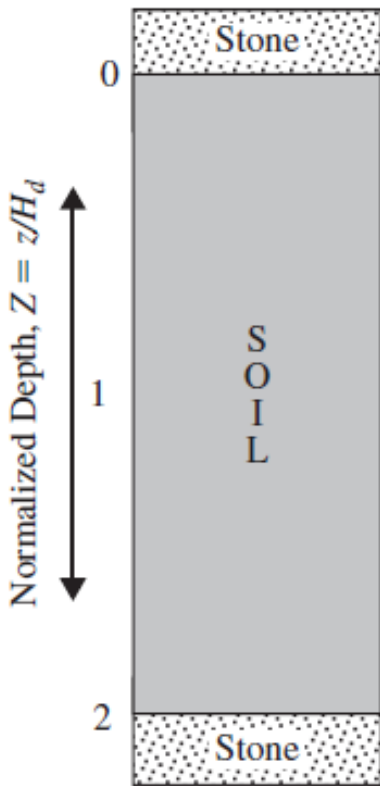
Fig. 10.17 Open and half-closed layers

(a) Open layer:  $d = H/2$  (b) Half-closed layer:  $d = H$

La distanza  $d$  dipende dalla variabilità delle condizioni stratigrafiche.

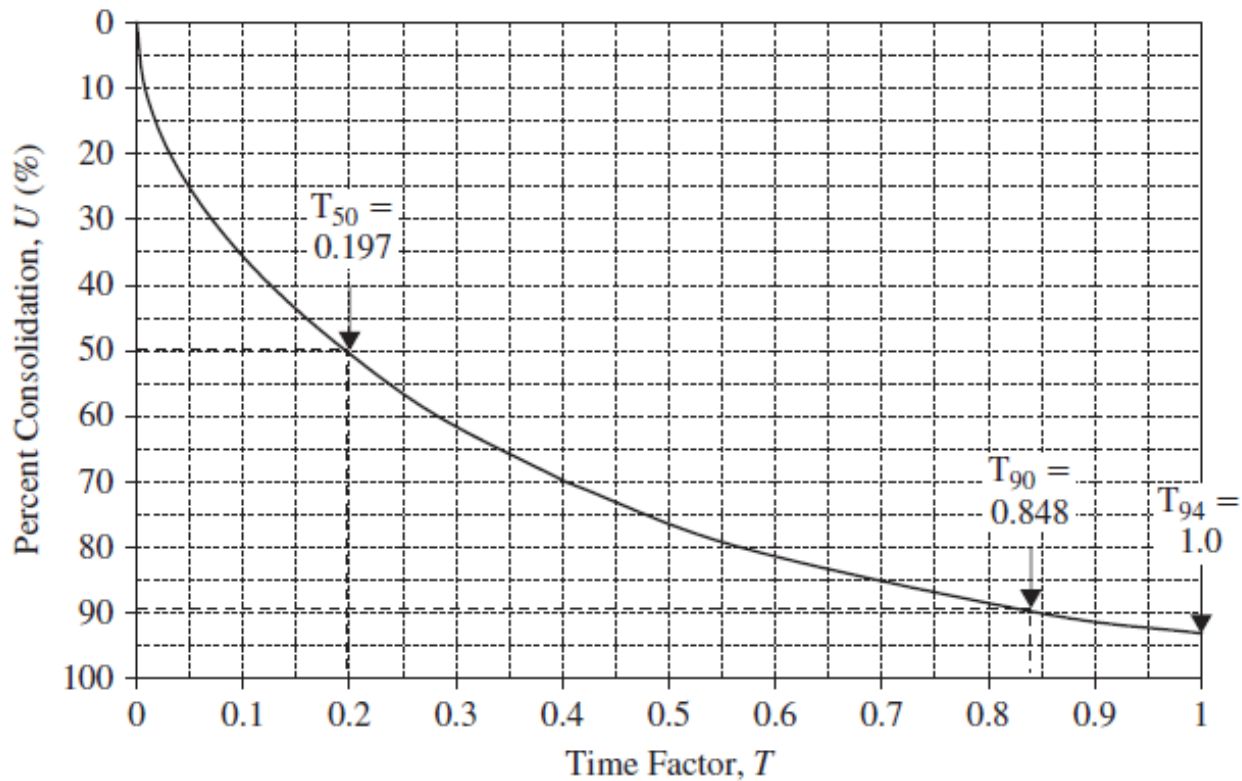
Puoi vedere due dei casi classici nella figura sopra...





$$U(z) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin\left(M \frac{z}{d}\right) e^{-2M^2 T_v}$$

**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  $T_v = f(U\%)$

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}}$$

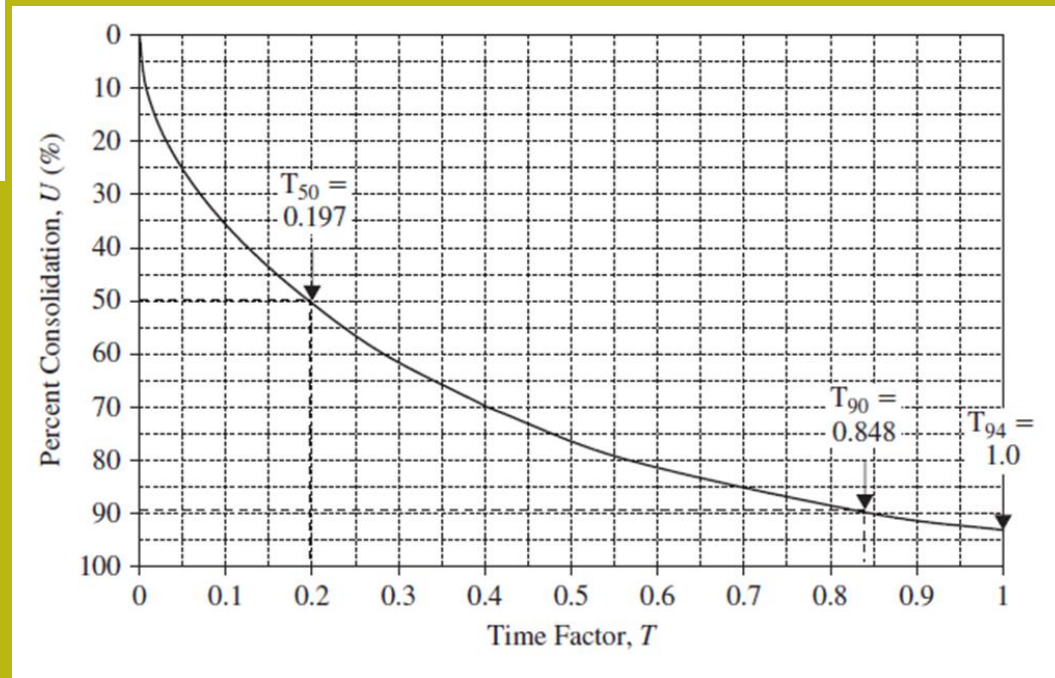
$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}}$$



### 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 $U\% = f(T_v)$ e $T_v = f(U\%)$

$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$
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	$\infty$
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 $T_v = f(U\%)$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2 \quad \text{si } U\% \leq 60\%$$

$$T_v = 1.781 - 0.9331 \log_{10}(100 - U\%) \quad \text{si } U\% > 60\%$$

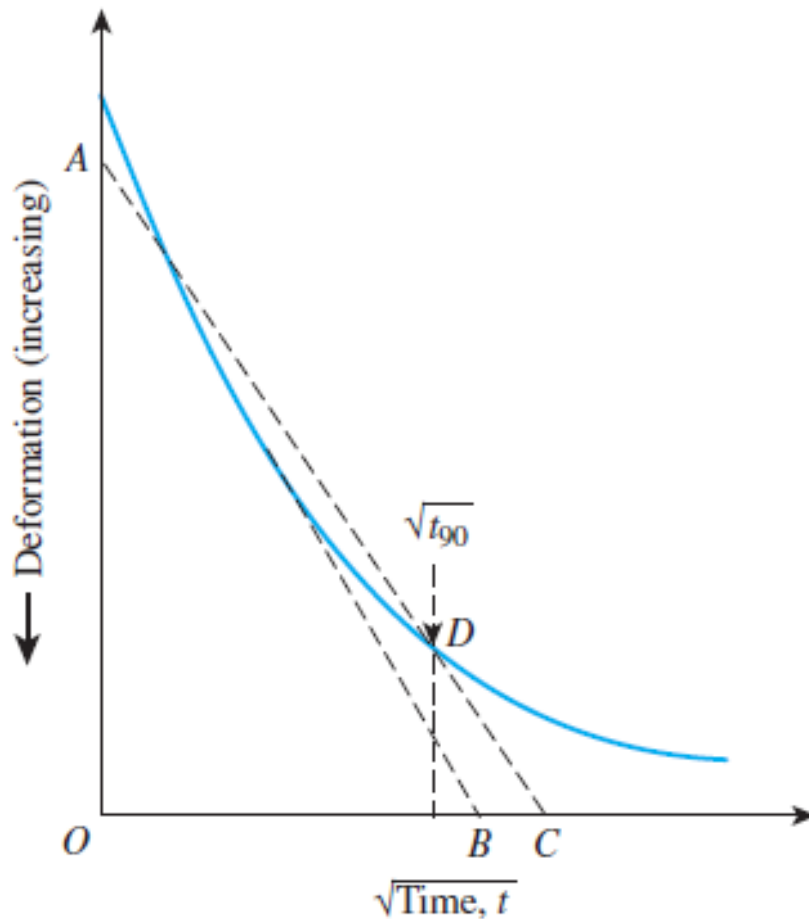
(da Das , 2007)

e le relazioni inverse  
 $U\% = f(T_v)$

$$U\% = 100 \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad \text{si } T_v \leq 0.286$$

$$U\% = 100 - 10^{\left( \frac{1.781 - T_v}{0.933} \right)} \quad \text{si } 0.286 < T_v < 1.781$$

(by L.B. 2016)



## Determinazione del CV in laboratorio: metodo radice quadrata del tempo

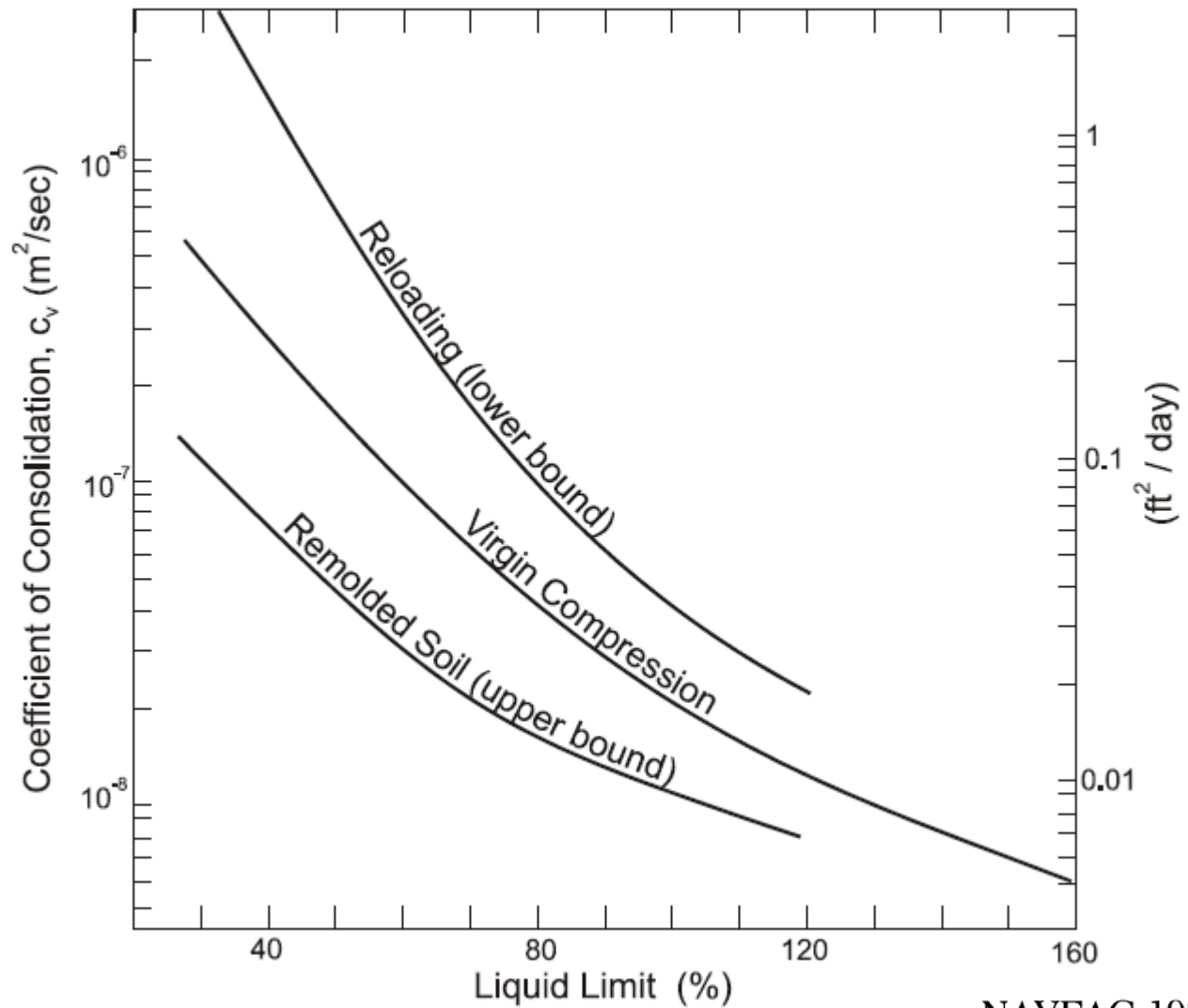
- 1) Disegna la curva di laboratorio  
Strain (settlement) vs. radice quadrato del tempo
- 2) interpolare la curva della porzione iniziale fino a trovare il **punto A**
- 3) Calcolare la pendenza nel ramo con origine in A e disegnare una retta con una pendenza ridotta del 15%. Questa nuova retta identifica il punto D di intersezione con la curva di laboratorio
- 4) nel punto D identifica  $U\%=90$   
Y  $T_{v90}=0.848$  e quindi il  $t_{90}^{0.5}$
- 5) Quest permette el calcolo de  $C_v$

$$C_v = \frac{T_{v90} d^2}{t_{90}}$$

**Table 5.6** TYPICAL VALUES OF THE COEFFICIENT OF CONSOLIDATION,  $c_v$ 

<i>Soil</i>	$c_v$	
	( $\text{cm}^2/\text{s} \times 10^{-4}$ )	( $\text{m}^2/\text{yr}$ )
Boston blue clay (CL) (Ladd and Luscher, 1965)	$40 \pm 20$	$12 \pm 6$
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 $C_v$

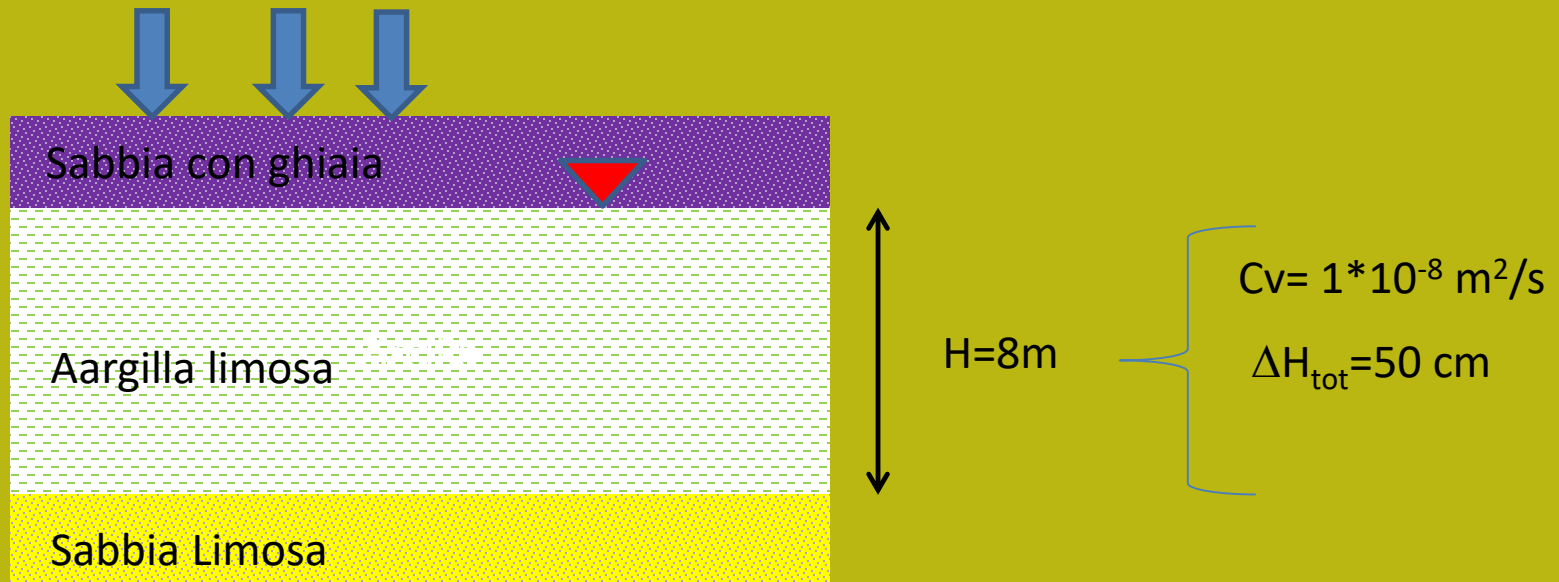


NAVFAC 1982

**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



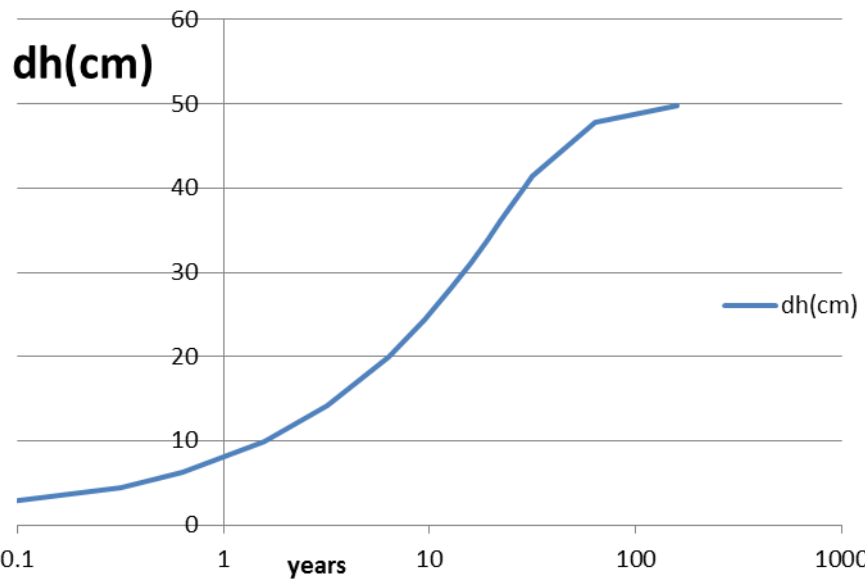
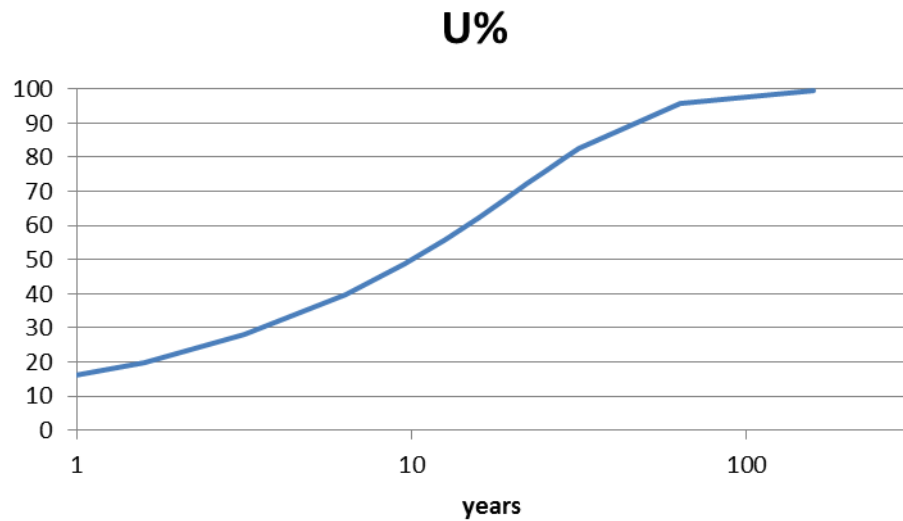
$\Delta H_{\text{tot}}=50\text{ cm}=0.5\text{ m}$  ... considerando un cedimento totale per consolidazione .

ejemplo 3		t(s)	t(days)	t(yrs)	Tv	4Tv/π	U(fraction)	U%	dh(cm)
Cv (m <sup>2</sup> /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 <sub>tot</sub> (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	0.7230035	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

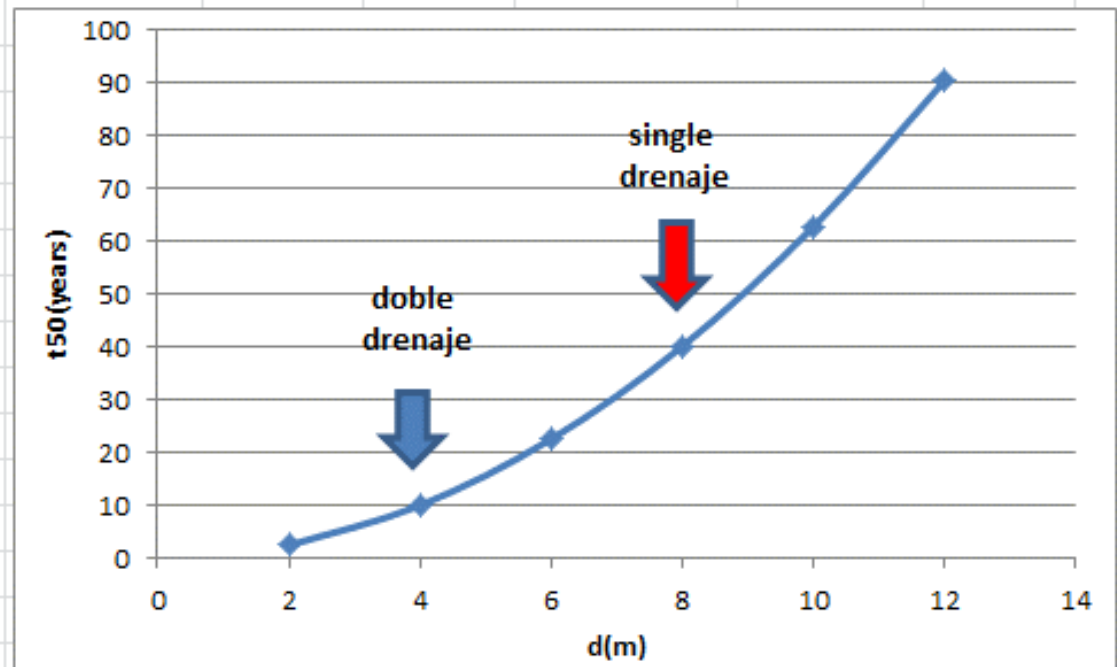
$T_{v50}$	0.1978153
$t_{50}(\text{years})$	10.029422



**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 <sub>50</sub> (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 ..

# **Consolidazione e resistenza al taglio dei terreni. Una applicazione nella stabilita' dei pendii**

**Modellistica stabilita' dei pendii in terreni sciolti.**

**Due Necessita' imprescindibili:**

**1)Definizione Modello geotécnico del pendio**

**2)Scelta del criterio di rottura**

- **Condizioni drenate (lungo termine)?**
- **Condizioni non drenate (breve termine) ?**
- **....**

**Ok..**

**Ma quanto breve?**

**Oppure quanto tempo deve passare perche sia sicuramente a lungo termine?**

**Vale per tutti i terreni.. ?**

**Posso in una stessa verifica di stabilita' associare criterio cond. Drenate mentre altre cond. Non drenate?**

**.....**

Lettura consigliata:  
Appendice M in:

**BORSELLI L. (2020). "SSAP 5.0 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 5.0. Researchgate. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604>**

**L'argomento verra' trattato in maniera dettagliata nei moduli sulla stabilita' dei pendii**

## APPENDICE M – LINEE GUIDA PER SCELTA DEL CRITERIO DI ROTTURA PER I TERRENI: CONDIZIONI NON DRENATE (Breve Termine) E CONDIZIONI DRENATE (Lungo Termine).

(versione 1.3 agosto 2020)  
By LORENZO BORSELLI\* \*\*

\* Docente di Geotecnica e Engineering Geology  
Facoltà Di Ingegneria, Universidad Autonoma de San Luis Potosi,  
San Luis Potosi., Mexico

\*\*Già Ricercatore e Responsabile di Sezione (fino al Luglio 2011)  
C.N.R – IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, ITALIA  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>  
lborselli@gmail.com, lorenzo.borselli@uaslp.mx

### M.1 - Introduzione

Uno dei maggiori e costanti problemi nella definizione di un modello geotecnico di un pendio è la scelta del tipo di criterio di rottura da associare a ognuno degli stati o unità geotecniche presenti.

Infatti come è noto dalla letteratura geotecnica non esiste un solo criterio di rottura da associare a un determinato geomateriale. Anche se ci limitiamo per i terreni ai soli modelli derivati dal criterio Mohr–Coulomb classico esistono due modelli di base: il criterio lineare per **condizioni Drenate** (*a lungo termine*) e il criterio lineare per **condizioni non Drenate** (*a breve termine*).

La scelta dell'uno o dell'altro dei criteri di rottura porta ovviamente a alcune conseguenze, come: un tipo di parametrizzazione diversa; all'uso di un modello per la stima della resistenza al taglio locale diverso, e spesso a risultati drasticamente differenti nella stima del valore di FS durante una verifica di stabilità dei pendii con i metodi all'equilibrio limite. Per questi motivi una accurata scelta del criterio di rottura da utilizzare risulta fondamentale prima di operare una qualunque verifica di stabilità.

Secondo Duncan et al. (2014) una verifica di stabilità di un pendio può essere utile solamente se il problema è correttamente formulato. Per fare questo secondo gli autori è necessario: 1) la conoscenza dei principi maestri della meccanica del suolo; 2) la conoscenza della geologia e delle condizioni del sito; 3) la conoscenza delle proprietà meccaniche del suolo nel sito (Duncan et al. ,2014). Solo la conoscenza dei tre punti precedenti porta ad affrontare il problema correttamente e in particolare, per mezzo di metodologie opportune alla scelta del criterio di rottura che è più conveniente utilizzare.

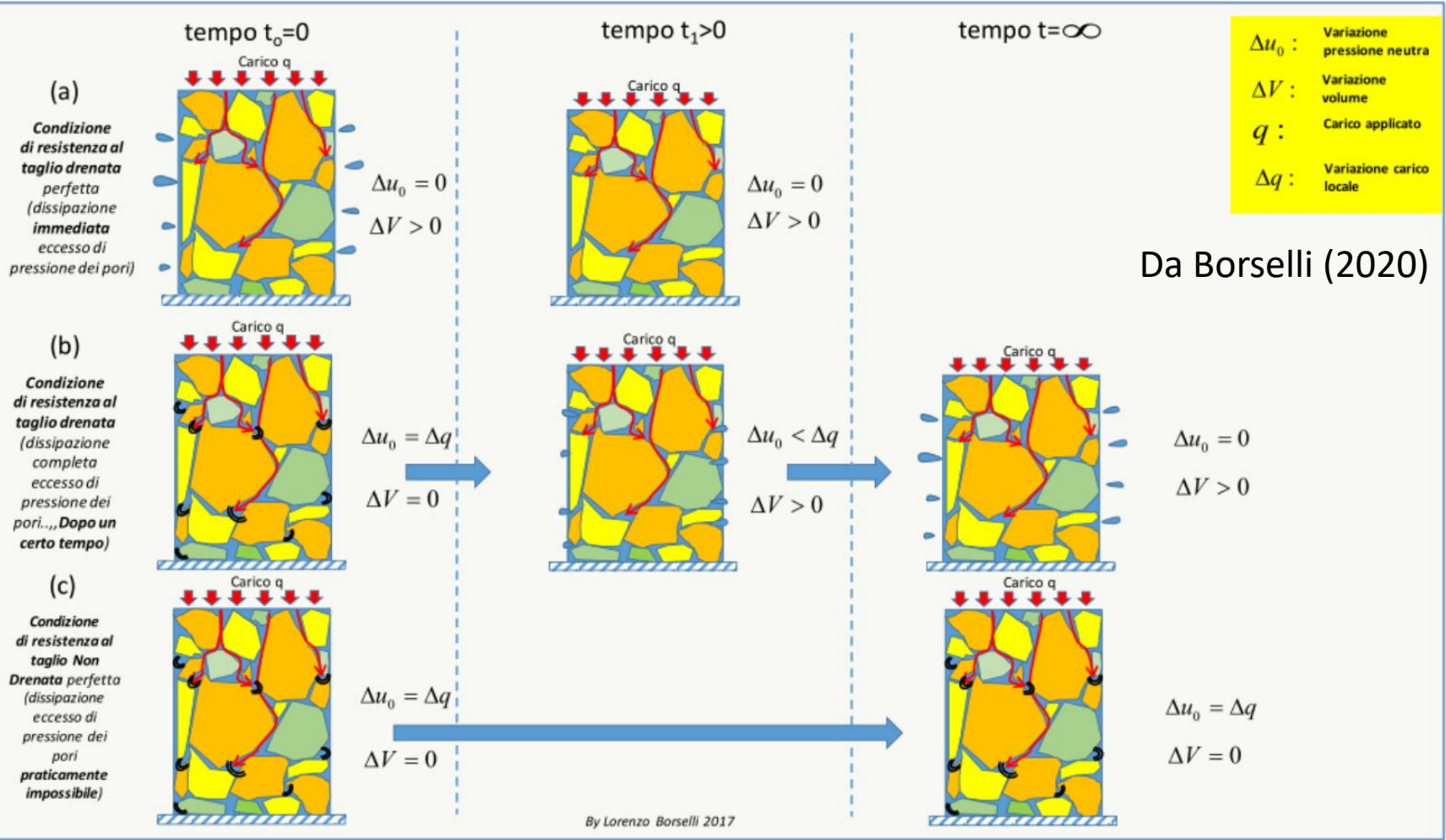
Questa appendice è stata redatta per venire incontro agli utenti di SSAP che spesso domandano quale sia il criterio di rottura corretto da utilizzare nei vari scenari di una verifica di stabilità. Senz'altro questi dubbi esistono perché nel mondo accademico, professionale e normativo non si danno sufficienti linee guida e approfondimenti, sia teorici che pratici, per affrontare questo tema di fondamentale importanza.

### M.2 - Definizioni

I concetti di resistenza al taglio in condizioni **drenate** e **non drenate** sono di fondamentale importanza nella meccanica del suolo e dei geomateriali.

Il semplice significato **Drenato**=asciutto/non saturo e **Non Drenato**=non asciutto/saturo non rappresenta il vero significato di come questi due termini sono usati nella meccanica del suolo (Duncan et al. 2014). In sostanza la definizione che si dà in meccanica del suolo è relativa alla facilità con la quale l'acqua si può muovere verso o dentro il suolo in risposta ad un cambio di un carico esterno (carico/scarico) e quindi generare un cambio nella pressione neutra nella massa del suolo.

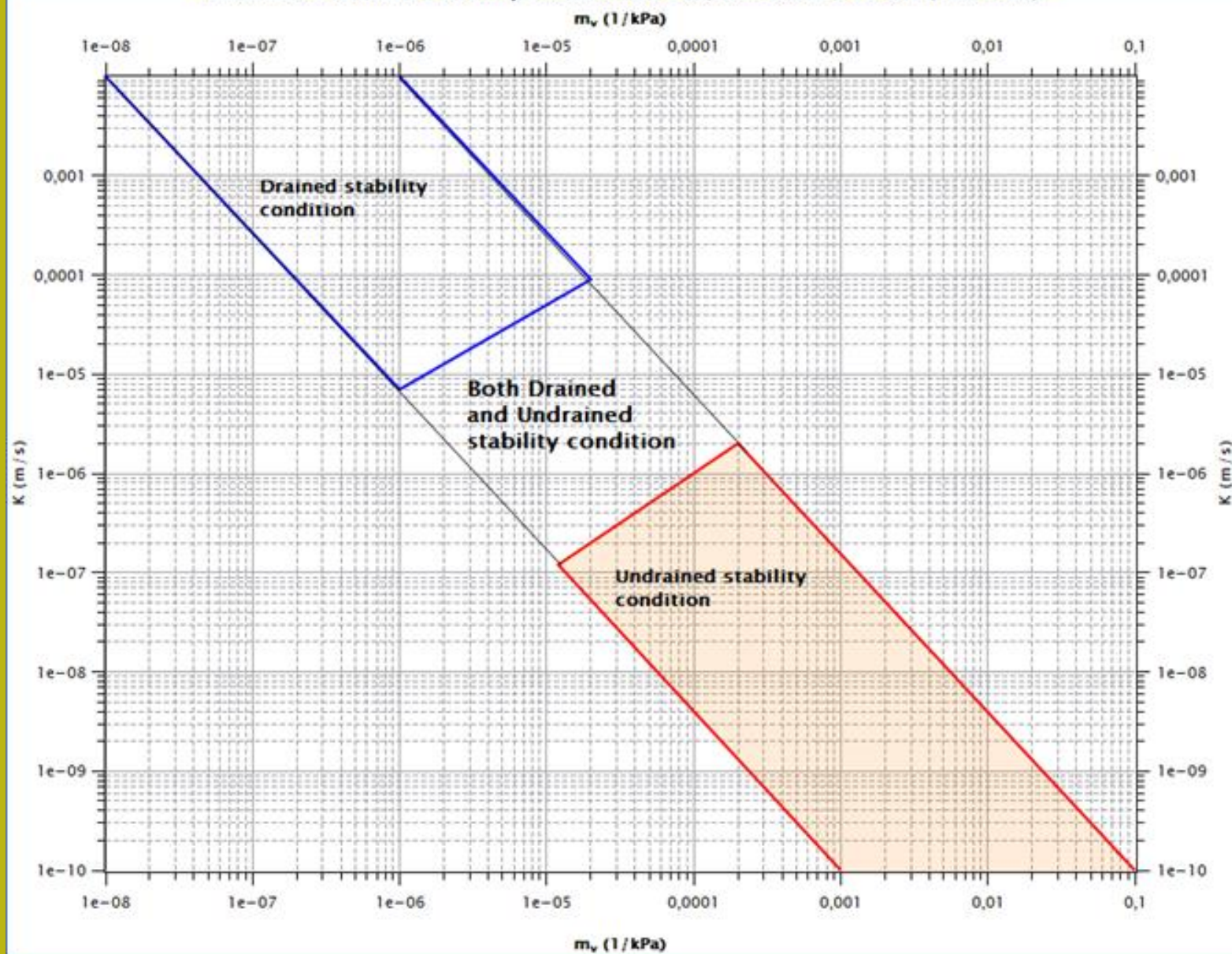
La **condizione Drenata** (*drained shear strength*) è la condizione per la quale l'acqua è capace di fluire tanto rapidamente quanto è la velocità di applicazione, o di scarico, di un carico esterno. In queste



Da Borselli (2020)

Associazione tra resistenza al taglio e consolidazione

Drained and Undrained Stability selection criteria (from Stark et al. 2014, modified)



Da Stark et. Al. (2014) – Ridisegnato in Borselli (2021, in stampa)  
Presente nel prossimo manuale SSAP 5.1 (prossima uscita)

# **Esempi aggiuntivi calcolo cedimenti per consolidazione e loro evoluzione nel tempo**

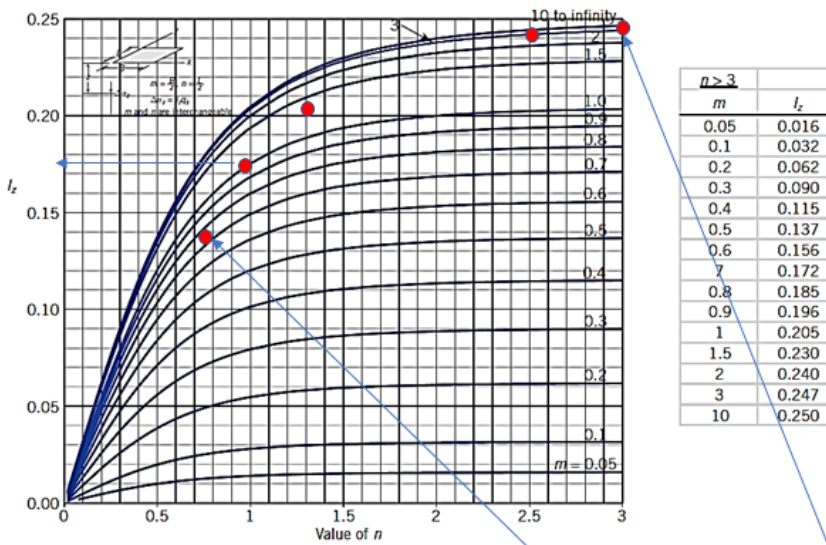
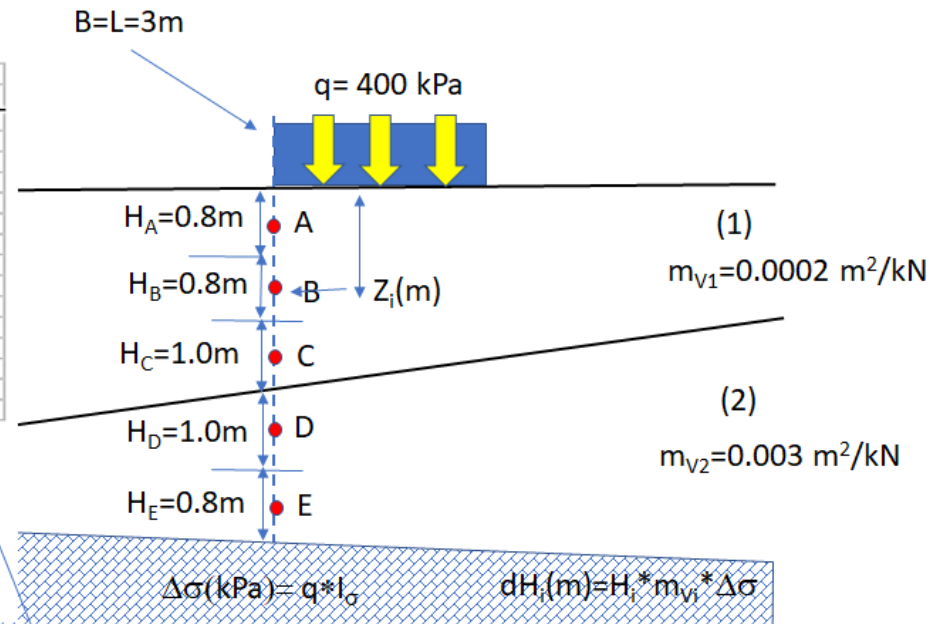


Figure 6.6 Stress influence chart for the increase in vertical total stress under the corner of a uniformly stressed rectangular loaded area. (Modified from NAV-FAC-DM 7.1.)



Sub-estrato	$H_i(m)$	$Z_i(m)$	$m=L/z$	$n=B/z$	$I_\sigma$	$\Delta\sigma(\text{kPa})$	$m_{vi}(\text{m}^2/\text{kN})$	$dH_i(m)$
A	0.8	0.4	7.5	7.5	0.249	99.6	0.0002	0.016
B	0.8	1.2	2.5	2.5	0.24	96.0	0.0002	0.015
C	1.0	2.1	1.43	1.43	0.205	82.0	0.0002	0.0165
D	1.0	3.1	0.97	0.97	0.175	70.0	0.003	0.21
E	0.8	4.0	0.75	0.75	0.14	56.0	0.003	0.134

total  $0.3915(m) = 39.15(\text{cm})$

Esempio di calcolo cedimento per consolidazione

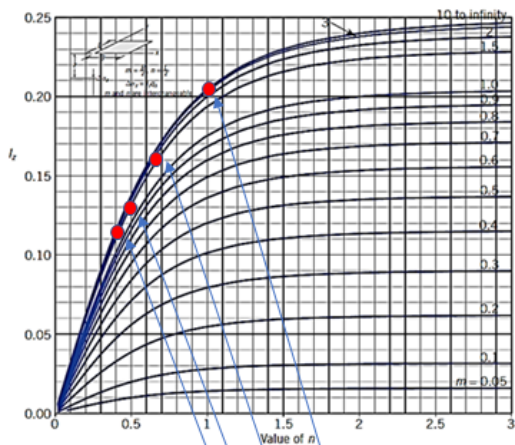
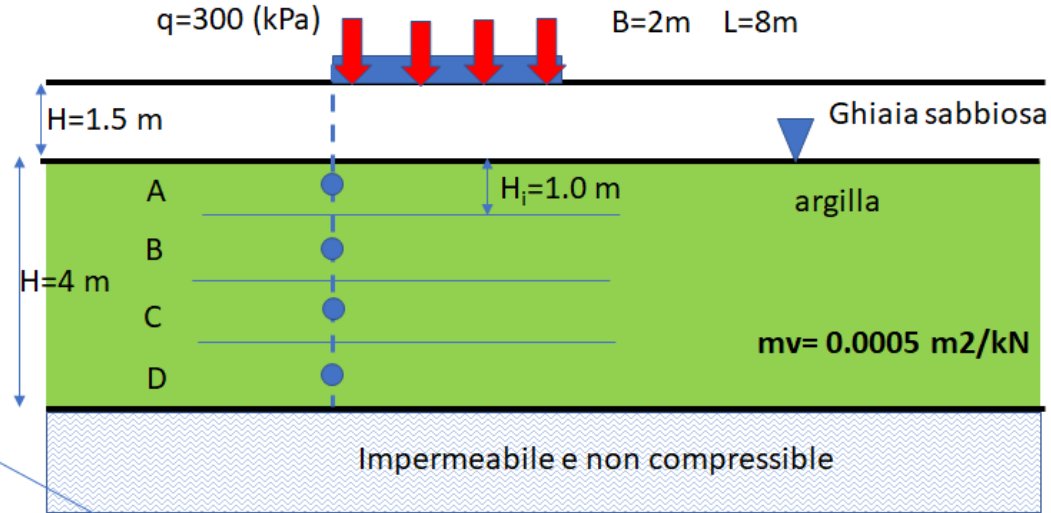


Figure 6.6 Stress influence chart for the increase in vertical total stress under the corner of a uniformly stressed rectangular loaded area. (Modified from NAV-FAC-DM 7.1.)



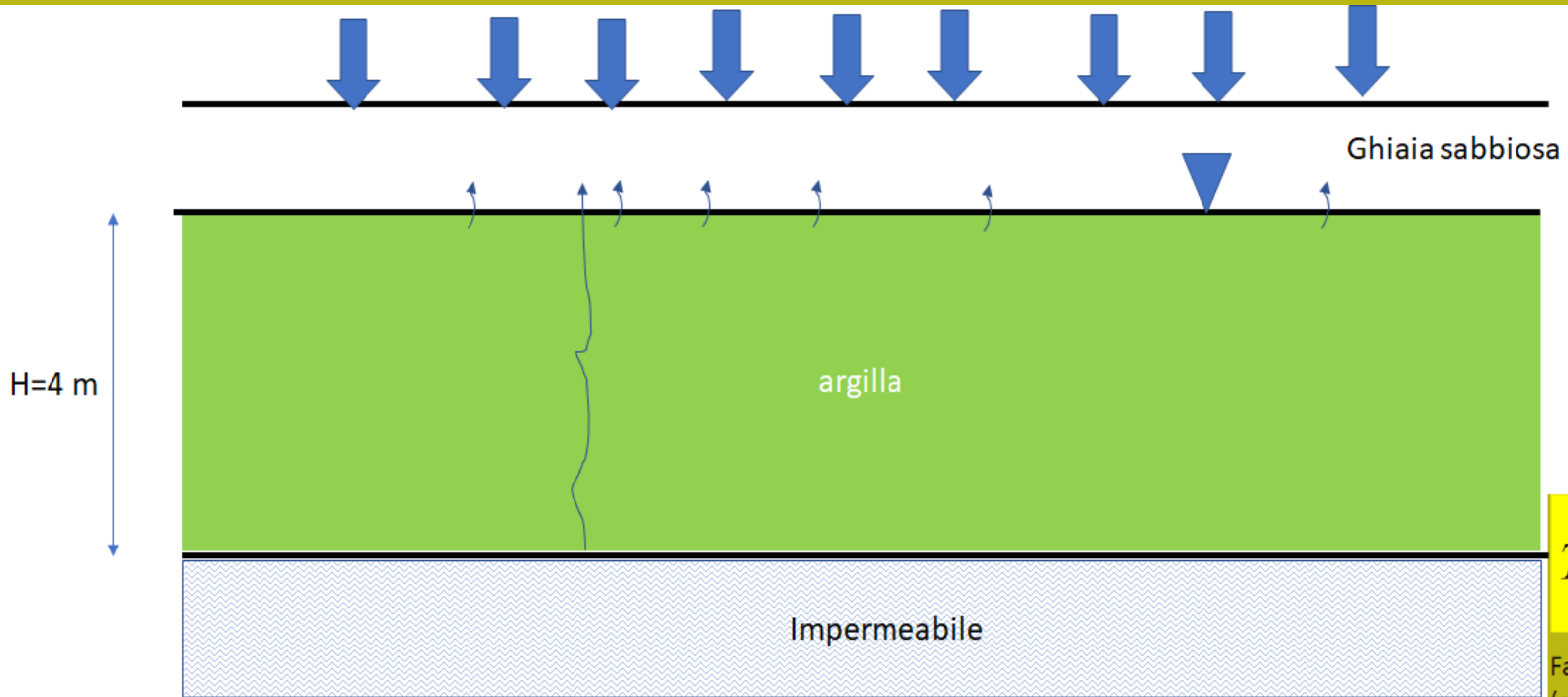
Calcolo cedimento Prodotto da consolidazione

Sub-estrato	$H_i(m)$	$Z_i(m)$	$m=L/z$	$n=B/z$	$I_\sigma$	$\Delta\sigma(kPa) = q * I_\sigma$	$m_{Vi}(m^2/kN)$	$dH_i(m) = H_i * m_{Vi} * \Delta\sigma$
A	1.0	2.0	4.0	1.0	0.205	61.5	0.0005	0.0307
B	1.0	3.0	2.66	0.66	0.16	48.0	0.0005	0.024
C	1.0	4.0	2.0	0.5	0.13	39.0	0.0005	0.0195
D	1.0	5.0	1.6	0.4	0.115	34.5	0.0005	0.0172

Total 0.0914(m) = 9.14(cm)

Esempio di calcolo cedimento per consolidazione





$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Factor tiempo  
(adimensional)

$\Delta h = 20\text{cm}$  o  $0.2\text{ m}$

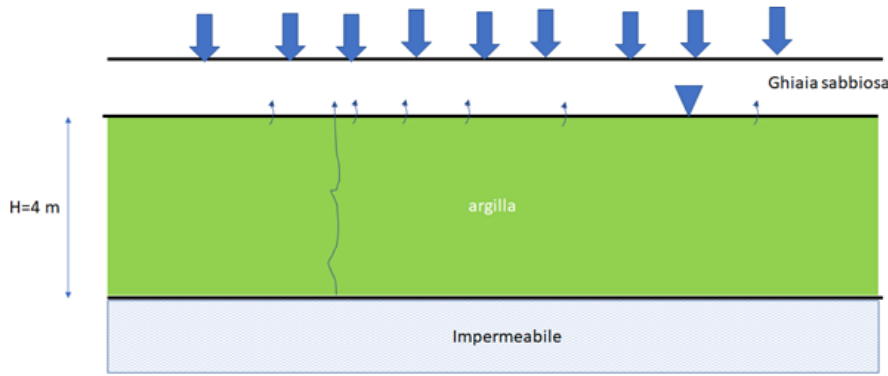
$C_v = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

$d = 4\text{ m}$

Calcolare la percentuale di consolidazione dopo 3 anni  $\longrightarrow$  **94672800** secondi in 3 anni

Considerando una consolidazione totale di 20 cm  
E un valore di  $C_v$  per lo strato argilloso

Calcolare la percentuale di consolidazione dopo 3 anni



$\Delta h = 20\text{cm} \text{ o } 0.2 \text{ m}$   
 $C_v = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$   
 $d = 4 \text{ m}$

$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$
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	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Factor tempo (adimensional)

$$T_v = (0.0000002 * 94672800) / 16 = 1.18341$$

$T_v \rightarrow U\% = 96\%$   
 (approssimato)

$$U\% = 100 - 10^{\left(\frac{1.781 - T_v}{0.933}\right)} \text{ si } 0.286 < T_v < 1.781$$

$U\% = 95.63\%$  ← Con migliore precisione

# Costruzione di una curva completa che rappresenta la evoluzione della consolidazione nel tempo

Construir una curva completa que represente la progresión de la consolidación en el tiempo

t(segundos)	t(años)	Tv(adimensional)	U (%) porcentaje de consolidación	dh(cm)
0	0	0	0	0
157079.633	0.0050	0.001963495	5	1
628318.531	0.0199	0.007853982	10	2
1413716.69	0.0448	0.017671459	15	3
2513274.12	0.0796	0.031415927	20	4
3926990.82	0.1244	0.049087385	25	5
5654866.78	0.1792	0.070685835	30	6
7696902	0.2439	0.096211275	35	7
10053096.5	0.3186	0.125663706	40	8
12723450.2	0.4032	0.159043128	45	9
15707963.3	0.4978	0.196349541	50	10
19006635.6	0.6023	0.237582944	55	11
22619467.1	0.7168	0.282743339	60	12
27230761.2	0.8629	0.340384515	65	13
32227669.5	1.0212	0.402845869	70	14
38137757.8	1.2085	0.476721972	75	15
45371121.1	1.4377	0.567139014	80	16
54696548.4	1.7332	0.683706855	85	17
67840000	2.1497	0.848000000	90	18
90308878.9	2.8617	1.128860986	95	19
142480000	4.5149	1.781000000	99	19.8

**Relaciones robustas para  $T_v = f(U\%)$**

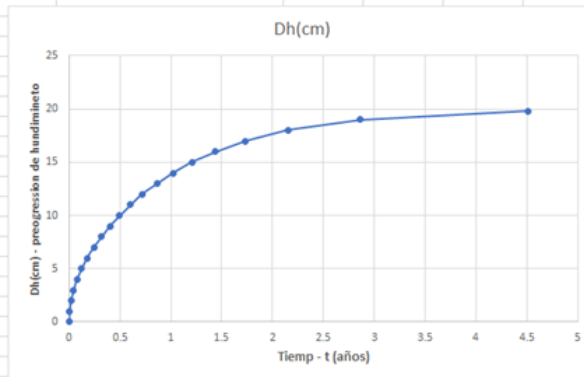
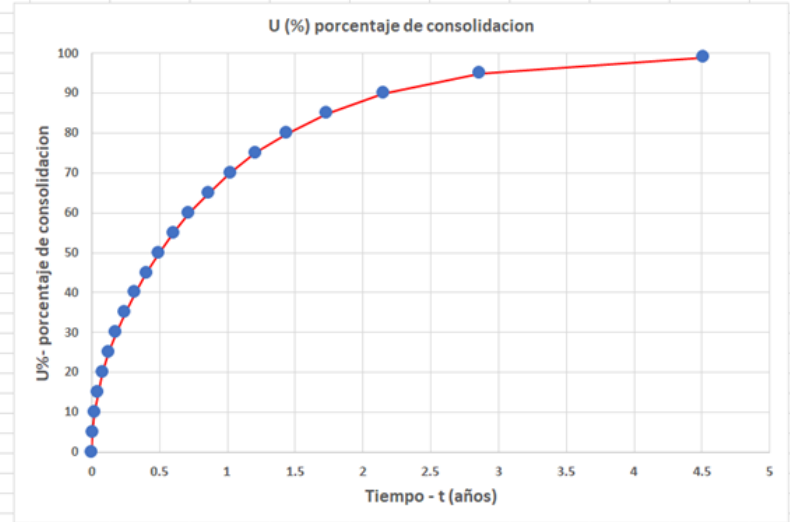
$$T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2 \quad \text{si } U\% \leq 60\%$$

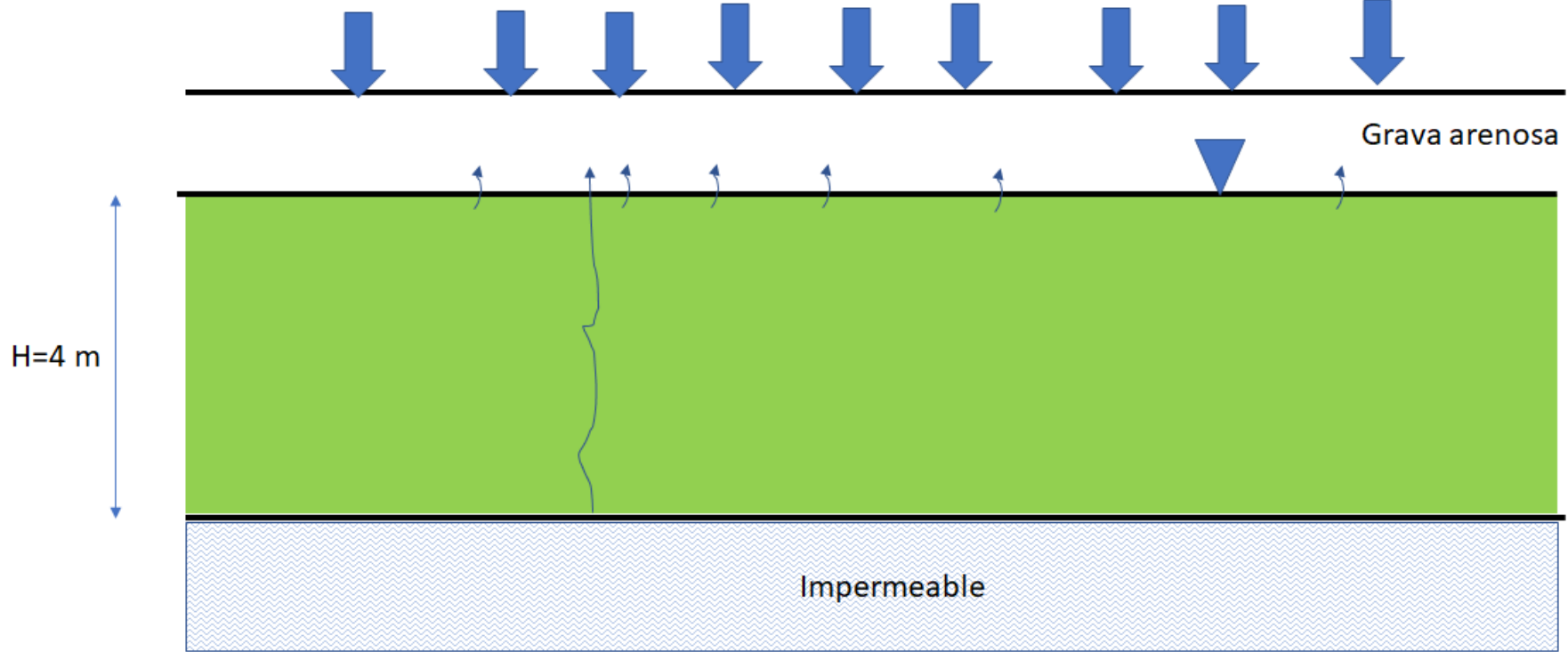
$$T_v = 1.781 - 0.933 \log_{10}(100 - U\%) \quad \text{si } U\% > 60\%$$

$$t = \frac{T_v d^2}{c_v}$$

Relación inversa para calcular el tiempo necesario a producir una cierta fracción de asentamiento total

$c_v$  (m<sup>2</sup>/s)    0.0000002  
 $d$ (m)    4  
 $\Delta H$ (cm)    20  
**31557600** segundos en 1 año



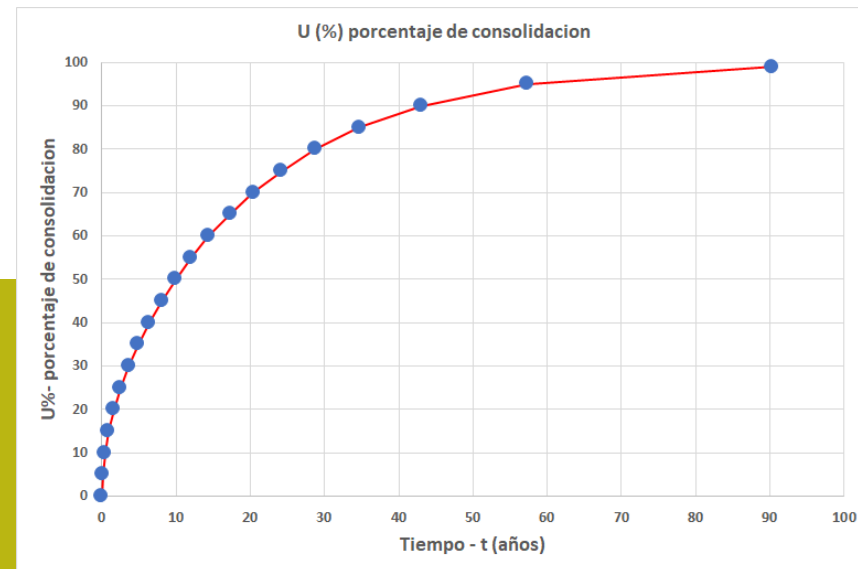


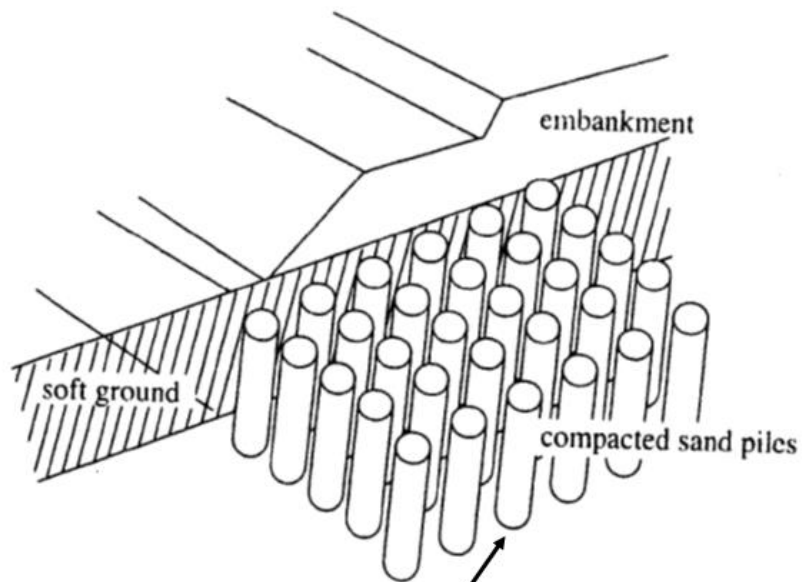
$\Delta h = 20\text{cm}$  o  $0.2\text{ m}$

Cambiando  $\rightarrow C_v = 1.0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

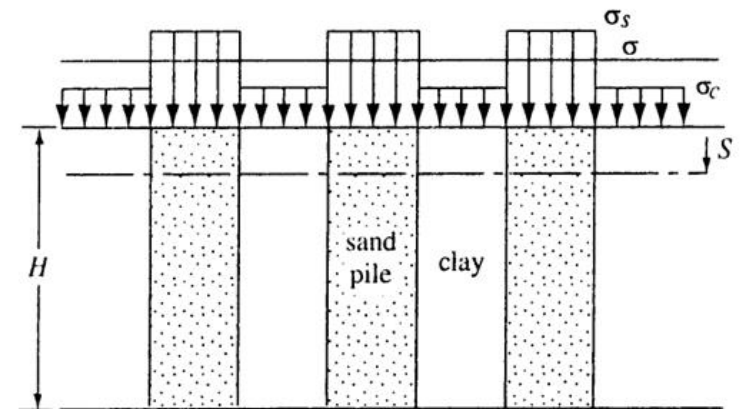
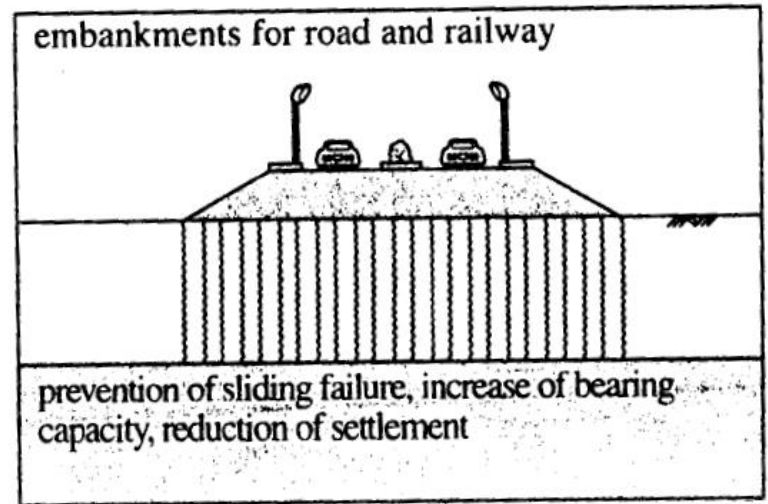
$d = 4\text{ m}$  90% di consolidazione richiederebbe 43 anni

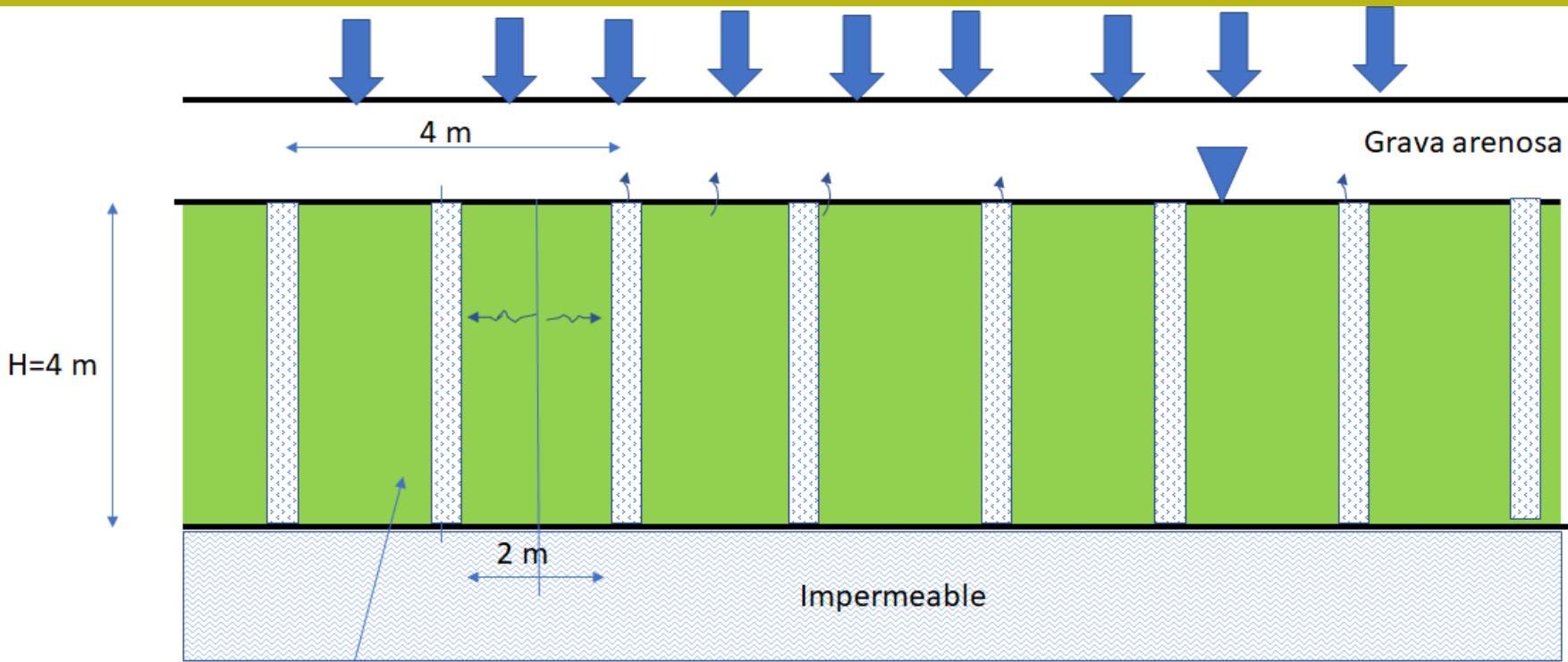
Posso accelerare la consolidazione??





Compaction sand piles

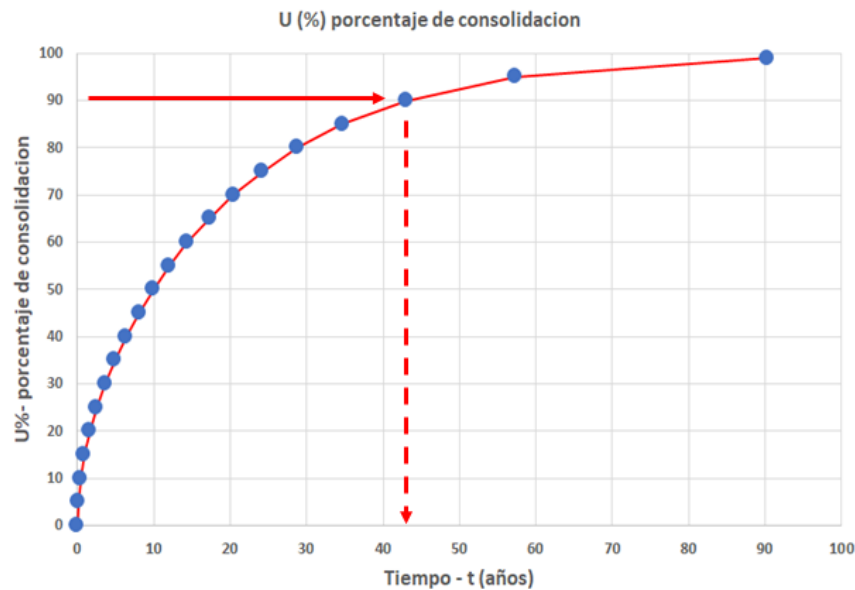




$\Delta h = 20\text{cm}$  o  $0.2\text{ m}$   
 $C_v = 1.0 \cdot 10^{-8}\text{ m}^2/\text{s}$

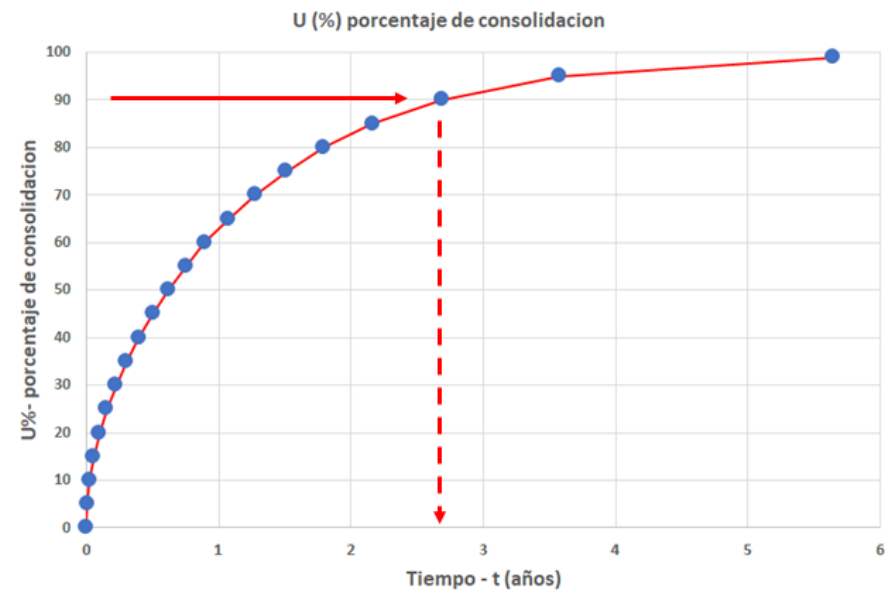
Con  $d=4\text{ m}$  90% di consolidazione necessita 43 anni

Posso accelerare la consolidazione?? Con pali in sabbia spazati a 2 m  $\rightarrow$  ovvero  $D=1\text{ m}$ ?



d=4 m

Senza pali in sabbia  
90 % consolidazione  
In 43 anni



d=1 m

Con pali in sabbia spazati 2 m  
e D=1m 90% consolidazione  
In 2.7 anni

## **Lecture additionali consigliate:**

- **Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9 . (Capitolo 11 )**
- **Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1 . (cap. 17)**
- **Budhu M.(2015). Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7. (capitolo 7)**





# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*"La Geotecnica che serve"*

Docente: Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.

Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico. [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L'obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

## Modulo 4 – Resistenza al taglio dei geomateriali e Teoria e pratica della compattazione (3 ore)

### *Resistenza al taglio dei geomateriali (2 ore)*

Fondamenti della teoria della resistenza al taglio dei geomateriali naturali e artificiali (terreni, rocce e massicci rocciosi, terrapieni e rockfills). Test di laboratorio e loro interpretazione, test in sito e loro interpretazione. Ambito di applicazione: progettazione di fondazioni, stabilità pendii e strutture di contenimento.

### *Teoria e pratica della compattazione (1 ora)*

Basi della teoria della compattazione dei terreni. Test di laboratorio e sul campo e loro interpretazione. Ambito di applicazione: progettazione di terrapieni e strutture stradali e controllo di qualità dei terrapieni



## Modulo 4

- Resistenza al taglio dei geomateriali
- Teoria e pratica della compattazione

# A- Resistenza al taglio dei Geomateriali



# Resistenza al taglio dei geomateriali

*Suoli*

*Rocce*

*Ammassi rocciosi*



La resistenza al taglio dei geomateriali può essere definita come la resistenza fino alla rottura che si sviluppa su superfici o piani interni al materiale ..

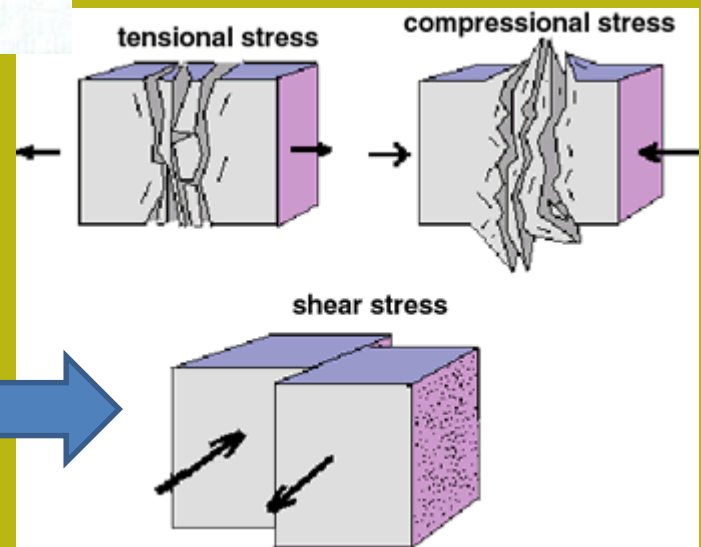
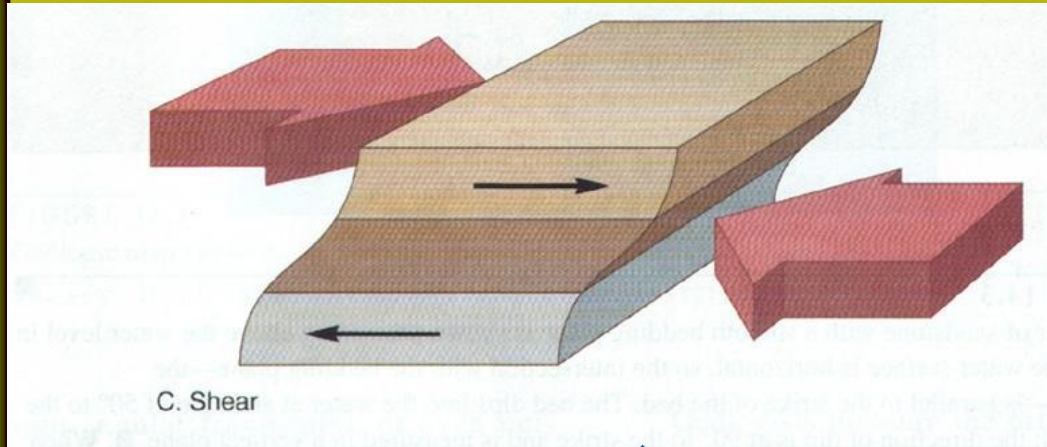
Questa resistenza dipende da molti fattori geologici, strutturali, fisici e chimici



**Ammasso roccioso alterato**

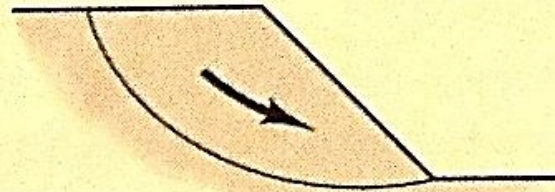


# Dove troviamo la resistenza al taglio di terreni e ammassi rocciosi

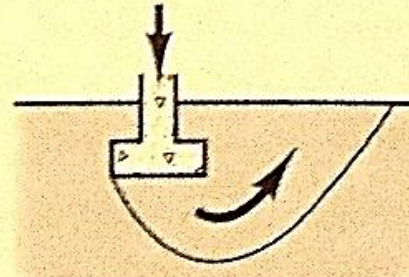


Sforzo di taglio  
e resistenza al taglio  
(*shear strength*)

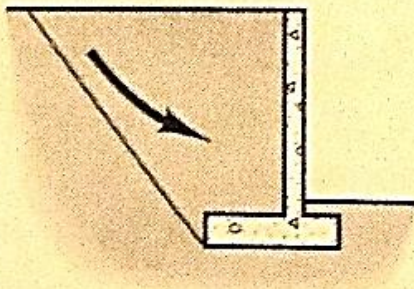
## Dove troviamo la resistenza al taglio di terreni e ammassi rocciosi



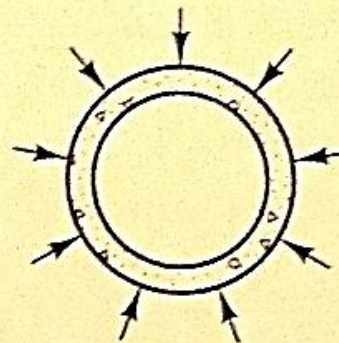
Earth slopes



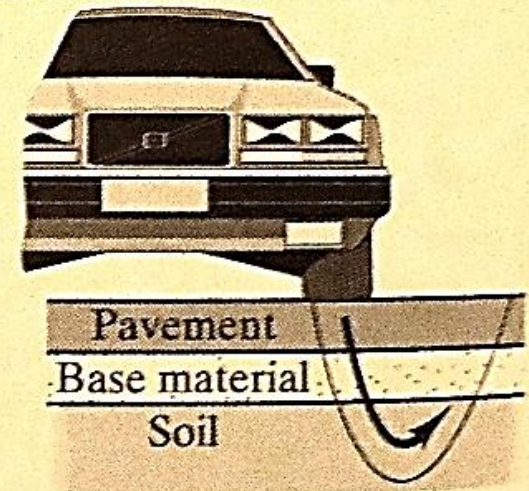
Structural foundations



Retaining walls



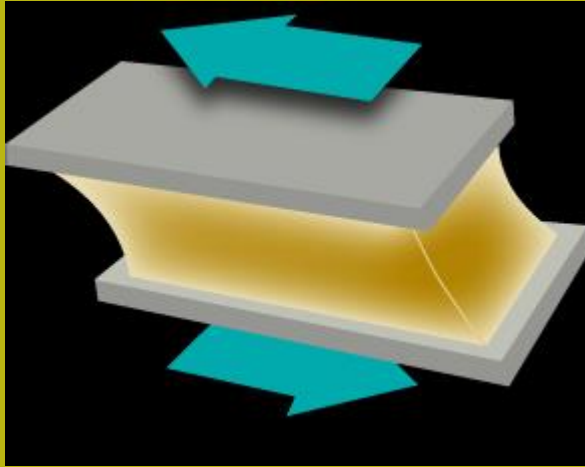
Tunnel linings



Highway pavements

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.

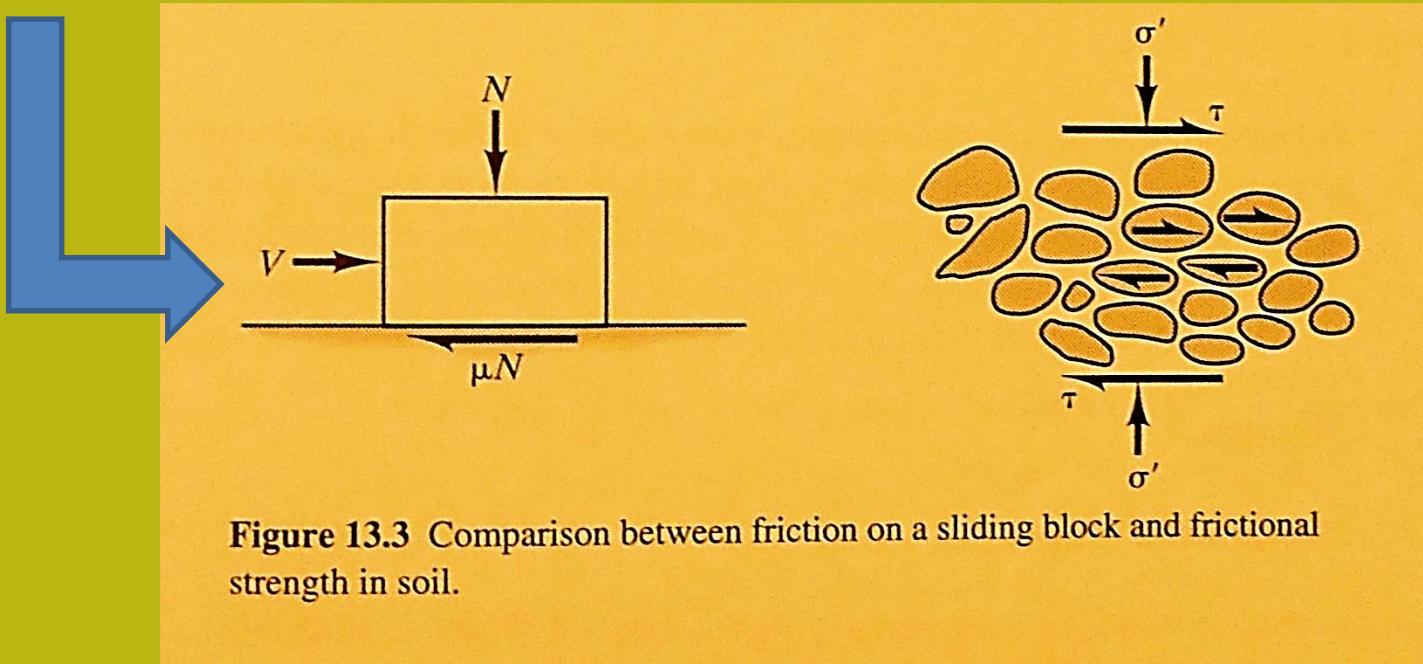
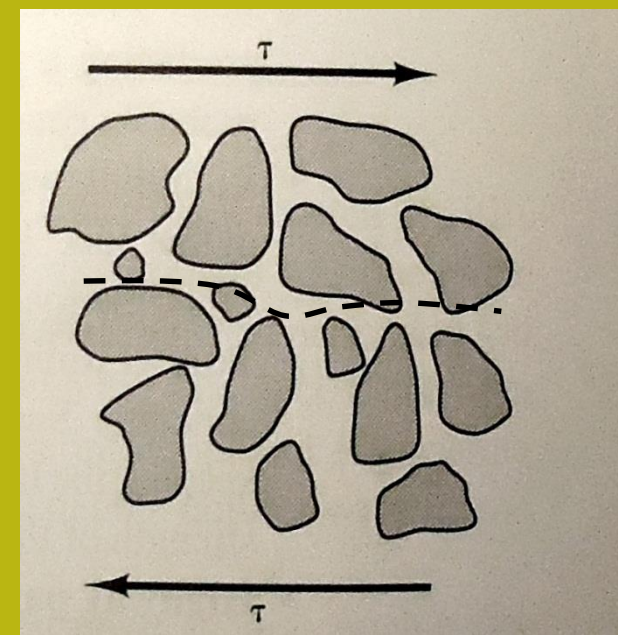


Figure 13.3 Comparison between friction on a sliding block and frictional strength in soil.

Resistenza  
frizionale



# I 6 criteri di rottura priu importartanti

Criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb (terreni sciolti):

- **Tensioni efficaci**  $\phi', c'$
- **Tensioni Totali** -  $C_u$  (resistenza al taglio cond. non drenate)

Criterio di rottura Non Lineare generalizzato, Hoek & et al. (2002,2006)  
(*ammassi rocciosi fratturati* - dominio isotropo - CONTINUO)

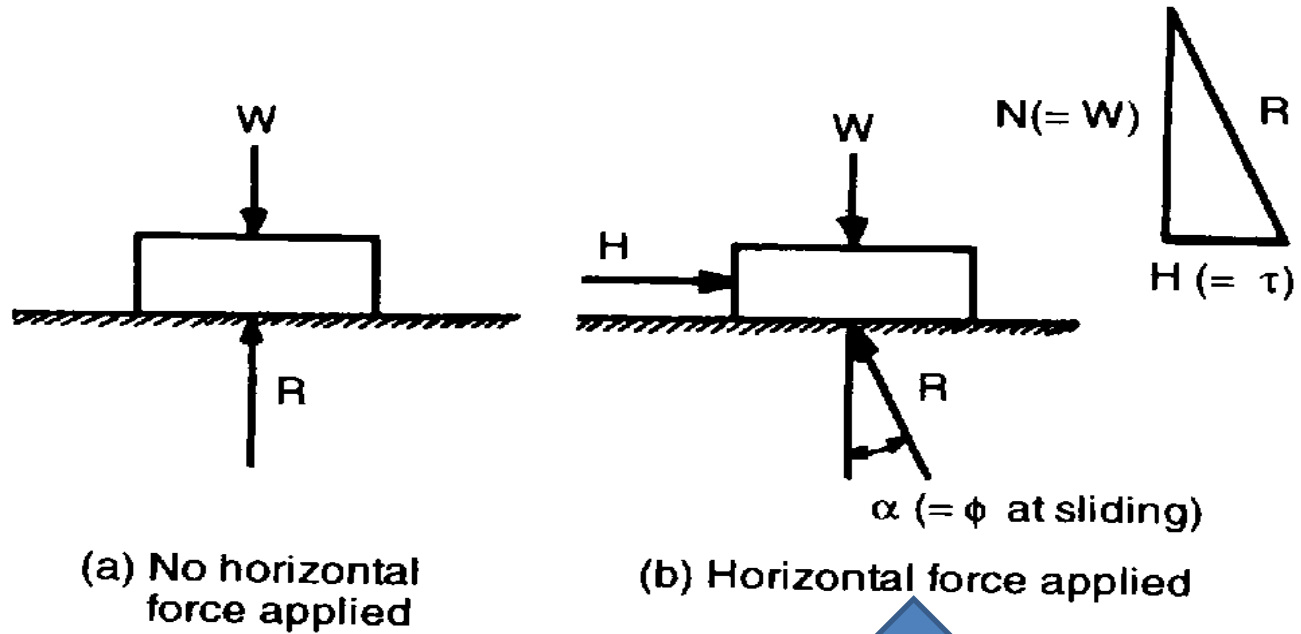
- **Tensioni efficaci** -  $\phi', c'$  **equivalenti** calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso ( $GSI, UCS, m_i, D$ )

Criterio di rottura Non Lineare, Barton Bandis (1990) (discontinuita' in  
*ammassi rocciosi* - dominio anisotropo - DISCONTINUO)

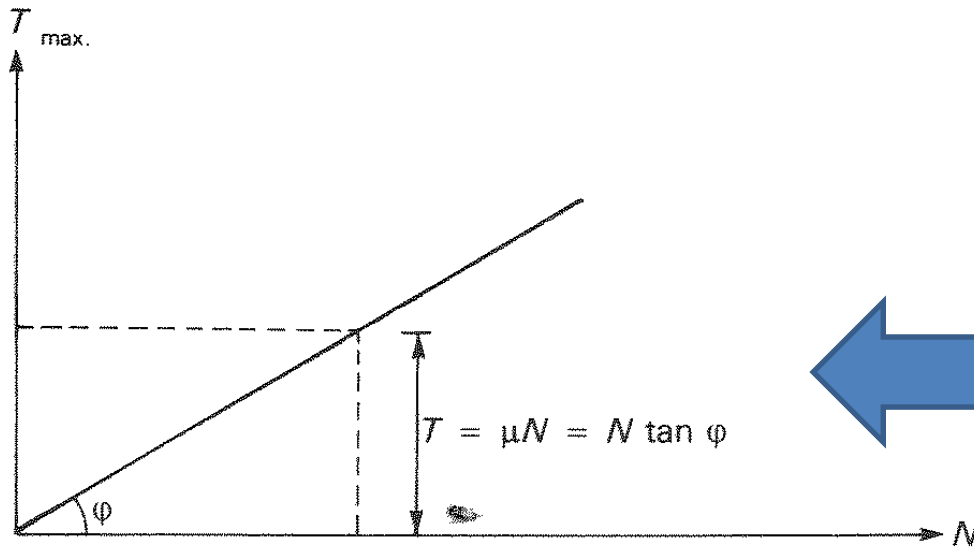
- **Tensioni efficaci** -  $\phi', c'$  **equivalenti** sulla discontinuita' calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso ( $J_{rc}, UCS, \beta, L$  ..etc.)

Criterio di rottura Lineare per Liquefazione dinamica e statica , Olson e stark (2003)

- **Tensioni Totali** -  $C_u$  (equivalenti con non drenate , res . Al taglio post-liquefazione totale)
- Tensioni efficaci -  $\phi', c'$  (in caso di Liquefazione parziale, con incremnto  $U_0$ )

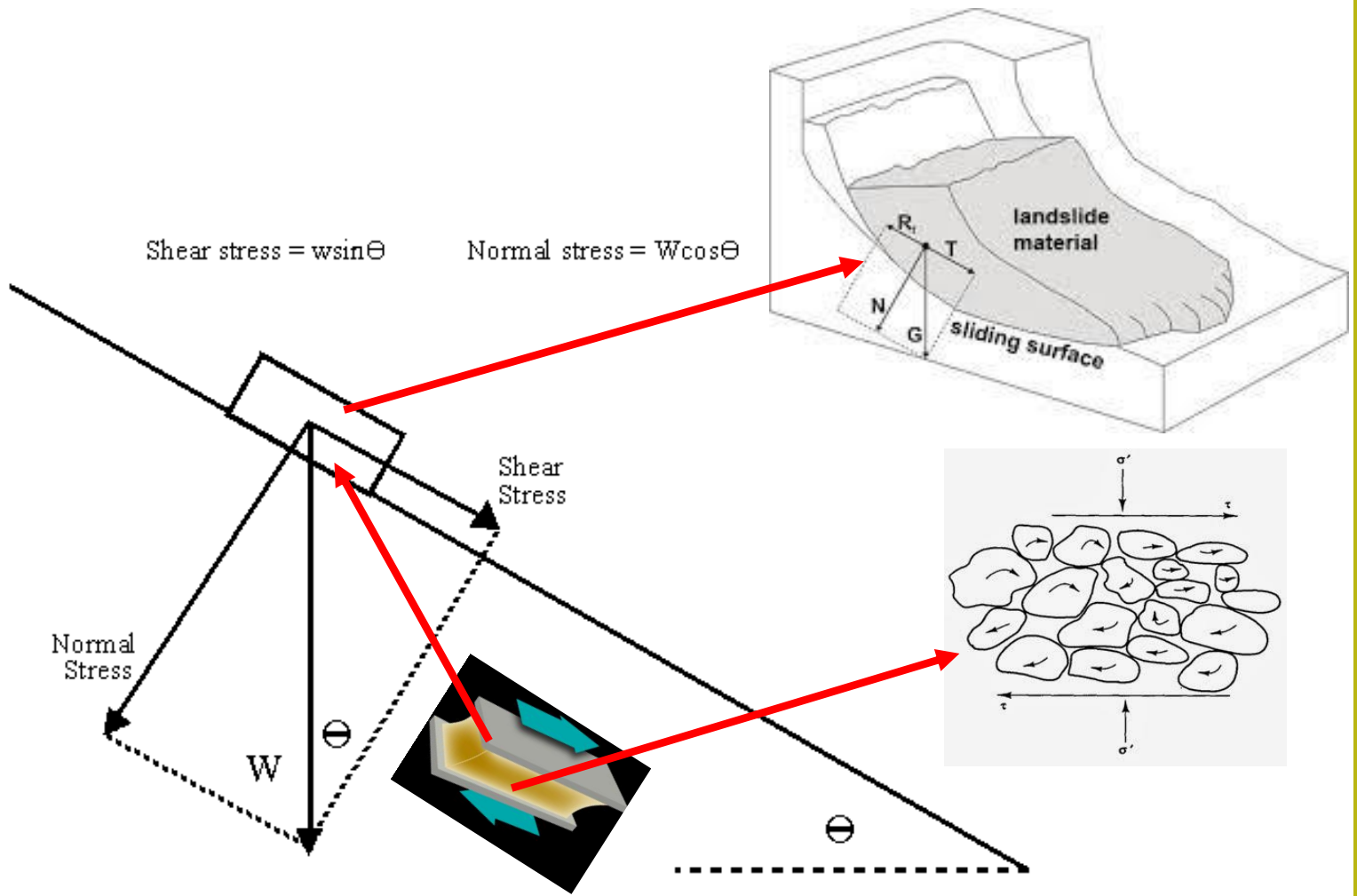


**Fig. 3.1** Friction.

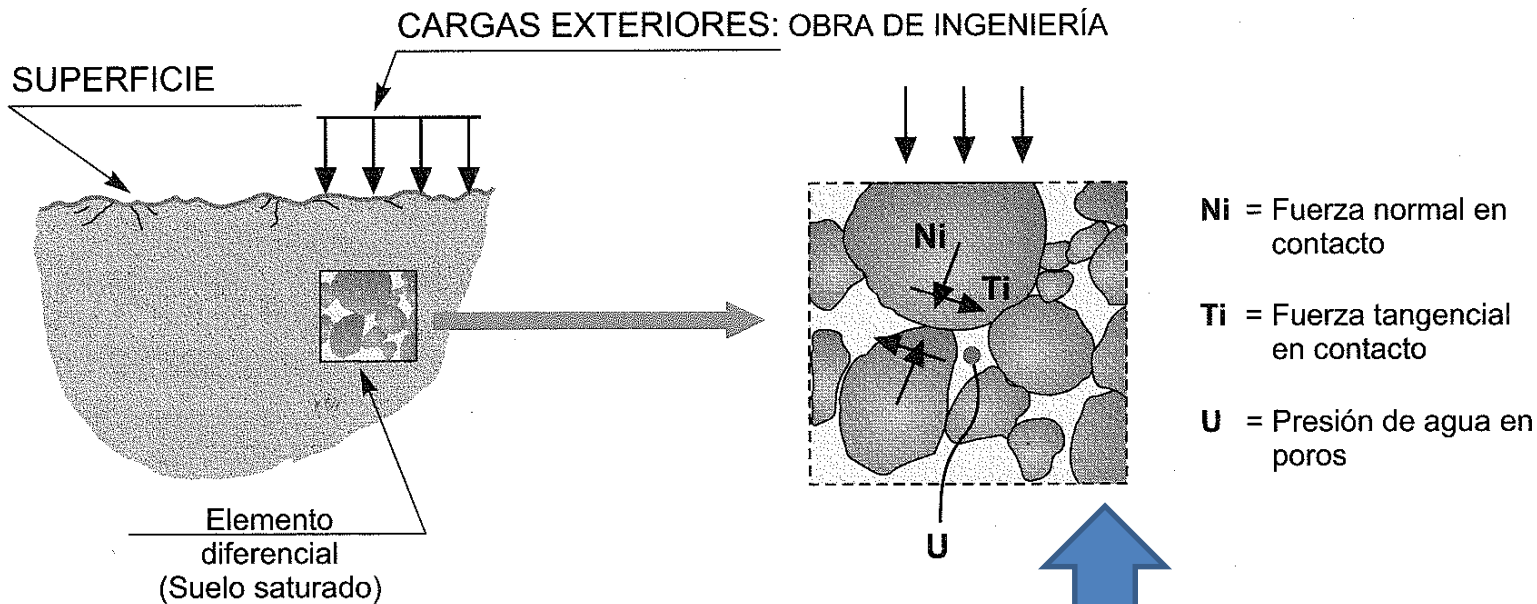


**Fig. 7.2** Angle of internal friction

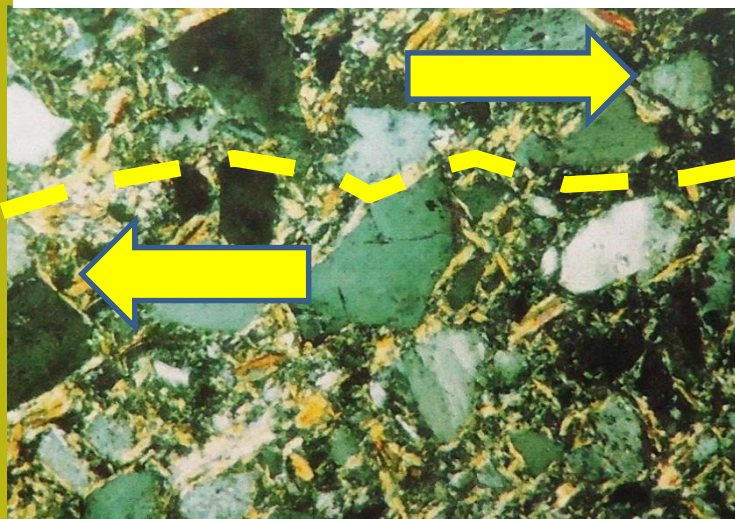
l'angolo di attrito e di attrito  $\phi$  e' equivalente all'angolo che la risultante R ha con il direzione di forza normale applicata. In termini di pressione il valore limite di resistenza allo slittamento è correlato in modalità lineare al prodotto della tangente di  $\phi$  con lo sforzo normale applicato



**Principio di attrito nello scorrimento di un corpo sopra un piano inclinato .. e anche in un corpo in frana**



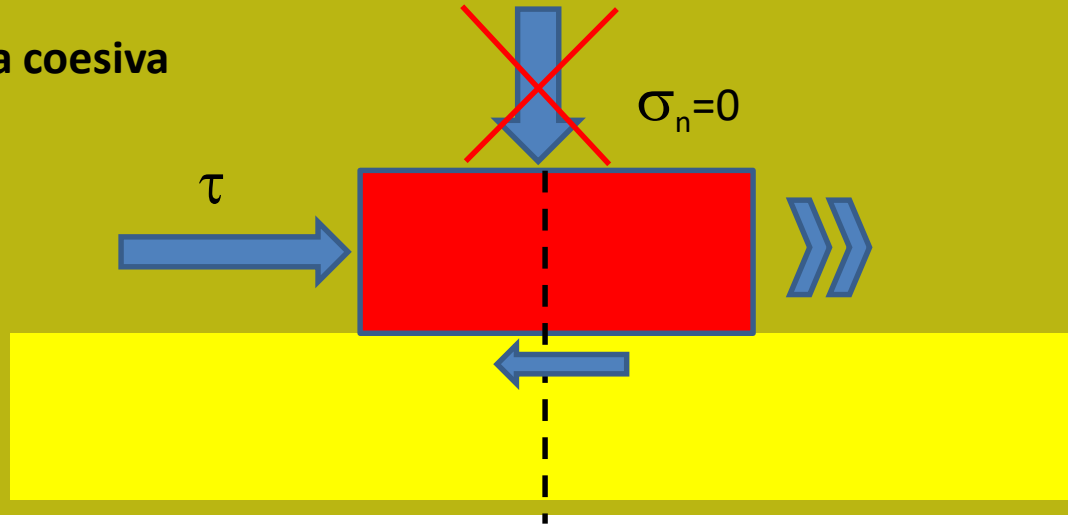
b) Acciones sobre un suelo.



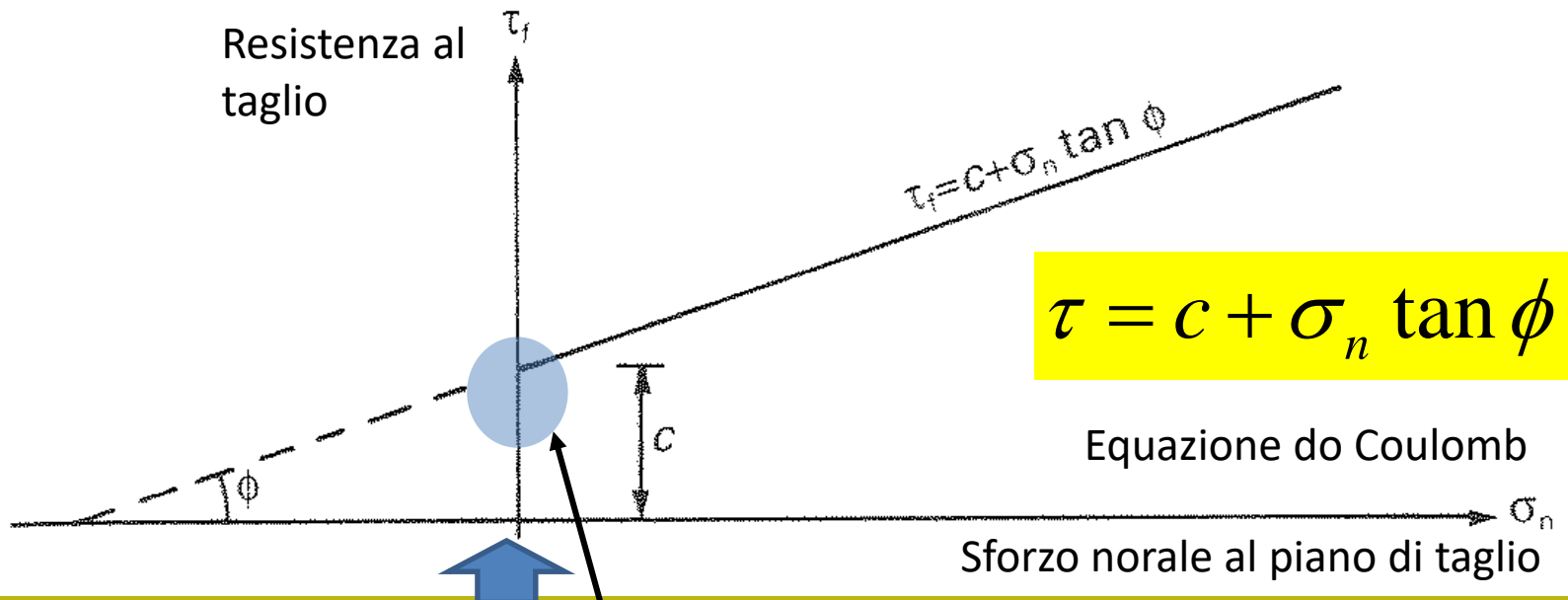
Sviluppo di forze tangenziali e normale al punto di contatto di particelle di terreno

Terreno granulare cementato e potenziale superficie di rottura tra i granuli

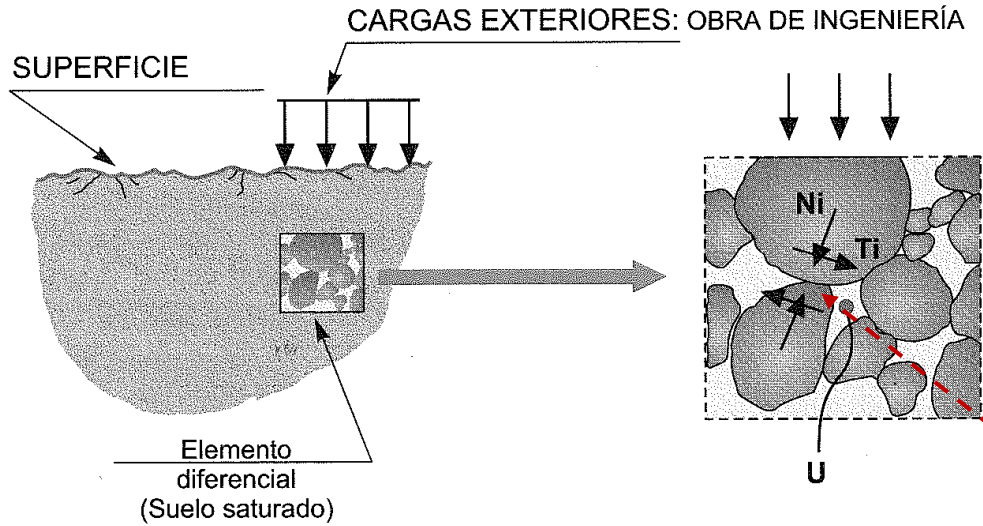
## Resistenza coesiva



Resistenza al taglio



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 può essere sostenuta da questa "**COESIONE**"



**Ni** = Fuerza normal en contacto

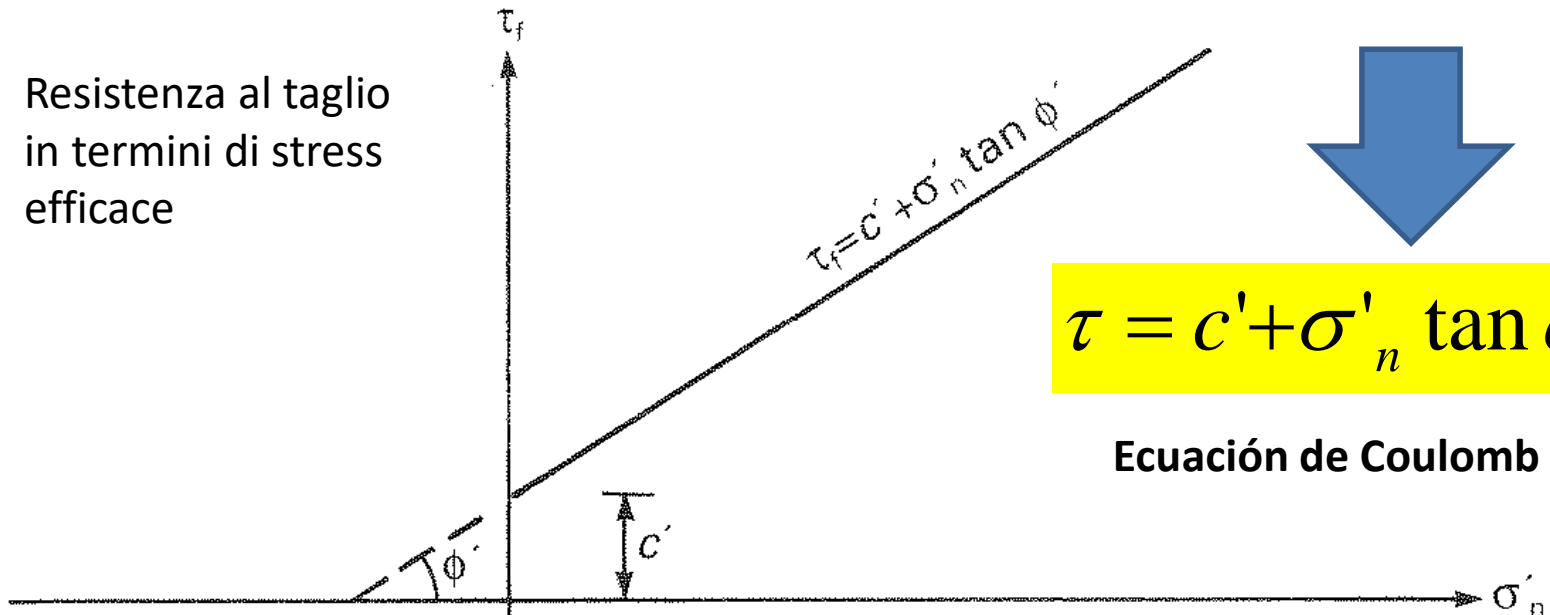
**Ti** = Fuerza tangencial en contacto

**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

## Suoli granulari non coesivi

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Equazione di Coulomb in termini di stress efficace

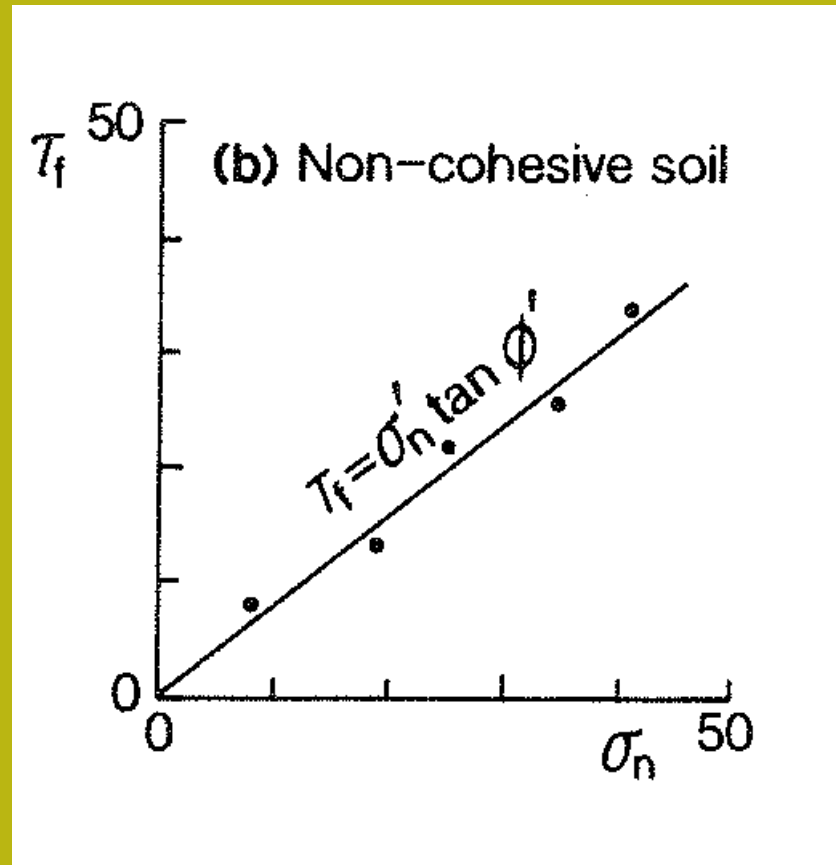
$$c' = 0$$

$$\sigma'_n \Rightarrow \tau = 0$$

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

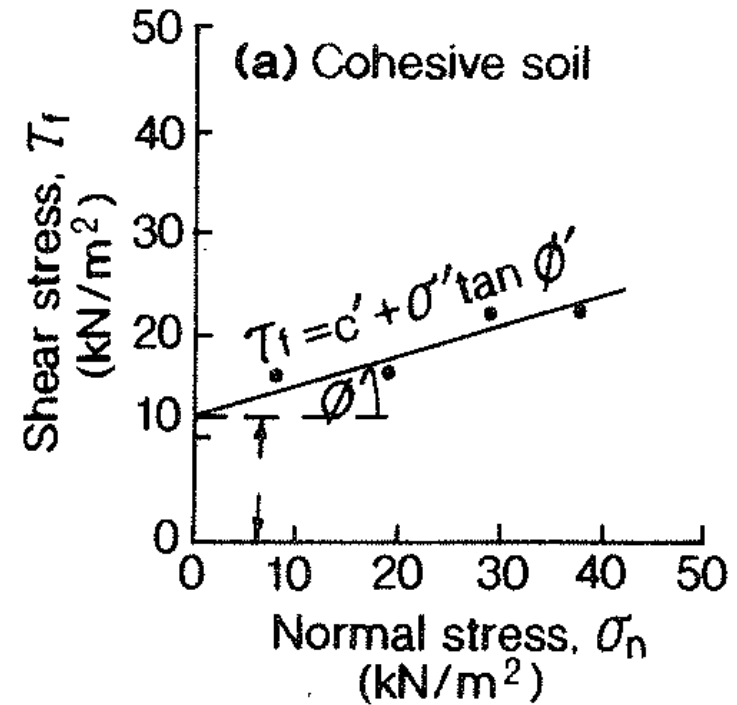
$$c' > 0$$

$$\sigma'_n \Rightarrow \tau = c'$$

$$\lim \rightarrow 0$$

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 <sup>2</sup> )
Chemical, intermolecular ionic, covalent, and hydrogen	10 <sup>4</sup> –10 <sup>5</sup>
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

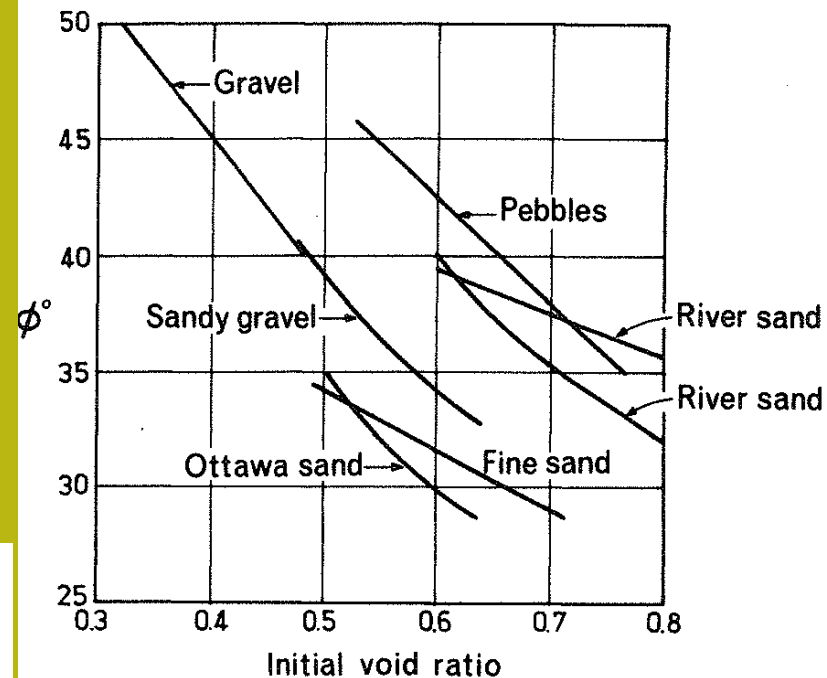
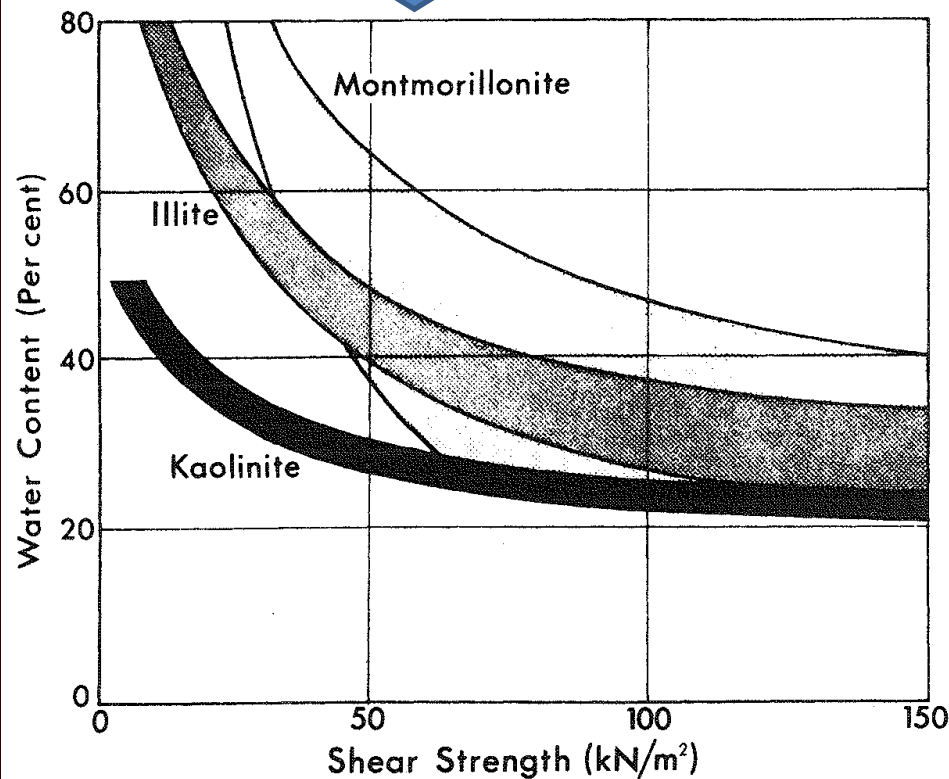
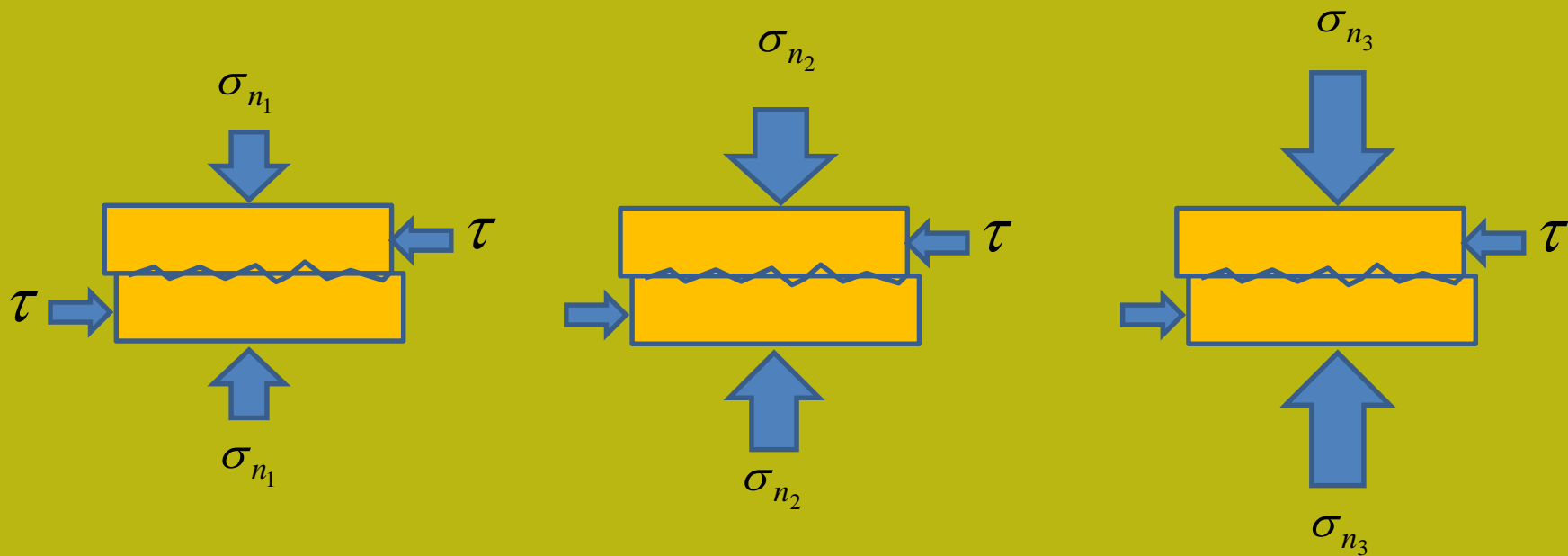


FIG. 5.10. The effect of void ratio on the angle of internal friction ( $\phi$ ) for various noncohesive materials. (After Lambe and Whitman 1979.)



Suoli spessi e angolo di attrito  
a seconda dell'indice dei vuoti  
***e***. Questi terreni (quasi) non  
hanno coesione

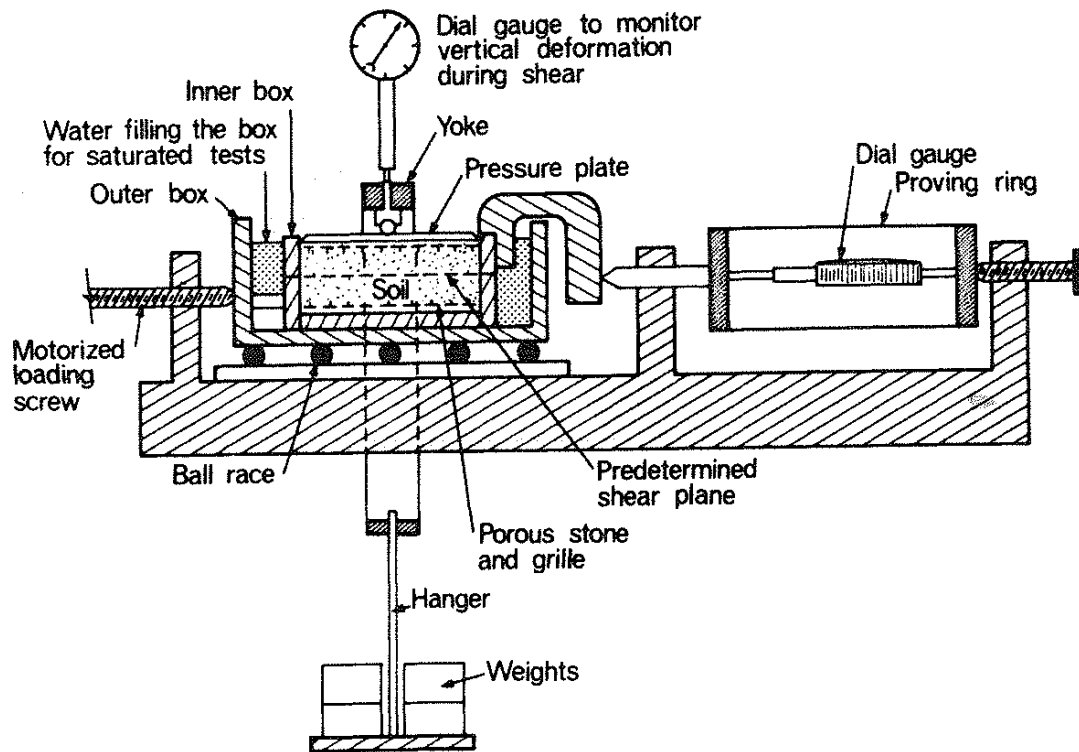
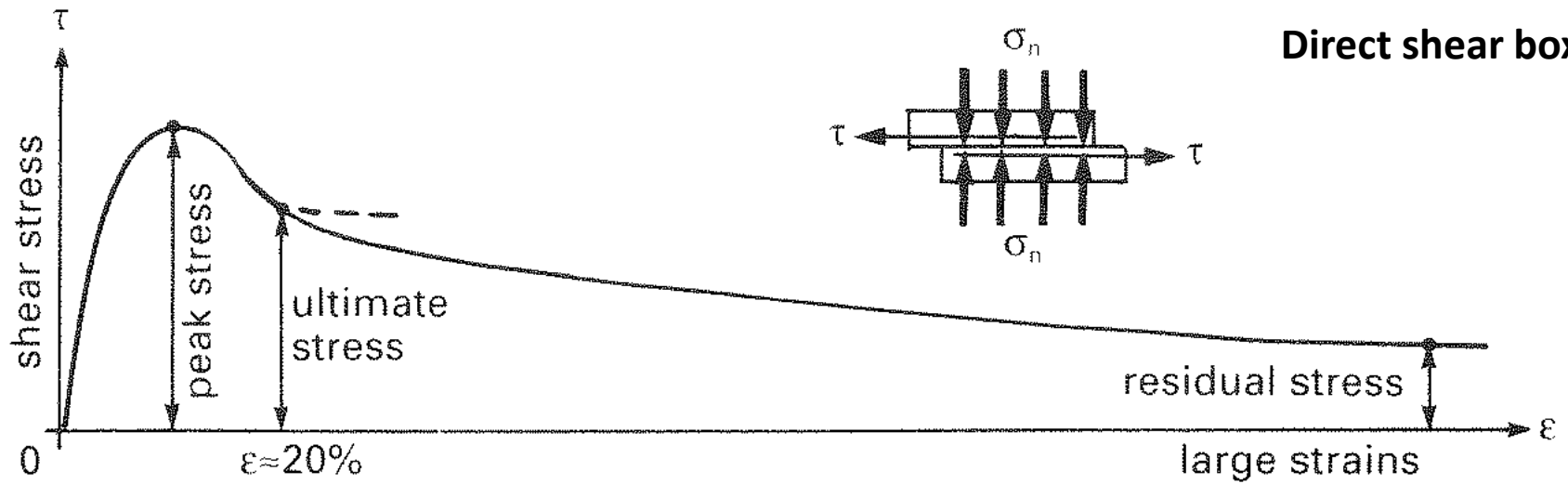


$$\sigma_{n_1} < \sigma_{n_2} < \sigma_{n_3}$$

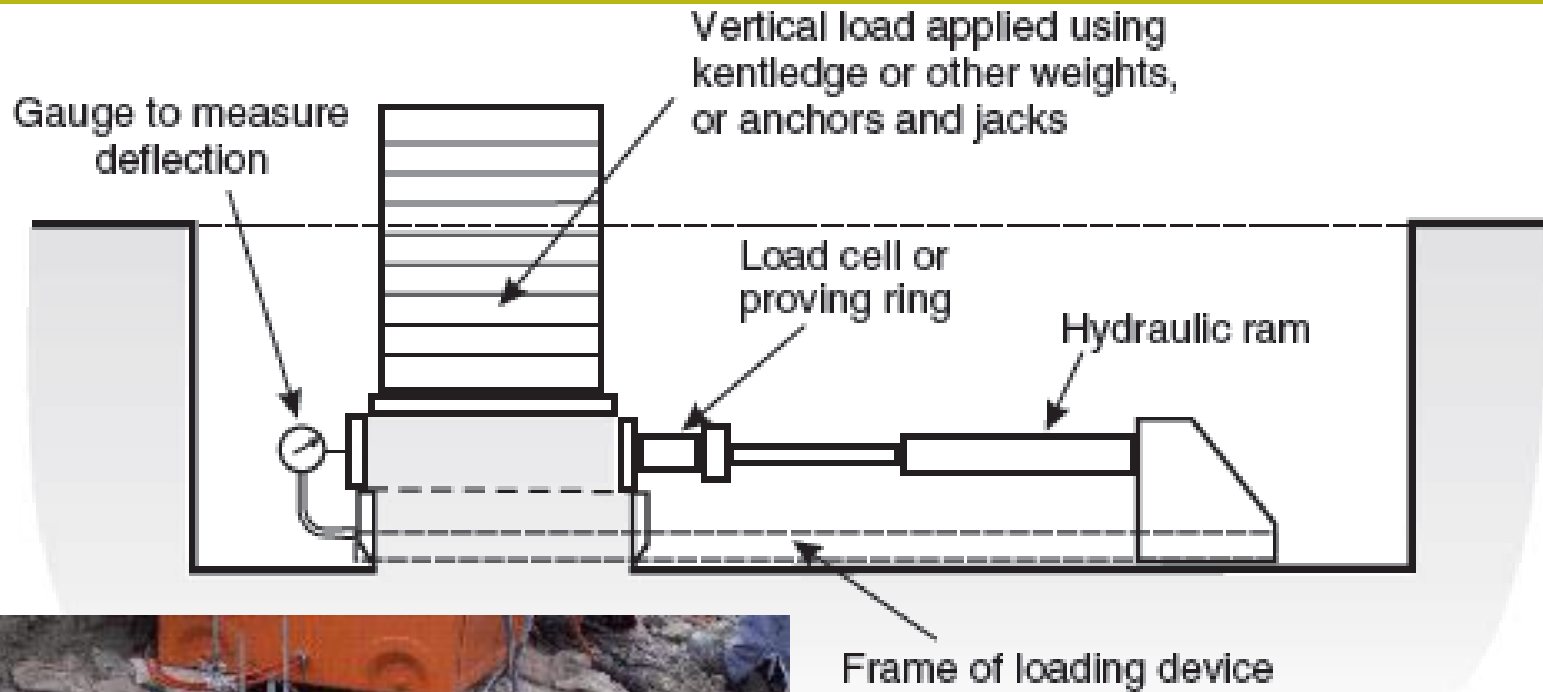
Test diversi (3 o più) di taglio diretto con aumento della pressione normale, registrando la deformazione tangenziale fino alla rottura e oltre..

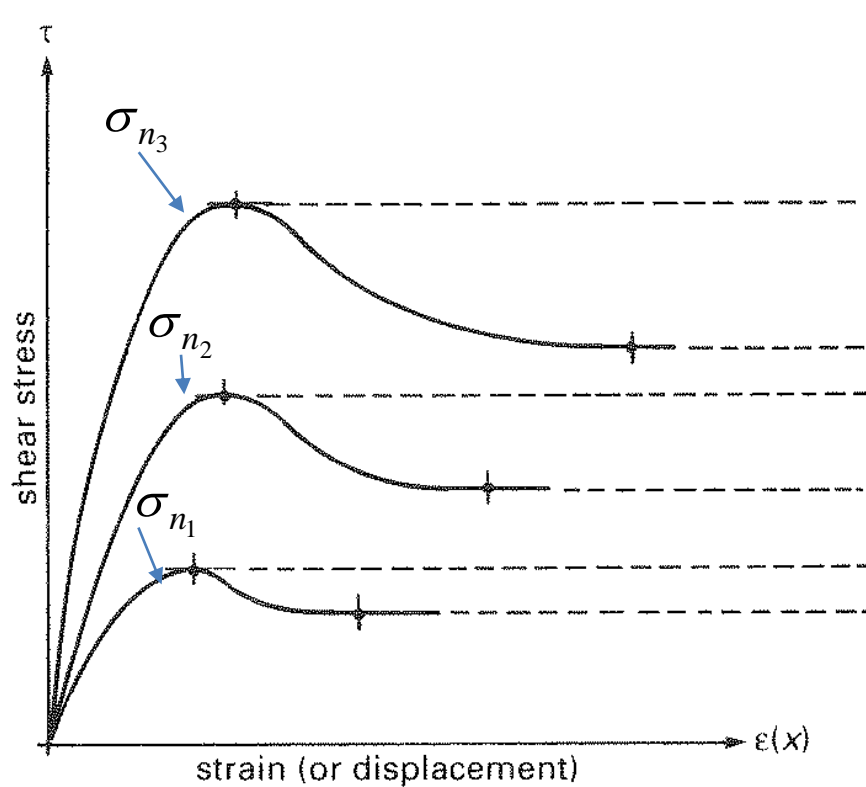
## Prove di taglio diretto ( *direct shear box* )

# Direct shear box

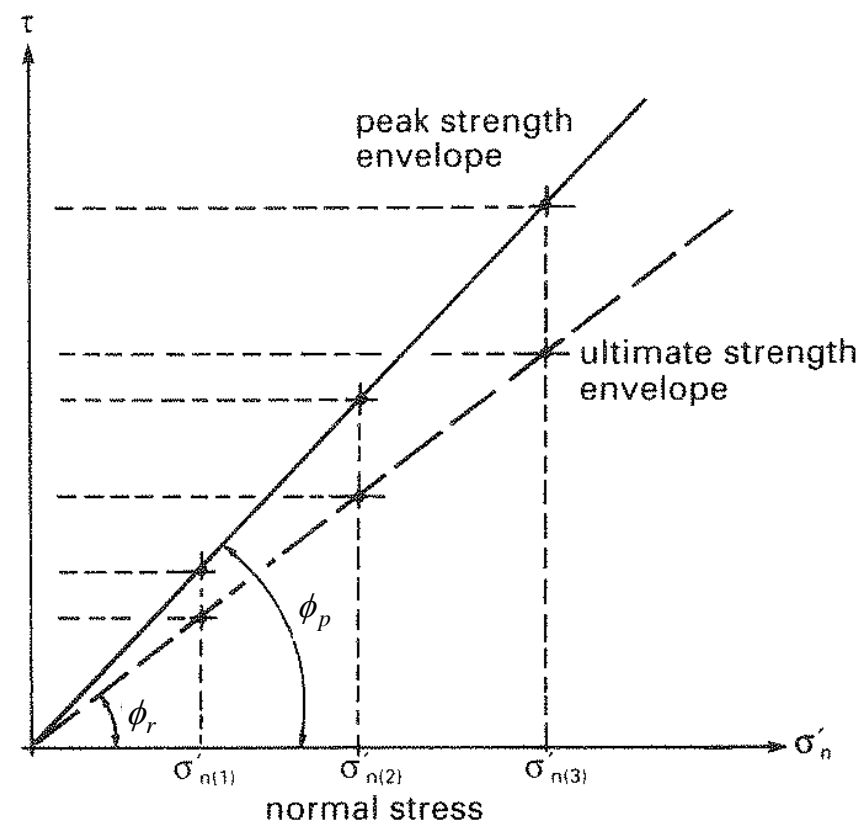


# Direct shear cell Per rocce in sito





(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 ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ ) che corrispondono alle 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  $\phi_p$  e residuo  $\phi_r$ , e eventualmente la intercetta della Coesione C

# Mohr-Culoumb criterio di rottura

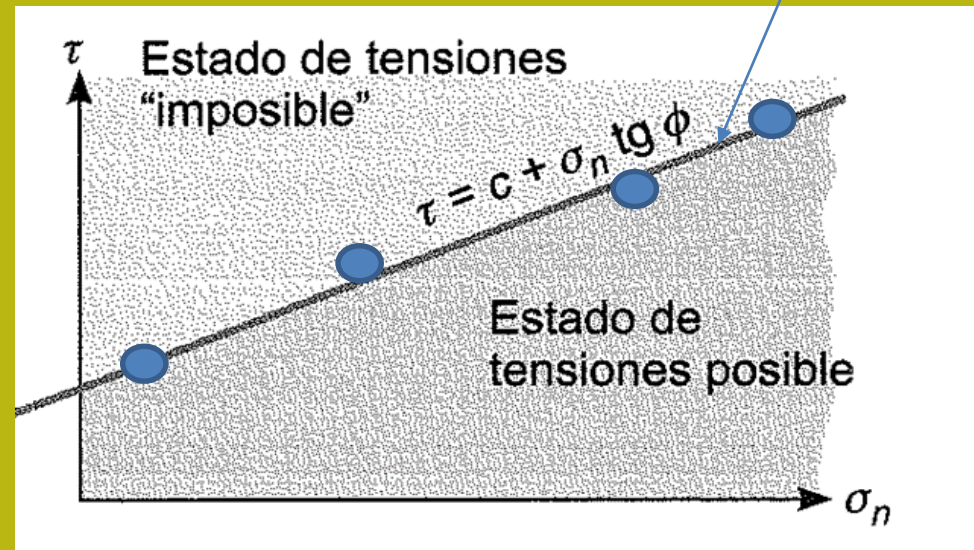
$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

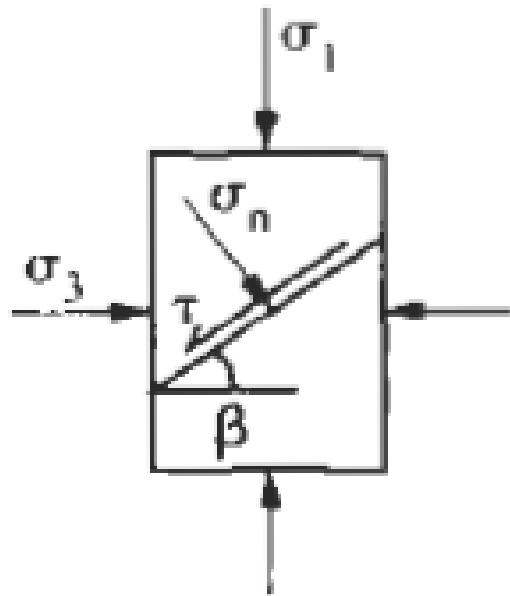
where

$c'$  = effective stress cohesion

$\phi'$  = effective angle of friction

Curva generale del  
condizioni al limite  
di rottura



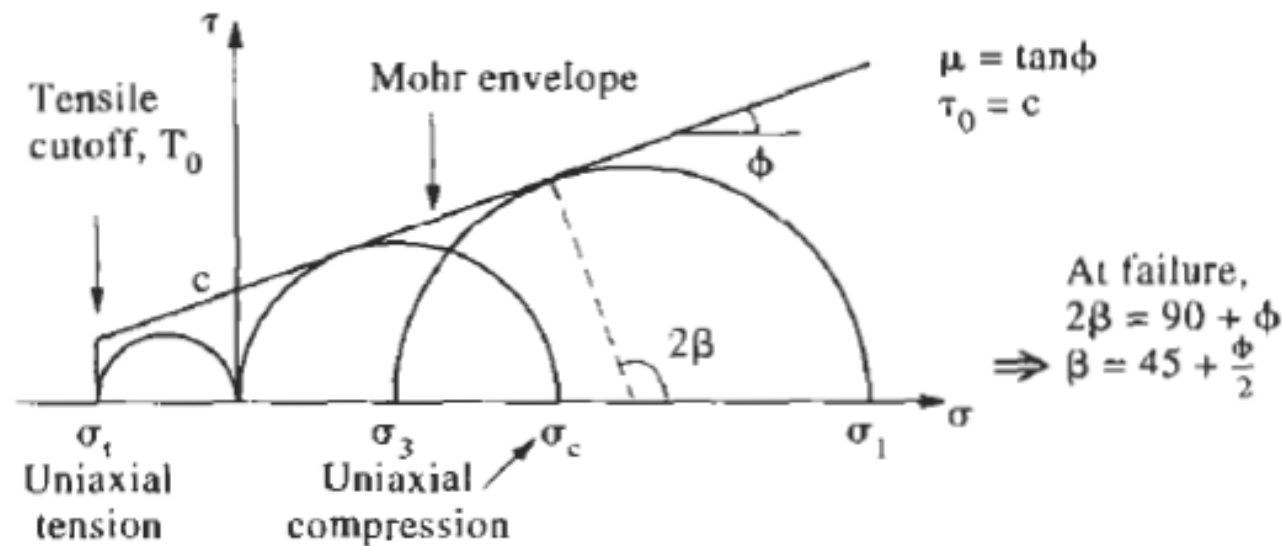


$$|\tau| = \tau_0 + \mu \sigma_n$$

$\tau_0$  = cohesion  $\mu$  = coeff. of friction

$$|\tau| = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

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



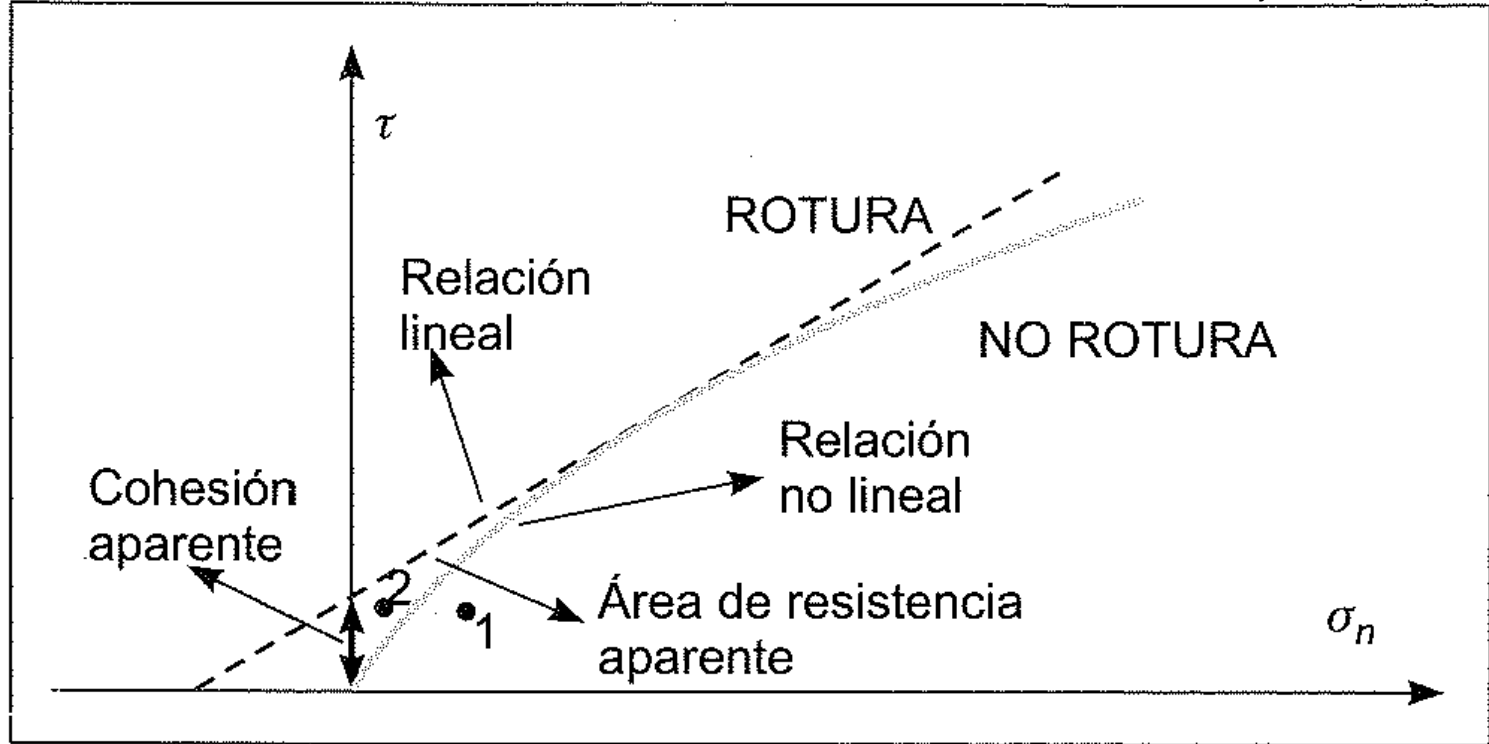
**Figure 6.18** The Mohr-Coulomb failure criterion.



# Mohr-Culoumb

criterio di rottura generalizzato (anche ...non Lineare)

De Vallejo et al. (2002)



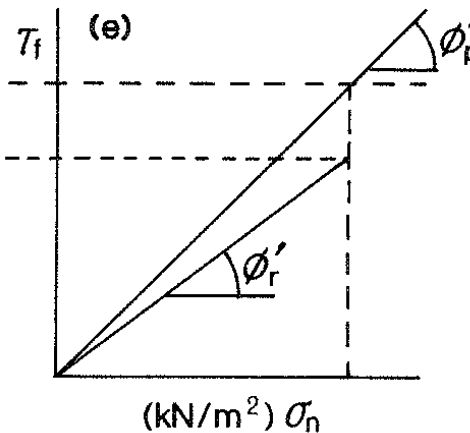
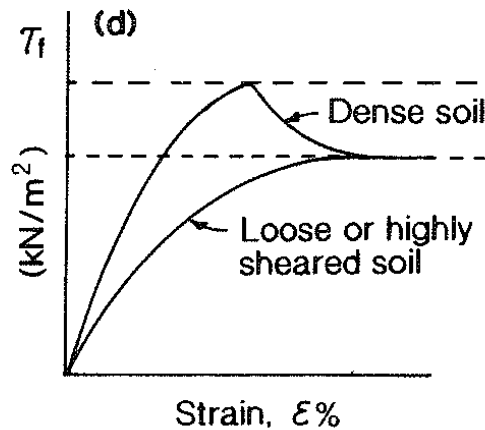
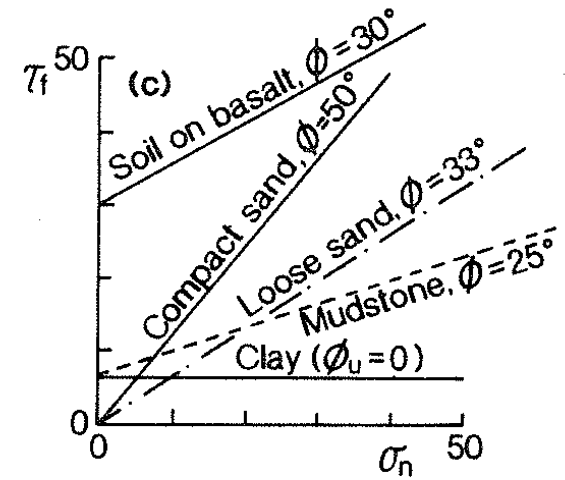
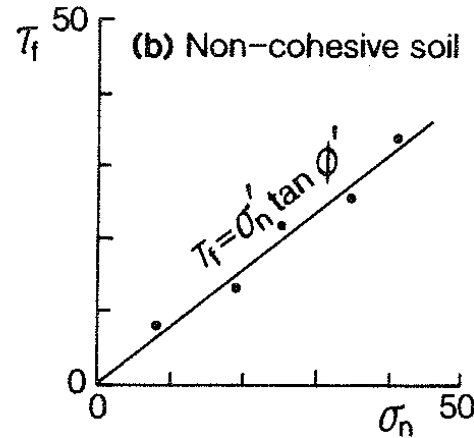
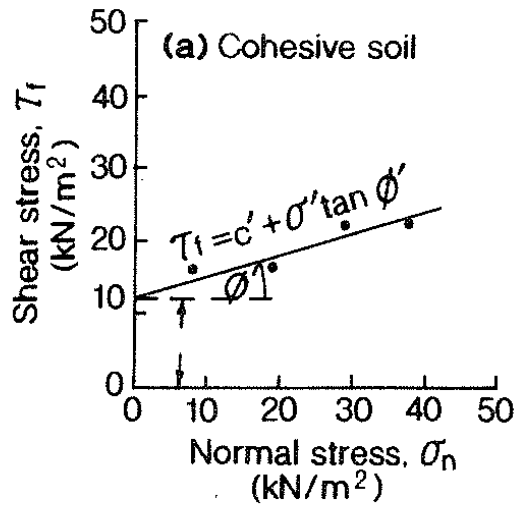
Sperimentalmente l'involuppo di rottura potrebbe essere non lineare.

Esempio in suoli sovraconsolidati e in ammassi rocciosi e su discontinuita' 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 <sup>3</sup>	Friction angle (1) degrees	Cohesion kPa
<b>COHESIONLESS</b>			
<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	
<b>COHESIVE</b>			
<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**

SHEAR  
STRESS  
( $\tau$ )

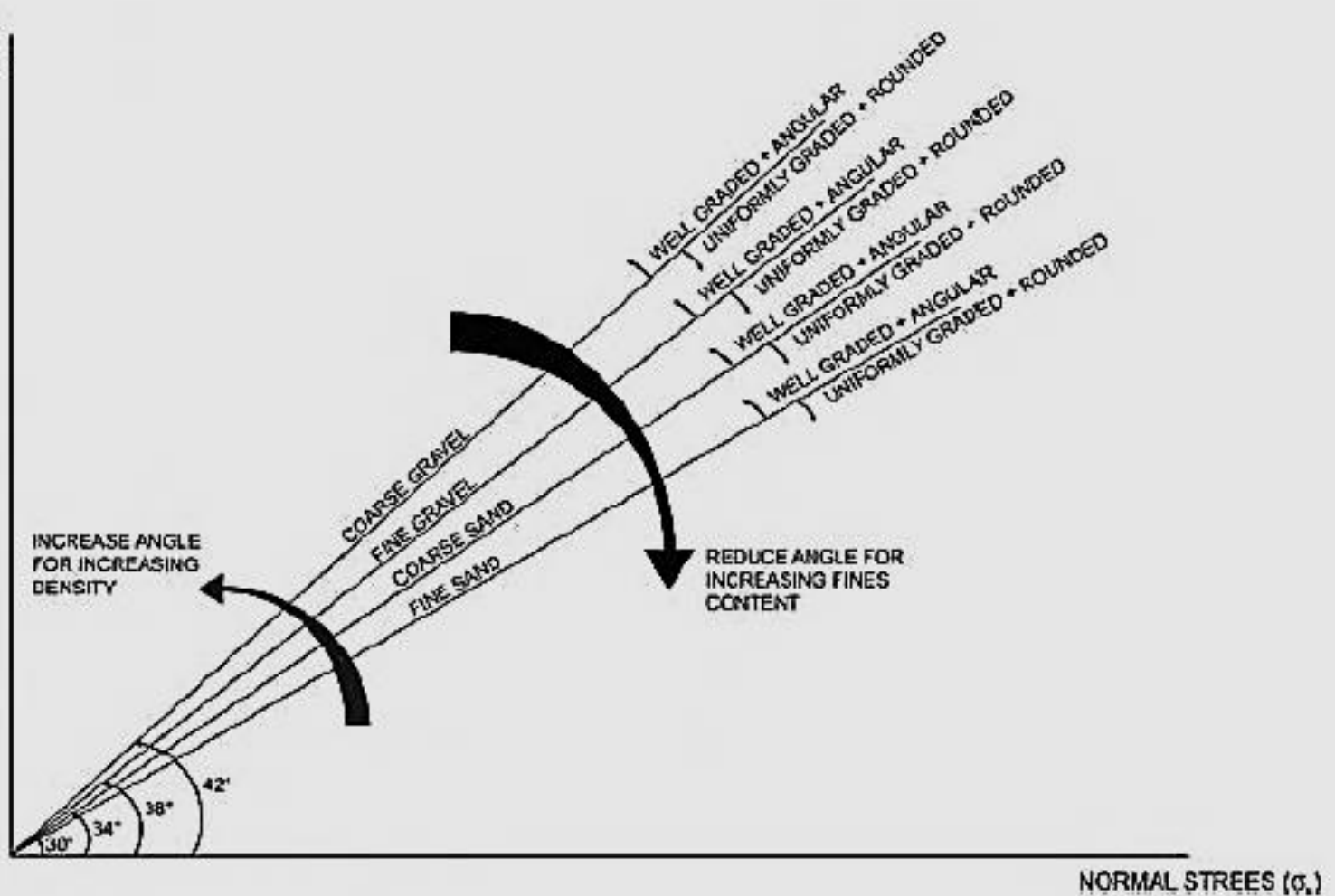


Figure 5.1 Indicative variation of sand friction angle with gradation, size and density.

**Valori dell'angolo d'attrito in base al tipo di gradazione, consistenza e densità in un suolo granulare**

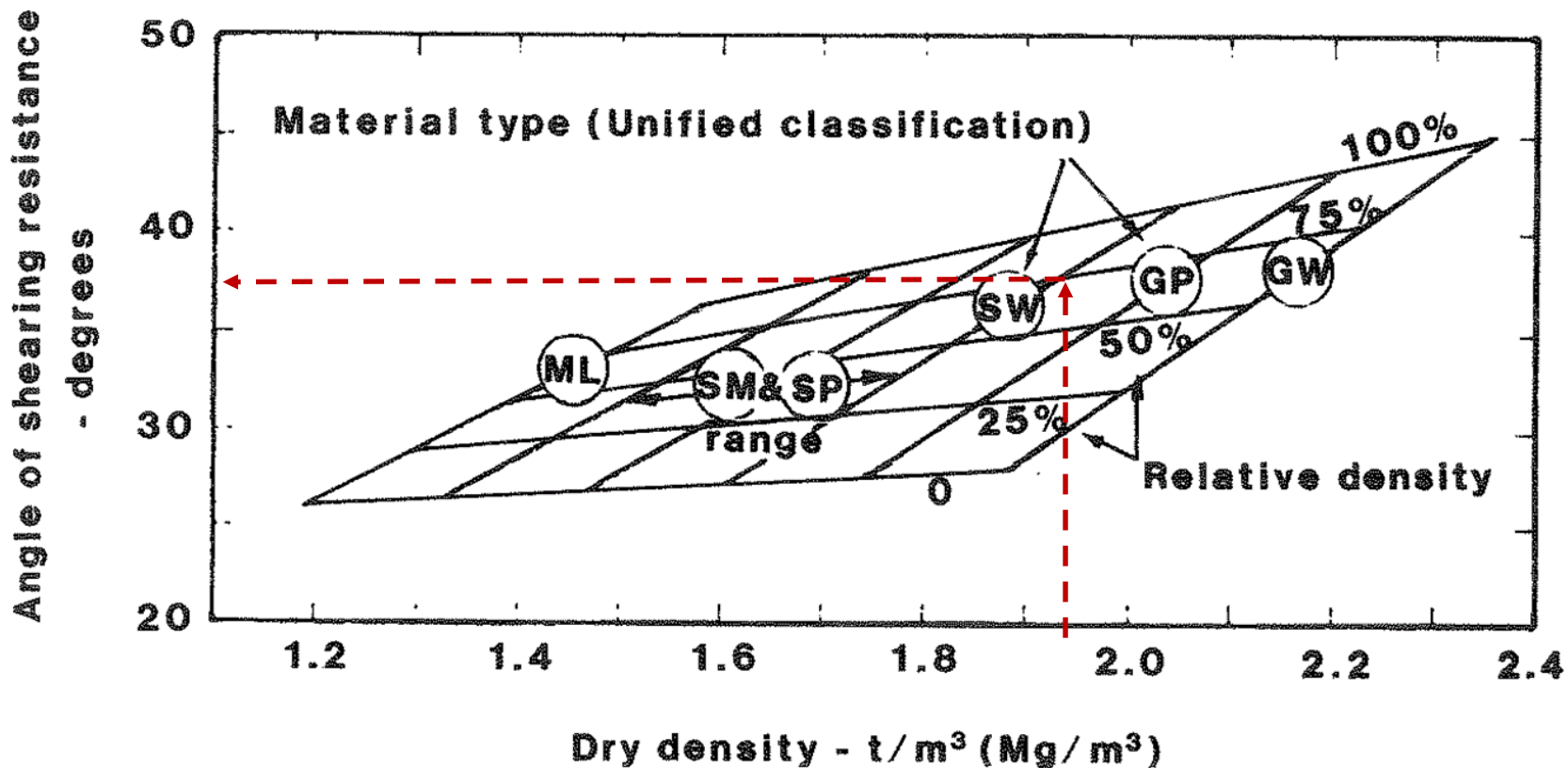


Figure 6.13 Typical values of density and angle of shearing resistance of cohesionless soils (modified after US Navy, 1982)

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

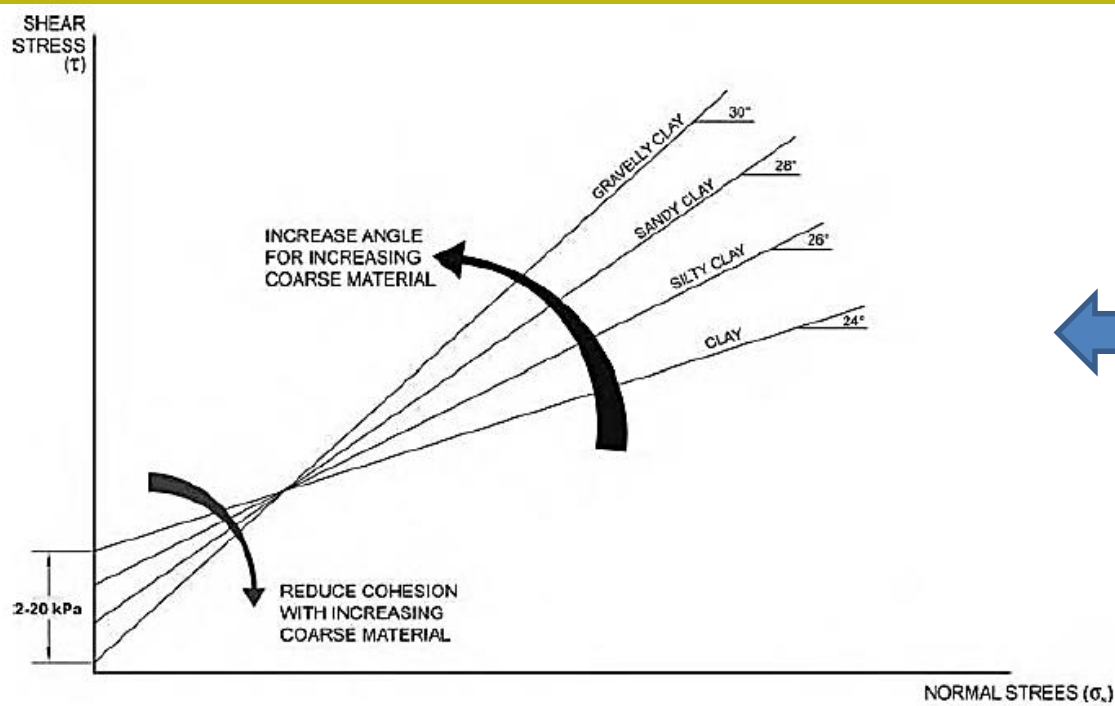


Figure 5.2 Indicative variation of clay strength with changing granular content.

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

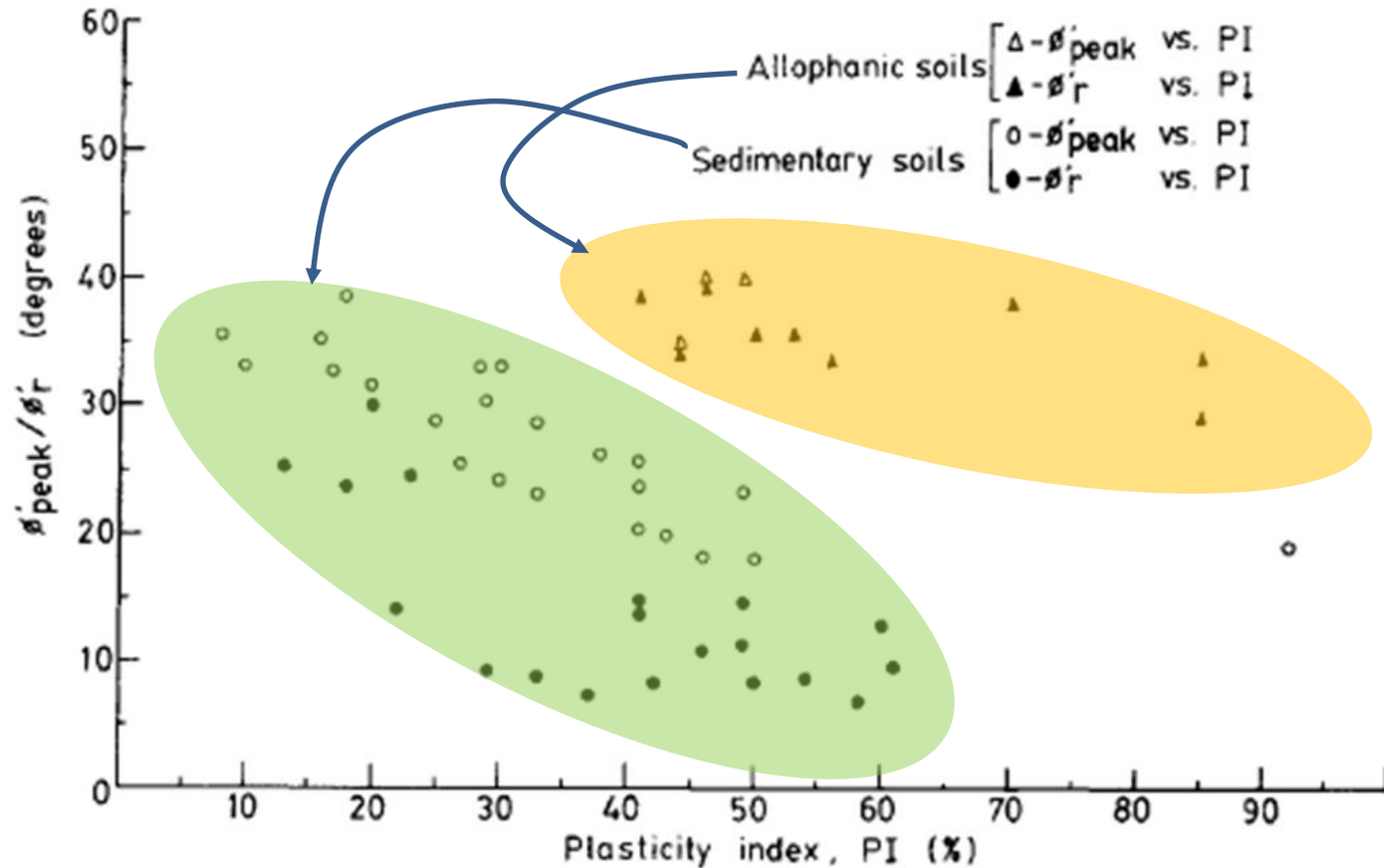
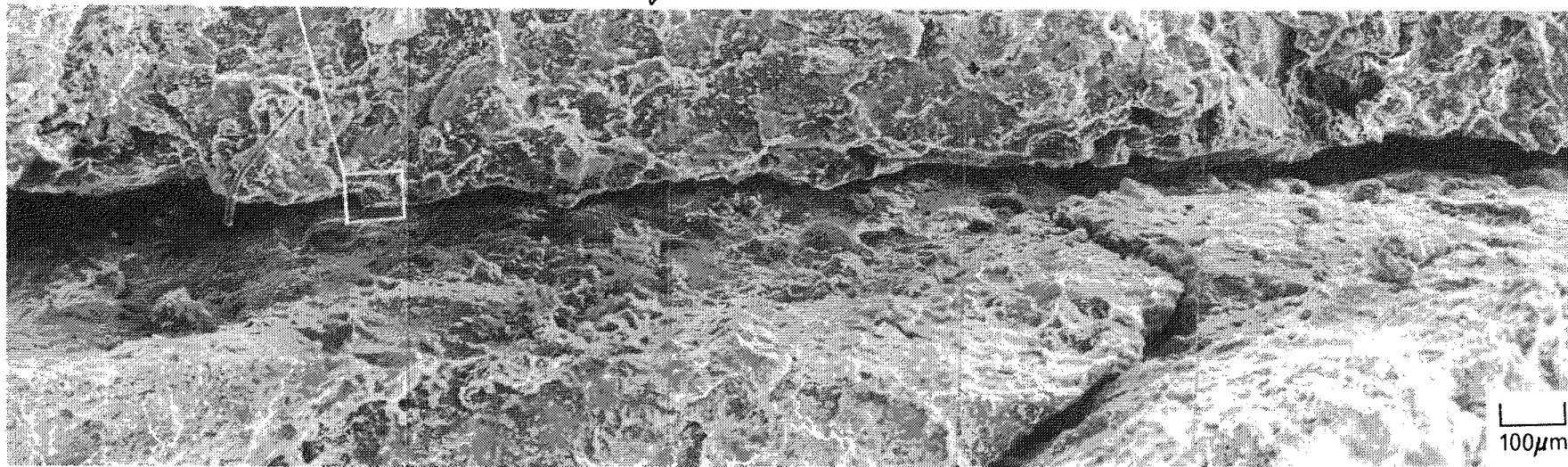
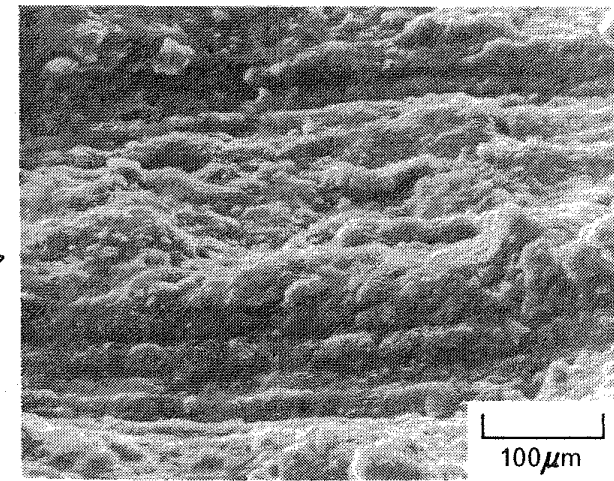
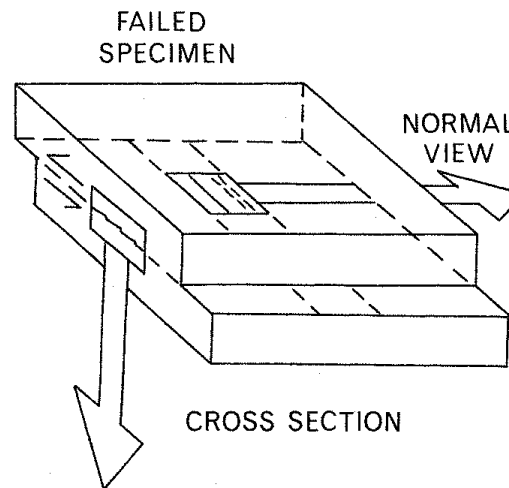
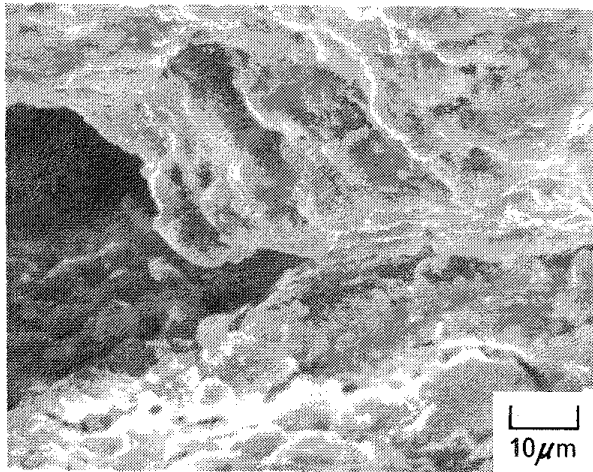


Fig. 1. Variations of  $\phi'_{peak}$  and  $\phi'_r$ , with plasticity index values for allophanic soils and sedimentary soils.

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.





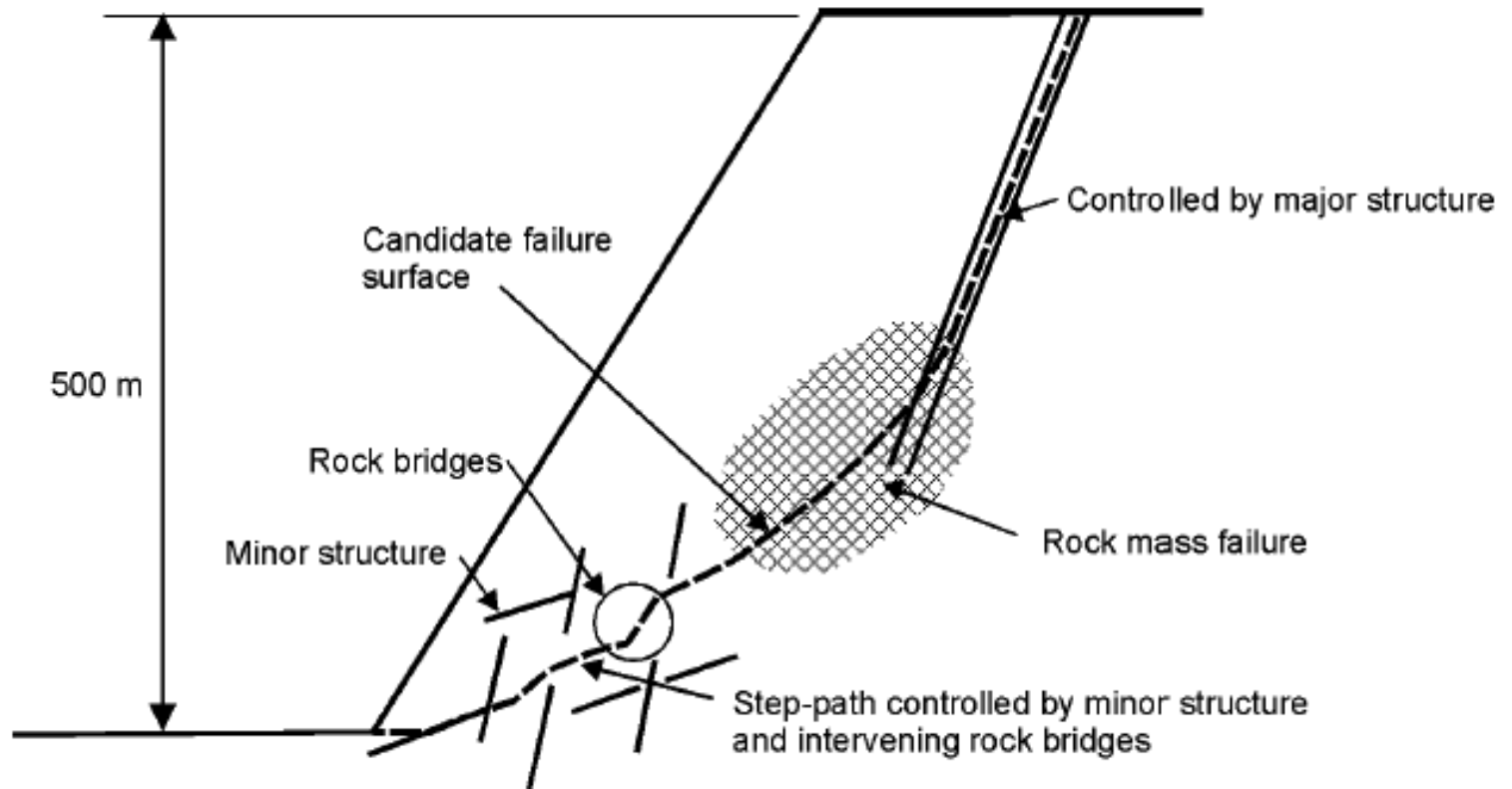
**PLATE 5.2.** Scanning-electron micrographs of a sample which has been sheared in a shear box. The orientation of the clay particles at the shear plane is shown. (Micrograph by N. W. Rogers.)

**Superficie di rottura nel terreno a causa di sforzi di taglio (microscopio elettronico)**

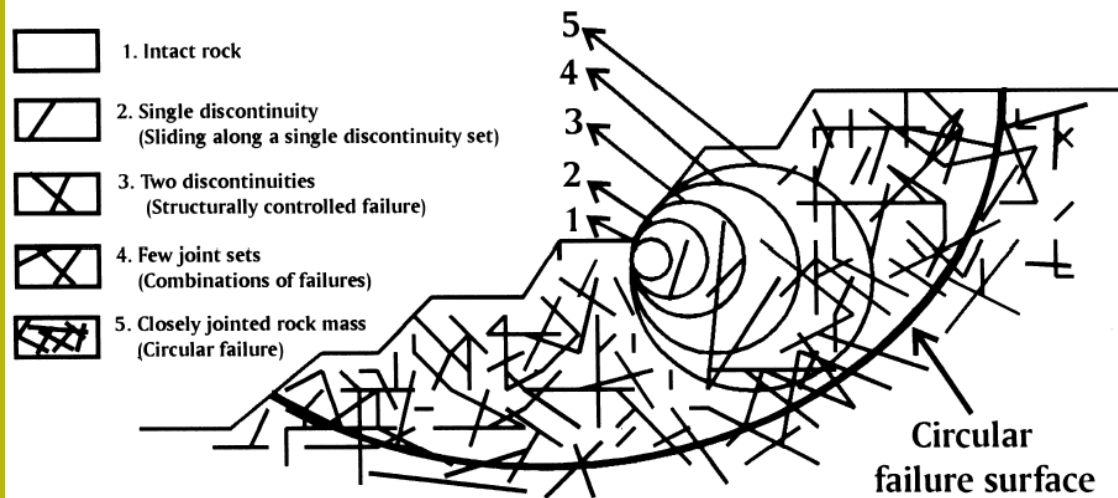


## Resistenza al taglio in rocce e massicci rocciosi



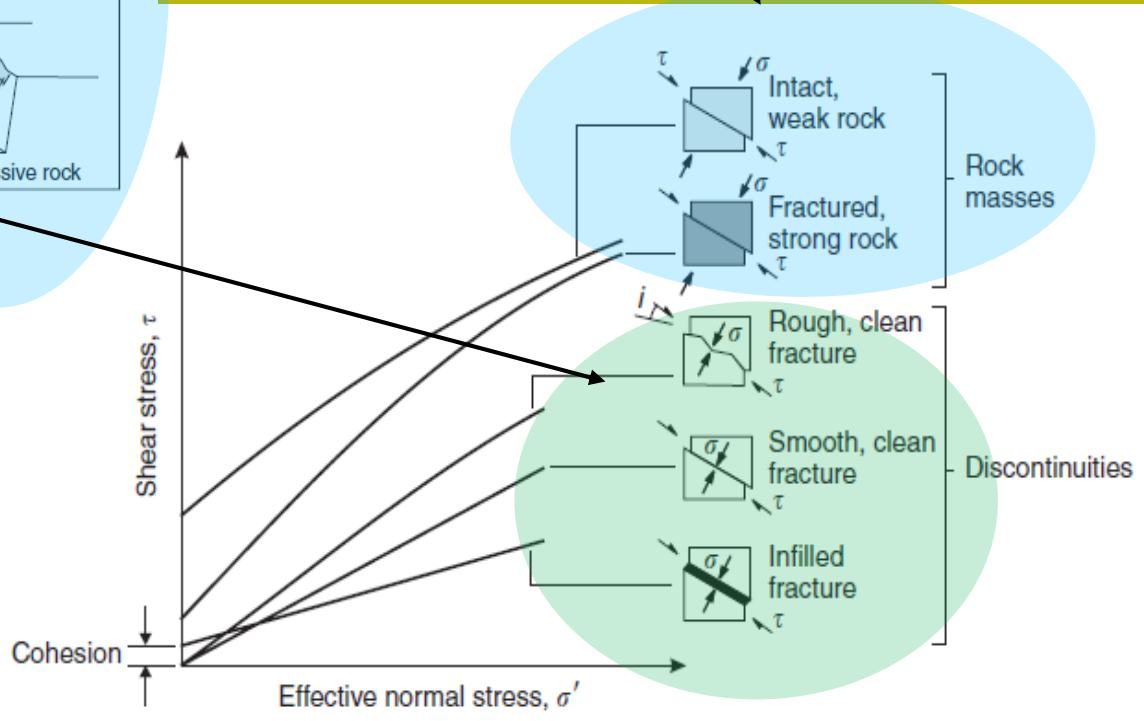
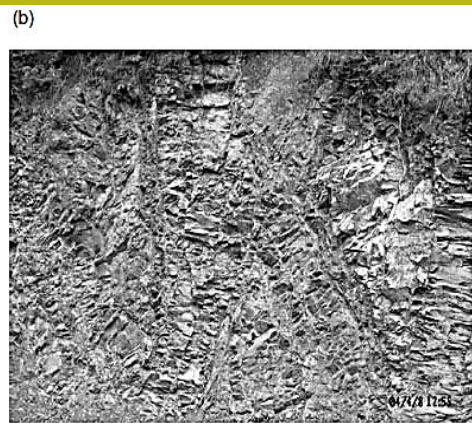
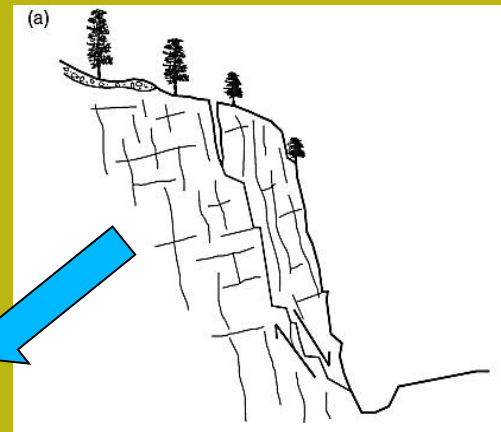
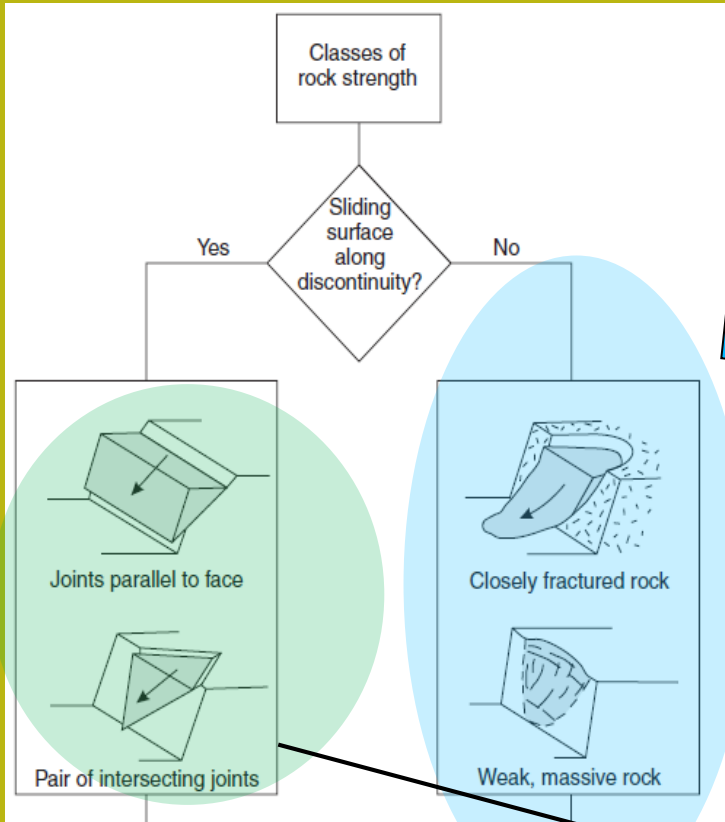


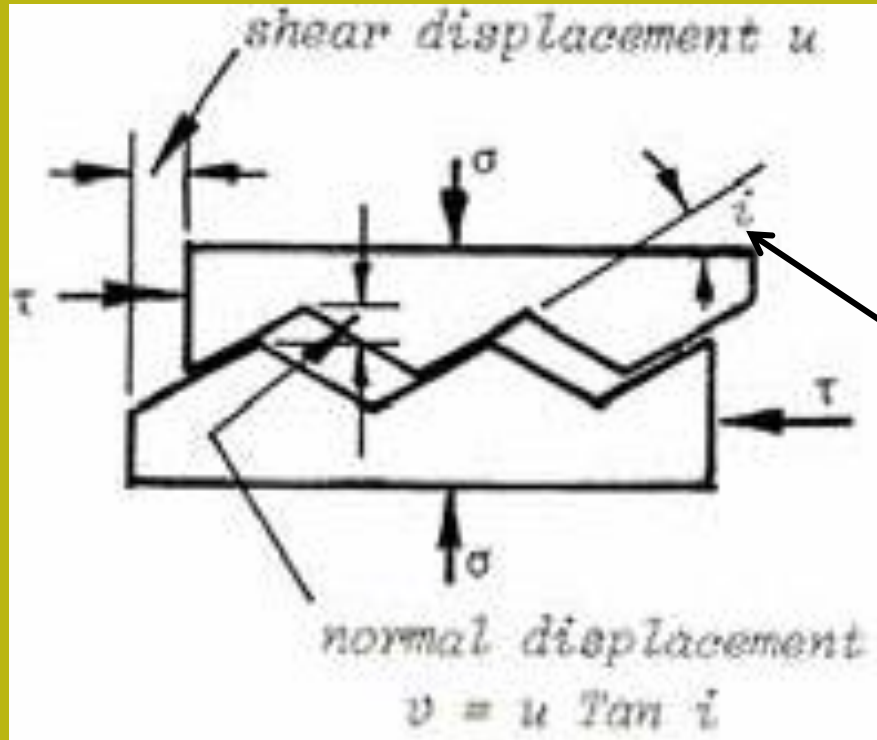
Stuttore presenti in un ammasso roccioso e ponti di roccia non fratturata  
Loro ruolo nella stabilita' dei pendii,,,



da Sonmez et al. (1998)

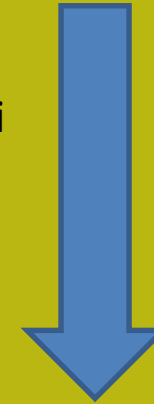
prendendo in esame una dimensione di ammasso pregressivamente maggiore le singole discontinuità diventano meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia





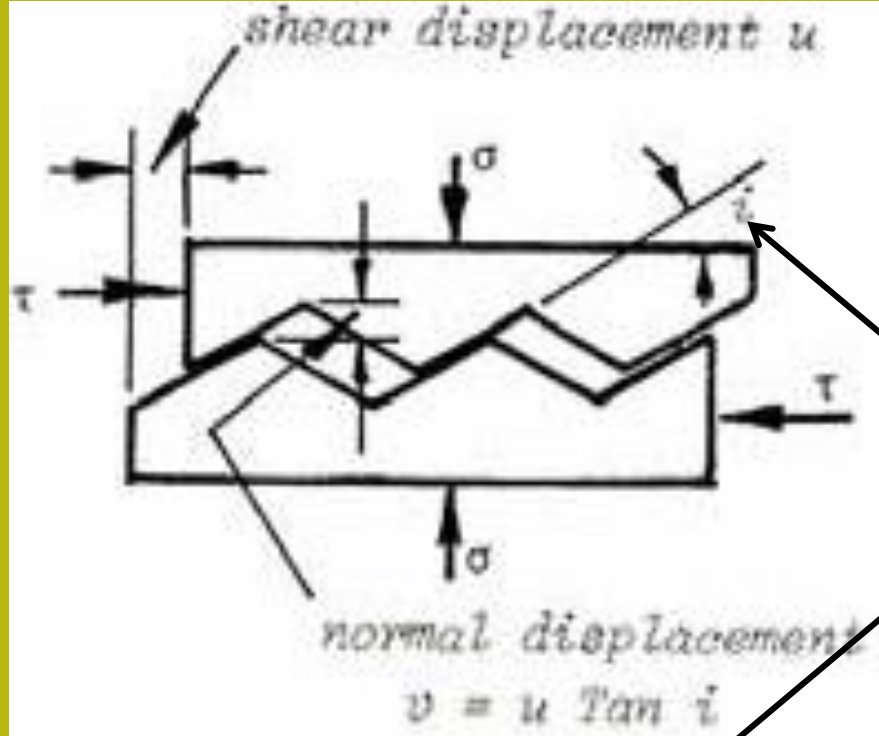
Resistenza al taglio su una discontinuità':  
 Effetto microscopico

$i$  = angolo di dilatanza



Rugosità delle superfici di discontinuità

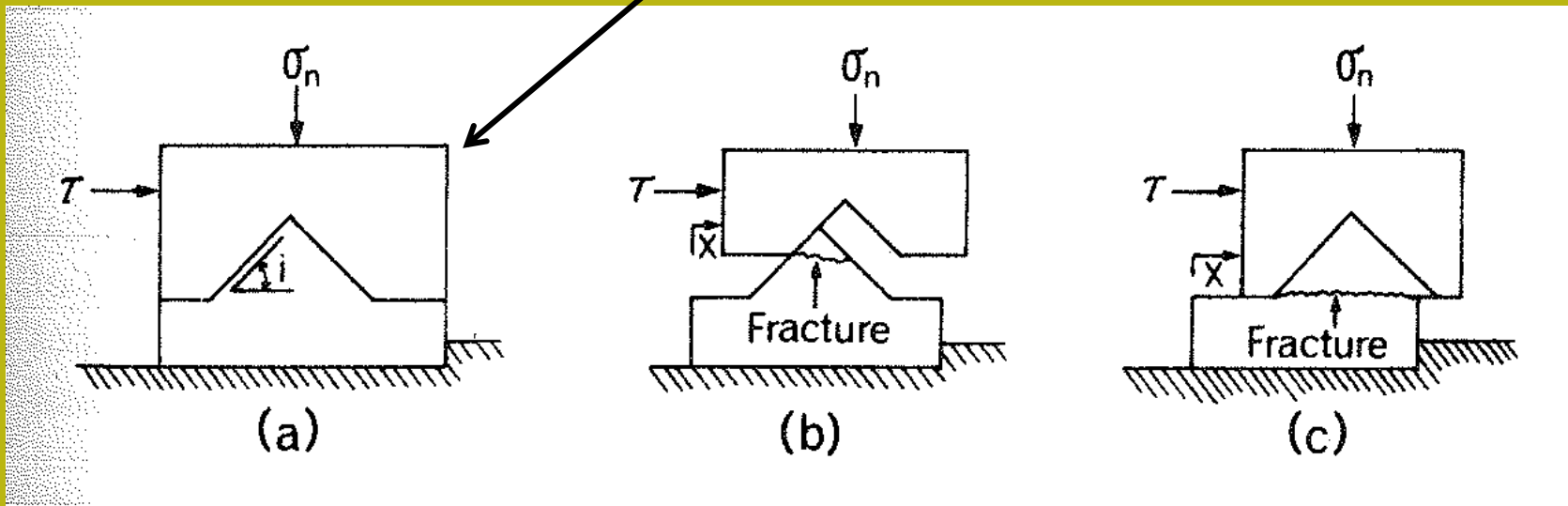




Resistenza al taglio su  
 una discontinuita':  
 Effetto microscopico



$i$  = angolo di  
 dilatanza



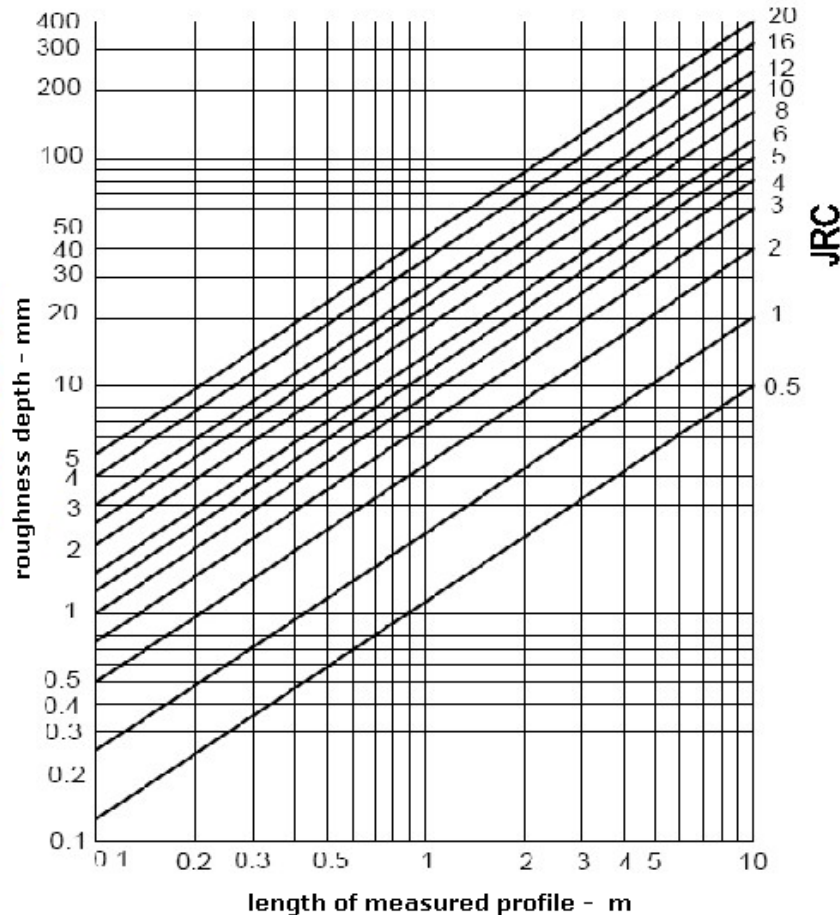
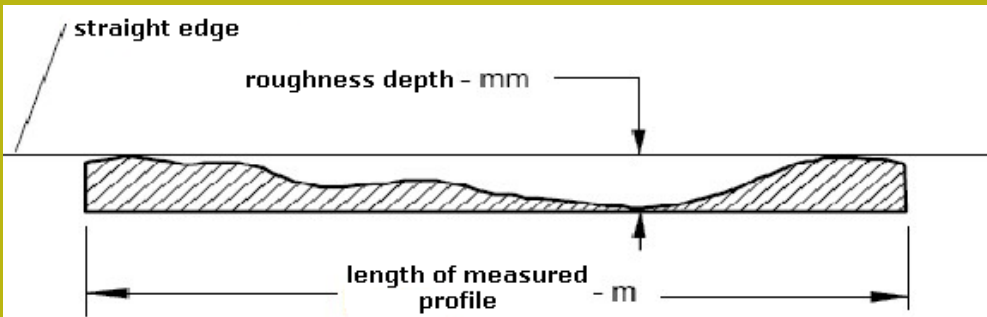


Diagram to determine JRC (after Barton)

**Critero di Barton (1985) e Patton 1966 per la resistenza al taglio su discontinuita'.**



**Valutazione del JRC mediante misurazione della rugosità**



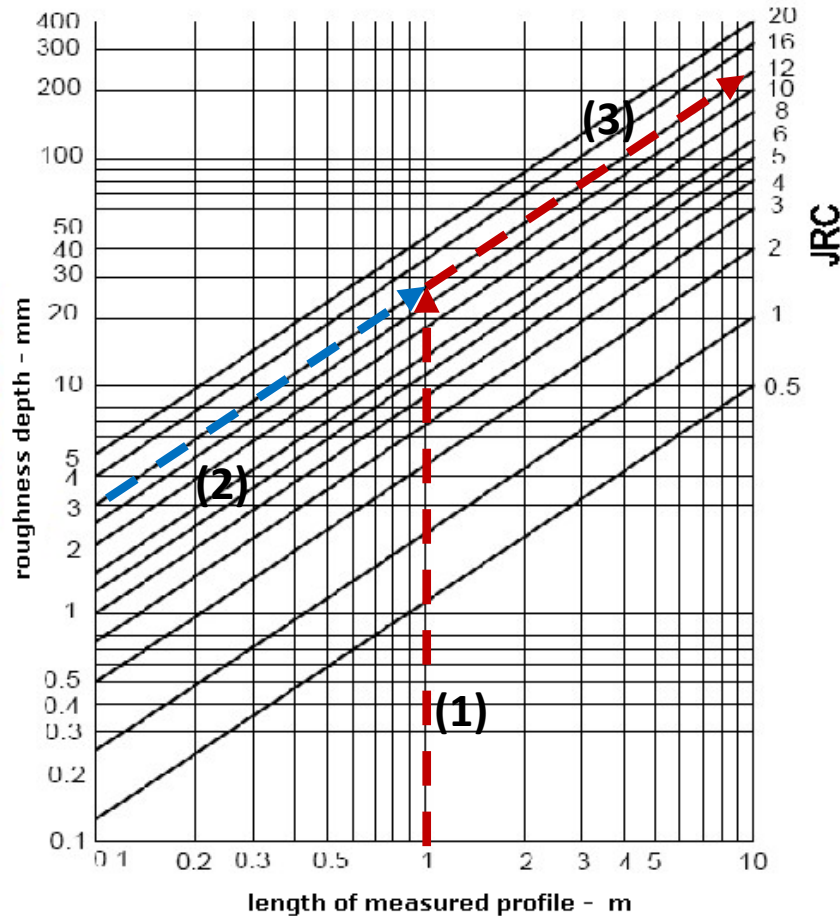
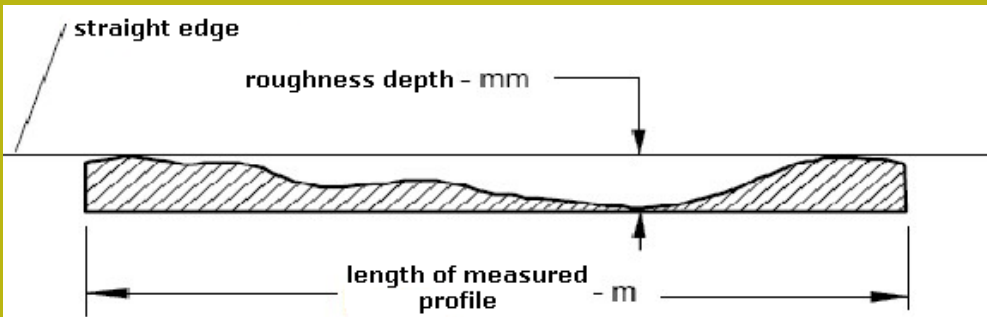


Diagram to determine JRC (after Barton)

**Critero di Barton (1985) e Patton (1966) per la resistenza al taglio su discontinuita'.**

**Valutazione del JRC mediante misurazione della rugosità**

**Passi a seguire:**

- **1-Misurare con una barra e un calibro Il dislivello massimo (MAX-MIN) su un tratto da di discontinuita' 30 cm a 200 cm**
- **2- Leggere sul grafico lunghezza profilo e dislivello misurato in mm**
- **3-Identificare il JRC corrispondente**

## 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

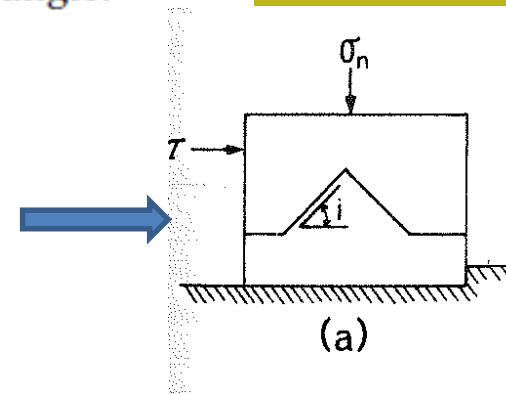
- Effective Rock Friction Angle = Basic Friction angle ( $\phi$ ) + Roughness Angle ( $i$ ).
- Above table assumes no joint infill is present.

## 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 ( $i^\circ$ )
First	500 mm	10 to 15
Second	<50 to 100 mm	20 to 30

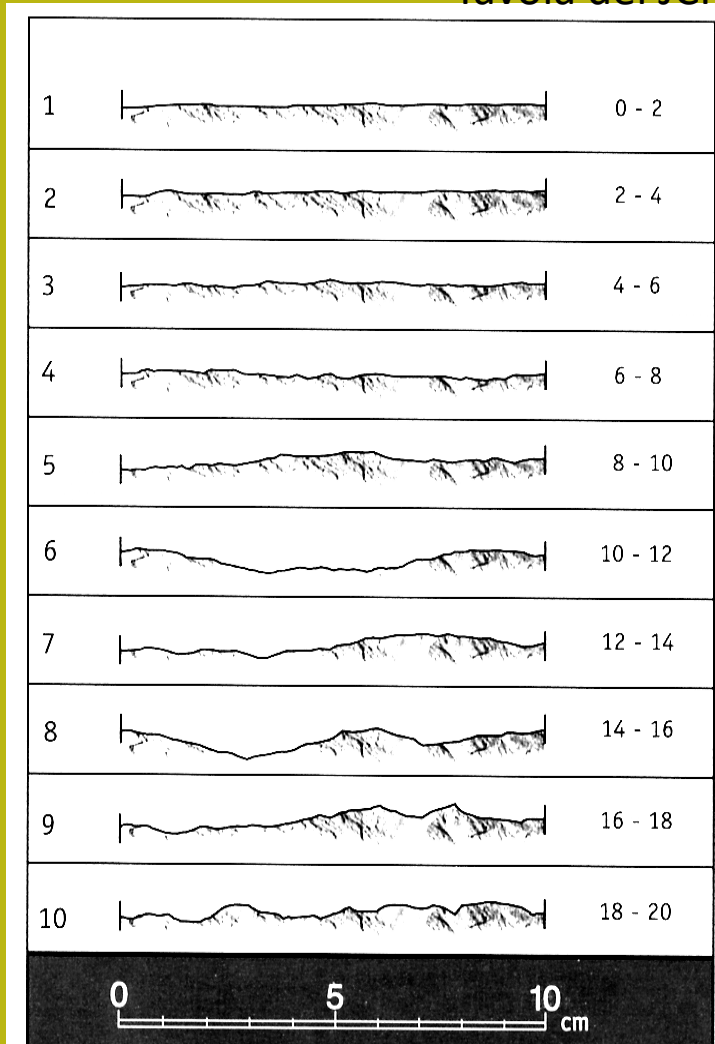


# Caso di discontinuita' ben identificate

# Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton (1966) per resistenza al taglio in discontinuita'

**JRC** = coefficiente di rugosita' (in gradi)  
**JCS** = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuita' (MPa)  
 $\sigma_n$  = pressione normale alla superficie della discontinuita'  
 $\phi_r$  = angolo di frizione residuale (da tilt test)  
*i* = angolo di dilatanza

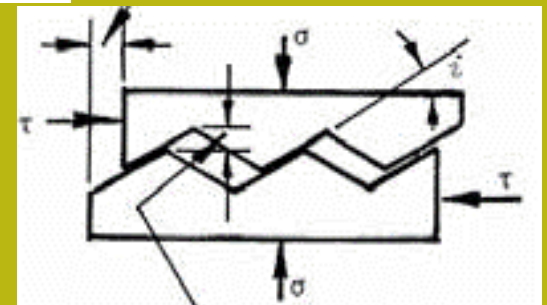
Tavola del JCR



Barton & Bandis (1990)

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC * \text{Log}_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$



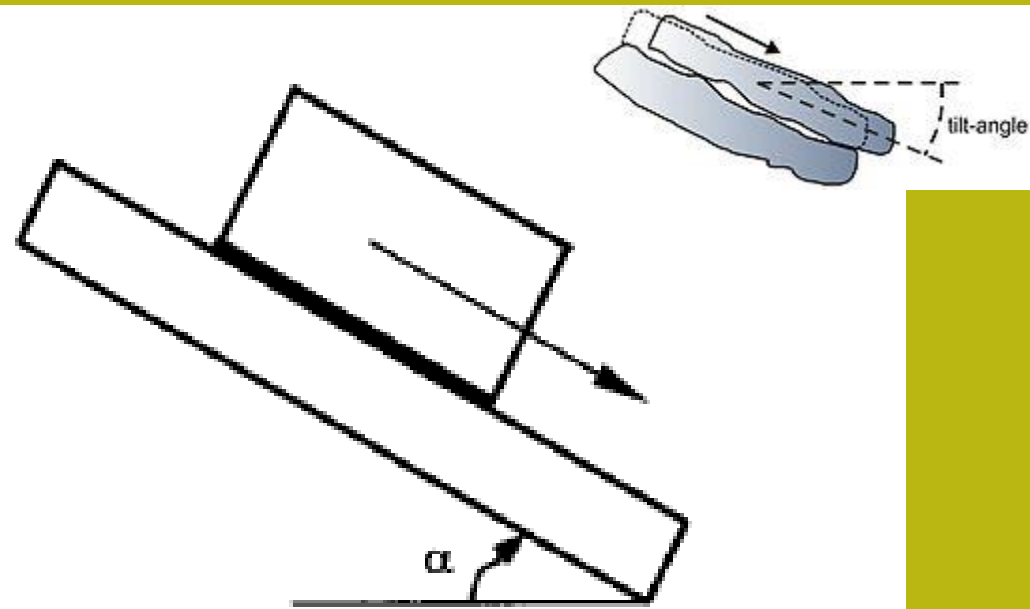
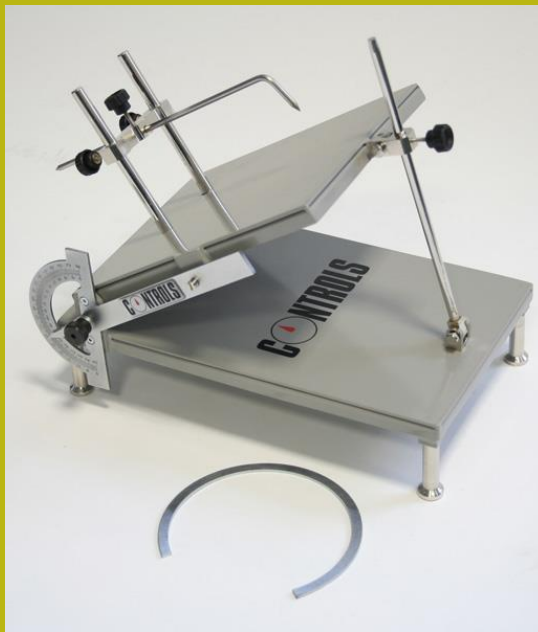


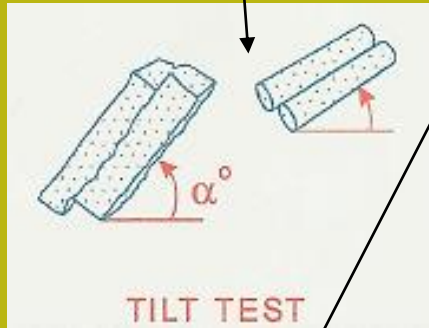
Fig. 6.8 Tilt test to measure the tilt angle  $\alpha$  (after Barton & Bandis, 1990).

**Tilt test** e formula per calcolare l'angolo di attrito basale

$$\phi_b = \arctan(1.155 \tan \alpha) \quad (6.21)$$

where  $\phi_b$  is the basic friction angle for the upper piece of core; and  $\alpha$  is the tilt angle at which sliding commences.

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r_5}{R_5}$$



$$\phi_r \leq \phi_b$$

Come ottenere  $\phi_r$  da tilt test e prove dirette sulla discontinuita' con sclerometro di Schmidt, da Barton(2013)

Numero rimbalzi  $r_5$  su roccia alterata

Numero rimbalzi  $R_5$  su roccia non alterata



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

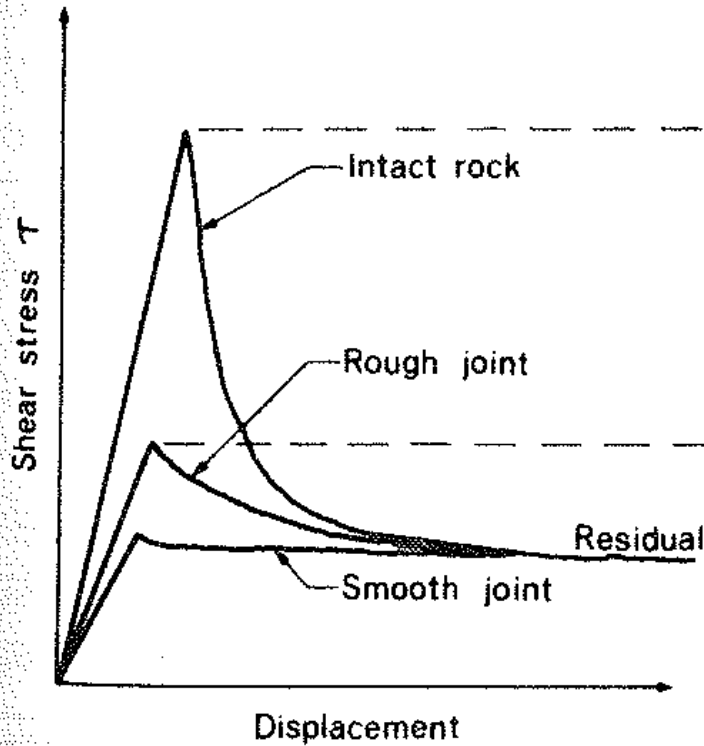


Table 6.7 Basic friction angles  $\phi_b$  for different rocks (after Barton & Choubey, 1977).

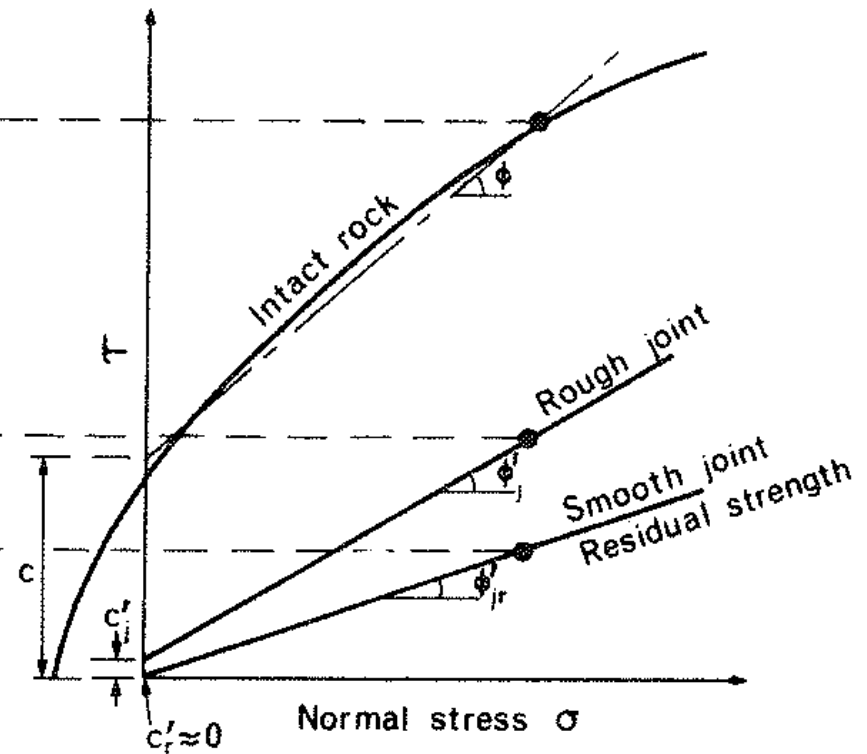
Rock	$\phi_b$ dry (degrees)	$\phi_b$ wet (degrees)
Sandstone	26 - 35	25 - 34
Siltstone	31 - 33	27 - 31
Limestone	31 - 37	27 - 35
Basalt	35 - 38	31 - 36
Fine-grained granite	31 - 35	29 - 31
Coarse-grained granite	31 - 35	31 - 33
Gneiss	26 - 29	23 - 26
Slate	25 - 30	21
Dolerite	36	32
Porphyry	31	31
Shale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

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

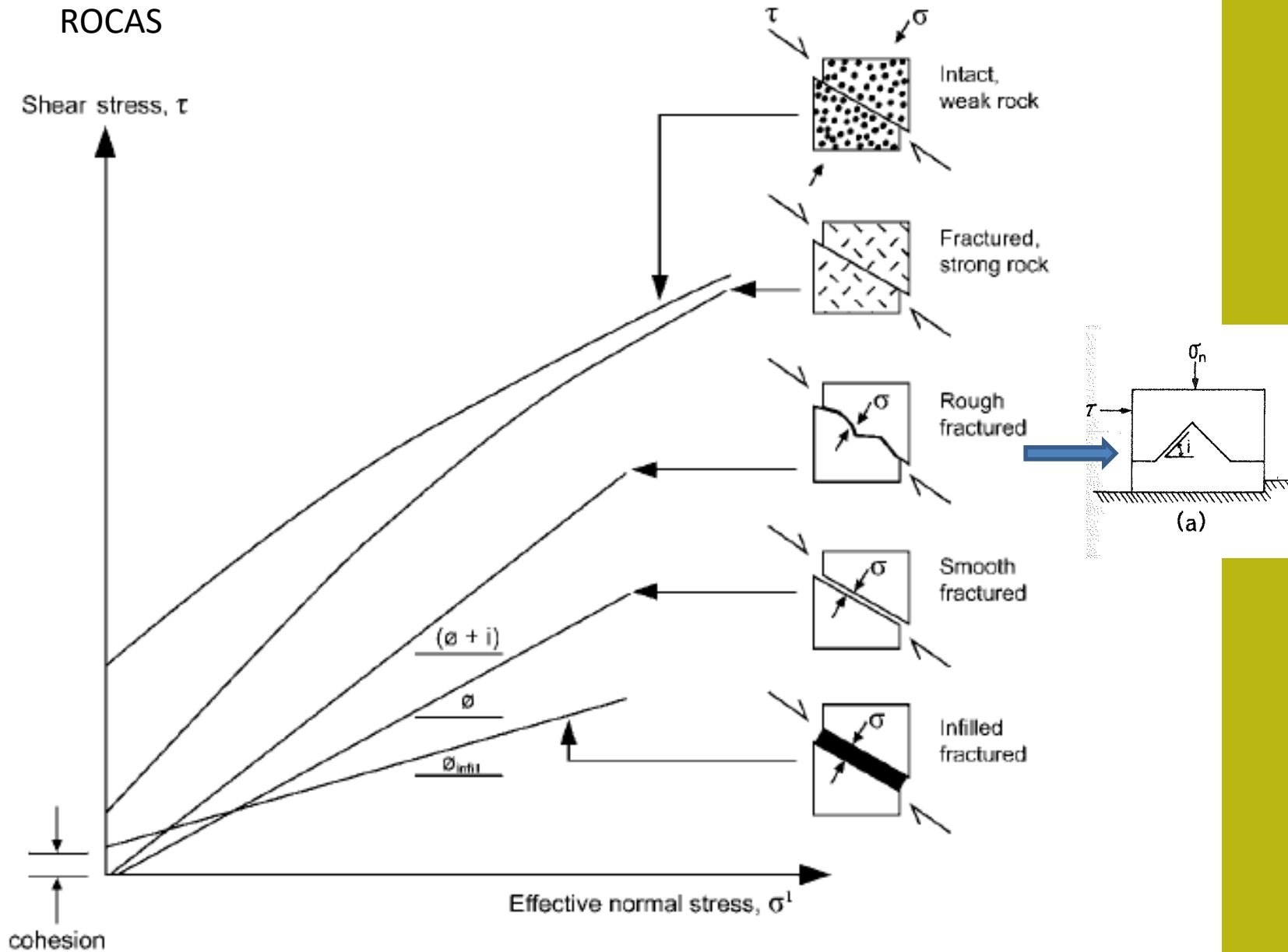
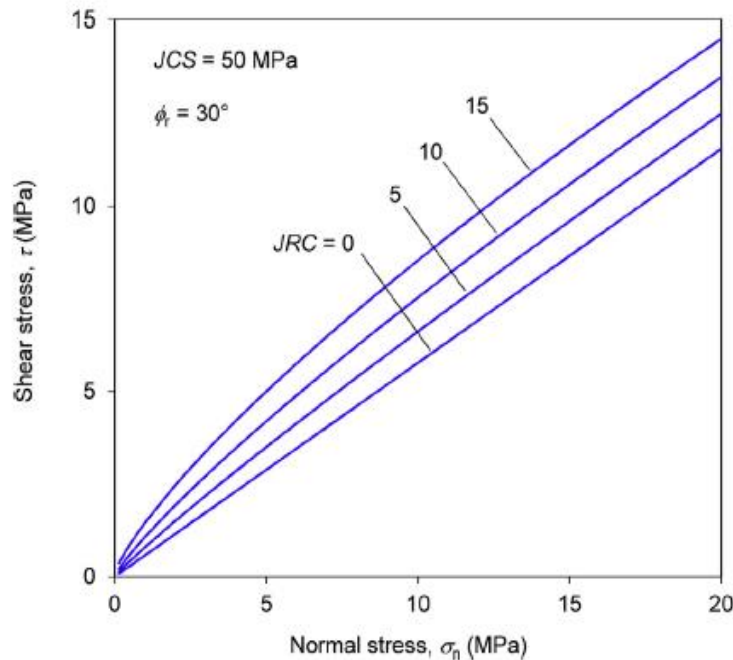


Figure 9.2 Variation of rock strength for various geological conditions (TRB, 1996).

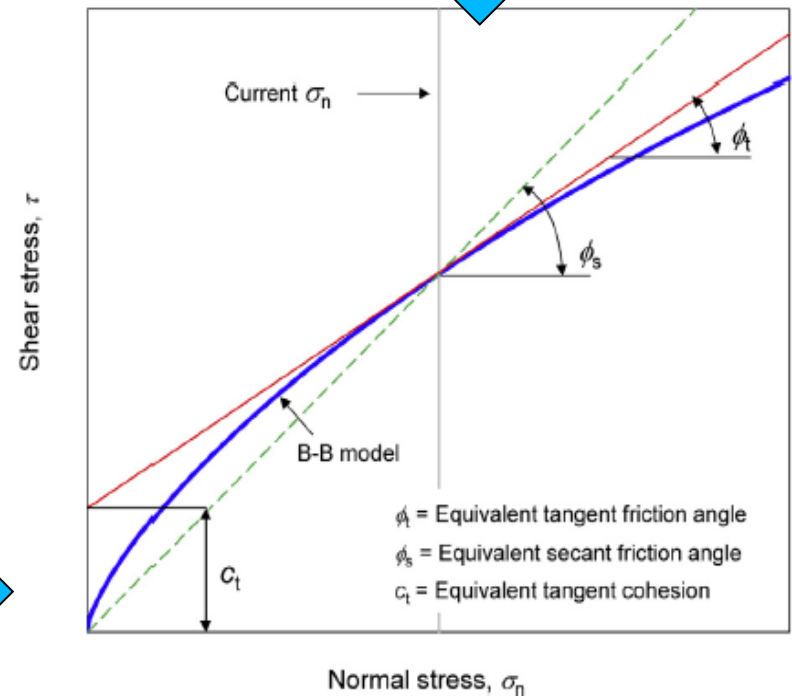


## Critério B-B non-lineare Implementatao in SSAP

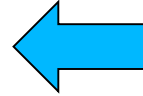
Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



La stima locale dei valori  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti segue in SSAP il método di Prasetyo et al. (2017)



$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0}$$



$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JCS_0}$$

Correzione per  
effetto  
di scala dei  
parametri JRC e JCS  
Secondo Barton &  
Bandis (1990)

Dove:

$JRC_0$  : indice di rugosità' dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

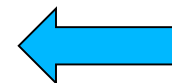
$JRC_n$  : indice di rugosità' dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

$JCS_0$  : resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

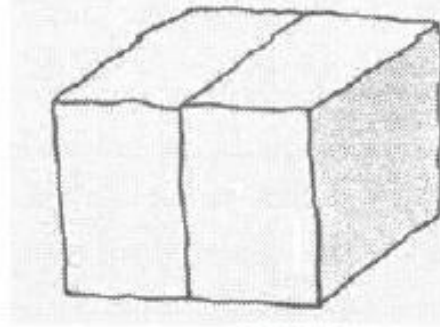
$JCS_n$  resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

$L_0$  : Lunghezza (m) della zona di misura proprietà della discontinuità (es 0.1 m);

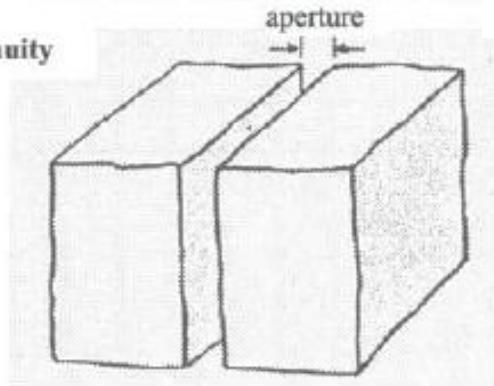
$L_n$  : Lunghezza (m) della persistenza della discontinuità (es 3 m);



(a) Closed discontinuity



(b) Open discontinuity



(c) Filled discontinuity

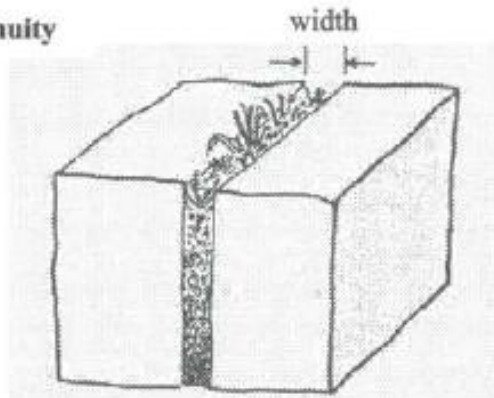


Table 4.11 Classification of discontinuity aperture (after ISRM, 1978c).

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

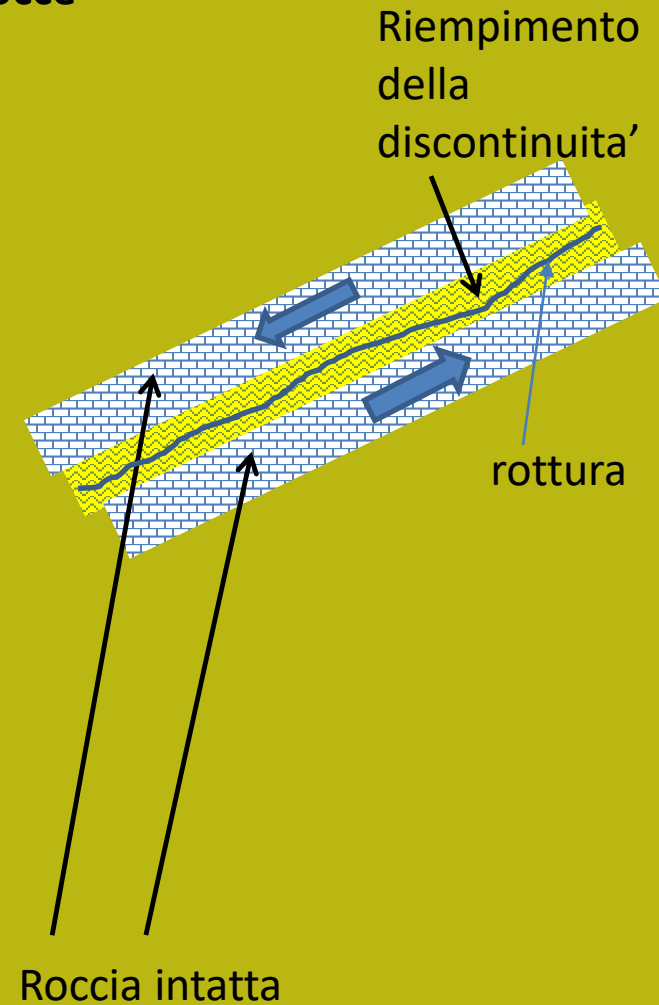
**classificazione  
aperture  
discontinuità / fratture**

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 $\phi_f$ (°)	Residual $c_f$ (MPa)	Residual $\phi_f$ (°)
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, ± 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		

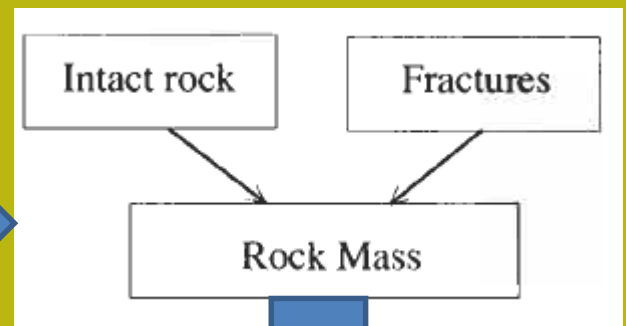
## Resistenza al taglio di materiale di riempimento di discontinuità in rocce



Version 2.0 Last update 12-11-2021

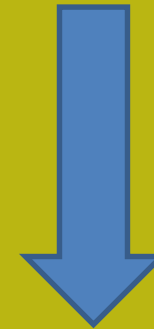
## Resistenza al taglio dei massicci rocciosi

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

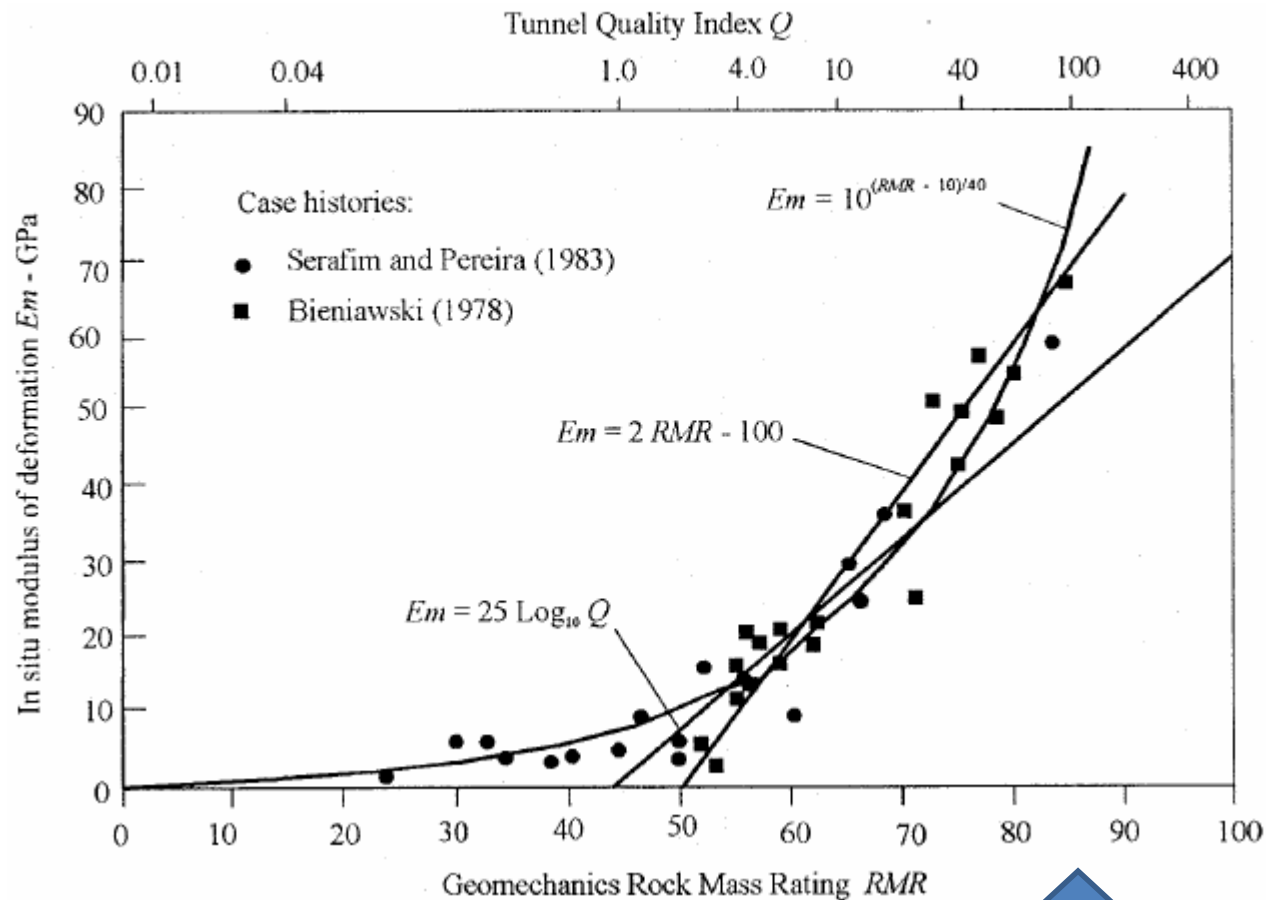


Parametri geomecanici  
 $E$   $\gamma$   $\phi$   $\gamma$   $c'$

## **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]	$\phi^{\circ}$	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



$c'$

$\phi$

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  $\sigma_{ci}$  (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  $m_i$  (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.

Hoek-Brown Classification

sigci 30 MPa

GSI 50

mi 10

D 0

Ei 12000 MPa

MR

Hoek-Brown Criterion

mb 1.677

s 0.0039

a 0.506

Failure Envelope Range

Application: General

sig3max 7.5000 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c 1.494 MPa

phi 30.52 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.069 MPa

sigc 1.807 MPa

sigcm 5.230 MPa

Erm 3686.23 MPa

Copy Data

## 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

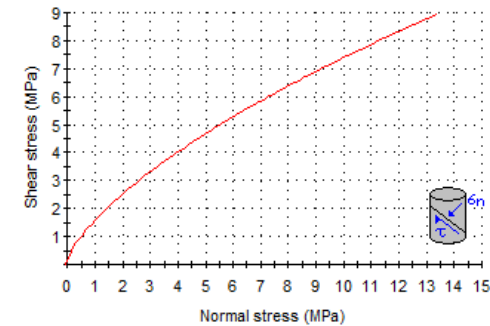
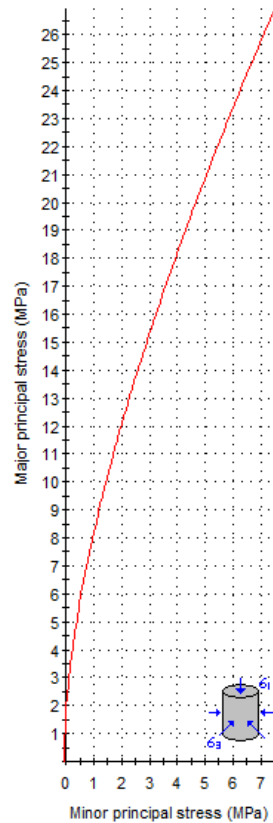
mb = 1.677 s = 0.0039 a = 0.506

## 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, Ph.D., 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:

**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 (Em)=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)

sigu: 3.91, sigtu: 3.97

Copyright ©2014 Roozbeh Geraili Mikola. All Right reserved

**ORMAS 1.0** una soluzione alternativa..

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

..



**Passo 1 - valutare la struttura del Massiccio roccioso (valore GSI)**

Pick GSI Value

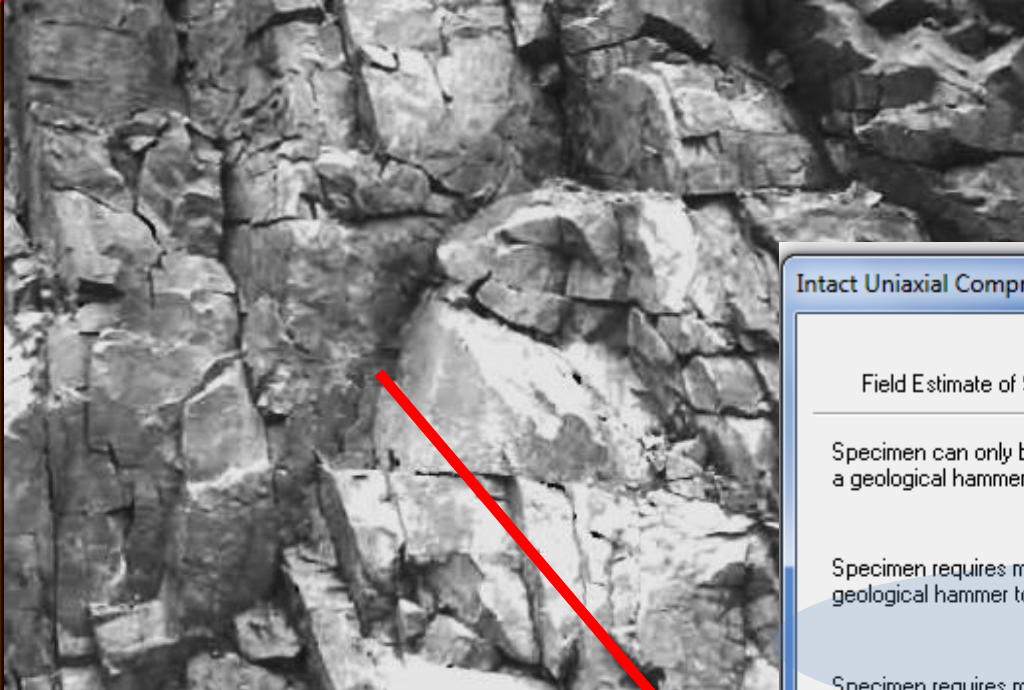
Rock Type:

GSI Selection:

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS				
	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80				
VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70				
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	60			
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40			
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	30	20			
	10				
	N/A	N/A			

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

DECREASING SURFACE QUALITY



## Passo 2 - compressione Uniassiale della roccia intatta

Intact Uniaxial Compressive Strength

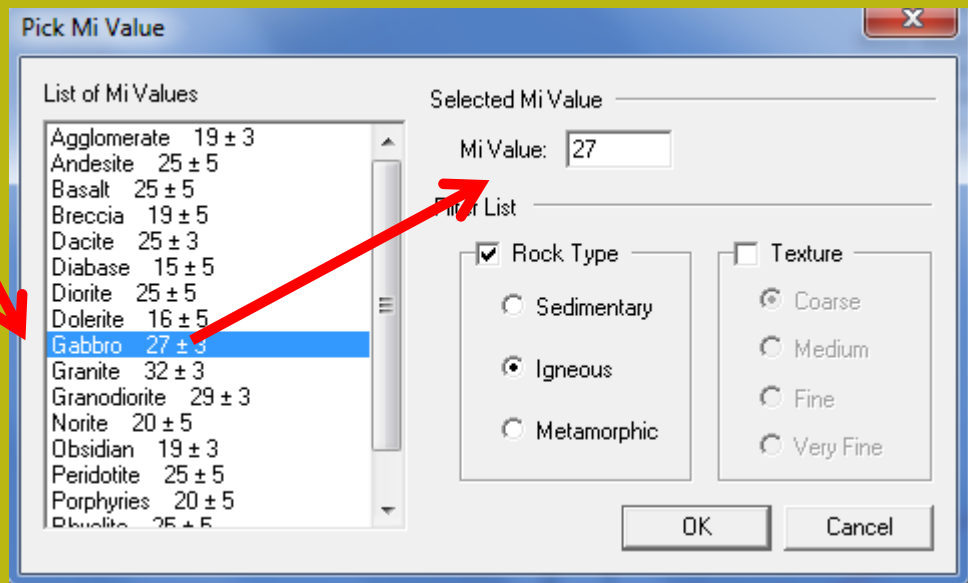
Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, 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 (sigci):  MPa

OK Cancel



**Passo 3 - indicare il tipo litologico**









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: 1

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

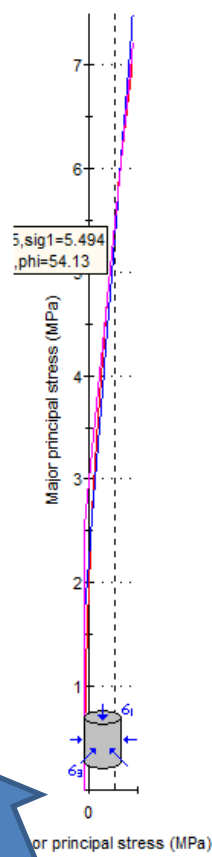
**Mohr-Coulomb Fit**

c 0.314 MPa  
 phi 57.56 deg

**Rock Mass Parameters**

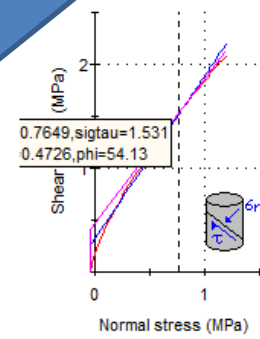
sigt -0.040 MPa  
 sigc 1.848 MPa  
 sigcm 14.196 MPa  
 Erm 800.44 MPa

Copy Data

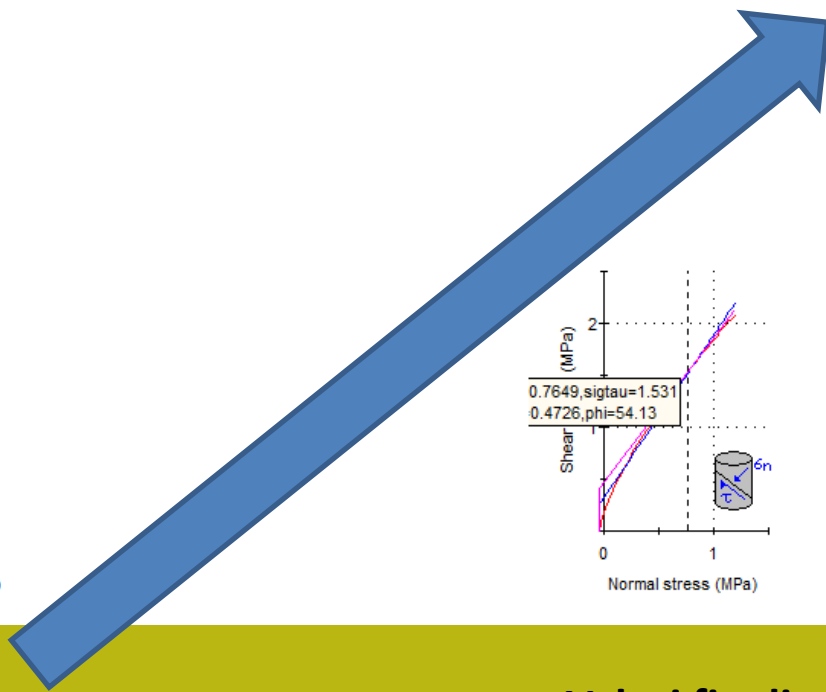


**Analysis of Rock Strength using RocLab**

- Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength (sigci) = 125 MPa  
 GSI = 50 mi = 27 Disturbance factor (D) = 1  
 intact modulus (Ei) = 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**  
 Elasticita' 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

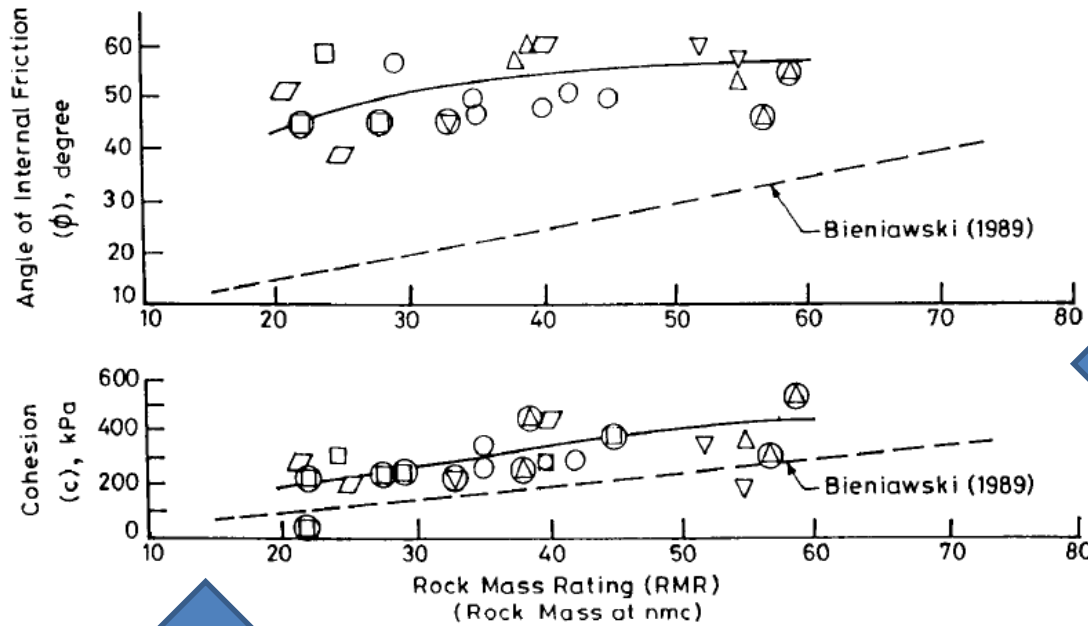
*Table 18.7 Meaning of rock mass classes (Bieniawski, 1989).*

<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

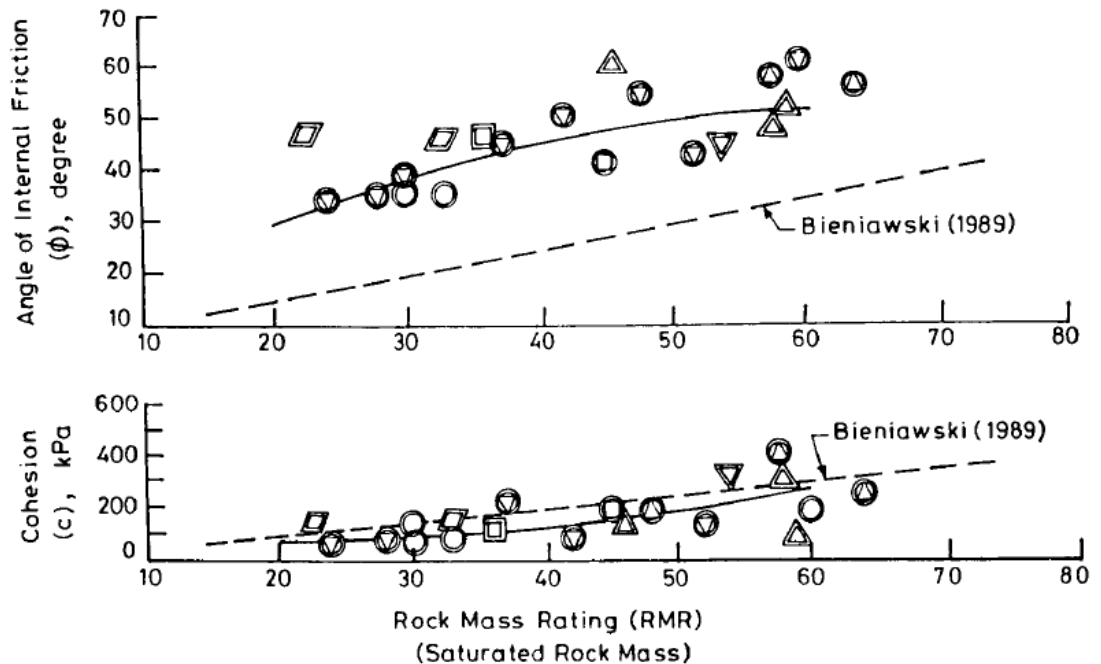
**Valori di confronto  
tavolo Beniawski (RMR) e  
dati sperimentali  
Resistenza al taglio**

In massi rocciosi non saturi e saturi

Mehrotra, 1993



Si osserva che i valori  
Secondo la tabella  
Beniawski (RMR)  
sottostimano molto  
l'angolo di frizione e  
coesione



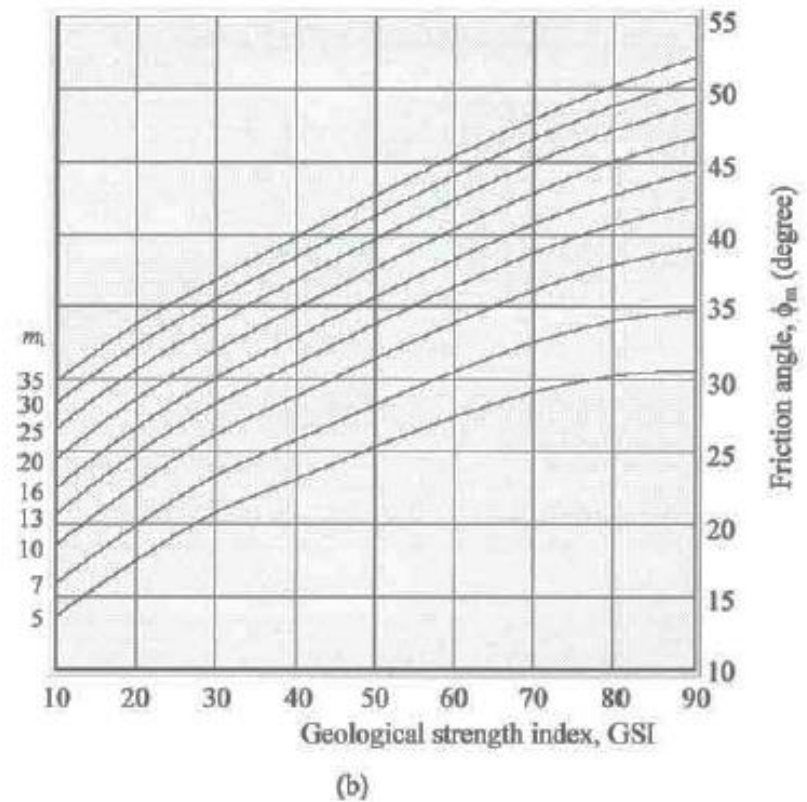
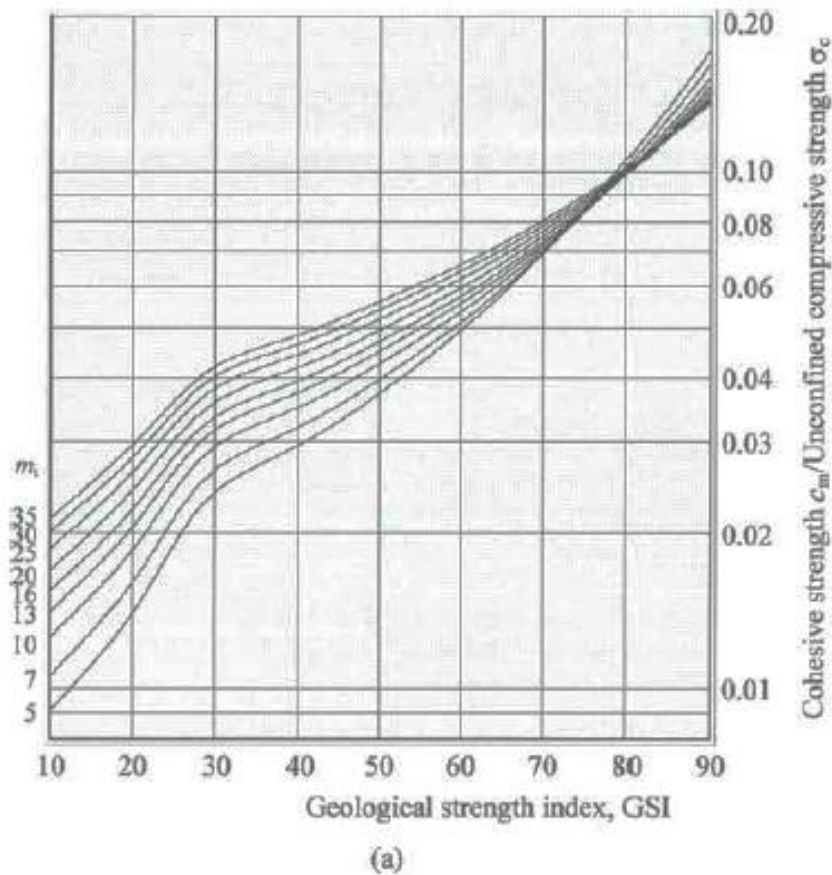


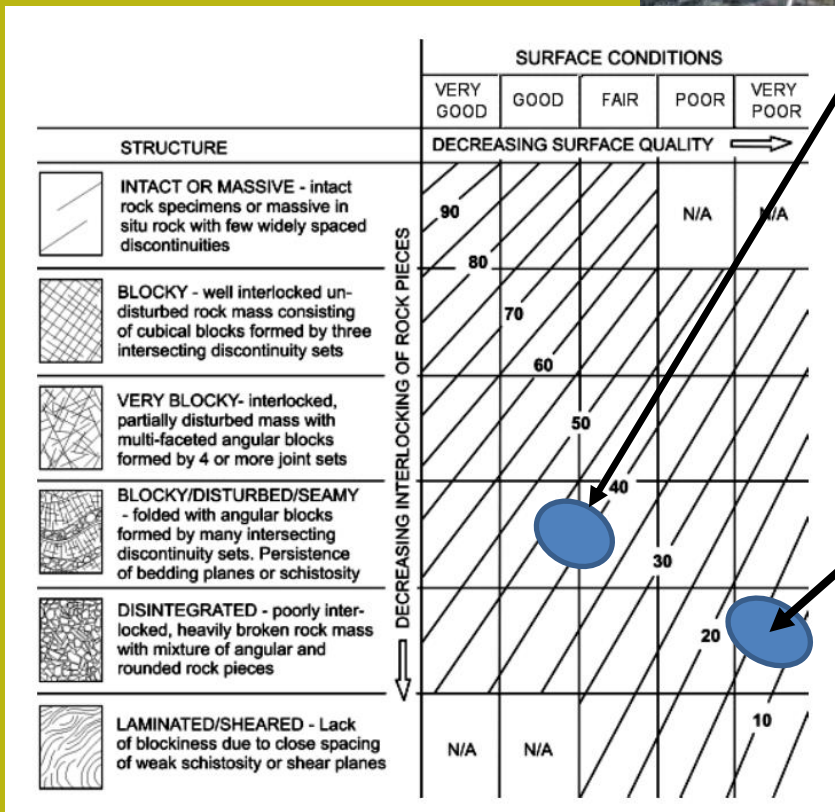
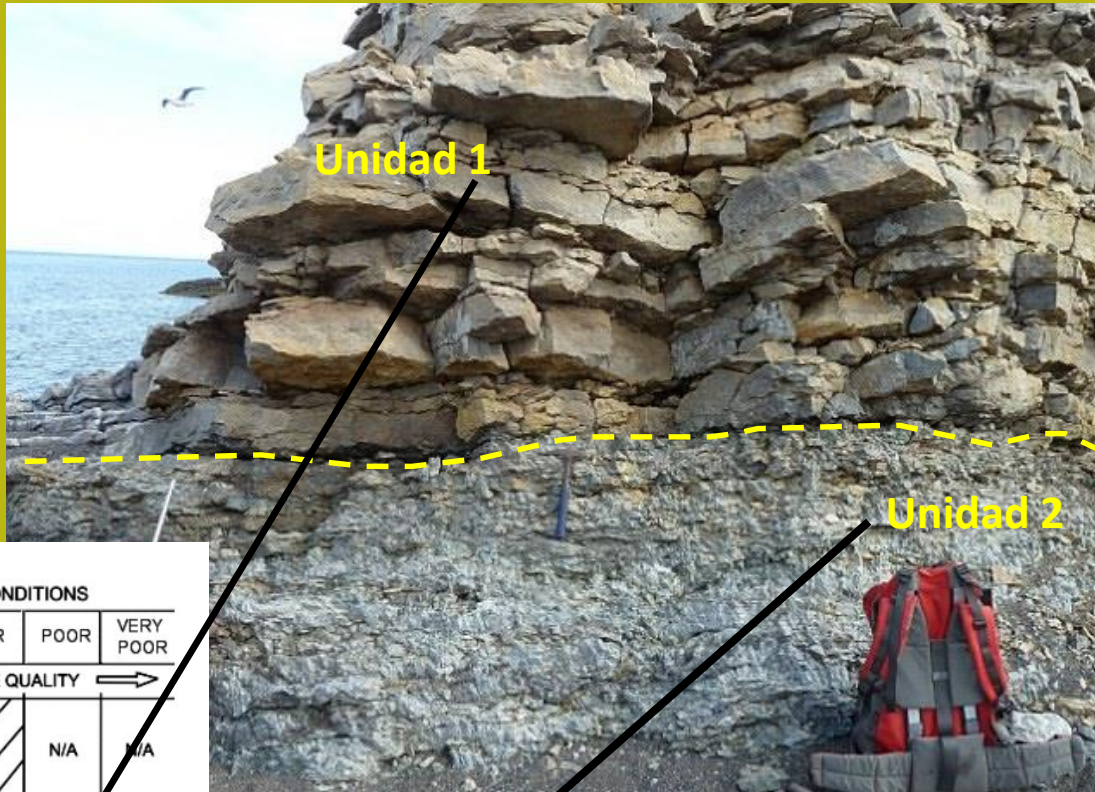
Fig. 7.12 (a) Cohesive strength  $c_m$ ; and (b) Friction angle  $\phi_m$  for different GSI and  $m_i$  values (after Hoek, 2000).

**Estima rápida de valores de Angulo de fricción interna y de cohesión de macizo rocoso con modelo GSI**

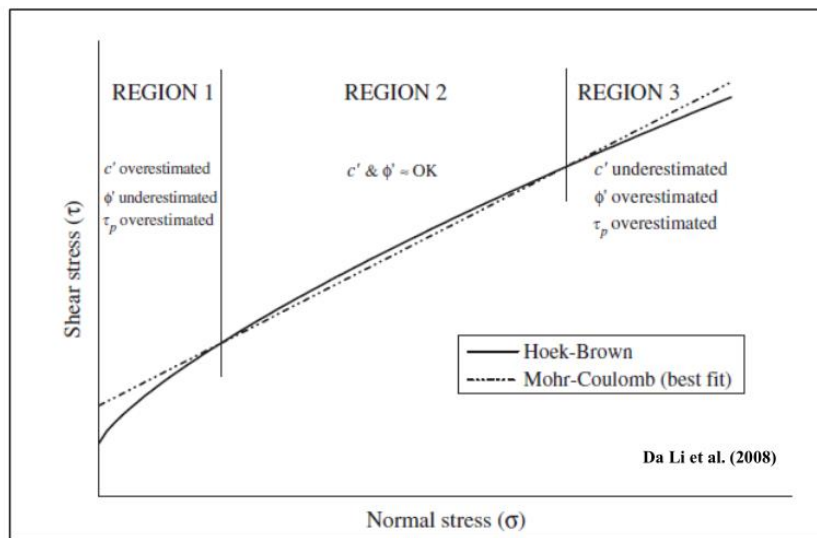
Nota: el coeficiente  $m_i$  depende del tipo litológico

# Esempio di classificazione GSI

**Unitad 1:** strati e blocchi angolari con molte famiglie di discontinuità. Livello medio di alterazione delle superfici.  
GSI =45-35



**Unitad 2:** struttura con alto livello di disturbo e molto piccola interconnessione tra blocchi, che sono molto frammentati e alterati GSI =20-10



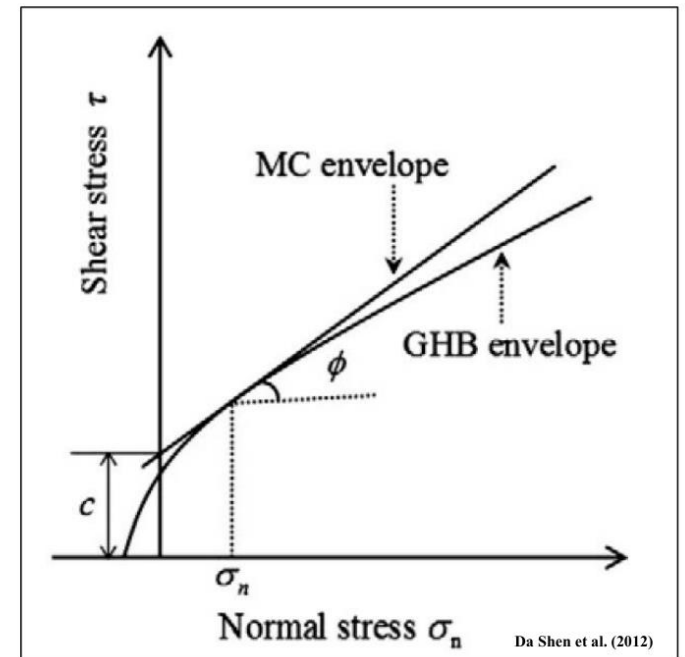
Il metodo di hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori :Carranza-Torres(2004), Brown (2008) Pero' esistono valide alternative numeriche e semianalitiche efficienti ...i

Infatti in ssap abbiamoTre delle piu efficienti alternative per calcolare i valori c' e phi' lungo l'involuppo Di rottura curvo del criterio GSI-generalizzato o GHB




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 Appendice D  
Per stima  $V_b$  e  $J_c$ ... e  
conseguentemente  
di GSI. Russo (2009) 

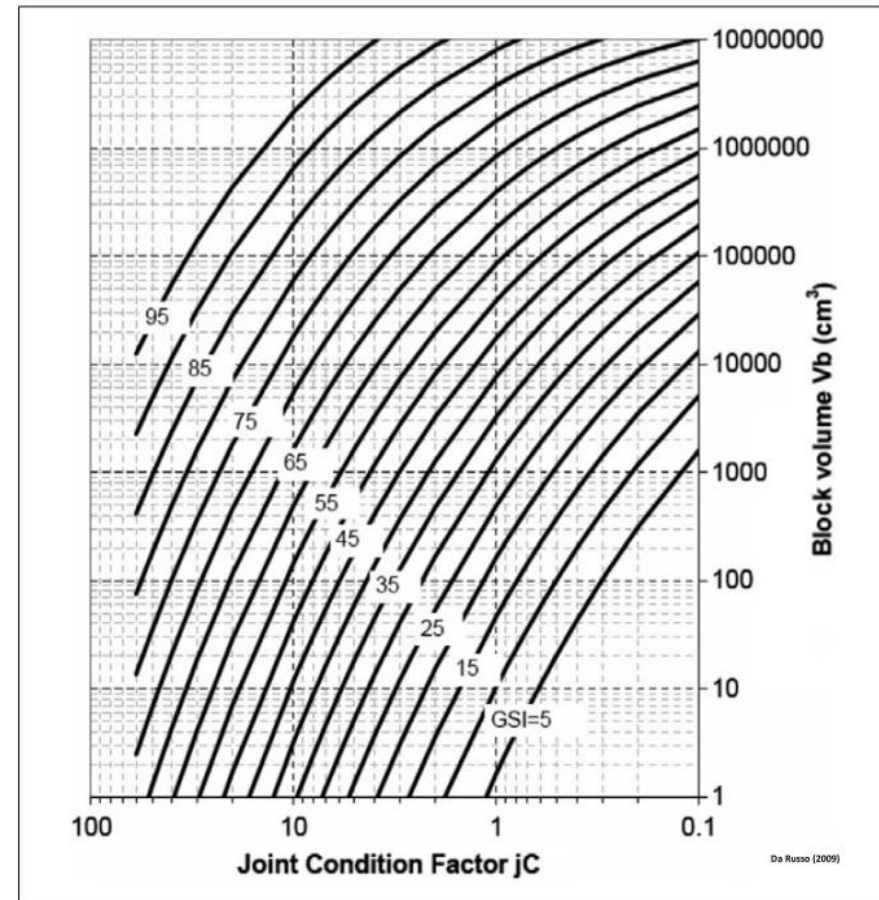


Fig. D.12

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526 Jc^{0.5} V_b^d)^{0.44}\right]} \quad \text{D.11}$$

con :

$$d = 0.37 Jc^{-0.2} \quad \text{D.12}$$


dove:

Jc: joint condition factor (adimensionale)

$V_b$ : Volume medio dei blocchi in ( $m^3$ )



Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi  $V_b$ (cm<sup>3</sup>) 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 (cm<sup>3</sup>)<sup>1</sup>

$J_v$ : frequenza delle discontinuità (Joints/m<sup>3</sup>)

$\beta$  : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di  $\beta$  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](http://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:

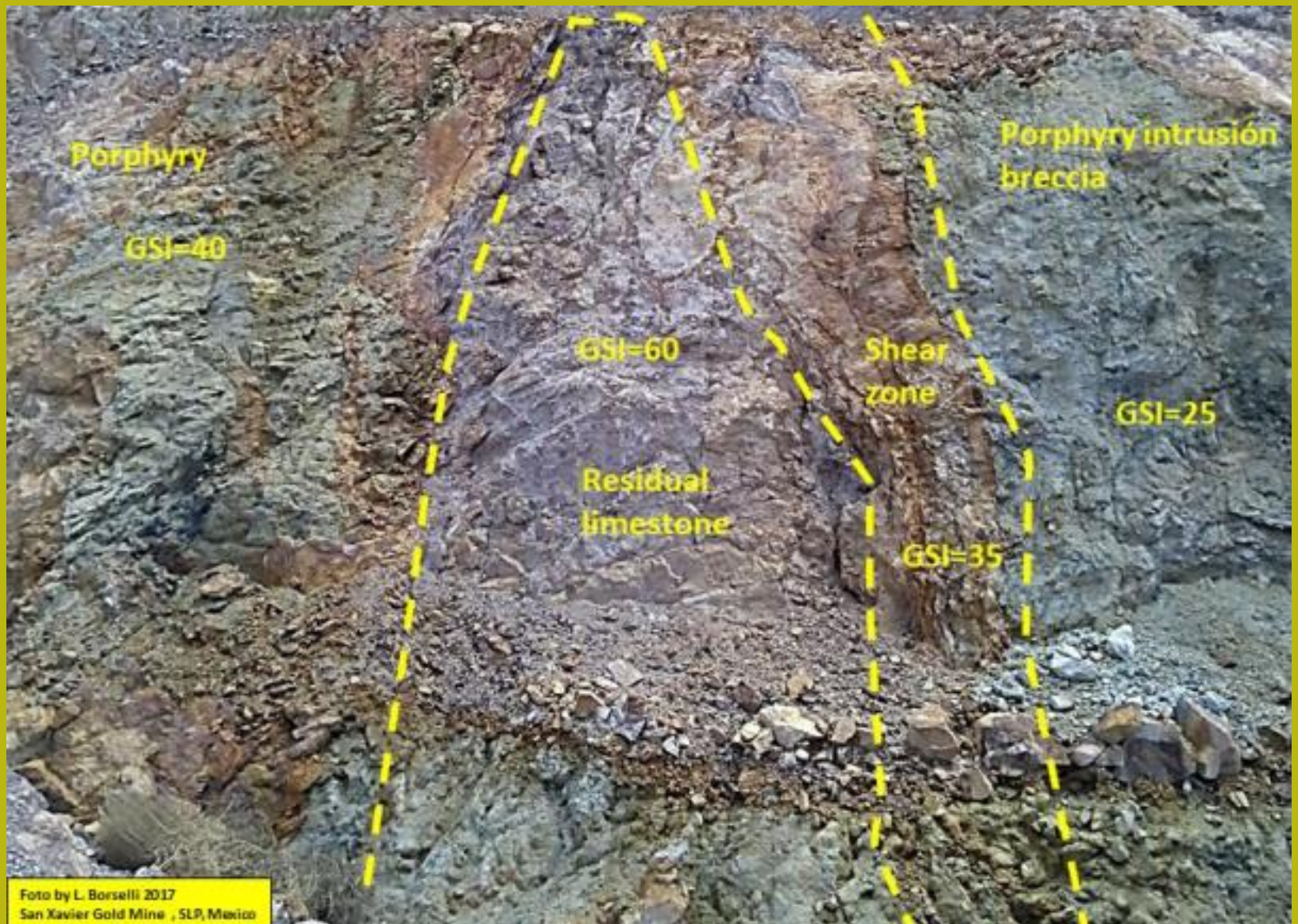
JC: joint condition factor (adimensionale)

JR: Joint Roughness factor (fig. D.9)

JA: joint alteration factor ( fig. D.10)

JL: joint size factor (fig. D.11)

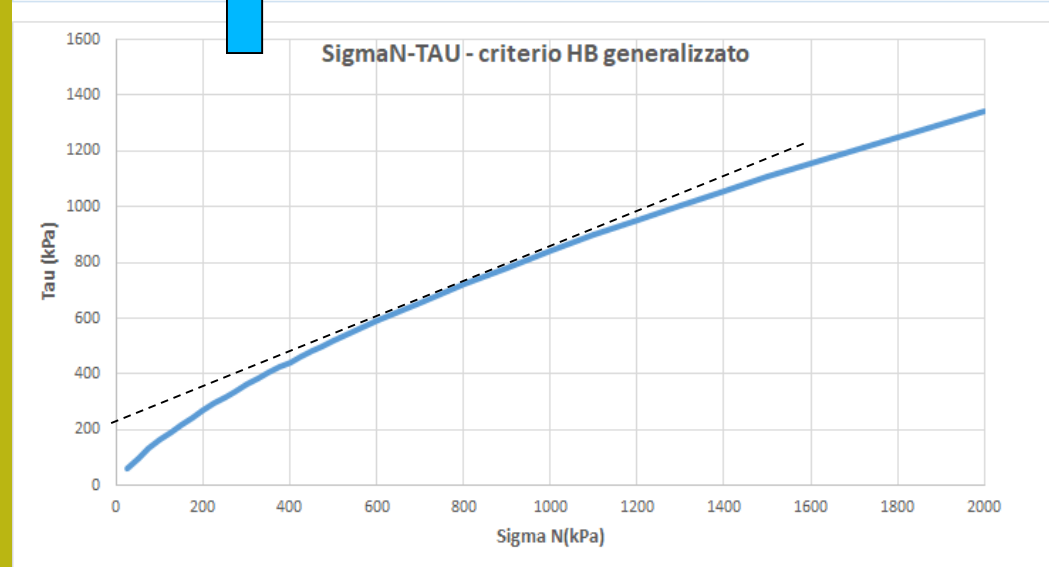
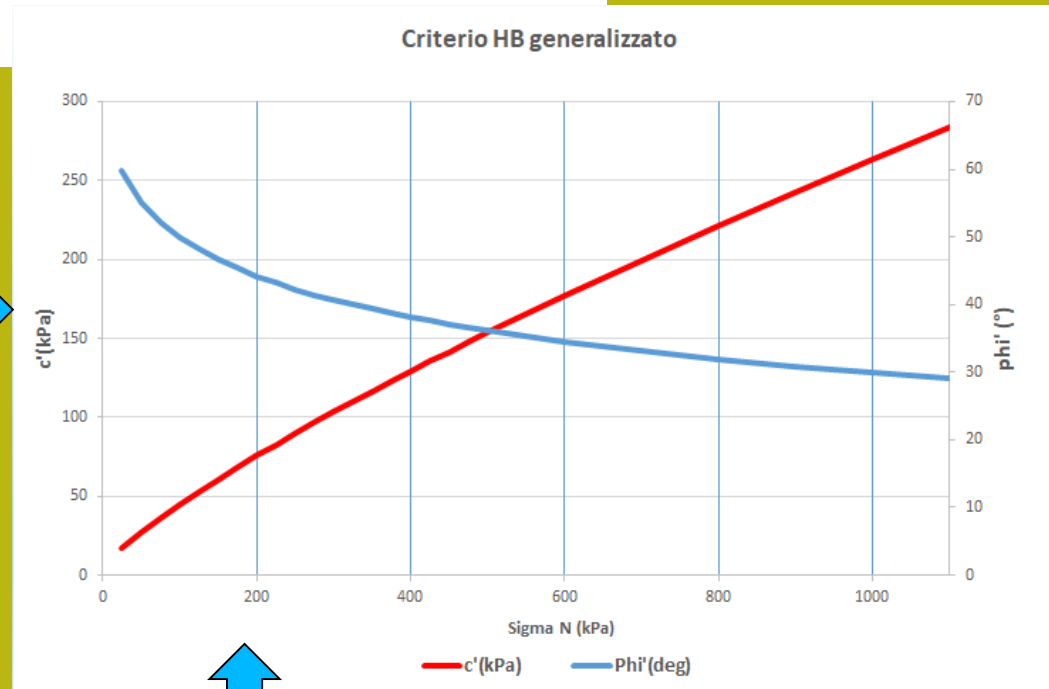
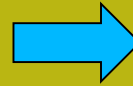
La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9,D.10,D.11.



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  $\phi'$  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.



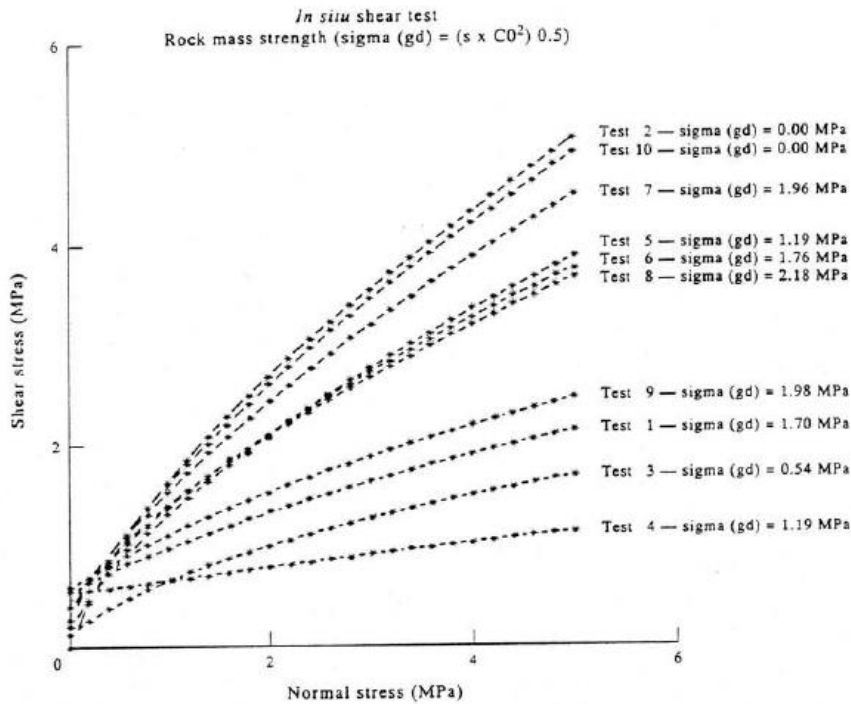


Fig. 15. Diagrams of the shear rock masses strength from tests *in situ* by Hoek and Brown strength criterion processing.

Prove dirette di taglio in sito  
 In Lunardi et al. (1994)

Barton JRC



Hoek and Brown  
 (GSI versione  
 preliminare anteriore  
 a 2002)

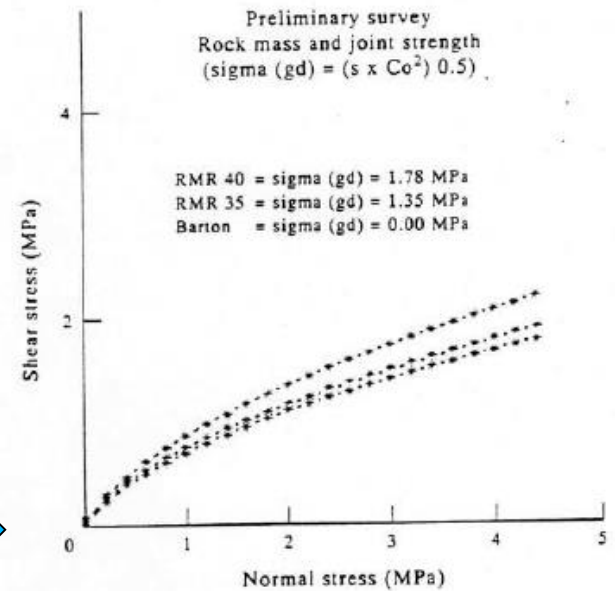
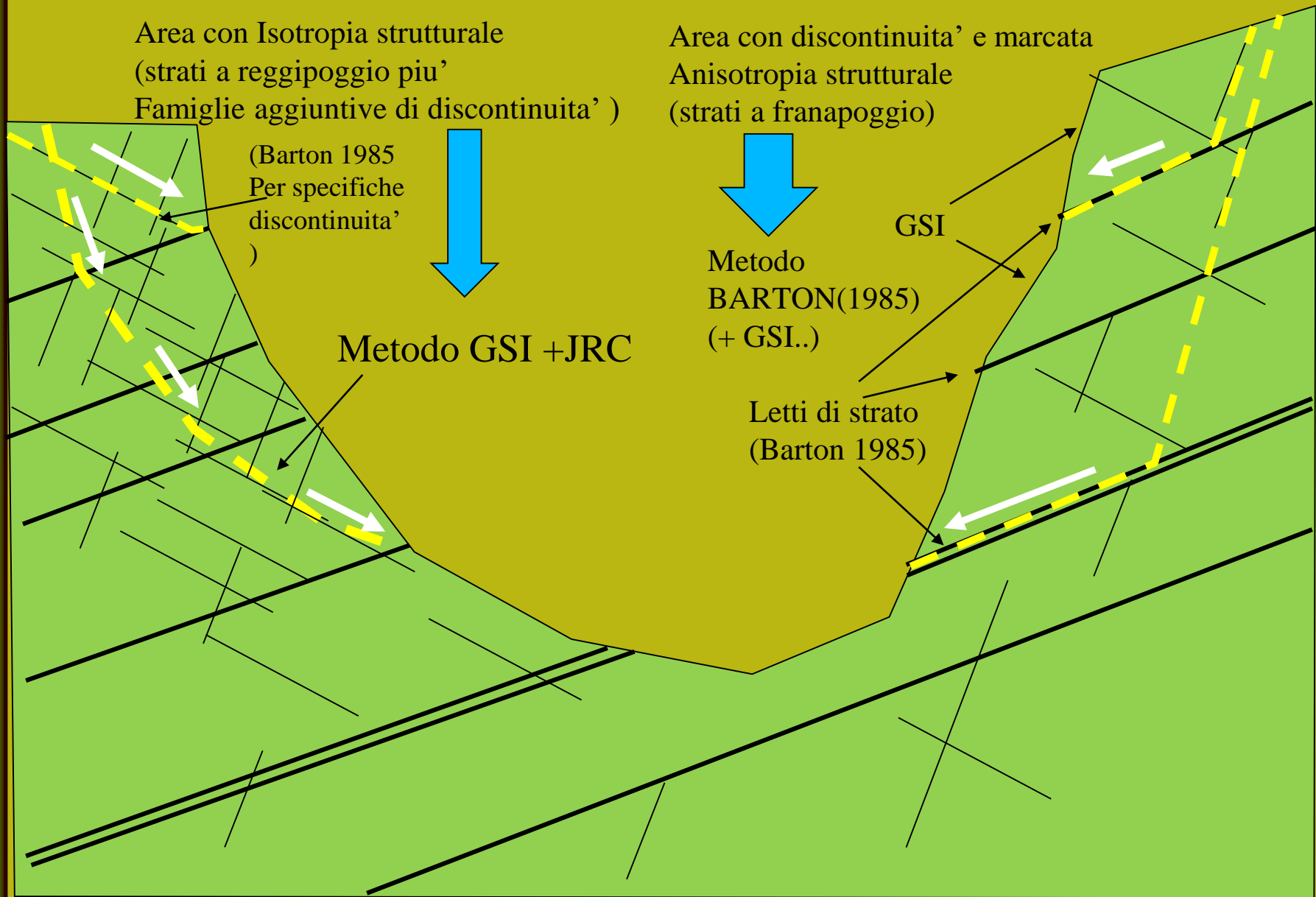
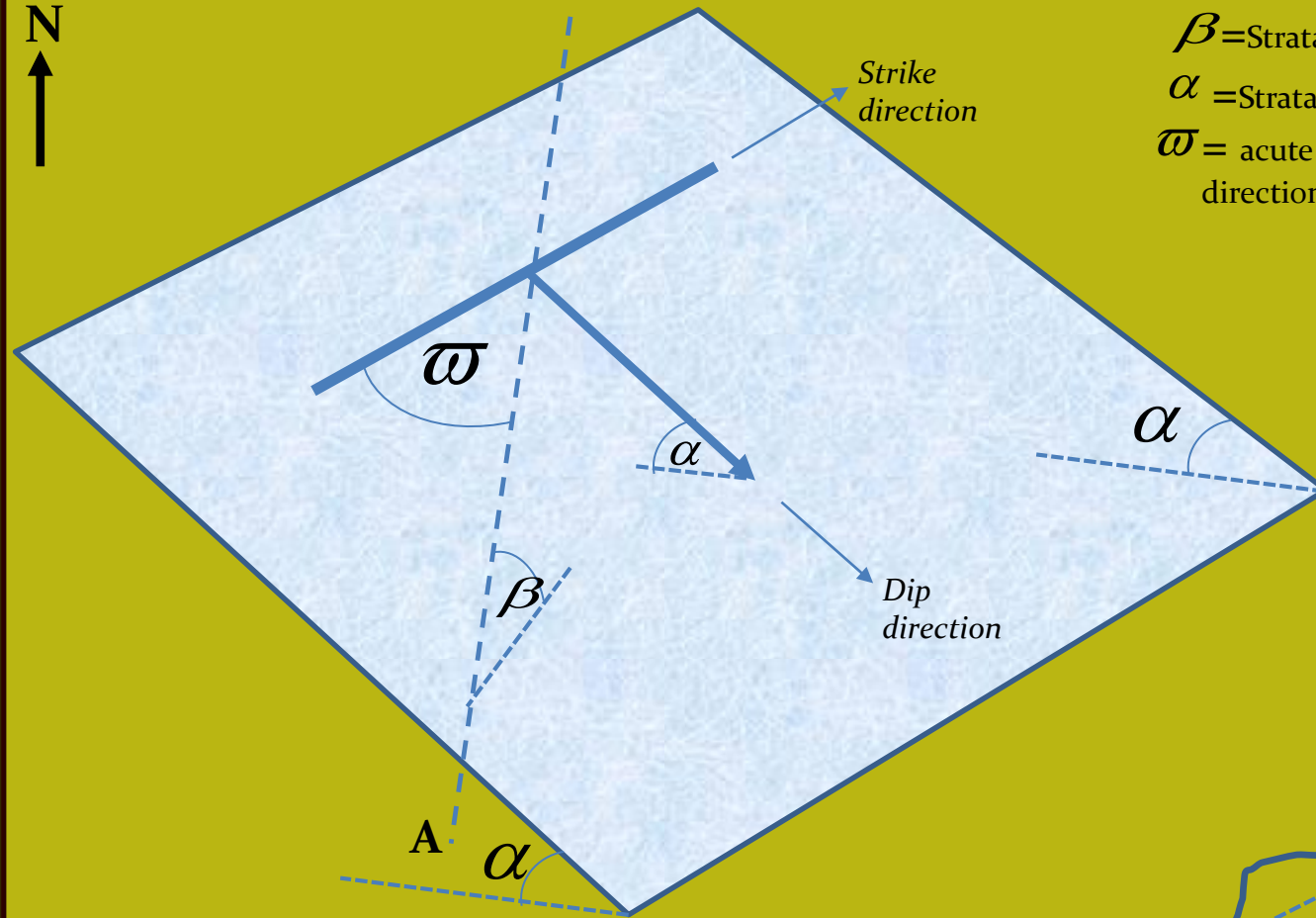


Fig. 16. Diagrams of the rock masses and joint shear strength from Bieniawski classification and Barton theory and using Hoek and Brown and Barton strength criteria for processing data.





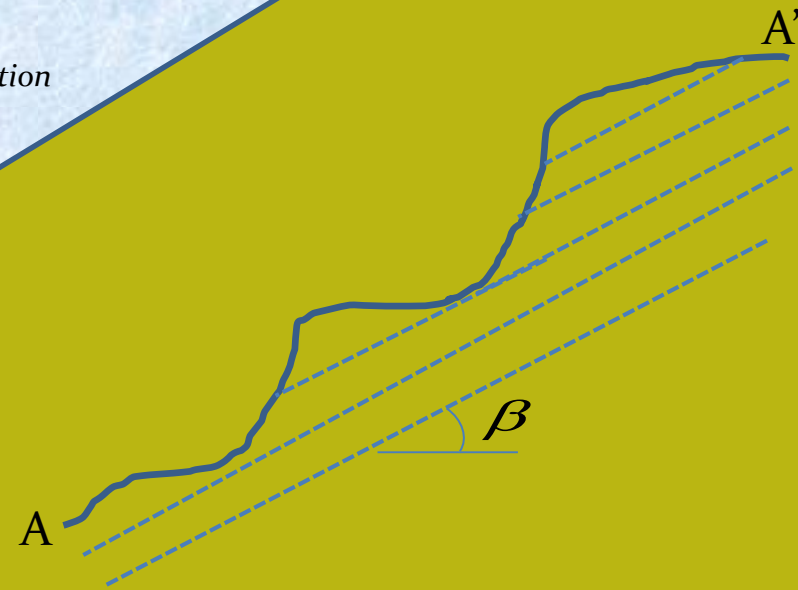
**Campi di applicazione dei metodi GSI e JRC e GSI+JRC**



$\beta$  = Strata apparent dip (°)

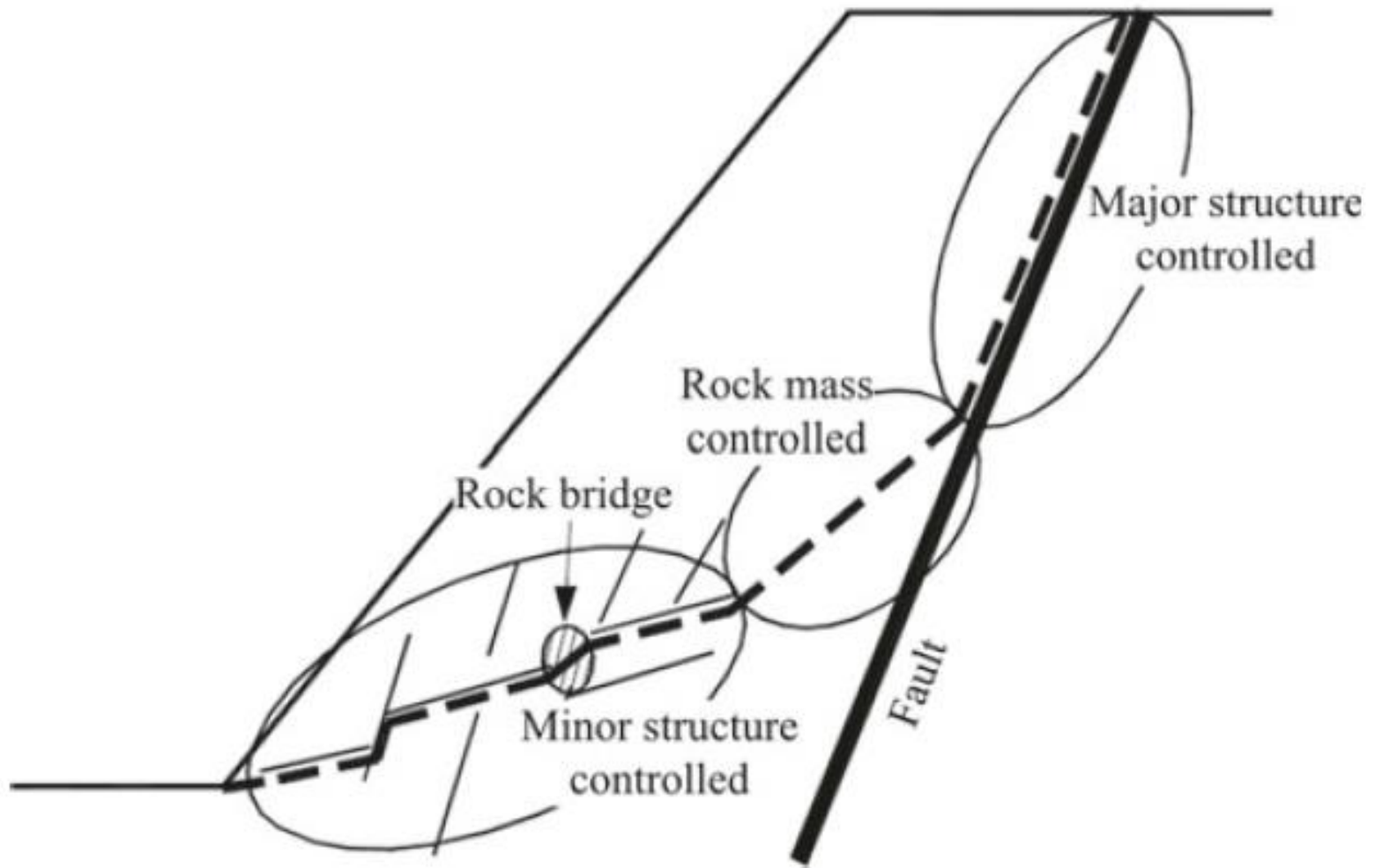
$\alpha$  = Strata True dip (°)

$\omega$  = acute Angle between strike direction and direction of section A-A' (°)



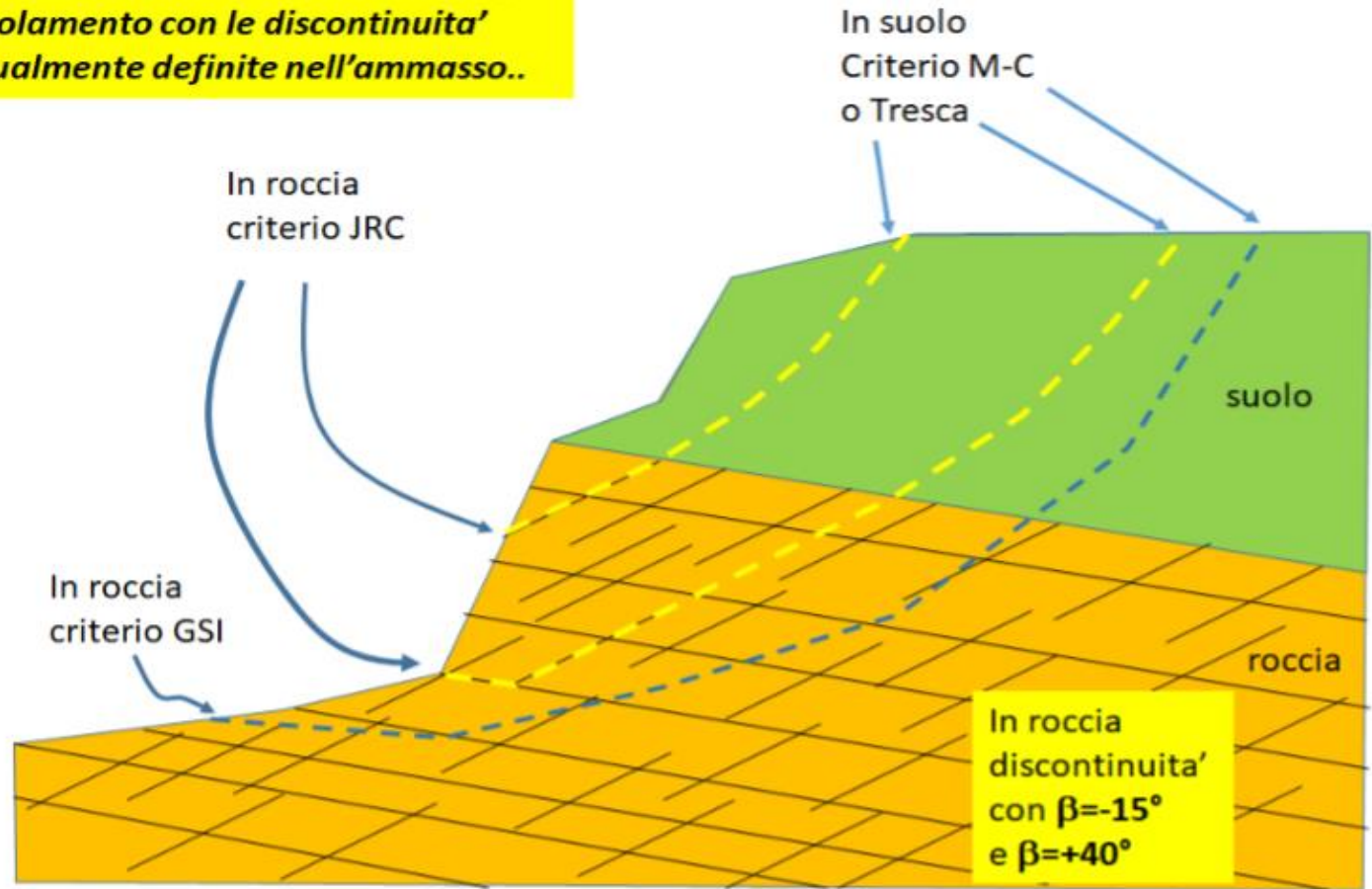
$$\beta = \arctan[\tan(\alpha) \sin(\omega)]$$

L.B. 2020



Schematic diagram of structurally-controlled instability (Baczynski 2000)

*In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearita' delle superfici di scivolamento con le discontinuita' eventualmente definite nell'ammasso..*



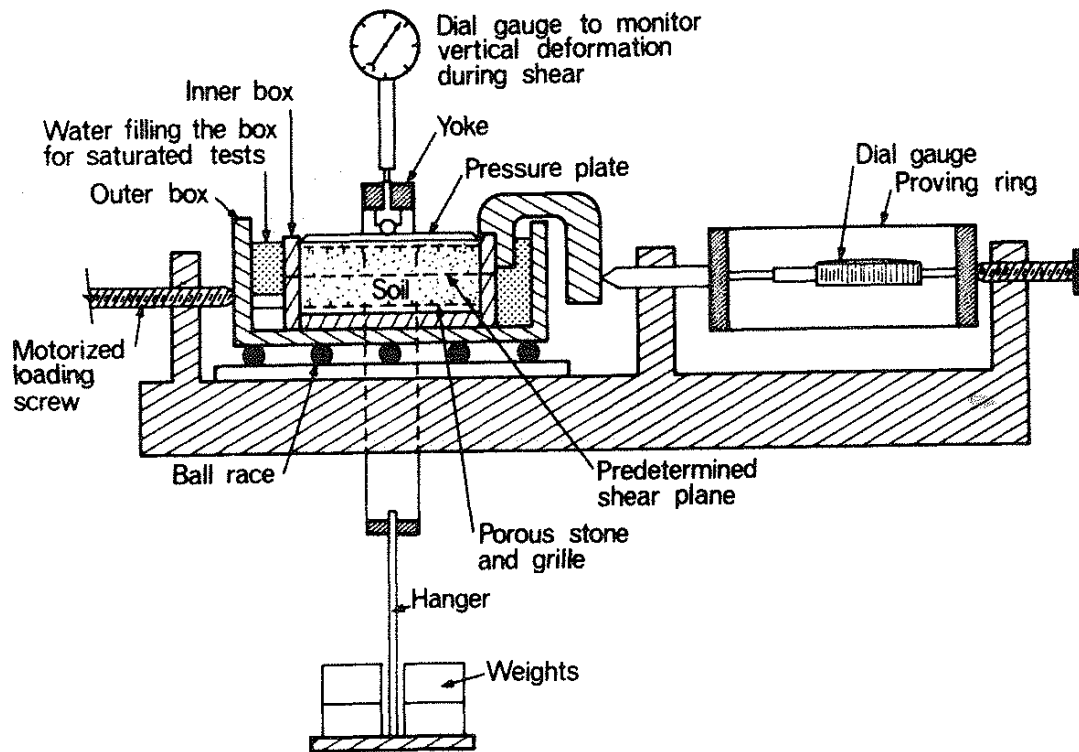
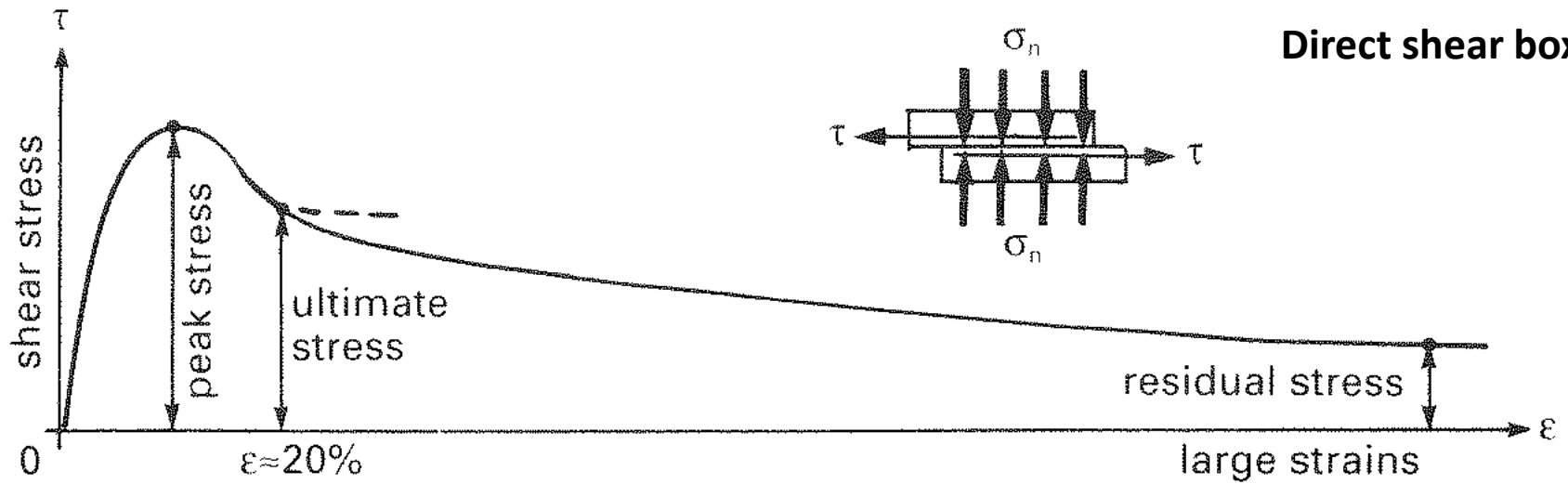
Caso di ammasso roccioso definito con entrambi i criteri GSI e JRC e con discontinuita' orientate geométricamente definite...  
Idea tratta da Lunardi et al. 1994. implementata in SSAP

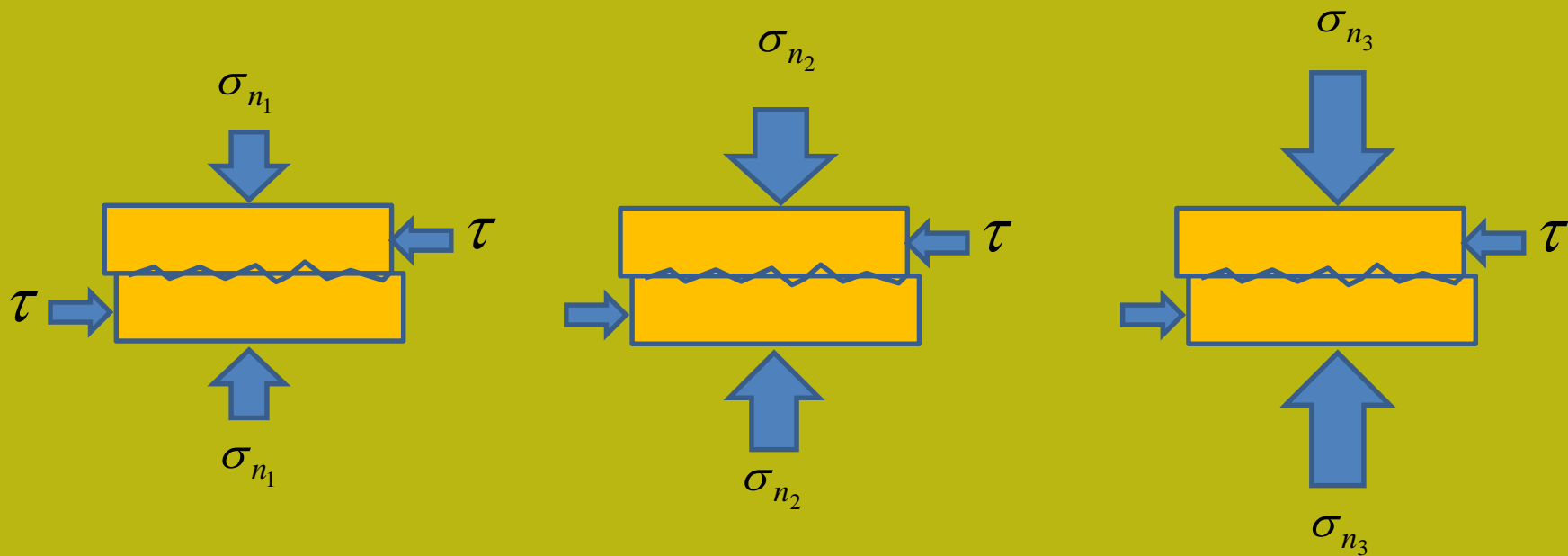


## Resistencia al taglio: prove de laboratorio

1. Prova taglio diretto
2. Prova triassiale
3. Prova compressione uniassiale

# Direct shear box



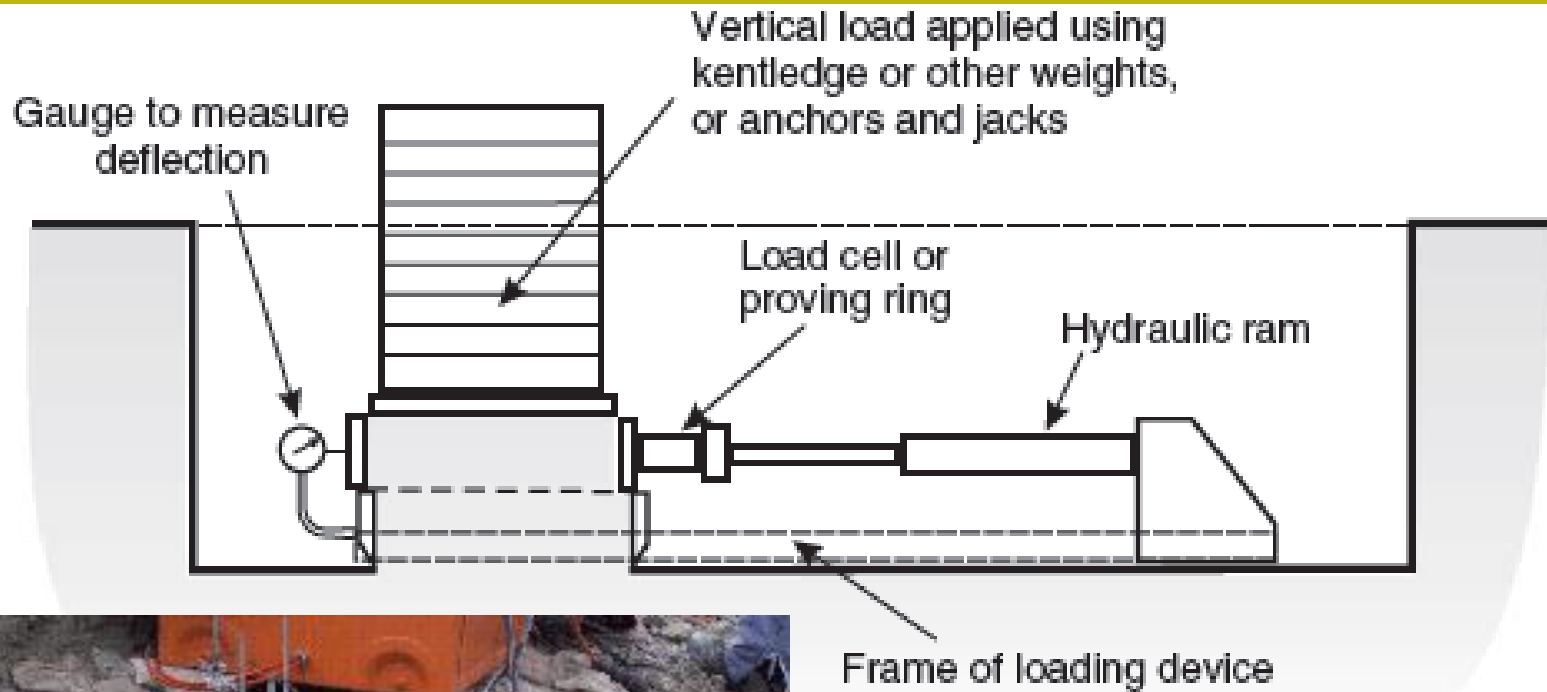


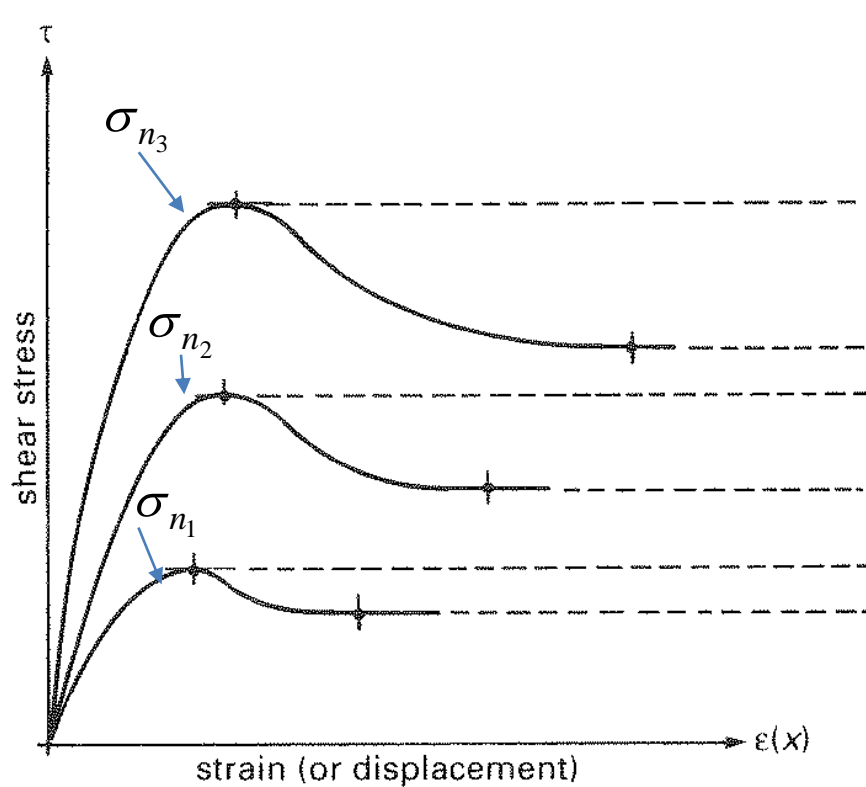
$$\sigma_{n_1} < \sigma_{n_2} < \sigma_{n_3}$$

Test diversi (3 o più) di taglio diretto con aumento della pressione normale, registrando la deformazione tangenziale fino alla rottura e oltre..

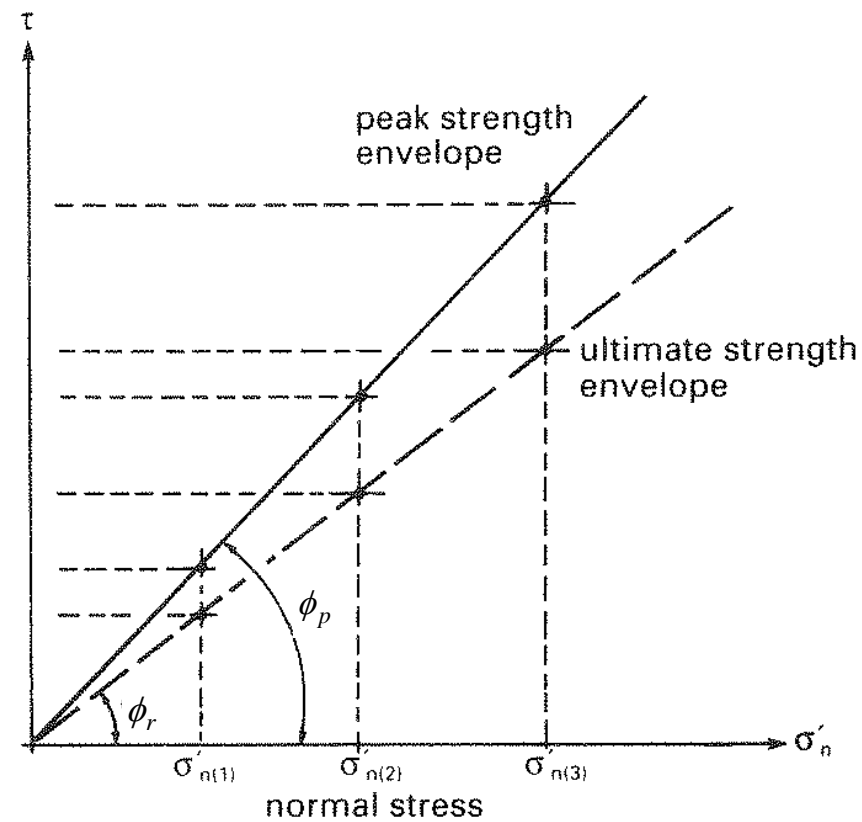
## Prove di taglio diretto ( *direct shear box* )

# 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  $(\tau, \sigma_n)$  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  $\phi_p$  e residuo  $\phi_r$ , e eventualmente la intercetta della Coesione C

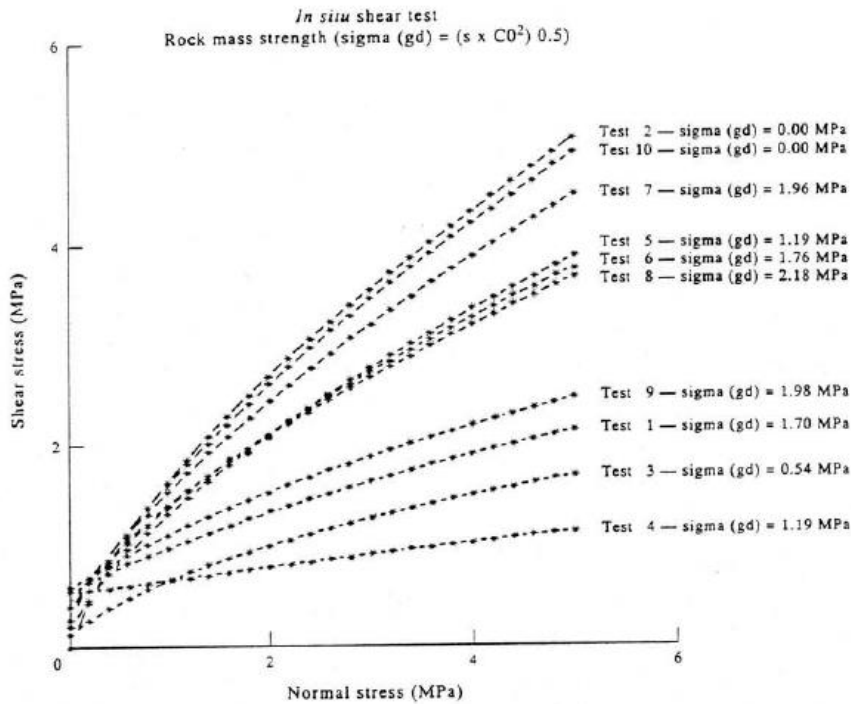


Fig. 15. Diagrams of the shear rock masses strength from tests *in situ* by Hoek and Brown strength criterion processing.

Prove dirette di taglio in sito  
 In Lunardi et al. (1994)

Barton JRC



Hoek and Brown  
 (GSI versione  
 preliminare anteriore  
 a 2002)

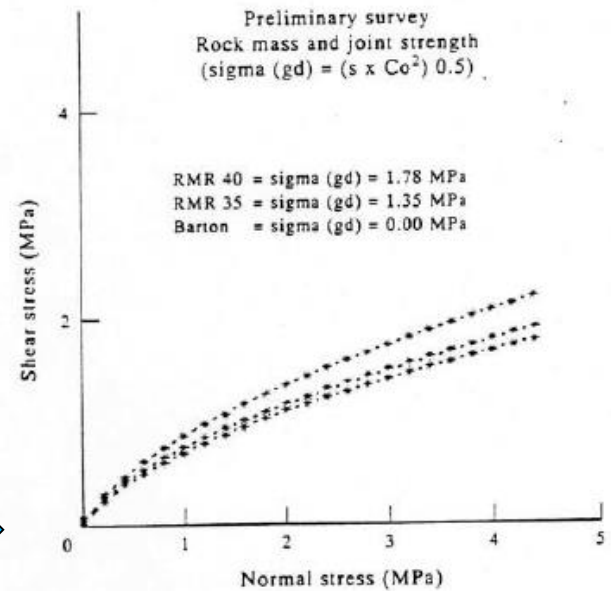


Fig. 16. Diagrams of the rock masses and joint shear strength from Bieniawski classification and Barton theory and using Hoek and Brown and Barton strength criteria for processing data.



Taglio diretto:

## Suoli granulari

La densita' relativa del suolo influisce sul grafico nel piano tau-epsilon (deformazione orizzontale)

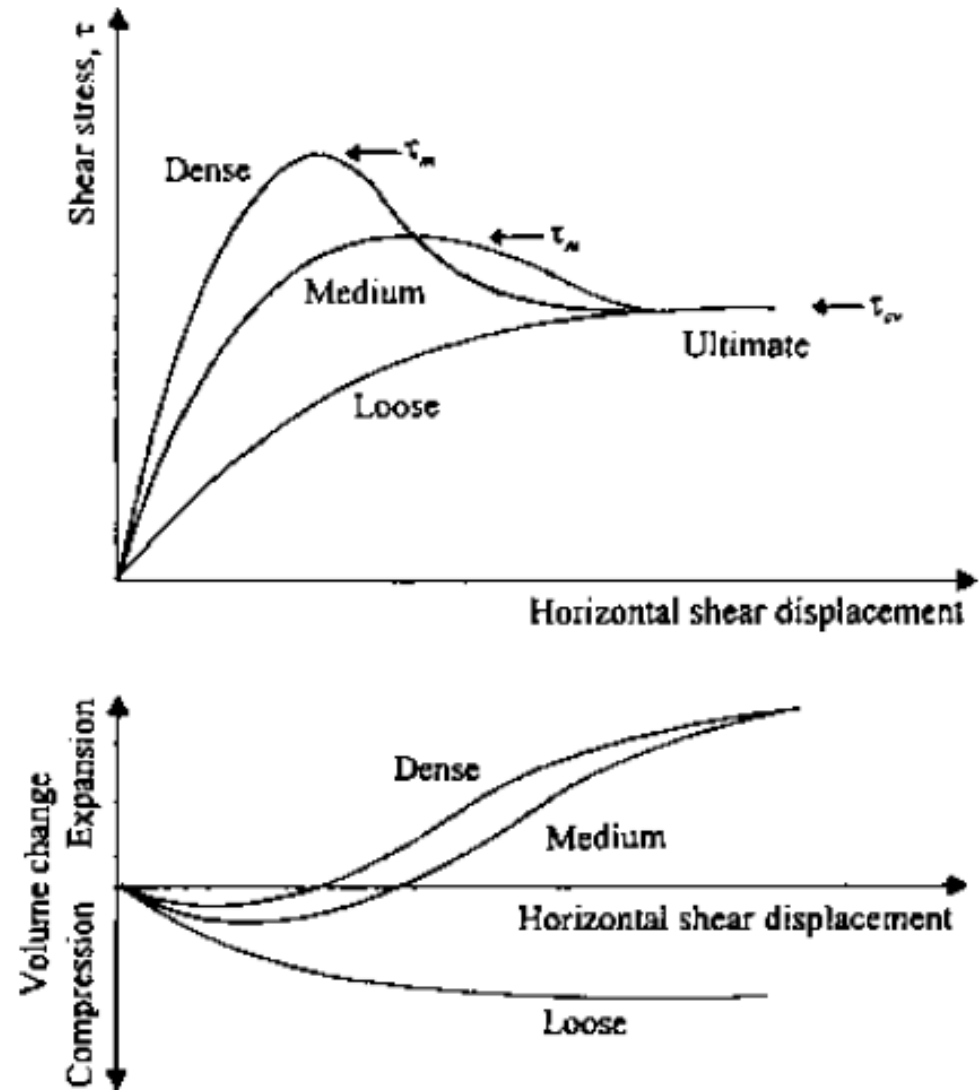
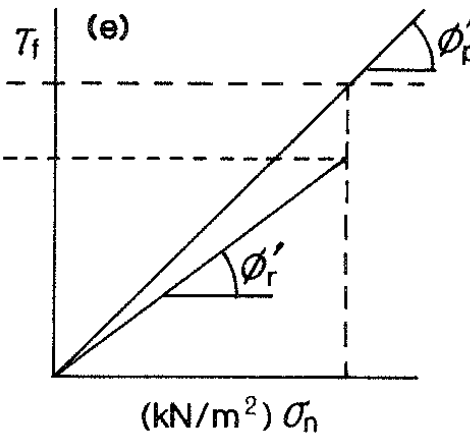
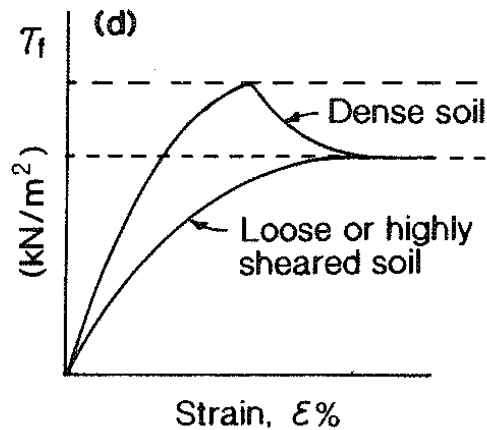
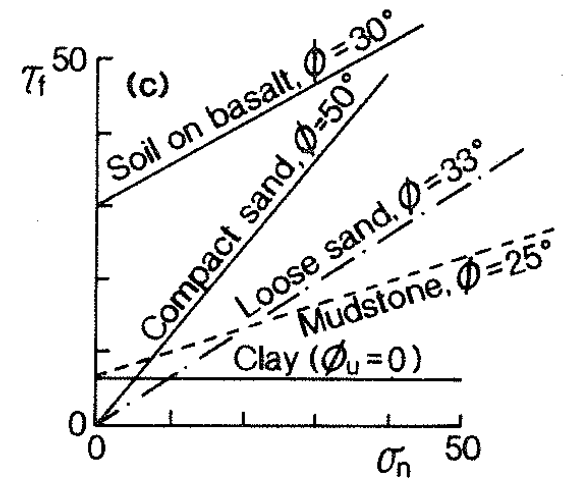
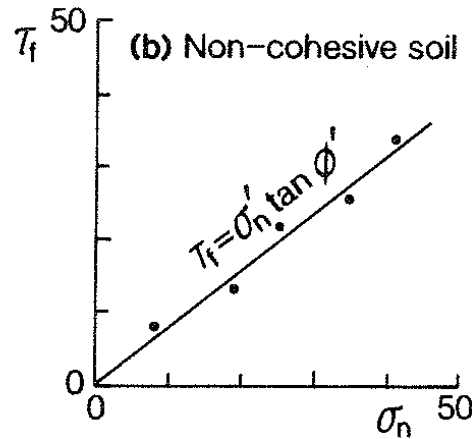
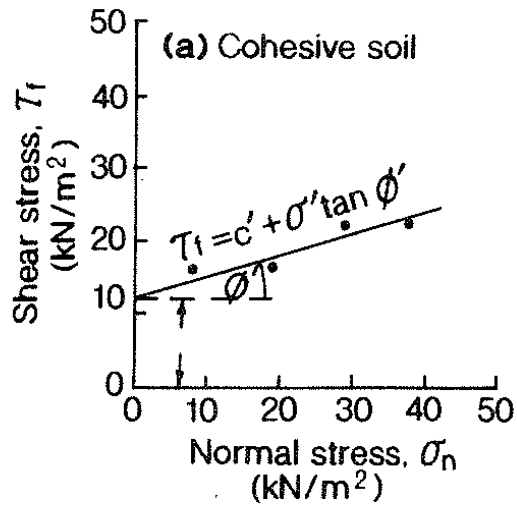


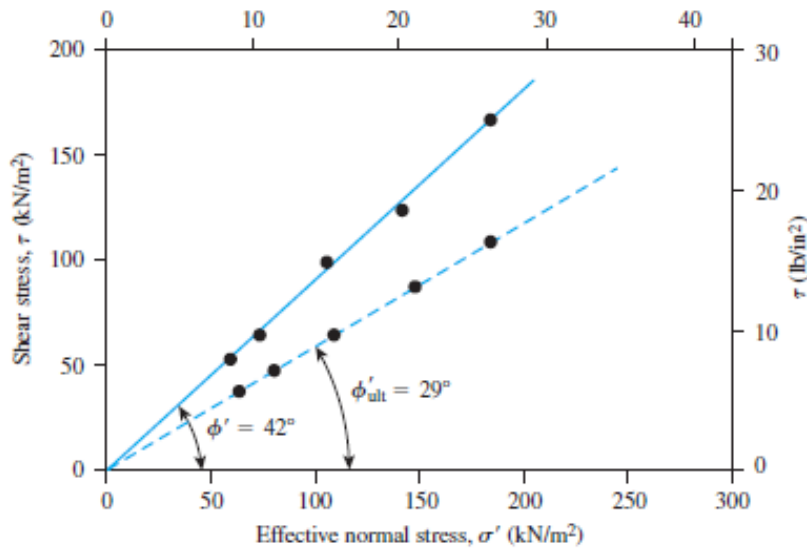
Figure 7.3 Direct shear test results in loose, medium, and dense sands.

# 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).



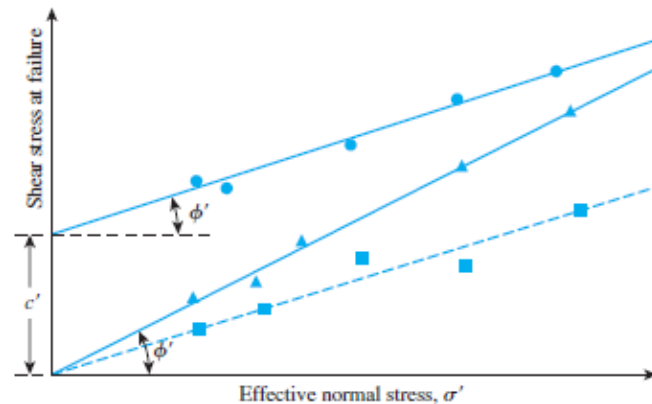


← Suolo grenulare  
(non coesivo)

Figure 12.9 Determination of shear strength parameters for a dry sand using the results of direct shear tests

### Costruzione di curve di rottura con direct shear box

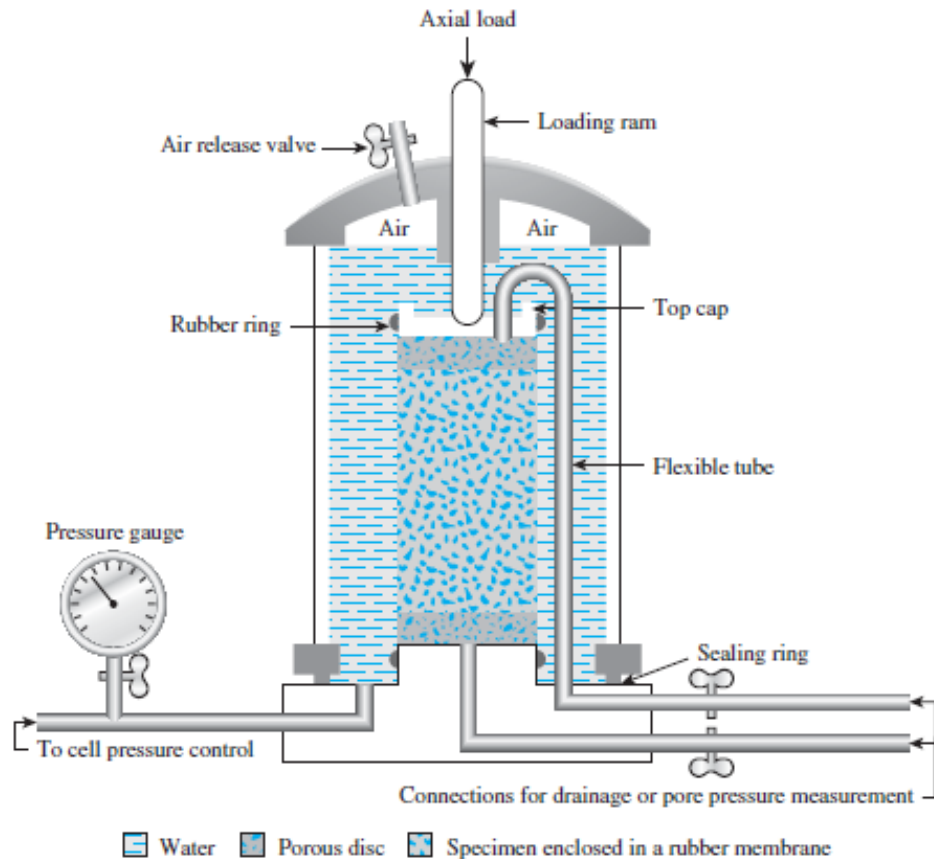
Suoli coesivi →



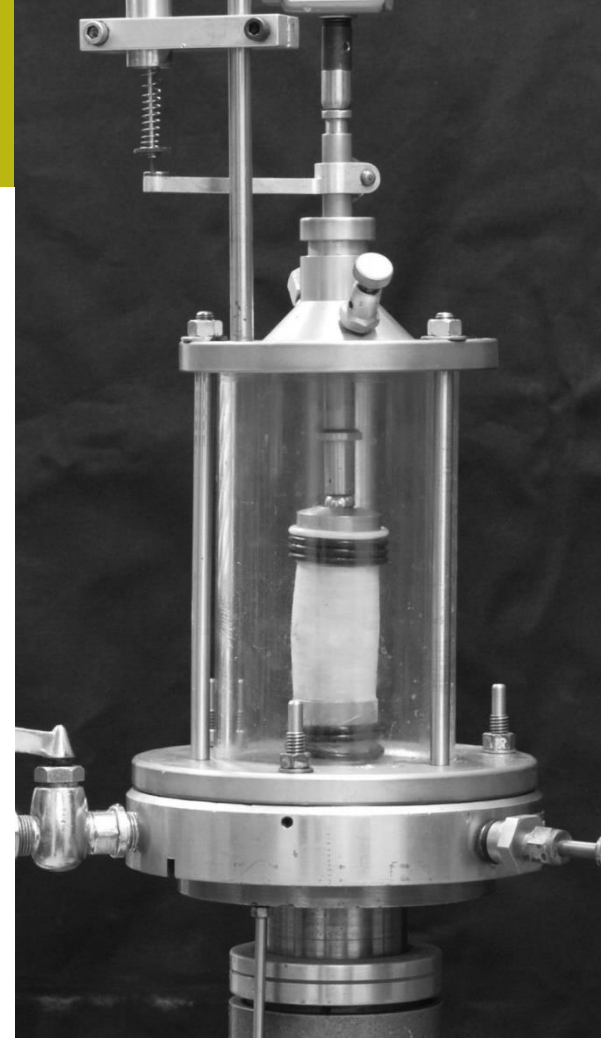
- Overconsolidated clay  $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$  ( $c' \neq 0$ )
- ▲ Normally consolidated clay  $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$  ( $c' \approx 0$ )
- Residual strength plot  $\tau_r = \sigma' \tan \phi_r'$

Figure 12.11 Failure envelope for clay obtained from drained direct shear tests

# Prova Triassiale



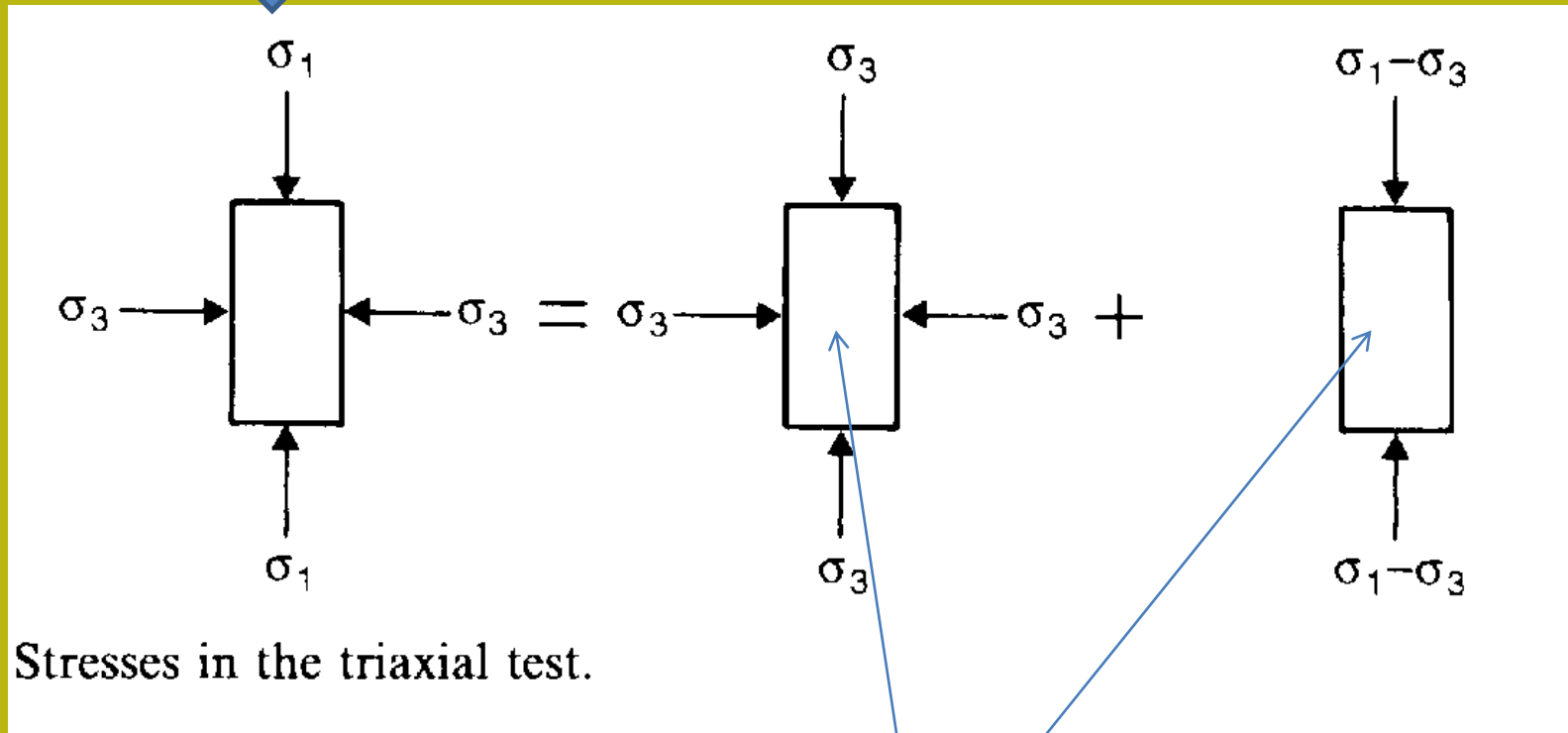
**Figure 12.19** Diagram of triaxial test equipment (After Bishop and Bjerrum, 1960. With permission from ASCE.)



Apparecchio di prova

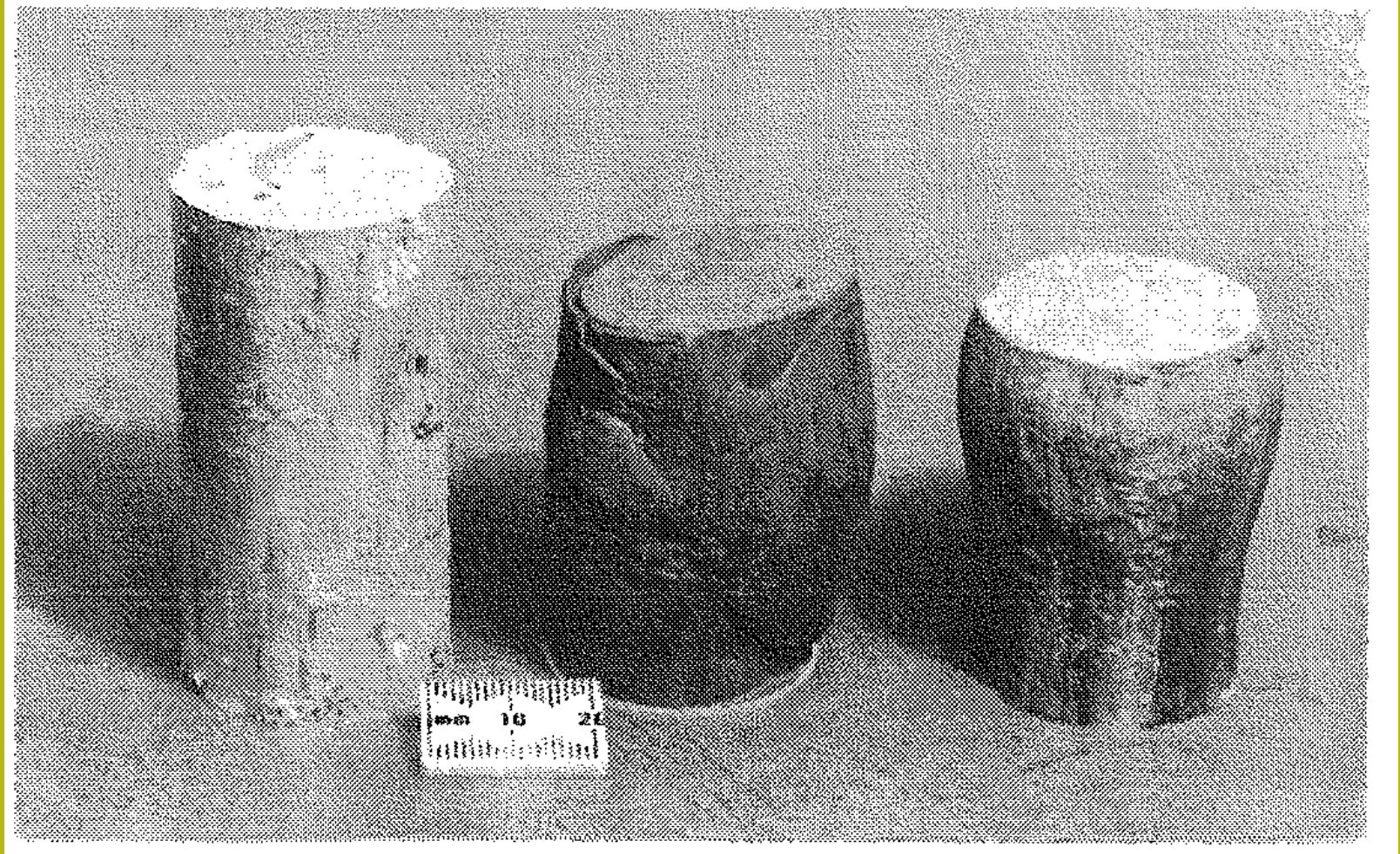
Stress principale

Stress deviatorico



E' 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 drenado)

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

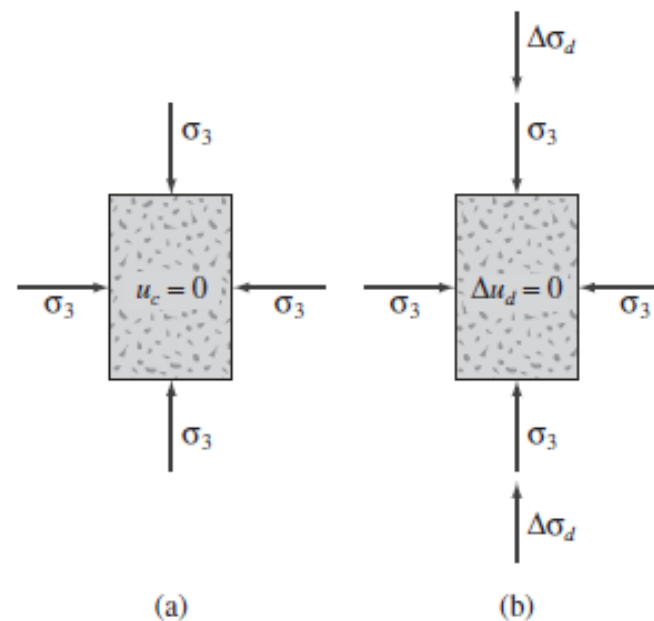
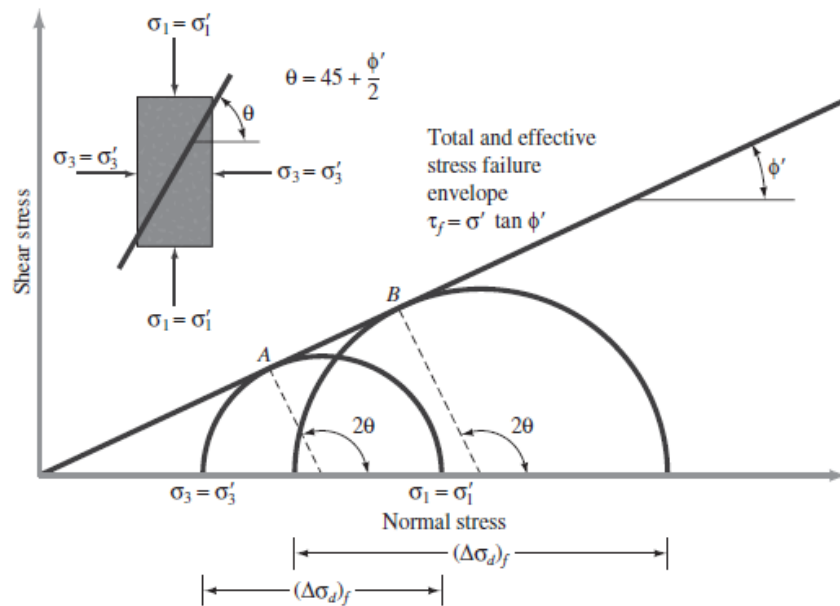
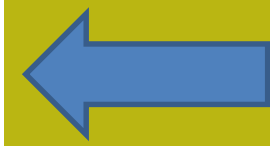


Figure 8.11 Consolidated-drained triaxial test: (a) specimen under chamber confining pressure; (b) deviator stress application

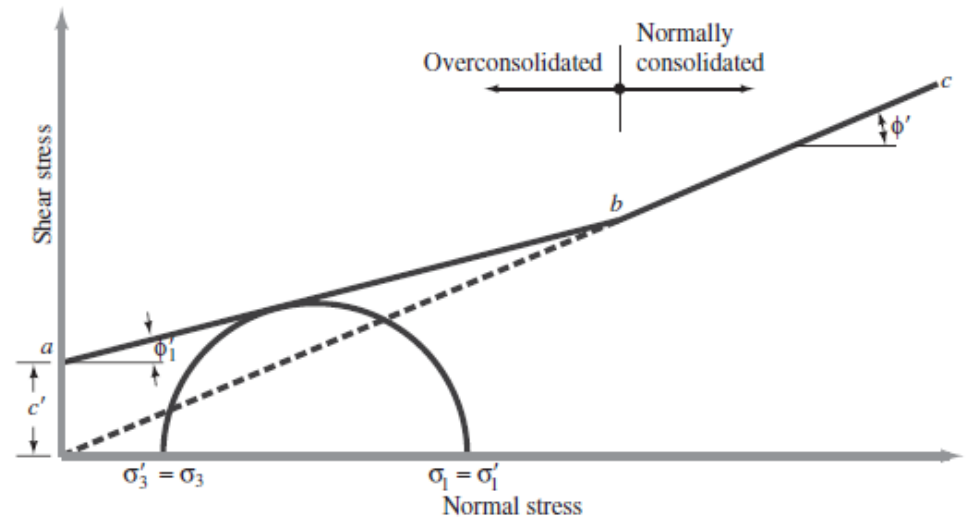
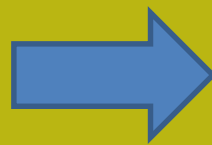


**Figure 8.14** Effective stress failure envelope from drained tests in sand and normally consolidated clay



CD test en sabbie e  
in argille NC

CD test in argille OCR



**Figure 8.15** Effective stress failure envelope for overconsolidated clay

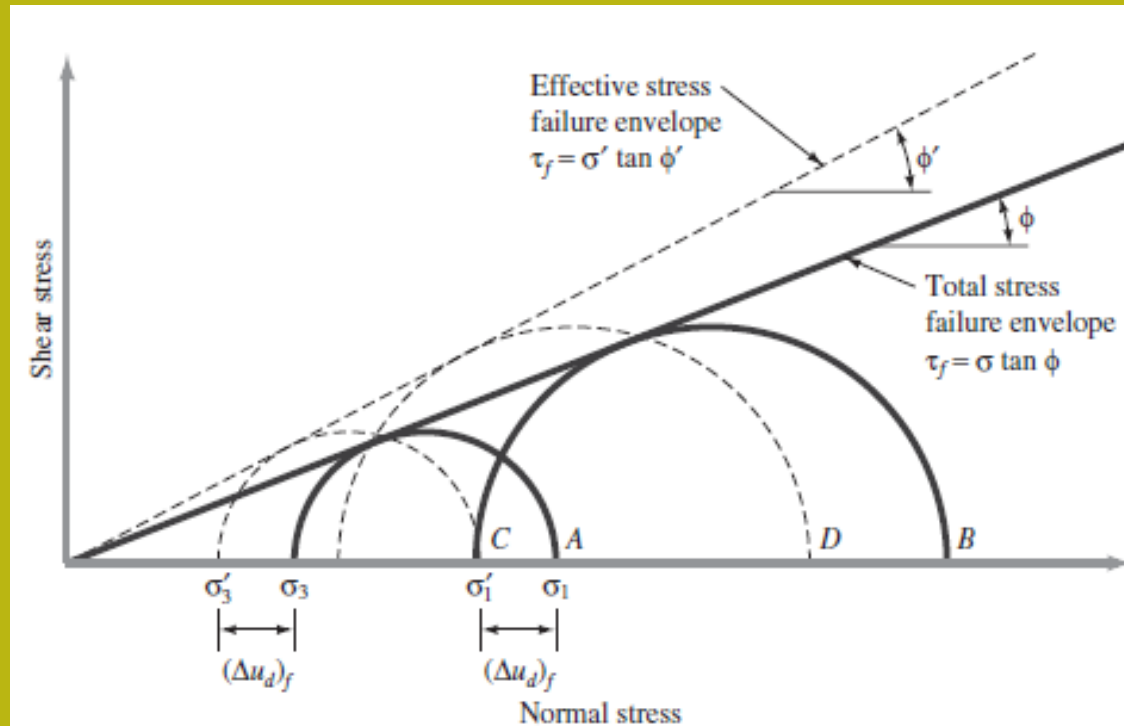
## 2) CU test (consolidato non drenado)

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

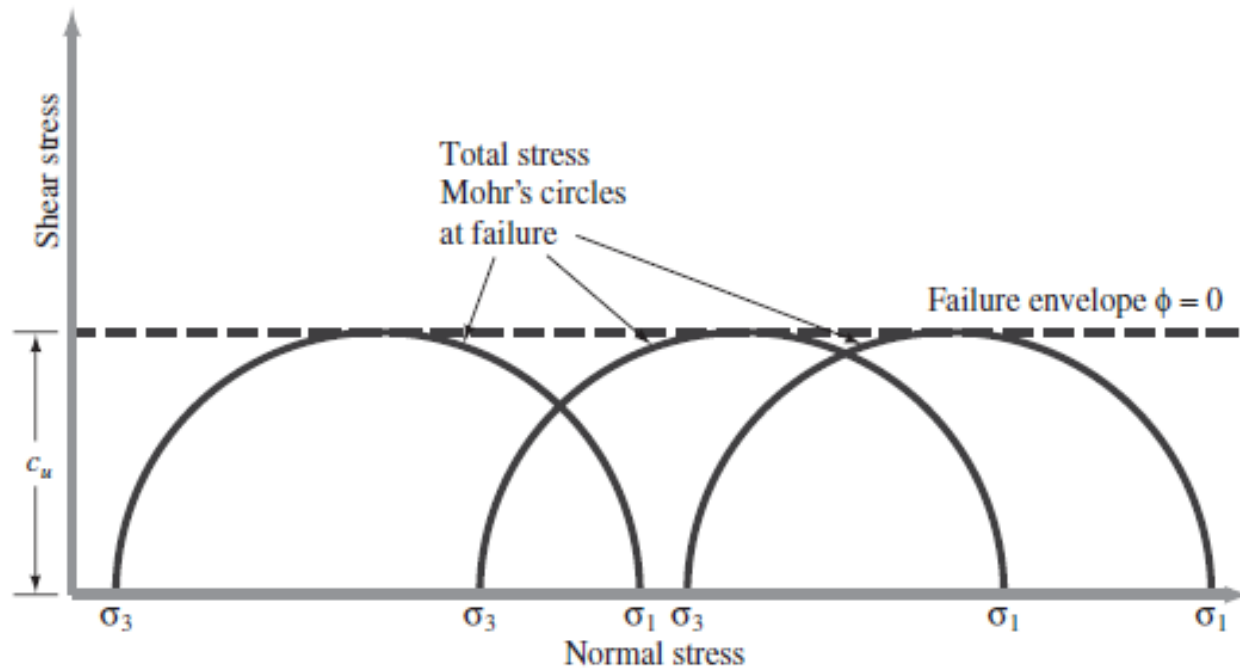


**Figure 8.20** Total and effective stress failure envelopes for consolidated-undrained triaxial tests. (Note: The figure assumes that no back pressure is applied.)

### 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 en stress totales

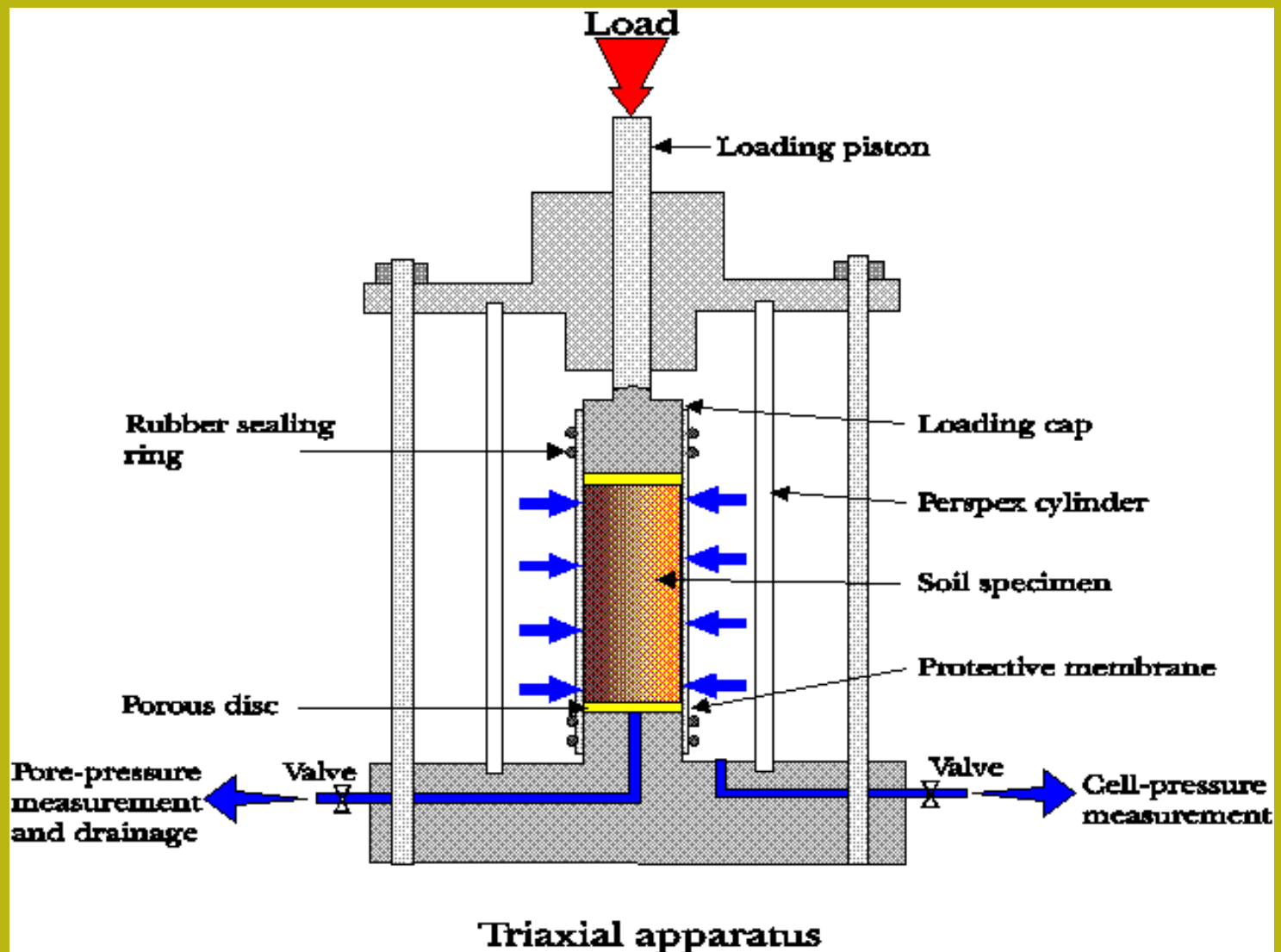


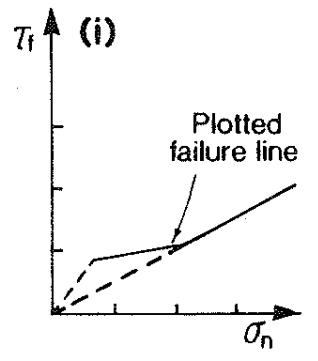
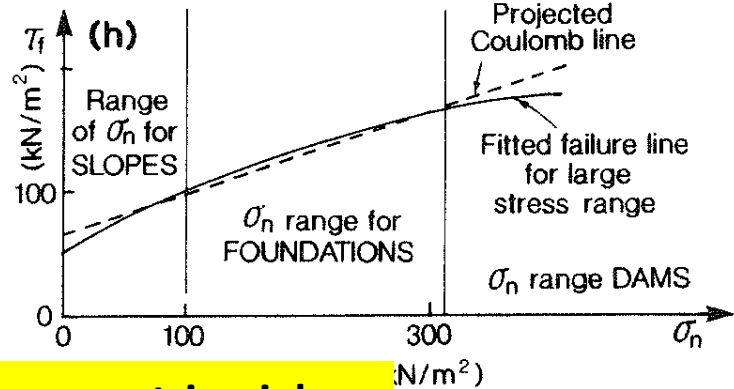
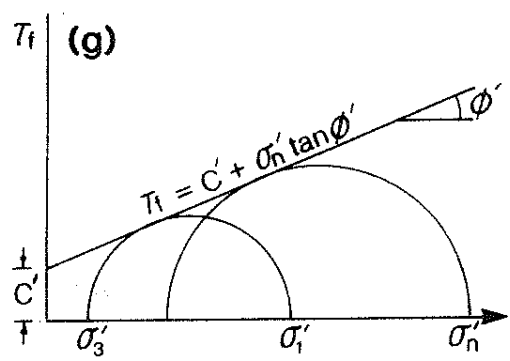
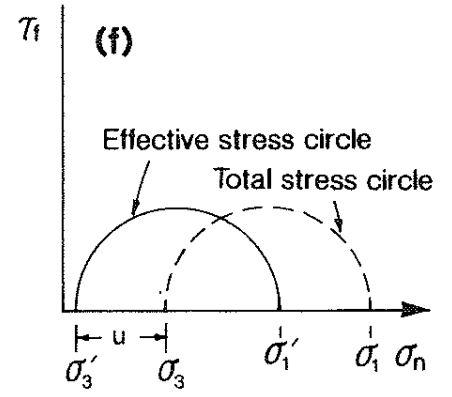
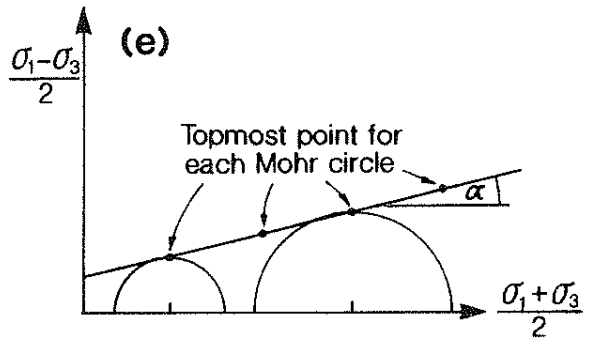
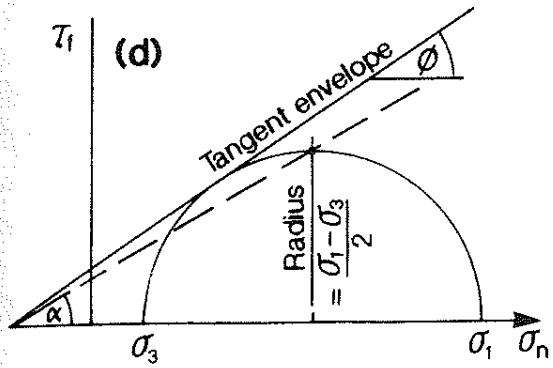
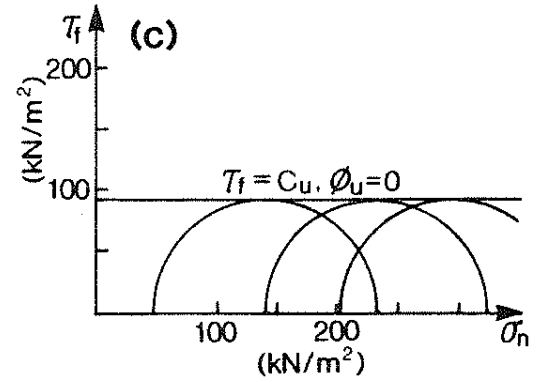
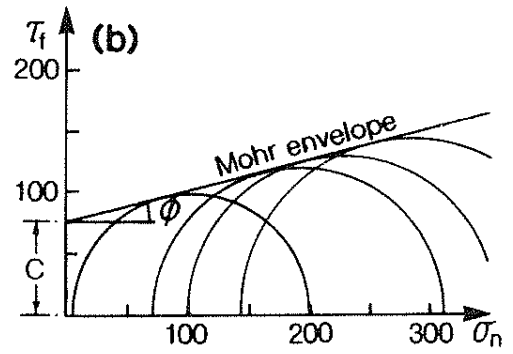
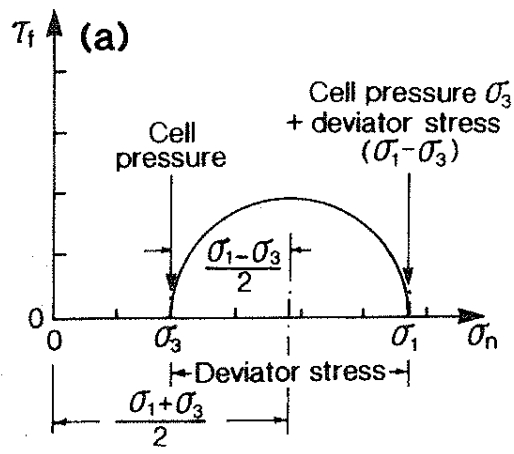
**Figure 8.23** Total stress Mohr's circles and failure envelope ( $\phi = 0$ ) obtained from unconsolidated-undrained triaxial tests



Video su Prova Triaxial CD:

<https://www.youtube.com/watch?v=ogLO2Ac7Oig>

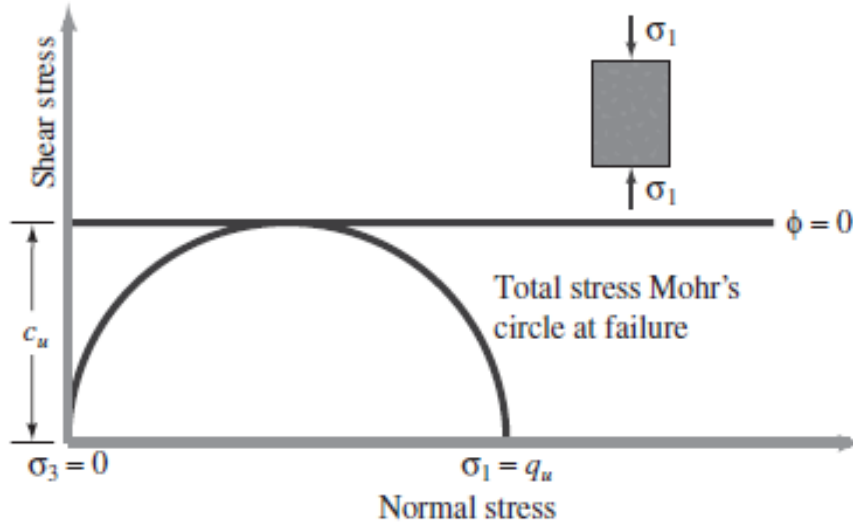




**Costruzione di grafici in una prova triassiale**



$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u$$



**Figure 8.25**  
Unconfined  
compression test



**Table 8.3** General relationship of consistency and unconfined compression strength of clays

Consistency	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Very soft	0–25
Soft	25–50
Medium	50–100
Stiff	100–200
Very stiff	200–400
Hard	>400

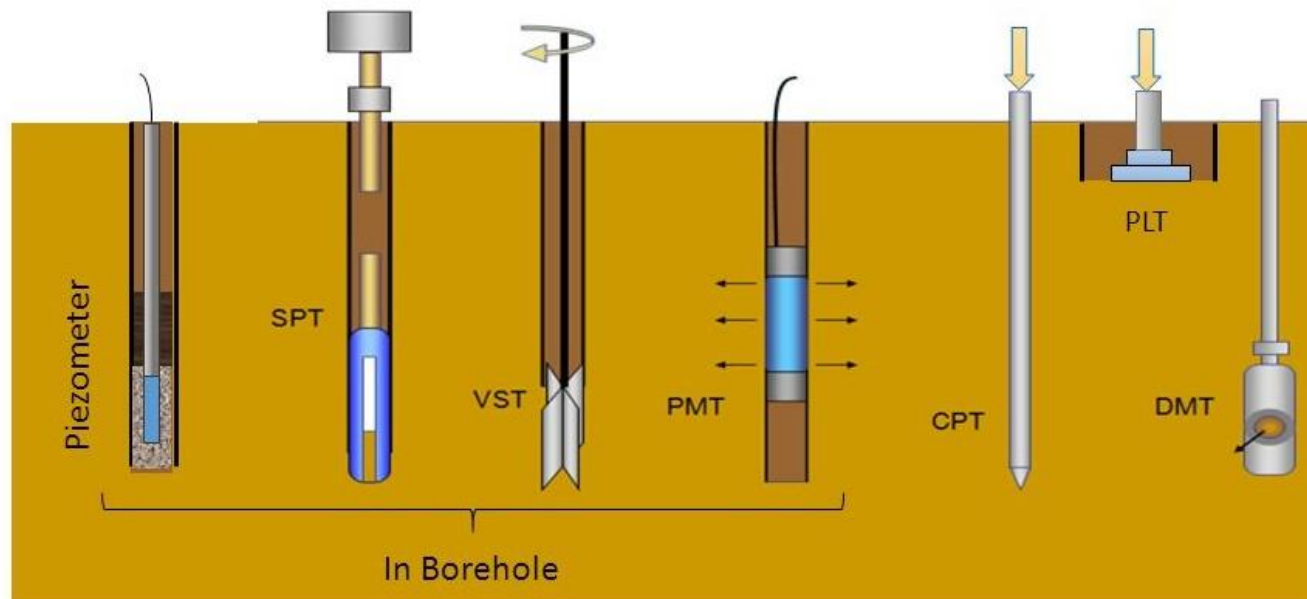
## Prova di compressione uniaassiale non confinada (argille sature )

**Nota bene:** non c'è pressione confinamento laterale

**Sigma3 = 0**

# In-situ tests

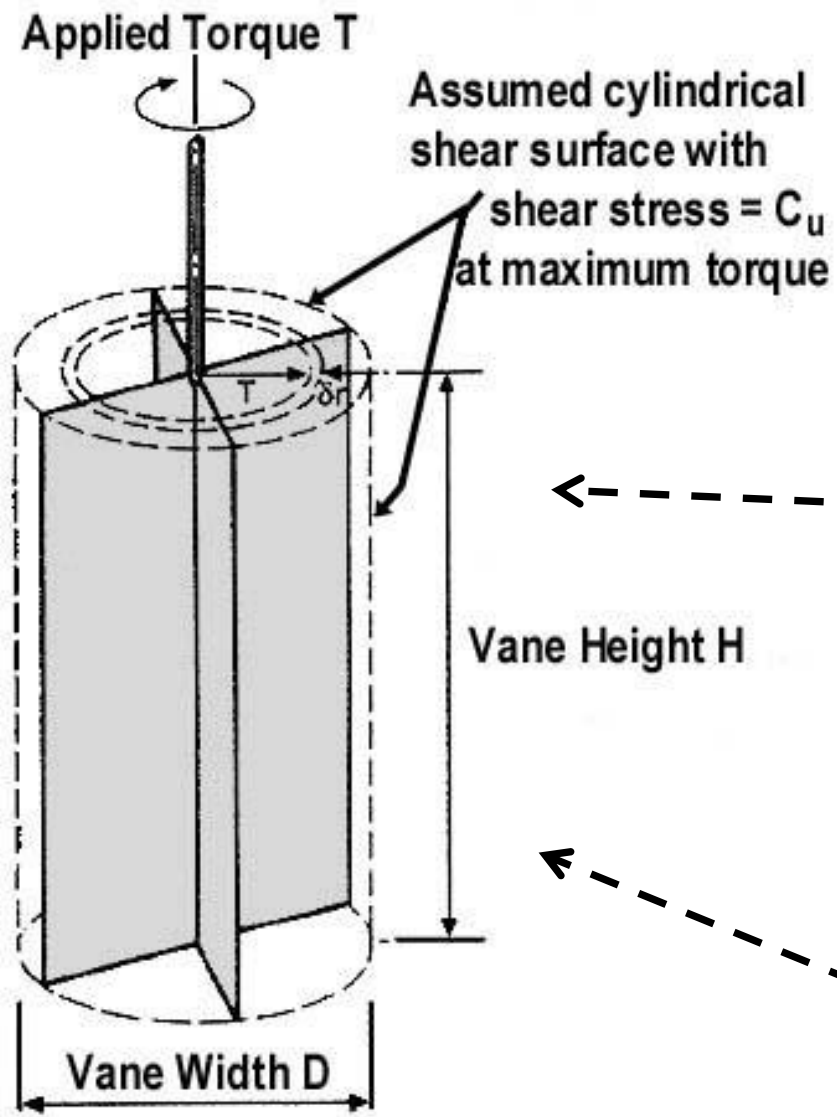
- Introduction
- Groundwater measurements
- Standard Penetration Test (SPT)
- Cone Penetration Test (CPT)
- Plate Load Test (PLT)
- Pressure-meter Test (PMT)
- Flat Dilatometer Test (DMT)
- Vane shear test (VST)



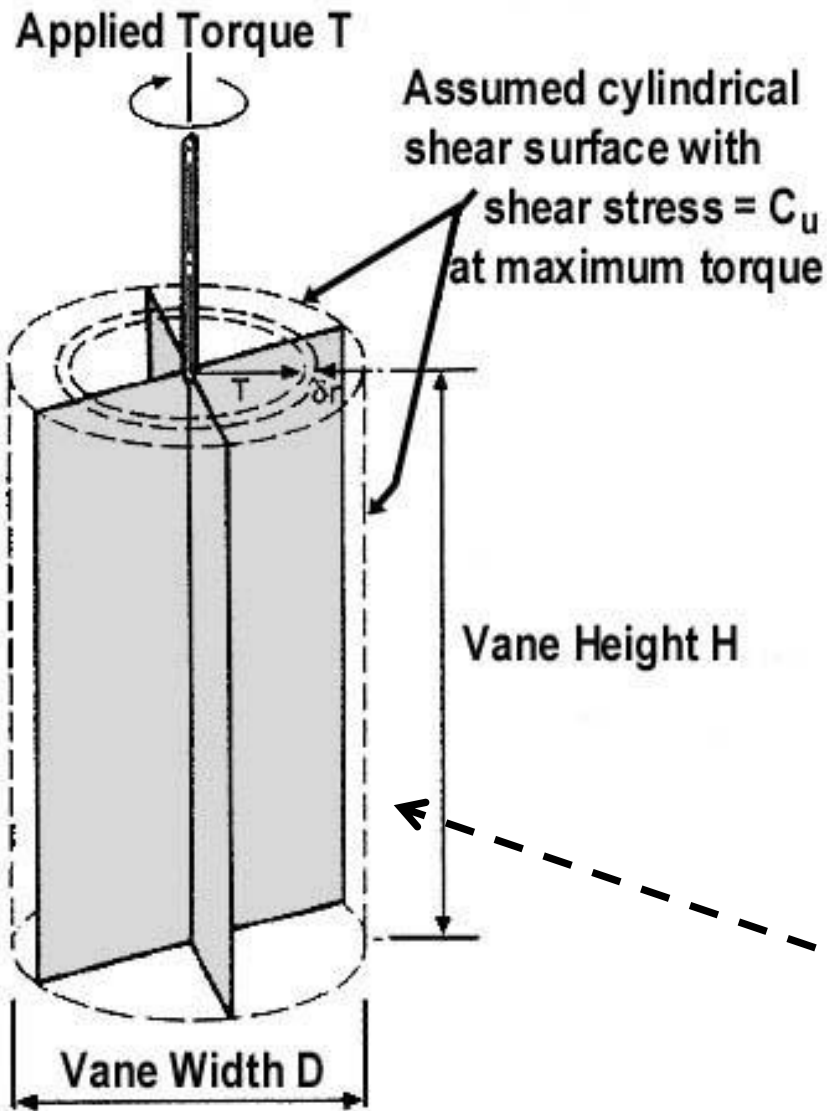
# Prove in situ

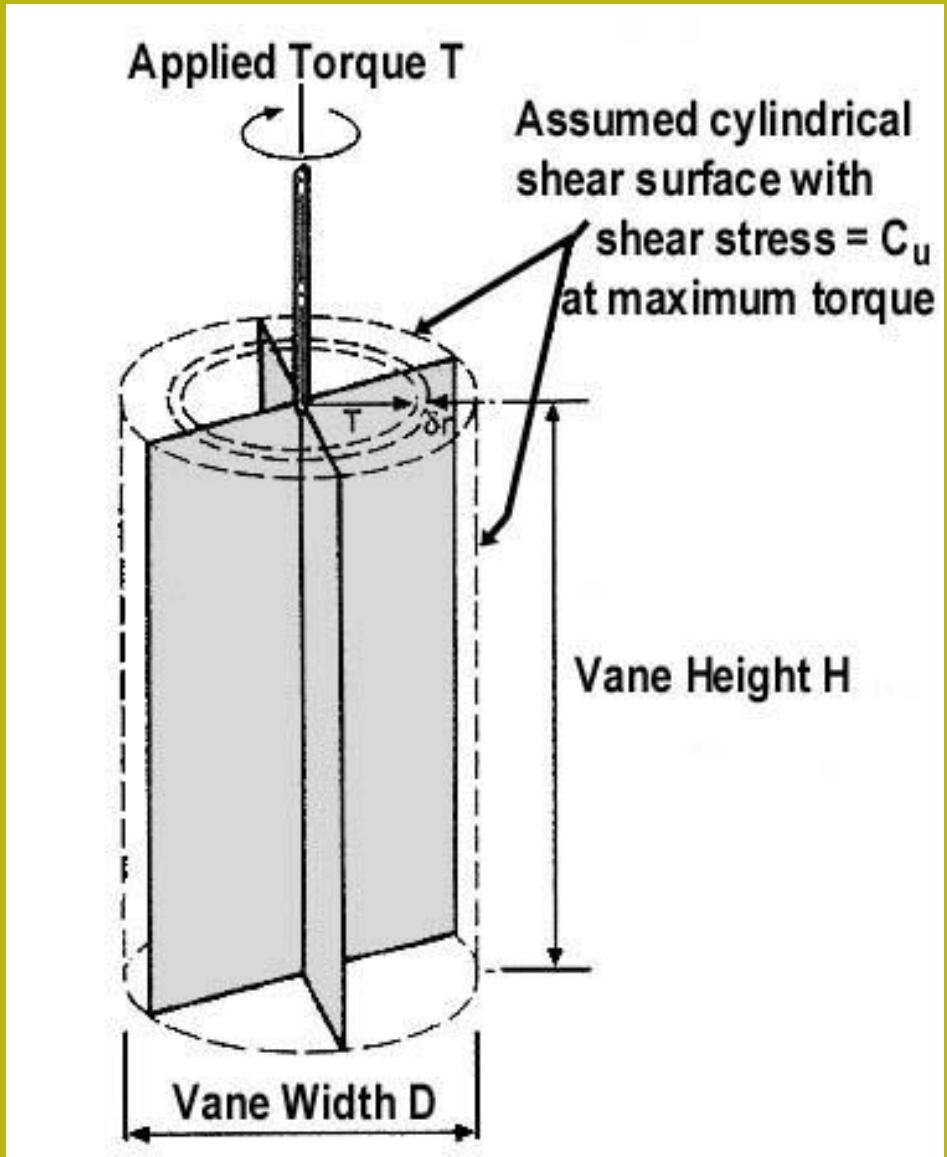
**Prove in situ per la misurazione o la stima  
resistenza al taglio**

# Prova VST (Vane shear test)



# Prova VST (Vane shear test)





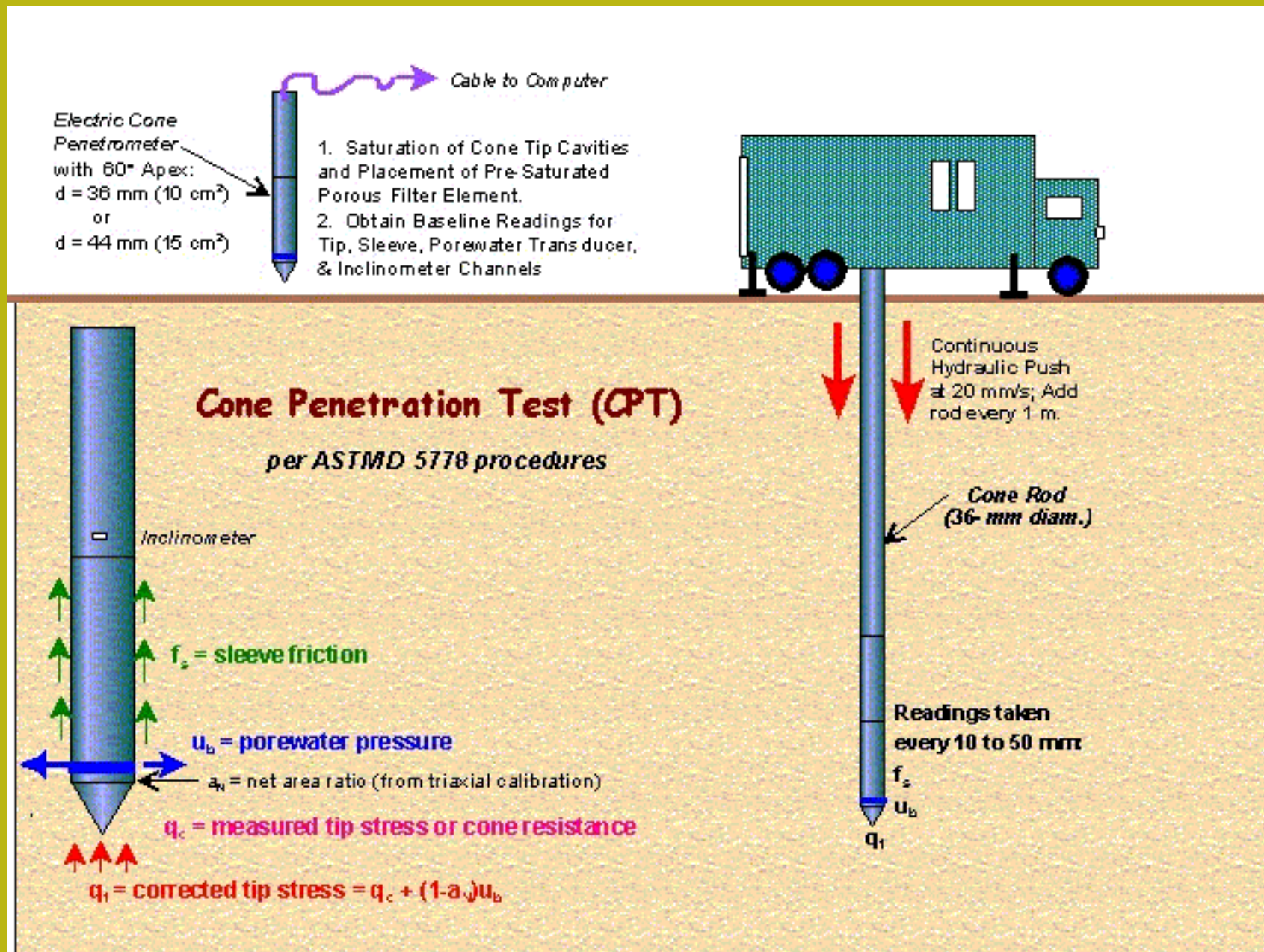
### Vane test

Inserito in terreni fini. La resistenza al taglio in cond. Non drenate si calcola mediante equazioni di questo tipo:

$$C_u = \frac{6\lambda T}{7\pi d^3}$$

T il mometo di torsione (momento della forza applicta) che Vine applicata per produrre il movimmento di rotazione

# Cone penetration test CPT-CPTU (ASTM D-5778)





# Cone penetration test CPT-CPTU

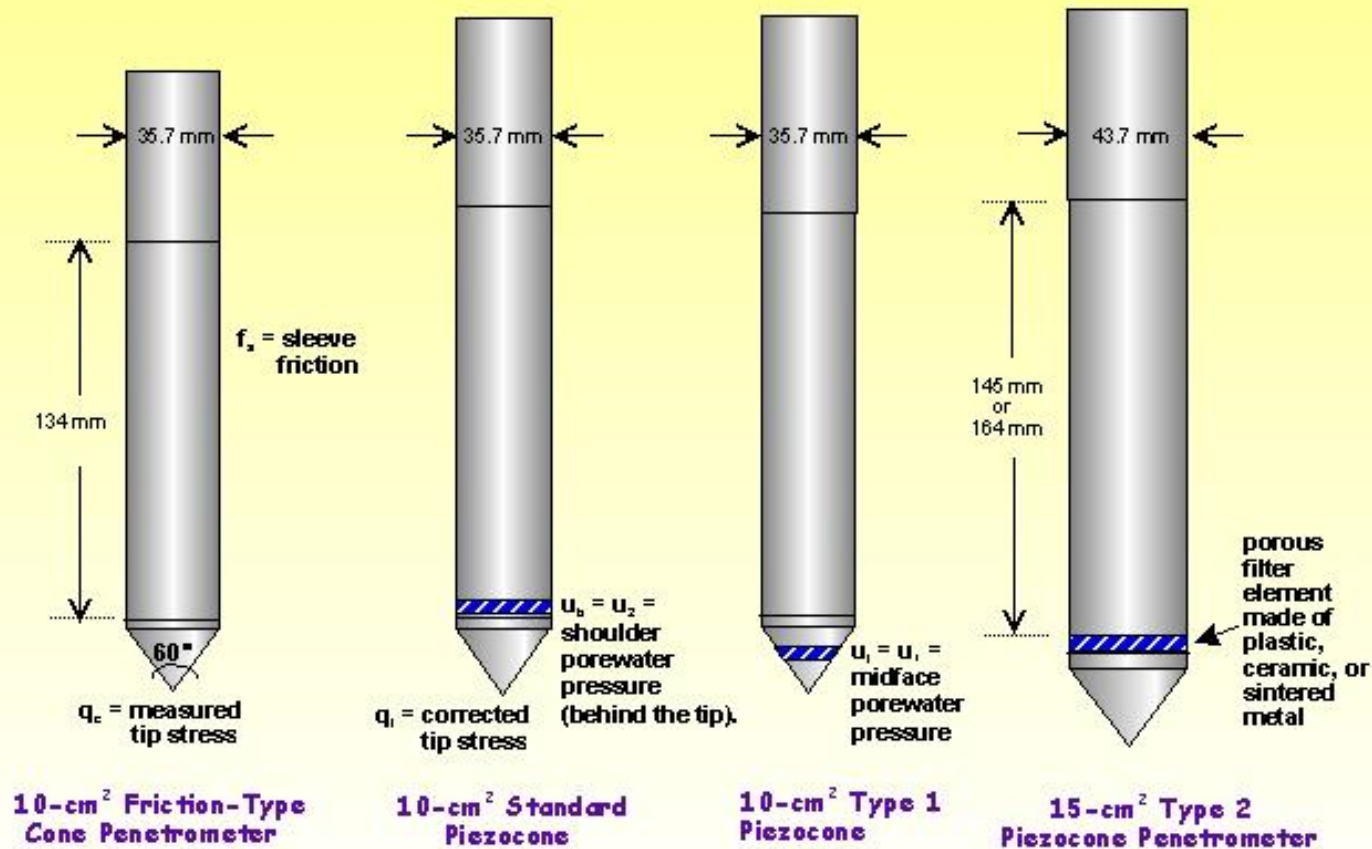
CPTU con punta elettrica

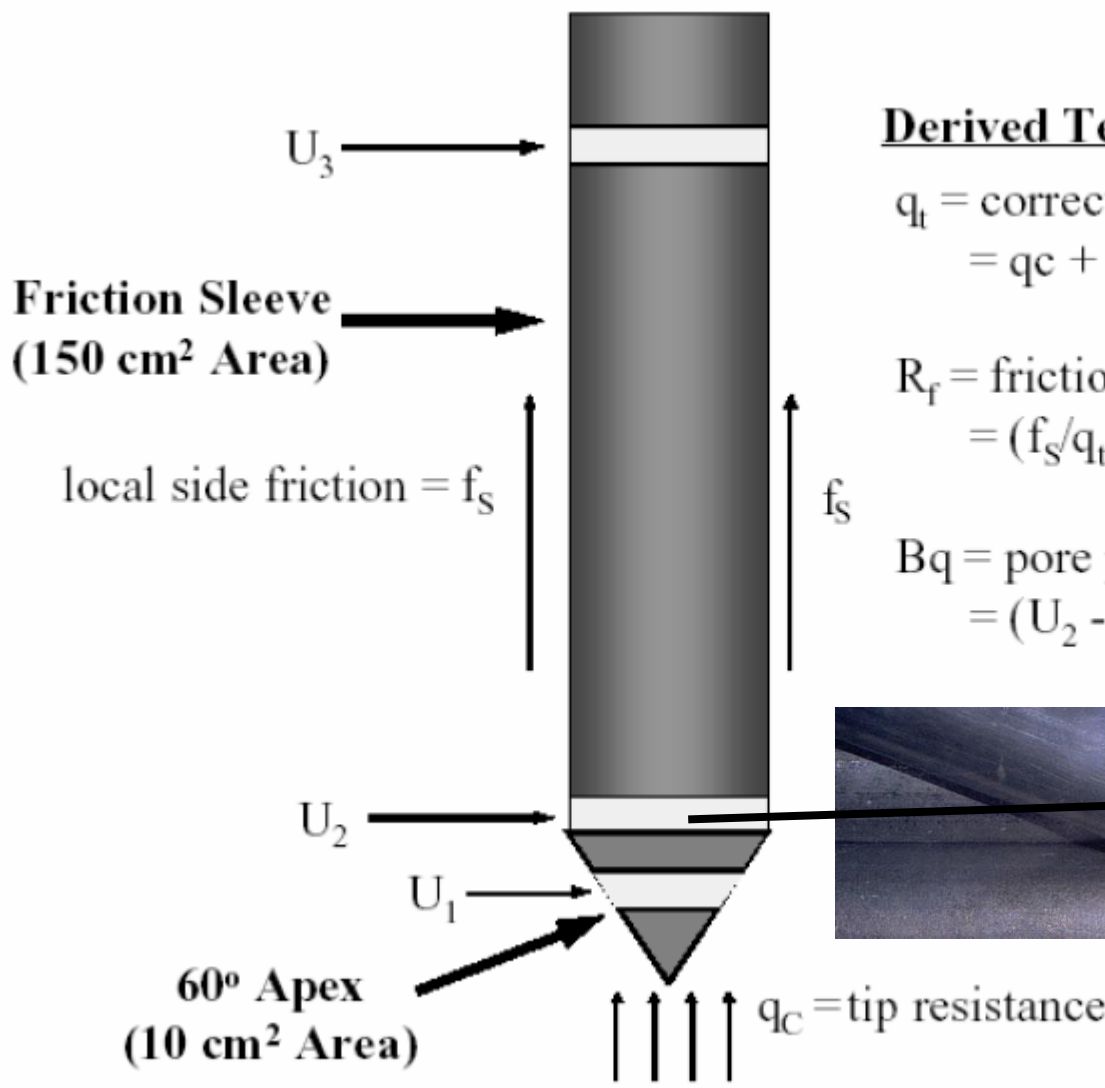


# Cone penetration test CPT-CPTU

(ASTM D-5778)

Lo standard  
 $\pi_u'$  applicato





**Derived Test Parameters**

$q_t = \text{corrected tip resistance}$   
 $= q_c + U_2(1 - a)$

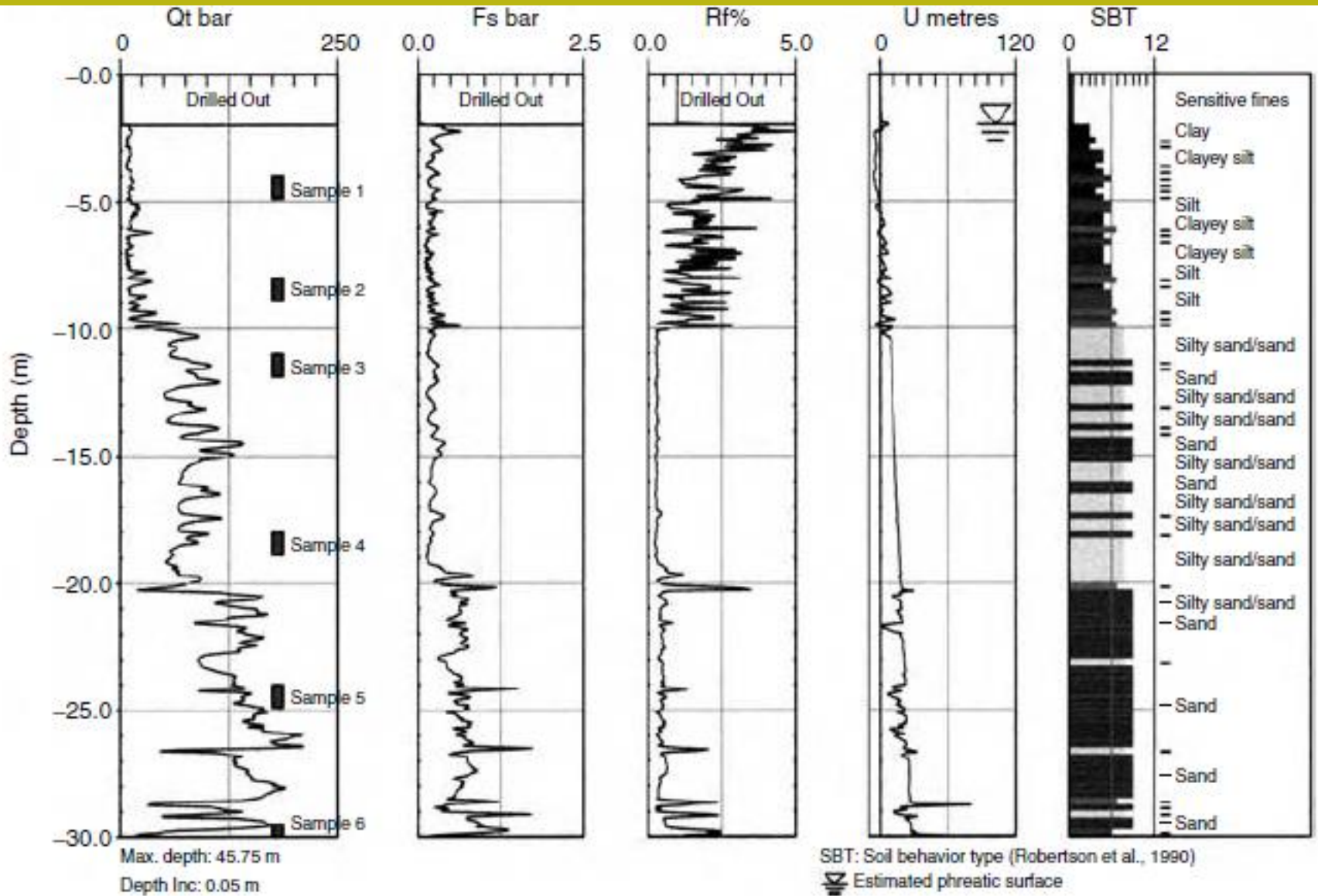
$R_f = \text{friction ratio}$   
 $= (f_s/q_t) \times 100$

$Bq = \text{pore pressure ratio}$   
 $= (U_2 - U_0)/(q_t - \sigma_{vo})$

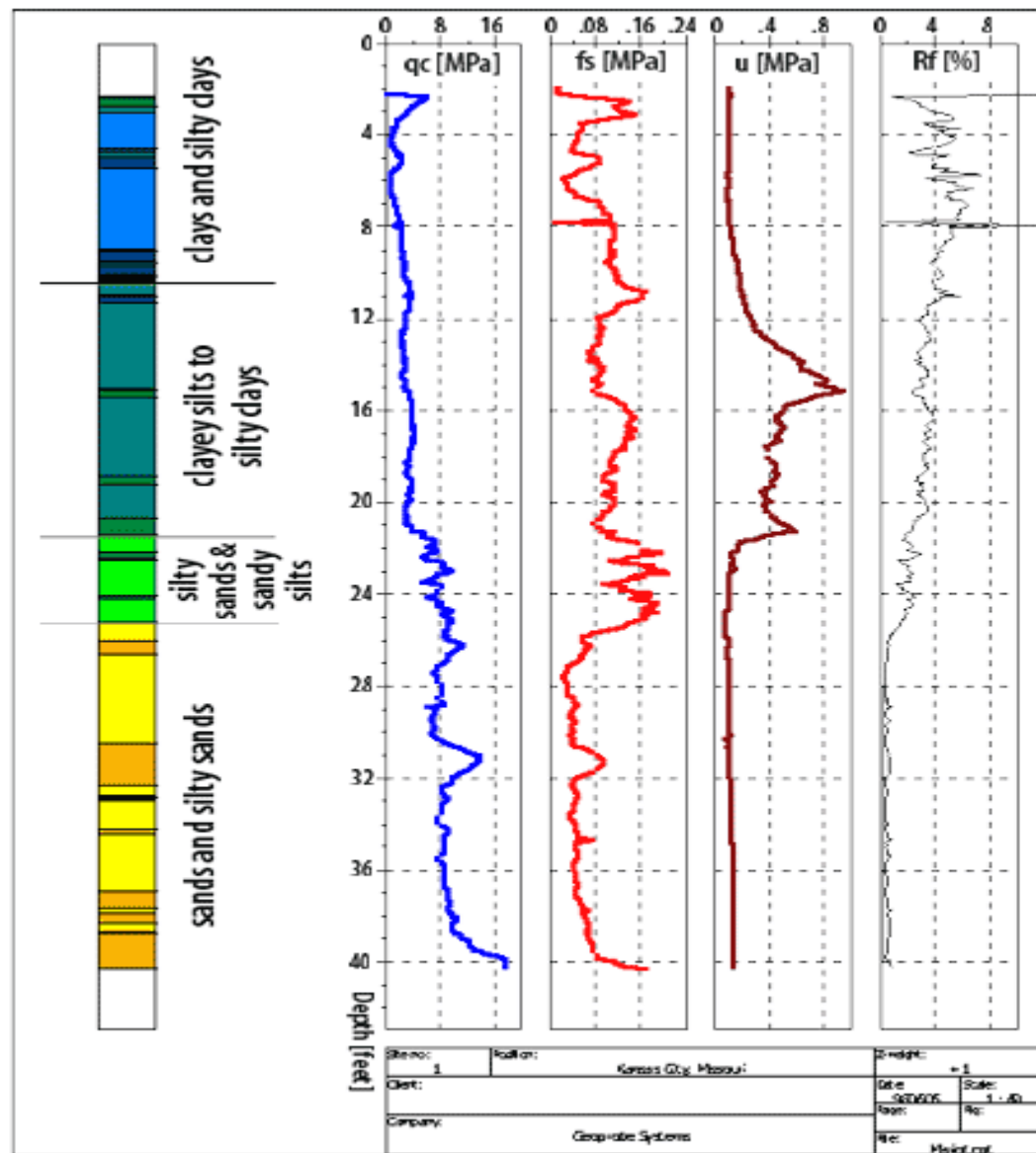


**CPTU punta eléctrica**

Animazione prova CPTU  
<http://geosystems.ce.gatech.edu/Faculty/Mayne/Research/misc/CPTu%20Animation.pps>

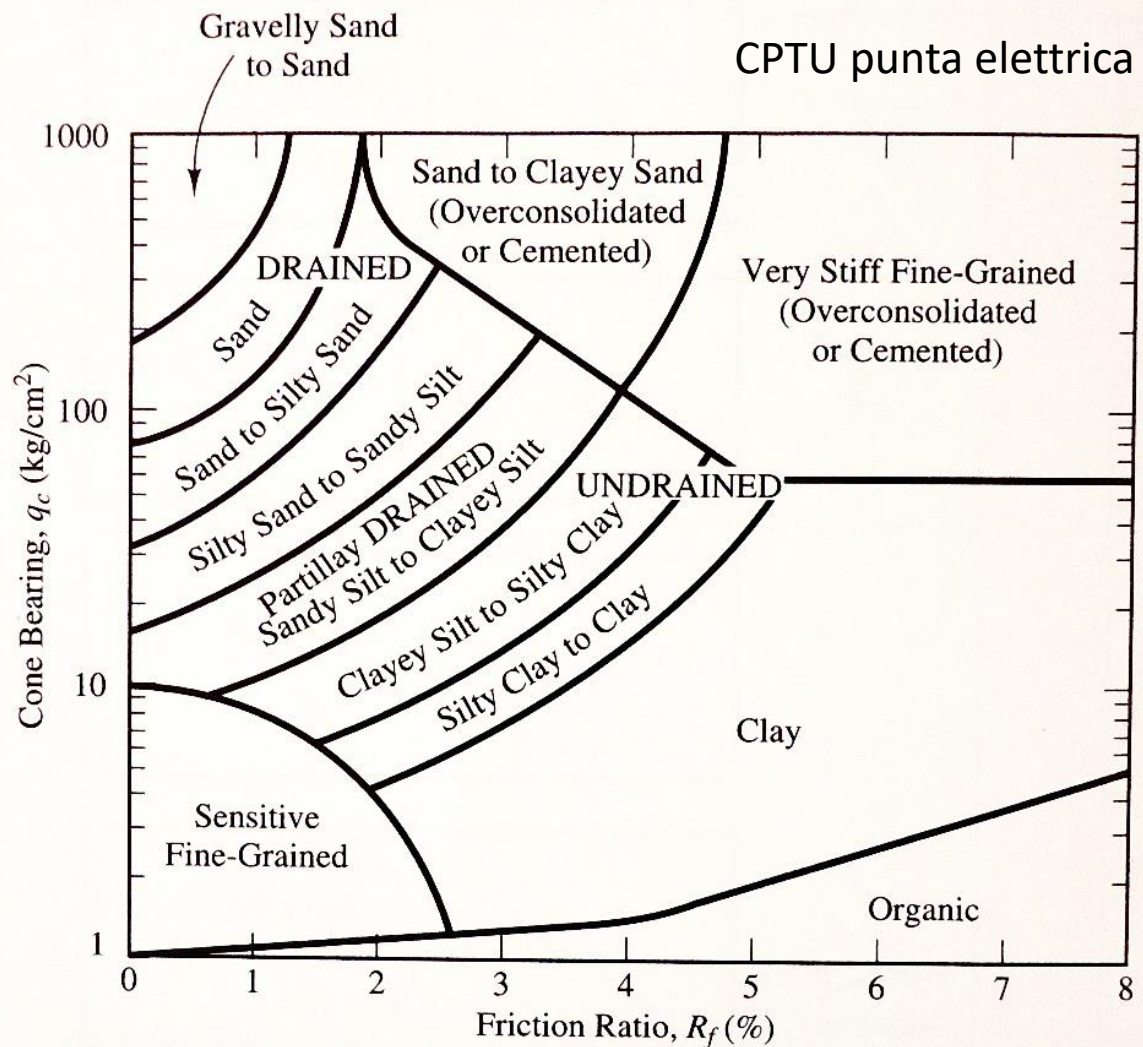


CPTU punta elettrica ( diagrammi di prova e interpretazione finale)



DESIGNED BY SOFTWARE CPT-PRO

CPTU punta eléctrica ( diagrama de prueba y interpretación final)



**Figure 3.30** Soil classification based on CPT results (Adapted from Robertson and Campanella, 1983).

## Classificazione del tipo di terreno da parametri prove CPTU

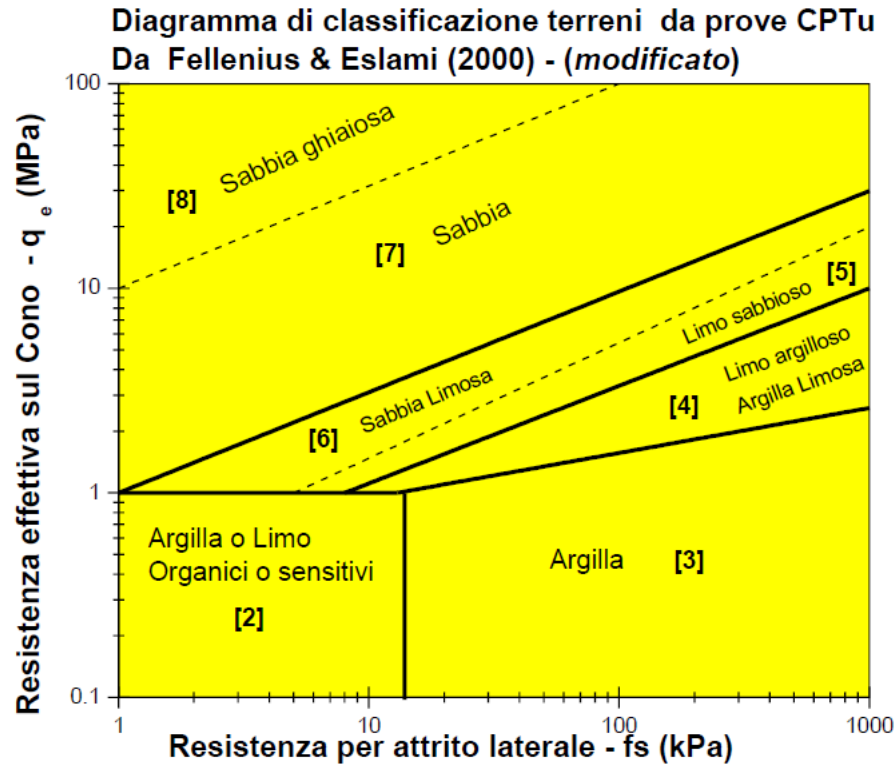


Fig. 2. Diagramma per la classificazione dei terreni, da prove CPTu, basato sugli studi di Eslami (1997) e Eslami e Fellenius (2000) (modificato con estensioni dell'autore del presente manuale)

Da manuale freeCPTU (Borselli 2021, in preparazione)

freeCPTU

Guida di riferimento per la interpretazione delle  
 prove Penetrometriche a Punta Elettrica con  
 Piezocono (CPTU).

Lorenzo Borselli\*

\*Universidad Autonoma de San Luis Potosi  
 Facultad de Ingenieria / Instituto de Geologia  
 San Luis Potosi, Mexico  
[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)

(Versione 0.5-19 settembre 2021)

terza edizione

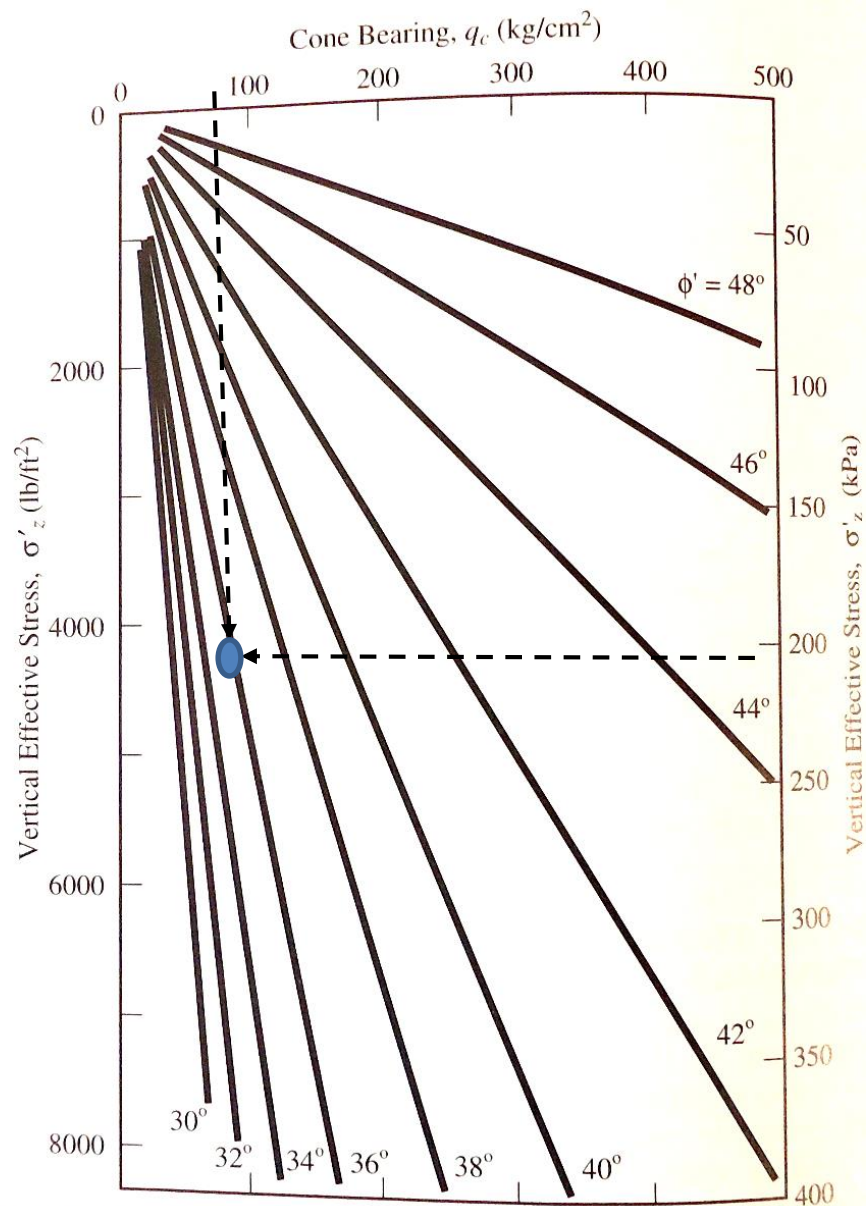


Figure 13.37 Empirical correlation between  $q_c$  and  $\phi'$  for uncemented, normally consolidated quartz sands (Adapted from Robertson and Campanella, 1983).

**CPT derivazione parametri di Resistenza al taglio in caso di terreni granulari e non coesivi**

← Nell'esempio si stimano  $\phi' = 34$  grado



Table 5.16 Preliminary sand strength from cone penetration tests.

Relative density $D_r$ (%)		Cone resistance, $q_c$ (MPa)	Typical $\phi^\circ$
V. Loose	$D_r < 15$	<2.5	<30°
Loose	$D_r = 15-35$	2.5-5.0	30-35°
Med dense	$D_r = 35-65$	5.0-10.0	35-40°
Dense	$D_r = 65-85$	10.0-20.0	40-45°
V. Dense	$D_r > 85$	>20.0	>45°

Suolos NON coesivi

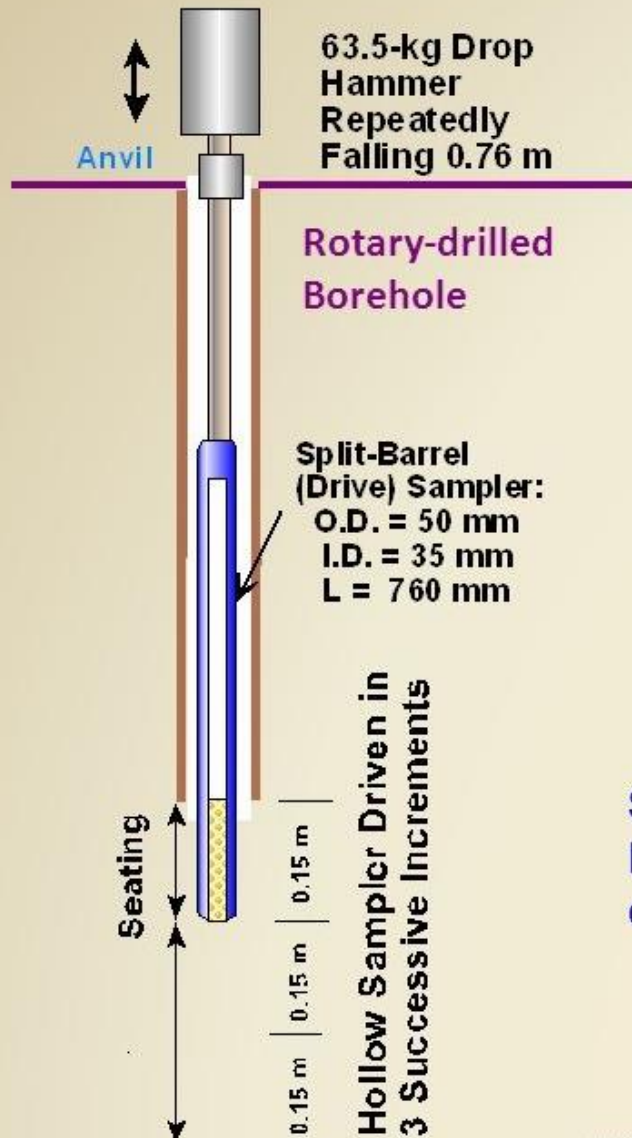
Table 5.15 Soil strength from cone penetration test.

Soil classification		Approximate $q_c$ (MPa)	Assumptions. Not corrected for overburden.
V. Soft	$C_u = 0-12$ kPa	<0.2	$N_k = 17$ (Normally consolidated)
Soft	$C_u = 12-25$ kPa	0.2-0.4	$N_k = 17$ (Normally consolidated)
Firm	$C_u = 25-50$ kPa	0.4-0.9	$N_k = 18$ (Lightly overconsolidated)
Stiff	$C_u = 50-100$ kPa	0.9-2.0	$N_k = 18$ (Lightly overconsolidated)
V. Stiff	$C_u = 100-200$ kPa	2.0-4.2	$N_k = 19$ (Overconsolidated)
Hard	$C_u = > 200$ kPa	>4.0	$N_k = 20$ (Overconsolidated)

Suoli Coesivo

**CPT derivazione parametri di  
Resistenza al taglio in caso di  
terreni granulari e coesivi**

# Standard penetration test - SPT

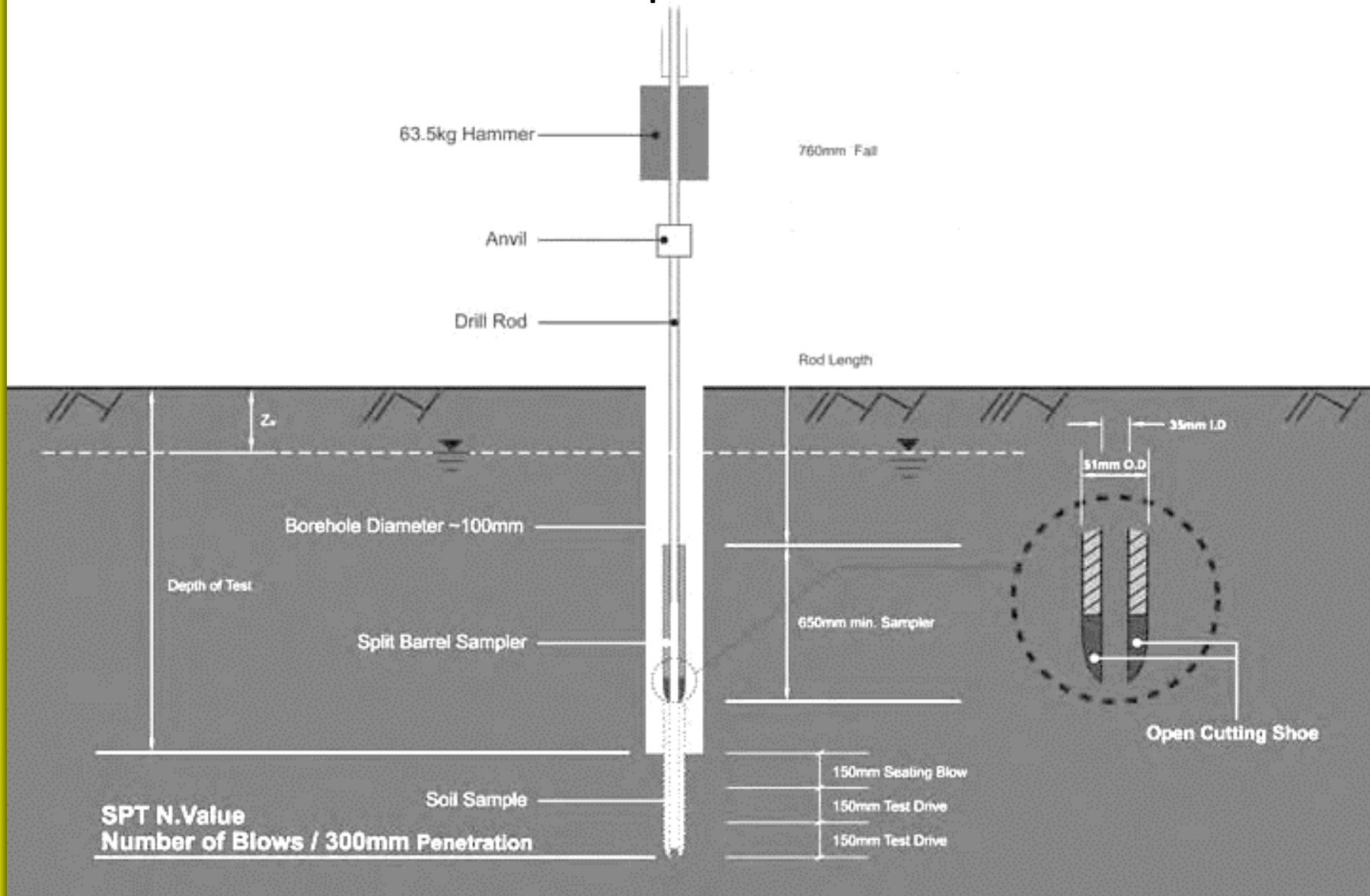


## Standard Penetration Test

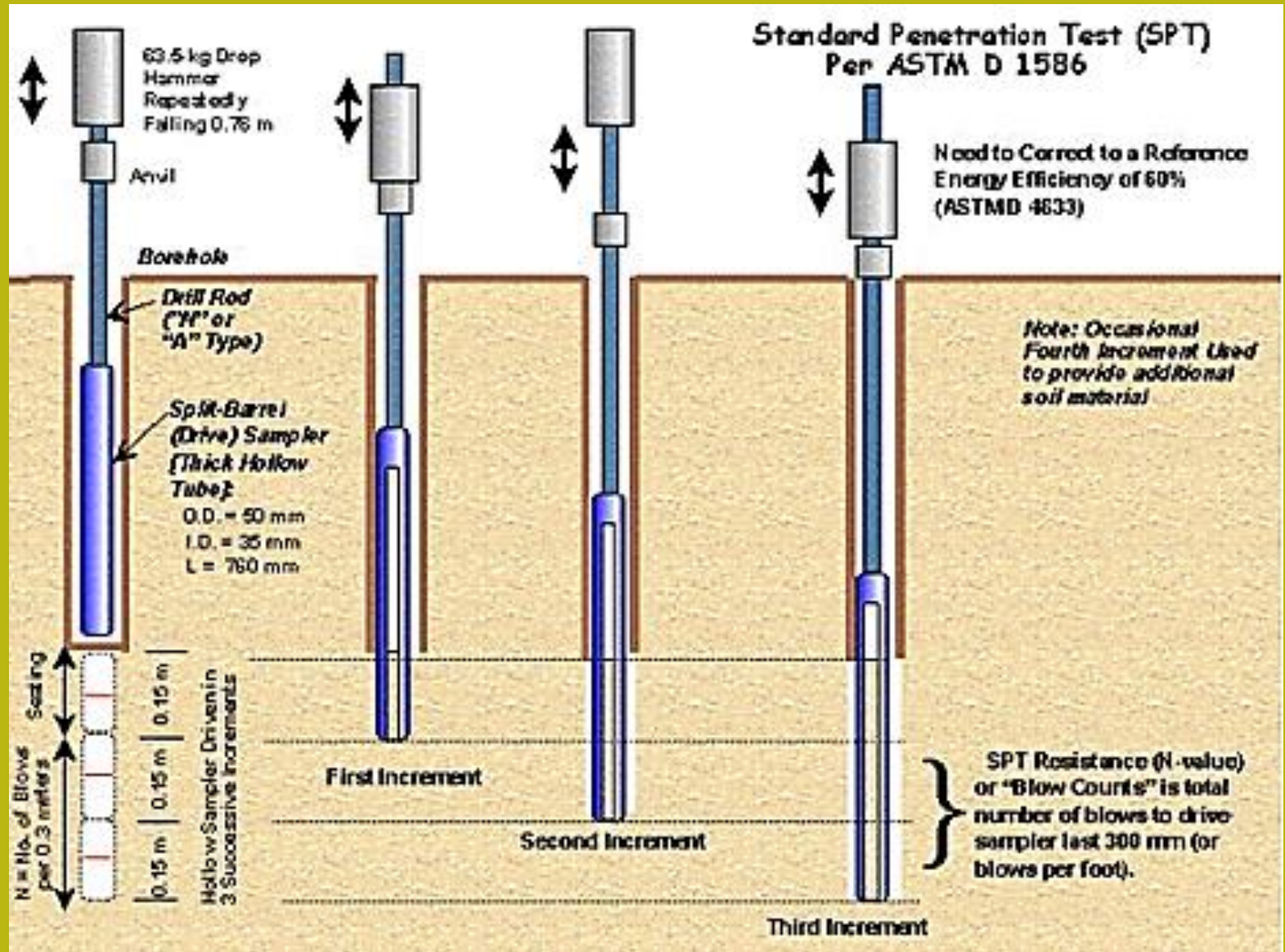


**Standard Penetration Test (SPT)**  
**N = measured Number of Blows to drive sampler 300 mm into soil.**

# Standard penetration test - SPT



# Standard penetration test - SPT



# Mostrador y punta de prueba SPT

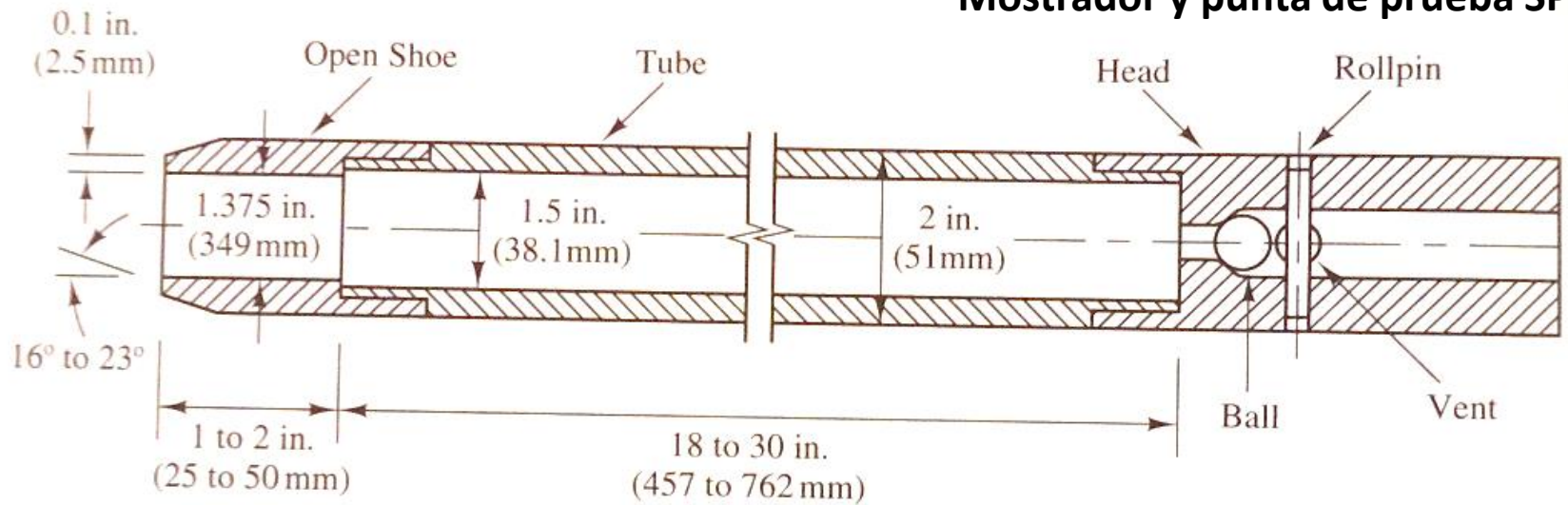


Figure 3.24 The SPT sampler (Adapted from ASTM D1586; Copyright ASTM, used with permission)

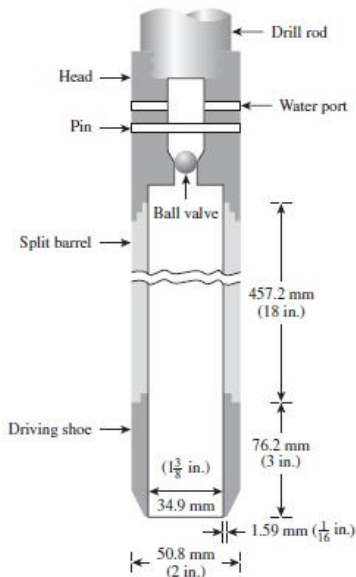


Figure 18.5 Diagram of standard split-spoon sampler



Figure 18.6 Split-spoon sampler, unassembled (Courtesy of ELE International)



**Standard  
penetration test – SPT  
Recupero e ispezione campione**

# Correlazioni NSPT y parámetros de resistencia al taglio suoli granulari

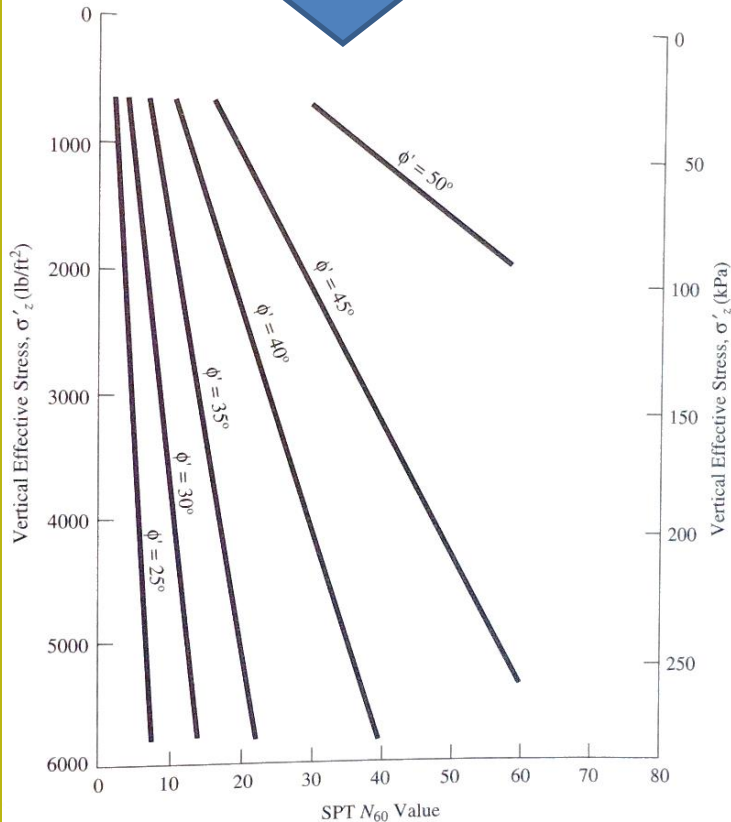


Figure 13.36 Empirical correlation between  $N_{60}$  and  $\phi'$  for uncemented sands (Adapted from DeMello, 1971).

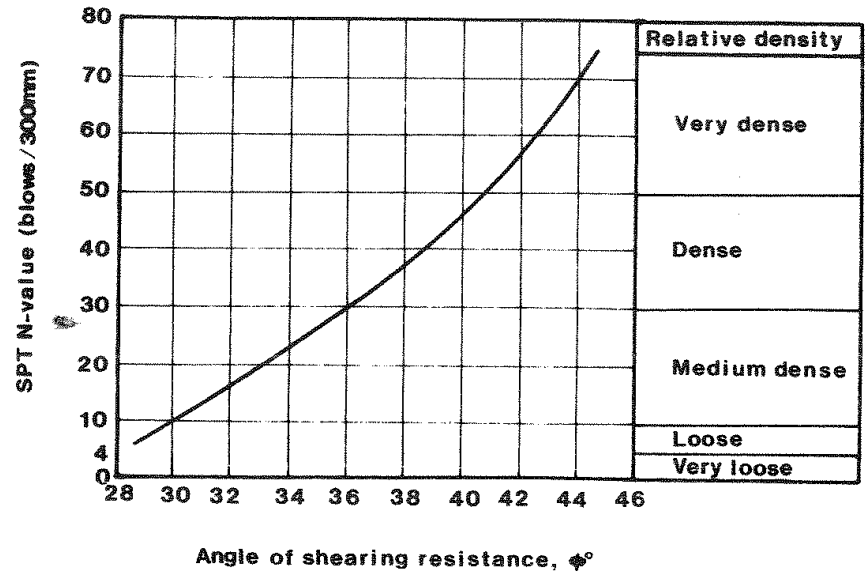


Figure 6.14 Estimation of the angle of shearing resistance of granular soils from standard penetration test result (after Peck et al., 1974)

## Standard penetration test (SPT)

Table 5.4 Strength from SPT on clean medium size sands only.

Description	Relative density $D_r$	SPT – N (blows/300 mm)		Strength
		Uncorrected field value	Corrected value	Friction angle
V. Loose	<15%	$N \leq 4$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$\phi < 28^\circ$
Loose	15–35%	$N = 4–10$	$(N_o)_{60} = 3–8$	$\phi = 28–30^\circ$
Med dense	35–65%	$N = 10–30$	$(N_o)_{60} = 8–25$	$\phi = 30–40^\circ$
Dense	65–85%	$N = 30–50$	$(N_o)_{60} = 25–42$	$\phi = 40–45^\circ$
V. Dense	>85%	$N > 50$	$(N_o)_{60} > 42$	$\phi = 45^\circ–50^\circ$
	100%		$(N_o)_{60} = 60$	$\phi = 50^\circ$

### Standard penetration test - SPT

Correlazioni NSPT e parámetros di resistenza al taglio  
suoli granulari – sabbie medie e fini

Table 5.5 Strength from corrected SPT value on clean fine and coarse size sands.

Description	Relative density $D_r$	Corrected SPT – N (blows/300 mm)			Strength
		Fine sand	Medium	Coarse sand	
V. Loose	<15%	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$(N_o)_{60} \leq 3$	$\phi < 28^\circ$
Loose	15–35%	$(N_o)_{60} = 3-7$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$(N_o)_{60} = 3-8$	$\phi = 28-30^\circ$
Med dense	35–65%	$(N_o)_{60} = 7-23$	$(N_o)_{60} = 8-25$	$(N_o)_{60} = 8-27$	$\phi = 30-40^\circ$
Dense	65–85%	$(N_o)_{60} = 23-40$	$(N_o)_{60} = 25-43$	$(N_o)_{60} = 27-47$	$\phi = 40-45^\circ$
V. Dense	>85%	$(N_o)_{60} > 40$	$(N_o)_{60} > 43$	$(N_o)_{60} > 47$	$\phi = 45-50^\circ$
	100%	$(N_o)_{60} = 55$	$(N_o)_{60} = 60$	$(N_o)_{60} = 65$	$\phi = 50^\circ$

## Standard penetration test - SPT

Correlazioni NSPT e parametri  
di resistenza al taglio

suoli granulari – sabbie pulite fino e/o grossolane



Table 5.3 Clay strength from SPT data.

<i>Material</i>	<i>Description</i>	<i>SPT – N (blows/300 mm)</i>	<i>Strength</i>
Clay	V. Soft	$\leq 2$	0–12 kPa
	Soft	2–5	12–25 kPa
	Firm	5–10	25–50 kPa
	Stiff	10–20	50–100 kPa
	V. Stiff	20–40	100–200 kPa
	Hard	$>40$	$>200$ kPa

### Standard penetration test - SPT

Correlazioni NSPT e parametri  
di resistenza al taglio - suoli  
coesivi

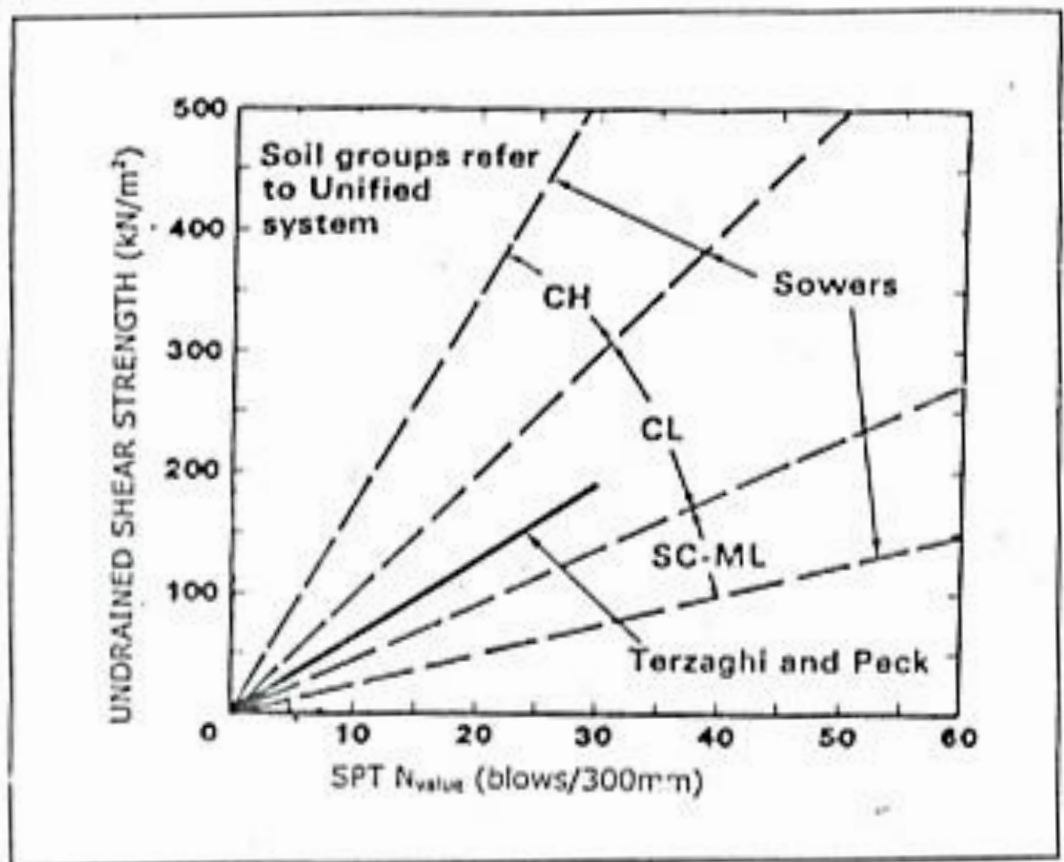
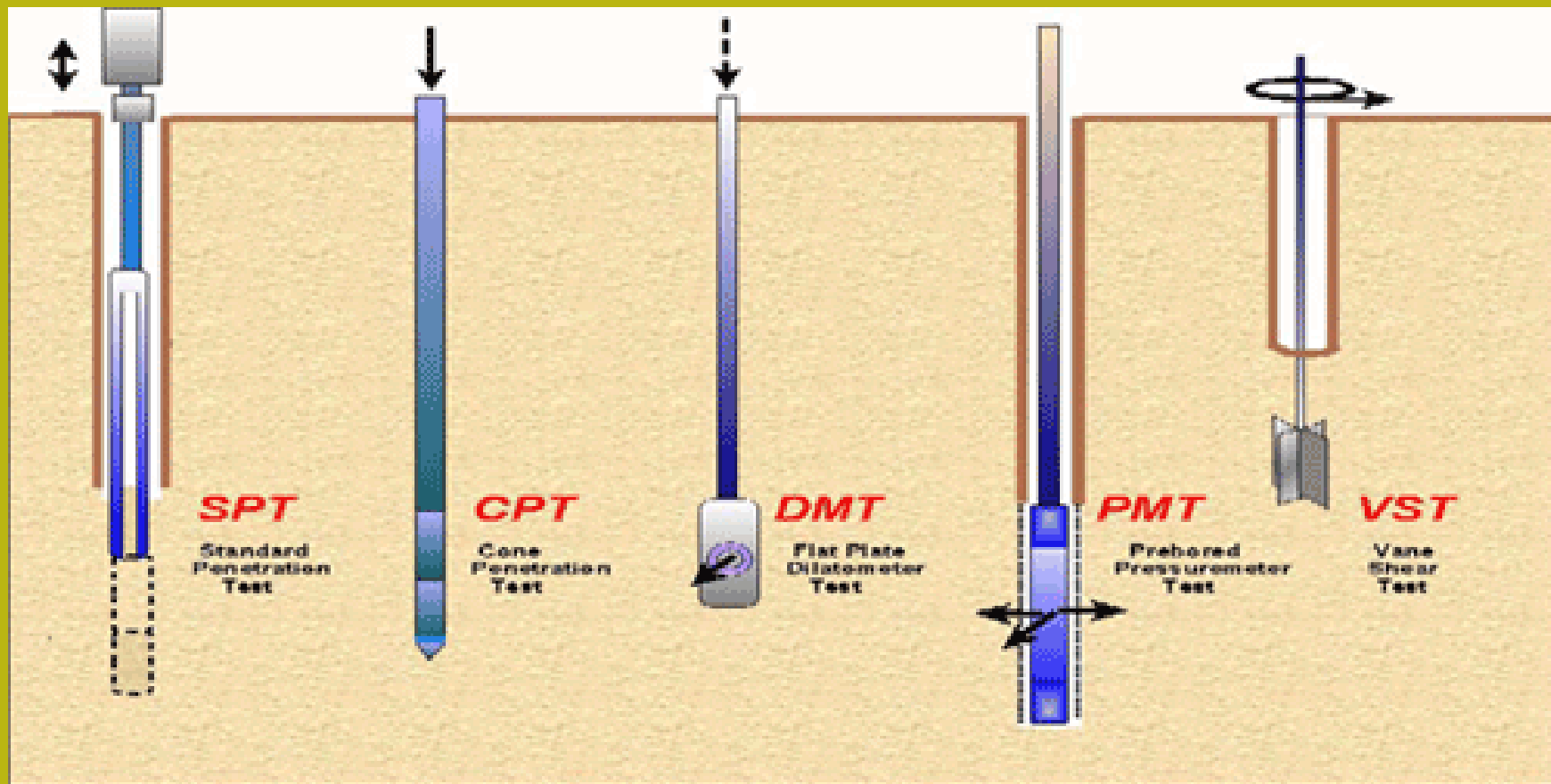


Fig.6.1. Approximation Correlations Between Undrained Shear Strength and Standard Penetration Test N-Values (After Terzaghi and Peck, 1967 and Sowers, 1979).

## Standard penetration test SPT

Correlaciones SPT y  
parámetros  
de resistencia al corte por  
**suelos**

**Cohesivos arcillosos y  
limosos arcillosos**



Comparazione prove in situ

**TABLE 3.5 ASSESSMENT OF IN-SITU TEST METHODS** (Adapted from Mitchell, 1978; used with permission of ASCE)

	Standard Penetration Test	Cone Penetration Test	Pressuremeter Test	Dilatometer Test	Becker Penetration Test
Simplicity and Durability of Apparatus	Simple; rugged	Complex; rugged	Complex; delicate	Complex; moderately rugged	Simple, rugged
Ease of Testing	Easy	Easy	Complex	Easy	Easy
Continuous Profile or Point Values	Point	Continuous	Point	Point	Continuous
Basis for Interpretation	Empirical	Empirical; theory	Empirical; theory	Empirical; theory	Empirical
Suitable Soils	All except gravels	All except gravels	All	All except gravels	Sands through boulders
Equipment Availability and Use in Practice	Universally available; used routinely	Generally available; used routinely	Difficult to locate; used on special projects	Difficult to locate; used on special projects	Difficult to locate; used on special projects
Potential for Future Development	Limited	Great	Great	Great	Uncertain



**Comparación pruebas en sitio**

**Punti di riflessione.. Che saranno affrontati con più dettaglio nei moduli seguenti (*che verranno trattati nei moduli su fondazioni superficiali profonde e progettazione geotécnica, e moduli stab. pendii*).**

- **Dicotomia irrealistica della classificazione (suoli granulari, suoli Coesivi) da prove in sito e loro correlazioni incomplete.**
- **Misure di resistenza al taglio, parametri di consolidazione e progettazione geotécnica (NTC2018)**
- **Resistenza al taglio in condizioni di liquefazione statica e dinámica, e sismica**

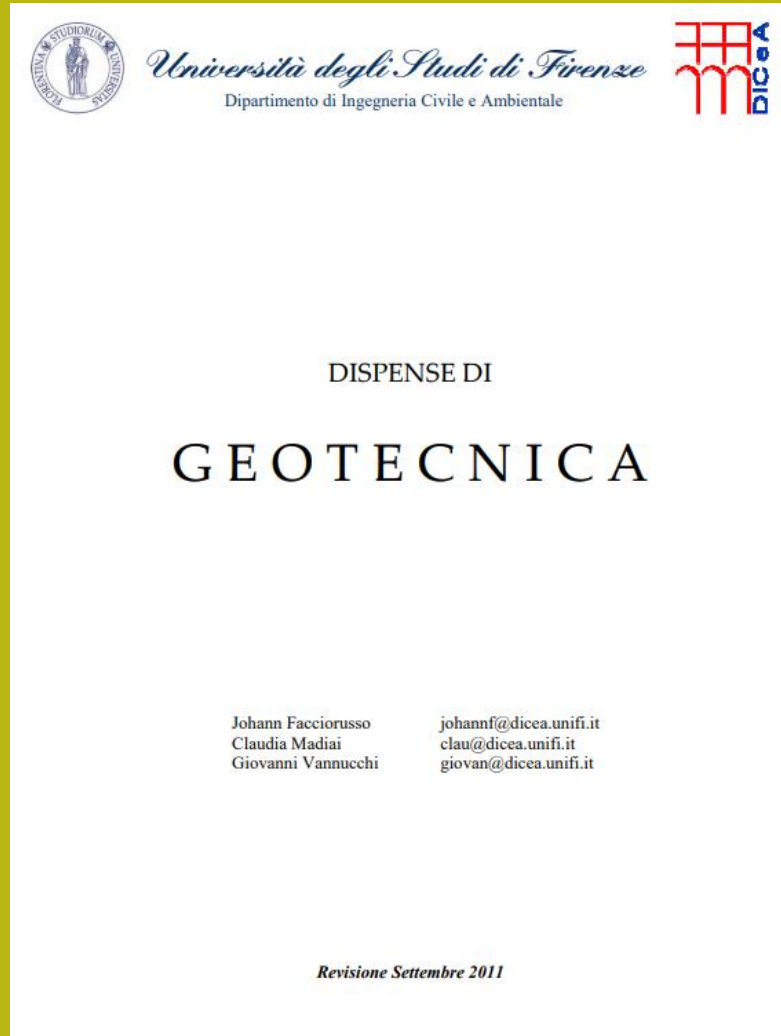
## Lecture consigliate:

- **Budhu M.(2015).Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7. (capitolo 7)**
- **Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9. (capitolo 12)**
- **Hunt, R. E. 2007. Characteristics of geologic materials and formations : a field guide for geotechnical engineers. CRC press. ISBN 1-4200-4276-9.**
- **Hudson J.A & Harrison J. P. (1997). Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principles. Elsevier Ltd. ISBN: 978-0-08-043864-1**
- **Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1, (capitoli 14,15,16)**
- **Lade, P. V. (2016). Triaxial testing of soils. John Wiley & Sons. ISBN: 9781119106623**
- **Zhang, L. (2016). Engineering properties of rocks. Butterworth-Heinemann. ISBN: 978-0-12-802833-9**
- **Hencher, S. (2015). Practical rock mechanics. CRC Press. ISBN: 978-1-4822-1727-8**
- **BORSELLI L. (2020). "SSAP 5.0 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 5.0. Researchgate. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604> (appendice D)**

**Dispense universitarie liberamente accessibili consigliate:**

[https://geotecnica.dicea.unifi.it/index.php?page=support\\_geot](https://geotecnica.dicea.unifi.it/index.php?page=support_geot)

By by **Johann Facciorusso, Claudia Madiai e Giovanni Vannucchi** , Università' di Firenze, Dipartimento di ingegneria civile



# B- 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:

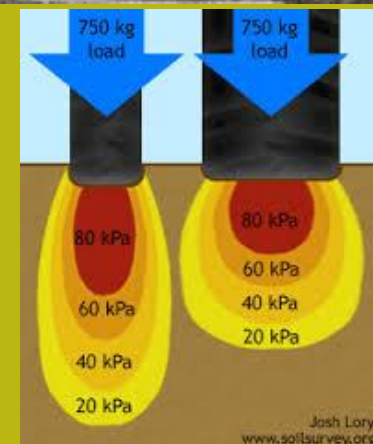
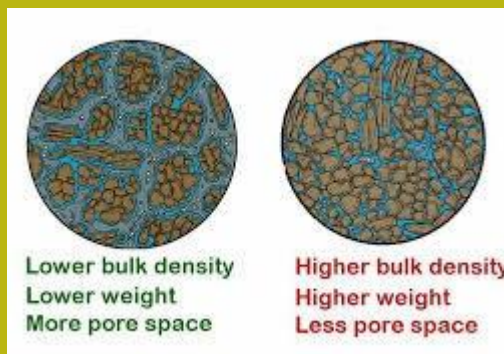
Creare un supporto artificiale (terrapieno) con funzionalità migliorate come:

- 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:

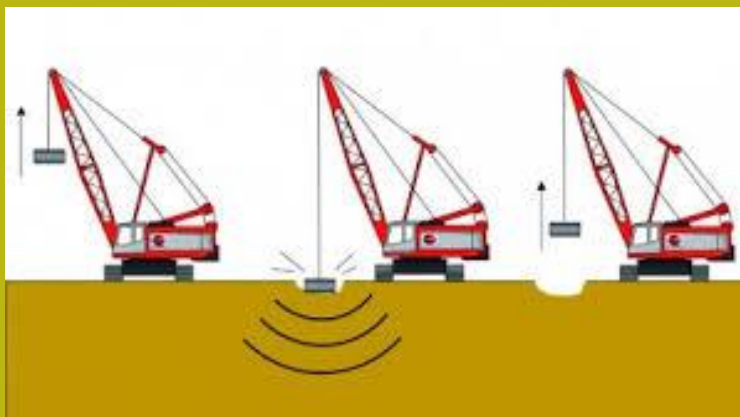
- La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria



# Processi e obiettivi della compattazione

processi:

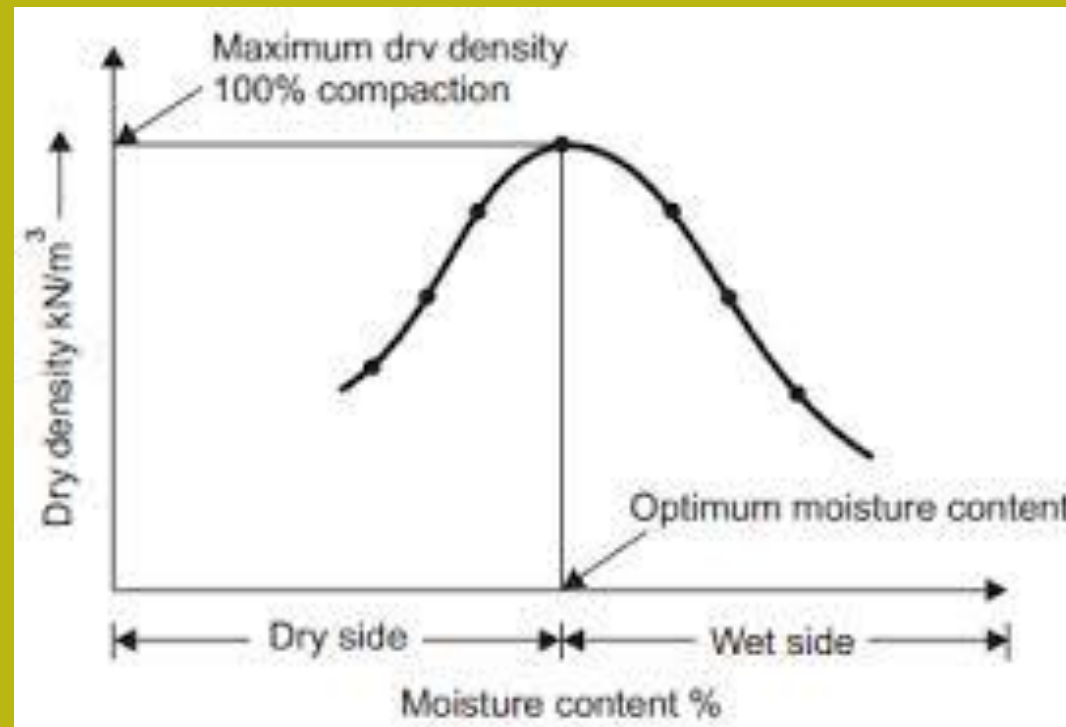
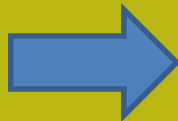
- La compattazione è l'addensamento dei terreni ottenuti con la rimozione / riduzione dei vuoti riempiti con aria
- La compattazione richiede un'applicazione di energia.



# 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

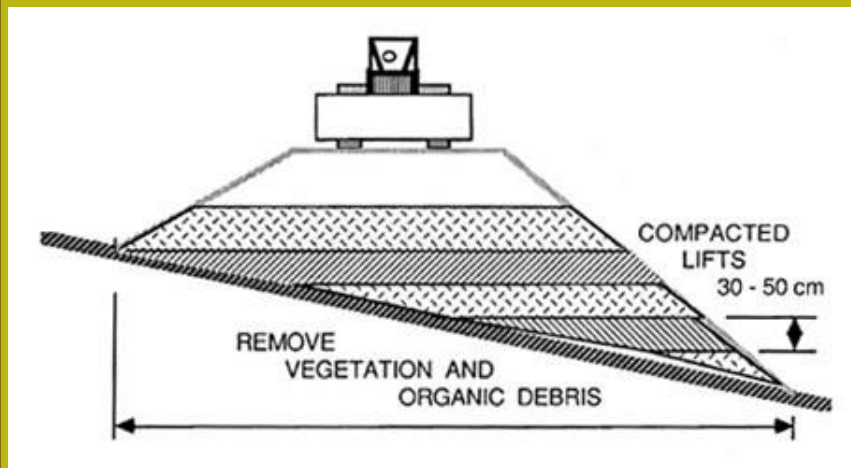


# Processi e obiettivi della compattazione

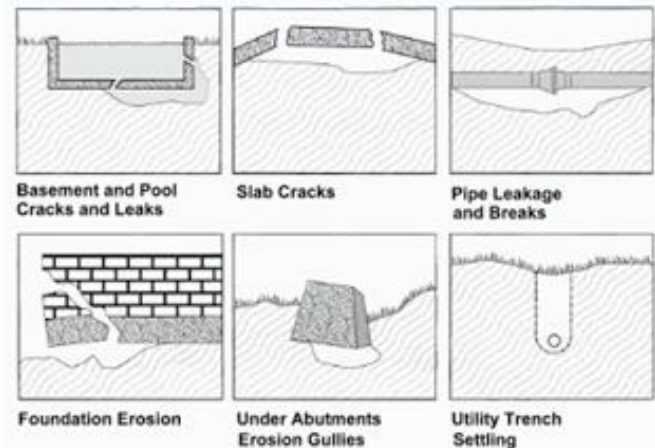
## Obiettivi:

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



## Effects of Poor Compaction



# Compattazione del suolo: principi

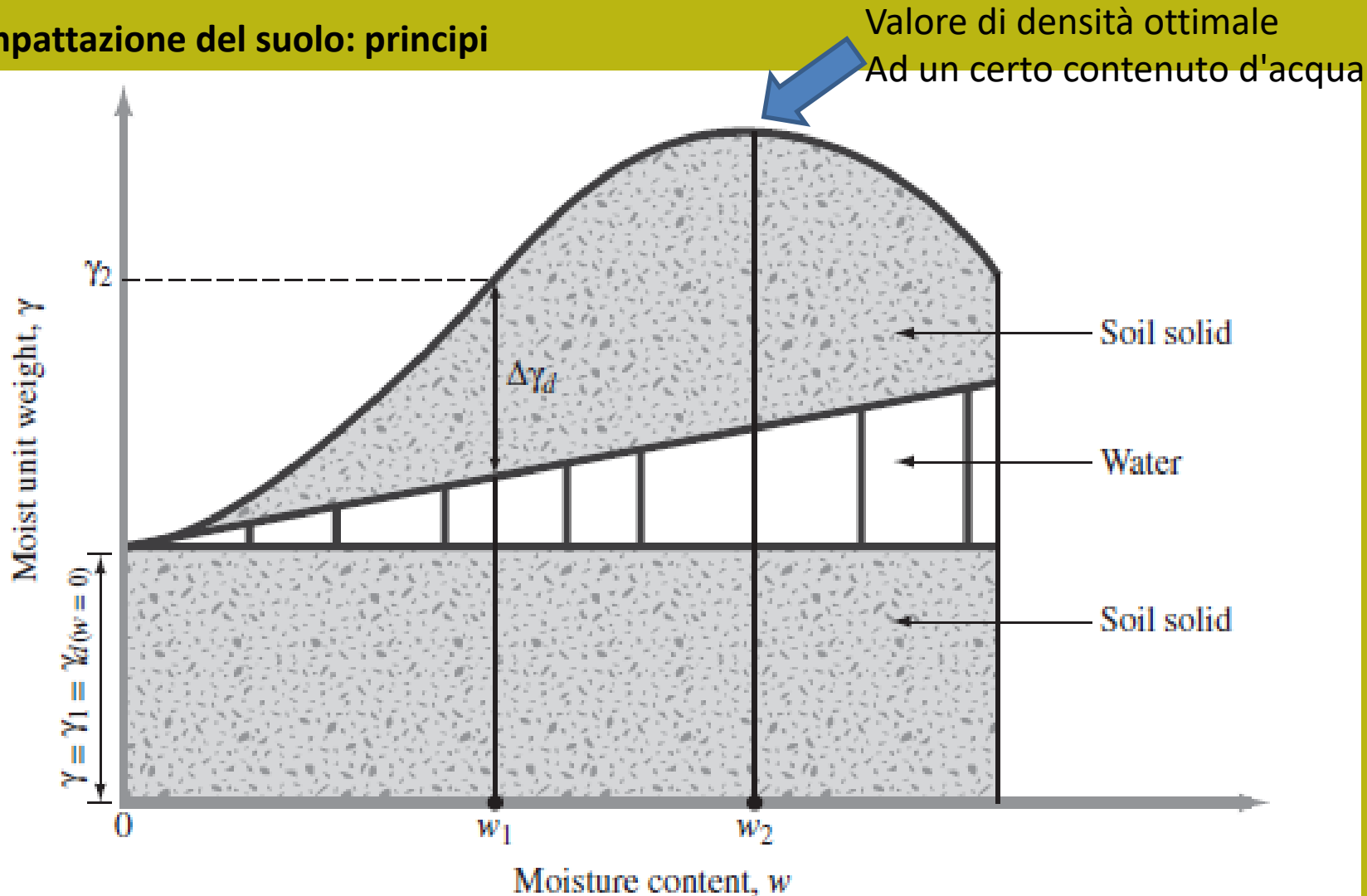
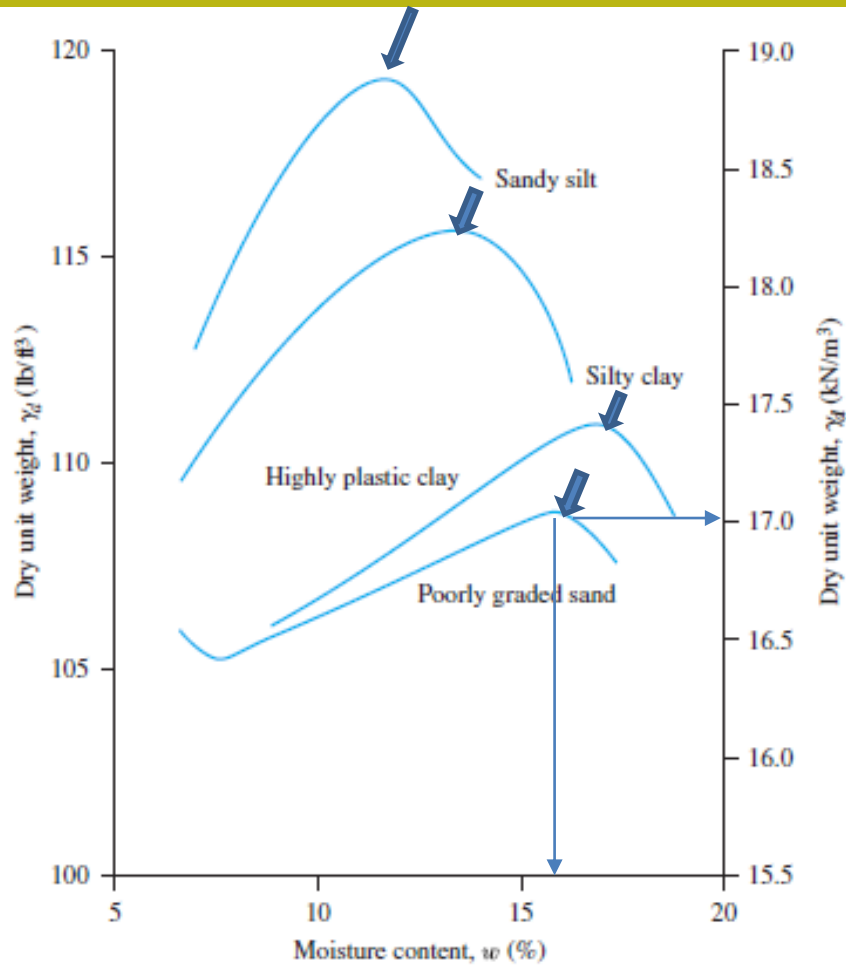


Figure 4.1 Principles of compaction

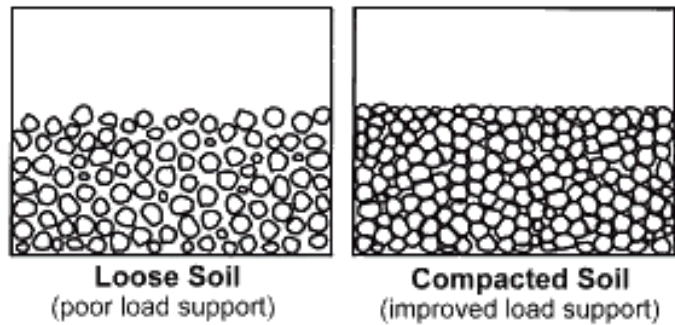
Aggiungendo l'acqua è possibile raggiungere un valore di densità massima. Ma se l'acqua continua ad aumentare, l'effetto è opposto: **La densità si riduce.**

**Tipi di curve di compattazione del suolo che dipendono principalmente dalla tessitura e dal limite liquido (LL)**

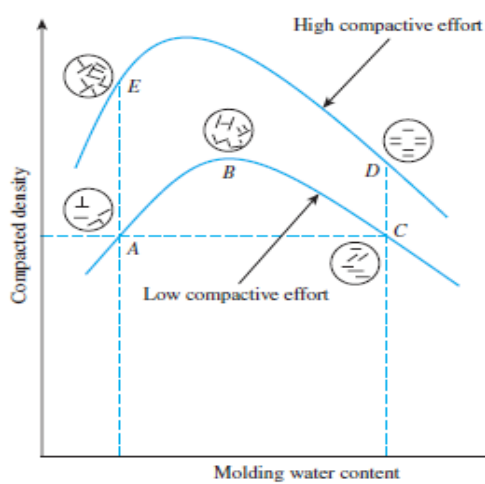


*Figure 6.4* Typical compaction curves for four soils (ASTM D-698)

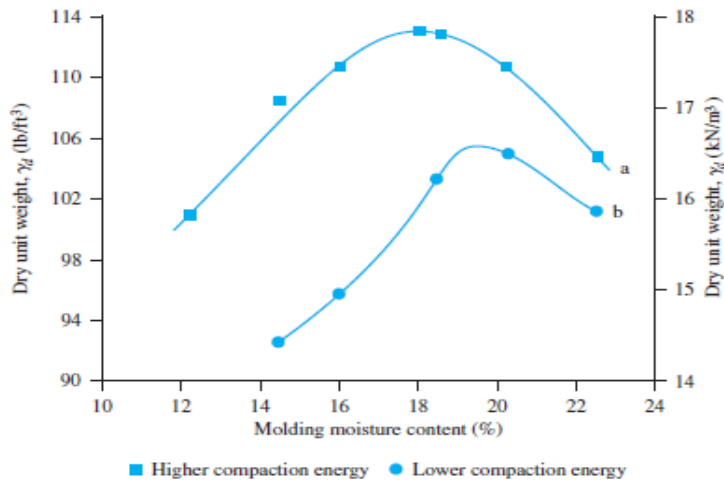
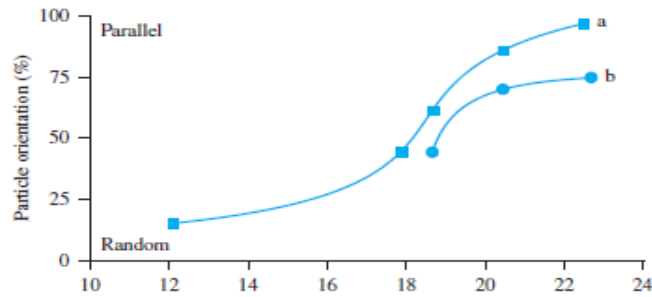
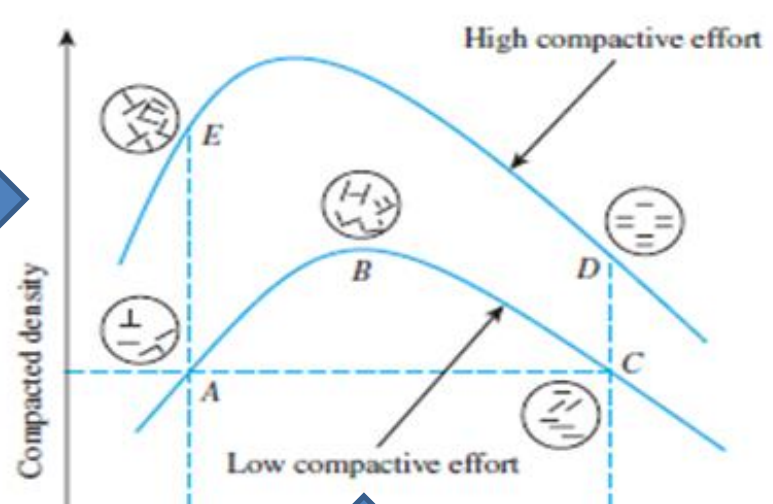
**Soil Density**



**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



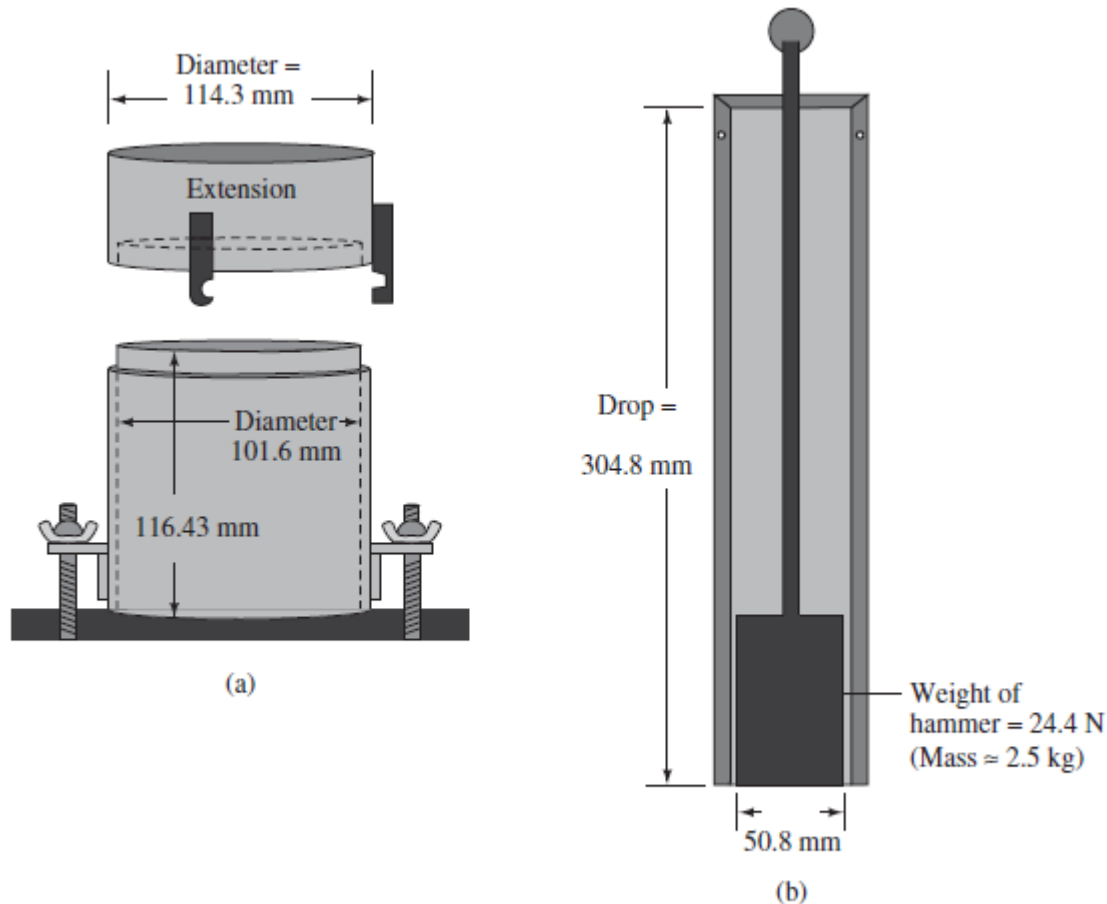
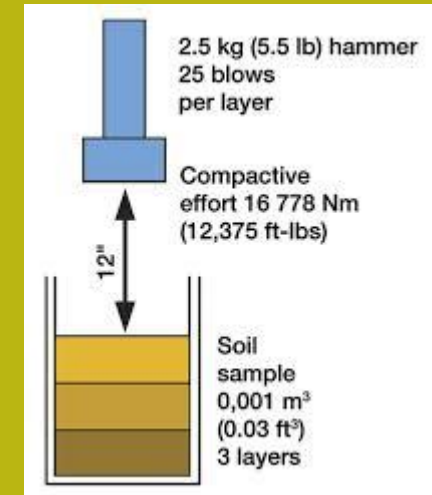


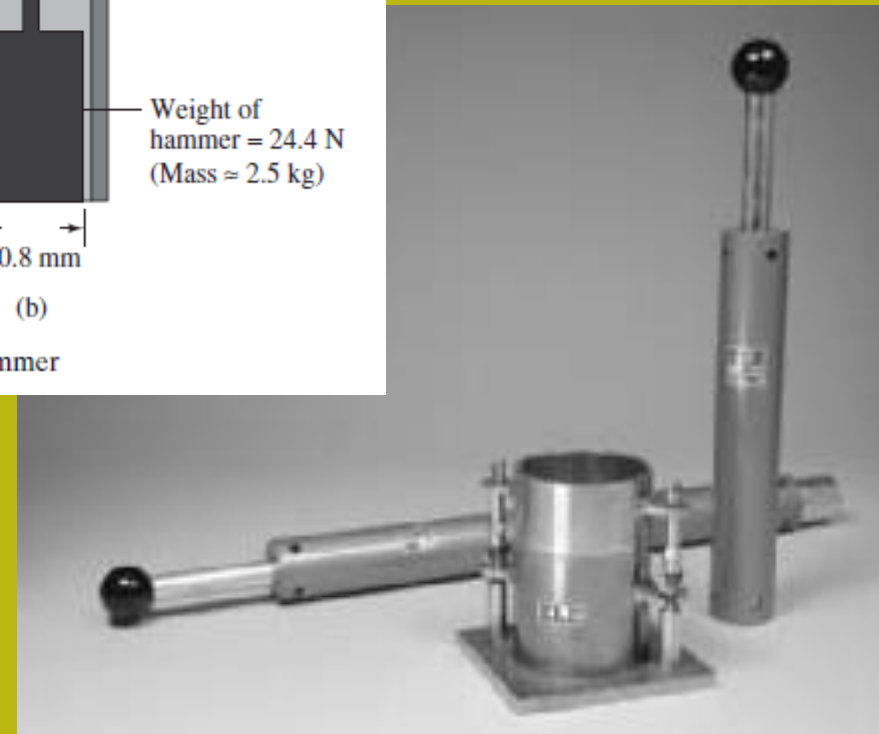
Figure 4.2 Standard Proctor test equipment: (a) mold; (b) hammer

## Test di laboratorio



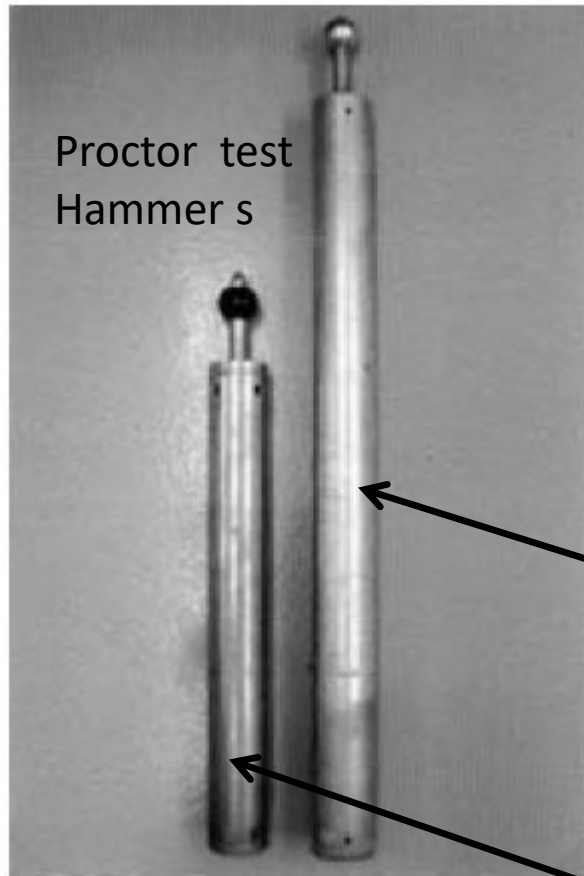
### Prova PROCTOR

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

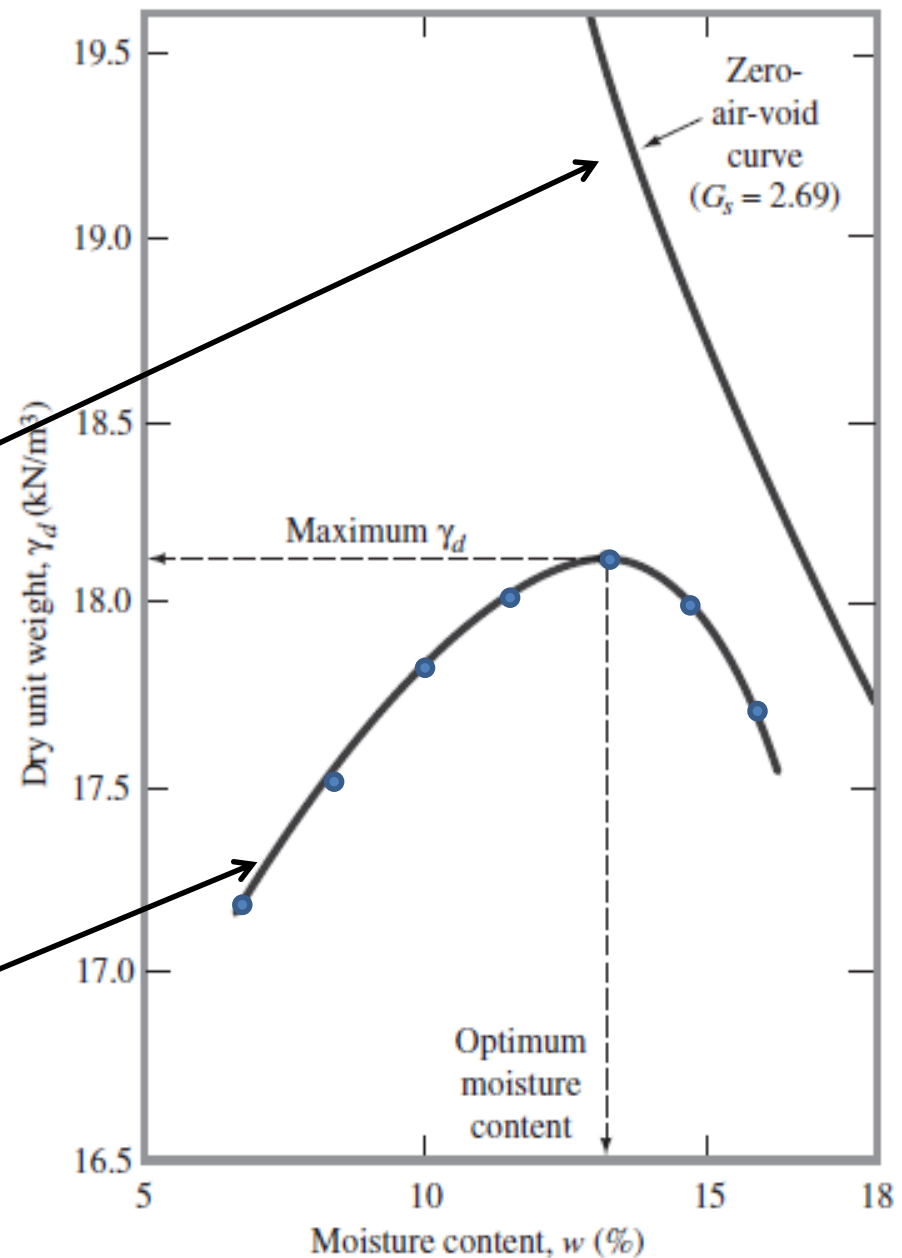


Figure 4.4 Standard Proctor compaction test results for a silty clay

## 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

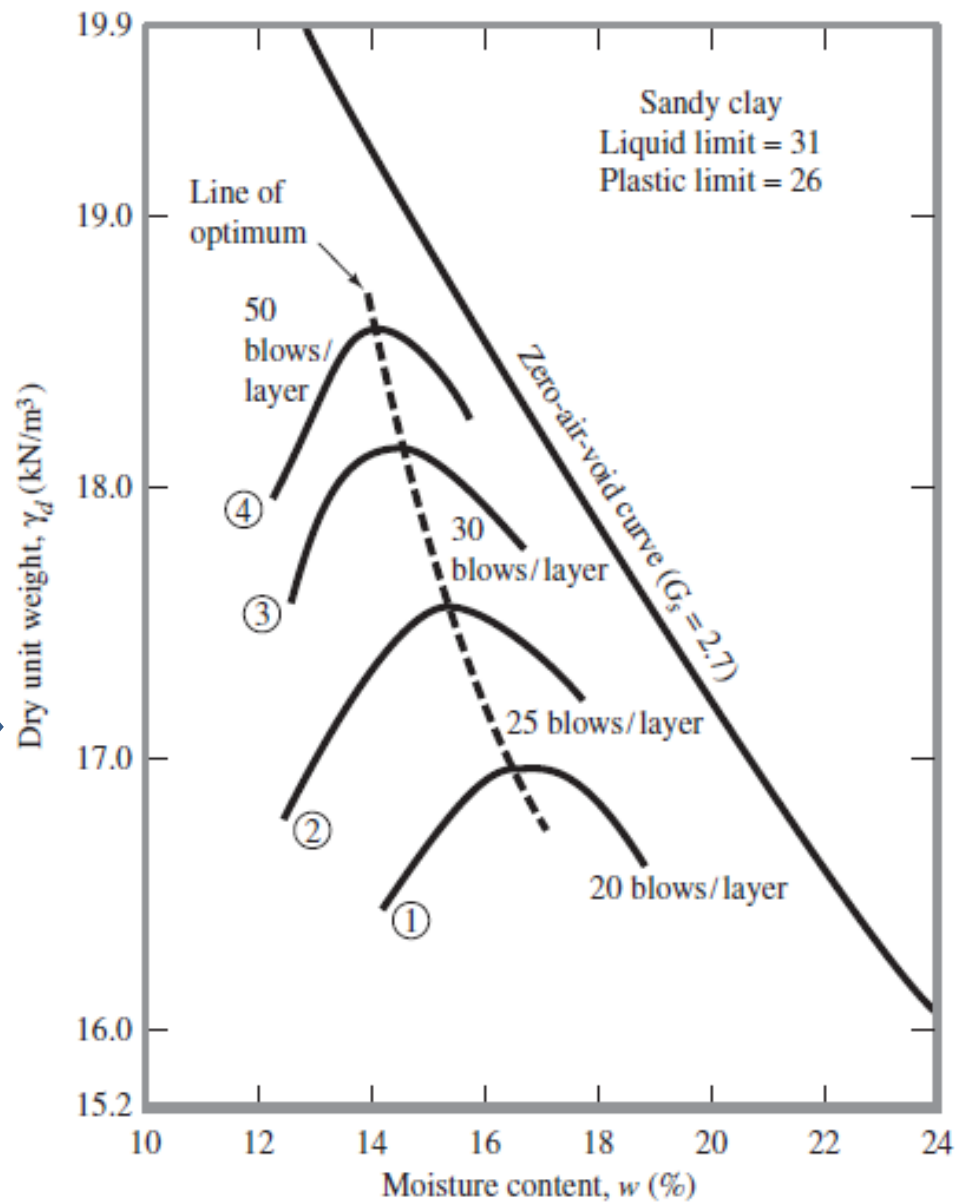


Figure 4.6 Effect of compaction energy on the compaction of a sandy clay

## Test Proctor standard e relativi metodi

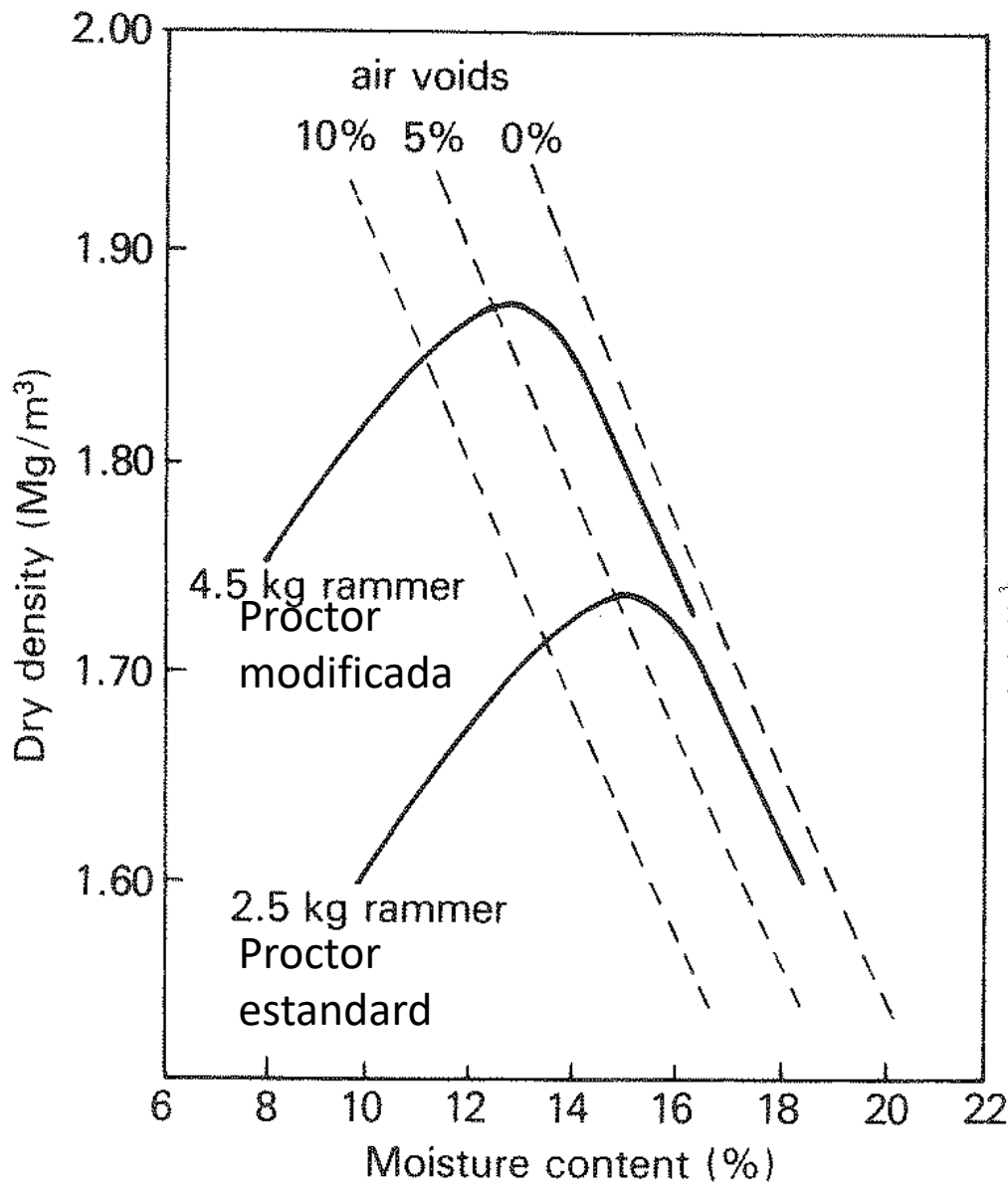
**Table 4.2** Specifications for standard Proctor test (Based on ASTM Test Designation 698)

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 <sup>3</sup>	943.3 cm <sup>3</sup>	2124 cm <sup>3</sup>
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 <sup>3</sup>	591.3 kN-m/m <sup>3</sup>	591.3 kN-m/m <sup>3</sup>
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.57 mm) sieve. May be used if 20% <i>or 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 30%</i> 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 <sup>3</sup>	943.3 cm <sup>3</sup>	2124 cm <sup>3</sup>
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 <sup>3</sup>	2696 kN-m/m <sup>3</sup>	2696 kN-m/m <sup>3</sup>
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.57 mm) sieve. May be used if 20% or less 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 more than 20%, and 20% or less by weight is retained on 9.5-mm sieve.	Portion passing 19-mm sieve. May be used if more than 20% by weight of material is retained on 9.5-mm sieve, and less than 30% by weight is retained on 19-mm sieve.



**Curve di laboratorio**  
**Densità ottimale secca**  
**Ottenute con diversa**  
**Energia (Proctor standard e**  
**Proctor modificato)**

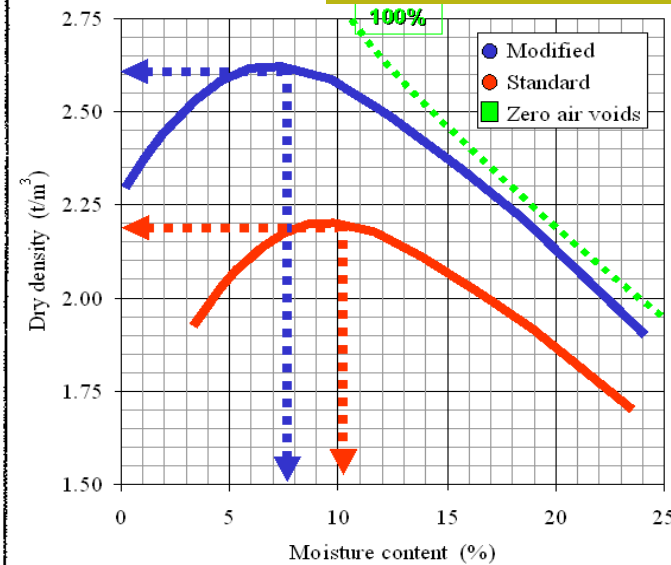
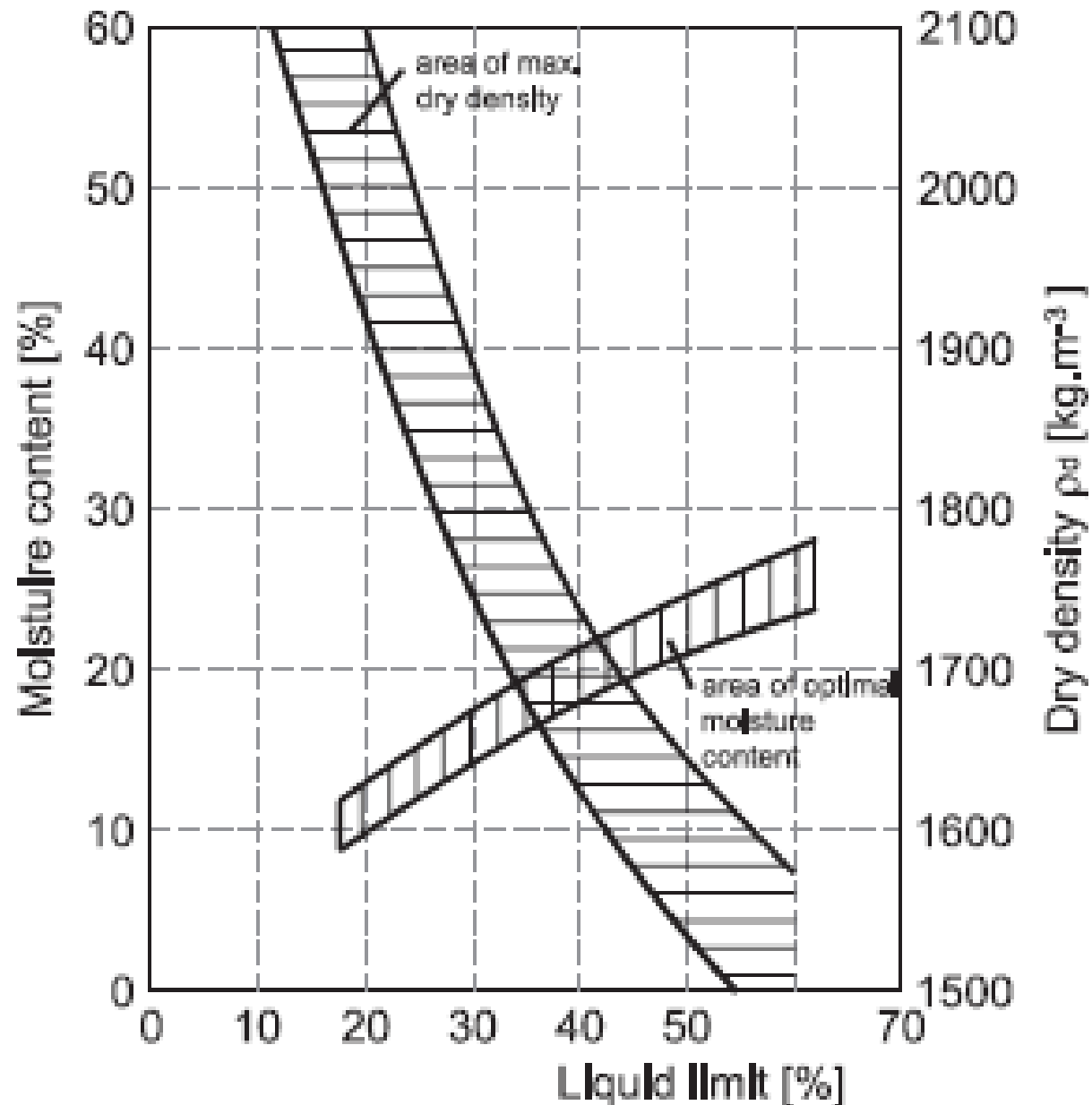


Fig. 3.7 Effect of different compactive effort on  $\rho_d/m$  curve





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

$w_{\text{opt}}$  = 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/m<sup>3</sup>)

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 Sheep's foot roller (Courtesy of David A. Carroll, Austin, Texas)



Compattatori con vibrazioni

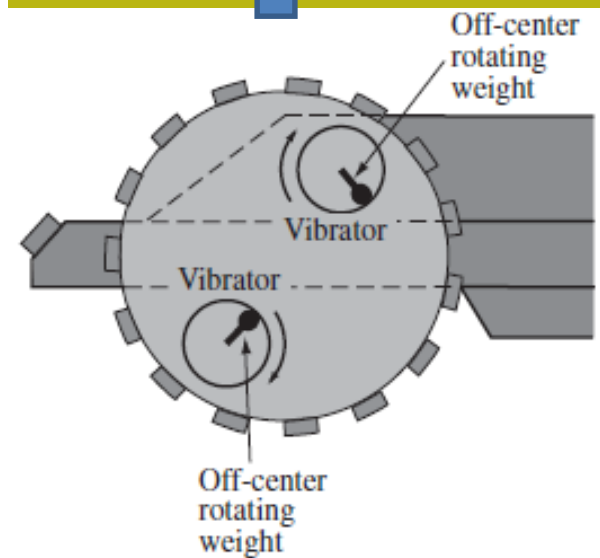


Figure 4.14 Principles of vibratory rollers



(a)



(b)

Fig. 2.25 Scheme and photo of compaction vibratory rammer



Compattatore portatile vibrante

## 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)					
		Embankment				Pavement	
Type	Weight (ton)	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 <sup>3</sup>	Submerged Mg/m <sup>3</sup>	
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				1.45 to 1.70	0.90 to 1.00	
	Silty	SM	Fair to practically impervious	Almost none to medium	Fair to good	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

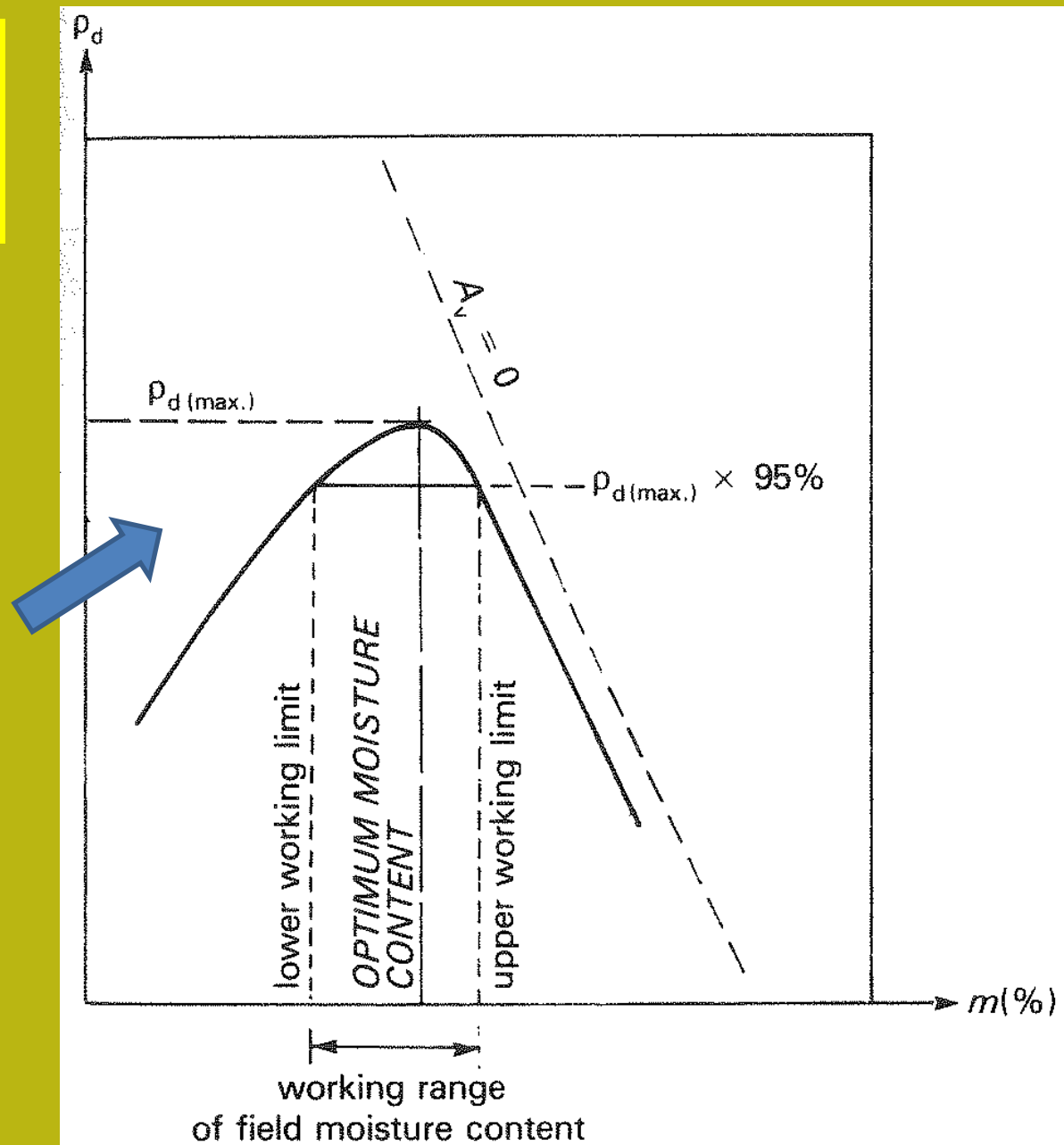


Fig. 3.13 Specification of working moisture content

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

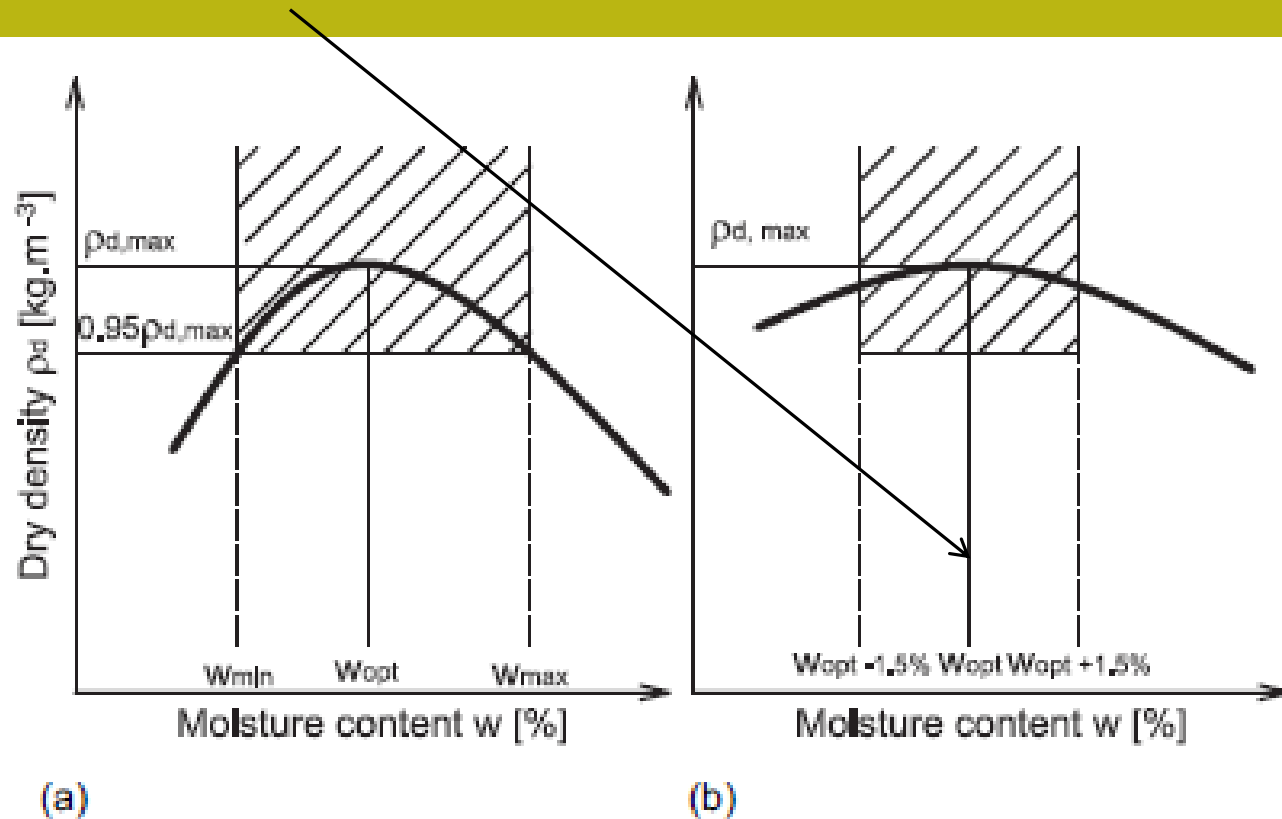


Fig. 2.16 Different approaches to compaction specification. (a) Based on dry density; boundaries of moisture content are given by intersection with Proctor curve. (b) Based on range of acceptable moisture content and recommended value of dry density

# PROPRIETÀ DEI SUOLI E COMPATTAZIONE

- Le proprietà iniziali del terreno influenzano il processo di compattazione
- La compattazione influenza le proprietà finali del materiale compattato



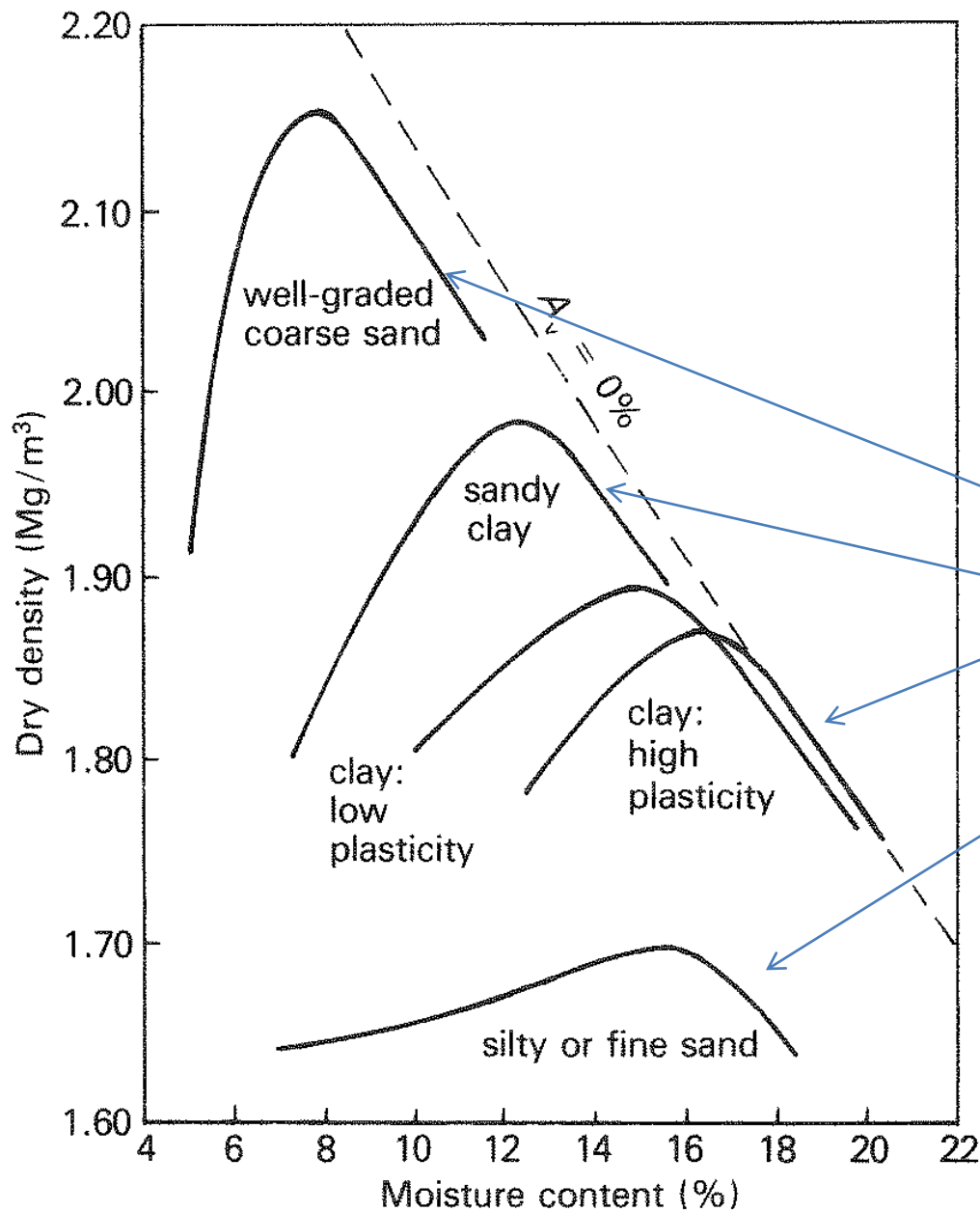


Fig. 3.12 Effect of soil type on compaction

Proprietà del INIZIALE suoli quello influenza la compattazione

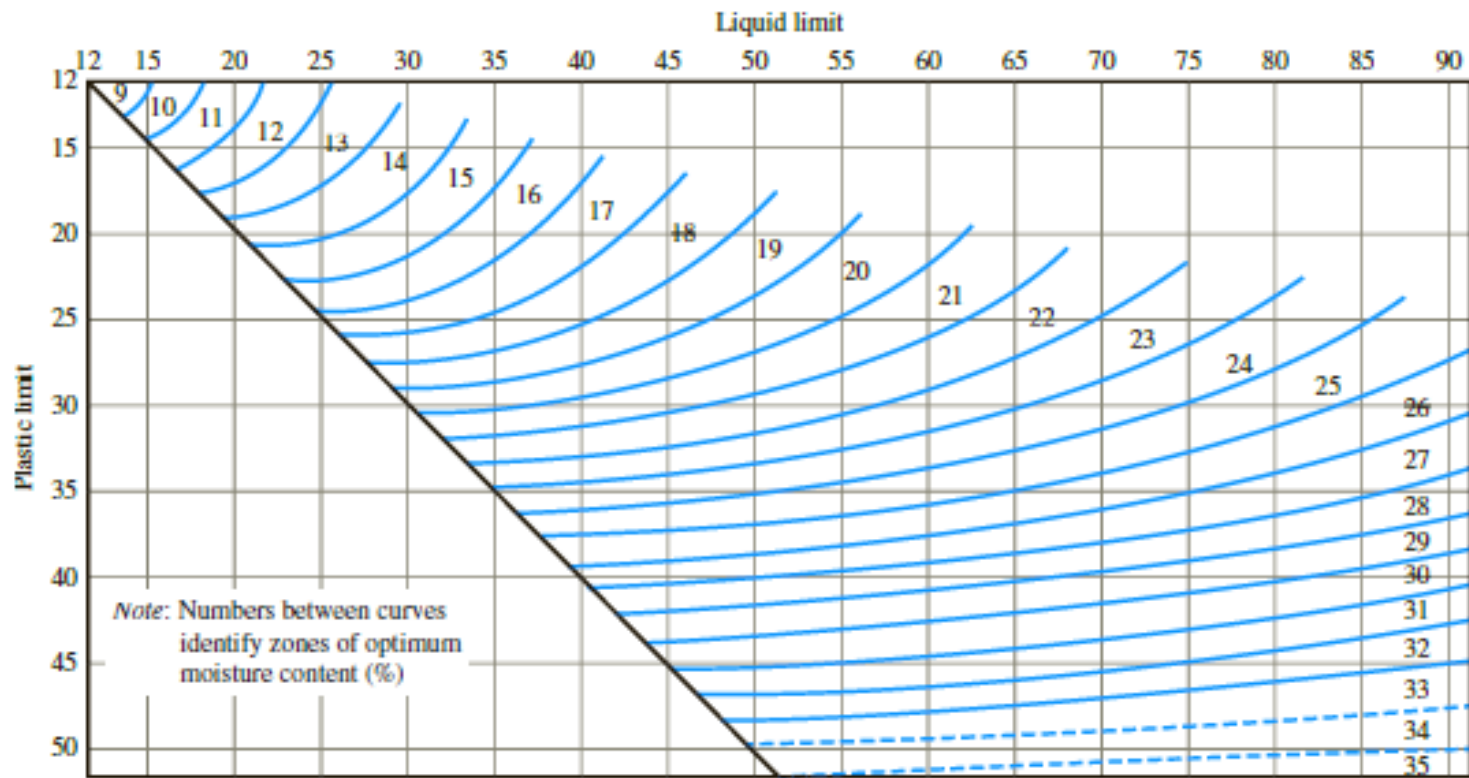
Grafico che mostra come le caratteristiche iniziali del suolo influenzano la compattazione

**Table 3.7** TYPICAL COMPACTED DENSITIES AND OPTIMUM MOISTURE CONTENTS FOR SOIL TYPES USING THE UNIFIED CLASSIFICATION SYSTEM

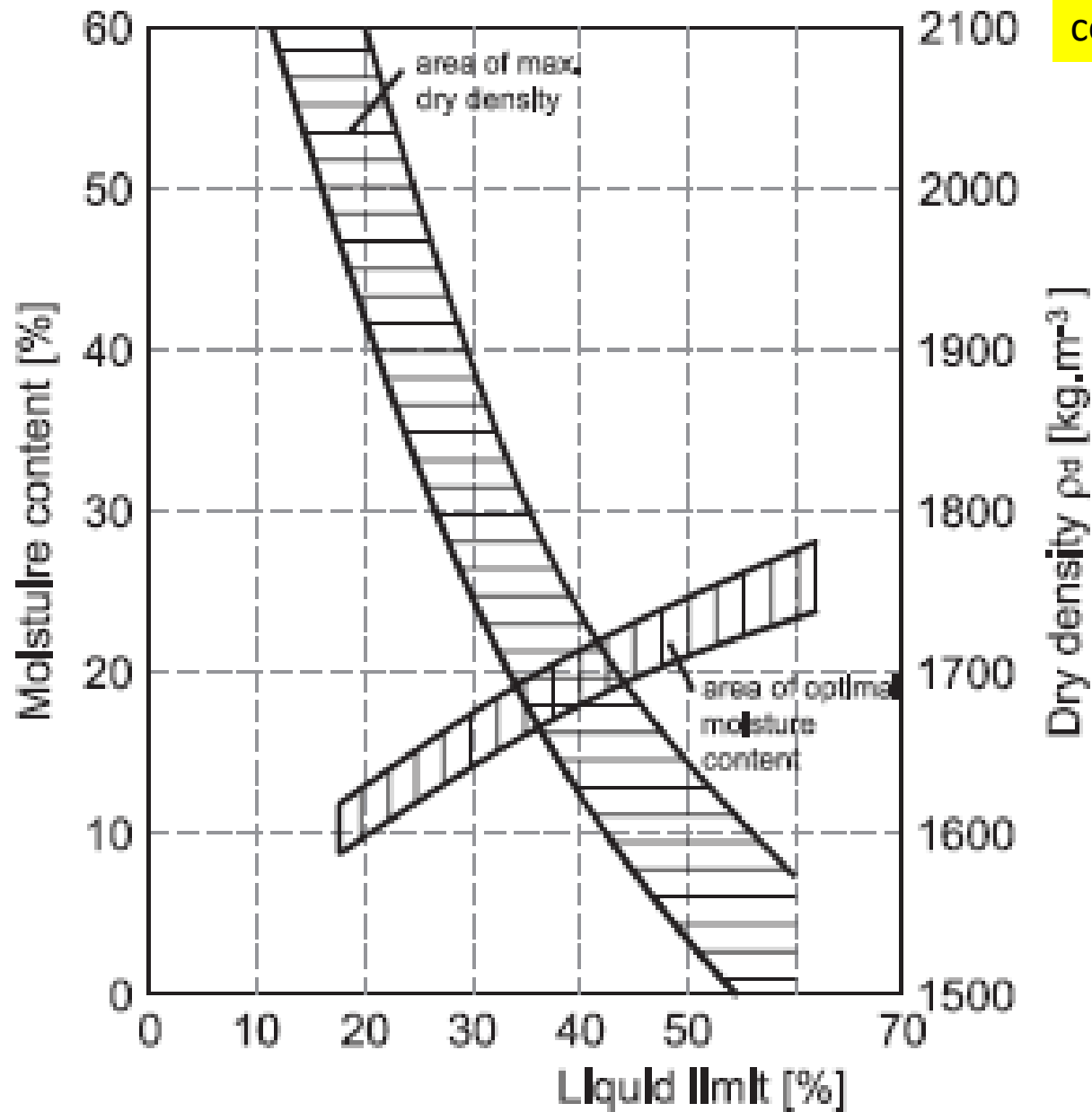
<i>Soil description</i>	<i>Class</i>	<i>MDD standard compaction (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Optimum moisture content (%)</i>
<b>Gravel/sand mixtures:</b>			
well-graded, clean	GW	2000–2150	11–8
poorly-graded, clean	GP	1850–2000	14–11
well-graded, small silt content	GM	1900–2150	12–8
well-graded, small clay content	GC	1850–2000	14–9
<b>Sands and sandy soils:</b>			
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
<b>Fine-grained soils of low plasticity:</b>			
silts	ML	1500–1900	24–12
clays	CL	1500–1900	24–12
organic silts	OL	1300–1600	33–21
<b>Fine-grained soils of high plasticity:</b>			
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

LL e LP vs. Valori ottimali di contenuto di acqua nella compattazione



**Figure 6.4** Approximate optimum moisture content for a soil using the standard Proctor compaction test  
(After Johnson and Sallberg, 1962)





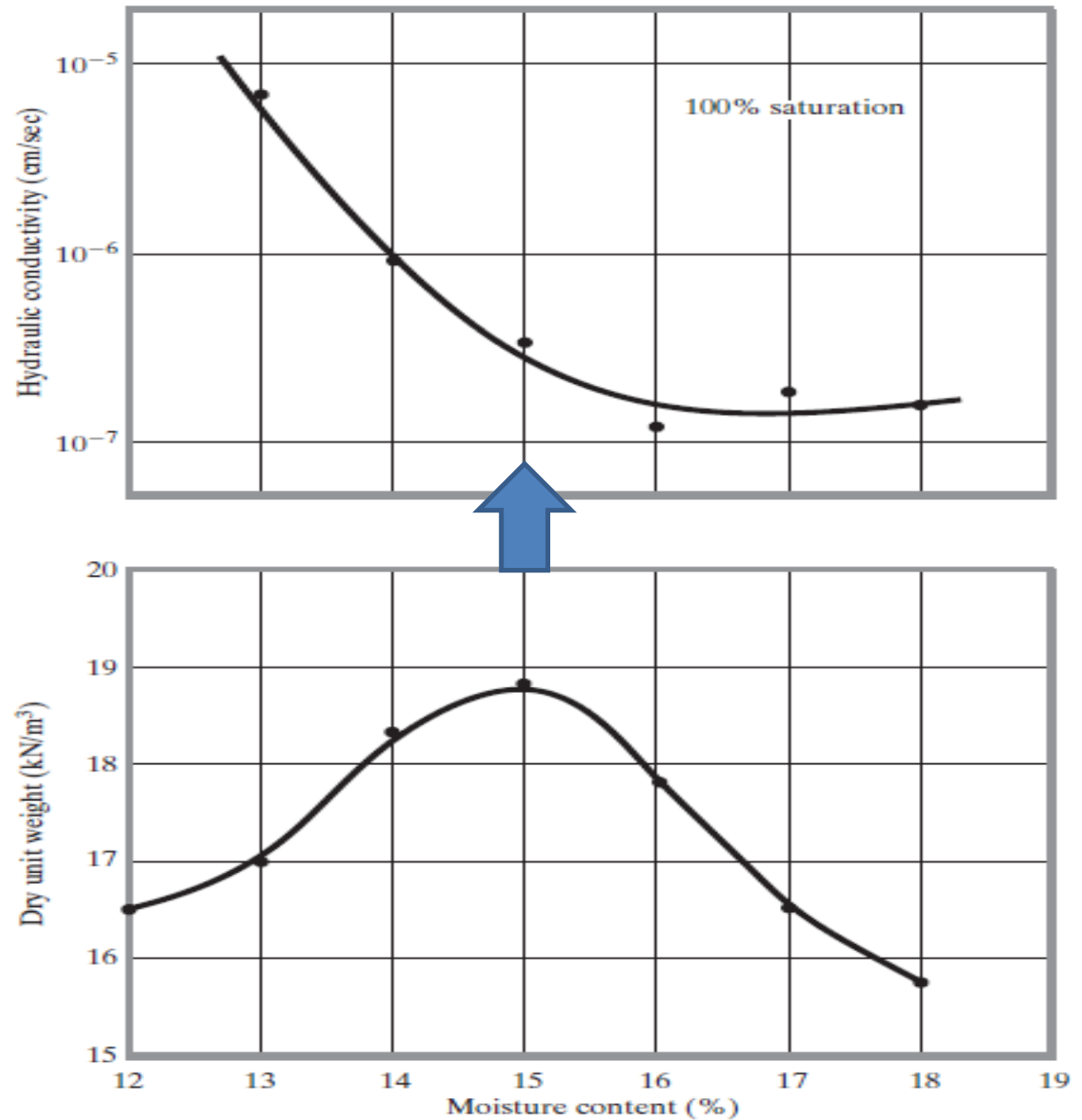
# Come la compattazione influenza ... le proprietà FINALI dei terreni

**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, $\phi$ (deg)
		Maximum Dry Density ( $\text{kN/m}^3$ )	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	$18.7 \pm 0.8$	$13.3 \pm 2.5$	$39 \pm 4$	*	$38 \pm 1$
SP	poorly graded clean sands, sand-gravel mixture	$17.3 \pm 0.3$	$12.4 \pm 1.0$	$23 \pm 6$	*	$37 \pm 1$
SM	silty sands, poorly graded sand-silt mixture	$17.9 \pm 0.2$	$14.5 \pm 0.4$	$51 \pm 6$	$20 \pm 7$	$34 \pm 1$
SM-SC	sand-silt-clay with slightly plastic fines	$18.7 \pm 0.2$	$12.8 \pm 0.5$	$50 \pm 21$	$14 \pm 6$	$33 \pm 4$
SC	clayey sands, poorly graded sand-clay mixture	$18.1 \pm 0.2$	$14.7 \pm 0.4$	$75 \pm 15$	$11 \pm 6$	$31 \pm 4$
ML	inorganic silts and clayey silts	$16.2 \pm 0.2$	$19.2 \pm 0.7$	$67 \pm 10$	$9 \pm *$	$32 \pm 2$
ML-CL	mixtures of inorganic silts and clays	$17.1 \pm 0.3$	$16.8 \pm 0.7$	$63 \pm 17$	$22 \pm *$	$32 \pm 3$
CL	inorganic clays of low to medium plasticity	$17.0 \pm 0.2$	$17.3 \pm 0.3$	$87 \pm 10$	$13 \pm 2$	$28 \pm 2$
OL	organic silts and silty clays of low plasticity	*	*	*	*	*
MH	inorganic clayey silts, elastic silts	$12.9 \pm 0.6$	$36.3 \pm 3.2$	$72 \pm 30$	$20 \pm 9$	$25 \pm 3$
CH	inorganic clays of high plasticity	$14.8 \pm 0.3$	$25.5 \pm 1.2$	$103 \pm 34$	$11 \pm 6$	$19 \pm 5$
OH	organic clays and silty clays	*	*	*	*	*

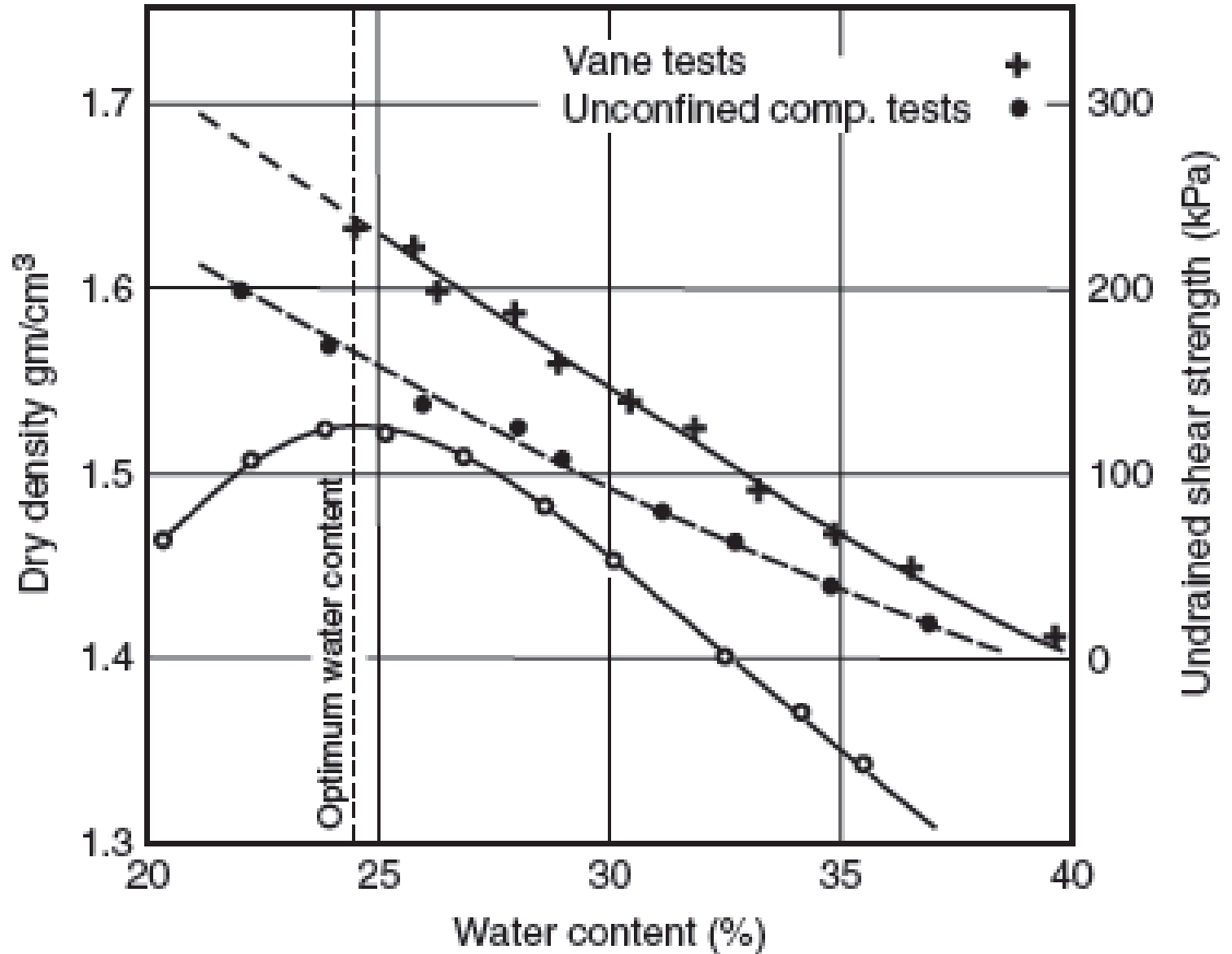
The entry  $\pm$  indicates 90 percent confidence limits of the average value, \* denotes insufficient data, > is greater than, < is less than

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 terreni (USCS) e proprietà diverse  
Alla compattazione

# 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)

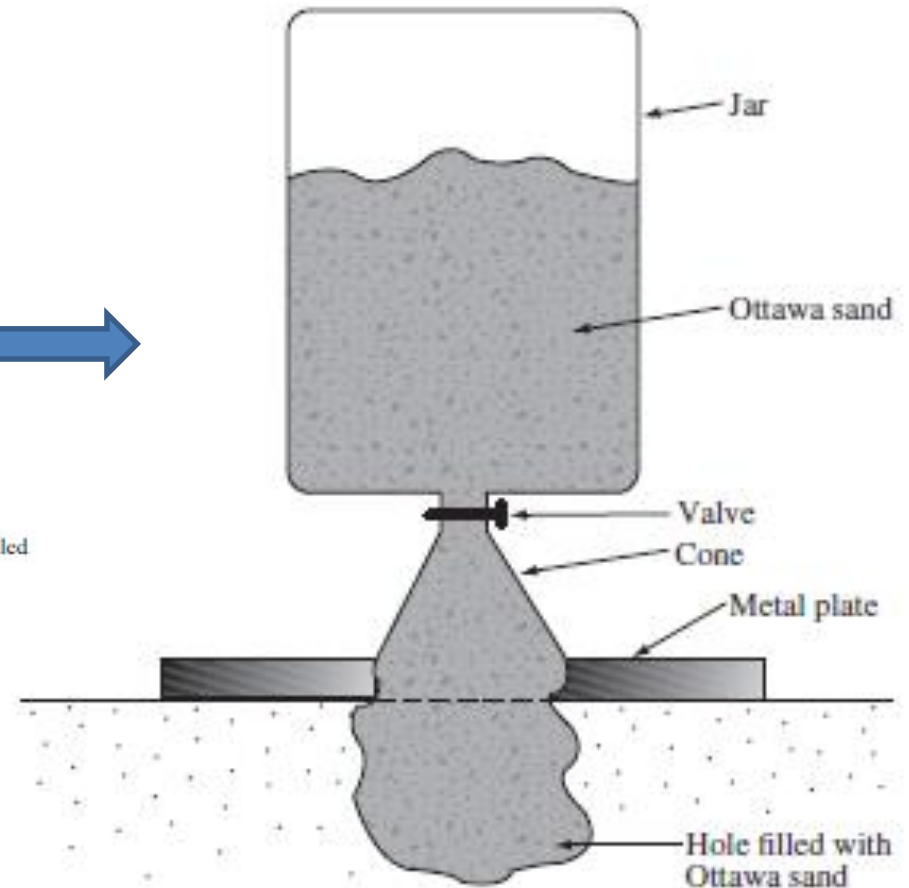


Figure 4.17 Field unit weight by sand cone method

misura diretta nel campo di peso unitario

**misurazione diretta sul campo  
di densità e contenuto d'acqua  
con test di raggi gamma**

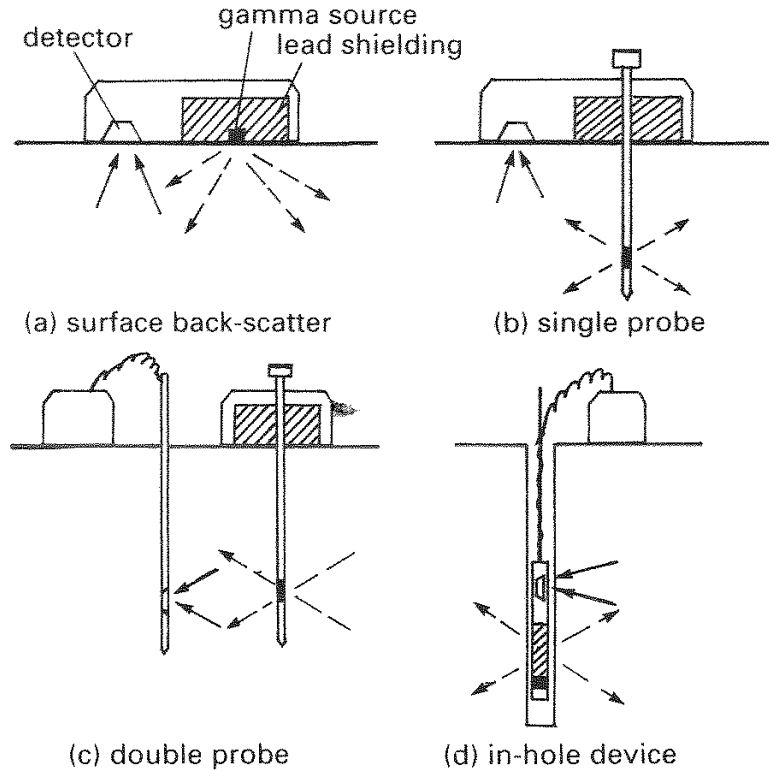


Fig. 3.11 Nuclear methods to determine *in-situ* density and moisture content



## **Lecture consigliate:**

- ***Budhu M.(2015).Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7. (capitolo 4)***
- ***Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9. (capitolo 6)***
- ***Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1, (capitolo 12)***



# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



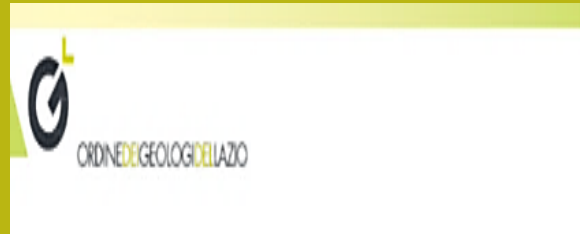
**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>





# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico.** [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

#### **Modulo 5 – Fondazioni superficiali: modello del sottosuolo e progetto geotecnico (3 ore)**

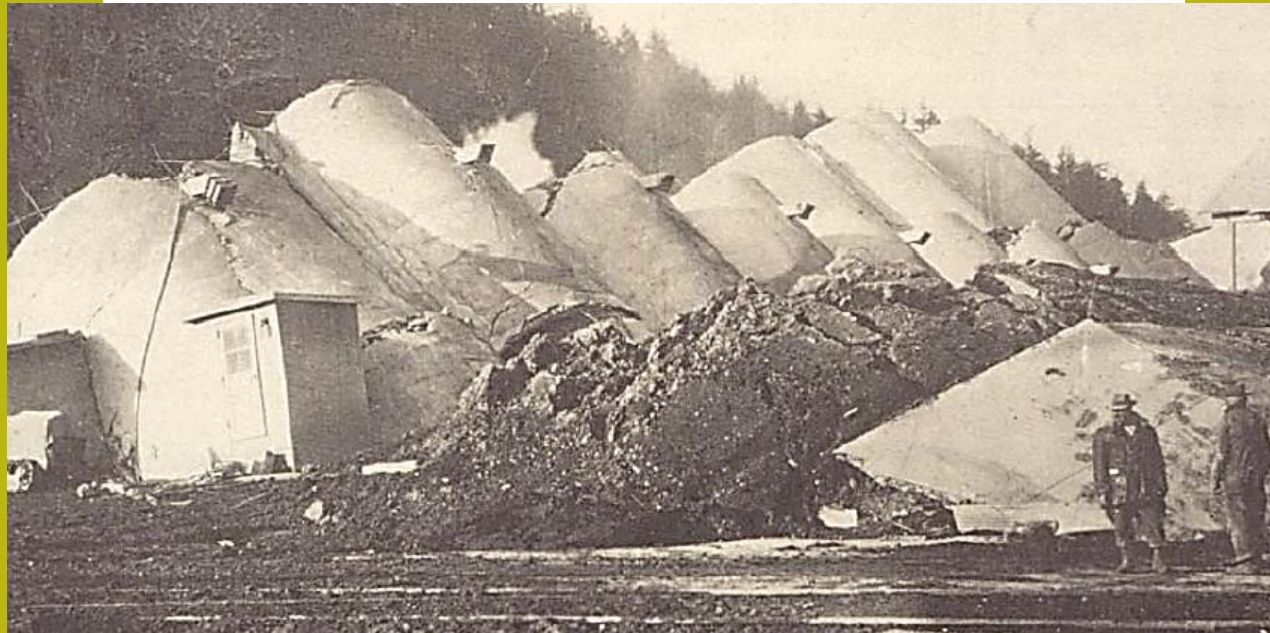
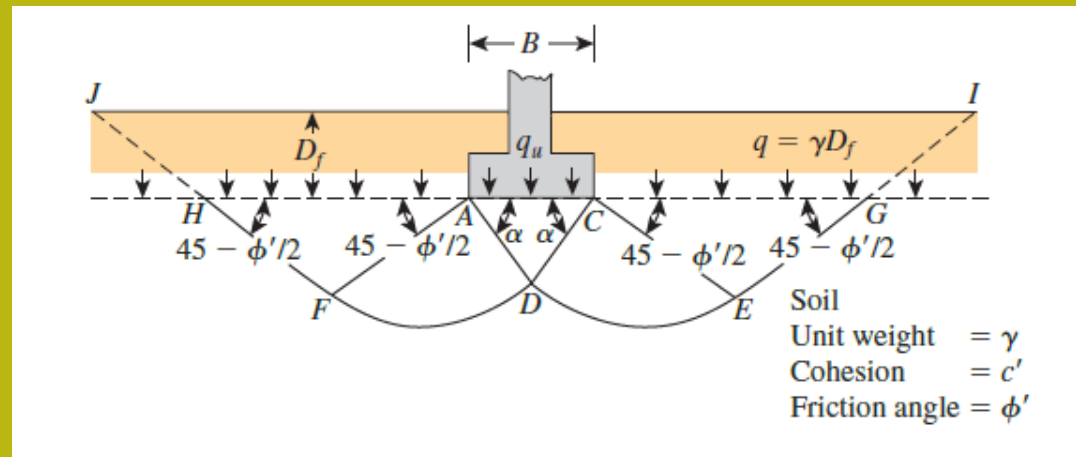
Principi progettuali secondo le NTC2018, capacità portante (suolo e roccia) , calcolo dei cedimenti (suolo ,roccia), problemi su terreni stratificati e in pendio (suolo roccia).



## Modulo 5

- **Capacità portante (suolo e roccia)**
- **Problemi su terreni stratificati e in pendio (suolo roccia)**
- **Calcolo dei cedimenti (suolo e roccia)**
- **Principi progettuali secondo le NTC2018**

# A-Capacità portante (suolo e roccia)



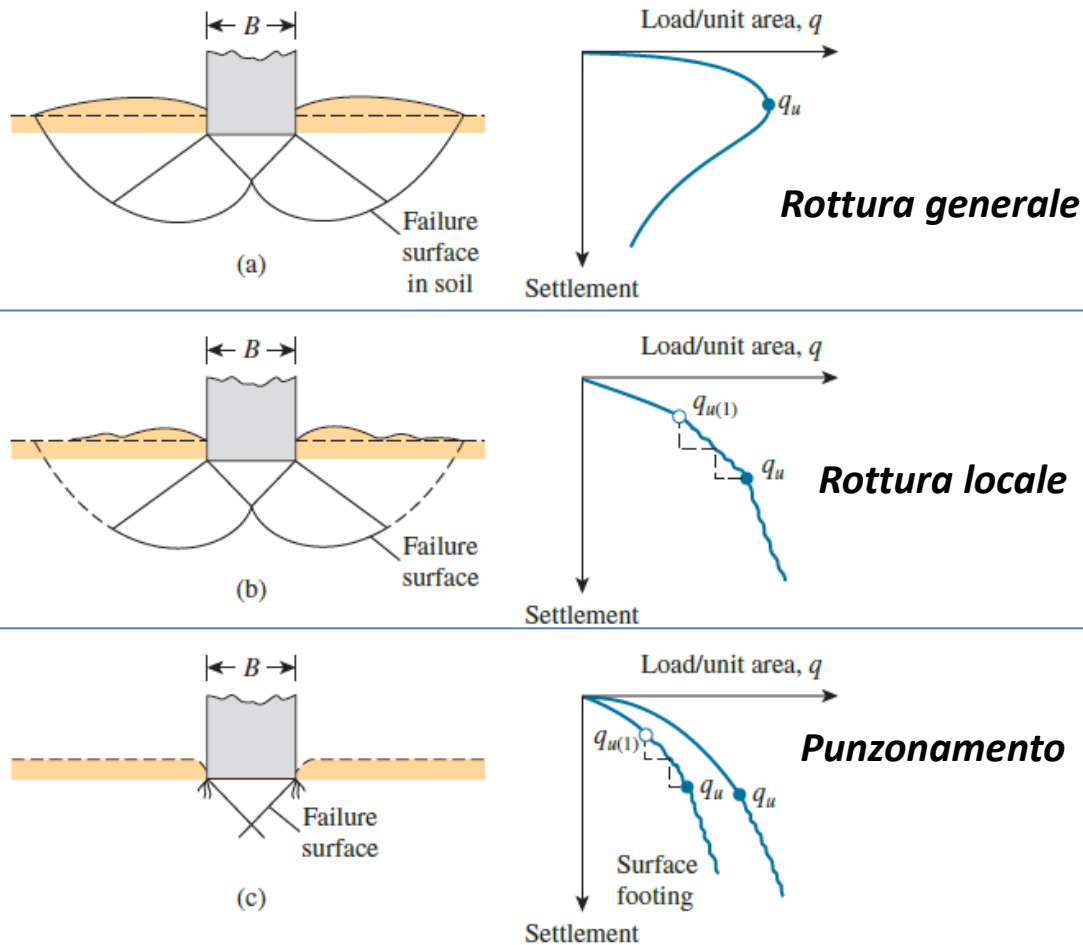


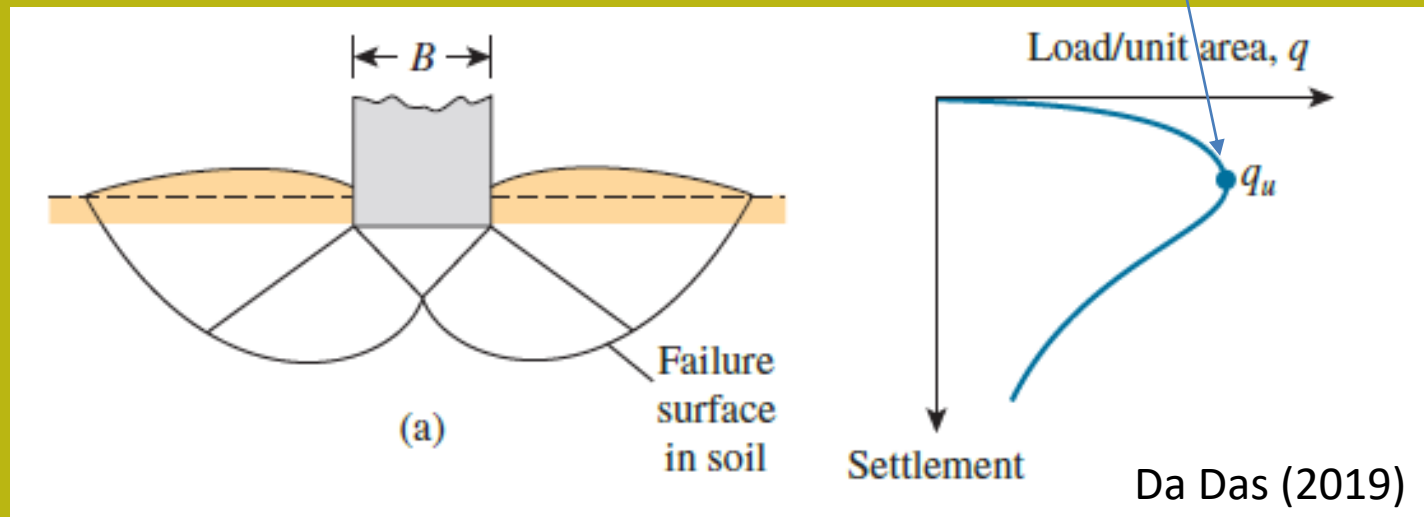
FIGURE 6.2 Nature of bearing capacity failure in soil: (a) general shear failure; (b) local shear failure; (c) punching shear failure (Redrawn after Vesic, 1973) (Based on Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pp. 45–73.)

La capacità portante di una fondazione è un concetto associato a un carico distribuito sul terreno e a una molteplicità di fattori che determinano il valore limite del carico che può essere applicato senza che si producano fenomeni di rottura del terreno o roccia sottostante. Sono ben conosciuti i seguenti fenomeni di rottura:

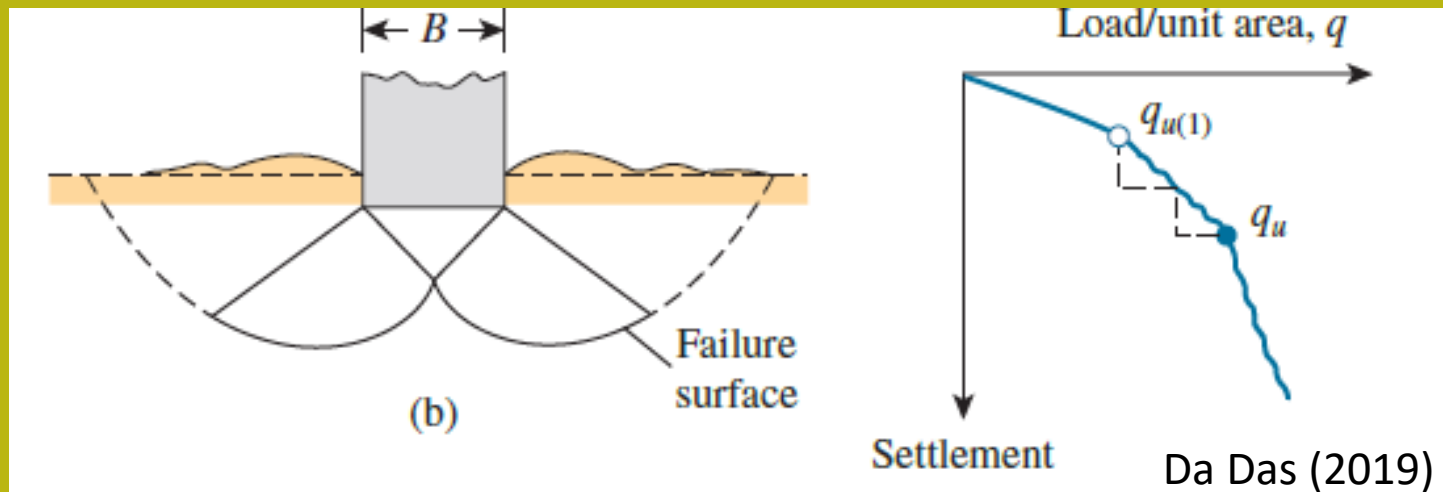
- Rottura generale (*general failure*)
- Rottura Locale (*local Failure*)
- Punzonamento (*punching failure*)

Da Das (2019)  
(modificatao)

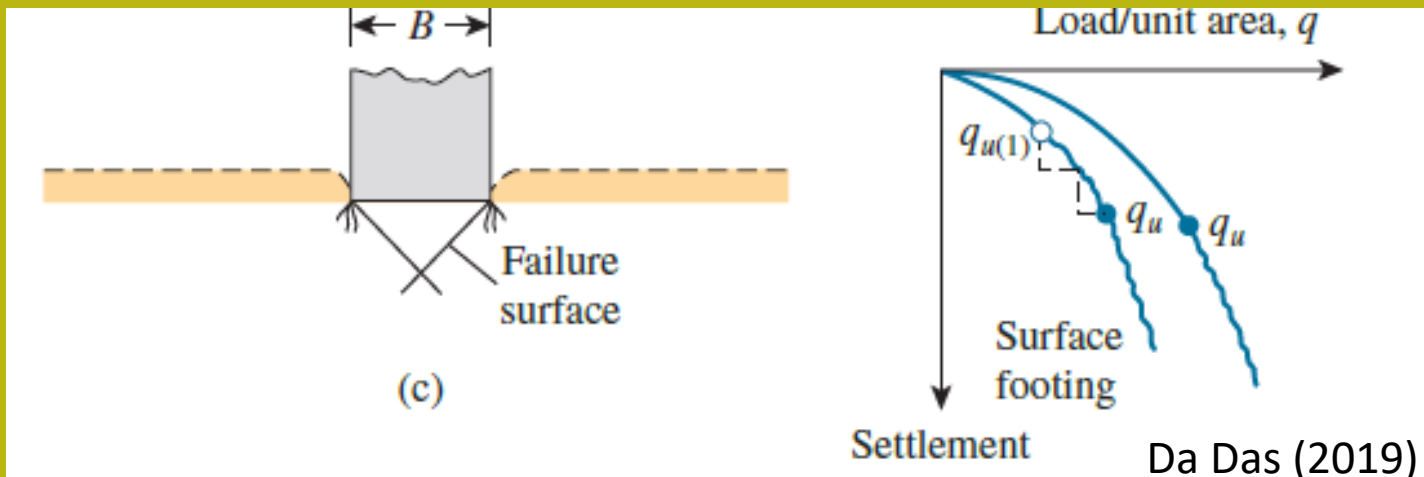
- Rottura generale (*general failure*). Formazione di una superficie di taglio e scivolamento generalizzata che va dal piano di fondazione fino al piano di campagna. E' una rottura di tipo fragile e il valore limite e' ben individuabile dalla curva carico cedimento.
- Secondo varia autori questo comportamento è tipico dei geomateriali con elevata rigidità e bassa compressibilità. Esistono analogie con le superfici di rottura dei movimenti franosi

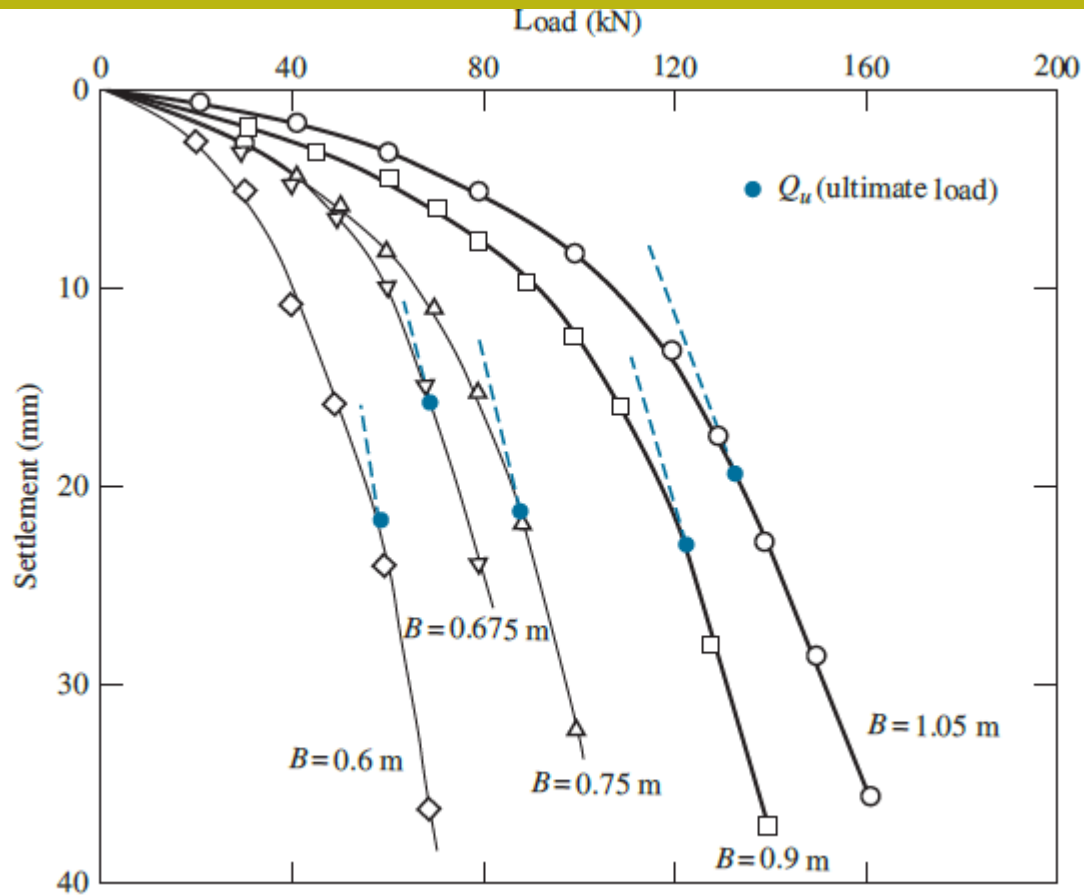


**Rottura locale (*local failure*).** Formazione di una superficie di taglio e scivolamento incompleta e associata a fenomeno di fde formale duttile tipica di terreni a medio alta compressibilità. Il valore limite non e' facilmente individuabile dalla curva carico-cedimento, dato che la estensione della superficie di rottura può essere messa in relazione con la etita' del carico applicato



Punzonamento (*punching failure*) In questo caso, la superficie di rottura nel terreno non si estenderà fino alla superficie del terreno ma sarà diretta in profondità. Oltre il carico di rottura ultimo,  $q_u$ , il diagramma di assestamento del carico sarà ripido e lineare. Tipico di terreni granulari o con basso addensamento.





Da Das (2019)

Diagramma risultati sperimentali di carico-cedimento per vari larghezze superficie caricate. Notare che il valore di  $q_u$  (carico limite) è identificato dove avviene una trasformazione lineare della curva



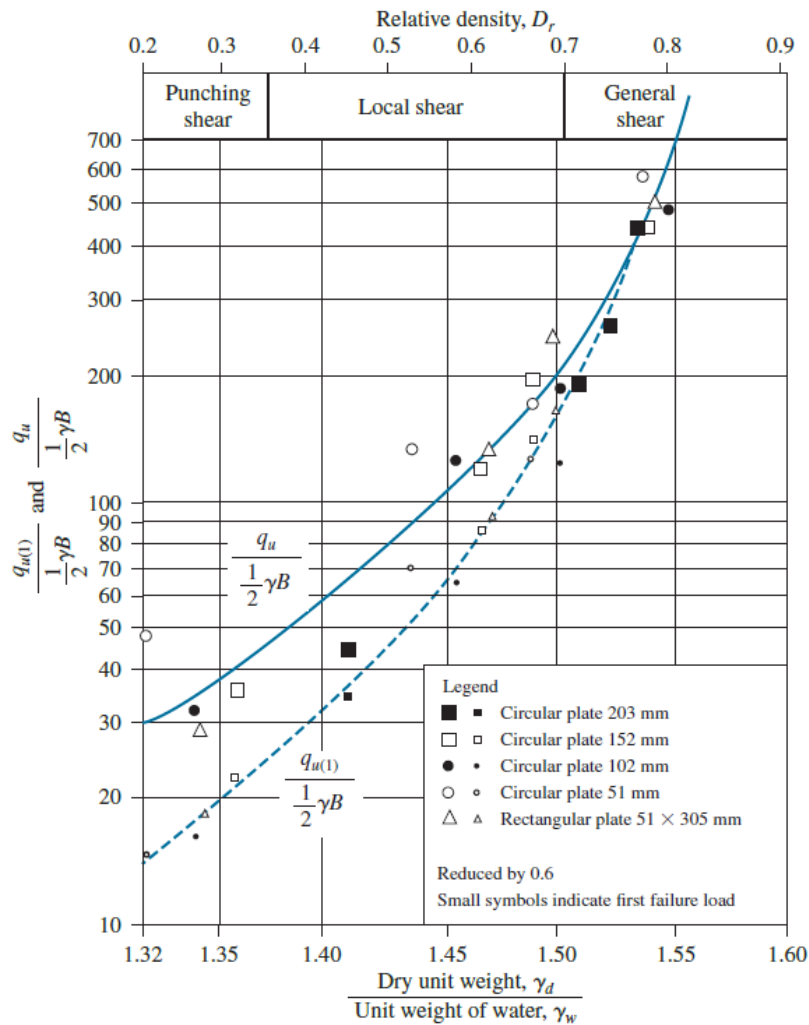
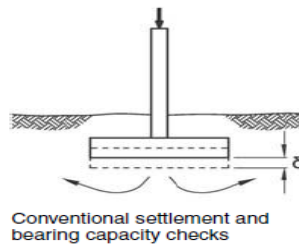


FIGURE 6.3 Variation of  $q_{u(1)}/0.5\gamma B$  and  $q_u/0.5\gamma B$  for circular and rectangular plates on the surface of a sand (Adapted from Vesic, 1963) (Based on Vesic, A. B. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. In *Highway Research Record 39*, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figure 28, p. 137.)

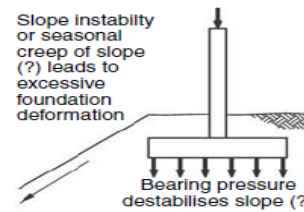
Da Das (2019)

Diagramma risultati sperimentali di Vesic (1963).  
Raggruppa diversi tipi di rottura in funzione del grado di addensamento (effettuato su modelli analogici in scala)

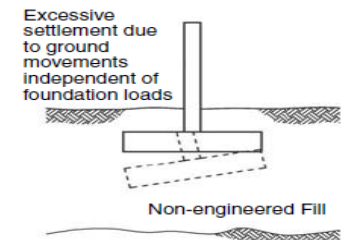
Tipologie più frequenti di collasso delle fondazioni superficiali  
 Da O'Brien et al.(2012) cap 52.  
 (Burland et al. (2012)



(a) Acceptable stability and deformation under applied superstructure loads

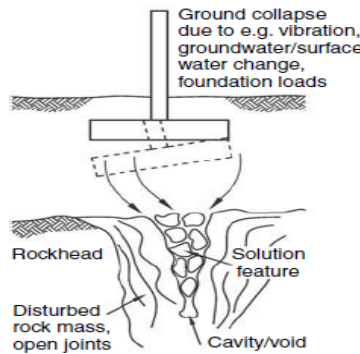


(b) Potential interactions with adjacent slopes (or adjacent retaining walls, foundations, etc.)

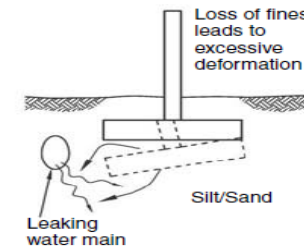


For example:  
 Self-weight creep settlement or  
 Collapse compression or  
 Volumetric instability or  
 Biodegradation

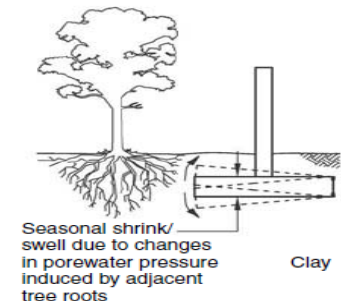
(c) Non-engineered Fill Excessive Deformation independent of foundation loads



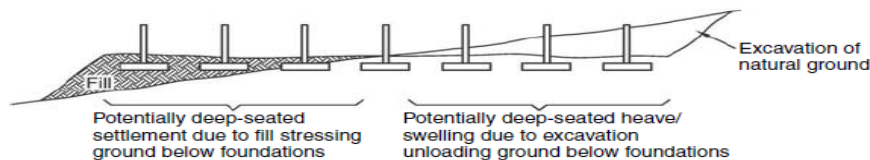
(d) Excessive deformation due to void/cavity collapse in solution feature (or mineworkings)



(e) Seepage erosion and loss of fines, causing excessive deformation



(f) Seasonal shrink/swell due to trees



(g) 'Global' ground movements due to cut/fill to form level site

**Note:**

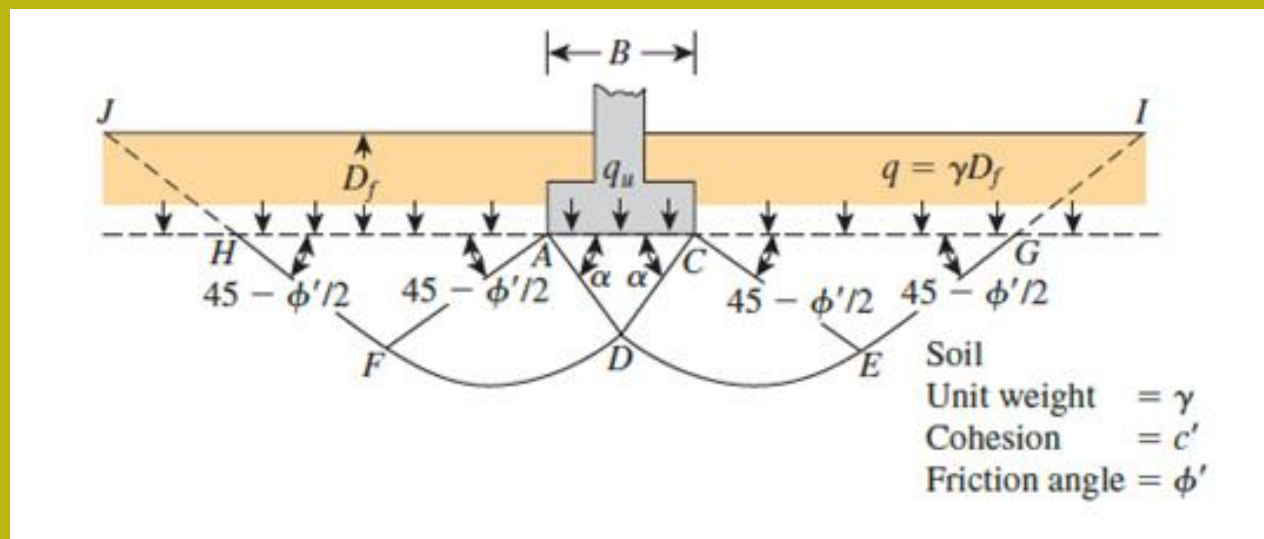
This is not intended to be a comprehensive summary of all potential deformation and collapse modes. Important to recognise that excessive deformation/collapse may occur due to a variety of causes, some of which are independent of applied foundation loading.

## Capacità portante ultima - formule teoriche:

Formula di Terzaghi (1943)

Formula generalizzata di Meyerhof (1963)

Teoria di Terzaghi (1943).



Carico limite

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Teoria di Terzaghi (1943).

Carico limite

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan\phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

Fattore profondità piano di posa

$$N_c = \cot\phi' \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan\phi'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi'(N_q - 1)$$

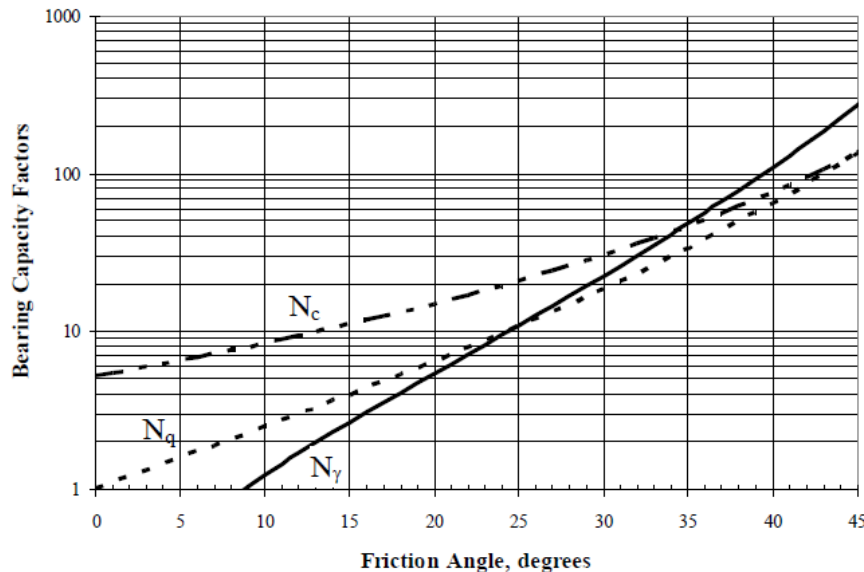
Fattore coesione

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan\phi'(K_\gamma \tan\phi' - 1)$$

Fattore attrito

fattori di capacità portante che dipendono dall'angolo di attrito efficace:

I fattori approssimati della capacità portante possono essere trovati in forma tabellare o in forma di nomogramma :



$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

from Kumbhojkar (1993)

Formula generalizzata di Meyerhof (1963) – modifiche eq. si Terzaghi

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$c'$  = Coesione efficace (kPa)

$q$  = Sovraccarico terreno a livello del piano di posa (kPa)

$\gamma$  = Peso unitario terreno (kN/m<sup>3</sup>)

$B$  = Larghezza piano di posa (m)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = Fattori di forma della fondazione

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = Fattori profondità' del carico

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = Fattori inclinazione del carico

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Fattori capacità portante

Dove i fattori di capacità portante sono calcolati con :

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Fattore profondità piano di posa

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

Fattore coesione

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattore attrito

Nella sostanza le differenze sono minime con TERZAGHI, eccetto per il fattore attrito.

**TABLE 6.3** Shape, Depth, and Inclination Factors [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof and Hanna (1981)]

Factor	Relationship	Reference
Shape	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	DeBeer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	
Depth	$\frac{D_f}{B} \leq 1$	Hansen (1970)
	For $\phi = 0$ :	
	$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
For $\phi' > 0$ :		
$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$		
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$		
$F_{\gamma d} = 1$		

Gli altri fattori:

$$\frac{D_f}{B} > 1$$

For  $\phi = 0$ :

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

For  $\phi' > 0$ :

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Inclination

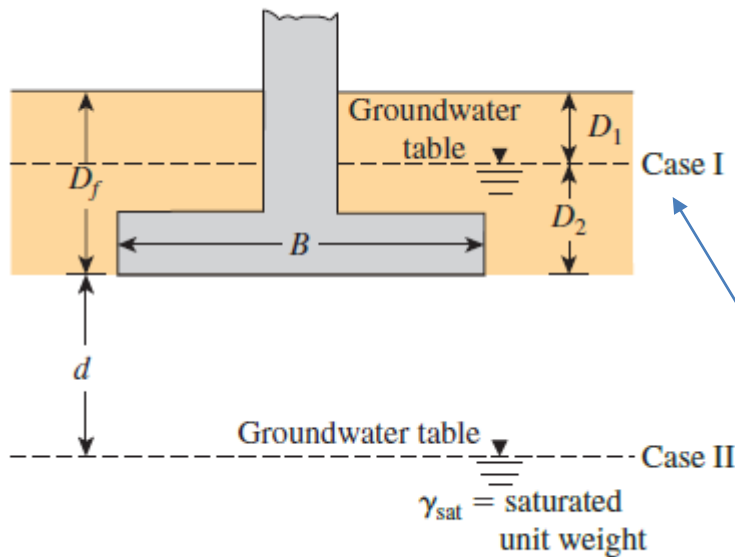
$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'}\right)^2$$

$\beta$  = inclination of the load on the foundation with respect to the vertical

Meyerhof (1963);  
Hanna and Meyerhof  
(1981)





In caso di presenza di una falda  
Abbiamo a fare alcune modifiche  
(si applica alla teoria di terzaghi e di Meyerhof):

Il sovraccarico  $q$  del terreno va  
calcolato per il caso 1 come:

$$q = \text{effective surcharge} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Mentre per il caso 2;

$$q = \gamma D_f$$

Mentre Il peso unitario del terreno va  
sostituito con una media pesata

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

NOTA BENE: Se la falda è a profondità  $d > B$  non è necessario fare alcun cambio

## Quali conclusioni possiamo desumere per la applicazione di queste teorie:

- Si possono implementare facilmente in fogli di calcolo o software.
- Si basano su parametri semplici geometrici o di resistenza al taglio ( $c'$  o  $C_u$ , e  $\phi'$ )
- Assumono però la esistenza una stratigrafica omogenea con coesione e attrito (o solo  $C_u$ ), ossia un solo strato.
- La presenza di una a zona satura è considerata.
- Esistono varianti al modello generalizzato di meyerhof:

TABLE 6.4  $N_\gamma$  Relationships

Investigator	Relationship
Meyerhof (1963)	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4\phi'$
Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'$
Biarez (1961)	$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi'$
Booker (1969)	$N_\gamma = 0.1045e^{9.6\phi'} \quad (\phi' \text{ is in radians})$
Michalowski (1997)	$N_\gamma = e^{(0.66 + 5.1 \tan \phi')} \tan \phi'$
Hjiaj et al. (2005)	$N_\gamma = e^{(1/6)(\pi + 3\pi^2 \tan \phi')} \times (\tan \phi')^{2\pi/5}$
Martin (2005)	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.32\phi'$

*E in modo analogo esistono varianti, ottenute da studi e simulazioni agli elementi finiti, ai fattori forma, e profondità.*

*Esistono anche varianti in funzione della rigidità' del sistema terreno fondazione (vesic 1973) e eccentricità' del carico (vedasi Das (2019) cap. 6.)*

## Domande :

- **Come Considero le varianti?**
- **Come si agisce nel caso di terreni stratificati ?**
- **Come si considera la variabilità parametrica generale?**
- **Come si agisce per fondazioni in pendio?**
- **Come si opera in roccia?**

### **Come Considero le varianti?**

Successivamente al 1963 sono state continuamente proposte varianti a queste formule per ottenere  $q_u$ . Ancora oggi vengono continuamente proposte varianti (è sufficiente vedere nelle riviste di geotecnica degli ultimi 20 anni).

Tuttavia è bene considerare quanto segue (opinioni personali..):

- La teoria e equazione di Meyerhof pur con sue alcune varianti è di fatto la più conosciuta e applicata.
- Altre equazioni e modelli sono stati proposti successivamente
- Si suggerisce di non utilizzare varianti successive al 2000 perché è conveniente aspettare che il loro uso e tests sia consolidato.
- Alcune delle varianti sono presenti in molti testi e soprattutto sono implementate in vari software (freeware o commerciali) o fogli elettronici (con macro) che permettono una scelta e operatività con alcune di esse.

# **B-Problemi su terreni stratificati e in pendio (suolo/roccia)**

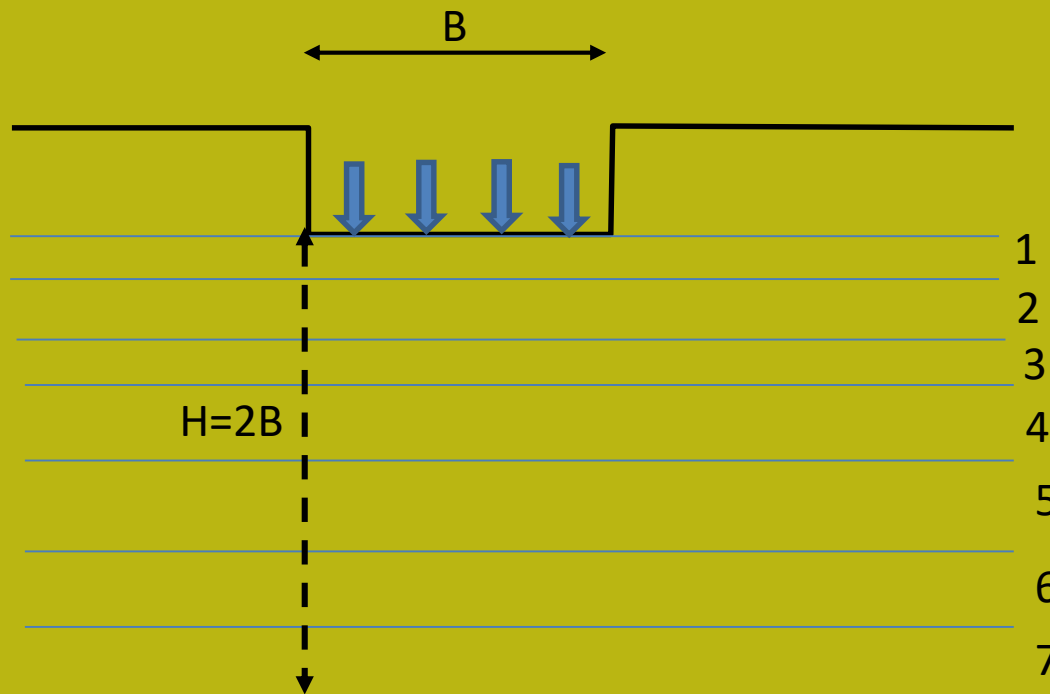
## Come si agisce nel caso di terreni stratificati ?

Esistono molte varianti per calcolare la qu su terreni a 2 strati.. Ma è quasi intrattabile:

Shoaei, M. D., Alkarni, A., Noorzaei, J., Jaafar, M. S., & Huat, B. B. (2012). Review of available approaches for ultimate bearing capacity of two-layered soils. *Journal of Civil Engineering and Management*, 18(4), 469-482. <https://journals.vgtu.lt/index.php/JCEM/article/download/4471/3808>

**Pero suggerisco nel caso di terreni multistratificati consiglio di leggermi questo lavoro:**

Szypcio, Z., & Dołżyk, K. (2006). The bearing capacity of layered subsoil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 28(1), 45-60. [http://www.sgem.pwr.edu.pl/iss/2006/no1/art03\\_no1\\_2006.pdf](http://www.sgem.pwr.edu.pl/iss/2006/no1/art03_no1_2006.pdf)



Questo metodo suggerisce di fare una media ponderata generale dai valori di ciascuno strato dei parametri  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\gamma$  etc., per uno spessore  $H=2B$ , sotto il piano di posa.

$$\Phi_{av} = \frac{\Phi_1 h_1 + \Phi_2 h_2 + \dots + \Phi_n h_n}{\sum h_i}$$

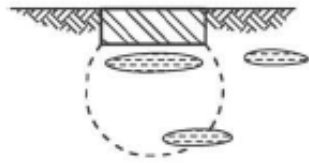
$$\gamma_{av} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{\sum h_i}$$

$$c_{av} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots + c_n h_n}{\sum h_i}$$

# Come si considera la variabilità parametrica generale?

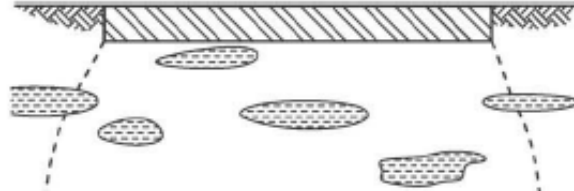
(a)

Small pad



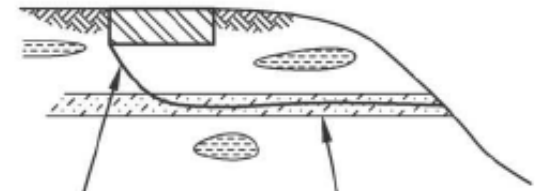
- Local weak layers - major impact - hence focus on lower bound rather than average strengths
- softening of exposed soil during construction (?)

Large raft



- Large soil mass - overall behaviour based on conservative estimate of 'average' properties. Raft can 'bridge' over local soft spots

Strip footing near to slope



Potential failure surface?

Horizontal shear along weak layer?

Da O'Brien et al. (2012)

## Piccole fondazioni.

Conviene utilizzare i valori minori tra quelli misurati dato che l'impatto locale dei valori più bassi locali può essere molto forte. Usare ad Es.  $X_{5\%}$ . In conformità a NTC2018 o EC-7.

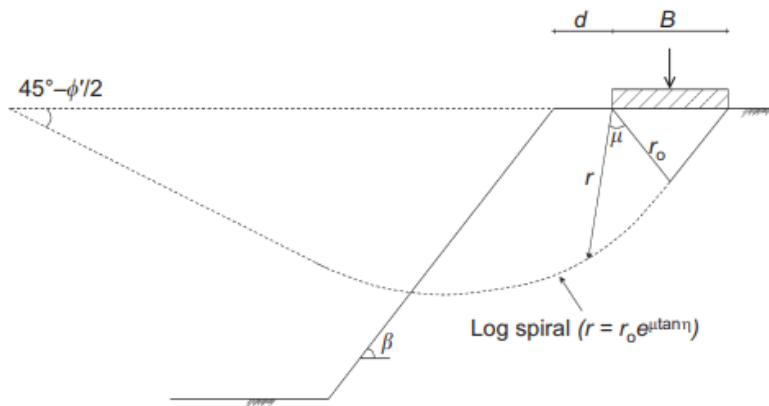
## Grandi fondazioni.

Possono essere utilizzati i valori medi tra quelli misurati dato che l'impatto locale dei valori più bassi locali può essere minore. Usare ad Es.  $X_{50\%}$ . Però questo non sarebbe in conformità a NTC2018 o EC-7.

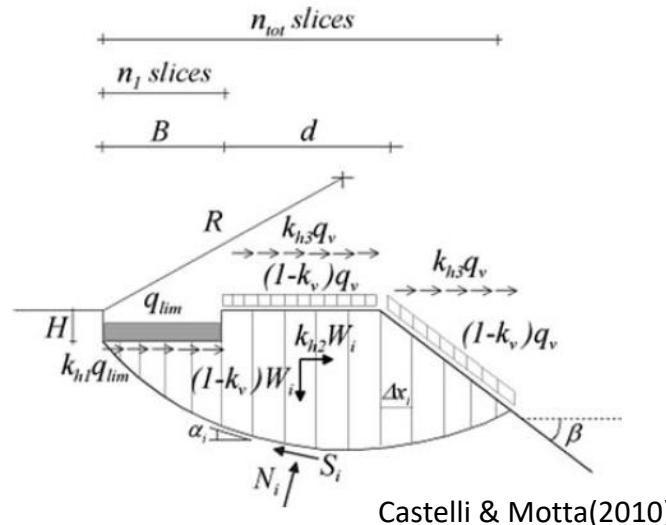
## Fondazioni su pendio.

Influenza anche di strati deboli che possono favorire scivolamenti.. Ma la complessità incrementa, nuovi modelli

## Come si agisce per fondazioni in pendio?



Castelli e Lentini (2012)



Castelli & Motta(2010)

Pantelidis, L., & Griffiths, D. V. (2015). *Footing on the crest of slope: slope stability or bearing capacity?*. In *Engineering Geology for Society and Territory–Volume 2* (pp. 1231-1234). G. Lollino et al. (eds.), *Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2*, DOI: 10.1007/978-3-319-09057-3\_215, Springer International Publishing Switzerland .

Castelli, F., & Motta, E. (2010). *Bearing capacity of strip footings near slopes*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(2), 187-198.

Castelli, F & Lentini, V. (2012). *Evaluation of the bearing capacity of footings on slopes*. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(3), 112–118. doi:10.1680/ijpmg.11.00015

Nelle condizioni in cui una fondazione

Si trova in prossimità di una scarpata

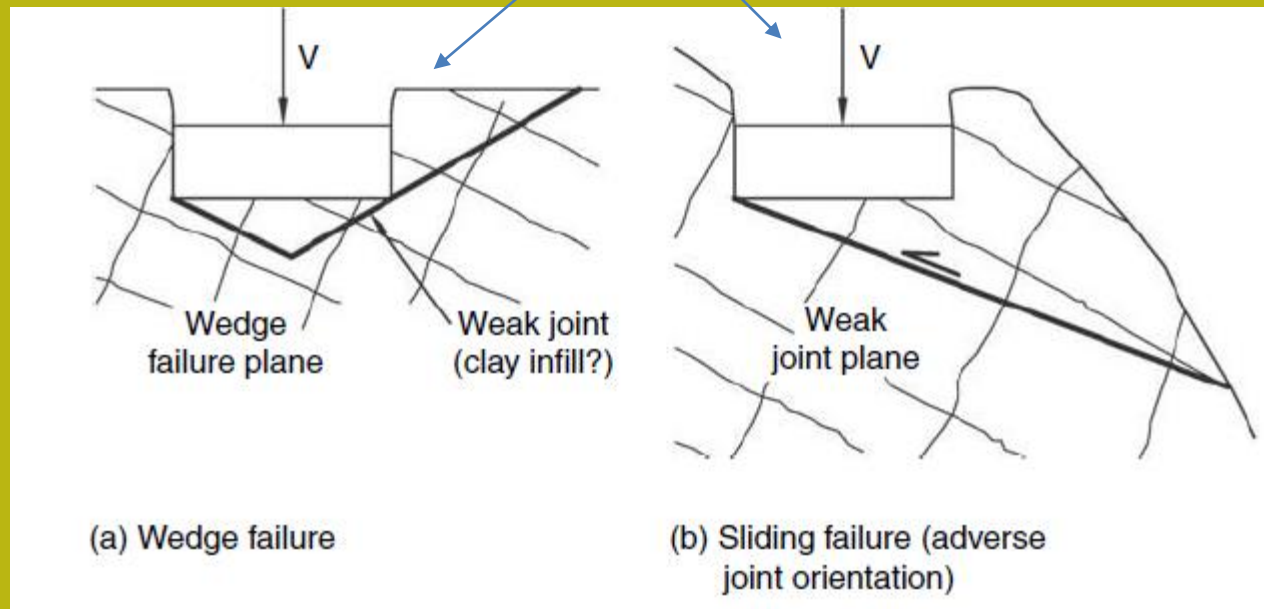
Sorge il dubbio se sia conveniente usare un approccio classico

Per la capacità portante, modificato alla occorrenza, o usare un approccio integrale derivato

dalle metodologie di stabilità dei pendii (es. LEM o FEM).

tre esempi di questo sono i lavori seguenti:

La questione delle fondazioni in roccia si fa complicata quando abbiamo  
Come base un ammasso roccioso fratturato e ancora di più nel caso di un ammasso  
roccioso fratturato in un pendio

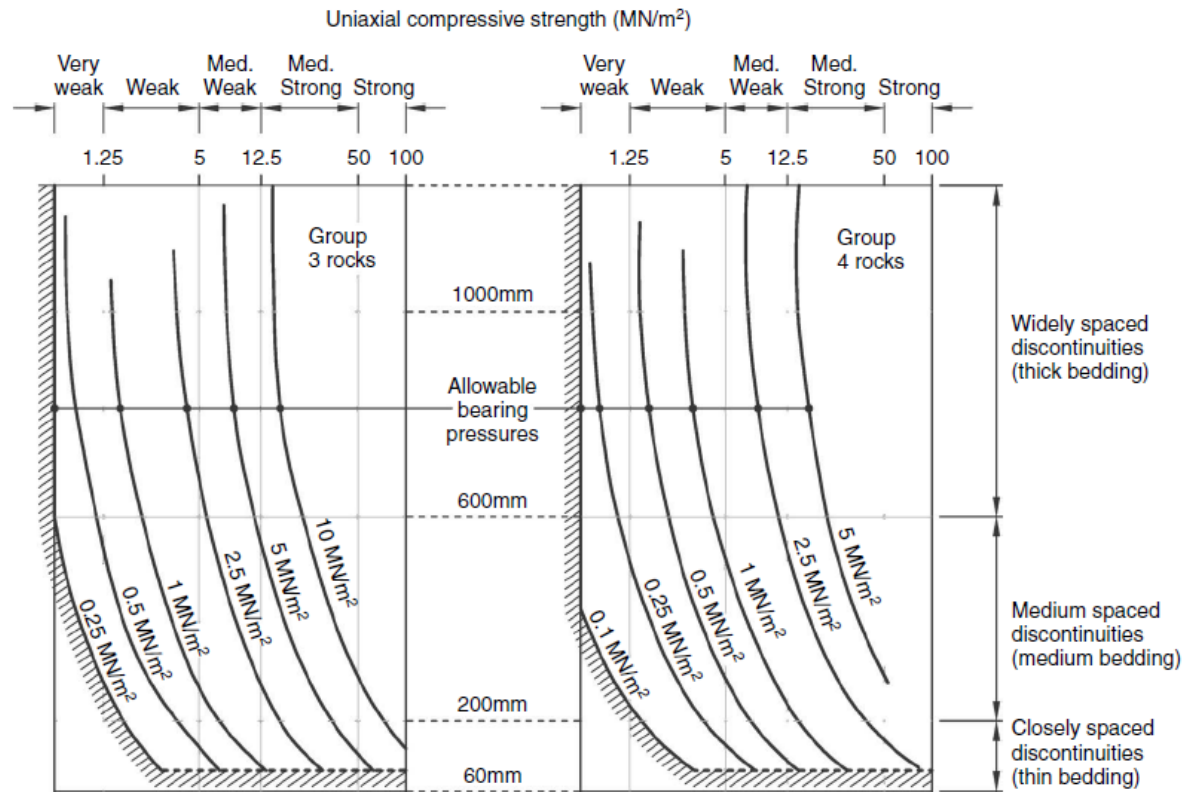


E' chiaro che un approccio unificante può essere ad esempio l'uso di un  
approccio LEM o FEM. Invece di un approccio analitico classico con formule con  
fattori di capacità portante e fattori correttivi



# Come Come si opera in roccia?

Approccio quantitativo empirico:



(a) Group 3 rocks

(b) Group 4 rocks

**NB.**

Allowable bearing pressures in hatched areas to be assessed after inspection and/or making tests on rock.

Group 3: Very marly limestones, poorly cemented sandstones; cemented mudstones/shales; slates and schists.

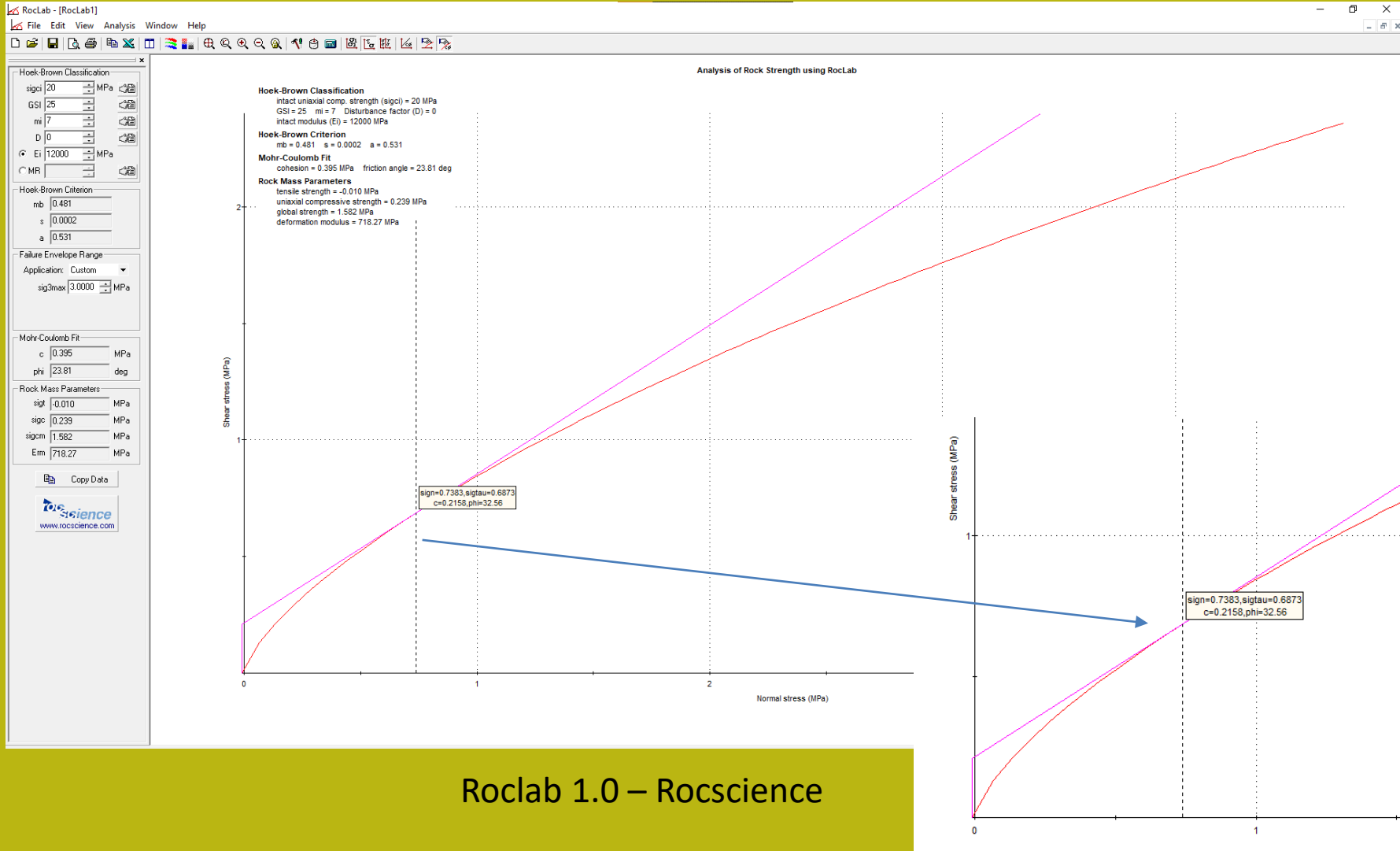
Group 4: Uncemented mudstones and shales.

More competent rocks in Groups 1 & 2 (e.g. limestones, igneous rocks) have higher allowable bearing pressures, refer to BS8004.

Uso di UCS (MPa),  
 Grado di  
 fratturazione  
 e tipologie di  
 ammasso roccioso  
 Caso di rocce tenere  
 e flyschoidi.  
 (da O'Brien et al  
 (2012))

# Approccio classico ma con parametri derivati da classificazione GSI in due fasi :

1. Parametri locali equivalenti per diverse profondità e stati tensionali
2. applicazione metodo multistrato



Roclab 1.0 – Rocscience

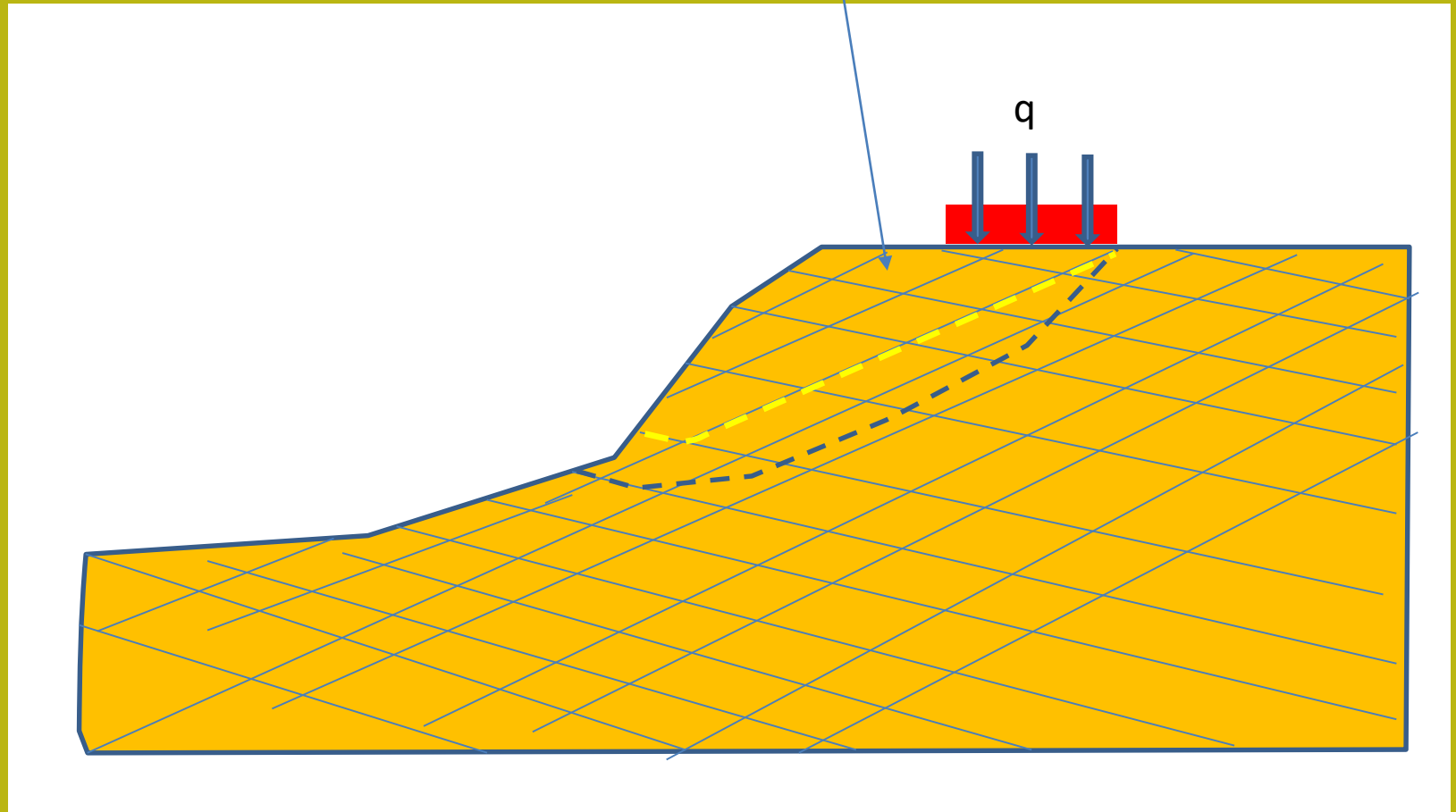
Docente: Prof. Geol.Lorenzo Borselli, Ph.D

Version 2.0 Last update 12-11-2021

Approccio LEM integrale:

Ammasso roccioso definito con criterio GSI e opzionalmente GSI+JRC

SSAP 2010 in questo senso ci può aiutare:



# Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices

Les Poussées et la Force Portante des Sols—Calculs et Méthode Généralisée des Tranches

by N. JANBU, D.Sc., Norwegian Geotechnical Institute, Trondheim Laboratory, Norway

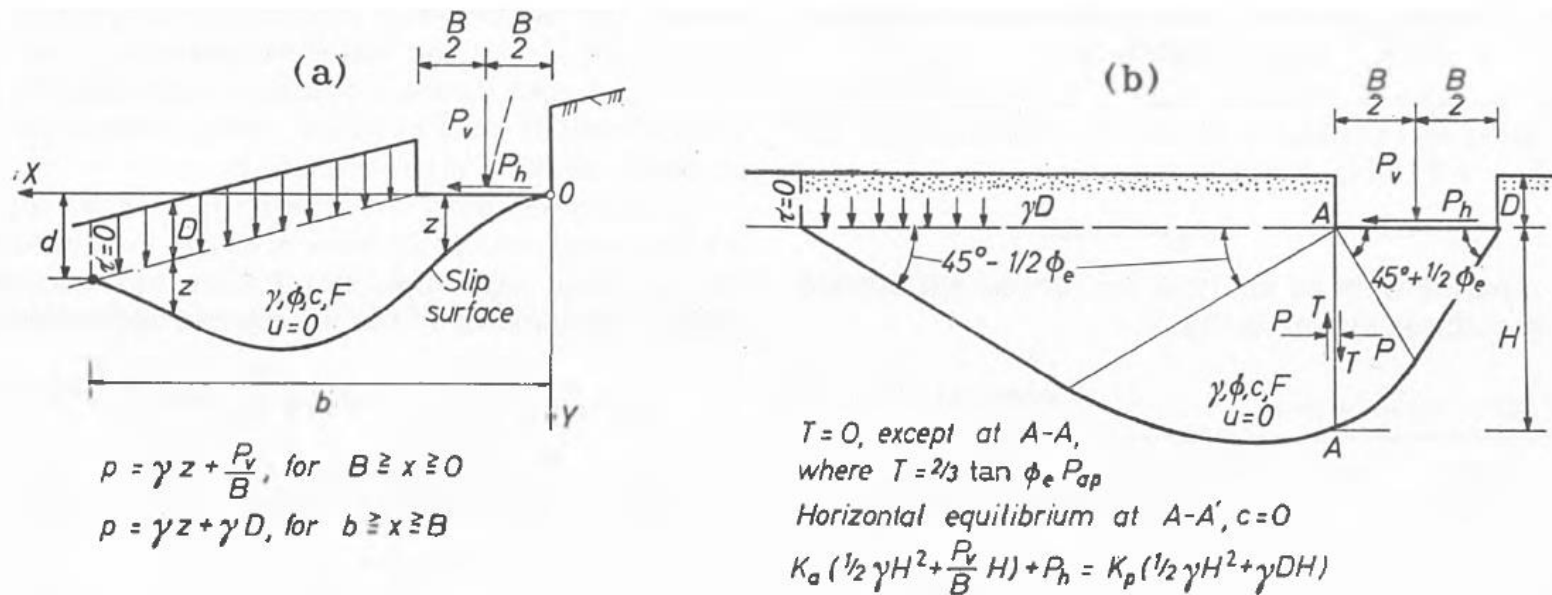


Fig. 5 Key sketches for bearing capacity calculations  
 Schémas pour les calculs de la force portante

Janbu, 1957

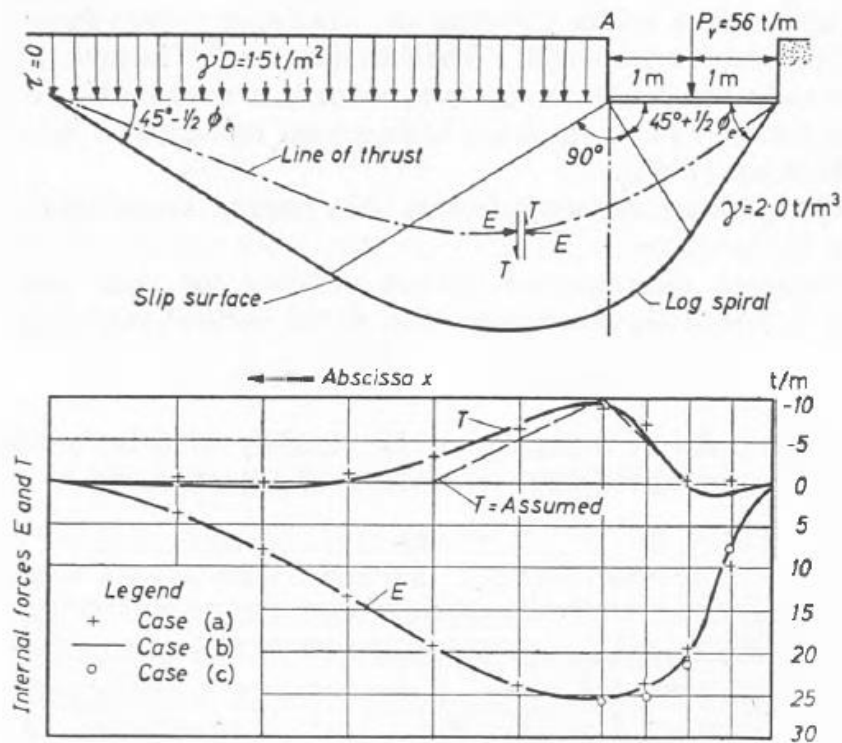
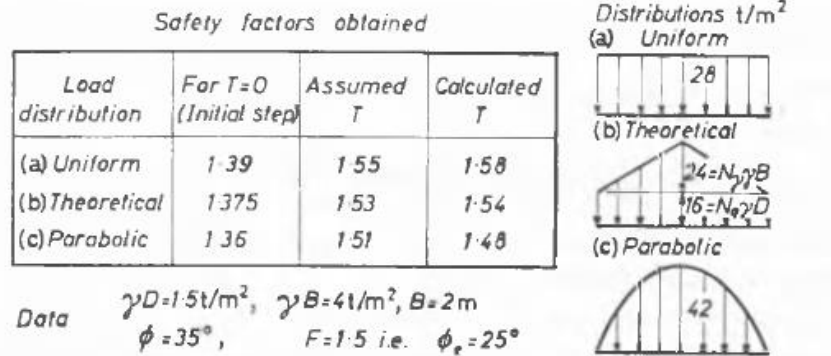


Fig. 7 Stability investigation of a strip footing on sand with vertical load and different contact pressure distributions

Recherches de stabilité d'une fondation à semelle sur sable avec charge verticale et différentes répartitions de la pression de contact.

Janbu, 1957

Esempio di Janbu, 1957  
 Riprodotto con metodo LEM Janbu  
 rigoroso, In SSAP 5.1

# Uso di SSAP per calcolo capacita' portante

SSAP 2010 (versione 5.1 - 2021)

**SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM**  
release 5.1 (c) (1991-2021)  
Build No. 12483 Windows 64 Bit  
by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D.  
lborselli@gmail.com  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>

**AVVIO VERIFICA**  
VERIFICA GLOBALE  
VERIFICA SINGOLA

**RISULTATI**  
DIAGRAMMI FORZE  
VEDI GRAFICI SUPERFICI  
MAPPA PRESSIONE FLUIDI  
GENERA / VEDI MAPPA Fs LOCALE

**MONITOR VERIFICA**

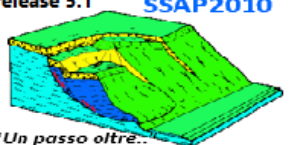
**MODELLO PENDIO**  
roccia.mod  
MODELLO DI CALCOLO: **Morgestern - Price (1965)**  
MODELLO DI CALCOLO: **Morgestern - Price (1965)**  
COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh): 0.0000  
VERTICALE (Kv): 0.0000 (Kv assunto con segno positivo)

**PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI**  
MOTORE DI RICERCA SUPERFICI: **Sniff Random Search (SRS)**  
ZONA DI INIZIO - Progressive - (m): da 30.00 a 45.00  
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - (m): da 59.50 a 60.00  
QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 2.00  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - (m): 4.00  
SMUSSA SUPERFICI: Disattivato EFFETTO TENSION CRACKS: Disattivato  
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato M1 METODO (lambda0, Fs0): A

**RISULTATI IN TEMPO REALE**  
Fs ITERATIVO : **3.9633**  
INTERVALLO Fs delle 10 SUPERFICI CON MINOR Fs : **Fs Min. 2.0083 - 2.4631**  
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: **10000 di 10000**  
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA : **0.278 -- 99.60**

PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%): 100.00

STOP VERIFICA VEDI RISULTATI TEMPORANEI

**MODELLO PENDIO**  
LEGGI MODELLO  
 Attiva preprocessing fase 2  
release 5.1 **SSAP2010**  
  
"Un passo oltre..."  
**WWW.SSAP.EU**  
VEDI MODELLO

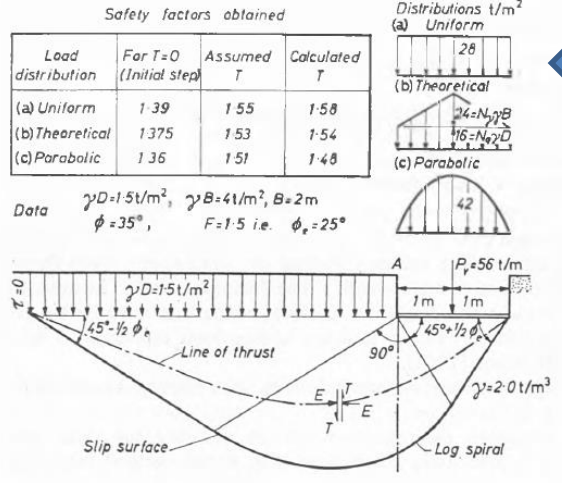
HELP

ESCI dal PROGRAMMA

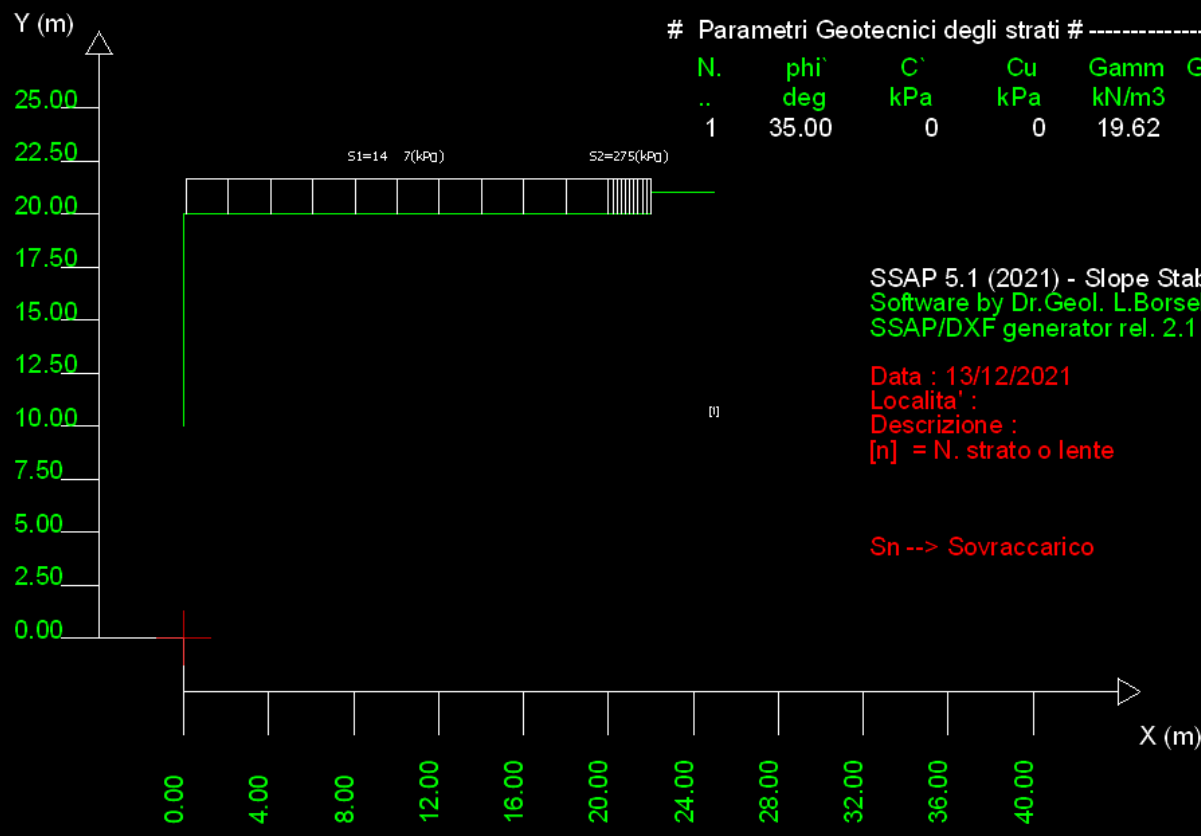
**MESSAGGI:**  
SUGGERIMENTI: effettuata una verifica di stabilita' è possibile generare un rapporto (file di testo) con tutti i risultati e anche una serie di file DXF con i grafici e esportare un file con le coordinate della superficie critica.

**SETUP VERIFICA**  
INFO  
OPZIONI  
PARAMETRI  
GESTIONE ACQUIFERI  
OPZIONI AGGIUNTIVE  
SALVA IMPOSTAZIONI  
CARICA IMPOSTAZIONI

**STRUMENTI**  
GENERA REPORT VERIFICA  
GENERA FILES DXF  
ESPORTA SUPERFICI  
CAMBIA PAR. GEOTECNICI  
MODIFICA MODELLO PENDIO  
EDITA FILES  
MAKEFILES 5.6  
File SSAP2010.INI

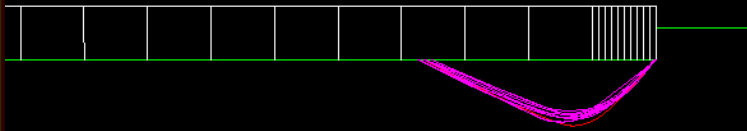


Modello fig.7 in SSAP



S1=14.7-14.7(kPa)

S2=274.7-274.7(kPa)



Modello di calcolo : Janbu Rigoroso (1973)

DATI 10 SUP. CON MINOR  $F_s$

$F_s$  minimo : 1.5568

Range  $F_s$  : 1.5568 1.6447

Differenza % Range  $F_s$  : 5.34

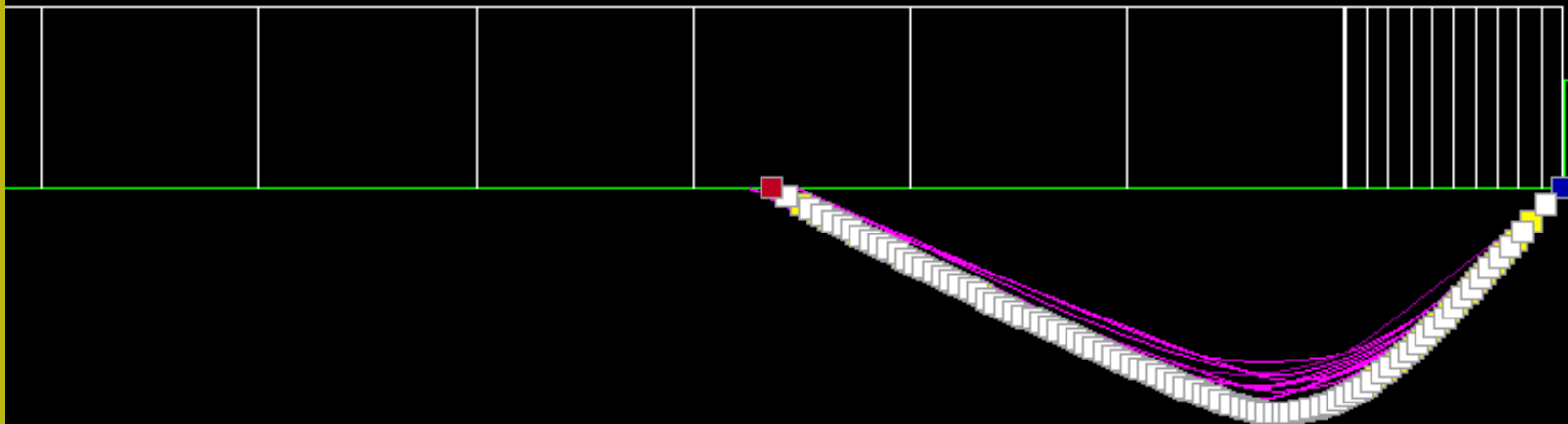
Coefficiente Sismico orizzontale -  $K_h$ : 0.0000

Coefficiente Sismico verticale -  $K_v$ : 0.0000

[1]

S1=14.7-14.7(kPa)

S2=274.7-274.7(kPa)



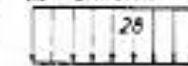


Safety factors obtained

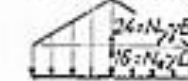
Lead distribution	For $T=0$ (Initial step)	Assumed $T$	Calculated $T$
(a) Uniform	1.39	1.55	1.58
(b) Theoretical	1.375	1.53	1.54
(c) Parabolic	1.36	1.51	1.48

Distributions  $t/m^2$

(a) Uniform



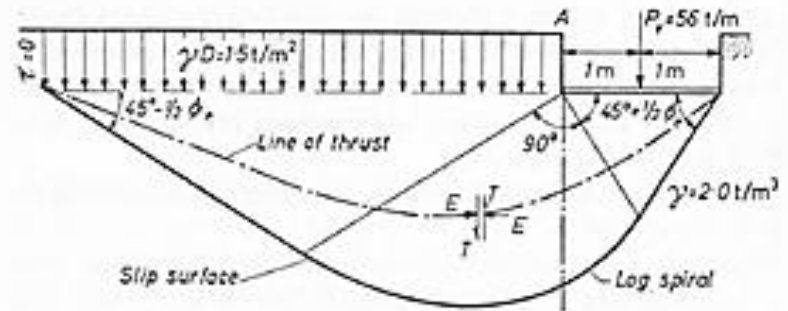
(b) Theoretical



(c) Parabolic

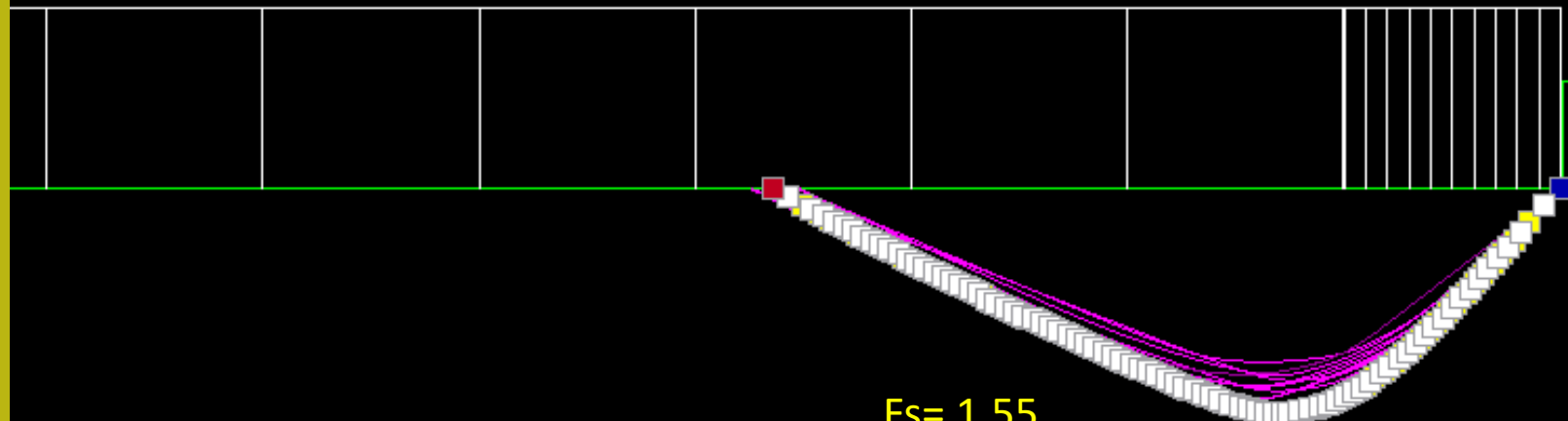


Data  $\gamma_D=15t/m^2$ ,  $\gamma_B=4t/m^2$ ,  $B=2m$   
 $\phi=35^\circ$ ,  $F=1.5$  i.e.  $\phi_c=25^\circ$



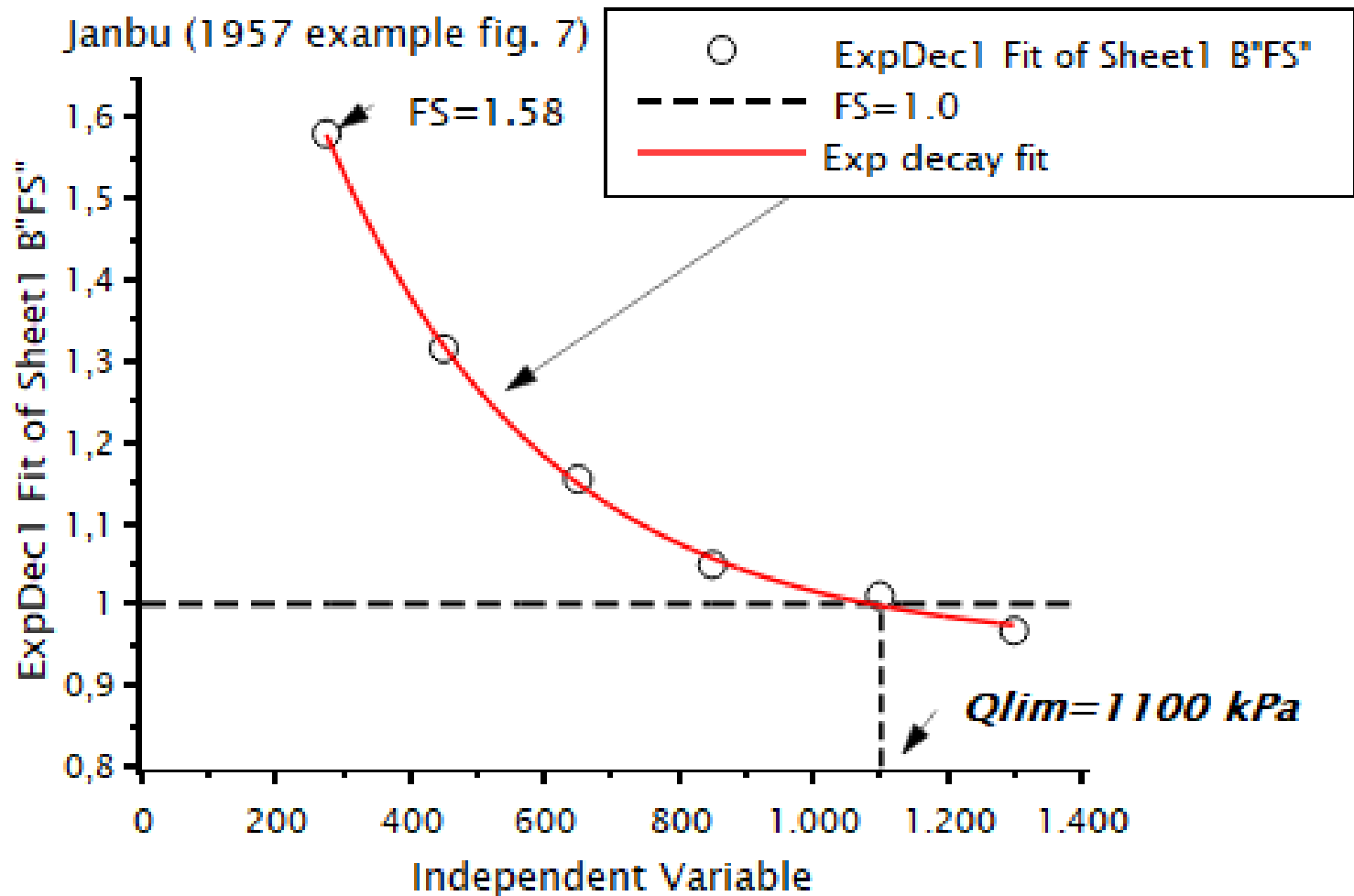
S1=14.7-14.7(kPa)

S2=274.7-274.7(kPa)



$F_s = 1.55$

qu limite per FS=1.0 applicando diversi valori di carico



# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	0	0	0	24.00	25.00	40.00	50.00	25.00	0

Presenza di strati rocciosi con discontinuita' orientate (criterio Barton-Bandis). Vedasi File .JRC e Report per dettagli



SSAP 5.1 (2021) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 2.1 (2021)

Data : 13/12/2021  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

Sn --> Sovraccarico

**Pendio in roccia  
 Con carico fondazionale  
 inclinato**

----- DATI DISCONTINUITA' PRESENTI PER APPLICAZIONE CRITERIO JRC(Barton-Bandis) ROTTURA IN ROCCIA -----

N. Strato	JRC	JCS(MPa)	Phir(gradienti)	L0(m)	L(m)	Beta (gradi)	DeltaBeta(gradienti)
1	15.00	25.00	34.00	1.00	5.00	25.00	5.00
1	10.00	15.00	32.00	1.00	8.00	60.00	10.00
1	10.00	10.00	30.00	1.00	5.00	-10.00	5.00

Legenda: N.strato: Numero strato cui e' associata la discontinuita'  
 JRC: Joint Roughness coefficient  
 JCS: Joint Compressive strength (resistenza compressione semplice sul giunto (MPa) )  
 Phir: Angolo di frizione residuale (gradi) discontinuita'  
 L0: Lunghezza di misura JRC e JCS (m)  
 L: Lunghezza media discontinuita' (m)  
 beta: orientazione discontinuita' (gradi)  
 deltabeta: dispersione orientazione discontinuita' (gradi)

Data : 13/12/2021  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	0	0	0	24.00	25.00	40.00	50.00	25.00	0

Presenza di strati rocciosi con discontinuita' orientate (criterio Barton-Bandis). Vedasi File .JRC e Report per dettagli

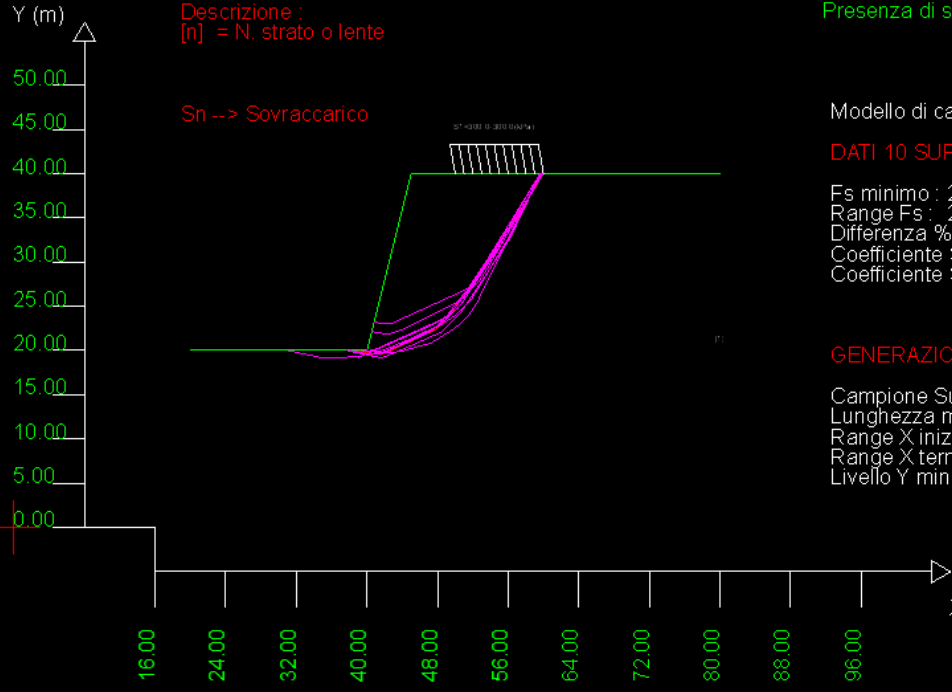
Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

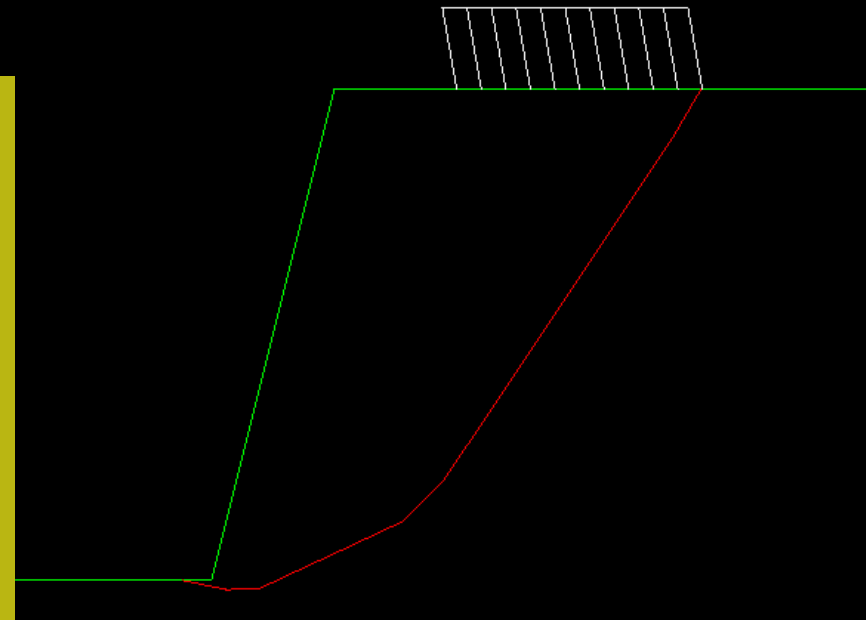
Fs minimo : 2.0083  
 Range Fs : 2.0083 - 2.4631  
 Differenza % Range Fs : 18.47  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh : 0.0000  
 Coefficiente Sismico verticale - Kv : 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

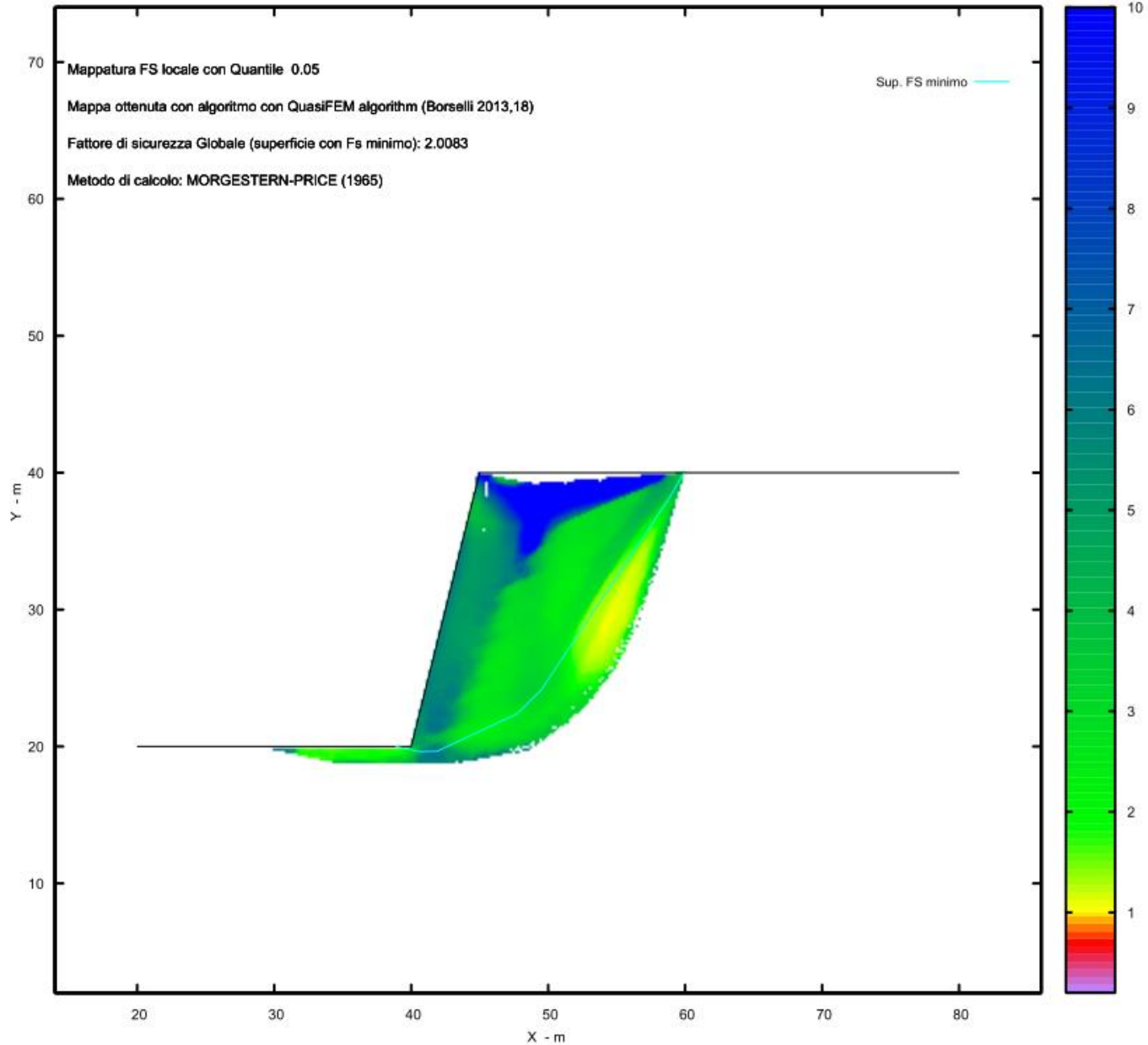
Campione Superfici - N.: 10000  
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.0  
 Range X inizio generazione : 30.0 - 45.0  
 Range X termine generazione : 59.5 - 60.0  
 Livello Y minimo considerato : 2.0



S1=300.0-300.0(kPa)



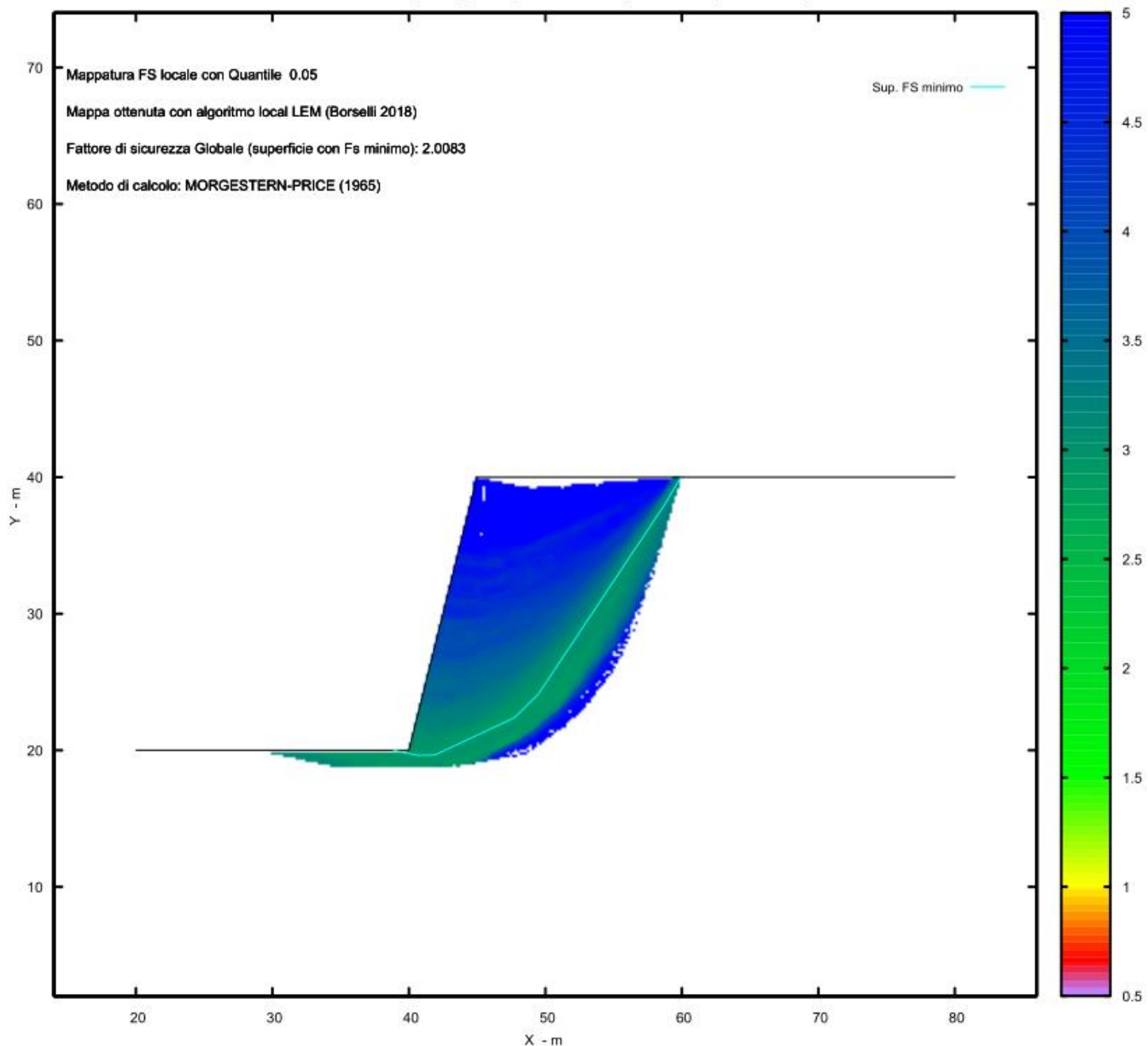
FS minimo  
 Fs=2.00



Credits to: GNUPLOT 5.4.2 [www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)

SSAP2010 rel. 5.1 (1991,2021) by L. Borselli, [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
<https://WWW.SSAPEU>

MAPPA FS LOCALE (Con algoritmo geostatistico non-parametrico- By L.B 2013-16)



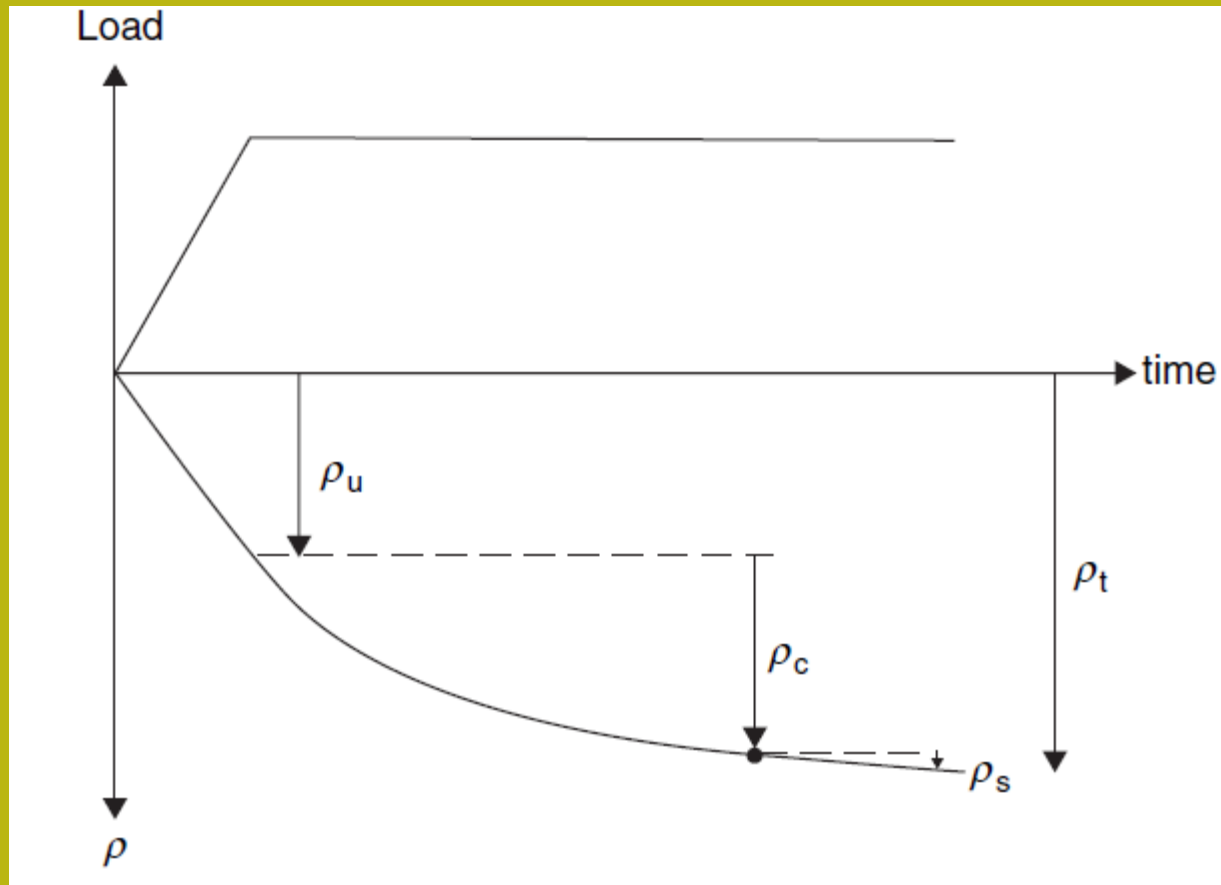
Credits to: GNUPLOT 5.4.2 [www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)

SSAP2010 rel. 5.1 (1991,2021) by L. Borselli, [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
<https://WWW.SSAP.EU>

# Capacità portante fondazioni superficiali - Considerazioni generali

- Molteplicità di metodi ciascuno con vantaggi e limiti
- Necessità di selezionare i metodi più adeguati al problema in esame
- I metodi classici (es. Meyerhof) hanno molte varianti e hanno una certa versatilità (con le numerose varianti) ma hanno dei limiti di applicazione per esempio in terreni stratificati e in pendii in roccia.
- Esistono varie tecniche per ovviare a le limitazioni sopraindicate.
- Metodi FEM e LEM possono oggi essere usati in alternativa e comunque con ottemperanza ai codici EC-7 , NTC2018 o LRFD.
- Esiste una strabordante letteratura scientifica e tecnica sull'argomento, che oggi e' ampiamente disponibile anche on-line.
- Presenza di numerosissimi software commerciali e freeware sull'argomento

# C-Calcolo dei cedimenti (suolo e roccia)





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

$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

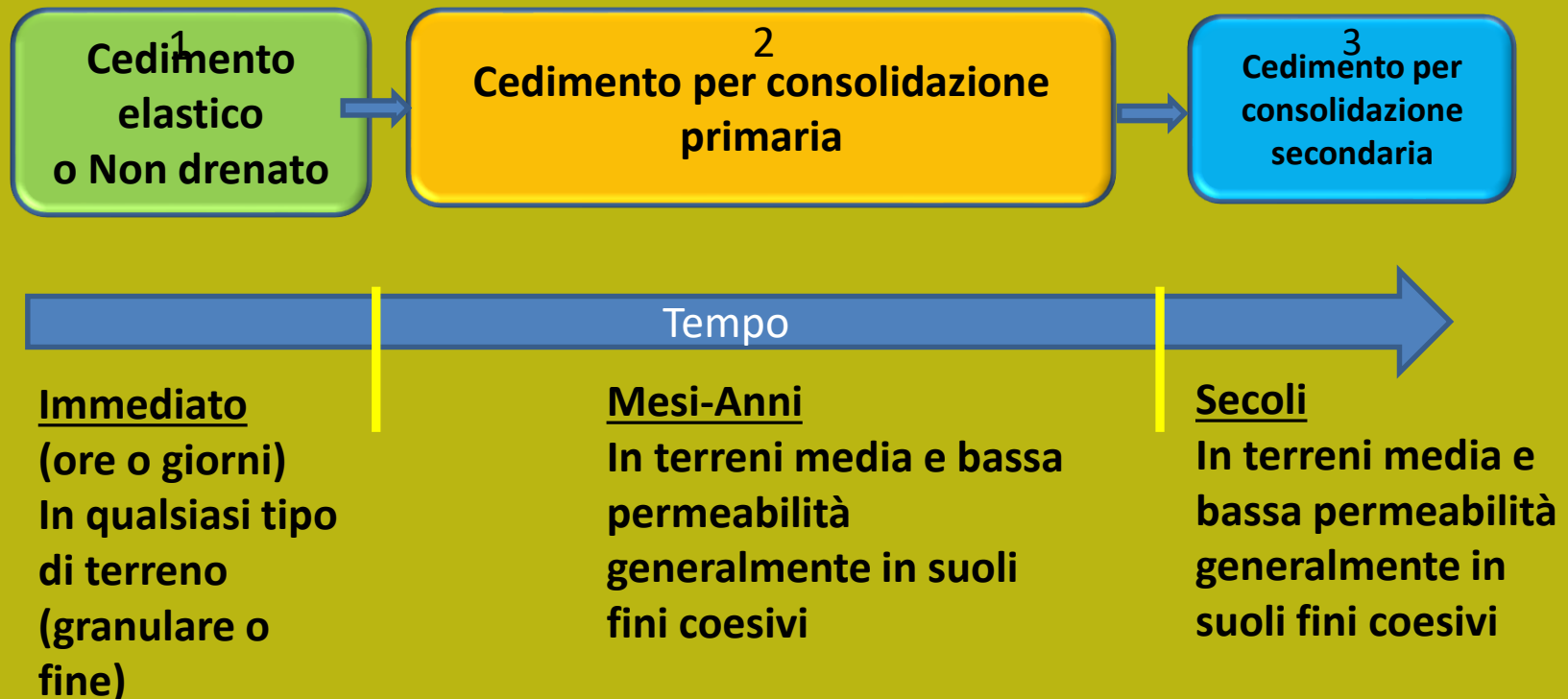
where  $S_T$  = total settlement

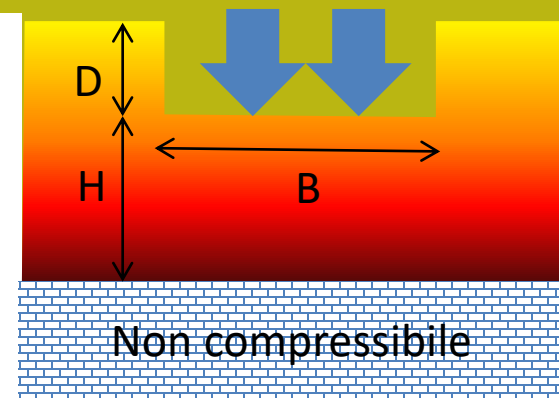
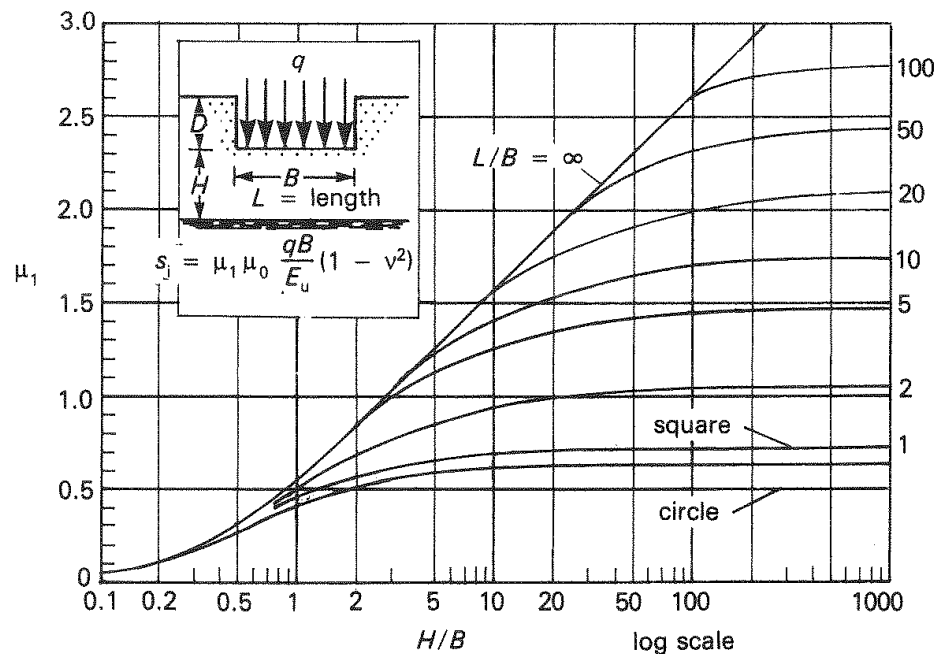
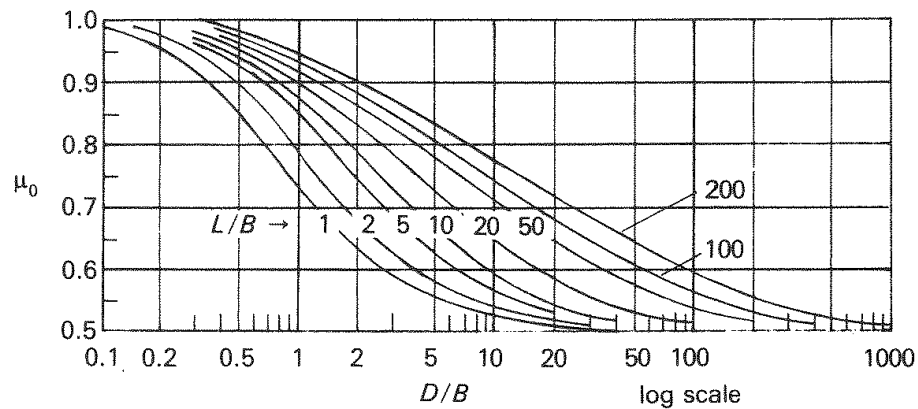
$S_c$  = primary consolidation settlement

$S_s$  = secondary consolidation settlement

$S_e$  = elastic settlement

Fasi:





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

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]

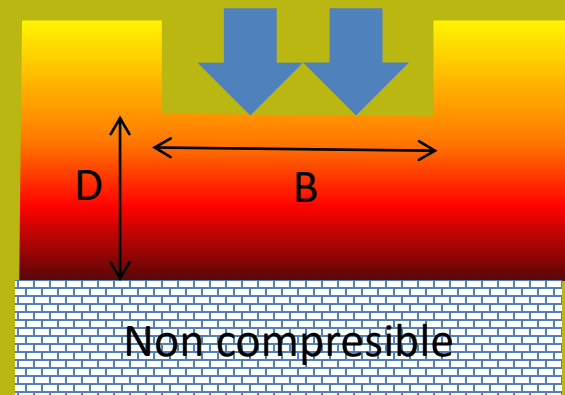
Table 6.10 Influence factors ( $F_1$  and  $F_2$ ) for vertical displacement under a corner of a uniformly-loaded rectangle over an elastic layer of finite thickness

D/B	L/B				
	1	2	5	10	$\infty$
0.5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10
1	0.16	0.19	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

$F_1$   
 $F_2$

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

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

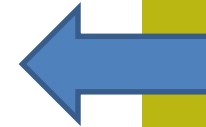
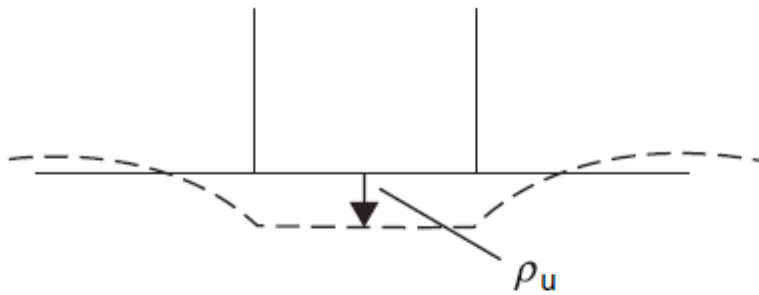


$L$  = length


$B$  = breadth  $D$  = depth below foundation

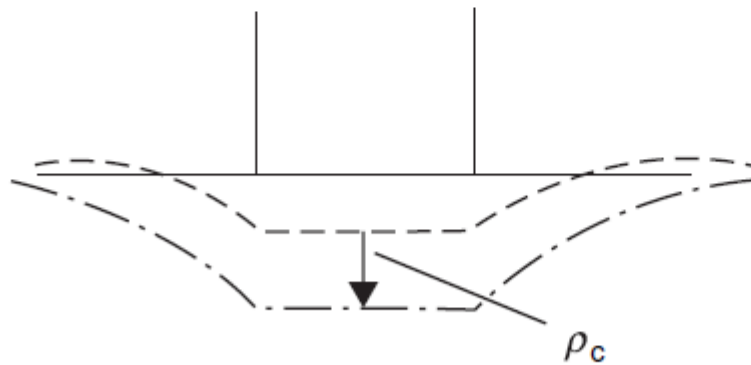
After Steinbrenner (1934)

## Metodo Steibrenner



Cedimento in  
condizioni  
non drenate,  
elastico o  
immediato  
Non abbiamo un  
cambio di volume

 — Distortion without volume change



Cedimento in per  
consolidazione e  
cambio di volume

 — Compression takes place

Burland (2012)

# Uso di $m_v$ per il calcolo cedimenti indotti da consolidazione primaria

Metodo  $m_v$ :

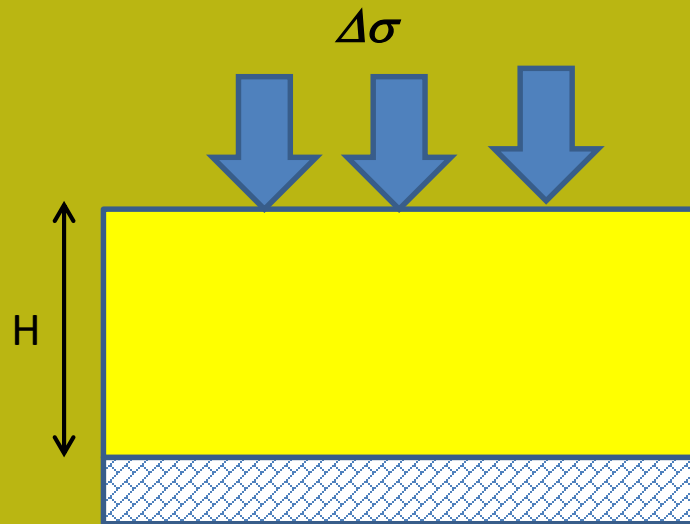
$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

$m_v$  ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )

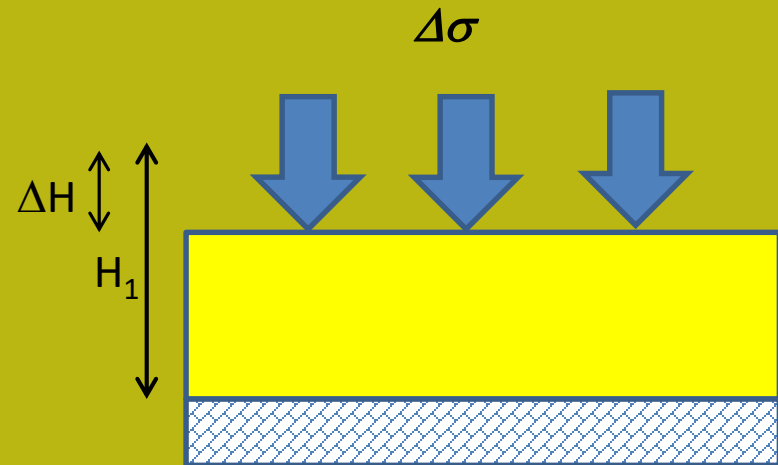
$\Delta \sigma$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) (incremento di pressione)

$H$  (m) (Spessore originale)

$\Delta H$  (m) = cedimento totale



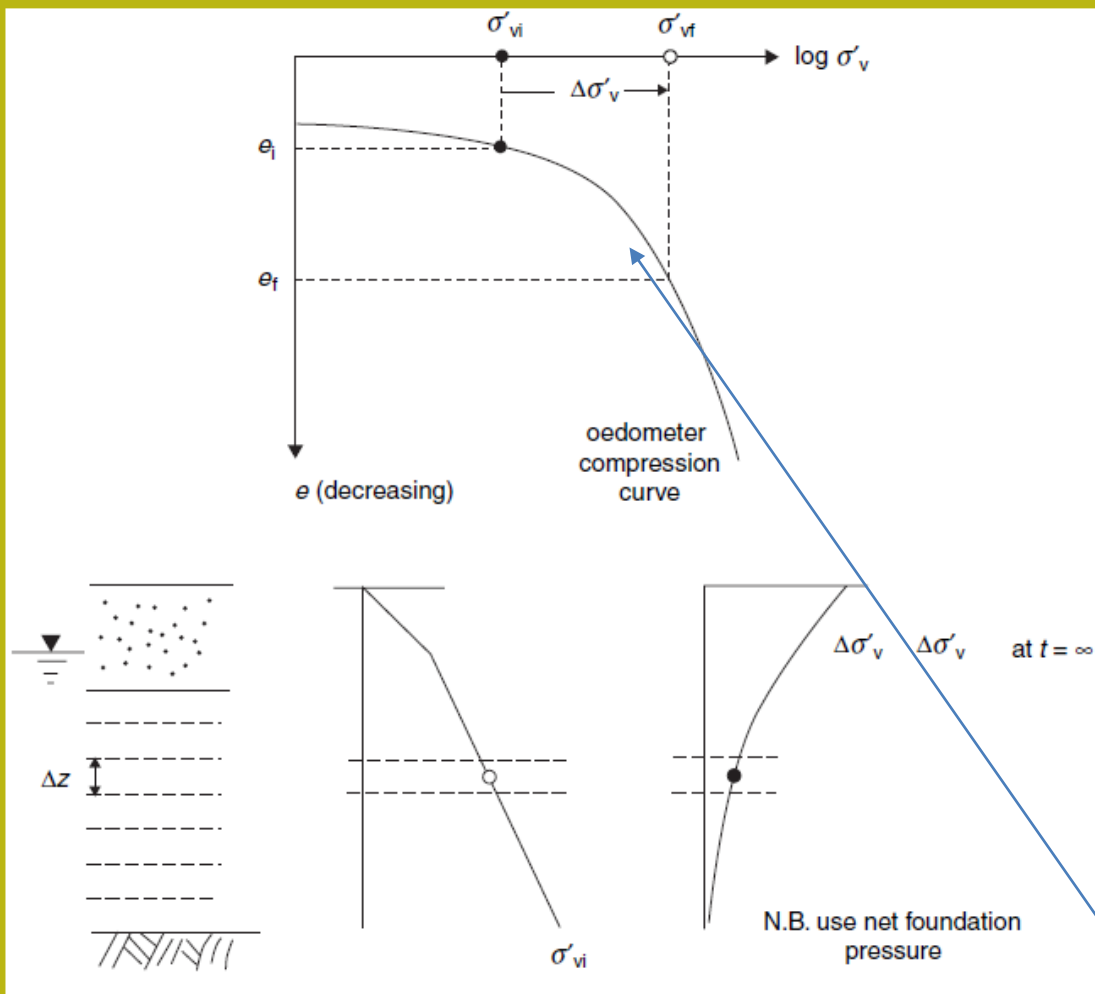
Condizione iniziale



Condizione finale

(note:  $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$  at the end of consolidation),

Procedura generale del calcolo dei cedimenti per strati di spessore  $i$ -esimo (spessore da 10 cm a 1.0 m) (vedasi teoria ed esempi di calcolo nel modulo 3)



Questo vale per un qualunque profilo di compressibilità del suolo (vedi oltre) .

$$\rho = \sum \varepsilon_v \Delta z.$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \quad (= m_v \Delta\sigma'_v),$$

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

Burland (2012)

Formula compressione edometrica 1D

Metodologia unificata  
Per straterelli i-esimi

$$\rho = \left\{ \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) \right\} I_{\rho},$$

Cedimento elastico (Poulos & Devis 1963)

$$\rho = \sum \varepsilon_v \cdot \Delta z = \sum \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_v - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \} \cdot \Delta z.$$

$$\rho = \sum \varepsilon_v \Delta z.$$

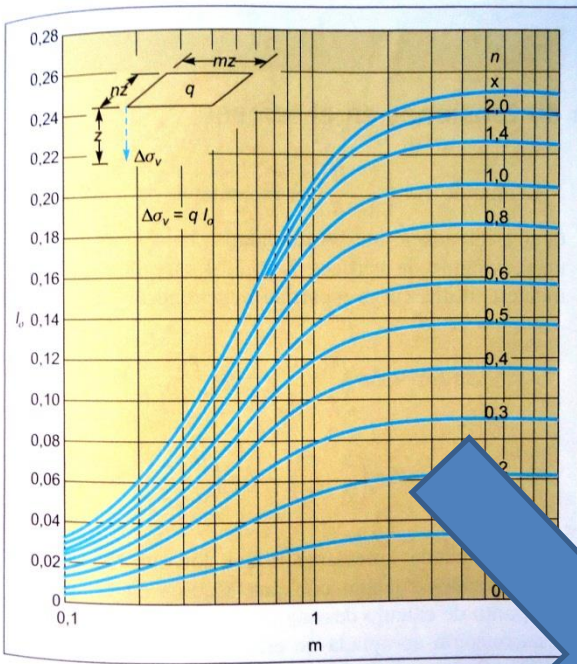
Cedimento per consolidazione

$$\rho_{\text{IXD}} = \sum \varepsilon_v \Delta z.$$

$$\varepsilon_v = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \quad (= m_v \Delta \sigma'_v),$$

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

# 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 ( $I_n$ ) for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area

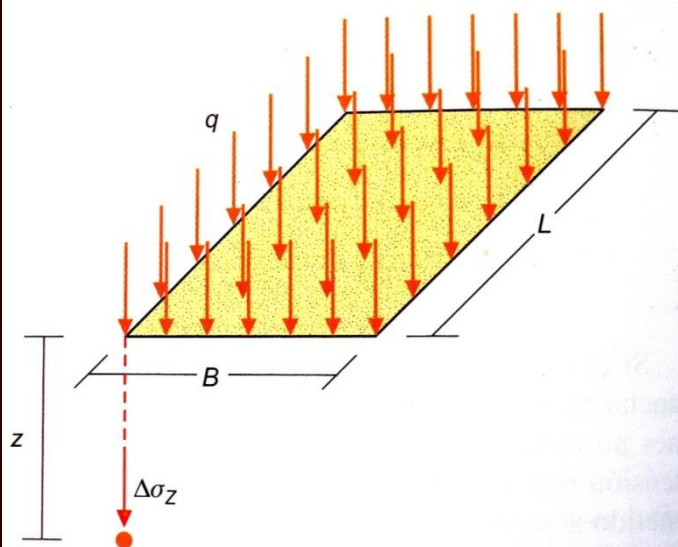
B/z	L/z															
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.4	2.0	3.0	5.0	∞	
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0301	0.0311	0.0315	0.0316	0.0316	
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547	0.0589	0.0610	0.0620	0.0620	0.0620	
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

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

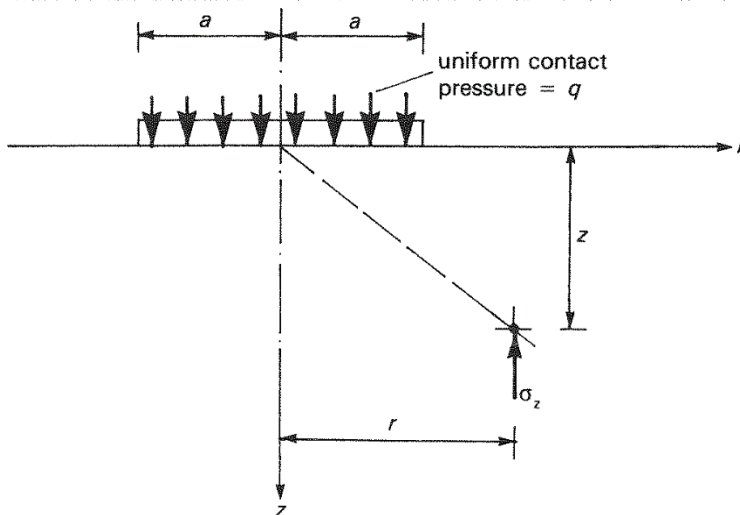
Table 6.6 Influence factors (A and B) for vertical stress due to a uniformly-loaded circular area

$z/a$	$r/a$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0
0	0	1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	1.0 0.0	0.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
0.2	0	0.804 0.188	0.798 0.193	0.779 0.208	0.735 0.235	0.630 0.260	0.383 0.085	0.154 -0.078	0.053 -0.044	0.017 -0.016	0.004 -0.004
0.4	0	0.629 0.320	0.620 0.323	0.592 0.327	0.538 0.323	0.443 0.269	0.310 0.124	0.187 -0.008	0.086 -0.045	0.031 -0.025	0.008 -0.008
0.6	0	0.486 0.378	0.477 0.375	0.451 0.363	0.404 0.382	0.337 0.254	0.256 0.144	0.180 0.045	0.100 -0.021	0.041 -0.025	0.011 -0.010
0.8	0	0.375 0.381	0.368 0.374	0.347 0.351	0.312 0.307	0.266 0.238	0.213 0.153	0.162 0.075	0.102 0.006	0.048 -0.018	0.014 -0.010
1.0	0	0.293 0.353	0.288 0.346	0.270 0.321	0.247 0.278	0.215 0.220	0.179 0.154	0.143 0.092	0.098 0.028	0.052 -0.010	0.017 -0.011
1.2	0	0.232 0.315	0.228 0.307	0.217 0.285	0.199 0.248	0.176 0.201	0.151 0.149	0.126 0.100	0.092 0.044	0.053 0.000	0.019 -0.010
1.5	0	0.168 0.256	0.166 0.250	0.159 0.233	0.148 0.207	0.134 0.174	0.119 0.137	0.103 0.102	0.080 0.057	0.051 0.014	0.021 -0.007
2.0	0	0.106 0.179	0.104 0.181	0.101 0.166	0.096 0.152	0.090 0.134	0.083 0.113	0.075 0.093	0.063 0.064	0.045 0.028	0.022 0.000
3.0	0	0.051 0.095	0.051 0.094	0.050 0.091	0.049 0.086	0.047 0.080	0.045 0.073	0.042 0.066	0.038 0.054	0.032 0.035	0.020 0.011
4.0	0	0.030 0.057	0.030 0.057	0.029 0.056	0.028 0.054	0.028 0.051	0.027 0.048	0.026 0.045	0.025 0.040	0.022 0.031	0.016 0.015
5.0	0	0.019 0.038	0.019 0.038	0.019 0.037	0.019 0.036	0.019 0.035	0.018 0.034	0.018 0.031	0.018 0.028	0.016 0.025	0.012 0.015
10.0	0	0.005 0.010	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.005 0.009	0.004 0.008	0.004 0.008

Top line = A; bottom line = B

$$\sigma_z = q(A + B) \quad (\text{See Fig. 6.43})$$

$$\varepsilon_z = q(1 + \nu) [(1 - 2\nu)A + B] / E$$



$$\Delta\sigma_z = q(A+B)$$

Fattore di influenza (A+B) dovuto a stress verticale sotto area circolare uniformemente caricata

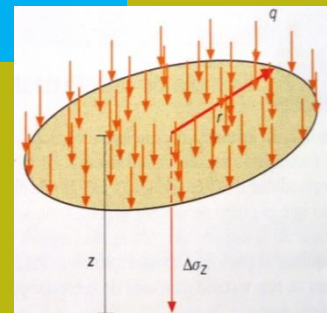
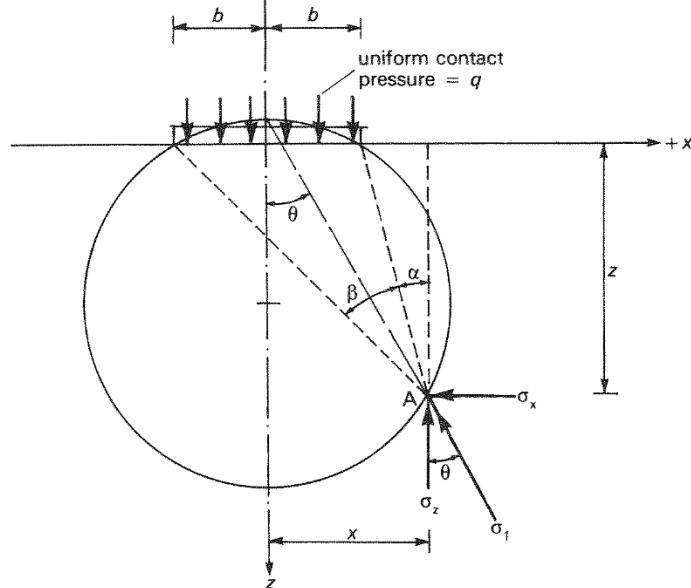


Table 6.4 Influence factors ( $I_s$ ) for vertical stress due to a uniform strip load

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)



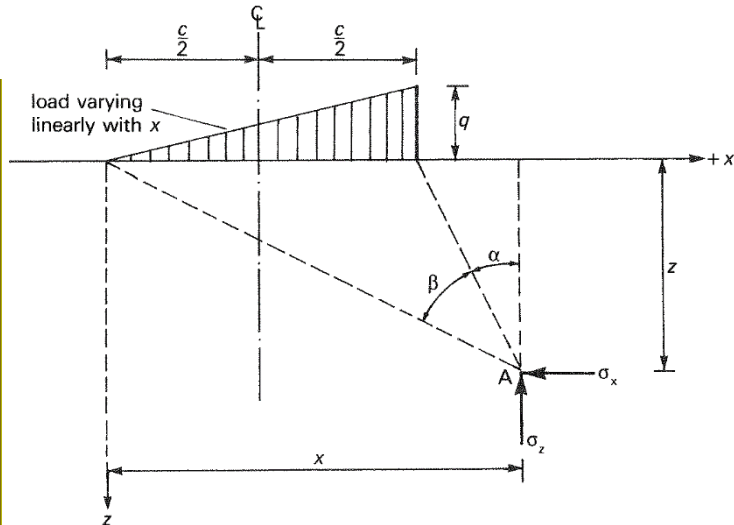
$$\Delta\sigma_z = q \times I_s$$

Fattore di influenza  $I_s$  dovuto a stress verticale sotto striscia caricata con distribuzione uniforme

Table 6.5 Influence factors ( $I_T$ ) for vertical stress due to a triangular strip load

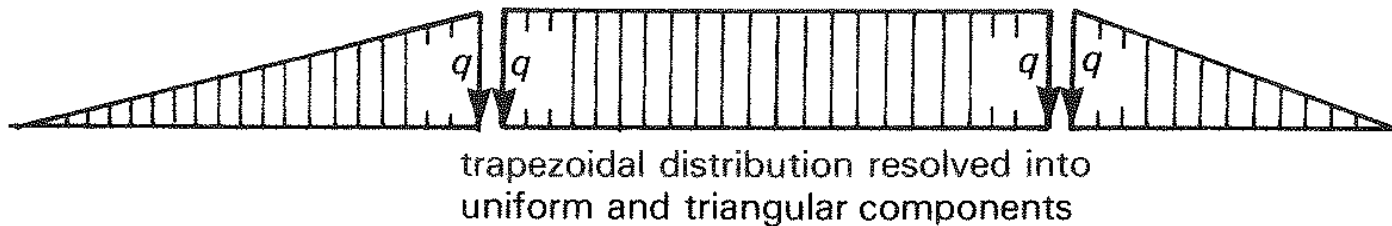
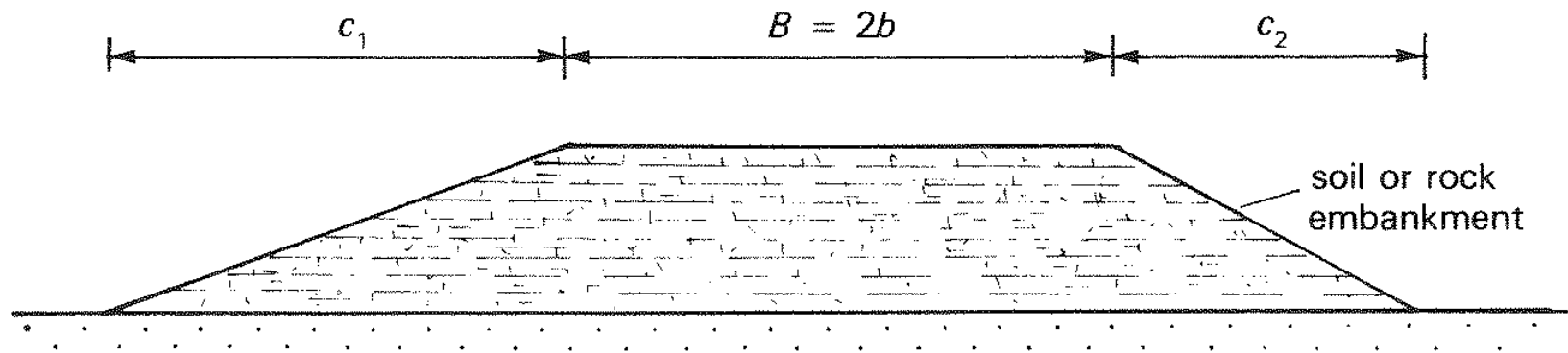
z/c	x/c													
	-2.0	-1.5	-1.0	-0.5	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0*	1.25	1.5	2.0
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.200	0.400	0.600	0.800	0.900	0.500	0.000	0.000	0.000
0.2	0.000	0.000	0.000	0.002	0.061	0.209	0.395	0.577	0.697	0.648	0.437	0.050	0.009	0.001
0.4	0.000	0.001	0.003	0.013	0.110	0.227	0.372	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 massima pressione e' a destra)



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.*

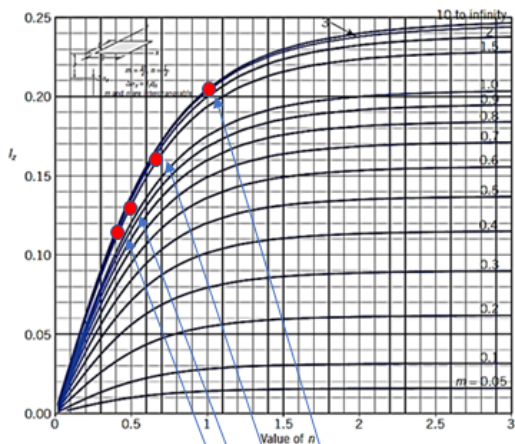
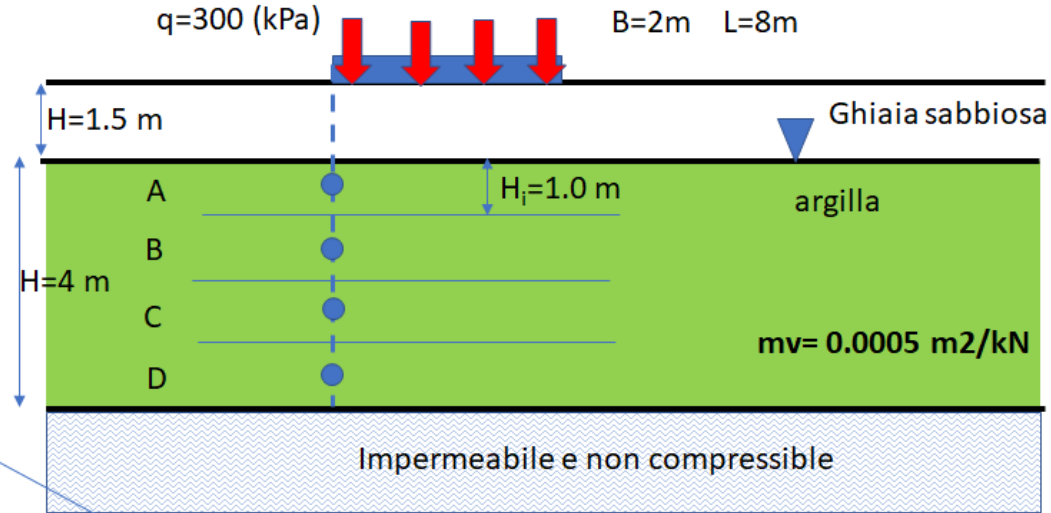


Figure 6.6 Stress influence chart for the increase in vertical total stress under the corner of a uniformly stressed rectangular loaded area. (Modified from NAV-FAC-DM 7.1.)



Calcolo  
cedimento  
Prodotto da  
consolidazione

Sub-estrato	$H_i(m)$	$Z_i(m)$	$m=L/z$	$n=B/z$	$I_\sigma$	$\Delta\sigma(kPa) = q * I_\sigma$	$m_{Vi}(m^2/kN)$	$dH_i(m) = H_i * m_{Vi} * \Delta\sigma$
A	1.0	2.0	4.0	1.0	0.205	61.5	0.0005	0.0307
B	1.0	3.0	2.66	0.66	0.16	48.0	0.0005	0.024
C	1.0	4.0	2.0	0.5	0.13	39.0	0.0005	0.0195
D	1.0	5.0	1.6	0.4	0.115	34.5	0.0005	0.0172

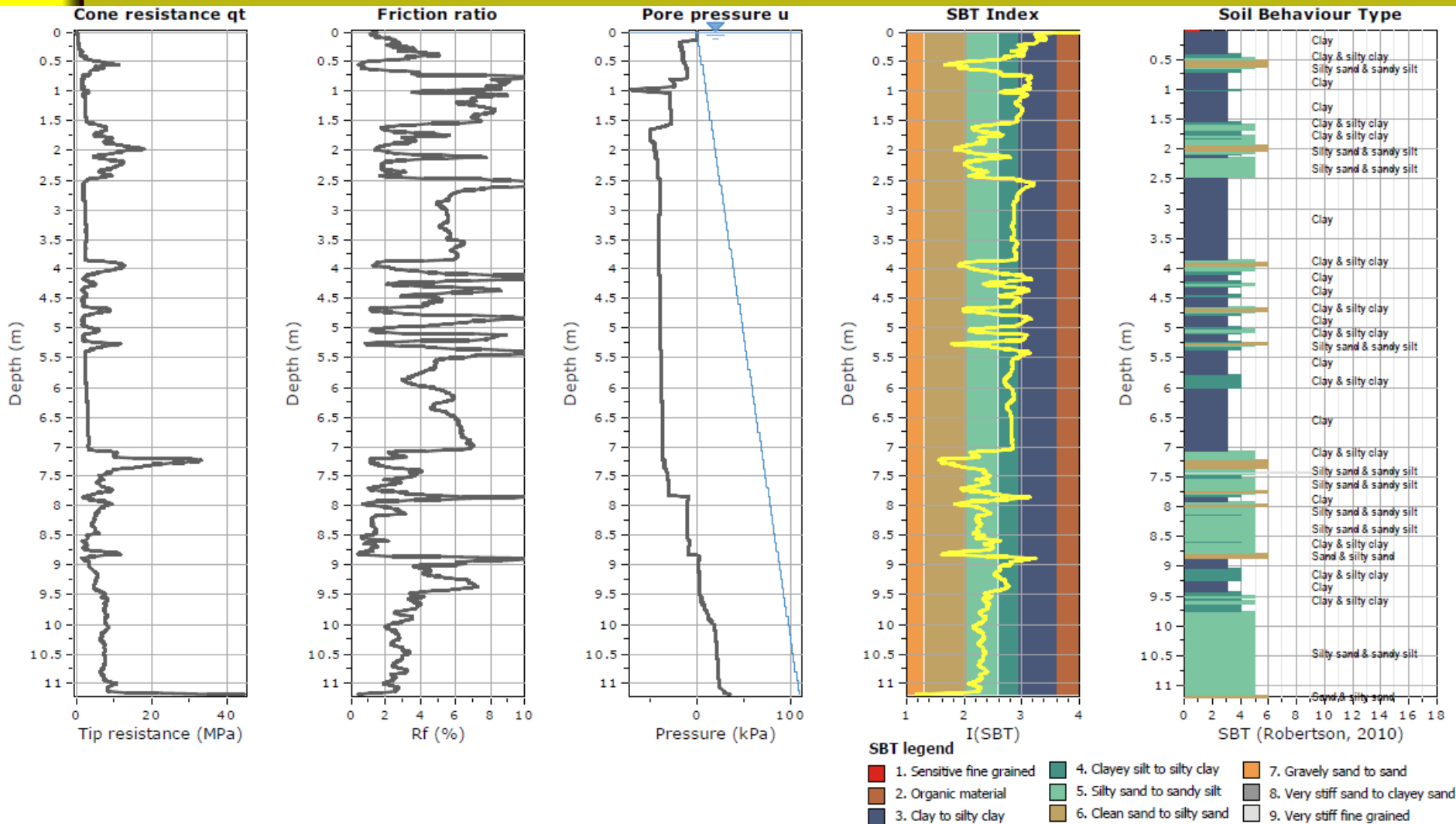
Total 0.0914(m) = 9.14(cm)

## Esempio di calcolo cedimento per consolidazione

Questo esempio può essere modificato e utilizzato anche con la equazione per il calcolo dei cedimenti elastici (non drenati) generalizzato.

$$\rho = \sum \varepsilon_v \cdot \Delta z = \sum \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_v - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \} \cdot \Delta z.$$

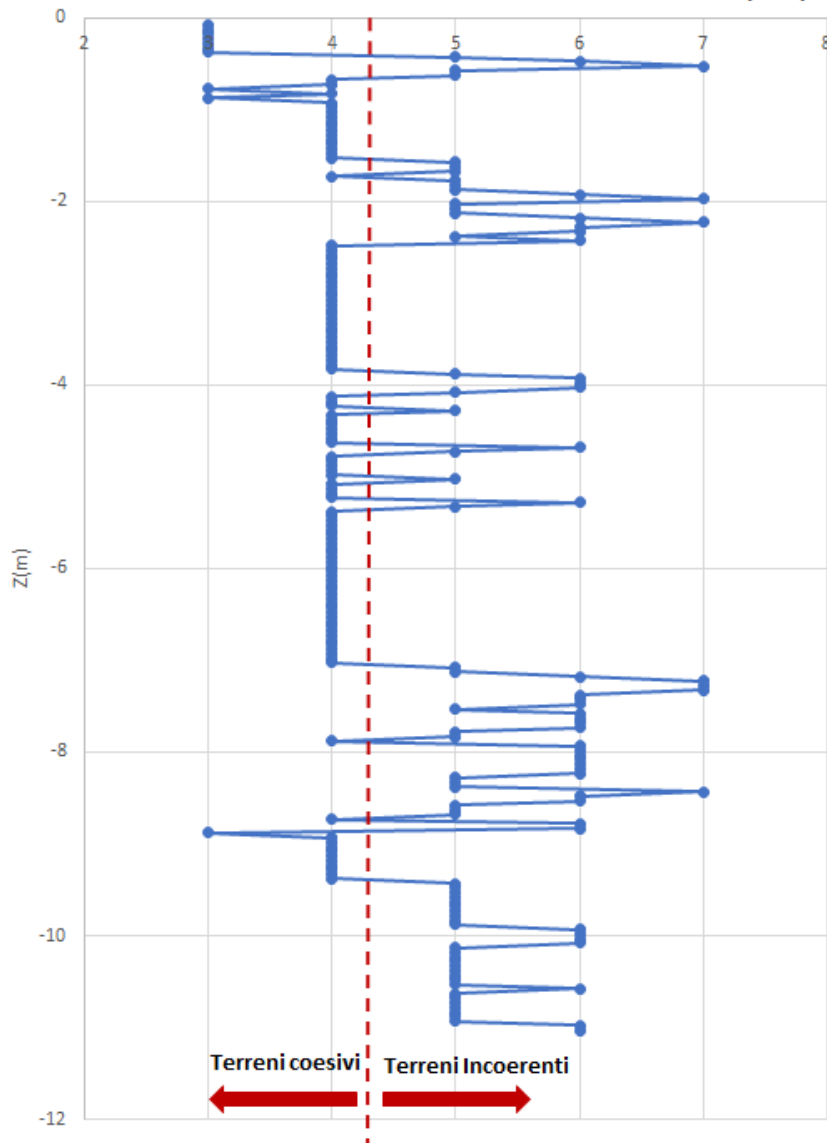
# Profilo di compressibilità integrale da prova CPTU – esempio



*Sedimenti marini pliocenici – zona in toscana centrale*  
*Dati misurati di base e Interpretazione stratigrafica*

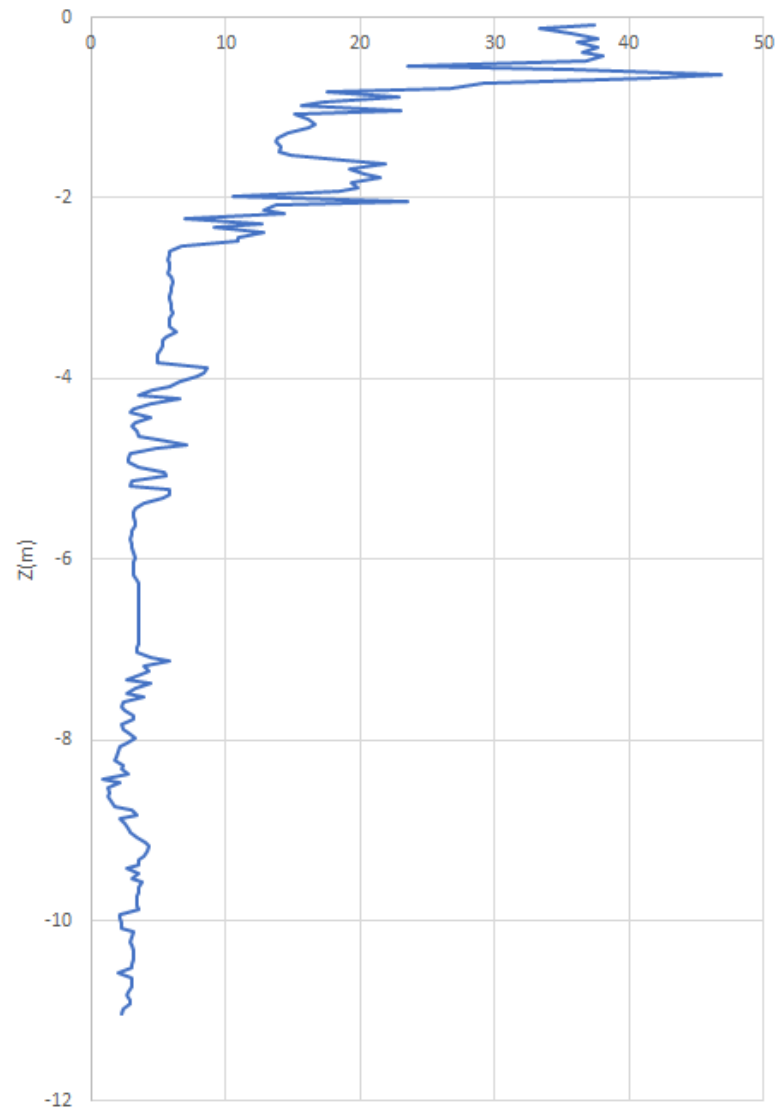
CPTu 1 - Tavarnelle

INDICE SBT - da Eslami e Fellenius (2000)



CPTu 1- Tavarnelle

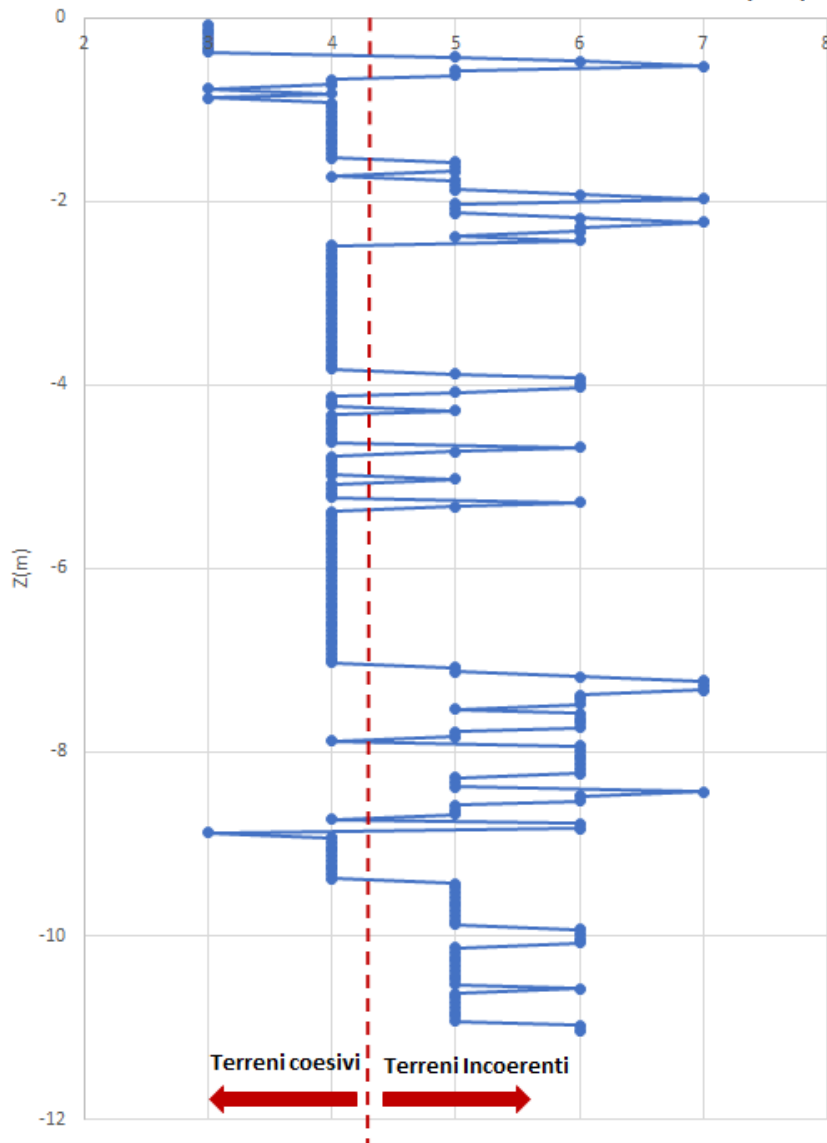
OCR





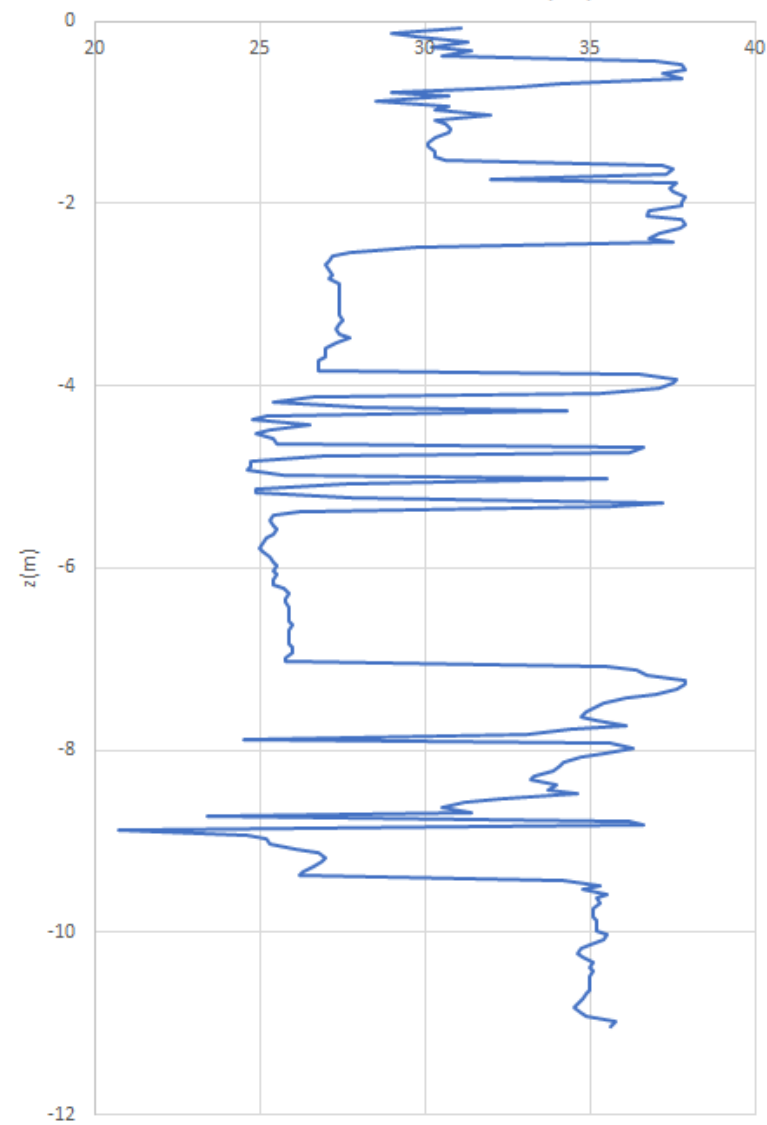
CPTu 1 - Tavarnelle

INDICE SBT - da Eslami e Fellenius (2000)



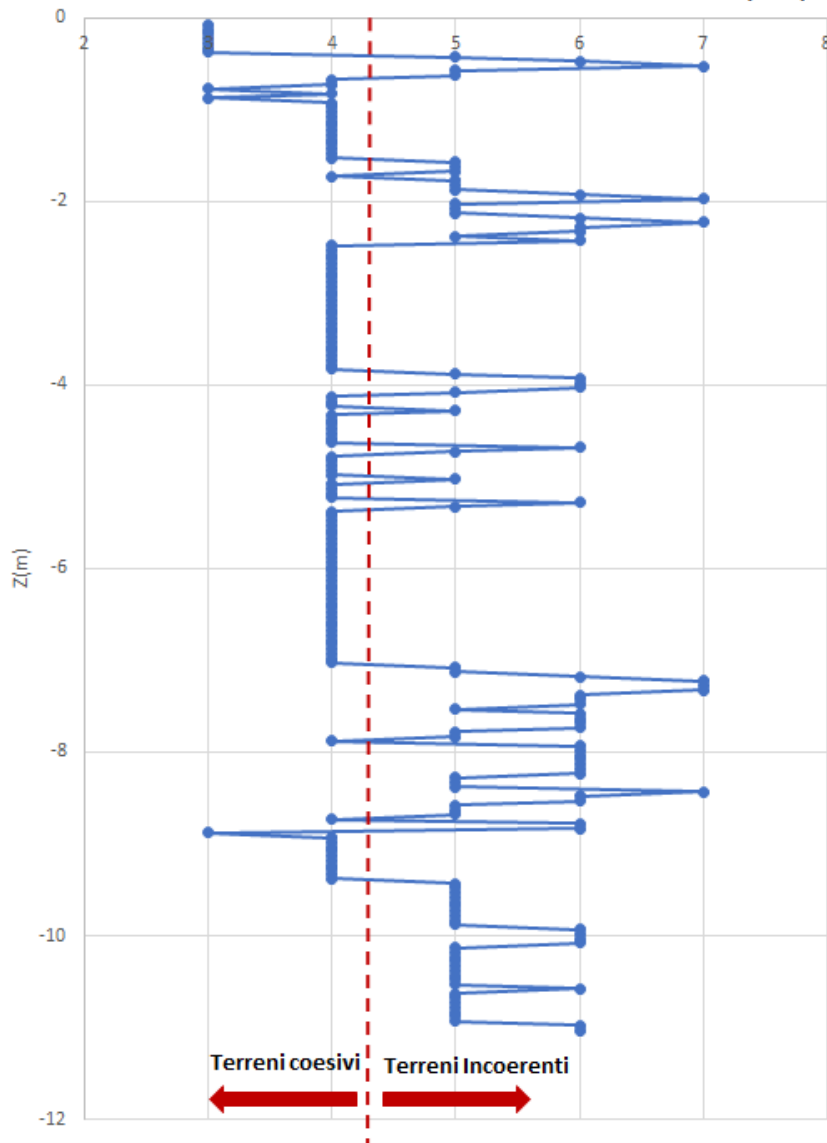
CPTu 1 - Tavarnelle

Phi'(kPa)



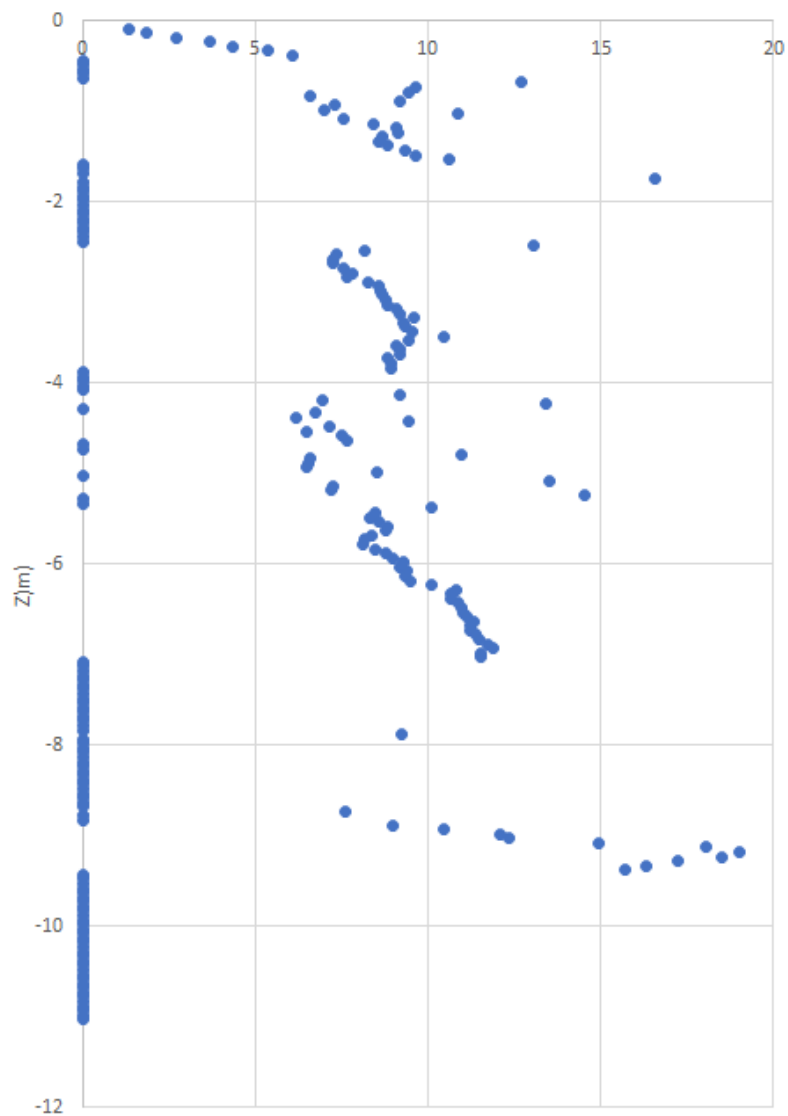
CPTu 1 - Tavarnelle

INDICE SBT - da Esami e Fellenius (2000)



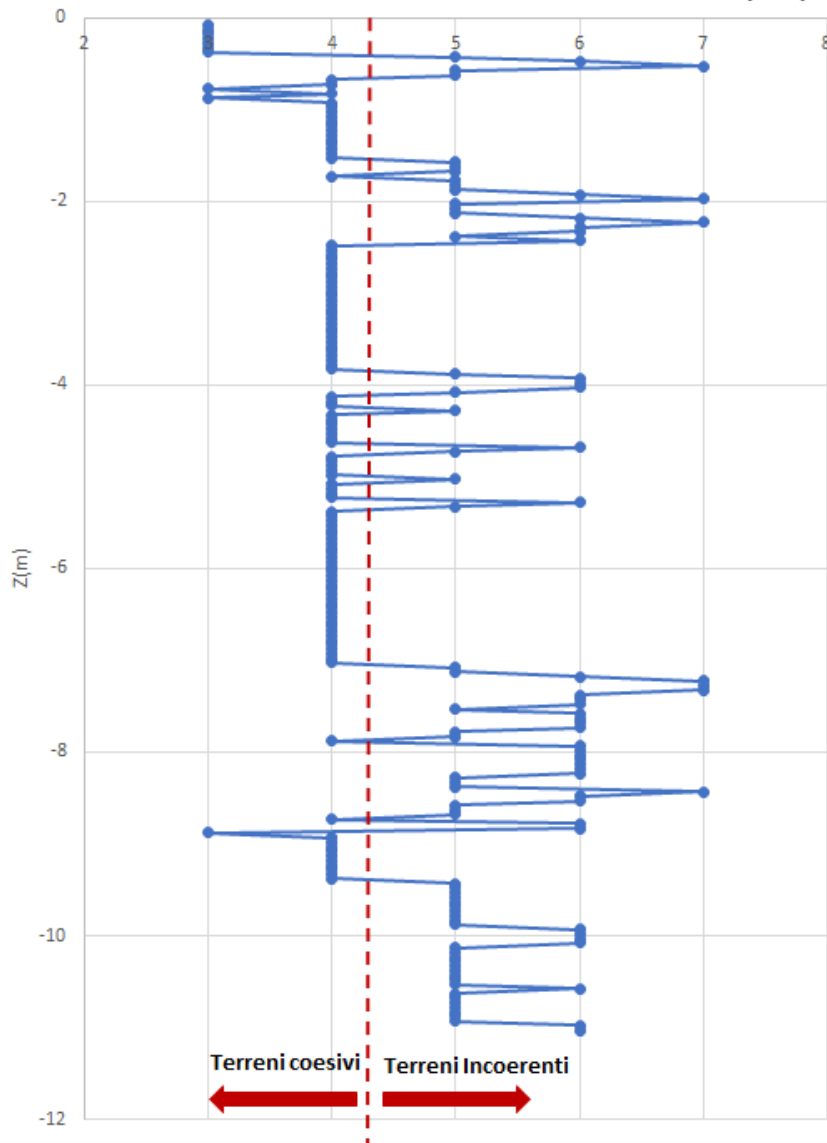
CPTu 1 - Tavarnelle

c' (kPa)



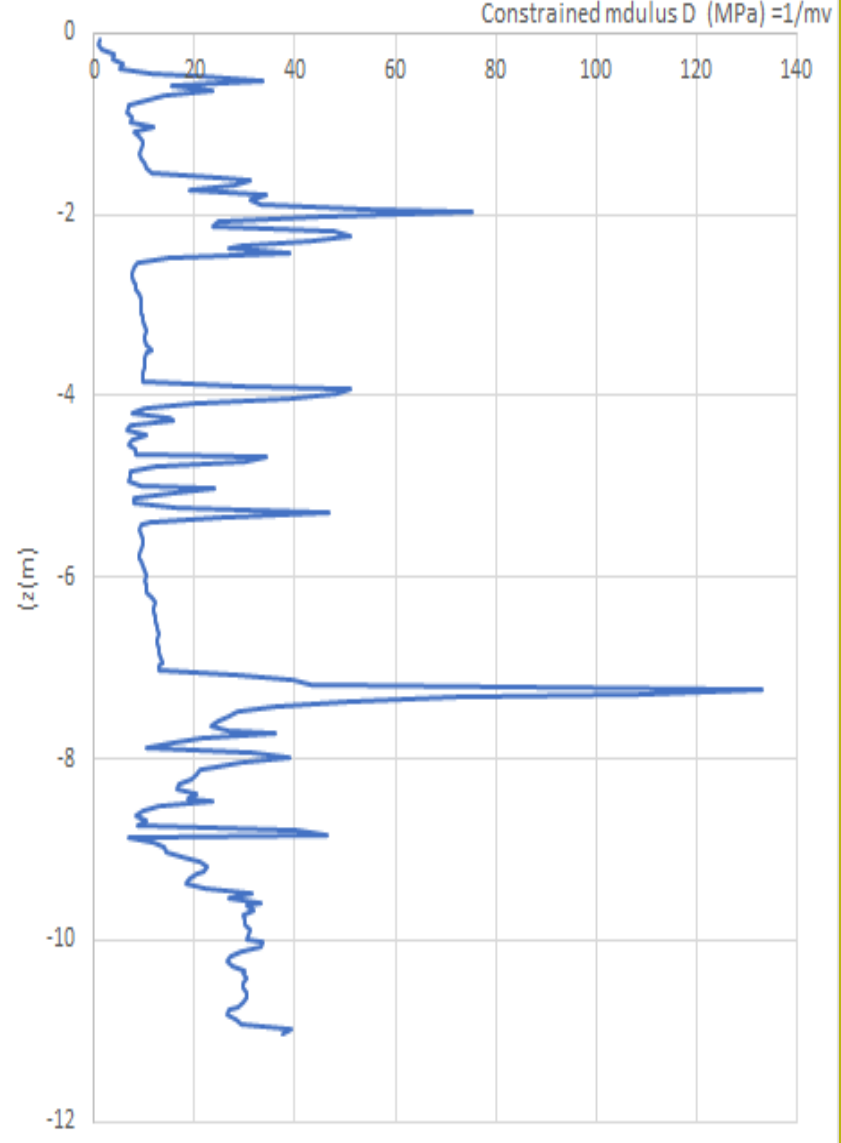
CPTu 1 - Tavarnelle

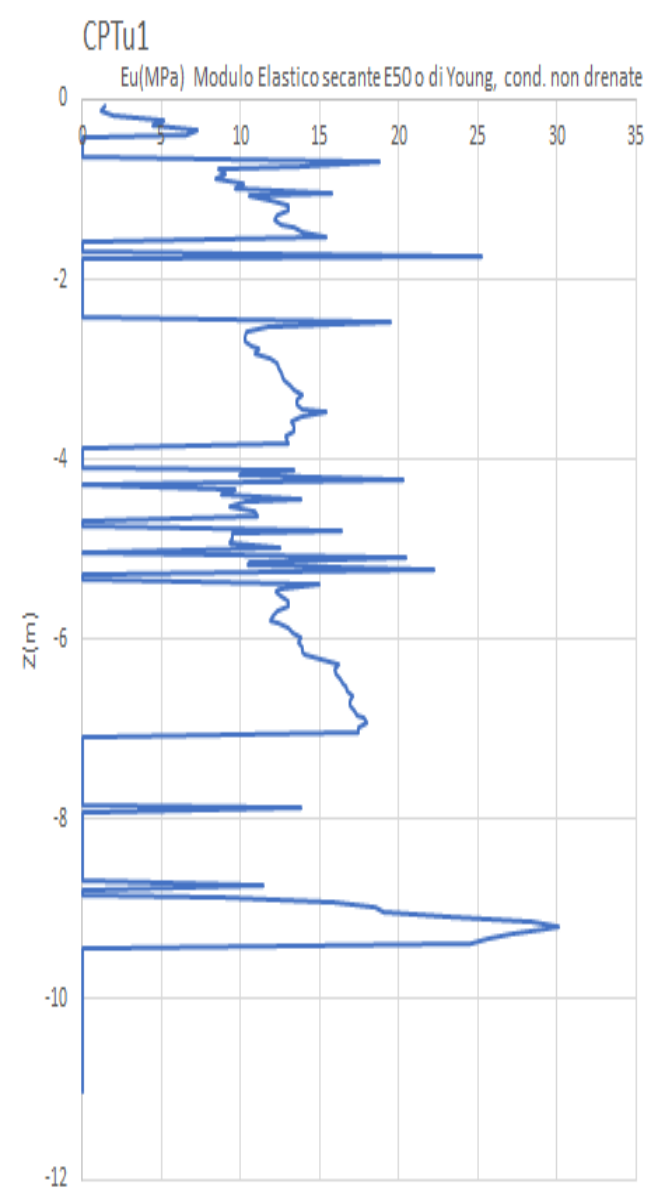
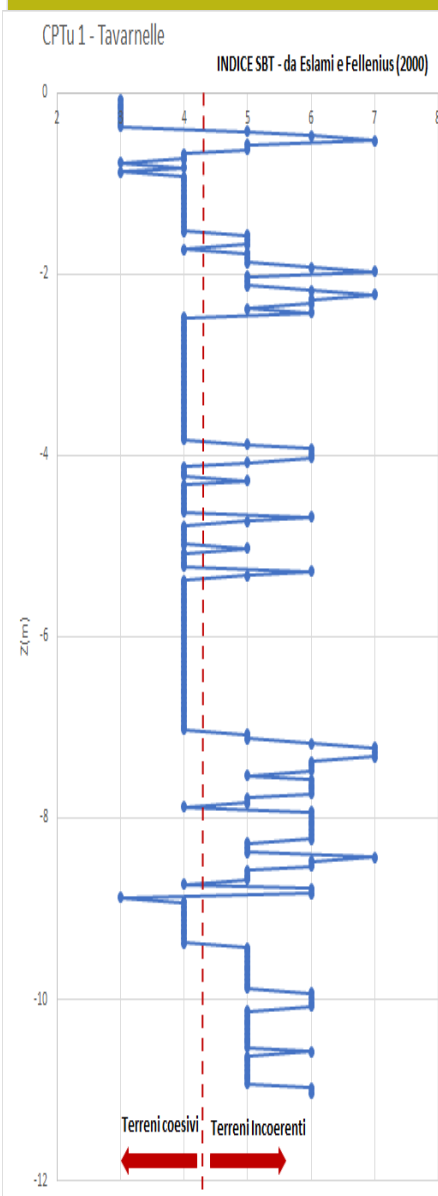
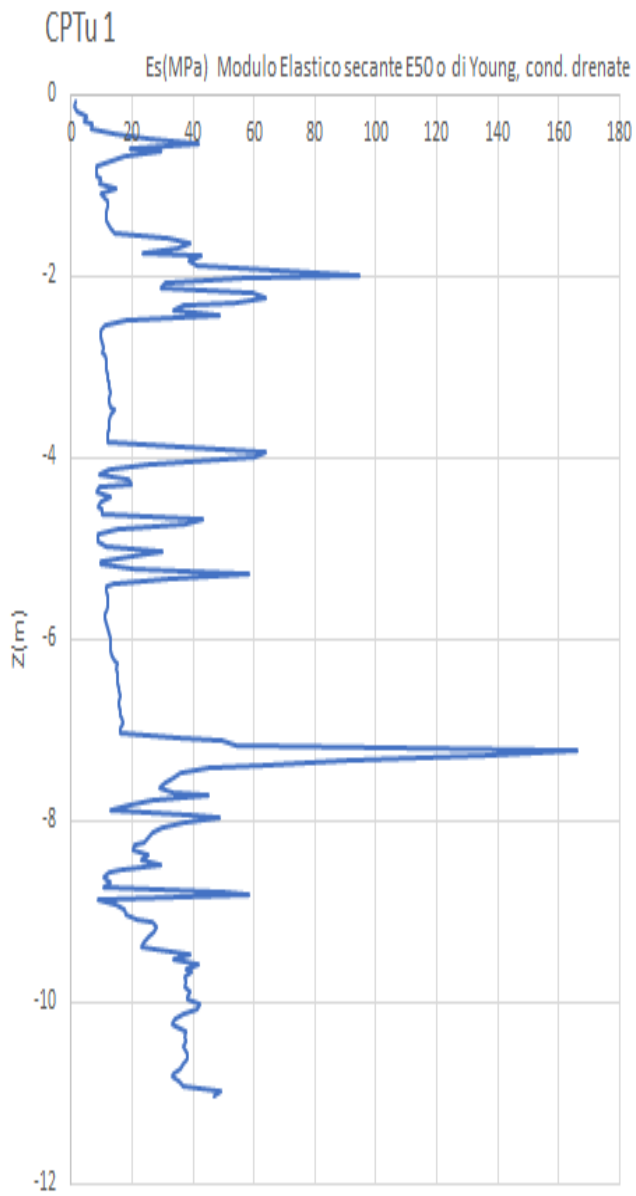
INDICE SBT - da Eslami e Fellenius (2000)



CPTu1

Constrained modulus  $D$  (MPa) = 1/mv





Modulo elastico drenato e non drenato

Esistono altri metodi di calcolo dei cedimenti su sabbie.  
Basati su prove SPT e CPT

il *metodo di Schmertmann* (1970-1978) basato su prove CPT  
il *metodo di Burland e Burbridge* (1985) basato su prove SPT

I metodi di calcolo da profilo di compressibilità integrale sono molto interessanti e possono essere utilizzati partendo da prove CPTU e CPTU, e pure da prove DPSH, ma se si hanno dei software che forniscono profili continui di compressibilità' e rigidezza (come FreeCPTU e FreeDPSH)

### Ma attenzione...

“La conclusione più importante è che la maggior parte degli sforzi deve essere rivolta alla misurazione di proprietà semplici come  $m_v$  ed  $E'$  e la loro variazione con la profondità. Gli errori in questi casi sono molto più significativi delle differenze nei metodi analitici”. Da Burland (2012)

In caso di calcolo cedimenti in roccia i cedimenti elastici o immediati sono quelli da utilizzare.

$$\rho = \sum \varepsilon_v \cdot \Delta z = \sum \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_v - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \} \cdot \Delta z.$$

Esistono comunque varie metodi empirici per la stima del modulo di elasticità' di un ammasso roccioso fratturato (vedasi modulo 2 )

Il grado di fratturazione e alterazione dell'ammasso roccioso influisce nel modulo di elasticità finale (attenzione non è quello degli elementi di roccia intatta)

**Hoek-Brown Classification**  
intact uniaxial comp. strength (sigci) = 15 MPa  
GSI = 30 mi = 25 Disturbance factor (D) = 0  
intact modulus (Ei) = 6000 MPa  
modulus ratio (MR) = 400

**Hoek-Brown Criterion**  
mb = 2.052 s = 0.0004 a = 0.522

**Mohr-Coulomb Fit**  
cohesion = 0.471 MPa friction angle = 37.48 deg

**Rock Mass Parameters**  
tensile strength = -0.003 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.258 MPa  
global strength = 2.642 MPa  
deformation modulus = 488.30 MPa

rocLab - [RocLab1]  
File Edit View Analysis

Hoek-Brown Classification

sigci 15 MPa  
GSI 30  
mi 25  
D 0  
 Ei 6000 MPa  
 MR 400

Hoek-Brown Criterion

mb 2.052  
s 0.0004  
a 0.522

Failure Envelope Range

Application: Custom  
sig3max 2.0000 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c 0.471 MPa  
phi 37.48 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.003 MPa  
sigc 0.258 MPa  
sigcm 2.642 MPa  
Erm 488.30 MPa

Copy Data

rocscience  
www.rocscience.com

# D-Principi progettuali secondo le NTC2018

## 6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalfamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

### 6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

### 6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

## **CAPITOLO 6 delle NTC2018**

Nel **capitolo 6 delle NTC2018** vengono trattati gli aspetti geotecnici della progettazione, in particolare le opere di fondazione e di sostegno, gli **interventi di miglioramento e rinforzo di terreni e ammassi rocciosi**, le **opere in materiali sciolti**, la **stabilità dei fronti di scavo** e **più in generale del sito in cui insiste l'opera nel suo complesso**.

È dunque al capitolo 6 del Decreto che dobbiamo porre attenzione per i nostri obiettivi.

**Naturalmente è necessario notare che nel testo delle NTC2018 vi sono continui riferimenti agli altri capitoli (2,3,7) del testo, con riferimento alla progettazione finale**



## Progettazione agli stati limite (da EC-7)

Es. Gli Eurocodici strutturali si basano su principi di stato limite, in cui a viene fatta una **distinzione tra stato limite ultimo e stato di esercizio**.

Ovvero..

**Stati limite ultimi:** riguardano la sicurezza delle persone e delle strutture come la **perdita di equilibrio, eccessiva deformazione, rottura, perdita di stabilità. (ci si deve cautelare dal possibile collasso dell'opera)**

**Stati limite di Esercizio:** riguardano il funzionamento della struttura in condizioni normali di utilizzo. (ci si deve cautelare dalla perdita di funzionalità della opera)

**La progettazione allo stato limite ultimo è associata a condizioni più gravose e quindi a un livello di progettazione più cautelativa delle condizioni allo stato limite di esercizio. (anche se nel caso delle fondazioni potrebbe essere quest'ultima la condizione più restrittiva e gravosa.. Caso dei cedimenti ammissibili)**

La **progettazione allo stato limite** implica la **verifica che gli stati limite rilevanti NON SIANO SUPERATI** in ogni specifica situazione progettuale. Le verifiche sono eseguita utilizzando modelli strutturali e di carico, i cui dettagli sono stabiliti da tre variabili di base:

- ***Azioni,***
- ***Proprietà dei materiali.***
- ***Dati geometrici.***

**Nel caso delle verifiche di stabilità dei pendii sono in particolare importanti:**

- **Azioni destabilizzanti, e forze stabilizzanti;**
- **Proprietà geomeccaniche, dei geomateriali;**
- **Proprietà geometriche.** Ad es. Geometria della Falda (*qui la questione è dibattuta..* ), spessori strati e terrapieni (per calcolare i carichi permanenti agenti), etc..

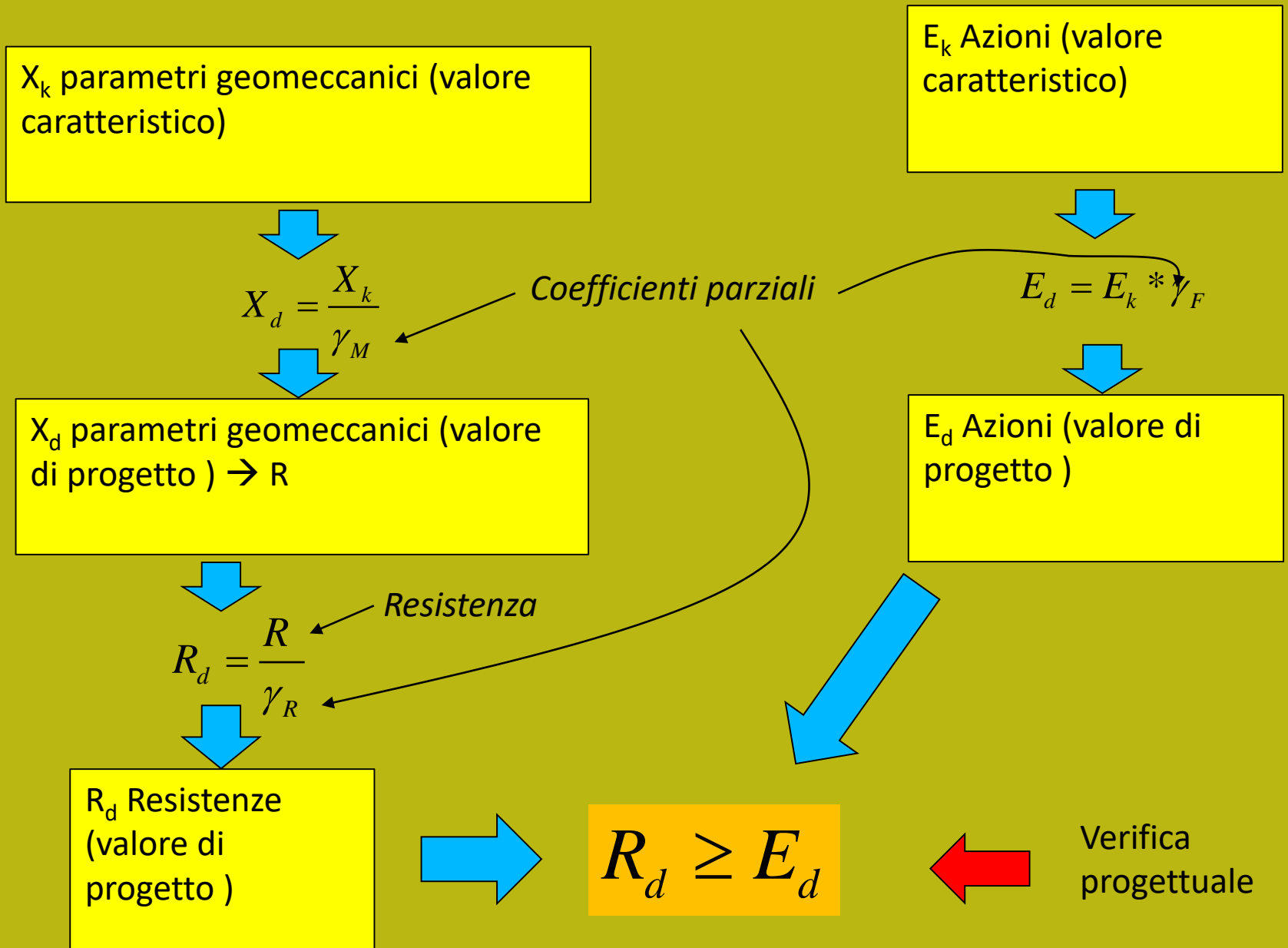
**Gli stati limite ultimi STR e GEO sono associati a rotture o eccessiva deformazione della struttura e/o del terreno, dove è la resistenza della struttura o del terreno la significativa nel fornire resistenza.**

La verifica progettuale di questi stati limite è dimostrata soddisfacendo la disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

in cui  $E_d$  = **effetti progettuali delle azioni** e  $R_d$  = **resistenza progettuale**.  
Ovvero la resistenza di progetto deve essere sufficientemente più elevata delle azioni destabilizzanti potenziali o attese...

# Passaggi Verifica Progettuale



La verifica progettuale deve essere effettuata, secondo le nuove norme, impiegando diverse combinazioni di gruppi di tali coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze globali (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono poi scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti, e/o alternativi.

*Per le fondazioni superficiali nella pratica a noi interessa  
l'Approccio 1- Combinazione 2 (A1+M1+R3), con R3 = 2.3..*

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono mostrati nella figura F.1 (tabella 2.6.I-NTC2018):

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura F.1. Coefficienti parziali per le azioni secondo tabella 2.6.I-NTC-2018

# Passaggi Verifica Progettuale

$X_k$  parametri geomeccanici  
(valore caratteristico)

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

*Coefficienti parziali*

$X_d$  parametri geomeccanici  
(valore di progetto)  $\rightarrow R$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$

*Resistenza*

$R_d$  Resistenze  
(valore di progetto)

$E_k$  Azioni (valore  
caratteristico)

$$E_d = E_k * \gamma_F$$

$E_d$  Azioni (valore  
di progetto)

$$R_d \geq E_d$$

Verifica  
progettuale

Nel capitolo 6 , sezione 6.2, per le opere geotecniche “Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.”

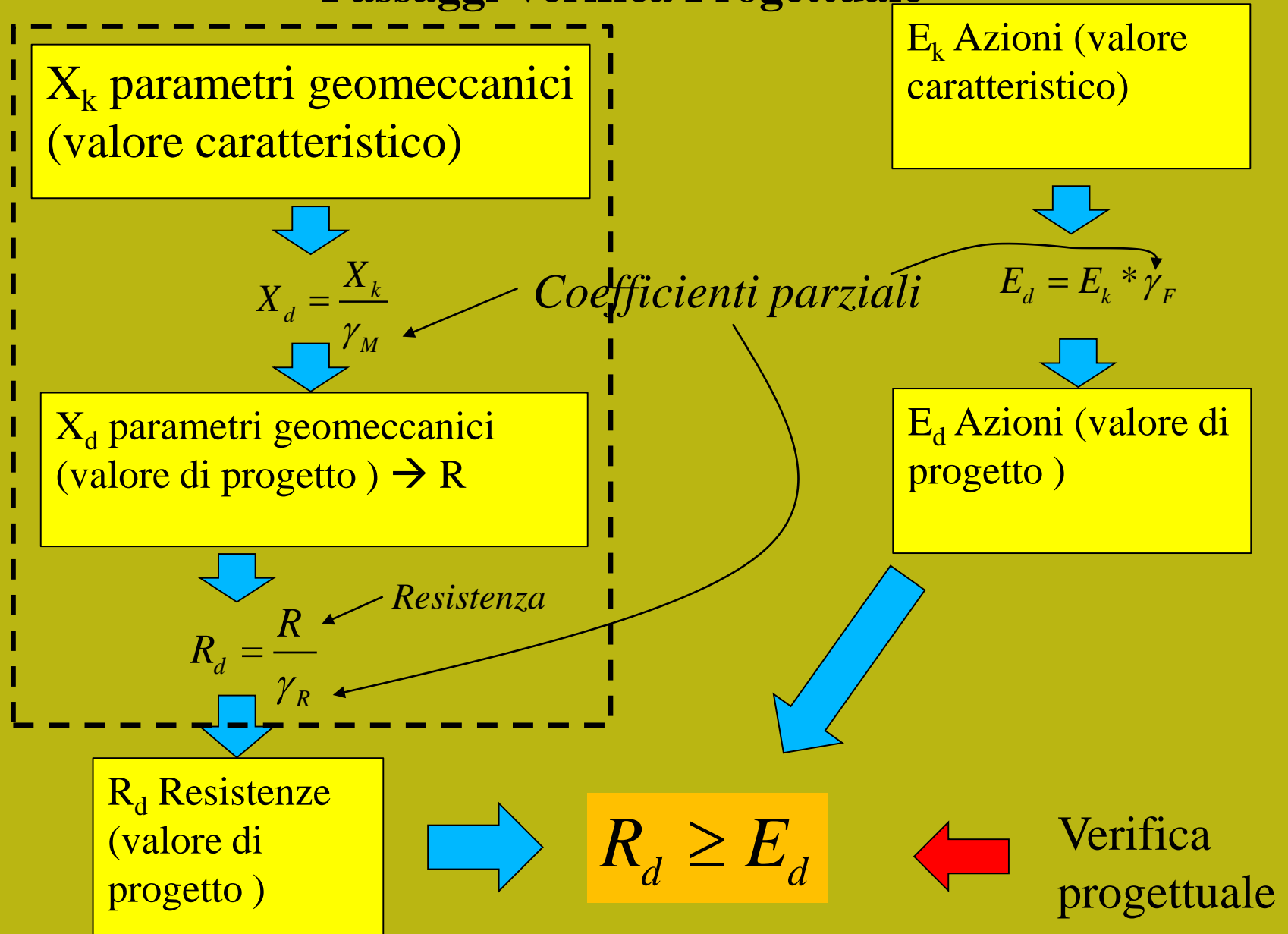
Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura F.2.: coefficienti parziali per i parametri geotecnici – (NTC2018)



# Passaggi Verifica Progettuale



Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Coefficiente R3 per fondazioni superficiali



In sostanza se abbiamo dei parametri caratteristici per i nostri calcoli di capacità portante. Come dobbiamo operare successivamente .

Ovviamente con questi parametri ottenere il carico limite ultimo  $q_u$  con le procedure classiche e in questo caso comparare il carico di progetto amplificato  $O$  corretto con i parametri A1. Questo valore diventerà equivalente a R (o resistenza)

Successivamente il carica e le azioni di progetto possono essere considerate le azioni E


$q_u/2.3 = R_d$  (resistenza di progetto = carico limite ridotto per il fattore R3=2.3)

$E_d$  = azioni di progetto (carico applicato amplificato corretto con coefficienti A1)

**Ovvero:**


**Rd>Ed**  Condizione prevista da NTC2018 e EC-7

**Ovvero:**

**qu/2.3>Ed**  Con la definizione di resistenza da qu

**essendo qu/2.3= Rd**

**Ovvero;**

**qu/Ed>2.3**  Equivalente a vecchio Fattore di sicurezza minimo  
Con l'approccio anteriore a EC-7 e NTC xxxx

Vedasi anche:

*Pantelidis, L., & Griffiths, D. V. (2015). Footing on the crest of slope: slope stability or bearing capacity?. In Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2 (pp. 1231-1234). G. Lollino et al. (eds.), Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2, DOI: 10.1007/978-3-319-09057-3\_215, Springer International Publishing Switzerland. [http://inside.mines.edu/~vgriffit/pubs/Some\\_C\\_Pubs/Turin\\_2014\\_3.pdf](http://inside.mines.edu/~vgriffit/pubs/Some_C_Pubs/Turin_2014_3.pdf)*

Questo approccio unitario e' quindi compatibile e coerente con quanto esposto nel manuale di SSAP dove viene calcolato il grado di stabilita' di una fondazione, in pendio, per mezzo di un  $F_s$

Naturalmente il progettista puo' assumere sempre un valore di FS minimo in maniera maggiormente cautelativa, in funzione del livello di conoscenza associato al sottosuolo o alle condizioni idrauliche e sismiche del sito.



**Impiego di SSAP**  
**Slope Stability Analysis Program,**  
**versione 5.0 - 2020, FREEWARE**  
**Nel contesto delle NTC2018**

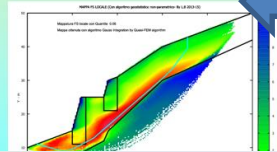
**Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D**  
 Full Professor - Geotechnics and Engineering Geology  
 Universidad Autónoma de San Luis Potosí -UASLP



Instituto de Geología  
 Facultad de Ingeniería,  
 San Luis Potosí, MEXICO  
 lborselli@gmail.com  
 lorenzo.borselli@uaslp.mx  
<http://www.lorenzo-borselli.eu>



Lorenzo Borselli – Impiego di SSAP Slope Stability Analysis Program, versione 5.0 - 20



Facendo riferimento adesso a  
 Un precedente webinar presso OGT

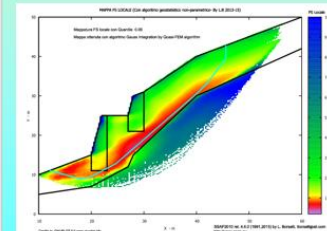
**Determinazione dei parametri caratteristici e di progetto:**

**teoria ed esempi pratici**

**Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D**  
**Universidad Autónoma de San Luis Potosí -UASLP**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad de Ingeniería.**  
**San Luis Potosí, MEXICO**

**E. mail:**  
**lborselli@gmail.com**  
**lorenzo.borselli@uaslp.mx**

<https://www.lorenzo-borselli.eu>

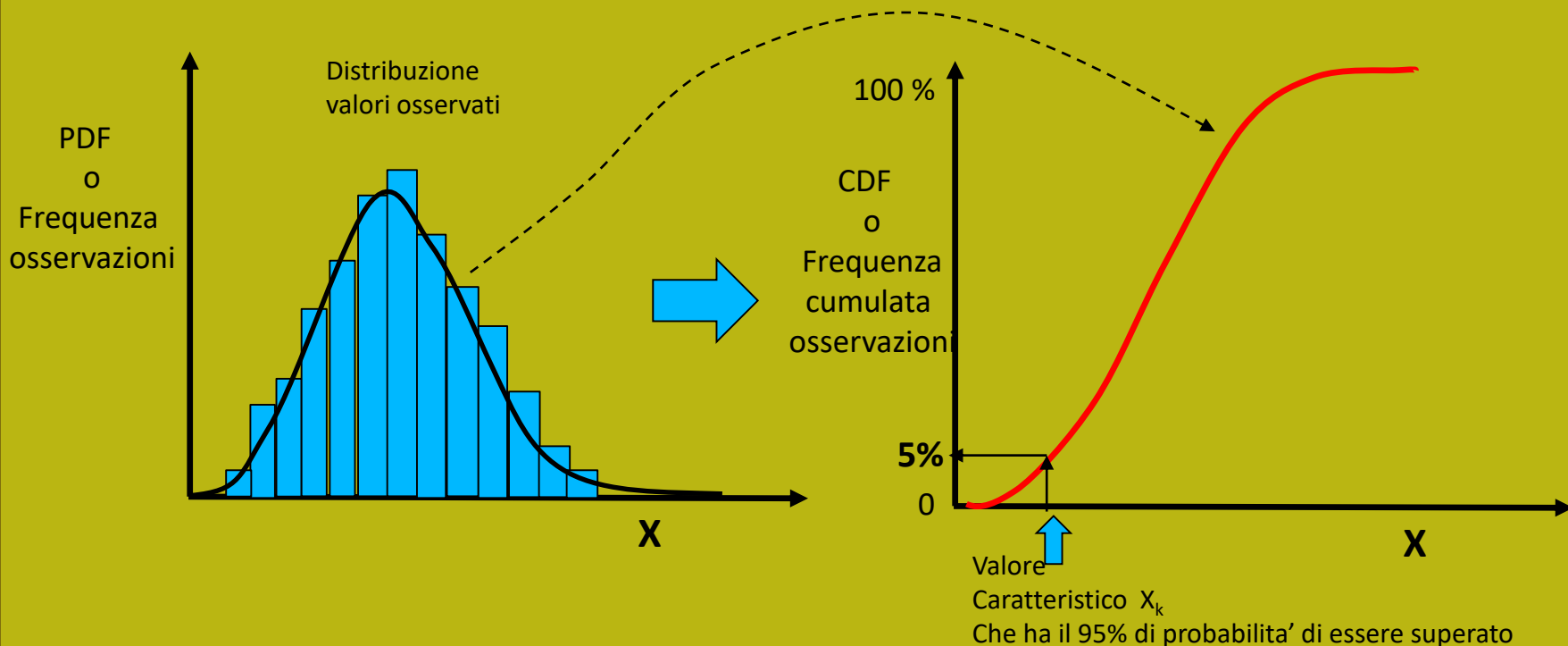


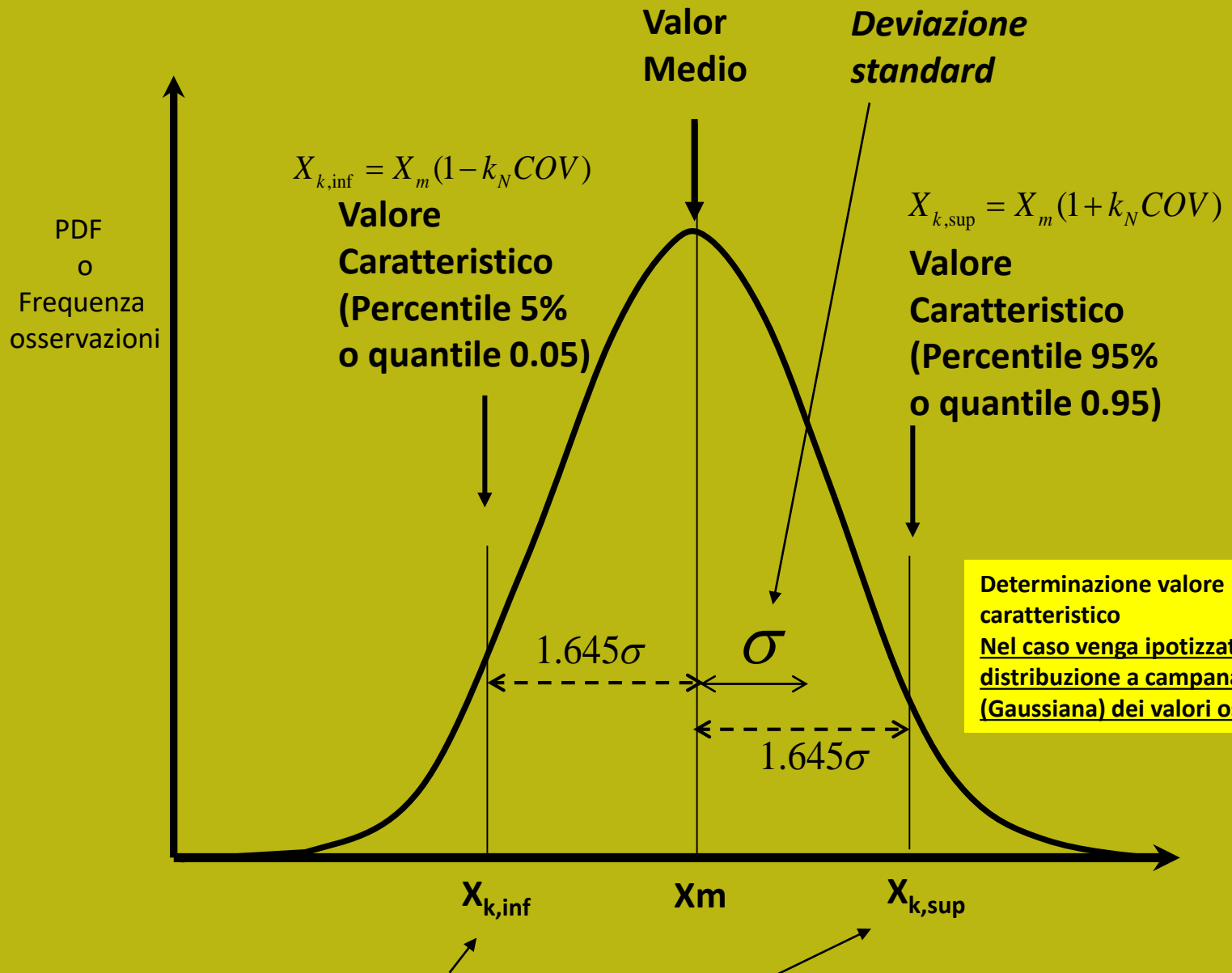
Lorenzo Borselli – Impiego di SSAP Slope Stability Analysis Program, versione 5.0 - 2020, FREEWARE Nel contesto delle NTC2018



Il valore caratteristico nella proprietà di un Materiale (*geomateriale* nel nostro caso ) è definita come Il valore associato a una prescritta probabilità di essere superato (esempio il 5% o il 95%) , dopo aver eseguito una serie infinita di test [EN 1990 §1.5.4.1 e 4.2 (1)]

Una analisi statistica di base risulta essere necessaria alla determinazione del valore caratteristico





Valori caratteristici inferiore e superiore →

$$X_{k,inf} = X_m (1 - k_N COV)$$

Quantile 0.05 e percentile 5%

$$X_{k,sup} = X_m (1 + k_N COV)$$

Quantile 0.95 e percentile 95%

**Le formule Base**

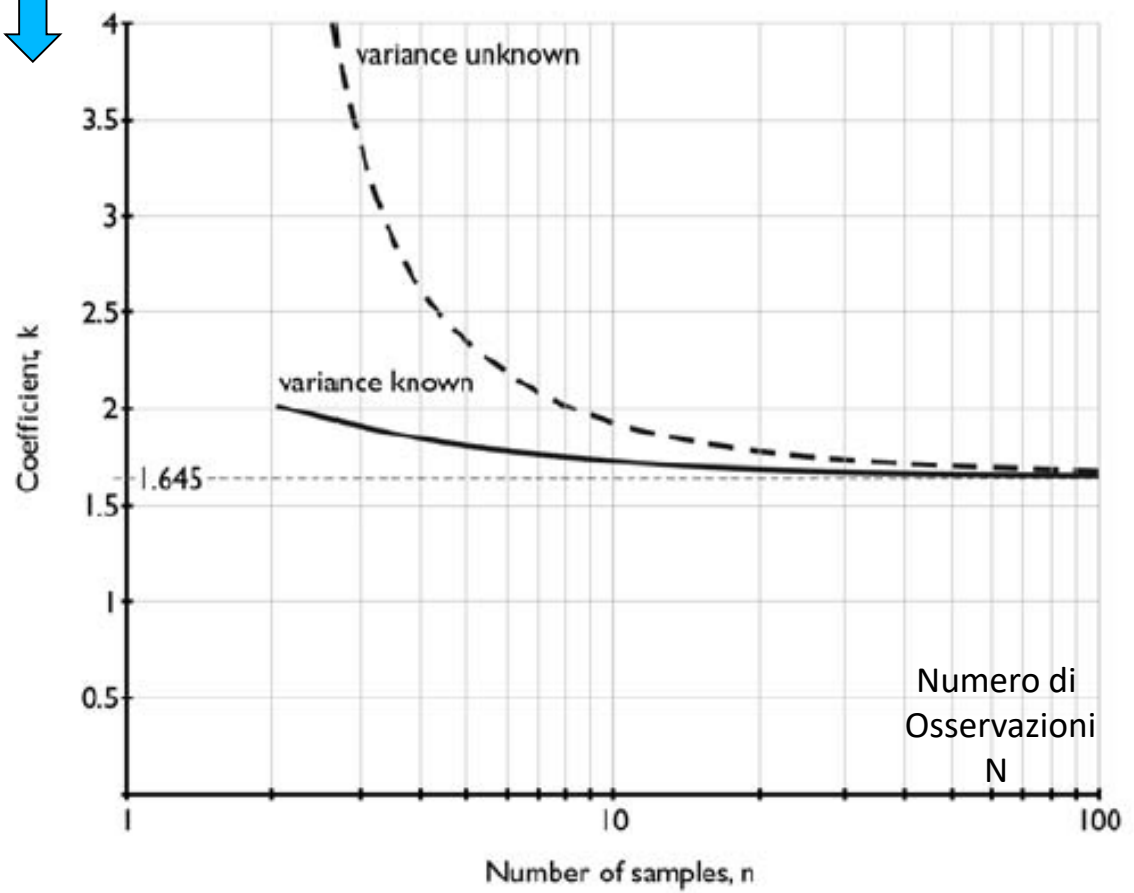
Coefficiente di variazione →  $COV = \frac{\sigma_x}{X_m}$

$$k_N = 1.645 \sqrt{\frac{1}{N} + 1}$$

N=numero misure

Versione Basate su distribuzioni ideali, Gaussiane, dei dati misurati/osservati.

*N.B.: esistono varianti a queste formule per distribuzioni asimmetriche Log-Normali*





# ottima sintesi tecnica del metodo classico

GEORISK, 2016

<http://dx.doi.org/10.1080/17499518.2016.1235711>



Taylor & Francis  
Taylor & Francis Group

## Defining and selecting characteristic values of geotechnical parameters for designs to Eurocode 7

Trevor L. L. Orr

Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College Dublin, Dublin 2, Ireland

### ABSTRACT

Recent geotechnical design codes (such as Eurocode 7) aim to achieve geotechnical designs with an appropriate target reliability by applying partial factors to characteristic parameter values. Development in Eurocode 7 of the definition and selection of the characteristic values is traced. A significant development occurred with the definition of the characteristic value as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state. Statistical equations to select characteristic values are presented, including one proposed for the revised of Eurocode 7. An alternative equation reduces the amount of subjective judgement and is more likely to achieve the target reliability.

### ARTICLE HISTORY

Received 15 June 2016

Accepted 8 September 2016

### KEYWORDS

Eurocode 7; characteristic value; correlation factor; target reliability

**Il problema di questo metodo per la stima del valore caratteristico  $X_k$ , con il metodo classico è che:**

- **è necessario avere un campione il più possibile ampio perché la valutazione sia attendibile.**
- **Inoltre, quasi sempre, si assume che la distribuzione delle osservazioni sia perfettamente una curva Gaussiana (ovvero una curva a campana simmetrica) e spesso questo avviene quando abbiamo poche misure.**
- **Non si fa alcuna ipotesi sul significato fisico di quello che stiamo valutando.**
- **Il COV deve essere calcolato, o assunto a priori, (per lo specifico tipo di parametro).**

**Nella pratica abbiamo invece:**

- **Un numero limitato di misure.**
- **La distribuzione delle osservazioni raramente è gaussiana (curva a campana simmetrica)..**
- **La applicazione meccanica delle formule di calcolo può portare a volte a dei valori «fuori scala» (es. coesione negativa !!) .**
- **Il COV calcolato dal campione sperimentale è spesso limitato e poco cautelativo, quindi si assumono a volte valori forniti da letteratura..(quando abbiamo pochi dati)**

**Table 5.** Summary of total measurement error of some laboratory tests (source: Phoon et al. 1995, p. 4-22).

Property <sup>a</sup>	Soil type	No. of data groups	No. of tests per group		Property value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
$s_u$ (TC) (kN/m <sup>2</sup> )	Clay, silt	11	—	13	7–407	125	8–38	19
$s_u$ (DS) (kN/m <sup>2</sup> )	Clay, silt	2	13–17	15	108–130	119	19–20	20
$s_u$ (LV) (kN/m <sup>2</sup> )	Clay	15	—	—	4–123	29	5–37	13
$\bar{\phi}$ (TC) (°)	Clay, silt	4	9–13	10	2–27	19.1	7–56	24
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Clay, silt	5	9–13	11	24–40	33.3	3–29	13
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Sand	2	26	26	30–35	32.7	13–14	14
$\tan \bar{\phi}$ (TC)	Sand, silt	6	—	—	—	—	2–22	8
$\tan \bar{\phi}$ (DS)	Clay	2	—	—	—	—	6–22	14
$w_n$ (%)	Fine grained	3	82–88	85	16–21	18	6–12	8
$w_L$ (%)	Fine grained	26	41–89	64	17–113	36	3–11	7
$w_p$ (%)	Fine grained	26	41–89	62	12–35	21	7–18	10
PI (%)	Fine grained	10	41–89	61	4–44	23	5–51	24
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Fine grained	3	82–88	85	16–17	17.0	1–2	1

<sup>a</sup>LV, laboratory vane shear test.

Phoon, K-K., and F. H. Kulhawy. 1999. "Characterization of Geotechnical Variability." *Canadian Geotechnical Journal*, Canadian Science Publishing 36 (4): 612–624.



**Table 3.** Ranges of typical COV values for soil parameters and recommended values (Schneider and Schneider 2013).

Soil parameter	Symbol	Range of typical COV values	Recommended COV values
Weight density	$\gamma$	0.01–0.10	0
Angle of internal friction	$\tan \phi'$	0.05–0.15	0.1
Cohesion	$c'$	0.30–0.50	0.4
Undrained shear strength	$c_u$	0.30–0.50	0.4
Compressibility modulus	$m_v$	0.20–0.70	0.4

***Esistono diversi riferimenti in letteratura***

***Che definiscono i coefficienti di COV da associare a ogni parametro geotecnico***

Mv

Da Trevor & Orr (2017)

Attenzione a questo caso:

Modulo edometrico  $D$  e coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$

$$D = 1/m_v \text{ (kPa)}$$

Quindi i valori di compressibilità' piu bassi in termini di  $m_v$  corrispondono ai valori di  $D$  piu elevati..

**Valori caratteristici**



$m_v$



95% percentile o 0.95 quantile

$D$

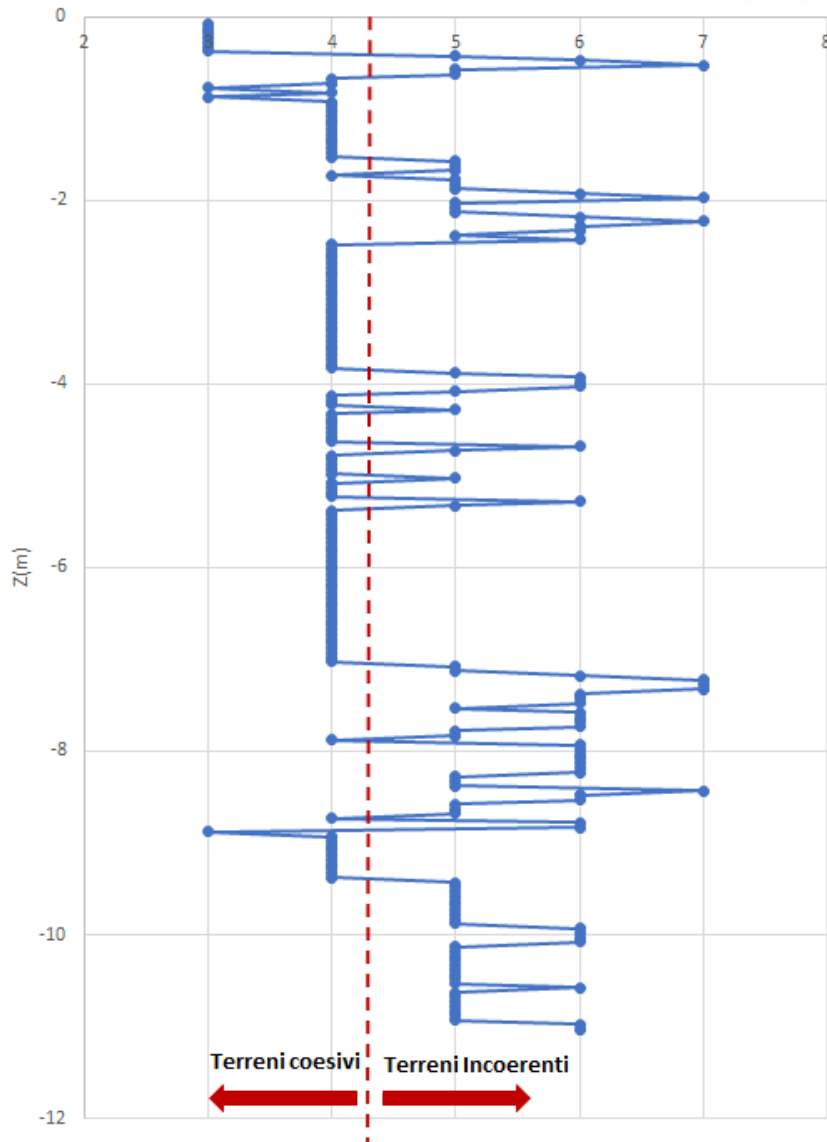


5% percentile o 0.05 quantile

Attenzione non esistono coefficienti riduttivi per questi parametri per passare da valori caratteristici a quelli di progetto!!  
Quindi dovremo usare sempre quelli caratteristici.

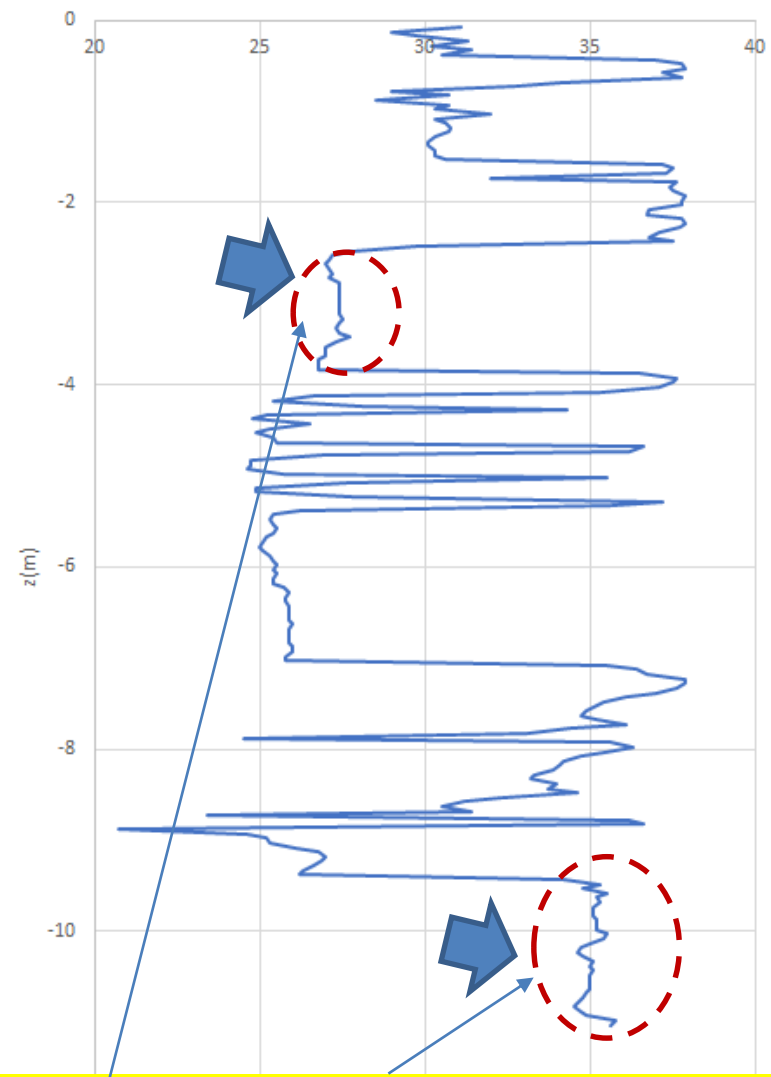
# CPTu 1 - Tavarnelle

## INDICE SBT - da Eslami e Fellenius (2000)



# CPTu 1 - Tavarnelle

## Phi'(kPa)

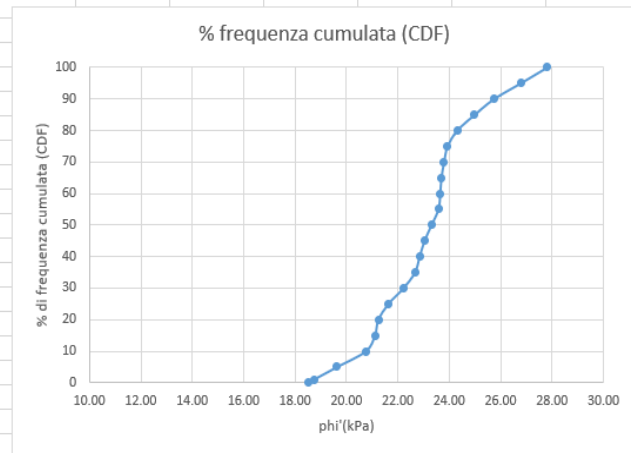


Per ogni strato individuato è possibile determinare un valore caratteristico

# FOGLIO DI CALCOLO PER CALCOLO PARAMETRI CARATTERISTICI

## Phi'

By Lorenzo Borselli (2019) - www.lorenzo-borselli.eu					
In ottemperanza a NTC2018-EC-7					
analisi statistica non parametrica			phi' (*)	quantili	% frequenza cumulata (CDF)
valori misurati			18.50	0	0
N.	phi' (*)	tan(phi)	18.73	0.01	1
1	23	0.42447482	<b>percentile 5%</b>	<b>19.63</b>	<b>5</b>
2	25.5	0.47697553	20.75	0.1	10
3	23.6	0.43688926	21.11	0.15	15
4	18.5	0.33459532	21.24	0.2	20
5	21	0.38386404	21.63	0.25	25
6	24	0.44522869	22.21	0.3	30
7	21.3	0.38988371	22.66	0.35	35
8	23.7	0.43896931	22.84	0.4	40
9	22.6	0.41625982	23.03	0.45	45
10	27.8	0.52724019	<b>mediana</b>	<b>23.30</b>	<b>50</b>
11			23.57	0.55	55
12			23.64	0.6	60
13			23.69	0.65	65
14			23.79	0.7	70
15			23.93	0.75	75
16			24.30	0.8	80
17			24.98	0.85	85
18			25.73	0.9	90
19			26.78	0.95	95
20			27.80	1	100
<b>Metodo NON PARAMETRICO</b>			<b>Metodo classico</b>		
Gamma_phi			1.25	N	
				9	
				COV	0.15 COV SPER.
				k	1.73398225 phi'
valore Media aritmetica			23.14	Media aritmetica	0.42743807 23.14
valore caratteristico percentile 5%			19.63	valore caratteristico perc	0.31626256 17.55
Valore di progetto da percentile 5%			15.93	Valore di progetto da per	0.25301005 11.36



cambiare i valori con i valori realmente osservati. Max 50 valori

copiare le formule per le celle mancanti  
**attenzione! Non lasciare celle con valori 0**

By I.B. 2019-2021

**NOVITA' !!**

**Determinazione parametri geotecnici caratteristici e di progetto, secondo NTC2018 e EC7  
(metodo classico Gaussiano, metodo classico semplificato, metodo NON Parametrico)**

**Foglio di calcolo XLSX (versione 1.4.1 - 2021, by Lorenzo Borselli) - aggiornamento del 17-02-2021 !!**

**Attenzione! questo foglio di calcolo e' distribuito esclusivamente con propositi di divulgazione tecnica**

*L'autore non si ritiene responsabile dei risultati derivanti l'applicazione del foglio di calcolo in oggetto. Tali risultati sono di esclusiva responsabilità dell'utilizzatore ultimo.*

*L'autore non si ritiene responsabile per eventuali perdite di dati o danni a sistemi informatici derivanti dall'uso del foglio di calcolo in oggetto*

Foglio per determinazione parametri caratteristici e di progetto

Scaricabile nella pagina: <https://www.ssap.eu/downloads.html>

## Lecture Consigliate:

- **Das, B. M., & Sivakugan, N. (2019). Principles of foundation engineering. 9<sup>th</sup> edition. Cengage learning. ISBN: 9781337-705035**
- **Murthy, V. N. S. (2002). Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering. CRC press. ISBN 9780824708733.**
- **Samtani, N. C., Nowatzki, E. A., Bryan, R. S., & NCS GeoResources, L. L. C. (2006). Soils and Foundations Reference Manual-Volume II (No. FHWA-NHI-06-089). Federal Highway Administration (US).**
- **Burland, J., Chapman, T., Skinner, H. D., & Brown, M. (2012). *ICE manual of geotechnical engineering volume 1: Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation*. ICE Publishing, London, UK. ISBN: 978-0-7277-5707-4**
- **Burland, J., Chapman, T., Skinner, H. D., & Brown, M. (2012). *ICE manual of geotechnical engineering volume 2: Geotechnical design, construction and verification*. ICE Publishing, London, UK. ISBN: 978-0-7277-5709-8**





# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021

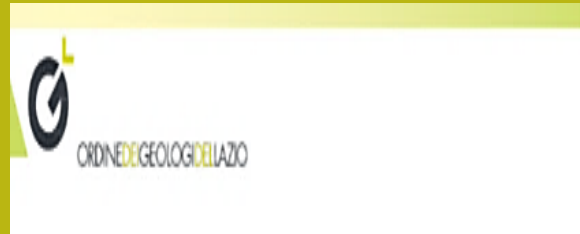


**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico.** [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

## **Modulo 6 – Fondazioni Profonde e speciali: modello del sottosuolo e progetto geotecnico (3 ore)**

Principi progettuali NTC2018, principio del trasferimento del carico, capacità portante assiale (punta e laterale) su suoli e/o Roccia, capacità portante per carichi laterali, calcolo dei cedimenti e deformazioni (su suolo e/o roccia). Lineamenti di Fondazioni speciali (paratie, tiranti, pozzi).



## Modulo 6

- Principio del trasferimento del carico, capacità portante assiale (punta e laterale) su suoli e/o Roccia
- Capacità portante per carichi laterali
- Calcolo dei cedimenti (suolo e roccia)
- Principi progettuali secondo le NTC2018

# DEFINIZIONI E CAMPO DI APPLICAZIONE



Fondazioni superficiali

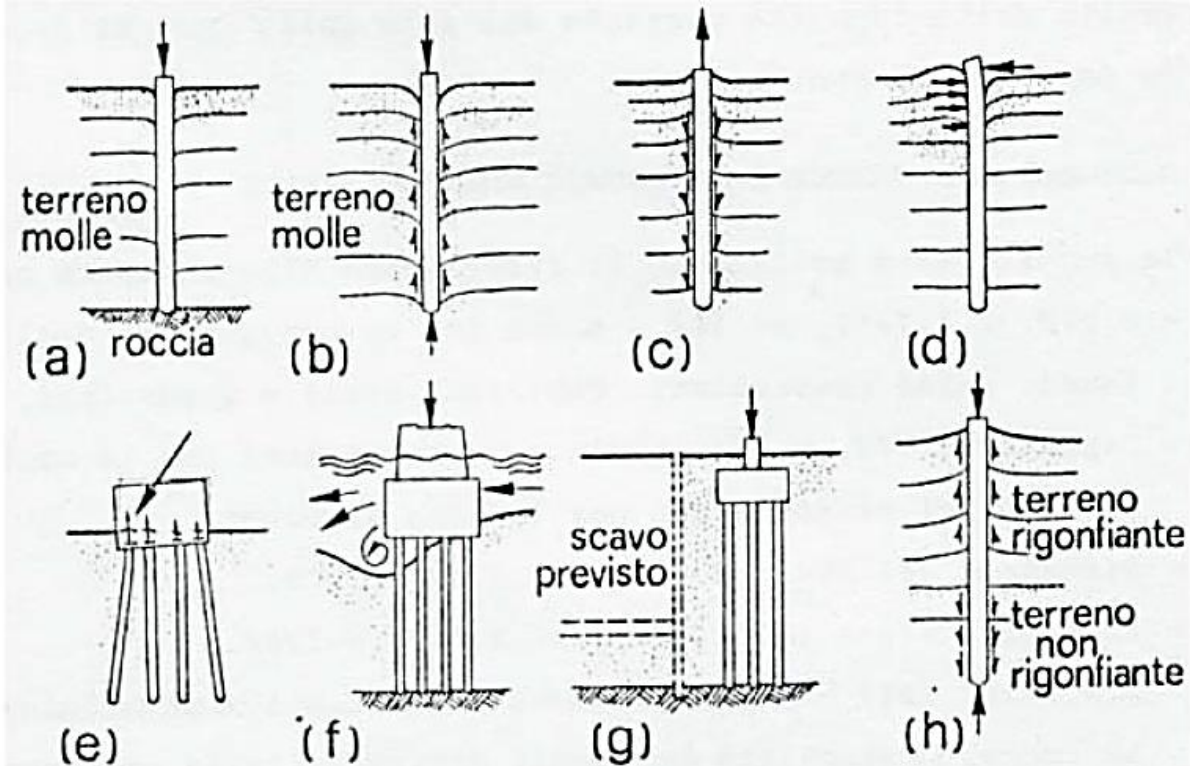
Nel caso delle fondazioni profonde gli attriti laterali sono importanti per la definizione della capacità portante e nel calcolo delle deformazioni prodotte dal carico.

$$H/D > 10$$

Fondazioni profonde  
Secondo Terzaghi

## Situazioni in cui si usano le fondazioni profonde

Da Vesic (1977),  
Facciorusso et al. (2011)



- trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti,
- trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto,
- resistere ad azioni di trazione,
- resistere ad azioni orizzontali,
- resistere in gruppo a carichi inclinati,
- assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali,
- trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo,
- attraversare strati di terreno rigonfiante.

# TIPOLOGIE DI FONDAZIONI PROFONDE

Classificazione in base al diametro

- **$D < 0.30$  m, Micropali**
- **$0.3 \text{ m} < D < 0.6-0.8$  m, Diametro medio**
- **$D > 0.6-0.8$  m, Grande diametro**

Classificazione in base al materiale

- **Acciaio**
  - **Calcestruzzo armato**
  - **Legno**
  - **PVC**
  - **Acciaio+PVC**
- Nuove tipologie usate per consolidamenti superficiali*

Classificazione in base alla tecnica costruttiva

- **Infissi (senza asportazione di terreno , prefabbricati)**
- **Infissi e gettati in opera (palo Francki)**
- **Tivellati (con asportazione di terreno )**
- **Trivellati a elica (con asportazione parziale di terreno)**

## **FASI PROGETTAZIONE FONDAZIONI SU PALI\***

- 1) Raccolta di dati geologici e ogni altra disponibile Informazione sul sottosuolo; pianificazione, esecuzione e interpretazione di prove in sito e dati di laboratorio sul sottosuolo; sviluppo di un modello geotecnico del Sottosuolo;**
- 2) Determinazione della grandezza, natura e distribuzione dei carichi esercitati dalla struttura sulla fondazione. Carichi permanenti o temporanei anche indotti da macchinari o da effetti sismici, o moto ondoso in zone costiere;**
- 3) Scelta del tipo di fondazione;**
- 4) Determinazione della capacità portante del palo singolo o del gruppo di pali di fondazione assumendo un carico di servizio con un certo margine di sicurezza contro il collasso;**
- 5) Previsione del cedimento totale e differenziale della fondazione; valutando la sua ammissibilità tenendo conto delle caratteristiche statiche e funzionali della struttura. Se il criterio di ammissibilità non è soddisfatto, cambiare il carico di servizio e/o lo schema di fondazione;**
- 6) valutazione dello stress nella fondazione e progetto strutturale complessivo**
- 7) Definizione delle tecniche di installazione;**
- 8) valutazione del costo, anche per una scelta tra possibili alternative.**

*\*Da Viggiani 2012 (semplificato)*

## DIFFERENZE TRA PALI BATTUTI E TRIVELLATI

<i>PALI</i>	<i>BATTUTI</i>	<i>TRIVELLATI</i>
Terreni attraversabili	notevoli limitazioni in presenza di terreni compatti, strati lapidei, trovanti	possono attraversare qualsiasi terreno (con opportuno sistema di perforazione)
Modifiche che la messa in opera del palo provoca nel terreno circostante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- in terreni incoerenti producono un addensamento con conseguente miglioramento delle proprietà meccaniche</li> <li>- in terreni coesivi producono rimaneggiamento e diminuzione della resistenza al taglio</li> </ul>	decompressione del terreno e peggioramento delle sue caratteristiche meccaniche. In terreni coesivi tale effetto può essere ridotto
Dimensioni	$D_{max} \cong 60 \text{ cm}$ $L_{max} \cong 20 \text{ m}$ per pali prefabbricati è necessario prefissare la lunghezza	nessuna limitazione
Inclinazione massima possibile	fino a 15°-20°	generalmente impossibile salvo che per pali di piccolo diametro
Qualità del calcestruzzo	ottima	da controllare, può essere molto scadente
Attrezzature	ingombranti e costose	per pali di grande diametro ingombranti e costose
Impatto	vibrazioni e scosse durante la messa in opera	molto minore che per i pali battuti

Da Facciorusso et al. (2011)



Table 5-1 Field and Laboratory Tests for Geomaterial Parameter Determination

Design Parameter or Information Needed	Cohesionless Soil	Cohesive Soil	Rock
Subsurface Stratigraphy	Drilling and Sampling; SPT, CPTu, CPT; Geophysical methods	Drilling and Sampling; SPT, USS, CPTu, CPT, DMT; Geophysical methods	Drilling and Sampling; Rock Core Logging
Groundwater Conditions	Well / Piezometer	Well / Piezometer	Well / Piezometer
Classification	USCS Group	USCS Group	Rock Type
Gradation	Sieve Analysis	Sieve Analysis Hydrometer Analysis	N/A
Atterberg Limits	N/A	Liquid Limit Plastic Limit	N/A
Moisture Content, $w$	Wet and Oven-Dried Weights	Wet and Oven-Dried Weights	Lab
Unit Weight, $\gamma$	SPT, DMT	USS-Lab	USS-Lab
Sensitivity	N/A	VST, USS-Lab	N/A
RQD and GSI	N/A	N/A	Rock Core Recovery and Logging
Effective Stress Friction Angle, $\phi'$	SPT, CPTu, CPT, DMT	CD or CIU triaxial on USS	Correlate to GSI
Undrained Shear Strength, $s_u$	N/A	UU, CIU and UC on USS, VST, CPT	N/A
Preconsolidation Stress, $\sigma_p$	SPT, CPT	Consolidation test, DMT, CPTu, CPT	N/A
Elastic Modulus of Soil, $E_s$	SPT, CPT, PMT, DMT; correlate with Index Properties	DMT, PMT, Triaxial Tests; correlate with Index Properties	N/A
Unconfined Compressive Strength, $q_u$	N/A	N/A	UC on Rock Core
Modulus of Intact Rock, $E_r$	N/A	N/A	Compression Test on Rock Core
Rock Mass Modulus, $E_m$	N/A	N/A	Correlate to GSI and $q_u$ or $E_r$ ; PMT

**Caratterizzazione geotecnica parametri base per i geomateriali ai fini della progettazione di fondazioni profonde ...e non solo. da Hanninigan et al. (2016)**

CD – Consolidated Drained Triaxial Test (Section 5.2)  
 CIU – Consolidated Undrained Triaxial test with pore pressure measurements (Section 5.2)  
 CPT – Cone Penetration Test (Section 5.1.2)  
 CPTu – Cone Penetration Test with pore water pressure measurements (Section 5.1.2)  
 CU – Consolidated Undrained Triaxial Test (Section 5.2)  
 DMT – Dilatometer Test (Section 5.1)  
 GSI – Geological Strength Index  
 PMT – Pressuremeter Test (Section 5.1)  
 RQD – Rock Quality Designation Test (Section 4.2)  
 SPT – Standard Penetration Test (Section 5.1.1)  
 UU – Unconsolidated, Undrained Triaxial Test (Section 5.2)  
 UC – Unconfined Compression Test (Section 5.2)  
 USS – Undisturbed soil sample (Section 4.2)  
 USCS – Unified Soil Classification System  
 VST – Vane Shear Test (Section 5.1.3)

Table 5-2 Summary of In-Situ Methods

In-Situ Test	Information Obtained for Pile Foundation Design in Appropriate Soil Types	Advantages	Disadvantages
Standard Penetration Test (SPT) ASTM D1586	Collection of soil samples to confirm subsurface soil type. Correlations for determination of in-situ density, liquefaction susceptibility, and friction angle of sands, undrained shear strength of clays. Best suited for sand, silt, and clay materials. Not suitable in large gravel, rubble, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Simple test.</li> <li>2. Can retrieve samples to confirm soil type.</li> <li>3. Equipment is widely available.</li> <li>4. Correlations available for estimating soil parameters.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Operator and equipment dependent.</li> <li>2. Samples are disturbed.</li> <li>3. Cannot evaluate in-situ pore pressure.</li> <li>4. Accuracy of estimated soil parameters.</li> </ol>
Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurements (CPTu) ASTM D5778	Continuous evaluation of subsurface stratigraphy. Correlations for determination of in-situ density and friction angle of sands, undrained shear strength of clays, and liquefaction susceptibility. Best suited for sand, silt, and clay materials. Not suitable in gravel, rubble, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Cone can be considered as a model pile.</li> <li>2. Quick and simple test.</li> <li>3. Can reduce number of borings.</li> <li>4. Relatively operator independent.</li> <li>5. Pore pressure measurements can be used to assess soil setup effects.</li> <li>6. Can help determine if penetration is drained or undrained.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Does not provide soil samples.</li> <li>2. Should be used in conjunction with soil borings in an exploration program.</li> <li>3. Local correlations can be important in data interpretation.</li> <li>4. Location and saturation of porous filter can influence pore pressure measurements.</li> </ol>
Pressuremeter Test (PMT) ASTM D4719	Bearing capacity from limit pressure and compressibility from pressure meter deformation modulus. Best suited in sand, silt, clay and soft rock. Not suitable in organic soils and hard rock.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Tests can be performed in and below hard strata that may stop other in-situ testing devices.</li> <li>2. Tests can be made on non-homogenous soil deposits.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Bore hole preparation very important.</li> <li>2. Limited number of tests per day.</li> <li>3. Limited application for axially loaded pile design.</li> </ol>
Dilatometer Test (DMT) ASTM D6635	Correlations for soil type, earth pressure at rest, over consolidation ratio, undrained shear strength, and dilatometer modulus. Best suited for low to medium strengths sand and clay. Not suitable in dense deposits, gravel, and rock.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Quick, inexpensive test.</li> <li>2. Relatively operator independent.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Less familiar test method.</li> <li>2. Intended for soils with particle sizes smaller than fine gravel.</li> <li>3. Limited application for axially loaded pile design.</li> </ol>
Vane Shear Test ASTM D2573	Undrained shear strength. Best suited in soft to medium clays. Not suitable in silt, sand or gravel.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Quick and economical.</li> <li>2. Compares well with unconfined compression test results at shallow depths.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Can be used to depths of only 13 to 20 feet without casing bore hole.</li> </ol>
Dynamic Cone Test	Qualitative evaluation of soil density. Qualitative comparison of stratigraphy. Best suited in sand and gravel. Not suitable in clay.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Can be useful in soil conditions where static cone (CPT) reaches refusal.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. An unknown fraction of resistance is due to side friction.</li> <li>2. Overall use is limited.</li> </ol>

**Prove in situ indicate ai Ai fini della progettazione di fondazioni profonde ...e non solo. da Hanninigan et al. (2016)**

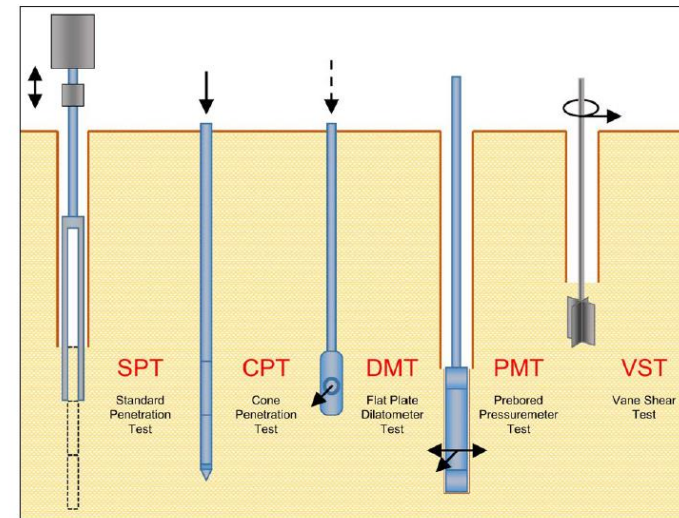
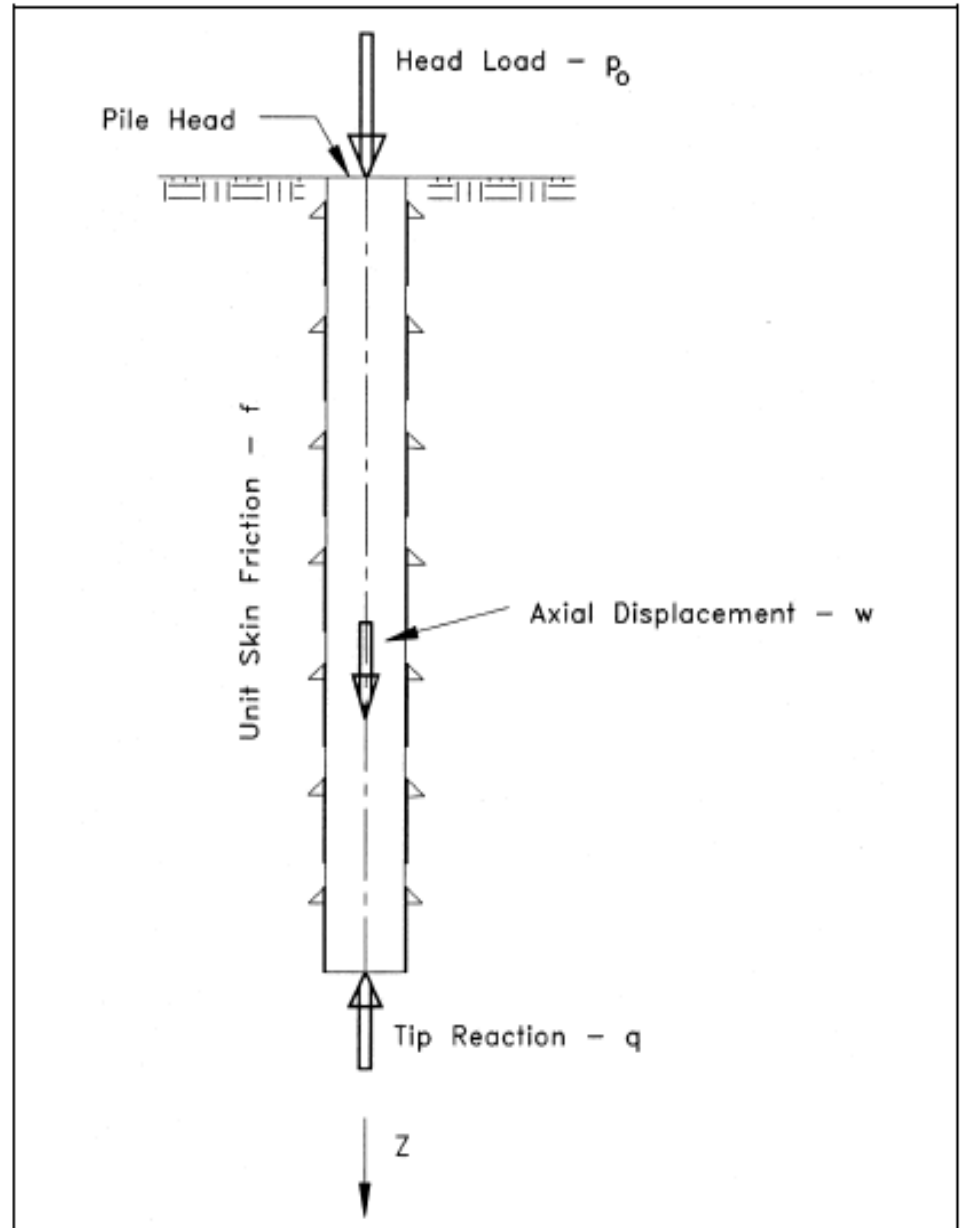


Figure 5-1 Schematic of common of in-situ tests (after Mayne et al. 2001).

## Il problema del trasferimento del carico

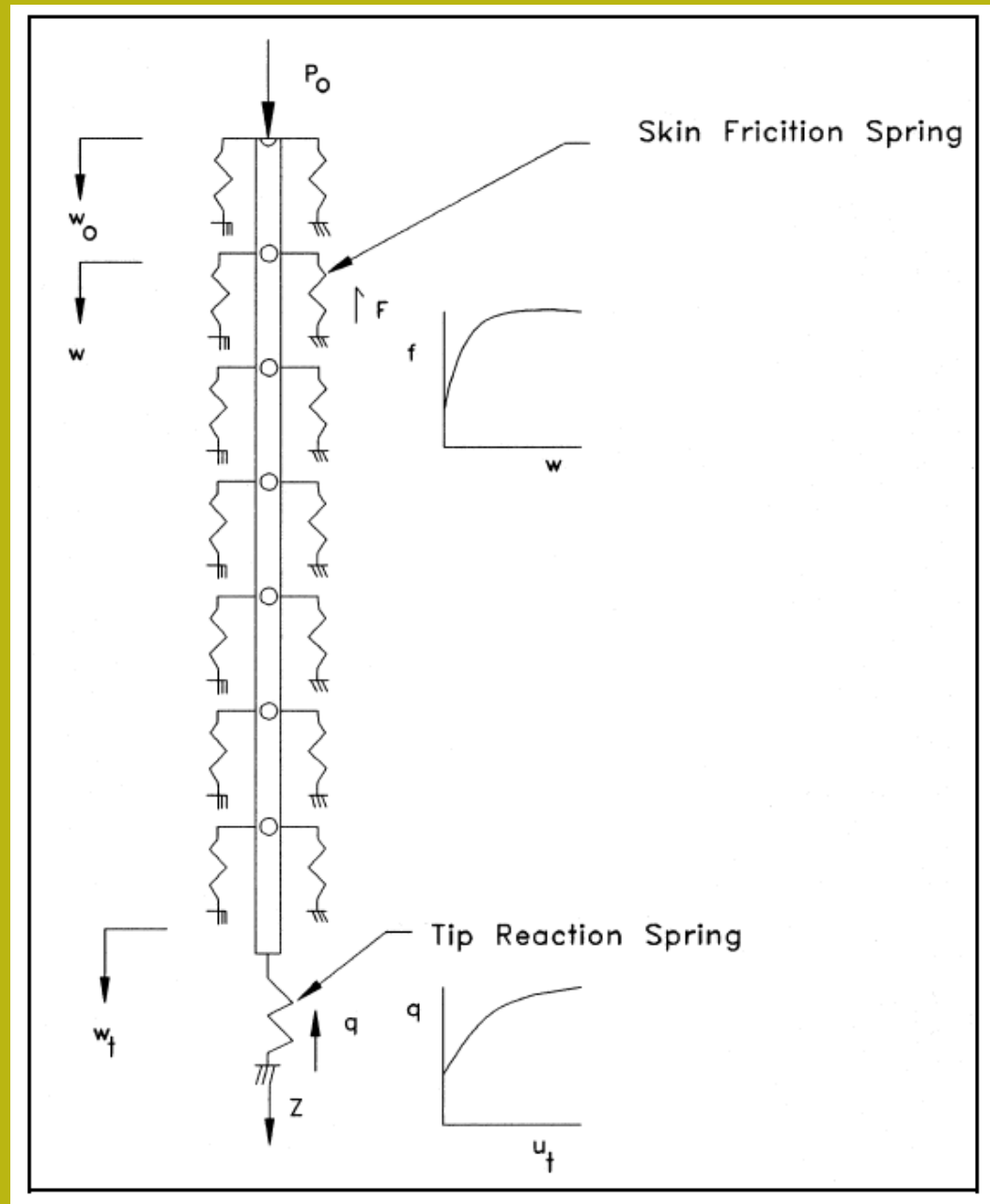
Il carico di testa  $P_0$  viene trasferito al terreno circostante da sforzi di taglio (Attrito superficiale) lungo l'interfaccia laterale palo / terreno e per estremità alla punta del palo (parte inferiore del palo). La velocità con cui il carico di testa viene trasferito al suolo lungo il palo e la deformazione complessiva del sistema dipendono da numerosi fattori:

- (a) la geometria della sezione trasversale, il materiale, lunghezza e, in misura minore, la rugosità della superficie del palo;
- (b) il tipo di suolo (sabbia o argilla) e le sue caratteristiche di stress-deformazione;
- (c) presenza di falda acquifera
- (d) il metodo di installazione del palo;
- (e) la presenza assenza di tensioni residue a seguito dell'installazione.



Da Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000)

**Modello unidimensionale  
A molle per simulare  
Il trasferimento del  
carico con le curve  $f-w$   
(*frizione laterale unitaria-  
deformazione*)  
e  $q-w$  (*carico di punta  
unitaria e deformazione*).**



Da Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000)

## Confronto carico/cedimento calcolato e reale

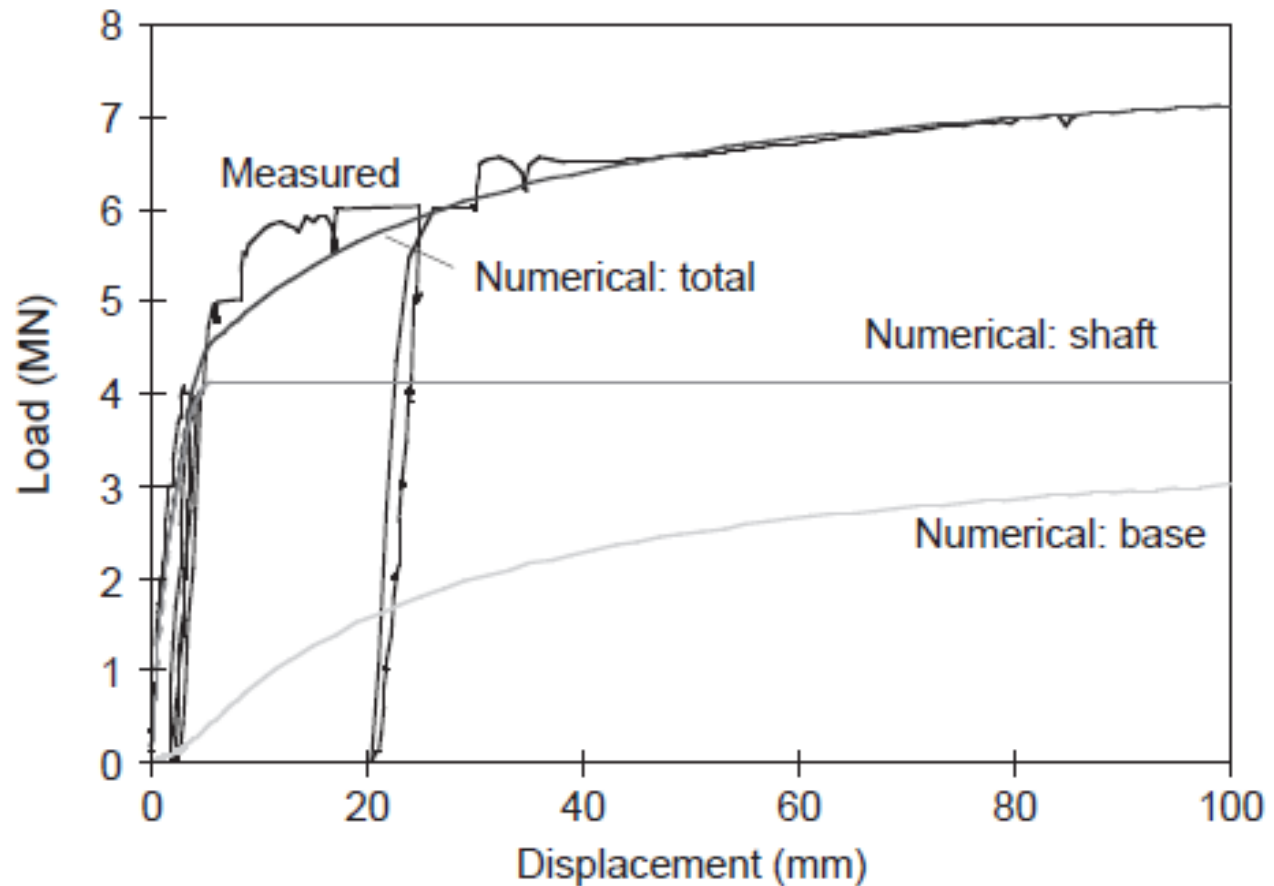


Figure 4.2 Idealized load settlement response.

Da Fleming et al. 2009

## **CAPACITA' PORTANTE ASSIALE**

Esistono diversi metodi di valutazione della capacità portante di un palo Caricato verticalmente:

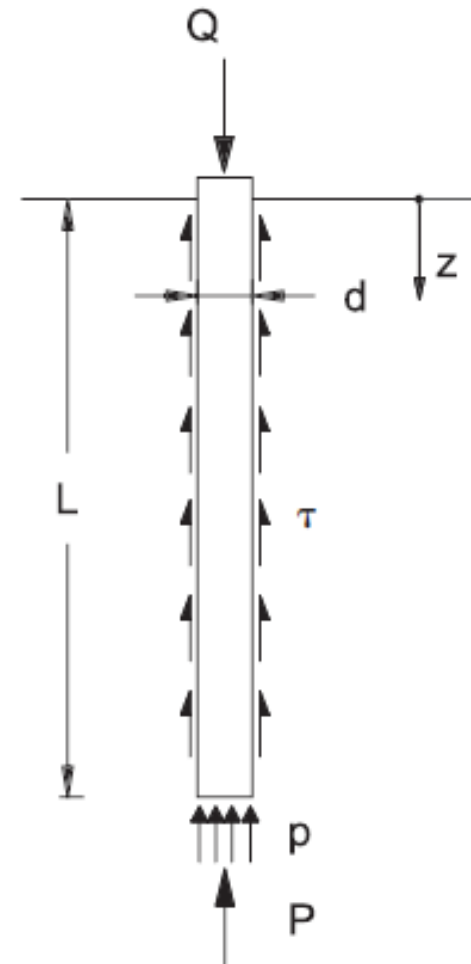
Le più importanti sono:

- **Metodi analitici statici (da proprietà di base del terreno:  $c_u$ ,  $\phi'$  e  $c'$ )**
- **Metodi da profili di resistenza di punta e frizionale da prove CPT/CPTu\***
- **Metodi da Prove SPT\***
- **Metodi dinamici (su pali battuti)**
- **Metodi da prove di carico dirette su pali posti in opera\***

*\*Da alcune di queste prove possono essere anche ottenute  
Misure dirette o stime di curve carico/cedimento.*

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L \tau \cdot dz = P + S$$

**Q= carico assiale (kN)**  
**P= carico alla base (kN)**  
**S= resistenza alla frizione laterale (kN)**



$$Q = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L \tau \cdot dz = P + S$$

← Capacità portante totale a una specifica profondità Z... (espressa come forza Es. kN o MN)

Capacità portante di punta

Metodi di stima della frizione laterale S

### Metodo alpha

La frizione laterale è assunta come una quota parte della resistenza al taglio **Non drenata** laterale del terreno

### Metodo Beta

è assunta come una quota parte della resistenza **laterale drenata** del terreno



# Capacità portante alla base del palo secondo differenti teorie (da Viggiani et al. 2014)

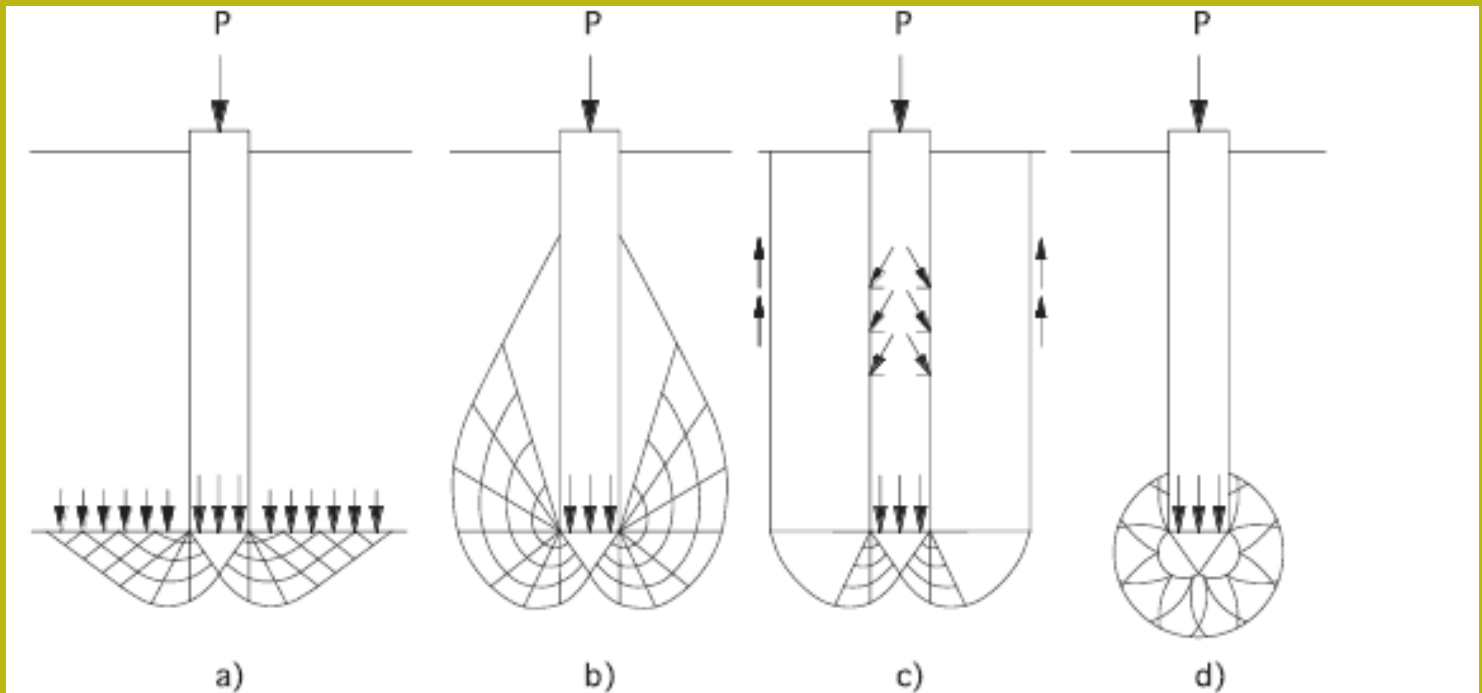


Figure 4.4 Different proposals for the slip line field below the pile base: (a) Prandtl (1921); Caquot (1934); (b) De Beer (1945); Meyerhof (1953); (c) Berezantsev *et al.* (1961); (d) Bishop *et al.* (1945); Skempton *et al.* (1953); Vesic (1964, 1977).

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2}$$

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{d}{2}$$

**Elevata similitudine con le formule per la capacità portante delle fondazioni superficiali**

Questo valore viene di solito trascurato  
Dato la dimensione ridotta della base

Questo termine puo' essere 0  
in caso di terreni non coesivi  $c=0$

Questo valore dipende dalla componente frizionale e dal carico litostatico verticale alla profondità della base

$$p = \sigma_{vL} + 9c_u$$



In condizioni non drenate

$$p = N_q \sigma'_{vL}$$



In condizioni drenate  $N_q$  dipende da  $\Phi'$  e dal rapporto  $L/d$

I valori di  $N_q$  dipendono dalle diverse teorie. Quella di vesic (1977) dipende dalla  $Dr\%$  e dalla modulo di rigidità del suolo  $G$

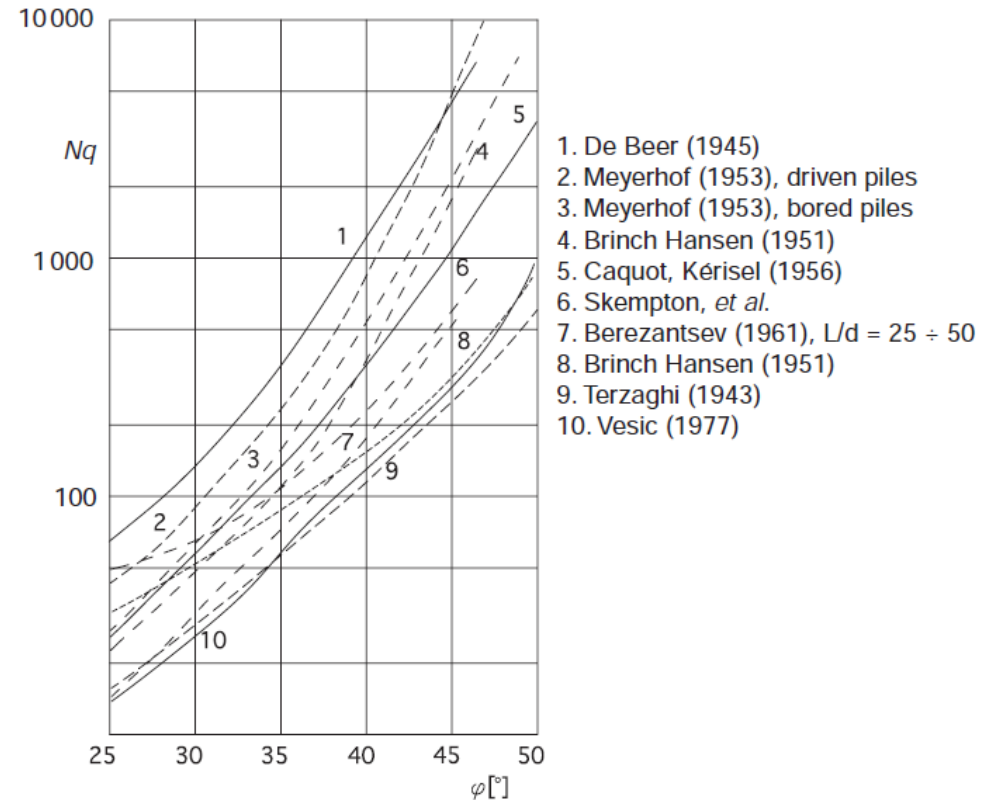


Figure 4.5  $N_q$  values for the evaluation of end bearing capacity of piles in frictional soils.

## Capacità portante per frizione laterale..

$$s = a + \sigma_h \mu$$

la resistenza frizionale unitaria (kPa) sul fusto e' espressa dalla formula generale:

Dove:

$a$  = componente di adesione (kPa)

$\sigma_h$  = pressione laterale (kPa)

$\mu$  = frizione laterale palo terreno

$\alpha$  = coefficiente di adesione

Per condizioni non drenate  
 $a = \alpha * C_u$



Capacità reale di  $S$  (come forza) fino a un data profondità  $Z$   
Viene calcolato considerando tratti omogenei di spessore finito  $dz$

# Capacita' portante per frizione laterale..

Valori di adesione  $\alpha$  per calcolo capacita' portante fa frizione laterale

Table 4.2 Values of  $\alpha$ , Eq. 4.4 (after Viggiani 1993)

Pile type	$c_u$ (kPa)	$\alpha$
Pali Infissi → Displacement	$c_u \leq 25$	1
	$25 \leq c_u \leq 70$	$1 - 0.0011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.5
Pali trivellati → Replacement	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 \leq c_u \leq 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

Table 4.3 Values of  $\alpha$ , Eq. 4.4 (after Salgado 2008)

Pile type	$\alpha$	Source
Pali Infissi → Displacement	$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{NC}^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.5}$ for $\frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1$	API (1993) Randolph and Murphy (1985) Salgado (2006)
	$\left(\frac{c_c}{\sigma'_v}\right)_{NC}^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.25}$ for $\frac{c_u}{\sigma'_v} \geq 1$	
Pali trivellati → Replacement	0.55	O'Neill and Reese (1999) Hu and Randolph (2002); Salgado (2006)
	$0.4 \left[ 1 - 0.12 \ln \left( \frac{c_u}{p_A} \right) \right]^{0.55}$ for $3 \leq OCR \leq 5$	

Note  
 $p_A = 100 \text{ kPa} \cong 1 \text{ tsf} \cong 1 \text{ kgf/cm}^2$ .

# Capacita' portante per frizione laterale..

$$s = \sigma'_h \mu = k \sigma'_v \text{tg} \delta$$

 In condizioni drenate

Tabella di riferimento  
valori di k e m  
Per applicazione  
In tratti in cond. drenate

Ricordarsi le  
definizioni di  
*displacement*  
e *replacement* secondo  
Viggiani et al.  
(2014):

**Replacement=trivellati**  
**Displacement=infissi**

Table 4.4 Suggested values of k and μ, Eq. 4.5 (after Viggiani 1993)

Pile type	Values of k for relative density		Values of μ
	Loose	Dense	
Displacement: steel H section	0.7	1.0	tg20°=0.36
closed end pipe	1.0	2.0	
precast concrete	1.0	2.0	tg3φ/4
cast in place concrete	1.0	3.0	tgφ
Intermediate presso drill	0.7	0.9	tgφ
Replacement drilled shaft	0.5	0.4	tgφ
CFA	0.6	0.6	tgφ

Table 4.5 Suggestions for the evaluation of the coefficient k, Eq. 4.5

Pile type	Soil type	k	Reference
Replacement	Sand	$k = \left[ 1 - \left( \frac{z}{L} \right)^\alpha \right] k_p + \left( \frac{z}{L} \right)^\alpha k_o$ <p>z = depth below surface; l = pile length;                      k<sub>p</sub> = passive pressure coefficient;                      k<sub>o</sub> = at rest pressure coefficient;                      α = 0.2 (typically)</p>	Yasufuku et al. (1997)
Displacement	Clay	0.5 + 0.02 N <sub>SPT</sub>	Go and Olsen (1993)
	Sand	k = (1 - sinφ') OCR <sup>0.5</sup> ; φ' = effective angle of friction; OCR = overconsolidation ratio; also δ = φ'	Burland (1973) Meyerhof (1976)
	Sand	0.9 + 0.02 N <sub>SPT</sub>	Go and Olsen (1993)

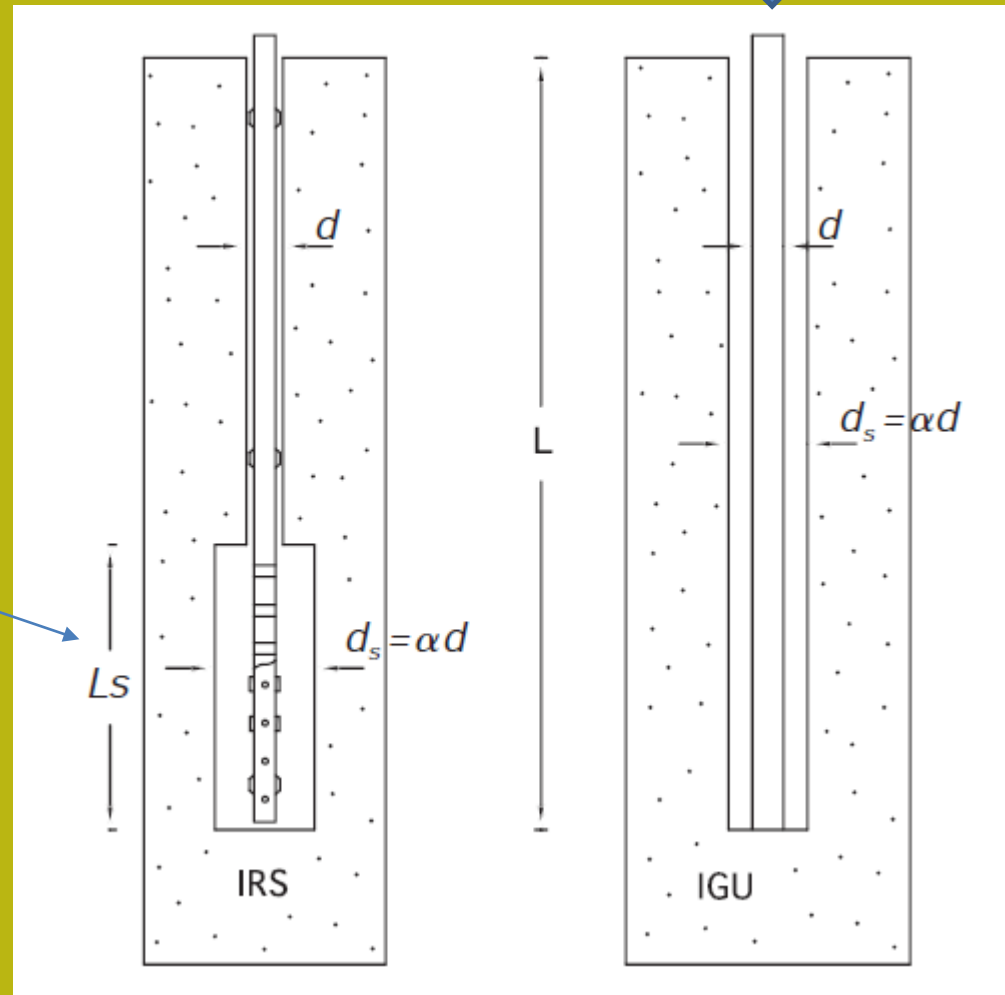
## Caso speciale Micropali secondo Viggiani et al. (2014)

Secondo Viggiani et al. (2014) e' necessario considerare per la portanza laterale dei Micropali la tecnica di installazione e la pressione di immissione della cementazione.

$$Q_{ult} = 1.15sL_s\pi\alpha d$$

Valore finale della Capacita' portante limite ultima... e dai valori nella seguente tabella

Pali con iniezione selettiva (IRS)



Pali radice (IGU)



Table 4.6 Values of the coefficient  $\alpha$  to obtain the expanded value of the diameter of a micropile

Type of soil	Values of $\alpha$		Minimum suggested grout volume*
	IRS	IGU	
Gravel	1.8	1.3–1.4	$1.5 V_S$
Sandy gravel	1.6–1.8	1.2–1.4	$1.5 V_S$
Gravelly sand	1.5–1.6	1.2–1.3	$1.5 V_S$
Coarse sand	1.4–1.5	1.1–1.2	$1.5 V_S$
Medium sand	1.4–1.5	1.1–1.2	$1.5 V_S$
Fine sand	1.4–1.5	1.1–1.2	$1.5 V_S$
Silty sand	1.4–1.5	1.1–1.2	IRS: $(1.5-2)V_S$ ; IGU: $1.5 V_S$
Silt	1.4–1.6	1.1–1.2	IRS: $2 V_S$ ; IGU: $1.5 V_S$
Clay	1.8–2.0	1.2	IRS: $(2.5-3)V_S$ ; IGU: $(1.5-2)V_S$
Marl	1.8	1.1–1.2	$(1.5-2)V_S$ for stiff layers
Marly limestone			
Weathered or fractured limestone	1.8	1.1–1.2	$(2-6)V_S$ or more for fractured layers
Weathered and/or fractured rock	1.2	1.1	$(1.1-1.5)V_S$ for slightly fractured layers $2 V_S$ or more for fractured layers

Note

$$V_S = L_S \frac{\pi d_S^2}{4}$$

Table 4.7 Values of the coefficients in Eqs. 4.7 and 4.8

Soil type	Micropile type	$a$ (MPa)	$b$	$\alpha$ (MPa)	$\beta$ (MPa)
Sand and gravel	IGU	0	0.10	0	0.005
	IRS	0.05	0.10	0.05	0.005
Silt and clay	IGU	0.04	0.06	0.04	0.004
	IRS	0.10	0.084	0.1	0.006
Weathered and fractured rock	IGU	0.04	0.10	–	–
	IRS	0.04	0.13	–	–

Da Viggiani et al. (2014)

$$s = a + bp_L$$

$$s = \alpha + \beta N_{SPT}$$

$$Q_{ult} = 1.15 s L_s \pi a d$$

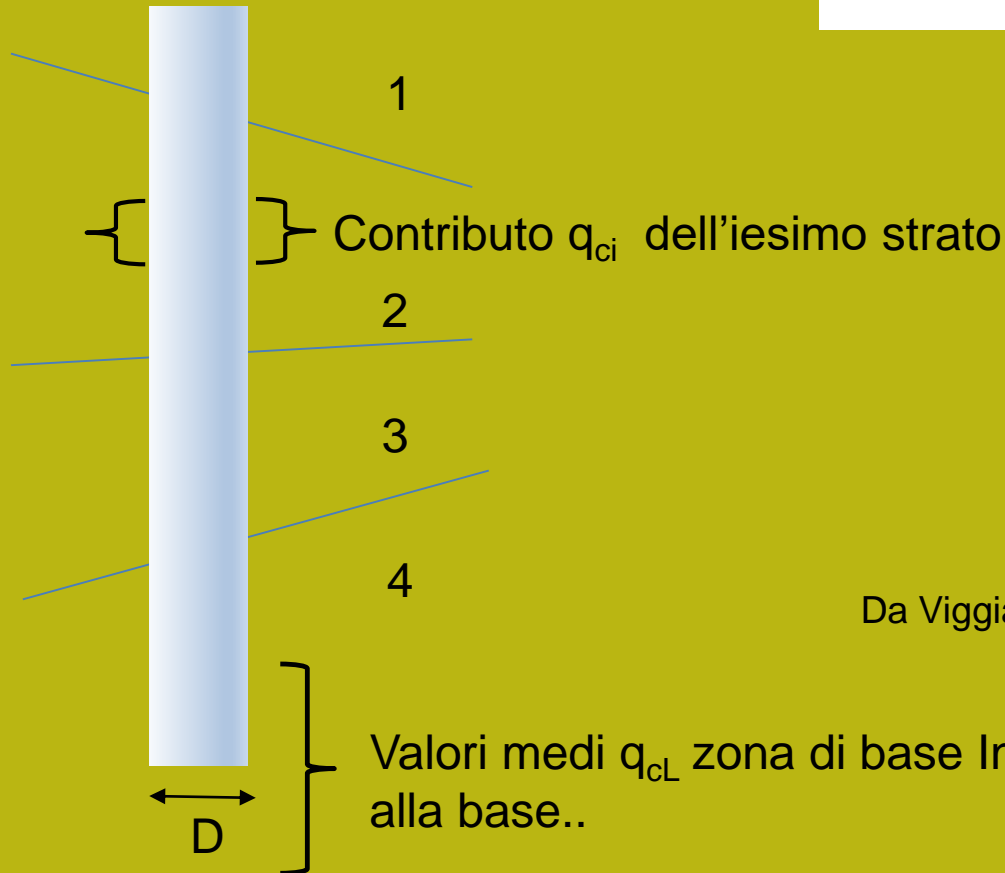
- $p_g \geq p_L$  for the IRS micropiles
- $0.5p_L \leq p_g \leq p_L$  for the IGU micropiles



# Portanza pali singoli da prove CPT- caratteristiche generali

Prove CPT →

$$p = c_p q_{cl}; \quad s_i = c_{si} q_{ci}$$



**Le resistenza alla punta e laterale unitarie Sono funzioni delle caratteristiche di  $q_c$  da prove CPT e da specifici coefficienti. vedasi tabelle seguenti**

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.8 Pile base resistance  $p$  vs. CPT cone resistance  $q_c$  for piles in sand (Eq. 4.9)

Pile type	$c_p$	Notes	Source
Displacement	0.35 ÷ 0.5	Database of high quality pile load tests	Chow (1997)
	0.20 ÷ 0.35	Computed	Lee and Salgado (1999)
	0.32 ÷ 0.47	Test data	
	0.4	Reinterpretation of the Chow (1997) data	Randolph (2003)
Replacement	0.4 for Franki piles 0.57 for precast concrete piles	Data from pile load test; $Q_{lim}$ by Van der Veen's criterion	Aoki and Velloso (1975)
	0.2	Load tests on drilled shafts	Franke (1989)
	0.13 ± 0.02	Calibration chamber load tests	Ghionna <i>et al.</i> (1994)
	0.23 exp(-0.0066D <sub>R</sub> )	FEM analyses and calibration chamber tests	Salgado (2006)
	0.20 ÷ 0.26	Test data	Lee and Salgado (1999)

Table 4.9 Pile base resistance  $p$  vs. CPT cone resistance  $q_c$  for piles in clay (Eq. 4.9)

Pile type	$c_p$	Notes	Source
Displacement	0.9 ÷ 1.0	Soft to lightly OC clays	State of the art
	0.35 for driven piles 0.30 for jacked piles	Stiff clays	Price and Wardle (1982)
Replacement	0.47 for pure clay 0.52 for silty clay 0.78 for silty clay with sand 0.71 for sandy clay with silt 0.83 for sandy clay	Medium to stiff clays	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.34 for pure clay and silty clay 0.41 for silty clay with sand and sandy clay with silt 0.66 for sandy clay	Medium to stiff clays	Lopes and Laprovitera (1988)

Coefficienti per portanza alla base da prove CPT

Replacement=trivellati

Displacement=infissi

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.10 Pile shaft resistance  $s$  vs. CPT cone resistance  $q_c$  for piles in sand (Eq. 4.9)

$c_s$	Source
0.008 for open ended steel pipe piles	Schmertmann (1978)
0.012 for precast concrete and closed-ended steel pipe piles	
0.004 $\div$ 0.006 per $D_R \leq 50\%$	Lee <i>et al.</i> (2003)
0.004 $\div$ 0.007 per $50\% < D_R \leq 70\%$	
0.004 $\div$ 0.009 per $70\% < D_R \leq 90\%$	
Closed-ended pipe piles	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
0.0040 for clean sand	
0.0057 for silty sand	
0.0069 for silty sand with clay	
0.0080 for clayey sand with silt	
0.0086 for clayey sand	
Driven piles: for Franki piles: multiply number above by 0.7 For drilled shafts: multiply number above by 0.5	Lopes and Laprovitera (1988)
0.0027 for clean sand	
0.0037 for silty sand	
0.0046 for silty sand with clay	
0.0054 for clayey sand with silt	
0.0058 for clayey sand	Eslami and Fellenius (1997)
Replacement piles	
0.0034 $\div$ 0.006 This method uses a corrected value of cone resistance $q_c - u$ , where $u$ is the pore pressure at the depth considered	



Coefficienti per portanza laterale da prove CPT

Table 4.11 Pile shaft resistance  $s$  vs. CPT cone resistance  $q_c$  for piles in clay (Eq. 4.9)

$c_s$	Source
0.074 $\div$ 0.086 for sensitive clay	Eslami and Fellenius (1997)
0.046 $\div$ 0.056 for soft clay	
0.021 $\div$ 0.028 for silty clay or stiff clay	
Driven piles This method uses a corrected value of cone resistance $q_c - u$ , where $u$ is the pore pressure at the depth considered	Thorburn and MacVicar (1971)
0.025 Displacement piles	
0.017 for pure clay	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
0.011 for silty clay	
0.0086 for silty clay with sand	
0.0080 for sandy clay with silt	
0.0069 for sandy clay	
Driven piles: for Franki piles: multiply number above by 0.7 For drilled shafts: multiply number above by 0.5	Lopes and Laprovitera (1988)
0.012 for pure clay	
0.011 for silty clay	
0.010 for silty clay with sand	
0.0087 for sandy clay with silt	
0.0077 for sandy clay	
Non displacement piles	

Da Viggiani et al. (2014)

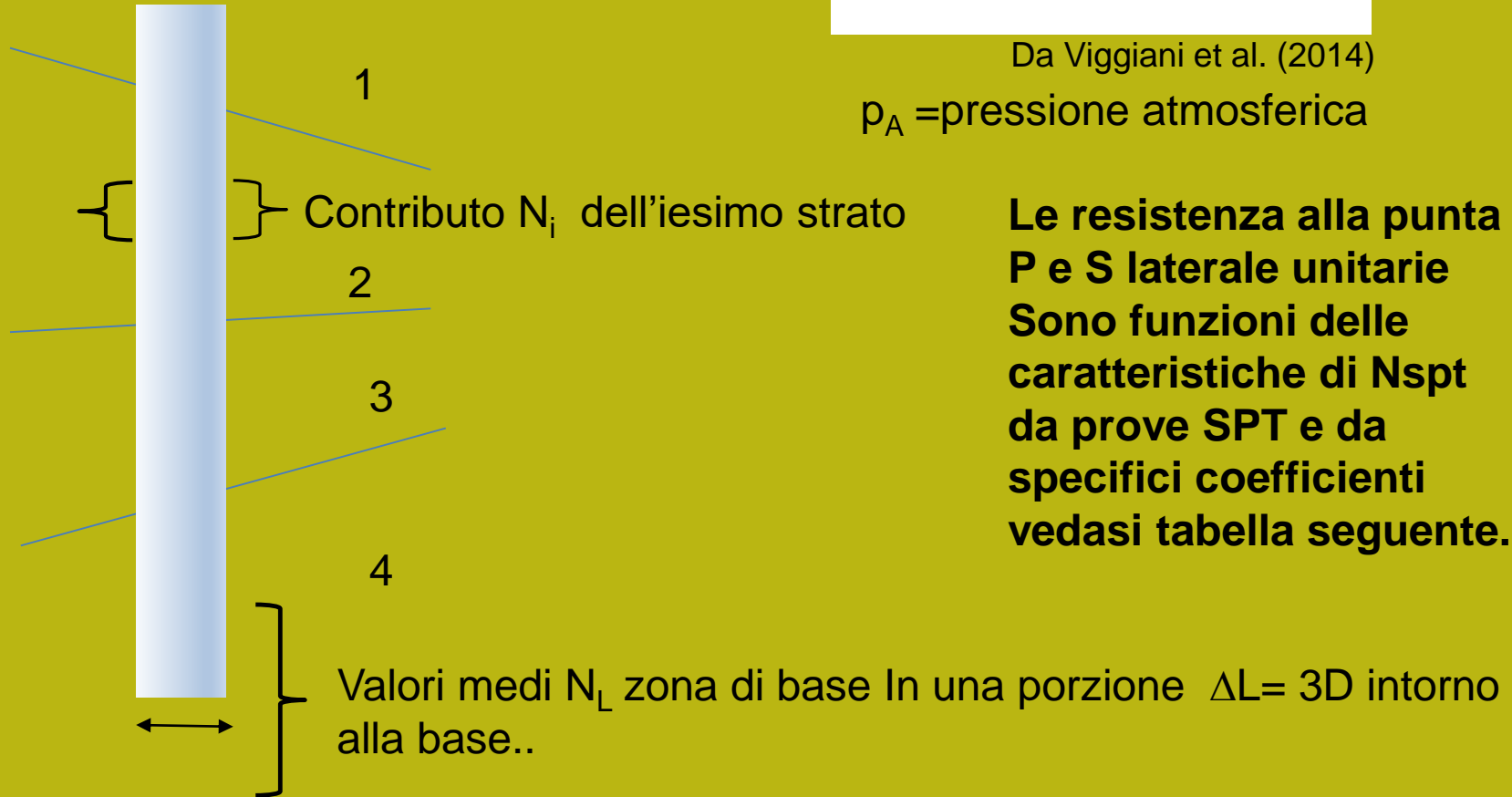
# Portanza pali singoli da prove SPT – caratteristiche generali

Prove SPT →

$$\frac{p}{p_A} = n_p N_L; \quad \frac{s}{p_A} = n_{si} N_i$$

Da Viggiani et al. (2014)

$p_A$  = pressione atmosferica



**Le resistenza alla punta P e S laterale unitarie Sono funzioni delle caratteristiche di  $N_{spt}$  da prove SPT e da specifici coefficienti vedasi tabella seguente..**

Table 4.12 Suggested values of  $n_p$  for piles in sand (Eq. 4.10)

Pile type	$n_p$	Source
Displacement	4	Meyerhof (1983)
	4.8 for clean sand 3.8 for silty sand 3.3 for silty sand with clay 2.4 for clayey sand with silt 2.9 for clayey sand For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	Aoki and Velloso (1975)
Replacement	3.25 for sand 2.05 for sandy silt 1.65 for clayey silt 1.00 for clay	Decourt (1995)
	0.82 for clean sand 0.72 for sand with silt or clay 0.6 ( $p/p_A \leq 45$ ) 1.9 for CFA piles 1.2 < for drilled shafts 1.65 for sand 1.15 for sandy silt 1.00 for clayey silt 0.080 for clay	Lopes and Laprovitera (1988) Reese and O'Neill (1989) Neely (1991) Decourt (1995)

Table 4.13 Suggested values of  $n_p$  for piles in clay (Eq. 4.10)

Pile type	$n_p$	Source
Displacement	0.95 for pure clay	Aoki and Velloso (1975)
	1.05 for silty clay 1.57 for silty clay with sand 1.43 for sandy clay with silt 1.67 for sandy clay For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	Aoki <i>et al.</i> (1978)
Replacement	0.47 for pure clay 0.52 for silty clay 0.78 for silty clay with sand 0.71 for sandy clay with silt 0.83 for sandy clay	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
	0.34 for pure clay and silty clay 0.41 for silty clay with sand and sandy clay with silt 0.66 for sandy clay	Lopes and Laprovitera (1988)

**Coefficienti per portanza alla base da prove SPT**

**Replacement=trivellati**

**Displacement=infissi**

Da Viggiani et al. (2014)

Table 4.14 Suggested values of  $n_s$  for piles in sand (Eq. 4.10)

Pile type	$n_s$	Source	
Displacement	0.02 ( $s \leq 100$ kPa)	Meyerhof (1976) Thorburn and MacVicar (1971)	
	0.02 for full displacement piles 0.01 for H piles	Meyerhof (1976, 1983)	
	0.033 for sand 0.038 for silty sand 0.040 for silty sand with clay 0.033 for clayey sand with silt 0.043 for clayey sand For Franki piles: multiply numbers above by 0.7	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)	
	Replacement	0.01 ( $s \leq 50$ kPa)	Meyerhof (1976)
		0.016 for sand 0.019 for silty sand 0.020 for silty sand with clay 0.016 for clayey sand with silt 0.021 for clayey sand	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
0.014 for sand 0.016 for silty sand 0.020 for silty sand with clay 0.024 for clayey sand with silt 0.026 for clayey sand		Lopes, Laprovitera (1988)	

Table 4.15 Suggested values of  $n_s$  for piles in clay (Eq. 4.10)

Pile type	$n_s$	Source	
Displacement	0.029 for clay 0.021 for silty clay 0.024 for silty clay with sand 0.020 for sandy clay with silt and sandy clay For Franki piles: multiply number above by 0.7	Aoki and Velloso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)	
	Replacement	0.014 for clay 0.010 for silty clay 0.012 for silty clay with sand 0.010 for sandy clay with silt and sandy clay	Aoki and Villoso (1975) Aoki <i>et al.</i> (1978)
		0.024 for clay 0.022 for silty clay 0.024 for silty clay with sand 0.022 for sandy clay with silt 0.031 for sandy clay Non-displacement piles	Lopes and Laprovitera (1988)

**Coefficienti per portanza laterale da prove SPT**

**Replacement=trivellati**

**Displacement=infissi**

Da Viggiani et al. (2014)

## Alcuni commenti sulla valutazione delle prove CPT e SPT per la valutazione della capacità portante assiale.

Ci sono diversi vantaggi in questo tipo di metodologia che viene sintetizzato molto bene da Viggiani et al.(2014)

Ad esempio:

La possibilità di simulare la capacità portante per pali a diversa profondità mediante formule semplici da calcolare e sufficientemente cautelative. Per arrivare alla **Qlim**..

Gli autori comunque non riportano al completo la grande varietà di **algoritmi e processi statistici** Messì a punto per utilizzare sia le prove CPT sia le SPT per ottenere la capacità portante di base e quella laterale.. Poi sembra che non considerino le riduzioni legati ai fattori di scala per pali di grande diametro..

Vediamo di seguito un esempio di questi algoritmi implementato nel software PILE 1.4.

## Il software PILE 1.4 by Lorenzo Borselli 1991 (e ora ..2021)

Stima della capacità portante di pali battuti e trivellati da profili di prove CPT e SPT .. ma con la tecnologia degli anni 80' e 90'.

Un vecchio strumento però ancora attuale.. Vediamo perché'...

**Vantaggi:** stima continua dei valori  **$Q_{limite}(z)$** ,  **$Q_{laterale}(z)$** ,  **$Q_{base}(z)$**  partendo da profili CPT/CPTu o stratigrafia con valori medi di  $N_{SPT}$

I metodi di analisi da prove CPT e SPT sono assimilabili parzialmente ai metodi analitici per la portanza dei pali che fanno uso del profilo verticale dei parametri geomeccanici del suolo.

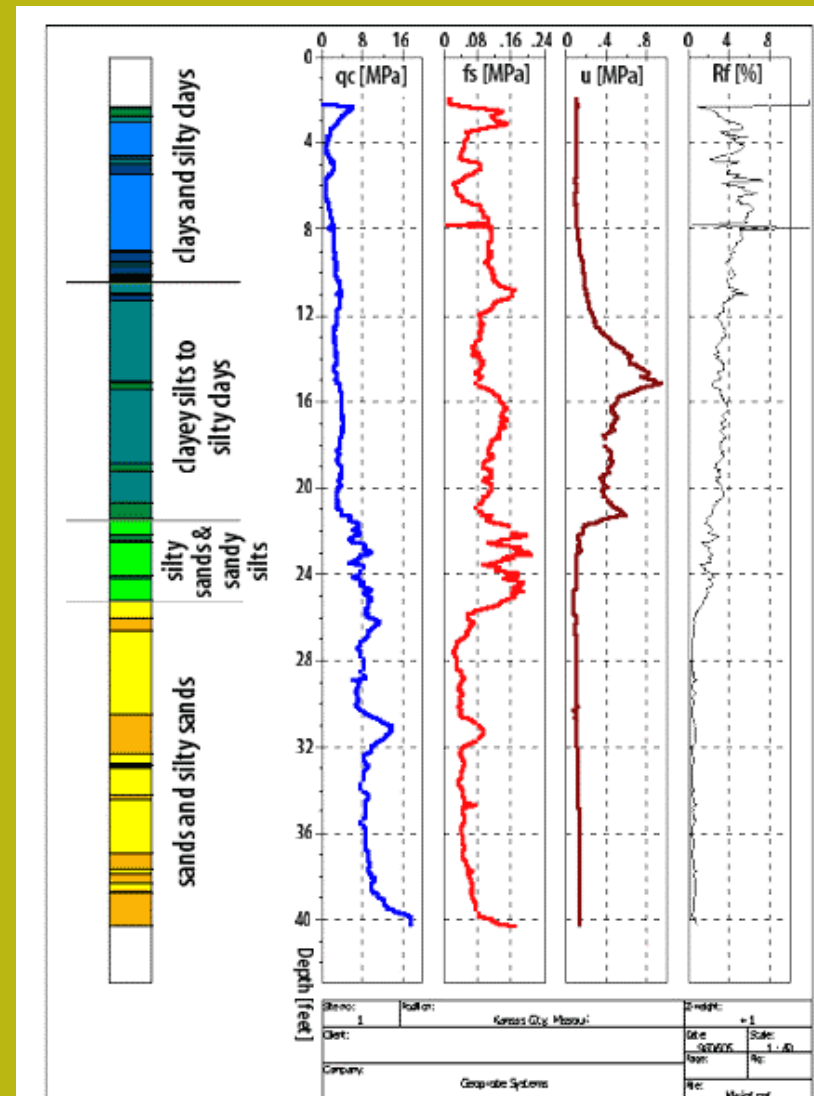
L'uso di prove penetrometriche opera praticamente una modifica dei metodi analitici sulla base delle resistenze penetrometriche locali, dei parametri geomeccanici stimati, dalle resistenze misurate e sulla similitudine tra resistenza ai diversi tipi di penetrazione nel suolo e portanza di punta e laterale del palo singolo.



La portanza laterale e di punta viene valutata ipotizzando un **palo ideale posto a profondità crescenti che attraversa progressivamente tutte le discontinuità presenti nel terreno identificate dalle prove penetrometriche.**

I due metodi usati da PILE 1.4 sono stati ampiamente descritti in letteratura, cui si rimanda per una dettagliata trattazione, saranno di seguito indicati solo nei caratteri generali.

**Il programma risulta particolarmente indicato per la stima della portanza di progetto per pali singoli in terreni ad alta disomogeneità verticale e per la ottimizzazione dei costi dell'opera.**



# Metodo di calcolo di Shmertmann da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

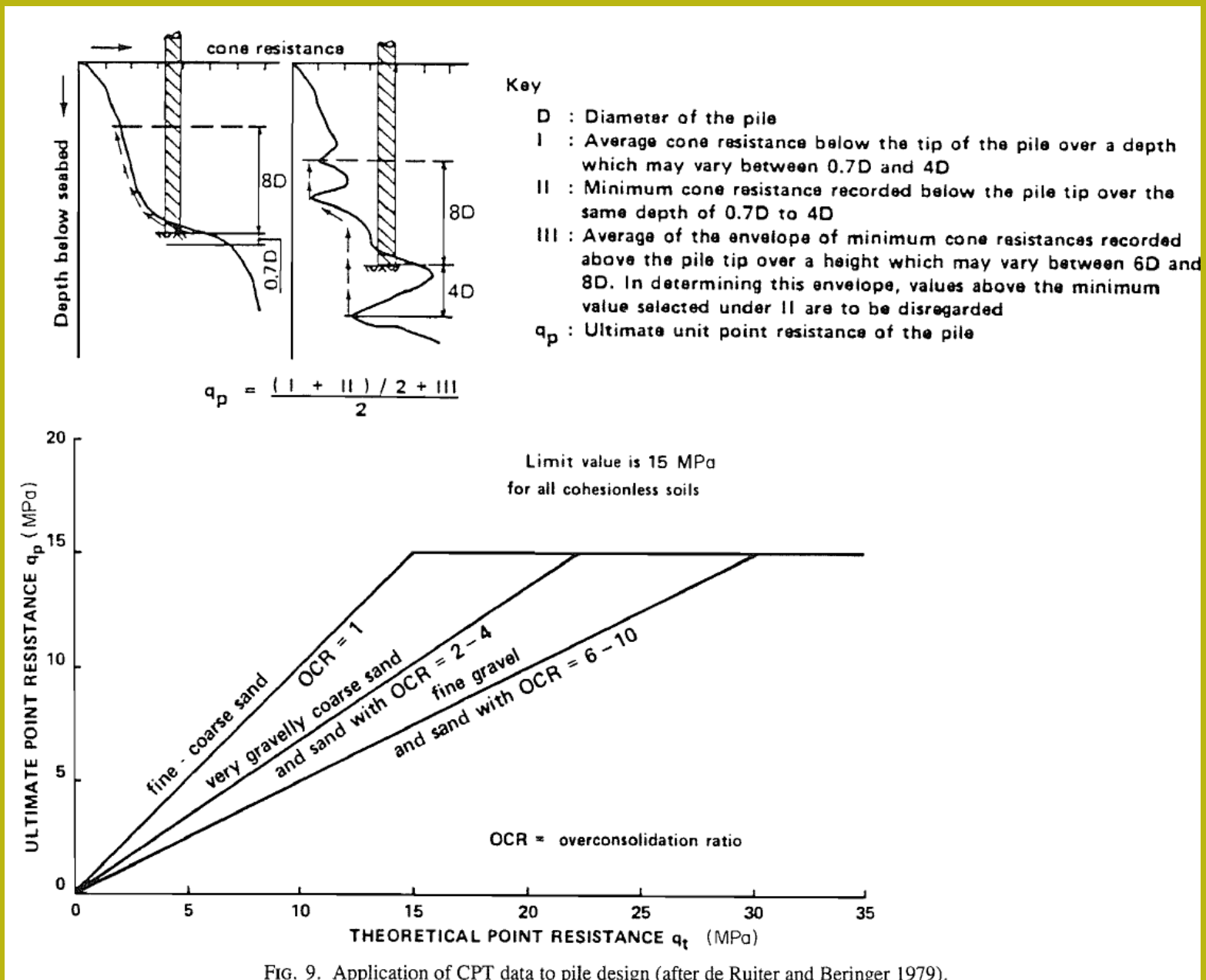


FIG. 9. Application of CPT data to pile design (after de Ruiter and Beringer 1979).

# Metodo di calcolo di Schmertmann da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

TABLE 2. Summary of Schmertmann CPT design method

Sand		Clay	
Unit skin friction, $f_p$	Unit end bearing, $q_p$	Unit skin friction, $f_p$	Unit end bearing, $q_p$
Minimum of:	Minimum $q_p$ from Fig. 9	Minimum of: $f_1 = \alpha' c_u$ (see Fig. 11)	Minimum $q_p$ from Fig. 9
$f_1 = K \left[ \sum_0^{8D} \left( \frac{l}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L \cdot f_s \right]$		$f_2 = \lambda(\bar{p}' + 2\bar{c}_u)$	
<p>where:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>K</math> = ratio of <math>f_p/f_s</math> (Fig. 10)</li> <li><math>l</math> = depth to <math>f_s</math> considered</li> <li><math>D</math> = pile width</li> <li><math>L</math> = pile length</li> </ul>		<p>where:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\bar{p}'</math> = ave. <math>\sigma_{vo}'</math> along pile length</li> <li><math>\bar{c}_u</math> = ave. <math>c_u</math> along pile length</li> <li><math>\lambda</math> = 0.3 for <math>L/B = 10</math></li> <li>      = 0.2 for <math>L/B = 20</math></li> <li>      = 0.14 for <math>L/B &gt; 60</math></li> </ul>	
$f_2 = 0.12 \text{ MPa}$			
$f_3 = c \cdot q_c$ where $c$ varies from 0.009 to 0.018 depending on pile type		$f_3 = \alpha' \left[ \sum_0^{8D} \left( \frac{l}{8D} \right) \cdot f_s + \sum_{8D}^L \cdot f_s \right]$	

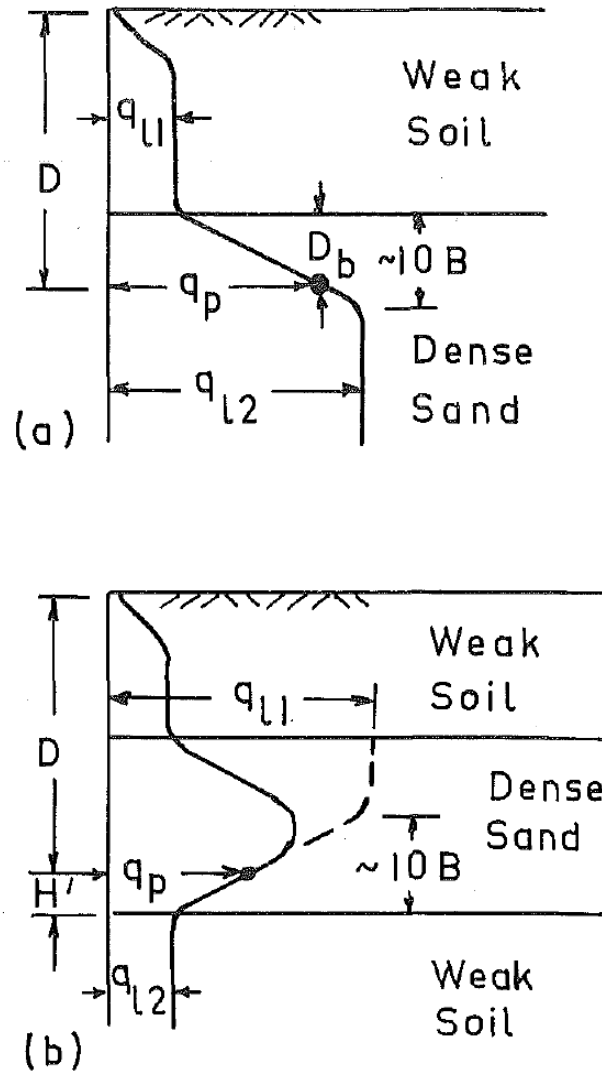
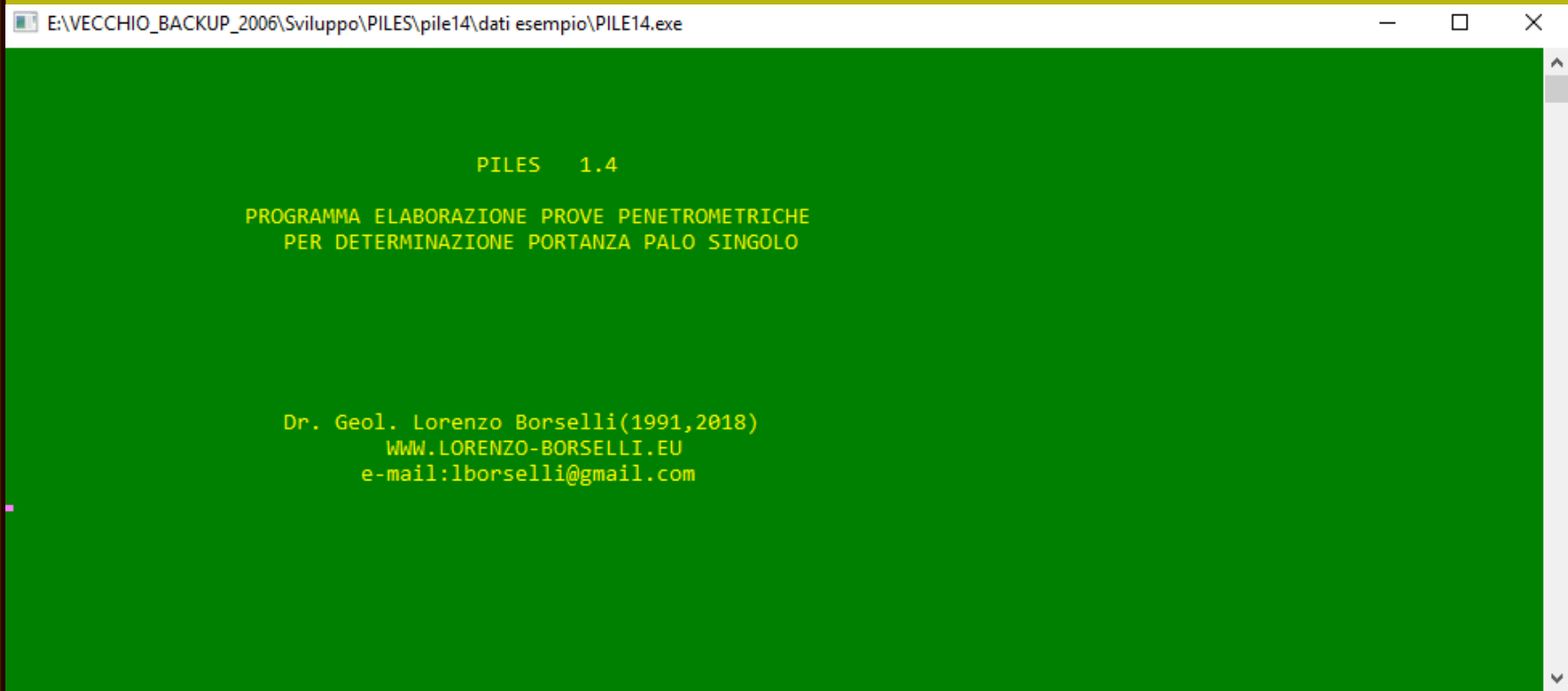


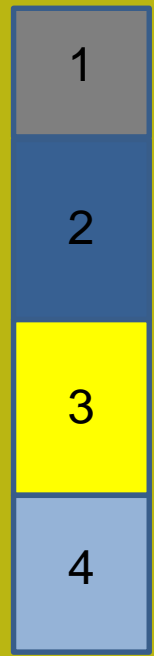
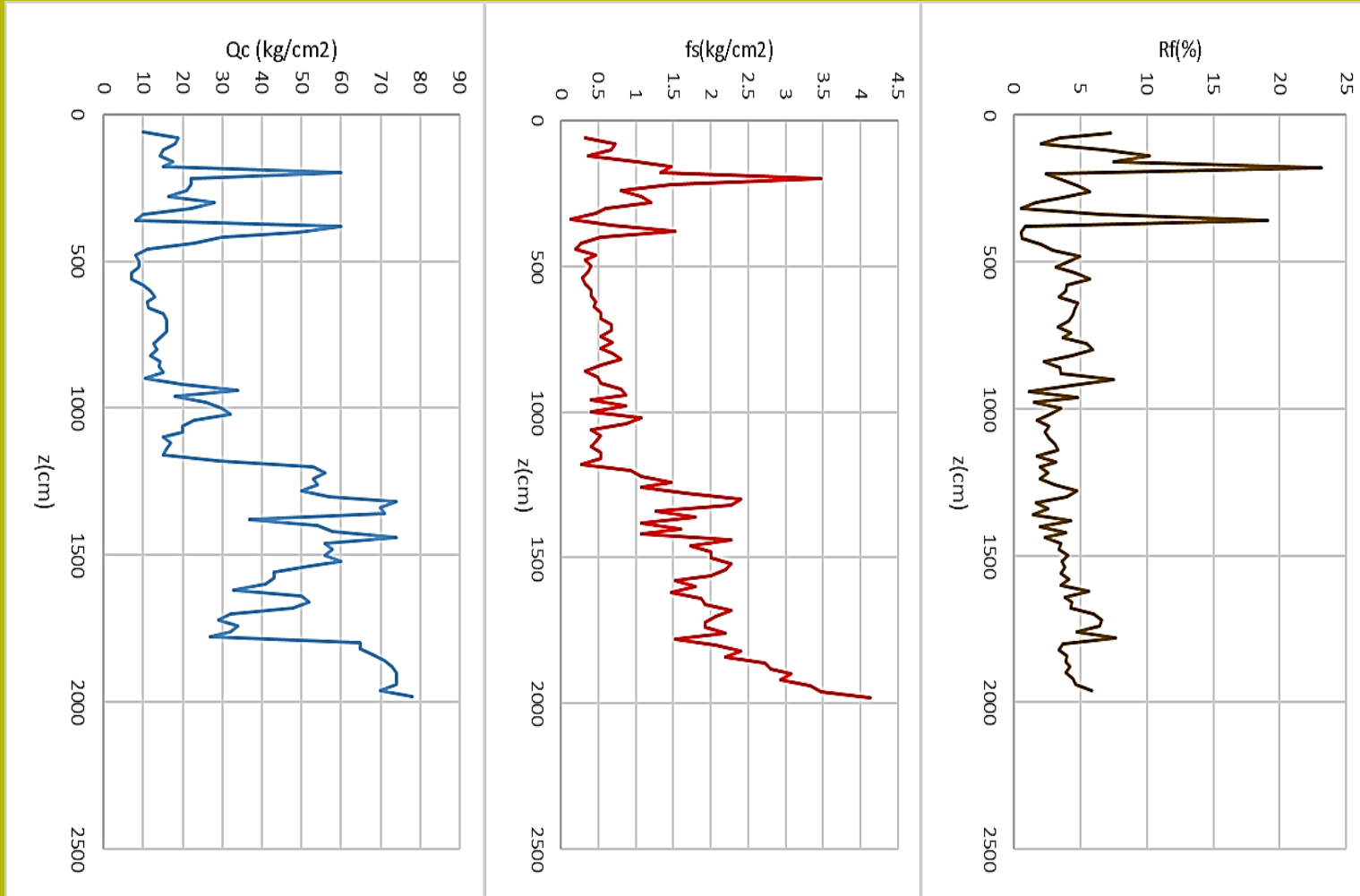
FIG. 1.—Relation between Ultimate Point Resistance of Pile and Depth In Sand Stratum beneath Weak Soil Layer: (a) Thick Sand Stratum; (b) Thin Sand Stratum Overlying Weak Soil

# Interfaccia OLD-STYLE Pero codice 64 bit



# Da Profili prove CPT

## Prova CPT2



Stratigrafia schematica



- 1: alternanza limi/sabbie e argille organiche
- 2: argilla
- 3: limo sabbioso /argille OCR
- 4: limi argillosi

# Output in modo testo (pero' caricabile in file EXCEL)

cpt2.out: Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

FILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) \_\_\_ 0.60

Rapporto Conicit... (cm/m) \_\_\_ 0.00

Coeff.di Sicurezza \_\_\_\_\_ 2.50

Analisi da Prova CPT

FILE ARCHIVIO cpt2.dat

LOCALITA`

DATA

**da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)**

Z (m)	Ql (T)	Qb (T)	Qt (T)	Qamm (T)	Z (m)	Ql (kN)	Qb (kN)	Qt (kN)	Qamm (kN)	Z (m)
-5.40	24.0	10.6	34.7	13.9	-5.40	235.9	104.4	340.3	136.1	-5.40
-5.60	24.8	11.1	35.9	14.4	-5.60	243.3	109.2	352.5	141.0	-5.60
-5.80	25.7	11.2	36.9	14.7	-5.80	251.9	109.7	361.6	144.6	-5.80
-6.00	26.5	11.3	37.8	15.1	-6.00	260.1	111.2	371.3	148.5	-6.00
-6.20	27.0	11.0	38.0	15.2	-6.20	265.4	107.6	372.9	149.2	-6.20
-6.40	28.0	11.2	39.2	15.7	-6.40	275.2	109.4	384.5	153.8	-6.40
-6.60	29.3	11.6	40.9	16.3	-6.60	287.5	113.4	400.9	160.4	-6.60
-6.80	30.6	11.6	42.2	16.9	-6.80	299.9	113.8	413.7	165.5	-6.80
-7.00	31.6	11.8	43.4	17.4	-7.00	309.7	115.9	425.6	170.3	-7.00
-7.20	32.3	14.0	46.2	18.5	-7.20	316.4	137.3	453.7	181.5	-7.20
-7.40	33.3	14.4	47.7	19.1	-7.40	326.2	141.6	467.8	187.1	-7.40
-7.60	33.9	14.7	48.6	19.4	-7.60	332.4	144.1	476.5	190.6	-7.60
-7.80	34.4	14.9	49.3	19.7	-7.80	337.9	145.7	483.6	193.5	-7.80
-8.00	35.4	14.9	50.4	20.1	-8.00	347.7	146.4	494.1	197.7	-8.00
-8.20	36.1	15.0	51.0	20.4	-8.20	353.8	146.8	500.7	200.3	-8.20
-8.40	37.0	15.0	52.0	20.8	-8.40	362.9	147.6	510.5	204.2	-8.40
-8.60	37.5	15.3	52.8	21.1	-8.60	367.8	149.7	517.5	207.0	-8.60
-8.80	39.0	18.4	57.4	22.9	-8.80	382.6	180.1	562.7	225.1	-8.80
-9.00	40.6	18.6	59.2	23.7	-9.00	398.7	182.3	580.9	232.4	-9.00
-9.20	41.4	19.1	60.5	24.2	-9.20	406.1	187.0	593.1	237.2	-9.20
-9.40	43.0	20.1	63.2	25.3	-9.40	422.2	197.4	619.6	247.8	-9.40
-9.60	43.8	20.9	64.7	25.9	-9.60	429.6	204.9	634.4	253.8	-9.60

# Metodo di calcolo da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

## PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) \_\_\_ 0.60

Rapporto Conicita' (cm/m) \_\_\_ 0.00

Coeff.di Sicurezza \_\_\_\_\_ 2.50

Analisi da Prova CPT

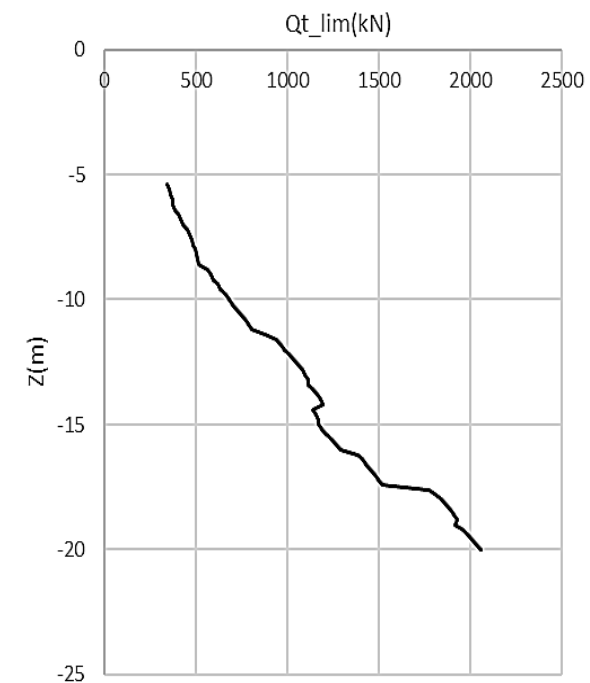
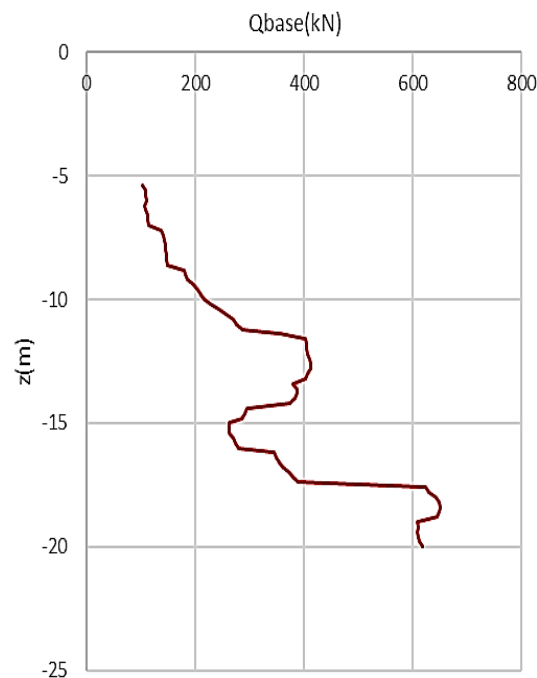
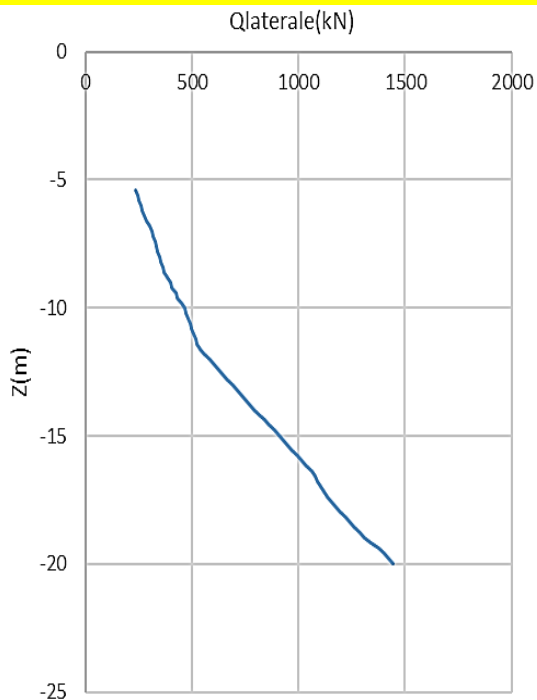
FILE ARCHIVIO \_\_\_\_\_ cpt2.dat

LOCALITA' \_\_\_\_\_

DATA \_\_\_\_\_

da De Ruiter & Beringer(1979) - Robertson & Campanella (1985)

$$Q_{lim} = (Q_l + Q_b)$$





File di input



zbase(cm)

400

900

1500

2000

NSPT

8

15

20

30

incoerente/coesivo

0

0

1

0

File di output



```
spt2cpt.out: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato
Diametro Base Palo (in m) ___ 0.60
Rapporto Conicit... (cm/m) ___ 0.00
Coeff.di Sicurezza _____ 2.50

Analisi da Prova SPT
FILE ARCHIVIO spt2cpt.dat
LOCALITA`
DATA

da Meyerhof(1976,1983)

Z (m) Ql (T) Qb (T) Qt (T) Qamm (T) Z (m) Ql (kN) Qb (kN) Qt (kN) Qamm (kN) Z (m)
-4.80 15.4 10.2 25.7 10.3 -4.80 151.4 100.3 251.8 100.7 -4.80
-5.20 18.3 10.2 28.5 11.4 -5.20 179.1 100.3 279.4 111.8 -5.20
-5.60 21.1 10.2 31.3 12.5 -5.60 206.7 100.3 307.0 122.8 -5.60
-6.00 23.9 10.2 34.1 13.6 -6.00 234.4 100.3 334.7 133.9 -6.00
-6.40 26.7 10.2 36.9 14.8 -6.40 262.0 100.3 362.3 144.9 -6.40
-6.80 29.5 10.2 39.8 15.9 -6.80 289.7 100.3 390.0 156.0 -6.80
-7.20 32.3 10.2 42.6 17.0 -7.20 317.3 100.3 417.6 167.0 -7.20
-7.60 35.2 10.2 45.4 18.2 -7.60 345.0 100.3 445.3 178.1 -7.60
-8.00 38.0 10.2 48.2 19.3 -8.00 372.6 100.3 472.9 189.2 -8.00
-8.40 40.8 10.2 51.0 20.4 -8.40 400.2 100.3 500.6 200.2 -8.40
-8.80 43.6 10.2 53.8 21.5 -8.80 427.9 100.3 528.2 211.3 -8.80
-9.20 45.8 81.2 127.0 50.8 -9.20 449.1 796.6 1245.7 498.3 -9.20
-9.60 47.3 77.3 124.6 49.8 -9.60 463.9 758.3 1222.2 488.9 -9.60
-10.00 48.8 73.4 122.2 48.9 -10.00 478.7 720.0 1198.7 479.5 -10.00
-10.40 50.3 69.5 119.8 47.9 -10.40 493.5 681.7 1175.2 470.1 -10.40
-10.80 51.8 65.6 117.4 47.0 -10.80 508.3 643.4 1151.7 460.7 -10.80
-11.20 53.3 61.7 115.0 46.0 -11.20 523.1 605.1 1128.2 451.3 -11.20
-11.60 54.8 57.8 112.6 45.0 -11.60 537.9 566.8 1104.7 441.9 -11.60
-12.00 56.3 53.9 110.2 44.1 -12.00 552.7 528.5 1081.1 432.5 -12.00
-12.40 57.8 50.0 107.8 43.1 -12.40 567.5 490.2 1057.6 423.1 -12.40
-12.80 59.4 46.1 105.4 42.2 -12.80 582.2 451.9 1034.1 413.7 -12.80
-13.20 60.9 42.2 103.0 41.2 -13.20 597.0 413.6 1010.6 404.2 -13.20
```

# PILES 1.4 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

Palo Trivellato

Diametro Base Palo (in m) \_\_\_ 0.60

Rapporto Conicita' (cm/m) \_\_\_ 0.00

Coeff.di Sicurezza \_\_\_\_\_ 2.50

Analisi da Prova SPT

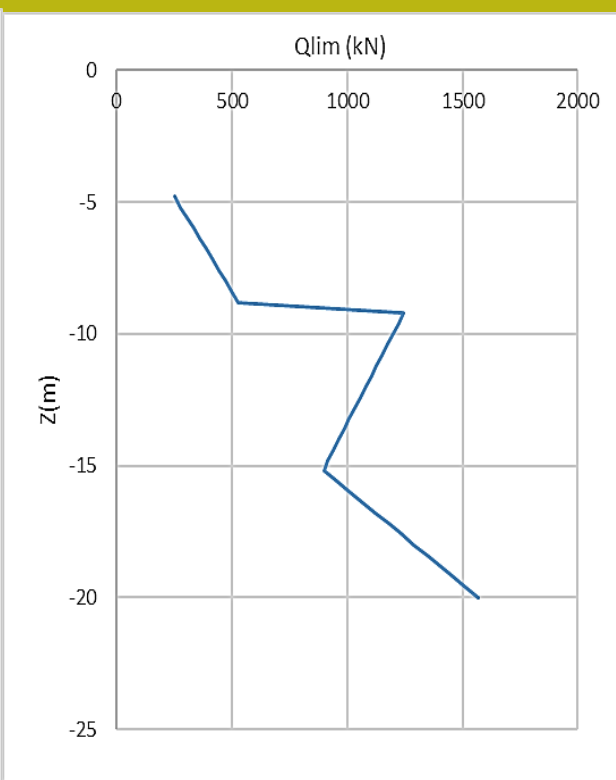
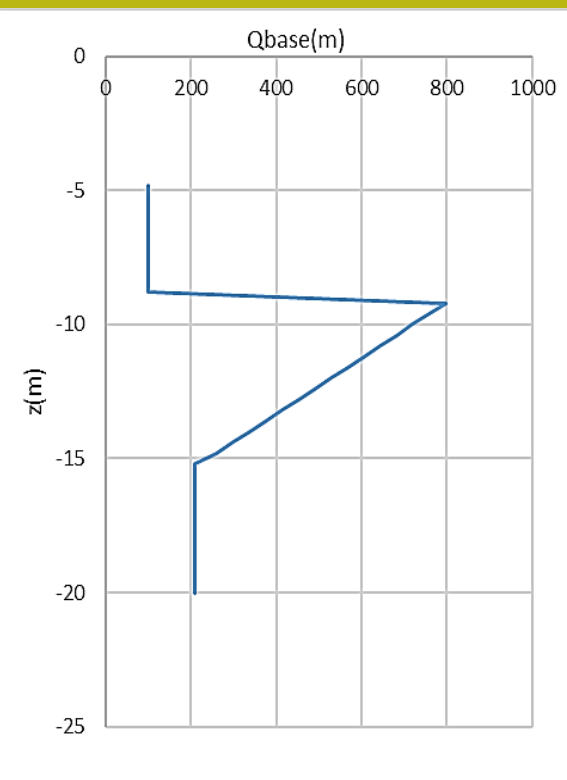
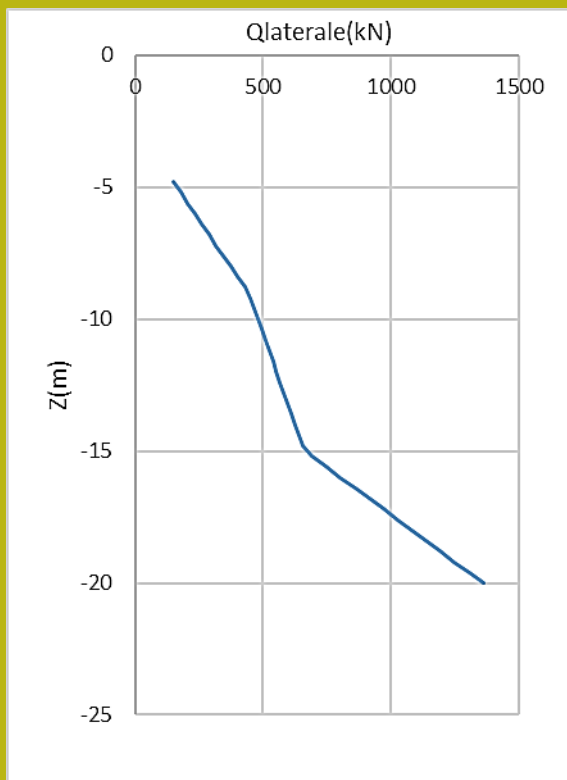
FILE ARCHIVIO spt2cpt.dat

LOCALITA'

DATA

da Meyerhof(1976,1983)

$$Q_{lim}=(Q_l+Q_b)$$



# Versione 2.0

D:\SVILUPPO\PILES\FreePILE\FreePILE.exe

FreePILE 2.0 by dr. Geol. L.Borselli www.lorenzo-borselli.eu

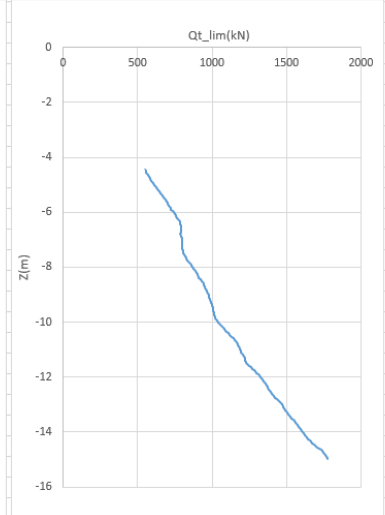
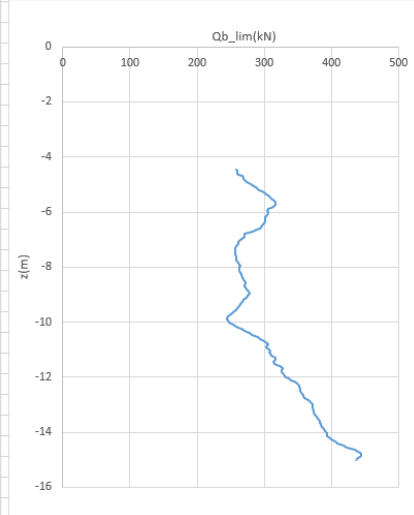
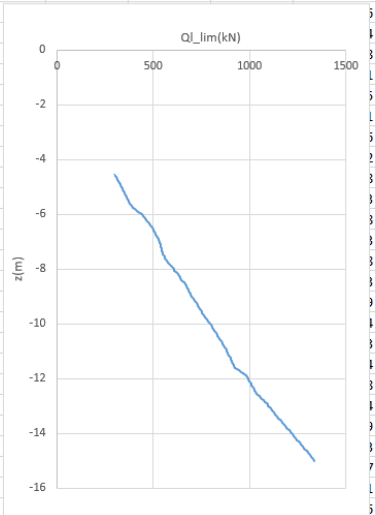
[\*\*\*] ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO [\*\*\*]

\*\*\* UTILIZZAZIONE

PROVA CPT \_\_\_\_\_ 1 (Metodo - De RUITER & BERINGER (1979) - EUROPEAN METHOD)  
PROVA SPT \_\_\_\_\_ 2 (Metodo Meyerhof(1976,1983) )  
PROVA CPTU \_\_\_\_\_ 3 (Metodo 1 - De RUITER & BERINGER (1979) - EUROPEAN METHOD)  
PROVA CPTU \_\_\_\_\_ 4 (Metodo 2 - ESLAMI & FELLENIUS(1997) - UNICONE Method)



Z(m)	Ql(T)	Qb(T)	Qt(T)	Qamm(T)	Z(m)	Ql(kN)	Qb(kN)	Qt(kN)	Qamm(kN)	Z(m)
-4.45	29.8	26.3	56.1	43.1	-4.45	291.9	258.4	550.3	423.3	-4.45
-4.5	30.1	26.5	56.6	43.5	-4.5	295.6	259.7	555.4	427.2	-4.5
-4.55	30.4	26.4	56.9	43.8	-4.55	298.6	259.4	558	429.2	-4.55
-4.6	30.9	26.5	57.3	44.1	-4.6	302.9	259.5	562.4	432.6	-4.6



-5.9	42.9	31.1	74	56.9	-5.9	420.6	305.5	726	558.5	-5.9
-5.95	43.8	31.1	74.9	57.6	-5.95	430	304.7	734.6	565.1	-5.95

FreePILE 2.0 - ANALISI PORTANZA PALO SINGOLO

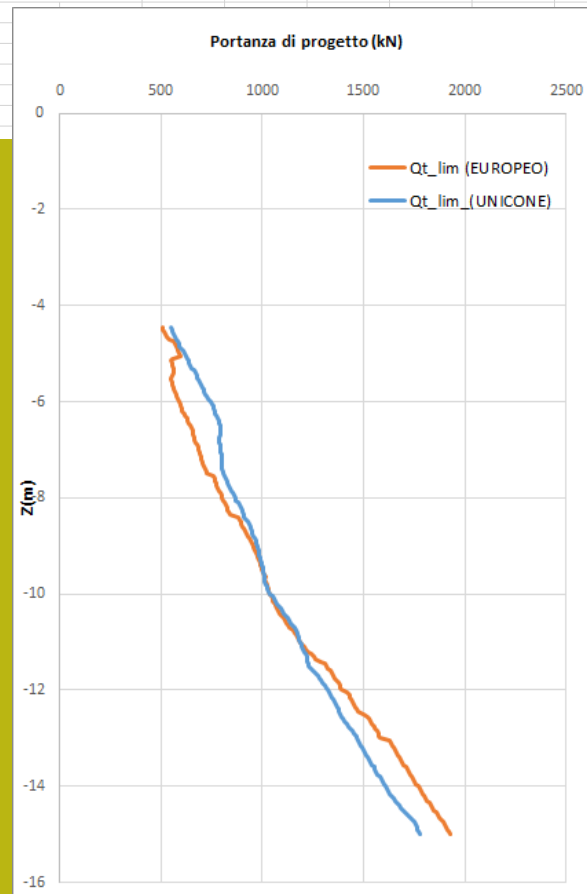
Palo Battuto  
 Diametro Base Palo (in m) 0.40  
 Rapporto Conicità (cm/m) 0.00  
 Fattore Riduzione Portanza laterale 1.30  
 Fattore Riduzione Portanza punta 1.30

Analisi da Prova CPTU - Modello CPTU 2 - da Eslami & Fellenius (1997) - UNICONE Method  
 FILE ARCHIVIO exSIOcPTU\_4\_2015\_mod2.txt  
 LOCALITA' x  
 DATA x

Z - Profondita' da piano di campagna (in m)  
 Ql - Carico limite laterale (in Tonnellate) o (in kN)  
 Qb - Carico limite alla base (in Tonnellate) o (in kN)  
 Qt - Carico limite totale (Ql+Qb) (in Tonnellate) o (in kN)  
 Qamm - Carico ammissibile di progetto: Ql ridotta + Qb ridotta (metodo EUROCODICE) (in Tonnellate) o (in kN)  
 Fattore Riduzione Portanza laterale 1.30  
 Fattore Riduzione Portanza punta 1.30

Software by Dr. Geol. Lorenzo BORSELLI - LBORSELLI@GMAIL.COM  
 WWW.LORENZO-BORSELLI.EU

Versione 2.0



# Prove dinamiche di infissione su pali e relativa stima della portanza

$$Q_{ult} = \frac{\eta E}{\delta}$$

Da Viggiani et al. (2014)

$\eta$ =efficienza  
 $E$ = energia maglio  
 $\delta$ = deformazione

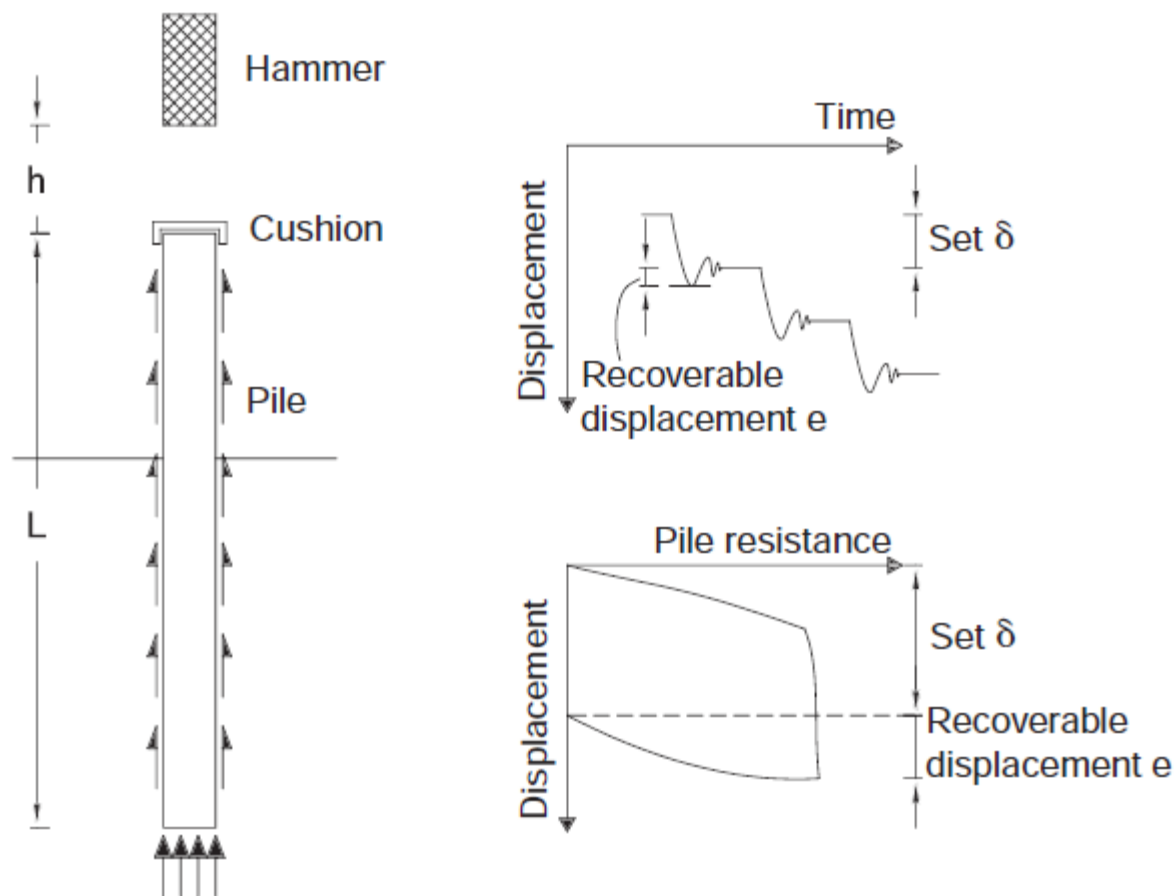


Figure 4.10 Schematic diagram of pile driving.

$$Q_{ult} = \frac{\eta E}{\delta + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p}$$

Oppure si usano equazioni di maggior complessita' (vedi a lato) che considerano il rimbalzo elastico del maglio, Il peso del maglio e del palo, e vari coefficienti di restituzione che dipendono dal tipo di palo e di infissione..  
 $C_3=2.5$  (mm);  $C_1$ = deformazione elastica permemente sotto il carico assiale finale

Table 4.16 Values of  $\eta$  in the pile driving formulas

Type of hammer	Values of $\eta$
Drop hammer, triggered fall	1
Steam or compressed air	0.9
Drop hammer, winch operated	0.8
Diesel	0.7-0.8

Table 4.17 Values of the coefficient of restitution  $n$

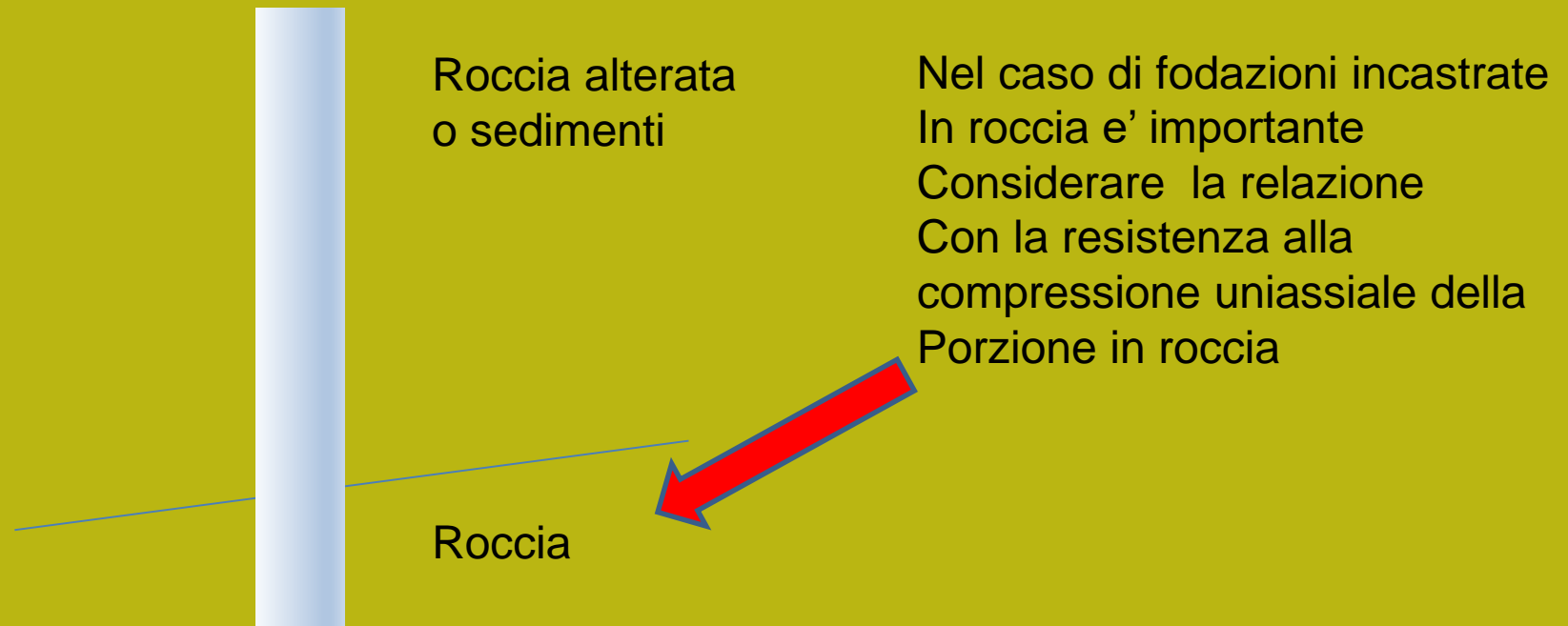
Conditions	Values of $n$
Timber pile, damaged top	0
Timber pile, intact top	0.3
Greenheart oak	0.5
Precast concrete, no cushion	0.4
Micarta plastic	0.8

Table 4.18 Values of  $C_2$ , Eq. 4.12

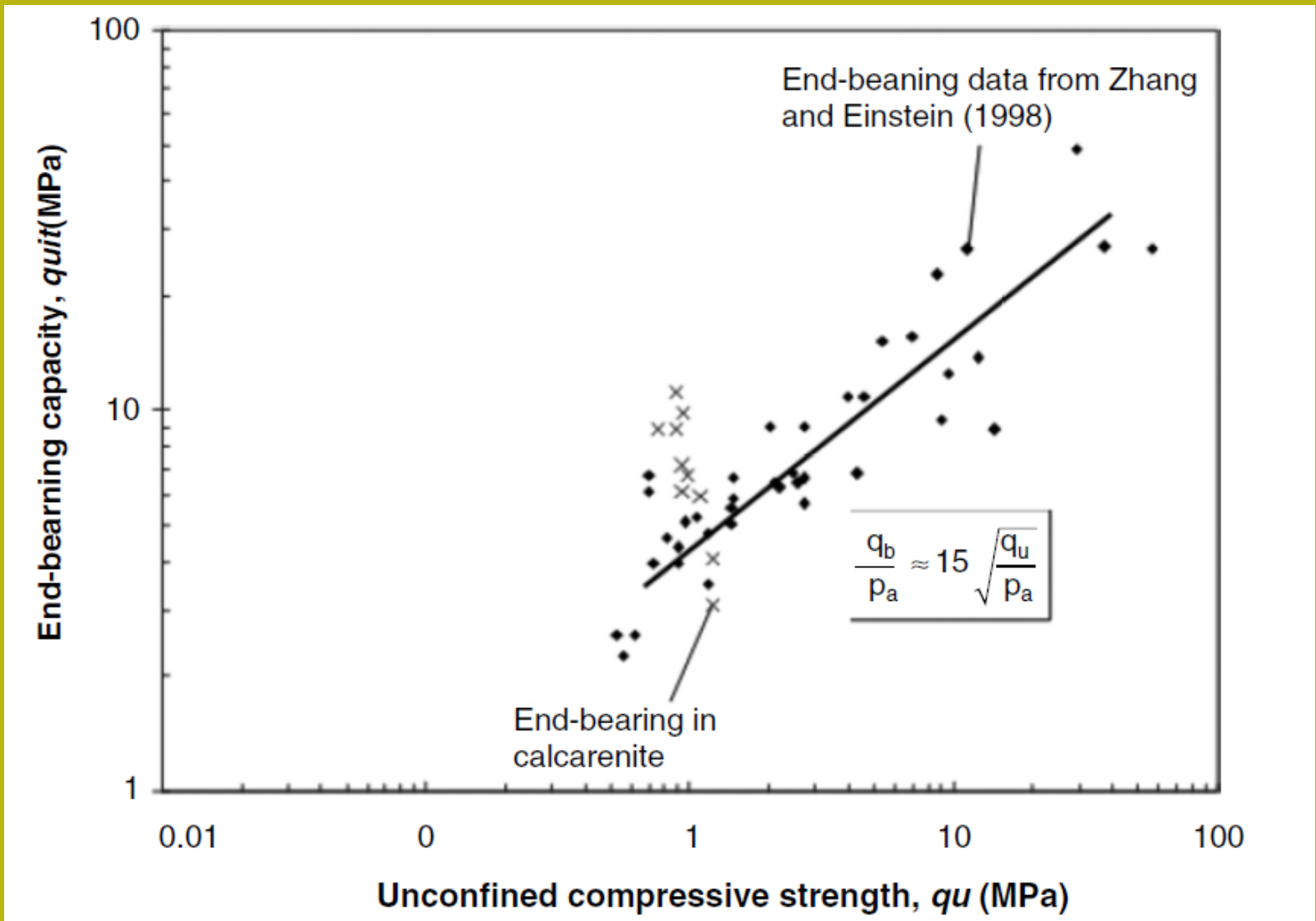
Pile type	Values of $C_2$ (mm)				
	$4Q/\pi d^2$ (MPa)	3.5	7.0	10.5	14.0
Steel, no cushion	0	0	0	0	0
Wood, no cushion	1	2.5	4	5	5
Precast concrete with cushion	3	6	9	15	15
Steel with wood cushion	1	2	3	4	4

Comunque questo tipo di prove Sono considerate poco attendibili. Quindi se usate devono essere associate a fattori di sicurezza molto elevati.. Es  $F_s=8-10!!$

# FONDAZIONI PROFONDE IN ROCCIA



# Portanza unitaria di base qb dal valore di UCS della roccia (in MPa)

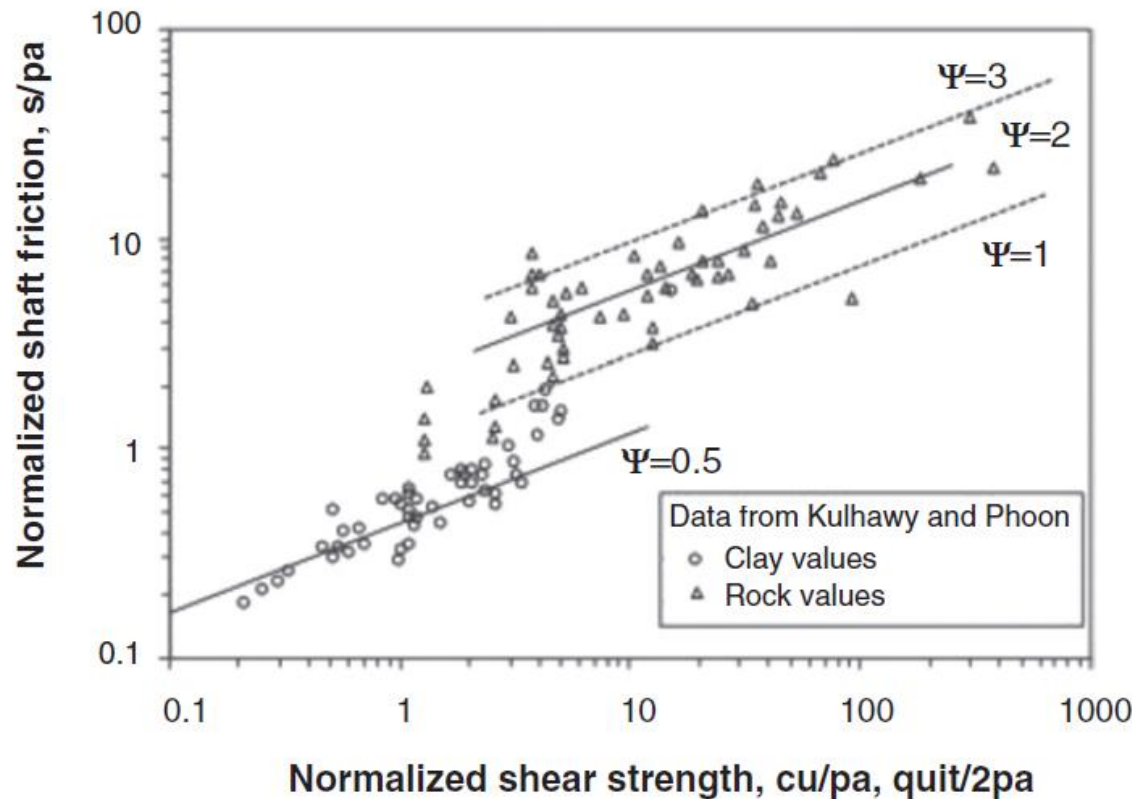


Da Viggiani et al. (2014)



# Portanza unitaria laterale $q_l$ dal valore di UCS della roccia (in MPa)

$$\alpha = \Psi \left[ \frac{c_u}{p_a} \right]^{-0.5} \quad (4.16a)$$

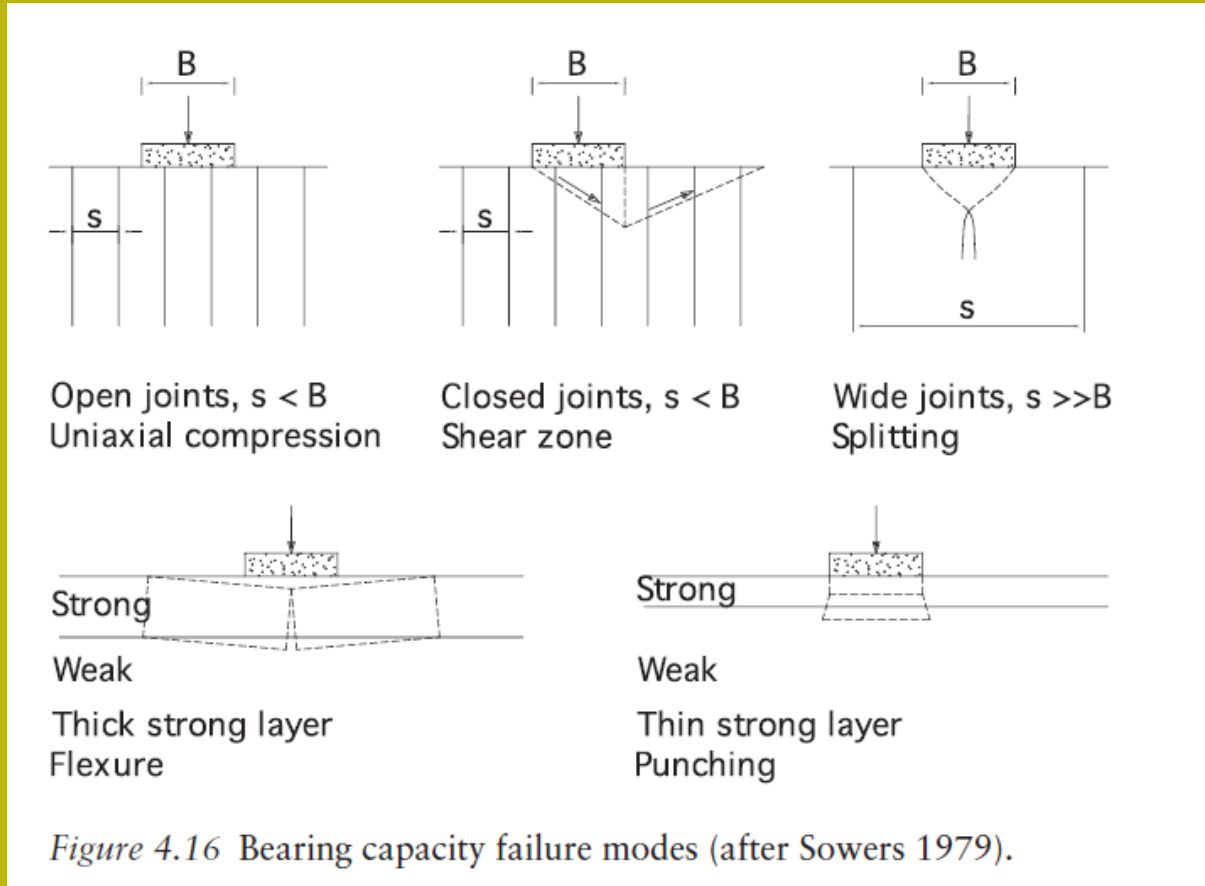


Da Viggiani et al. (2014)

$$s = \Psi \left[ \frac{q_u}{2} p_a \right]^{0.5}$$

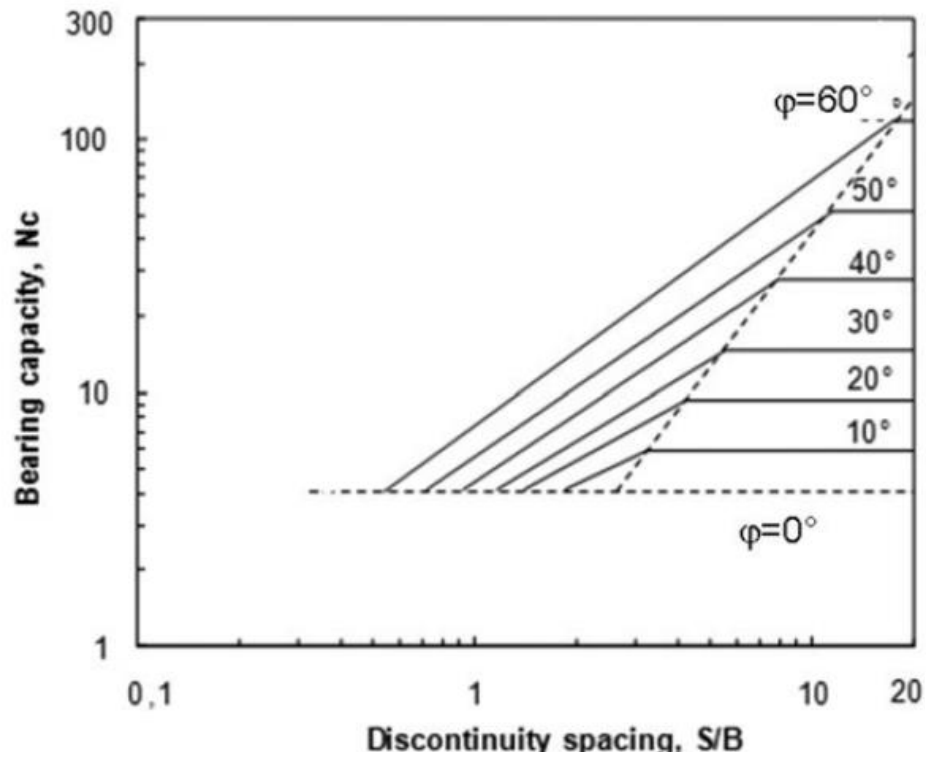
← Portanza laterale unitaria

# Modalita' di rottura per fondazioni in roccia... comunque e' incompleto..



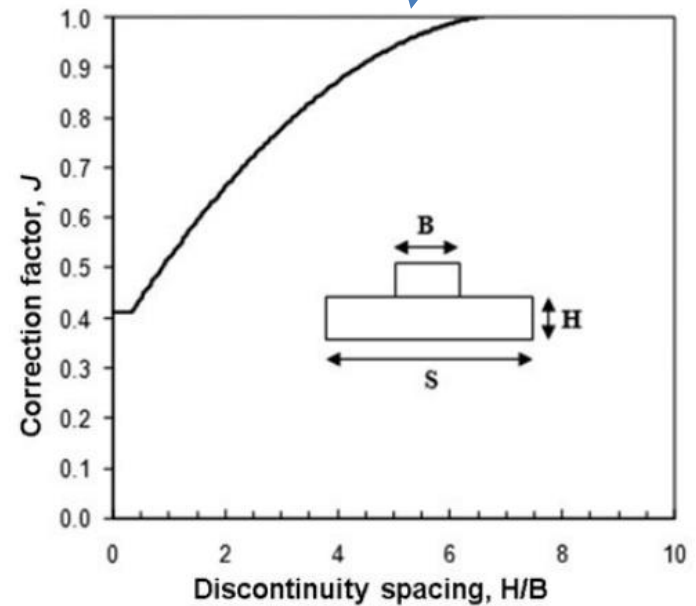
Da Viggiani et al. (2014)

In alternativa si possono usare le formule per le classiche capacita' portanti per le fondazioni ma con paramemetri  $c'$  e  $\phi'$  variabili e dedotti dalla applicazione del método GSI.. (vedasi modulo 4 **geotecnica di base**)



Bearing capacity factors for open joints (after Kulhawy and Goodman 1980)

$$q_{ult} \sim JcN_{cr}$$



Correction factor for discontinuity spacing (after Bishnoi 1968)

Da Viggiani et al. (2014)

## Teoria base carichi cedimenti / Prove di carico

«A differenza di una fondazione superficiale, dove il trasferimento dei carichi avviene direttamente sul volume significativo di terreno sottostante il quale ragionevolmente non aumenta all'aumentare del carico, nelle fondazioni profonde o indirette si assiste ad un progressivo trasferimento dei carichi verso porzioni di terreno sempre più profonde. Questo trasferimento al terreno circostante avviene tramite i pali, nei quali le sollecitazioni di compressione si trasferiscono anch'esse verso sezioni più profonde alla ricerca delle reazioni vincolari necessarie per l'equilibrio statico.» (da Froldi 2018 )

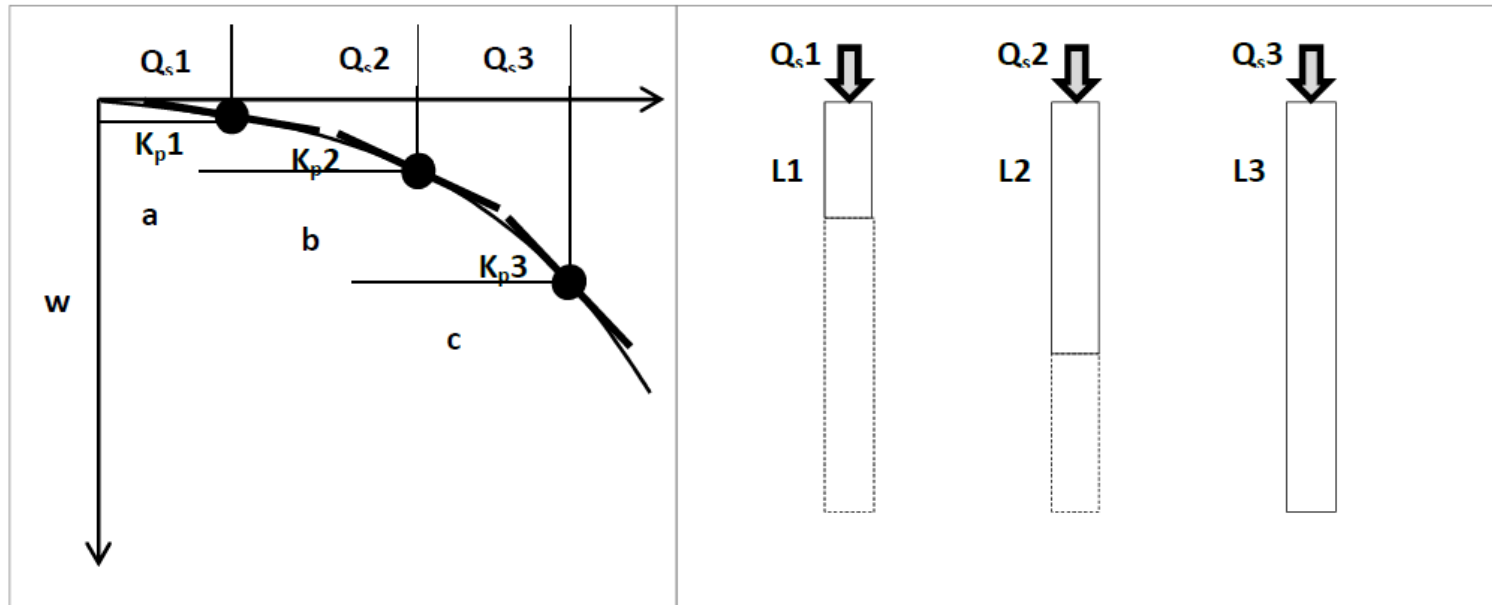
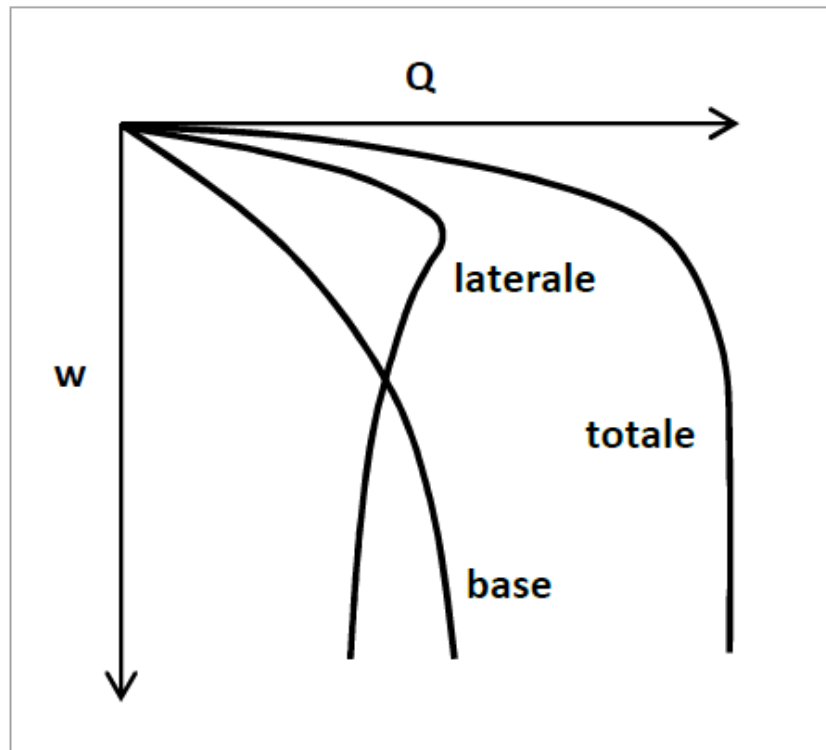


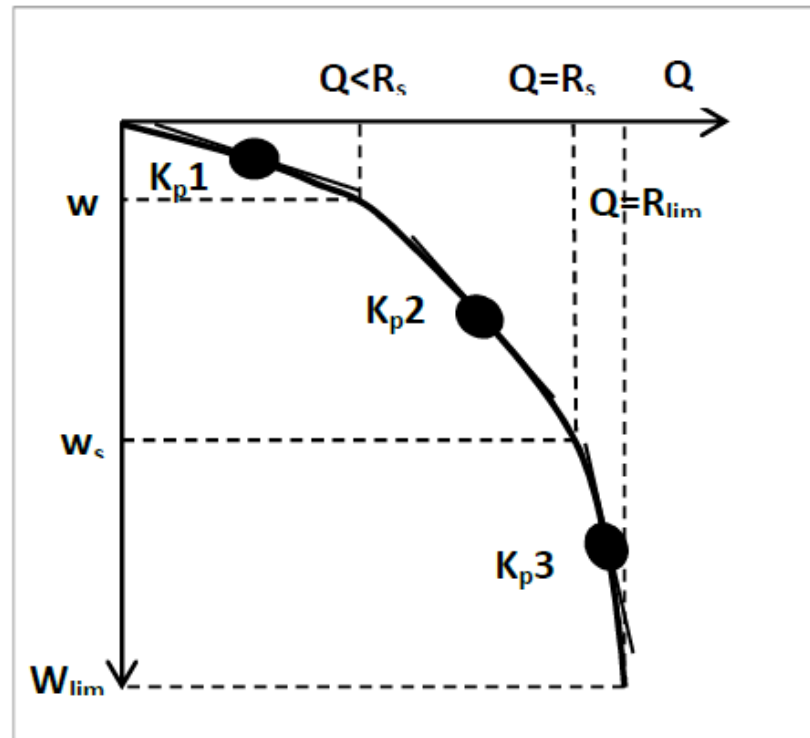
Figura 5 – Determinazione grafica della mobilitazione del fusto con l'incremento del carico

Da Froldi (2018)



*Figura 2 – Curva di cedimento totale come sommatoria della curva laterale e di base*

Da Frolidi (2018, in stampa)



*Figura 6 – Variazione della rigidezza complessiva del palo con l'incremento del carico*

Da Froldi (2018, in stampa)

$$K_{tot} = K_{equiv} = \frac{1}{\frac{1}{2K_p} + \left(\frac{1}{K_s + 2K_p}\right) + \frac{1}{K_b}}$$

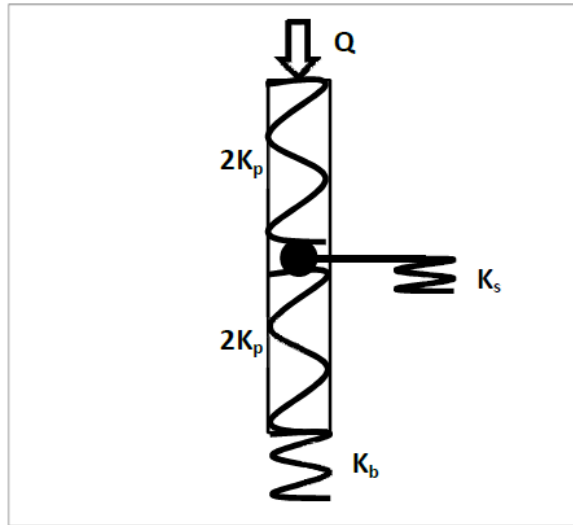


Figura 7 – Modello elastico equivalente per la determinazione della rigidezza totale

$$W = \frac{Q}{K_s + K_b}$$



Calcolo rigidezza totale equivalente e formula per calcolo dei cedimenti per Palo rigido

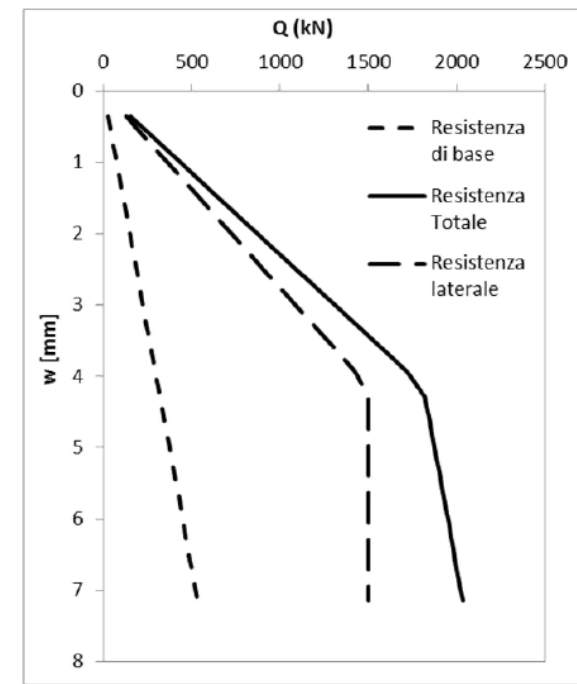


Figura 8 – Esempio di costruzione di curva totale per palo rigido

Da Froldi (2018, in stampa)

Il problema e' che Ks non e' costante e neppure Kp

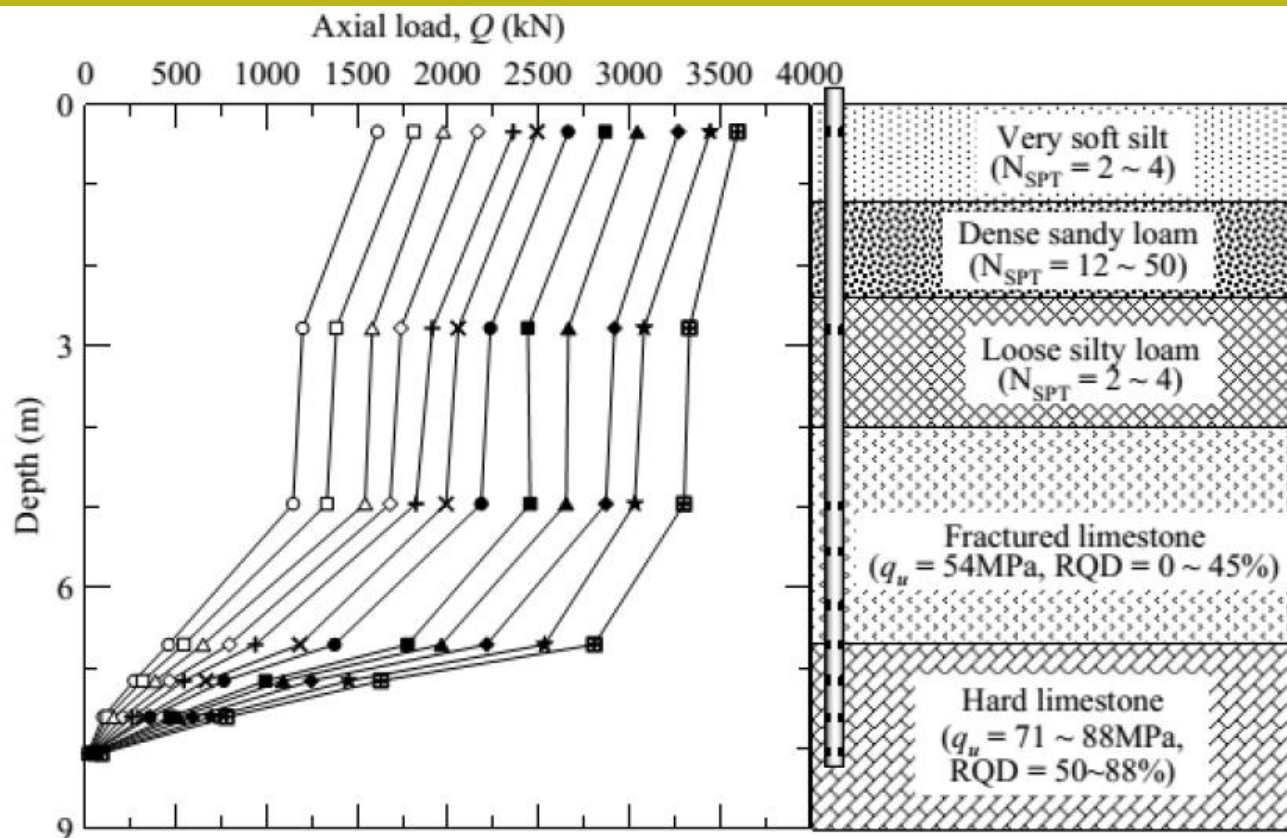
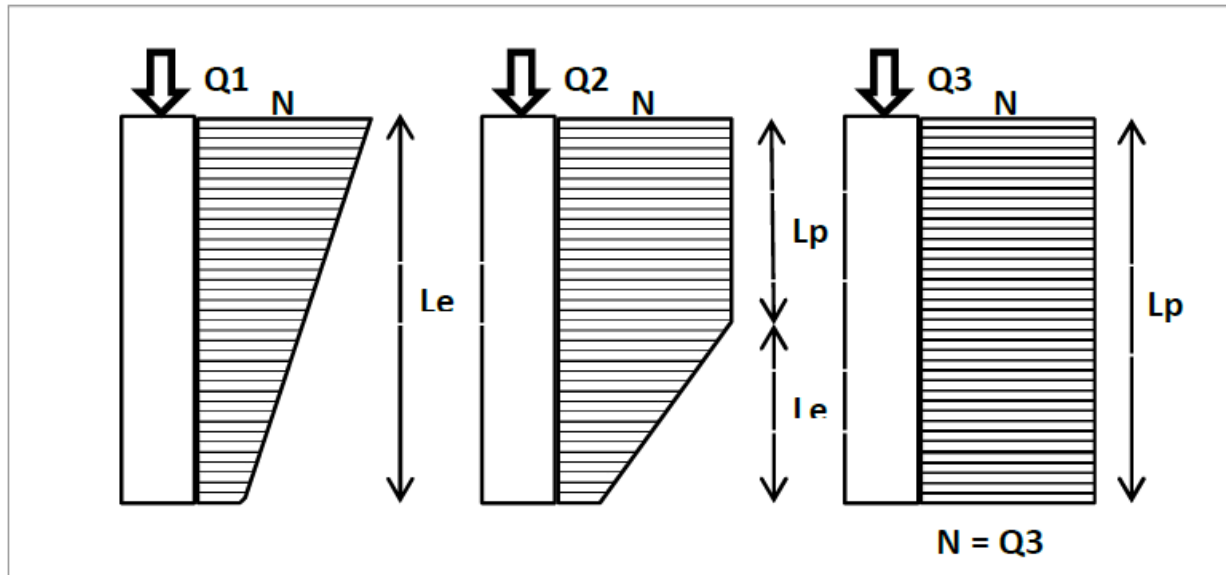


Figura 9 – Distribuzione del carico assiale N con la profondità per diversi carichi Q [da FHWA, 2008]

Da Froldi (2018, in stampa)



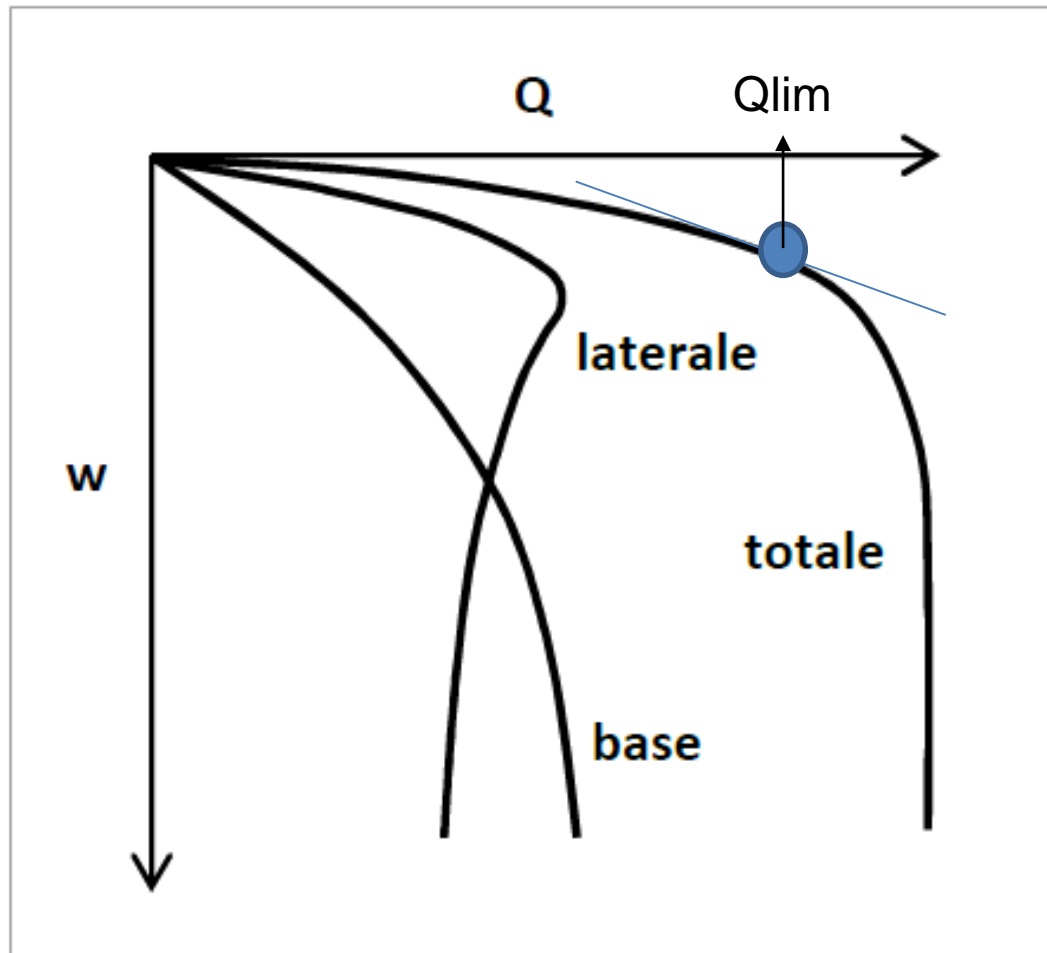


*Figura 10 – Interpretazione concettuale del fenomeno del trasferimento dei carichi al crescere delle azioni assiali*

Da Froidi (2018, in stampa)

**Stima del Q<sub>lim</sub> come punto dalla curva Q-W  
gradiente cedimento/carico dove abbiamo che >0.14 mm/kN  
Metodo FULLER & HOY, 1970**

Da Froidi (2018,), modificato



$$w_s = \frac{d}{M} \frac{Q}{Q_{lim}} = \frac{d}{M} \frac{1}{FS}$$

**Metodo di calcolo empírico dei Cedimenti secondo Viggiani et al.(2014). Assumendo FS>2.5**

*Table 5.2 Values of M, Eq. 5.1*

<i>Pile type</i>	<i>Soil type</i>	<i>M</i>
Displacement	Cohesionless	80
	Cohesive	120
Small displacement (driven H or tube; large stem auger piles)	Cohesionless	50
	Cohesive	75
Replacement	Cohesionless	25
	Cohesive	40

**Replacement=trivellati      Displacement=infissi**

Se  $Q_{lim}$  e' ottenuto secondo varie modalita' di calcolo, il cedimento diventa un proceso non-lineare in funzione del grado di mobilizzaione della  $Q_{lim}$  o attraverso il valore di riferimento di FS finale..es. FS=2.5

# Calcolo dei Cedimenti in funzione del carico secondo metodo di Fleming (1992)

Fleming, W. G. K. (1992). *Géotechnique* 42, No. 3, 411–425

## A new method for single pile settlement prediction and analysis

W. G. K. FLEMING\*

Per palo rigido o con accorciamento elastico

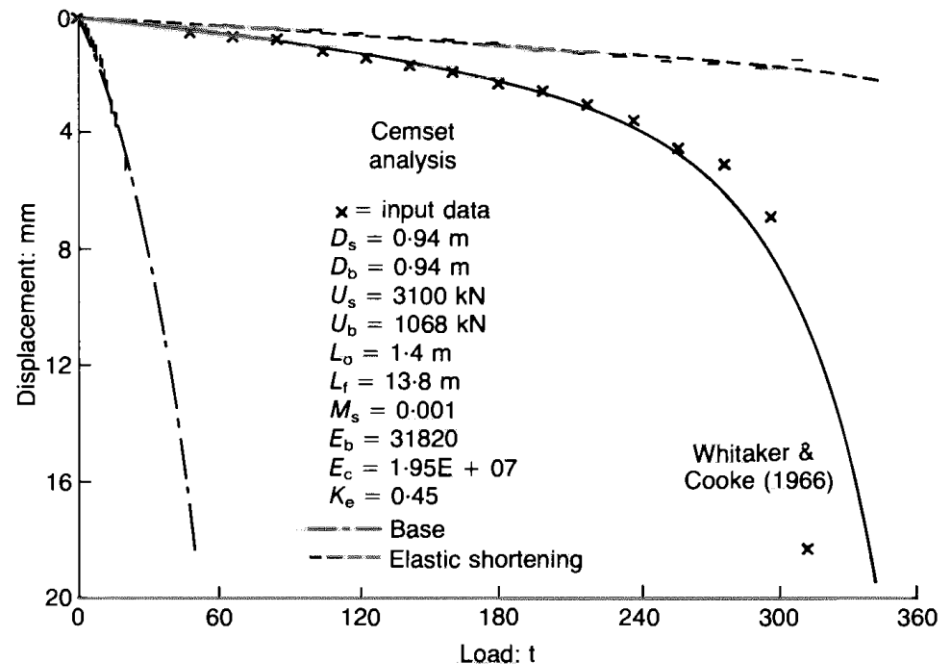


Fig. 7. Comparison of results from the present study with those of Whitaker & Cooke (1966): pile N

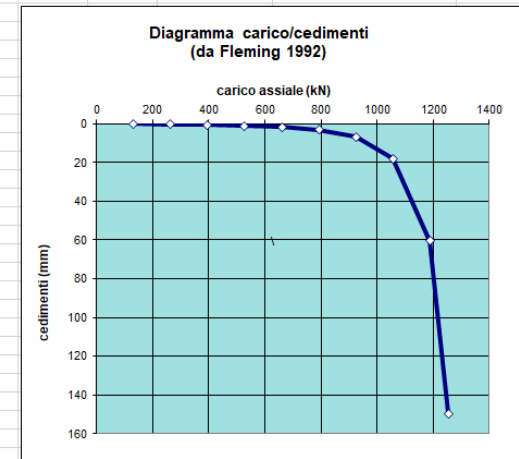
# Calcolo dei Cedimenti in funzione del carico secondo metodo di Fleming (1992)

By L. Borselli 2019

Calcolo del cedimento su palo rigido- Fleming (1992)

Parametri										
Length	12 m									
Diameter (D)	0.4 m									
Qlim_lat (Ql)	990 kN									
Qlim_base (Qb)	330 kN									
E_base (Eb)	15000 kN/m <sup>2</sup>									
shear strength on shaft (fs)	0.06565141 Mpa									
Ms1 (Fleming-1992)	0.00341949 adim.									
Qlim tot	1320									
	Ms2 (Castelli & Motta 2003) 0.002426754 adim.									
carico kN	132	264	396	528	660	792	924	1056	1188	1254
% carico limite	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95
Fattori di passaggio										
a	990									
b	1980000									
c	0.0009707									
d	198									
e	6000									
f	-7128000 -6336000									
g	-171037.194 -144132									
h	25.3702586 50.74052									
	76.11077578 101.4810345									
	126.8513 152.2216									
	177.5918 202.9621									
	228.3323 241.0175									
CEDIMENTI										
s1 (mm)	0.14742604	0.346755	0.630458661	1.063978575	1.798337	3.251604	6.856788	18.02718	60.56937	149.6567
s2 (mm) (negative solution)	-24.142543	-23.0949	-21.77540854	-20.0713032	-17.813	-14.7772	-10.9007	-7.10775	-4.75981	-4.06684

N.B. solo la soluzione positiva deve essere considerata



carico kN	cedimenti (mm)
132	0.147426036
264	0.346755357
396	0.630458661
528	1.063978575
660	1.798306542
792	3.251603963
924	6.856787741
1056	18.02717692
1188	60.56936614
1254	149.6566648

Foglio di calcolo per palo rigido, Borselli(2018-2019)

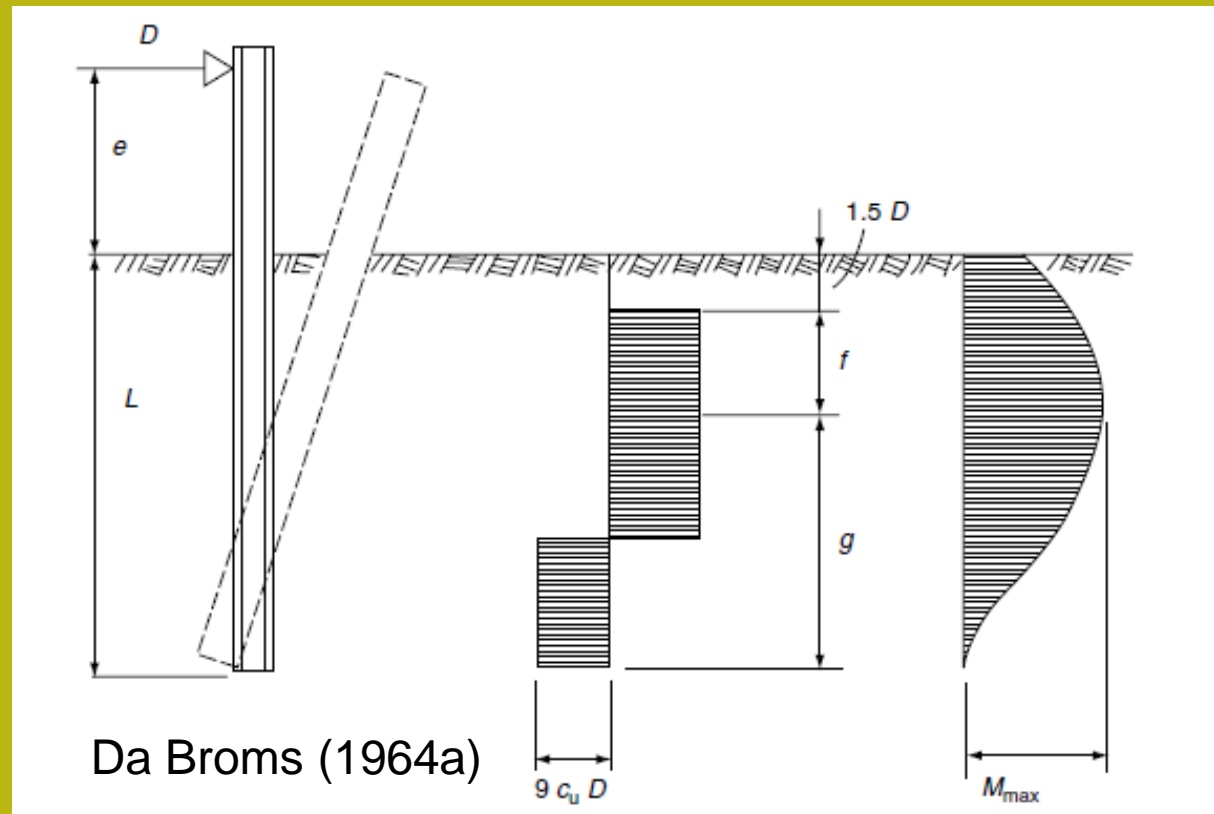
By L. Borselli 2019

Calcolo del cedimento su palo rigido- Fleming (1992)

Parametri	
Length	12 m
Diameter (D)	0.4 m
Qlim_lat (Ql)	990 kN
Qlim_base (Qb)	330 kN
E_base (Eb)	15000 kN/m <sup>2</sup>
shear strength on shaft (fs)	0.06565141 Mpa
Ms1 (Fleming-1992)	0.00341949 adim.
Qlim tot	1320

## CARICHI LATERALI SU PALI

A differenza della capacità di carico assiale, è necessario determinare la capacità di carico laterale considerando due diversi meccanismi di collasso: (1) collasso strutturale del palo dovuto a cedimento del materiale del palo o cedimento del terreno di confinamento, e (2) pali che diventano disfunzionali a causa di eccessive deflessioni laterali. Sebbene la rottura passiva del terreno di confinamento è una potenziale modalità di collasso, tale collasso si verifica solo a deflessioni relativamente grandi che generalmente superano i movimenti tollerabili (Gunaratne, M. , 2013)



I pali "**corti**" incorporati in terreni relativamente più rigidi possono collassare a causa del cedimento del terreno mentre i pali "**lunghi**" sono incorporati in terreni relativamente più deformabili possono produrre flessioni eccessive. (Gunaratne, 2013).

In considerazione delle condizioni di cui sopra, dovremmo analizzare separatamente, i due problemi distinti presentati sopra (Gunaratne, 2013)

- (1) capacità laterale del palo da considerazioni di resistenza del terreno,**
- (2) capacità laterale del palo in base ai limiti di deflessione**

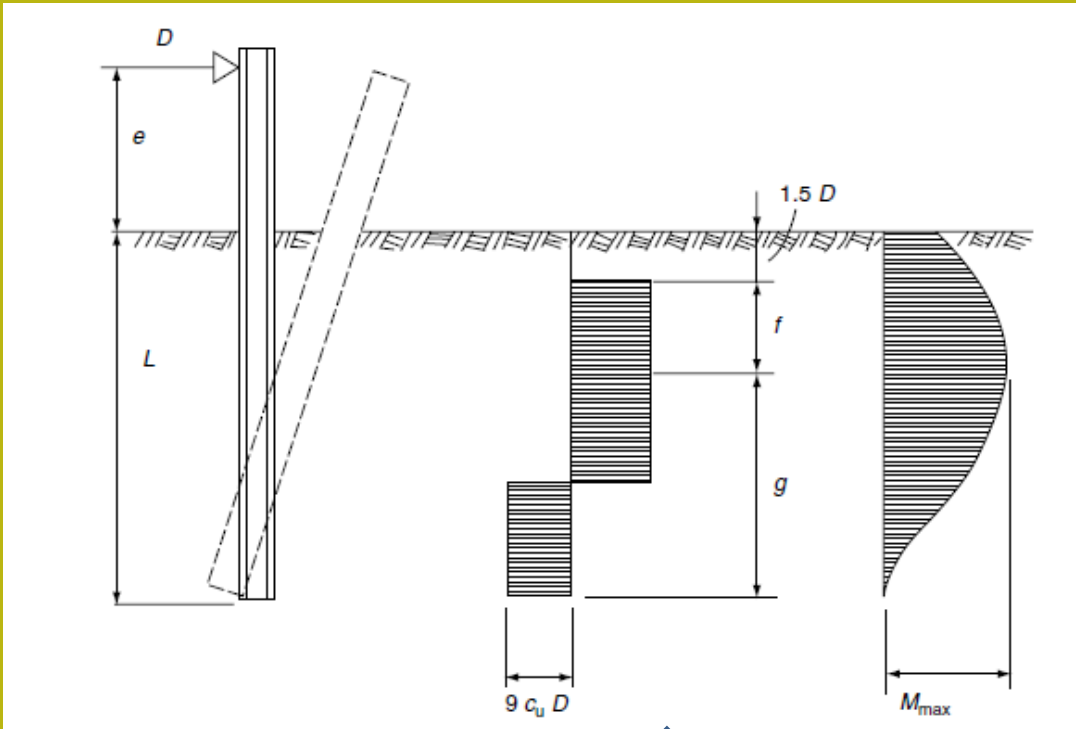
D'altra parte, i pali sottoposti a carico sia assiale che laterale devono essere progettati per la resistenza strutturale dei pali come travi/colonne elastiche.

Vediamo in particolare il caso per:

- **Terreni su suoli coesivi (condizioni non drenate)**
- **Terreni su suoli granulari non coesivi (condizioni drenate)**

Considerando la presenza di una testa libera o fissa del palo e anche la influenza dei momenti flettenti ammissibili del palo, secondo la teoria di Broms(1964a,b).

# Suoli coesivi – pali corti



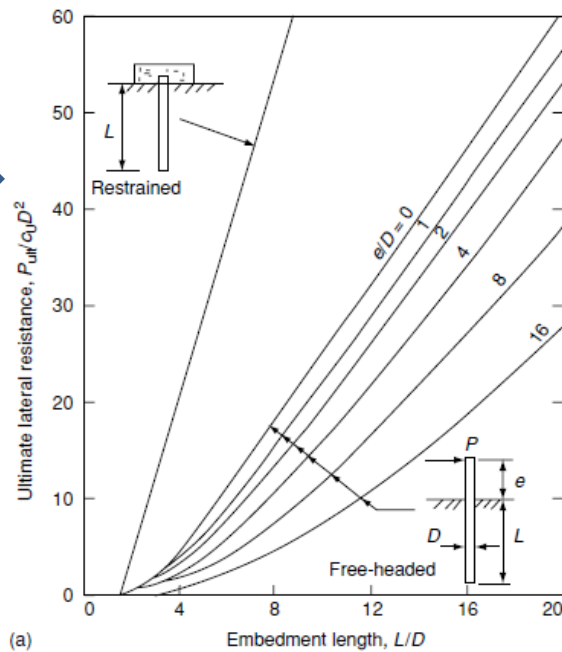
$$L = g + 1.5D + f$$

$$g = L - 1.5D - f$$

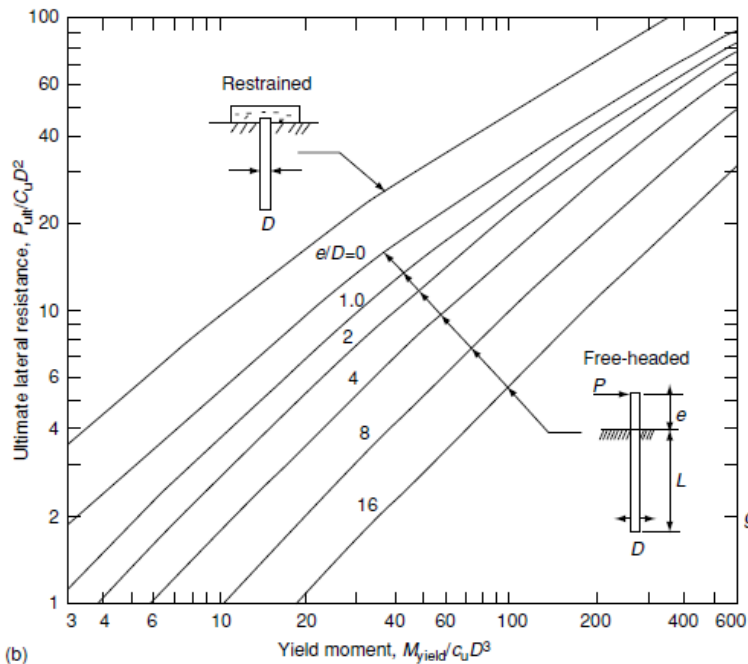
Calcolo Resistenza limite (kN)  
Per pali singoli in suolo  
Puramente coesivo ...  
caricati orizzontalmente in  
testa per Condizioni a breve  
termine Metodo Broms  
(1964a)



Pali corti



Pali Lunghi



Calcolo Resistenza limite (kN)  
 Per pali singoli in suolo  
 Puramente coesivo ...  
 caricati orizzontalmente in testa  
 Condizioni a breve termine  
 Metodo Broms (1964a)

$$f = \frac{P_u}{9c_u D}$$

$$L = g + 1.5D + f$$



$$g = L - 1.5D - f$$

Pu in funzione del  
 momento flessionale massimo  
 ammissibile per il palo



Per pali corti

### Step 1

Calcolo diretto di plasticizzazione del terreno

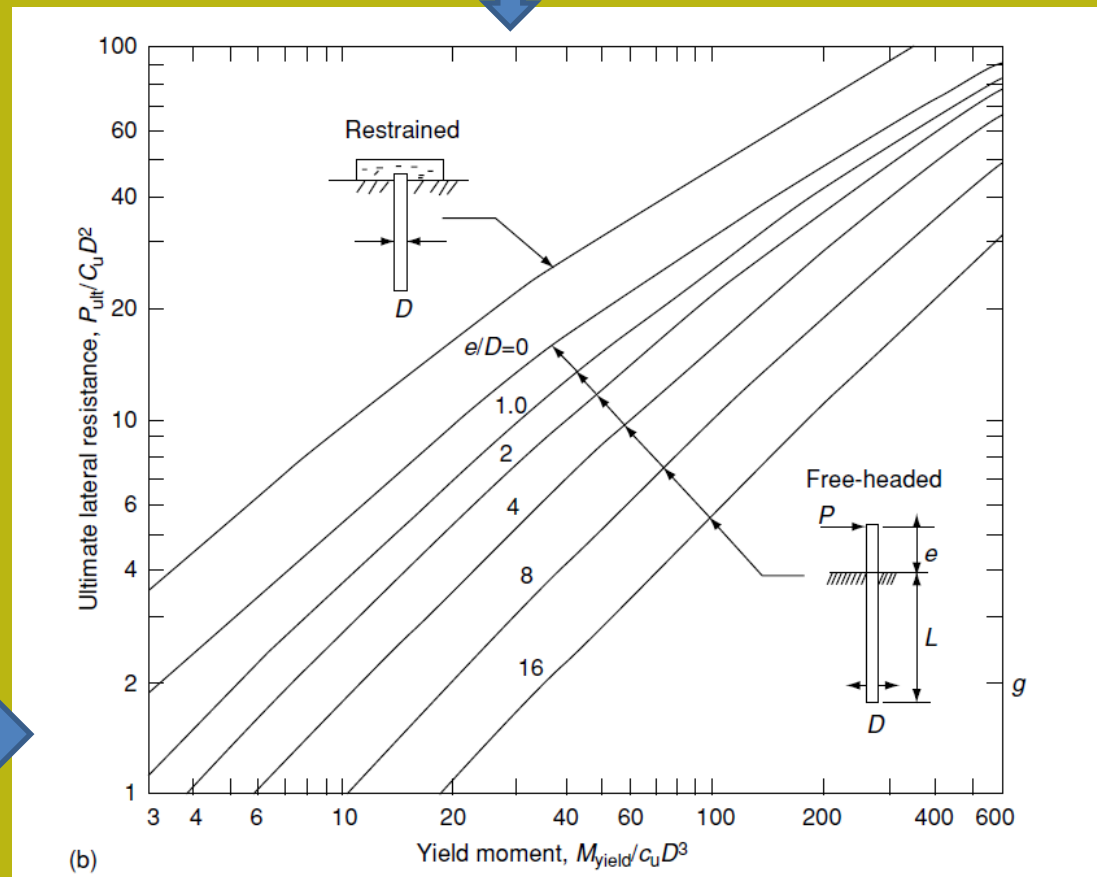


**Step 2** noto il momento flettente massimo tollerabile dal palo  **$M_{yield}$**  (in kN m) ricalcolare  **$P_u$**  usando il meccanismo dei pali lunghi.. Infatti il palo potrebbe raggiungere il suo limite di flessione prima del suo carico ultimo di e momento massimo di plasticizzazione del terreno

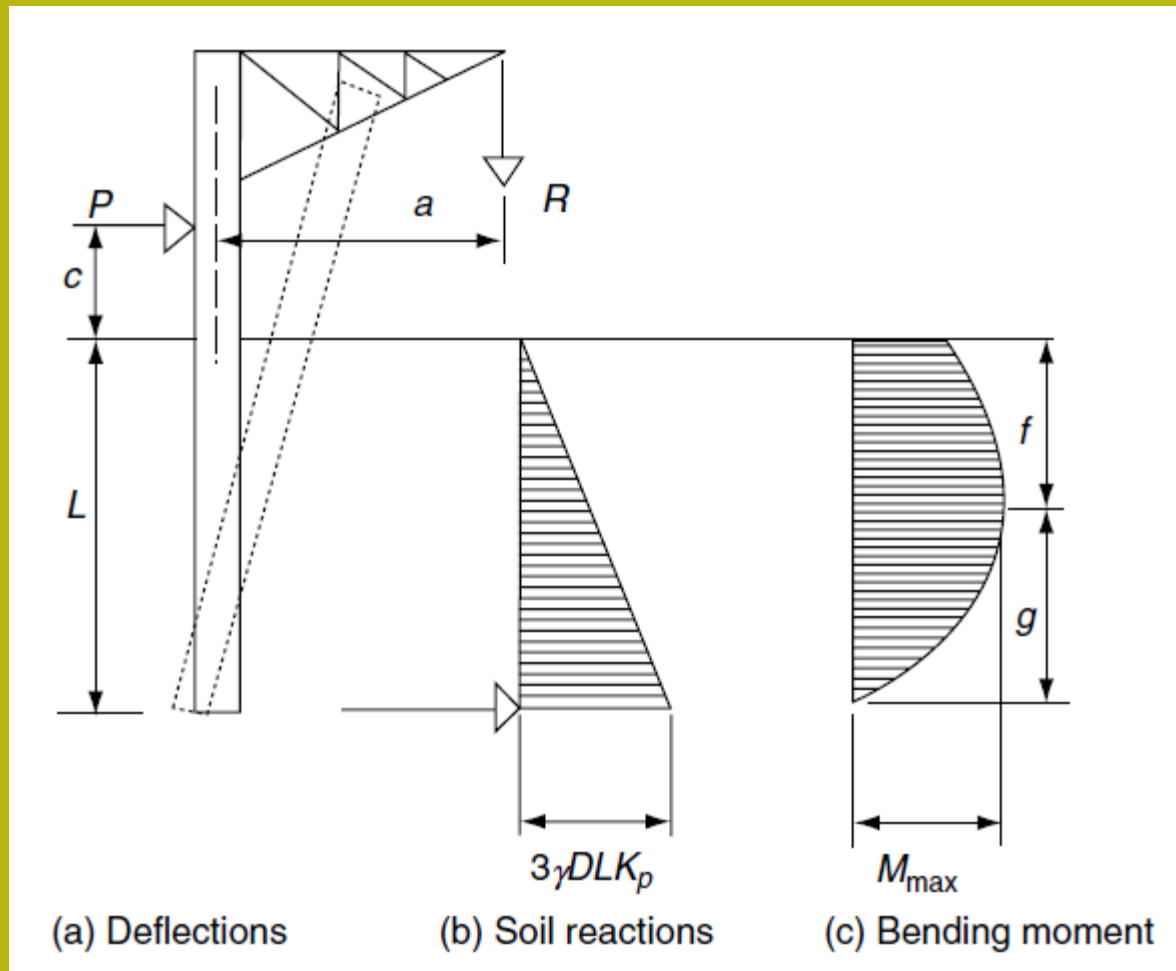
$$P_u = 9c_u D(L - 1.5D)$$

$$M_{max} = P_u(0.5L + 0.75D)$$

**Step 3** : Noto  $M_{yield}$  del palo si applica questo Per determinare  $P_u$  se  $M_{max} > M_{yield}$



## Per suoli non coesivi



Carico limite

$$P_u = \frac{0.5\gamma DL^3 K_p}{e + L}$$

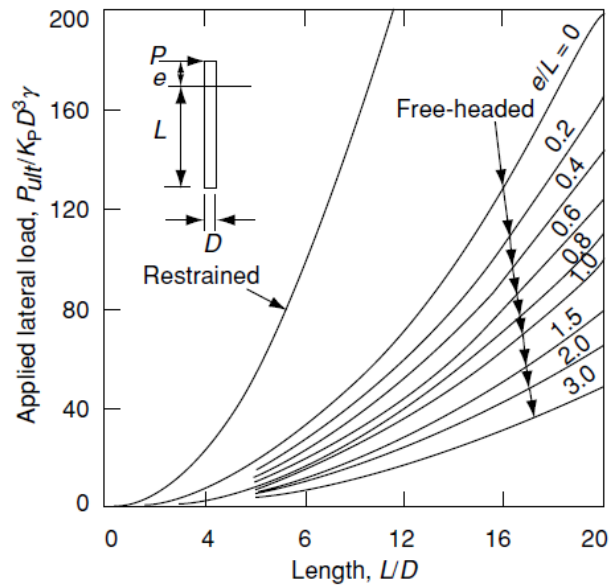
Posizione  
max momento  
flettente

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{P_u}{DK_p \gamma}}$$

Max momento  
Flettente per  
Plasticizzare il terreno

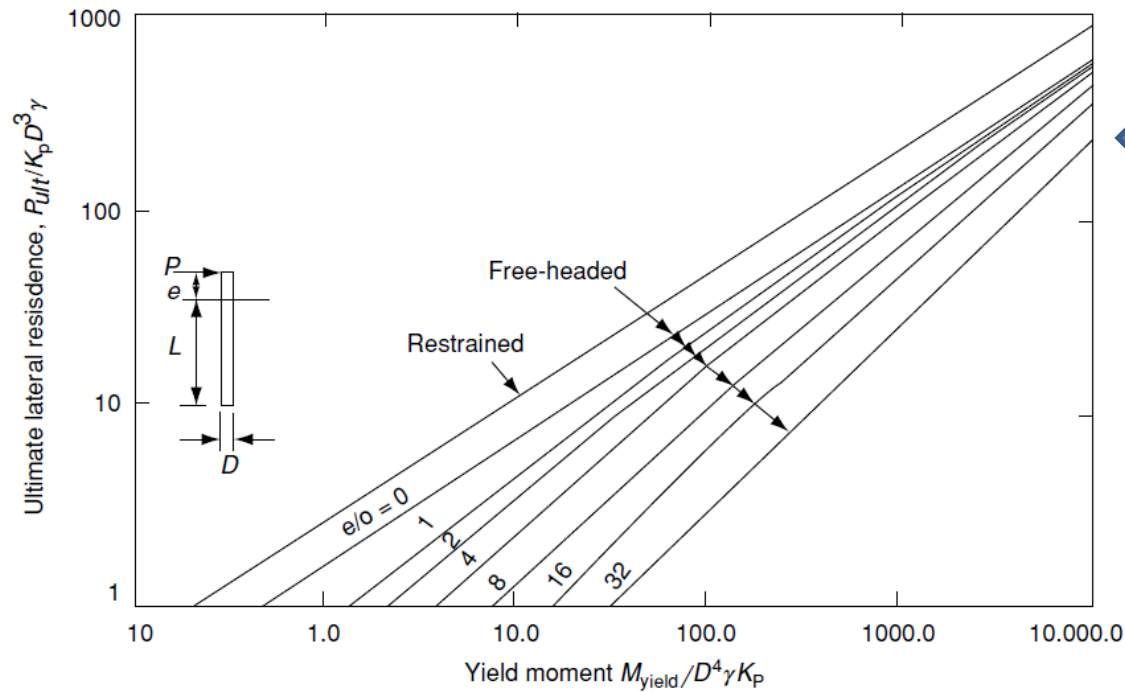
$$M_{\max} = P_u \left( e + \frac{2}{3}f \right)$$

Se  $M_{\max} > M_{\text{yield}} \text{ palo}$  (che dipende dalle caratteristiche del palo)...



1) stima  $P_u$  per palo corto

2) Se  $M_{max} > M_{yield}$



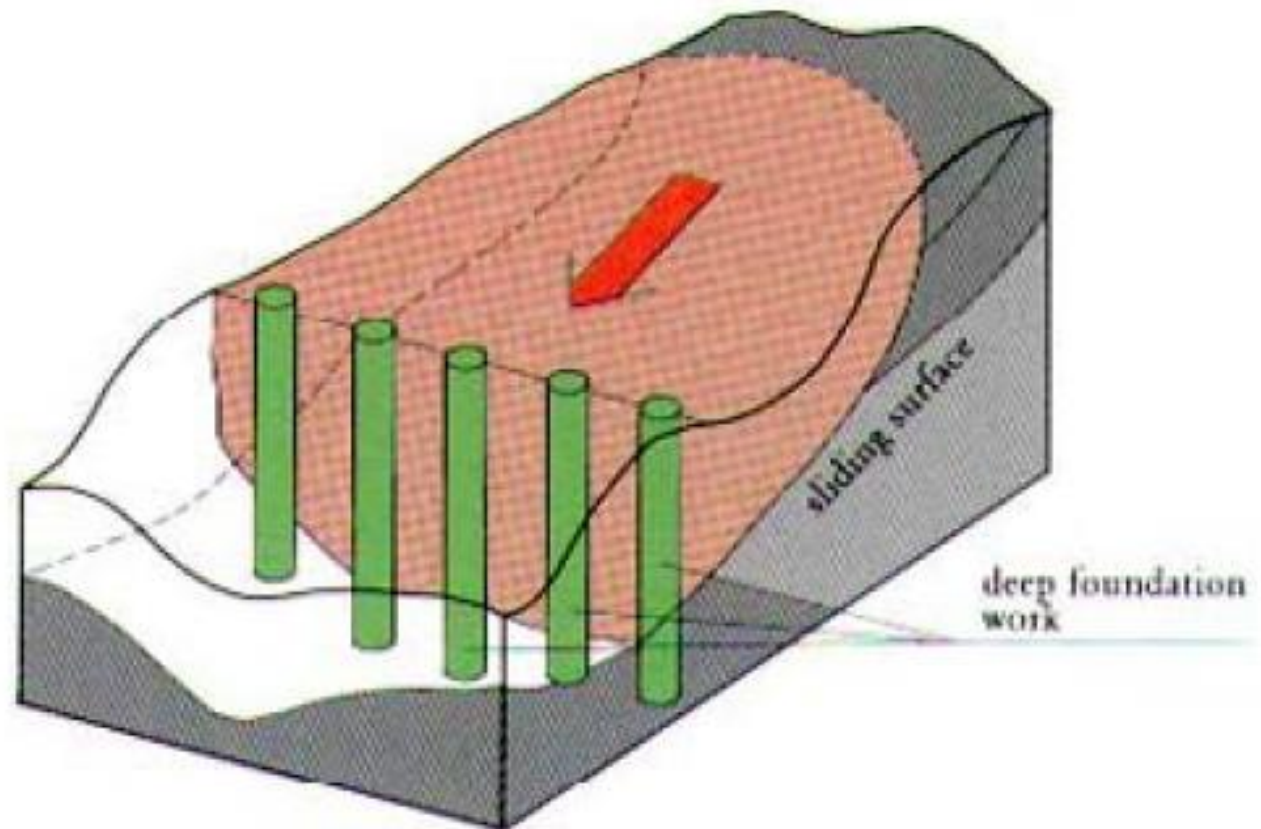
Allora ricalcolo  $P_u$  per palo lungo

In sostanza Il valore di **Pu** (kN) (carico ultimo limite in testa) puo' essere governato interamente dal terreno, o dalle caratteristiche del palo..

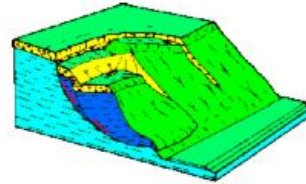
Naturalmente esistono anche condizioni Intermedie...e altre teorie piu raffinate come:

- **Metodo elastico lineare**
- **Metodo non lineare della *stiffness matrix analysis***
- **Metodo (p-y), *lateral pressure deflection***

## INTERAZIONE PALIFICATE PENDIO



# Fondazioni profonde in pendio ( da manuale SSAP 5.0) (Borselli (2020))

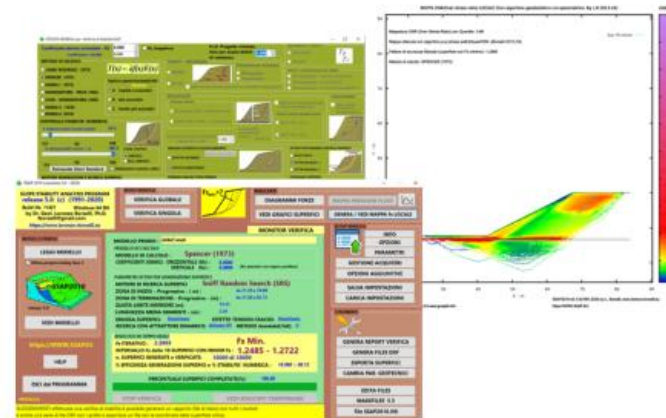


## SSAP 2010

"a step away..."

(SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM)

<https://www.ssap.eu>



Reference Manual /Manuale di Riferimento

### Versione 5.0 (2020)

by

Dr. Lorenzo Borselli, Geol , Ph.D.\*

agosto 2020

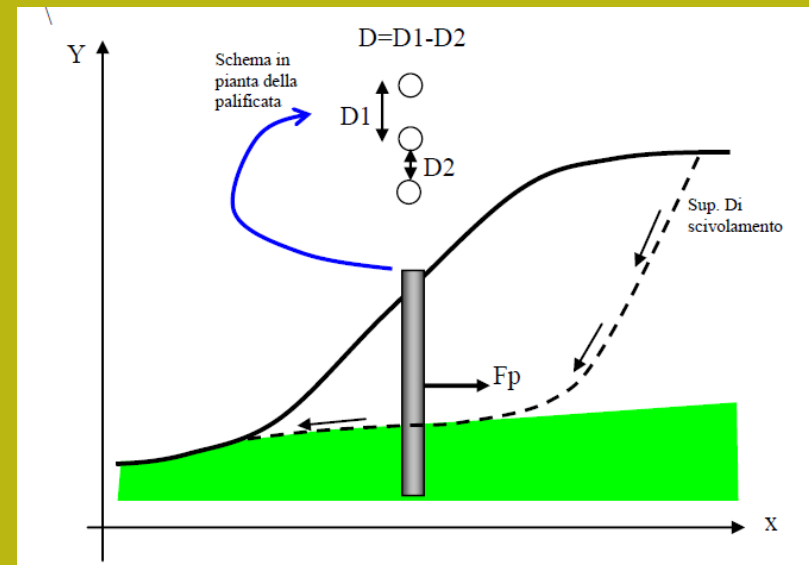
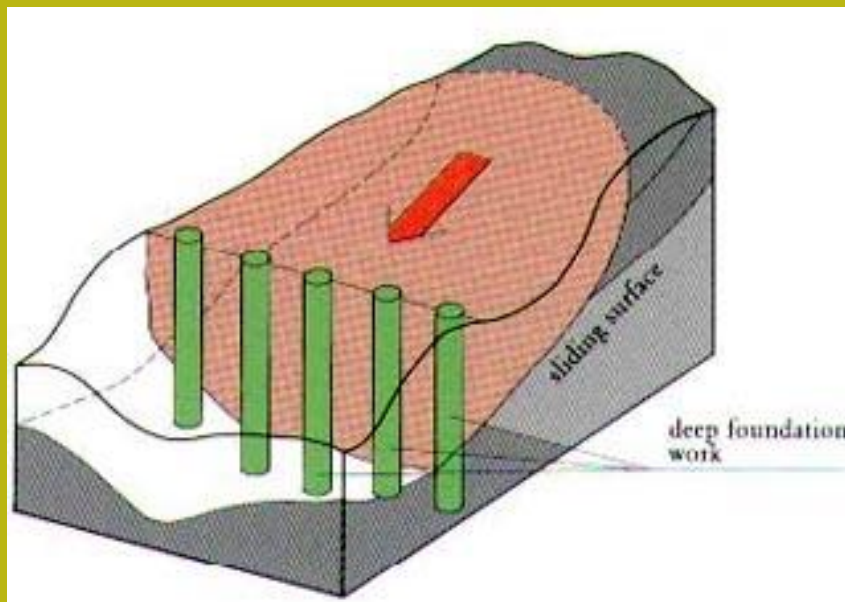
\* Full Professor of Geotechnics and Engineering Geology  
Faculty of Engineering Universidad Autonoma de San Luis Potosi.  
San Luis Potosi, Mexico

WEB-page and CV :<https://www.lorenzo-borselli.eu>  
E-mails: [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) , [lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:lorenzo.borselli@uaslp.mx)

DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604>

# palificate

Le palificate, nella forma di una o più file di pali, sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio, attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione  $F_p$  opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.





## STEPS analisi con PALI in pendio

1. Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi fluisce tra i pali.
2. **Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.**
3. Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza  $F_s$  che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.



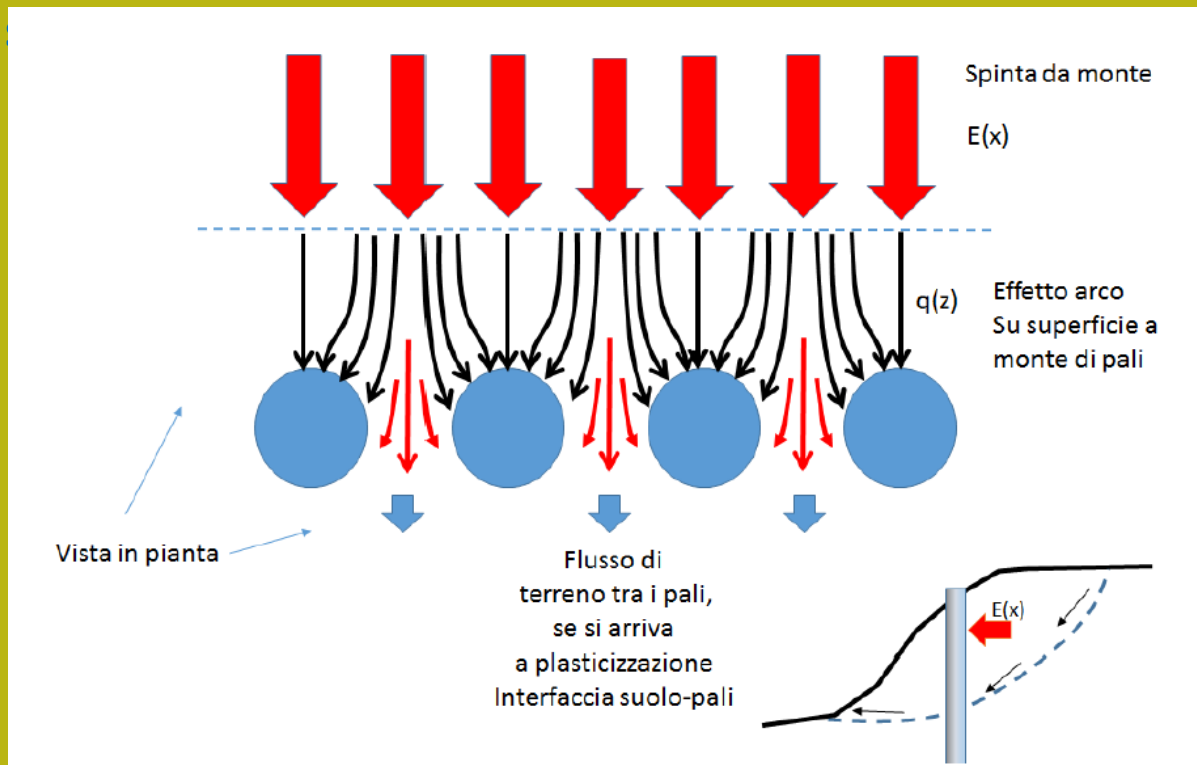
### Successiva Interazione con analisi strutturale .....

4. Nel caso che  $F_s$  risulti adeguato si effettua successivamente una **analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della forza di taglio in funzione della profondità dalla superficie**. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se tali grandezze sono compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1, 2 e 3 viene ripetuta con caratteristiche geometriche della palificata diverse.

# Metodo

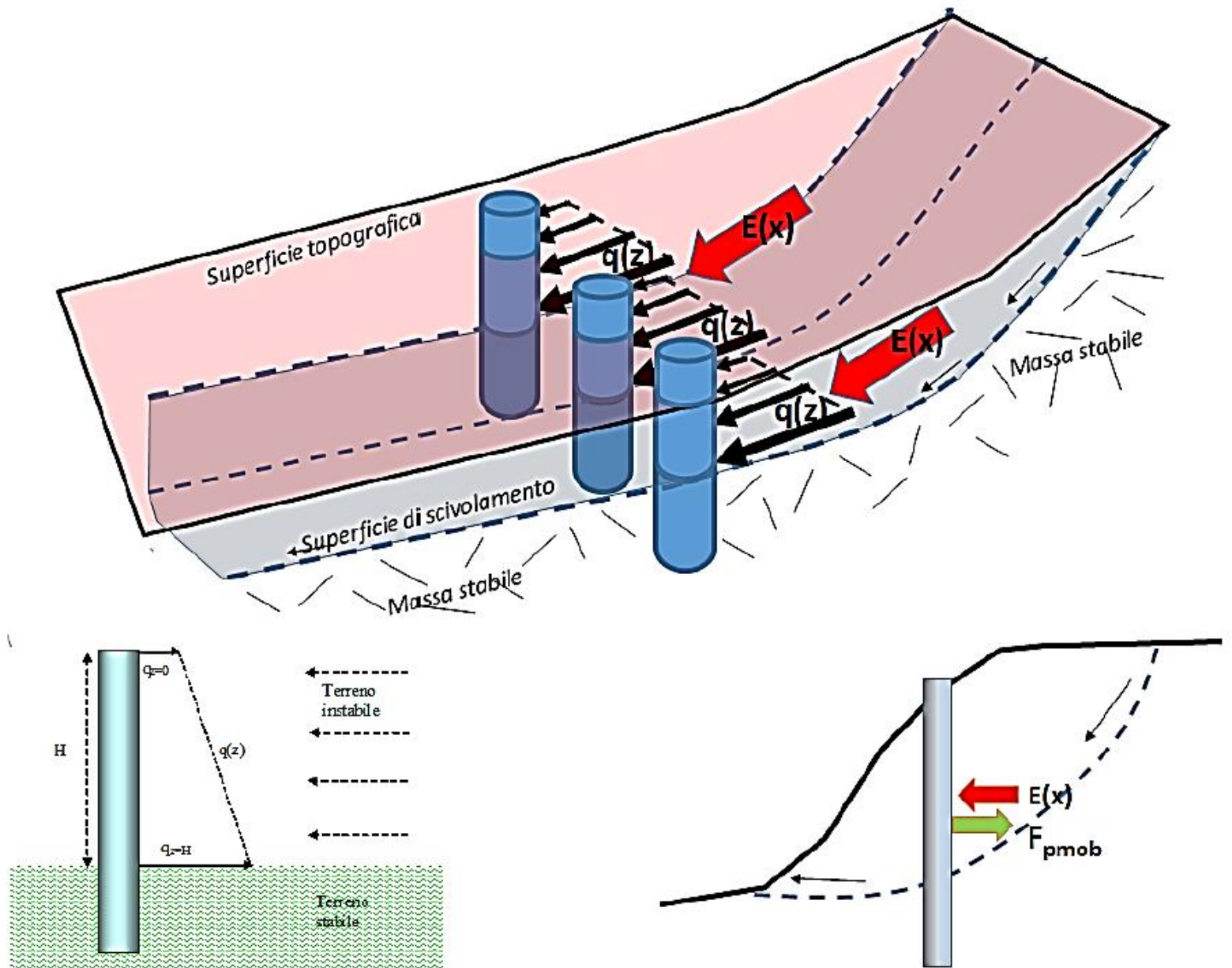
Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)

- 1) al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 della precedente diapositiva.
- 2) Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali: come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione, necessaria per la analisi



3) Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali

4) Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili. (salvo poi fare una verifica STRUTTURALE).



## Hassiotis et al. (1997)

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1981) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997).

Viene prima calcolata la funzione di distribuzione con la profondità  $q(z)$  della forza, per strato di spessore unitario, che agisce sulla palificata:

$$q(z) = cA \left( \frac{1}{N_p \tan \phi} \{E - 2N_p^{0.5} \tan \phi - 1\} + B \right) - c(D_1 B - 2D_2 N_p^{-0.5}) + \frac{\sigma}{N_p} (AE - D_2) \quad (2.15)$$

dove:

$$N_p = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] ; \quad A = D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1} ; \quad B = \frac{2 \tan \phi + 2N_p^{0.5} + N_p^{-0.5}}{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1}$$

$$E = \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_p \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

e dove:

$D_1$  = interasse tra i pali (m)

$D_2$  = apertura tra i pali (m)

$D$  = diametro dei pali (m)

$\sigma$  = pressione litostatica calcolata alla profondità  $z$  dalla superficie (kPa)

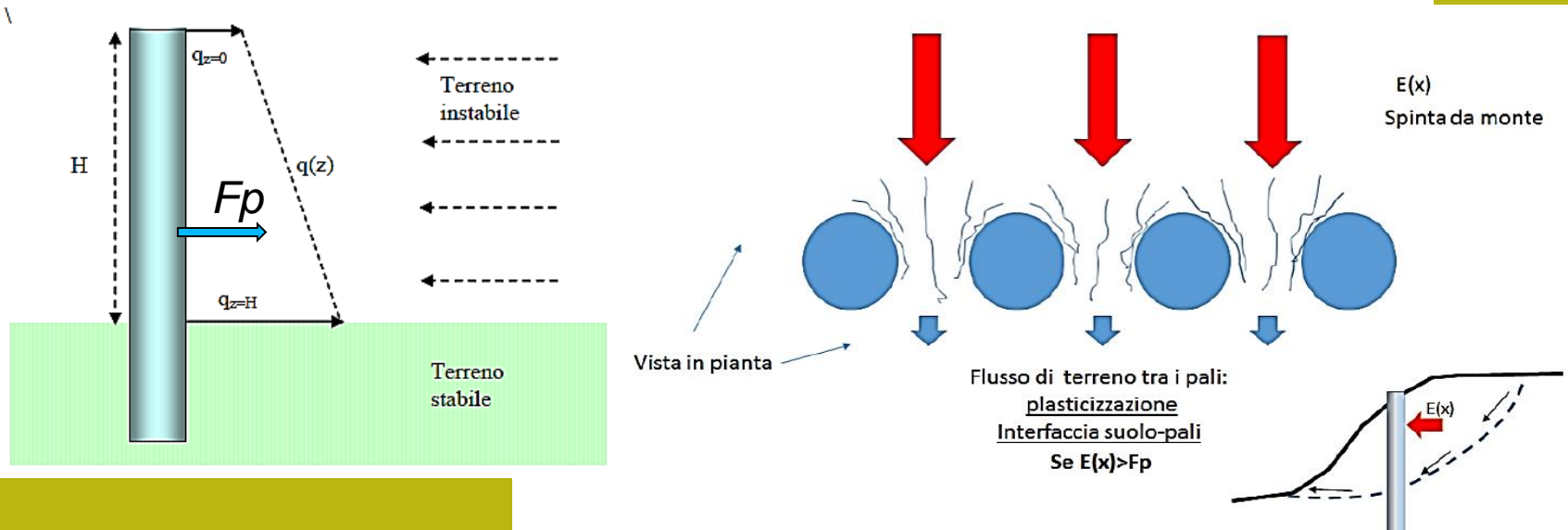
$c$  = valore medio della coesione fino alla profondità  $z$  (kPa)

$\phi$  = angolo di attrito interno medio calcolato fino alla profondità  $z$

Per avere la forza risultante di reazione della palificata  $F_p$  (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda  $H$  (fig. 2.18), la eq. (2.16a) deve essere integrata da 0 a  $H$  e successivamente divisa per l'interasse della palificata  $D_1$ :

$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1} \quad (2.17)$$

Il valore di  $F_p$  andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di  $F_s$ . Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio (fig. 2.19).



Tuttavia è importante notare che il valore di  $Fp$  è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et al.(1997) il valore di  $Fp$  calcolato con la eq. 2.17 dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione e non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di  $Fs$  medesimo :

$$Fp_{mob} = \frac{Fp}{Fs} \quad (2.18)$$

L'uso della eq.2.18 permette di inserire il calcolo di  $Fp_{mob}$  direttamente nel processo iterativo del calcolo di  $Fs$  e di scarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio. Tuttavia e' necessario considerare una forma più generale per il calcolo di  $Fp_{mob}$ . Seguendo le indicazioni di Ito e Matsui (1981)  $Fp_{mob}$  può essere espresso con la seguente equazione.

$$Fp_{mob} = Fp\alpha_m$$



**Spinta teorica massima  
per arrivare a plasticizzazione interfaccia  
suolo pali**

Dove:

$\alpha_m$  è il coefficiente di mobilitazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata e che può assumere un valore variabile tra 0.0 e 1.0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati.

In sostanza in prima approssimazione avremo che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_S F_{NTC}} \quad (2.20)$$

Dove:

$F_S$  è il fattore di stabilità globale iterativo e finale;

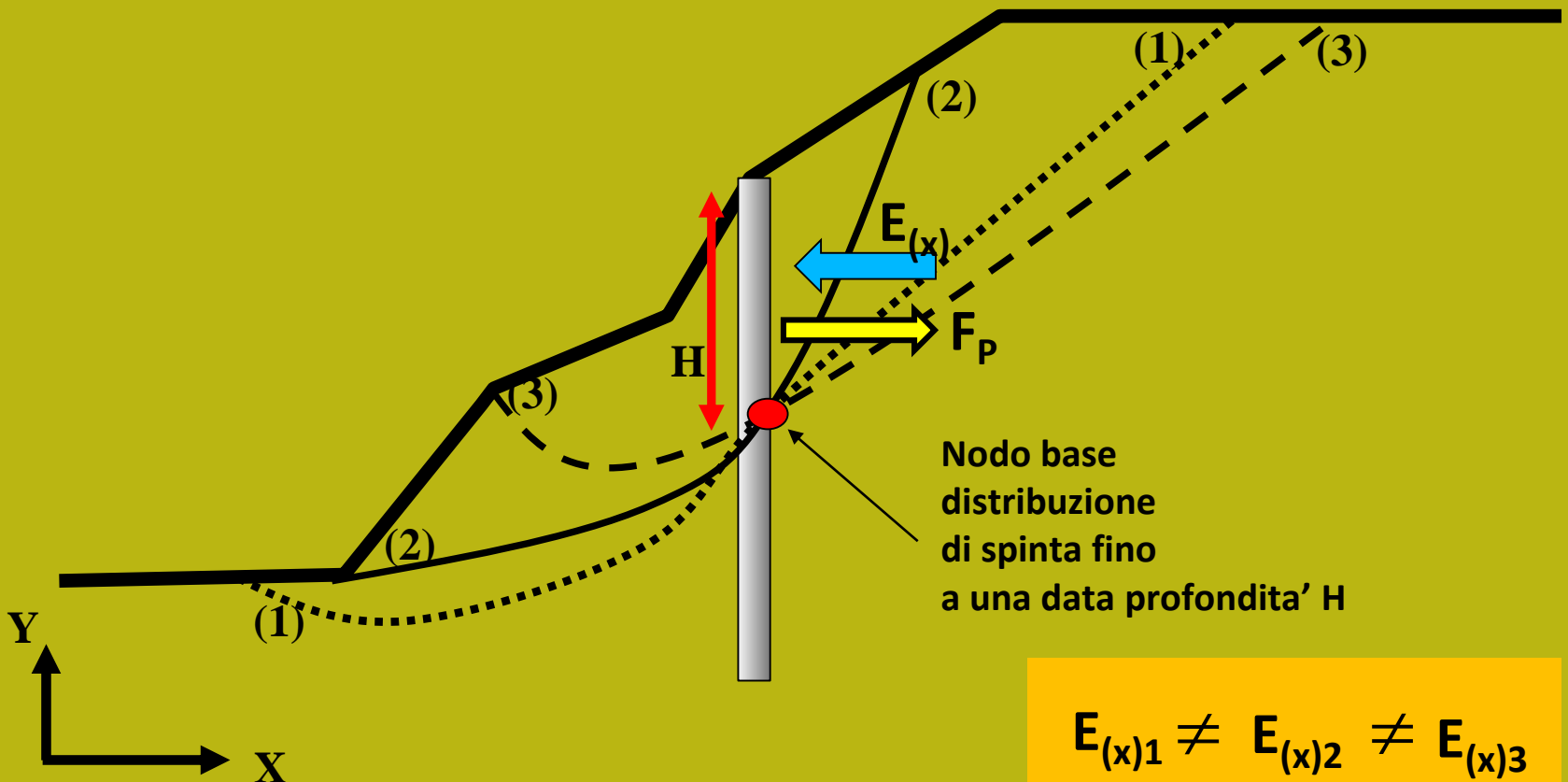
$F_{NTC}$  è un fattore riduttivo addizionale (fattore di sicurezza addizionale con  $F_{NTC} \geq 1.0$ ) che permette di tenere conto ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2008.

Con valori  $F_{NTC} > 1$  è possibile ridurre progressivamente il valore di  $\alpha_m$ . Ad esempio con  $F_{NTC}=4$  abbiamo un  $\alpha_m$  minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilitazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

**Comunque è possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilitazione  $\alpha_m$  sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza  $F_{P_{mob}}$  non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive esistenti.**

Un sovradimensionamento eccessivo porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.

Nel nodo base della distribuzione di spinta, a profondidita' H, la spinta di reazione massima teorica  $F_p$  e' la stessa, dato che dipende da H e dal tipo di terreno, ma diverse saranno le Spinte effettive  $E(x)$  che agiscono considerando le superfici (1), (2) e (3) nella figura sotto.

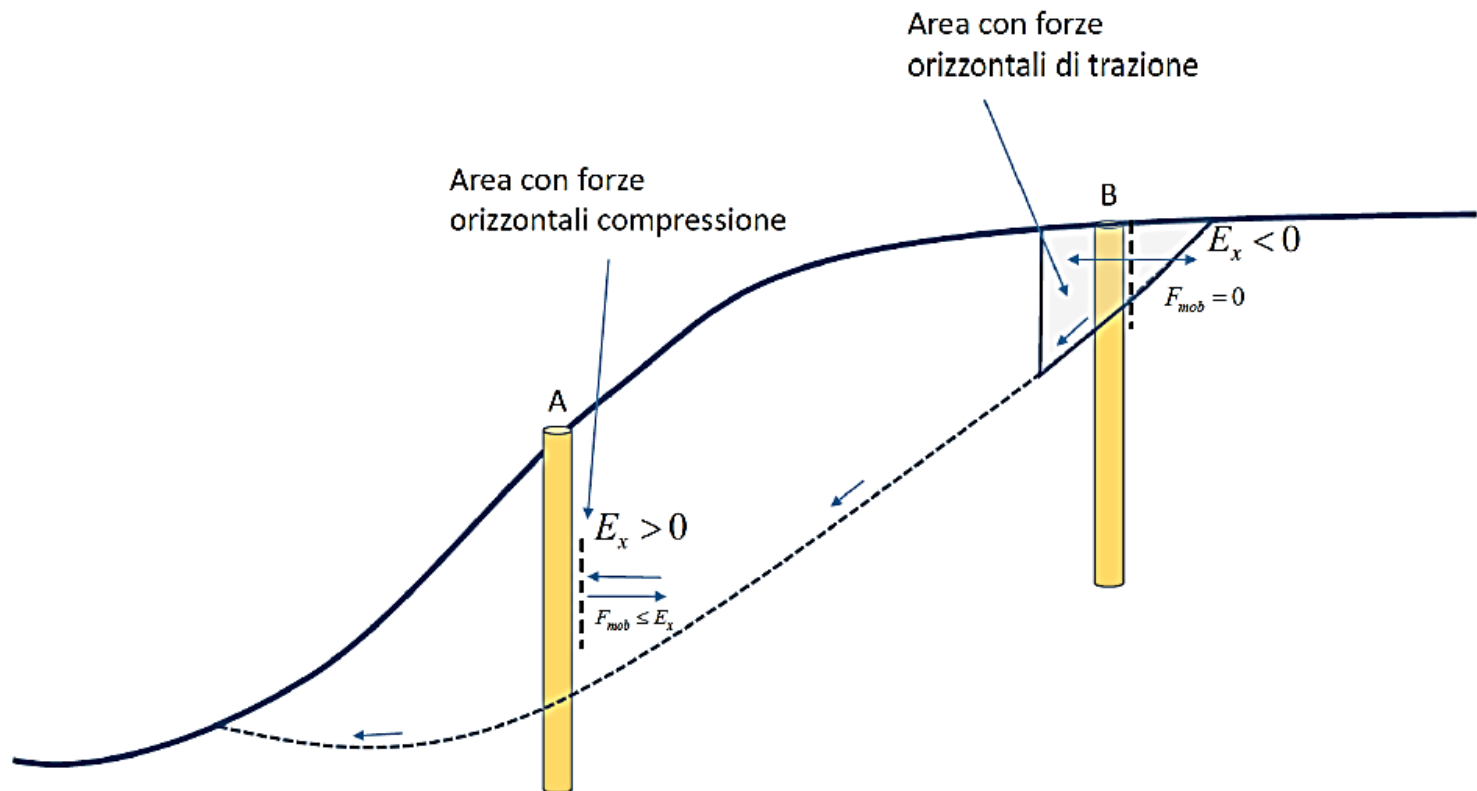




Da un punto di vista fisico, una volta che si assume una potenziale superficie di scorrimento che interseca la palificata a una certa profondità H e si calcola in prima approssimazione la  $Fp_{mob}$  con la eq. (2.19) può verificarsi il caso che, nella zona immediatamente a monte della palificata, il valore di  $Fp_{mob}$  sia superiore, o inferiore, al valore effettivo e iterativo di  $E(x)$  locale. Ovvero abbiamo la possibilità che si realizzino una delle due condizioni nella eq. 2.21:

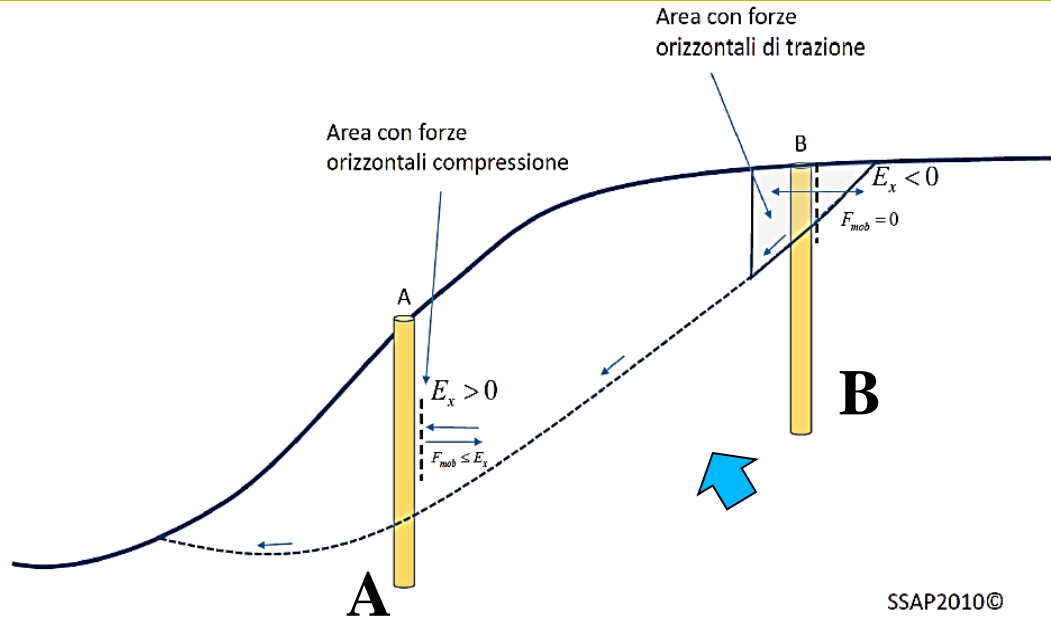
$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} \geq E_x \end{array} \right. \quad (2.21a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} < E_x \end{array} \right. \quad (2.21b)$$



SSAP2010©

**Procedura automatica  
Calcolo della forza massima mobilitata.**



SSAP2010©

$$\alpha_m^* = \frac{Fp_{mob}^*}{Fp}$$

**Valore finale  
coefficiente di  
mobilizzazione**

In questo caso il valore di  $Fp_{mob}$  può essere modificato fino ad un valore finale  $Fp_{mob}^*$  considerando i seguenti casi:

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = 0 \text{ se } E_x \leq 0 \end{array} \right. \quad (2.22a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = \text{Min}[Fp_{mob}, E_x] \text{ se } E_x > 0 \end{array} \right. \quad (2.22b)$$

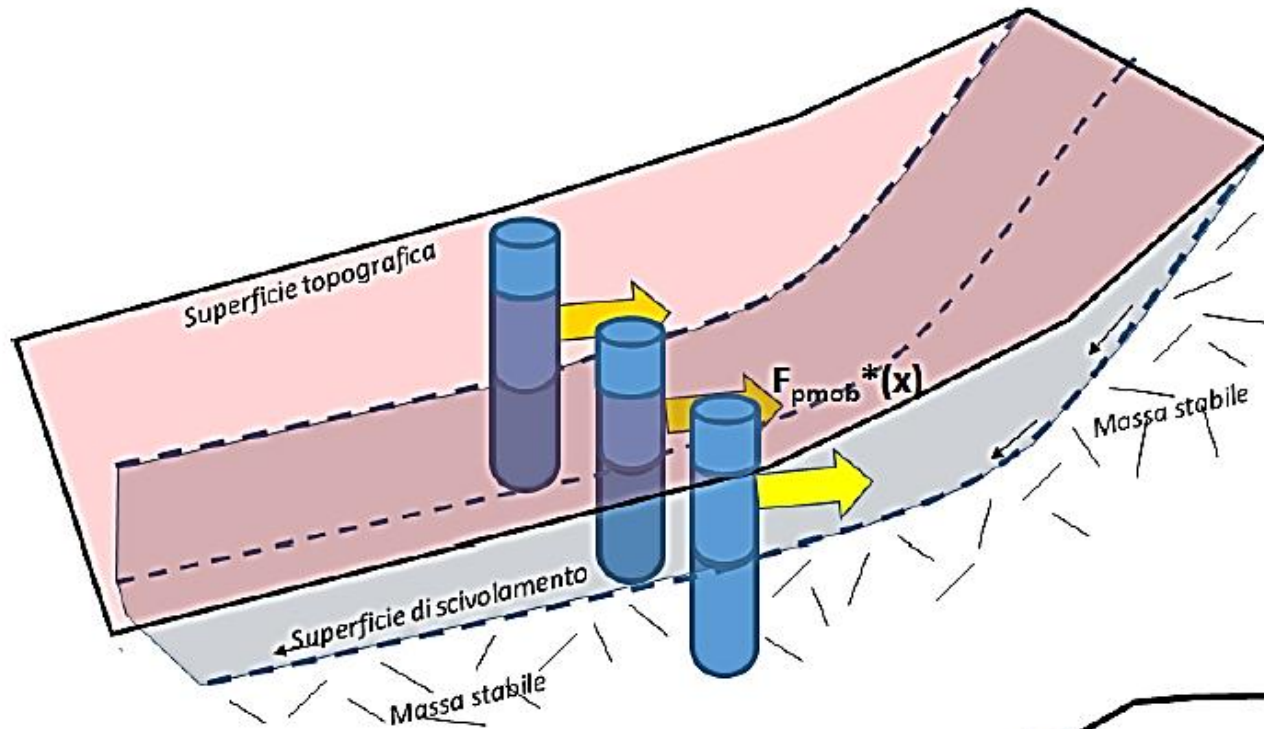
$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* = \text{Max}[Fp_{mob}, E_x] \text{ se } E_x > 0 \end{array} \right. \quad (2.22c)$$

**Criterio  
scelto  
dall'utente**

dove:

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob}^* < F_p \text{ sempre verificato} \end{array} \right. \quad (2.22d)$$

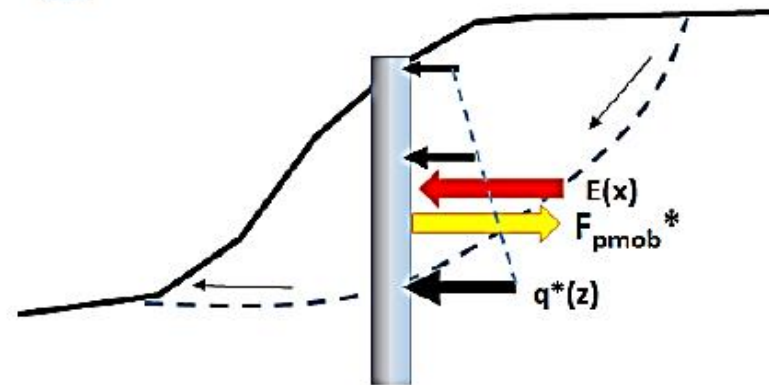
**Valore finale  
Fp(mobilitato)**



$$\alpha_m^* = \frac{F_{p_{mob}}^*}{F_p}$$

$$q^*(z) = q(z)\alpha_m^*$$

Reazione finale dei pali mobilizzata,  $F_{pmob}^*(x)$ , che entra nel complesso sistema di forze interne alla massa potenzialmente scivolante ..., e distribuzioni delle forze sui pali  $q^*(z)$ ,



# É tuttavia importante ricordare che:

**1. Nel caso di palificate di lunghezza insufficiente alcune superfici profonde possono ugualmente rendere instabile un pendio.**

**2. La superficie critica trovata per un pendio senza pali di sostegno può non esserlo più in presenza di una palificata.**

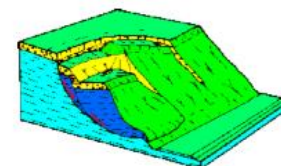
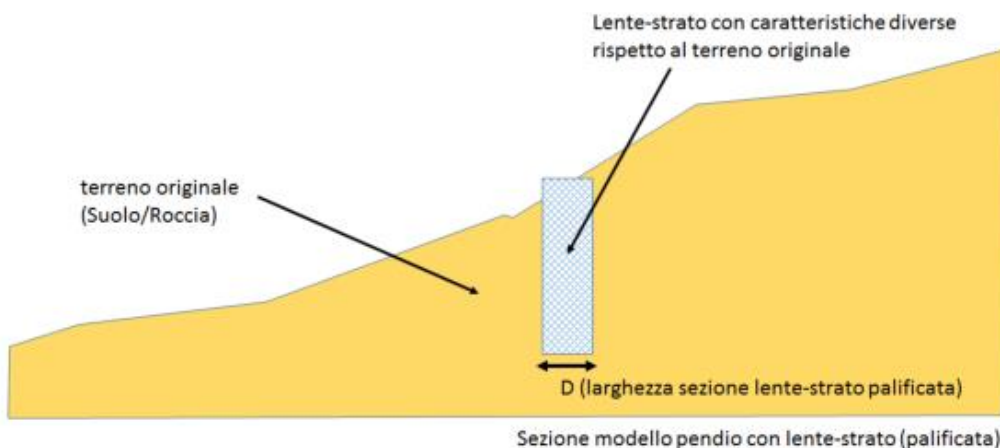
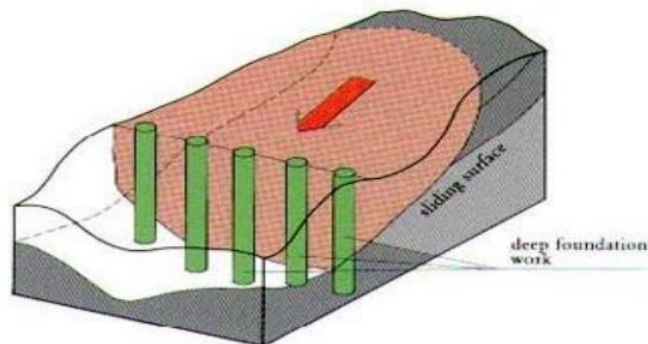
**3. Esistono vari criteri di progettazione che suggeriscono le caratteristiche geometriche limite per palificate, paratie di pali e file di fondazioni a Pozzo, oltre il quale gli interventi risultano non economicamente convenienti o comunque sconsigliati.**

**4. E ' necessario sempre accoppiare la analisi mediante l'equilibrio limite fino qui descritta con un analisi strutturale, per verificare che gli sforzi mobilitati dalla palificata per incrementare il valore complessivo di  $F_s$  non mettano in crisi la struttura**

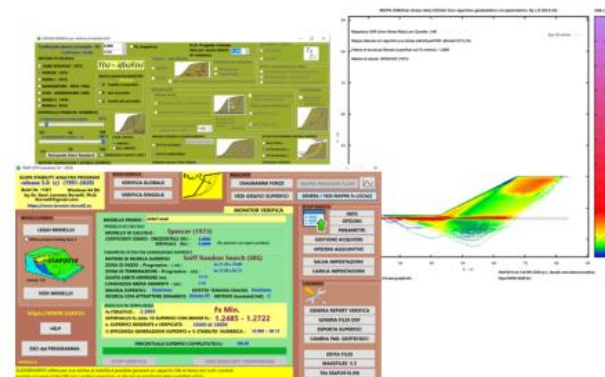
**5. É importante considerare che ogni palificata viene inserita nel pendio anche come un elemento resistente la taglio, con forma e geometria propria come un qualsiasi strato o lente (vedi slides successive)**

# APPENDICE C -VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI UNA LENTE-STRATO PALIFICATA INSERITA IN UN PENDIO

By Lorenzo Borselli (revisione 2.0 –dicembre 2017)



**SSAP 2010**  
 "a step away..."  
**(SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM)**  
<https://www.ssap.eu>

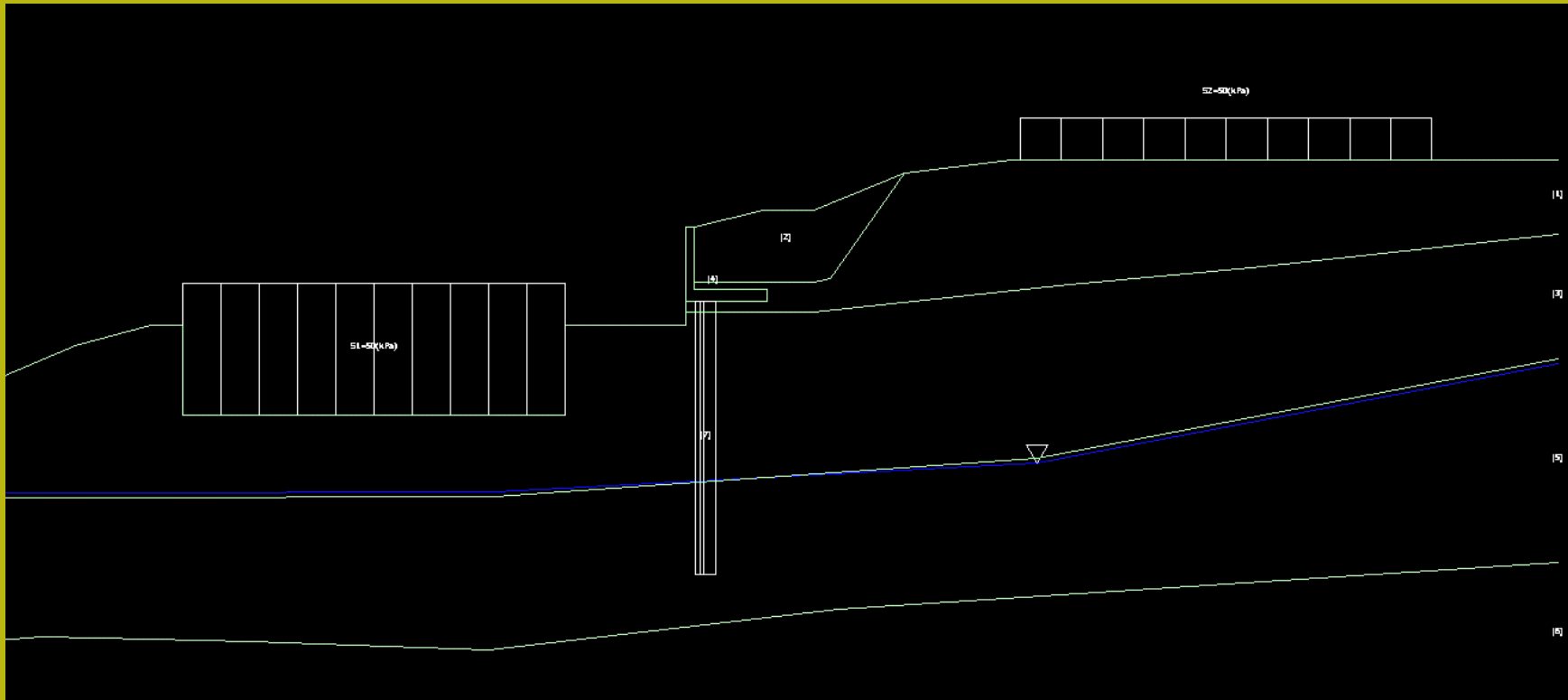


Reference Manual /Manuale di Riferimento  
**Versione 5.0 (2020)**  
 by  
**Dr. Lorenzo Borselli, Geol , Ph.D.\***  
 agosto 2020

\* Full Professor of Geotechnics and Engineering Geology  
 Faculty of Engineering Universidad Autonoma de San Luis Potosi.  
 San Luis Potosi, Mexico  
 WEB-page and CV :<https://www.lorenzo-borselli.eu>  
 E-mails: [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) , [lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:lorenzo.borselli@uaslp.mx)

DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604>

# Studio e pratica su un esempio reale con palificata :



Cartella esempi corso base:  
**zuccon**

Debe essere soddisfatta questa disequazione



**Nell' APPROCCIO CLASSICO !!!**

$$\frac{Q_{ult}}{FS} \geq \sum P_i$$



Concetto di FS globale nelle progettazione  
Considerando il Carico dei pali  $P_i$  e la  $Q_{limite}$

Da Viggiani et al. (2014)

Table 3.1 Suggested values of the overall factor of safety *FS* for pile foundations

<i>Characteristics of the structure</i>	<i>Homogeneous subsoil; exhaustive site and laboratory investigations</i>	<i>Unsatisfactory subsoil characterization because of either heterogeneous soil or poor investigations</i>
Maximum design loads occur frequently; the consequences of a collapse would be catastrophic (e.g. chemical or nuclear plant)	3	3.5
Maximum design loads occur rarely; the consequences of a collapse would be heavy (e.g. road bridges)	2.5	3
Maximum design loads are very improbable (e.g. residential buildings)	2	2.5

Ma dato il livello di incertezza elevato nella caratterizzazione dei Geomateriali, sia la loro variabilità e' prevalso un criterio di Applicazioni di coefficienti riduttivi o moltiplicativi per i parametri geomeccanici, e strutturali.. come i carichi applicati..

Quindi l'**Approccio agli stati limite** che segue questa linea e' ora globalmente adottato pur se con le opportune differenze legate alle diverse normative nazionali o continentali.

Uno **stato limite** è un insieme di condizioni da evitare; considerando uno stato finale dell'opera o un livello intermedio della realizzazione

*«Secondo Ovesen (2002), ogni volta che una struttura geotecnica (o parte di essa) fallisce per soddisfare uno dei suoi criteri di prestazione, si dice che abbia raggiunto uno "**stato limite**". In un codice basato su "il metodo dello stato limite" (come, ad esempio, Eurocodici) ciascuno limite è considerato separatamente nel design e la sua presenza è esclusa qualora venga dimostrata essere sufficientemente improbabile.»*(tradotto da Viggiani et. Al (2014)



**Stato limite Ultimo (SLU)** : stato di rottura o collasso o associato a un cedimento differenziale che produce il collasso della struttura

**Stato limite Esercizio (SLE)**: stato limite oltre il quale si perde la capacita' di utilizzare la struttura

**Metodo USA LRFD**

$$RF \cdot Q_{ult} \geq \sum_i (LF)_i \cdot Q_i$$

RF ≤ 1.0  
Fattori riduttivi da applicarsi a Q<sub>lim</sub> (resistenze)

carichi

**Metodo Europeo EC  
(da cui derivano le  
NTC 2008/2018..)**

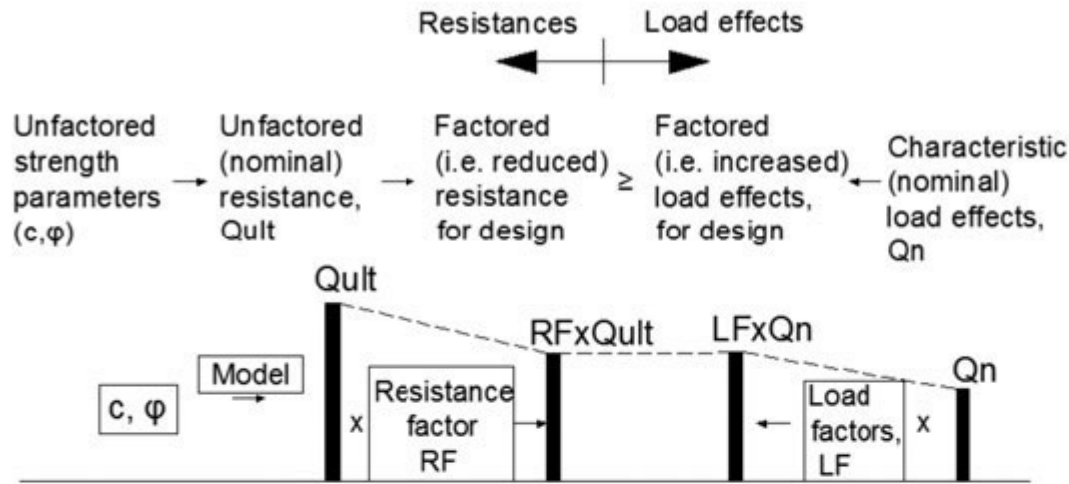
$$\sum_i (LF)_i \cdot Q_i \leq Q'_{ult}$$

Fattori di amplificazione  
Dei carichi LF<sub>i</sub> > 1.0

Q<sub>lim</sub>' calcolata con fattori riduttivi specifici sui parametri dei geomeriali, e con ulteriori coefficienti riduttivi specifici

North American approach:  
(Load and resistance factor design)

LRFD



European approach:  
(Partial factor design)

EC-7 e NTC2018

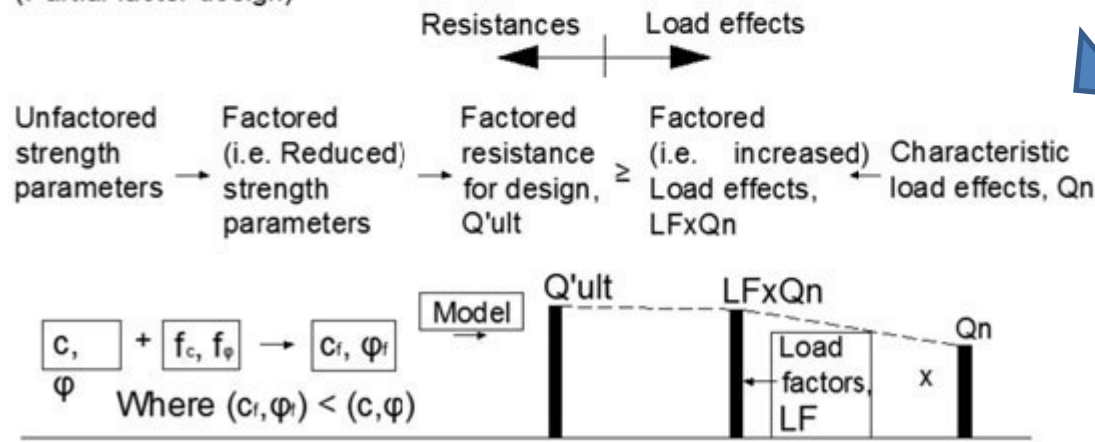


Figure 3.1 European vs. North American approach to ULS design (after Becker 1997).

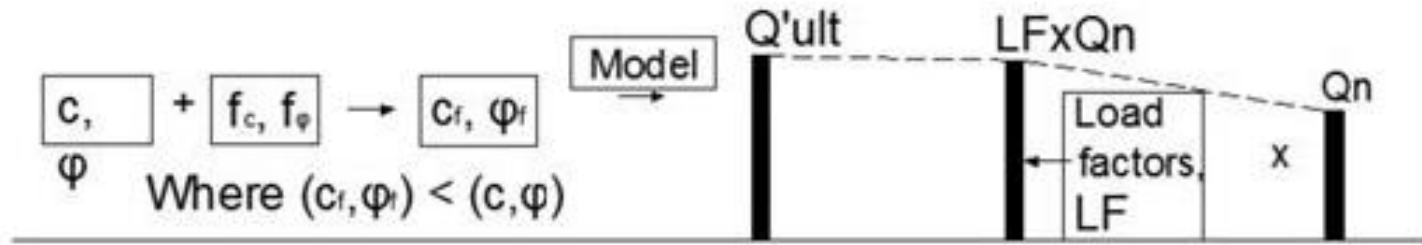
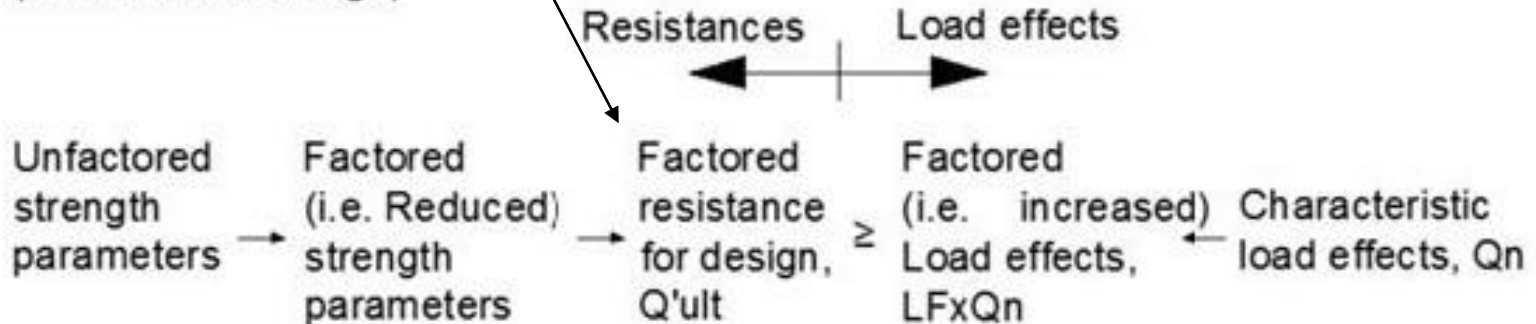
# Approccio delle NTC2018

Nelle NTC2018  
 $Q'_{ult} = Q_{lim}' = R_k$   
 viene ulteriormente  
 ridotta dividendo  
 per specifici  
 Coefficienti  $> 1.0$

$$\sum_i (LF)_i \cdot Q_i \leq Q'_{ult}$$

$$R_d \geq E_d$$

European approach:  
 (Partial factor design)



Da Viggiani et al. (2014)

## Applicazione NTC2018 per fondazioni su pali

### 6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche

SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità

e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla **determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.**

### 6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di **stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine**.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

**Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.**



- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.



La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Consideriamo il caso dei soli carichi assiali...

# Passaggi Verifica Progettuale

$X_k$  parametri geomeccanici  
(valore caratteristico)

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

*Coefficienti parziali*

$X_d$  parametri geomeccanici  
(valore di progetto)  $\rightarrow R$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$

*Resistenza*

$R_d$  Resistenze  
(valore di progetto)

$E_k$  Azioni (valore  
caratteristico)

$$E_d = E_k * \gamma_F$$

$E_d$  Azioni (valore  
di progetto)

$$R_d \geq E_d$$

Verifica  
progettuale

### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

## Il sistema $R_k \rightarrow R_d$

La procedura e' analoga ad altri ambiti di applicazione es. SLU Stabilita' dei pendii.

- 1) Si calcolano le  $R_k$  (resistenze caratteristiche da dati geotecnici o da prove in sito.
- 2) Si applica una ulteriore riduzione con i coefficienti R3 nella tabella sopra Per ottenere la  $R_d$



## Calcolo della resistenza di progetto dedotta dalle resistenze caratteristiche Ottenute da metodi analitici o da prove in situ

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in situ, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

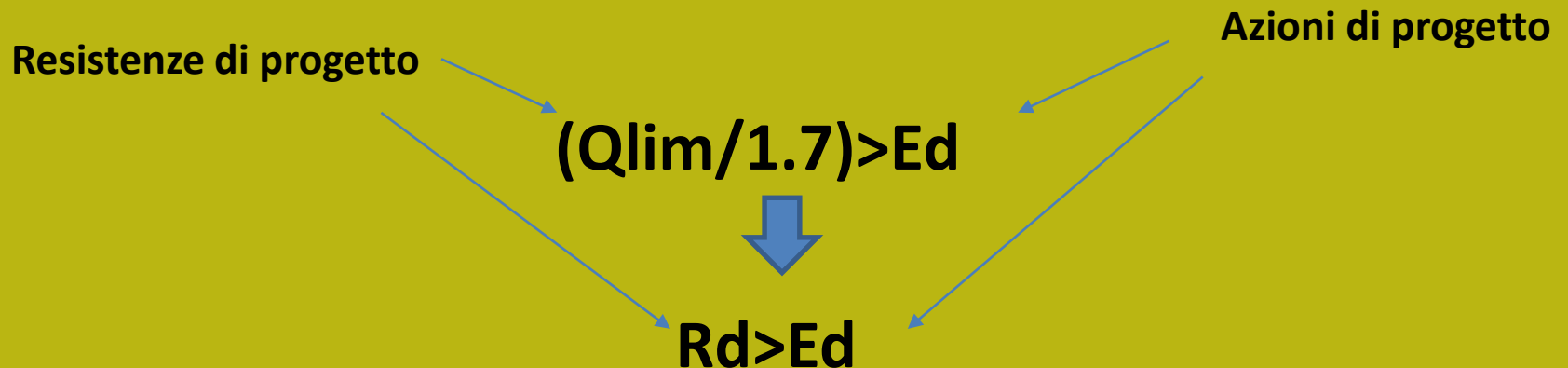
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

E' rilevante il fatto che le correlazioni da prove in situ possono essere usate anche se adattate alla nostra normativa.

**In sostanza se abbiamo dei parametri caratteristici per i nostri calcoli di capacità portante. Come dobbiamo operare successivamente ?**

- 1) Calcolare  $Q_{lim}^*$  con i metodi già visti e e successivamente applicare le equazioni 6.4.3. e 6.4.4 (slide precedente sezione 6.4 NTC2018)
- 2)  $Q_{lim}/1.7 = R_d$  (resistenza di progetto =carico limite ridotto per il fattore  $R_3=1.7^{**}$ )
- 3)  $E_d$  = azioni di progetto (carico applicato amplificato o corretto con coefficienti  $A_1$ )



\* $Q_{lim}$  calcolata con parametri di progetto o con prove in sito o laboratorio

\*\* considerando una sola verticale di prova

## NTC2018 – condizioni sismiche

### 7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

#### *Stati limite ultimi (SLV)*

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di  $a_g > 0,25g$  e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

## 7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI



Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan(\varphi') \quad [7.11.1]$$



Dove  $\sigma'_n$  è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura,  $\Delta u$  è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri  $c'$  e  $\varphi'$  tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$



dove  $c_{u,c}$  include gli effetti di degradazione dei terreni.

Questi aspetti sono di estrema importanza sia per la stabilità dei pendii, sia per le fondazioni superficiali e profonde..

- Incremento pressione interstiziale prodotta da liquefazione parziale
- Degradazione ciclica della  $C_u$  (es riduzione ulteriore della  $C_u$  di un ulteriore 25%)

## BIBLIOGRAFIA

- Borselli L. (2018). "SSAP 4.9.6 - SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 4.9.6 <https://www.ssap.eu/manualessap2010.pdf> . DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28883.68643>
- Broms, B., 1964a, Lateral resistance of pile in cohesive soil, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 90(SM3):27–56.
- Broms, B., 1964b, Lateral resistance of pile in cohesionless soil, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 90(SM3):123–156.
- Castelli, F., & Motta, E. (2003). Settlement prevision of piles under vertical load. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 156(4), 183-191.
- De Ruiter J. Beringen F.L., 1979. Pile foundations for large north sea structure. Marine Geotechnology 3(3):267-314.
- Fleming, W. G. K. (1992). A new method for single pile settlement prediction and analysis. Geotechnique, 42(3), 411-425.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, K. (2014). Piling engineering. CRC press.
- Frolidi P. (2018). Prove di carico su pali : analisi del comportamento ed esempi applicative. (in stampa)
- Frolidi, P. (2002) – Le fondazioni profonde su pali. Metodologie di calcolo ed esempi applicativi. Geologia Tecnica & Ambientale, n° 1/2002. Roma
- Fuller, R.M & Hoy , H.E. (1970) – Pile load tests including quick load test method, conventional methods and interpretations. HRB 333, pp. 78÷86
- Gunaratne, M. (2013). Design of Laterally Loaded Piles. In The Foundation Engineering Handbook (pp. 327-361). CRC Press.
- Gunaratne, M. (Ed.). (2013). The foundation engineering handbook. CRC Press.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., & Rausche, F. (2016). Design and construction of driven pile foundations-volume I FHWA-NHI-16-009 Federal Highway Administration FHWA GEC 012 – Volume I.
- Meyerhof G. G.1976 . Bearing Capacity and Settlement of Pile foundation . J. Geot. Eng. ASCE . Vol. 102(3) p.197-228.
- Meyerhof G. G.1983 . Scale Effect of Ultimate Pile Capacity . J. Geot. Eng. ASCE . Vol. 109(6) p.797-806.
- Mosher, R. L., & Dawkins, W. P. (2000). Theoretical manual for pile foundations (No. ERDC/ITL-TR-00-5). ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER VICKSBURG MS INFORMATION TECHNOLOGY LAB.
- Robertson P.K et al. 1985. Design of axially and laterally loaded piles using in situ tests:a case history. Cam Geotec. J. 22:518-527.
- Sabatini, P.J., Tanyu, B., Armour., P., Groneck, P., and Keeley, J. (2005). Micropile Design and Construction, FHWA-NHI-05-039. National Highway Institute, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C, 436 p.
- Schmertman J.H. 1978. Guidelines for cone penetration test, performance and design. Federal Highway Administration, WashingtonD.C., Report FHWA-TS-78-209. 145 p.
- Vesic, A.S. (1977). Design of Pile Foundation, Synthesis of Highway Practice No. 42. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 68 p.
- Viggiani, C., Mandolini, A., & Russo, G. (2014). Piles and pile foundations. CRC Press.



# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*"La Geotecnica che serve"*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico.** [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L'obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

#### **Modulo 7 – Instabilità dei pendii e modello geotecnico di un pendio (3 ore)**

*Fenomeni di instabilità dei pendii: interazione tra geomorfologia e geotecnica (1 Ore)*

Processi geomorfologici attivi e quiescenti e loro relazione con fenomeni di instabilità dei pendii, classificazione dei processi di instabilità' dei pendii.

*Modello Geotecnico e idraulico-idrologico di un pendio (2 Ore)*

Definizione di un modello geotecnico e idraulico di un pendio in coerenza con il suo modello stratigrafico. Trattamento della incertezza parametrica, analisi di scenario



## Modulo 7

- **Processi geomorfologici attivi e quiescenti e loro relazione con fenomeni di instabilità dei pendii, classificazione dei processi di instabilità' dei pendii.**
- **Definizione di un modello geotecnico e idraulico di un pendio in coerenza con il suo modello stratigrafico. Trattamento della incertezza parametrica, analisi di scenario.**



# Fenomeni di instabilità dei pendii: interazione tra geomorfologia e geotecnica

Frana "Las Colinas"  
terremoto 13 gennaio  
2001 in El Salvador.  
Su Terreni di origine  
vulcanica  
Trasformatasi  
rapidamente in una Flow-  
slide



<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/7/73/EISalvadorslide.jpg/250px-EISalvadorslide.jpg>

# Processi geomorfologici attivi e quiescenti e loro relazione con fenomeni di instabilità dei pendii.

**Distinzione tra Movimenti di massa e trasporto di massa:**

**Movimento di massa:** Movimenti di masse di materiale che avvengono sulla superficie terrestre per azione della forza di gravità. Hanno carattere non selettivo, breve distanza tra erosione e deposizione: es. **Frane**, subsidenza e *sink-hole*, valanghe.

**Trasporto di massa:** trasporto operato prevalentemente da acque superficiali che ha un carattere prevalentemente selettivo. Possono avere un percorso fino a svariati Km. Es: *Debris flow*. Fanno eccezione i processi di trasporto tipo *rock avalanche*.. dove il meccanismo di trasporto non è governato dall'acqua, ma da una miscela di roccia, fango e gas.

Foto L.B. - Val Samoggia 2002



## Movimento di massa superficiale

Trasporto di massa:  
deposito debris flow

Foto L.B. 2012 volcan de fuego Coliima , Mx



**Con il termine frana si indicano tutti i fenomeni di movimento o caduta di materiale roccioso o sciolto dovuti alla rottura dell'equilibrio statico preesistente ovvero all'effetto della forza di gravità che, agendo su di esso, supera le forze opposte di coesione e frizione del terreno che invece tendono a mantenerlo stabile in sito .**

Tuttavia noi faremo riferimento ai varia **fenomeni di instabilità** e alla loro relazione con la geotecnica.

e in particolare la relazione che esiste tra:

## **Geomorfologia e Geotecnica**

Nell'ottica del Principio Osservazionale, Ovvero:

- **I processi avvenuti nel passato possono riprodursi nel futuro**
- **Ogni processo ha una (o più) causa/e**
- **Le proprietà dei geomateriali coinvolti hanno una relazione con la/e causa/e del processo (ruolo della geotecnica!!)**
- **Le condizioni di pericolosità' future sono influenzate dalla evidenza di processi geomorfologici in atto nel presente e da quelli occorsi in passato ( metodo di analisi multitemporale della pericolosità).**

# Classificazione dei processi di instabilità dei pendii

Foto L.B. Val Samoggia 2002



# Classificazione dei movimenti di massa in funzione del tipo di materiale e del tipo di movimento

Material	ROCK	DEBRIS	EARTH
<b>FALLS</b>	<p>Rock fall</p>	<p>Debris fall</p>	<p>Earth fall</p>
<b>TOPPLES</b>	<p>Rock topple</p>	<p>Debris topple</p>	<p>Earth topple</p>
<b>SLIDES</b>	<p>Single rotational slide (slump)</p>	<p>Multiple rotational slide</p>	<p>Successive rotational slides</p>
	<p>Rock slide</p>	<p>Debris slide</p>	<p>Earth slide</p>
<b>SPREADS</b>	<p>e.g. cambering and valley bulging</p>		<p>Earth spread</p>
<b>FLOWS</b>	<p>Solifluction flows (Periglacial debris flows)</p>	<p>Debris flow</p>	<p>Earth flow (mud flow)</p>
<b>COMPLEX</b>	<p>e.g. Slump-earthflow with rockfall debris</p>		<p>e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe</p>

BGS © NERC

[http://www.bgs.ac.uk/landslides/how\\_does\\_BGS\\_classify\\_landslides.html](http://www.bgs.ac.uk/landslides/how_does_BGS_classify_landslides.html)

# Classificazione dei movimenti di massa in base alla velocità del movimento.

MASS MOVEMENTS ARE CLASSIFIED ACCORDING TO THE DOMINANT MATERIAL WATER OR AIR CONTENT, AND VELOCITY OF THE MOVEMENT

		Velocity →		
Material	Nature of motion	Slow (1 cm/year) Low water content	Moderate (1 km/hr) High water content	Fast (5 km/hr or more) High air content
Rock	Flow			<p>Rock avalanche</p>
	Slide or fall		<p>Rockslide</p>	<p>Rockfall</p>
Unconsolidated material	Flow	<p>Earth creep</p>	<p>Earthflow</p>	<p>Debris flow</p>
	Slide or fall		<p>Slump</p>	<p>Debris-slide</p>
			<p>Mudflow</p>	<p>Debris avalanche</p>

# Classificazione in base alla velocità' del movimento

Da Cruden & Varnes (1996)

Velocity Class	Description	Velocity (mm/sec)	Typical Velocity	Probable Destructive Significance
7	Extremely Rapid	$5 \times 10^3$	5 m/sec	Catastrophe of major violence; buildings destroyed by impact of displaced material; many deaths; escape unlikely
6	Very Rapid	$5 \times 10^1$	3 m/min	Some lives lost; velocity too great to permit all persons to escape
5	Rapid	$5 \times 10^{-1}$	1.8 m/hr	Escape evacuation possible; structures; possessions, and equipment destroyed
4	Moderate	$5 \times 10^{-3}$	13 m/month	Some temporary and insensitive structures can be temporarily maintained
3	Slow	$5 \times 10^{-5}$	1.6 m/year	Remedial construction can be undertaken during movement; insensitive structures can be maintained with frequent maintenance work if total movement is not large during a particular acceleration phase
2	Very Slow	$5 \times 10^{-7}$	15 mm/year	Some permanent structures undamaged by movement
	Extremely SLOW			Imperceptible without instruments; construction <b>POSSIBLE WITH PRECAUTIONS</b>



# Processi geomorfologici e antropici : una visione integ

## Dissesto idrogeologico :

***Il dissesto idrogeologico è l'insieme dei processi idro-geomorfologici che hanno un'azione fortemente distruttiva in termini di erosione e instabilità del suolo e ammassi rocciosi e quindi nei confronti di aree agricole urbane e infrastrutture. Esso comprende tutti quei processi, a partire dall'erosione superficiale fino agli eventi più catastrofici quali frane e alluvioni.***

Definizione Tratta Da [https://it.wikipedia.org/wiki/Dissesto\\_idrogeologico](https://it.wikipedia.org/wiki/Dissesto_idrogeologico) (parzialmente modificata e integrata da L.B.)



Immagine da  
<http://www.truciolisavonesi.it>

suolo + vegetazione + ammassi rocciosi + processi geomorfologici +  
geologia + geotecnica + eventi idrologici estremi + azioni umane  
=  
**Dissesto Idrogeologico ??!**

*Valle del Samoggia  
Appennino bolognese  
Foto L. Borselli (2002)*



**Il dissesto idrogeologico ha sia componenti e cause naturali sia componenti e cause antropiche.**

A volte è difficile comprendere bene dove finiscono le prime e iniziano le seconde

Tuttavia il risultato è comunque distruttivo e tragico ..

- **Erosione del suolo (perdita di suolo e sua fertilità)**
- **Movimenti di massa (frane e colate detritiche)** ←
- **Alluvioni**
- **Danni infrastrutture o alla loro funzionalità**
- **Danni al valore paesaggistico e turistico**
- **Perdita di vite umane**



Foto L.B . Val samoggia 2003



**Calanchi e terreni agricoli  
App. Bolognese (BO)  
e val. D'Orcia (SI)**

**Terreni precedentemente livellati  
per colture di cereali.**

**Erosione superficiale e  
movimenti di massa  
strettamente collegati**

Piovosità media 1100-600 mm/

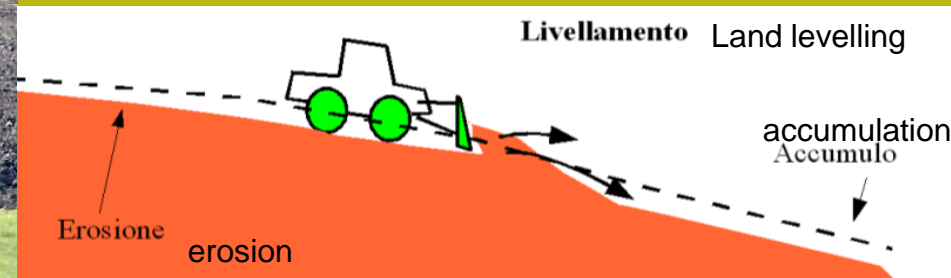
**Sorgenti primarie di  
sedimenti  
Frane, alluvioni**



Foto L.B . Val d'orcias 2006



**Erosione meccanica dovuta  
Operazioni di Livellamento  
Impianto di nuovi vigneti**



Vediamo alcuni siti nelle Langhe-Monferrato con Google earth

# Livellamenti – Evidenze erosione meccanica – nuovo vigneto su suoli sabbiosi su sedimenti lacustri pliocenici (valdarno superiore, Toscana)

Foto L.Borselli 2005



# Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

Foto L.Borselli 2001



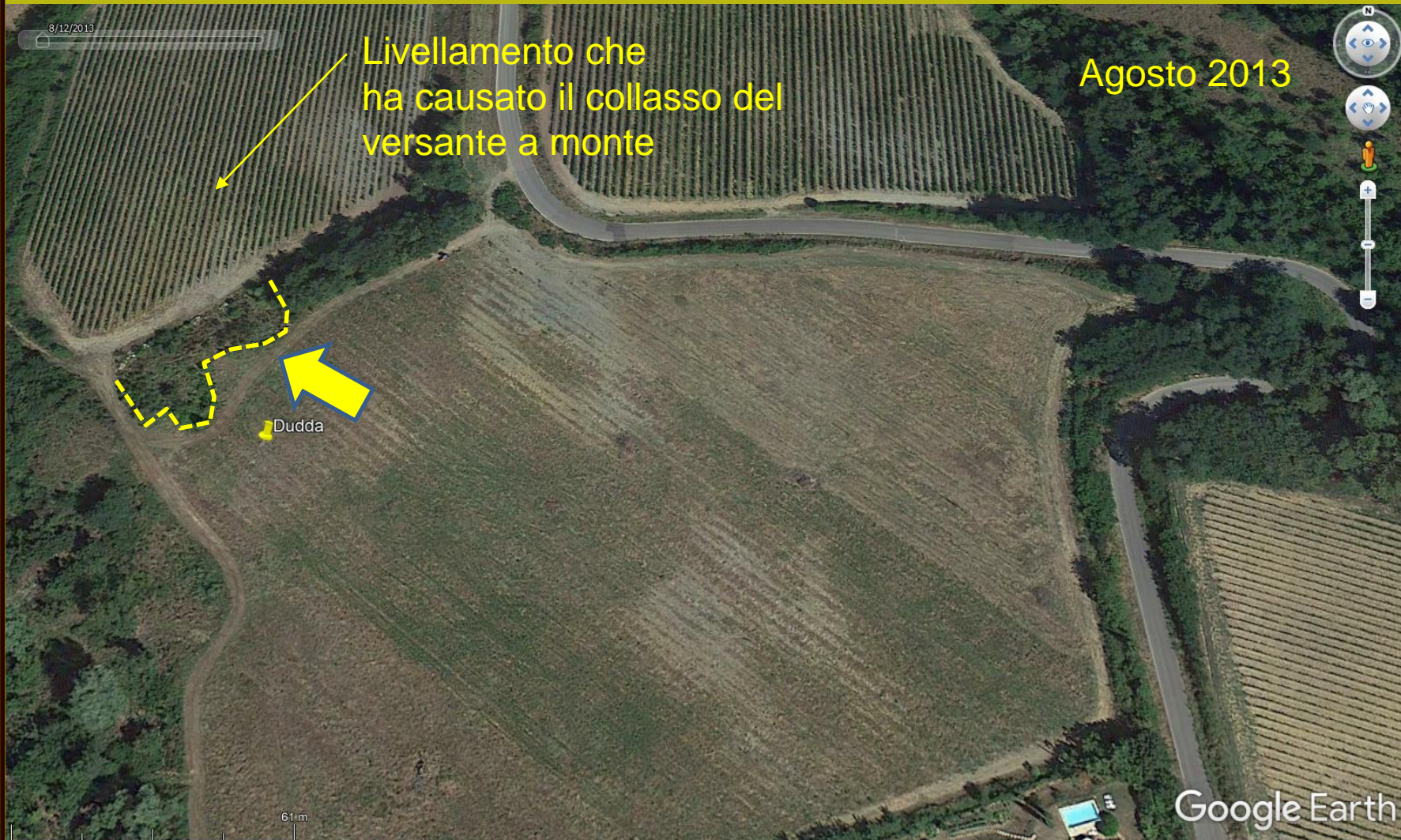
# **Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)**

Foto L.Borselli 2005

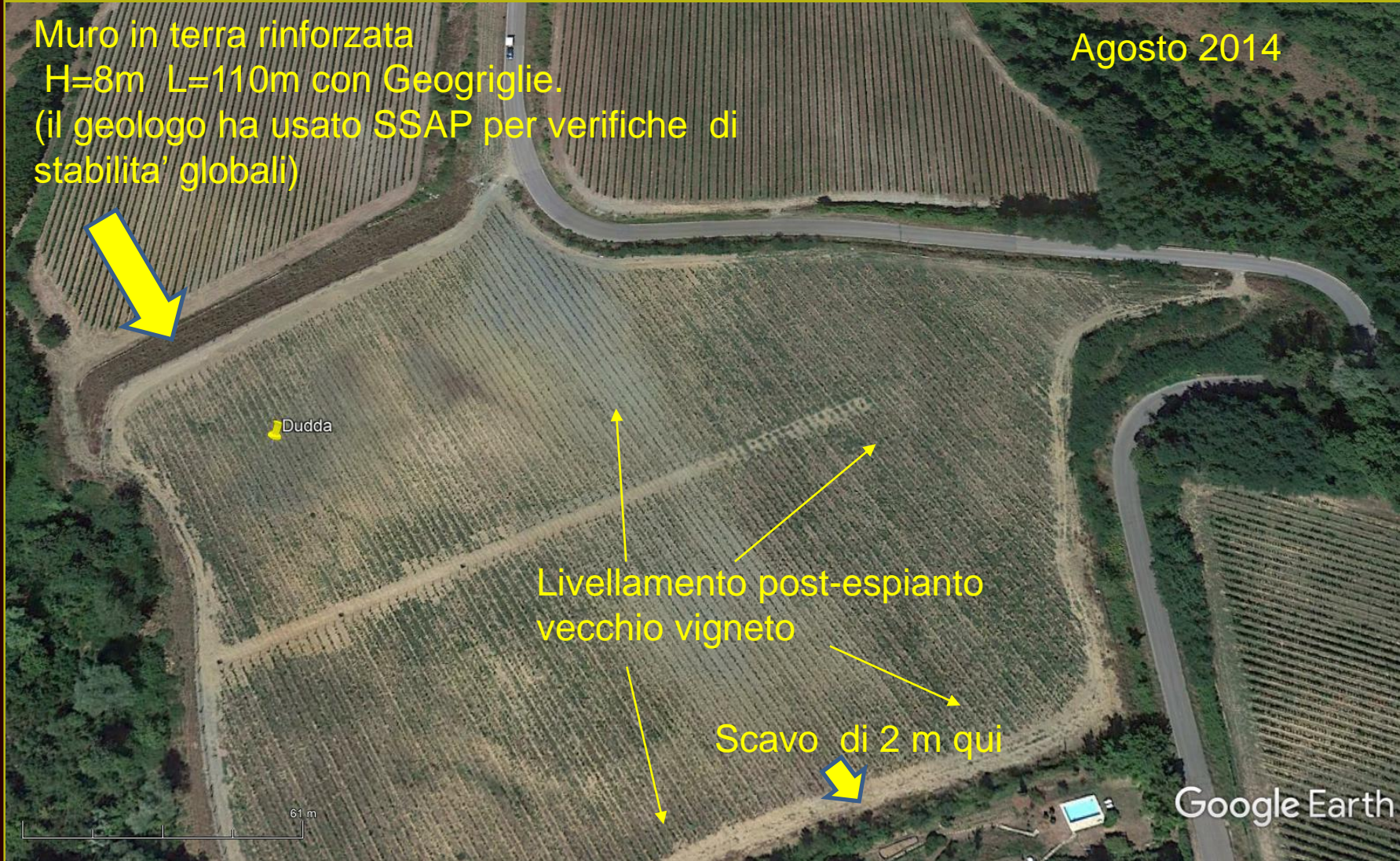




# Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



# Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



# Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)

Giugno 2017



# Livellamenti – Conseguenze nella stabilità dei pendii (Chianti, Toscana)



Foto L.B. 2009



Livellamenti Frane superficiali e produzione di sedimenti

**Bacino Rendina a sud di Ripacandida**

**Study site CNR-IRPI**

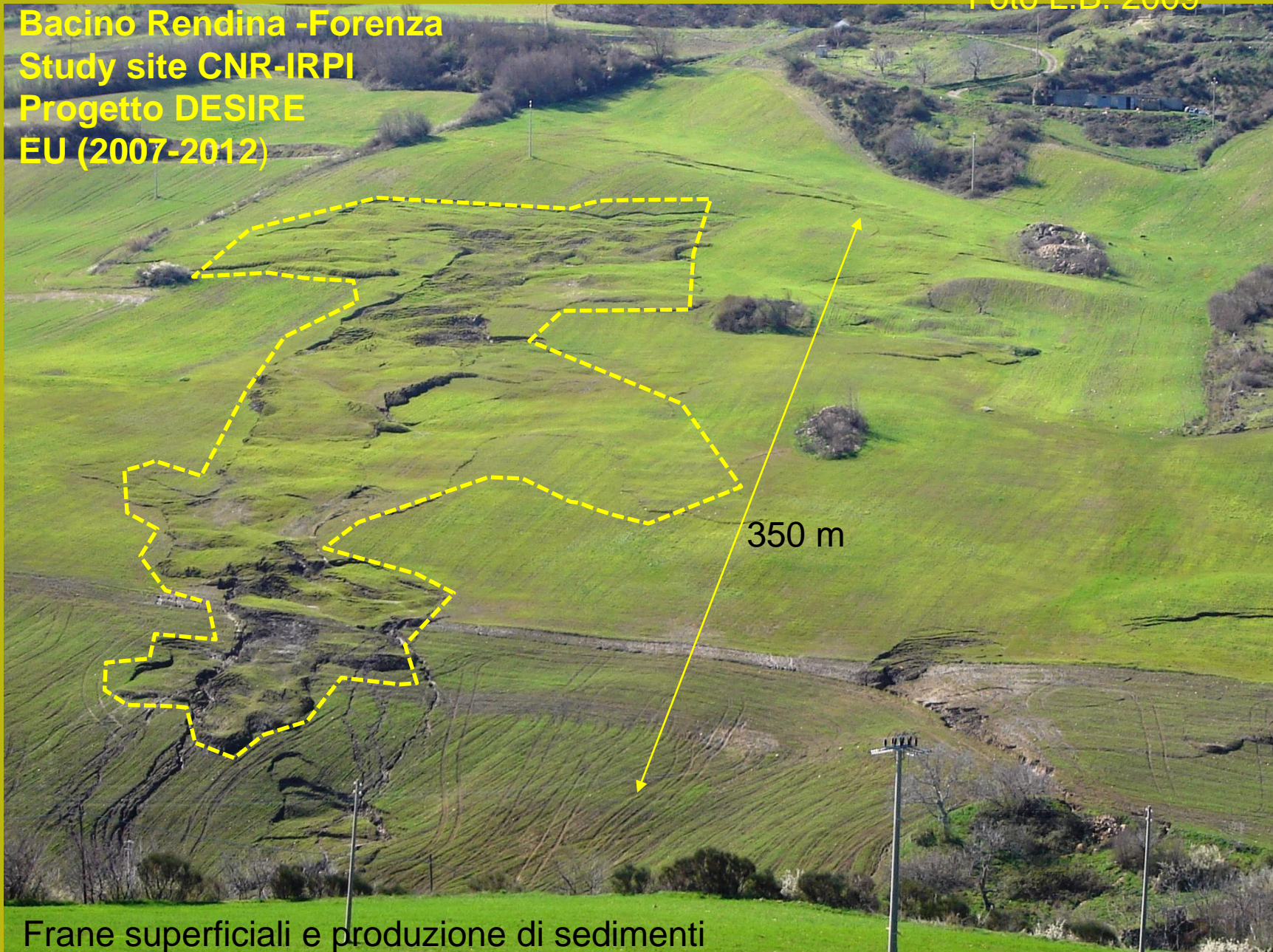
**Progetto DESIRE**

**EU (2007-2012)**

Frane superficiali con riattivazione periodica

Foto L.B. 2009

Bacino Rendina -Forenza  
Study site CNR-IRPI  
Progetto DESIRE  
EU (2007-2012)



Frane superficiali e produzione di sedimenti

**Ora possiamo vedere con google earth  
Il semplice approccio di analisi multitemporale  
di processi di instabilita' dei pendii..**

**Metodo americano ma poi sviluppato  
da CNR-IRPI nel censimento aree in frana  
e valutazione di pericolosita'.**

**Metodo applicato a una serie di siti in Italia.  
e pubblicato in diversi articoli  
in riviste internazionali.**

Immagine da <http://www.greenreport.it/>



Dissesti di aree urbane  
e infrastrutture

Spesso in questi casi il  
fattore determinante  
causa del dissesto e la  
attività umana:

- Mancanza, o cattiva,  
pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- **Mancanza di valutazione  
di fattori geologici  
geomorfologici e  
geotecnici**

Immagine da <http://www.greenreport.it/>





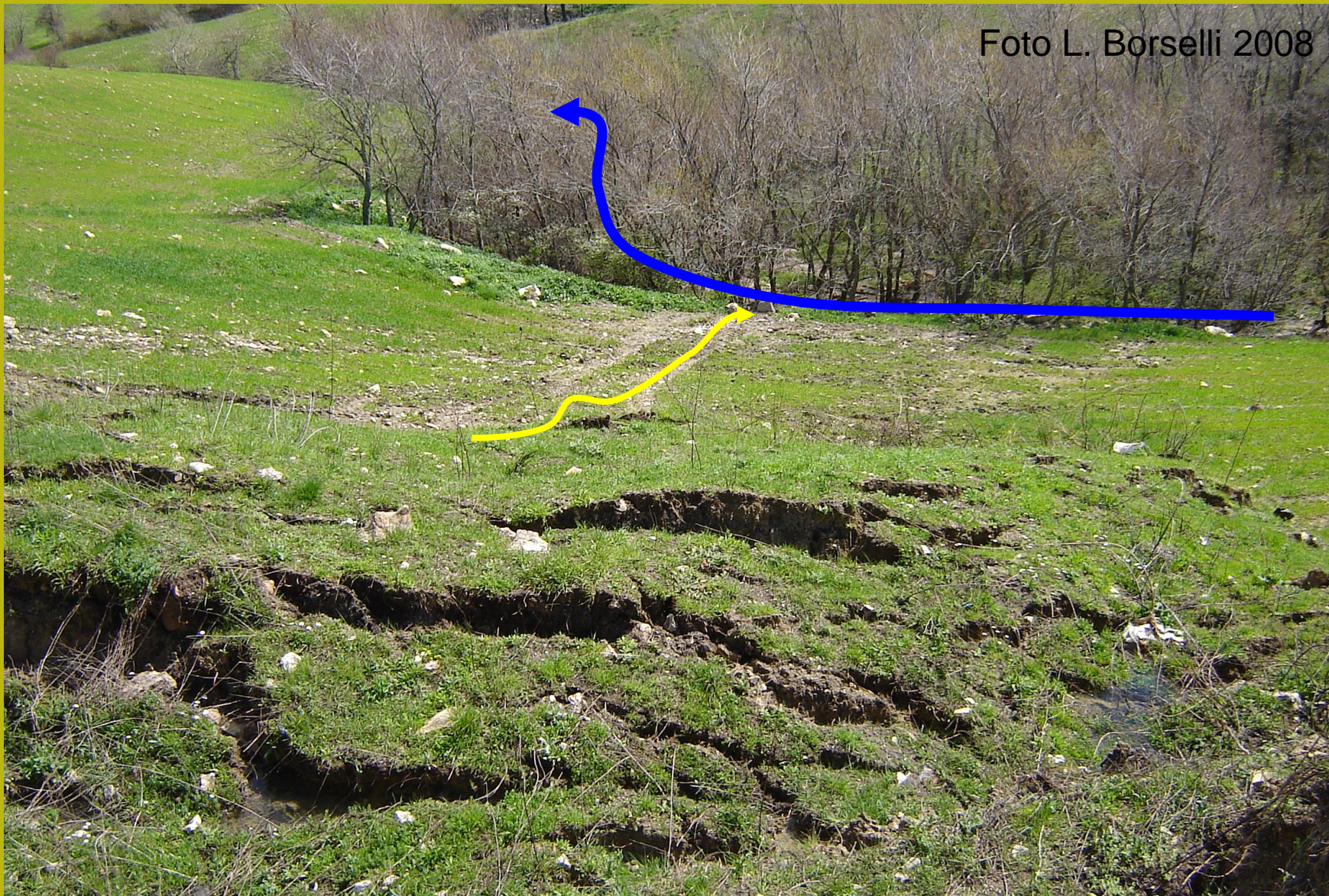


## **Strada Provinciale 51 , sopra Vernazza (evento del 2011): foto P. Petri**

- Mancanza, o cattiva, pianificazione territoriale
- Errori di progettazione
- Mancanza di valutazione di fattori geologici geomorfologici e geotecnici

Spesso in questi casi il fattore determinante causa del dissesto e' la attività umana:

Foto L. Borselli 2008

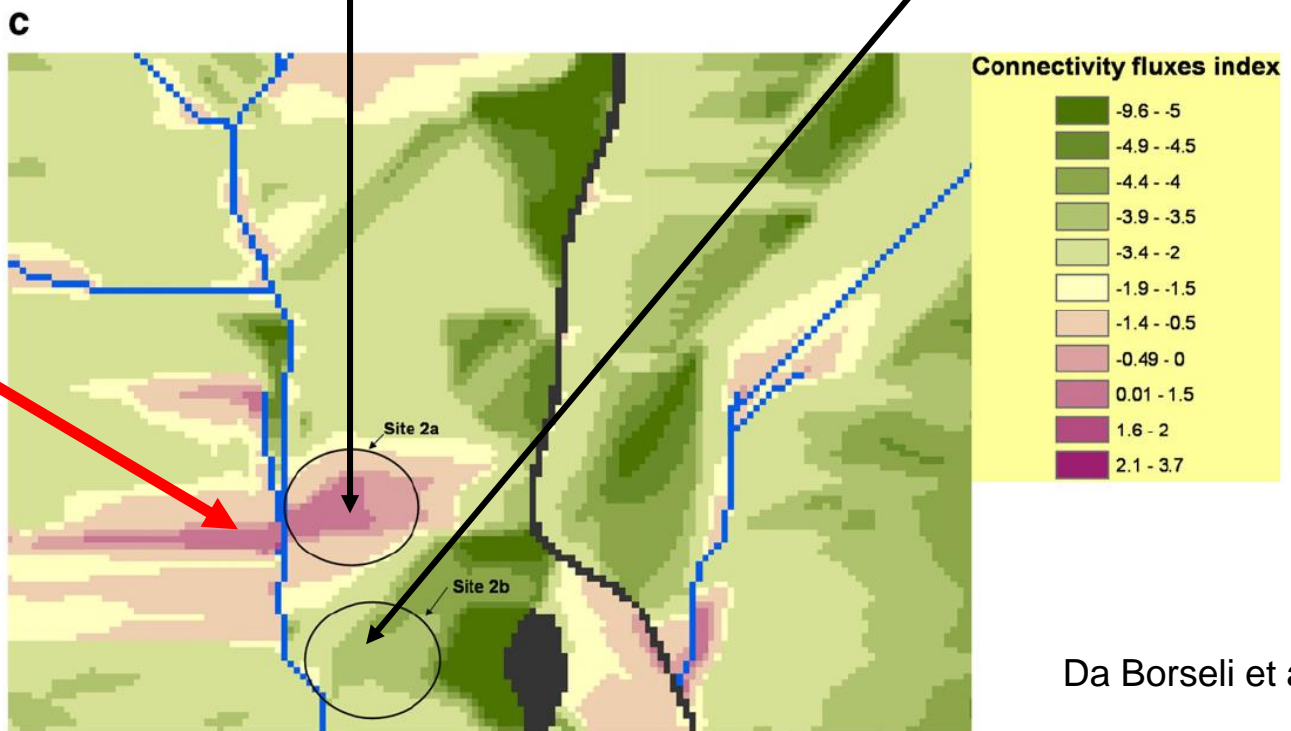


Esportazione sedimento da aree in frana – effetto della connettività dei flussi

Foto L. Borselli 2001

Sestino , (AR)  
Decorticazione  
Superficiale (0.1-0.2m)  
e mudflow ...  
Dopo disgelo rapido  
Connettività e  
frane superficiali





Frana attiva  
Da  
10000 m<sup>3</sup>

Da Borselli et al. 2008

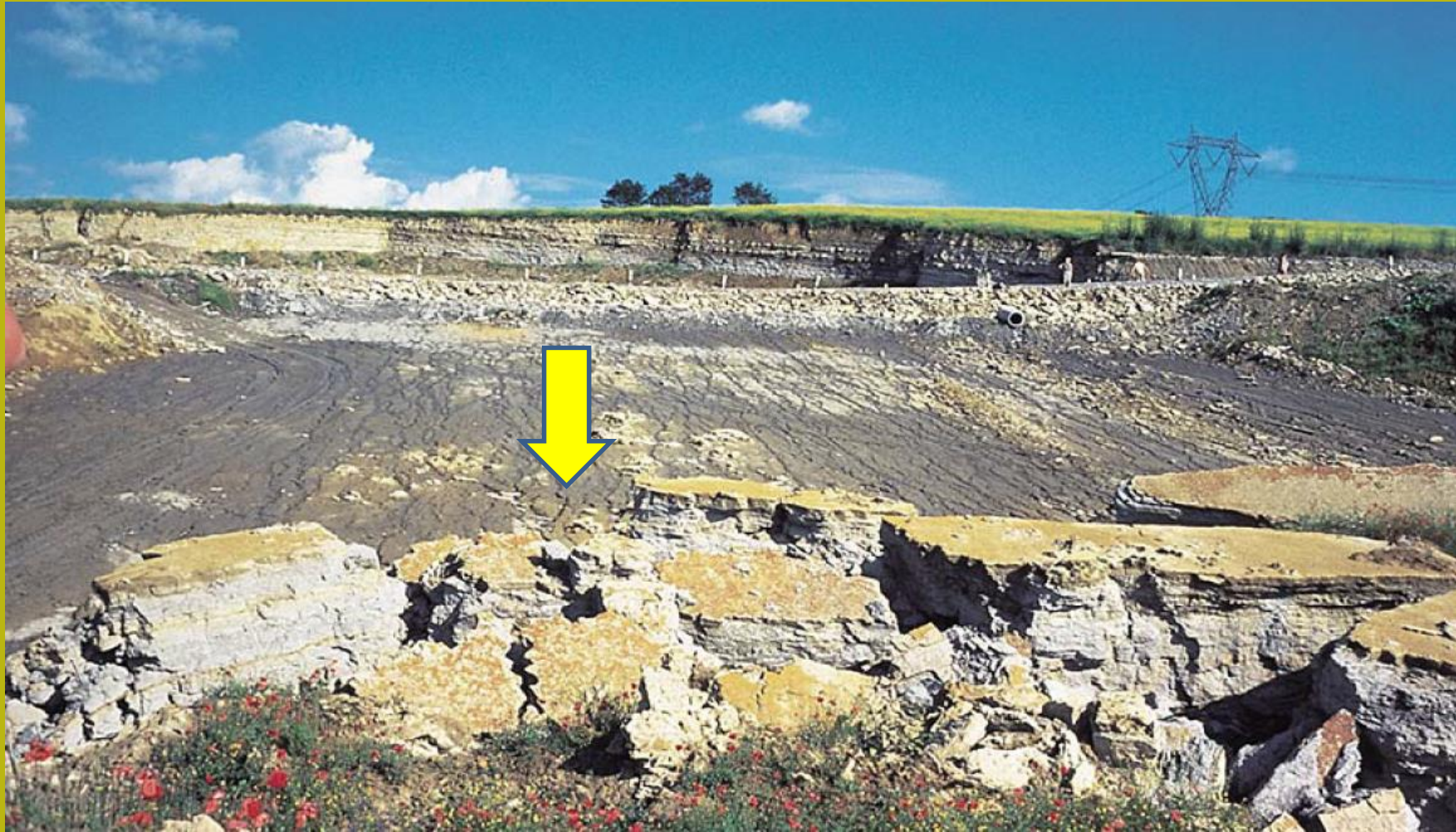
foto N. Casagli (2004)  
Civita di Bagnoregio - versante N

ignimbriti

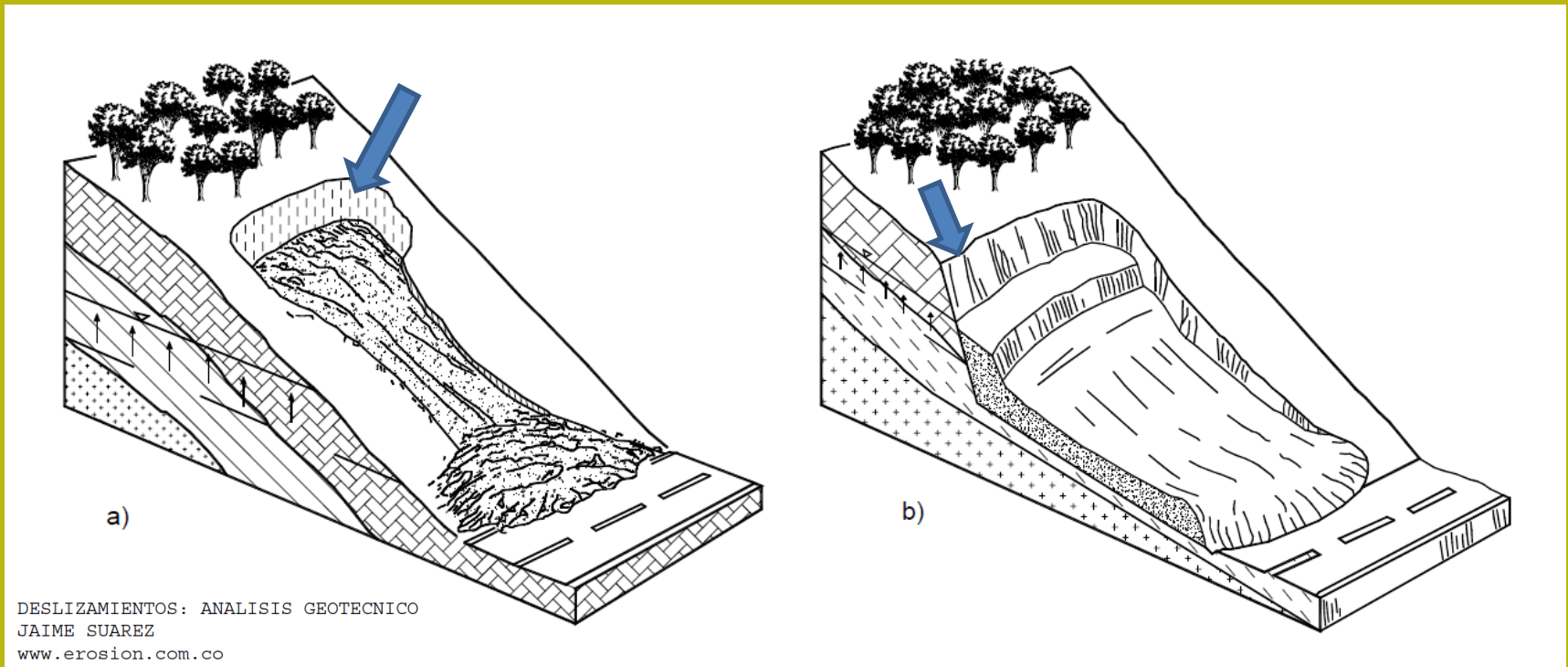
Vulcaniti stratificate

Argilliti sabbiose plioceniche

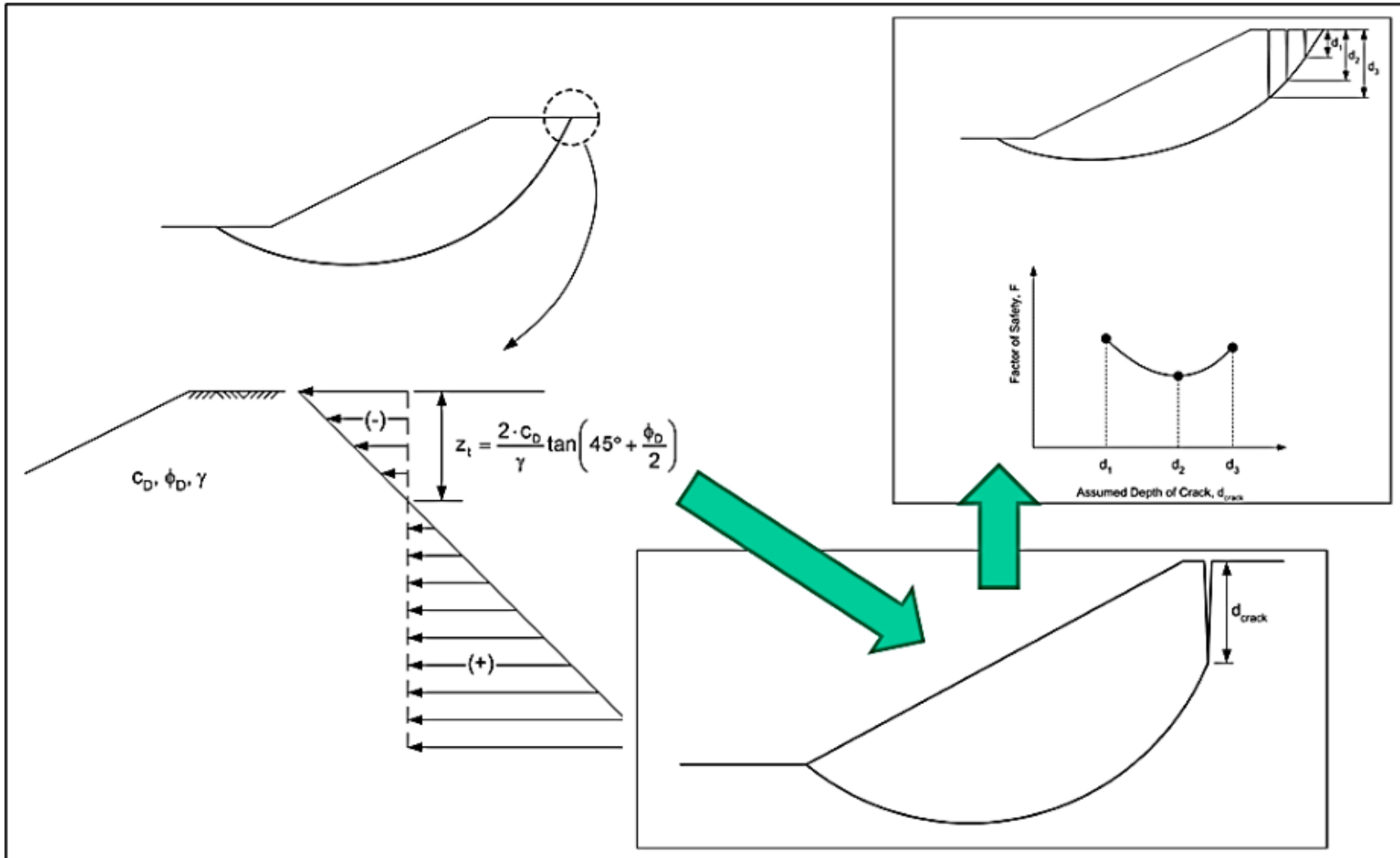
Scivolamento Planare in Blocco su formazioni in facies di flysh  
Langhe monferrato - nov. 1994 - FOTO EUROLANSLIDE



# Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso.



Valutazione angoli della porzione sommitale in testa (corona di frana)  
Della superficie di scivolamento osservabile



US army corps of engineers (2002)



Relazione geomorfología geotécnica: il fenómeno dei tensión cracks nella parte sommitale di un movimento franoso. Anche per movimenti a scala minore.



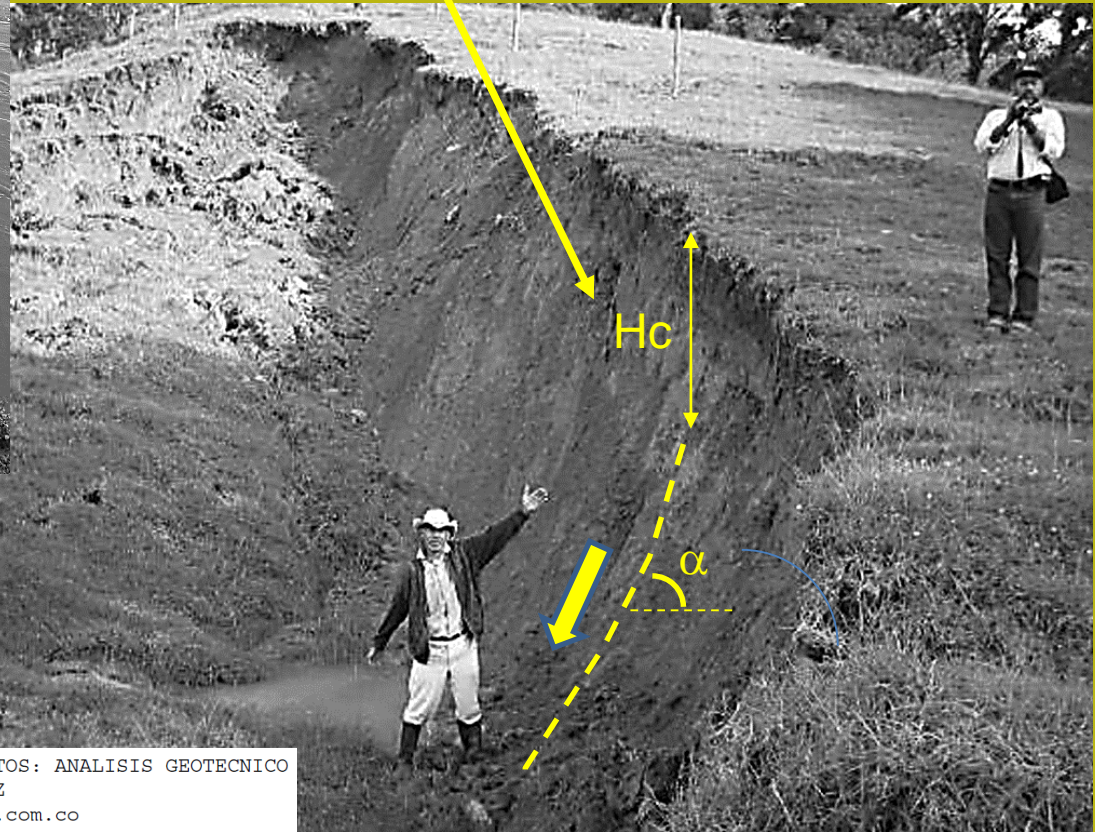
DESIZAMIENTOS: ANALISIS GEOTECNICO  
JAIME SUAREZ  
www.erosion.com.co

$$H_c = \lambda C / \gamma$$

↓

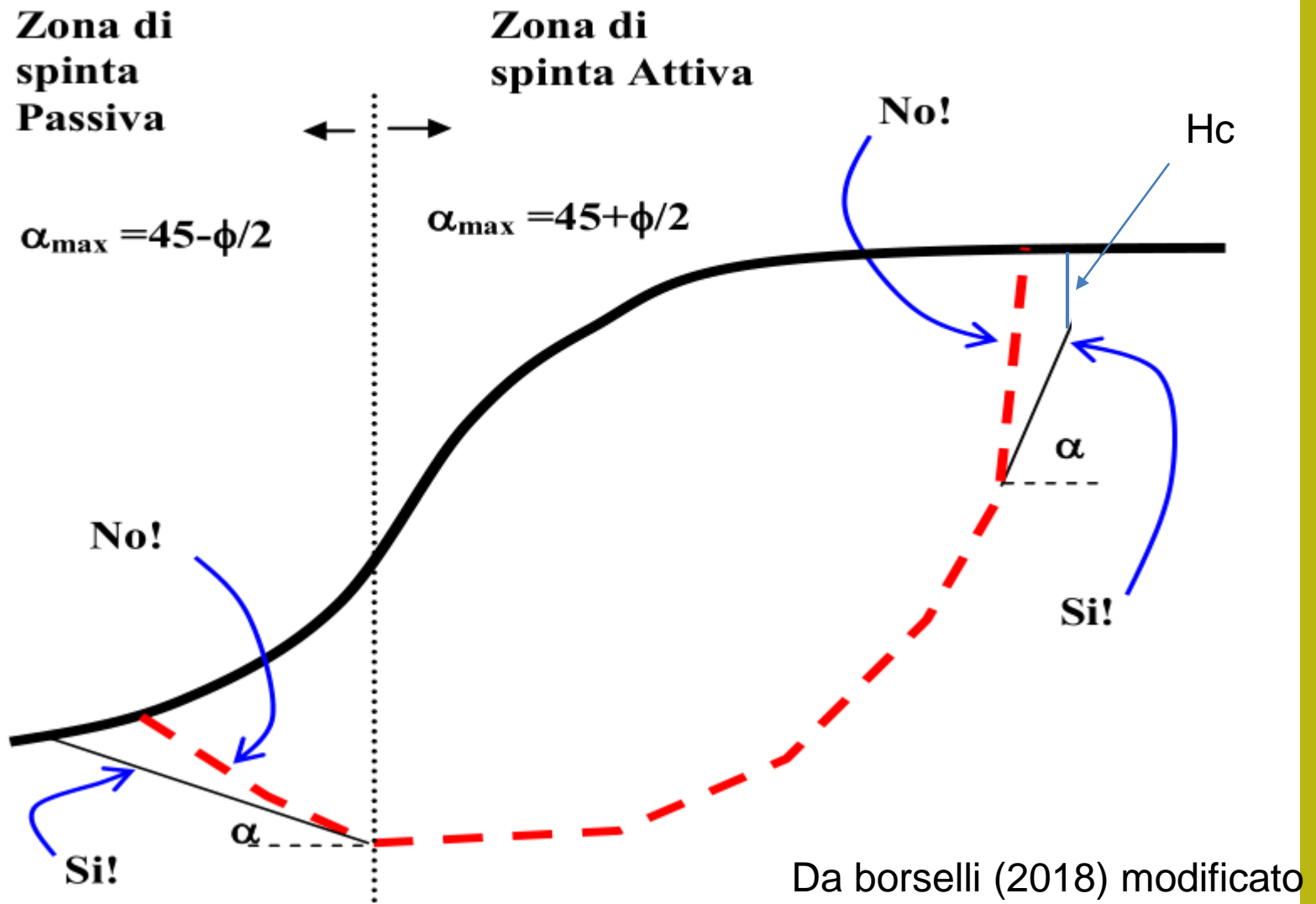
$$C = (H_c \gamma) / \lambda$$

Lambda assume valori variabili tra 2 e 3  
In funzione di varianti al modello generale



DESIZAMIENTOS: ANALISIS GEOTECNICO  
JAIME SUAREZ  
www.erosion.com.co

La misura della profondità permette una valutazione della coesione dello strato superficiale di terreno. Per back analysis in movimenti di prima generazione



Stima dell'angolo di frizione di picco **per back analysis** in movimenti di prima generazione  $\phi = 2(\alpha - 45)$



Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)



SCIENCE @ DIRECT®

Engineering Geology 79 (2005) 185–214

ENGINEERING  
GEOLOGY

[www.elsevier.com/locate/enggeo](http://www.elsevier.com/locate/enggeo)

## Small fast-moving flow-like landslides in volcanic deposits: The 2001 Las Colinas Landslide (El Salvador)

G.B. Crosta<sup>a,\*</sup>, S. Imposimato<sup>b</sup>, D. Roddeman<sup>b</sup>, S. Chiesa<sup>c</sup>, F. Moia<sup>d</sup>

<sup>a</sup>*Dip. Scienze Geologiche e Geotecnologie, Università degli Studi di Milano Bicocca, Piazza della Scienza 4, 20126 Milano Italy*

<sup>b</sup>*FEAT, The Netherlands*

<sup>c</sup>*CNR, IDAP Milano, Italy*

<sup>d</sup>*ENEL Hydro, Seriate (BG), Italy*

Received 10 February 2004; received in revised form 5 November 2004

Available online 23 March 2005



Fig. 3. (a) Las Barrioleras Landslide, SW of the Nueva San Salvador and few kilometers to the W of the (b) Las Colinas landslide. Photos are at the same scale.

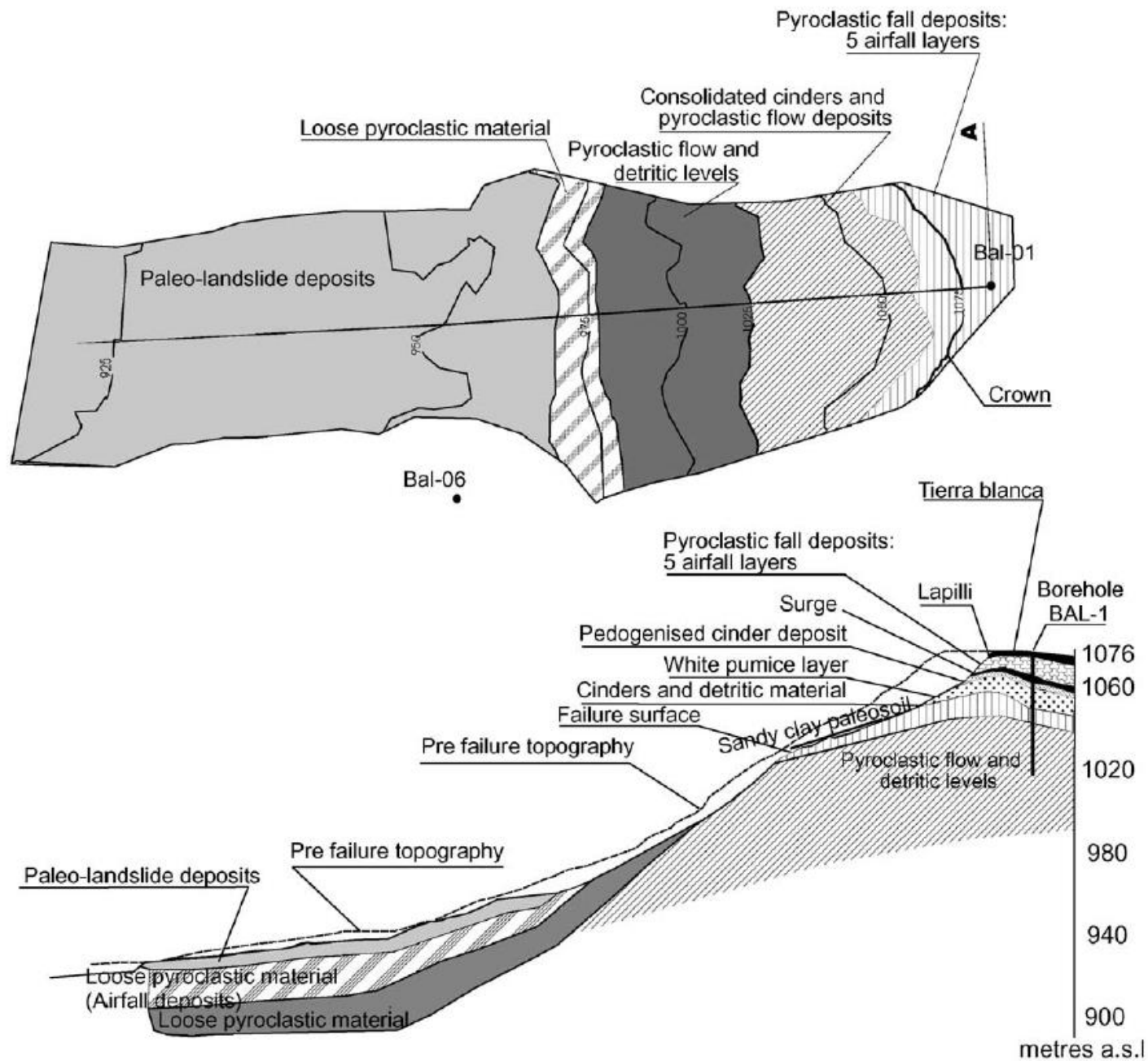


Fig. 11. Lithological map and longitudinal cross section in correspondence of the Las Colinas landslide area.

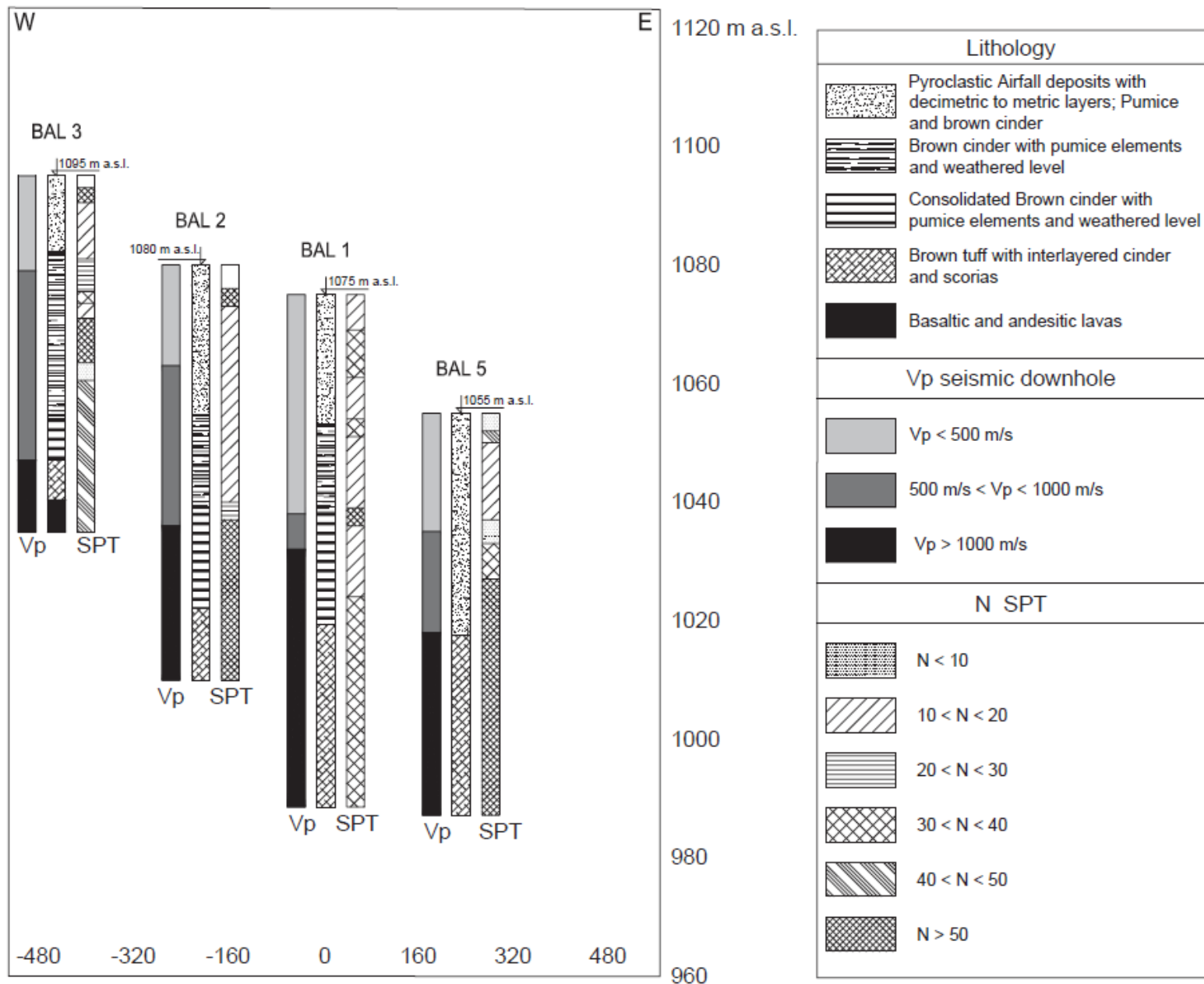


Fig. 12. Borehole logs from the Las Colinas–Cordillera del Balsamo area including lithologic description, SPT values and Vp values.

Table 1

Summary of samples and laboratory tests performed on the Las Colinas materials

Test type	Site/Borehole	Depth (m)	Description	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)	Main unit	
Direct shear	BAL-1	28.0	Fine brown clayey cinder	20.5	7	Pyroclastic	
	BAL-4	33.5	Medium brown cinder	29.2	13	Pyroclastic	
	BAL-3	36.5	Fine brown cinder	29.3	6	Epiclastic	
	BAL-4	39.0	Fine plastic brown cinder	45	51	Epiclastic	
	Failure surface	29.0	Light brown cinder	29.0	46	Paleosoil	
	Failure surface	29.5	Fine plastic brown cinder	35–38.0	10–30	Paleosoil	
Triaxial	Main scarp		Pumice	39.6	16	Pyroclastic	
	Main scarp		Fine cinder	8.2	40	Pyroclastic	
	BAL-8	6.5	Medium cinder	26.3	135	Pyroclastic	
	BAL-1	19.5	Medium cinder	3.2	950	Pyroclastic	
	BAL-4	12.0	Medium cinder	39.4	8	Pyroclastic	
	Main scarp		Fine cinder	26.3	50	Epiclastic	
	BAL-1	29.5	Fine clayey cinder	9.9	145	Epiclastic	
	BAL-9	34.0	Coarse cinder	19.9	130	Epiclastic	
	BAL-8	39.0	Plastic fine cinder	45	51	Epiclastic	
	BAL-8	41.0	Medium brown cinder	28.7	200	Epiclastic	
	BAL-1	85.0	Medium to fine tuff	46.7	525	Tuff	
	BAL-2	51.5	Fine to coarse cinder	20	200	Tuff	
	BAL-12/1	6.5	Consolidated tuff	8	965	Tuff	
	BAL-12/2	6.5	Consolidated tuff	21.8	785	Tuff	
	Uniaxial	BAL-2	48.5	Fine to coarse cinder		410–480	Epiclastic
		BAL-1	82.0	Consolidated tuff		3130	Tuff
BAL-12		6.0	Fine to coarse cinder		2210	Tuff	

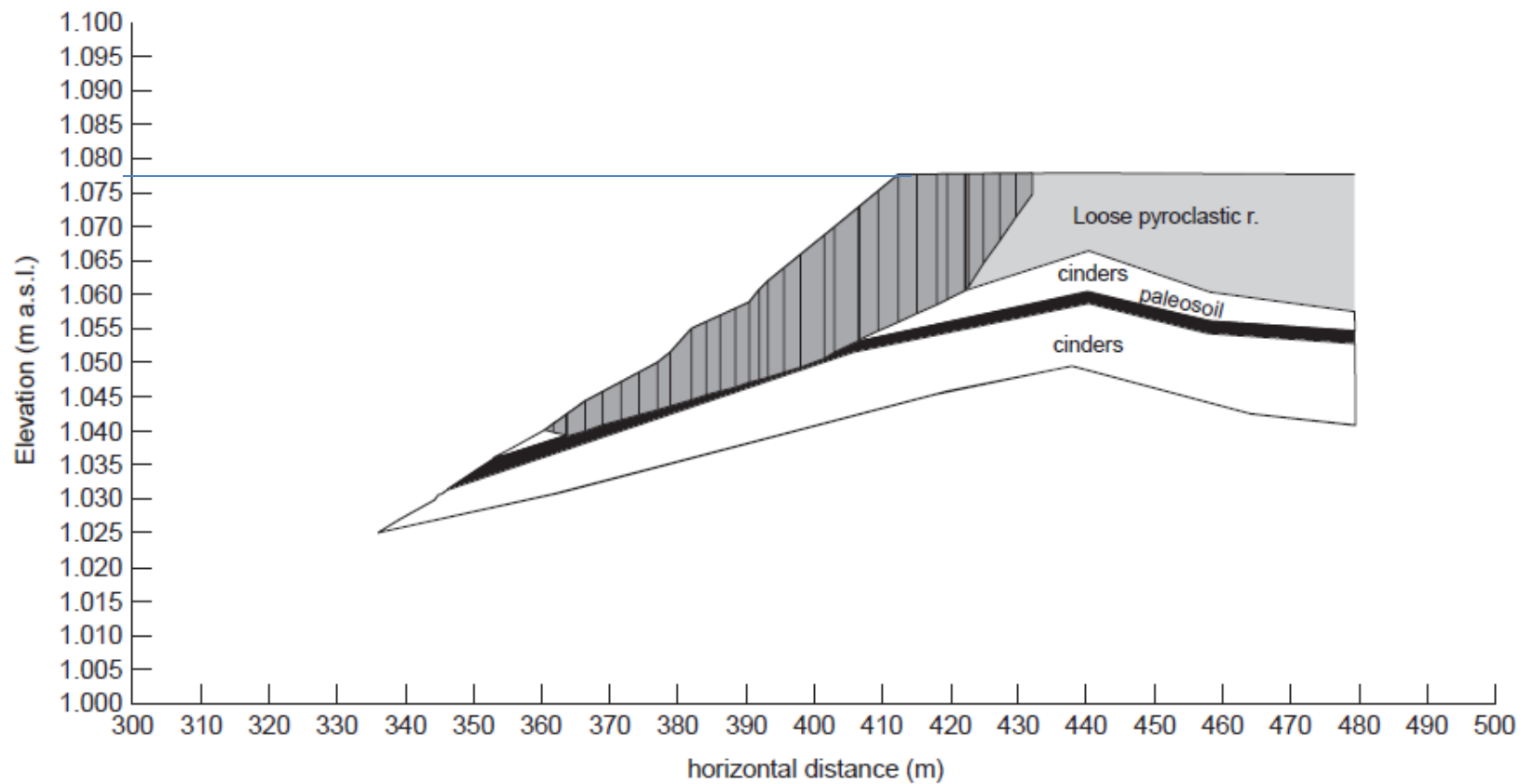


Fig. 16. Geometry and stratigraphy adopted in the limit equilibrium analyses.

Table 2  
Adopted values for material properties

Soil type	Angle of friction (°)	Cohesion (kPa)	Dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )
Pyroclastic	30–35	60–80	11–16
Epilastic	30–33	30–40	11–16
Paleosoil	20–24	5–10	11–16
Tuff	35–38	200	18





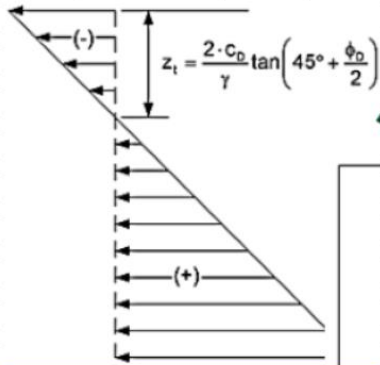
Frana rilevato stradale a monte di Vernazza (SP), 2011

Field measurements	
alpha(°)	65
Hc(m)	5
gamma(kN/m2)	15

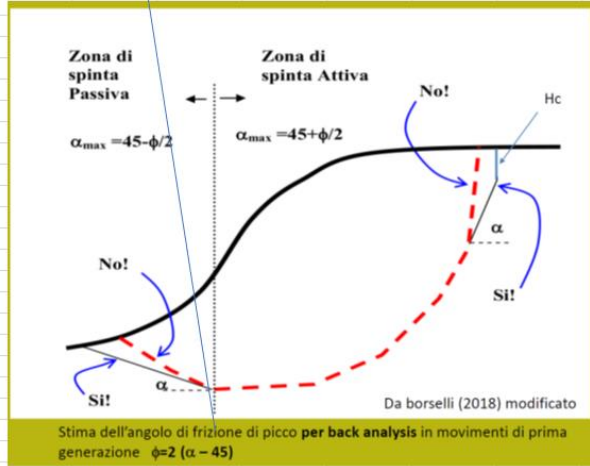
inserire i valori misurati in campo (area in giallo)

assessment of peak shear strength parameters

Phi'(°)	lambda	C'(kPa)
40	4.29	17.487



US army corps of engineers (2002)



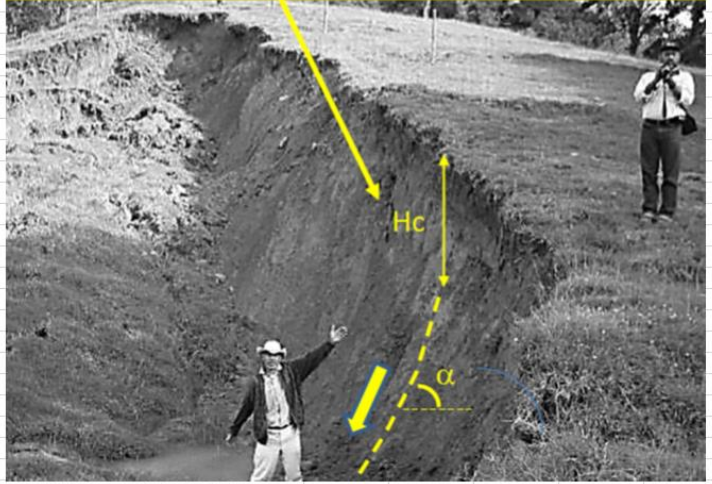
Da borselli (2018) modificato  
Stima dell'angolo di frizione di picco per back analysis in movimenti di prima generazione  $\phi=2(\alpha - 45)$

$H_c = \lambda C / \gamma$

↓

$C = (H_c \gamma) / \lambda$

Lambda assume valori variabili tra 2 e 3  
In funzione di varianti al modello generale



DESGLIZAMIENTOS: ANALISIS GEOTECNICO  
JAIME SUAREZ  
www.erosion.com.co

## Tension cracks e stima dei parametri di resistenza al taglio Superficiali. Con modello di Spencer 1973 e Utili 2017

- ❑ *Perché abbiamo bisogno di modelli per valutare la pericolosità da instabilità dei pendii ?*
- ❑ *Perché è necessario continuare fare ricerca su questi temi e formare studenti e tecnici...?*
- ❑ *Perché è necessaria una applicazione dei risultati di queste ricerche?*
- ❑ *Perché' è necessario allargare i paradigmi del dissesto idrogeologico ?*

## Risposte possibili ...

Per avere, e usare, strumenti operativi finalizzati a:

- **Analisi di scenario (cambio climatico)**
- **Valutazioni di rischio e zonazione**
- **Strumento di supporto alle decisioni**
- **Previsioni di costi economici dei dissesti...**
- **Pianificare e progettare interventi.**

**Nuove (e vecchie) Sfide per affrontare i problema del dissesto idrogeologico e la instabilità dei pendii**

## **OBBIETTIVI PRIMARI**

- **Conoscenza del territorio e dei processi attivi e potenziali che agiscono (*geomorfologia*)**
- **Conoscenza e inclusione dei nuovi paradigmi del dissesto fino a ora poco noti e inclusi negli studi. (es. processi di connettività)**
- **Trasferimento delle conoscenze ai Tecnici locali**
- **Formazione dei nuovi studenti: geometri, geologi, ingegneri, agronomi , forestali, architetti etc.**

# Nuove (e vecchie) Sfide per affrontare il problema del dissesto idrogeologico e la instabilità dei pendii

## **OBBIETTIVI SPECIFICI (imprescindibili)**

- **Lettura in campo dei processi attivi e potenziali.**
- **Integrazione dell'approccio geomorfologico con quello Geomeccanico e modellistico (CNR-IRPI docet)**
- **Nuovi modelli per simulare in maniera integrata i processi e fare analisi di scenario**
- **Ottimizzazione e integrazione dei sistemi GIS con i nuovi modelli**
- **Nuovi Strumenti software per la simulazione integrata dei processi e per la progettazione degli interventi**
- **Diffusione Freeware dei risultati della ricerca e dei nuovi strumenti software sviluppati.**
- **Attività di formazione e divulgazione finalizzata a studenti, tecnici di PP.AA. e Professionisti di vari Ordini professionali.**

Come viene considerata **la geomorfo-geotécnica** nella valutazione della pericolosità??

Che fare quando troviamo situazioni come questa qui sotto?

Le mappe PAI sono adeguate?

Foto L.Borselli (2002)  
Appennino Bolognese

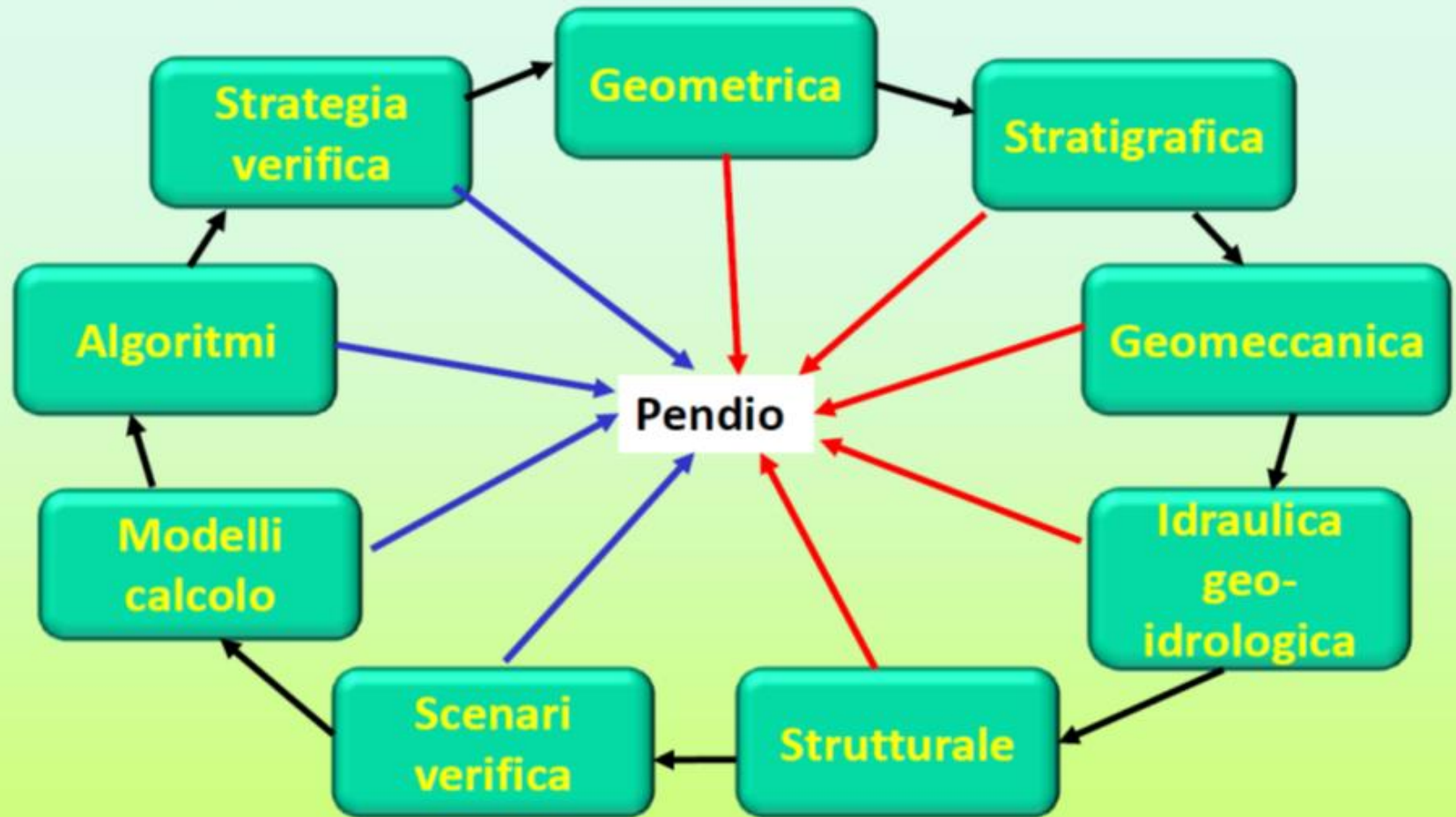


# **Modello Geotecnico e idraulico-idrologico di un pendio**

Definizione di un modello geotecnico e idraulico di un pendio in coerenza con il suo modello stratigrafico. Trattamento della incertezza parametrica, analisi di scenario



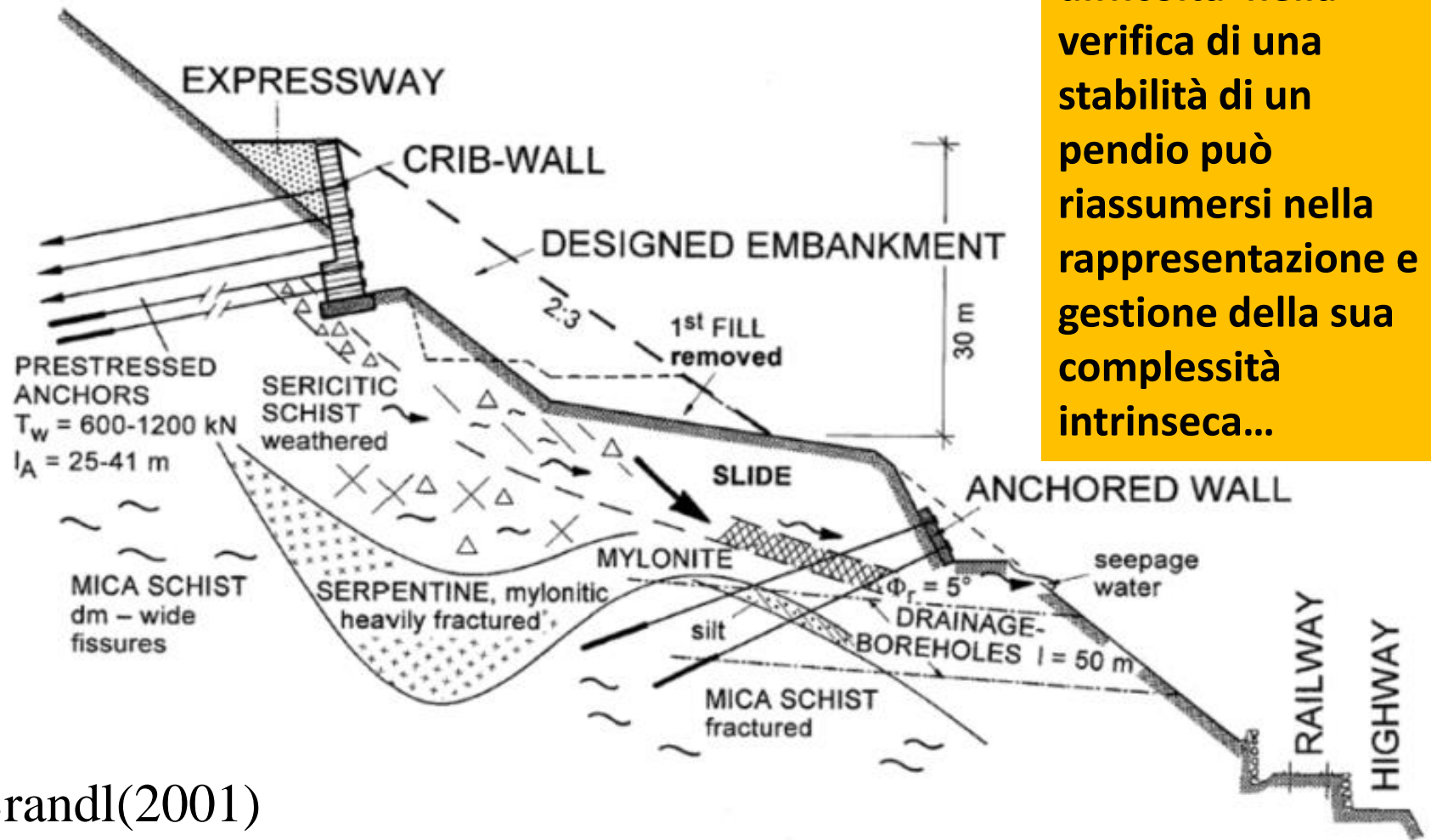
# Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della modellistica*

*Componenti del Modello pendio*

La maggiore difficoltà nella verifica di una stabilità di un pendio può riassumersi nella rappresentazione e gestione della sua complessità intrinseca...



Brandl(2001)

**Esempio di complessità geologica e geotecnica e strutturale**

Definizione di Modello 2D del pendio ( un problema spesso estremamente complesso):

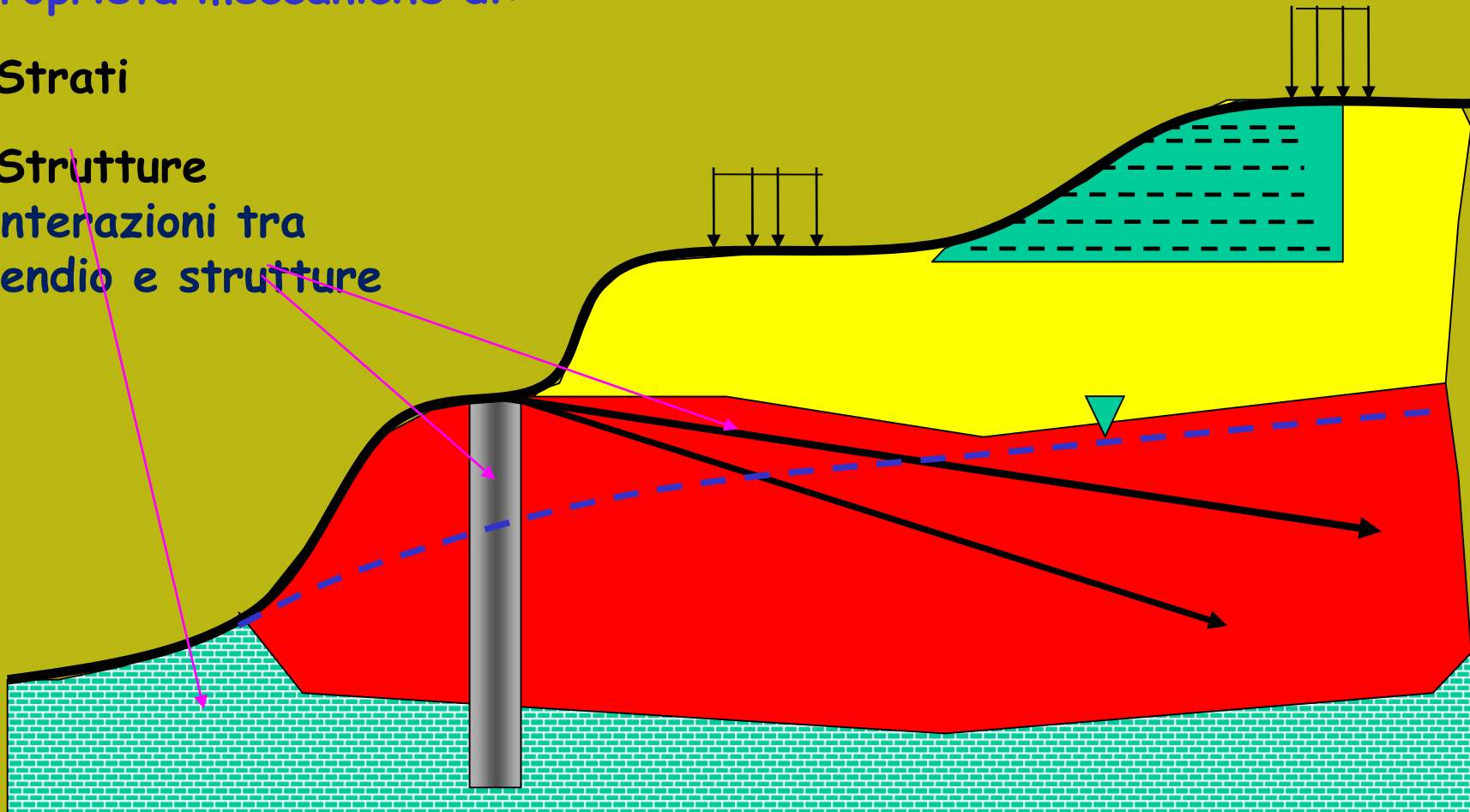
Geometria pendio, strati, falda, carichi esterni e strutture di rinforzo

Proprietà meccaniche di:

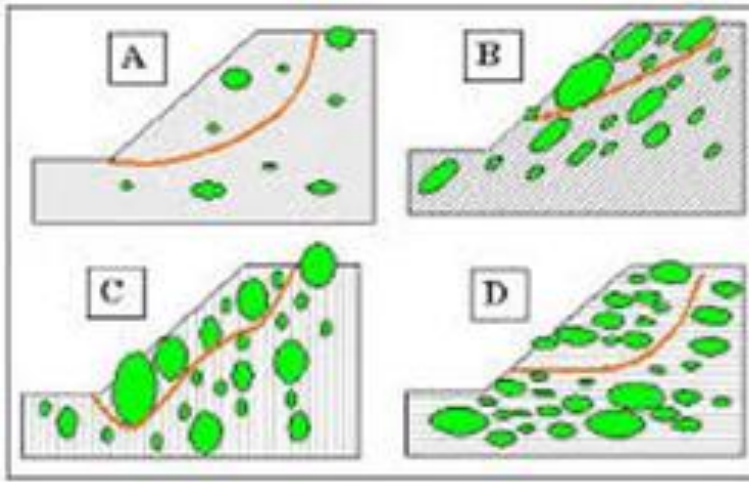
•Strati

•Strutture

Interazioni tra  
pendio e strutture



Esempio: Problemi di variabilit  nelle caratteristiche meccaniche in **olistostromi** (formazione tettonicamente complesse) originatesi da accumulo di frane in ambiente sottomarino e successivamente tettonizzate nella fase orogenetica successiva.. **Densita' dei blocchi e proprieta' della matrice fine.**



*Sta adesso prevalendo la applicazione in questi casi del método GSI evoluto.. Per applicazioni a rocce tenere e tettonizzate*



## Risorse e strumenti per rappresentazione e gestione della complessità:

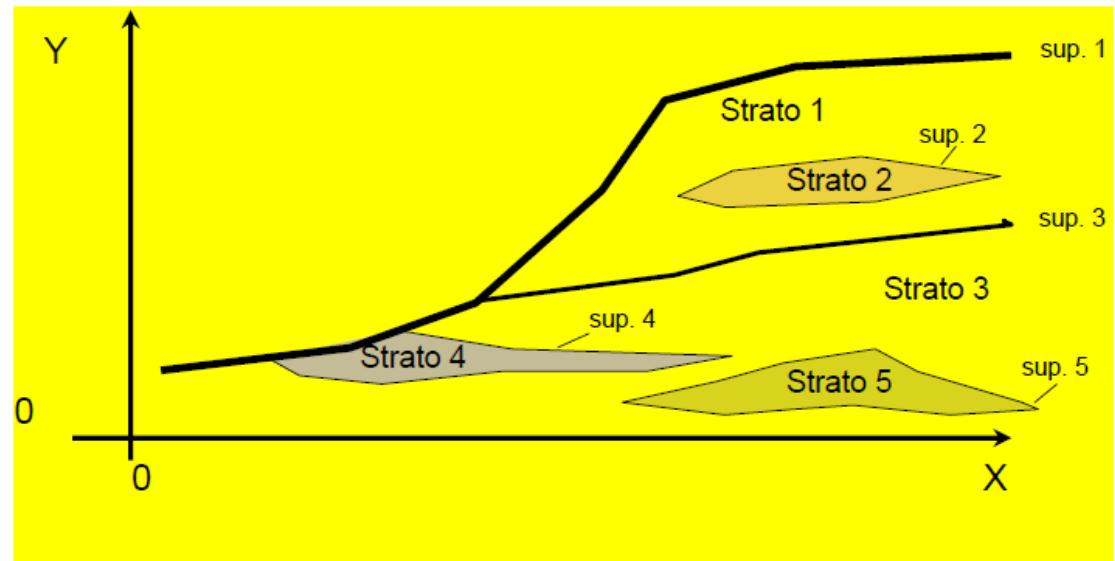
- 1. Rilievi topografici: sezioni dettagliate;*
- 2. Indagini geologiche – geo idrologiche, geotecniche, geofisiche*
- 3. Analisi statistica dei dati.*
- 4. Modelli geomeccanici: parametrizzazione, criterio di rottura*
- 5. Modello del pendio: definizione modello di pendio che ingloba i punti 1,2 3*
- 6. Modelli di calcolo: modelli e procedure di calcolo esistenti*
- 7. Software di calcolo (es. SSAP): una galassia di software da scegliere e usare, ma con molta attenzione...*

E per finire (o per cominciare) le risorse più importanti: **le conoscenze, la esperienza del geologo e ingegnere e l'uso prima di tutto del nostro cervello!** Non pensate che tutto può essere automatico... è sempre l'opposto.

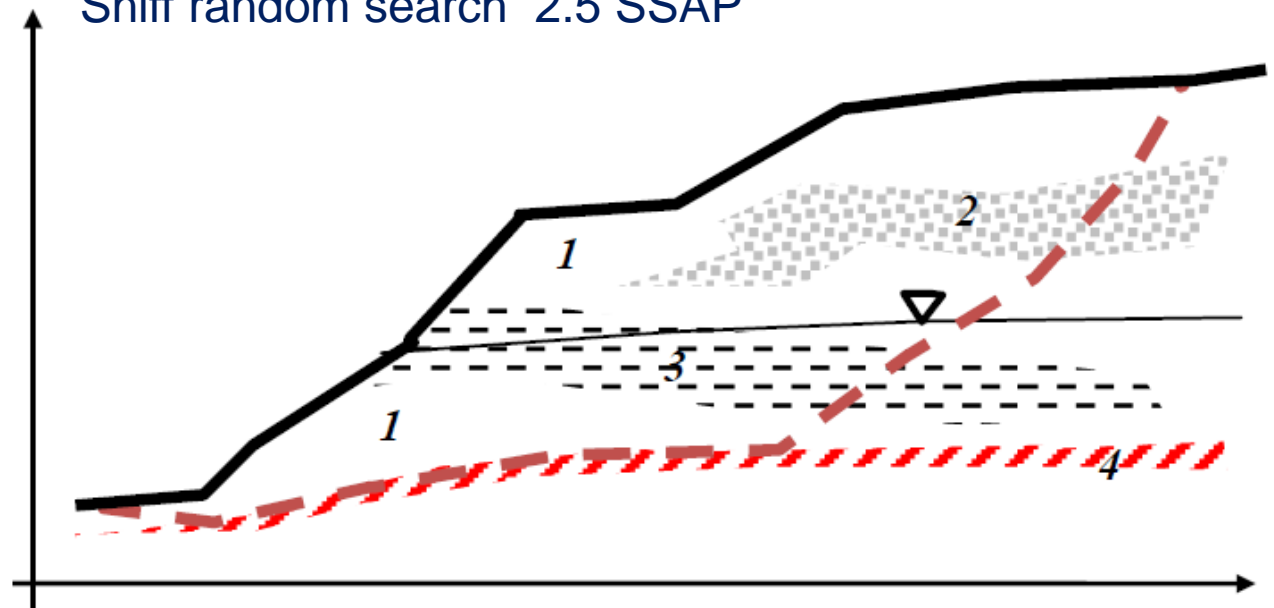
# Complessità stratigrafica

Tutti i pendii sono generalmente disomogenei dal punto di vista stratigrafico.. Molto spesso anche quelli artificiali..

La modellistica LEM deve necessariamente tenere conto di questa realtà...



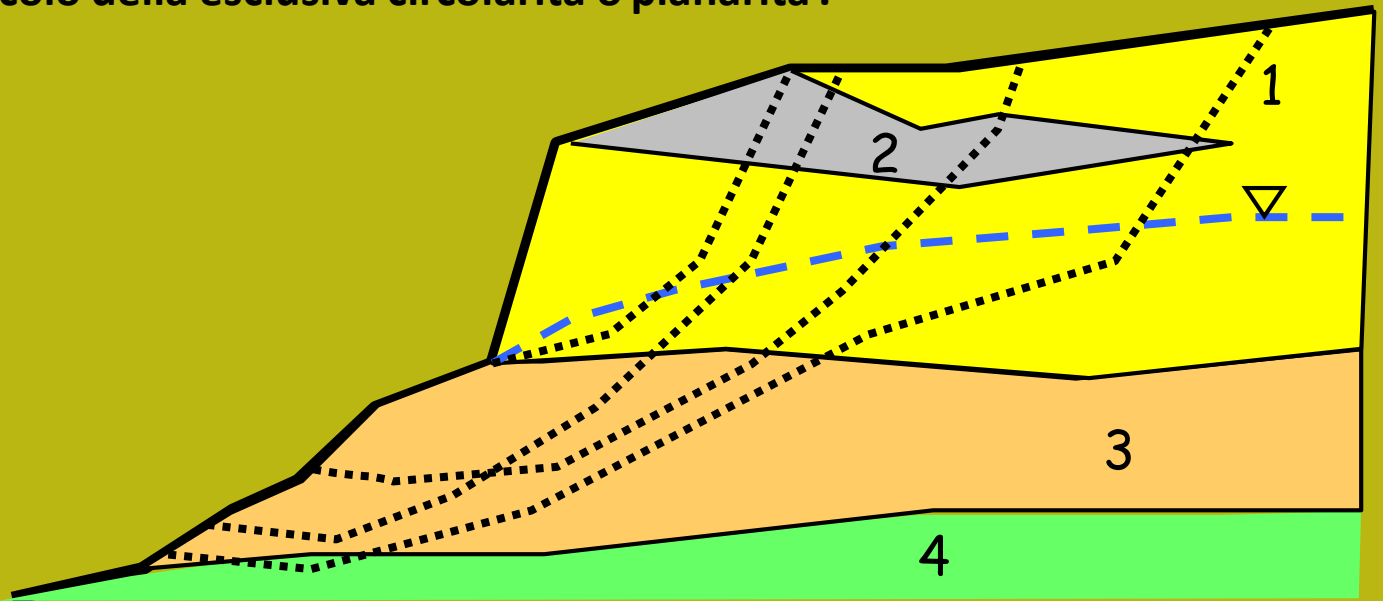
Sniff random search 2.5 SSAP



**Le superfici reali dei limiti di strato o discontinuità sono potenzialmente molto complesse.**

**Talvolta assumere anche superfici totalmente planari è una eccessiva semplificazione.**

**Nel caso di presenza di disomogeneità queste influiscono nella tecnica di verifica e ricerca. In questo caso devono essere assunte preferenzialmente superfici di forma composita in modo da poter verificare anche possibili contatti e zone che non possono essere controllate con forme più semplici, dato il grado di libertà limitato dal vincolo della esclusiva circolarità o planarità'.**



# Complessità geometrica

**Tipi di superfici generabili nel piano della sezione del pendio:** alcuni tipi di superfici (es. circolari non sono in grado di seguire le discontinuità presenti che possono avere una determinate influenza sulla instabilità

Vari autori (ABRAMSON L.W. et al. (2002); DUNCAN J.M. (1996); SARMA S.K. (1979).; CHENG Y.M. (2003); JANBU N. (1973) )indicano con assoluta chiarezza che il metodo dell'equilibrio limite deve essere applicato in una modalità differenziata in funzione del grado di omogeneità del pendio, presenza di discontinuità stratigrafiche o strutturali.

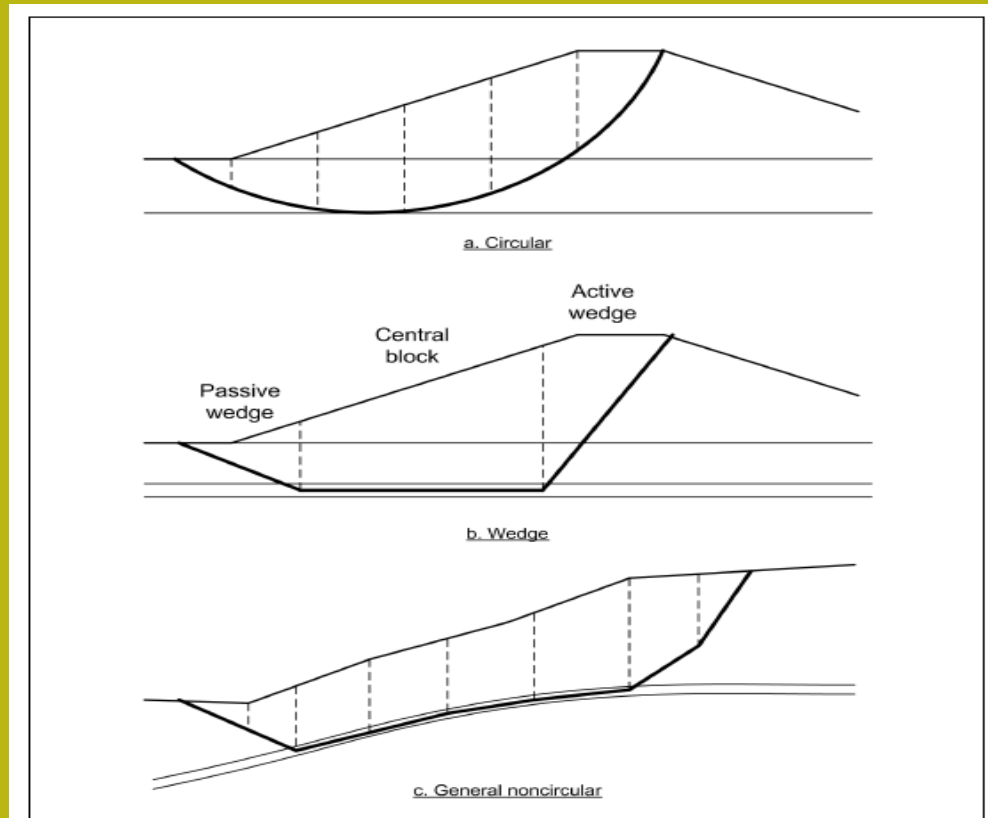
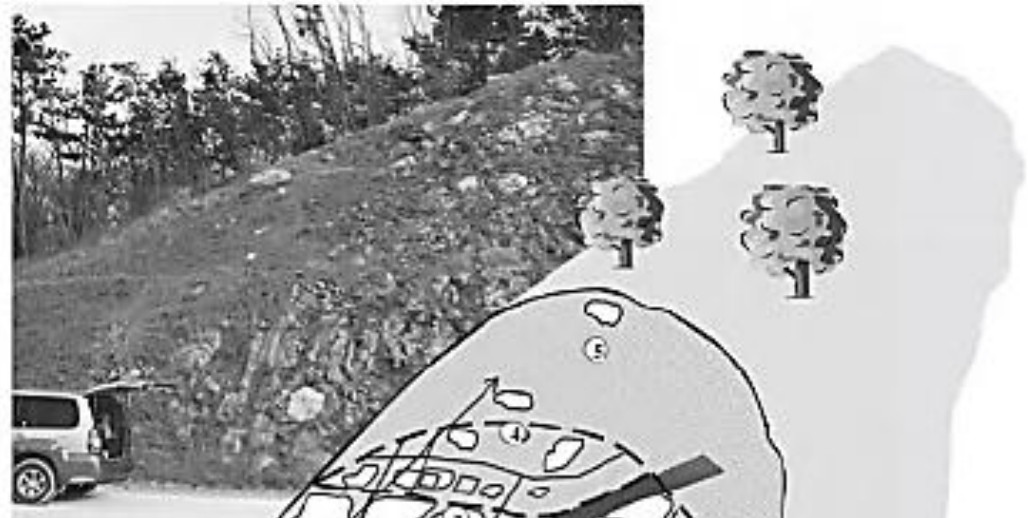


Figure C-3. Shapes for potential slip surfaces



Distinzione in sito  
di unita'  
geotecniche  
differenti



### How to start to describe?

Stand back, split into zones or units by eye, then characterise each one separately.

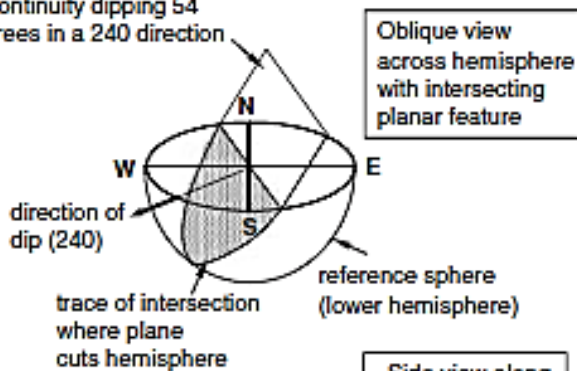
During characterisation, on close examination you might well need to refine or change your original differentiation. Might split on:

- geology (dykes/sills separately)
- colour
- degree of weathering
- percentage of included boulders
- jointing style
- perceived hazards

Da Hencher (2007)

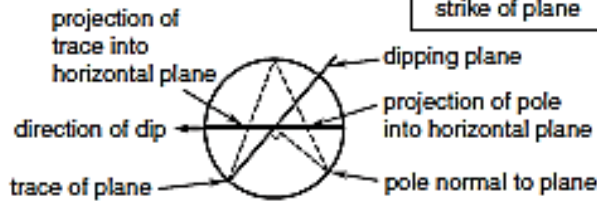
discontinuity dipping 54 degrees in a 240 direction

(a)



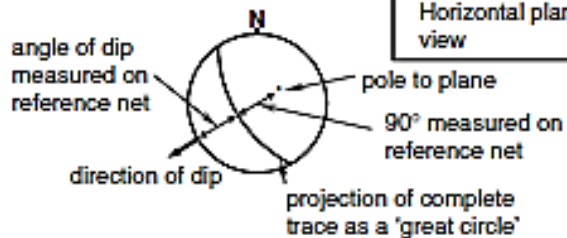
Side view along strike of plane

(b)



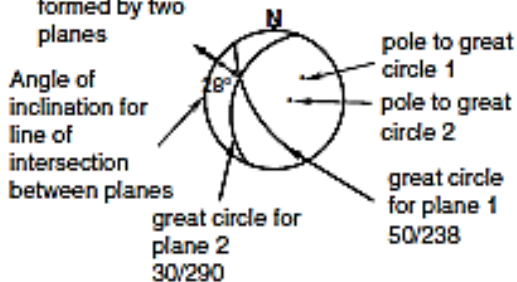
Horizontal plan view

(c)

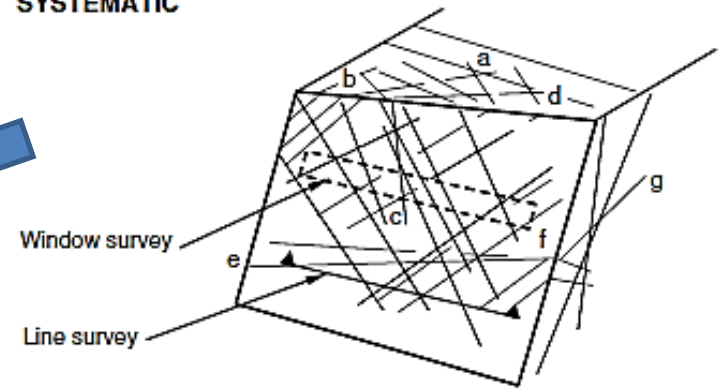


Sliding direction for a wedge formed by two planes

(d)

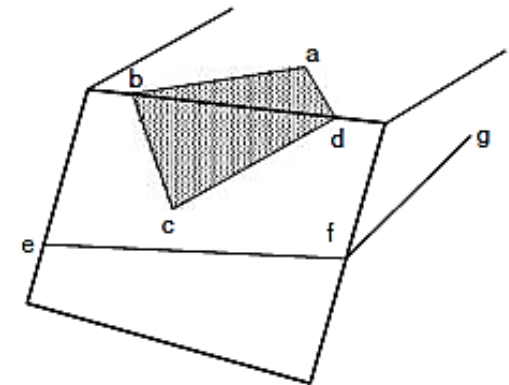


SYSTEMATIC



Data collected systematically for all discontinuities intersected along line of survey or within window

SUBJECTIVE



Potential for wedge and planar failures identified in field and data collected specifically for those adverse joints

Analisi strutturale di un ammasso roccioso

Da Hencher (2007)

Figure 5.12  
Options for slope stability analysis.  
After Hencher & McNicholl, 1995.

**Complessita' stratigrafica  
e geomeccanica  
Influenza di eterogeneita' e  
discontinuita'**

Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone</li> </ul>
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)</li> </ul>
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths</li> </ul>
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> <li>discontinuity controlled</li> </ul>

Da Hencher (2007)

# Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

Da Hencher (2007)

## SHALLOW

May be controlled by discontinuity pattern or material deterioration. Often triggered by rainfall, vegetation jacking or vibration



raveling



rock fall

## STRUCTURAL

Failure geometry follows pattern of geological discontinuities

planar



complex



topple



wedge



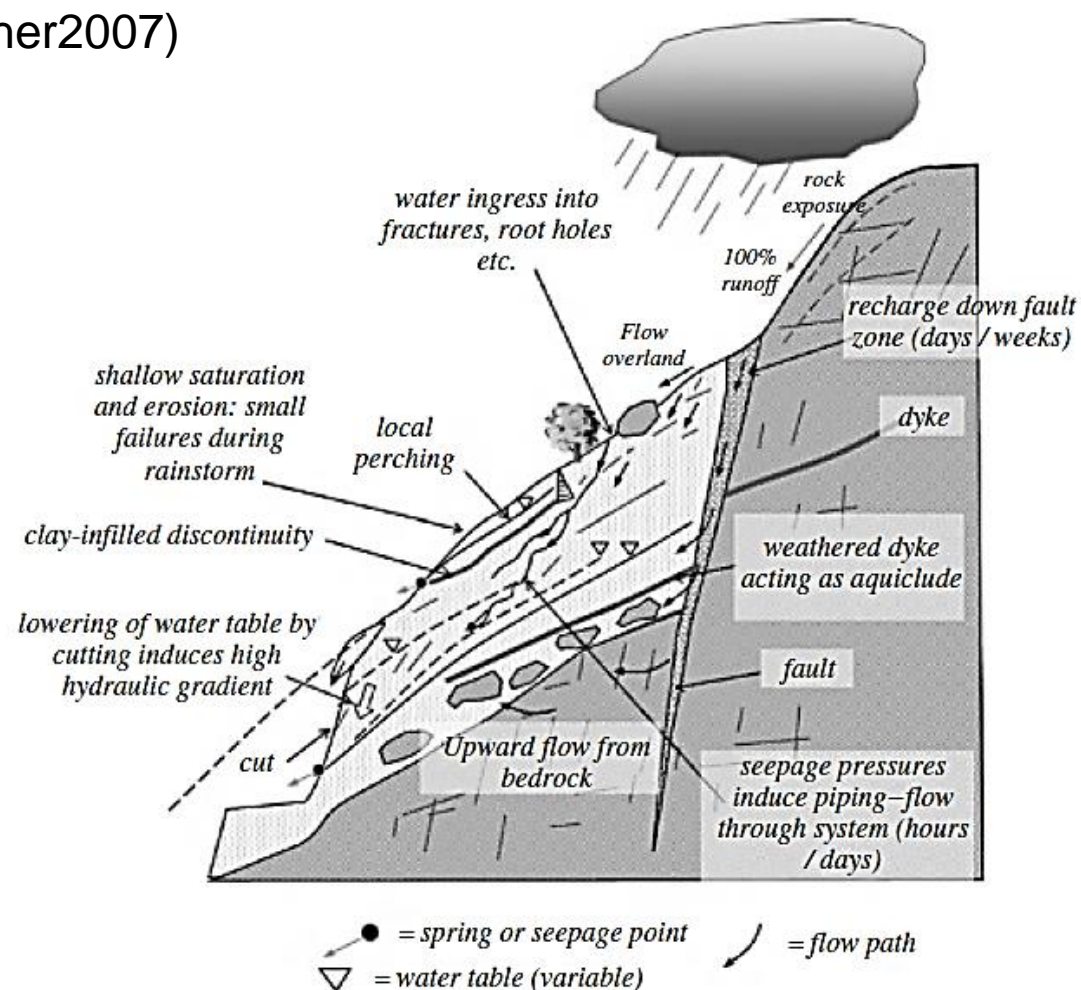
## DEEP-SEATED NON-STRUCTURAL

Rock mass is weakened by discontinuities even though they do not fully define the failure geometry



Options for assessing rock mass strength include:

- Rock Mass Rating RMR
- GSI (Hoek-Brown)
- Hack SSPC (Hack, 1998)

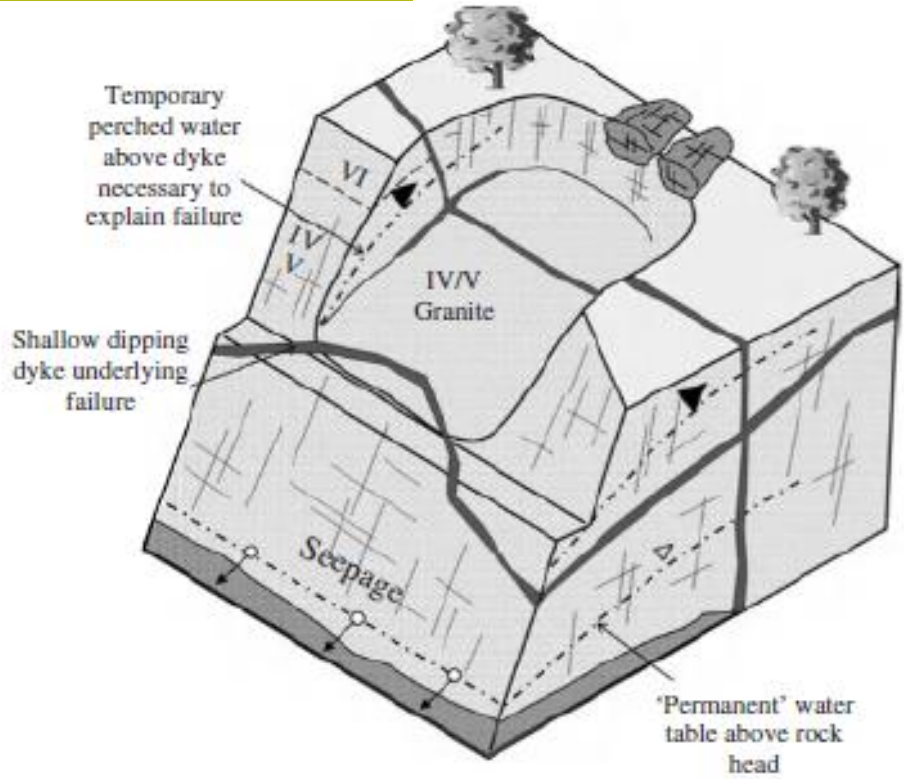
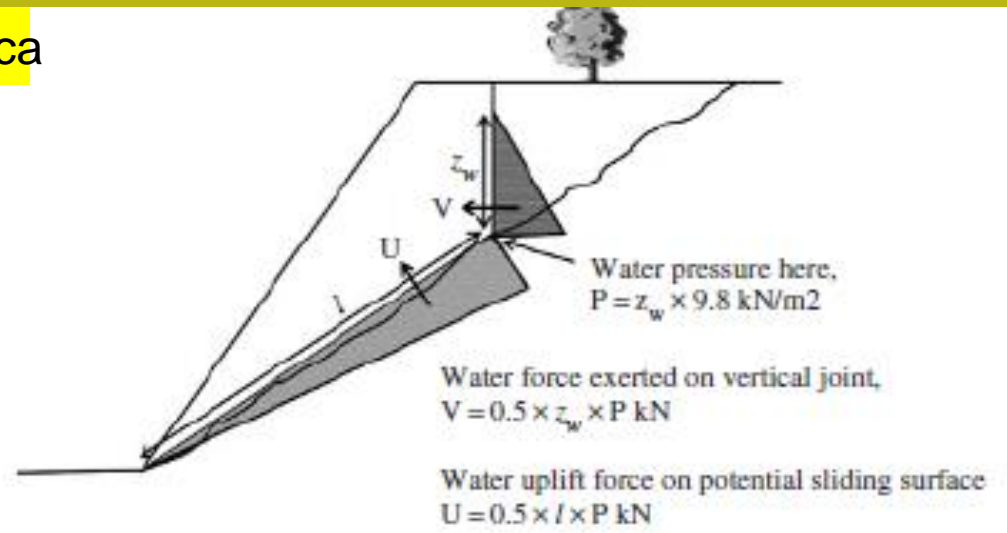


*Figure 3.56* Schematic model of water runoff, inflow and throughflow in weathered profile. Note the importance of minor geological features such as dykes, clay-infilled joints or simple permeability contrasts in the profile and the development of natural pipes. In rock, water flow will be controlled by joints and specific channels along those joints. There is often a zone of more highly fractured rock just below rockhead with preferential flow and sometimes upward flow into overlying soil profile (Hencher, 2010).

## Complessita' idrologica e idraulica

# Complessita' idrologica e idraulica

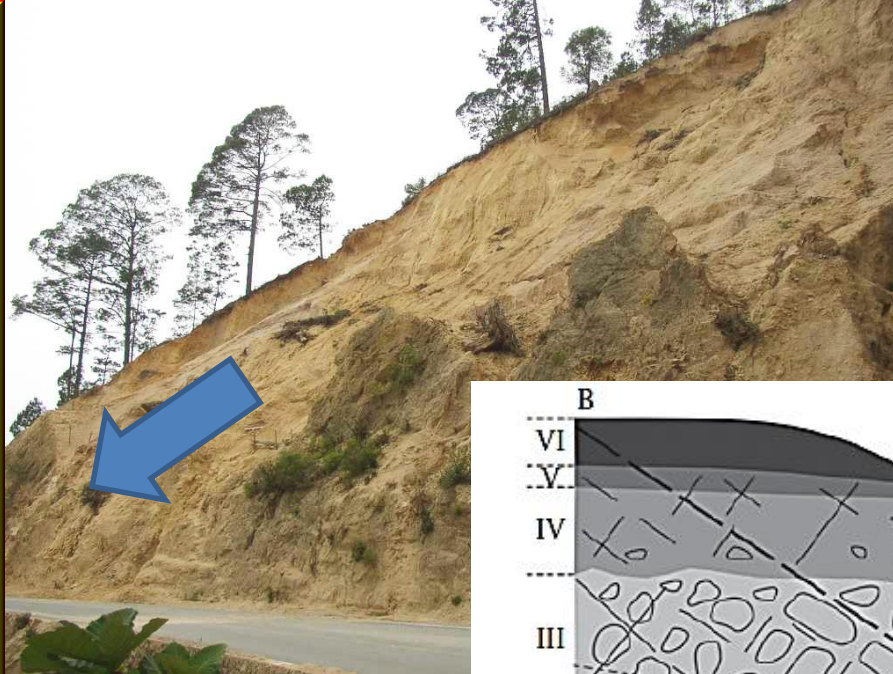
Da Hencher (2007)



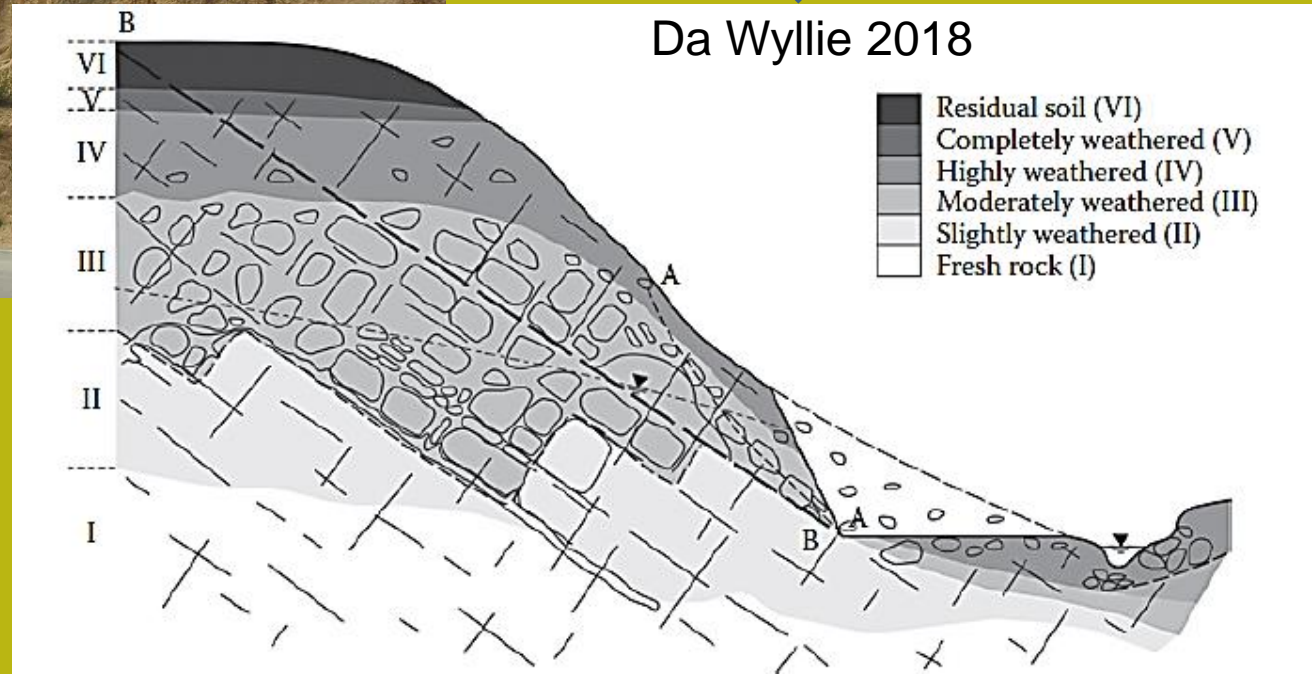


Granito rosa  
molto alterato nei primi 4 metri  
(*saprolite*)

Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004



Processo di alterazione superficiale  
E stabilita' dei pendii..



Granito rosa

molto alterato nei primi 4 metri  
(*saprolite*)

Chiapas occidentale, Mexico Foto L. Borselli 2004



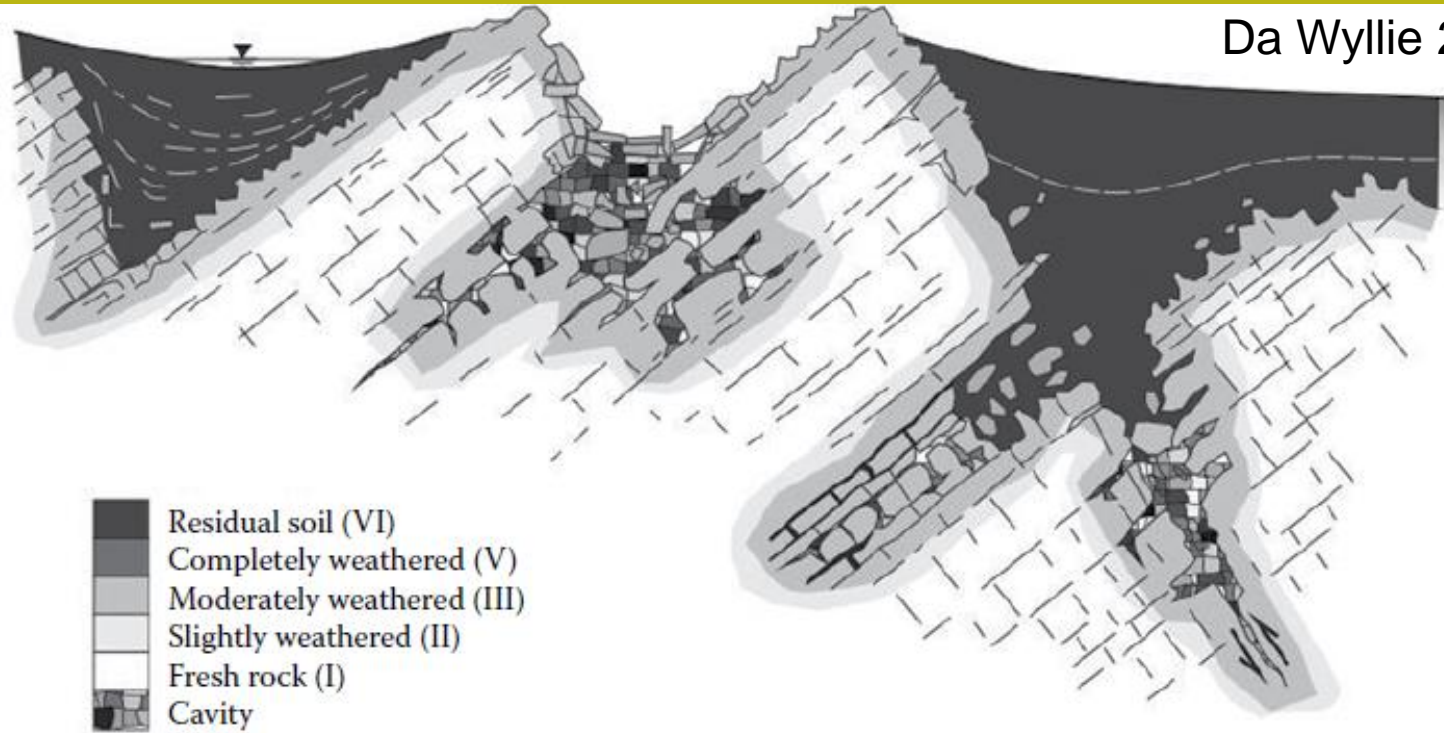


Figure 3.16 Common features of weathered carbonate rocks and residual soils (Deere and Patton, 1971).

Processo di alterazione superficiale  
E stabilita' dei pendii..

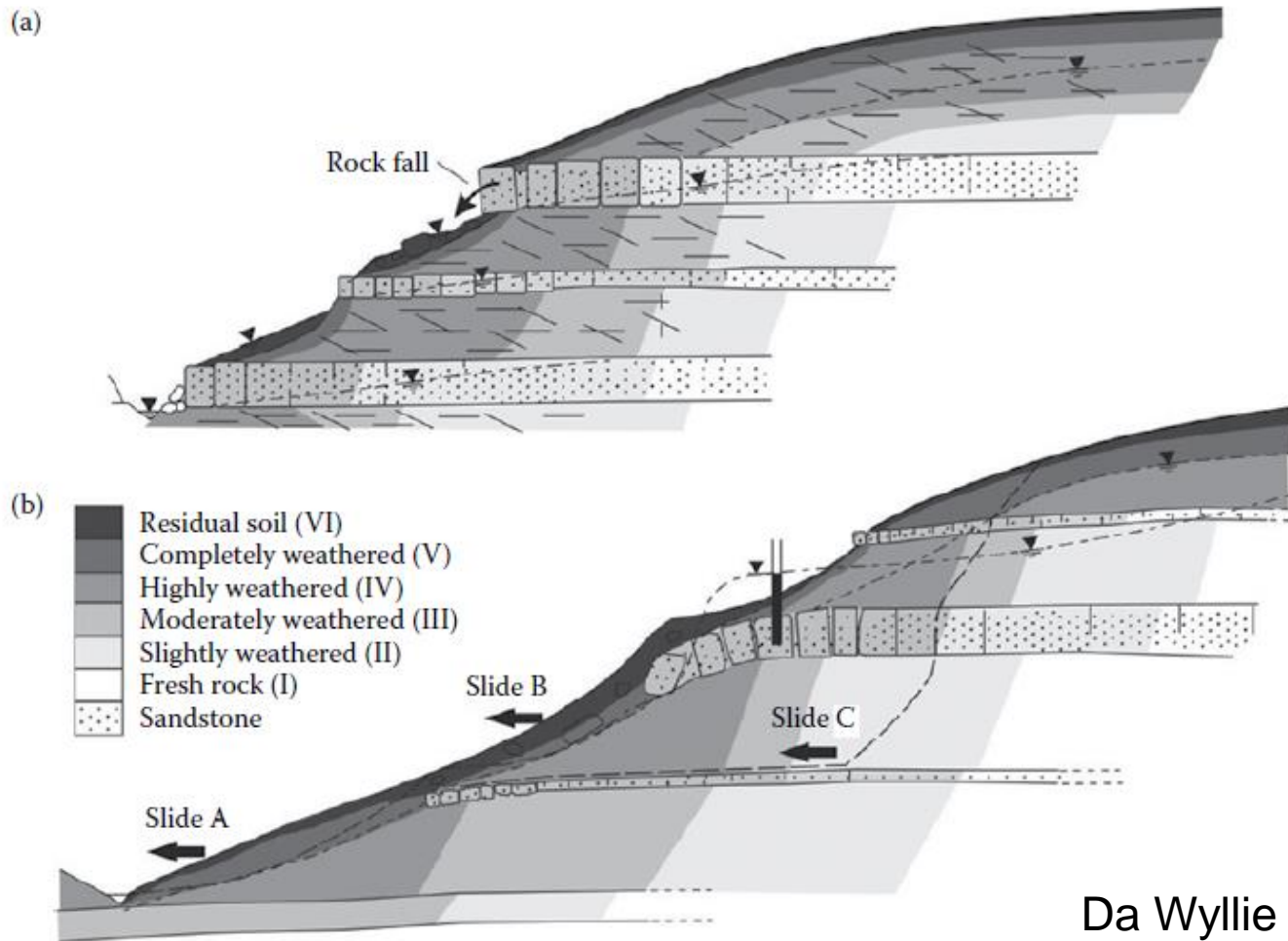
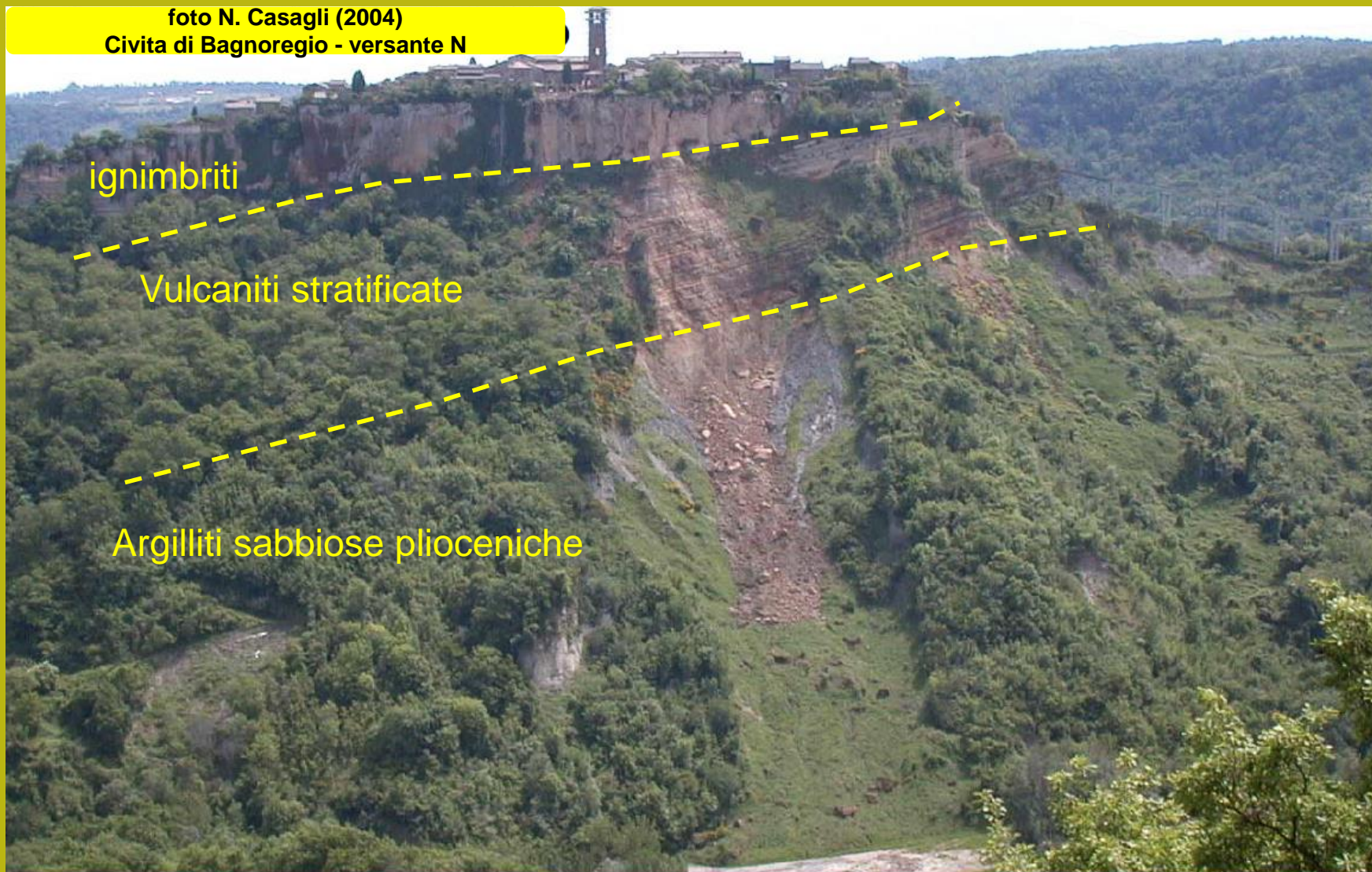


Figure 3.12 Typical slope in interbedded sandstone and shale with colluvium deposits at surface; (a) ground water flow concentrated in higher conductivity sandstone beds and (b) typical types of slope instability (Deere and Patton, 1971).

Processo di alterazione superficiale  
E stabilita' dei pendii..

E Sempre il caso di Civita di Bagnoregio .. Ora possiamo vedere con google earth

foto N. Casagli (2004)  
Civita di Bagnoregio - versante N



# Un esempio di incertezza paramétrica

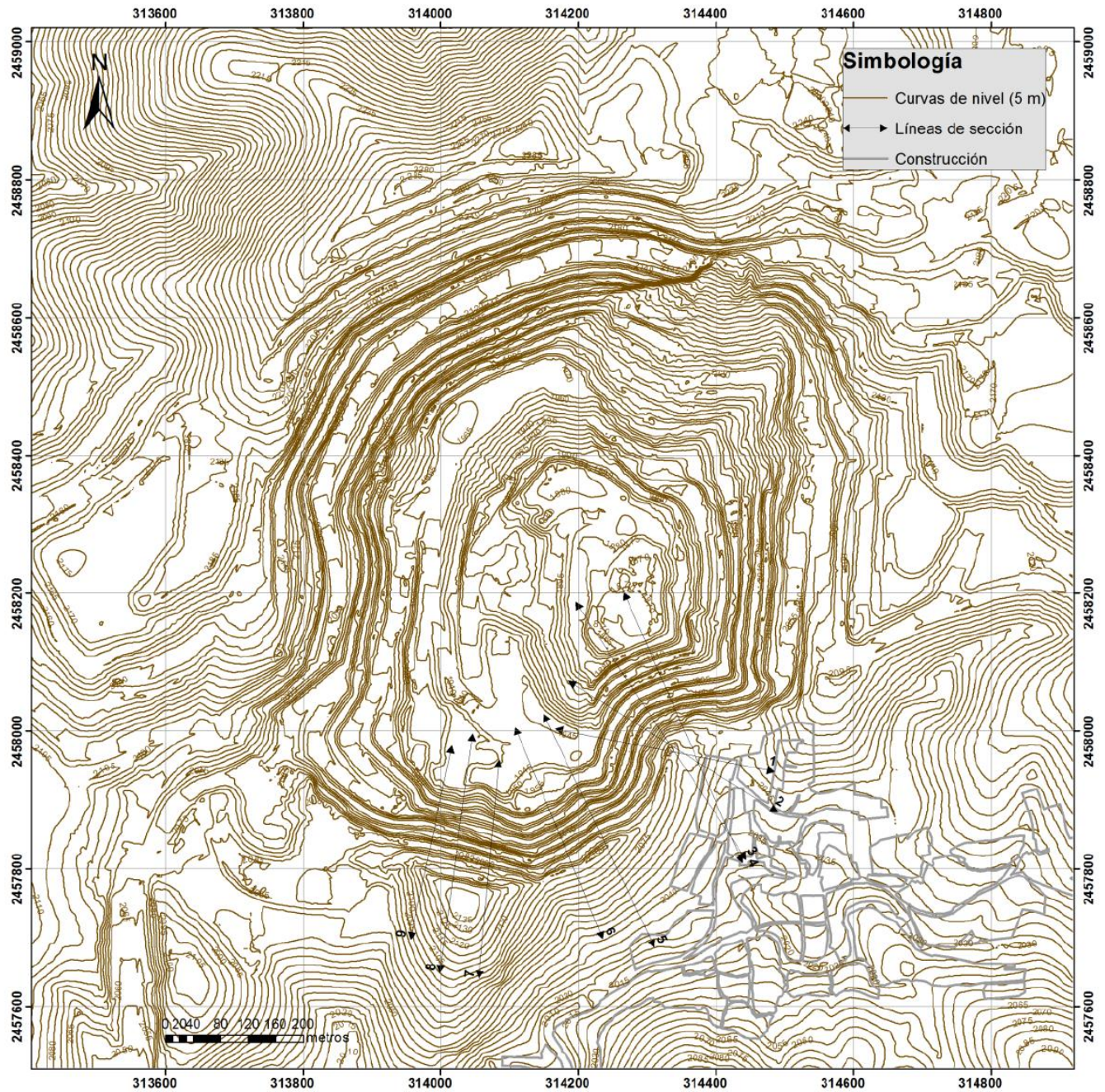
## Il caso della miniera d'oro San Xavier in Messico.

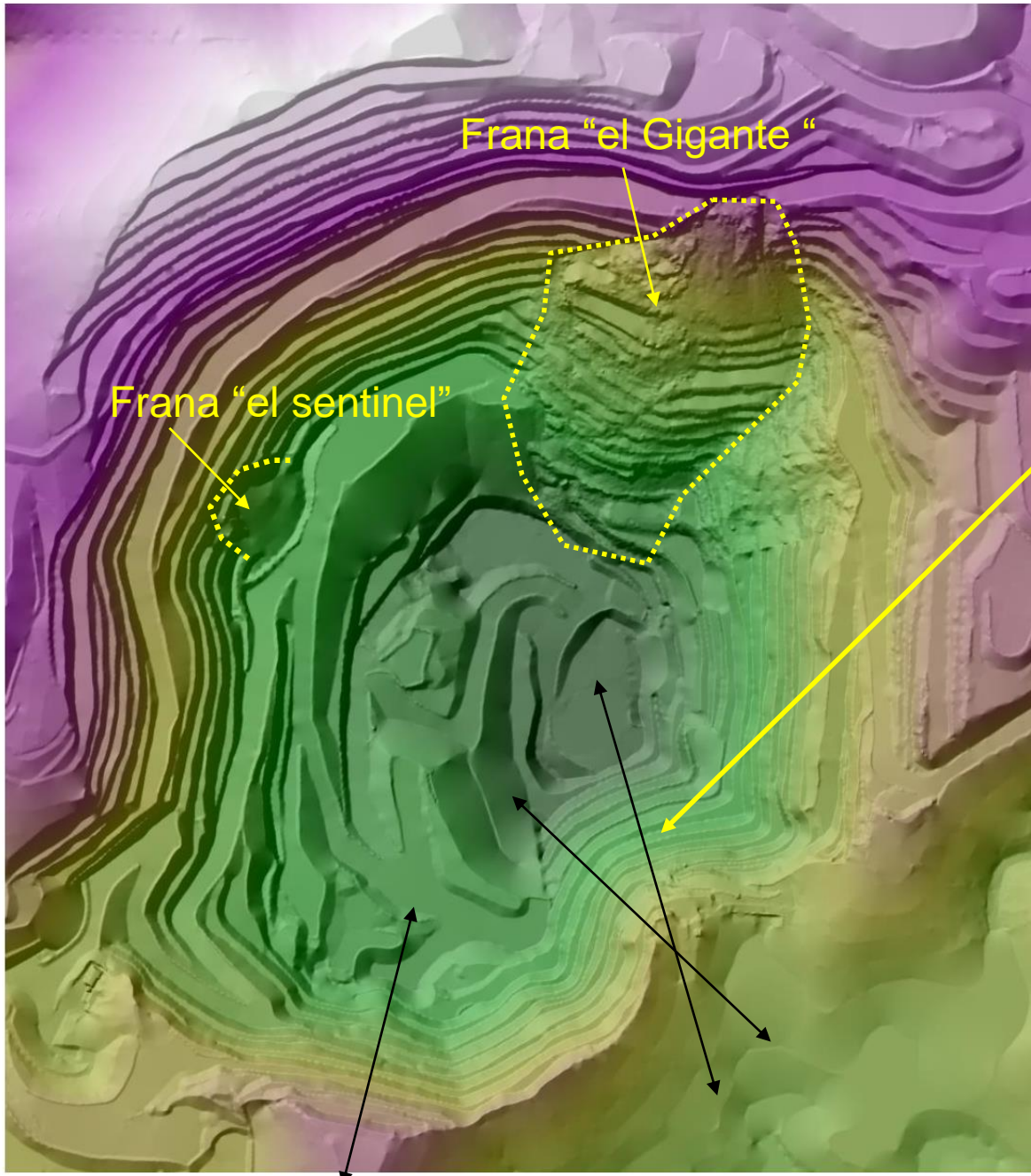


# Miniera d'oro San Xavier. SLP, Mexico. (2017) Progetto di studio dei processi di instabilita' Post estrattiva Fase I . Attivita' estrattive cessate nel 2016.



# Topografía Open Pit

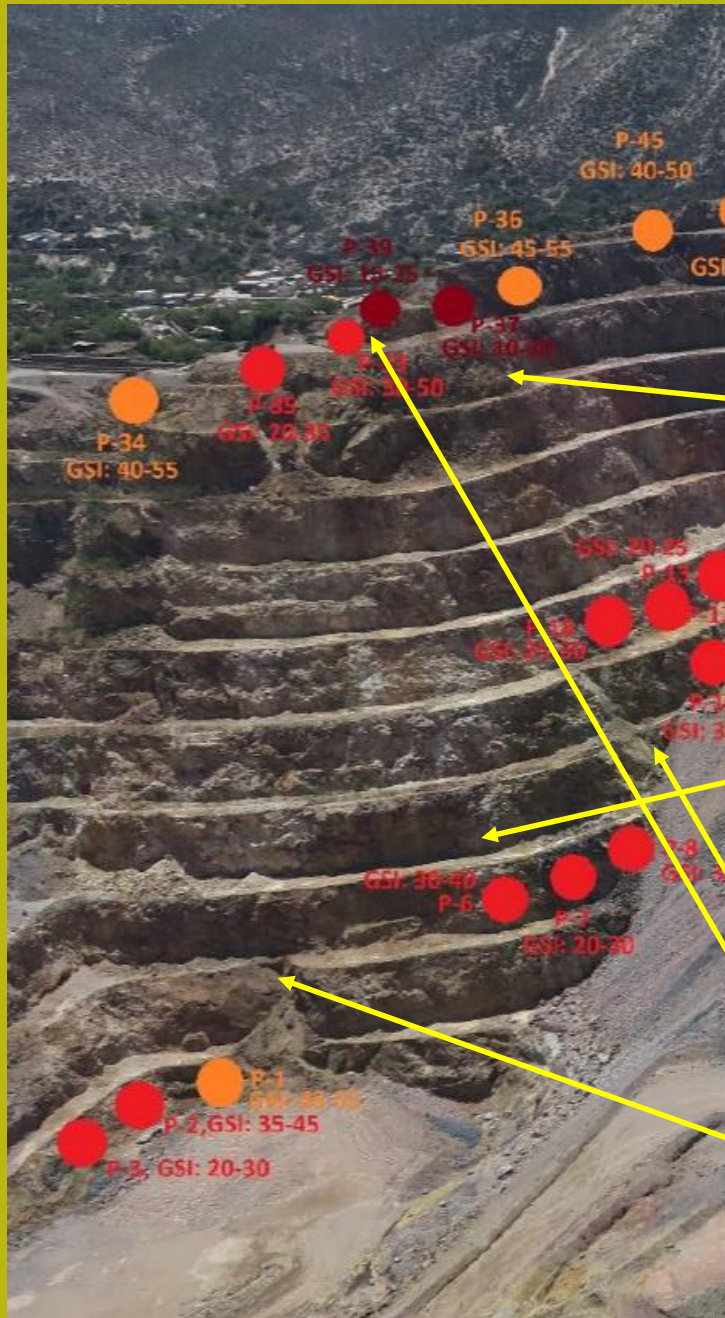




Hillshade relief  
Del open pit

E ubicazione delle  
Principali sezioni  
di studio

## Dettaglio della Porzione Sud. Porfido Quarzo Monzonitico aurífero



Porzione con maggiore  
problemi di alterazione

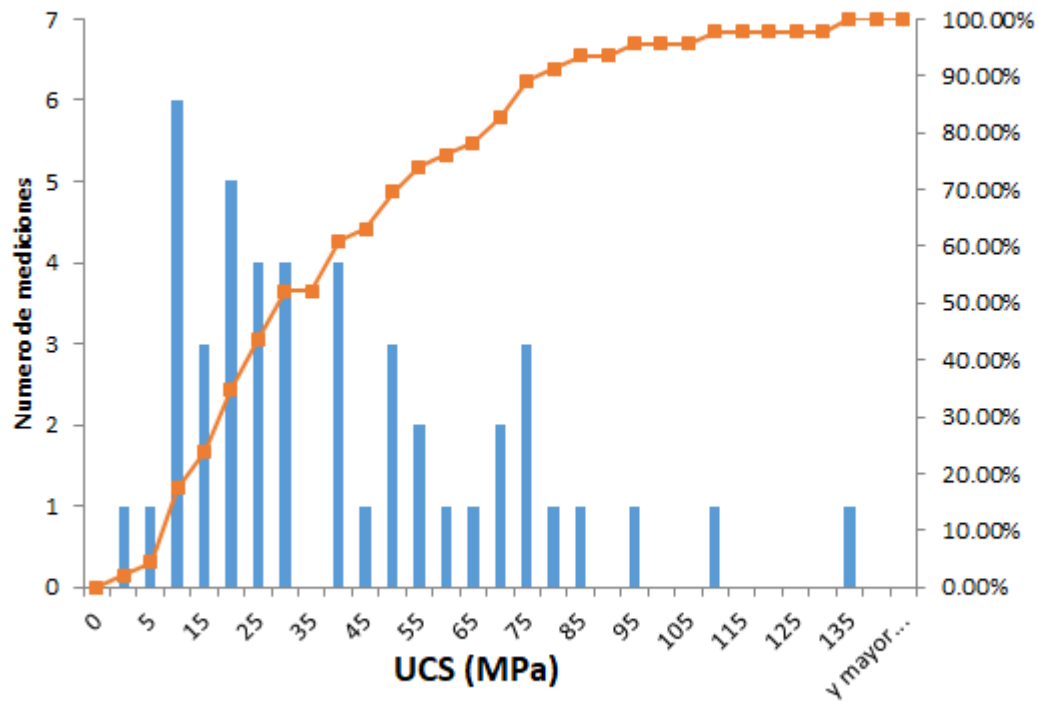
Porzione meno alterata

Variabilità dei valori di GSI da 15 a 60  
Nei diversi punti di campionamento

Processi di rilascio tensionale e  
scivolamento  
di cunei in atto



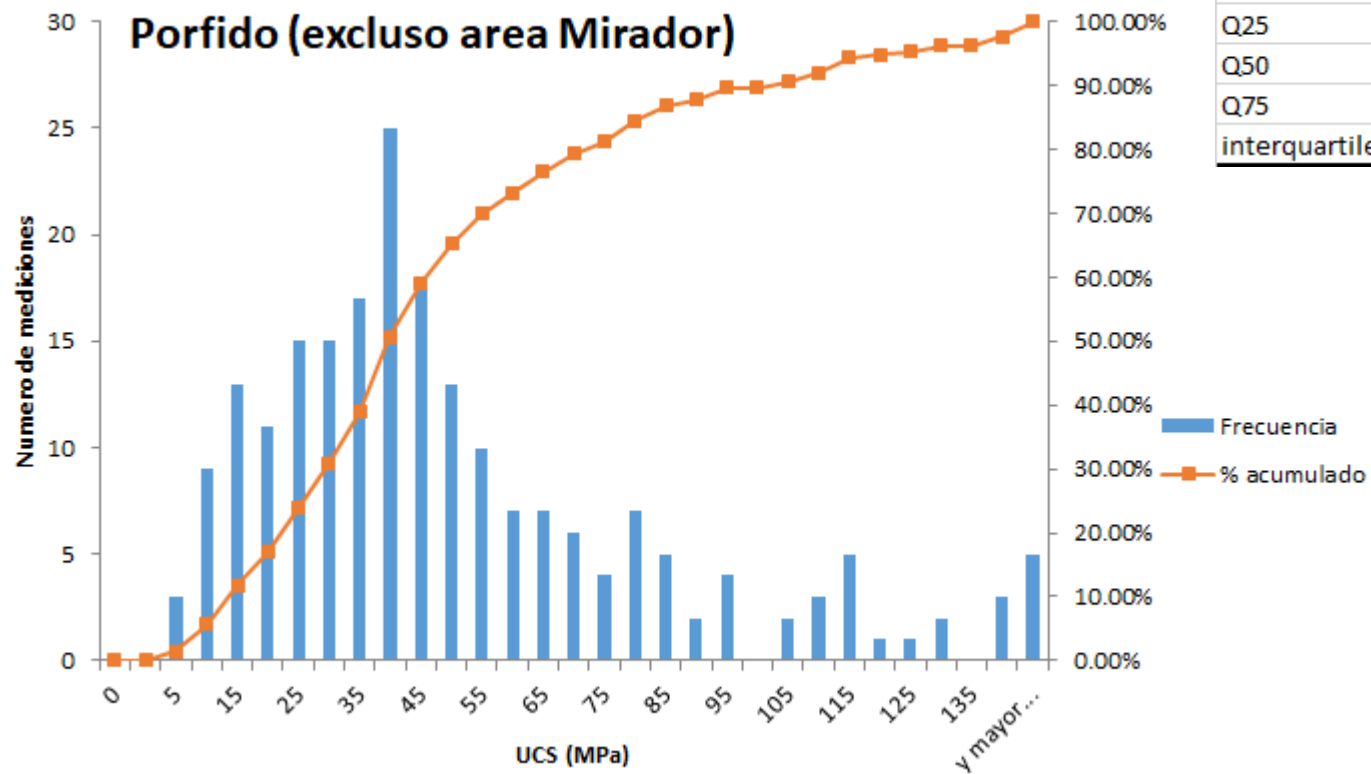
## UCS by Point Load Test Porfido (area Mirador)



Quantiles	UCS(MPa)
Q10	7.041
Q25	14.898
Q50	28.416
Q75	59.712
interquartile range	44.814

Porfido maggiormente alterato sommitale (54 misure in laboratorio)

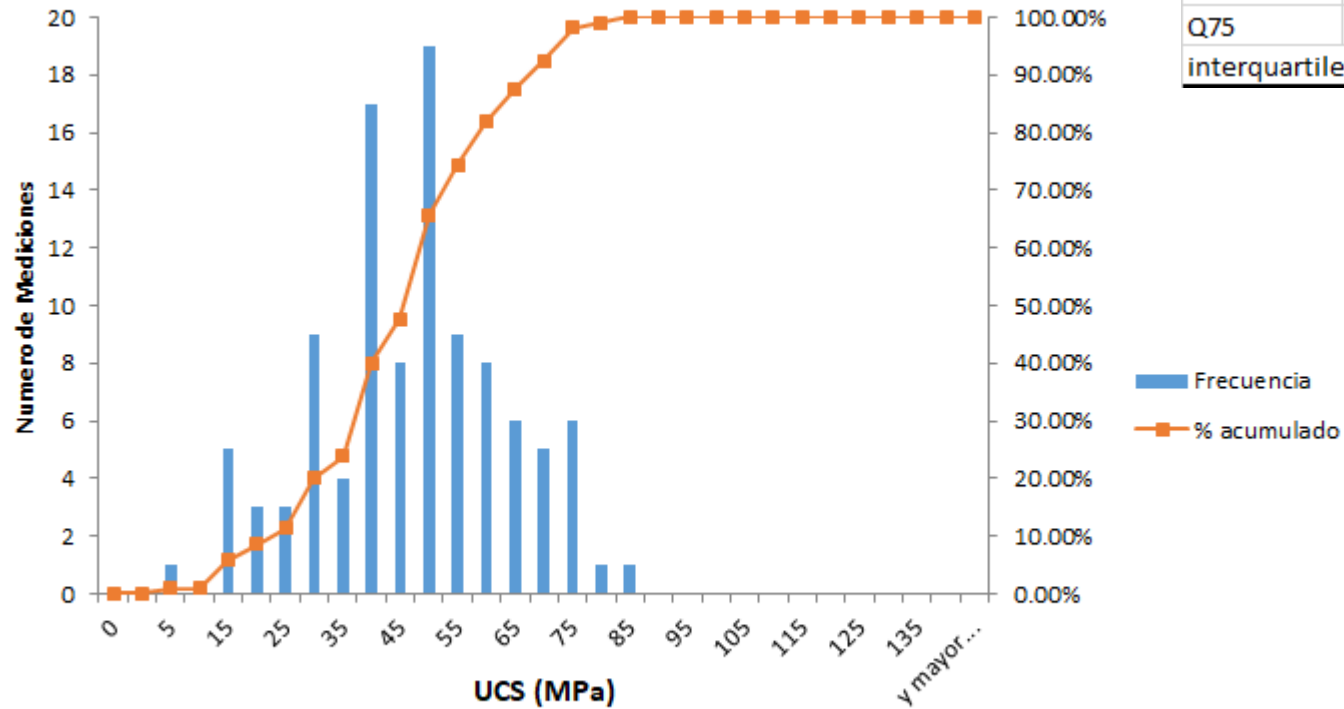
## UCS by Point Load Test Porfido (excluso area Mirador)



Quantiles	UCS(MPa)
Q10	13.13
Q25	25.84
Q50	39.72
Q75	62.74
interquartile range	36.90

Porfido meno alterato di base (205 misure in laboratorio)

## UCS by Point Load Test Caliza (zona Sur)

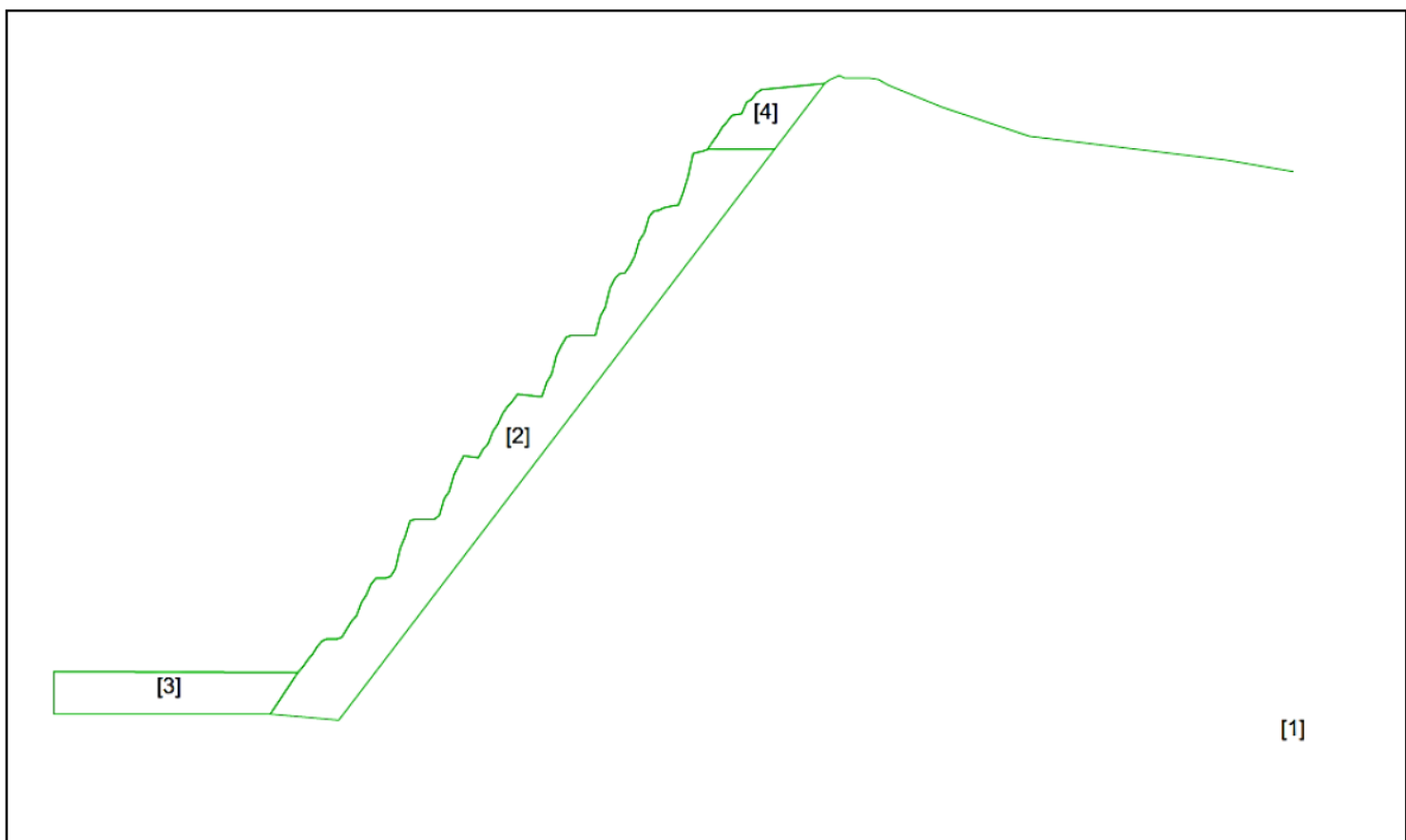


Quantiles	UCS(MPa)
Q10	23.78
Q25	35.50
Q50	45.52
Q75	55.54
interquartile range	20.04

Calcare nella zona sud (112 misure in laboratorio)



Sezioni principali analizzate nella prima tappa con finalita' di valutare il grado di Stabilita' generale e proporre interventi e stio di dettaglio per la fase II



Modello della **sezione 4**

Pendenza media  $54^\circ$

Pendenza dei banchi fino a  $75^\circ$

Processi di tension crack di decompressione attivi

e distacco di cunei attivo

**Vedremo i risultati della analisi  
la analisi come  
esempio di pendio in roccia**

Valori assunti nelle verifiche di stabilita' pari al quantile 0.1 (10%)

Zona	Q10 (quantil 10%) de UCS(MPa)
Caliza	23.78
Porfido (excluso zona el Mirador)	13.13
Porfido ( Zona el Mirador)	7.04

Valori assunti nella verifica di stabilita'

tipo litologico	UCS (Mpa)	GSI	mi	D	c' (kPa)	phi' (°)	unit weigth (kN/m3)
<i>Porfido quazo monzoinitico intacto</i>	13	35	20	0	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado</i>	13	35	20	0.7	-	-	26
<i>Porfido quazo monzoinitico disturbado zona cumbre el Mirador</i>	7	25	20	0.7	-	-	26
<i>caliza</i>	23.5	40	10	0	-	-	25
<i>caliza disturbada</i>	23.5	40	10	0.7	-	-	
<i>rockfill terreros</i>	-	-	-	-	20	35	19

## **Analisi di scenario:**

***Ovvero valutare la stabilità dei pendii in condizioni che hanno una determinata probabilità di verificarsi (scenario possibile) ai fini di valutare le condizioni SLU e SLE (NTC2018) sotto gli scenari scelti***

**Esempio: effetti sismici modellizzati con metodo LEM Pseudostatico e método degli spostamenti (secondo indicazioni NTC2018)**

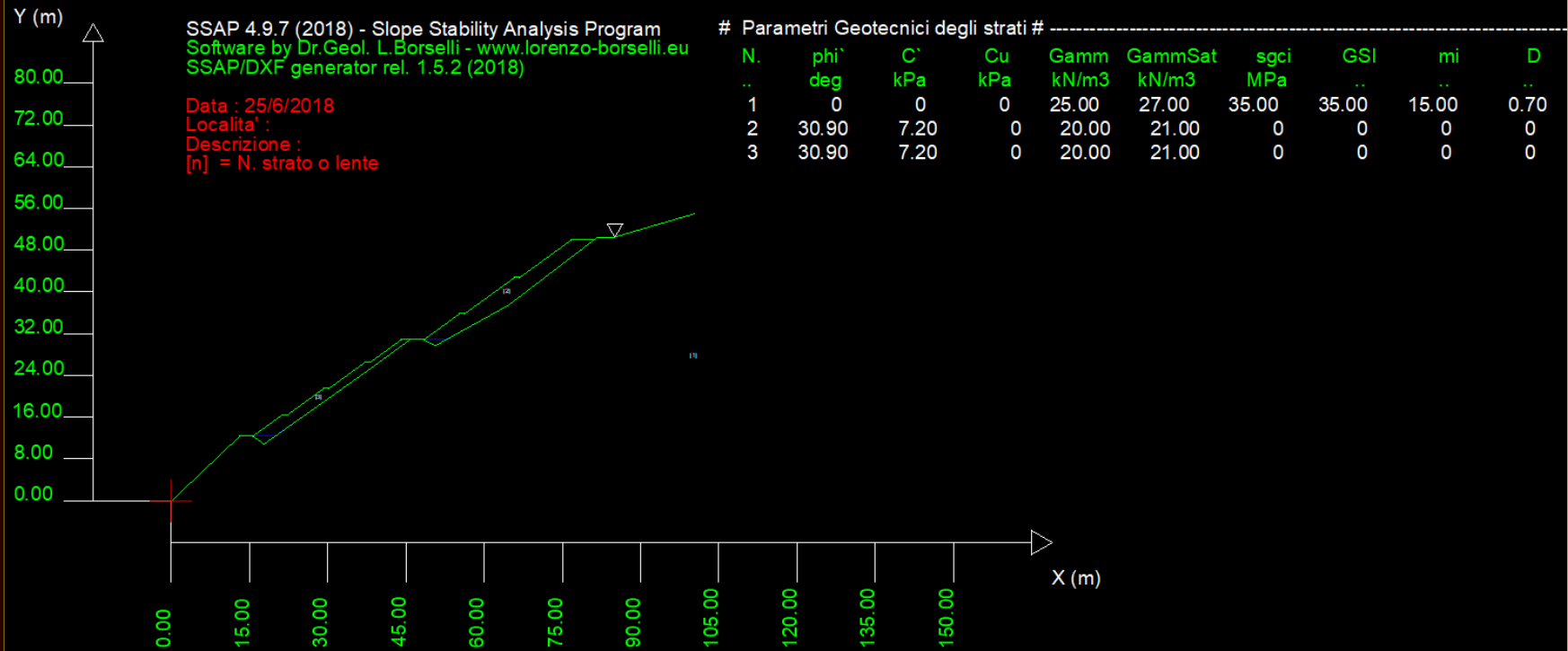
Esempio: Valutare scenario di innalzamento della superficie freatica, o falda sospesa superficiale, o generazione di falde in pressione.

Esempio: applicazione di opere di sostegno, riprofilatura pendio, carichi statici permanente e/o Temporanei.

Esempio: pendio sommerso simulazione svaso rapido

# Esempio di analisi di scenario statico (A2,M2,R2) e sísmico nel contesto delle NTC2018

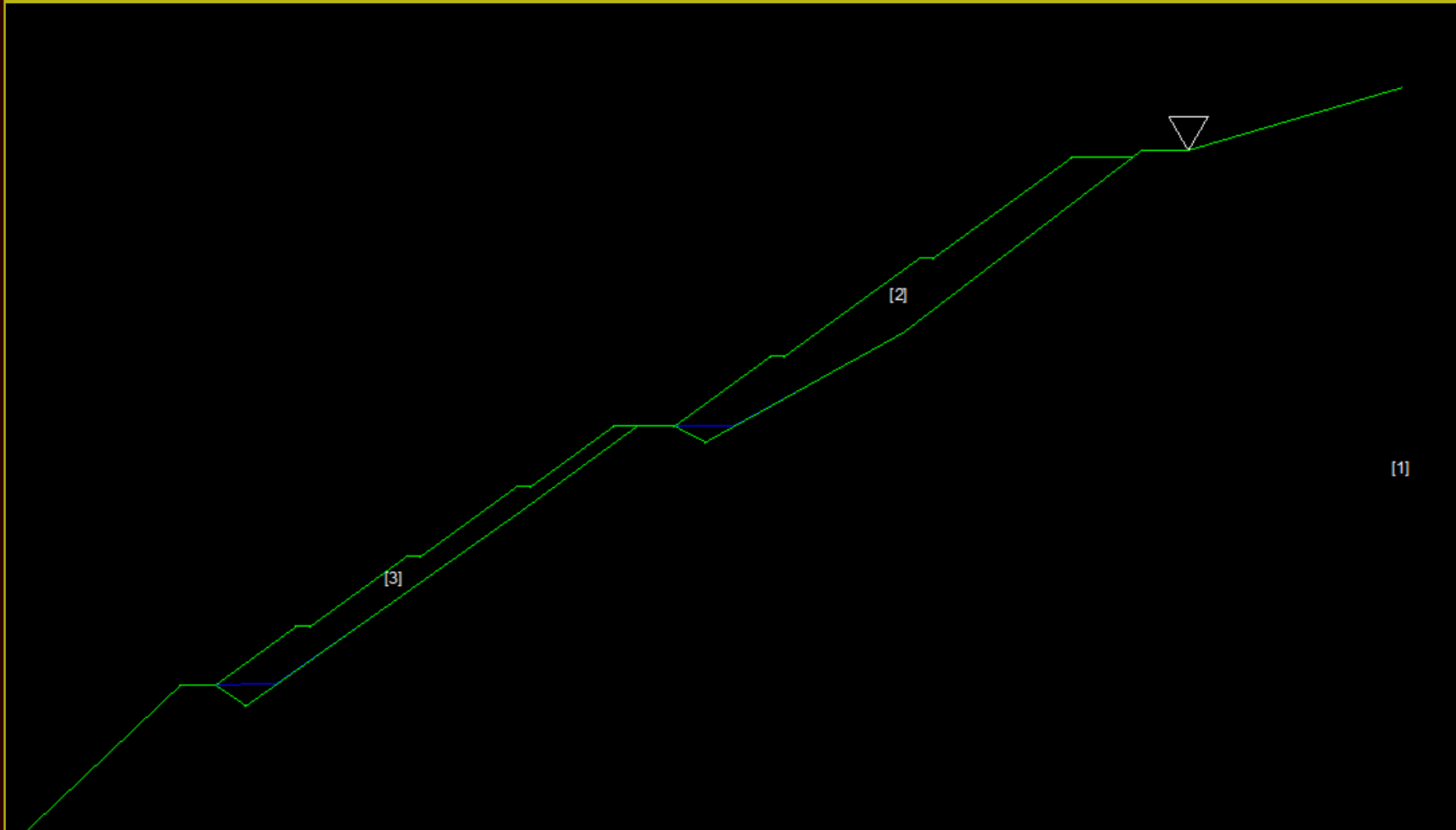
## Ex Cava di serpentiniti in progetto di riutilizzo per deposito di inerti



Analisi **Brina\_2018** con SSAP 4.9.7  
Strato1 serpentiniti  
Lenti 2 e 3 inerti compattati



# Dettaglio



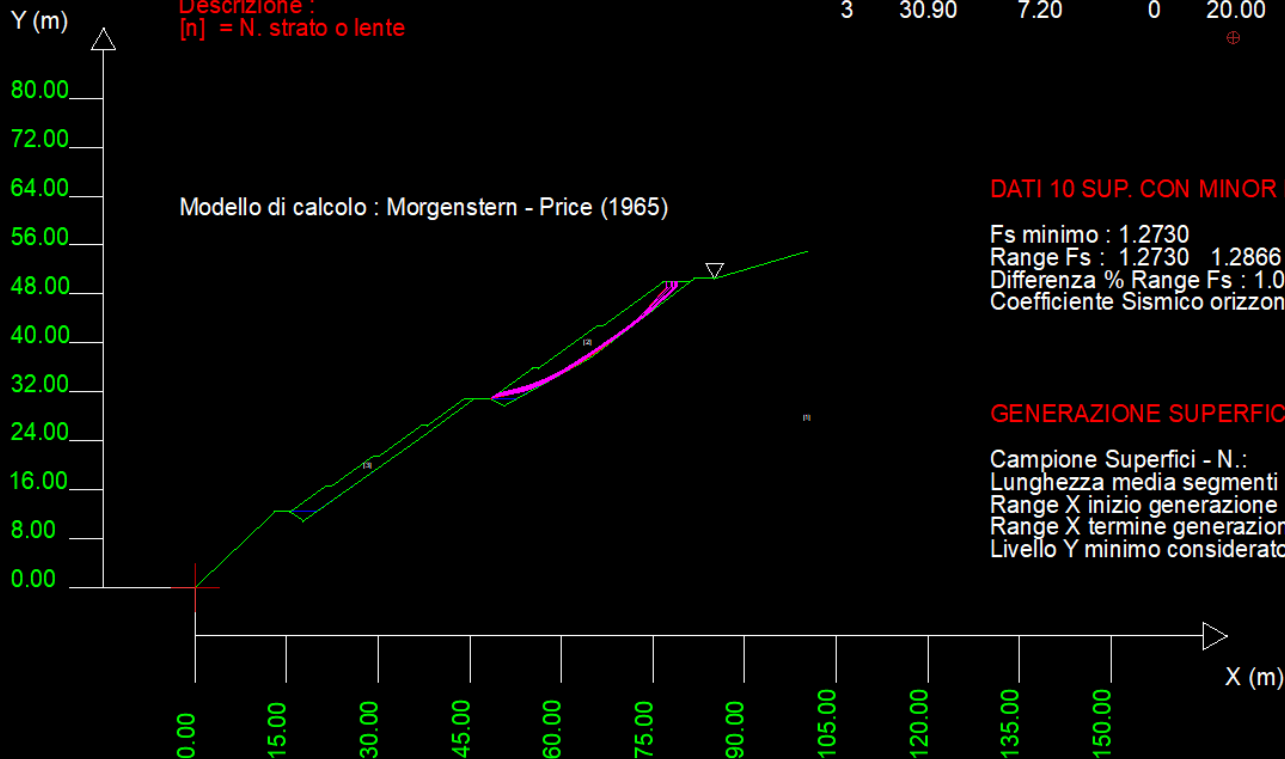
Faremo due tipi di analisi nel quadro delle NTC 2018 :

- 1) Analisi statica con condizione A2,M2,R2
- 2) Analisi dinamica con coefficienti correttivi =1.0 e  $K_h=0.08$   $k_v=0.04$
- 3) Determineremo il valore di  $K_c$  nei due casi
- 4) Visualizzeremo le superficie critiche e le mappe di FS locale..

Data : 25/6/2018  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	30.90	7.20	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	30.90	7.20	0	20.00	21.00	0	0	0	0



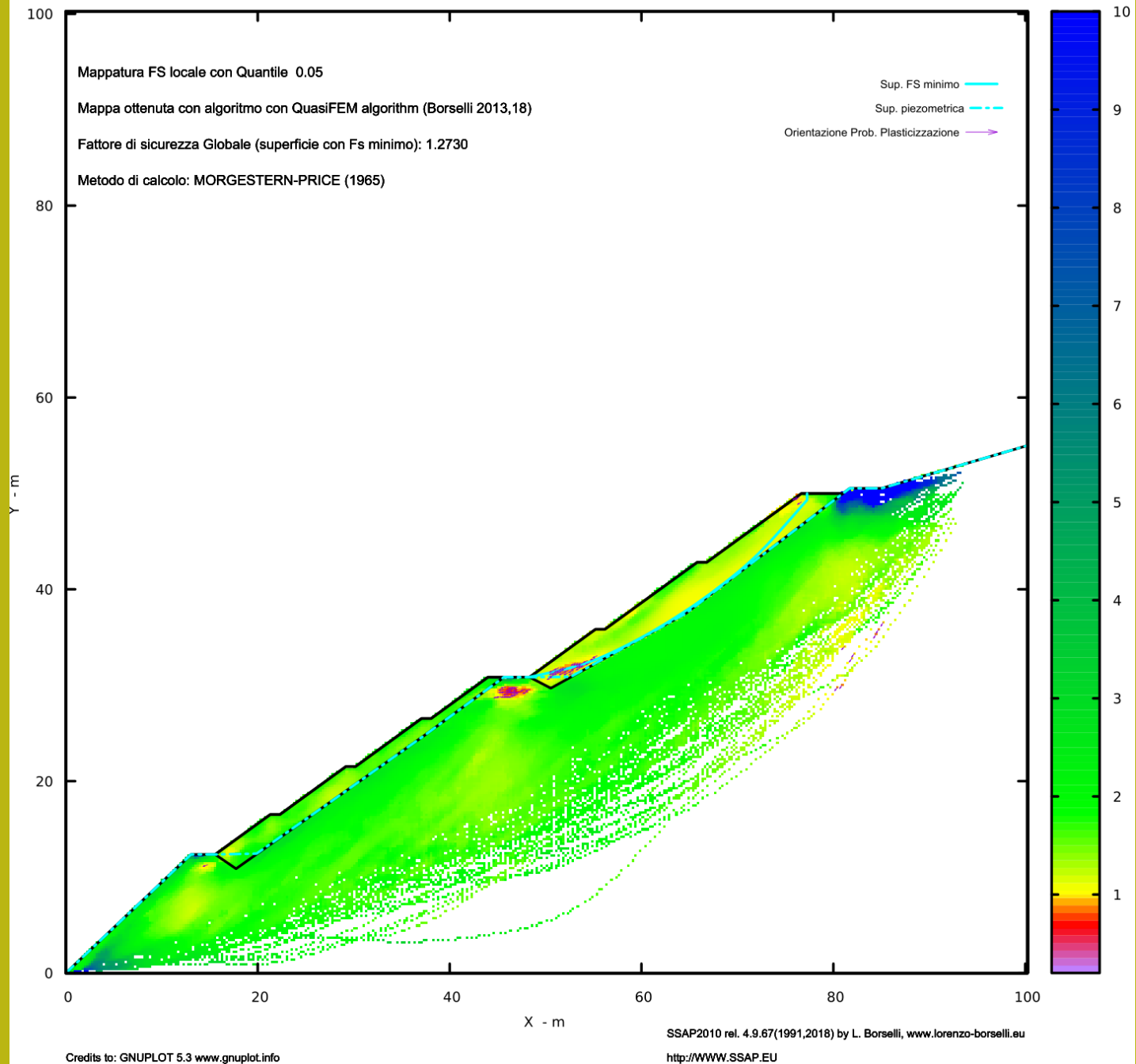
DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

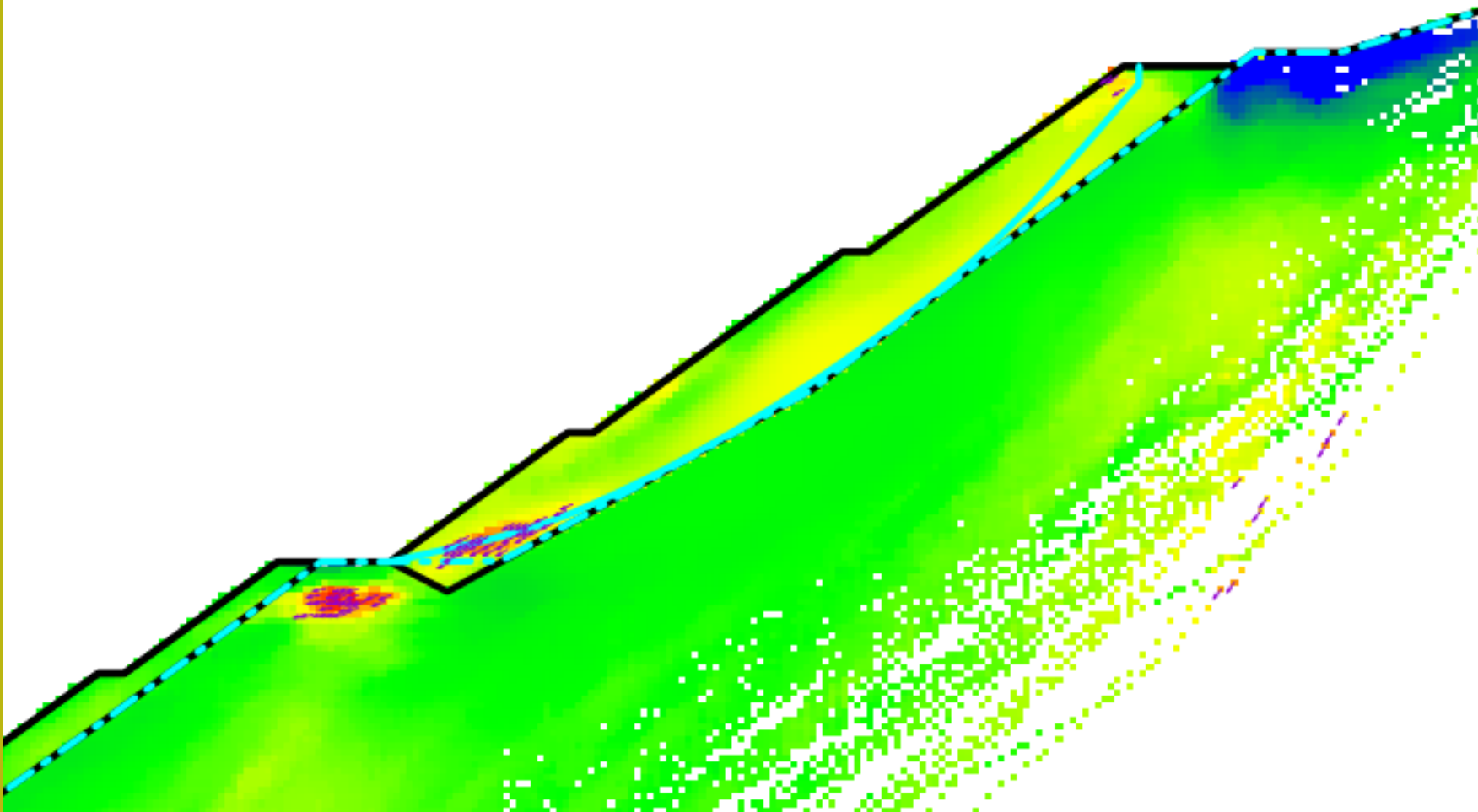
Fs minimo : 1.2730  
 Range Fs : 1.2730 1.2866  
 Differenza % Range Fs : 1.05  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 7217  
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.0  
 Range X inizio generazione : 0.1 - 90.3  
 Range X termine generazione : 10.1 - 98.2  
 Livello Y minimo considerato : 0.0

Analisi in condizioni statiche A2,M2,R2

Credits to: GNUPLOT 5.3 [www.gnuplot.info](http://www.gnuplot.info)



Zoom della immagine precedente

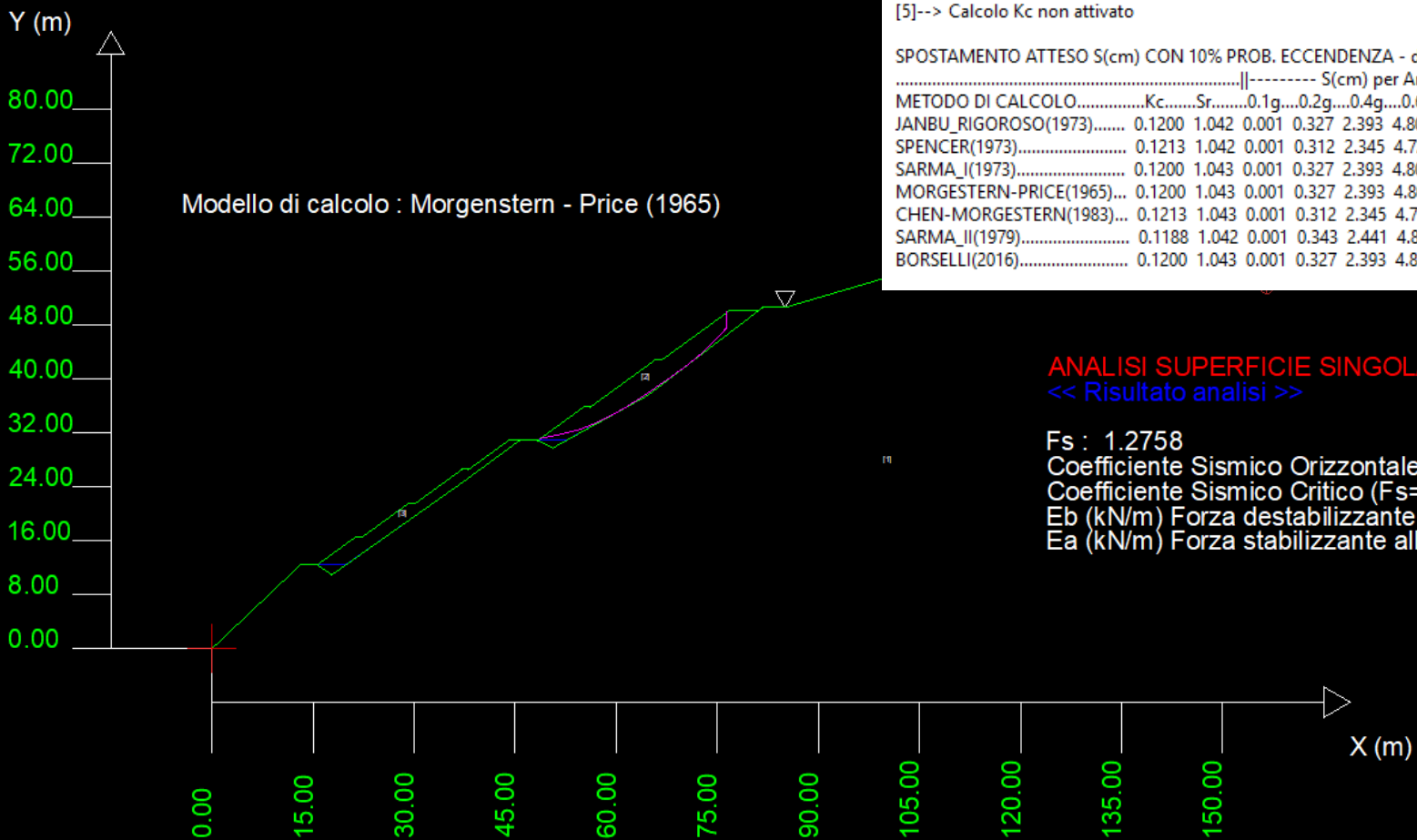
# Una delle superficie critiche analisi superficie singola

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO	Fs	lambda	MLD	Kc	Esito	Note
JANBU_RIGOROSO(1973)	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973)	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973)	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979)	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016)	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

NOTE di Calcolo:-----

- [0]-->  $F_s < 1.0$  oppure non convergenza calcolo
- [1]-->  $F_s > 50$
- [2]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s < 1.0$
- [3]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s > 50$
- [4]--> Calcolo  $K_c$  senza convergenza
- [5]--> Calcolo  $K_c$  non attivato



SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO	Kc	Sr	0.1g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973)	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979)	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

## ANALISI SUPERFICIE SINGOLA

<< Risultato analisi >>

$F_s$  : 1.2758  
 Coefficiente Sismico Orizzontale  $K_h$ : 0.0000  
 Coefficiente Sismico Critico ( $F_s=1$ ) : 0.12000  
 $E_b$  (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00  
 $E_a$  (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO	Fs	lambda	MLD	Kc	Esito	Note
JANBU_RIGOROSO(1973)	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973)	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973)	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979)	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016)	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

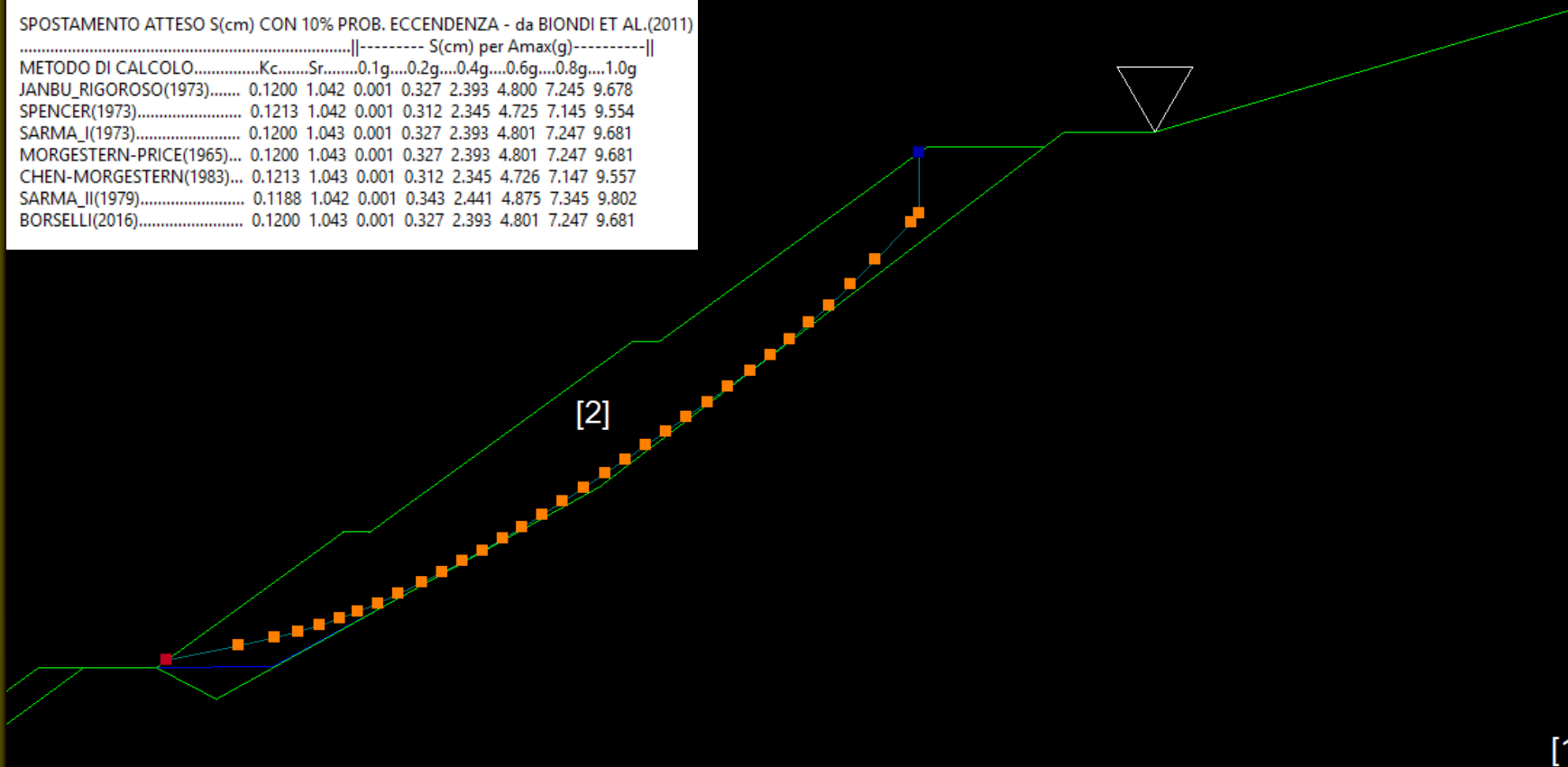
NOTE di Calcolo:

- [0]--> Fs < 1.0 oppure non convergenza calcolo
- [1]--> Fs > 50
- [2]--> Kc = 0.0 per FS < 1.0
- [3]--> Kc = 0.0 per Fs > 50
- [4]--> Calcolo Kc senza convergenza
- [5]--> Calcolo Kc non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO	Kc	Sr	0.1g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973)	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979)	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016)	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

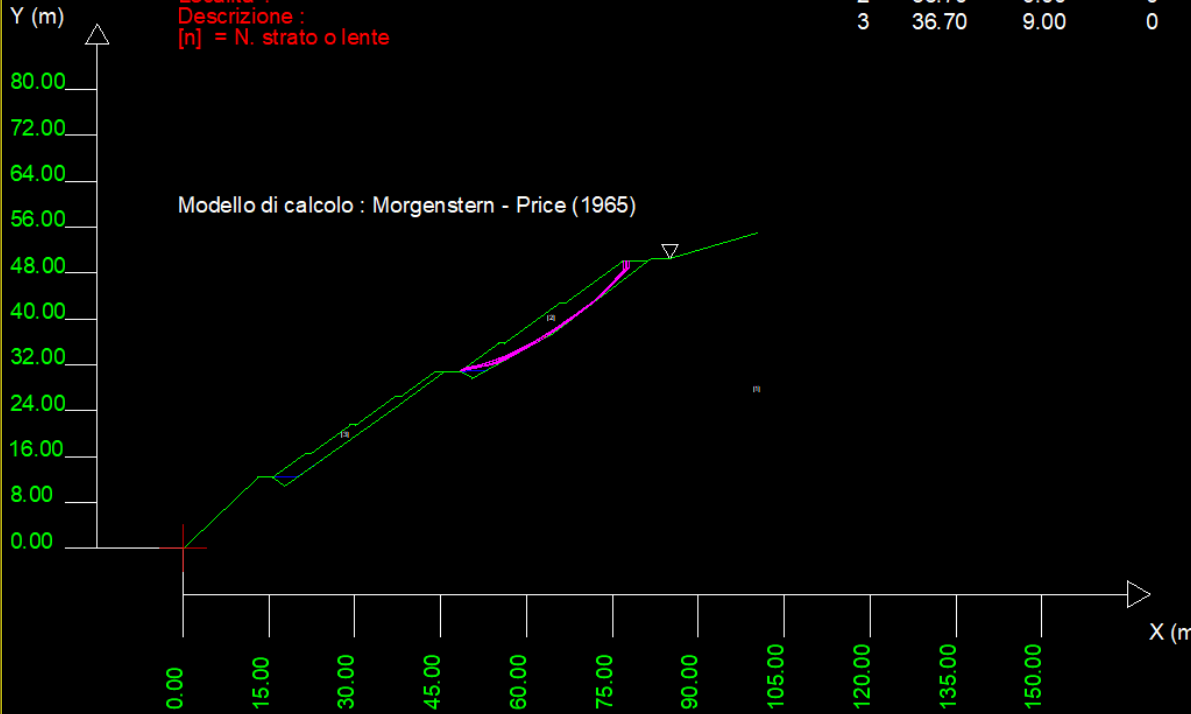
Zoom della immagine precedente



Data : 25/6/2018  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi' deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.3425  
 Range Fs : 1.3425 1.3497  
 Differenza % Range Fs : 0.54  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0800

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

Campione Superfici - N.: 9643  
 Lunghezza media segmenti (m) : 4.0  
 Range X inizio generazione : 0.1 - 90.3  
 Range X termine generazione : 10.1 - 98.2  
 Livello Y minimo considerato : 0.0

Analisi in condizioni dinamiche con  $K_h=0.08$ ,  $K_v=0.04$

Con coefficienti riduttivi posti uguale a 1



# Una delle superficie critiche analisi superficie singola

```

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA
METODO DI CALCOLO.....Fs.....lambda.....MLD.....Kc.....Esito.....Note...
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 1.3490 1.0000 0.0695 0.2400 Verificata
SPENCER(1973)..... 1.3506 0.6949 0.0726 0.2425 Verificata
SARMA_I(1973)..... 1.3492 0.9133 0.0685 0.2381 Verificata
MORGESTERN-PRICE(1965).... 1.3478 0.8633 0.0719 0.2400 Verificata
CHEN-MORGESTERN(1983).... 1.3536 0.0714 0.0715 0.2413 Verificata
SARMA_II(1979)..... 1.3449 1.0000 0.0678 0.2375 Verificata
BORSELLI(2016)..... 1.3481 0.4875 0.0714 0.2400 Verificata
NOTE di Calcolo:-----
[0]-> Fs< 1.0 oppure non convergenza calcolo
[1]-> Fs> 50
[2]-> Kc=0.0 per FS< 1.0
[3]-> Kc=0.0 per Fs> 50
[4]-> Calcolo Kc senza convergenza
[5]-> Calcolo Kc non attivato

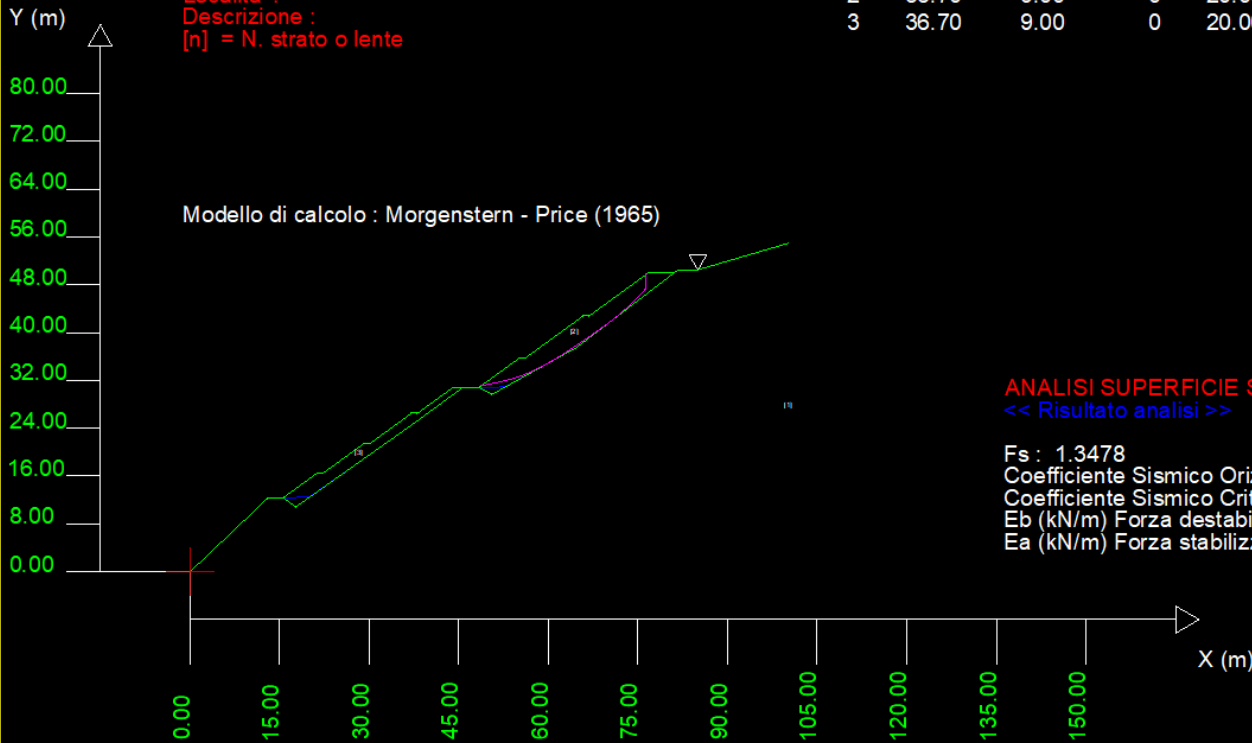
SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)
-----S(cm) per Amax(g)-----||
METODO DI CALCOLO.....Kc.....Sf.....0.1g...0.2g...0.4g...0.6g...0.8g...1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973)..... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.559 3.834
SPENCER(1973)..... 0.2425 1.115 0.001 0.001 0.334 1.318 2.507 3.767
SARMA_I(1973)..... 0.2381 1.114 0.001 0.001 0.362 1.379 2.596 3.881
MORGESTERN-PRICE(1965).... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.560 3.835
CHEN-MORGESTERN(1983).... 0.2413 1.114 0.001 0.001 0.342 1.335 2.532 3.799
SARMA_II(1979)..... 0.2375 1.114 0.001 0.001 0.367 1.388 2.609 3.897
BORSELLI(2016)..... 0.2400 1.115 0.001 0.001 0.350 1.353 2.560 3.835
    
```

SSAP 4.9.7 (2018) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 25/6/2018  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

## # Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	0	0	0	25.00	27.00	35.00	35.00	15.00	0.70
2	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0
3	36.70	9.00	0	20.00	21.00	0	0	0	0

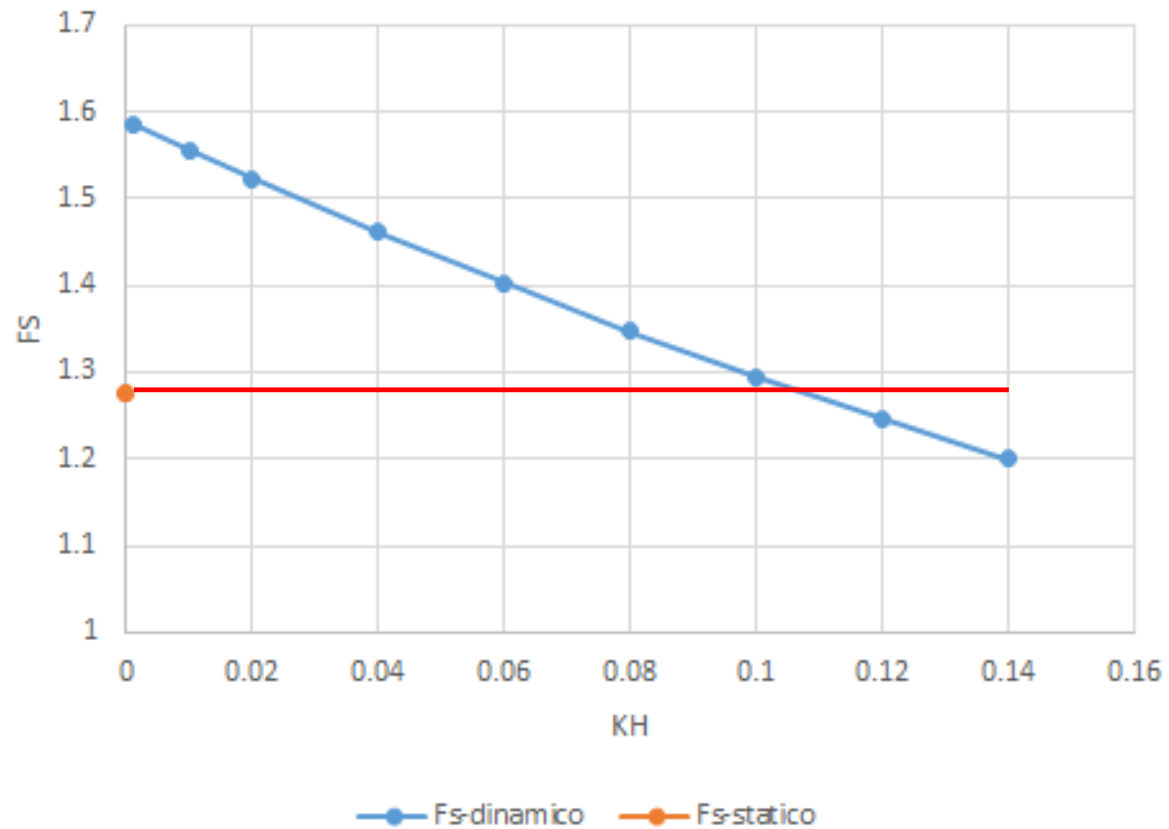


## ANALISI SUPERFICIE SINGOLA

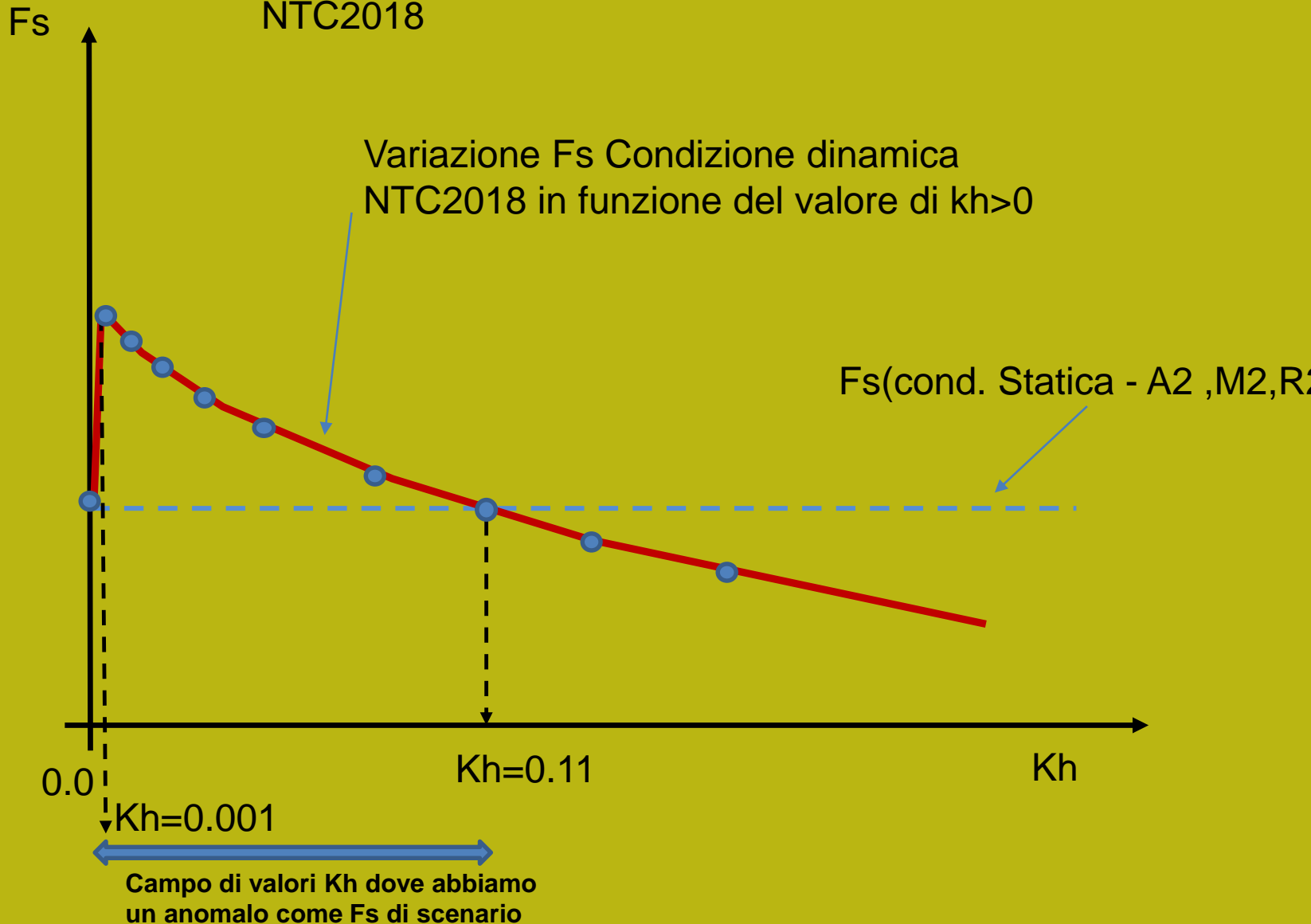
<< Risultato analisi >>

Fs : 1.3478  
 Coefficiente Sismico Orizzontale Kh: 0.0800  
 Coefficiente Sismico Critico (Fs=1) : 0.24000  
 Eb (kN/m) Forza destabilizzante di testa : 0.00  
 Ea (kN/m) Forza stabilizzante alla base : 0.00

## FS dinamico e statico in funzione di Kh e cond A2,M2;R2



Anomalia possibile in analisi di scenario in condizioni sismiche secondo le impostazioni vigenti nella NTC2018



## Che si deduce da questo esempio applicando le NTC 2018?

1) La verifica in condizioni dinamiche da risultati molto minori delle sismiche

fino a quando non sia arriva ad usare un  $K_h > 0.1$  !!

2) Ma questo contraddice pesantemente tutto l'approccio pseudostatico LEM dove a livello internazionale i valori di  $K_h$  e  $K_v$  sono applicati a un pendio modellizzato dove si fa una analisi non alterando la condizione di analisi statica assunta preventivamente ma solo in piu assumendo dei  $K_h > 0$  e  $k_v = +/- cK_h$

3) Al più la normativa prevede il caso di analisi in condizioni di liquefazione o pre-liquefazione con incremento delle pressione dei pori (analisi a liquefazione o preliquefazione, possibile in SSAP. Oppure la degradazione di resistenza al taglio per stress ciclici.. Solo in questi casi potremmo dovremmo imporre una variazione nei parametri di resistenza la taglio in termini riduttivi.

## **Punti chiave da tenere presente nella geotecnica della stabilità dei pendii:**

- A) Ruolo della analisi geomorfologica multitemporale nella identificazione delle aree soggette o potenzialmente soggette a fenomeni di instabilità ricorrenti, frequenti o poco frequenti.
- B) Rilievi geomorfologici di campagna che possono dare indicazioni di parametrizzazione geomeccanica.
- C) Analisi di stabilità preliminare che può dare indicazioni degli intervalli di parametri geomeccanici fisicamente possibili
- D) Incertezza parametrica nella scelta dei parametri da assegnare al nostro modello geotecnico del pendio
- E) Analisi di scenario: prescritte da NTC2018 ... ma non solo...
- F) Necessità di amplificare la ricerca sui temi trattati e la diffusione dei risultati della ricerca (pubblica) in modo che professionisti possano usare efficacemente e gratuitamente i nuovi strumenti di rilevamento, analisi, modellazione e monitoraggio.



# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021

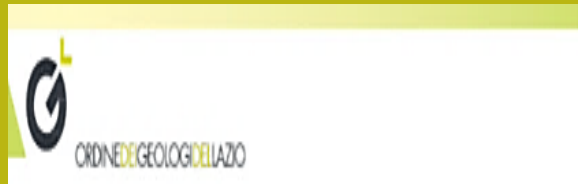


**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico. [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>**

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

#### **Modulo 8 – Modelli per verifica di stabilità dei pendii in terreni sciolti e ammassi rocciosi (3 ore)**

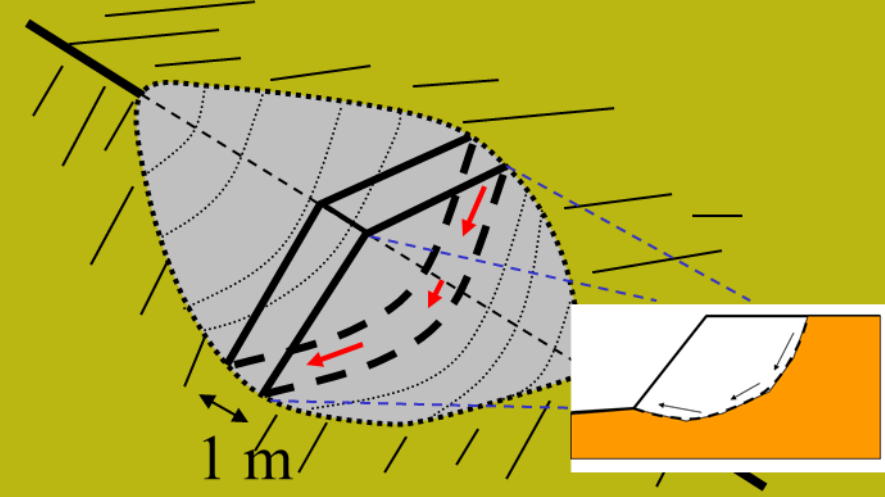
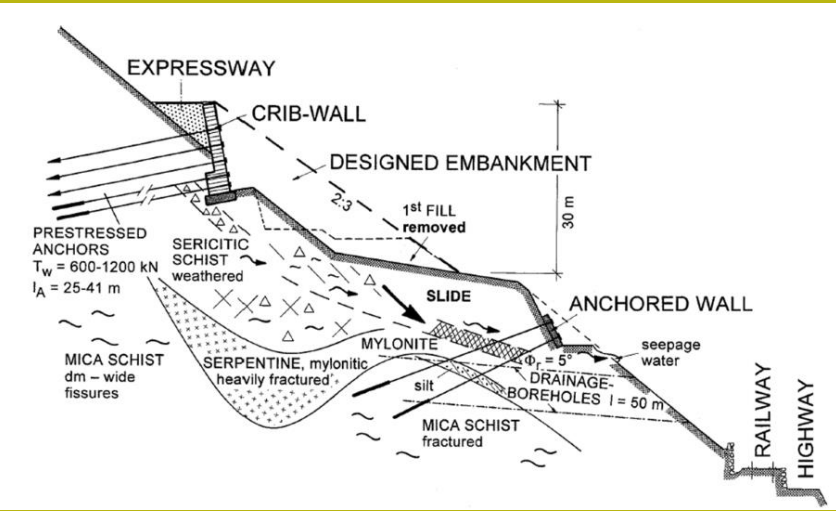
Sistemi di forze esterne e interne) in un pendio, pressioni neutre, effetti sismici, principi progettuali NTC2008/2018 , modelli di calcolo della stabilità dei pendii secondo equilibrio limite ( pendio indefinito, cunei 2D, cunei 3D in roccia, metodi LEM generalizzati e rigorosi, ,metodi LEM avanzati, effetti sismici e liquefazione, , metodi FEM, metodi Probabilistici.



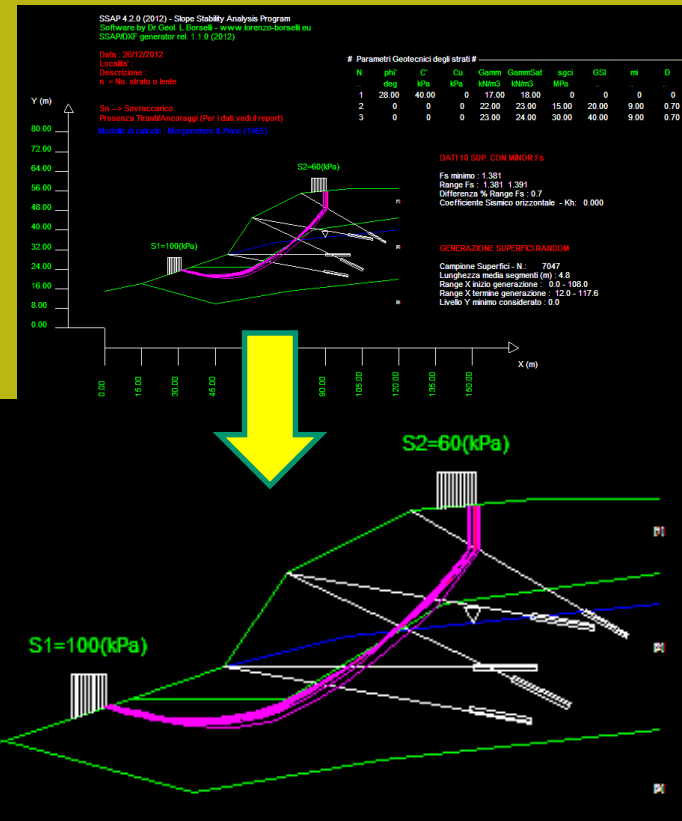
# Modulo 8

Sistemi di forze esterne e interne in un pendio, pressioni neutre, effetti sismici, modelli di calcolo della stabilità dei pendii secondo equilibrio limite (pendio indefinito, cunei 2D, cunei 3D in roccia, metodi LEM generalizzati e rigorosi, metodi LEM avanzati, effetti sismici e liquefazione, principi progettuali NTC2008/2018, metodi FEM, metodi Probabilistici.





# Tecniche di base nella verifica della stabilità dei pendii



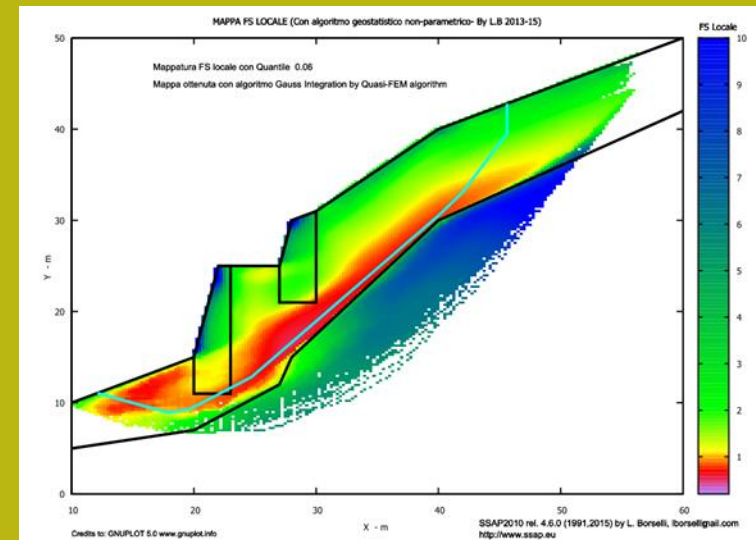
# Verifica di stabilità dei pendii : cosa significa?

Una Possibile definizione:

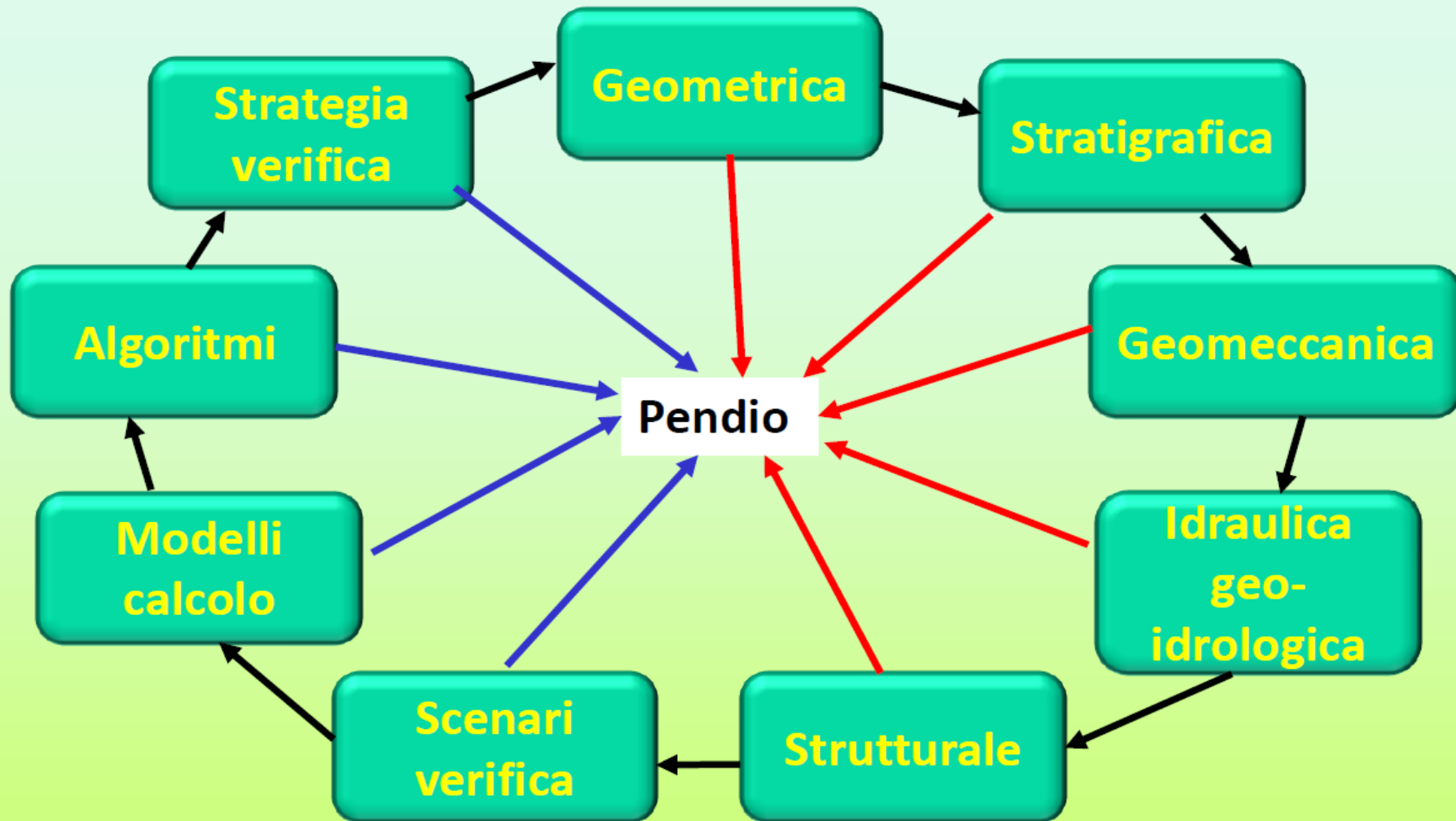
*Verifica del livello di potenziale instabilità di un pendio attraverso analisi delle forze interne e esterne, oppure dei campi sforzi-deformazioni, nei confronti di un potenziale collasso-deformazione permanente o formazione una di superficie di rottura, che interessi una porzione significativa del pendio stesso.*

- Importanza nelle valutazioni della pericolosità di fenomeni movimenti di massa, a livello territoriale.

- Importanza a scala locale per la verifica di stabilità di pendii naturali o pendii con opere di ingegneria.

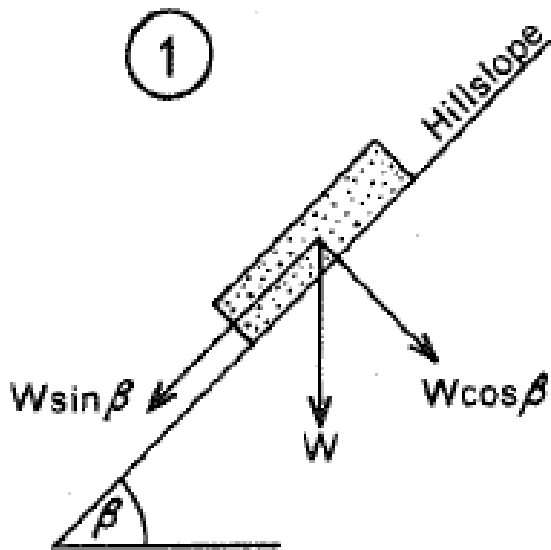


# Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della modellistica*

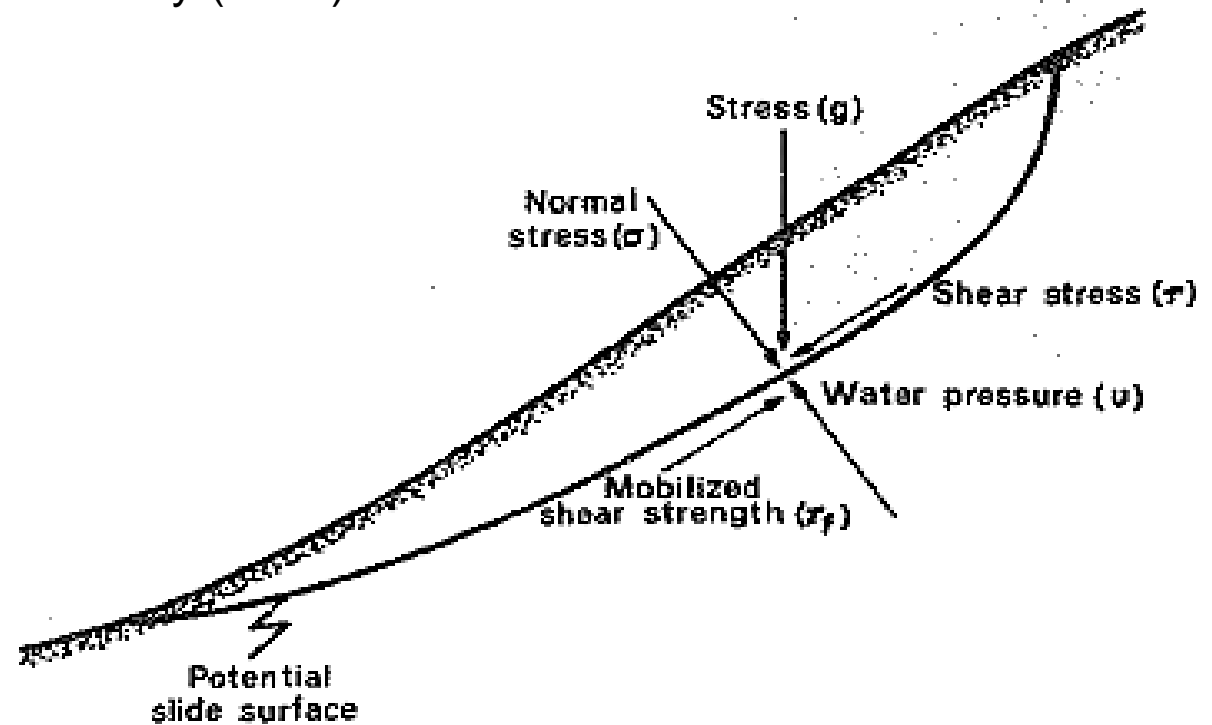
*Componenti del Modello pendio*

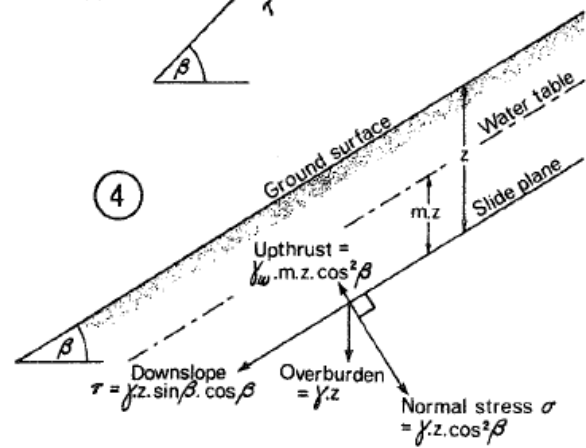
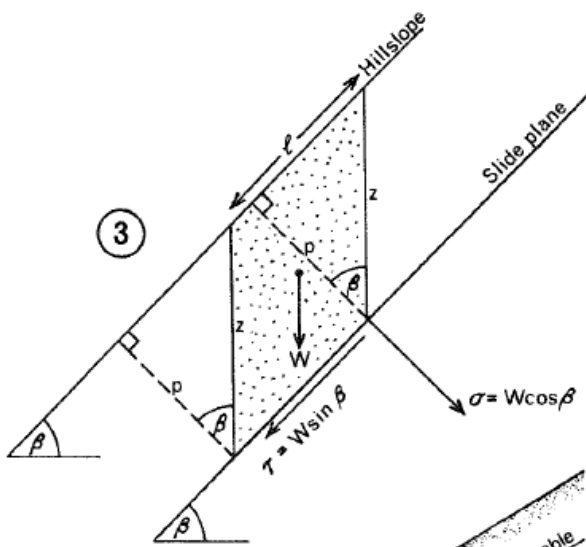
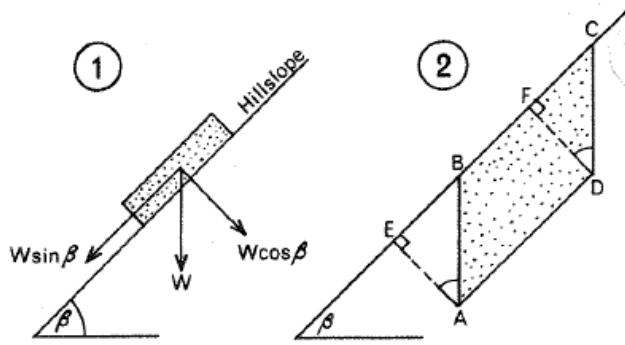


Condizioni di equilibrio di una massa di terreno o roccia potenzialmente instabile

*Sistemi di forze agenti e resistenti*

Da Selby (2005)





$$F = \frac{\text{sum of resisting forces}}{\text{sum of driving forces}} = \frac{\tau_f}{\tau}$$

$$F = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta}$$

Da Selby (2005)



$$F = \frac{\frac{c'}{\gamma z} + \left( \cos^2 \beta - \frac{\gamma_w h}{\gamma z} \right) \tan \phi'}{\sin \beta \cos \beta}$$

Fattore di sicurezza di un pendia secondo il modello di pendio Indefinito.. In una delle versioni più semplici

# Calcolo di $F_s$ - formulazione di base

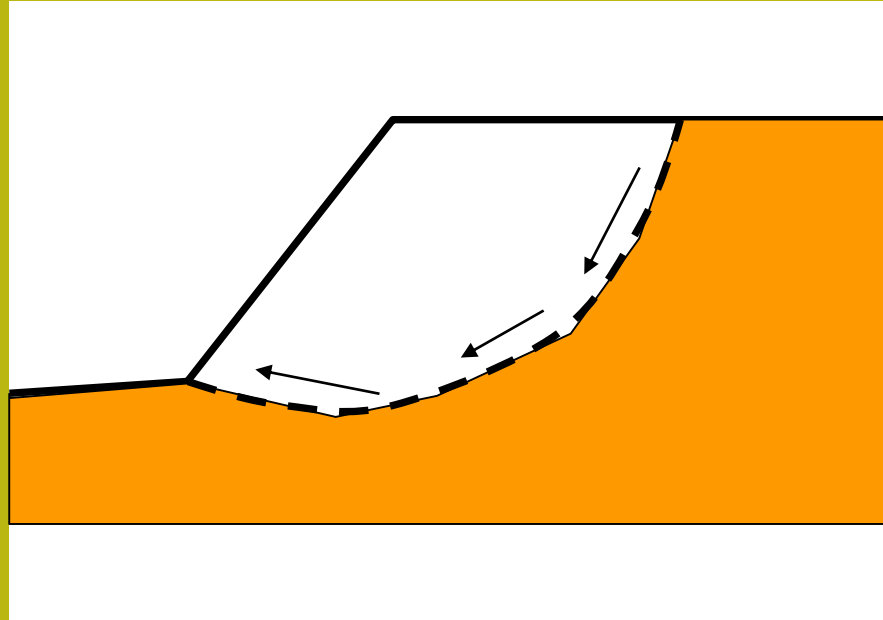
Per ogni superficie si può derivare:

Lo sforzo di taglio totale mobilitato  $\tau_m$  (domanda) e

La resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (capacità):

è possibile definire  $F_s$  come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$



Usando un **critero di rottura** (es **Mohr-Coulomb**)  $F_s$  è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata ovvero  $\tau_f = \tau_m$

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F_s}$$

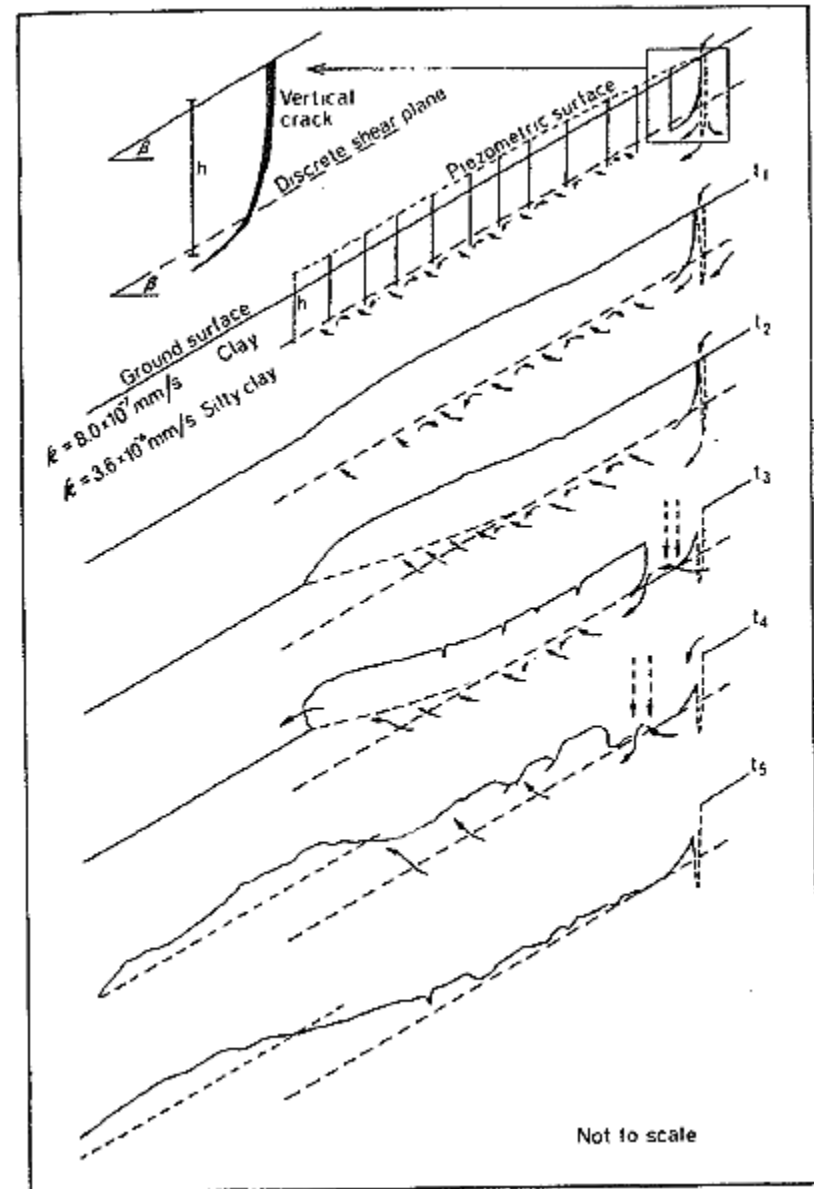
**Il valore di  $F_s$  viene frequentemente usato da più di 100 anni come indice del grado di stabilità di un pendio in un determinato scenario o insieme di condizioni possibili (naturali o progettuali).**

# Movimento di massa superficiale e sua rapida evoluzione

Foto L.B. - Val Samoggia 2002

**March 2002**  
(snowmelt of  
40 cm snow)





Evoluzione di un movimento  
superficiale monitorato  
In nuova zelanda (1980). Selby (2005)

Da Selby (2005)



# Equilibrio limite - Modello a pendio indefinito

Massa di scorrimento potenziale

$$F_s = \frac{\left( \frac{c'}{\gamma z} + (\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi' \right)}{\sin \beta \cos \beta}$$

where:

$\beta$  = pendenza (degrees)

$\phi'$  = angolo di attrito interno (Gradi)

$c'$  = coesione+ resistenza radici (kPa)

$\gamma$  = peso unitario del suolo (kN/m<sup>3</sup>)

$Z$  = profondità della superficie di scorrimento (in m)

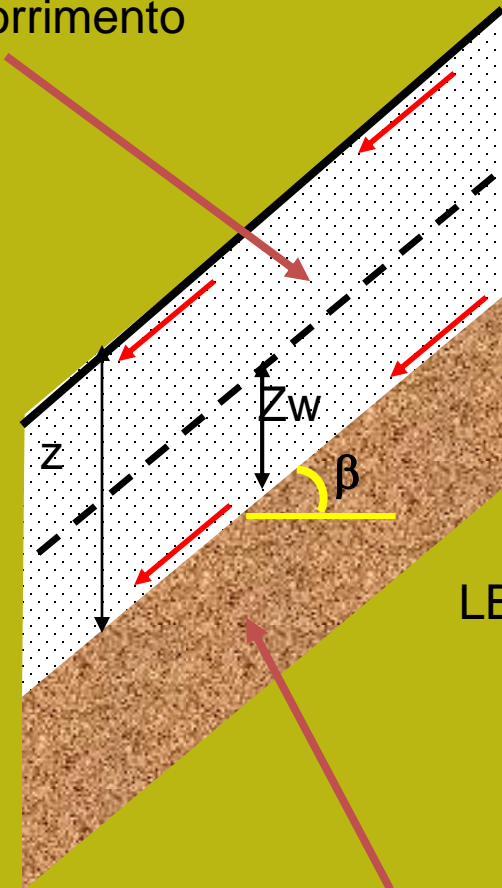
$Z_w$  = profondità dell'orizzonte saturo d'acqua

$r_u$  = coefficiente di pressione interstiziale

(adimensionale)

$$r_u = \frac{9.81 * z_w}{\gamma z}$$

Condizioni  
Stabilità  
Intermedie



LB: 2003

Massa stabile del substrato roccioso

se  $F_s < 1.0$  = condizione instabile

se  $F_s > 1.3$  = condizione sicuramente stabile

# Metodo di equilibrio limite, con modello del pendio indefinito e Metodo Monte Carlo

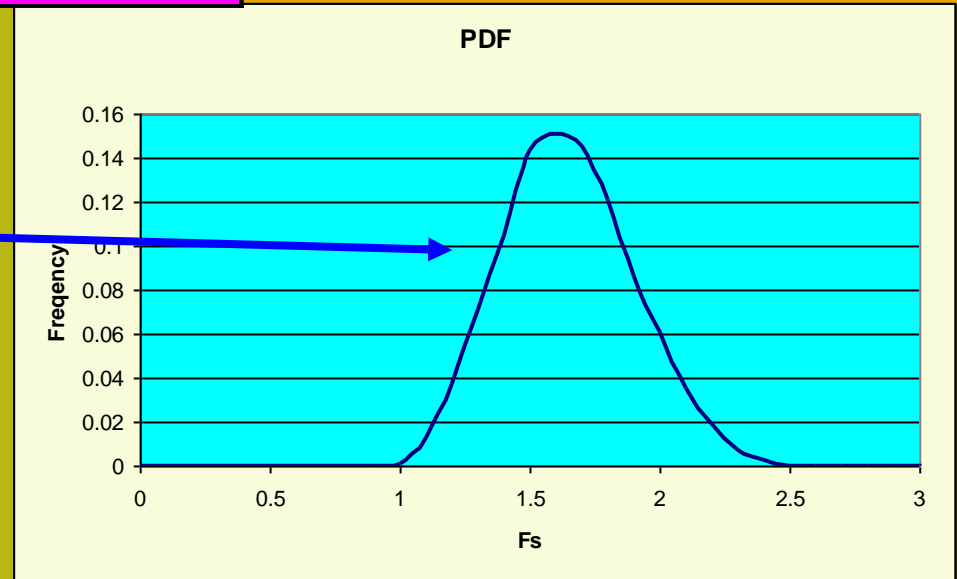
Variabilità locale delle proprietà del suolo  
Variabilità locale della pendenza  
Grado di saturazione

Variabili casuali  
ad esempio uniformemente distribuita  
Tra i limiti inferiori e superiori:

$$28^\circ < \phi' < 31^\circ$$
$$1 < c' < 5$$

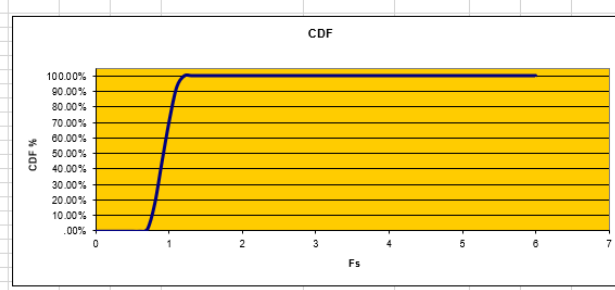
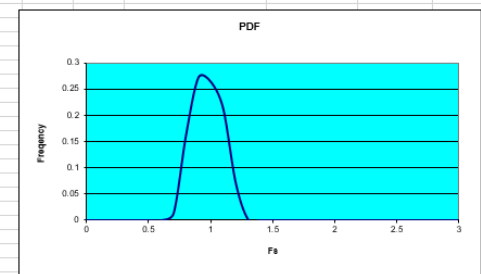
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$ru$	$\beta$ (°)	$\gamma$ (kNm <sup>3</sup> )	$z$ (m)
min	1	28	0.1	18	18	1
max	5	31	0.3	24	19	1

Il fattore di sicurezza  $F_s$   
diventa una variabile casuale  
che dipende dalla  
Variabilità dei parametri  
d'ingresso



	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)	Change MIN / MAX values! Press F9 to update the simulation!			
min	0	25	0	34	18.5	2.5				
max	5	36	0	36	19.5	3				
	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)	sin β	cos β	tan φ	Fs
1.736617	27.9116	0	34.8167	19.10172	3.45936	0.57055	0.82098	0.52373	0.80773	
1.680623	34.5217	0	34.1387	19.43796	3.15756	0.5612	0.82768	0.68784	1.06328	
3.54812	28.661	0	35.1917	18.81948	3.43558	0.57631	0.81723	0.5466	0.87032	
2.697778	25.2454	0	35.9871	18.520517	3.27427	0.5876	0.80915	0.47153	0.72503	
4.303035	34.8093	0	34.0712	18.59708	3.23393	0.6022	0.82634	0.69526	1.15339	
3.686597	25.196	0	35.6859	18.86199	2.72329	0.6306	0.81243	0.47048	0.77853	
4.131349	33.2753	0	34.3484	18.33189	3.23225	0.51234	0.81957	0.55628	1.05553	
0.053853	32.871	0	34.3326	18.826746	2.98039	0.57261	0.81993	0.64621	0.92888	
1.555453	29.4849	0	35.664	19.353021	3.41748	0.58303	0.81245	0.56542	0.82828	
2.357094	30.4962	0	34.5813	18.580371	2.58956	0.56758	0.82332	0.58896	0.94132	
4.720926	26.6672	0	34.5305	19.064592	3.48364	0.56685	0.82382	0.50223	0.85532	
4.618134	35.3711	0	35.9873	19.047687	3.2395	0.58761	0.80315	0.72577	1.12677	
4.112501	34.6829	0	35.7508	18.786001	3.07109	0.58426	0.81157	0.65199	1.08539	
1.407212	31.09	0	35.712	18.90099	3.48354	0.58371	0.8196	0.603	0.87539	
0.74406	28.2875	0	35.3606	18.361328	3.2251	0.57872	0.81553	0.53711	0.71839	
2.880386	31.736	0	34.4728	19.002864	3.43064	0.56602	0.82493	0.61808	0.91269	
4.140173	29.6827	0	35.8606	18.709074	2.59766	0.58562	0.81044	0.56999	0.93936	
4.383556	25.5267	0	34.8971	19.204875	3.02562	0.5721	0.82018	0.47755	0.81649	
0.906665	35.0266	0	34.9816	19.352521	3.05799	0.57331	0.81934	0.7009	1.0284	
1.730571	34.1635	0	34.419	18.561586	3.20094	0.58524	0.82493	0.67887	1.042	
3.199578	32.7048	0	35.2872	18.390357	3.00351	0.57768	0.81627	0.64211	1.00441	
4.607804	28.4522	0	34.6703	18.539623	3.07299	0.56885	0.82244	0.54188	0.92561	
2.703812	27.7993	0	35.9069	18.842398	3.02363	0.56646	0.80998	0.52722	0.80908	
2.011362	27.0311	0	35.3216	18.894428	3.13725	0.56675	0.80916	0.51022	0.76368	
2.770625	25.7522	0	34.5275	19.034158	3.1717	0.5668	0.82385	0.48239	0.78208	
4.123222	30.6674	0	34.0219	19.063275	2.6708	0.5595	0.82883	0.59239	1.02421	
1.510355	28.2311	0	35.5818	19.077372	2.67238	0.58186	0.81329	0.53689	0.80194	
0.185496	34.3542	0	35.6814	19.23445	3.0862	0.58328	0.81227	0.68954	0.95726	
3.038845	28.4081	0	35.6411	18.687255	3.40267	0.58271	0.81268	0.54088	0.83798	
2.580632	27.0799	0	35.2885	18.666054	3.46611	0.57767	0.81627	0.51128	0.79152	
2.861436	31.9398	0	34.4562	19.28613	3.0357	0.56578	0.82456	0.62341	0.99505	
4.08049	34.7667	0	35.0826	18.896753	3.38998	0.57476	0.81932	0.69416	1.09742	
3.368484	30.2566	0	35.6183	18.446348	2.68932	0.58238	0.81292	0.58394	0.92558	
3.904217	25.1982	0	34.5208	18.771276	2.92982	0.56671	0.82392	0.47053	0.80938	
0.443084	25.0956	0	34.6762	19.077273	3.03571	0.56894	0.82238	0.46834	0.69042	
4.002283	35.1125	0	34.1795	18.761726	3.29538	0.56179	0.82728	0.70394	1.15208	
0.450634	28.199	0	34.4749	19.076079	2.6056	0.58605	0.82437	0.49204	0.73261	
2.203645	25.67	0	35.5876	19.375388	3.32153	0.58195	0.81323	0.48062	0.73054	
0.142501	32.0761	0	34.0689	18.507339	3.42879	0.56019	0.82836	0.62672	0.93075	
4.1402	25.9352	0	34.5847	18.728712	2.62284	0.56762	0.82329	0.48633	0.65387	
0.189619	28.6362	0	35.6621	19.13879	3.38615	0.583	0.81847	0.54581	0.76588	
4.216315	25.2484	0	34.6824	18.64032	2.58481	0.58874	0.82252	0.4716	0.83588	
4.902882	29.9634	0	34.2371	18.963237	3.09535	0.56262	0.82672	0.5765	0.99557	
1.639434	30.9591	0	35.3455	18.654468	2.86881	0.58702	0.80958	0.59989	0.87952	
3.669474	30.9795	0	35.4948	19.438836	3.27087	0.58063	0.81817	0.60037	0.94125	

Main statistics:  
 Probability of NON excedance Fs = 1.0 **71.33%**  
 Probability of excedance Fs = 1.3 **0.00%**



## Metodo di equilibrio limite, con modello del pendio indefinito e Metodo Monte Carlo

	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)
min	0	25	0	30	18.5	2.5
max	5	36	0	36	19.5	3

Change MIN / MAX values!  
 Press F9 to update the simulation!

Vediamo un esempio

# Equilibrio limite - Modello a pendio indefinito

## Campi di applicazione

Pendenza uniforme planare

Detriti/terreno su roccia stabile

Frane traslazionali (superficie di scivolamento parallela al pendio)

Possibilità di applicazione in sistemi GIS (es. SHALSTAB, SINMAP, PESERA-L etc.)

Condizioni di innesco per colate detritiche e Mudflow (Iverson, 2000)

## Vantaggi

Facile da implementare in spreadsheet e programmi

Calcolo facile e veloce

Modello estendibile e integrabile con altre componenti (es. cond dinamiche)

## Alcuni Difetti (affrontabili con metodo montecarlo – vedasi foglio excel )

Approccio statico (ad es. profondità fissa dell'orizzonte saturo)

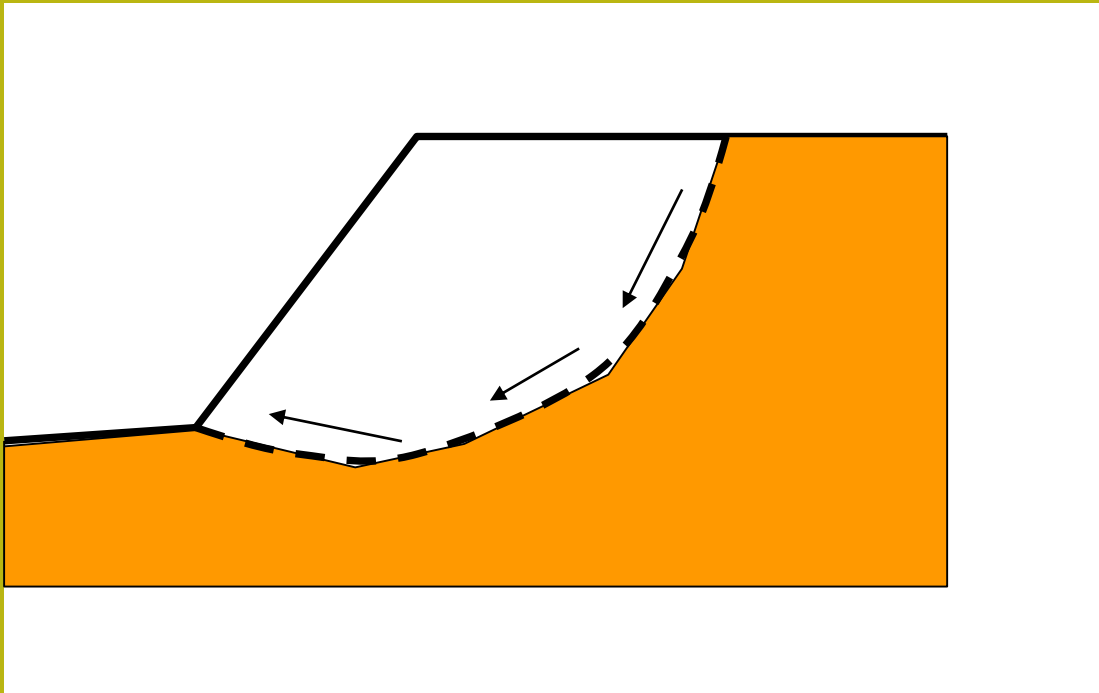
È necessario iterare il calcolo per diverse condizioni: (infiltrazione/pioggia,  $Z$ ,  $Z_w$ ..), variabilità delle proprietà del suolo e gradiente locale  $\beta$  della pendenza

*Tuttavia è un tipo di modello limitato che si applica a condizioni ideali di pendio, anche se il metodo montecarlo puo' estendere il campo di applicazione.*

## Calcolo di $F_s$ - formulazione di base

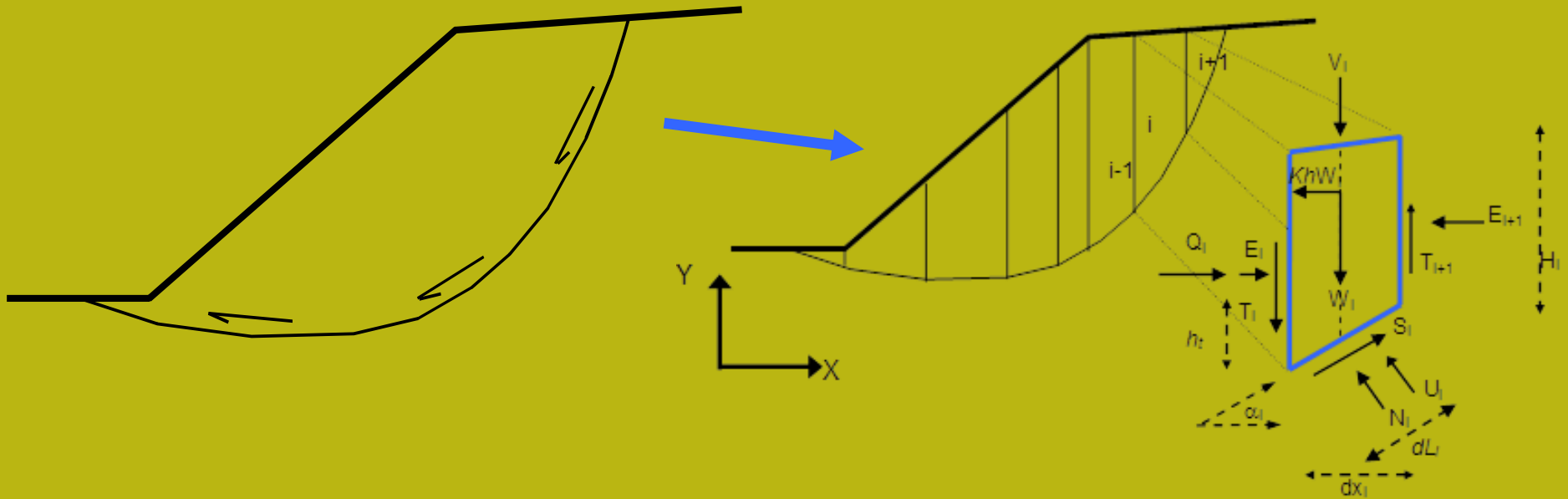
Nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene  $F_s$  possa essere in realtà variabile, si assume che  $F_s$  sia costante.

Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile



**Comportamento a rottura  
rigido perfettamente  
plastico: non si deforma  
fino a quando non arriva  
a rottura**

# Metodo dell'equilibrio limite Generalizzato



$F_s$  può essere determinato mediante gruppi di eq. per l'equilibrio dei corpi rigidi:

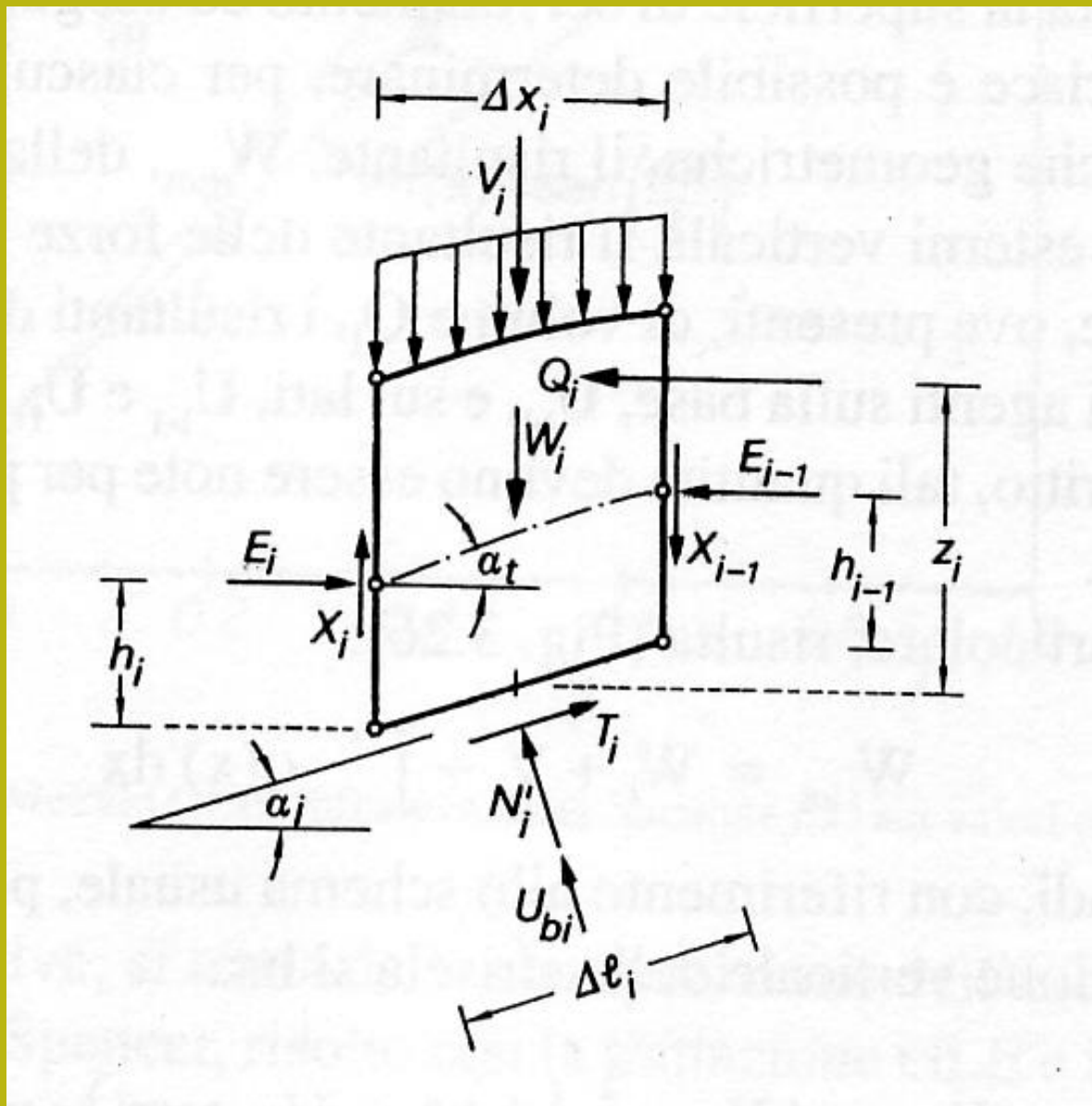
Equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali

$$\sum V_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

Equilibrio alla rotazione rispetto a un punto

$$\sum M_i = 0$$

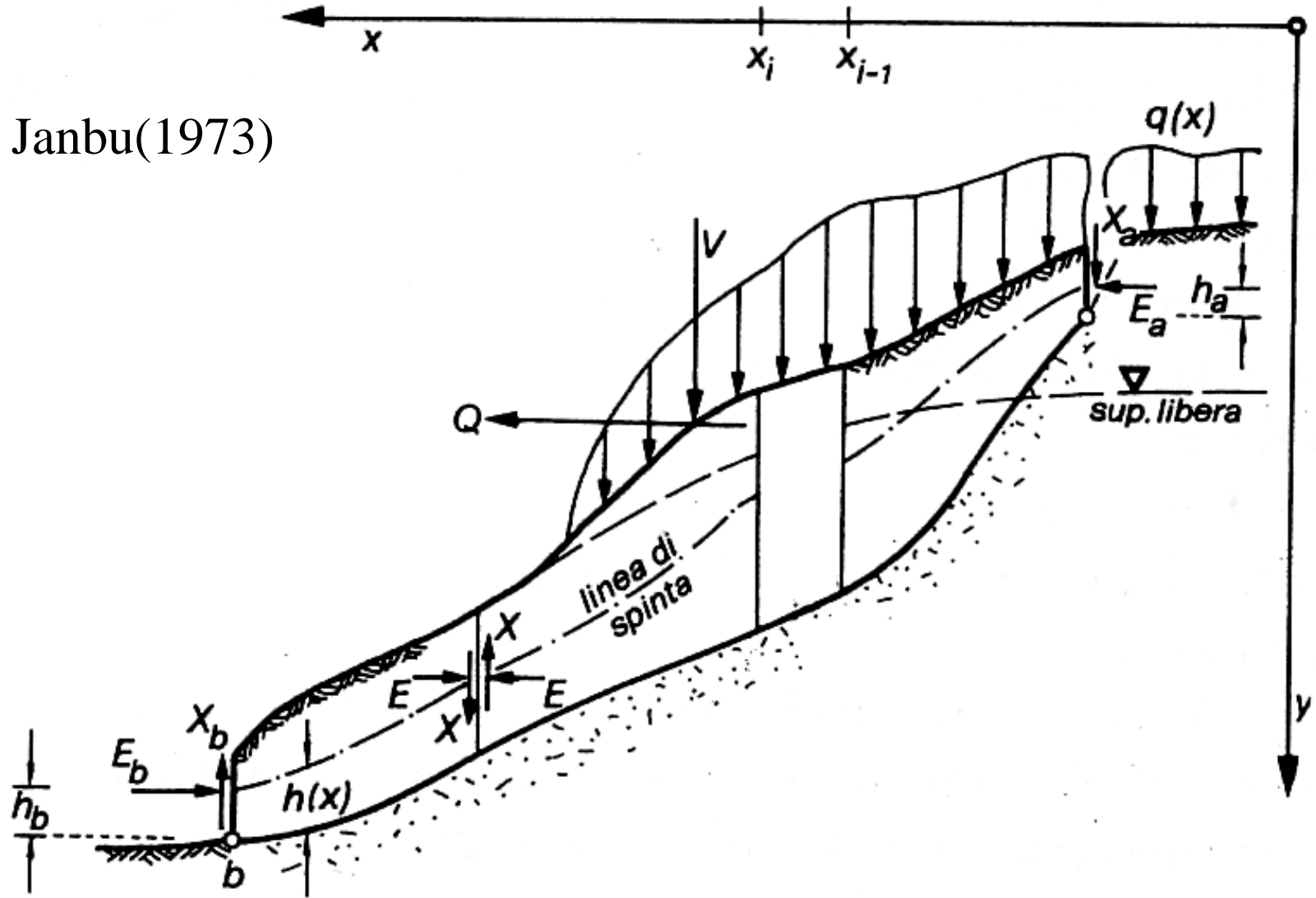


Janbu(1973)

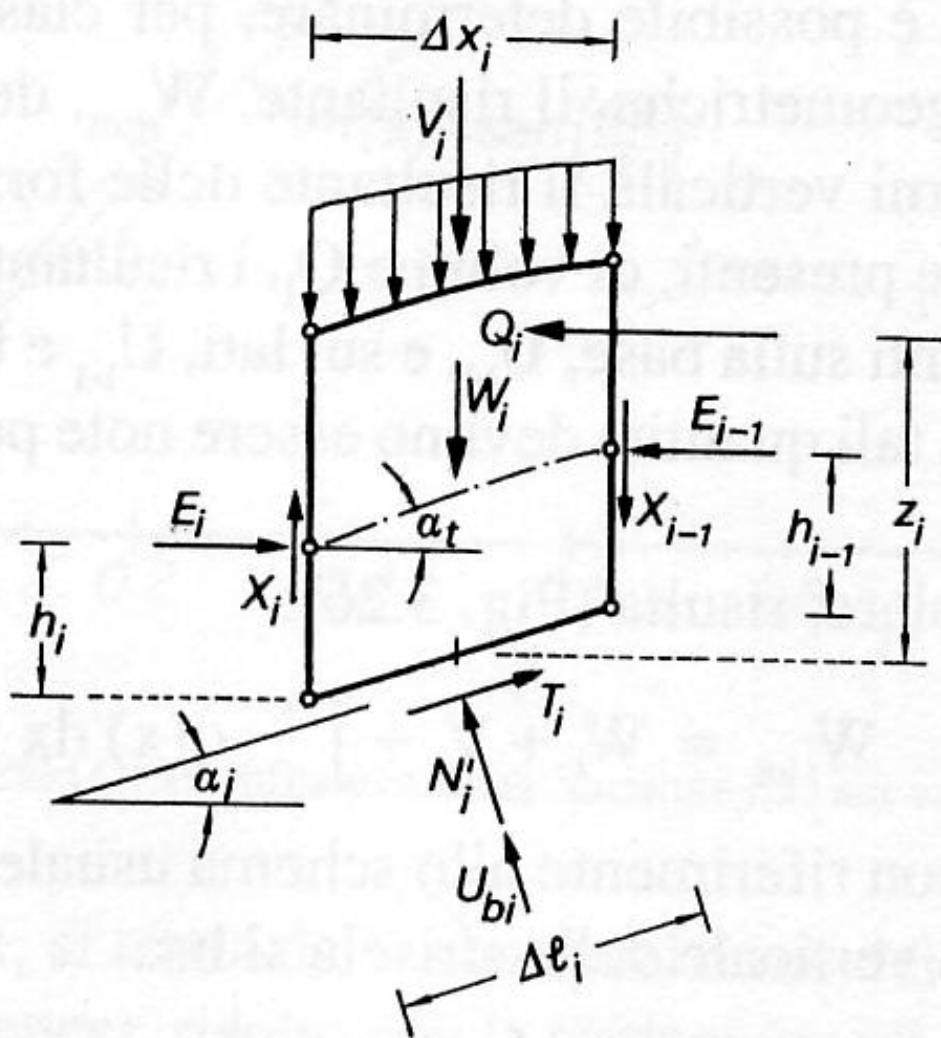
$E(x)$  = interazione orizz.  
Conci

$X(x)$  = forza di taglio  
Verticale tra i conci

Janbu(1973)







La maggior parte  
dei metodi di calcolo  
Si differenziano  
Per le assunzioni fatte  
Per rendere il problema  
staticamente determinato

Es:  $T(x) = \lambda f(x) E(x)$

$h_i(x)$  = posizione linea di spinta

$\lambda$  = costante (variabile tra 0 e 1.25)

$f(x)$  = funzione interconco variabile tra 0 e 1

Dove:

$E(x)$  = forza interazione  
orizz. (normale) Conci

$T(x) = X(x)$  = forza di taglio  
Verticale tra i conci

Janbu(1973)



## $F_s \rightarrow$ procedura di calcolo iterativa

Se si prendono in esame i soli metodi rigorosi che considerano sempre la distribuzione delle forze interne interconco  $E(x)$  e  $T(x)$  come potenzialmente non nulle e i momenti delle forze è necessario applicare speciali algoritmi di risoluzione per ottenere  $F_s$  associato a una specifica superficie.

I metodi iterativi sono i più usati ..es: Calcolo di  $F_s(\text{forze})=F_s(\text{momenti})$  per specifici valori di  $\lambda$  (Fredlund e Krahn 1975) .

Il metodo classico ha molti fasi di iterazioni.. Ed e' molto complesso

Calcolo iterativo diretto (una sola fase di iterazioni) . (Zhu, 2005)

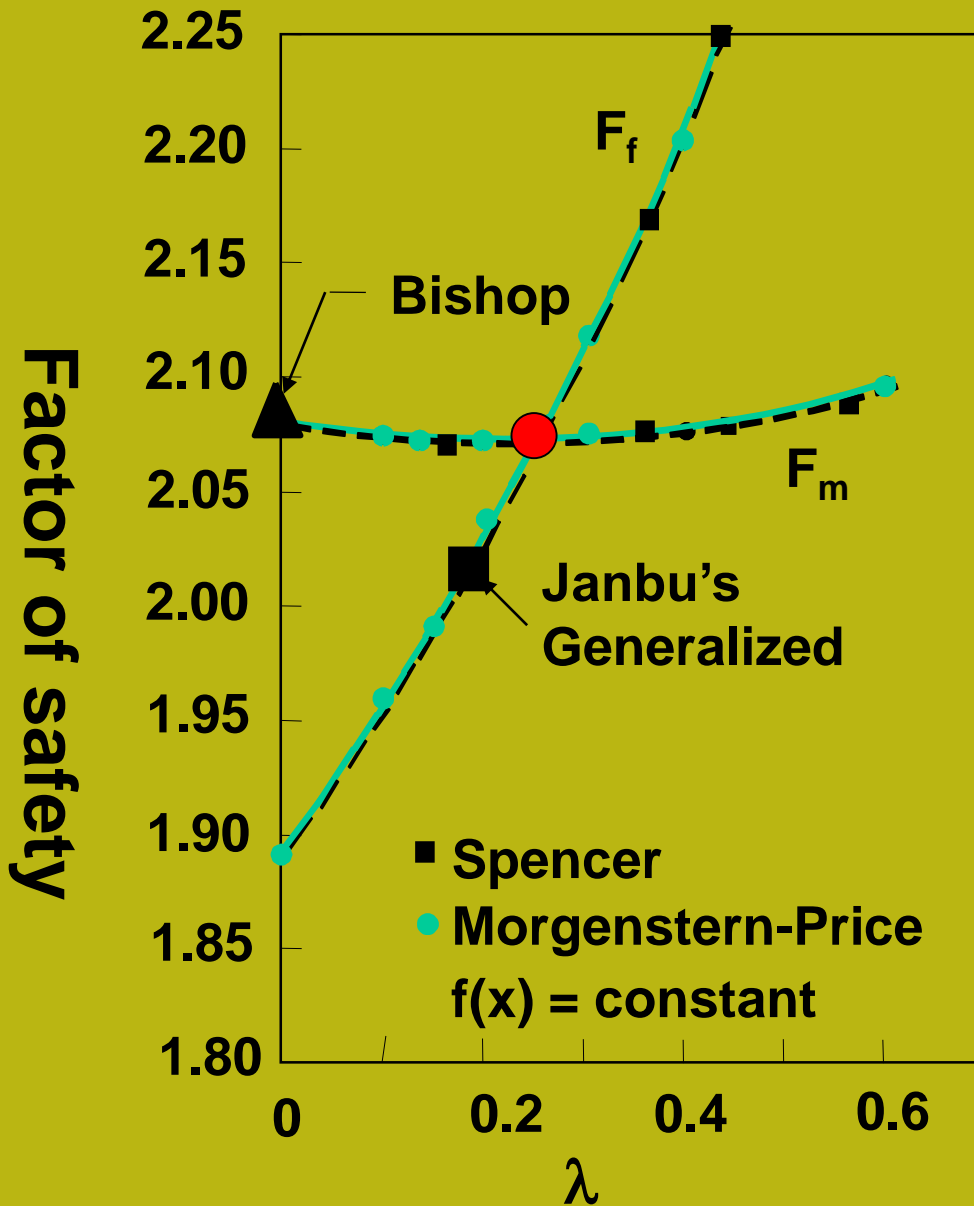
$F_s$  (forze e momenti) 

Che permette di trovare anche il valore ottimale di  $\lambda$ :

$h_t(x)$  = posizione linea di spinta

$\lambda$  = fattore di scala ( variabile tra 0 e 1.25 )

$f(x)$  = funzione interconco variabile tra 0 e 1



Equilibrio  
dei momenti  
e delle forze

$$F_m = F_f$$

Per dati valori di  
Lambda....

(un numero di cicli di  
iterazioni elevato...)

*Da Fredlund and Krahn  
(1975)*

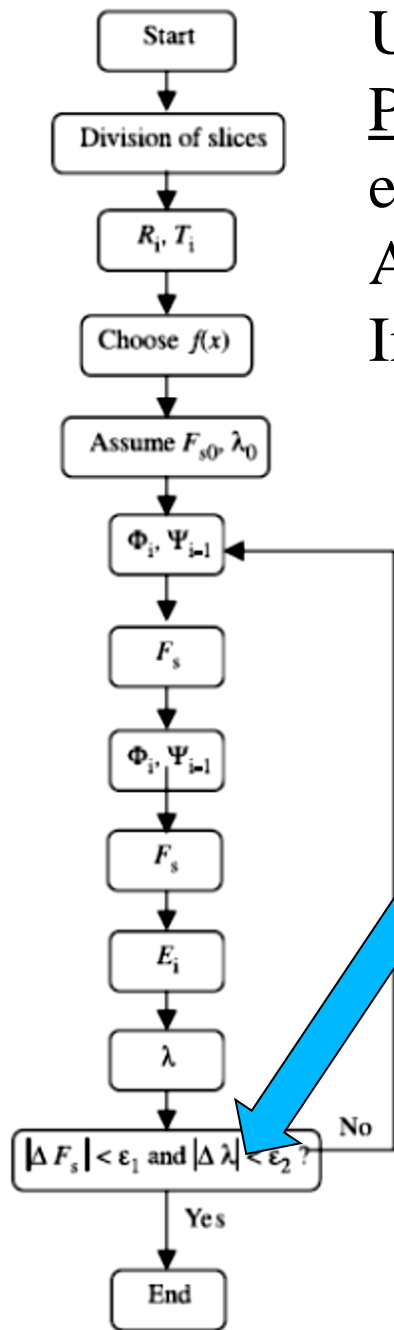
**Però In SSAP 2010.. si usa un metodo molto diverso ....**  
ovvero un algoritmo di calcolo innovativo che è una evoluzione di quello proposta da Zhu (2005) per metodo di Morgestern & Price (1965).

La parte nuova è :

***1) ulteriore generalizzazione del metodo di Zhu(2005)***  
***consentendo di usare l'algoritmo anche con i vari metodi di calcolo rigorosi adottati nelle verifiche di stabilità:***  
***(es. janbu rigoroso, spencer, sarma, morgestern, correia ..)***

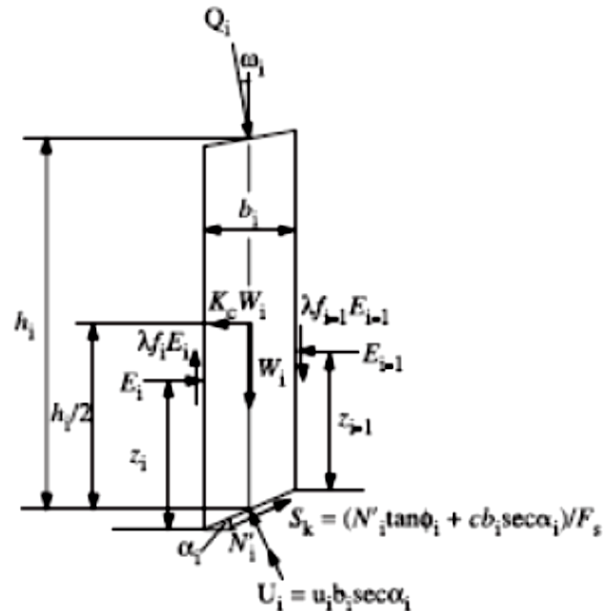
***2) inclusione delle interazioni delle strutture di rinforzo***  
***(quasi assenti nel metodo di Zhu(2005) originale)***

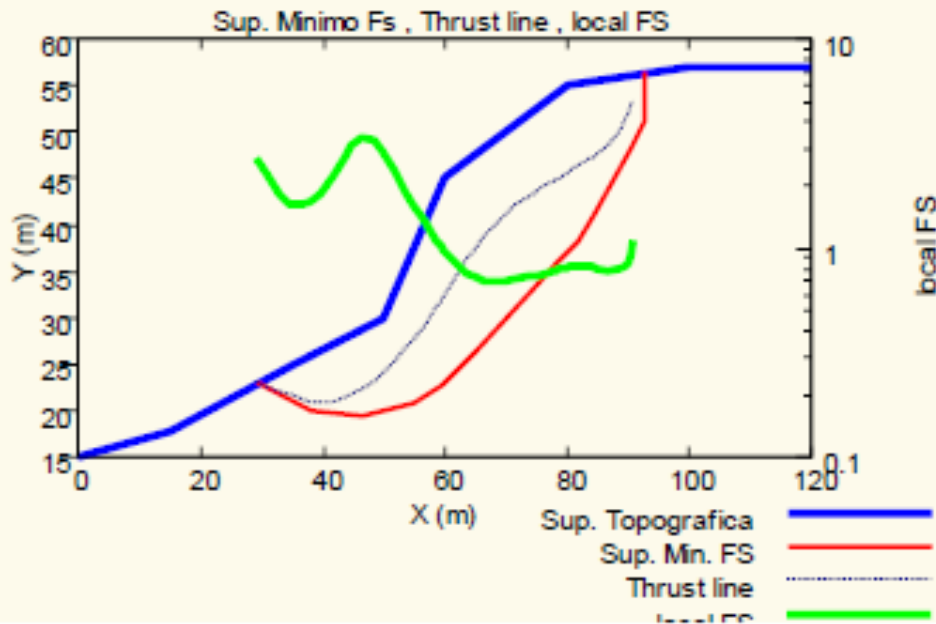
***Fs (generale per equilibrio momenti e forze) e fattore di scala  $\lambda$***   
***sono calcolati mediante un procedimento numerico più efficiente***  
***di quelli tradizionali che permette di controllare costantemente***  
***La significativita' fisica delle soluzioni....***



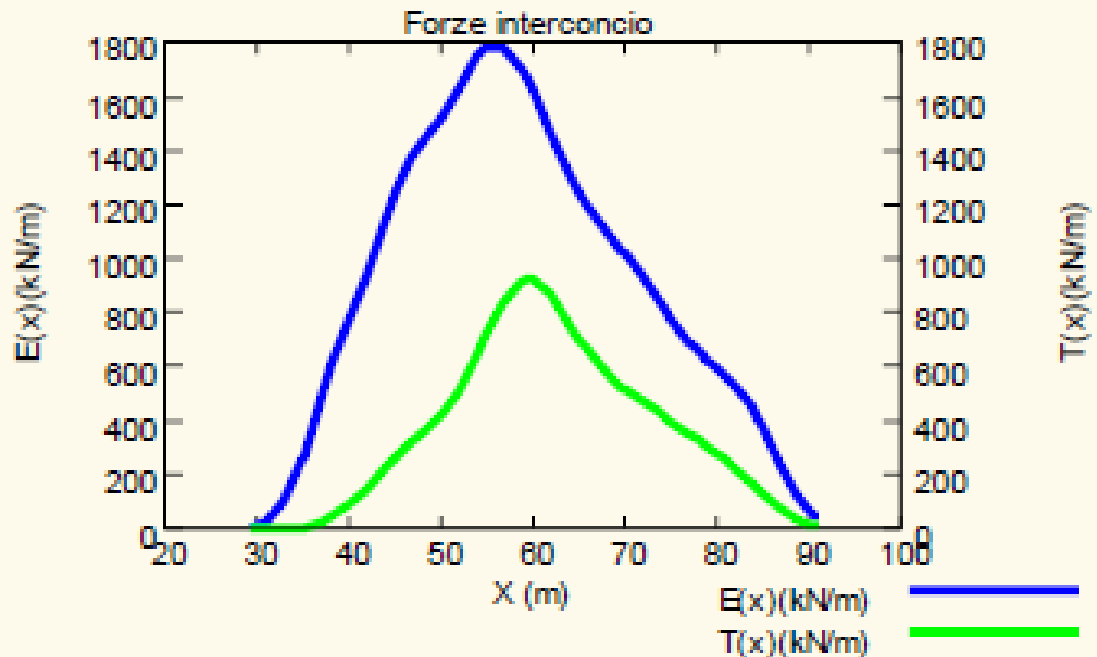
Una singola fase di iterazioni  
 Per la determinazione di  $F_s$   
 e  $\lambda$  (da Zhu 2005),  
 Adottato e generalizzato  
 In SSAP2010:

**Un solo ciclo di iterazioni**  
**Per  $F_s$  e  $\lambda$  + un novita'**  
**assoluta che si adotta per filtrare le**  
**soluzioni non fisicamente possibili**  
**!! (originale dal SSAP 4.5.0)**





**Durante la ricerca della soluzione  
Fs e lambda  
Vengono anche ottenute  
La distribuzione delle forze  
E(x) e T(x)**



# Complessità modelli di calcolo

Table 2.5 Assumptions used in various methods of analysis (× means not satisfied and √ means satisfied)

Method	Assumptions	Force equilibrium		Moment equilibrium
		X	Y	
1 Swedish	$P = V = 0$	×	×	√
2 Bishop simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	×	√	√
3 Janbu simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	√	√	×
4 Lowe and Karafiath	$\Phi = (\alpha + \beta)/2$	√	√	×
5 Corps of Engineers	$\Phi = \beta$ or $\Phi_{i-1,i} = \frac{\alpha_{i-1} + \alpha_i}{2}$	√	√	×
6 Load transfer	$\Phi = \alpha$	√	√	×
7 Wedge	$\Phi = \phi$	√	√	×
8 Spencer	$\Phi = \text{constant}$	√	√	√
9 Morgenstern-Price and GLE	$\Phi = \lambda f(x)$	√	√	√
10 Janbu rigorous	Line of thrust ( $Xp$ )	√	√	√
11 Leshchinsky	Magnitude and distribution of $N$	√	√	√

Dove opera SSAP



# Metodi che garantiscono

$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

tabella 2.1: relazione funzionale che esprime  $T(x)$  per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

Gruppo	Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS	Relazione funzionale che esprime $T(x)$
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} \left\{ \bar{c} H(x) + \left[ (E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\phi}' \right] \right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$
2	Borselli(2016) <sup>1</sup>	$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} f(x) \left\{ \bar{c} H(x) + \left[ (E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\phi}' \right] \right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973) <sup>2</sup>	$T(x) = E(x) \tan \alpha_i + h_i \frac{dE(x)}{dx} - h_q \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$

← I 7 metodi di calcolo rigorosi presenti in SSAP

→ Nuovo !

Fonte: manuale SSAP 5.0

Metodi di calcolo di FS - confronto  
Metodi che garantiscono



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$
$$\sum H_i = 0$$

$$T(x) = E(x) \tan \alpha_t + h_t \frac{dE(x)}{dx} + \dots$$

Janbu Rigoroso (1973)  
*di uso generale... ma un po instabile ...*

$$T(x) = \lambda E(x) \quad \text{Spencer (1967) .. } \underline{\text{Di uso generale..quasi uno standard}}$$

$$T(x) = \lambda f(x) E(x) \quad \text{Morgestern \& Price (1965) .. } \underline{\text{Forse il migliore}}$$

$$T(x) = \lambda \left[ \bar{c}' H(x) + \left( (E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\phi}' \right) \right] \frac{1}{F_s}$$

Sarma I (1973)



*Validi e stabili...*



$$T(x) = \lambda f(x) \left[ \bar{c}' H(x) + \left( (E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\phi}' \right) \right] \frac{1}{F_s}$$

Sarma II (1979)

Metodi di calcolo di FS - confronto  
Metodi che garantiscono



$$\begin{array}{l} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \end{array} \quad \sum M_i = 0$$

$$T(x) = \lambda f(x) E(x)$$

**Morgestern & Price (1965) .. Il classico**



$$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$$

**Chen & Morgestern (1983) .. Poco conosciuto, ma e' una evoluzione di Morgestern & Price(1965) .. Presente dalla versione 4.7.2**



$$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$$

**Borselli (2016) .. Nuovo!! , evoluzione di di Morgestern & Price(1965) e di Chen e Morgestern (1983).. E' presente dalla versione 4.7.2**

*(Trattato in dettaglio nel corso avanzato.. Ma vedasi in appendice Appendice I del manuale)*

**7.1 Introduction**

In 1988 a set of 5 basic slope stability problems, together with 5 variants, was distributed both in the Australian Geomechanics profession and overseas as part of a survey sponsored by ACADS (Refs.1,2). This is the ACADS 3(a) problem.

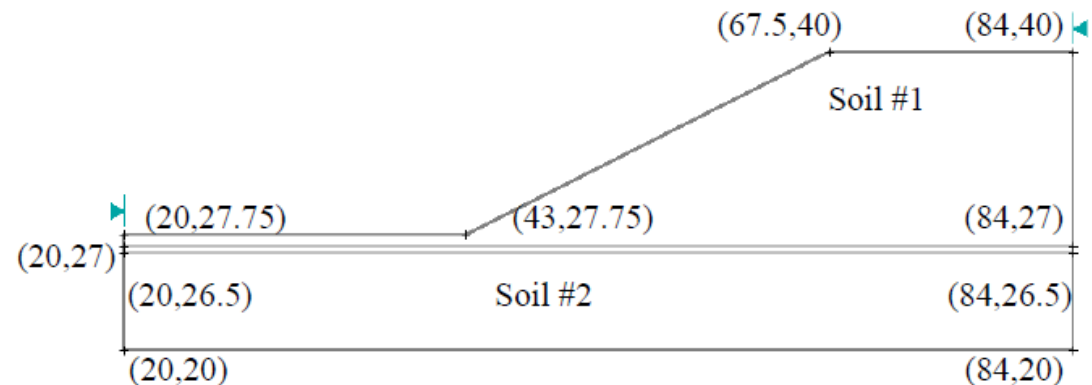
**7.2 Problem description**

This problem has material properties given in Table 7.1, and is shown in Figure 7. The water table is assumed to coincide with the base of the weak layer. The effect of negative pore water pressure above the water table is to be ignored. (i.e.  $u=0$  above water table). The effect of the tension crack is also to be ignored in this problem. The factor of safety and its corresponding critical non-circular failure surface is required.

**7.3 Geometry and Properties**

**Table 7.1: Material Properties**

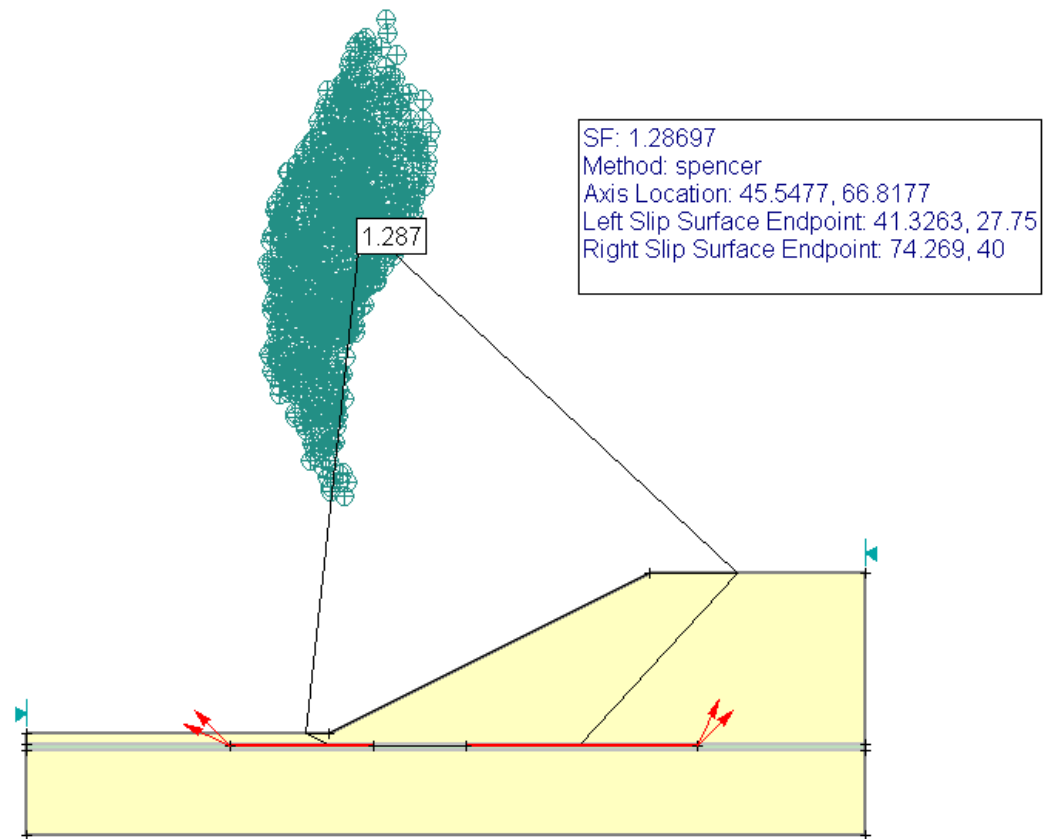
	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (deg.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Soil #1	28.5	20.0	18.84
Soil #2	0	10.0	18.4



Da SLIDE  
verification  
manuale  
Rockscience inc.  
(2002)

Pendio da  
Fredlund (1977) →

# Risultati analisi software SLIDE (2002)



## 7.4 Results

Method	Factor of Safety	Xc (m)	Yc (m)
Bishop	1.232	45.72	66.36
Spencer	1.287	45.55	66.82
GLE	1.275	45.81	67.18
Janbu Corrected	1.308	45.72	66.36

Note : Referee Factor of Safety = 1.24 – 1.27 [Giam]  
 Mean Non-circular FOS (19 samples) = 1.293

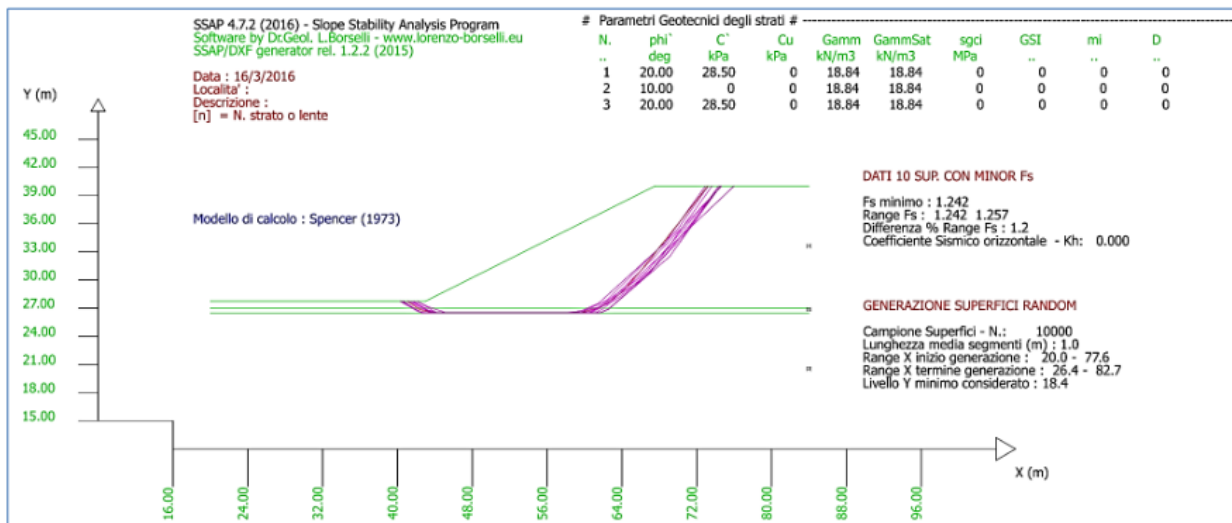
**SSAP  $F_s=1.244$**

# Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono Una Analisi Comparativa -1



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$



Si tratta quindi rilevato poggiate su strato a bassa resistenza. Caso critico, utilizzato nella letteratura internazionale, per testare i programmi di verifica di stabilità (Fredlund 1977). Questo tipo di pendio è normalmente usato come benchmark per i software di analisi di stabilità che non usano superfici esclusivamente circolari e per metodi ad elementi finiti.

Nello studio comparativo viene utilizzato il motore di ricerca SNIFF RANDOM SEARCH.

Il pendio è caratterizzato da uno stato molto sottile orizzontale con una resistenza al taglio bassissima (livello torboso..). Sopra di esso un rilevato con coesione e attrito e sotto di esso uno strato molto resistente.

Fig. I.3: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Spencer (1973)

Metodo Spencer (1967,1973) → Fs 1.242

# Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono



## Una Analisi Comparativa -2

$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

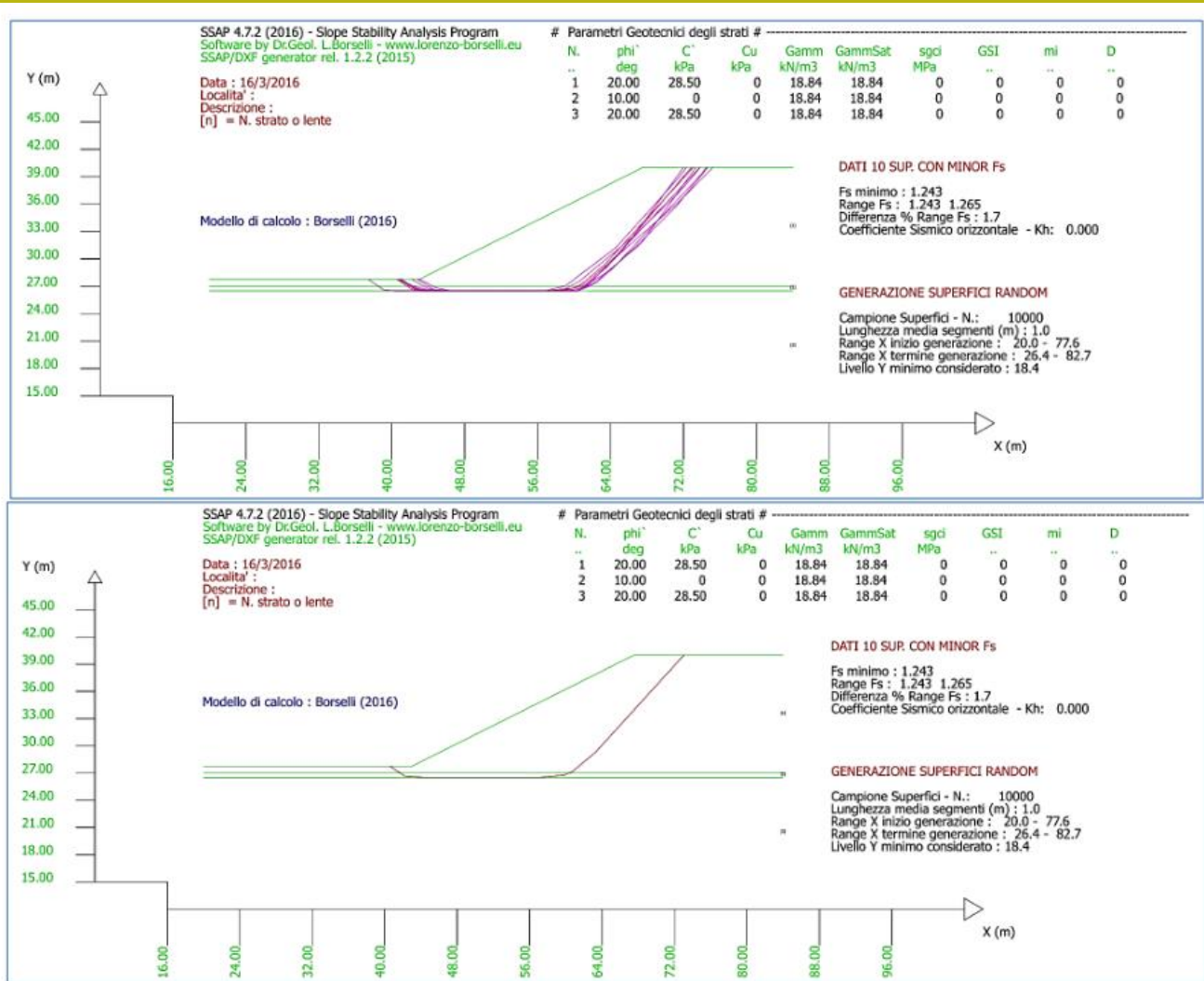


Fig. I.6: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016)

Metodo Borselli (2016) → Fs 1.243

Metodi di calcolo di FS - confronto  
 Metodi che garantiscono



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

## Una Analisi Comparativa -3

**Tabella I.2. Risultati analisi comparativa tra i vari metodi di calcolo rigorosi.**

Tipo modello (gruppo)	Metodo di calcolo	FS	lambda	Differenza % Fs rispetto metodo Spencer
I	Spencer (1973)	1.241	0.1660	←
II	<b>Borselli (2016)</b>	<b>1.243</b>	<b>0.1564</b>	<b>+0.16</b>
II	Morgestern –Price (1965)	1.246	0.2313	+0.402
II	Chen-Morgestern (1983)**	1.246	0.2313	+0.402
I	Sarma I (1973)	1.234	0.1107	-0.56
II	Sarma II (1979)	1.238	0.1444	-0.242
III	Jambu Rigoroso (1973)*	1.262	-	+1.692

*Note: \*il metodo di Janbu rigoroso non fa uso del fattore di scala lambda per la soluzione di FS; \*\*Il metodo di Chen- Morgestern coincide con quello Morgestern-Price nel caso che la pendenza della superficie topografica, agli estremi della superficie di scivolamento, sia uguale a 0 (come nel caso in studio)*



# Metodi di calcolo di FS - confronto Metodi che garantiscono Una Analisi Comparativa - 4



$$\sum V_i = 0 \quad \sum M_i = 0$$

$$\sum H_i = 0$$

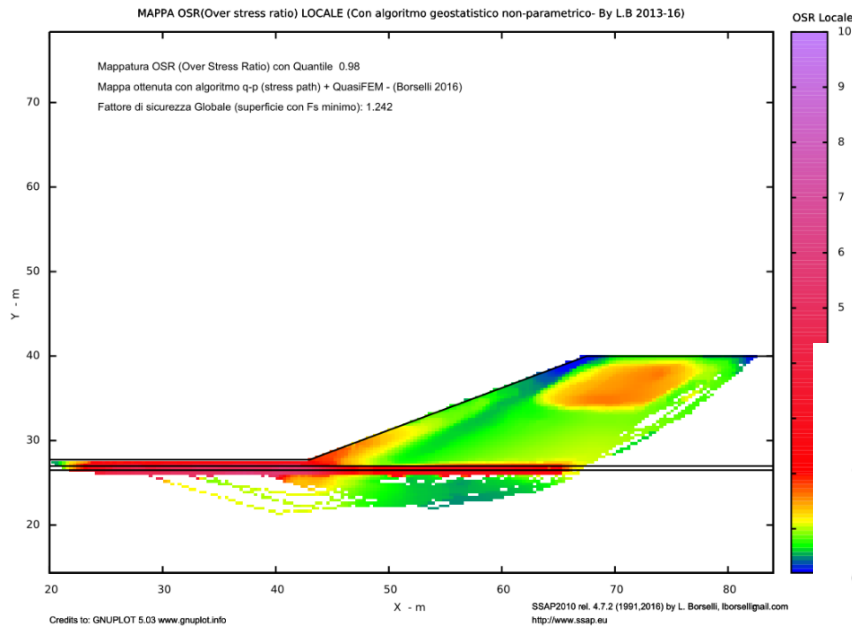


Fig. 1.5: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Spencer (1973): mappa del OSR (over stress ratio)

Risultato con metodo Spencer

Risultato con método Borselli (2016)

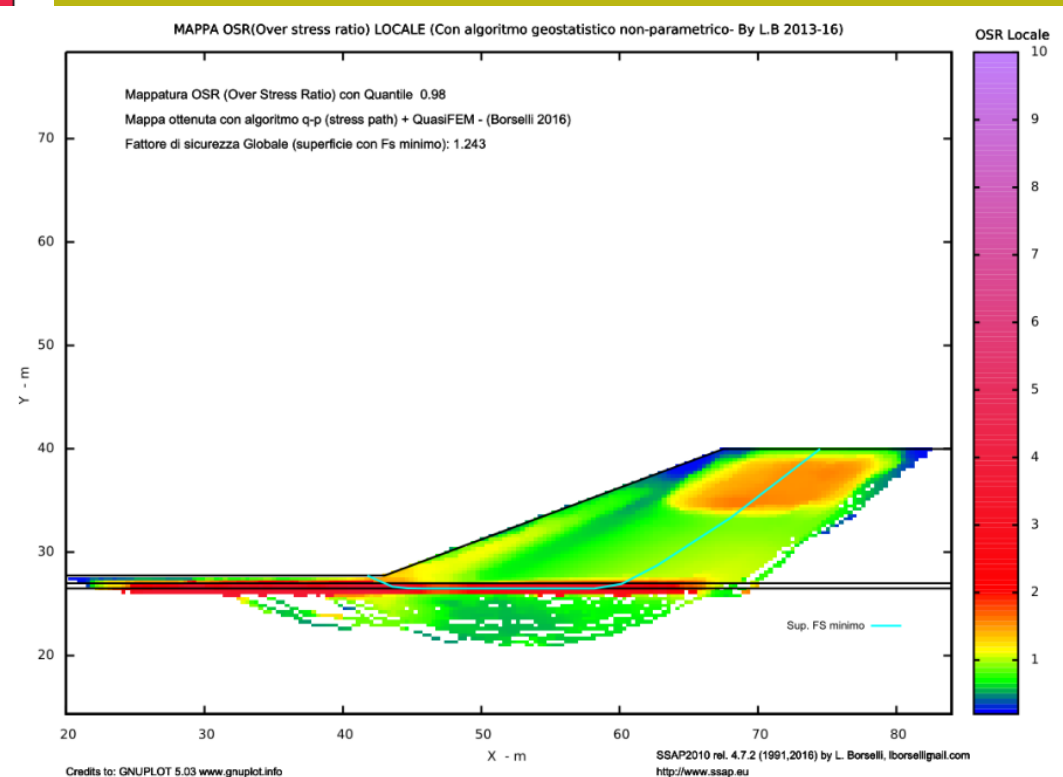


Fig. 1.8: Risultato verifica utilizzando motore SNIFF-RANDOM SEARCH con segmenti medi di lunghezza 1m, assenza effetto tension cracks e metodo di calcolo Borselli (2016): mappa del OSR (over stress ratio)

**Mappa Over stress ratio  
(per dettagli vedasi manuale SSAP 4.7.2  
Appendice I)**

**Table 2.** Comparison of Factors of Safety for Example 2 by Various Methods

Method of analysis	No water table	Pore pressure by $r_u (=0.250)$	Pore pressure by water table
Bishop's simplified method <sup>a</sup>	1.38	1.12	1.25
Spencer's method <sup>a</sup>	1.37	1.12	1.25
Morgenstern and Price's method with $f(x) = \text{constant}$ <sup>a</sup>	1.39	1.12	1.25
Variational stability analysis <sup>b</sup>	1.33	1.08	1.19
Spencer's method using random search method <sup>c</sup>	1.34	N/A	1.21
Lower-bound analysis <sup>d</sup>	1.25	1.07	1.10
Upper-bound analysis <sup>d</sup>	1.37	1.16	1.23

<sup>a</sup>Fredlund and Krahn (1977).

<sup>b</sup>Leshchinsky and Huang (1993).

<sup>c</sup>PCSTABL6.

<sup>d</sup>This study.

Da Kim et al. (2002)

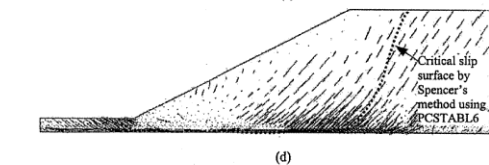
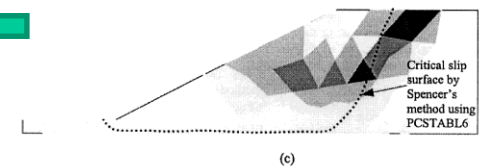
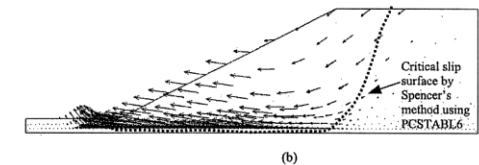
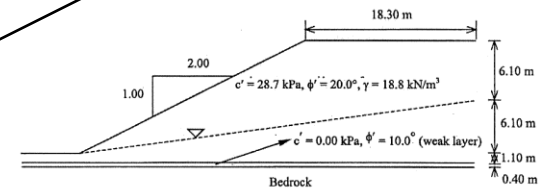
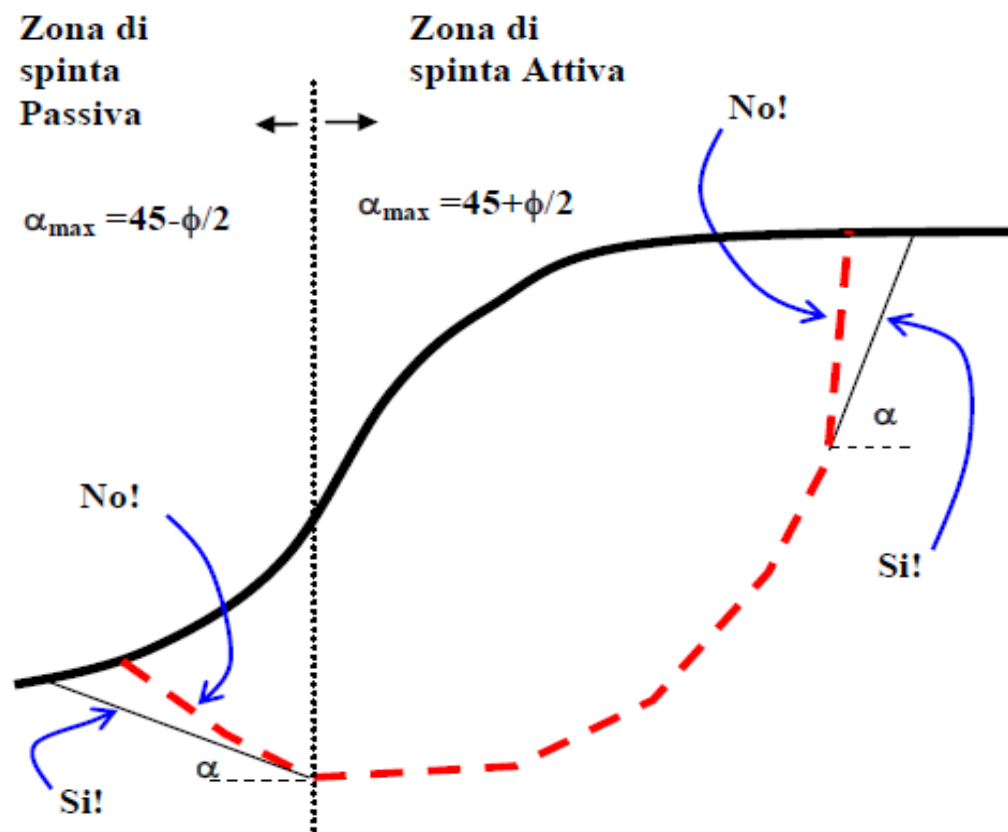


Fig. 7. Slope analyzed in example 2 [with pore-water pressure defined by water table; dotted line in (a)]: (a) slope geometry and soil profile (after Fredlund and Krahn 1977); (b) velocity field from upper-bound analysis; (c) plastic zone from upper-bound analysis; and (d) principal stress zone from lower-bound analysis.



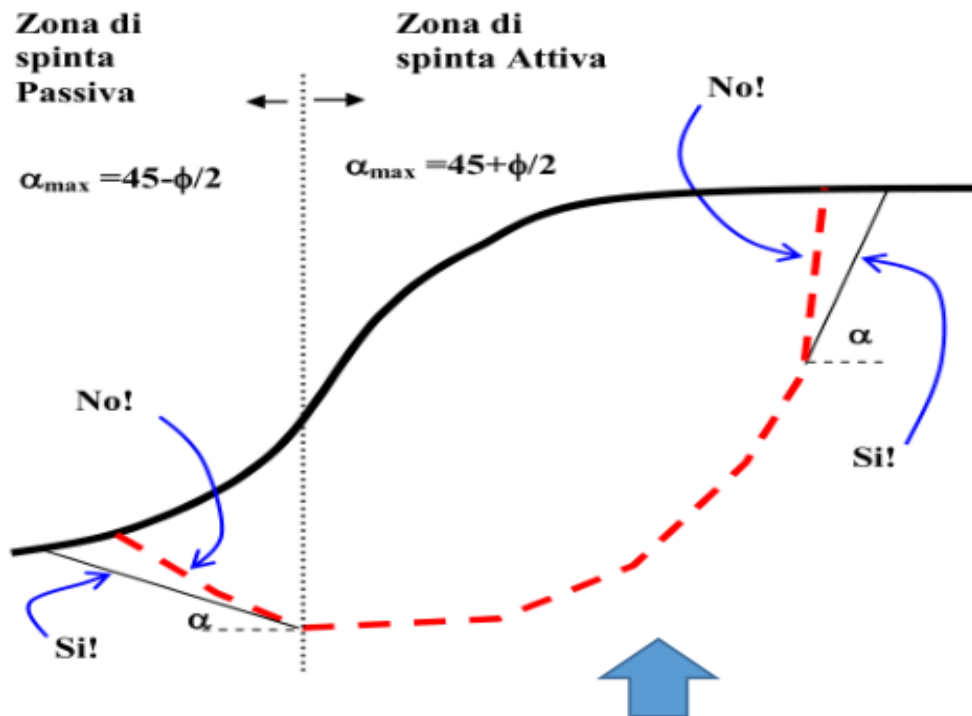
Modello di calcolo : Morgenstern & Price (1965)

# Verifica della accettabilità delle superfici prima del calcolo



Limitazioni nella forma delle superfici di scivolamento

Per evitare problemi numerici con superfici non cinematicamente possibili



Le limitazioni teoriche nella forma delle superfici, dettate dalla teoria della spinta delle terre e da problemi computazionali di convergenza nel calcolo di  $F_s$  o di produzione di valori anomali come  $F_s < 0$  furono trattati in maniera estensiva e dimostrati da CHING & FREDLUND (1983).

### Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices

R. K. H. CHING AND D. G. FREDLUND

*Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada S7N 0W0*

Received February 15, 1983

Accepted July 11, 1983

Several commonly encountered problems associated with the limit equilibrium methods of slices are discussed. These problems are primarily related to the assumptions used to render the inherently indeterminate analysis determinate. When these problems occur in the stability computations, unreasonable solutions are often obtained. It appears that problems occur mainly in situations where the assumption to render the analysis determinate seriously departs from realistic soil conditions. These problems should not, in general, discourage the use of the method of slices. Example problems are presented to illustrate these difficulties and suggestions are proposed to resolve these problems.

*Keywords:* slope stability, limit equilibrium, method of slices, factor of safety, side force function.

In: CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices.* *Can. Geotech. J.* 20 pp 661-672.

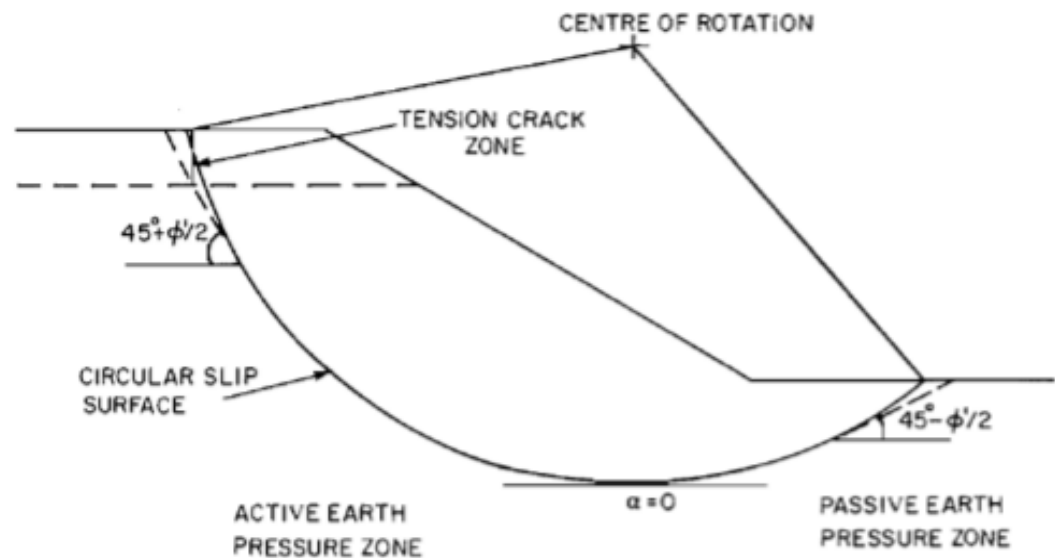


FIG. 4. Soil slope divided into active and passive earth pressure zones.

In applying the earth pressure theory, the soil slope is divided into two regions, namely, an active earth pressure zone in which the lateral earth pressure decreases due to lateral displacement and a passive earth pressure zone in which the lateral earth pressure increases due to lateral displacement of the soil mass (Fig. 4). In the active zone, the soil mass moves downward which in effect releases the lateral earth pressure, whereas in the passive pressure zone, the soil mass is pushed by the movement of the active soil wedge. The inclination of the slip surface in the passive zone of the sliding mass should be limited to the maximum obliquity for the passive state:

$$[9] \quad \alpha = \phi' / 2 - 45^\circ$$

Likewise, it is suggested that the inclination of the slip surface in the active zone should not exceed the value obtained from the following equation:

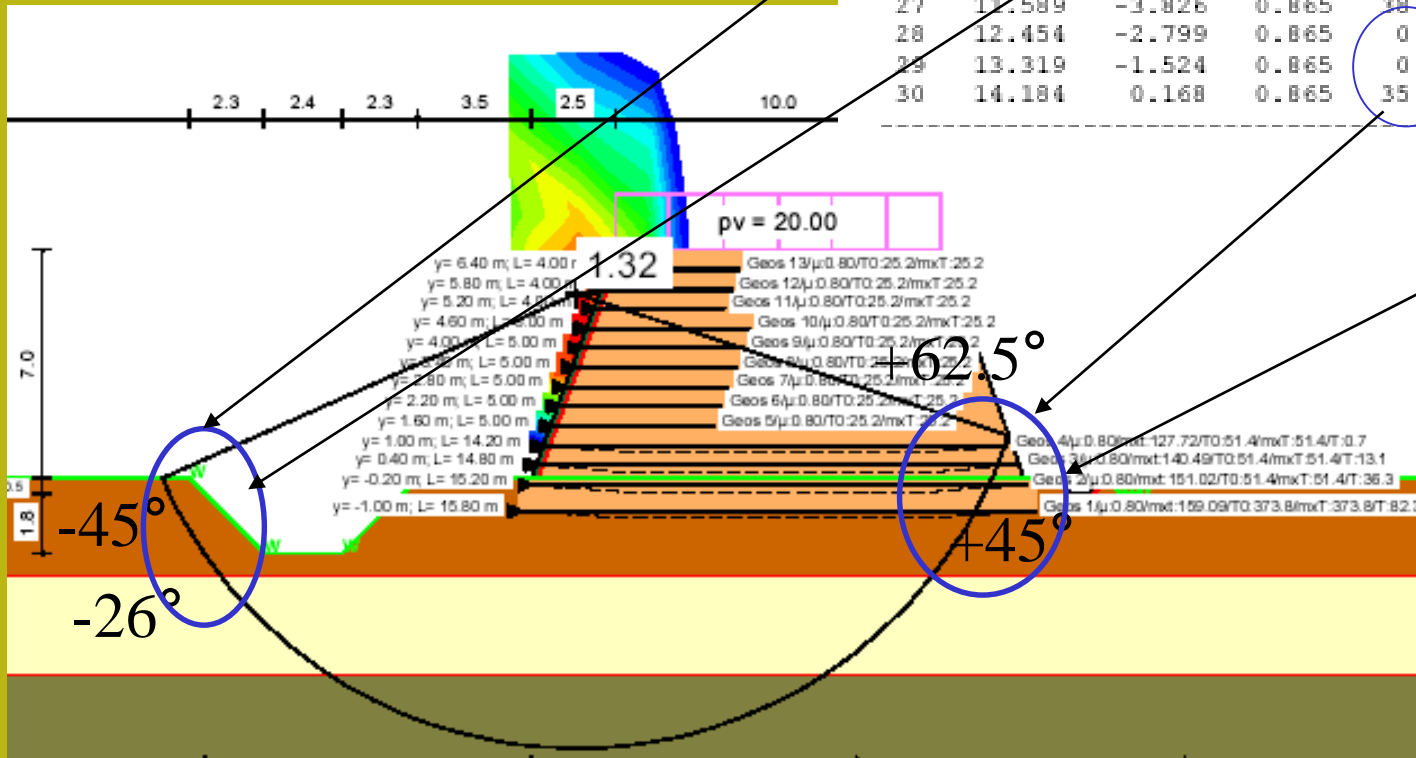
$$[10] \quad \alpha = \phi' / 2 + 45^\circ$$

da CHING & FREDLUND (1983) pag 664  
 CHING R.K. & FREDLUND D.G. (1983) *Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices*. Can.Geotech. J. 20 pp 661-672.

Significatività dei risultati:

Forma e inclinazione locale delle superfici

Esempio di violazione sistematica



No.	x [m]	y [m]	b [m]	phi [°]	c [kN/m²]	FWD [-]	tet [°]
1	-10.902	-0.889	0.865	0.1	35.0	0.00	-62.0
2	-10.037	-2.305	0.865	0.1	35.0	0.00	-55.2
3	-9.172	-3.423	0.865	38.0	0.0	0.00	-49.4
4	-8.307	-4.343	0.865	38.0	0.0	0.00	-44.2
5	-7.442	-5.115	0.865	38.0	0.0	0.00	-39.4
6	-6.577	-5.771	0.865	38.0	0.0	0.00	-34.9
7	-5.712	-6.328	0.865	0.1	30.0	0.00	-30.7
8	-4.847	-6.800	0.865	0.1	30.0	0.00	-26.6
9	-3.982	-7.197	0.865	0.1	30.0	0.00	-22.7
10	-3.117	-7.526	0.865	0.1	30.0	0.00	-18.9

21	8.399	-7.342	0.865	0.1	30.0	0.00	21.1
22	7.264	-6.974	0.865	0.1	30.0	0.00	25.0
23	8.129	-6.534	0.865	0.1	30.0	0.00	29.0
24	8.994	-6.013	0.865	0.1	30.0	0.00	33.1
25	9.859	-5.400	0.865	38.0	0.0	0.00	37.5
26	10.724	-4.680	0.865	38.0	0.0	0.00	42.1
27	11.589	-3.826	0.865	38.0	0.0	0.00	47.1
28	12.454	-2.799	0.865	0.1	35.0	0.00	52.7
29	13.319	-1.524	0.865	0.1	35.0	0.00	59.0
30	14.184	0.168	0.865	35.0	0.0	0.00	66.8

## Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

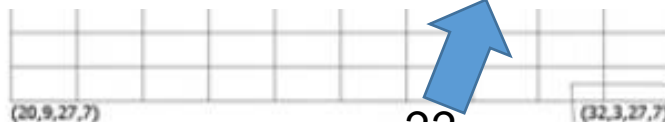
Fs minimo individuato	1,67
Ascissa centro superficie	30,6 m
Ordinata centro superficie	28,02 m
Raggio superficie	9,54 m

$x_c = 30,604$   $y_c = 28,023$   $R_c = 9,543$   $F_s = 1,669$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,89	6,5	0,9	2119,81	198,41	99,21	0,8	27,5	1197,5	595,7	4077,2
2	1,07	12,5	1,1	8016,86	750,38	375,19	0,8	27,5	3783,2	2817,4	5585,9
3	0,8	18,3	0,84	8884,88	831,63	415,81	0,8	27,5	5627,6	3109,8	4552,5
4	0,8	23,5	0,87	9904,18	927,03	463,52	0,8	27,5	6269,5	3272,4	4729,5
5	0,89	29,2	1,02	11579,72	1083,86	541,93	0,8	27,5	6585,0	3506,3	5439,1
6	1,31	37,1	1,64	17577,19	1645,23	822,61	0,8	27,5	6822,7	4474,9	8419,4
7	0,47	44,1	0,66	6196,03	579,95	289,97	0,8	27,5	6654,6	1139,2	3196,9
8	1,33	52,6	2,18	14987,36	1402,82	701,41	0,8	27,5	5752,4	-243,0	9448,3
9	0,46	62,1	0,98	3991,82	373,63	186,82	0,8	27,5	4451,4	-2502,3	3542,7
10	0,89	77,5	4,1	4994,12	467,45	233,73	0,8	27,5	2848,9	-30379,3	9277,2

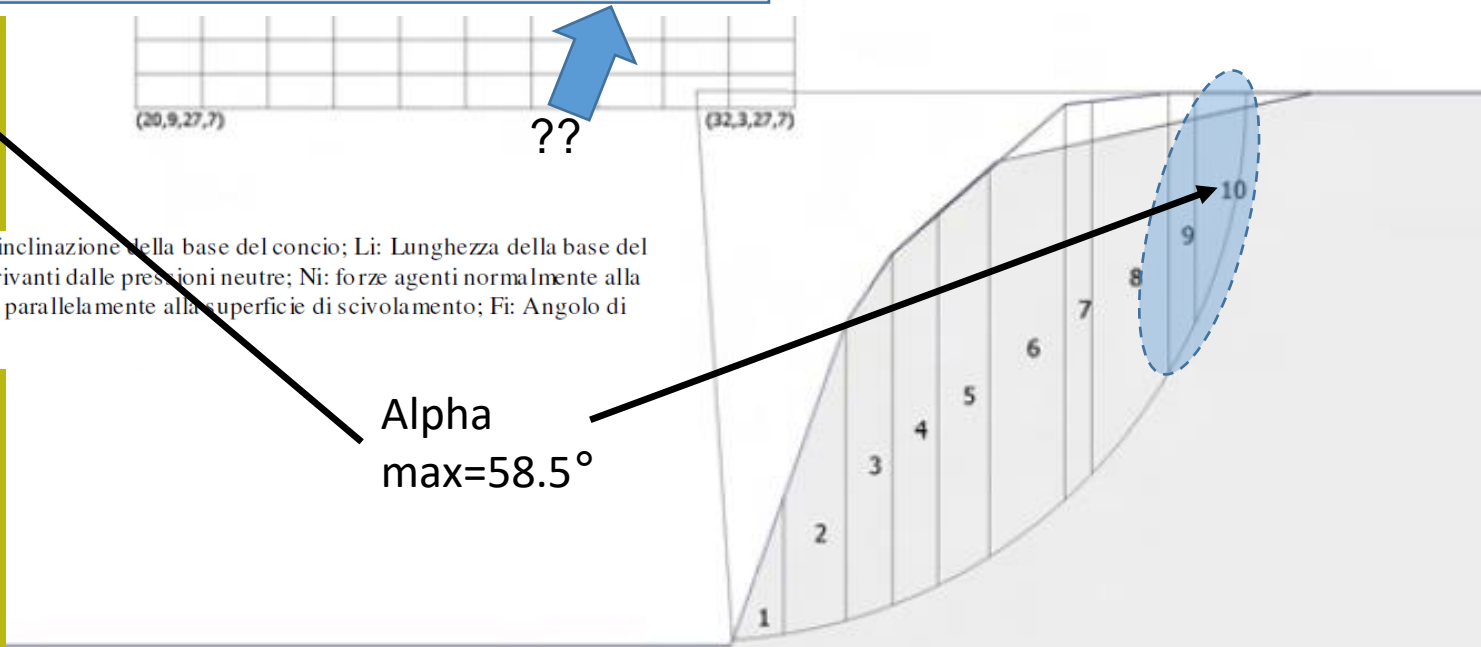
su ammasso roccioso,  
arenarie della serie  
toscana

(ID=16)  $x_c = 30,60$   $y_c = 28,02$   $R_c = 9,54$   $F_s = 1,67$



B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

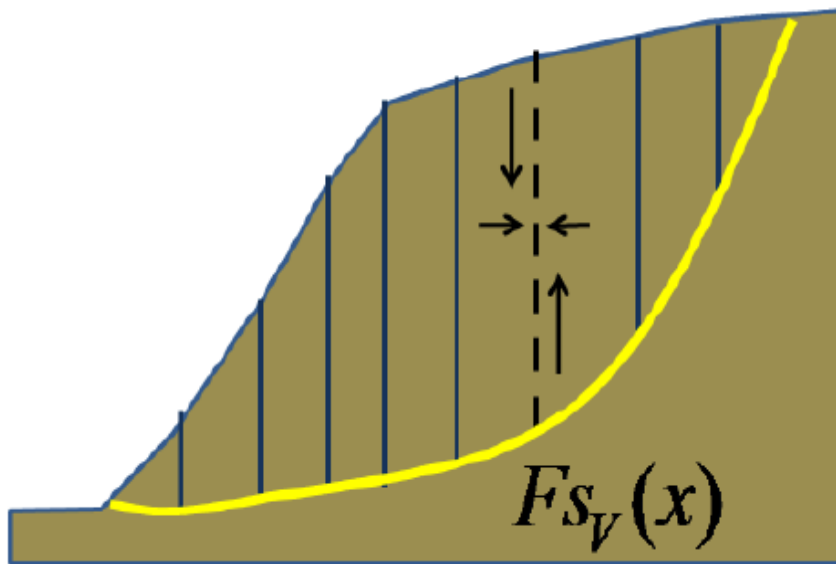
Alpha  
max=58.5°



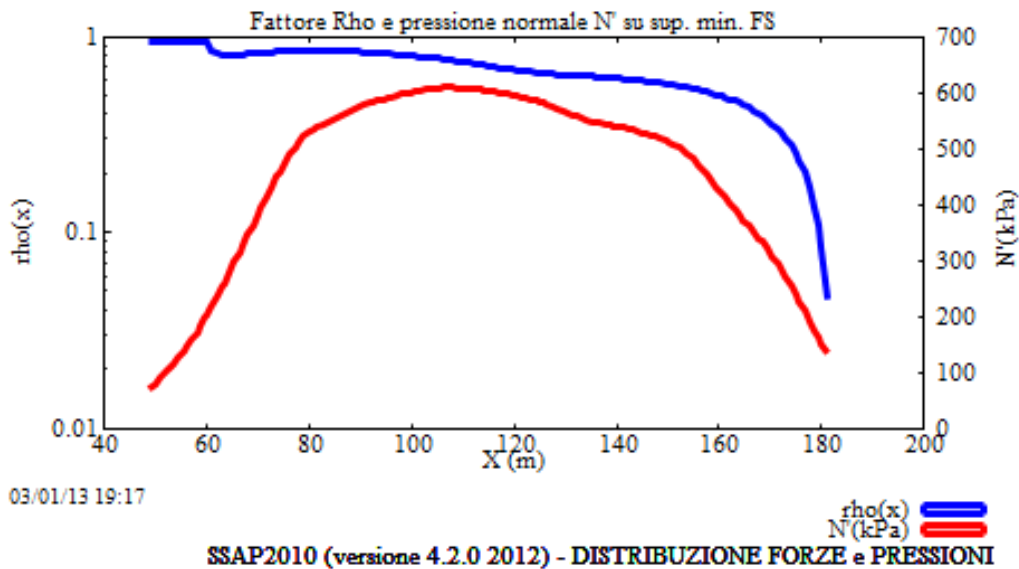
## Ulteriori Problemi numerici e di convergenza

- Numero insufficiente (o eccessivo..) di conci che dividono la massa scivolante
- Funzioni  $dE/dx$  e altre derivate (metodo di Janbu)
- Sovrappressioni negative (in aree con basso peso unitario terreno, basso  $c'$ , basso  $W$  e forti spinte idrostatiche)
- Pressioni normali alla sup. di scivoolamento, negative
- Tension cracks (forze di trazione in zone sommitali dei pendii con  $C', C_u > 0$ )
- + molti altri... **fattore  $Rho(x)$  e  $Fv(x)$ ..**





$$F_{S_v} = \frac{c' H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)}$$



$$Rho(x) = \left| \frac{F_s}{F_{S_v}(x)} \right|$$

Perché sia staticamente e cinematicamente accettabile il valore di FS calcolato, secondo diversi studi (Sarma ,1973;Sarma e Tan. 2006) è **necessario** che all'interno della massa potenzialmente scivolante sia **sempre verificato**:

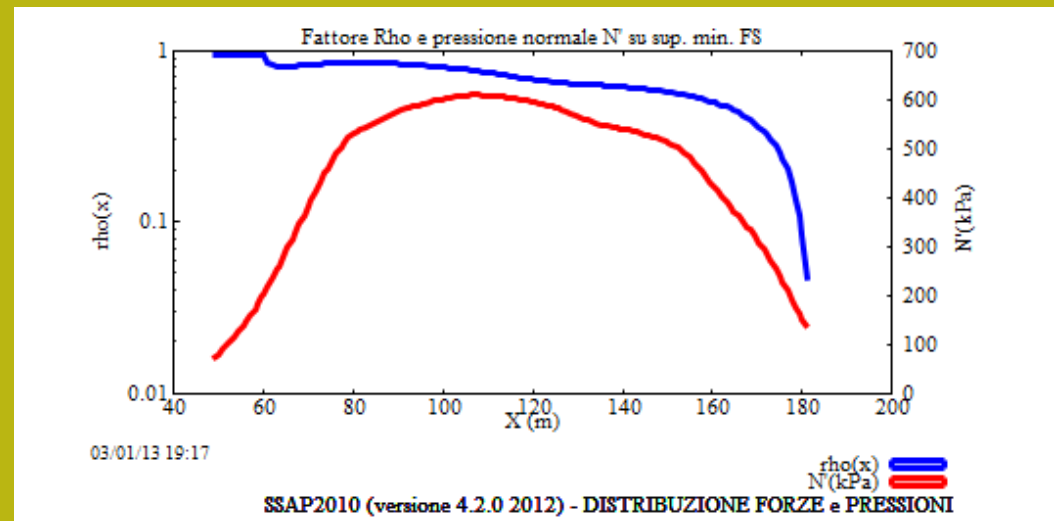
$$F_{S_v} = \frac{c'H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)} > 1.0$$

Mentre altri autori (es. Zhu , 2003) sostengono che comunque che **deve essere sempre**:

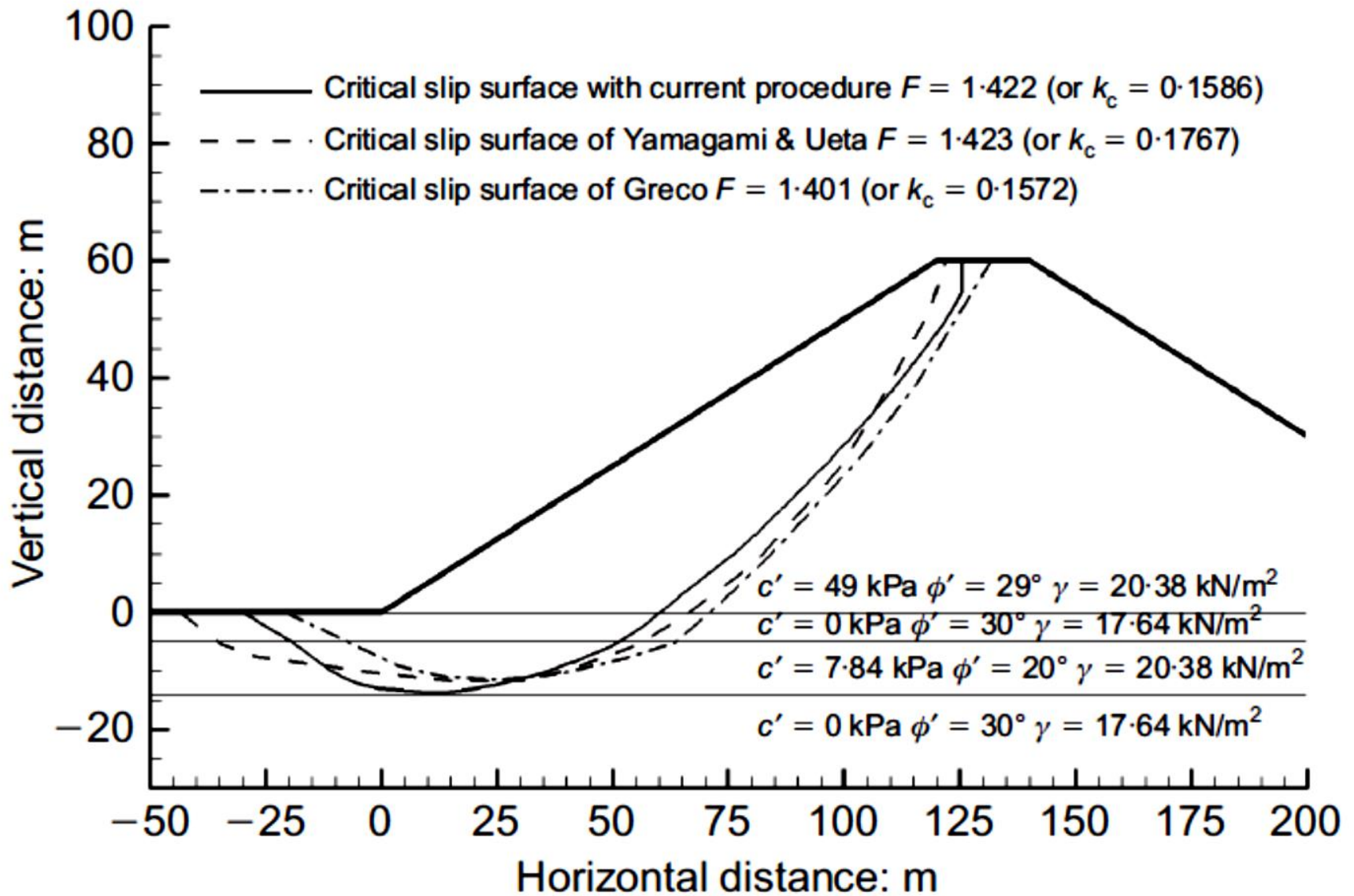
$$Rho(x) = \left| \frac{F_s}{F_{S_v}(x)} \right| < 1.0$$

ovvero

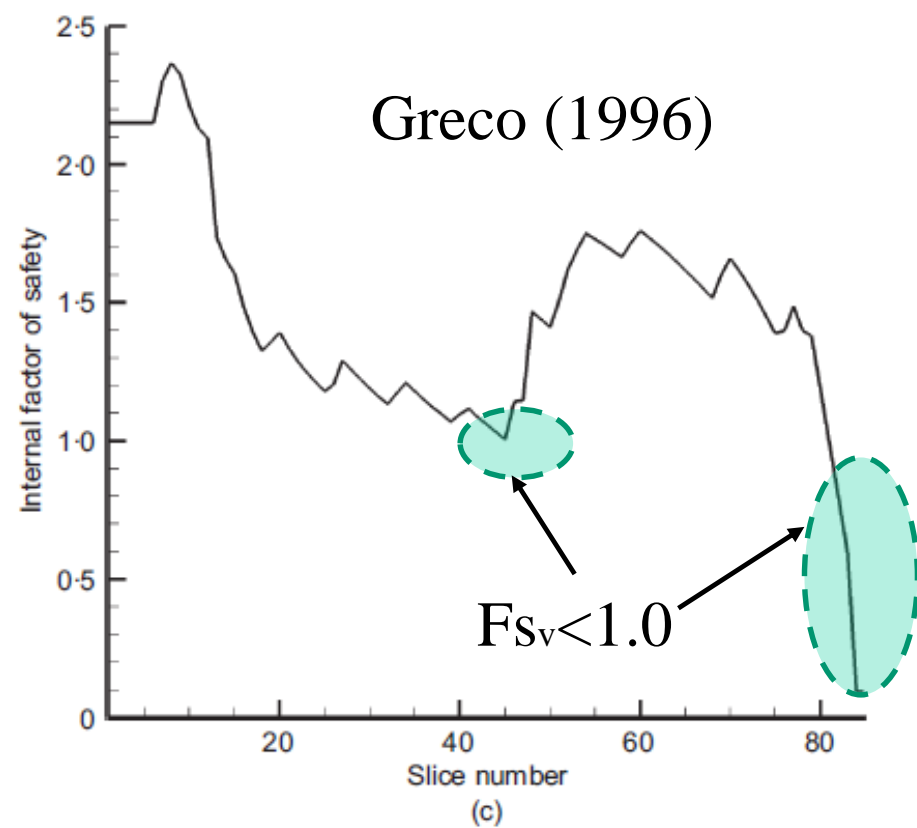
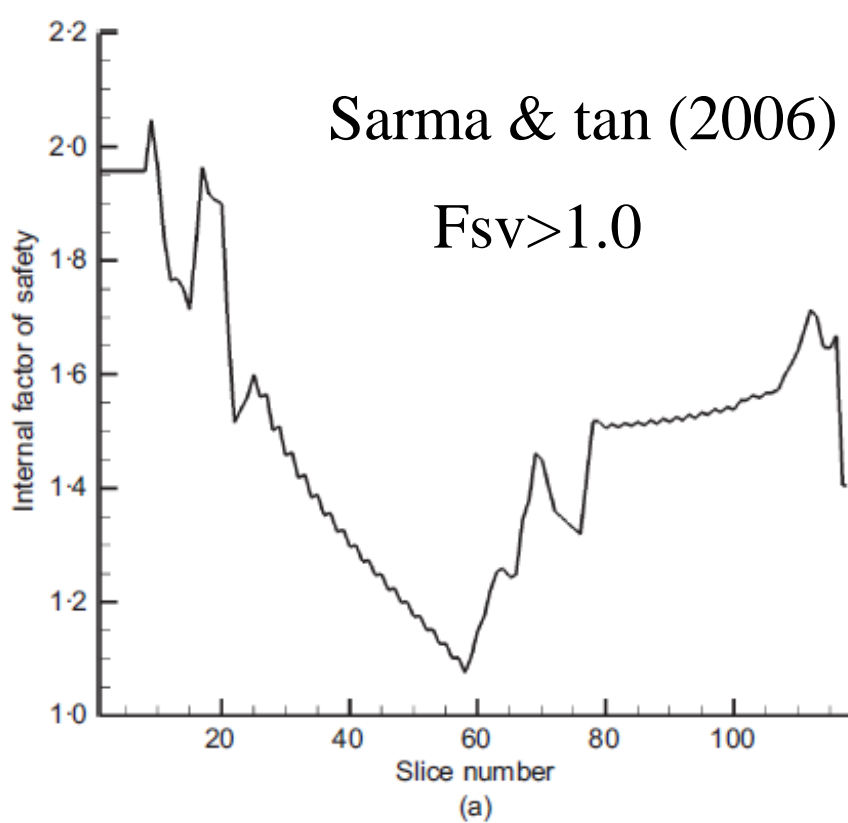
$$|F_s| < |F_{S_v}(x)|$$



**Questo è il criterio in uso in SSAP2010 al momento.. Che può essere usato per filtrare superfici non compatibili .. Se lo si desidera**



Sarma e Tan (2006)



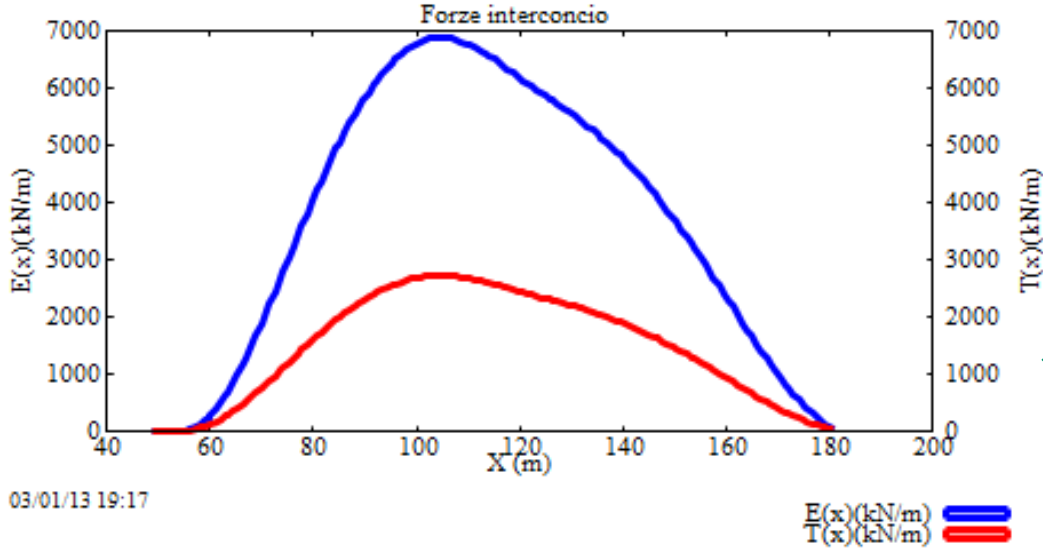
(a)

(b)

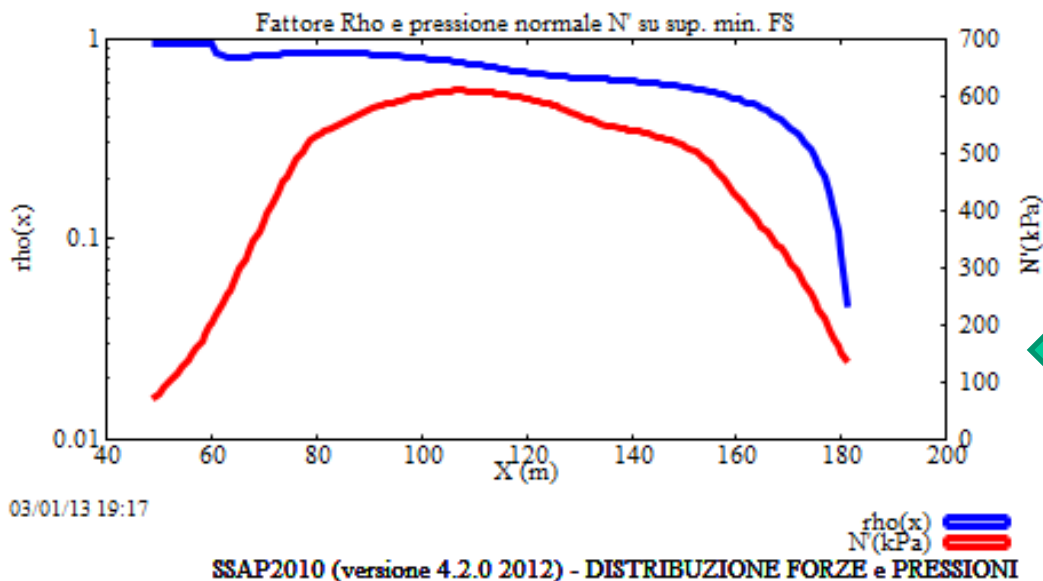
$F_{sv}$  ricalcolato da Sarma e Tan (2006) per le due Superfici critiche corrispondenti: nella figura (b) sono indicate le violazioni del criterio di Sarma (1973):



$$F_{sv} = \frac{c' H(x) + [E(x) - U_v(x)] \tan \bar{\phi}'}{T(x)} > 1.0$$



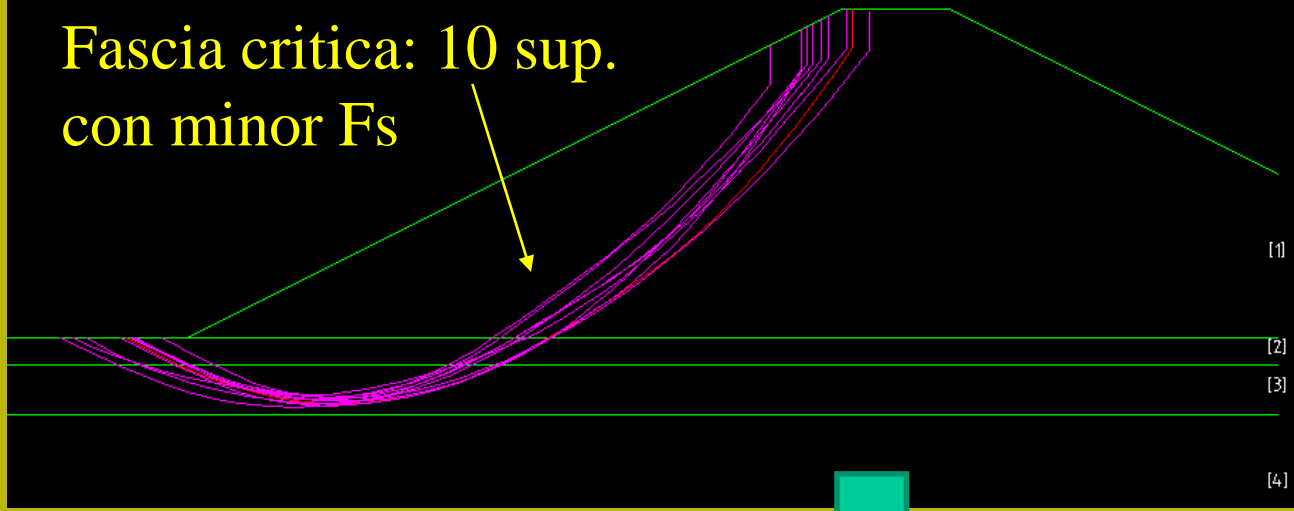
Distribuzione Funzione  
forze interconco  $E(x)$   
 $T(x)$



Distribuzione  $\rho(x)$  e  
 $N'(x)$  (stress normale  
Efficace sulla superficie di  
Scivolamento )

Esempio di *Sarma*  
e *Tan* (2006) in SSAP 4.2.0

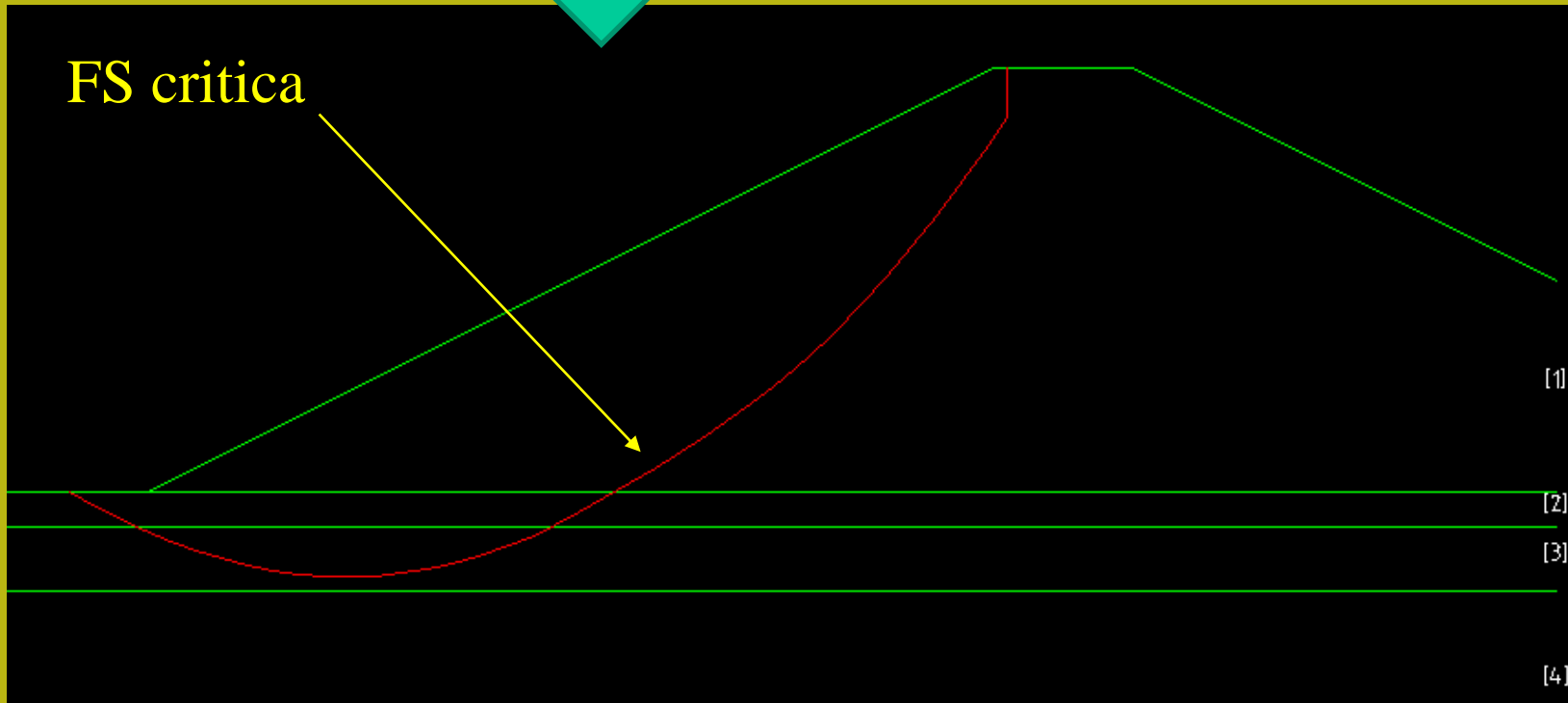
Fascia critica: 10 sup.  
con minor Fs



Lo stesso pendio in ssap  
2010 rel 4.2.0  
Fs=1.367 (metodo  
spencer 1973) con  
tension crack,  
Motore random search  
smooth... (sarà un  
esempio su cui ci  
eserciteremo ..)



FS critica



# Modello del pendio : 6 criteri di rottura possibili

Criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb (terreni sciolti):

- **Tensioni efficaci**  $\phi', c'$
- **Tensioni Totali** -  $C_u$  (resistenza al taglio cond. non drenate)

Criterio di rottura Non Lineare generalizzato, Hoek & et al. (2002,2006)  
(*ammassi rocciosi fratturati* - dominio isotropo - CONTINUO)

- **Tensioni efficaci** -  $\phi', c'$  **equivalenti** calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso ( $GSI, UCS, m_i, D$ )

Criterio di rottura Non Lineare, Barton Bandis (1990) (discontinuita' in  
*ammassi rocciosi* - dominio anisotropo - DISCONTINUO)

- **Tensioni efficaci** -  $\phi', c'$  **equivalenti** sulla discontinuita' calcolati a partire da parametri geomeccanici ammasso roccioso ( $J_{rc}, UCS, \beta, L$  ..etc.)

Criterio di rottura Lineare per Liquefazione dinamica e statica , Olson e stark (2003)

- **Tensioni Totali** -  $C_u$  (equivalenti con non drenate , res . Al taglio post-liquefazione totale)
- **Tensioni efficaci** -  $\phi', c'$  (in caso di Liquefazione parziale, con incremento  $U_0$ )

**Applicazioni in ammassi rocciosi fratturati e rocce tenere e uso del criterio di rottura GSI di Hoek & Brown (2002,2006) +JRC Barton Bandis (1990), Barton (2013)**










Nella versione 2.9 del codice SSAP è stato introdotto il criterio di rottura pubblicato da Hoek et al. (2002) per la caratterizzazione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi fratturati.

Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessario una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri  $\phi'$  e  $C'$ .

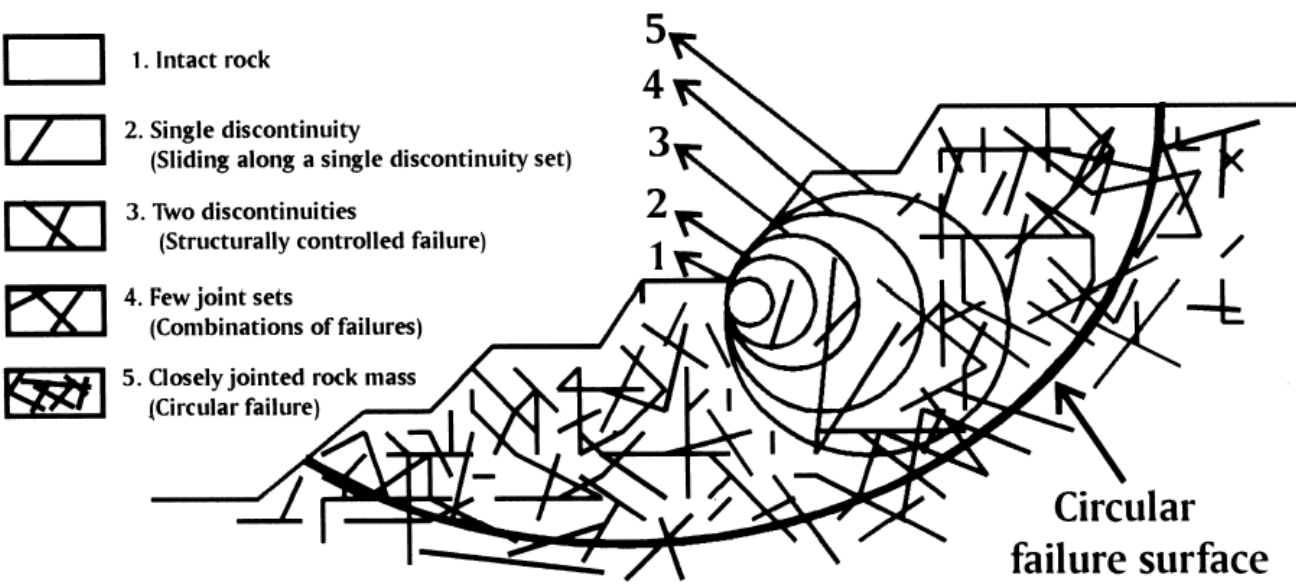
La metodologia di Hoek che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray, 1997; Marinos & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002, 2006 ) permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso una percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale:(scivolamenti di cunei o poliedri di roccia , toppling /ribaltamenti, e caduta di massi).

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 <p>Landslides.</p>	Complex failure along a circular or near circular failure surface involving sliding on faults and other structural features as well as failure of intact materials.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of regional faults.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope, particularly in response to rainfall or to submergence of slope toe.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	Limit equilibrium methods which allow for non-circular failure surfaces can be used to estimate changes in factor of safety as a result of drainage or slope profile changes. Numerical methods such as finite element or discrete element analysis can be used to investigate failure mechanisms and history of slope displacement.	Absolute value of factor of safety has little meaning but rate of change of factor of safety can be used to judge effectiveness of remedial measures. Long term monitoring of surface and subsurface displacements in slope is the only practical means of evaluating slope behaviour and effectiveness of remedial action.
 <p>Soil or heavily jointed rock slopes.</p>	Circular failure along a spoon-shaped surface through soil or heavily jointed rock masses.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Height and angle of slope face.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential surcharge or earthquake loading.</li> </ul>	Two-dimensional limit equilibrium methods which include automatic searching for the critical failure surface are used for parametric studies of factor of safety. Probability analyses, three-dimensional limit equilibrium analyses or numerical stress analyses are occasionally used to investigate unusual slope problems.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Where displacements are critical, numerical analyses of slope deformation may be required and higher factors of safety will generally apply in these cases.
 <p>Jointed rock slopes.</p>	Planar or wedge sliding on one structural feature or along the line of intersection of two structural features.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> <li>• Sequence of excavation and support installation.</li> </ul>	Limit equilibrium analyses which determine three-dimensional sliding modes are used for parametric studies on factor of safety. Failure probability analyses, based upon distribution of structural orientations and shear strengths, are useful for some applications.	Factor of safety > 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety > 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Probability of failure of 10 to 15% may be acceptable for open pit mine slopes where cost of clean up is less than cost of stabilization.
 <p>Vertically jointed rock slopes.</p>	Toppling of columns separated from the rock mass by steeply dipping structural features which are parallel or nearly parallel to the slope face.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	Crude limit equilibrium analyses of simplified block models are useful for estimating potential for toppling and sliding. Discrete element models of simplified slope geometry can be used for exploring toppling failure mechanisms.	No generally acceptable criterion for toppling failure is available although potential for toppling is usually obvious. Monitoring of slope displacements is the only practical means of determining slope behaviour and effectiveness of remedial measures.
 <p>Loose boulders on rock slopes.</p>	Sliding, rolling, falling and bouncing of loose rocks and boulders on the slope.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geometry of slope.</li> <li>• Presence of loose boulders.</li> <li>• Coefficients of restitution of materials forming slope.</li> <li>• Presence of structures to arrest falling and bouncing rocks.</li> </ul>	Calculation of trajectories of falling or bouncing rocks based upon velocity changes at each impact is generally adequate. Monte Carlo analyses of many trajectories based upon variation of slope geometry and surface properties give useful information on distribution of fallen rocks.	Location of fallen rock or distribution of a large number of fallen rocks will give an indication of the magnitude of the potential rockfall problem and of the effectiveness of remedial measures such as draped mesh, catch fences and ditches at the toe of the slope.

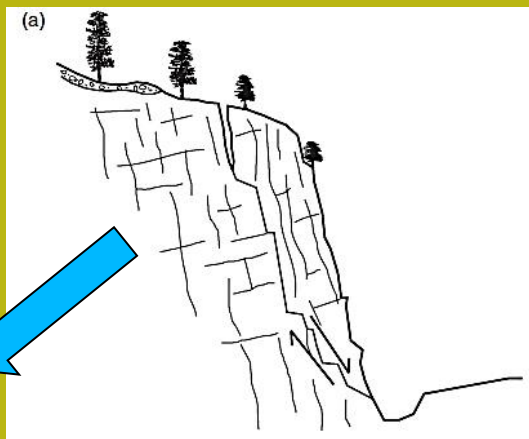
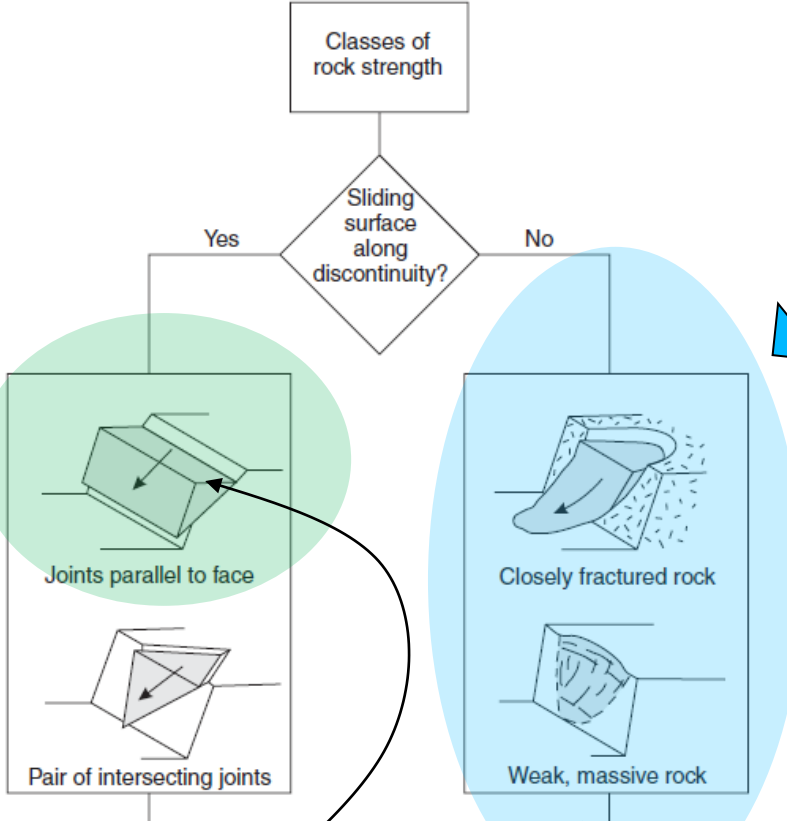
Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di **fessure e giunti**; **effetti di disturbo esterni** quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da **discontinuità litologiche e strutturali**: **bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche**, **sistemi di faglie**, alternanze con litologie diverse in formazioni in **facies di flysch**.



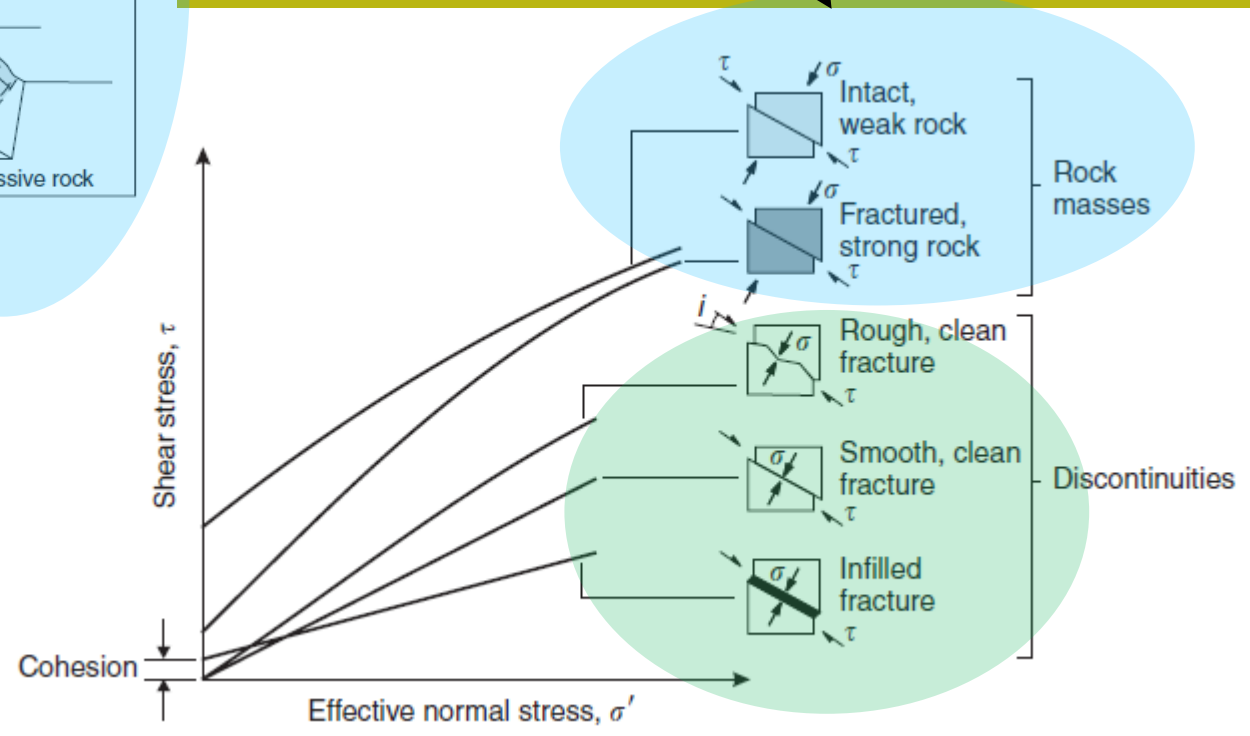
da Sonmez et al. (1998)

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



**SAAP si applica anche in questo caso**

**Metodo GSI in SSAP: ambito di applicazione**



# RMR (Bieniawski 1989)

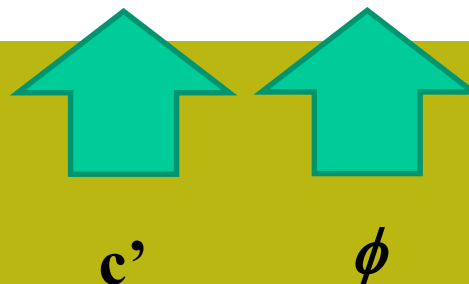
**Categorías de la clasificación**

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

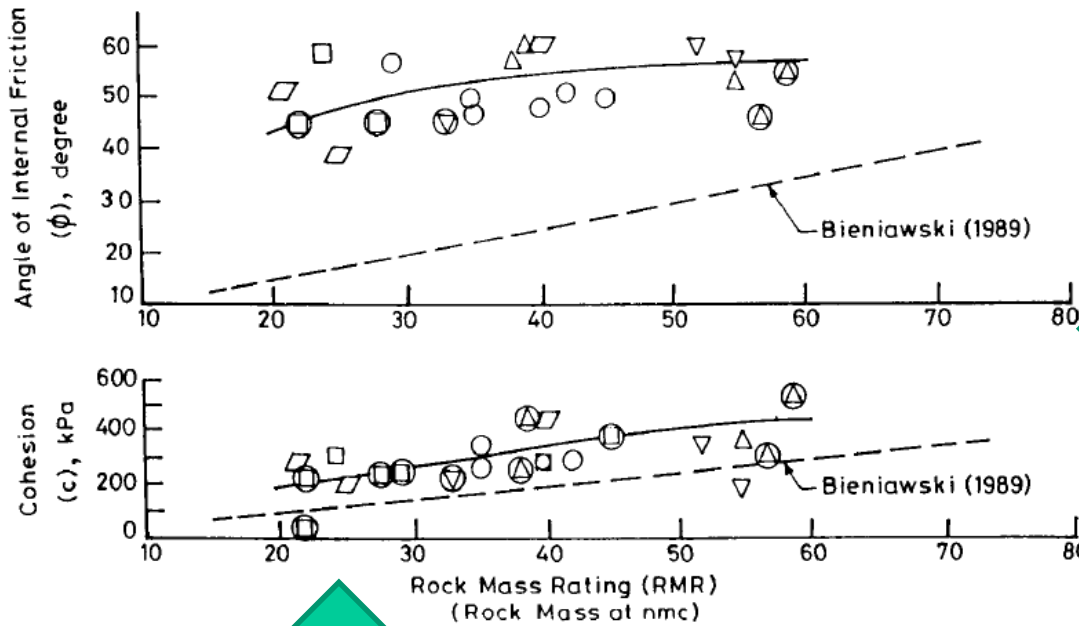
## Características resistentes del macizo rocoso

Clase ( R.M.R.)	c [ Kpa]	$\phi$ °	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

**Si puo' usare in SSAP  
Ma non e' consigliabile..**



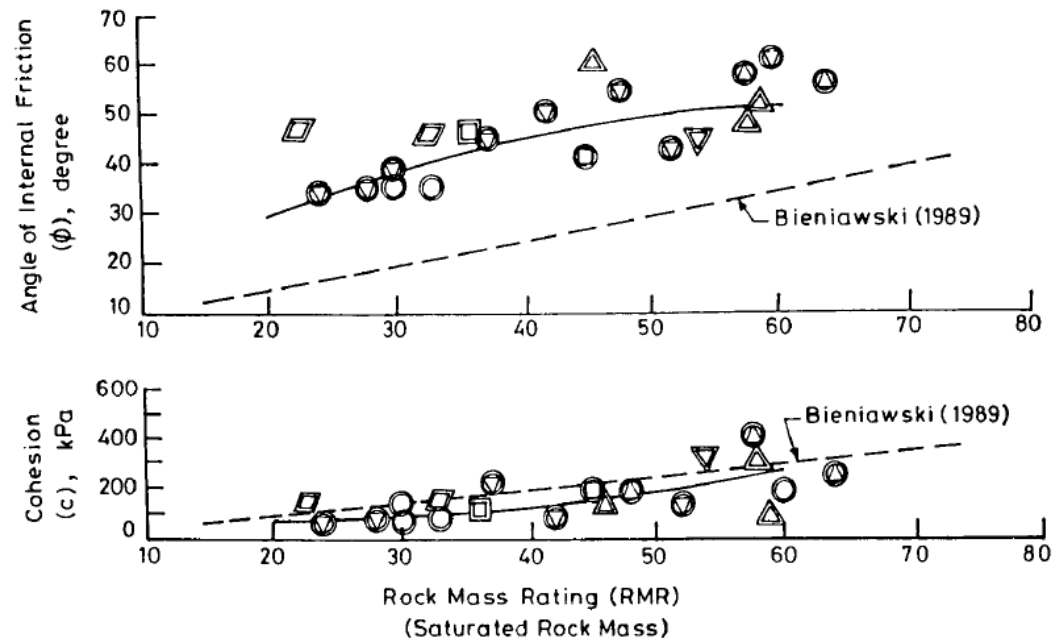
# Comparazione valori tavola beniawski (RMR) e E dati sperimentali resistenza al taglio in sito



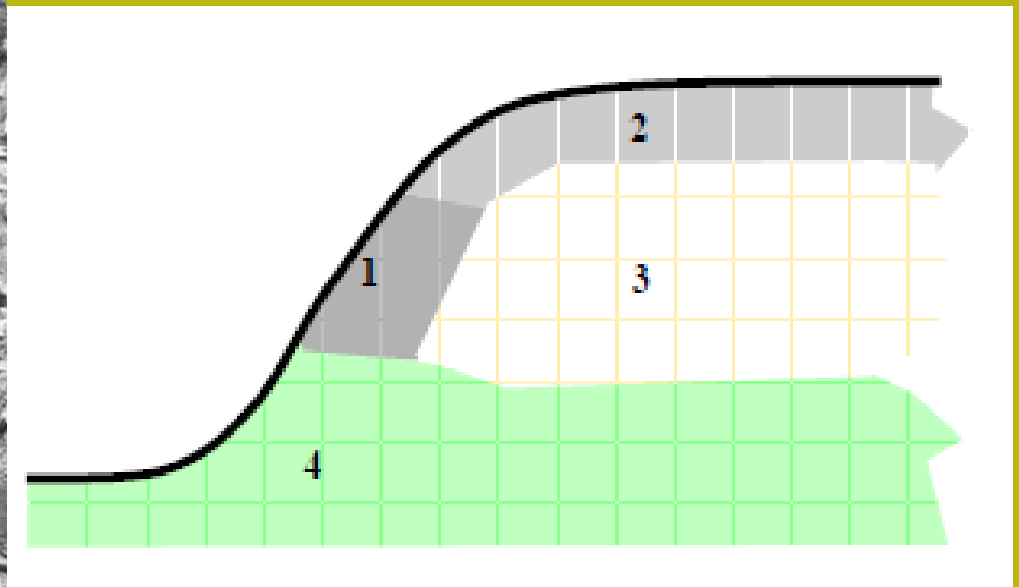
In ammasso ricciosi non saturi e saturi

Mehrotra, 1993

I valori della tavola Beniawski (RMR) sottostimano di molto l'angolo di frizione interna E talvolta anche un poco la coesione dell'intero ammasso

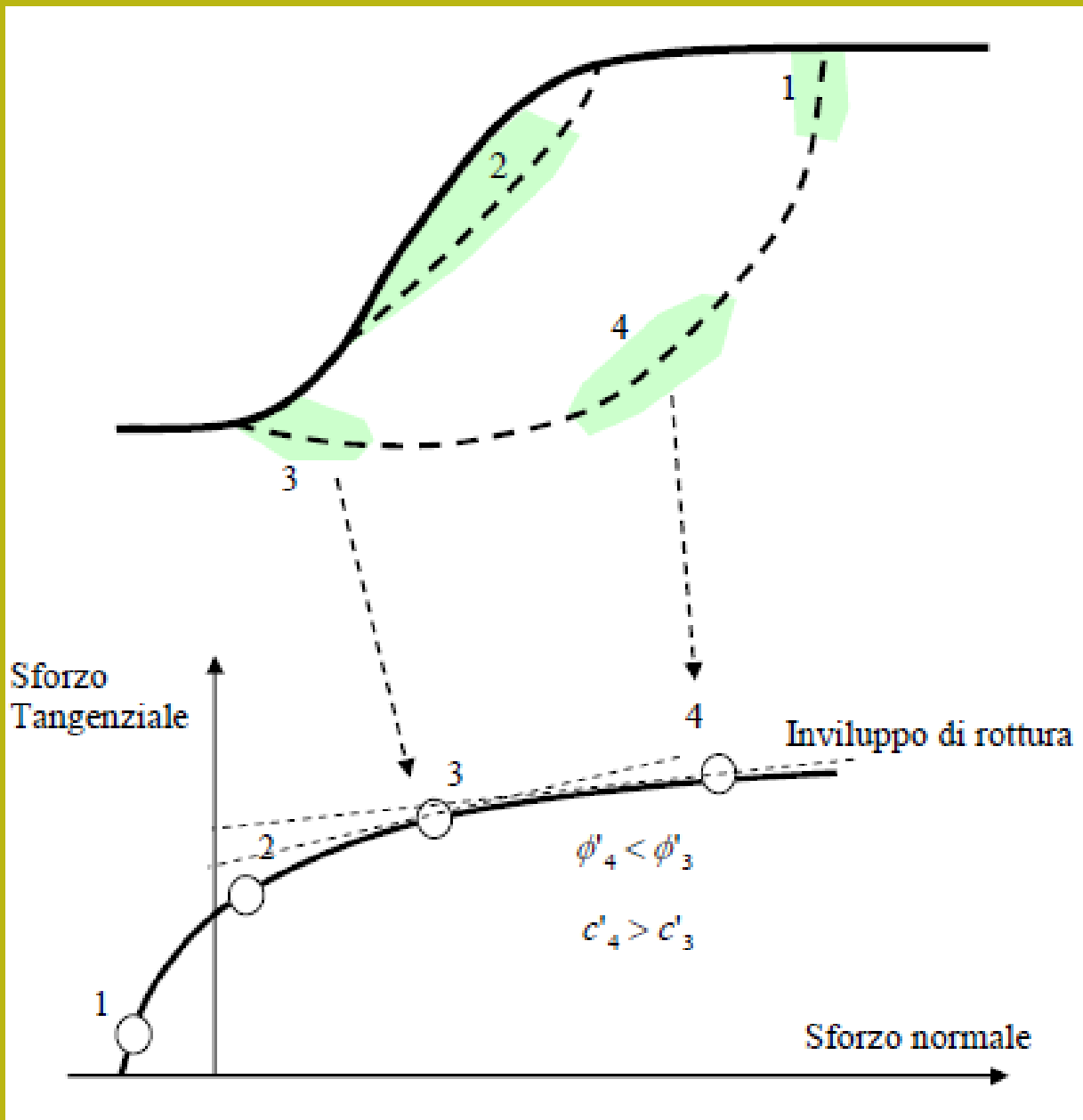


Con la caratterizzazione di un ammasso mediante il metodo di Hoek è implicito assumere che esso venga considerato un mezzo omogeneo e isotropo. Nella realtà in un ammasso, anche se omogeneo dal punto di vista della litologia, possono esistere zone con caratteristiche di alterazione o caratterizzazione delle discontinuità diverse. In questo caso il metodo va applicata dopo aver suddiviso l'ammasso stesso in unità strutturali e meccaniche diverse che vengono poi, al loro interno assunte omogenee.





Una delle caratteristiche del criterio di rottura di Hoek è che esso definisce, per l'ammasso nel suo insieme, un involucro di rottura curvo all'interno del diagramma degli sforzi normali e tangenziali



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  $\sigma_{ci}$  (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  $m_i$  (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.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

Phi'

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

C'

**GSI: determinazione parametri equivalente locali resistenza al taglio**

Dove:

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

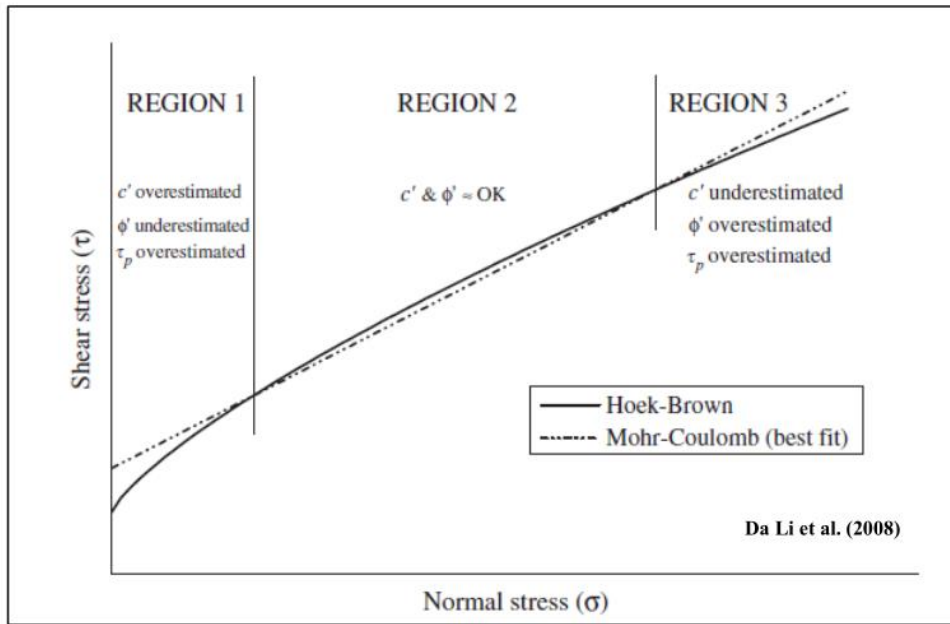
$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

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

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

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



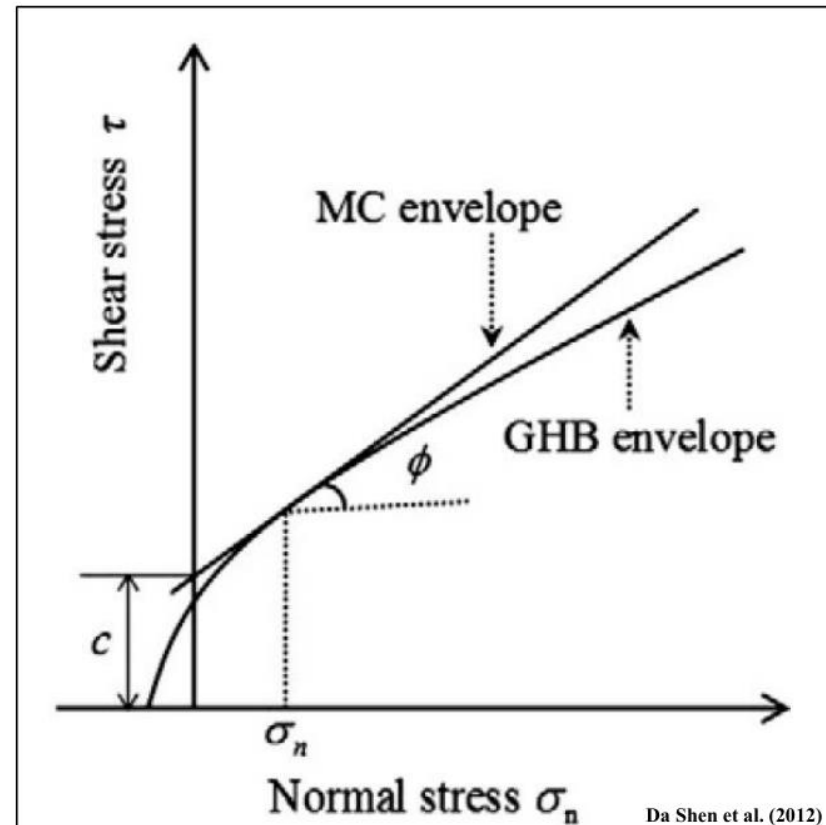
Il metodo di Hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit ) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori: Carranza-Torres(2004), Brown (2008).







Pero' esistono valide alternative.. numeriche e semianalitiche efficienti

Dalla versione SSAP 4.9.2 abbiamo Piu' efficienti alternative per calcolare i valori  $c'$  e  $\phi'$ , lungo l'involuppo di rottura curvo del criterio HB generalizzato. (GHB)

Tabella D.1

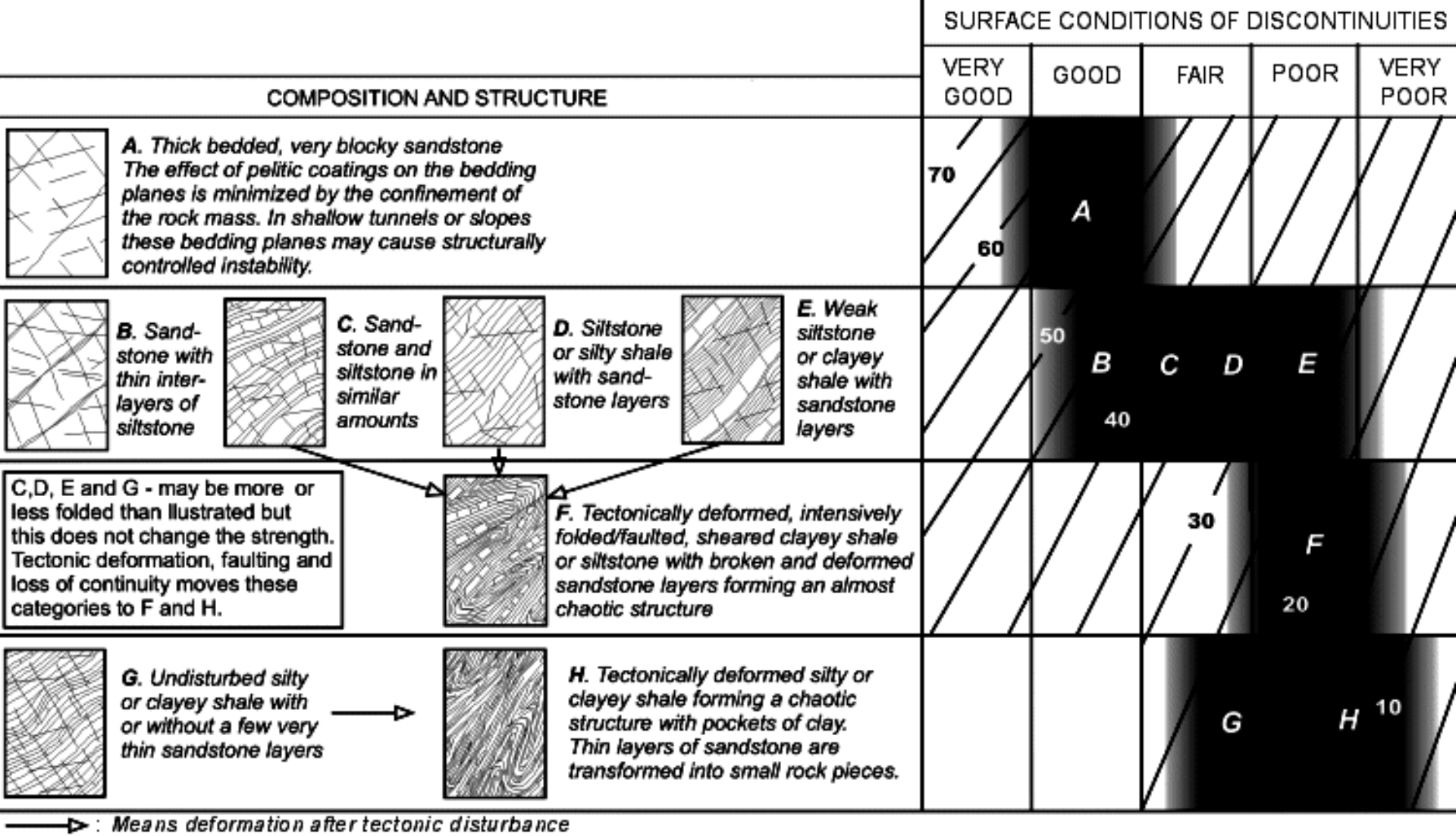
N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)



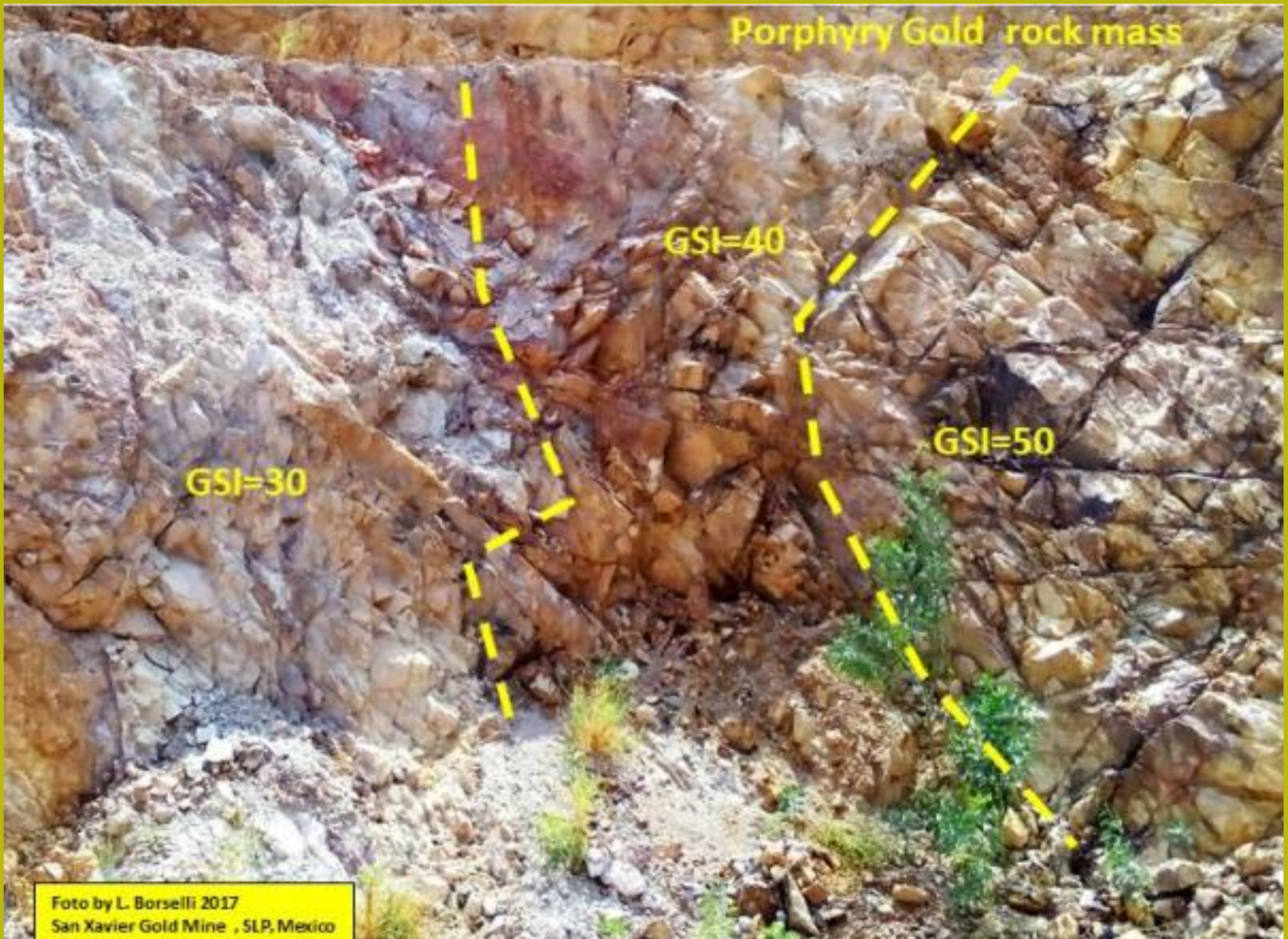
		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	<b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	<b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	<b>VERY BLOCKY</b> - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	<b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	<b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40	30	
	<b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				20	10
		N/A	N/A			

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

Da software ROCKLAB



Da  
software ROCKLAB





Hoek-Brown Classification

sigci 30 MPa

GSI 50

mi 10

D 0

Ei 12000 MPa

MR

---

Hoek-Brown Criterion

mb 1.677

s 0.0039

a 0.506

---

Failure Envelope Range

Application: General

sig3max 7.5000 MPa

---

Mohr-Coulomb Fit

c 1.494 MPa

phi 30.52 deg

---

Rock Mass Parameters

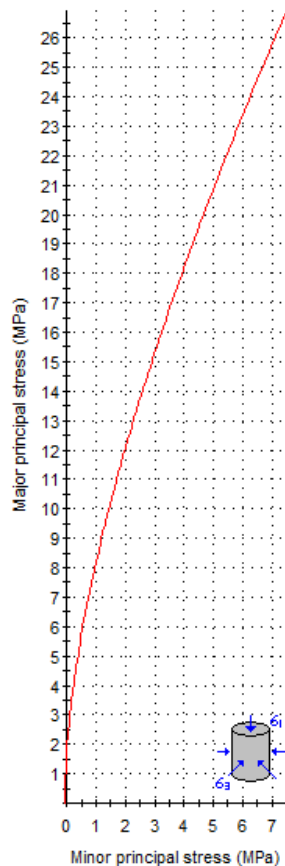
sigt -0.069 MPa

sigc 1.807 MPa

sigcm 5.230 MPa

Erm 3686.23 MPa

Copy Data



## 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

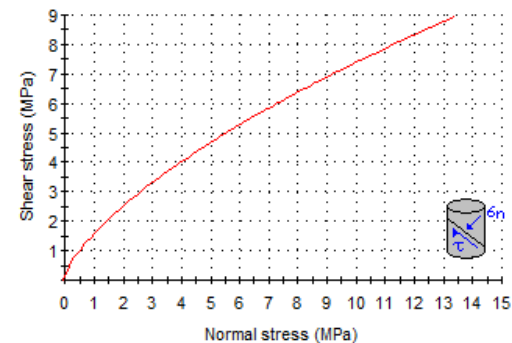
mb = 1.677 s = 0.0039 a = 0.506

## 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 (ora non piu' freeware) da:  
**rocscience.com**



www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html

## ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strength

by [Roozbeh Geraili Mikola, Ph.D., 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: Slope

GSI: 50 + sig3max: 0.2280 MPa

mi: 10 + Unit Weight: 0.024 MN/m<sup>3</sup>

D: 0 + Slope Depth: 10 m

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: 0.2532 MPa

sigc: 1.8068 MPa      phi: 56.76 deg

sigcm: 5.2300 MPa

Erm: 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)=0.2532 MPa, Friction Angle (phi)=56.76deg

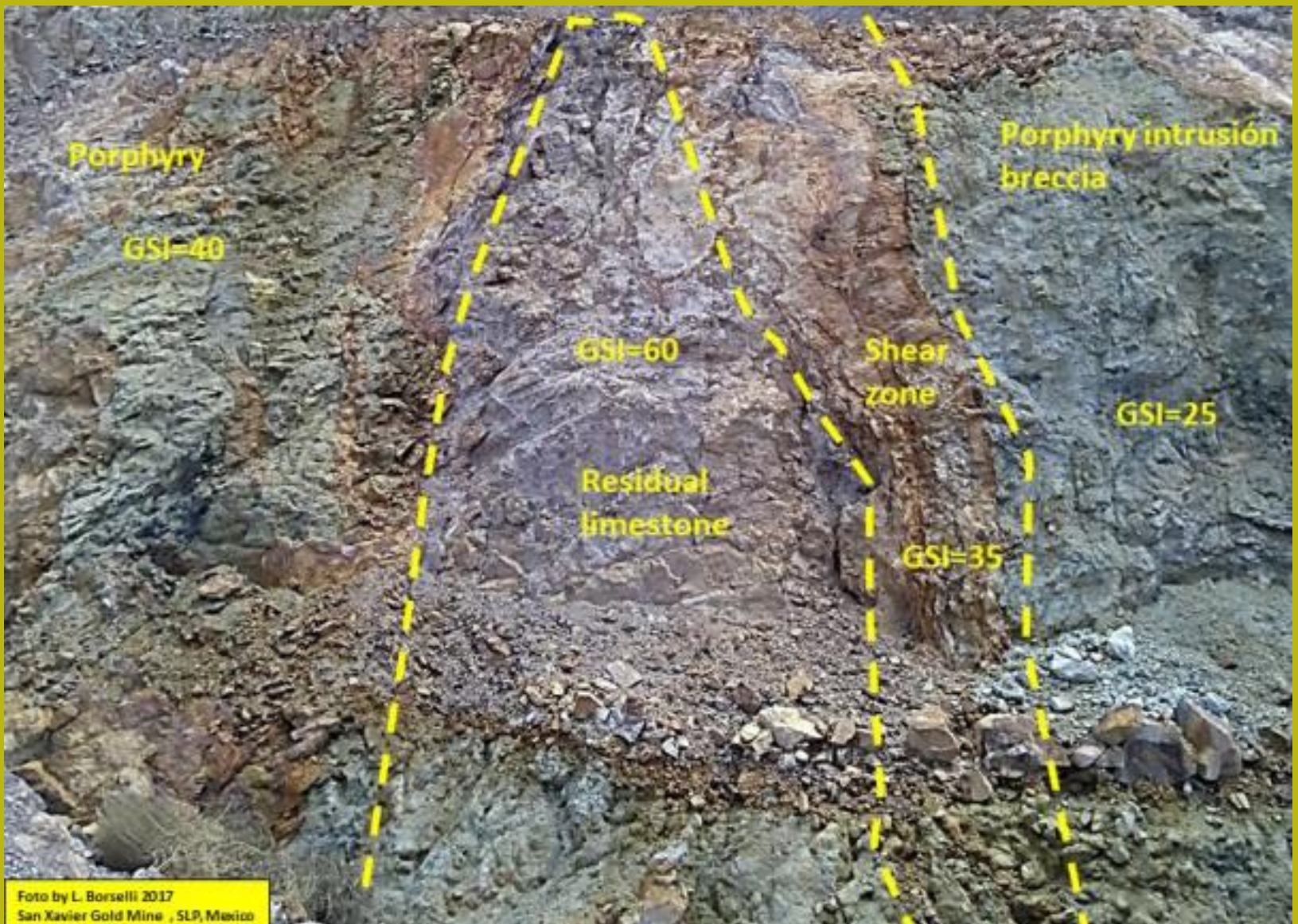
**Rock Mass Parameters**  
Tensile strength (sigt)=-0.0692 MPa  
Uni. Comp. Strength (sigc)=1.8068 MPa  
Global Strength (sigcm)=5.2300 MPa  
Modulus of Deformation (Erm)=3686.23 MPa

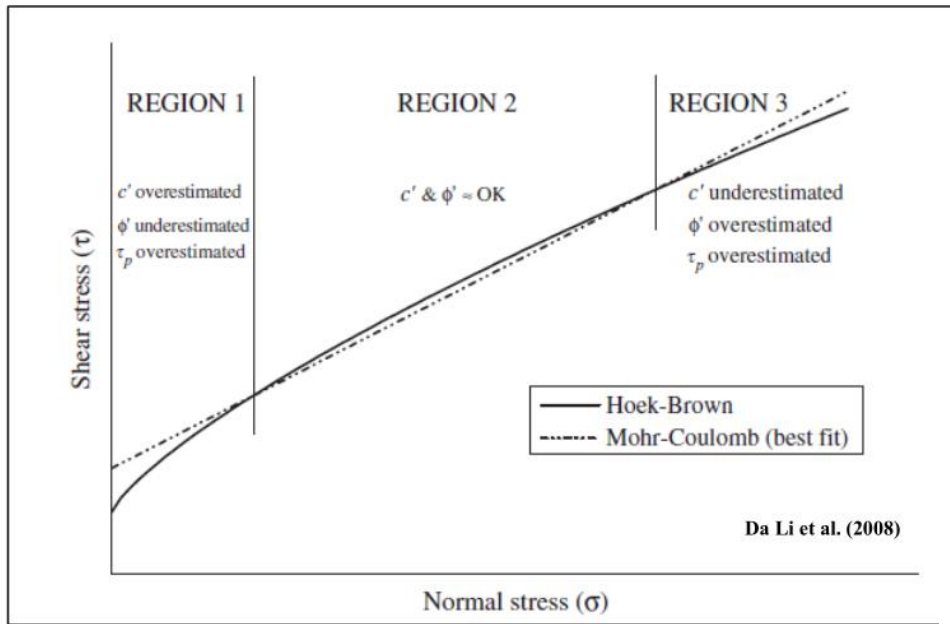
**Major and Minor Principal Stresses**

**Shear and Normal Stresses**

Copyright ©2014 Roozbeh Geraili Mikola. All Right reserved

Una validissima alternativa (free.. Se avete la pazienza di tollerare le pubblicita'..) **ORMAS 1.0**  
<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>



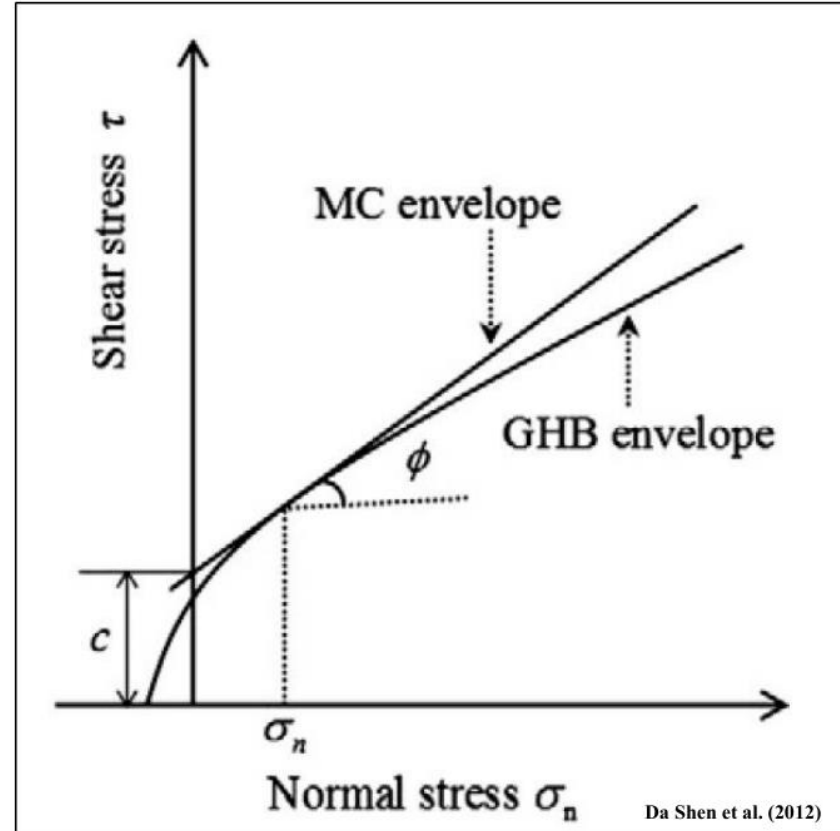


Il metodo di hoek et al 2002 di linearizzazione locale (mediante best fit) dell'involuppo sigma /tau e' molto impreciso, secondo diversi autori :Carranza-Torres(2004), Brown (2008) Pero' esistono valiede alternative numeriche e seminalitiche efficienti

Dall versione SSAP 4.9.2 abbiamo Tre delle piu effienti alternative per calcolare i valori  $c'$  e  $\phi'$  lungo l'involuppo Di rottura del criterio HB generalizzato.

Tabella D.1

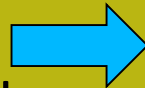
N. Metodo	Nome	Tipo di metodo	Rif. bibliografico
1	Carranza-Torres	Numerico	Carranza-Torres(2004)
2	Lei et al.	Numerico	Lei et al.(2016)
3	Lee & Petruszczak	Semi-analitico	Lee & Petruszczak (2017)



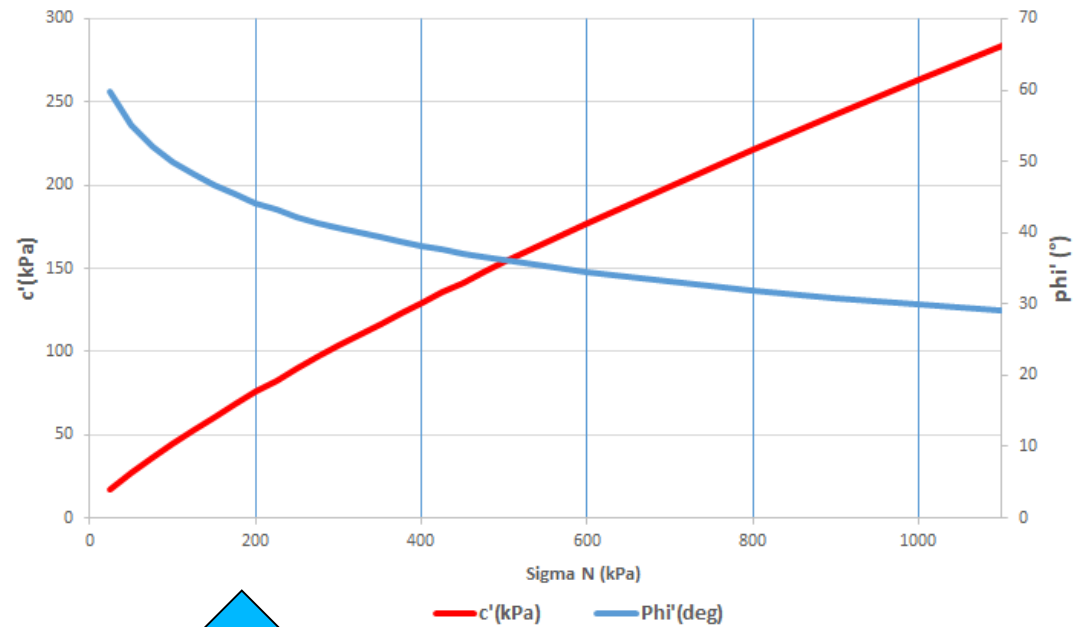
La unità *porphyry intrusion breccia* è caratterizzato da  $\sigma_{ci}=15$  (MPa); GSI =25;  $m_i =22$  ;

D=0.5.

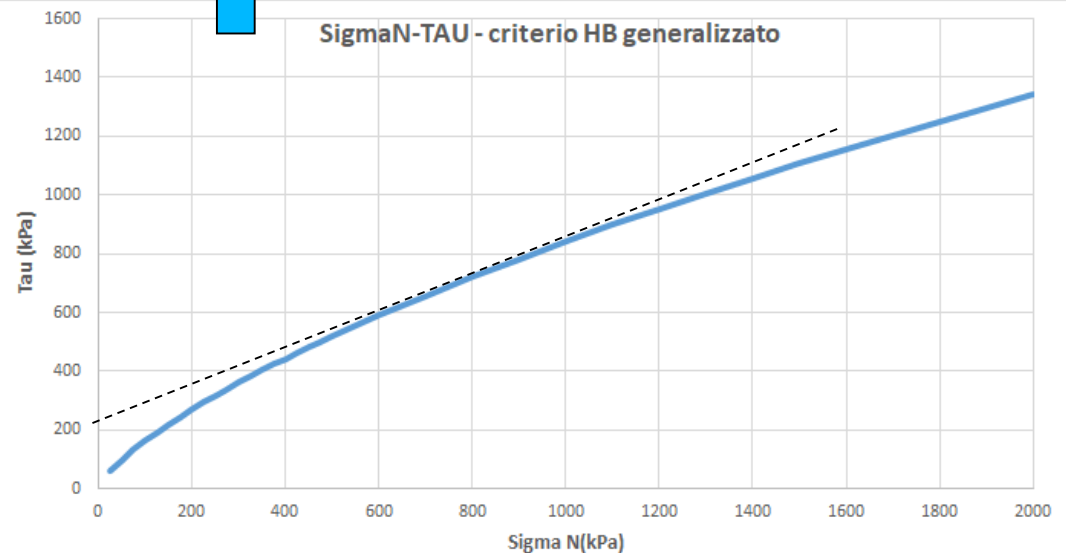
Si nota come i valori  $c'$  e  $\phi'$  Equivalenti variano in modo rilevante in funzione dello stato tensionale che determina il valore locale di  $\Sigma N'$  e del Valore della resistenza al taglio totale locale.



Criterio HB generalizzato



SigmaN-TAU - criterio HB generalizzato

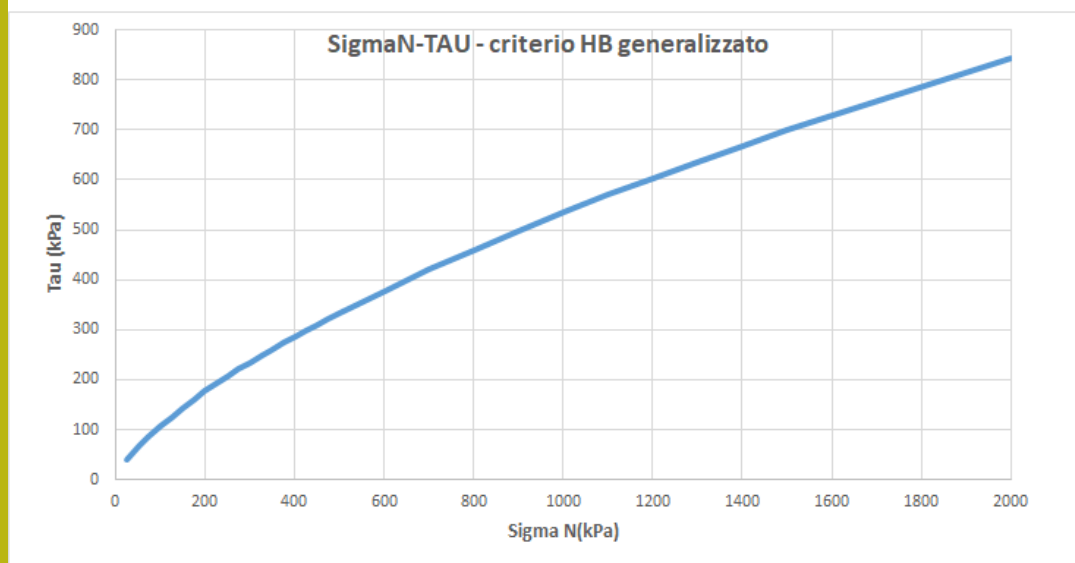
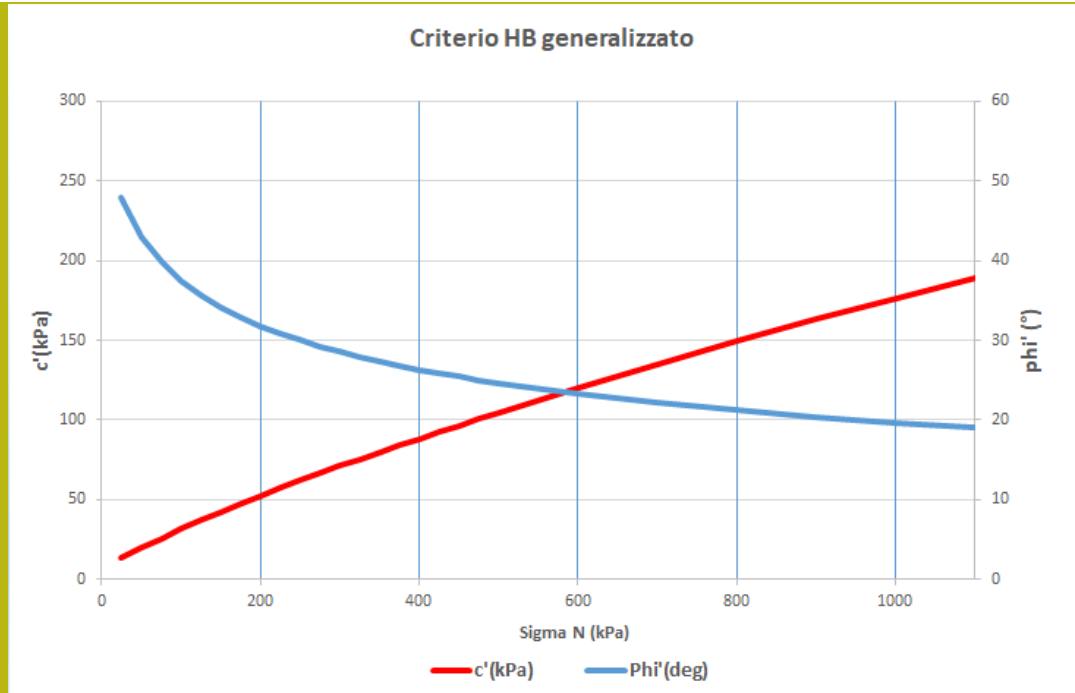


L'ammasso è caratterizzato da  $\sigma_{ci}=30$  (Mpa);  $GSI=15$ ;  $m_i=8$ ;  $D=0.5$ .

Questo ammasso su flyshoidi ha un livello di disturbo piu elevato ( $GSI=15$ ) ma una resistenza alla compressione uniaassiale maggiore della roggia intatta

UCS=30MPa

Pero' come risultato abbiamo minori  $c'$  e  $\phi_i'$



# Parametro $m_i$



Table 2: Values of the constant  $m_i$  for intact rock, by rock group<sup>4</sup>. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional characteristics.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
		Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)	
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava	Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5		Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

\* Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

\*\* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

<sup>4</sup> Note that this table contains several changes from previously published versions, These changes have been made to reflect data that has been accumulated from laboratory tests and the experience gained from discussions with geologists and engineering geologists.

### GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH

Chart modified and extended by V. Marinos from the P. Marinos & E. Hoek (2001) original one

Heterogeneous rockmasses are meant those with alternating layers of clearly different lithology types with significant differences in their strength properties. For flysch, a typical formation with heterogeneous rock masses, these alternations are consisting of sandstones and siltstones. Clay shales may be present. From a description of the lithology, structure and surface conditions of discontinuities (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. **The selection of the structure should be based on the tectonic disturbance (undisturbed, slightly disturbed, strongly disturbed - folded, desintegrated, sheared), the proportion of siltstones against sandstones and the expressed or not stratification inside the siltstone layers. In the type IV and V when the thickness of sandstone beds exceed 50cm an increase of the GSI value by 5 is suggested. From type IV and the following types, the stratification planes are perceptible inside the siltstone mass. Locate the position in the box that corresponds to the conditions and estimate the average value GSI from the contours. The determination of the structure and the condition of discontinuities may range between two adjacent fields. Note that the Hoek - Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.**

#### STRUCTURE AND COMPOSITION

**TYPE I.** Undisturbed, with thick to medium thickness sandstone beds with sporadic thin films of siltstone. In shallow tunnels or slopes where confinement is poor the mode of the failure has a kinematic character controlled by the bedding planes and GSI is meaningless

**TYPE II.** Undisturbed massive siltstone (stratification planes are imperceptible) with sporadic thin interlayers of sandstones

**TYPE III.** Moderately disturbed sandstones with thin films of interlayers of siltstone

**TYPE IV.** Moderately disturbed rockmass with sandstone and siltstone similar amounts

**TYPE V.** Moderately disturbed siltstones with sandstone interlayers

**TYPE VI.** Moderately disturbed siltstones with sparse sandstone interlayers

**TYPE VII.** Strongly disturbed, folded rockmass that retains its structure, with sandstone and siltstone in similar extend

**TYPE VIII.** Strongly disturbed, folded rockmass, with siltstones and sandstone interlayers. The structure is retained and deformation - shearing is not strong

**TYPE IX.** Desintegrated rockmass that can be found in wide zones of faults or/and of high weathering. In this type mainly brittle material is present with some disturbed siltstones between rock pieces

**TYPE X.** Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure

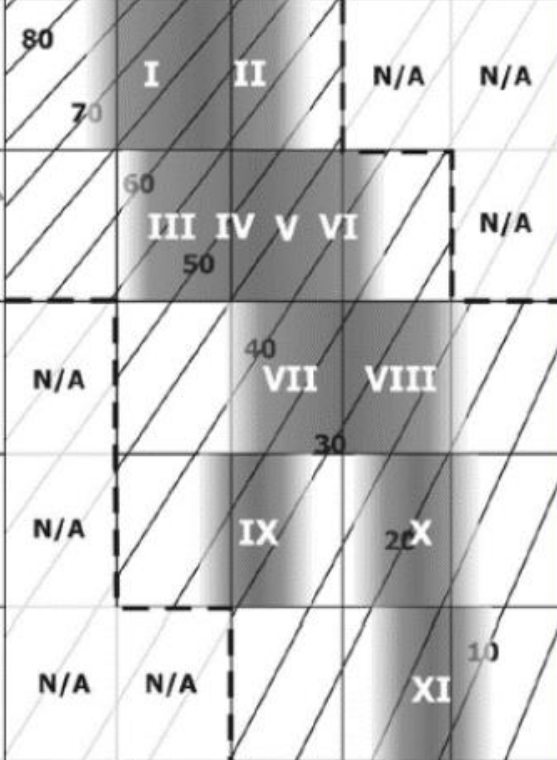
**TYPE XI.** Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil

SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)

<b>VERY GOOD</b> Very rough, fresh unweathered surfaces	<b>GOOD</b> Rough, slightly weathered or oxydised surfaces	<b>FAIR</b> Smooth, moderately weathered and altered surfaces	<b>POOR</b> Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	<b>VERY POOR</b> Very smooth, slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coating or fillings
--	---	--	---	---

DECREASE OF THE QUALITY OF DISCONTINUITIES →

↑ (WHEN THICKNESS OF SANDSTONE BEDS > 50cm)



N/A Means geologically impossible combination. In the non - shadowed areas, such rockmasses are not impossible to find but it is very unusual

→ Means deformation after tectonic disturbance

Fig. D.33 (da Marinos 2017)

Per Formazioni in facies di flysch



Tipo VII GSI medio=40-35

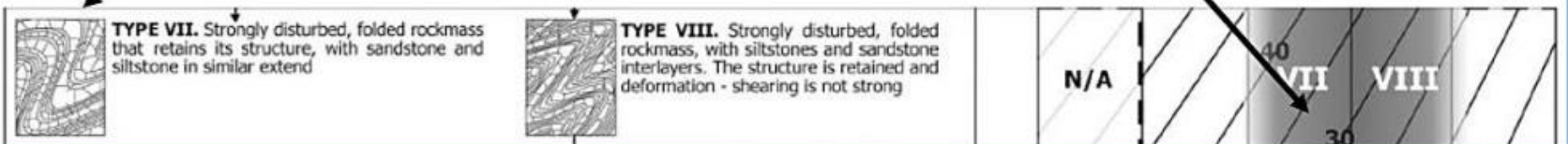


Fig. D.41

Esempio classificazione da atlante con immagini di formazioni flyshoidi in manuale SSAP 4.9.4





## Stima alternativa Generalizzata ed efficiente di GSI

Vedi manuale SSAP pagine 249-252  
Per stima Vb e Jc... e conseguentemente  
di GSI.

Russo (2009)

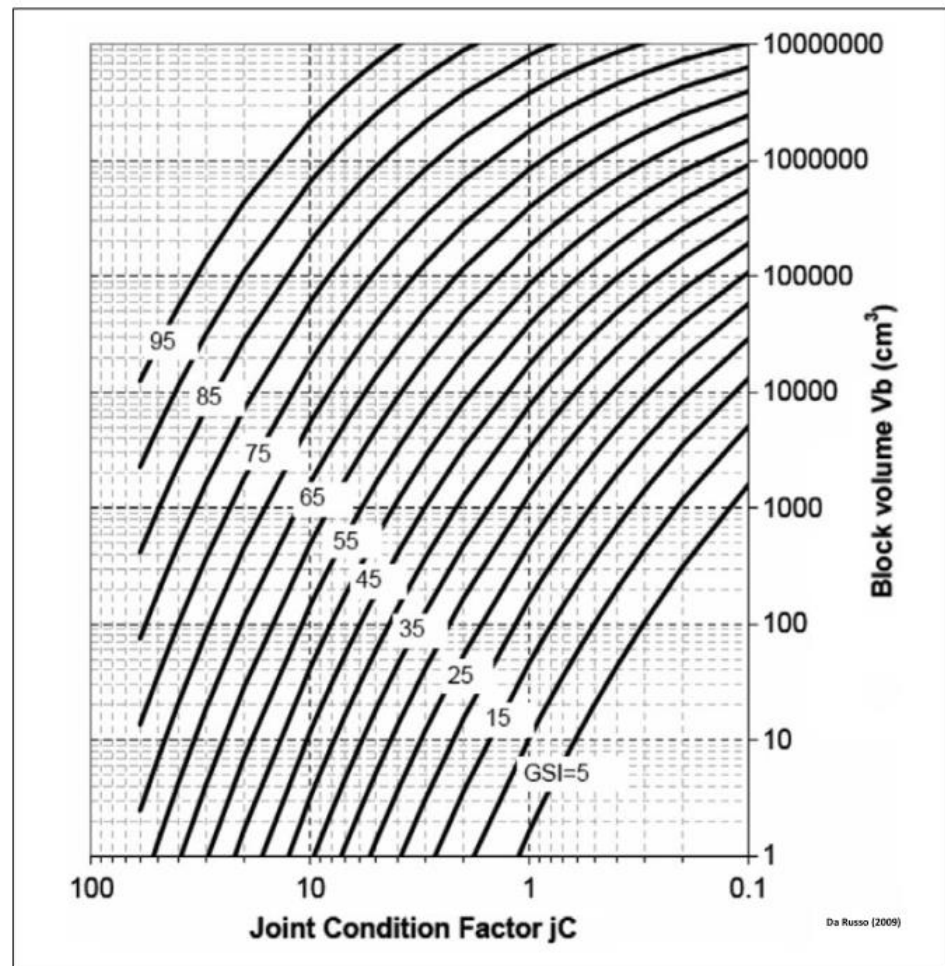


Fig. D.12

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[ 1 + (1.0526 JC^{0.5} Vb^d)^{0.44} \right]} \quad \text{D.11}$$

con :

$$d = 0.37 JC^{-0.2} \quad \text{D.12}$$

dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V<sub>b</sub>: Volume medio dei blocchi in (m<sup>3</sup>)

Secondo Palmstrom (1996) il volume medio dei blocchi  $V_b$ (cm<sup>3</sup>) 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 (cm<sup>3</sup>)<sup>1</sup>

$J_v$ : frequenza delle discontinuità (Joints/m<sup>3</sup>)

$\beta$  : fattore di forma dei blocchi (adimensionale).

Il valore di  $\beta$  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](http://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 della caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure D.9,D.10,D.11.

Da manuale ssap Borselli (2017)

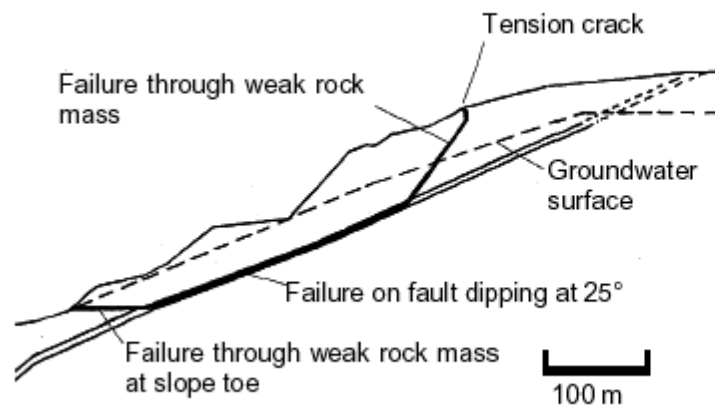
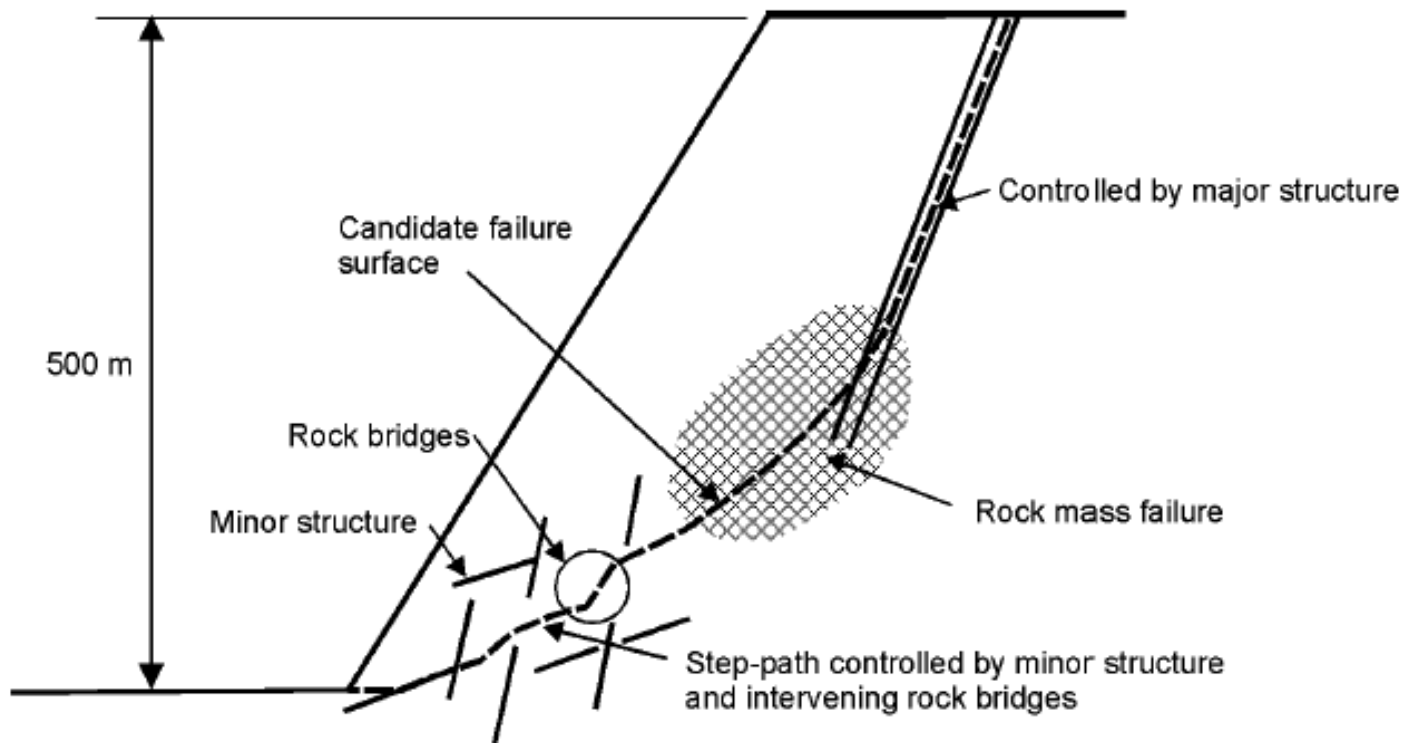
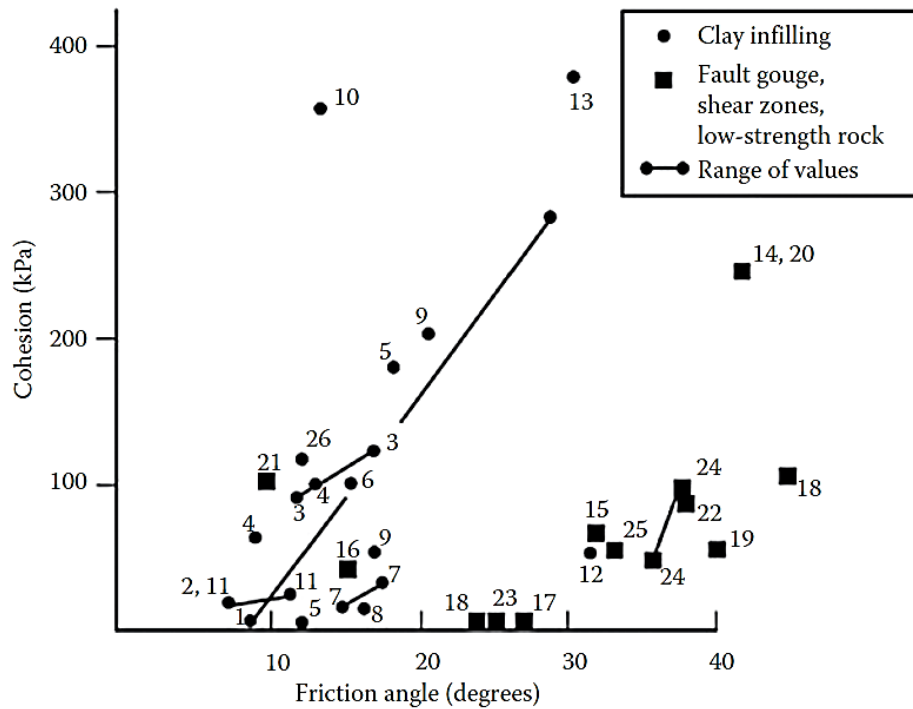


Figure 11.31: Complex slope failure controlled by an outward dipping basal fault and circular failure through the poor quality rock mass overlying the toe of the slope.



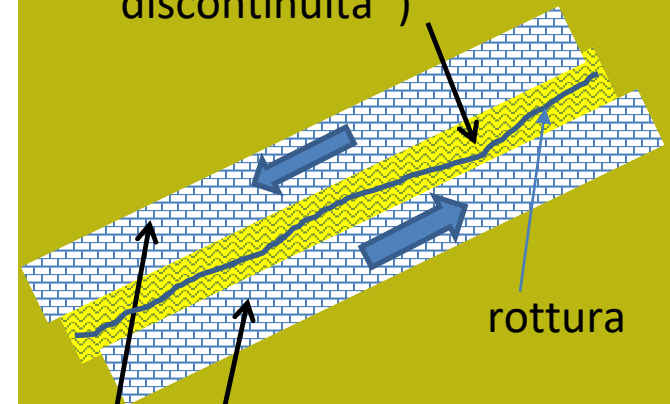
1. Bentonite shale
2. Bentonite seams in chalk
3. Bentonite; thin layers
4. Bentonite; triaxial tests
5. Clay, over consolidated
6. Limestone, 10–20 mm clay infillings
7. Lignite and underlying clay contact
8. Coal measures; clay mylonite seams
9. Limestone; <1 mm clay infillings
10. Montmorillonite clay
11. Montmorillonite; 80 mm clay seam in chalk
12. Schists/quartzites; stratification, thick clay
13. Schists/quartzites; stratification, thick clay

14. Basalt; clayey, basaltic breccia
15. Clay shale; triaxial tests
16. Dolomite, altered shale bed
17. Diorite/granodiorite; clay gauge
18. Granite; clay-filled faults
19. Granite; sandy-loam fault fillings
20. Granite; shear zone, rock and gauge
21. Lignite/marl contact
22. Limestone/marl/lignites; lignite layers
23. Limestone; marlaceous joints
24. Quartz/kaolin/pyrolusite; remolded triaxial
25. Slates; finely laminated and altered
26. Limestone; 10–20 mm clay infillings

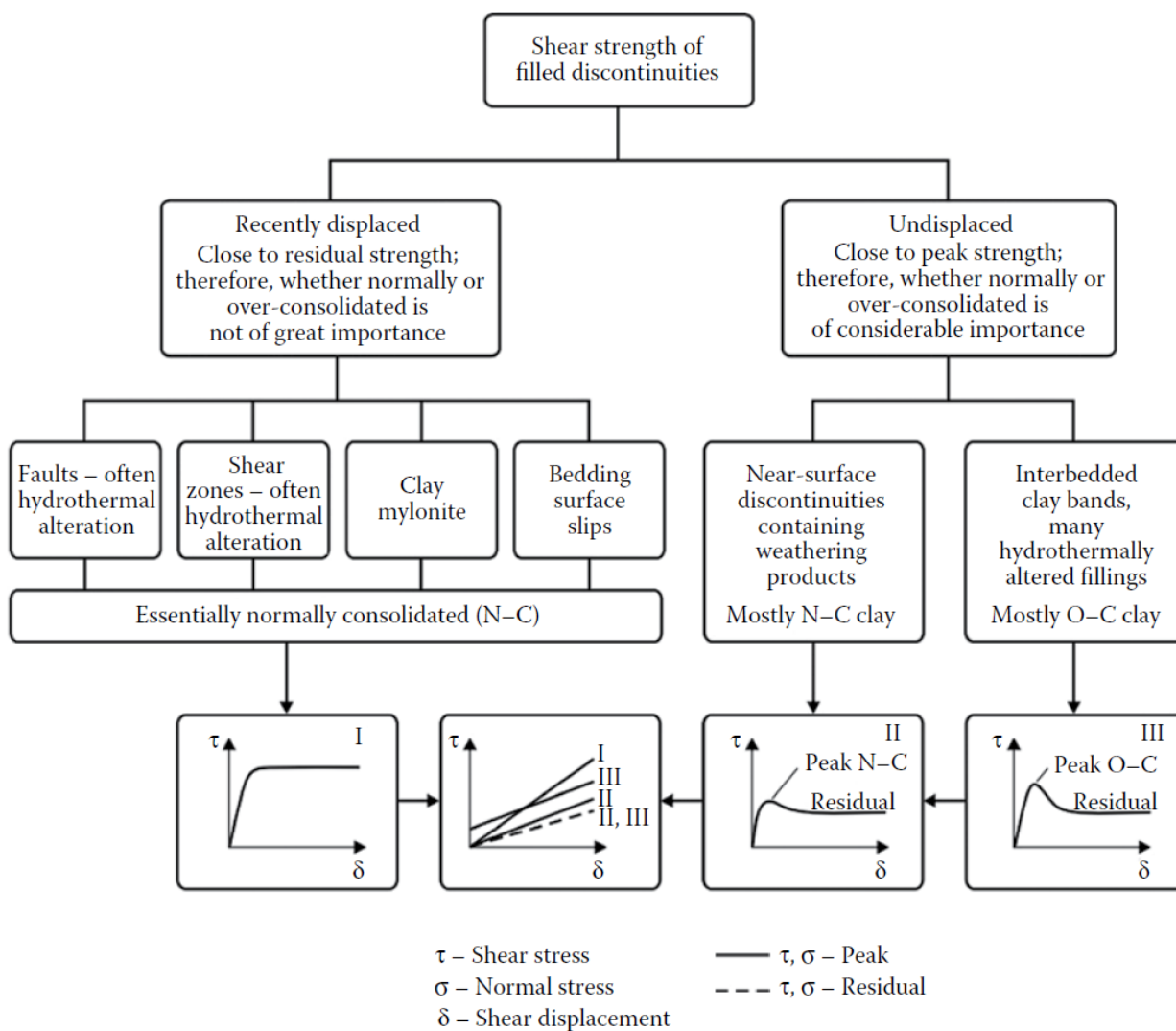
# Da Barton (1974)

## Resistenza al taglio riempimenti

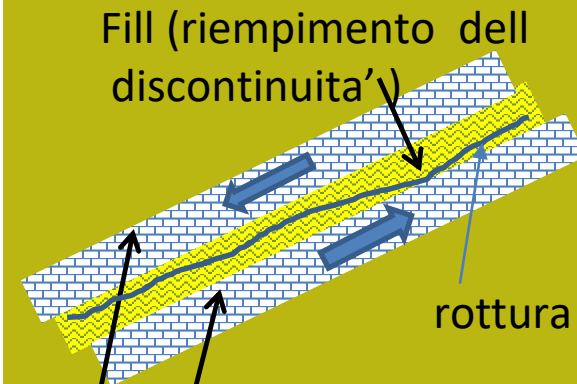
Fill (riempimento dell discontinuita' )



Roccia intatta



## Resistenza al taglio riempimenti



Da Barton (1974)

Roccia intatta

# Una alternativa al GSI che puo' essere gia usata in SSAP...

Da Barton (2013) stima di phi' e c' equivalenti  
In ammasso roccioso partendo parametri di  
Classificazione del metodo Q (quindi una  
alternativa al RMR e al GSI)



The remarkable complexity of the algebra for estimating  $c'$  and  $\varphi'$  with Hoek–Brown GSI-based formulations is contrasted with the simplicity of equations derived by 'splitting' the existing  $Q_c$  formula into two parts, as described in Barton (2002) ( $Q_c = Q\sigma_c/100$ , with  $\sigma_c$  expressed in MPa).

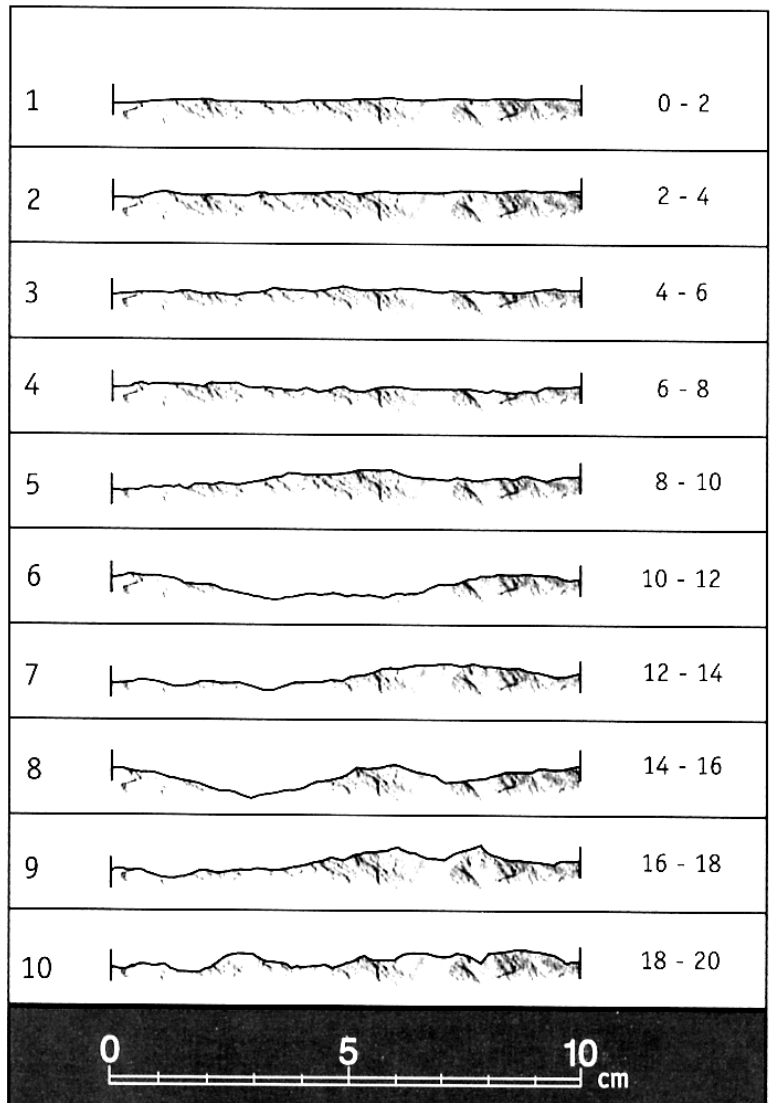
Expression	Origin
$\varphi' \approx \tan^{-1} \left( \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{1} \right)$	(1) FC from Q
$\varphi' = a \sin \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$	(2) From GSI
$c' \approx \left( \frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100} \right)$	(3) CC from Q
$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+u)(2+a) \sqrt{1 + [6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}}$	(4) From GSI

Da Barton (2013)

# Caso di discontinuita' ben identificate

# Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton 1966 per resistenza al taglio in discontinuita'

Tavola del JCR

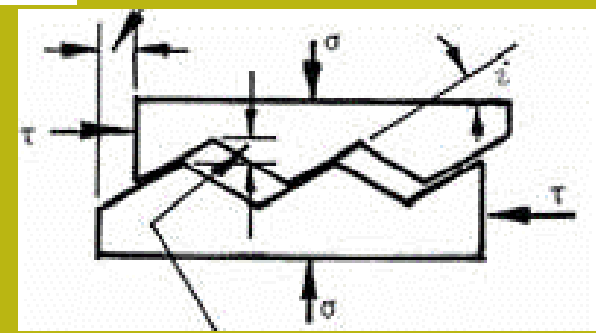


JRC = coefficiente di rugosita' (°)  
 JCS = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuita' (MPa)  
 $\sigma_n$  = pressione normale alla superficie della discontinuita'  
 $\phi_r$  = angolo di frizione residuale (da tilt test)  
 $i$  = angolo di dilatanza

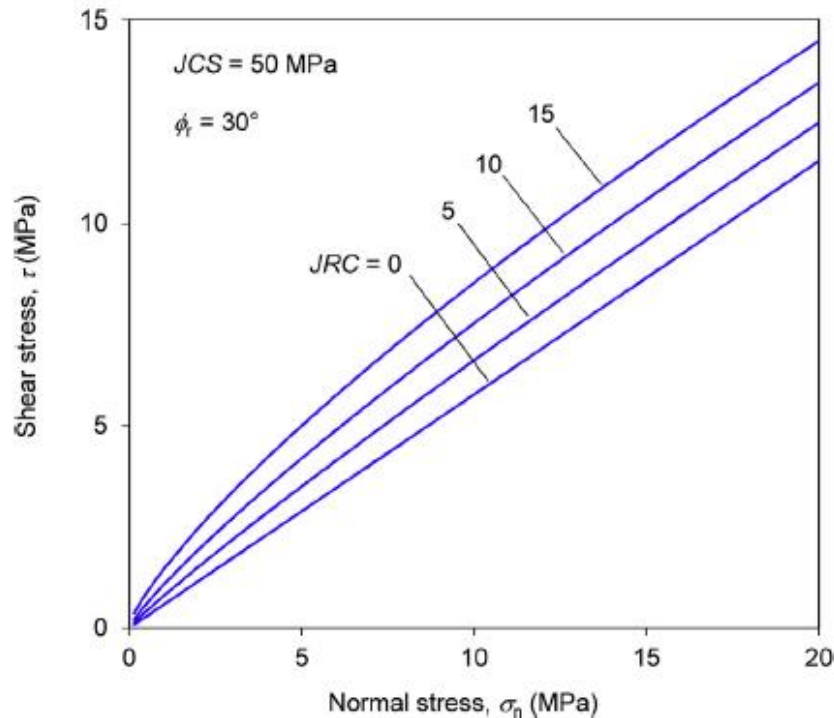
Barton & Bandis (1990)

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC * \text{Log}_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

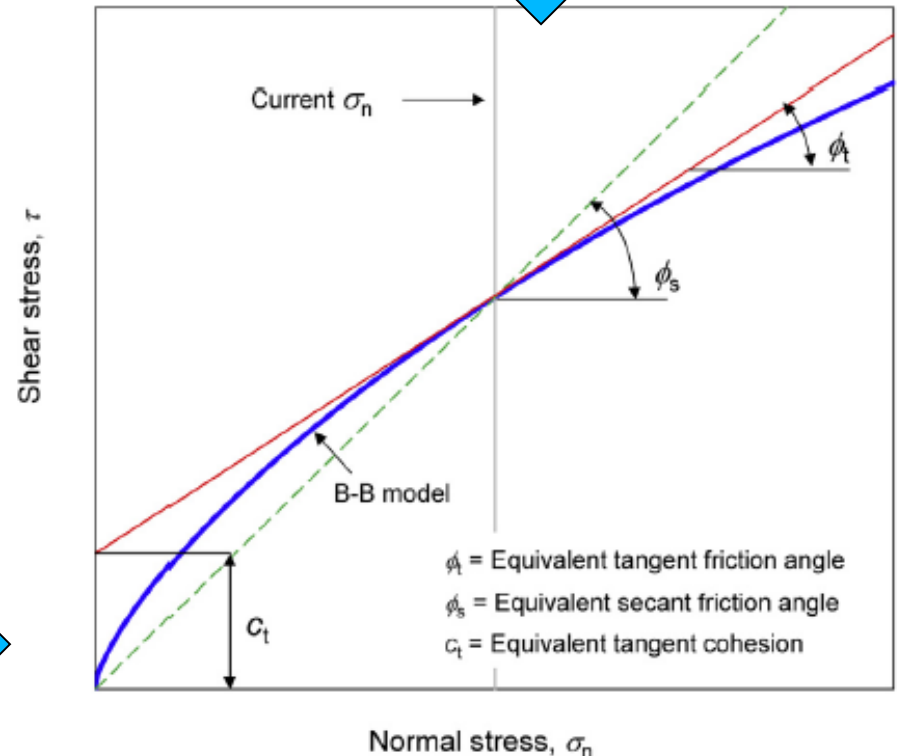
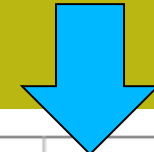
$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$



**Criterio B-B non-lineare  
che puo' essere usato a partire dalla  
versione ssap 4.9.6**



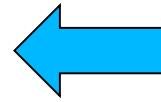
Dato che anche il criterio di rottura di Barton per le discontinuita' e' curvo anche la stima di  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti non puo' essere semplicemente linearizzato. (porterebbe a grosse sovrastime o sottostime)



La stima locale dei valori  $\phi'$  e  $c'$  equivalenti segue in SSAP il método di Prassetyo et al. (2017)



$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0}$$



$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JRC_0}$$

## Correzione per effetto

Di scala dei parametri JRC e JCS

Secondo Barton 3  
Bandis (1990)

Dove:

$JRC_0$  : indice di rugosità' dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

$JRC_n$  : indice di rugosità' dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

$JCS_0$  : resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti ottenuto a una specifica scala di misura (es 0.1 m) sulla discontinuità;

$JCS_n$  resistenza alla compressione semplice (MPa) dei giunti normalizzato specifica scala di persistenza della discontinuità (es 3 m);

$L_0$  : Lunghezza (m) della zona di misura proprietà della discontinuità (es 0.1 m);

$L_n$  : Lunghezza (m) della persistenza della discontinuità (es 3 m);

Area con Isotropia strutturale  
(strati a reggipoggio piu'  
Famiglie aggiuntive di discontinuita')

Area con discontinuita' e marcata  
Anisotropia strutturale  
(strati a franapoggio)

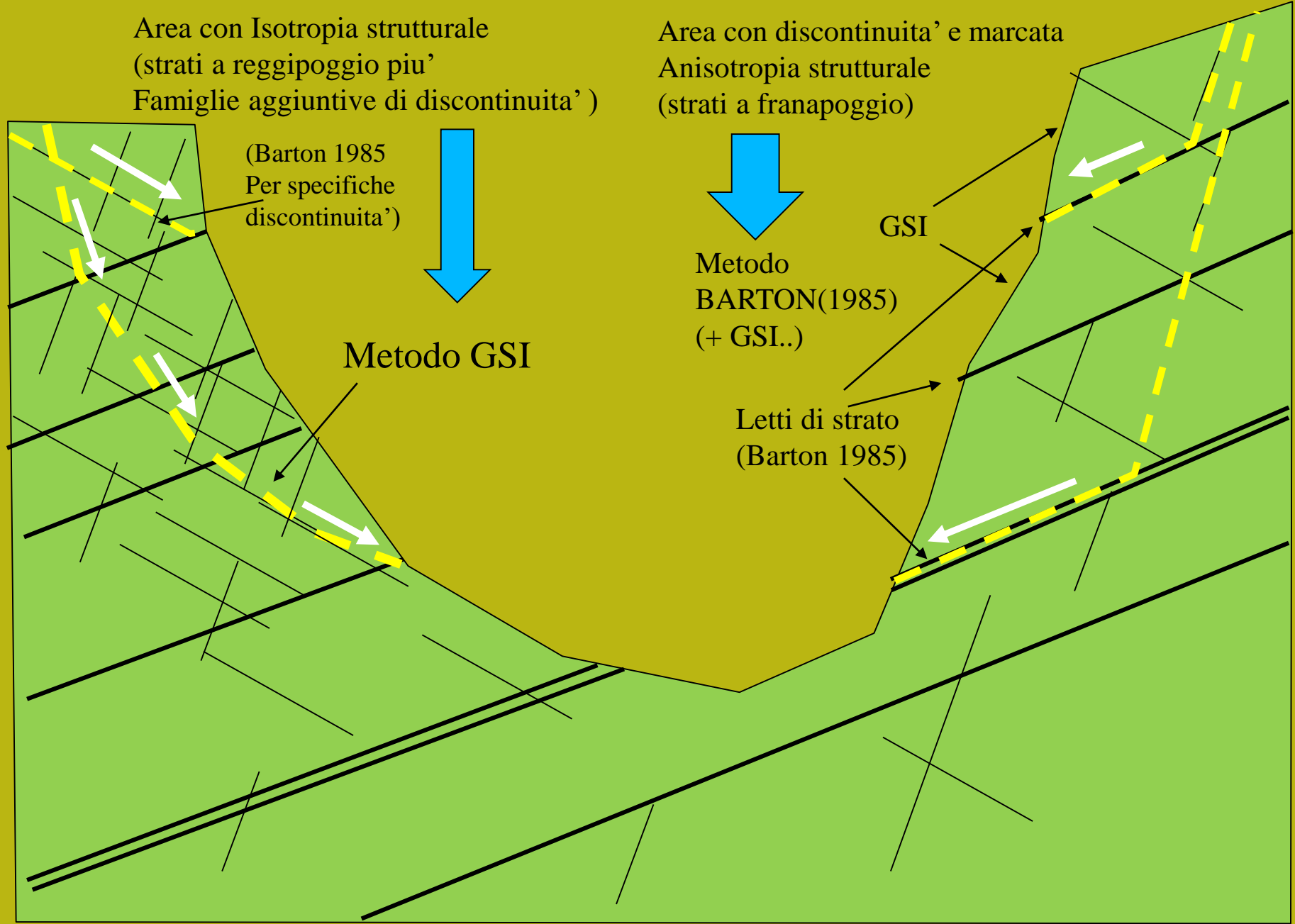
(Barton 1985  
Per specifiche  
discontinuita')

Metodo  
BARTON(1985)  
(+ GSI..)

Metodo GSI

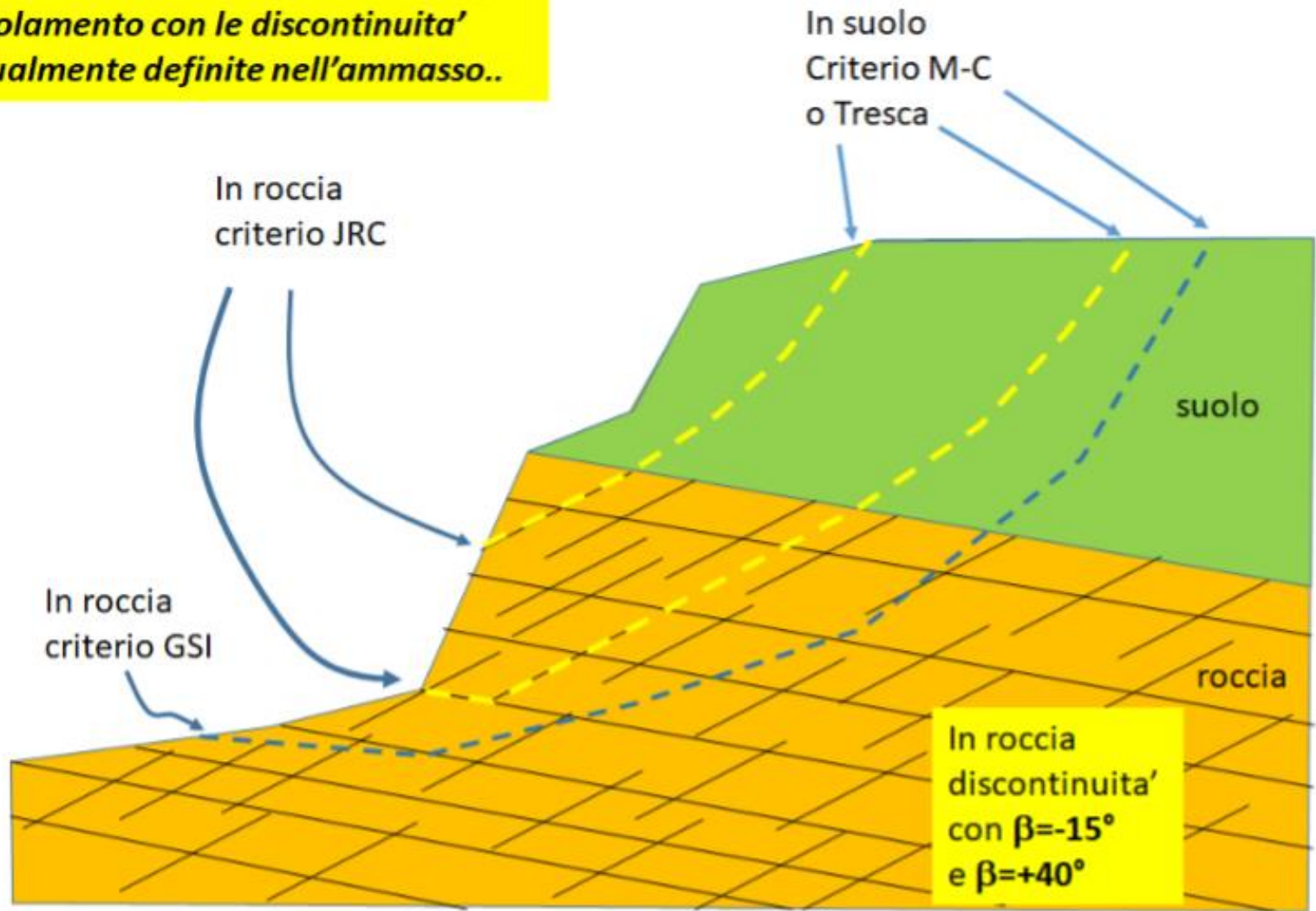
Letti di strato  
(Barton 1985)

GSI



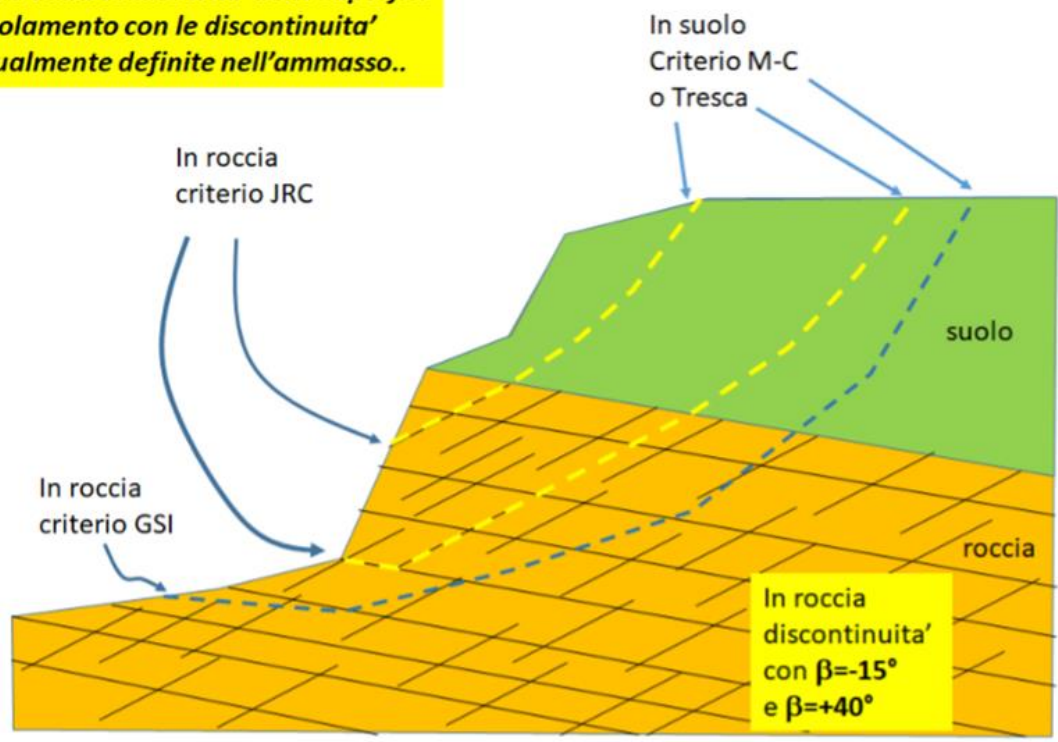
### Campi di applicazione dei metodi GSI e Barton

*In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearità delle superfici di scivolamento con le discontinuità eventualmente definite nell'ammasso..*

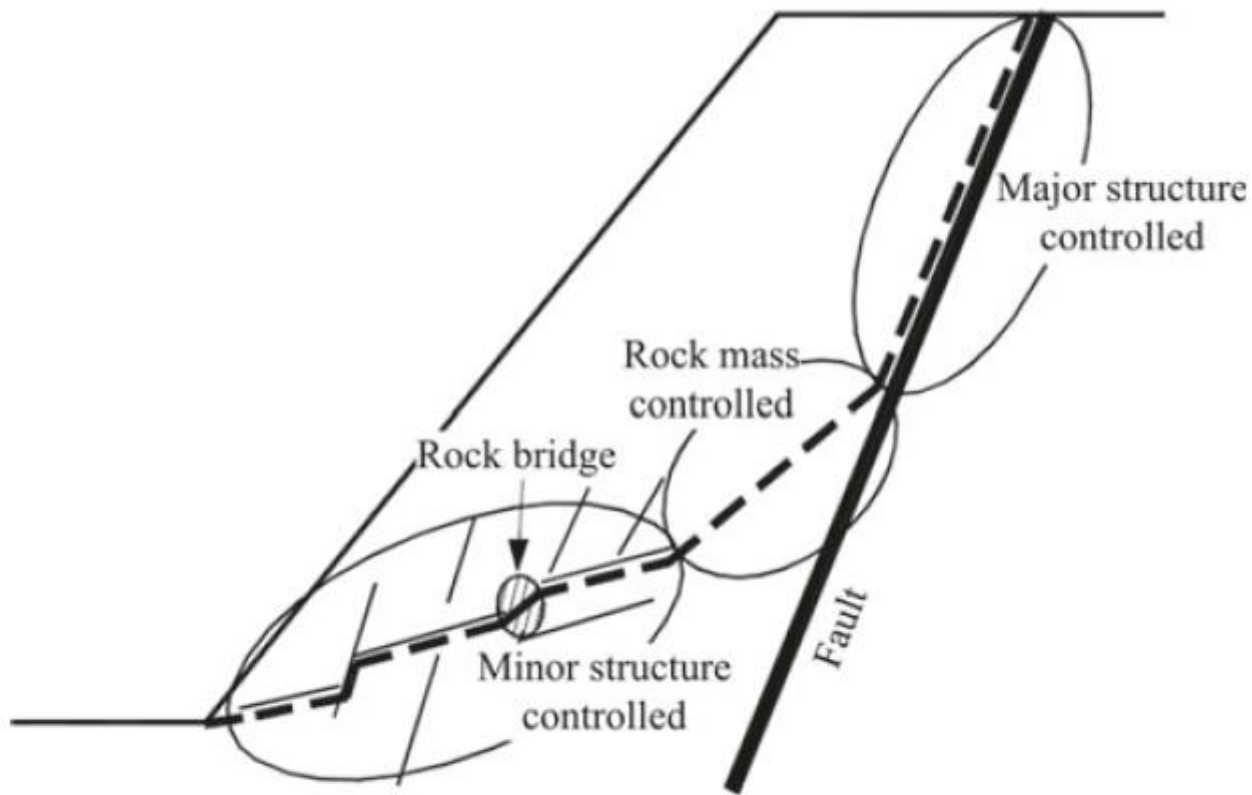


Caso di ammasso roccioso definito con entrambi i criteri e con discontinuità orientate

*In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearita' delle superfici di scivolamento con le discontinuita' eventualmente definite nell'ammasso..*



Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato in figura D.33 (criterio di collinearita'). Nel caso che la collinearita' locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al./2002).



Schematic diagram of structurally-controlled instability (Baczynski 2000)

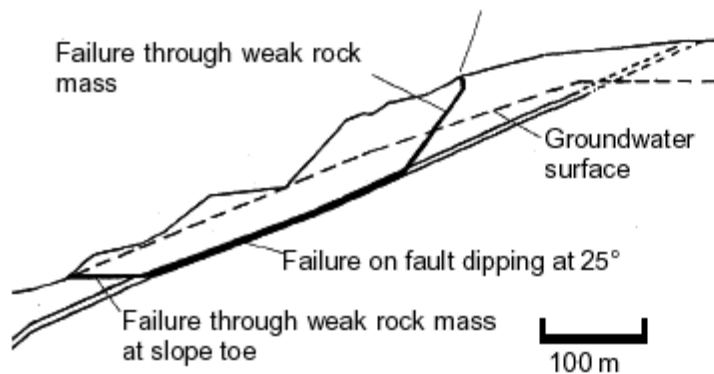
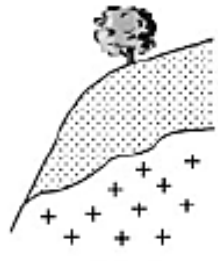
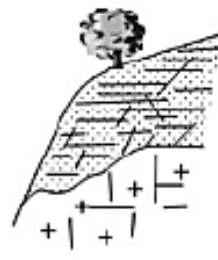
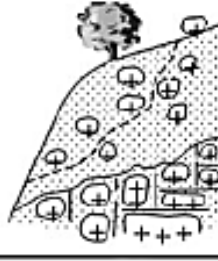
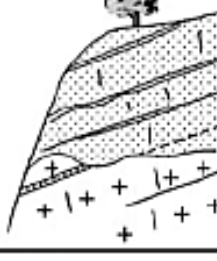


Figure 11.31: Complex slope failure controlled by an outward dipping basal fault and circular failure through the poor quality rock mass overlying the toe of the slope.

Figure 5.12  
Options for slope stability analysis.  
After Hencher & McNicholl, 1995.

Option	Schematic diagram	Approach for defining parameters and analysis
1. Treat as uniform (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>parameters from laboratory or <i>in situ</i> tests taken to be representative of zone</li> </ul>
2. Treat as uniform but weakened by discontinuities (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>allowance made for influence (but not control) of discontinuities on mass properties (e.g. Hoek-Brown)</li> </ul>
3. Treat as heterogeneous (continuum)		<ul style="list-style-type: none"> <li>consideration given to influence of strong inclusions with deviated failure paths</li> </ul>
4. Treat as discontinuous due to structural control		<ul style="list-style-type: none"> <li>discontinuity controlled</li> </ul>

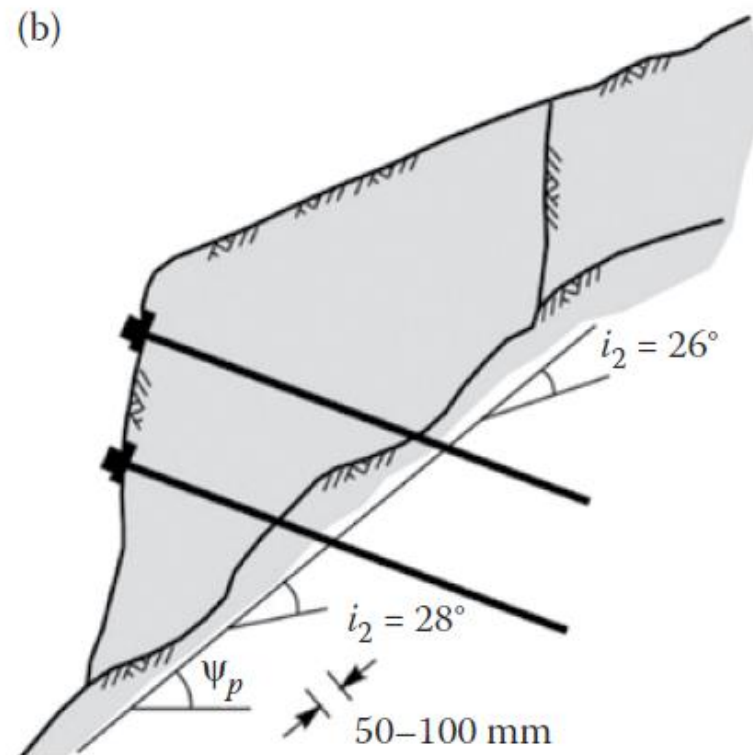
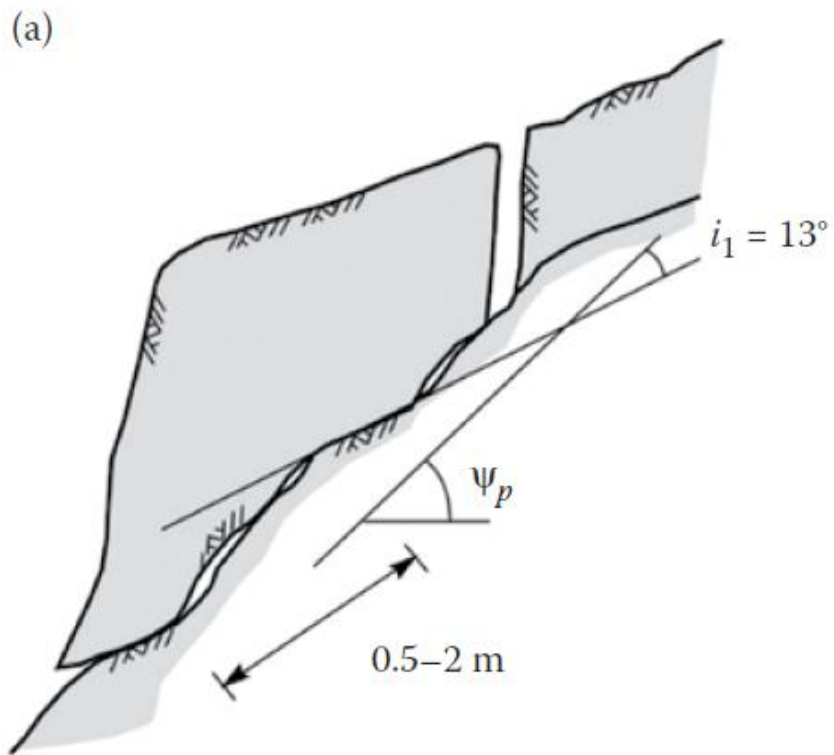
GSI →

GSI+JRC →

**Complessita' stratigrafica e geomeccanica**  
Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

# Complessita' stratigrafica e geomeccanica

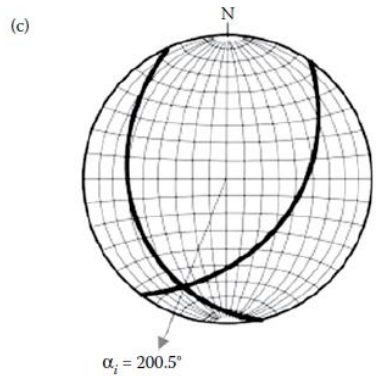
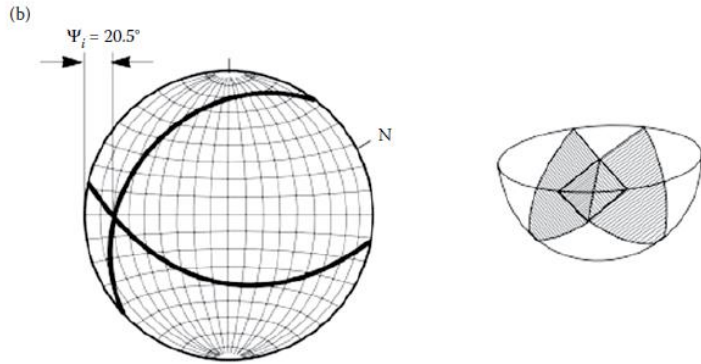
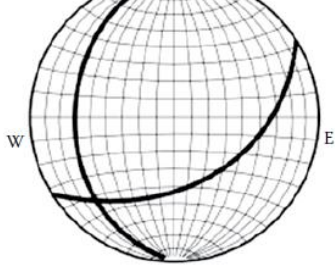
## Influenza di eterogeneita' e discontinuita'



Da Wyllie 2018



GSI+JFC (modellizzabile in SSAP)



Da Wyllie 2018

**Complessita' stratigrafica  
e geomeccanica**  
Influenza di eterogeneita' e  
discontinuita' cunei 3D



# Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e discontinuita'

Movimento

Translazionale analisi 2D (SSAP)

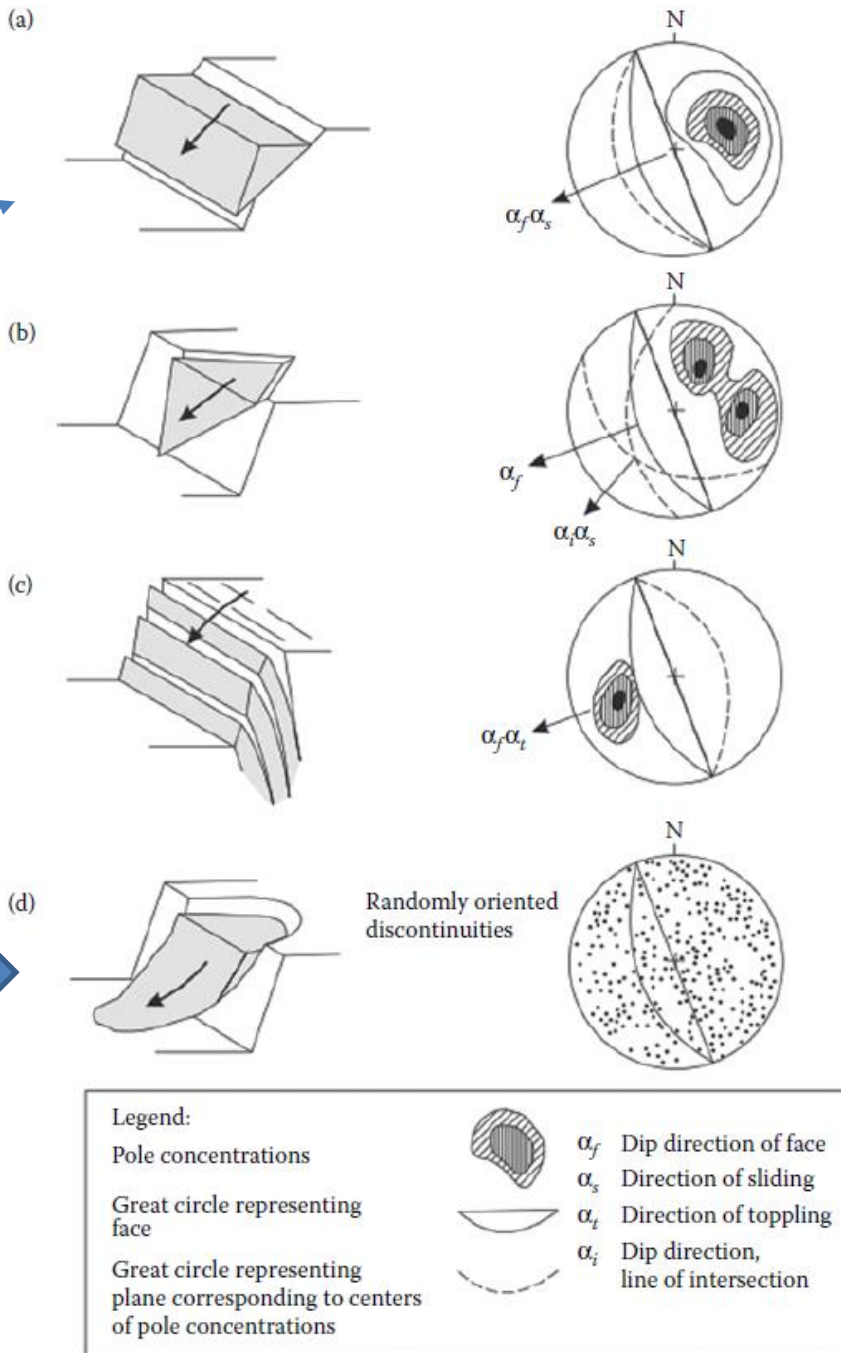
Cuneo 3D

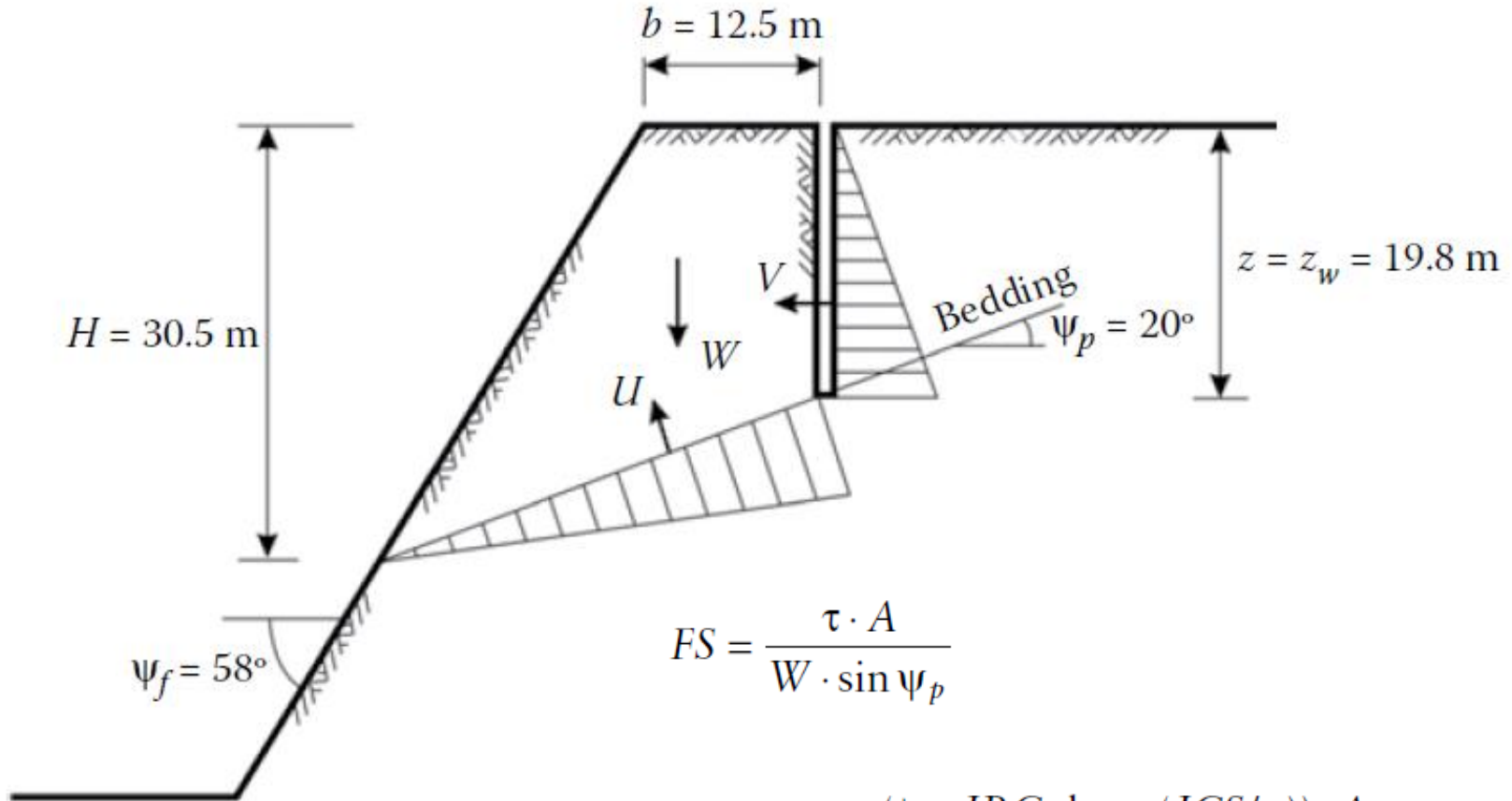
Si potra' usare SSAP in futuro

Movimento 3D/2D

Si puo' usare SSAP

Da Wyllie 2018





$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\tau \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} \\
 &= \frac{\sigma \cdot \tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma)) \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} \\
 &= \frac{\tan(\phi + JRC \cdot \log_{10}(JCS/\sigma))}{\tan \psi_p} \\
 &= \frac{\tan(\phi + i)}{\tan \psi_p}
 \end{aligned}$$

Modello classico cuneo 2D  
Metodo M-C o JRC

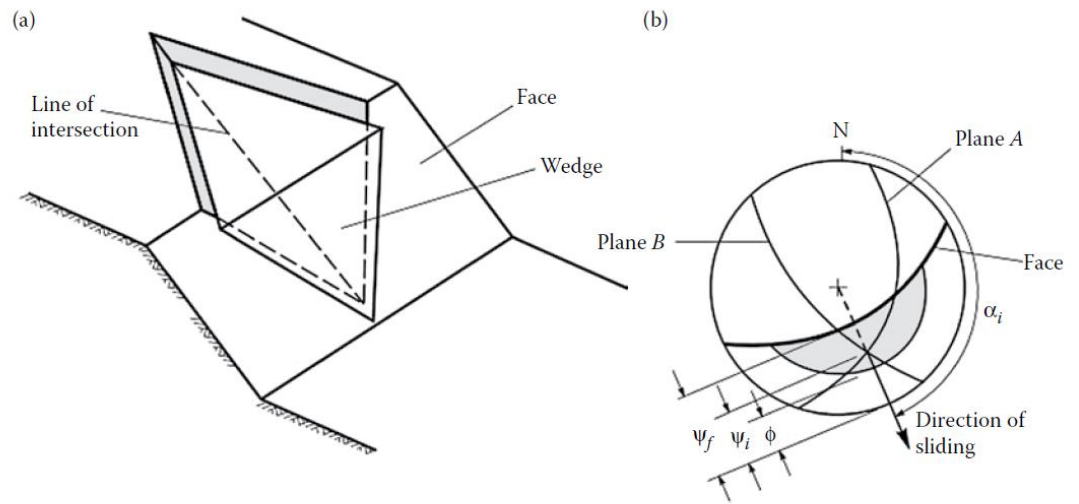


Da Wyllie 2018



Da Wyllie 2018

## Modello classico cuneo 3D



Note: The convention adopted in this analysis is that the flatter plane is always referred to as plane A.

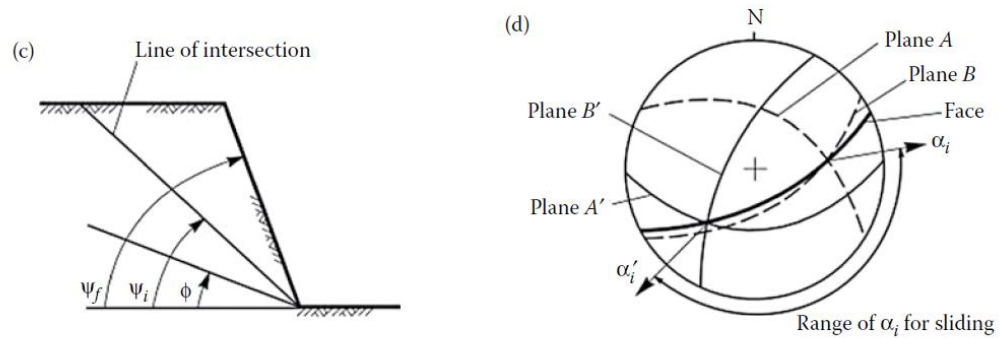


Figure 8.3 Geometric conditions for wedge failure: (a) pictorial view of wedge failure; (b) stereoplot showing the orientation of the line of intersection, and the range of the plunge of the line of intersection  $\psi_i$  where failure is feasible; (c) view of slope at right angles to the line of intersection; (d) stereonet showing the range in the trend of the line of intersection  $\alpha_i$  where wedge failure is feasible.

Table 8.2 Wedge failure calculation sheet

Input data	Function value	Calculated values
$\psi_a = 45^\circ$	$\cos \psi_a = 0.707$	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.707 + 0.342 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 1.548$
$\psi_b = 70^\circ$	$\cos \psi_b = 0.342$	
$\psi_5 = 31.2^\circ$	$\sin \psi_5 = 0.518$	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na.nb}} = \frac{0.342 + 0.707 \cdot 0.191}{0.518 \cdot 0.964} = 0.956$
$\psi_{na.nb} = 101^\circ$	$\cos \psi_{na.nb} = -0.191$ $\sin \psi_{na.nb} = 0.982$	
$\theta_{24} = 65^\circ$	$\sin \theta_{24} = 0.906$	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2.na}} = \frac{0.906}{0.423 \cdot 0.643} = 3.336$
$\theta_{45} = 25^\circ$	$\sin \theta_{45} = 0.423$	
$\theta_{2.na} = 50^\circ$	$\cos \theta_{2.na} = 0.643$	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1.nb}} = \frac{0.883}{0.515 \cdot 0.5} = 3.429$
$\theta_{13} = 62^\circ$	$\sin \theta_{13} = 0.883$	
$\theta_{35} = 31^\circ$	$\sin \theta_{35} = 0.515$	$FS = \frac{3}{\gamma_r \cdot H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} \cdot Y \right) \tan \phi_B$
$\theta_{1.nb} = 60^\circ$	$\cos \theta_{1.nb} = 0.5$	
$\phi_A = 30^\circ$	$\tan \phi_A = 0.577$	$FS = 0.241 + 0.494 + 0.893 - 0.376 + 0.348 - 0.244 = 1.36$
$\phi_B = 20^\circ$	$\tan \phi_B = 0.364$	
$\gamma_r = 25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_w/2 \cdot \gamma_r = 0.196$	
$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$	$(3 \cdot c_A/\gamma_r) \cdot H = 0.072$	
$c_A = 24 \text{ kPa}$	$(3 \cdot c_B/\gamma_r) \cdot H = 0.144$	
$c_B = 48 \text{ kPa}$		
$H = 40 \text{ m}$		

Da Wyllie 2018



## Modello classico cuneo 3D

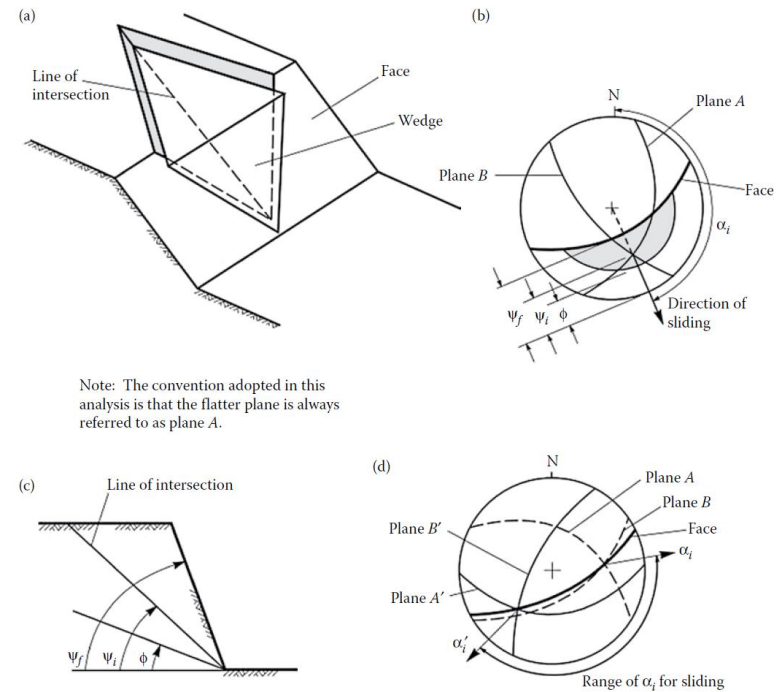
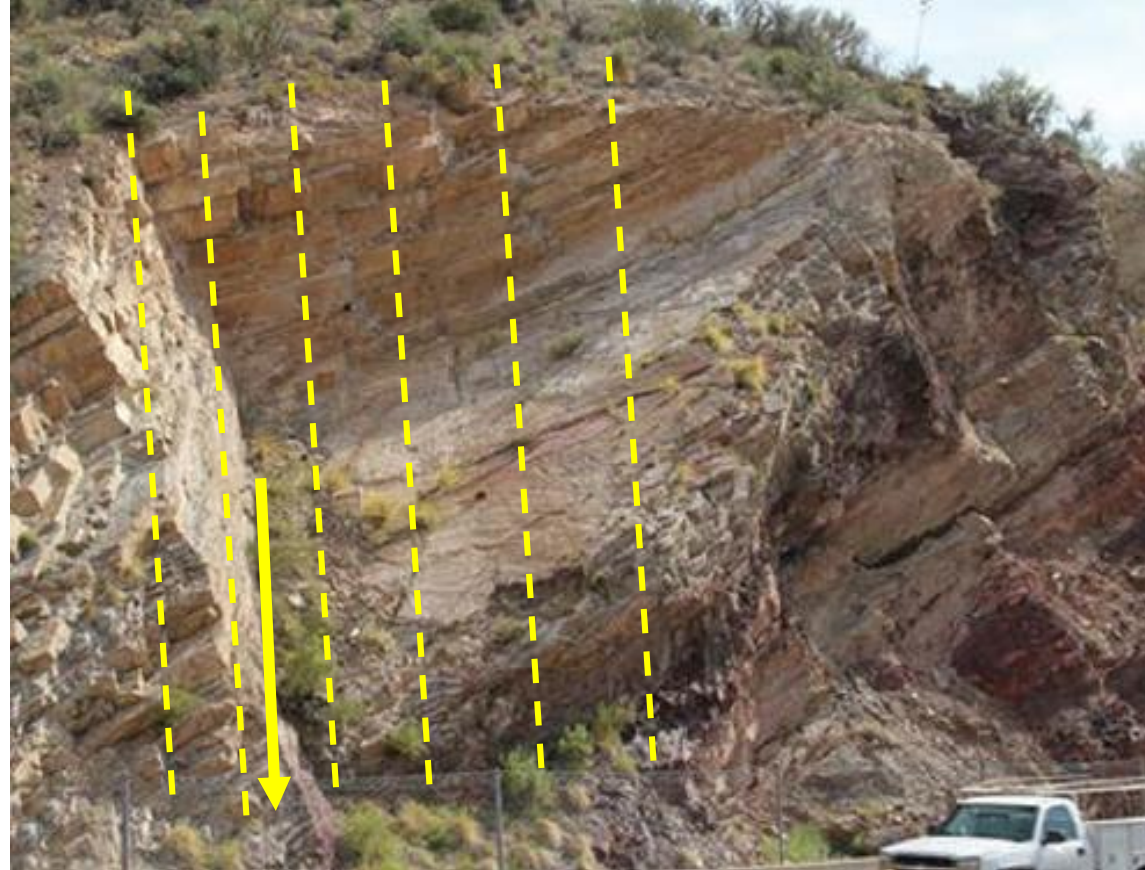
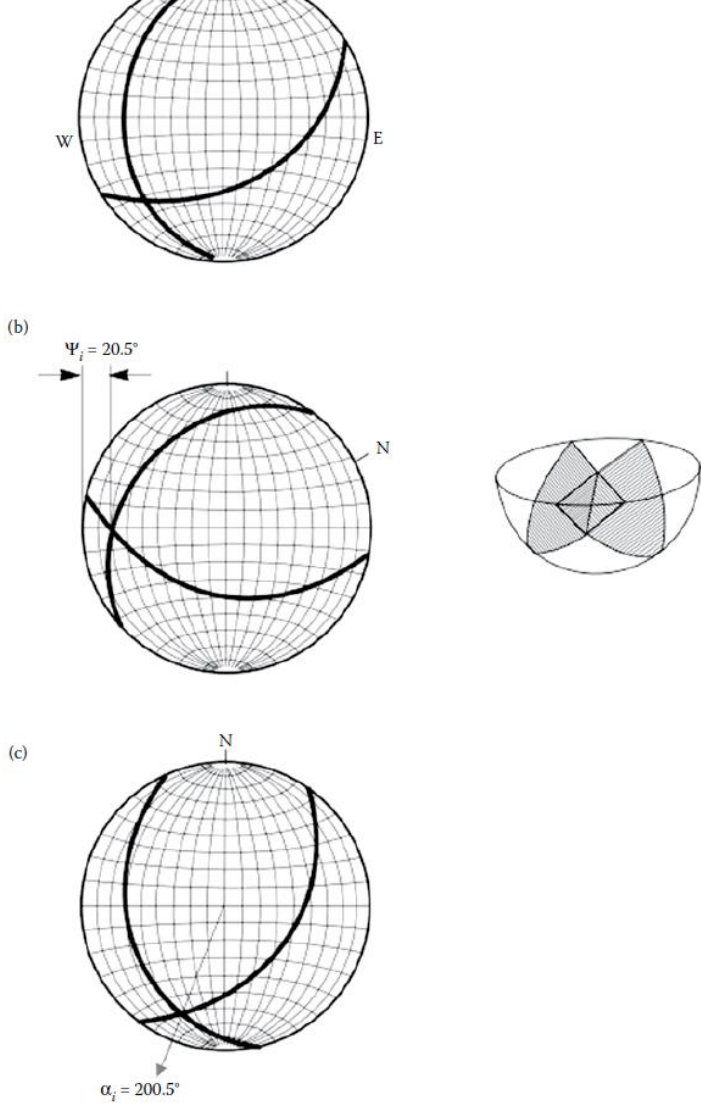


Figure 8.3 Geometric conditions for wedge failure: (a) pictorial view of wedge failure; (b) stereoplot showing the orientation of the line of intersection, and the range of the plunge of the line of intersection  $\psi_f$  where failure is feasible; (c) view of slope at right angles to the line of intersection; (d) stereonet showing the range in the trend of the line of intersection  $\alpha_f$  where wedge failure is feasible.



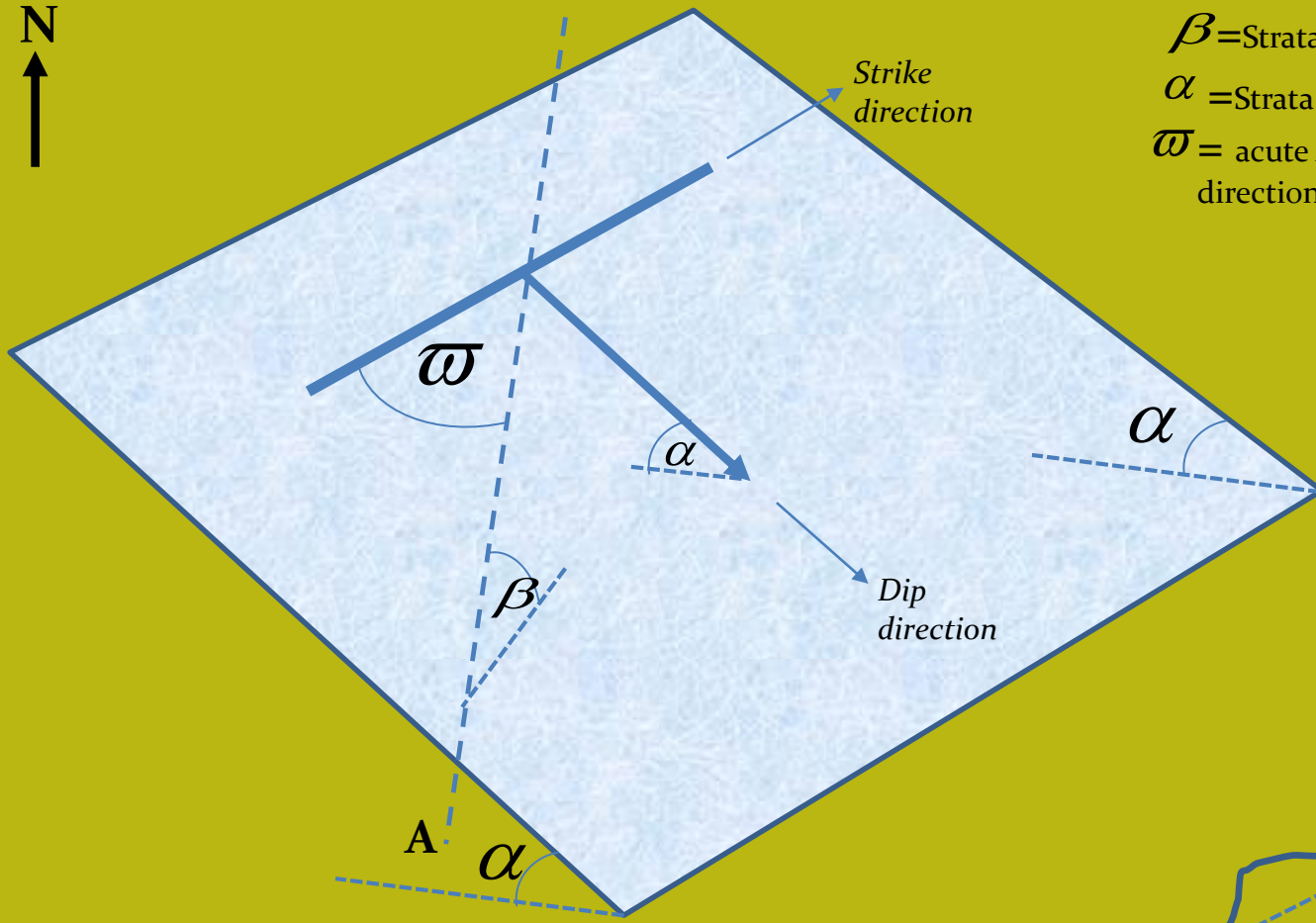
Da Wyllie 2018

Simulazione scivolamento cuneo  
Con modello 2D

Integrazioni sezioni subparallele Hungr(2004)  
e FS combinato globale integrato

## Complessita' stratigrafica e geomeccanica

Influenza di eterogeneita' e  
discontinuita' cunei 3D



$\beta$  = Strata apparent dip (°)

$\alpha$  = Strata True dip (°)

$\omega$  = acute Angle between strike direction and direction of section A-A' (°)



$$\beta = \arctan[\tan(\alpha) \sin(\omega)]$$

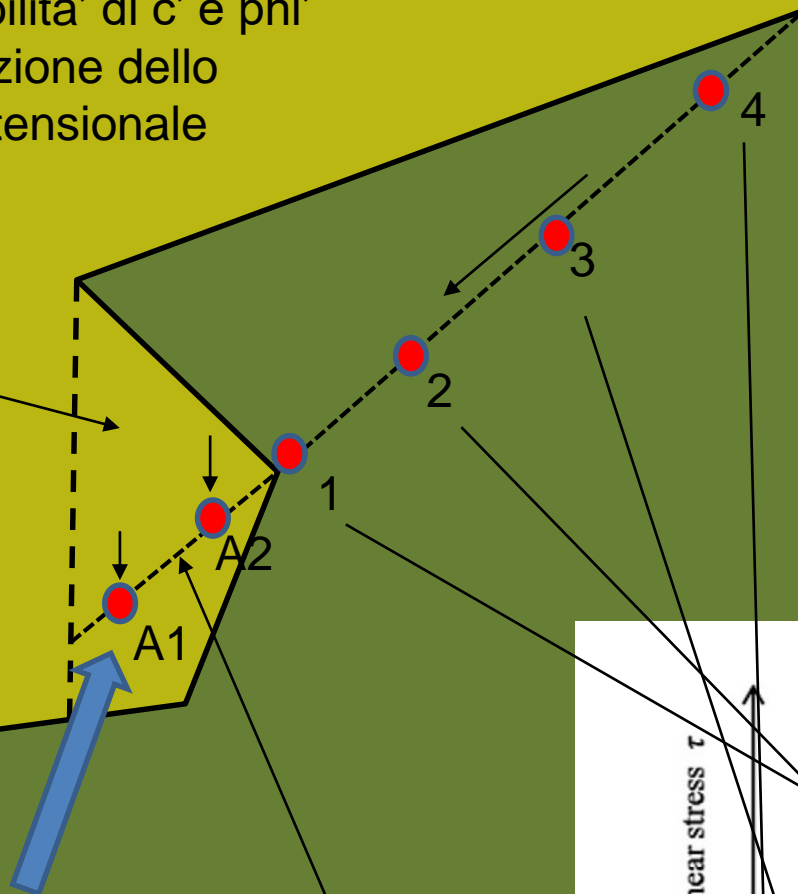
L.B. 2020

Variabilita' di  $c'$  e  $\phi'$   
in funzione dello  
stato tensionale  
locale

Nei punti 1,2 3,4  
Agisce un diverso  
Stress Normale efficace

Questo significa che  
Con un involuppo  
di rottura **non lineare**  
La resistenza al taglio  
Non e' costante  
Lungo la superficie  
Planare e i valori  $c'$  e  $\phi'$   
Variano con continuita'  
Punto- punto.

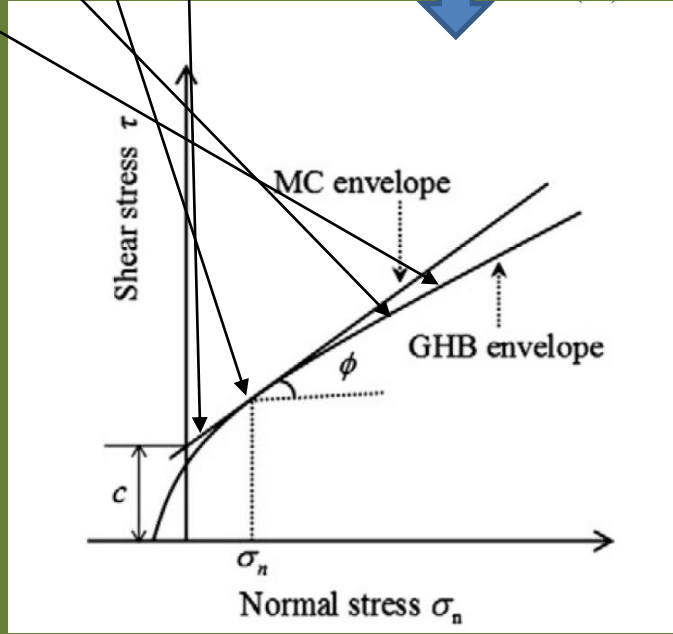
Lente di aria a  
resistenza e  
massa prossima  
a 0



Nei punti A1,A2  
Agisce un diverso  
Stress Normale efficace  
(virtuale)

Ma dato la  $c'$  e  $\phi'$  prossimi a 0  
(es.  $\phi' \lim \rightarrow 0$ ) sara' 0 anche la  
Resistenza al taglio locale

Porzione virtuale  
della sup. Di  
scivolamento

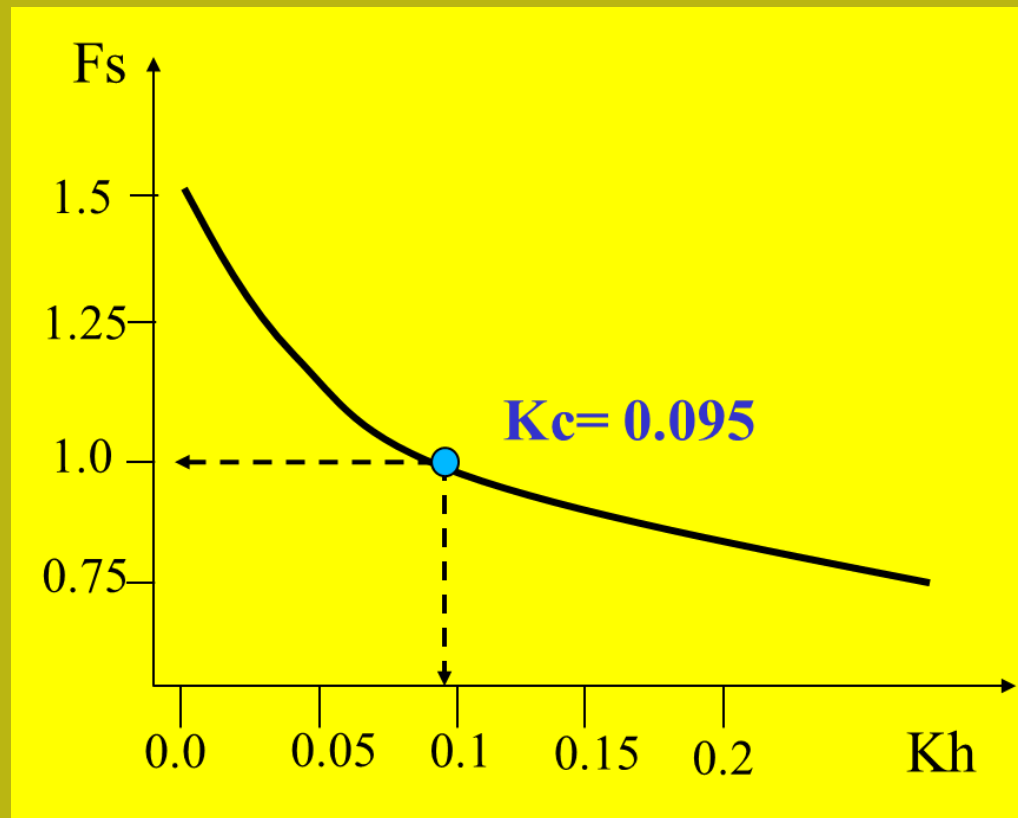


# SSAP2010

## Analisi in condizioni sismiche

### Metodo Pseudostatico

### E degli spostamenti





L'analisi di stabilità viene fatta eventualmente anche in condizioni dinamiche (cioè in presenza di sisma) mediante il metodo pseudostatico e i coefficienti amplificatori delle azioni sismiche (coefficiente sismico). Questa modalità è conforme alle nuove normative sismiche nazionali in vigore. Secondo le Nuove norme tecniche: **DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario)**

In questo caso una forza sismica orizzontale viene applicata al baricentro di ogni concio e pari a  $K_h W_i$  dove  $K_h$  è il **coefficiente sismico orizzontale** che è corrispondente ad una frazione del valore della accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma generalmente  $K_h = f(a_g)$  che dipende dalle caratteristiche sismiche dell'area cioè dalla accelerazione massima orizzontale  $a_g$  (espressa in frazione di  $g$  ovvero in frazione di  $9.81 \text{ m/s}^2$  che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascuna sito del del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudostatico, vedasi appendice F di questo manuale) e dai coefficienti correttivi  $S_a$  e  $S_t$  che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito nonché dal coefficiente  $\beta_a$  che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g \quad (2.7)$$

L'accelerazione massima attesa in sito (in condizioni di campo libero) può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g \quad [F.4]$$

Dove:

$S_s$  = Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (tabella 3.2.IV – NTC2018)

$S_t$  = Coefficiente di amplificazione topografica (tabelle 3.2.III 3.2.V – NTC2018)

$a_g$  = l'accelerazione attesa in sito in condizioni di mezzo rigido (in  $m/s^2$ );

**Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

**Fig. F.8. il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (NTC2018)**

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU dinamico ossia SLV) le componenti aggiuntive orizzontale  $F_h$  e verticale  $F_v$  dell'azione sismica si ricavano dalla relazione (vedasi anche capitolo 2 di questo manuale) :

$$F_h = k_h W \quad [F.2a]$$

$$F_v = k_v W \quad [F.2b]$$

dove:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad [F.3a]$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad [F.3b]$$

essendo:

$w$ =la forza peso di ogni elemento predefinito del pendio (es. un concio verticale)

$k_h$ = il coefficiente sismico orizzontale

$k_v$ = il coefficiente sismico verticale

$\beta_s$  = il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito;

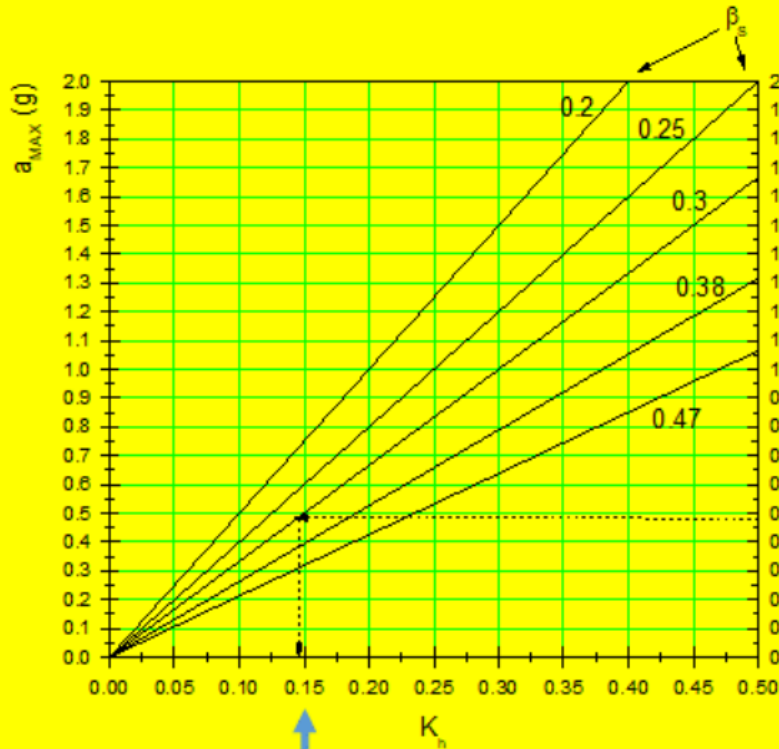
$a_{\max}$ = l'accelerazione massima attesa in sito (in  $m/s^2$ );

$g = 9.81$ , l'accelerazione di gravità ( $m/s^2$ ).

# Stima $K_h$ , secondo NTC 2018

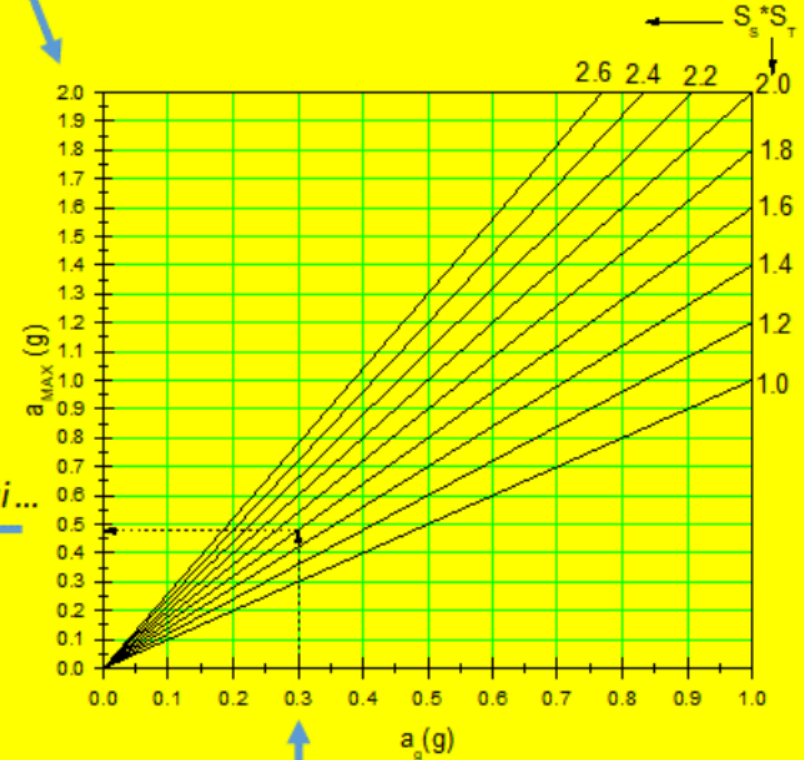
Accelerazione  
massima attesa  
in sito

Amplificazione spettrale di sito  
(effetti topografici e tipo di suolo)



Stima del coefficiente sísmico  
Orizzontale in sito

Prosegui...



Inizia qui  
con la accelerazione attesa, a scala  
locale, su mezzo rigido, con dato tempo  
di ritorno

Dal nomogramma in figura 2.7 si può vedere come In generale possiamo avere un ampio spettro di amplificazione (o riduzione) delle accelerazioni attese in sito e indotte dagli effetti topografici locali e dalla classe di terreni indentificati dalla NTC2018. Questo si riflette nell'estremo campo di variazione del valore di  $K_h$  in funzione del valore assunto di :

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g . \quad (2.8)$$

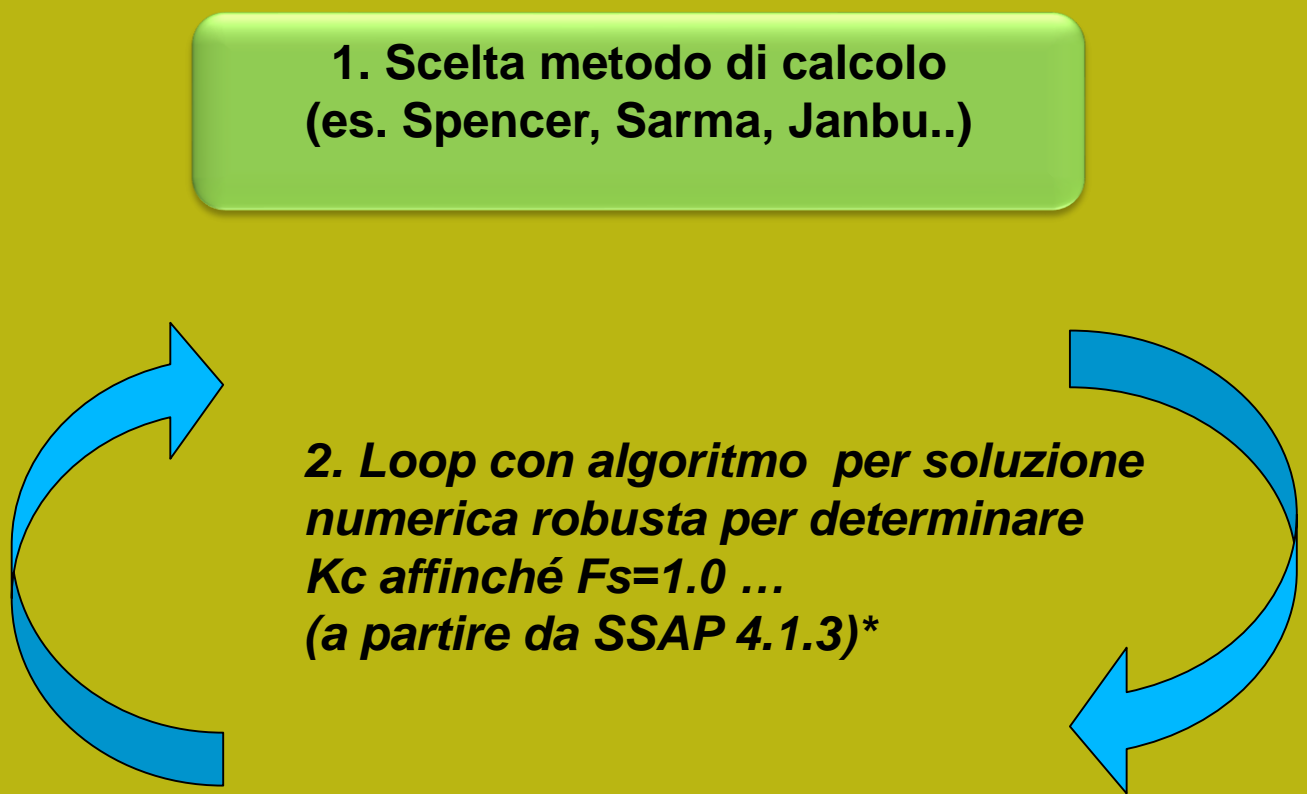
Il **coefficiente sismico verticale** è invece assunto conformemente alla normativa sismica vigente pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad (2.9)$$

Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di  $K_v$  negativi si ottiene, talvolta, un  $F_s$  leggermente diverso rispetto al  $K_v$  con segno positivo. L'utente può comunque selezionare se effettuare il calcolo con valori Positivi di  $K_v$  oppure con valori negativi.

# Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

1. Scelta metodo di calcolo  
(es. Spencer, Sarma, Janbu..)

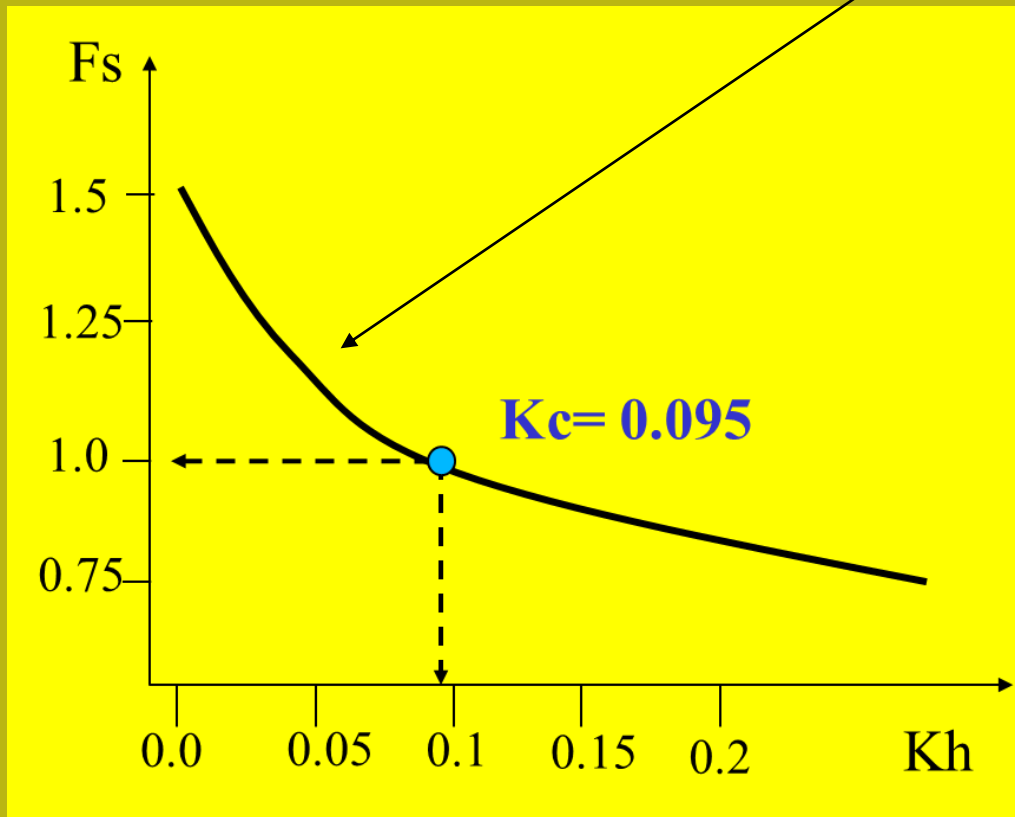


2. Loop con algoritmo per soluzione  
numerica robusta per determinare  
 $K_c$  affinché  $F_s=1.0$  ...  
(a partire da SSAP 4.1.3)\*

# Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

La dipendenza di  $F_s$  da  $K_h$  e' solitamente di tipo non lineare  
Quindi un algoritmo numerico e' necessario..

SSAP ne ha uno che dopo alcuni anni di evoluzione funziona in modo veloce e robusto



# Metodo Sarma Generalizzato in SSAP2010

Per realizzare il calcolo in SSAP.

## 1) **Effettuare una verifica singola**

(ovvero su una superficie predefinita dall'utente ) con uno qualunque dei Metodi di calcolo rigorosi..(nella analisi singola vengo comunque riportati i risultati con tutti e 7 i metodi rigorosi disponibili.

2) Una volta ottenuto il valore di  $F_s$  relativo alla superficie indicata , **se  $F_s > 1.0$  , verrà richiesto se attivare il Calcolo di  $K_c$  ..**

3) **Il valore di  $K_c$  verrà mostrato in una finestra di dialogo e nell'output Grafico DXF e nel rapporto di verifica in formato Testo**

4) **In caso che la procedura non produca convergenza**, un messaggio avvertirà del problema..



RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....	Fs.....	lambda.....	MLD.....	Kc.....	Esito.....	Note.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973).....	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973).....	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979).....	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016).....	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

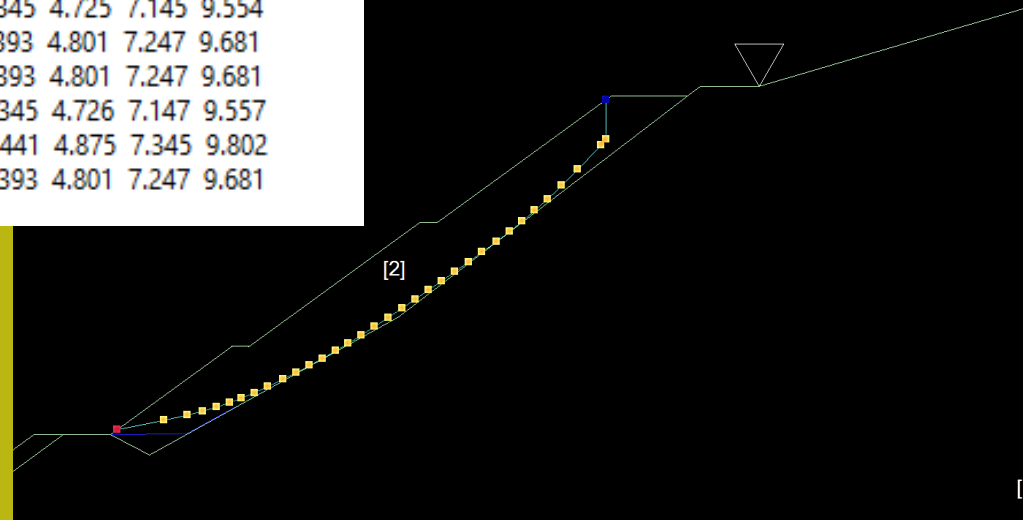
NOTE di Calcolo:-----

- [0]-->  $F_s < 1.0$  oppure non convergenza calcolo
- [1]-->  $F_s > 50$
- [2]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s < 1.0$
- [3]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_s > 50$
- [4]--> Calcolo  $K_c$  senza convergenza
- [5]--> Calcolo  $K_c$  non attivato

SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO.....	Kc.....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973).....	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979).....	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

Risultato analisi metodo sarma per determinare il valore di  $K_c$  critico su una superficie singola



**Metodo degli spostamenti in SSAP2010, basato su analisi semiprobabilistica su > 2000 terremoti italiani Biondi et al. (2011).**

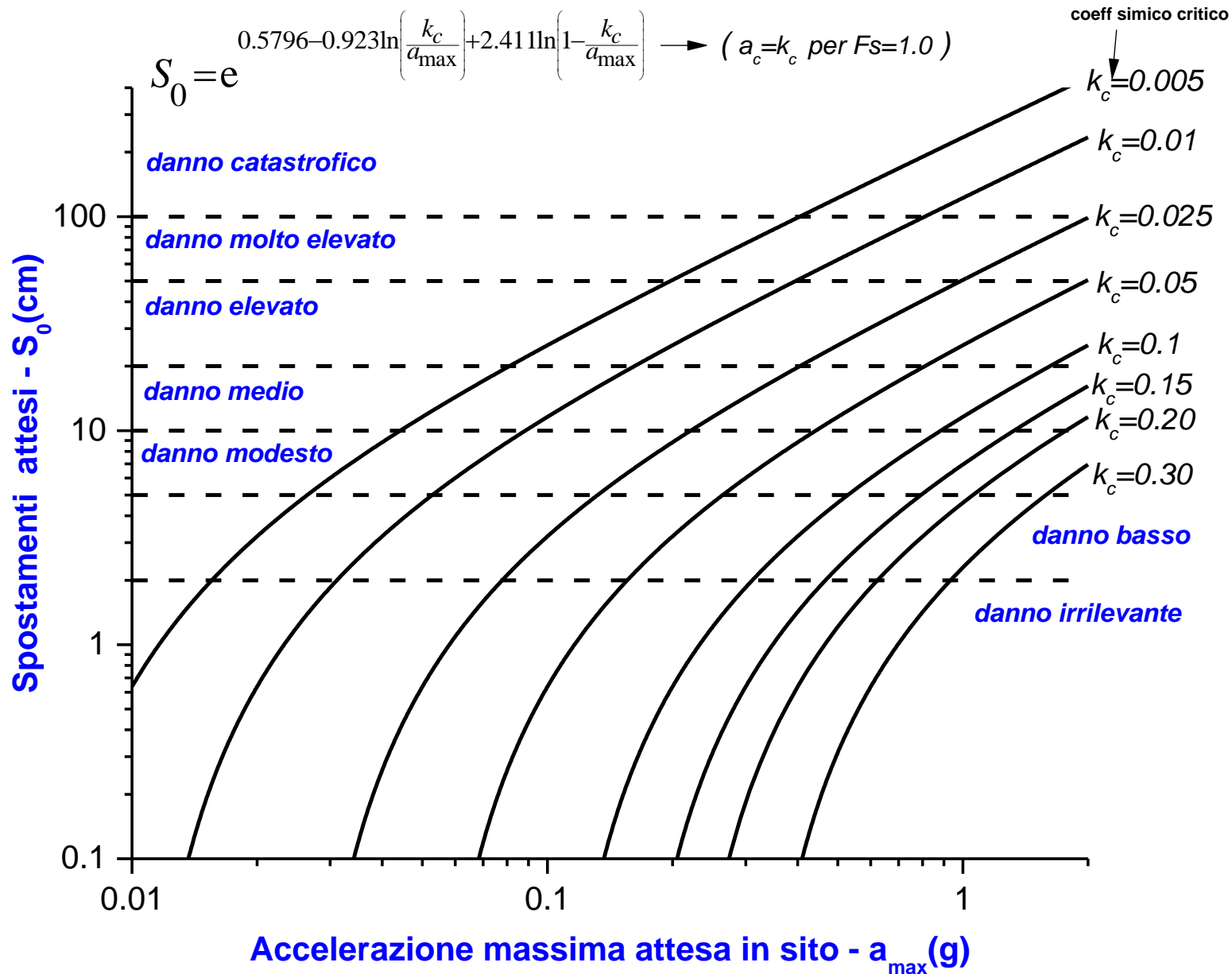
**Metodo di Newmarck del blocco rigido corretto per la forma e della massa scivolante e per le risultati delle forze .**

**Se in modo statico  $F_s > 1.0$  e si determina il valore di  $K_c$  (coeff sísmico critico) e' possibile calcolare lo spostamento atteso con il 10% di probabilita' di superamento.**

**I valori di spostamento  $S_0$  In cm devono poi essere moltiplicati per un fattore di correzione,  $S_r$ , solitamente variabile tra 0.7 e 1.5, che dipende dalla forma e dall risultante delle forze interconco della massa scivolante (Bandini et al. 2015).**

**Alla fine della analisi di  $K_c$  SSAP aplica la procedura sopra descritta integralmente.**

Relazione proposta da Biondi et al. (2011) per 10% di probabilita' di eccedenza degli spostamenti attesi



Correlazione tra spostamenti indotti dal sisma e livelli di rischio sismico [MILES e KEEFER, 2001].

by L.B. 2017

RISULTATI VERIFICA SU SUPERFICIE SINGOLA

METODO DI CALCOLO.....	Fs.....	lambda.....	MLD.....	Kc.....	Esito.....	Note.....
JANBU_RIGOROSO(1973).....	1.2776	1.0000	0.0586	0.1200	Verificata	
SPENCER(1973).....	1.2780	0.5803	0.0598	0.1213	Verificata	
SARMA_I(1973).....	1.2776	0.8538	0.0593	0.1200	Verificata	
MORGESTERN-PRICE(1965)...	1.2758	0.7095	0.0594	0.1200	Verificata	
CHEN-MORGESTERN(1983)...	1.2847	0.0279	0.0604	0.1213	Verificata	
SARMA_II(1979).....	1.2750	0.9914	0.0572	0.1188	Verificata	
BORSELLI(2016).....	1.2759	0.4041	0.0591	0.1200	Verificata	

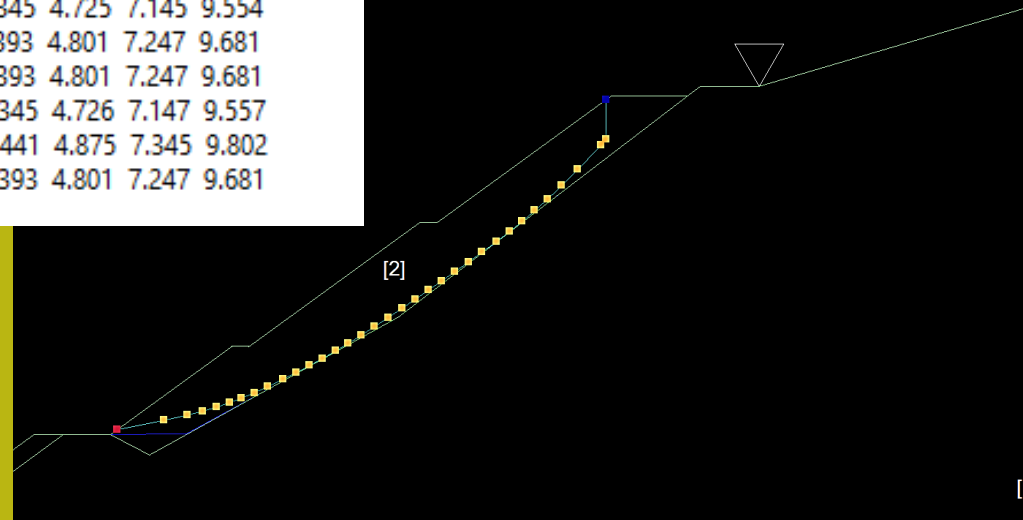
NOTE di Calcolo:-----

- [0]-->  $F_s < 1.0$  oppure non convergenza calcolo
- [1]-->  $F_s > 50$
- [2]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_S < 1.0$
- [3]-->  $K_c = 0.0$  per  $F_S > 50$
- [4]--> Calcolo  $K_c$  senza convergenza
- [5]--> Calcolo  $K_c$  non attivato

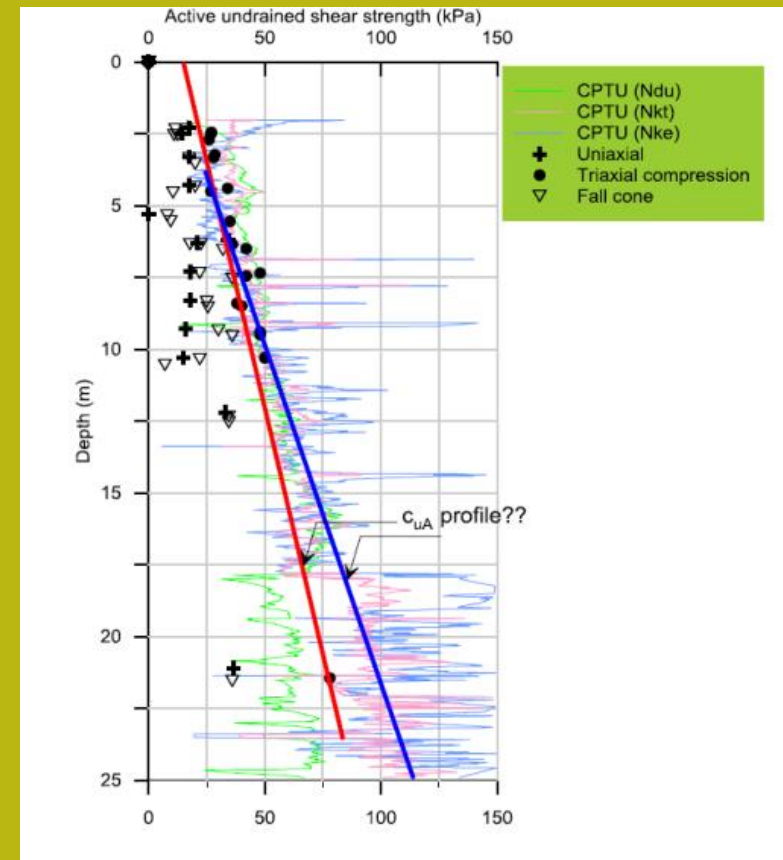
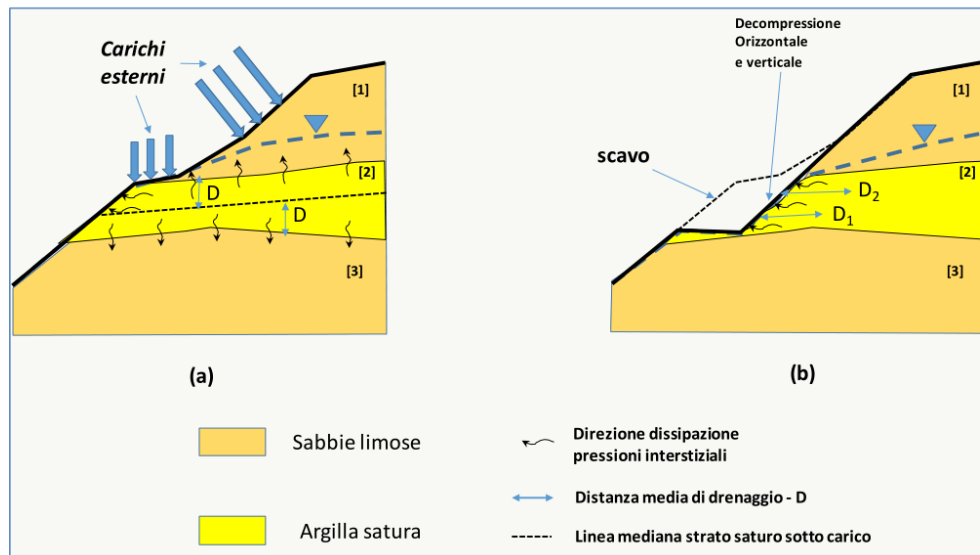
SPOSTAMENTO ATTESO S(cm) CON 10% PROB. ECCENDENZA - da BIONDI ET AL.(2011)

METODO DI CALCOLO.....	Kc.....	Sr.....	0.1g.....	0.2g.....	0.4g.....	0.6g.....	0.8g.....	1.0g
JANBU_RIGOROSO(1973).....	0.1200	1.042	0.001	0.327	2.393	4.800	7.245	9.678
SPENCER(1973).....	0.1213	1.042	0.001	0.312	2.345	4.725	7.145	9.554
SARMA_I(1973).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
MORGESTERN-PRICE(1965)...	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681
CHEN-MORGESTERN(1983)...	0.1213	1.043	0.001	0.312	2.345	4.726	7.147	9.557
SARMA_II(1979).....	0.1188	1.042	0.001	0.343	2.441	4.875	7.345	9.802
BORSELLI(2016).....	0.1200	1.043	0.001	0.327	2.393	4.801	7.247	9.681

Risultato analisi método degli Spostamenti applicato a una superficie singola



# Scelta uso e pericoli Del criterio di rottura NON DRENATO

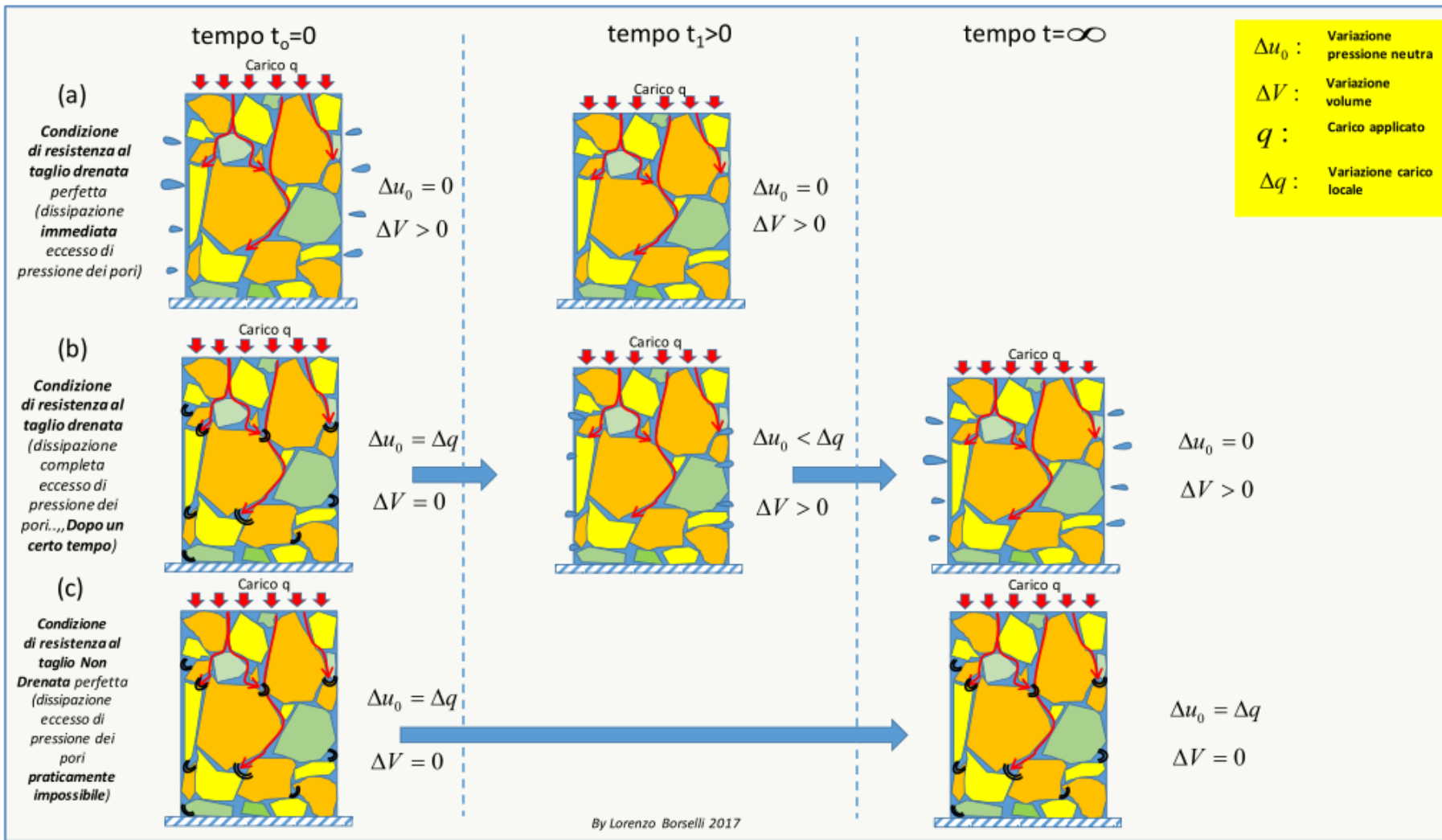


# Scelta tra condizioni DRENATE a lungo termine e condizioni NON DRENATE a breve termine per la valutazione della resistenza al taglio dei terreni

Riferimento: teoria di Duncan et al. (1991, 2014)

Applicazione della teoria della consolidazione attraverso il fattore T di consolidazione, ovvero il livello % di consolidazione ( e dissipazione dell'eccesso di pressione neutra) . Si applica anche per la valutazione di resistenza al taglio in caso di *rapid drawdown* o svaso rápido.

**VEDASI DETTAGLI APPENDICE M manuale SSAP !!!!!**



## Teoria della consolidazione (semplificata)

Coefficiente di consolidazione  $C_v$  che esprime la facilità o meno del processo di consolidazione per mezzo della velocità di dissipazione dell'eccesso della pressione neutra:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

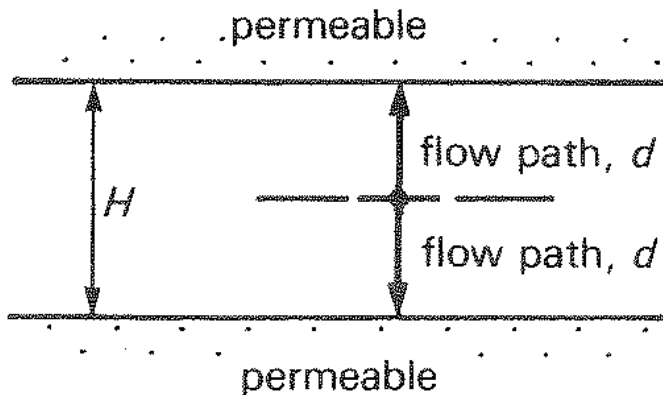
$m_v$  è il coefficiente di compressibilità volumetrica espresso in  $(m^2/kN)$

$k$  è la permeabilità espressa in  $(m/s)$

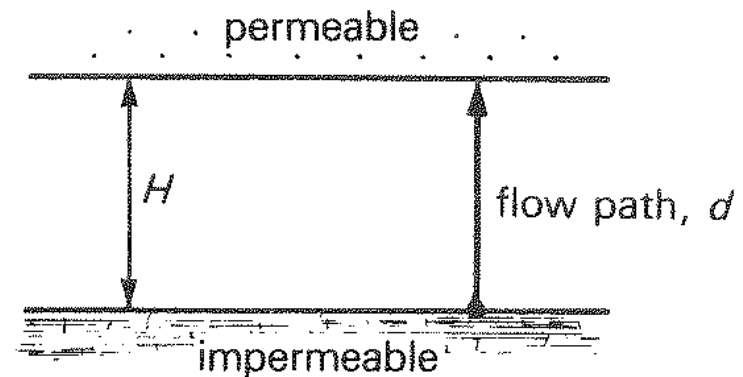
$\gamma_w$  è il peso unitario dell'acqua  $9.81 (kN/m^3)$

$C_v$  è il coefficiente di consolidazione espresso come  $[m^2/s]$

Altro parametro è  $d$  ovvero la distanza minima da percorrere per raggiungere la dissipazione dell'eccesso di pressione neutra.



(a)

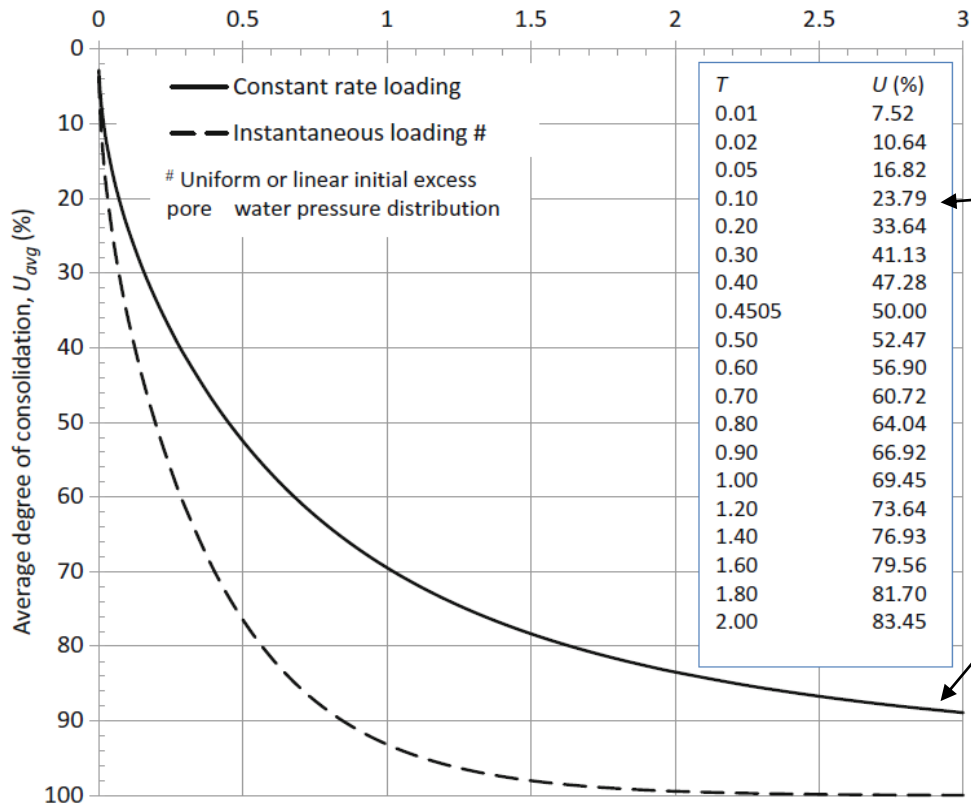


(b)

Fig. 10.17 Open and half-closed layers

(a) Open layer:  $d = H/2$  (b) Half-closed layer:  $d = H$





$T=f(U\%)$   
per carico  
progressivo

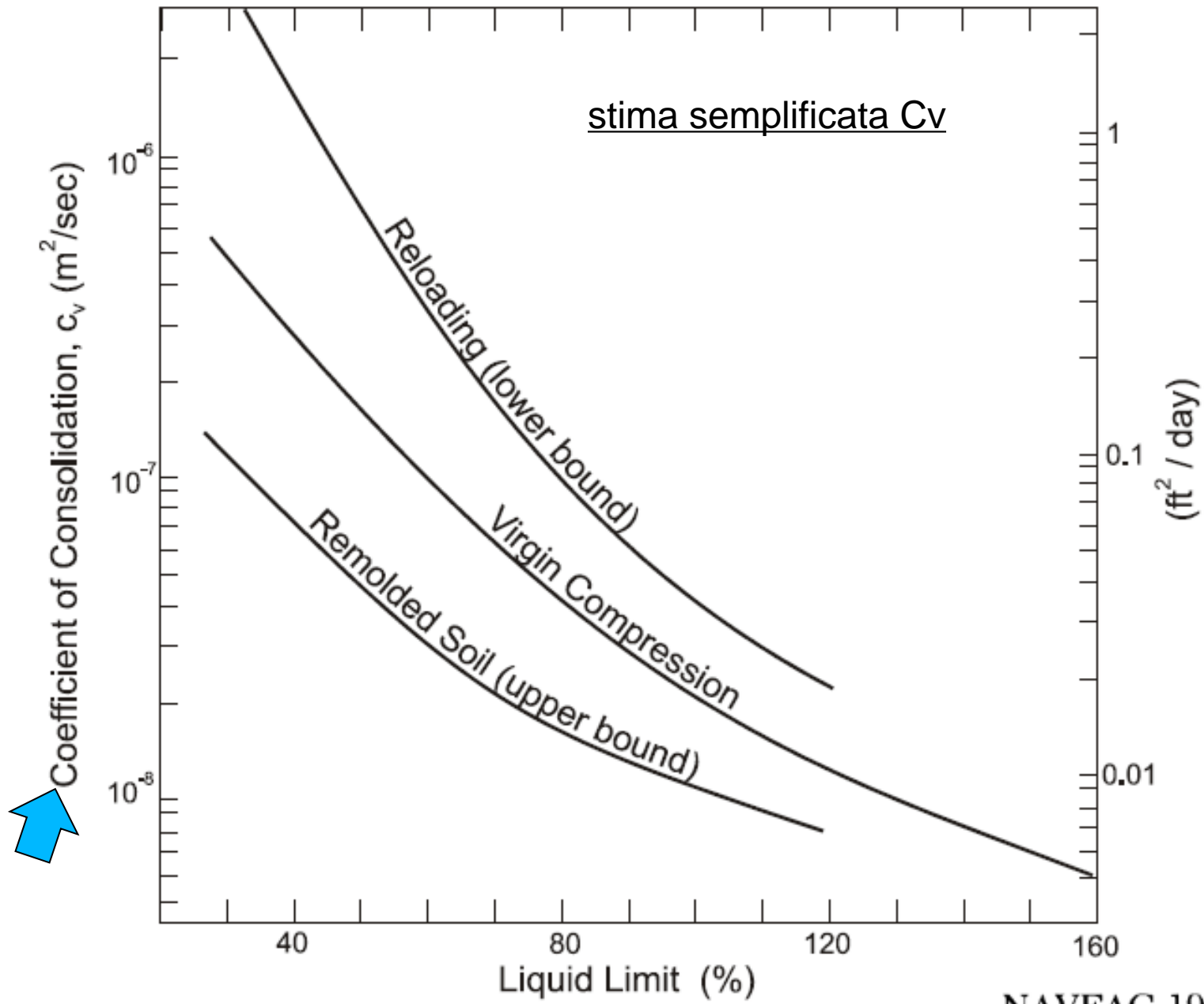
$T=f(U\%)$   
per carico  
istantaneo

% di consolidazione in funzione del fattore tempo  $T$  per carico istantaneo e carico con incremento progressivo (da Ameratunga et a. 2016)

$$T = \frac{c_v t}{d^2}$$

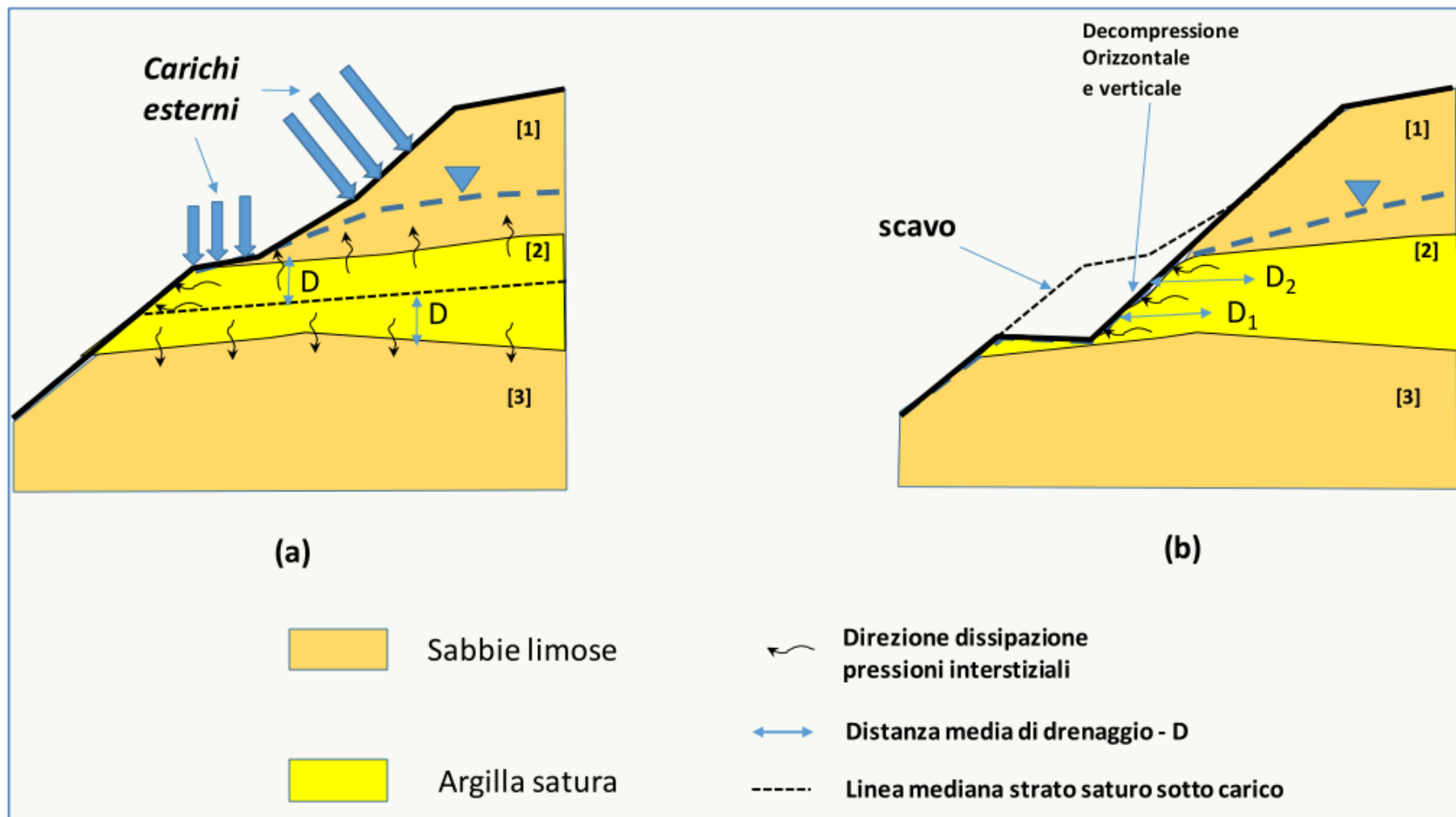
$T_{50}$  y  $T_{90}$  sono valori caratteristici e fondamentali del calcolo della % consolidazione vs. Il Tempo.

$$t = \frac{T d^2}{c_v}$$

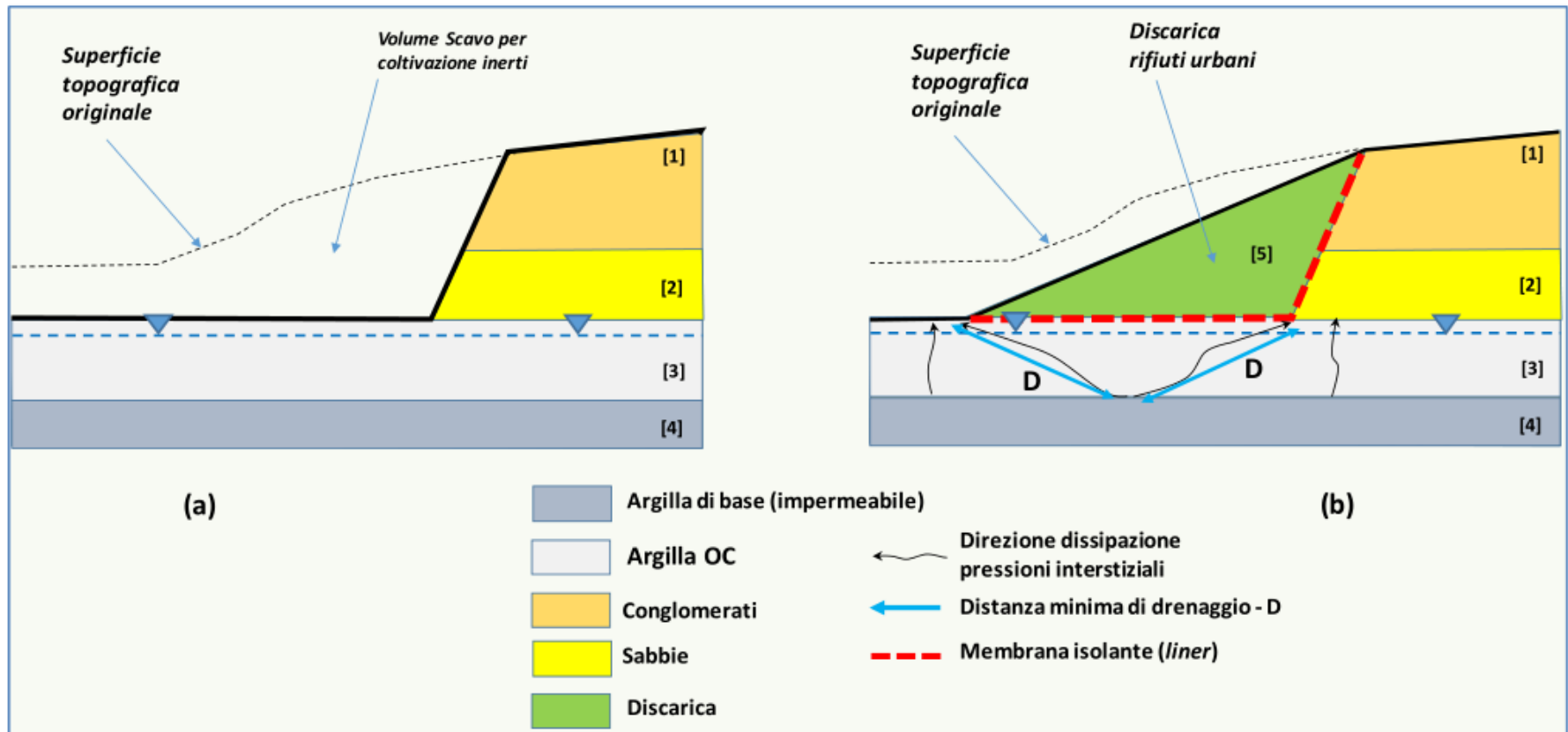


NAVFAC 1982:

# Stima Parametro D



# Stima Parametro D



Se si conosce  $C_v$  e  $d$  si puo' valutare quanto tempo  $t$  e'  
Necessario per avere una consolidazione completa...

Overo  **$T_v > 4$  (Berlingen 2007)**

Per un tempo maggiore di  $t$  necesario per avere  $T > 4$   
**avremo sicuramente condizioni con dissipazione totale della  
pressione neutra in eccesso e quindi condizioni DRENATE**

Viceversa per tempi piu brevi avremo condizioni NON DRENATE

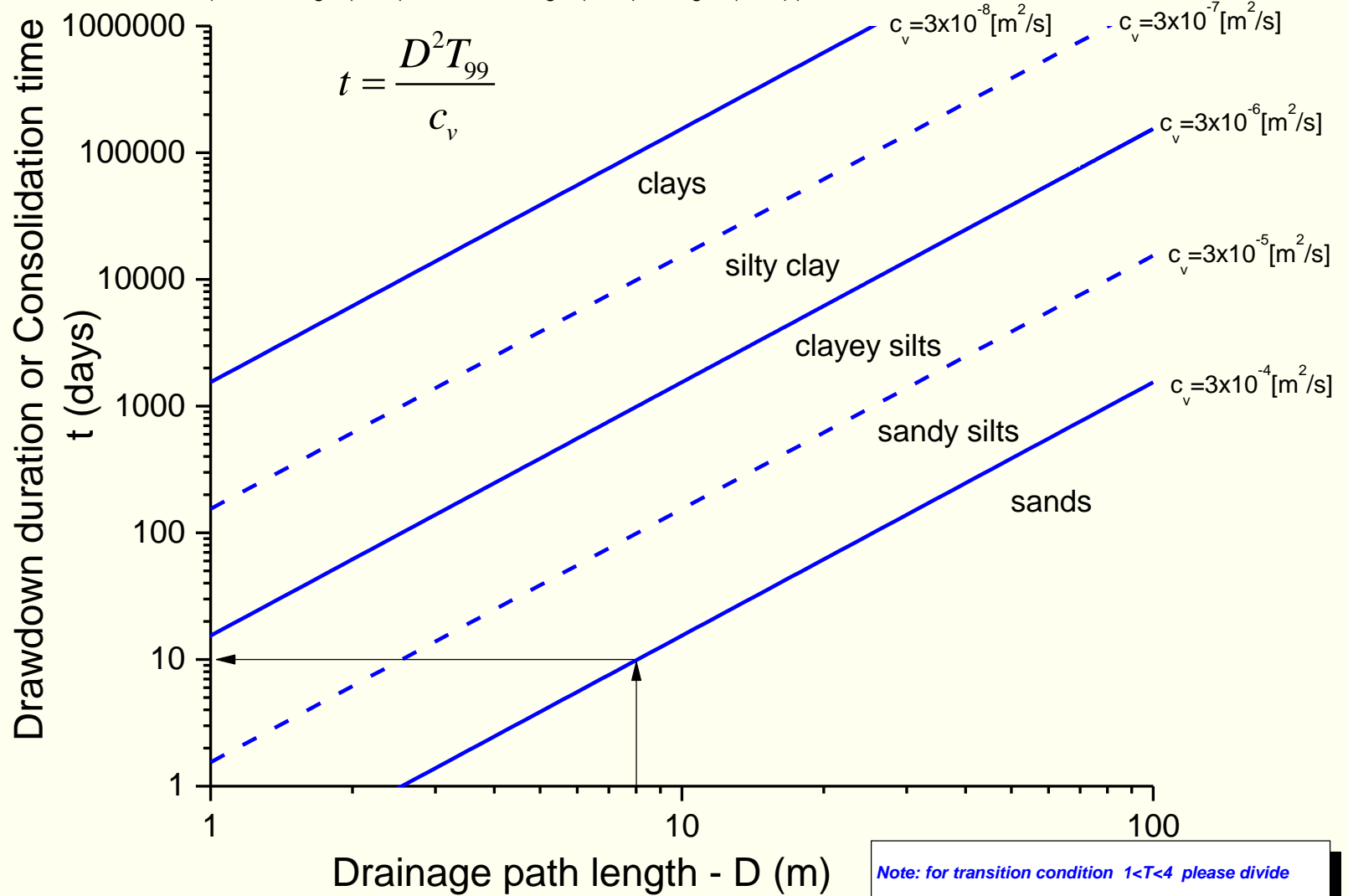
Vedasi i seguenti grafici:

- 1) Tempo (in giorni) per arrivare a condizioni completamente drenate
- 2) Combinazione distanza di drenaggio e tempo per una specifica  $C_v$

# Time to 99% of consolidation $T_{99}=4$

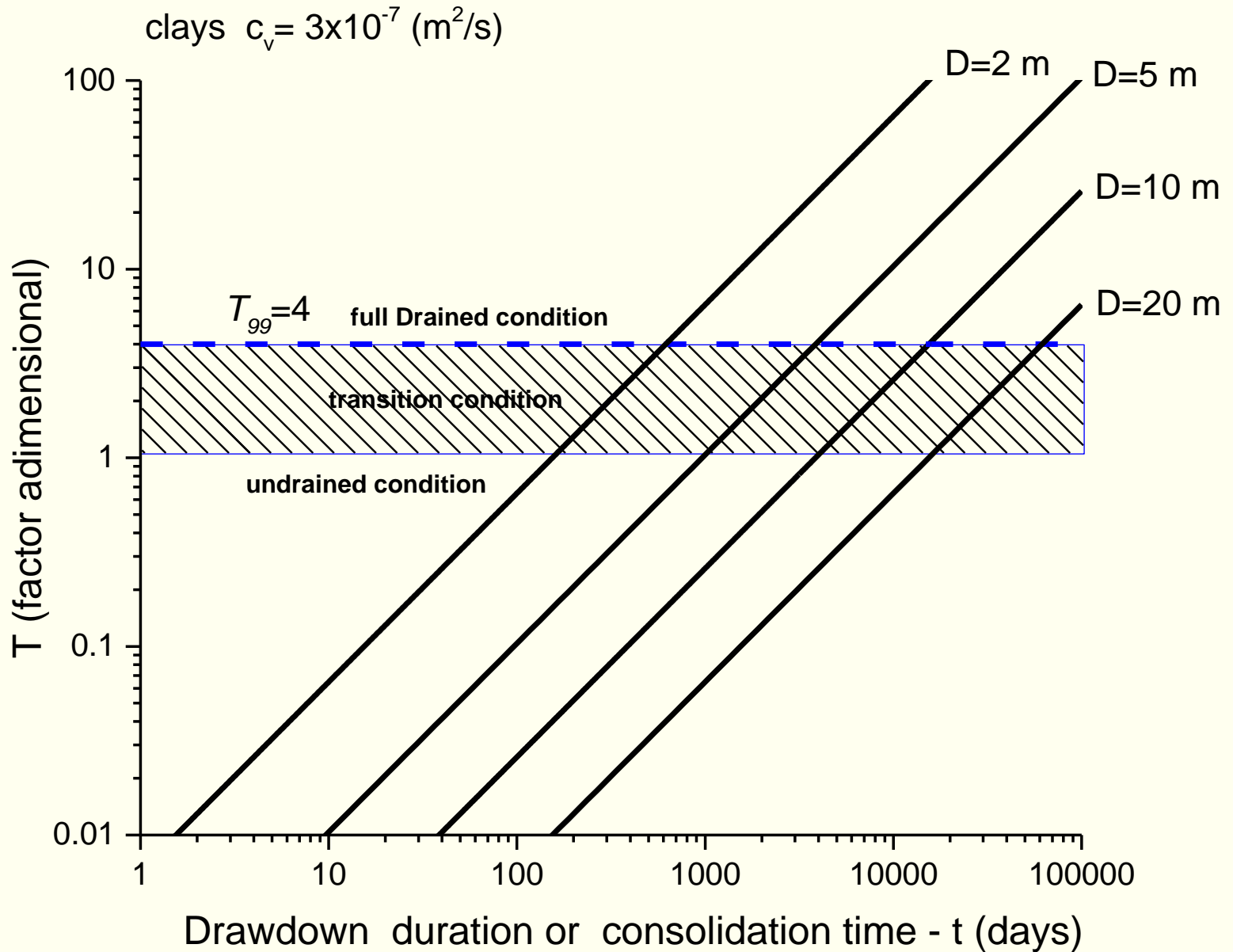
By I. Borselli (2017)

(after Terzaghi (1943), Duncan & Wrigth (1990), Berilgen (2007) )

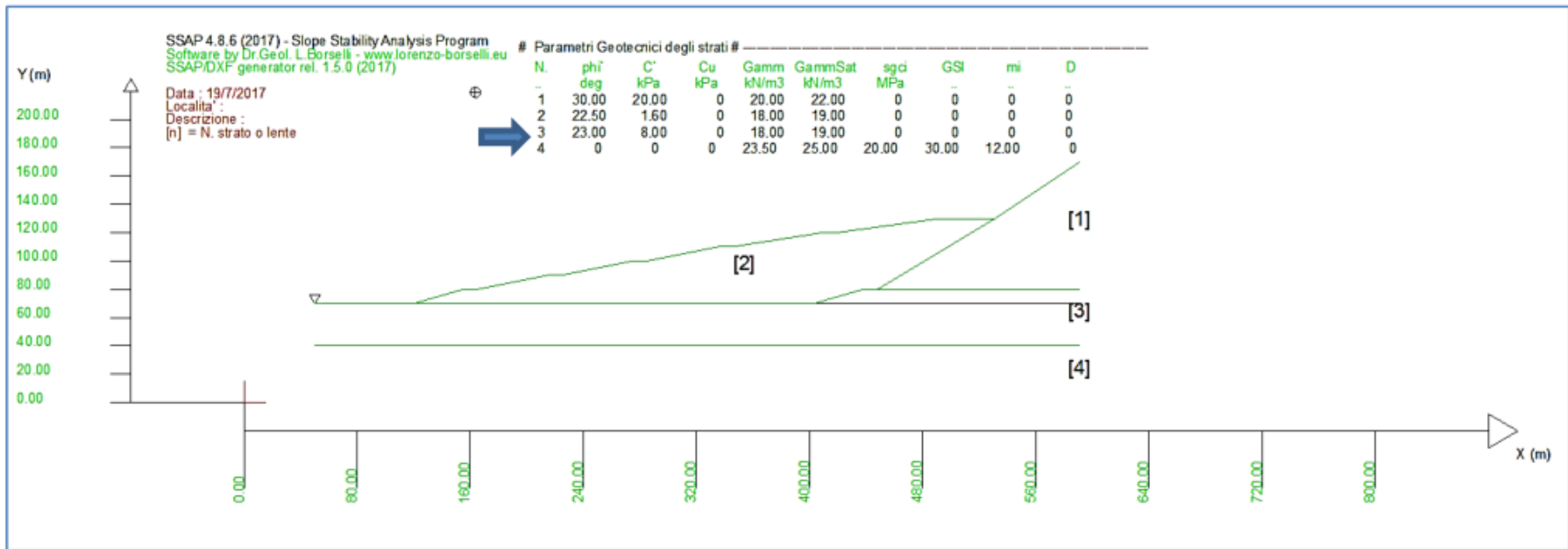


from Duncan et al. (2014) - modified

Note: for transition condition  $1 < T < 4$  please divide t value by appropriate factor. e.g. for  $T=1$  divide t by 4

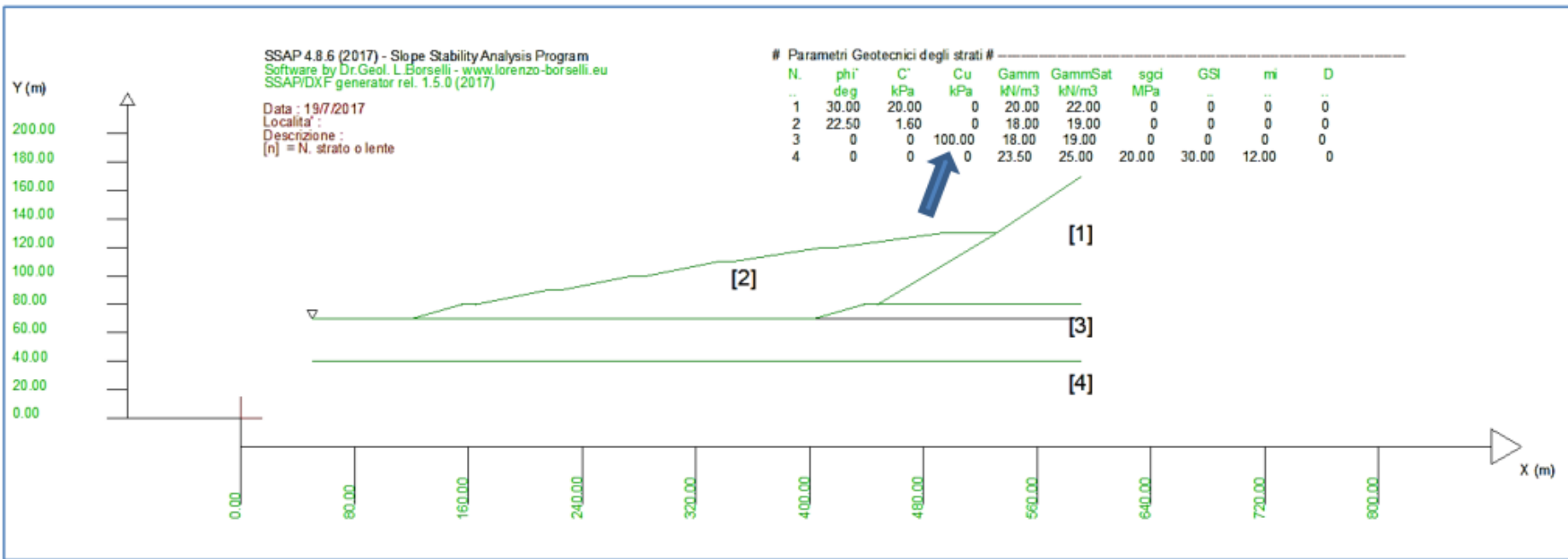


In figura M.8 abbiamo una ex cava di prestito di inerti con un deposito di sabbie cementate poggianti su uno strato compatto di argille sovraconsolidate sovrastanti una formazione di calcareniti in facies di flysh. Il deposito di argille si trova in condizione di saturazione e la ex cava di inerti si trova in uso come discarica di inerti industriali granulari di natura non contaminante. Nella sezione in figura M.8 lo strato 1 è costituito dal deposito di sabbie cementate, Lo strato 2 è il deposito di inerti, Lo strato 3 sono argille sovraconsolidate mentre lo strato 4 è costituito da calcareniti fratturate.



Cartella esempi corso : **discarica\_esempio\_ssap\_4.8.6**  
 Scenario condizione drenate





## Scenario substrato condizioni non drenate

Cartella esempi corso : **discarica\_esempio\_ssap\_4.8.6**

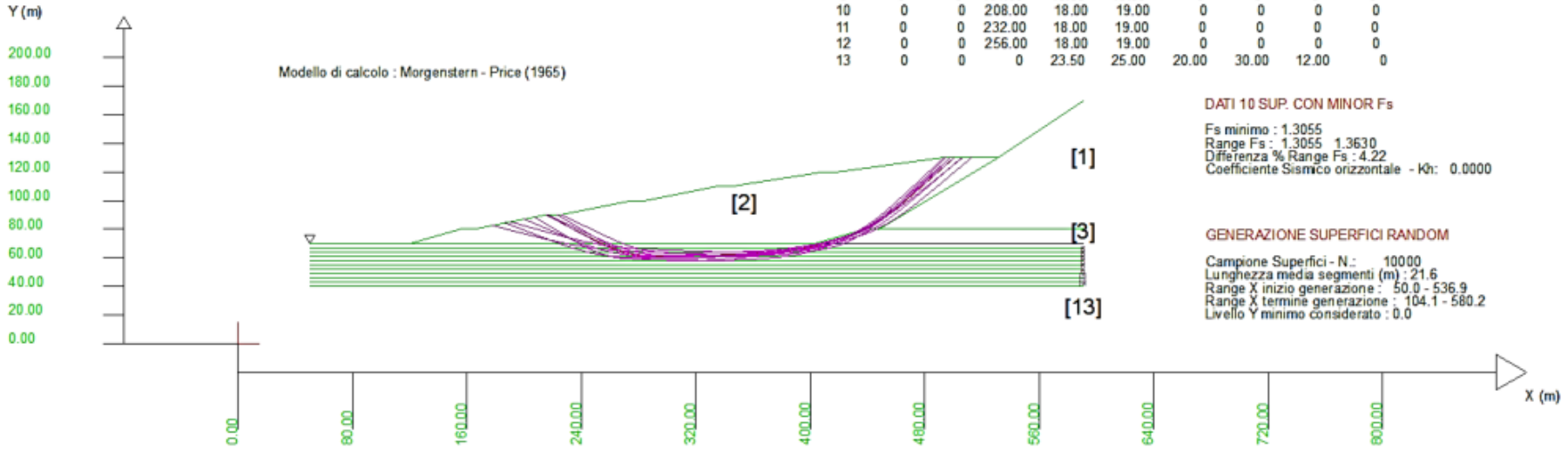
SSAP 4.8.6 (2017) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.0 (2017)

Data : 19/7/2017  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi <sup>i</sup> deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m <sup>3</sup>	GammSat kN/m <sup>3</sup>	sgci MPa	GS	mi	D
1	30.00	20.00	0	20.00	22.00	0	0	0	0
2	22.50	1.60	0	18.00	19.00	0	0	0	0
3	0	0	64.00	18.00	19.00	0	0	0	0
4	0	0	75.00	18.00	19.00	0	0	0	0
5	0	0	94.00	18.00	19.00	0	0	0	0
6	0	0	115.00	18.00	19.00	0	0	0	0
7	0	0	137.00	18.00	19.00	0	0	0	0
8	0	0	160.00	18.00	19.00	0	0	0	0
9	0	0	184.00	18.00	19.00	0	0	0	0
10	0	0	208.00	18.00	19.00	0	0	0	0
11	0	0	232.00	18.00	19.00	0	0	0	0
12	0	0	256.00	18.00	19.00	0	0	0	0
13	0	0	0	23.50	25.00	20.00	30.00	12.00	0



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.3055  
 Range Fs : 1.3055 - 1.3630  
 Differenza % Range Fs : 4.22  
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

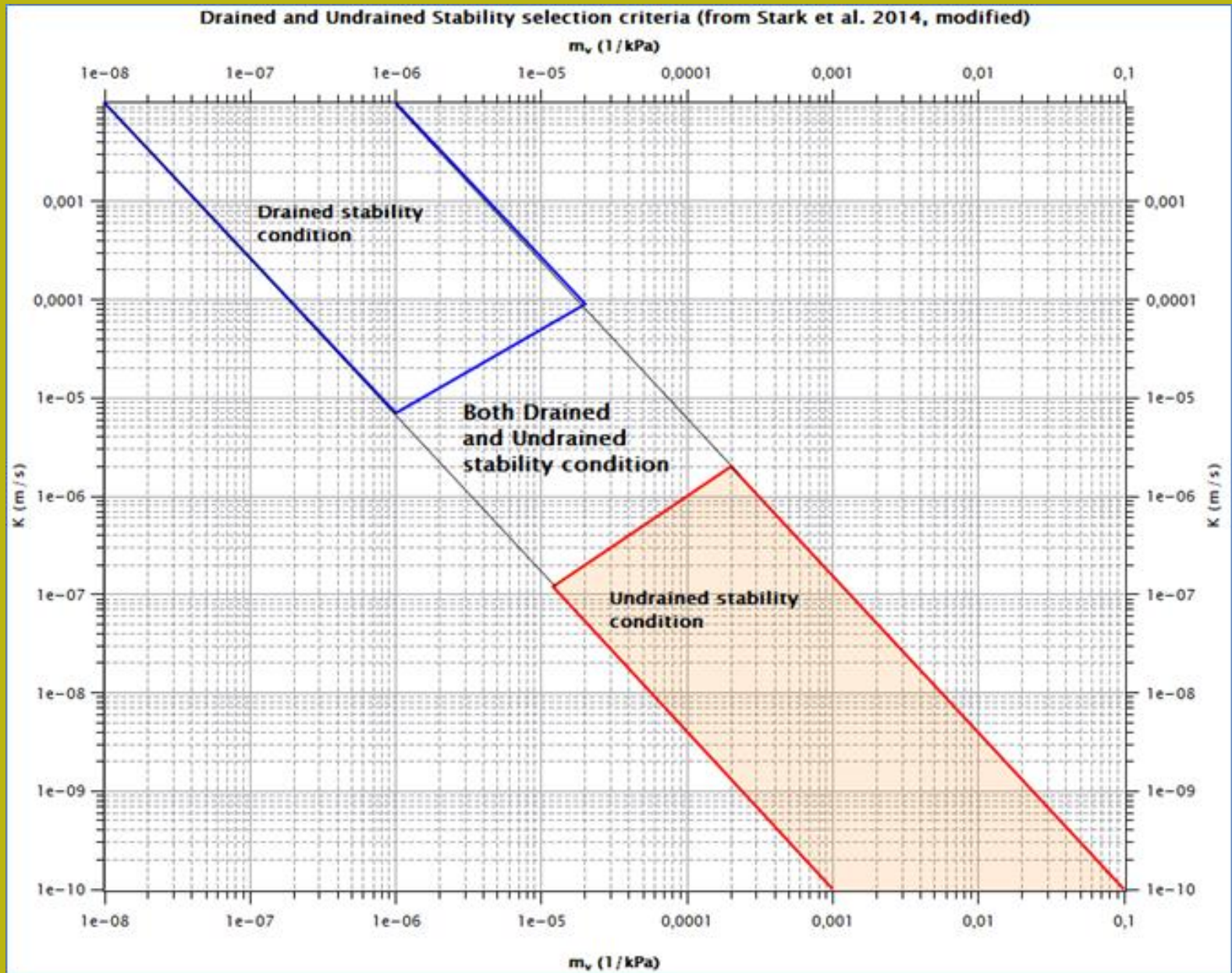
Campione Superfici - N. : 10000  
 Lunghezza media segmenti (m) : 21.6  
 Range X inizio generazione : 50.0 - 536.9  
 Range X termine generazione : 104.1 - 580.2  
 Livello Y minimo considerato : 0.0

## Scenario substrato condizioni non drenate - modificato con modello SHANSEP

Cartella esempi corso : [discarica\\_esempio\\_ssap\\_4.8.6](#)

In particolare è necessario porre attenzione ai seguenti punti:

- 1) **Le verifiche in condizioni non drenate non offrono necessariamente sempre condizioni di maggiore stabilità di verifiche in condizioni drenate.**
- 2) È possibile associare a pendii multistrato criteri di rottura diversi per ogni strato, quando e come le situazioni di carico e di consolidazione lo richiedano (Duncan et al., 2014).
- 3) I parametri di resistenza al taglio di ogni strato devono essere ricavati secondo le metodologie correnti (prove di laboratorio e/o prove in situ) tenendo conto della storia tensionale e ovviamente dei criteri di progetto.
- 4) **I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) possono essere ampiamente sufficienti a garantire stabilità di un pendio per potenziali scivolamenti a basse e medie profondità, ma totalmente insufficienti per movimenti gravitativi a grandi profondità.**
- 5) Per terreni coesivi NC e OC è necessario, per strati di spessore maggiore di 3m, verificare la presenza di un profilo variabile di resistenza al taglio che è possibile ottenere mediante prove di laboratorio o in situ e integrato da modelli del tipo SHANSEP.
- 6) Nel caso di strati di spessore maggiore di 3m è necessario sempre suddividere lo strato in sotto-strati di almeno 3 m e associare a ciascuno di questi un proprio valore di  $C_u$ .



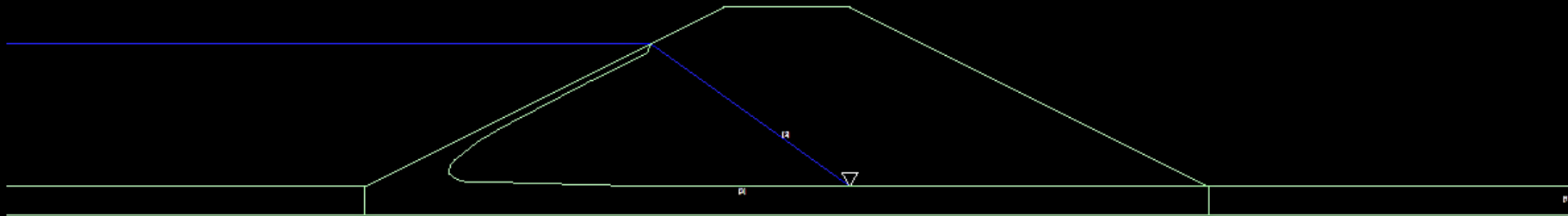
Da Stark et. Al. (2014) – Ridisegnato in Borselli (2021, in stampa)  
 Presente nel prossimo manuale SSAP 5.1 (prossima uscita)

SSAP 4.9.6 (2018) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 12/4/2018  
Localita' :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	$\phi_i$ deg	C kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi
1	16.23	0.80	0	16.00	17.00	0	0	0
2	20.46	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0
3	20.46	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0
4	18.93	4.80	0	19.00	20.00	0	0	0



**Argine con simulazione di svaso rapido e zona saturazione  
Con piena la colmo.**

Percorso nella cartella esempi\_corso\_avanzato:  
Scenario base: **svaso\_rapido\_modificato**

# Argine con simulazione di svaso rapido e zona saturazione A massima piena.

Percorso nella cartella esempi\_corso\_avanzato:  
Scenario base: **svaso\_rapido\_modificato**

**verifiche di stabilità:**

**1)Massima piena**

**2)Svaso rápido senza effetto memoria**

**3)Svaso rapido con effetto memoria**



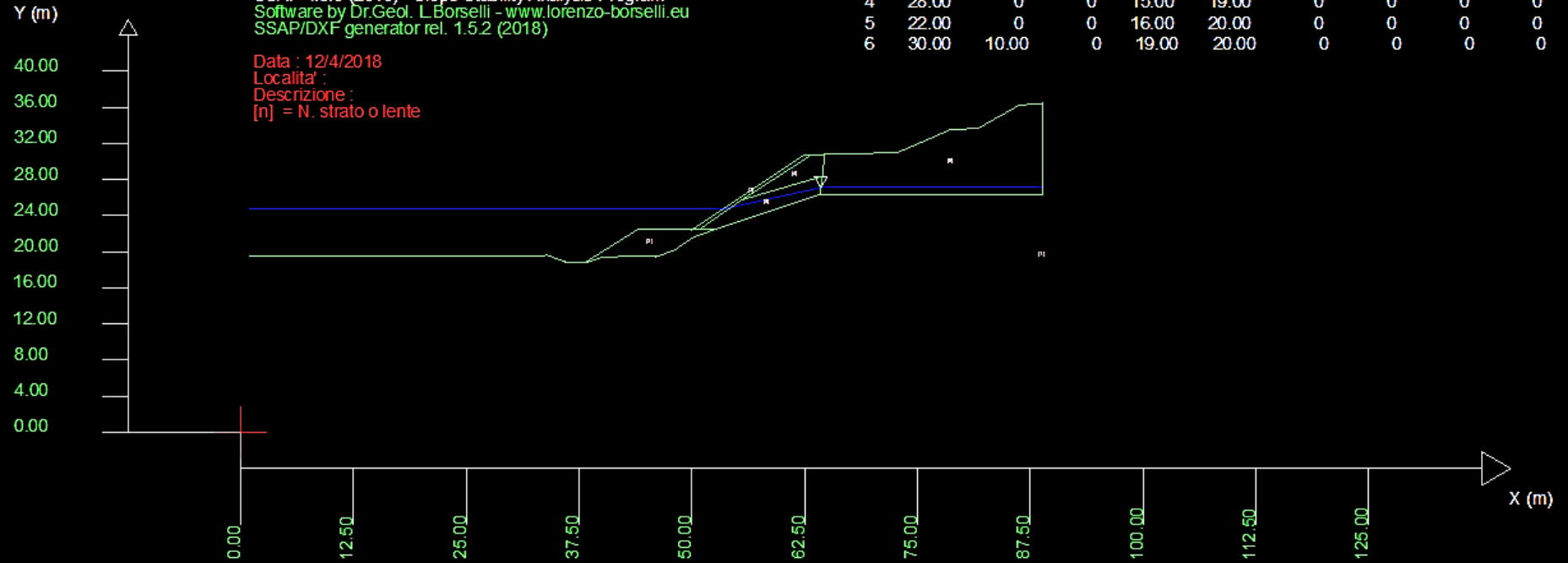
## Cartella: scarpata\_sommersa\_2018

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi°	C°	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	0	0	30.00	18.00	19.00	0	0	0	0
2	0	0	0	15.00	18.00	40.00	20.00	12.00	0.70
3	0	0	0	15.00	18.00	40.00	20.00	12.00	0.70
4	28.00	0	0	15.00	19.00	0	0	0	0
5	22.00	0	0	16.00	20.00	0	0	0	0
6	30.00	10.00	0	19.00	20.00	0	0	0	0

SSAP 4.9.6 (2018) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 12/4/2018  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente



## Cartella: scarpata\_sommersa\_2018

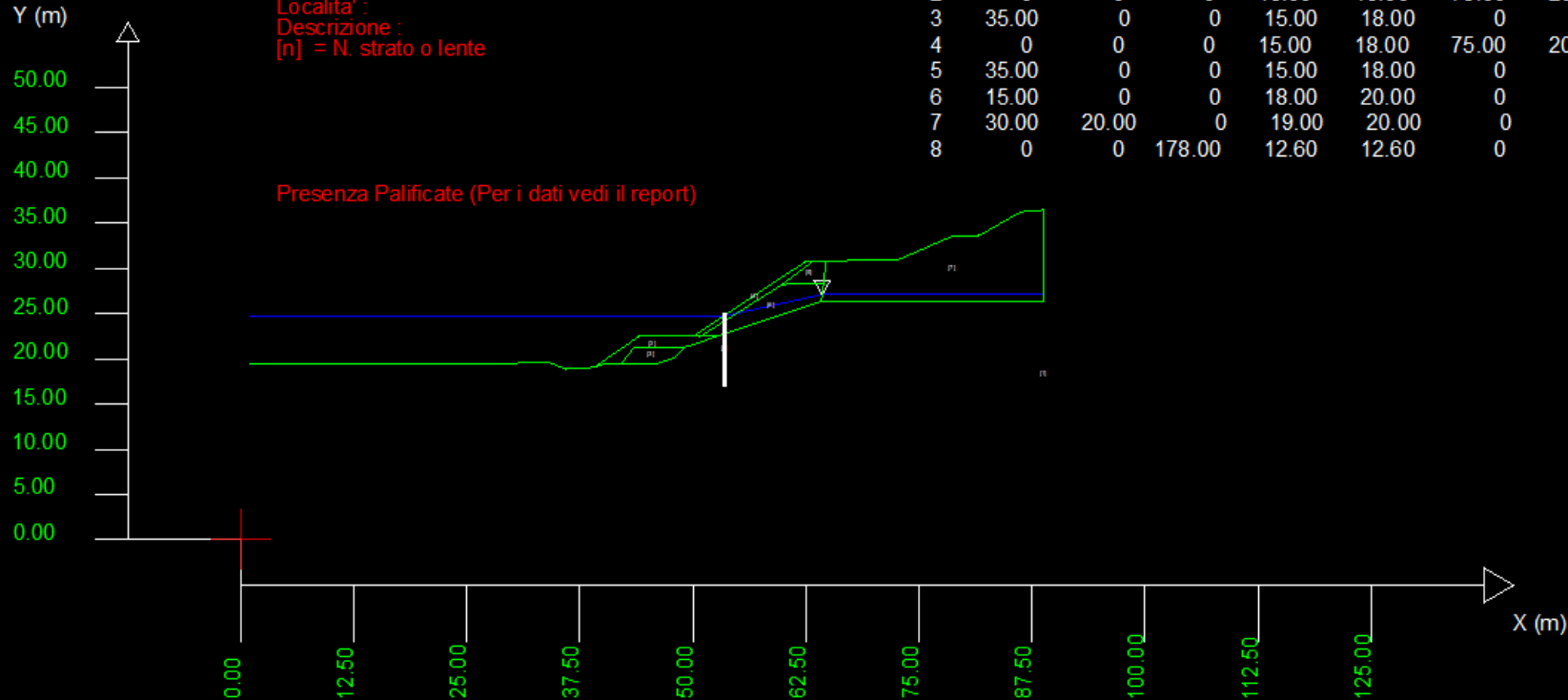


SSAP 4.9.6 (2018) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.2 (2018)

Data : 12/4/2018  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	$\phi^i$ deg	C kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	0	0	30.00	18.00	19.00	0	0	0	0
2	0	0	0	15.00	18.00	75.00	20.00	12.00	0.70
3	35.00	0	0	15.00	18.00	0	0	0	0
4	0	0	0	15.00	18.00	75.00	20.00	12.00	0.70
5	35.00	0	0	15.00	18.00	0	0	0	0
6	15.00	0	0	18.00	20.00	0	0	0	0
7	30.00	20.00	0	19.00	20.00	0	0	0	0
8	0	0	178.00	12.60	12.60	0	0	0	0



## Cartella:scarpata-argine-complesso-2018

**Pendio con falda sospesa e saturazione quasi completa della copertura detritica e colluviale.**

Percorso nella cartella esempi\_corso\_avanzato:

Scenario con falda sospesa nello strato 2:

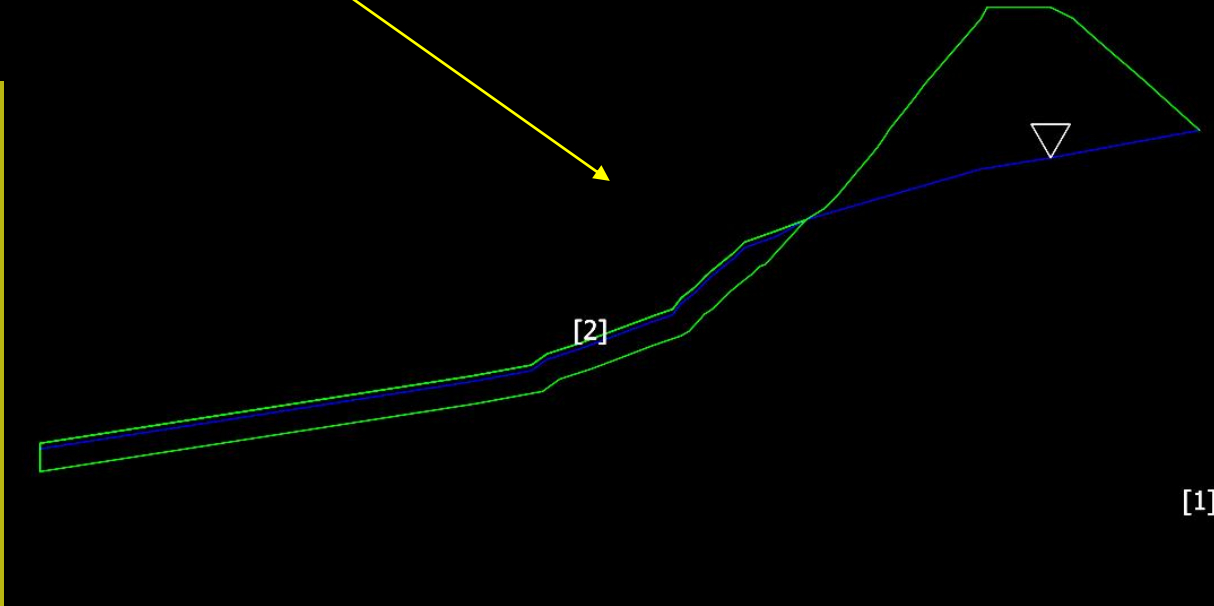
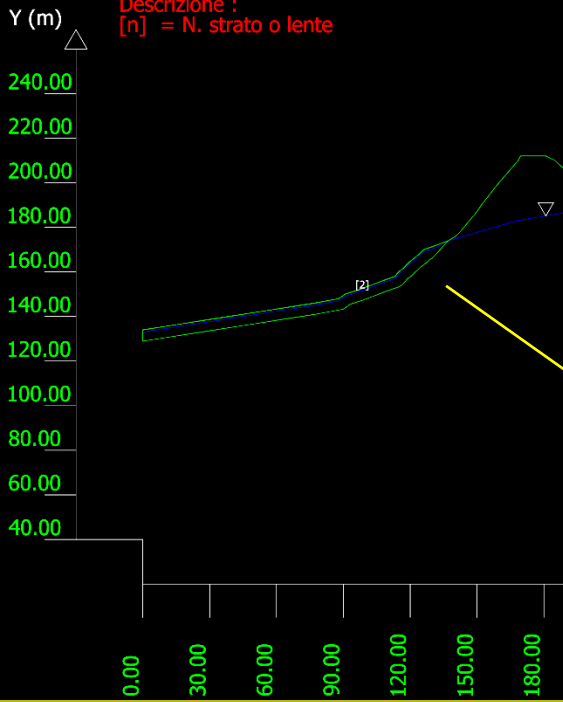
**Peloritan/sezAsdF\_bis.mod**

Motori di ricerca:

- Convex random search
- **SNIFF RANDOM SEARCH**
- Disattivare acquifero nello strato 1
- Generare mappa Fs locale
- Provare effetto sismico  $K_h=0.05$

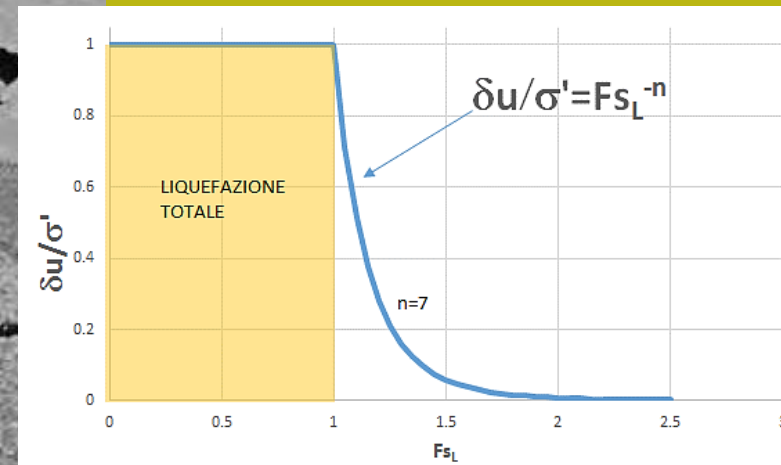
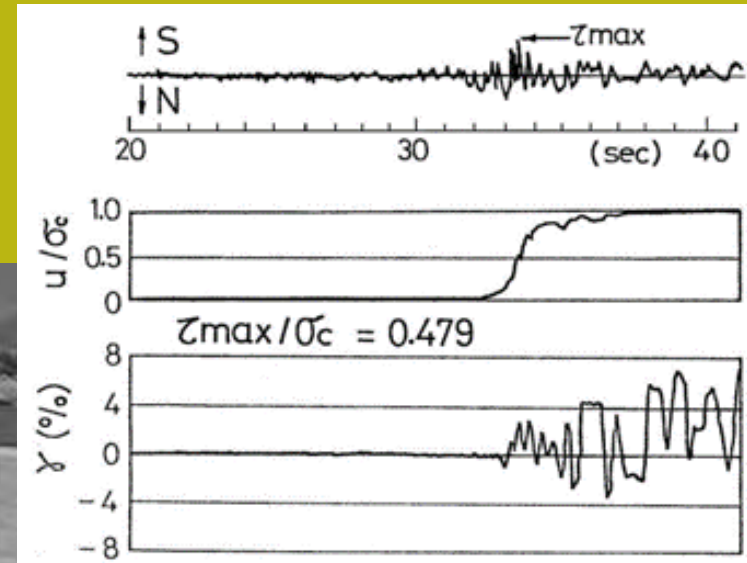
Data : 29/9/2015  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

#	Parametri Geotecnici degli strati	#							
N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI ..	mi ..	D ..
1	29.00	200.00	0	19.00	21.00	0	0	0	0
2	28.00	10.00	0	16.00	19.00	0	0	0	0



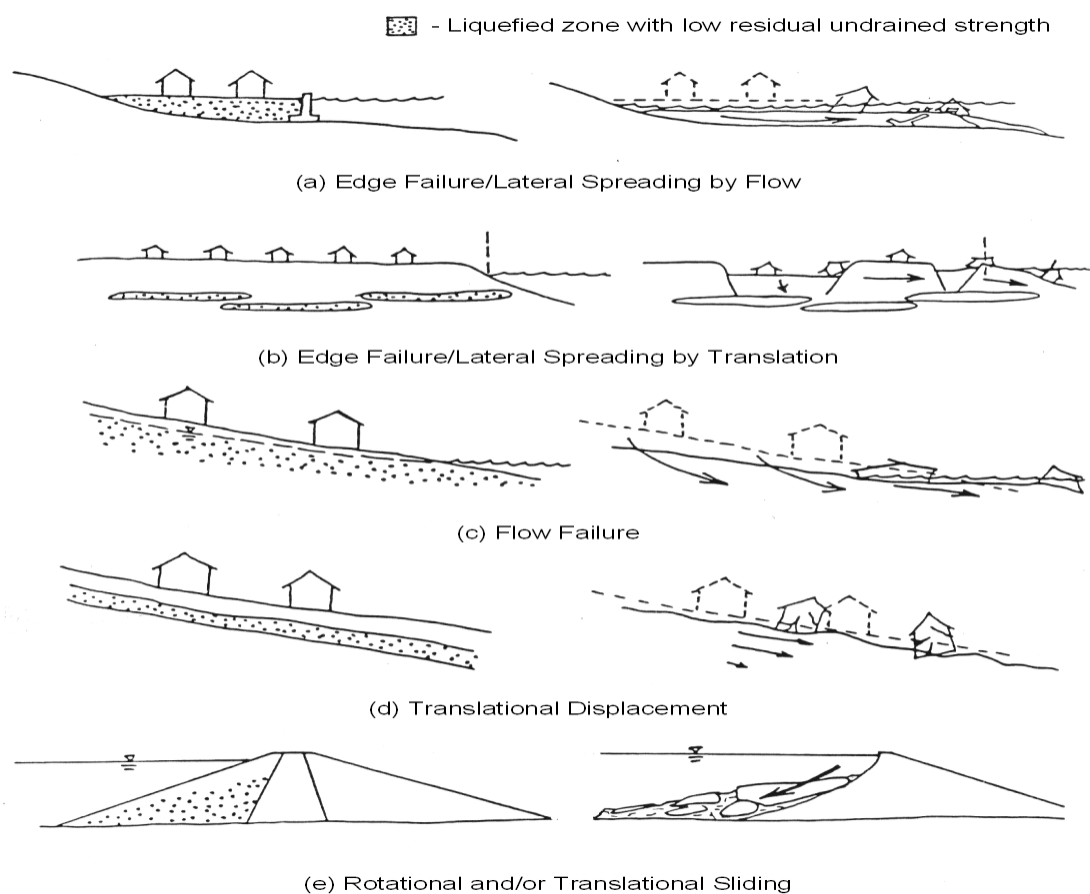
Strato pedogenetico e  
 detritico  
 colluviale sopra rocce  
 metamorfiche  
 o calcaree

# Liquefazione e stabilita' dei pendii



# Liquefazione e stabilità dei pendii

Il processo di liquefazione del suolo è fenomeno per cui un terreno saturo perde sostanzialmente resistenza e rigidità in risposta ad uno stress applicato, usualmente uno stress ciclico, prodotto da un terremoto, che induce il terreno stesso a comportarsi come un liquido.

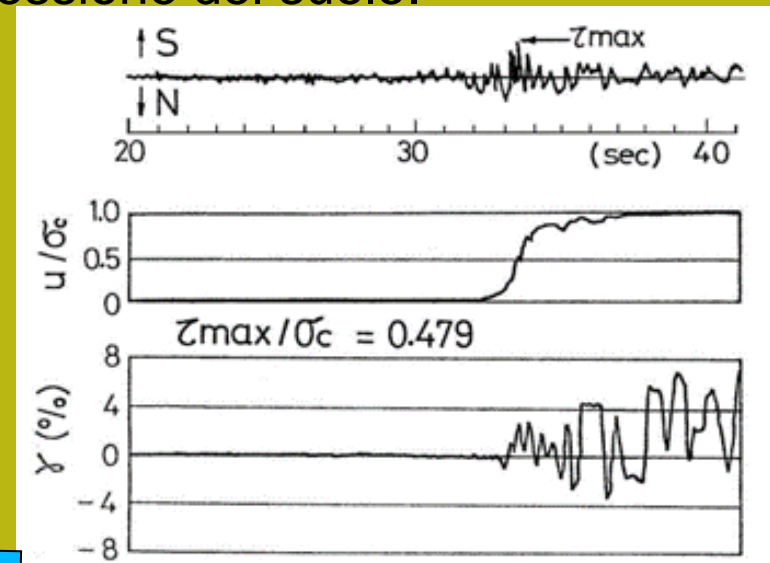


Fenomeno osservato soprattutto in terreni saturi, con basso addensamento e tipicamente caratterizzati da terreni sabbiosi o sabbioso limosi sciolti.

# Liquefazione e stabilità dei pendii

Se il terreno è in condizioni sature la tendenza a comprimersi del terreno in seguito carico monotono (esempio un aumento del carico su un terrapieno) o carico ciclico (vibrazioni o scuotimento sismico) produce un incremento della pressione di poro (pressione neutra) in risposta alla compressione del suolo.

Il processo contrattivo (o dilatazione negativa) dei depositi soggetti a liquefazione, prodotto da uno stress ciclico, porta a un incremento progressivo della pressione di poro in tempi molto rapidi dato che il tempo necessario a dissipare questa pressione è generalmente molto più lungo della durata del sisma.



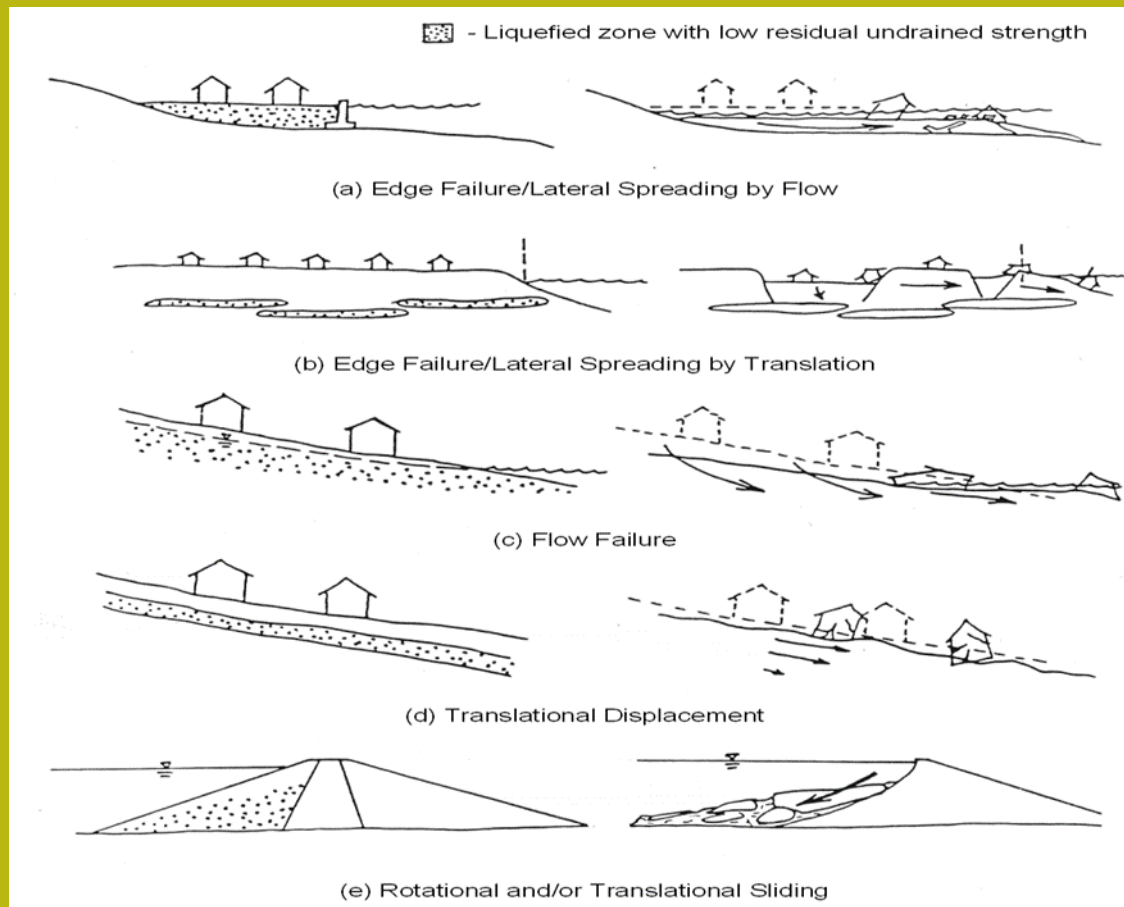
*La figura mostra come in seguito a uno stress ciclico sismico abbiamo in pochi secondi una risalita della pressione di poro fino ad eguagliare la pressione di contatto dei granuli . Nella figura si osserva il progressivo incremento del coefficiente della pressione interstiziale con la progressione dello stress ciclico.*

# Liquefazione e stabilità dei pendii

Se l'incremento di pressione di poro raggiunge livelli equivalenti alla pressione totale si produce una pressione efficace eguale a zero e quindi il terreno comincia a comportarsi come un fluido. In sostanza lo stato di “**liquefazione**” del suolo si verifica quando la tensione effettiva di suolo è ridotta a praticamente zero, che corrisponde ad una riduzione (teorica) quasi totale di resistenza al taglio.

Ma la resistenza al taglio effettiva non sarà mai in realtà pari a zero..

# Liquefazione e stabilità dei pendii



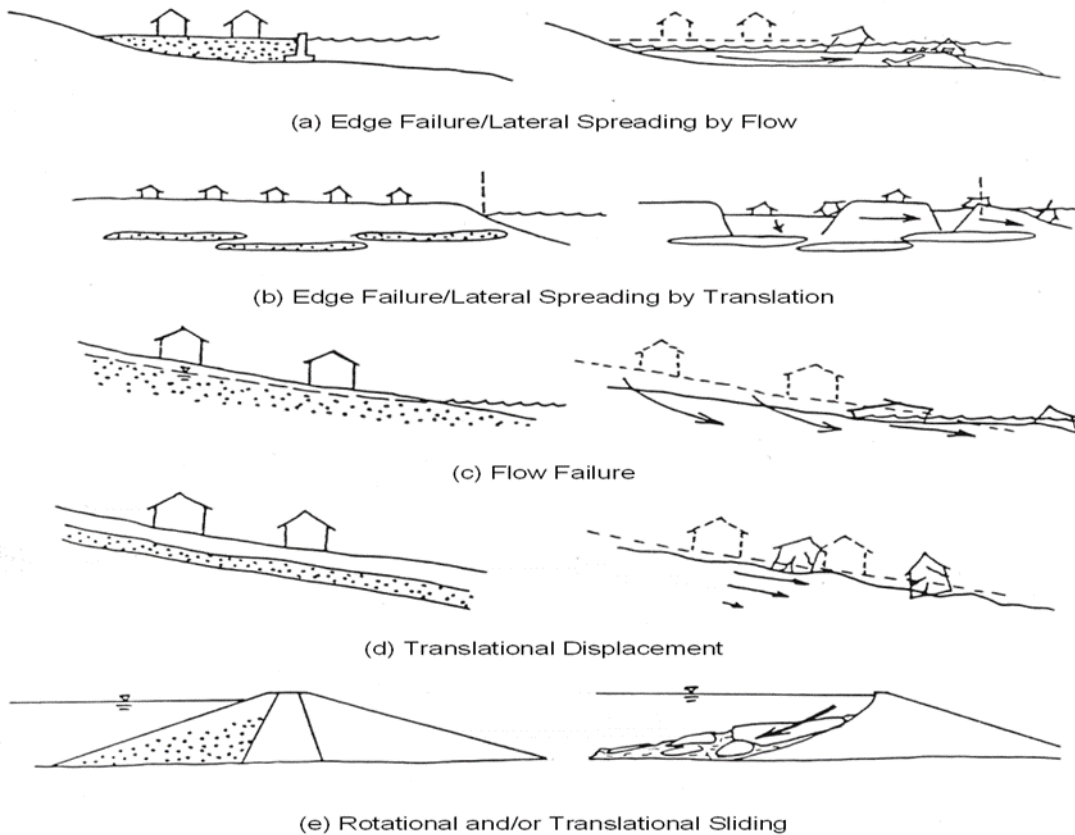
Dal punto di vista del SSAP facciamo in particolare riferimento al processo di liquefazione che ha luogo su pendii naturali o artificiali (figura a lato). Il processo di liquefazione in pendii o opere in terra deve essere analizzato con procedure particolari, posteriormente a una analisi preliminare di *liquefacibilita'* del deposito associata a una specifica sollecitazione sismica di progetto..



# Liquefazione e stabilità dei pendii

Il primo passo per integrare in una verifica di stabilità l'effetto di una potenziale liquefazione totale o parziale è rispondere a una serie di quesiti:

 - Liquefied zone with low residual undrained strength



1. **Se e quali strati del nostro pendio hanno caratteristiche di potenzialmente liquefacibili.**

2. **Se esistono strati liquefacibili quale è il potenziale di liquefazione (Fattore di sicurezza liquefazione) rispetto a uno stress ciclico (sismico) in condizioni non drenate, che produrrà una liquefazione totale o parziale.**

# Liquefazione e stabilità dei pendii

La determinazione preliminare del fattore di sicurezza a liquefazione avviene attraverso varie fasi

**Fase 1 e 2: calcolo del rapporto di stress ciclico considerando la correzione per la profondità (CSR)**

**Fase 3: valutazione rapporto di resistenza ciclico (CRR) considerando la correzione per la magnitudo del sisma (MSF) Fase 4: calcolo del fattore correzione per pendenza media del pendio in funzione del grado di addensamento del deposito.**

**Fase 5: calcolo finale del fattore di sicurezza a liquefazione del deposito.**

$$FS_{liq} = CRR / (CSR / MSF / K\alpha)$$

# Liquefazione e stabilità dei pendii

determinazione preliminare del fattore di  
sicurezza a liquefazione in 5 steps

Step	Equazione o grafico	Parametro	Descrizione
1	$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 r_d \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$	CSR	<i>cyclic stress ratio</i> - rapporto di stress ciclico indotto dal sisma
2	$r_d = 1 - 0.012z$ (Vedasi anche fig. 2.24a)	$r_d$	Coefficiente di riduzione di stress in profondità
3	$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)$ CRR(fig.2.25a ) MSF fig.2.25b)	CRR; MSF	<i>cyclic resistance ratio</i> - rapporto di resistenza ciclico del deposito e magnitudo scaling factor
4	$K\alpha$ (figura 2.25.b)	$K\alpha$	Coefficiente di correzione per Fattore di sicurezza a liquefazione per depositi in pendio
5	$FS_{liq} = CRR / (CSR / MSF / K\alpha)$	$FS_{liq}$	Fattore di sicurezza a liquefazione

Da Borselli (2015)

# Liquefazione e stabilità dei pendii

A valori  $FS_{liq} \leq 1.0$  viene associato un potenziale di liquefazione totale mentre per  $FS_{liq} > 1.0$  si considera che il processo possa considerarsi parziale.

Alcuni autori considerano che  $FS_{liq}$  sia da utilizzarsi come un indicatore probabilistico del processo di liquefazione e che alla condizione al limite, con  $FS_{liq} = 1.0$  sia da associare una probabilità di liquefazione del 50%.

Esempio di distribuzione del fattore di sicurezza locale a liquefazione per diversi input sismici

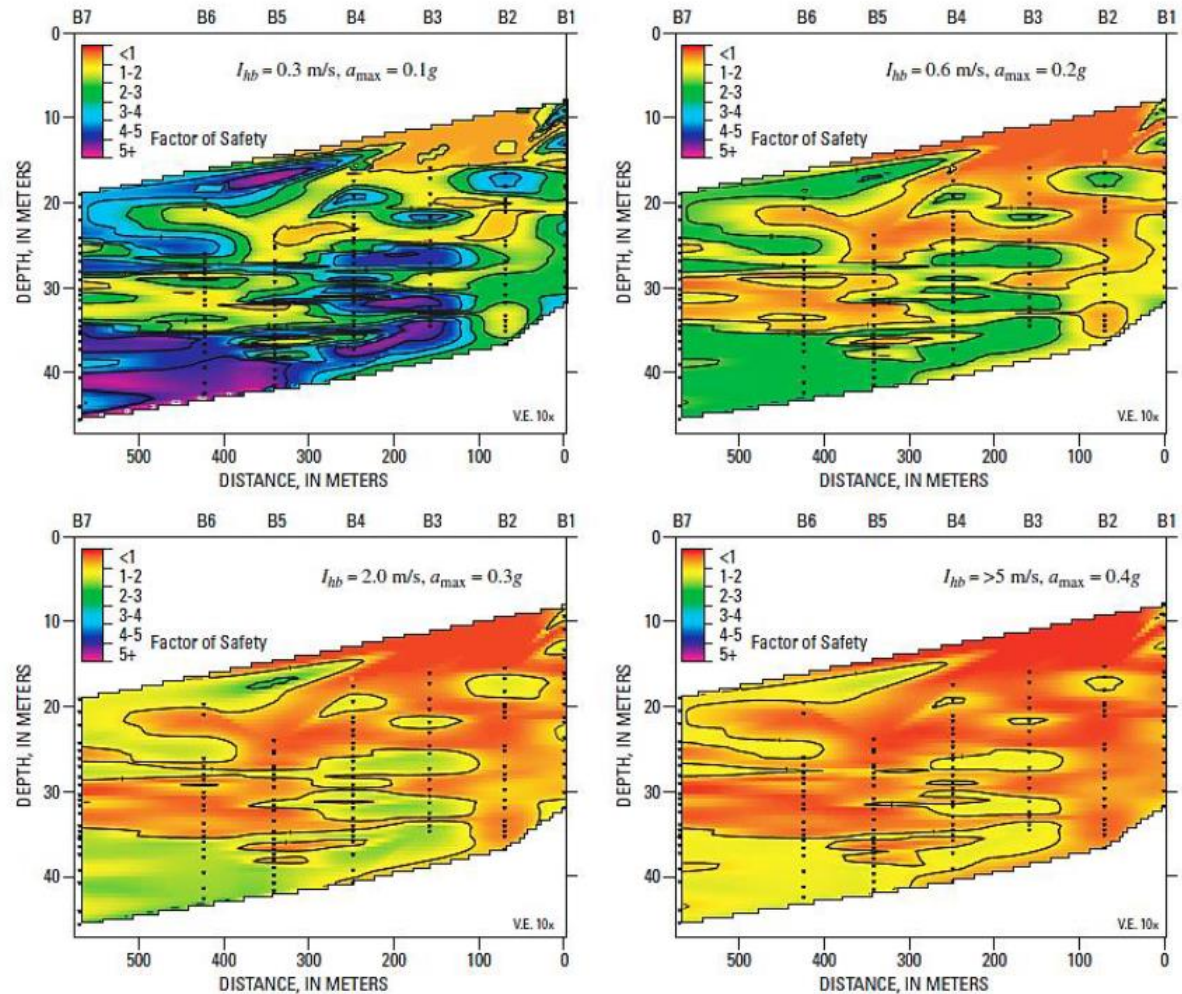


Fig. 2.26 (da Kayen & Barnhardt, 2007)

# Liquefazione e stabilità dei pendii

Per condizioni  $FS_{liq} > 1.0$  vari autori Marcuson et al. (1990,2007), Towhata (2008) , hanno proposto una relazione del tipo di quella mostrata in figura tra il fattore di sicurezza a liquefazione e il rapporto tra l'eccesso di pressione dei pori prodotto dal sisma rispetto allo sforzo efficace pre-sisma..

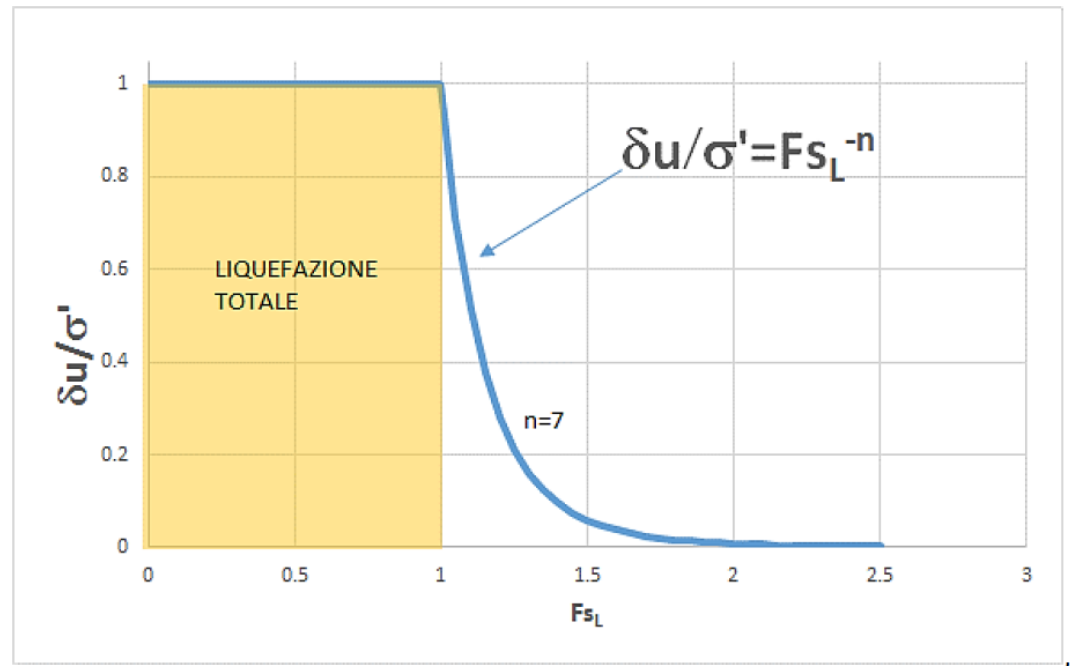


Fig. 2.27 (da Towhata , 2008, modificato)

La relazione proposta in figura e' utilizzata da SSAP per valutare l'incremento di pressione di pori associato a valori  $FS_{liq} > 1.0$  . Questo procedimento consente, essendo sempre noto a priori il livello dello sforzo verticale efficace pre-sisma, di calcolare la nuova pressione di pori massima e **determinare nuove condizioni per calcolare la resistenza al taglio in termini di pressioni efficaci** (criterio di rottura Mohr-coulomb), **in questo caso per le condizioni di liquefazione parziale.**

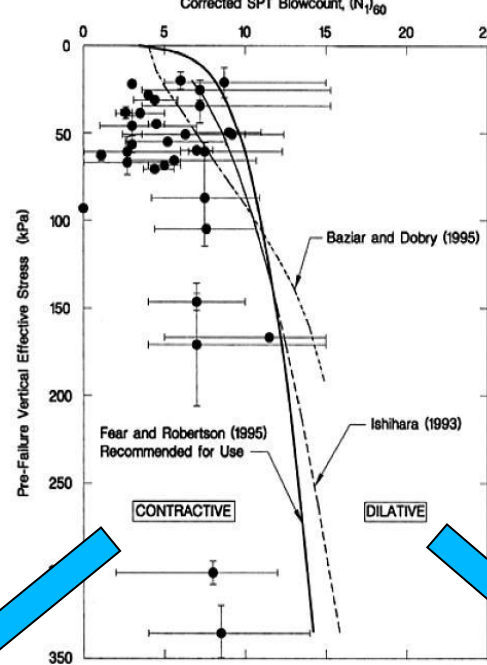
# Liquefazione e stabilità dei pendii

(Procedura da Olson e Stark 2003)

Valutazione resistenza al taglio post liquefazione in condizioni non drenate

Per condizioni di liq.

Totale:  $FS_{liq} < 1.0$



SPT ( $N_{1,60}$ ) Contractive Behavior Evaluation

Comportamento contrattivo

Comportamento dilatativo

$$\frac{s_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.03 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$$

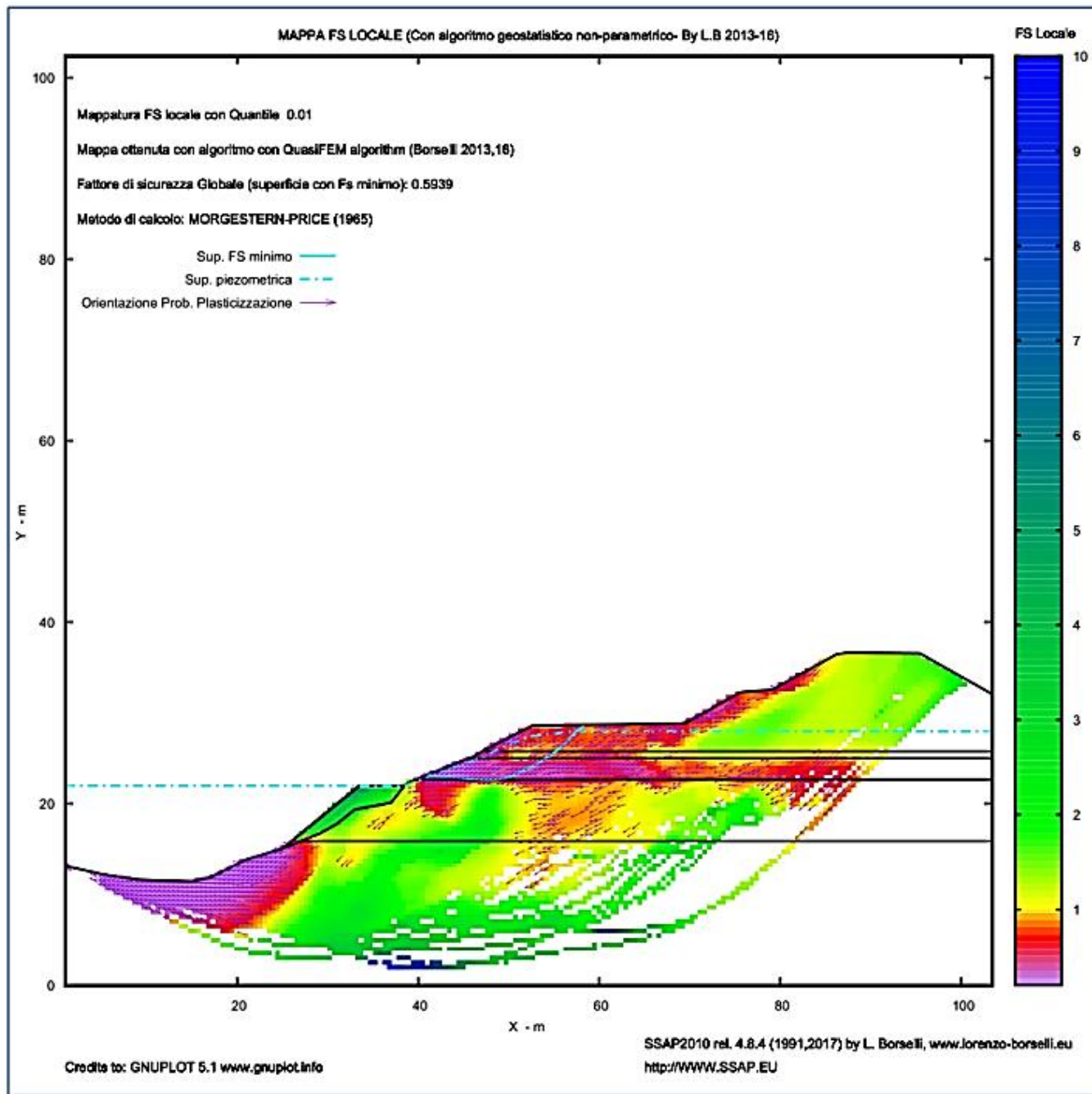
$$\frac{s_u(yield)}{\sigma'_{v0}} = 0.205 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.04 \quad \text{for } (N_1)_{60} \leq 12$$

Da cui si ricava la  $C_u$  equivalente In (kPa)

$$\frac{S_u(finale)}{\sigma'_{v0}} = \frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} + \left( \frac{S_u(yield)}{\sigma'_{v0}} - \frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} \right) w$$

$$w = -1 + 2FS_{liq} \quad \text{se } 0.5 < FS_{liq} < 1.0$$

$$w = 0 \quad \text{se } FS_{liq} < 0.5$$



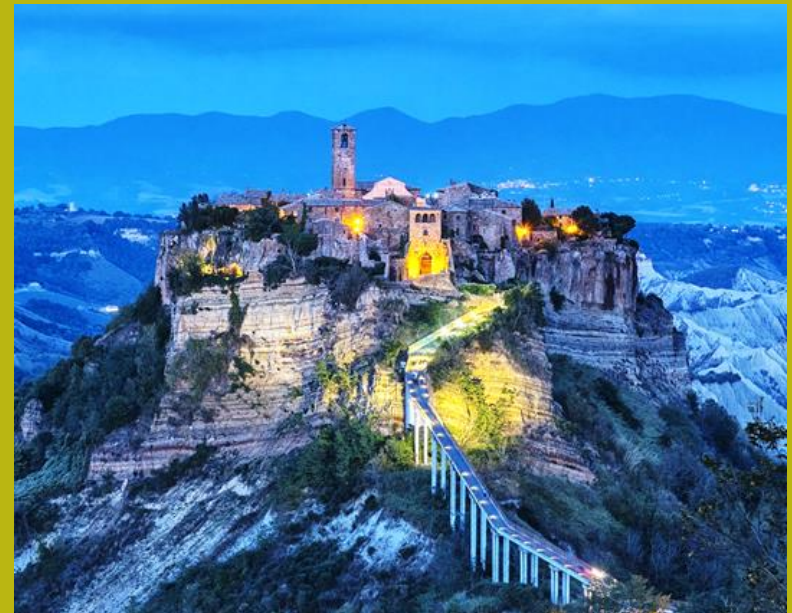
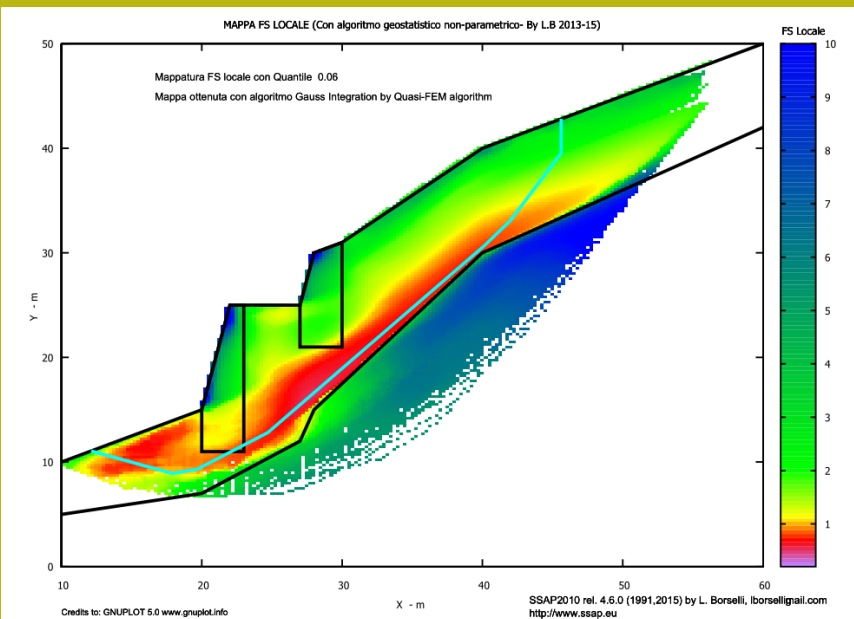
## liquefazione totale strato 3 e parziale strato 6

### Cartella : liquefaz/test\_liquefaz1.mod

- Liquefazione totale strato 3  $F_{sliq}=0.75$  e  $NSPT_{corr}=8$
- Liquefazione parziale Strato 6  $F_{sliq}=1.1$  e  $NSPT_{corr}=12$
- Sniff\_random search +smussatore attivato
- Lunghezza media segmenti 6 m.



# Verifiche di Stabilità dei pendii nel contesto delle NTC2018: elementi base per la verifica geomeccanica e progettuale dei pendii



## Generalità

La verifica di stabilità di un pendio è una delle operazioni di maggior complessità in ambito geotecnico.

**La verifica di stabilità di un pendio è anche una delle operazioni che a causa delle incertezze insite nella modellizzazione presenta il maggior rischio connesso con una non adeguata:**

- *Schematizzazione stratigrafica e strutturale*
- *Parametrizzazione geomeccanica*
- *Schematizzazione idraulica*
- *Valutazione dei possibili input sismici*
- *Etc.*

## **CAPITOLO 6 delle NTC2018**

**Nel capitolo 6 delle NTC2018 vengono trattati gli aspetti geotecnici della progettazione, in particolare le opere di fondazione e di sostegno, gli interventi di miglioramento e rinforzo di terreni e ammassi rocciosi, le opere in materiali sciolti, la stabilità dei fronti di scavo e più in generale del sito in cui insiste l'opera nel suo complesso.**

È dunque al capitolo 6 del Decreto che dobbiamo porre attenzione per i nostri obiettivi.

**Naturalmente è necessario notare che nel testo delle NTC2018 vi sono continui riferimenti agli altri capitoli (2,3,7) del testo con riferimento alla progettazione finale**

## NTC2018 e EC-7

Le normative di riferimento in italiana (NTC2018) e quella europea (EC-7) di riferimento sono state costruite usando come pilastro il concetto di **progettazione agli stati limite**. Il **principio di progettazione agli stati limite** considera vari livelli di rischio e severità nei criteri di progettazione.

Dal punto di vista geotecnico si fa un importante riferimento ai seguenti fatti concreti normalmente osservati e quantificati nella pratica di lavoro:

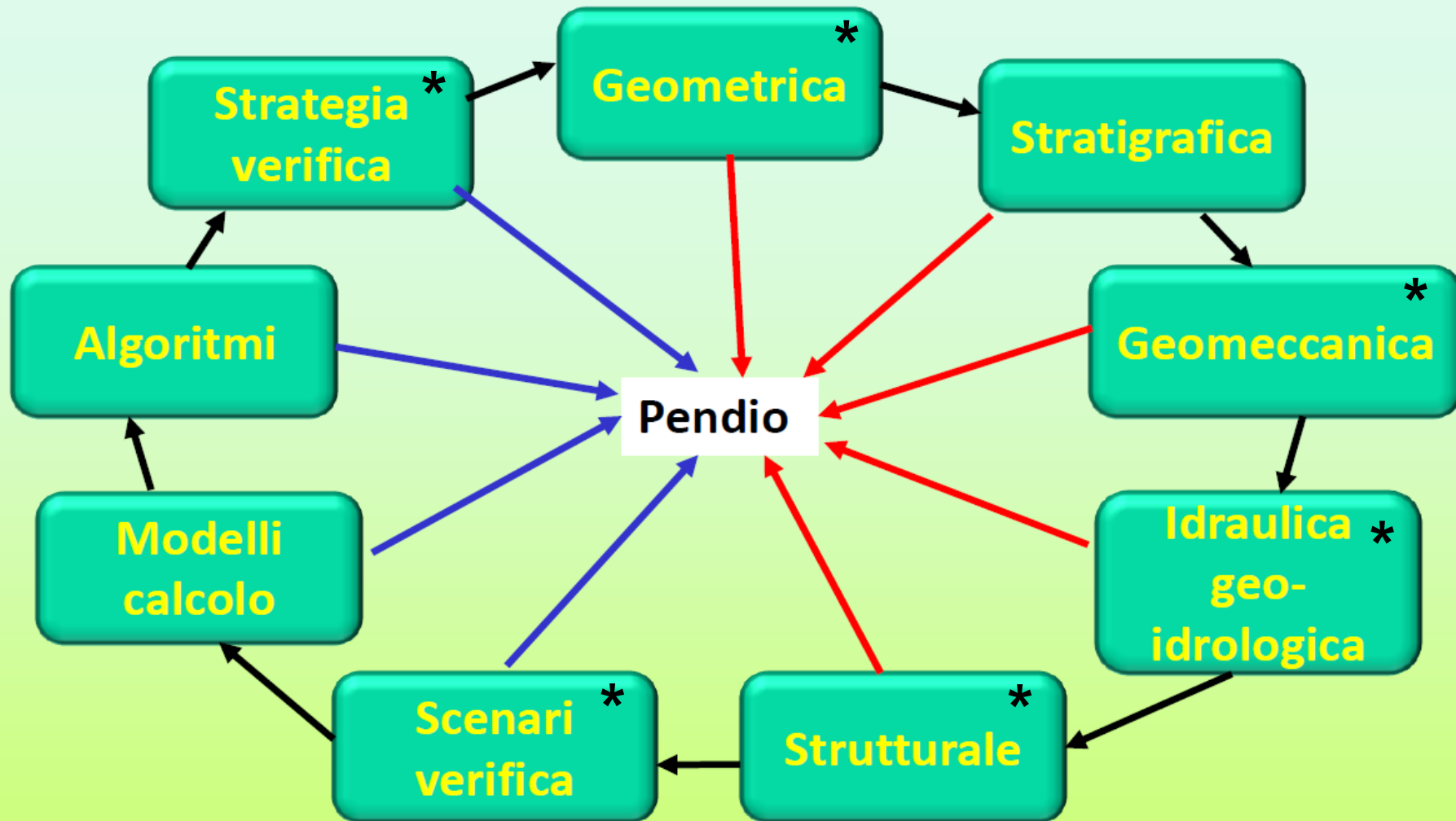
- I **Geomateriali** (*suolo, sedimenti, rocce, ammassi rocciosi e materiali ricavati da questi*) **presentano una potenziale forte variabilità nelle loro proprietà geomeccaniche**.
- **La potenziale variabilità delle proprietà geomeccaniche incrementa la incertezza nei risultati da modellazione numerica, simulazioni, analisi di scenario progettuali** .
- **L'incremento della incertezza produce un incremento nel rischio** di assumere valutazioni e scelte progettuali non adeguate.

Per ovviare e ridurre il livello di rischio connesso vengono seguiti **principi di progettazione cautelativi** . (es. **stati limite, parametri caratteristici, parametri di progetto**).

Quindi i principi della NTC2018, che vengono tratti dalla EC-7, sono in linea di principio validi... e sensati ed hanno come obiettivo una riduzione del rischio a condizioni accettabili.

Naturalmente questo tipo di strategia progettuale può anche avere delle conseguenze pesanti.....

# Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della modellistica*

*Componenti del Modello pendio*

\* Dove agiscono le NTC2018

## Strategia di verifica:

Primo esempio di strategia di verifica, in pendio naturale:

1. *Verifica in condizioni statiche (senza falda)*
2. *Verifica in condizioni dinamiche (senza falda)*
3. *Verifica in condizioni statiche (incremento di falda e saturazione)\**
4. *Verifica in condizioni dinamiche (incremento di falda e saturazione)\**

\*per le NTC2018 Dovrebbero essere sempre considerate condizioni gravose di falda e saturazione

**N.B: ogni fase del lavoro corrisponde a un specifico scenario previsto dalle NTC2018.** In uno stesso pendio, a ogni diverso scenario possono corrispondere diverse parametrizzazioni geomeccaniche e idrauliche delle unità geotecniche che compongono il pendio

### Importante:

- **I risultati di ogni fase di analisi dovrebbe essere riportata nella relazione di calcolo per mezzo di tabelle e grafici esaustivi.**
- **Consigliabile alla fine presentare una sintesi conclusiva, con una tabella, con i risultati finali delle varie fasi e scenari di verifica.**

## Strategia di verifica:

secondo esempio di strategia di verifica: pendio con opere di rinforzo:

- *Verifica in condizioni pre-operam\*, \*\**
  - A. *Statiche*
  - B. *Dinamiche*
- *Verifica in condizioni di progetto post-operam\*\**
  - A. *Statiche*
  - B. *Dinamiche*

\*Questa fase risulta obbligatoria nelle NTC2018 perché' è richiesto di dimostrare il beneficio prodotto dalle opere di rinforzo

\*\*per le NTC2018 Dovrebbero essere sempre considerate condizioni gravose di falda e saturazione.

### Importante:

- I risultati di ogni fase di analisi dovrebbe essere riportata nella relazione di calcolo per mezzo di tabelle e grafici esaustivi.
- Consigliabile alla fine presentare una sintesi conclusiva, con una tabella, con i risultati finali delle varie fasi e scenari di verifica.

## **Progettazione agli stati limite (da EC-7)**

Es. Gli Eurocodici strutturali si basano su principi di stato limite, in cui a viene fatta una **distinzione tra stato limite ultimo e stato di esercizio.**

Ovvero..

**Stati limite ultimi:** riguardano la sicurezza delle persone e delle strutture come la **perdita di equilibrio, eccessiva deformazione, rottura, perdita di stabilità. (ci si deve cautelare dal possibile collasso dell'opera)**

**Stati limite di Esercizio:** riguardano il funzionamento della struttura in condizioni normali di utilizzo. ( ci si deve cautelare dalla perdita di funzionalità' della opera)

**La progettazione allo stato limite ultimo è associata a condizioni più gravose e quindi a un livello di progettazione più cautelativa delle condizioni allo stato limite di esercizio.**



La **progettazione allo stato limite** implica la **verifica che gli stati limite rilevanti NON SIANO SUPERATI** in ogni specifica situazione progettuale.

Le verifiche sono eseguita utilizzando modelli strutturali e di carico, i cui dettagli sono stabiliti da tre variabili di base:

- **Azioni,**
- **Proprietà dei materiali.**
- **Dati geometrici.**

**Nel caso delle verifiche di stabilità dei pendii sono in particolare importanti:**

- **Azioni destabilizzanti, e forze stabilizzanti;**
- **Proprietà geomeccaniche, dei geomateriali;**
- **Proprietà geometriche.** Ad es. Geometria della Falda (*qui la questione è dibattuta..*), spessori strati e terrapieni (per calcolare i carichi permanenti agenti), etc..

**Nelle verifica di stabilità dei pendii sono importanti gli stati limite Ultimi (SLU).**

I principali Stati Limite Ultimi (SLU) sono elencati nel seguito (quelli importanti nella stabilità dei pendii) (NTC2018 sez. § 2.2.1):

**b) spostamenti o deformazioni eccessive (STR-GEO);**

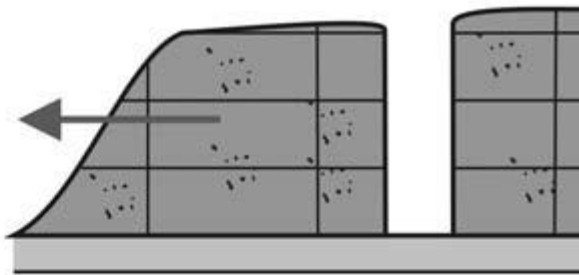
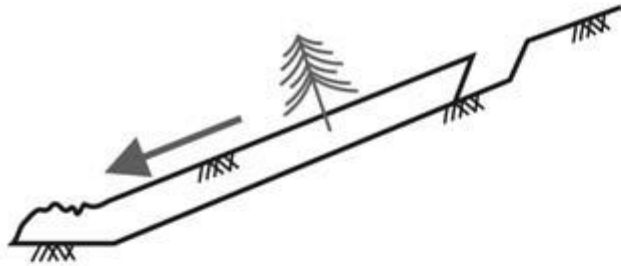
.....

**e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile (STR-GEO);**

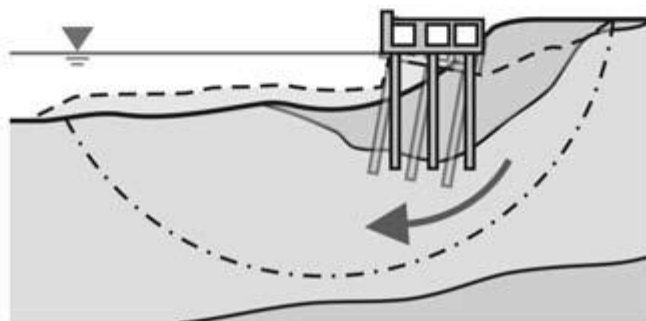
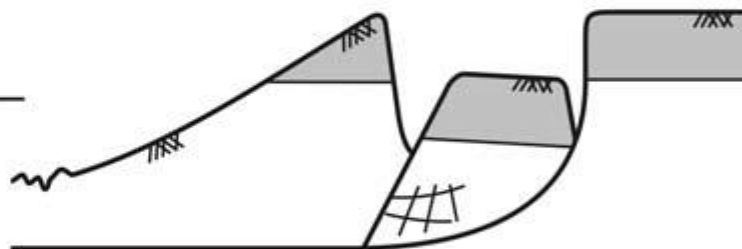
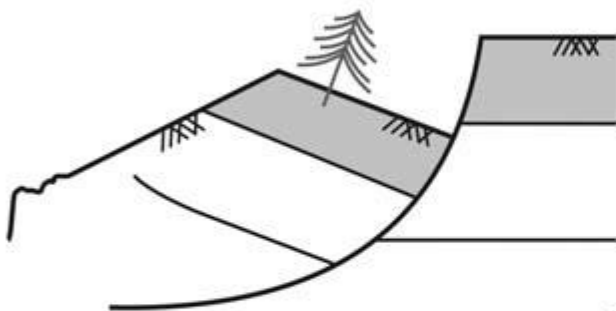
**f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (GEO)**

.....

**In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1. Ovvero questi sono relativi a azioni sismiche con diversa magnitudo e tempo di ritorno**



Condizioni SLU  
Nei pendii



**Gli stati limite ultimi STR e GEO sono associati a rotture o eccessiva deformazione della struttura e/o del terreno, dove è la resistenza della struttura o del terreno la significativa nel fornire resistenza.**

La verifica progettuale di questi stati limite è dimostrata soddisfacendo la disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

in cui  $E_d$  = **effetti progettuali delle azioni** e  $R_d$  = **resistenza progettuale**.  
Ovvero la resistenza di progetto deve essere sufficientemente più elevata delle azioni destabilizzanti potenziali o attese...



# Passaggi Verifica Progettuale

$X_k$  parametri geomeccanici (valore caratteristico)



$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$



Coefficienti parziali

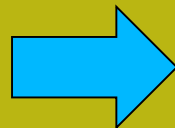
$X_d$  parametri geomeccanici (valore di progetto)  $\rightarrow R$



$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$



$R_d$  Resistenze (valore di progetto)



$$R_d \geq E_d$$

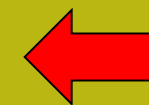
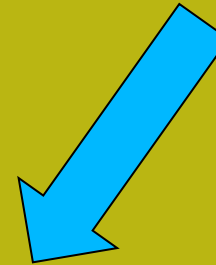
$E_k$  Azioni (valore caratteristico)



$$E_d = E_k * \gamma_F$$



$E_d$  Azioni (valore di progetto)



Verifica progettuale

La verifica progettuale deve essere effettuata, secondo le nuove norme, impiegando diverse combinazioni di gruppi di tali coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze globali (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono poi scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti, e/o alternativi.

*Per le verifiche di stabilità nella pratica a noi interessa l'Approccio 1-  
**Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 = 1.1.. (per i fronti di scavo, riporti e pendii con Opere) ; (A1,M1, Rs= 1.1 o 1.2 , per le condizioni sismiche (a seconda del tipo di situazione)***

*Mentre per i **pendii naturali** la cosa è, apparentemente, più semplice, o meglio, il progettista deve assumere e giustificare i livelli di sicurezza scelti....*

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono mostrati nella figura F.1 (tabella 2.6.I-NTC2018).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU



		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura F.1. Coefficienti parziali per le azioni secondo tabella 2.6.I-NTC-2018

Nel capitolo 6 , sezione 6.2, per le opere geotecniche “Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.”**

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura F.2.1: coefficienti parziali per i parametri geotecnici (NTC2018)



2) STATICA - A2 M2 R2						
			<i>Perm</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 6.2.I)	A2 (GEO)	1.00	0.80/1.3	0.00/1.3	
			<i>tan φ'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(tab. 6.2.II)	M2	1.25	1.25	1.40	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.35	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti	(tab. 6.6.I)	R3	1.10	1.20		
FS min pendio	(tab 6.8.I)	R2	1.10			

## Table riassuntive Coefficients parziali Per calcolo per Scavi riporti e pendii con opere.

A cura di Ing. Emanuele Tagliavini (Genova).  
Con integrazioni di L. Borselli (2020)

3) SISMICA - AQPER M1 RS						
			<i>Perm</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 2.5.I)	QPER	1.00	0.00/1.0	0.00/Ψ <sub>2</sub>	
			<i>tan φ'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(Cap. 7.11.4 tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.30	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti (**)	(tab. 6.6.I)	R	1.10	1.20	(**) Aumento lunghezza di ancoraggio par. 7.11.6.4	
FS min pendio	(Cap. 7.11.4)	RS	1.20	fronti di scavo- rilevati		
	(Cap.7.11.1)	RS	1.10	altri casi: pendii naturali e/o con opere di sostegno		

## Pendii Naturali

Nel capitolo 6.3.4 troviamo delle NTC2018 troviamo testualmente:

***“La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile ( $\tau_f$ ) e la tensione di taglio agente ( $\tau$ ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. L’adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell’affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un’eventuale frana.”***

Per i pendii naturali le **NTC 2018** suggeriscono solo l’uso dei parametri **caratteristici** non facendo riferimento a nessun approccio. Ovvero ***il progettista deve assumere e giustificare i livelli di sicurezza scelti***

### 1) STATICA - A1 M1 R1


			Perm(*)	Perm. n.s.	Acc	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 6.2.I)	A1 (STR)	1.30/1.00	0.80/1.5	0.00/1.5	(*) da applicarsi a terreno ed acqua di falda
			<i>tan φ 'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.35	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti	(tab. 6.6.I)	R3	1.10	1.20		
FS min pendio	(tab 6.8.I)	R2	1.10			
	(Cap 6.3.4)		pendii naturali: scelto dal progettista			

### 3) SISMICA - AQPER M1 RS

			Perm	Perm. n.s.	Acc	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 2.5.I)	QPER	1.00	0.00/1.0	0.00/Ψ <sub>2</sub>	
			<i>tan φ 'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(Cap. 7.11.4 tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.30	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti (**)	(tab. 6.6.I)	R	1.10	1.20	(**) Aumento lunghezza di ancoraggio par. 7.11.6.4	
FS min pendio	(Cap. 7.11.4)	RS	1.20	fronti di scavo- rilevati		
	(Cap.7.11.1)	RS	1.10	altri casi: pendii naturali e/o con opere di sostegno		

**Tabelle riassuntive  
Coefficienti  
parziali  
Per calcolo per  
Pendii naturali.  
A cura di Ing. Emanuele  
Tagliavini (Genova).  
Con integrazioni di L.  
Borselli (2020)**

In base alle precedenti considerazioni possiamo definire che il valore di  $F_s$  ottenuto con le verifiche sviluppate con il software SSAP (o con altri software) deve risultare sempre il valore maggiore tra i valori indicati nel secondo membro della eq. F.2:



$$F_s = \frac{R_d}{E_d} > \max[1.0, \gamma_R, F_s^p] \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad [F.2]$$

¶

Dove:¶

¶

$F_s$ : **fattore di sicurezza ottenuto con le verifiche all'equilibrio limite, secondo gli scenari e approcci specifici indicati dalla normativa per il caso in esame.**¶

$R_d$ : resistenze di progetto¶

$E_d$ : Azioni di progetto¶

$\gamma_R$ : coefficiente parziale sulle resistenze di progetto¶

$F_s^p$ : Fattore di sicurezza minimo ritenuto accettabile dal progettista¶

Questo ci permette di considerare la eq. F.2 di carattere generale e considerare i risultati del fattore di sicurezza calcolato con le verifiche ottenute con i metodi all'equilibrio limite (e quindi con il SSAP) e i valori indicati nei vari casi dalle NTC e il **valore di FS minimo assunto, in maniera maggiormente cautelativa, dal progettista in funzione del livello di conoscenza associato al sottosuolo o alle condizioni idrauliche e sismiche del sito.**

**Per la dimostrazione della Eq. F.2 vedasi appendice F del manuale SSAP**

# Tabella di sintesi per le varie casistiche delle verifiche di stabilità globale

Casistica pendii	Cond. Statiche	Cond. Dinamiche
Pendii naturali	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > (F_s \text{ minimo scelto dal progettista})$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$
Con opere di rinforzo	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1^*$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$
Fronti di scavo e riporti	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.2$

*\*Alcune tipologie di opere sono da includere verifiche di stabilità particolari che hanno diversi valori di  $F_s$  minimo (es. Muri di sostegno)*



# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021

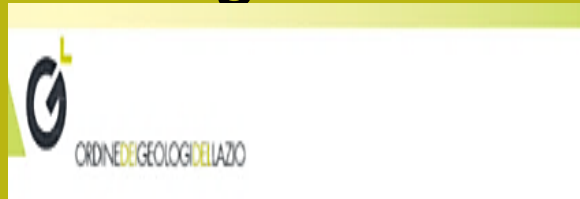


**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico.** [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

## Modulo 9 – Opere di stabilizzazione dei pendii (3 ore)

Principi progettuali NTC 2018, Muri di sostegno, palificate, tiranti e ancoraggi, terre armate e muri meccanicamente stabilizzati, integrazione con metodi LEM avanzati, Introduzione a Software SSAP.

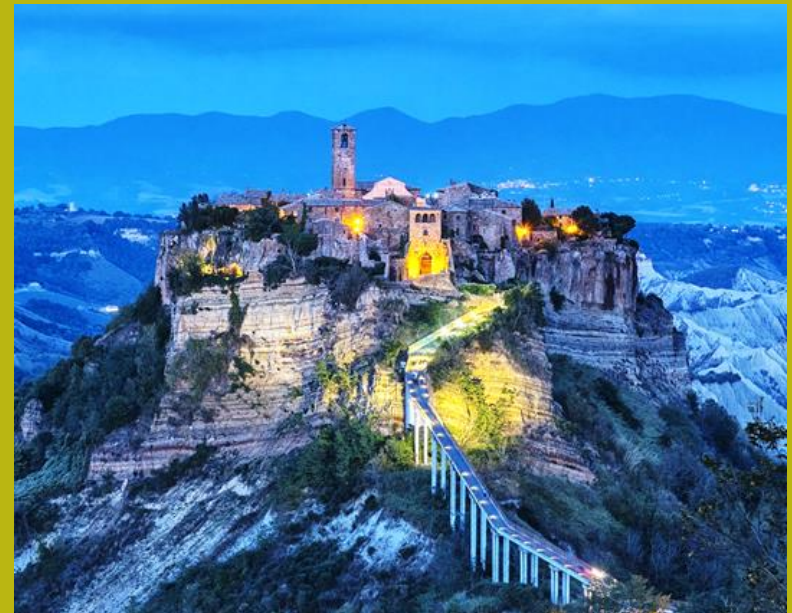
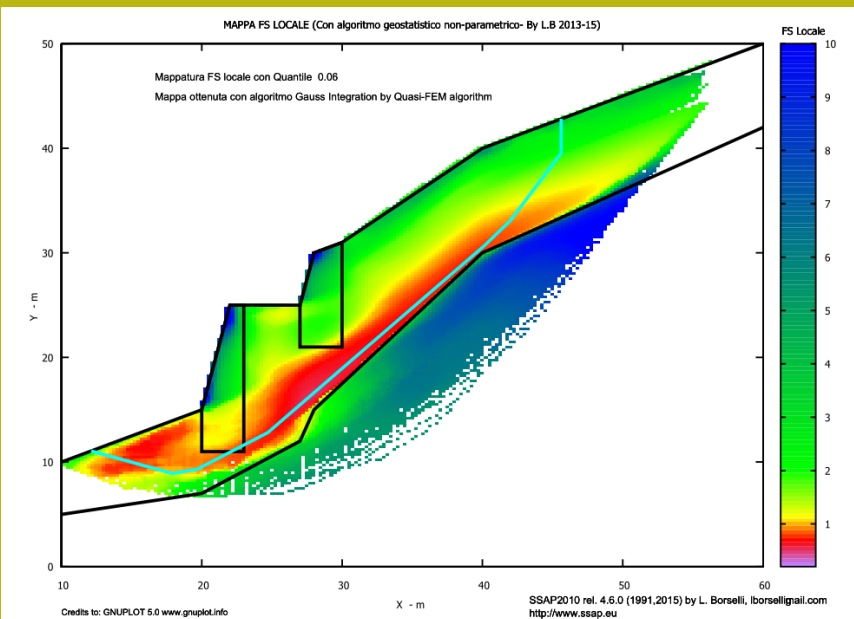


# Modulo 9

Principi progettuali NTC 2018, Muri di sostegno, palificate, tiranti e ancoraggi, terre armate e muri meccanicamente stabilizzati, integrazione con metodi LEM avanzati, Introduzione a Software SSAP.



# Verifiche di Stabilità dei pendii nel contesto delle NTC2018: elementi base per la verifica geomeccanica e progettuale dei pendii



## Generalità

La verifica di stabilità di un pendio è una delle operazioni di maggior complessità in ambito geotecnico.

**La verifica di stabilità di un pendio è anche una delle operazioni che a causa delle incertezze insite nella modellizzazione presenta il maggior rischio connesso con una non adeguata:**

- *Schematizzazione stratigrafica e strutturale*
- *Parametrizzazione geomeccanica*
- *Schematizzazione idraulica*
- *Valutazione dei possibili input sismici*
- *Etc.*

## **CAPITOLO 6 delle NTC2018**

Nel **capitolo 6 delle NTC2018** vengono trattati gli aspetti geotecnici della progettazione, in particolare le **opere di fondazione e di sostegno, gli interventi di miglioramento e rinforzo di terreni e ammassi rocciosi, le opere in materiali sciolti, la stabilità dei fronti di scavo e più in generale del sito in cui insiste l'opera nel suo complesso.**

È dunque al capitolo 6 del Decreto che dobbiamo porre attenzione per i nostri obiettivi.

**Naturalmente è necessario notare che nel testo delle NTC2018 vi sono continui riferimenti agli altri capitoli (2,3,7) del testo con riferimento alla progettazione finale**

## NTC2018 e EC-7

Le normative di riferimento in italiana (NTC2018) e quella europea (EC-7) di riferimento sono state costruite usando come pilastro il concetto di **progettazione agli stati limite**.

Il **principio di progettazione agli stati limite** considera vari livelli di rischio e severità nei criteri di progettazione.

Dal punto di visto geotecnico si fa un importante riferimento ai seguenti fatti concreti normalmente osservati e quantificati nella pratica di lavoro:

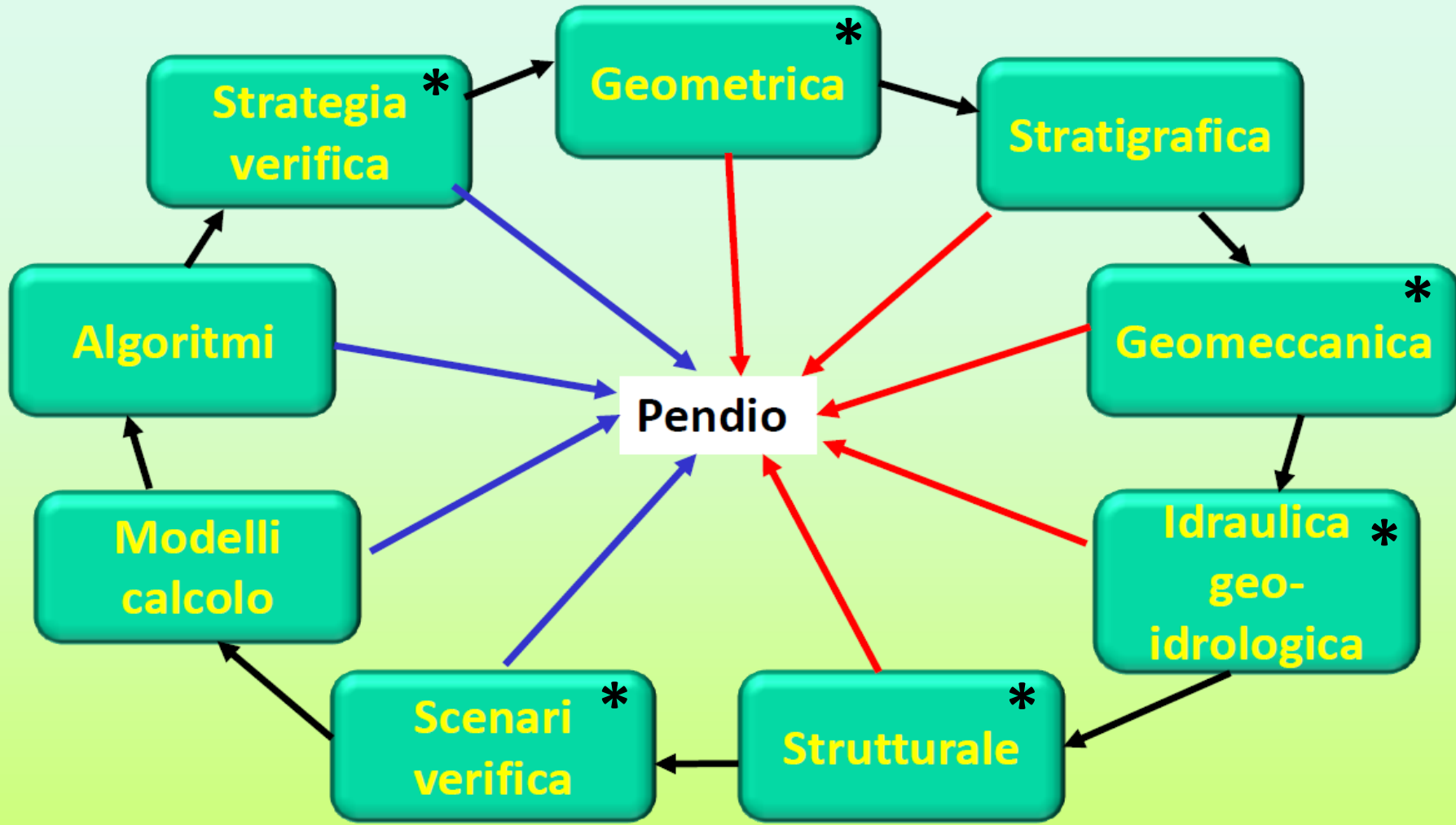
- I **Geomateriali** (*suolo, sedimenti, rocce, ammassi rocciosi e materiali ricavati da questi*) **presentano una potenziale forte variabilità nelle loro proprietà geomeccaniche.**
- **La potenziale variabilità delle proprietà geomeccaniche incrementa la incertezza nei risultati da modellazione numerica, simulazioni, analisi di scenario progettuali .**
- **L'incremento della incertezza produce un incremento nel rischio di assumere valutazioni e scelte progettuali non adeguate.**

Per ovviare e ridurre il livello di rischio connesso vengono seguiti **principi di progettazione cautelativi** . (es. **stati limite, parametri caratteristici, parametri di progetto**).

Quindi i principi della NTC2018, che vengono tratti dalla EC-7, sono in linea di principio validi... e sensati ed hanno come obiettivo una riduzione del rischio a condizioni accettabili.

Naturalmente questo tipo di strategia progettuale può anche avere delle conseguenze pesanti.....

# Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della modellistica*

*Componenti del Modello pendio*

\* Dove agiscono le NTC2018

## Strategia di verifica:

Primo esempio di strategia di verifica, in pendio naturale:

1. *Verifica in condizioni statiche (senza falda)*
2. *Verifica in condizioni dinamiche (senza falda)*
3. *Verifica in condizioni statiche (incremento di falda e saturazione)\**
4. *Verifica in condizioni dinamiche (incremento di falda e saturazione)\**

\*per le NTC2018 Dovrebbero essere sempre considerate condizioni gravose di falda e saturazione

**N.B: ogni fase del lavoro corrisponde a un specifico scenario previsto dalle NTC2018.** In uno stesso pendio, a ogni diverso scenario possono corrispondere diverse parametrizzazioni geomeccaniche e idrauliche delle unità geotecniche che compongono il pendio

### Importante:

- I risultati di ogni fase di analisi dovrebbe essere riportata nella relazione di calcolo per mezzo di tabelle e grafici esaustivi.
- Consigliabile alla fine presentare una sintesi conclusiva, con una tabella, con i risultati finali delle varie fasi e scenari di verifica.

## Strategia di verifica:

secondo esempio di strategia di verifica: pendio con opere di rinforzo:

- *Verifica in condizioni pre-operam\**, \*\*
  - A. *Statiche*
  - B. *Dinamiche*
- *Verifica in condizioni di progetto post-operam\*\**
  - A. *Statiche*
  - B. *Dinamiche*

\*Questa fase risulta obbligatoria nelle NTC2018 perché è richiesto di dimostrare il beneficio prodotto dalle opere di rinforzo

\*\*per le NTC2018 Dovrebbero essere sempre considerate condizioni gravose di falda e saturazione.

### Importante:

- I risultati di ogni fase di analisi dovrebbe essere riportata nella relazione di calcolo per mezzo di tabelle e grafici esaustivi.
- Consigliabile alla fine presentare una sintesi conclusiva, con una tabella, con i risultati finali delle varie fasi e scenari di verifica.

## **Progettazione agli stati limite (da EC-7)**

Es. Gli Eurocodici strutturali si basano su principi di stato limite, in cui a viene fatta una **distinzione tra stato limite ultimo e stato di esercizio.**

Ovvero..

**Stati limite ultimi:** riguardano la sicurezza delle persone e delle strutture come la **perdita di equilibrio, eccessiva deformazione, rottura, perdita di stabilità. (ci si deve cautelare dal possibile collasso dell'opera)**

**Stati limite di Esercizio:** riguardano il funzionamento della struttura in condizioni normali di utilizzo. ( ci si deve cautelare dalla perdita di funzionalità' della opera)

**La progettazione allo stato limite ultimo è associata a condizioni più gravose e quindi a un livello di progettazione più cautelativa delle condizioni allo stato limite di esercizio.**



La **progettazione allo stato limite implica** la **verifica che gli stati limite rilevanti NON SIANO SUPERATI** in ogni specifica situazione progettuale.

Le verifiche sono eseguita utilizzando modelli strutturali e di carico, i cui dettagli sono stabiliti da tre variabili di base:

- **Azioni,**
- **Proprietà dei materiali.**
- **Dati geometrici.**

Nel caso delle verifiche di stabilità dei pendii sono in particolare importanti:

- **Azioni destabilizzanti, e forze stabilizzanti;**
- **Proprietà geomeccaniche, dei geomateriali;**
- **Proprietà geometriche.** Ad es. Geometria della Falda (*qui la questione è dibattuta..* ), spessori strati e terrapieni (per calcolare i carichi permanenti agenti), etc..

**Nelle verifica di stabilità dei pendii sono importanti gli stati limite Ultimi (SLU).**

I principali Stati Limite Ultimi (SLU) sono elencati nel seguito (quelli importanti nella stabilità dei pendii) (NTC2018 sez. § 2.2.1):

**b) spostamenti o deformazioni eccessive(STR-GEO);**

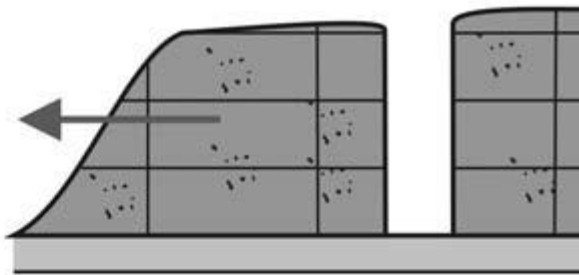
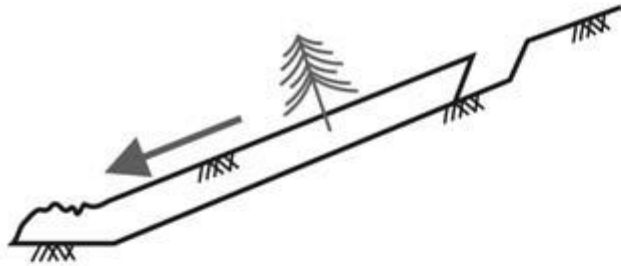
.....

**e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile (STR-GEO);**

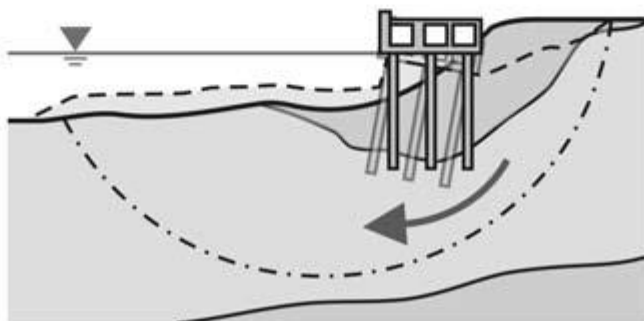
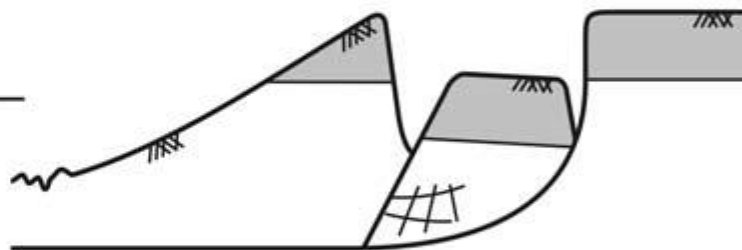
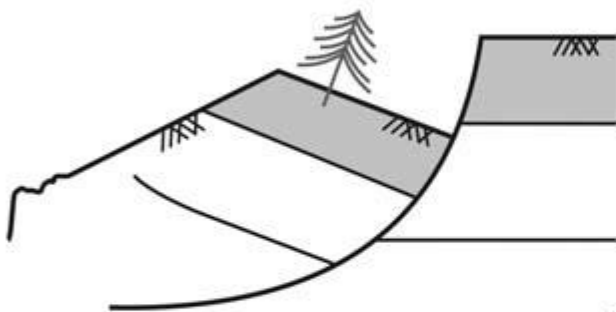
**f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni (GEO)**

.....

**In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1. Ovvero questi sono relativi a azioni sismiche con diversa magnitudo e tempo di ritorno**



Condizioni SLU  
Nei pendii



**Gli stati limite ultimi STR e GEO sono associati a rotture o eccessiva deformazione della struttura e/o del terreno, dove è la resistenza della struttura o del terreno la significativa nel fornire resistenza.**

La verifica progettuale di questi stati limite è dimostrata soddisfacendo la disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

in cui  $E_d$  = **effetti progettuali delle azioni** e  $R_d$  = **resistenza progettuale**.

Ovvero la resistenza di progetto deve essere sufficientemente più elevata delle azioni destabilizzanti potenziali o attese...



# Passaggi Verifica Progettuale

$X_k$  parametri geomeccanici (valore caratteristico)



$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$



*Coefficienti parziali*

$X_d$  parametri geomeccanici (valore di progetto)  $\rightarrow R$

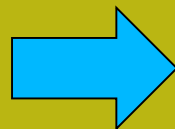


$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$

*Resistenza*



$R_d$  Resistenze (valore di progetto)



$$R_d \geq E_d$$

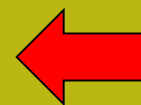
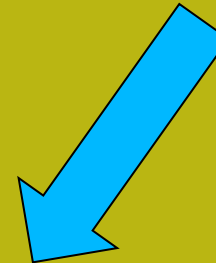
$E_k$  Azioni (valore caratteristico)



$$E_d = E_k * \gamma_F$$



$E_d$  Azioni (valore di progetto)



Verifica progettuale

La verifica progettuale deve essere effettuata, secondo le nuove norme, impiegando diverse combinazioni di gruppi di tali coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze globali (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono poi scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti, e/o alternativi.

*Per le verifiche di stabilità nella pratica a noi interessa l'Approccio 1-  
**Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 = 1.1.. (per i fronti di scavo, riporti e pendii con Opere) ; (A1,M1, Rs= 1.1 o 1.2 , per le condizioni sismiche (a seconda del tipo di situazione)***

*Mentre per i **pendii naturali** la cosa è, apparentemente, più semplice, o meglio, il progettista deve assumere e giustificare i livelli di sicurezza scelti....*

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono mostrati nella figura F.1 (tabella 2.6.I-NTC2018).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU



		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura F.1. Coefficienti parziali per le azioni secondo tabella 2.6.I-NTC-2018

Nel capitolo 6 , sezione 6.2, per le opere geotecniche “Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.”

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura F.2.1: coefficienti parziali per i parametri geotecnici – (NTC2018)



2) STATICA - A2 M2 R2						
			<i>Perm</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 6.2.I)	A2 (GEO)	1.00	0.80/1.3	0.00/1.3	
			<i>tan φ'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(tab. 6.2.II)	M2	1.25	1.25	1.40	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.35	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti	(tab. 6.6.I)	R3	1.10	1.20		
FS min pendio	(tab 6.8.I)	R2	1.10			

**Tabelle riassuntive  
Coefficients parziali  
Per calcolo per  
Scavi riporti e pendii con  
opere.**

**A cura di Ing. Emanuele Tagliavini (Genova)  
Con integrazioni di L. Borselli (2020)**

3) SISMICA - AQPER M1 RS						
			<i>Perm</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 2.5.I)	QPER	1.00	0.00/1.0	0.00/Ψ <sub>2</sub>	
			<i>tan φ'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(Cap. 7.11.4 tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.30	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti (**)	(tab. 6.6.I)	R	1.10	1.20	(**) Aumento lunghezza di ancoraggio par. 7.11.6.4	
FS min pendio	(Cap. 7.11.4)	RS	1.20	fronti di scavo- rilevati		
	(Cap.7.11.1)	RS	1.10	altri casi: pendii naturali e/o con opere di sostegno		

## Pendii Naturali

Nel capitolo 6.3.4 troviamo delle NTC2018 troviamo testualmente:

***“La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile ( $\tau_f$ ) e la tensione di taglio agente ( $\tau$ ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. L’adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell’affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un’eventuale frana.”***

Per i pendii naturali le **NTC 2018** suggeriscono solo l’uso dei parametri **caratteristici** non facendo riferimento a nessun approccio. Ovvero ***il progettista deve assumere e giustificare i livelli di sicurezza scelti***

**1) STATICA - A1 M1 R1**

			<i>Perm(*)</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 6.2.I)	A1 (STR)	1.30/1.00	0.80/1.5	0.00/1.5	(*) da applicarsi a terreno ed acqua di falda
			<i>tan φ 'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.35	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti	(tab. 6.6.I)	R3	1.10	1.20		
FS min pendio	(tab 6.8.I)	R2	1.10			
	(Cap 6.3.4)		pendii naturali: scelto dal progettista			

**3) SISMICA - AQPER M1 RS**

			<i>Perm</i>	<i>Perm. n.s.</i>	<i>Acc</i>	
Amplif. Carichi agenti	(tab. 2.5.I)	QPER	1.00	0.00/1.0	0.00/Ψ <sub>2</sub>	
			<i>tan φ 'k</i>	<i>c'k</i>	<i>cuk</i>	<i>γ</i>
Rid. Res. Terreno	(Cap. 7.11.4 tab. 6.2.II)	M1	1.00	1.00	1.00	1.00
			<i>base</i>	<i>lat.comp</i>	<i>lat.traz</i>	<i>trasv</i>
Rid. Res. K Pali triv.	(tab. 6.4.II 6.4.VI)	R3	1.30	1.15	1.25	1.30
			<i>temp</i>	<i>def</i>		
Rid. Res. K Tiranti (**)	(tab. 6.6.I)	R	1.10	1.20	(**) Aumento lunghezza di ancoraggio par. 7.11.6.4	
FS min pendio	(Cap. 7.11.4)	RS	1.20	fronti di scavo- rilevati		
	(Cap.7.11.1)	RS	1.10	altri casi: pendii naturali e/o con opere di sostegno		

## Table riassuntive Coefficienti parziali Per calcolo per Pendii naturali.

A cura di Inq. Emanuele Tagliavini (Genova).  
Con integrazioni di L. Borselli (2020)

In base alle precedenti considerazioni possiamo definire che il valore di  $F_s$  ottenuto con le verifiche sviluppate con il software SSAP (o con altri software) deve risultare sempre il valore maggiore tra i valori indicati nel secondo membro della eq. F.2:

$$F_s = \frac{R_d}{E_d} > \max[1.0, \gamma_R, F_s^p] \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad \rightarrow \quad [F.2]$$

¶

Dove:¶

¶

$F_s$ : **fattore di sicurezza ottenuto con le verifiche all'equilibrio limite, secondo gli scenari e approcci specifici indicati dalla normativa per il caso in esame.**¶

$R_d$ : resistenze di progetto¶

$E_d$ : Azioni di progetto¶

$\gamma_R$ : coefficiente parziale sulle resistenze di progetto¶

$F_s^p$ : Fattore di sicurezza minimo ritenuto accettabile dal progettista¶

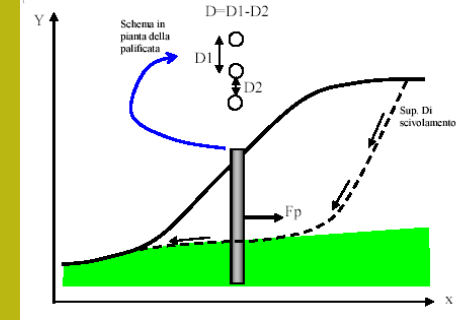
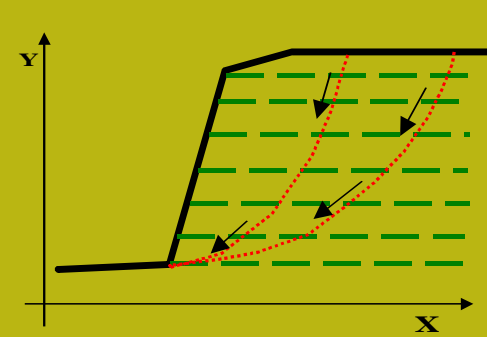
Questo ci permette di considerare la eq. F.2 di carattere generale e considerare i risultati del fattore di sicurezza calcolato con le verifiche ottenute con i metodi all'equilibrio limite (e quindi con il SSAP) e i valori indicati nei vari casi dalle NTC e il **valore di FS minimo assunto, in maniera maggiormente cautelativa, dal progettista in funzione del livello di conoscenza associato al sottosuolo o alle condizioni idrauliche e sismiche del sito.**

**Per la dimostrazione della Eq. F.2 vedasi appendice F del manuale SSAP**

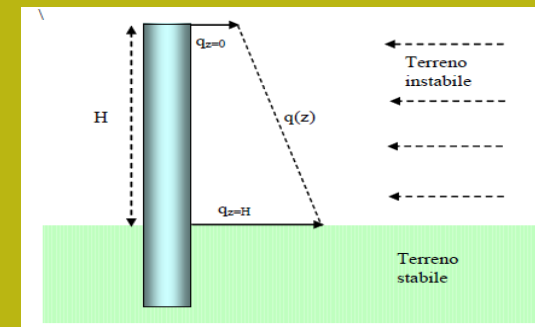
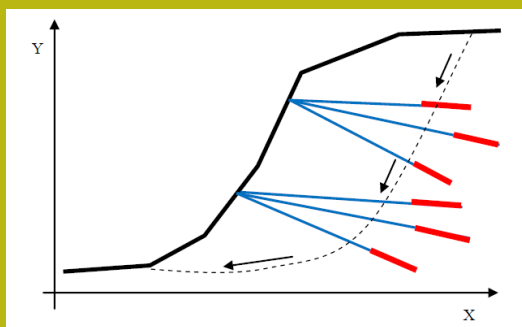
## Tabella di sintesi per le varie casistiche delle verifiche di stabilità globale

Casistica pendii	Cond. Statiche	Cond. Dinamiche
Pendii naturali	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > (F_s \text{ minimo scelto dal progettista})$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$
Con opere di rinforzo	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1^*$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.1$
Fronti di scavo e riporti	Parametri progetto $F_s(\text{minimo}) > 1.1$	Parametri caratteristici $F_s(\text{minimo}) > 1.2$

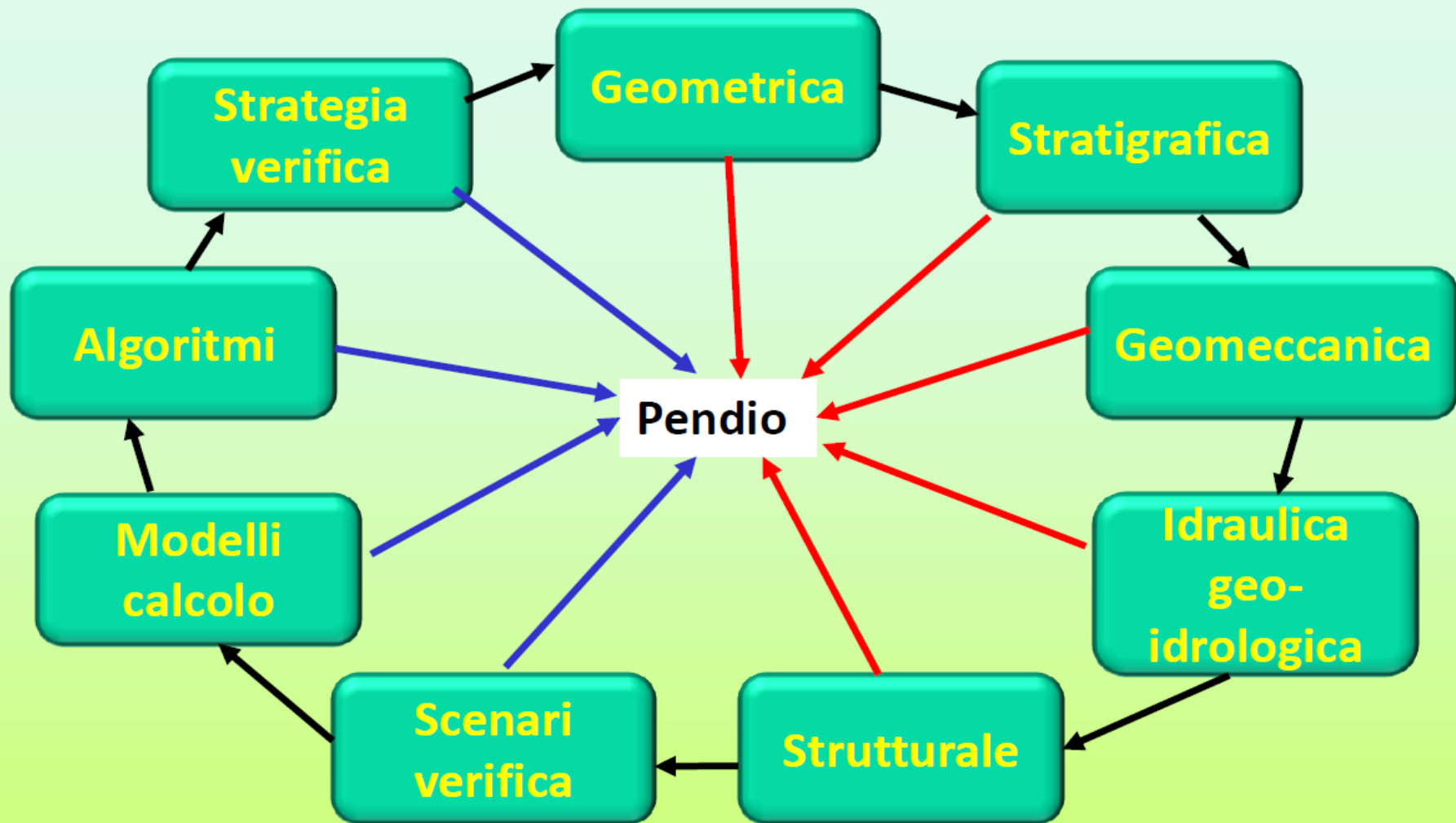
*\*Alcune tipologie di opere sono da includere verifiche di stabilità particolari che hanno diversi valori di  $F_s$  minimo (es. Muri di sostegno)*



**Inserimento di opere  
di sostegno:  
(palificate, tiranti, geogriglie,  
muri, gabbionate, reti in aderenza, etc.)**



# Complessità verifica stabilità: componenti e interazioni



*Componenti della modellistica*

*Componenti del Modello pendio*

# Definizione di Modello 2D del pendio ( un problema spesso estremamente complesso):

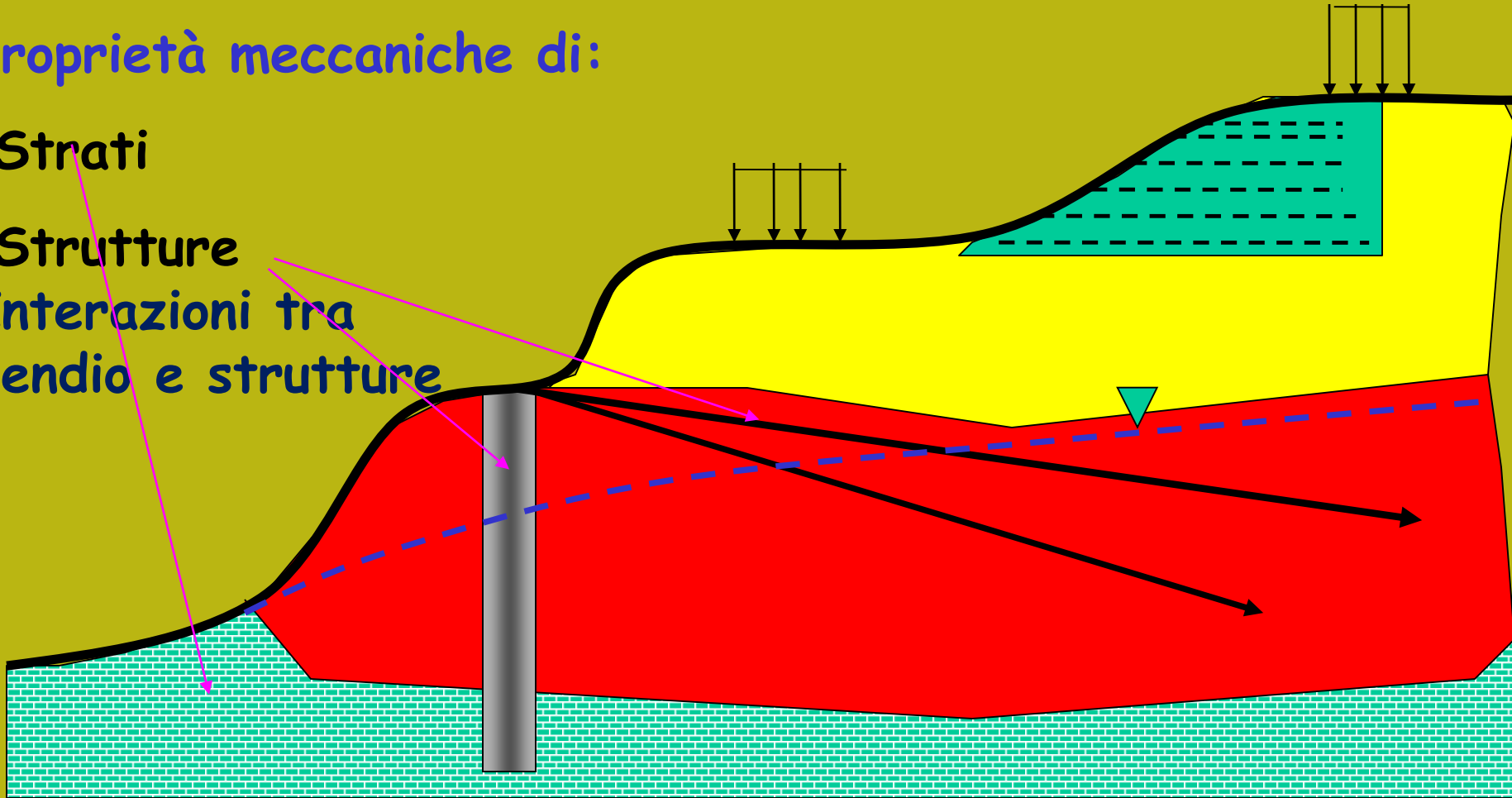
Geometria pendio, strati, falda, carichi esterni e strutture di rinforzo

Proprietà meccaniche di:

- Strati

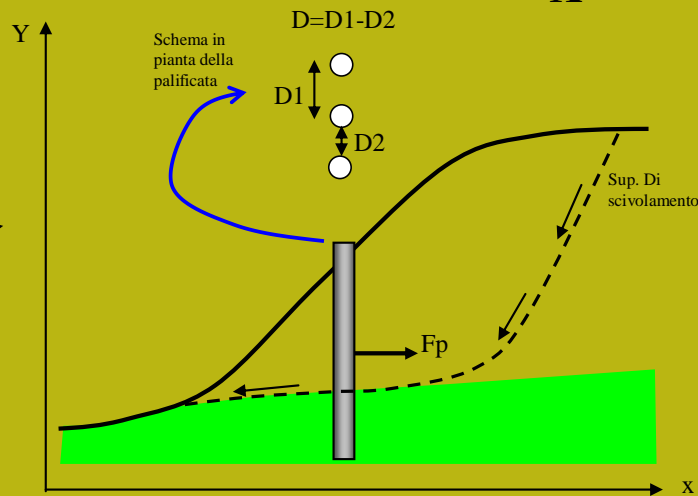
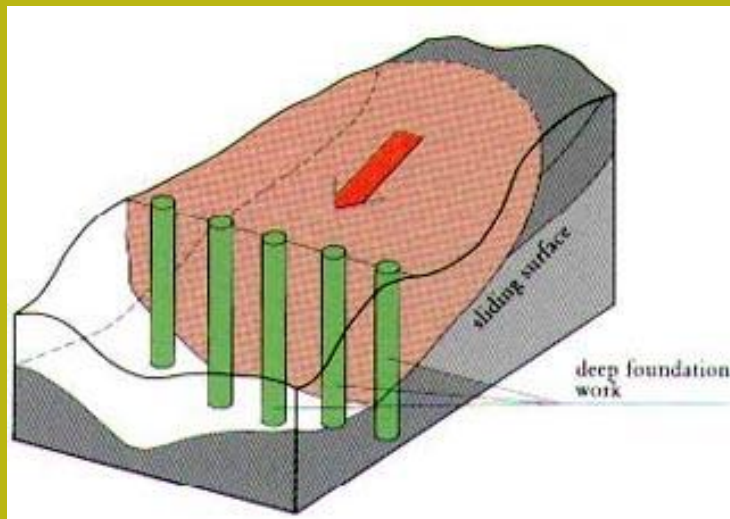
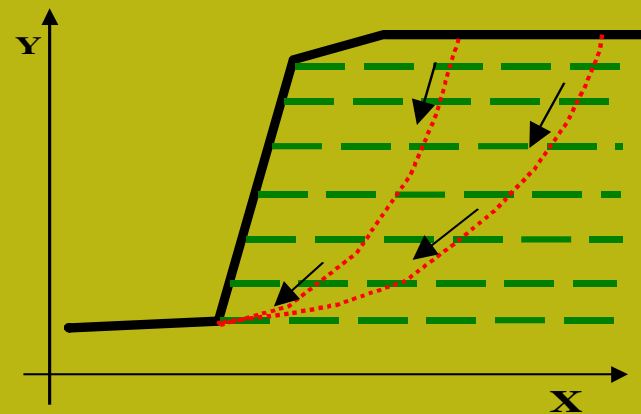
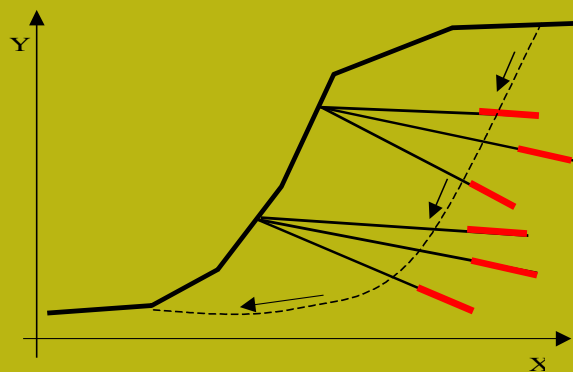
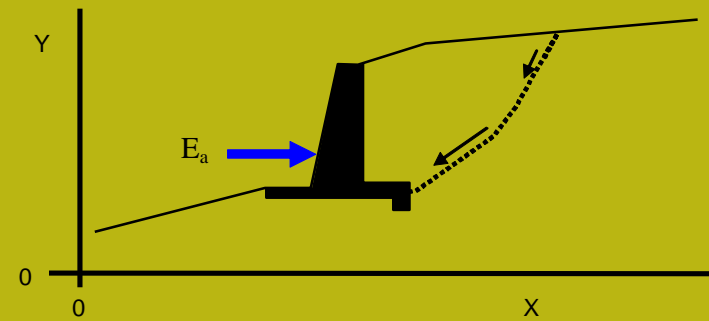
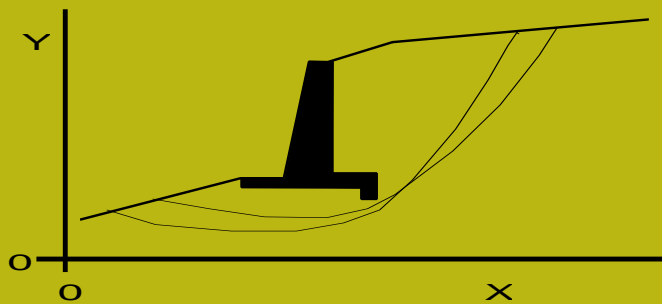
- Strutture

Interazioni tra pendio e strutture

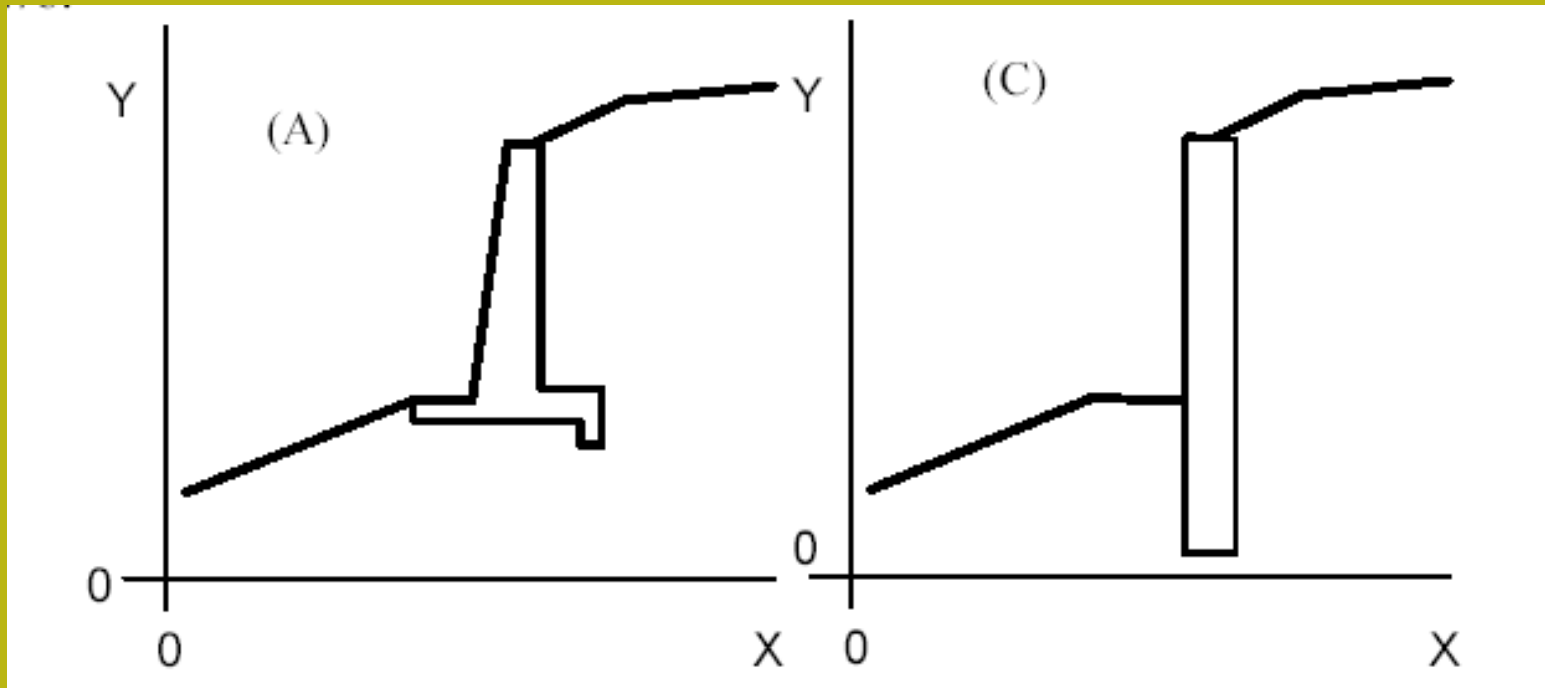




# Tipi strutture di rinforzo in un pendio -1



# Elementi strutturali di contenimento e stabilizzazione



Inserimento elementi strutturali 3D

attraverso la loro sezione verticale in 2D

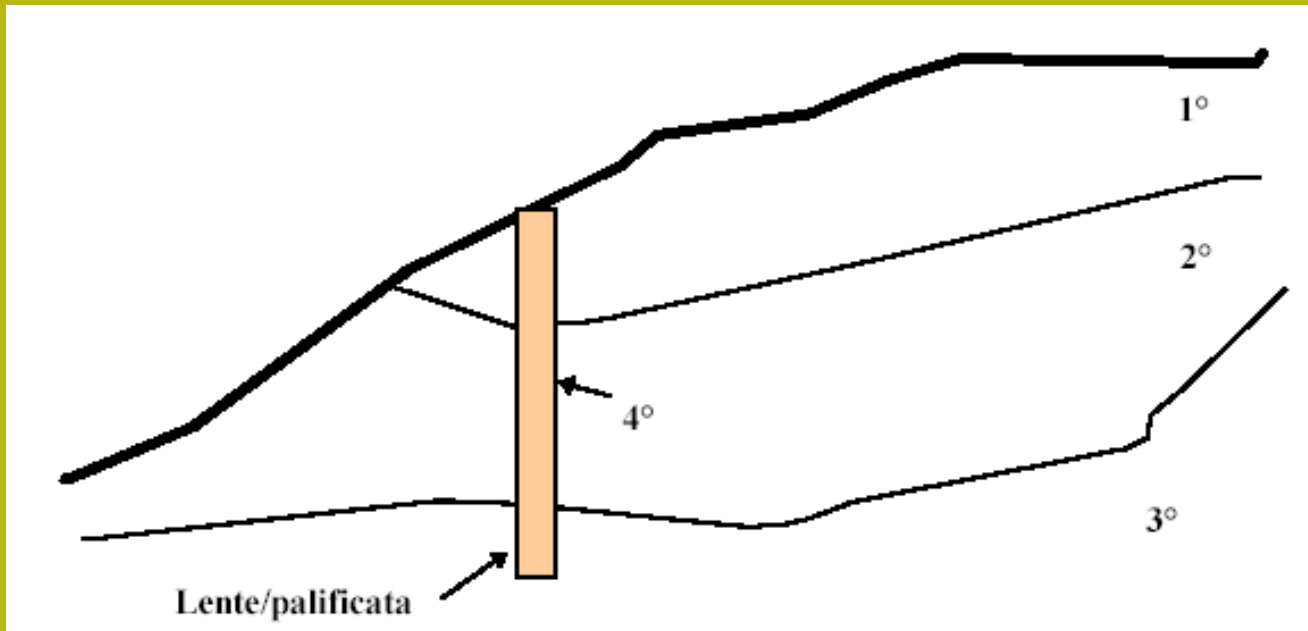
Ogni elemento, qualora occupi un volume rilevante nel pendio

Può essere definito come una LENTE entro uno strato

Per ogni elemento conviene definire quindi il suo peso unitario

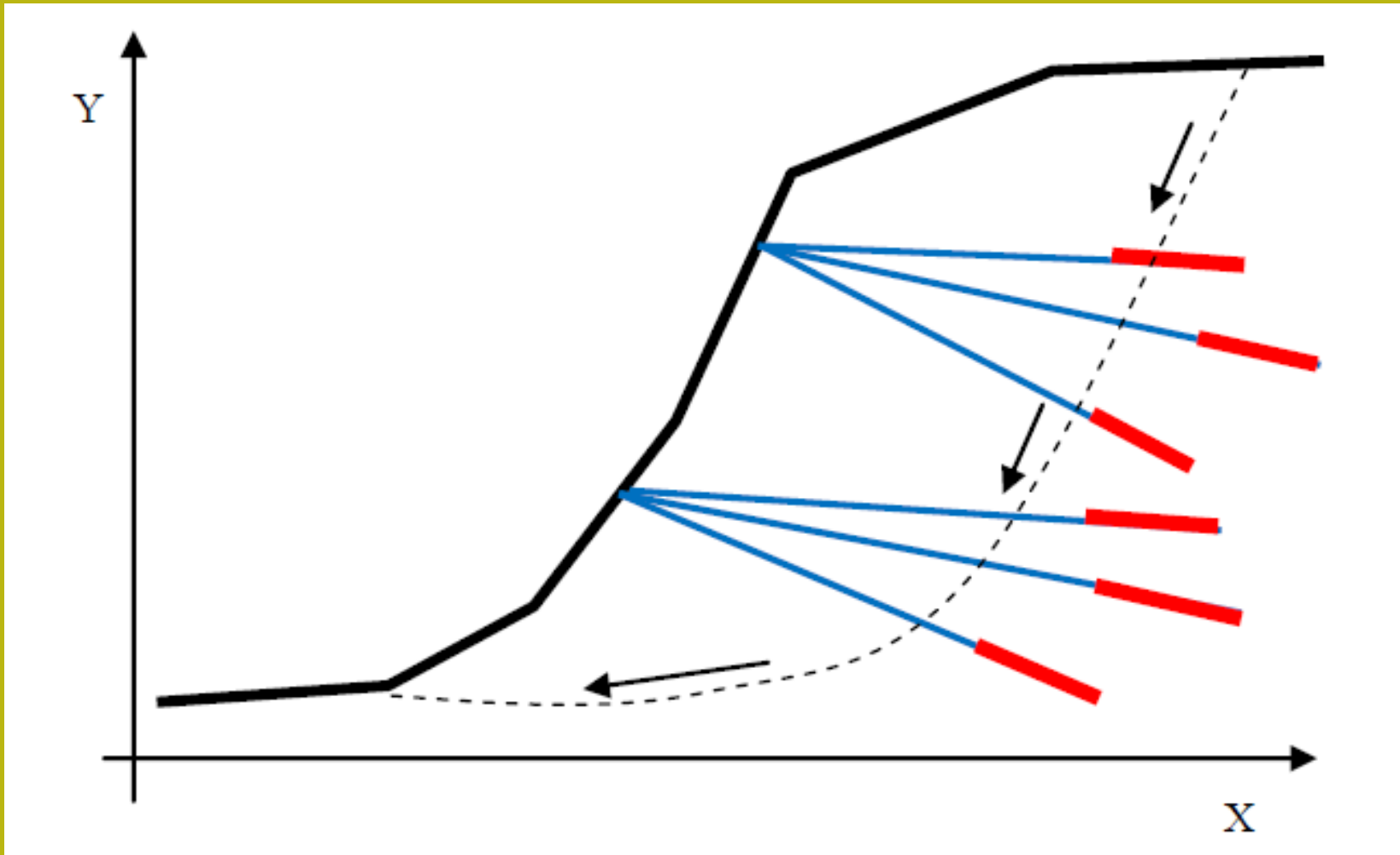
ea sua resistenza al taglio equivalente (kPa)

# Elementi strutturali di contenimento e stabilizzazione



Inserimento elementi strutturali 3D  
attraverso la loro sezione verticale in 2D  
Ogni elemento, qualora occupi un volume rilevante nel pendio  
Può essere definito come una LENTE entro uno strato  
Per ogni elemento conviene definire quindi il suo peso unitario  
e la sua resistenza al taglio equivalente (kPa)

# Tiranti



## Tiranti

Secondo le RACCOMANDAZIONI ISRM (1993) il termine Tirante si riferisce "all'insieme composto da armatura, malta e fondazione, dadi di bloccaggio, piastra di ripartizione, ecc , utilizzati per il rinforzo del terreno oppure come trasferimento al terreno di carichi esterni".

Tali strutture sono solitamente utilizzate per incrementare la stabilità di un pendio e per ancorare opere di sostegno a un substrato generalmente ad elevate proprietà meccaniche (es. roccia). L'azione dei tiranti , solitamente in gruppo, è in pratica una azione di tipo stabilizzante che ha influenza sul coefficiente di sicurezza complessivo del pendio ove essi sono posizionati.

Secondo la normativa vigente per ciascuno dei tiranti è previsto una tensione o resistenza di progetto (espressa in Tonnellate o kN/m ) ricavata mediante opportune prove di carico fino a rottura o sfilamento (RACCOMANDAZIONI ISRM , 1993).

Il tema dei tiranti ha una vastissima trattazione. Comunque consiglio il seguente articolo che ha una valenza introduttiva:

GALLERIE E GRANDI OPERE SOTTERRANEE n. 120 – dicembre 2016

## La progettazione geotecnica della fondazione dei tiranti di ancoraggio nei terreni e nelle rocce

Piergiuseppe FROLDI  
Studio Geotecnico FROLDI

Ma anche suggerisco le seguenti letture:

- *Byrne RJ, Cotton D, Porterfield J, Wolschlag C, Ueblacker G. (1999). Manual for design and construction of soil nail walls, FHWA-SA-96-069R. Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA.*
- *Aydan, Ö. (2018). Rock reinforcement and rock support. CRC Press. ISBN: 978-1-315-10420-1*
- *Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). Ground anchors and anchored systems (No. FHWA-IF-99-015). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.*
- *Xanthakos, P. P. (1991). Ground anchors and anchored structures. John Wiley & Sons.*
- *Cheung R. and Ho K. (2021). Soil Nailing A Practical Guide. CRC press. ISBN: 978-0-367-81626-1*
- *Lazarte, C. A., Robinson, H., Gomez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., Berg, R. R., & Berg, R. R. (2015). Geotechnical engineering circular No. 7 soil nail walls-reference manual (No. FHWA-NHI-14-007). National Highway Institute (US). [https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/40556/dot\\_40556\\_DS1.pdf](https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/40556/dot_40556_DS1.pdf)*

# Nomeclatura base ancoraggi (da Froldi 2016)

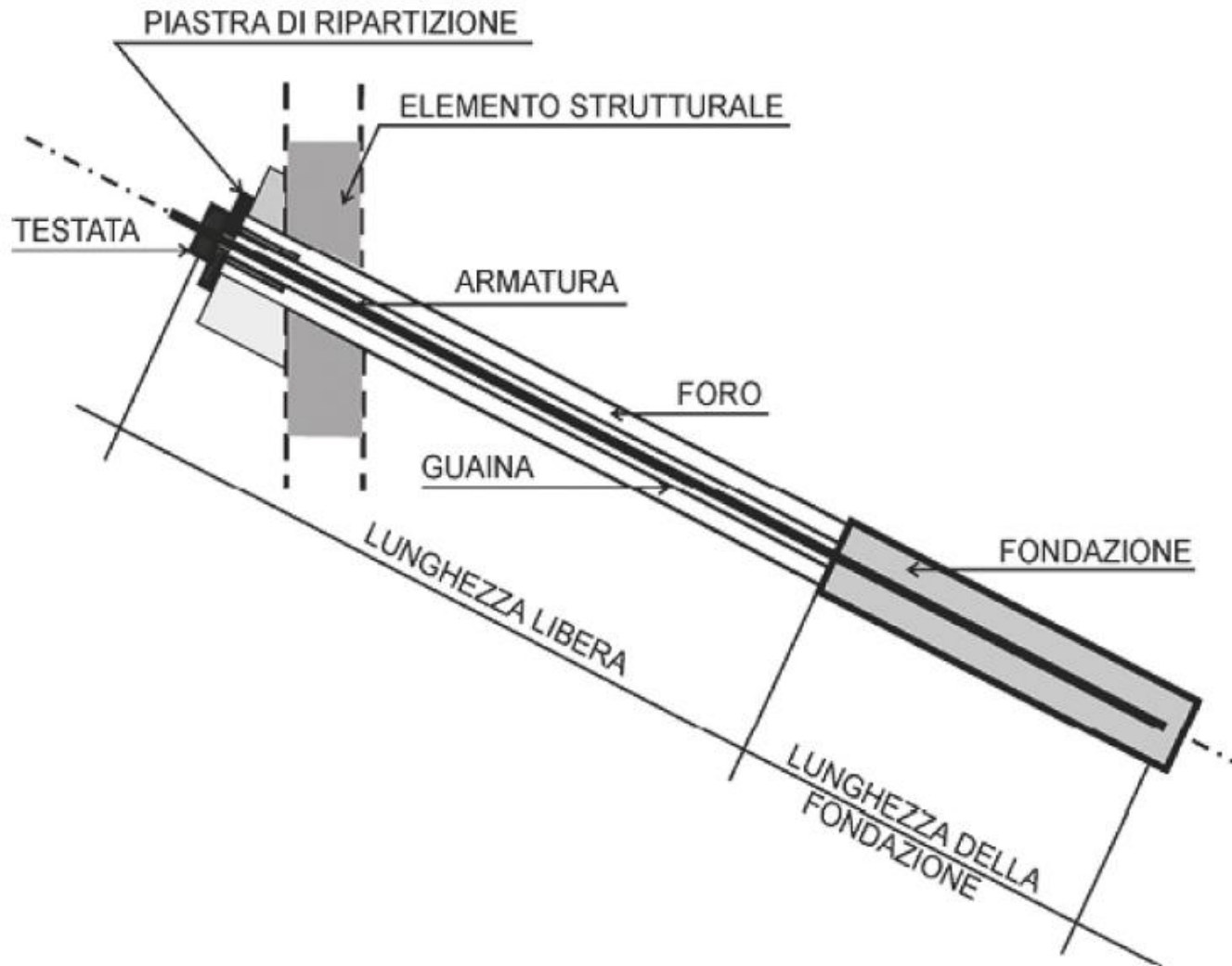


Fig. 1 – Schema funzionale di tirante di ancoraggio [Linee Guida CSLP, 2009].

Da Lazarte et al. (2015)

$$T_{\max\_i} = (T_{\max} \text{ for nail "i"}) = \text{minimum of } \begin{cases} \text{tensile resistance of nail "i"} (R_{Ti}) \\ \text{facing resistance of nail "i"} (R_{Fi}) \\ \text{pullout resistance of nail "i"} (R_{POi}) \end{cases}$$

Determinazione .  
Resistenza di progetto  
per un generico  
ancoraggio  
e distribuzione del carico  
in funzione della  
Lunghezza (nel contesto  
analisi LEM)

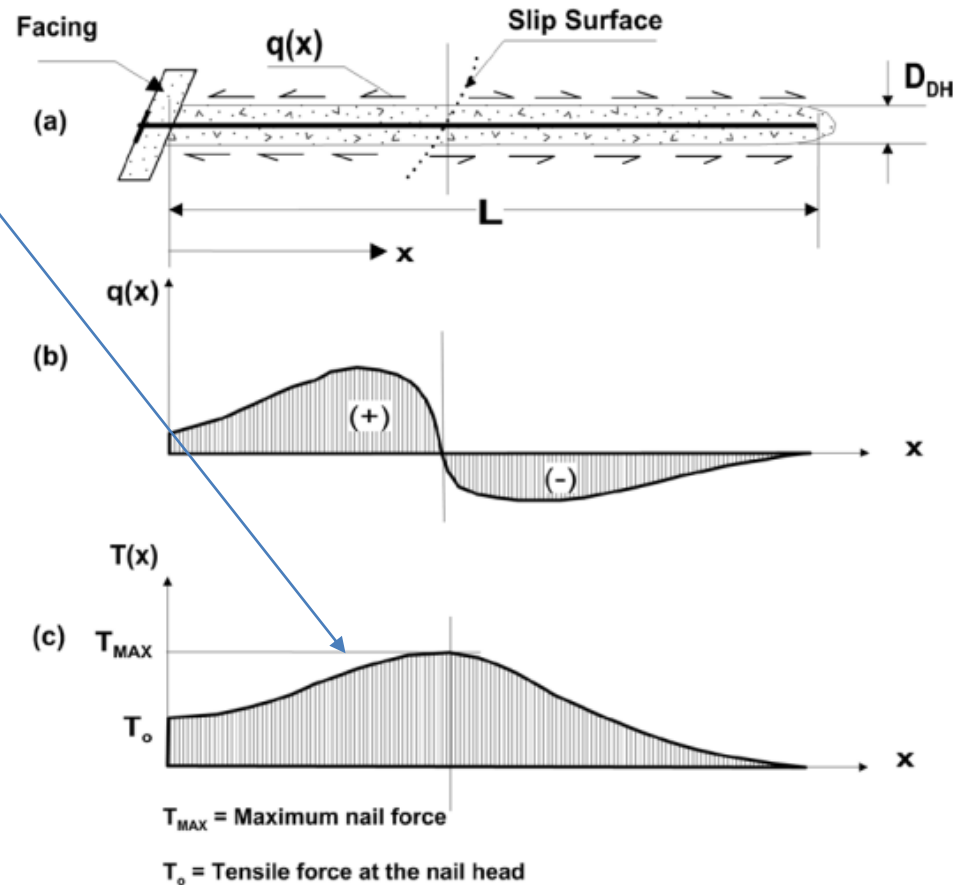


Figure 5.3: Illustration. Stress-transfer mechanism in soil nails: (a) basic soil layout; (b) schematic distribution of shear stresses at the grout-soil interface; (c) schematic distribution of resulting tensile forces.



Limitazione Resistenza di progetto per un generico ancoraggio e distribuzione del carico in funzione della Lunghezza (nel contesto analisi LEM)

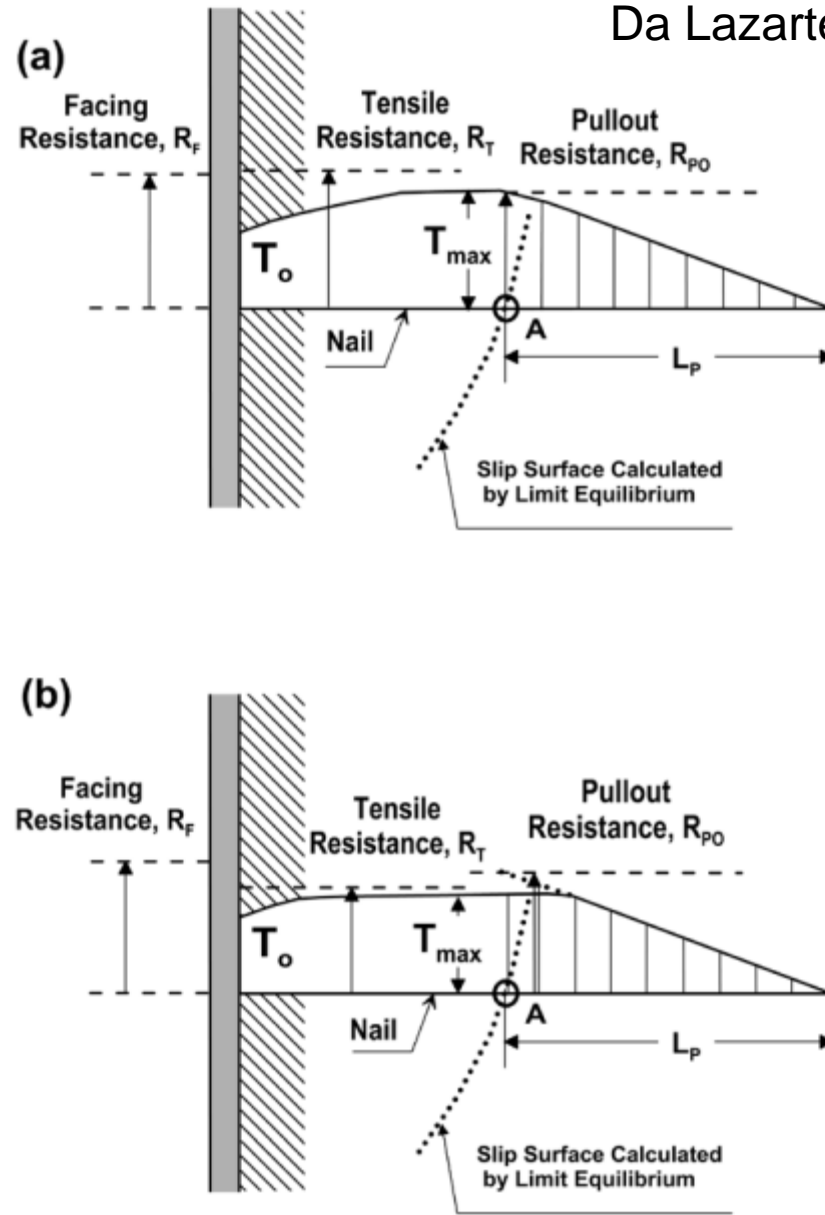
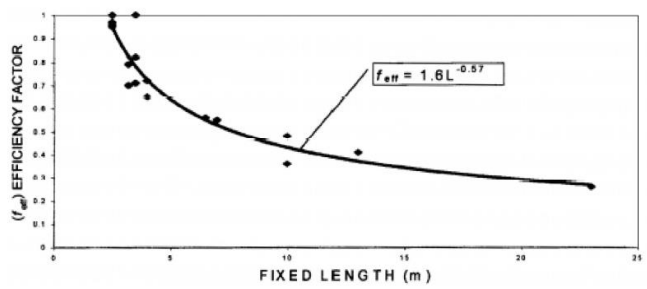


Figure 5.7: Illustration. Limitations to tensile forces in nails: (a) pullout resistance controls, (b) tensile resistance controls.

# Determinazione resistenza di sfilamento (pullout) limite e di progetto ( da Froidi 2016, modificato)



$$f_{\text{eff}} = 1,6L^{-0,57}$$

Fattore di efficienza ancoraggio

## Resistenza ultima a sfilamento ancoraggio

$$T_{\text{ult}} = \pi d L f_{\text{eff}} t_{\text{ult}} \quad (\text{kN})$$

dove:

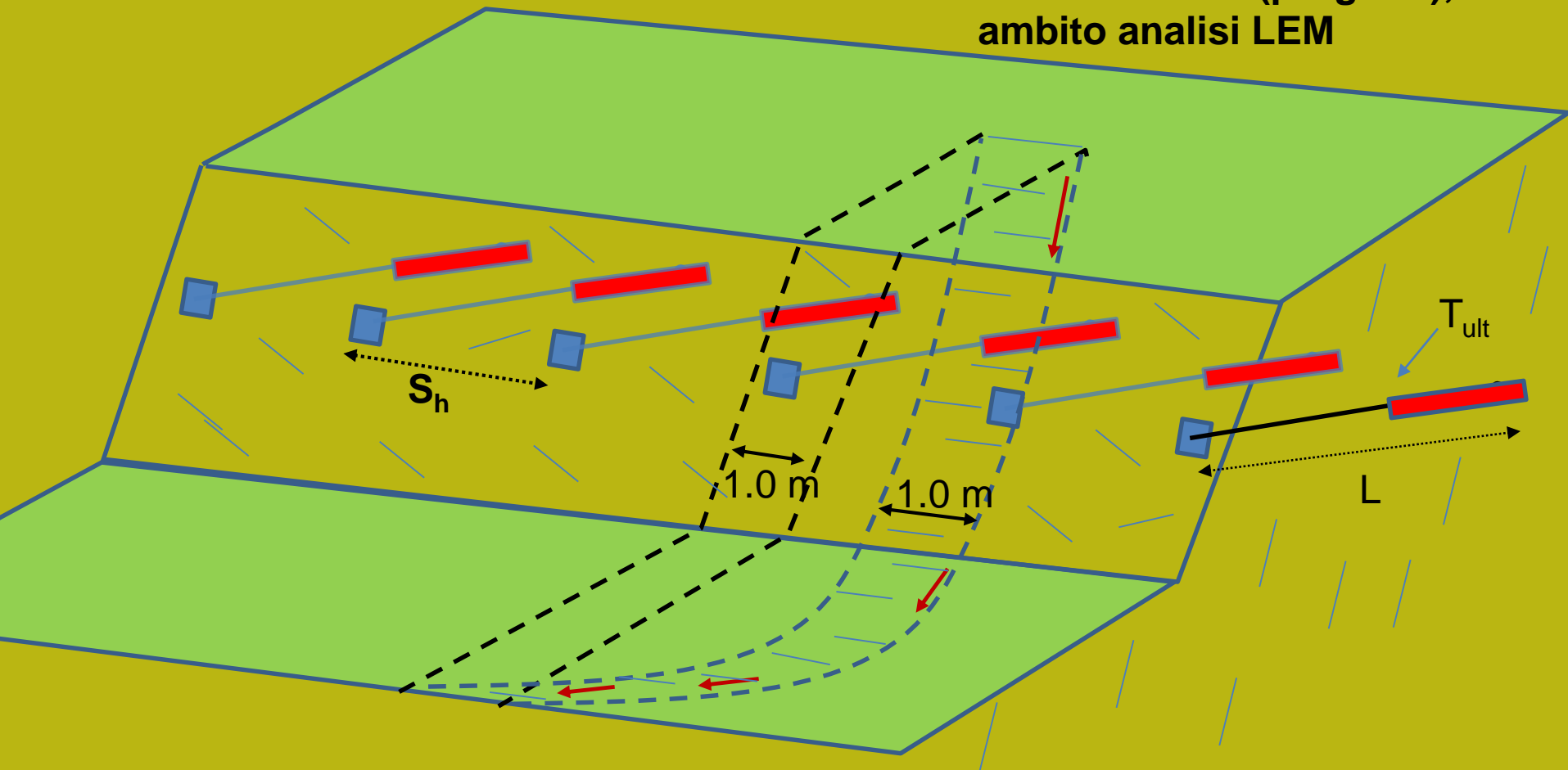
d = diametro del foro

L = lunghezza fissa o vincolata

$t_{\text{ult}}$  = resistenza ultima uniforme di interfaccia di una lunghezza fissa "corta", denominata "lunghezza di riferimento".

Tipo di geomateriale	Resistenza al taglio interfaccia malta-geomateriale (kPa)	Note
Roccia	$\tau_{\text{ult}} = \text{Min} \left[ \tau_{\text{bond}}, \frac{UCS}{10} \right]$	Minimo tra bonding di riferimento per tipo di roccia (valori tabellati) e frazione di res. A compressione semplice roccia intatta (UCS)
Suoli coesivi (non drenati)	$\tau_{\text{ult}} = \alpha C_u$	Dipende tra fattore adesione $\alpha$ compreso tra 0.25 e 0.6
Suoli Granulari	$\tau_{\text{ult}} = K \sigma_n' \tan \phi'$	Fattore correttivo K attrito compreso tra 0.5 a 6
Suoli Intermedi (integrazione L.B)	$\tau_{\text{ult}} = \alpha c' + K \sigma_n' \tan \phi'$	Effetto combinato coesione e attrito

## Definizione Td (progetto), in ambito analisi LEM



**$T_{ult}$  (progetto):** resistenza trazione ultima del singolo ancoraggio (kN)

**$Td_{LEM}$  (progetto):** resistenza a trazione di progetto unitaria (kN/m)  
da usare in analisi LEM, effetto combinato della linea di ancoraggi

**$S_h$**  = interasse orizzontale ancoraggi (m)

**$Fs$**  =fattore di sicurezza (1.5 – 4.0 )

$$Td_{LEM} = \frac{T_{ult}}{Fs S_h} \quad (\text{kN/m})$$

# Esempio di foglio di calcolo per calcolo Td(LEM)

Stima di Pullout resistance Tpl (kN), nail and anchors, in soil and rocks By Lorenzo Borselli 2022 - rel. 1.1

SUOLO		INPUT			
Sigma N' (kPa)	phi(°)	c(kPa)	Alpha	K	
200	28	15	0.5	3	
Tult (kN)	295.11	Td (kN/m)		98.37	

ROCCIA		INPUT	
FHWA (2000)	Bond strength (kPa)	1000	
Tult (kN)	903.79	Td (kN/m)	
			301.26

Determinazione resistenza di sfilamento (pullout) limite e di p

$f_{eff} = 1,6L^{-0,57}$

Fattore di efficienza ancoraggio

Tipo di geomateriale	Resistenza al taglio interfaccia malta-geomateriale (kPa)
Roccia	$\tau_{ult} = Min \left[ \tau_{bond}, \frac{UCS}{10} \right]$
Suoli coesivi (non drenati)	$\tau_{ult} = \alpha C_u$
Suoli Granulari	$\tau_{ult} = K \sigma_n' \tan \phi'$
Suoli Intermedi (integrazione L.B)	$\tau_{ult} = \alpha c' + K \sigma_n' \tan \phi'$

da Xanthakos, P. P. (1991). Ground anchors and anchored structures. John Wiley & Sons.

TABLE 4-5 Rock-Grout Bond Values Recommended for Design

Rock Type	Working Bond (N/mm <sup>2</sup> )	Ultimate Bond (N/mm <sup>2</sup> )	Factor of Safety	Source
<i>Igneous</i>				
Medium hard basalt		5.73	3-4	India—Rao (1964)
Weathered granite		1.50-2.50		Japan—Suzuki et al (1972)
Basalt	1.21-1.38	3.86	2.8-3.2	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Granite	1.38-1.55	4.83	3.1-3.5	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Serpentine	0.45-0.59	1.55	2.6-3.5	Britain—Wycliffe-Jones (1974)
Granite and basalt		1.72-3.10	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Metamorphic</i>				
Manhattan schist	0.70	2.80	4.0	USA—White (1973)
Slate and hard shale		0.83-1.38	1.5-2.5	USA—PCI (1974)
<i>Calcareous Sediments</i>				
Limestone	1.00	2.83	2.8	Switzerland—Losinger (1966)
Chalk—Grades I-III (N = SPT in blows/0.3 m)	0.005N	0.22-1.07 (0.01N)	2.0 (temporary) 3.0-4.0 (permanent)	Britain—Littlejohn (1970)
Tertiary limestone	0.83-0.97	2.76	2.9-3.3	Britain—Wycliffe-Jones (1974)

da Froidi (2016)

Tab. 2 - Valori del parametro riduttivo della coesione in ragione delle condizioni al contorno delle prove sperimentali.

# Calcolo FS nel caso di Tiranti/Chiodi

( Basato su Hoek 1981 e, Giani (1992), Read & Stacey (2009) )

Tiranti/Chiodi PASSIVI  
(non Pretensionati)

Tiranti/Chiodi ATTIVI  
( Pretensionati)

$$FS = \frac{\text{Forze Resistenti} + \sum_i Ta_i}{\text{Forze Agenti}}$$



Incremento forze resistenti

$$FS = \frac{\text{Forze Resistenti}^*}{\text{Forze Agenti} - \sum_i Ta_i}$$



Decremento forze agenti e  
Incremento N' Locale \* (che  
agisce sulle forze resistenti)

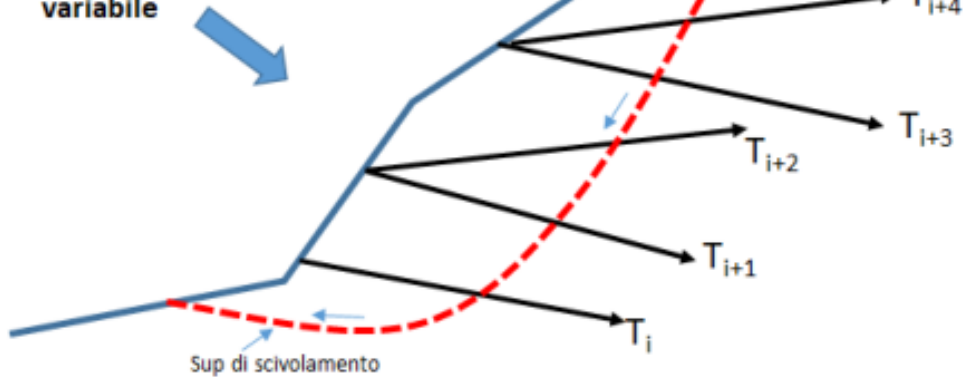
Dove :

$$\sum_i Ta_i = \text{Contributo netto del tirante nella direzione locale della superficie di scivolamento}$$

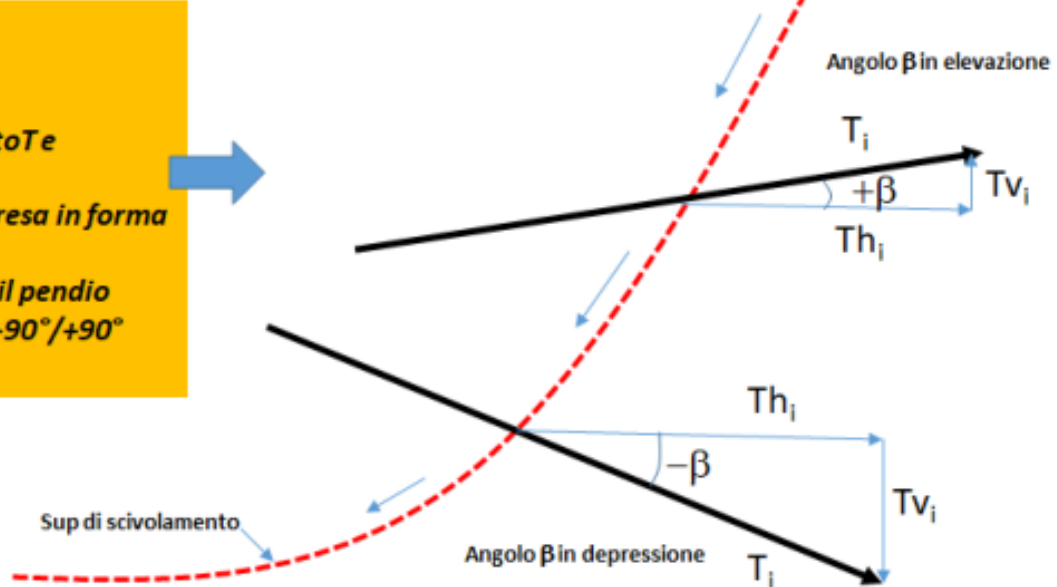
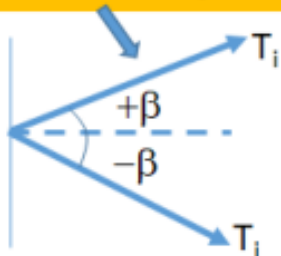
\* *Si considera per il Tirante ATTIVO anche l'incremento di N' locale prodotto dal pretensionamento*

# Tiranti (Imprelementazione in SSAP 5.0x)

Pendio con tiranti/chiodi  
Con direzione e forza di trazione  
variabile



In SSAP ogni elemento di rinforzo espresso come chiodo o Tirante prende in considerazione la resistenza a trazione di progetto  $T$  e la sua direzione e verso. Quindi  $T$  e' una classica forza espressa in forma vettoriale. Per convenzione la direzione verso il pendio viene considerata in un intervallo  $-90^\circ/+90^\circ$  mediante un angolo  $\beta$



(a)

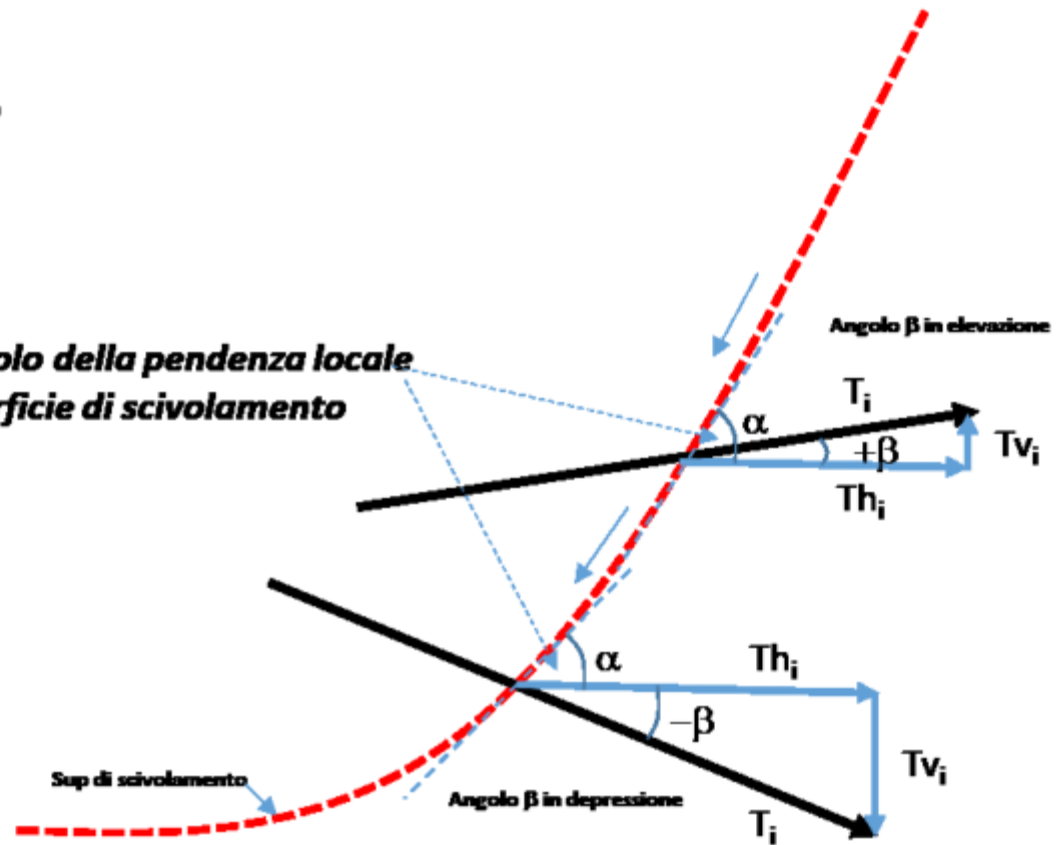
# Tiranti

In SSAP si considerano sempre tutte le componenti orizzontali di tutte le forze interne ed esterne espresse in forma Vettoriale. Quindi le forze  $T$  vengono scomposte nelle corrispondenti componenti orizzontali e verticali:

$$Tv = T \sin \beta$$

$$Th = T \cos \beta$$

$\alpha$  e' l'angolo della pendenza locale della superficie di scivolamento



(b)

# TIRANTI PASSIVI e ATTIVI

Nel caso di un **TIRANTE ATTIVO** (Hoek,1981; Giani,1992;Read & Stacey, 2009) il contributo del tirante viene calcolato come riduzione delle altre forze agenti e favorevoli allo scivolamento la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti}^*}{\text{Forze agenti} - \sum_i T a_i} \quad (2.4.1)$$

*\*Si considera per il Tirante ATTIVO anche il contributo dell'incremento di  $N'$  locale prodotto dal Pre-tensionamento.(fig. 2.4.9)*

Nel caso di un **TIRANTE PASSIVO** (Hoek,1981; Giani,1992;Read Stacey, 2009)  $F_s$  viene calcolato con la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti} + \sum_i T a_i}{\text{Forze agenti}} \quad (2.4.2)$$

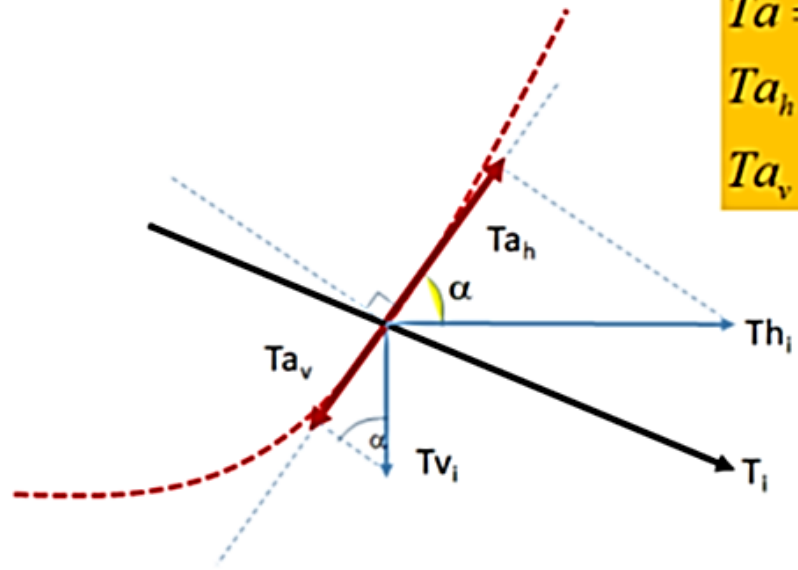


$$T_a = -T_{a_h} + T_{a_v}$$

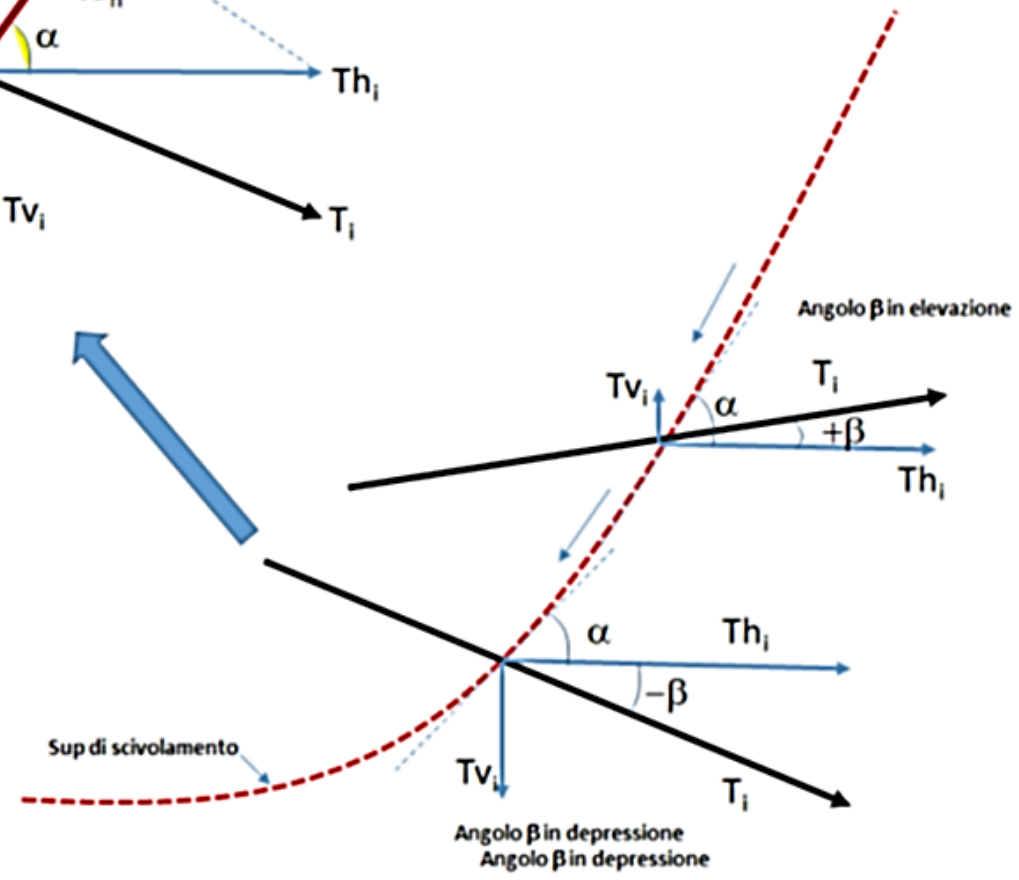
$$T_{a_h} = T_h \cos \alpha$$

$$T_{a_v} = T_v \sin \alpha$$

←  $T_a$  = Effetto di  $T$  sulle forze agenti che agiscono nella direzione locale della sup. di scivolamento

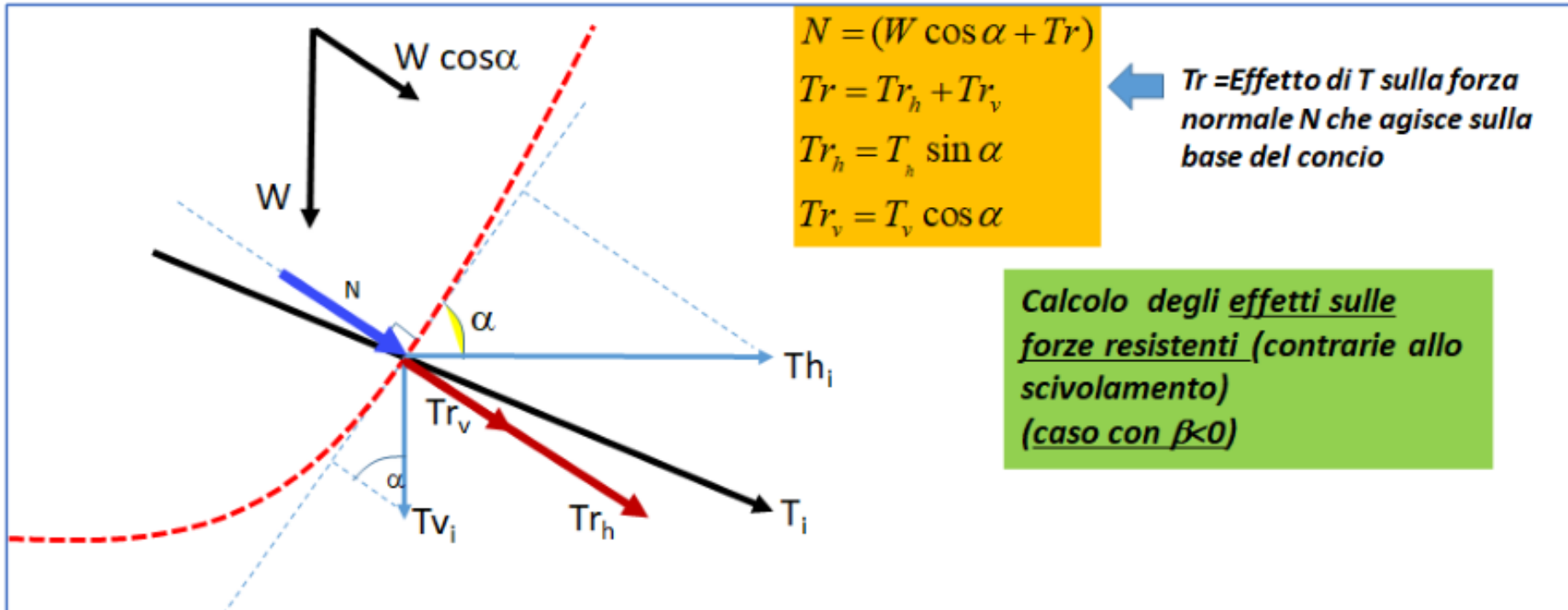


**Calcolo degli effetti sulle forze agenti (favorevoli allo scivolamento) (caso con  $\beta \leq 0$ )**

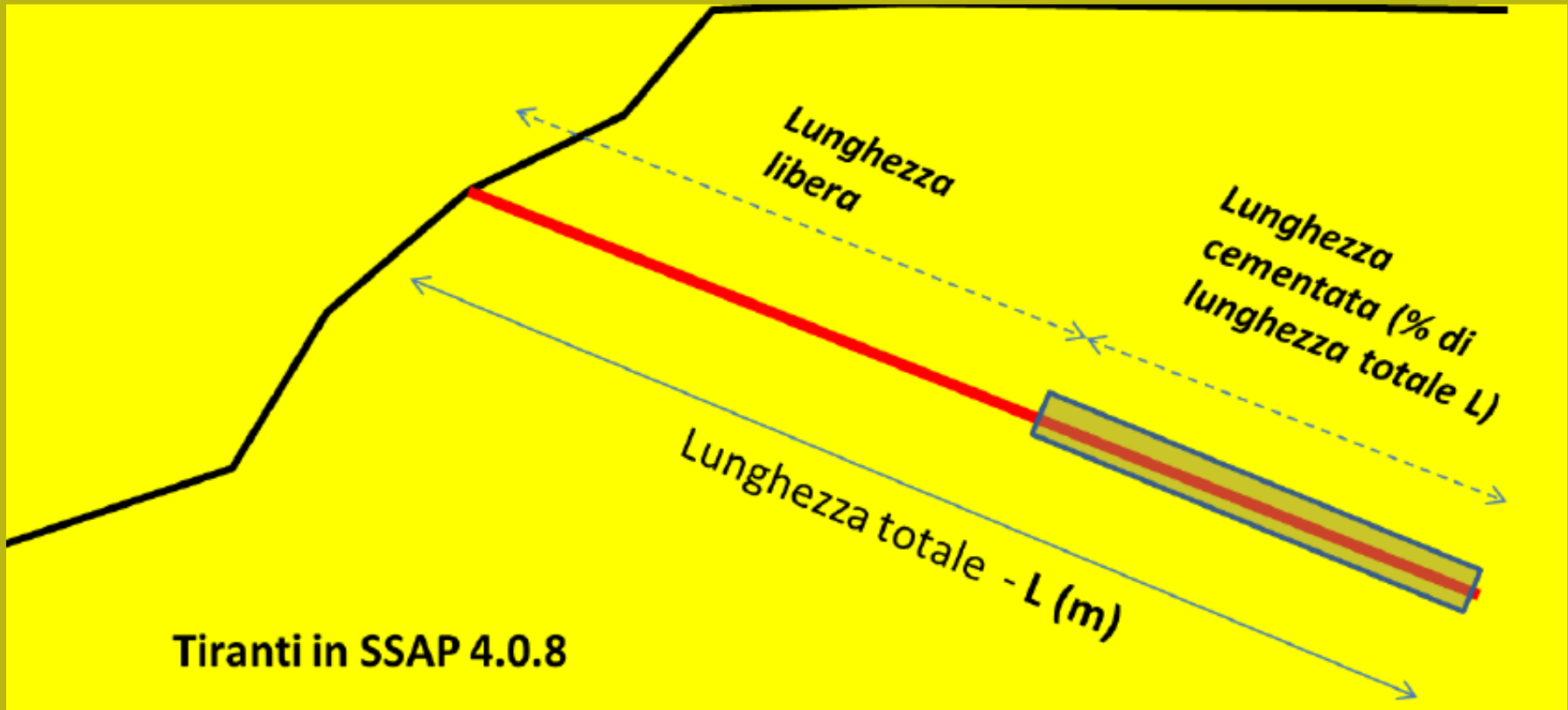


Calcolo effetti locali sulle forze agenti e resistenti

# Calcolo effetto locale stress normale alla superficie di scivolamento (caso di tirante ATTIVO)

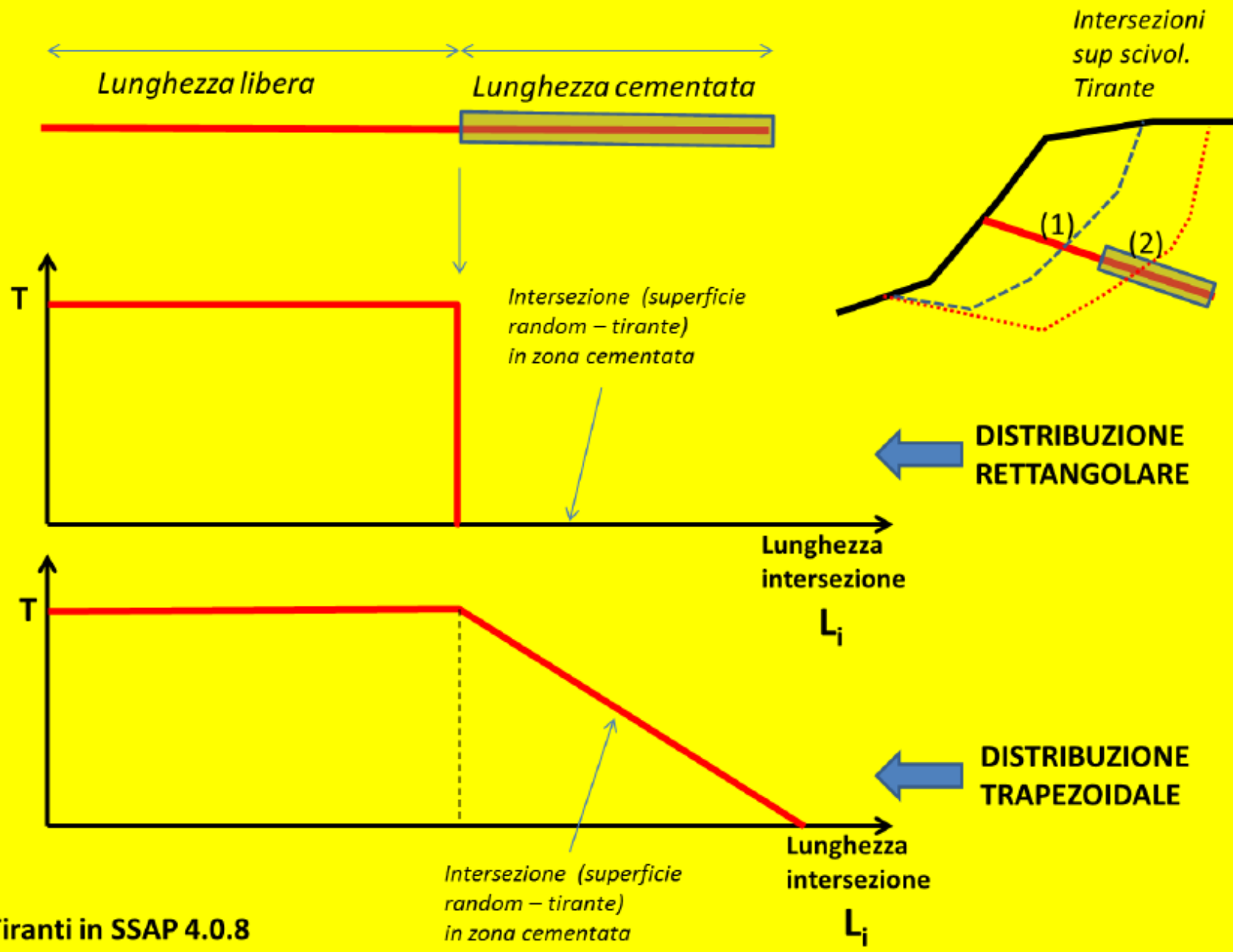


# Tiranti



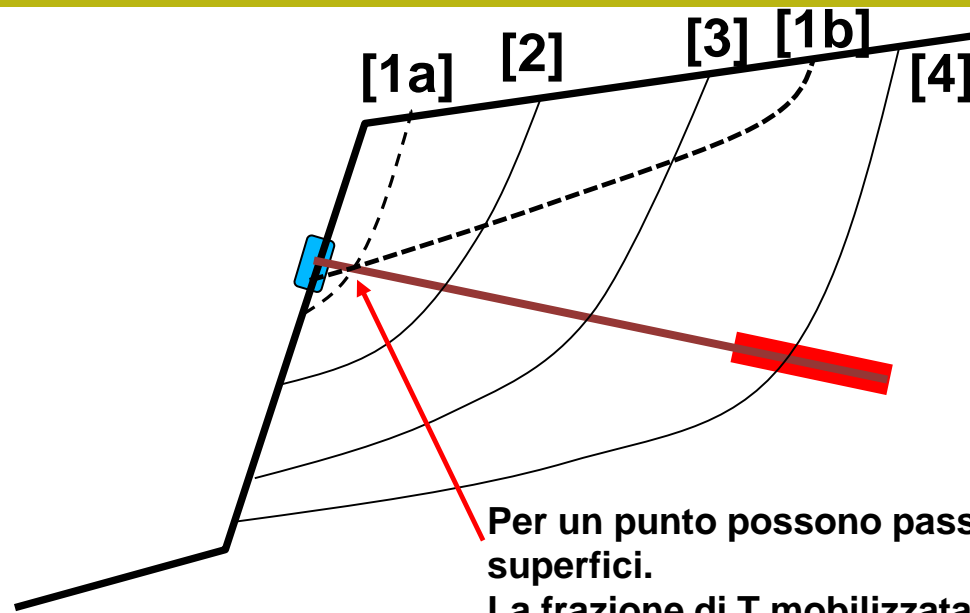
Tiranti in SSAP 4.0.8

# Tiranti



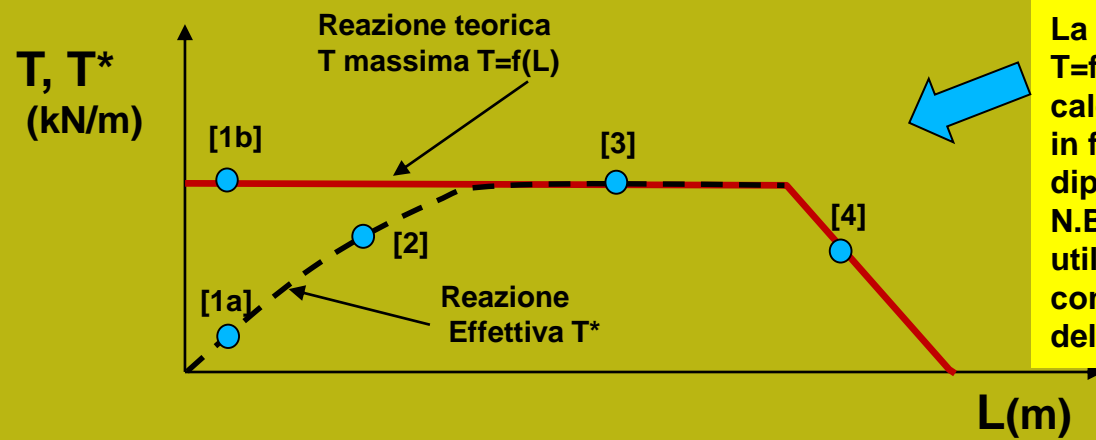
Tiranti in SSAP 4.0.8

**Novita'**  
**A partire da**  
**SSAP 4.9.9:**  
**Mobilizzazione**  
**effettiva di T**



Per un punto possono passare infinite superfici.  
 La frazione di T mobilizzata nello stesso punto di intersezione tra Superficie e tirante Dipende da:

- Forma della superficie
- Volumi coinvolti
- ..etc.



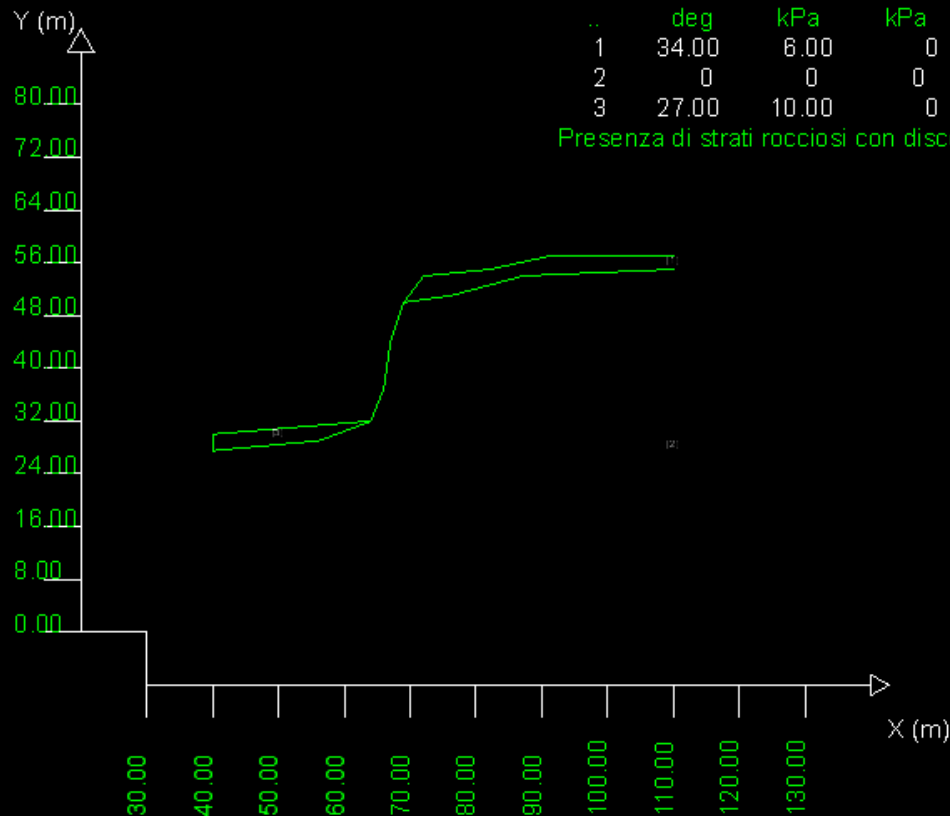
La reazione teorica T massima  $T=f(L)$  viene in SSAP Modificata calcolando un valore  $T^*$  corretto in funzione della quantità dipendente dal volume coinvolto N.B: il valore  $T^*$  deve poi essere utilizzato correttamente considerando l'angolo locale della sup di scivolamento.

Data : 23/1/2022  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati # -----

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI ..	mi ..	D ..
1	34.00	6.00	0	19.00	21.00	0	0	0	0
2	0	0	0	25.00	26.00	20.00	30.00	12.00	0
3	27.00	10.00	0	18.00	20.00	0	0	0	0

Presenza di strati rocciosi con discontinuita' orientate (criterio Barton-Bandis). Vedasi File .JRC e Report per dettagli

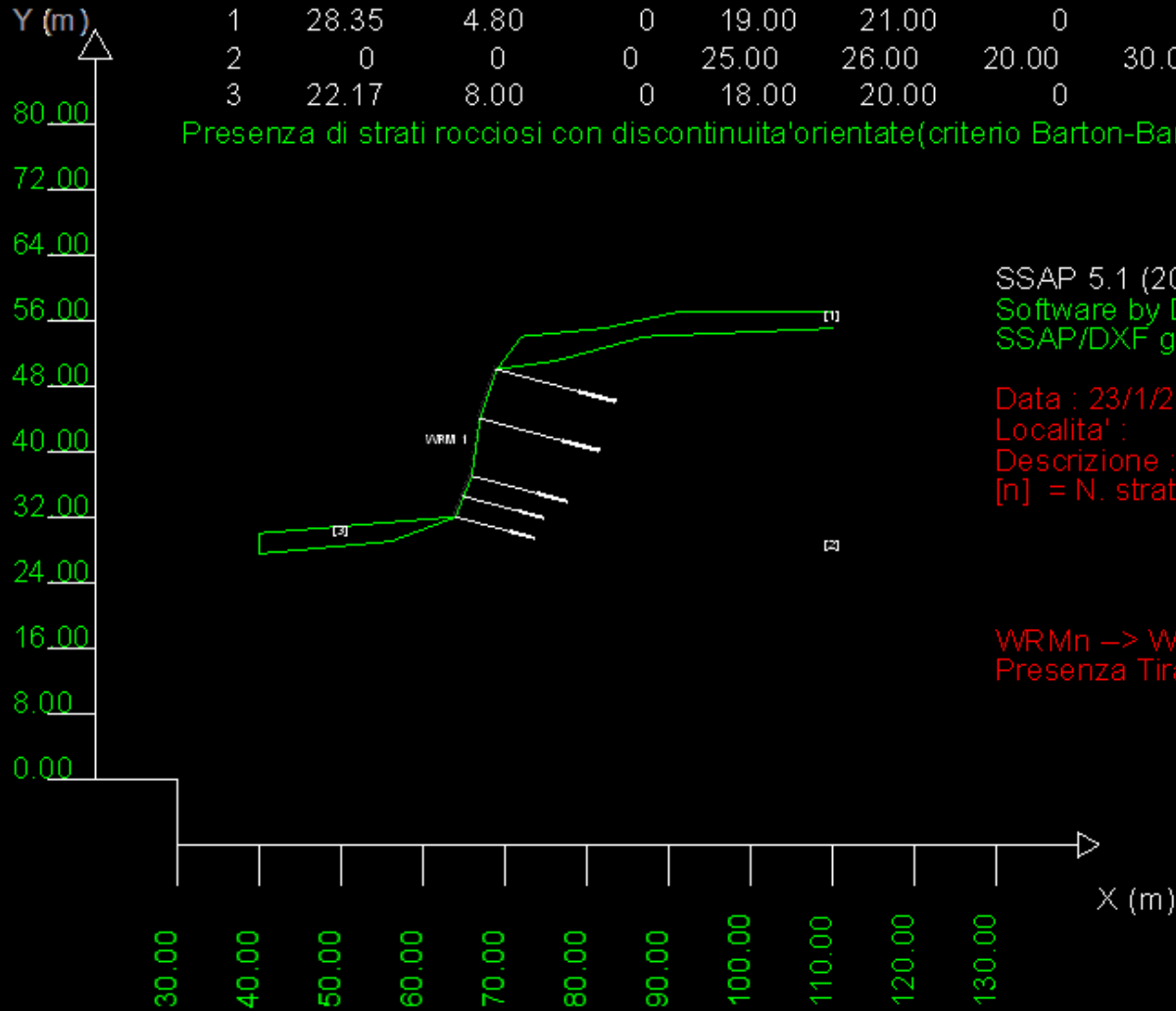


## Scarpata in roccia combinazione criteri MS-GSI+JRC

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	28.35	4.80	0	19.00	21.00	0	0	0	0
2	0	0	0	25.00	26.00	20.00	30.00	12.00	0
3	22.17	8.00	0	18.00	20.00	0	0	0	0

Presenza di strati rocciosi con discontinuita' orientate (criterio Barton-Bandis). Vedasi File .JRC e Report per dettagli



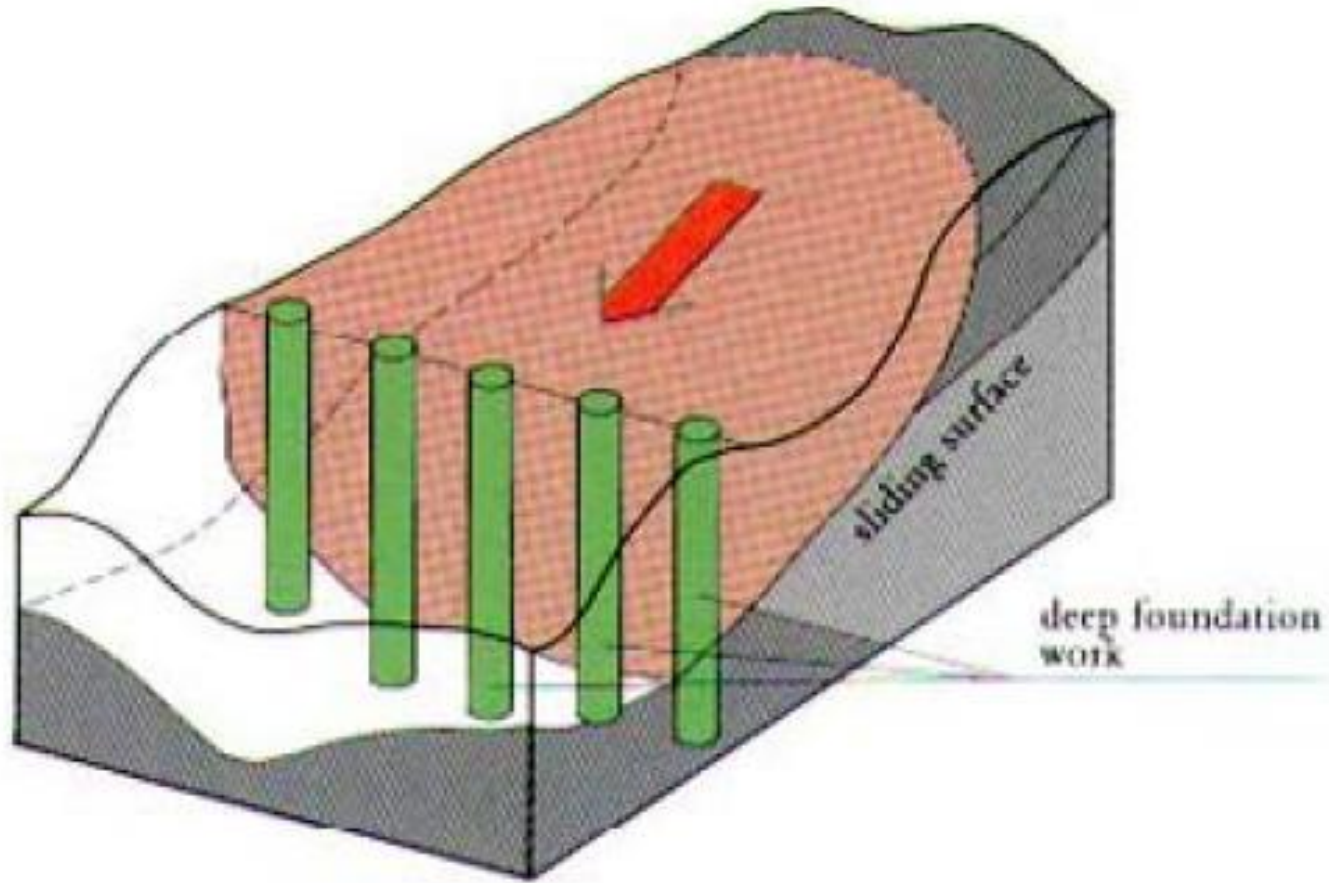
SSAP 5.1 (2022) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 2.1 (2022)

Data : 23/1/2022  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

WRMn -> Wiremesh  
 Presenza Tiranti/Ancoraggi (Per i dati vedi il report)

Scarpata in roccia combinazione criteri MS-GSI+JRC  
 Con tiranti attivi e Wiremesh ancorata

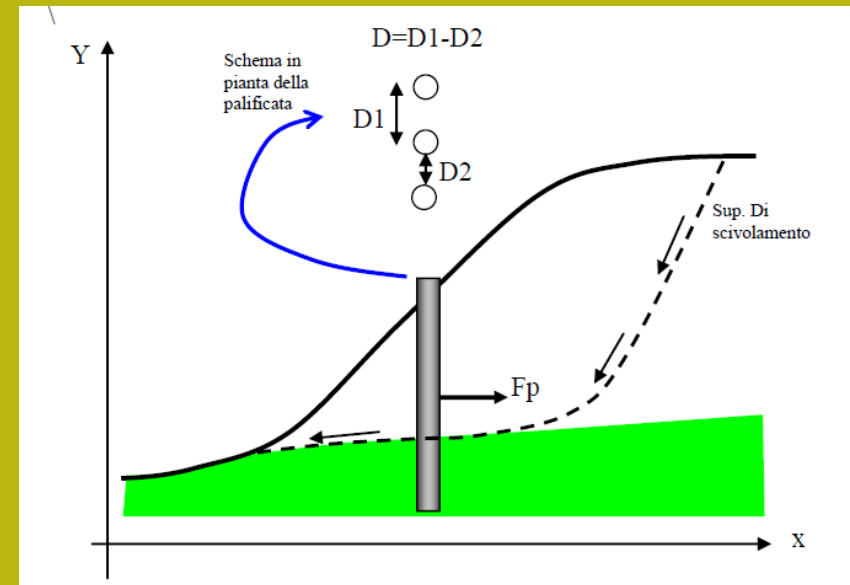
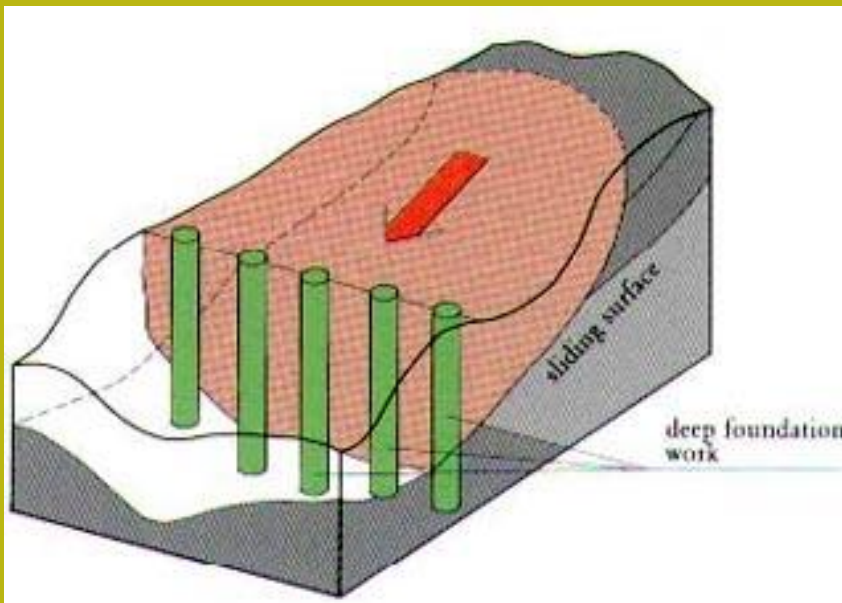
# INTERAZIONE PALIFICATE PENDIO





# palificate

Le palificate, nella forma di una o più file di pali, sono una tecnica frequentemente adottata negli interventi di stabilizzazione di pendii. Ogni fila di pali inserita per una certa profondità nel pendio, attraversando la potenziale superficie di scivolamento, e inserendosi saldamente e profondamente entro un livello con adeguata resistenza meccanica, è in grado di esercitare una forza di reazione  $F_p$  opposta al movimento che permette di aumentare il fattore di sicurezza globale del pendio.



## STEPS analisi con PALI in SSAP 2006/2010

1. Determinazione della Spinta massima teorica a cui la palificata deve venire sottoposta per arrivare a deformare plasticamente il terreno all'intorno dei pali e quindi fluisce tra i pali.
2. **Uso di questa forza di spinta massima, o di una frazione di essa, come forza resistente/stabilizzante aggiunta che la palificata è in grado di mobilitare.**
3. Calcolo di un nuovo fattore di sicurezza  $F_s$  che tenga conto di questo effetto aggiuntivo.



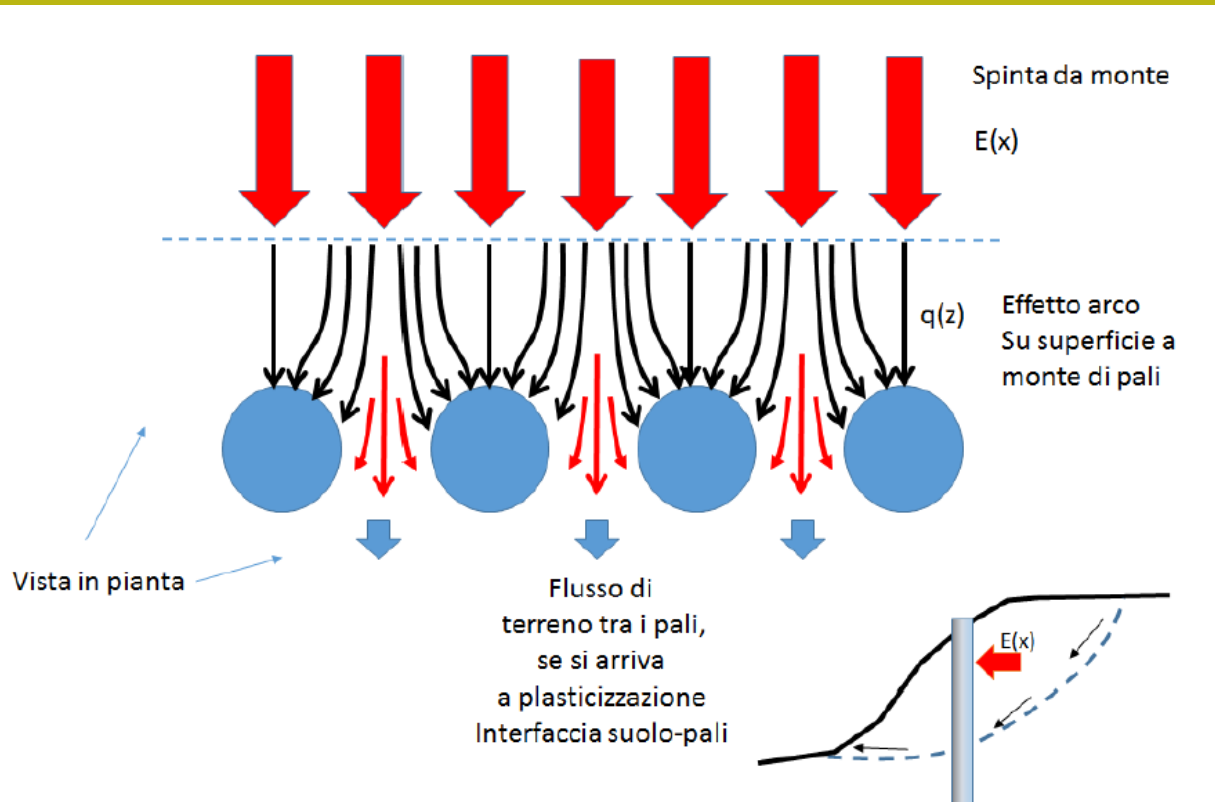
### Successiva Interazione con analisi strutturale .....

4. Nel caso che  $F_s$  risulti adeguato si effettua successivamente una **analisi strutturale alle differenze finite della deformata del palo, dei momenti flettenti e della forza di taglio in funzione della profondità dalla superficie**. Questa analisi strutturale (distinta dalla analisi all'equilibrio limite) permette di verificare se tali grandezze sono compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera. In caso contrario l'analisi ai punti 1, 2 e 3 viene ripetuta con caratteristiche geometriche della palificata diverse.

# Metodo

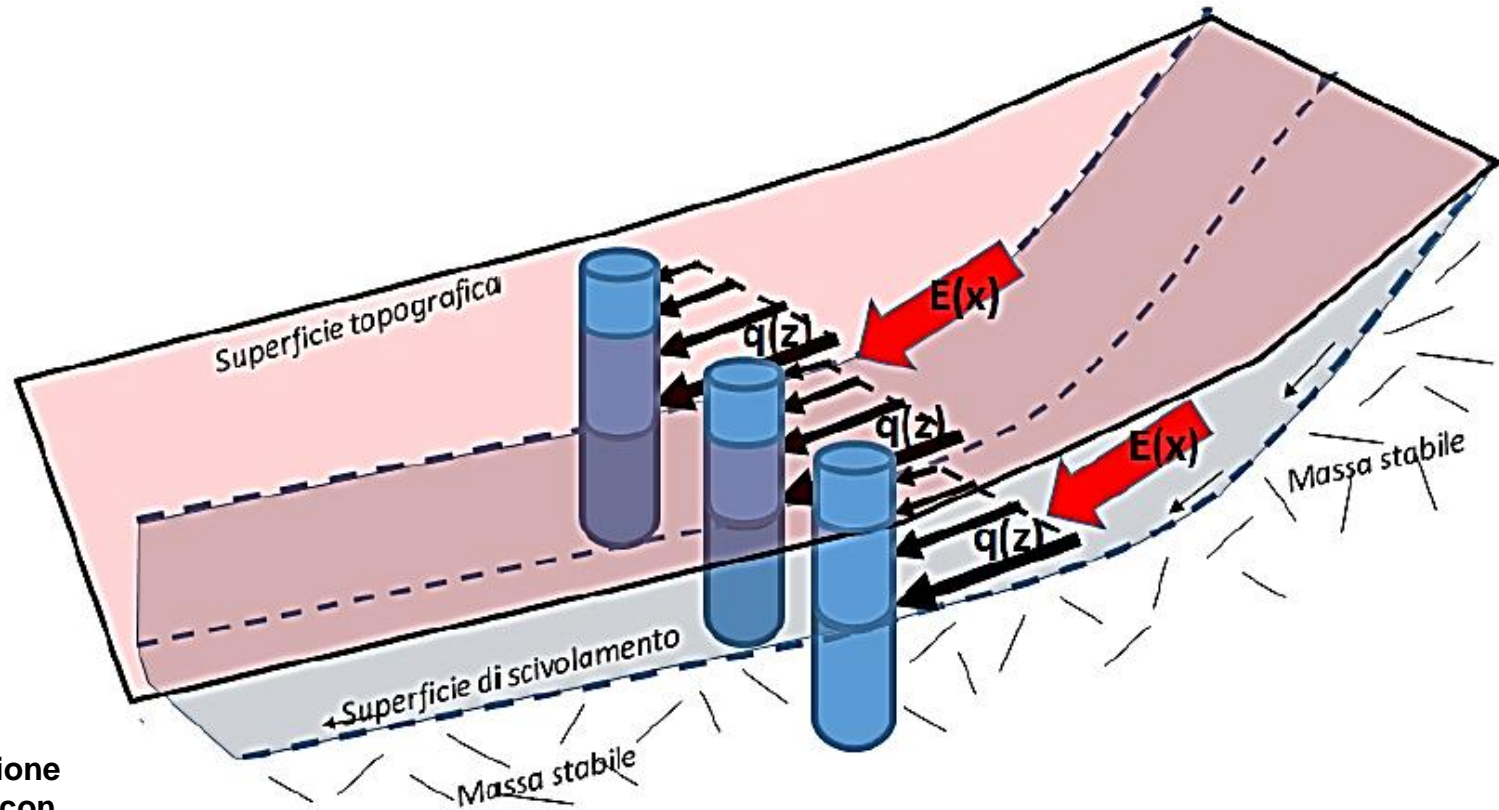
Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)

- 1) al di sopra della superficie di scorrimento assunta i pali sono sottoposti a carichi noti e pari ai valori indicati al punto 1 della precedente diapositiva.
- 2) Al di sotto della superficie di scorrimento i pali sono assimilati a travi su suolo elastico. A questa ipotesi possono essere associate ipotesi aggiuntive sulla cinematica della testa dei pali: come la possibilità di avere la testa dei pali bloccata o libera alla traslazione o alla rotazione, necessaria per la analisi strutturale finale.

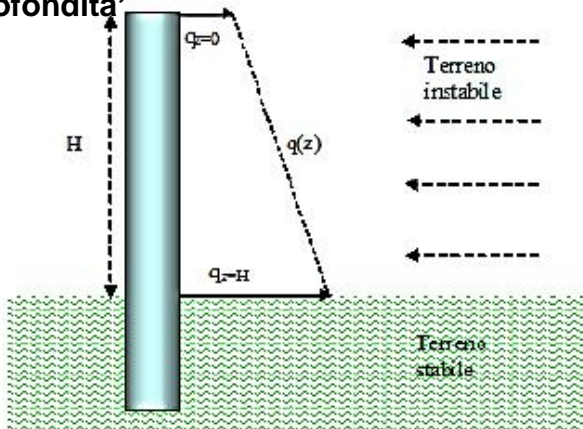


- 3) Il terreno instabile è contenuto dalla azione esercitata dai pali
- 4) Le sollecitazioni dei pali sono pari a quelle ammissibili. (salvo poi fare una verifica STRUTTURALE).

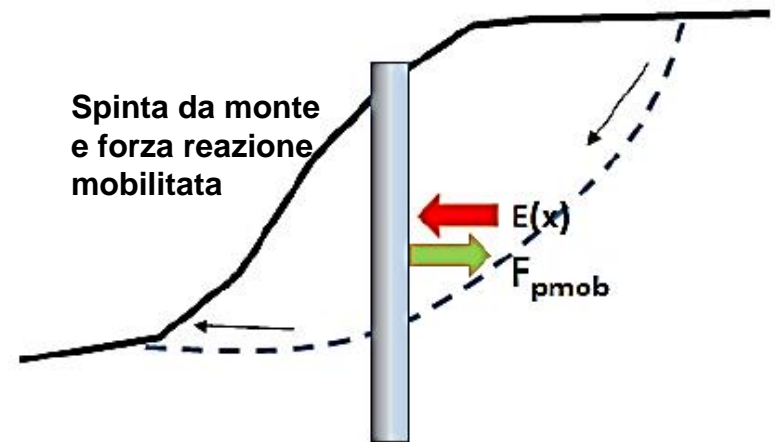
# Metodo Ito Matsui (1975-1981) - Hassiotis et al. (1997) - Kumar et Hall. (2006)



Distribuzione di spinta con la profondità



Spinta da monte e forza reazione mobilitata



## Hassiotis et al. (1997)

La forza di reazione massima mobilitata offerta dalla palificata viene calcolata con la metodologia adottata da Ito e Matsui(1981) e successivamente modificata parzialmente da Hassiotis et al. (1997).

Viene prima calcolata la funzione di distribuzione con la profondità  $q(z)$  della forza, per strato di spessore unitario, che agisce sulla palificata:

$$q(z) = cA \left( \frac{1}{N_p \tan \phi} \{E - 2N_p^{0.5} \tan \phi - 1\} + B \right) - c(D_1 B - 2D_2 N_p^{-0.5}) + \frac{\sigma}{N_p} (AE - D_2)$$

dove:

$$N_p = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] ; \quad A = D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1} ; \quad B = \frac{2 \tan \phi + 2N_p^{0.5} + N_p^{-0.5}}{N_p^{0.5} \tan \phi + N_p - 1}$$

$$E = \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_p \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]$$

e dove:

$D_1$  = interasse tra i pali (m)

$D_2$  = apertura tra i pali (m)

$D$  = diametro dei pali (m)

$\sigma$  = pressione litostatica calcolata alla profondità  $z$  dalla superficie (kPa)

$c$  = valore medio della coesione fino alla profondità  $z$  (kPa)

$\phi$  = angolo di attrito interno medio calcolato fino alla profondità  $z$

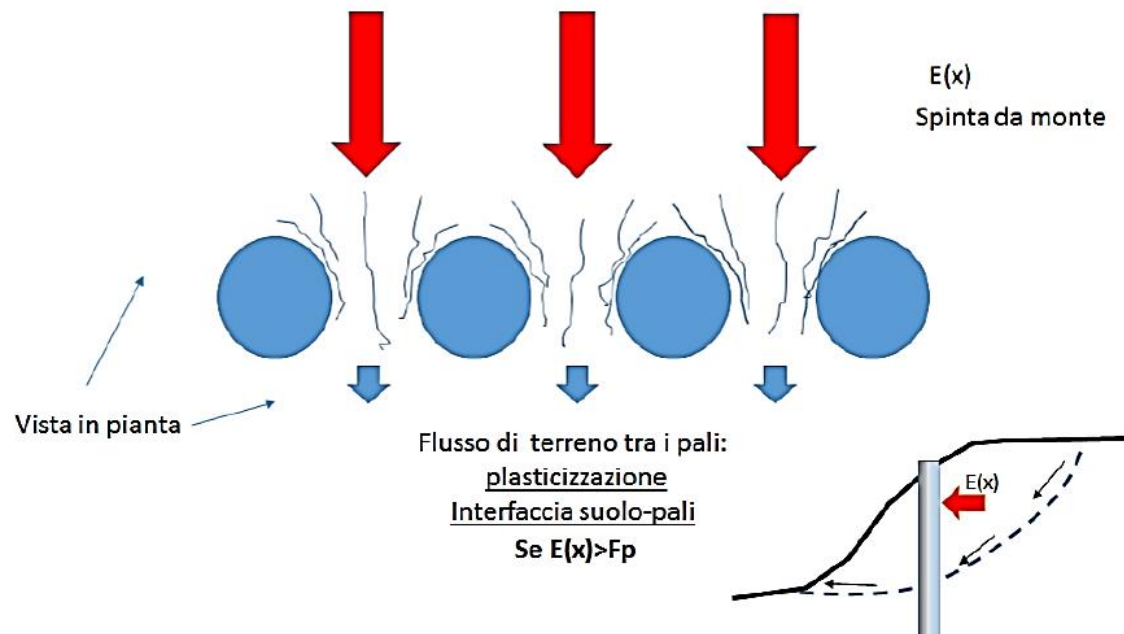
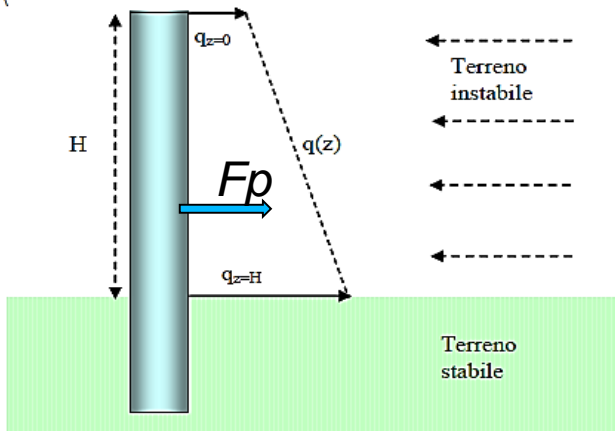
Per avere la forza risultante di reazione della palificata  $F_p$  (kN/m) (forza di reazione unitaria per metro di larghezza fronte scarpata) localmente profonda  $H$  (fig. 2.18), la eq. (2.16a) deve essere integrata da 0 a  $H$  e successivamente divisa per l'interasse della palificata  $D_1$ :

$$F_p = \frac{\int_0^H q(z) dz}{D_1}$$

← **Spinta teorica massima per arrivare a plasticizzazione interfaccia suolo pali**

(2.17)

Il valore di  $F_p$  andrà a incrementare il contributo delle forze orizzontali resistenti nel calcolo di  $F_s$ . Tale valore dipenderà dalla complessa interazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio e dalle caratteristiche geometriche della palificata, nonché dal suo posizionamento all'interno del pendio (fig. 2.19).



Tuttavia è importante notare che il valore di  $F_p$  è solo il valore massimo teorico in condizioni di plasticizzazione del suolo alla interfaccia suolo-palo e che quindi il valore reale di reazione mobilitato della palificata potrebbe essere anche molto più basso del massimo teorico.

Seguendo le indicazioni di Hassiotis et al.(1997) il valore di  $F_p$  calcolato con la eq. 2.17 dovrebbe essere modificato ulteriormente per tenere conto che l'effettivo grado di mobilitazione e non è indipendente dalle condizioni complessive di stabilità globale. Gli stessi autori propongono di utilizzare come fattore di scala il valore di  $F_s$  medesimo :

$$F_{p_{mob}} = \frac{F_p}{F_s} \quad (2.18)$$

L'uso della eq.2.18 permette di inserire il calcolo di  $F_{p_{mob}}$  direttamente nel processo iterativo del calcolo di  $F_s$  e di scarlo dello stesso livello di mobilitazione delle altre forze resistenti nel pendio. Tuttavia e' necessario considerare una forma più generale per il calcolo di  $F_{p_{mob}}$ . Seguendo le indicazioni di Ito e Matsui (1981)  $F_{p_{mob}}$  può essere espresso con la seguente equazione.

$$F_{p_{mob}} = F_p \alpha_m$$

**Spinta teorica massima per arrivare a plasticizzazione interfaccia suolo pali**

Dove:

$\alpha_m$  è il coefficiente di mobilitazione della forza totale di reazione massima teorica della palificata e che può assumere un valore variabile tra 0.0 e 1.0 dipendendo da una serie di condizioni come quella del livello di stabilità globale ma anche da altri fattori di seguito indicati.

In sostanza in prima approssimazione avremo che:

$$\alpha_m = \frac{1}{F_s F_{NTC}} \quad (2.20)$$

Dove:

$F_s$  è il fattore di stabilità globale iterativo e finale;

$F_{NTC}$  è un fattore riduttivo addizionale (fattore di sicurezza addizionale con  $F_{NTC} \geq 1.0$ ) che permette di tenere conto ulteriori riduzioni necessarie per venire incontro a normative tecniche come le NTC2008.

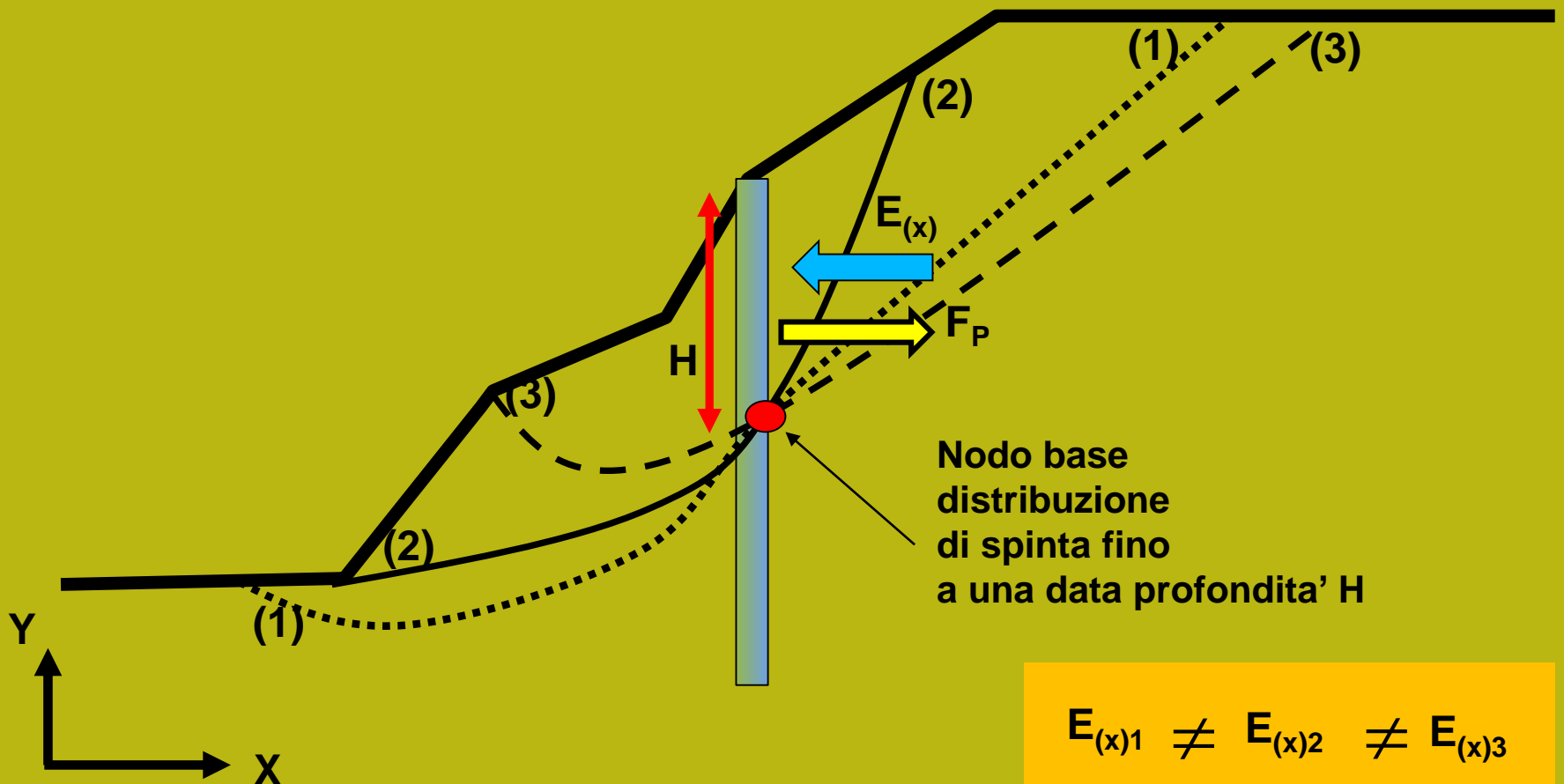
Con valori  $F_{NTC} > 1$  è possibile ridurre progressivamente il valore di  $\alpha_m$ . Ad esempio con  $F_{NTC}=4$  abbiamo un  $\alpha_m$  minimo equivalente a 0.25 (ovvero una mobilizzazione massima del 25% della spinta teorica massima di plasticizzazione).

**Comunque è possibile che si verifichi il caso che il fattore di mobilizzazione  $\alpha_m$  sia ancora eccessivamente elevato, se comparato alla effettiva spinta che la palificata riceve dalla parte di terreno a monte di essa. Questo avviene spesso quando il sistema di palificata è sovradimensionato eccessivamente rispetto alla effettiva necessità o quando la forza  $F_{p_{mob}}$  non tiene effettivamente conto della entità delle masse in gioco e delle spinte effettive esistenti.**

Un sovradimensionamento eccessivo porta a problemi di calcolo e una assenza di significato fisico per il problema in esame: ad esempio una spinta di reazione eccessiva potrebbe spingere verso monte il pendio, cosa che non è fisicamente possibile.



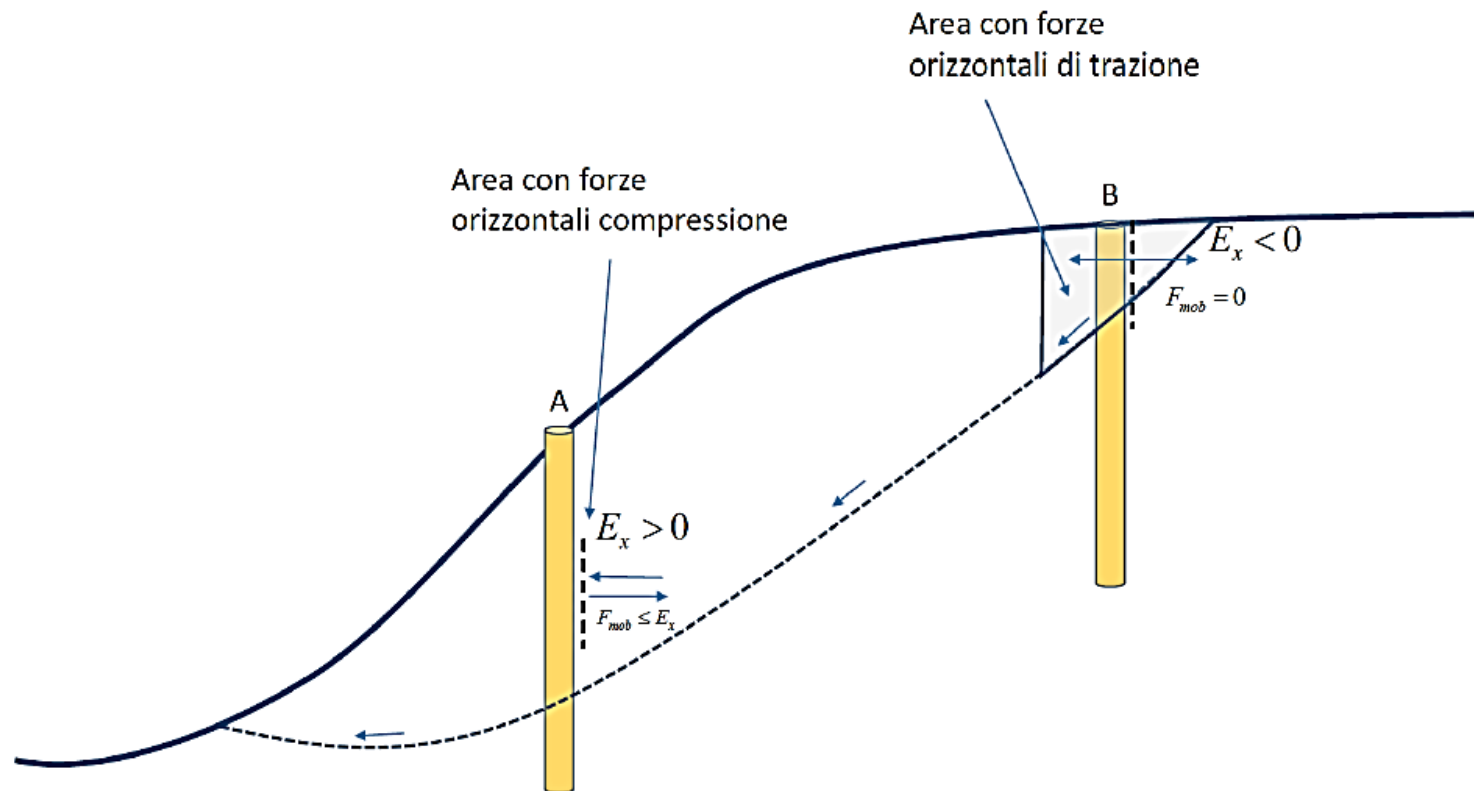
Nel nodo base della distribuzione di spinta, a profondidita' H, la spinta di reazione massima teorica  $F_p$  e' la stessa, dato che dipende da H e dal tipo di terreno, ma diverse saranno le Spinte effettive  $E(x)$  che agiscono considerando le superfici (1), (2) e (3) nella figura sotto.



Da un punto di vista fisico, una volta che si assume una potenziale superfici di scorrimento che interseca la palificata a una certa profondità H e si calcola in prima approssimazione la  $Fp_{mob}$  con la eq. (2.19) può verificarsi il caso che, nella zona immediatamente a monte della palificata, il valore di  $Fp_{mob}$  sia superiore, o inferiore, al valore effettivo e iterativo di  $E(x)$  locale. Ovvero abbiamo la possibilità' che si realizzino una delle due condizioni nella eq. 2.21:

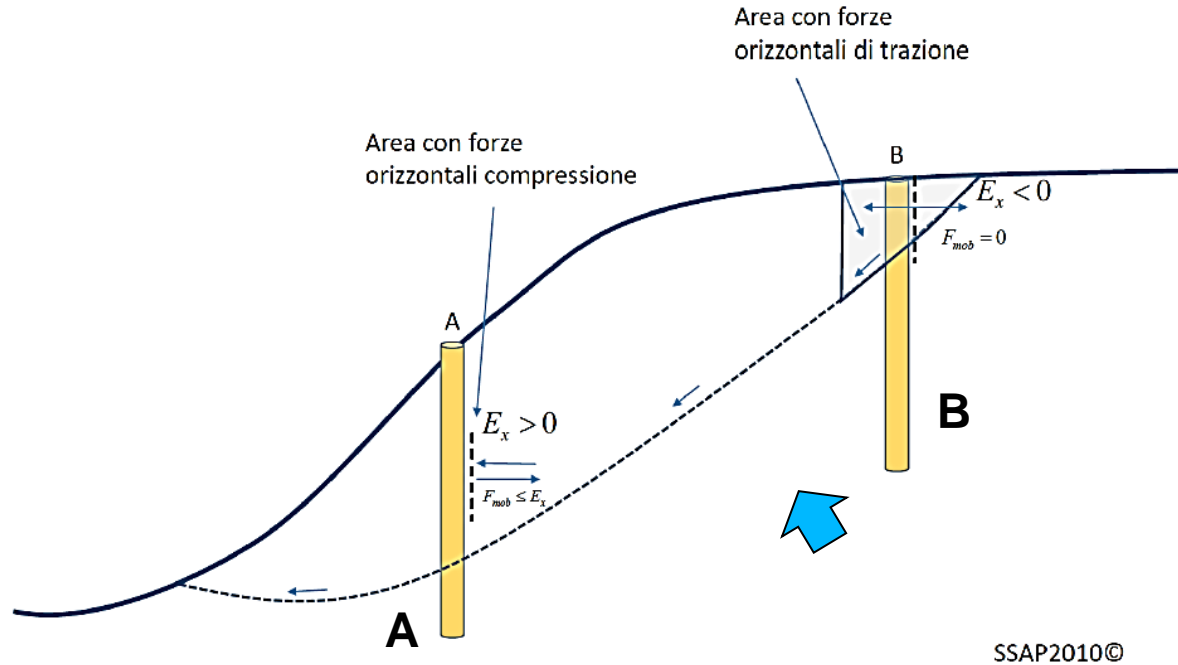
$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} \geq E_x \end{array} \right. \quad (2.21a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fp_{mob} < E_x \end{array} \right. \quad (2.21b)$$



SSAP2010©

**Procedura automatica  
Calcolo della forza  
massima mobilitata.**



SSAP2010©

In questo caso il valore di  $Fp_{mob}$  può essere modificato fino ad un valore finale  $Fp_{mob}^*$  considerando i seguenti casi:

$$\alpha_m^* = \frac{Fp_{mob}^*}{Fp}$$



**Valore finale coefficiente  
di mobilitazione**

$$Fp_{mob}^* = 0 \quad \text{se } E_X \leq 0 \quad (2.22a)$$

$$Fp_{mob}^* = \text{Min}[Fp_{mob}, E_X] \quad \text{se } E_X > 0 \quad (2.22b)$$

$$Fp_{mob}^* = \text{Max}[Fp_{mob}, E_X] \quad \text{se } E_X > 0 \quad (2.22c)$$

dove:

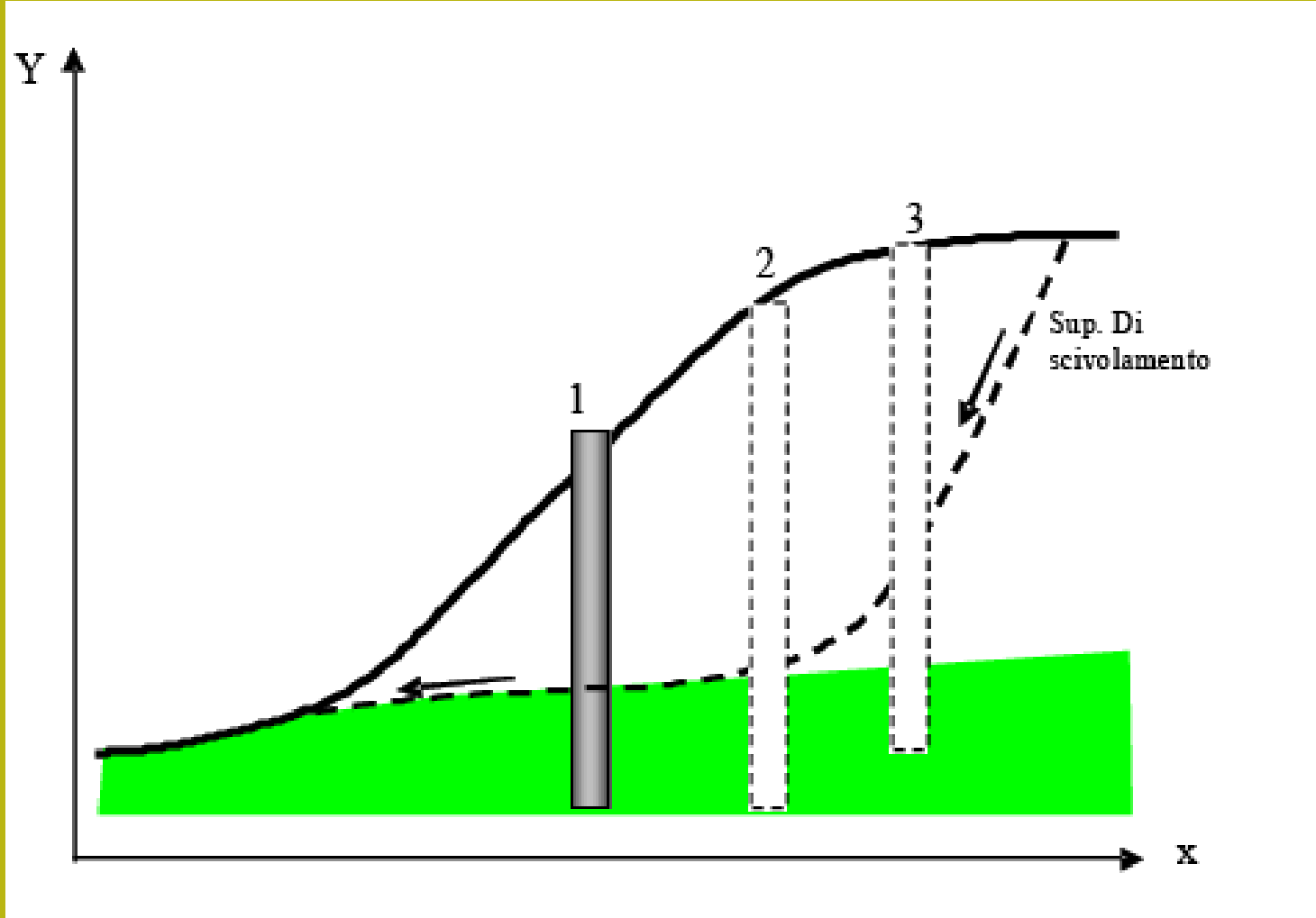
$$Fp_{mob}^* < F_p \quad \text{sempre verificato} \quad (2.22d)$$

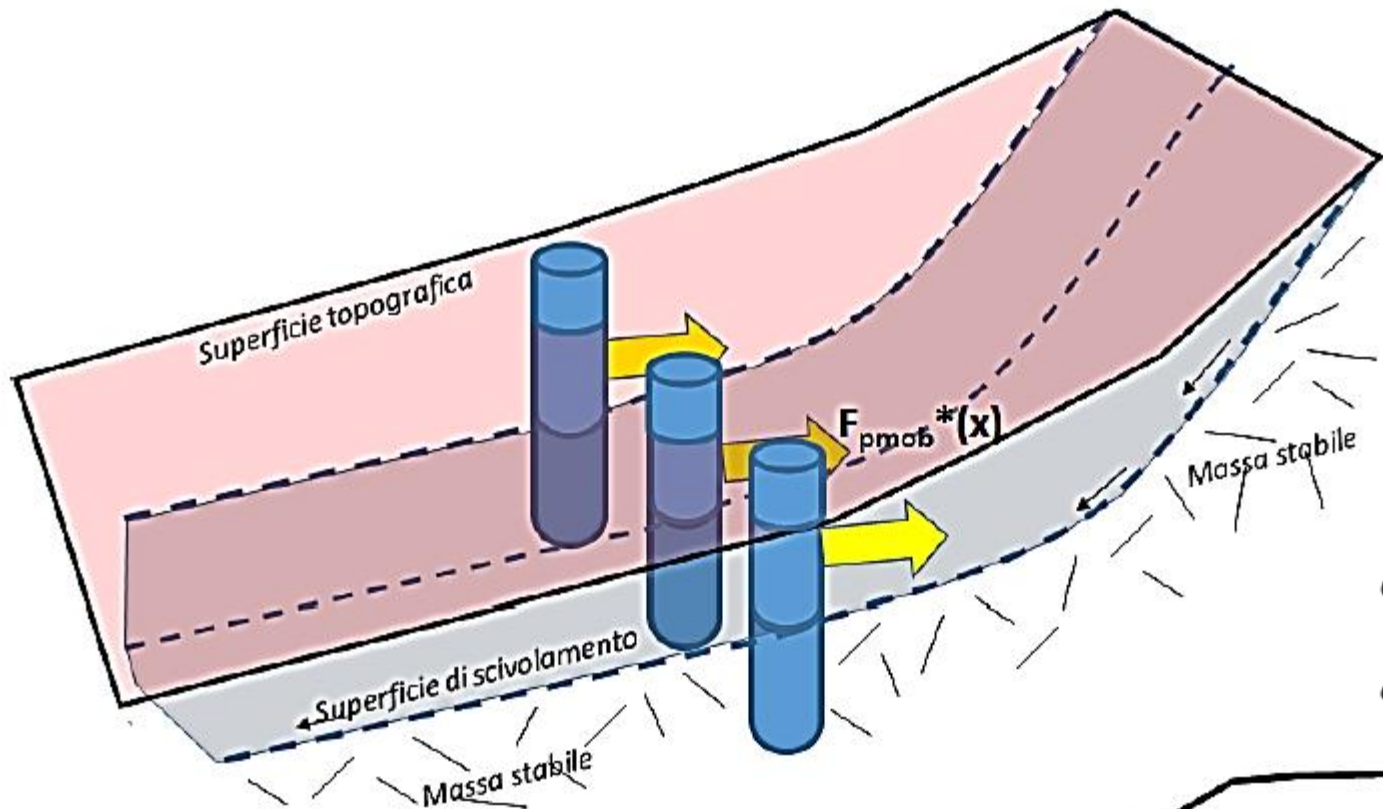
**Criteria  
scelto  
dall'utente**



**Valore finale  
 $Fp$ (mobilitato)**

## Possibili posizionamenti palificate ( fino a 12 linee contemporaneamente)

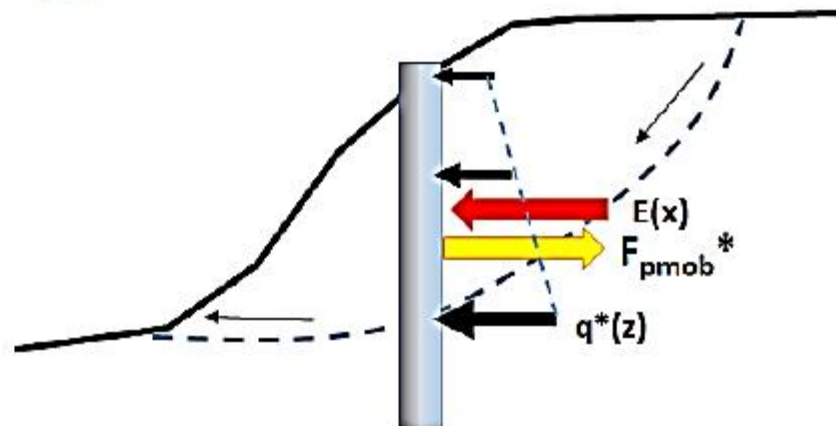




$$\alpha_m^* = \frac{F_{p_{mob}}^*}{F_p}$$

$$q^*(z) = q(z)\alpha_m^*$$

**Reazione finale dei pali mobilizzata,  $F_{p_{mob}}^*(x)$ , che entra nel complesso sistema di forze interne alla massa potenzialmente scivolante ..., e distribuzioni delle forze sui pali  $q^*(z)$ ,**



## **É tuttavia importante ricordare che:**

**1. Nel caso di palificate di lunghezza insufficiente alcune superfici profonde possono ugualmente rendere instabile un pendio.**

**2. La superficie critica trovata per un pendio senza pali di sostegno può non esserlo più in presenza di una palificata.**

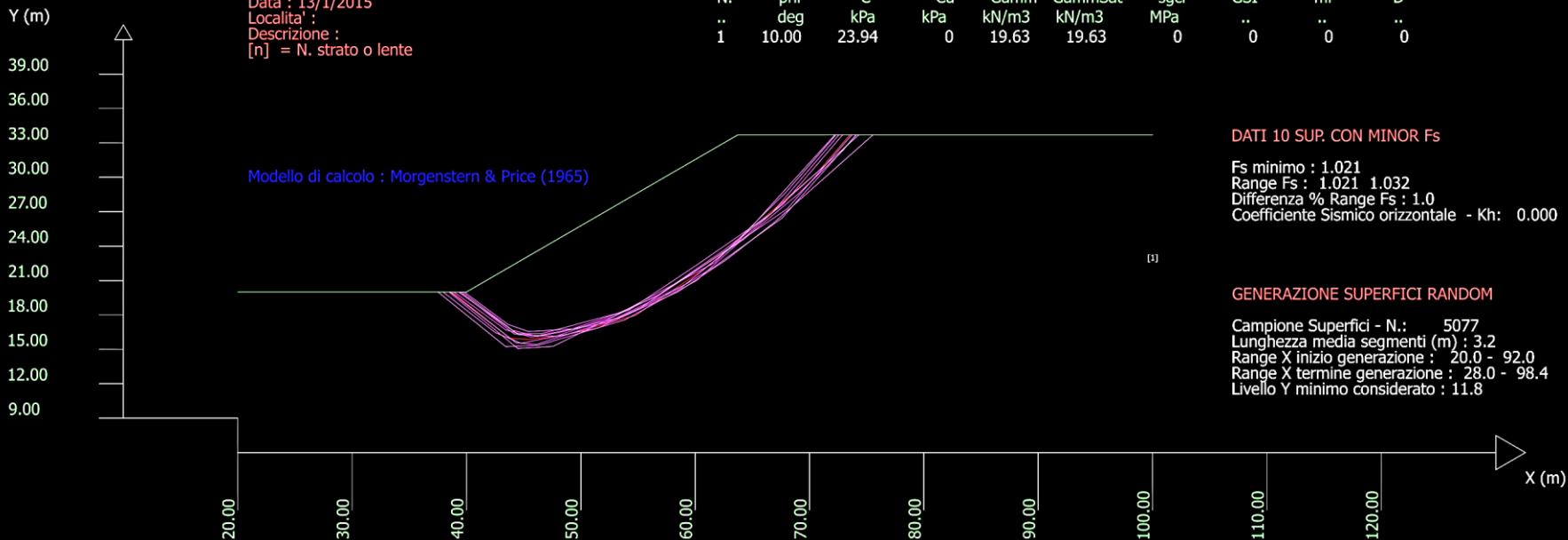
**3. Esistono vari criteri di progettazione che suggeriscono le caratteristiche geometriche limite per palificate, paratie di pali e file di fondazioni a Pozzo, oltre il quale gli interventi risultano non economicamente convenienti o comunque sconsigliati.**

**4. E ' necessario sempre accoppiare la analisi mediante l'equilibrio limite fino qui descritta con un analisi strutturale, per verificare che gli sforzi mobilitati dalla palificata per incrementare il valore complessivo di  $F_s$  non mettano in crisi la struttura**

**5. É importante considerare che ogni palificata viene inserita nel pendio anche come un elemento resistente la taglio, con forma e geometria propria come un qualsiasi strato o lente (vedi slides successive)**

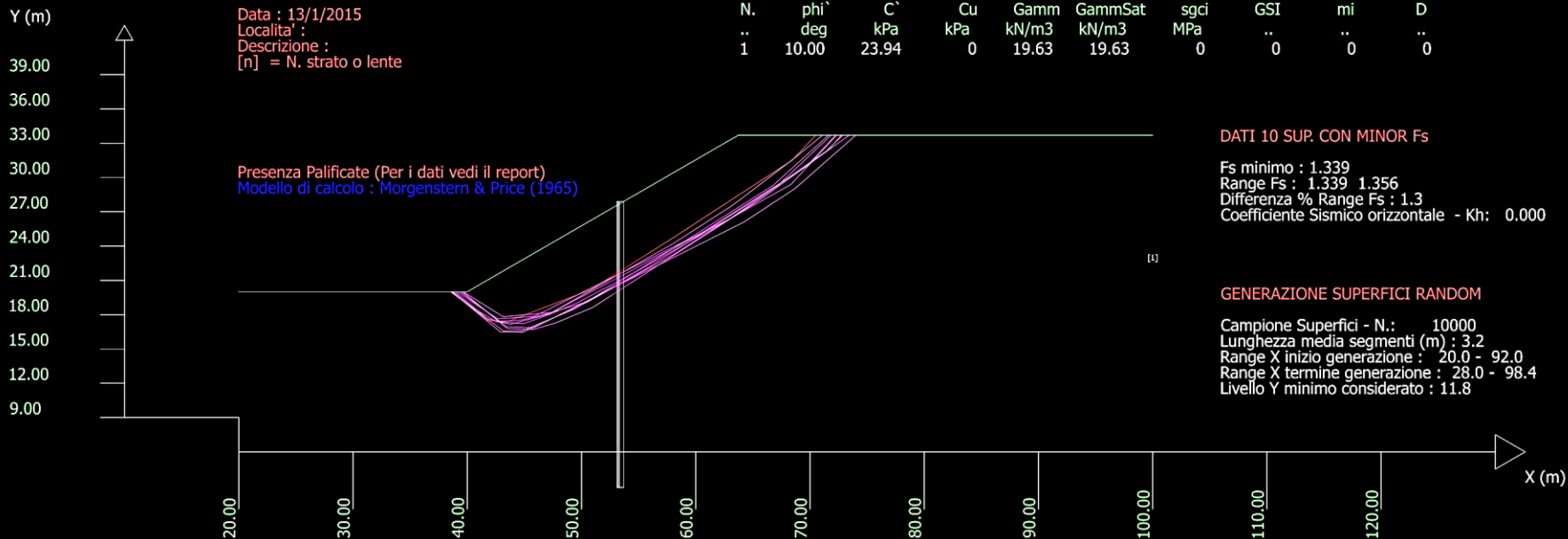
Data : 13/1/2015  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

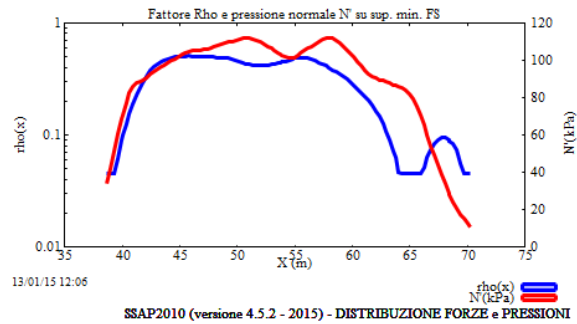
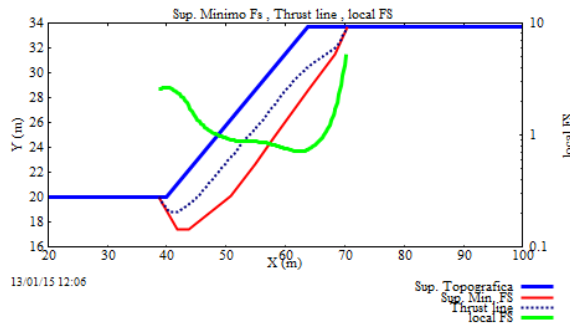
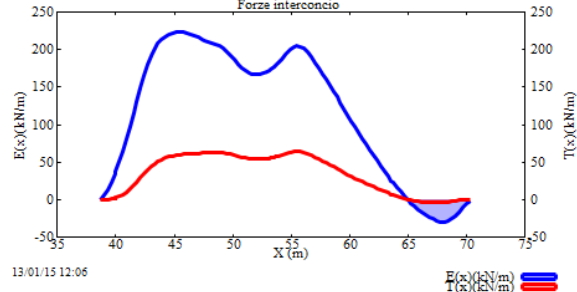
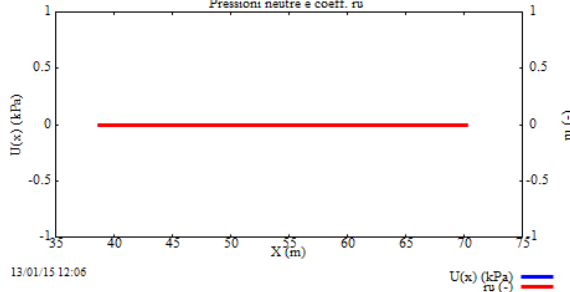
# Parametri Geotecnici degli strati #										
N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D	
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..	
1	10.00	23.94	0	19.63	19.63	0	0	0	0	



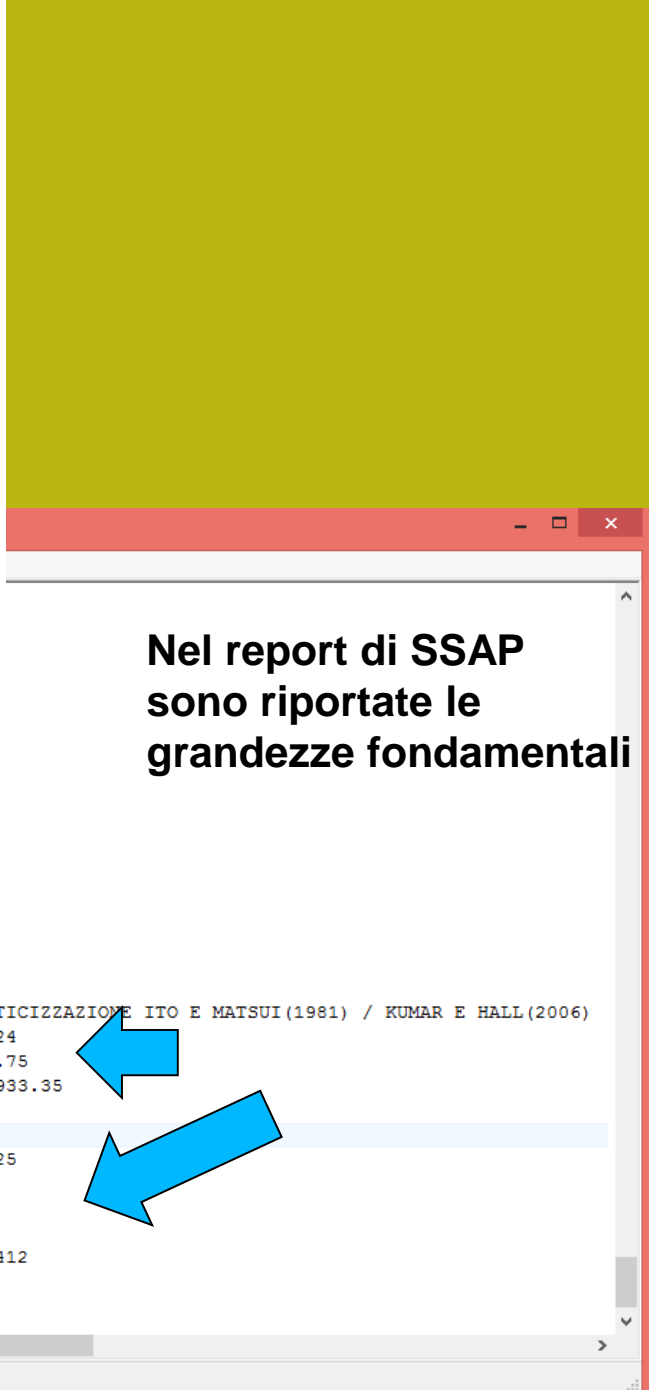
Data : 13/1/2015  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #										
N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgci	GSI	mi	D	
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..	
1	10.00	23.94	0	19.63	19.63	0	0	0	0	





SSAP2010 (versione 4.5.2 - 2015) - DISTRIBUZIONE FORZE e PRESSIONI



**Nel report di SSAP sono riportate le grandezze fondamentali**

PALIFICATA N.1-----

Coordinata X Testa (m):	53.70
Coordinata Y Testa (m):	27.90
Lunghezza pali L (m)* :	25.00
Diametro pali D(m):	0.60
Interasse tra pali D1(m):	1.00
Lunghezza apertura tra pali D2 (m):	0.40
Fattore riduttivo resistenza palificata (NTC 2008):	2.00
Massima % mobilizzazione di resistenza teorica plasticizzazione Suolo-Palo:	50.00

PROFONDITA' SUPERFICIE DI SCORRIMENTO H (m) : 6.02

PENDENZA LOCALE INTERSEZIONE SUP. SCORRIMENTO-PALO Aalpha (gradi) : 28.80

Procedura calcolo automatico forza mobilitata su palificata: ATTIVATA

CRITERIO DI SPINTA ASSUNTO: Minima tra mobilizzazione massima assunta e spinta E(x) reale

--- PARAMETRI MASSIMI TEORICI IN CONDIZIONI DI PLASTICIZZAZIONE INTERFACCIA SUOLO PALO SECONDO TEORIA PLASTICIZZAZIONE ITO E MATSUI(1981) / KUMAR E HALL(2006)

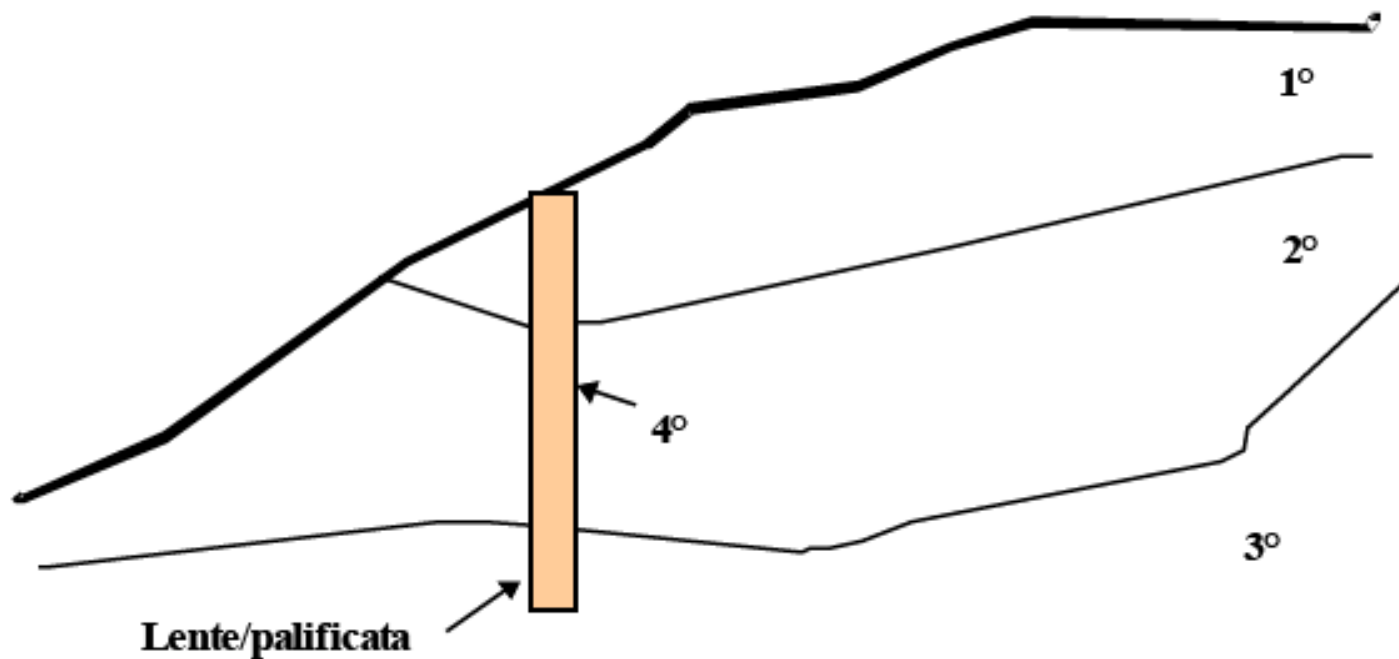
FORZA UNITARIA SU PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA SUPERFICIE	qz0 (kN/m) :	83.24
FORZA UNITARIA su PALO (Massima teorica) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP. SCORRIMENTO	qzmax (kN/m) :	226.75
FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (massima teorica per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA	Fp (kN/m) :	933.35

--- PARAMETRI FORZE E SFORZI MOBILITATI CALCOLATI E APPLICATI NELLA VERIFICA ---

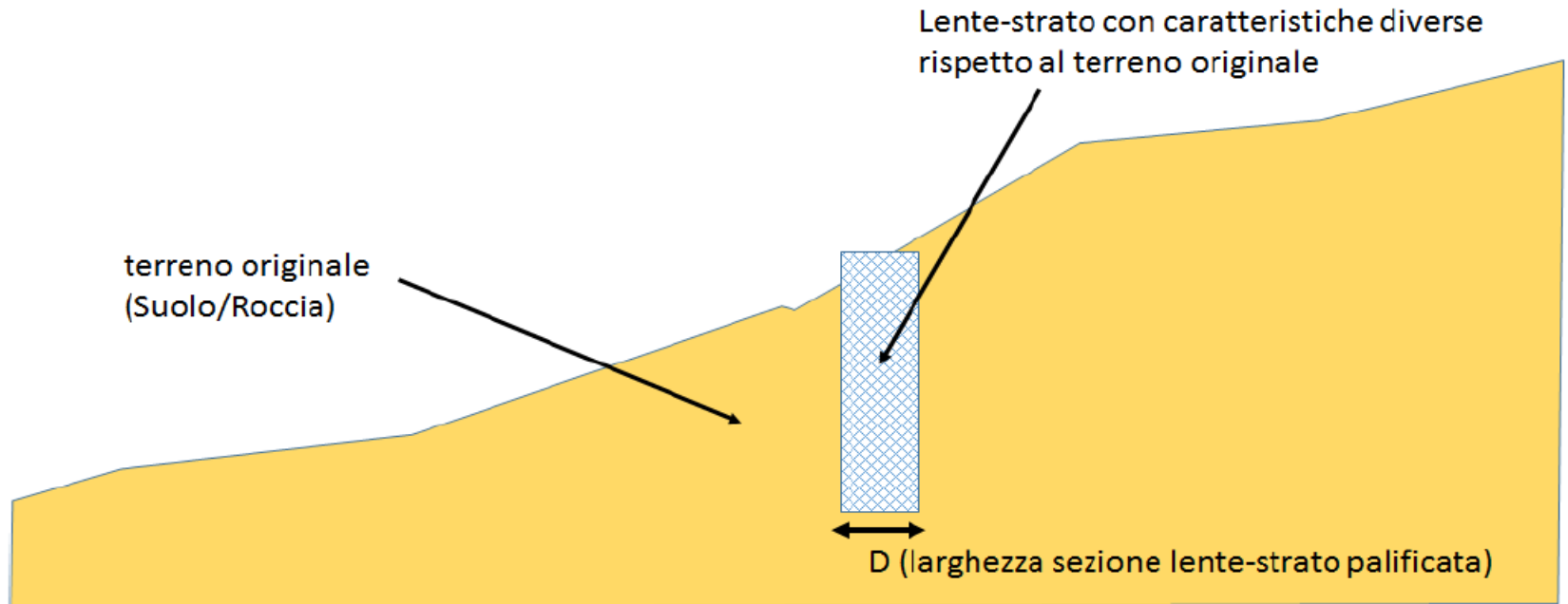
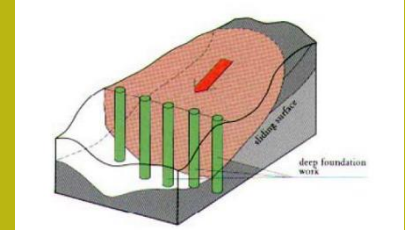
FORZA REAZIONE TOTALE UNITARIA (Mobilizzata per fronte larghezza 1 m) SU PALIFICATA	Fpm (kN/m) :	197.25
COEFFICIENTE DI MOBILIZZAZIONE TOTALE CALCOLATO E APPLICATO	alphaM (-) :	0.2113
FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA SUPERFICIE	qz0m (kN/m) :	17.59
FORZA UNITARIA SU PALO (mobilizzata) LOCALIZZATA ALLA BASE SUP SCORRIMENTO	qzmaxm (kN/m) :	47.92
SFORZO DI TAGLIO (Mobilizzato Stimato) SU PALO LOCALIZZATO SU SUP. SCORRIMENTO	TAUpm (kN/m^2) :	27.412



**Inserimento palificata come strato(tipo lente)  
Con proprio peso di volume, propria geometria, e  
resistenza al taglio**



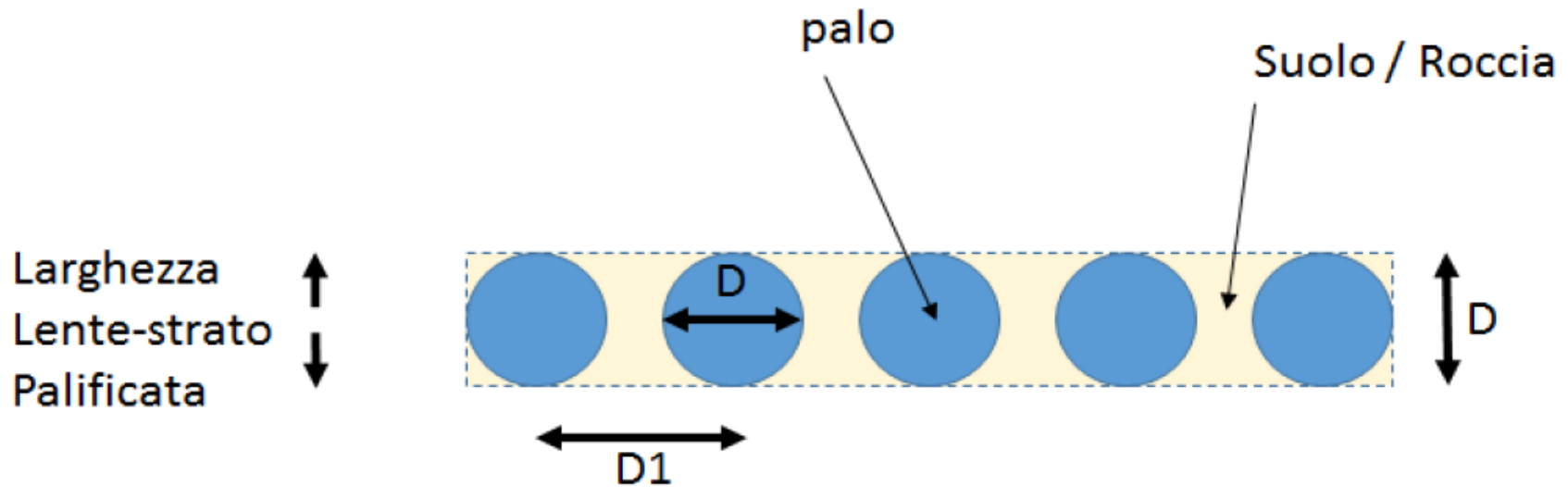
# Valutazione dei parametri geomeccanici di una lente-strato palificata inserita in un pendio



Sezione modello pendio con lente-strato (palificata)

## C.1 Determinazione dei parametri geomeccanici equivalenti di una lente-strato palificata

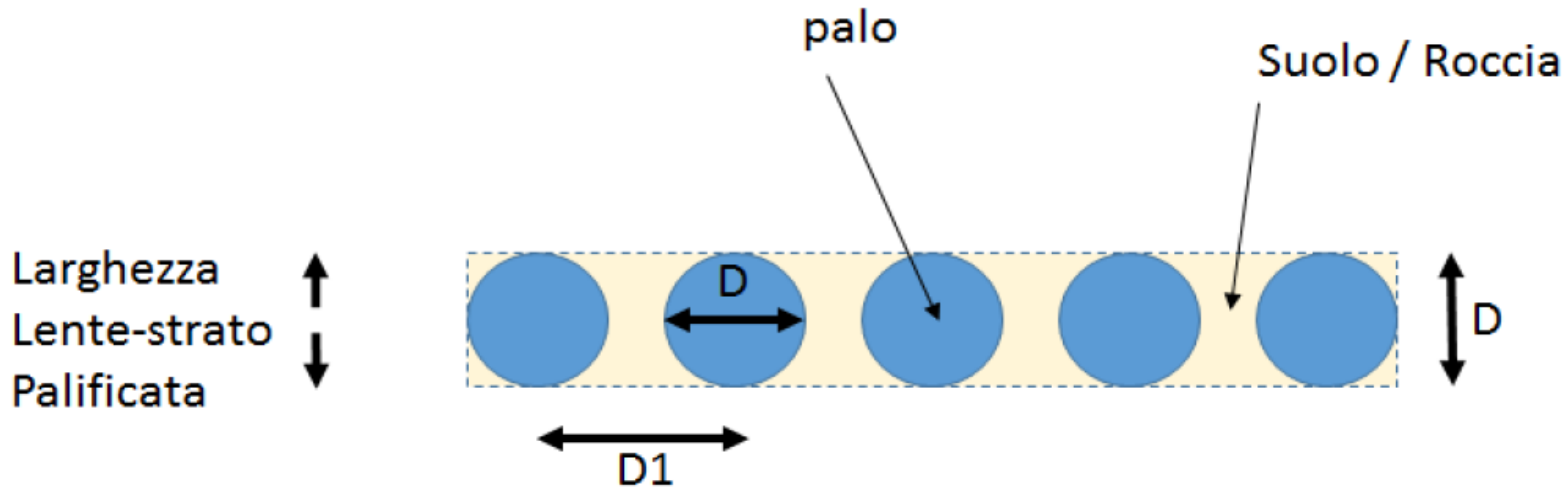
Quando una palificata è inserita in un pendio costituisce un elemento di disomogeneità rispetto alle precedenti proprietà fisico meccaniche, data la differenza, talvolta molto rilevante, di quelle costituenti la palificata rispetto a quelle del terreno/roccia originale. E' quindi auspicabile che la palificata (che ha una massa propria e che occupa un volume, sostituendosi in parte al terreno originale) sia inserita come una lente-strato con propri valori di resistenza al taglio, o di peso unitario.



La figura C.2 presenta una sezione orizzontale della palificata immersa in un terreno preesistente. Abbiamo che  $D1$  = interasse minimo tra i pali (m) e  $D$  = diametro dei pali (m).  $D$  è anche equivalente alla larghezza della nuova lente strato della figura C.1.

Se  $\Omega_{pal}$  è il nuovo parametro geomeccanico generico da utilizzare per la palificata, esso è calcolabile come media ponderata dei rispettivi parametri geomeccanici assegnati al palo  $\Omega_p$  e del suolo/roccia originale  $\Omega_s$ . Ovvero:

$$\Omega_{pal} = \varepsilon \Omega_p + (1 - \varepsilon) \Omega_s \quad C.1$$



Dove  $\mathcal{E}$  è la frazione di volume occupata dai pali entro la lente-strato.  $\mathcal{E}$  è un coefficiente adimensionale che può essere calcolato con la seguente espressione e dipende dalla geometria della palificata:

$$\mathcal{E} = \frac{\pi D}{4 D1} \quad \text{C.2}$$

dove

$D1$  = interasse tra i pali (m)

$D$  = diametro dei pali (m)

$\mathcal{E}$  assume sempre un valore variabile tra 0 (pali infinitamente distanti) e 0.7854 ( $D=D1$  pali a contatto).

## Un esempio pratico

Consideriamo il caso di una palificata con i seguenti parametri:


$$D=0.60 \text{ (m)}$$

$$D_1= 1.8 \text{ (m)}$$

Determiniamo il valore di resistenza al taglio non drenata equivalente ( $C_u$ ) da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$C_{u_s} = 25 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio non drenata del suolo originale)}$$


$$C_{u_p} = 1000 \text{ (kPa)} \text{ (Resistenza al taglio assunta per il calcestruzzo armato del palo)}$$

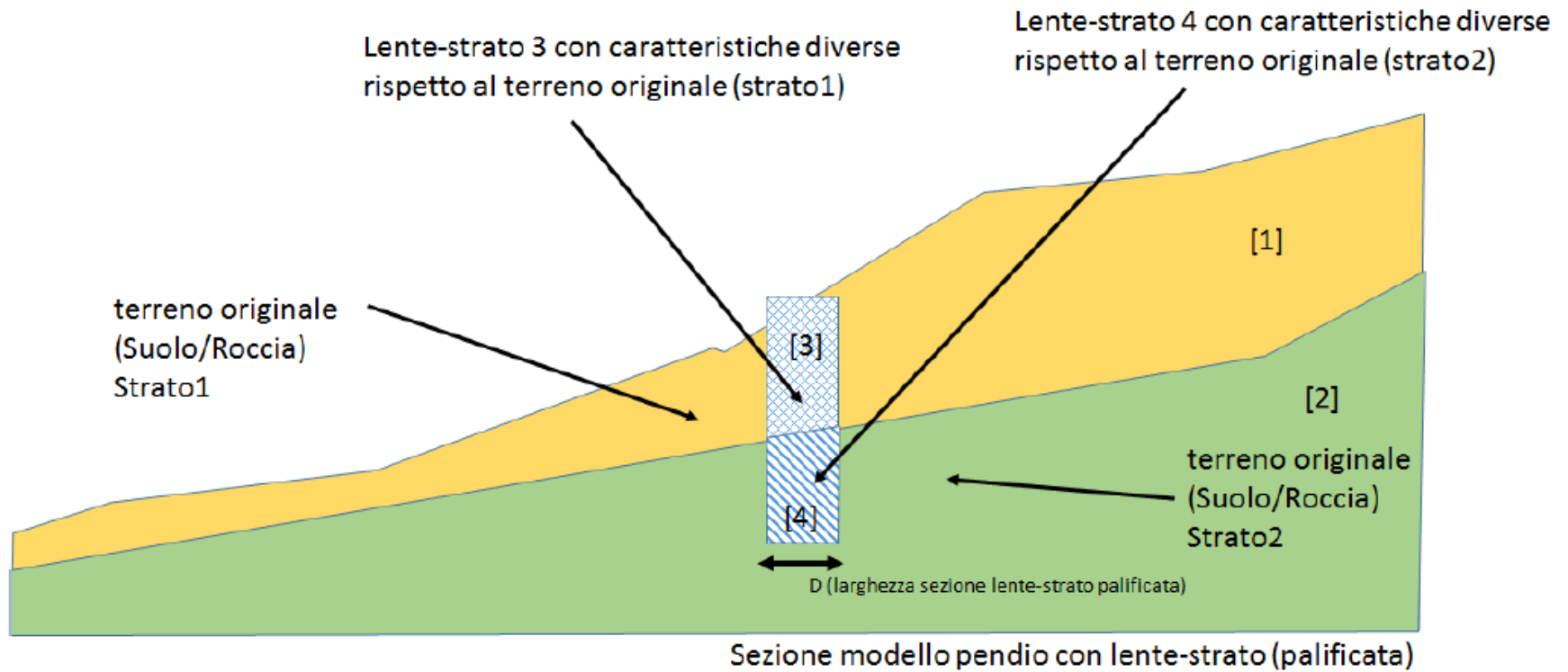
Quindi utilizzando la equazione C.2 avremo che  $\varepsilon = 0.26$ . Successivamente, utilizzando la equazione C.1, avremo che  $C_{u_{pal}} = 278.5 \text{ (kPa)}$ . 

Determiniamo il valore del peso unitario equivalente da applicare alla palificata inserita come lente entro il pendio secondo le convenzioni del programma SSAP considerando che:

$$\gamma_s = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del suolo originale)}$$

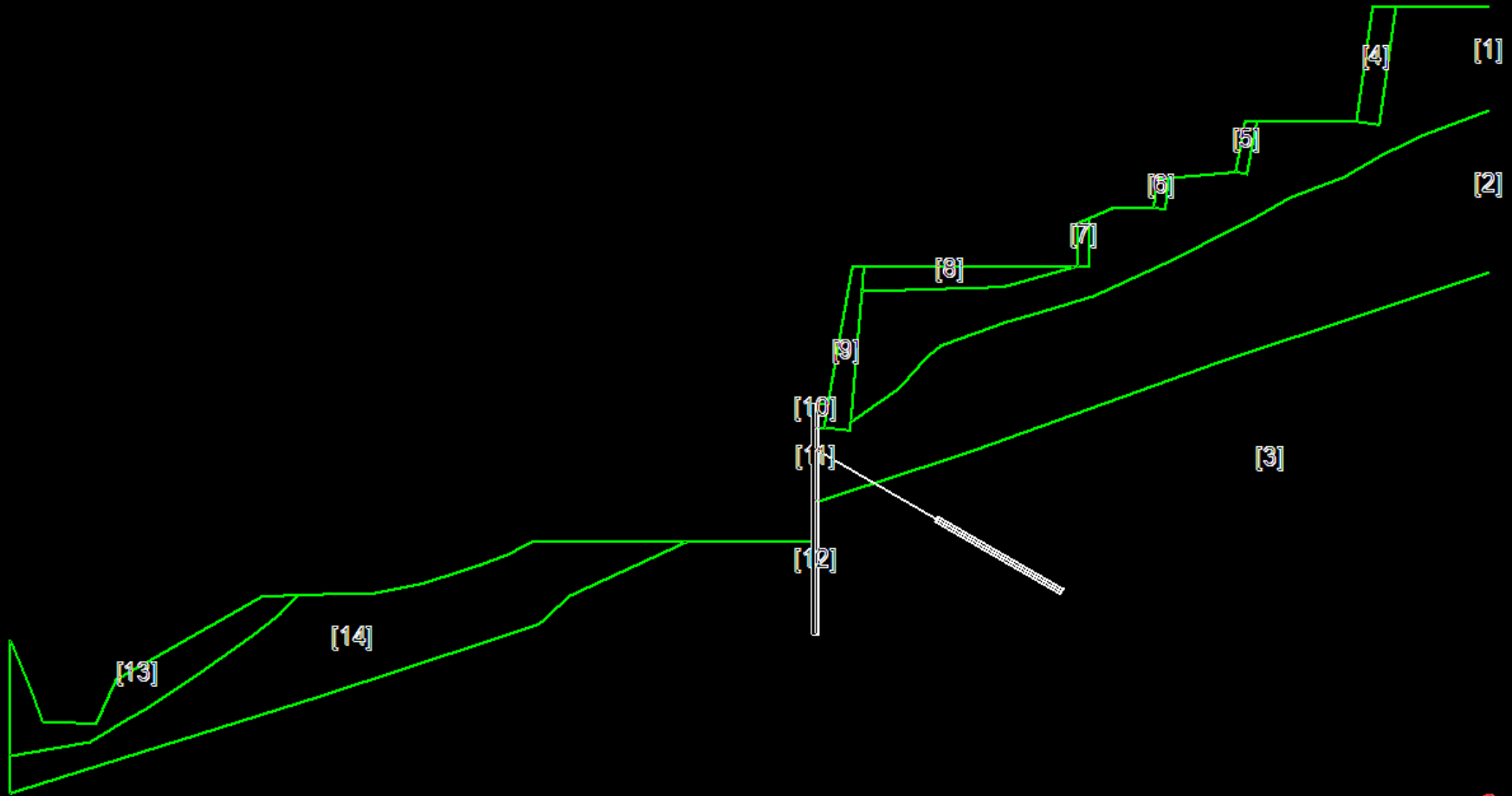
$$\gamma_p = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{ (peso unitario o di volume del calcestruzzo del palo)}$$

Utilizzando la equazione C.1, avremo che  $\gamma_{pal} = 20.56 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ . 



**Nota Importante:** La modifica dell'interasse o del diametro dei pali modificherà i valori corrispondenti di  $\mathcal{E}$  e quindi è necessario ricalcolare opportunamente i valori dei nuovi parametri geomeccanici equivalenti della lente-strato palificata. È importante considerare il caso di palificate che attraversano più di uno strato. Un approccio rigoroso consiglia di considerare diverse lenti-strato palificate in corrispondenza di ogni strato del pendio attraversato. Nell'esempio in figura C.4 è riportato un pendio con una palificata che attraversa due strati. La porzione della palificata è attraversata da due lenti strato che avranno caratteristiche differenti in virtù della differenze di parametri geomeccanici esistenti tra gli strati 1 e 2.

# Studio e pratica su un esempio reale con tiranti e pali in rocce tenere (provincia di la spezia) :



Cartella esempi corso : **gulf\_star\sez-D**

# Geogriglie Geotessili E Terre armate

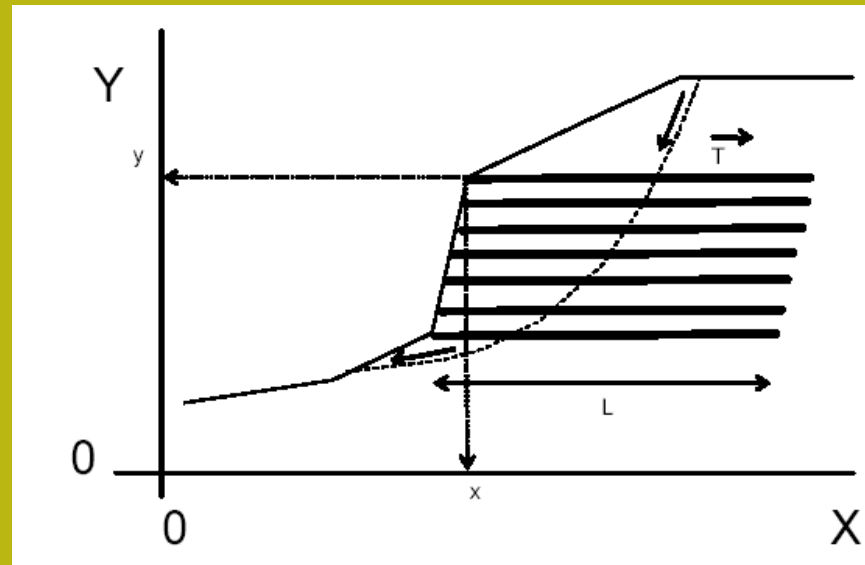
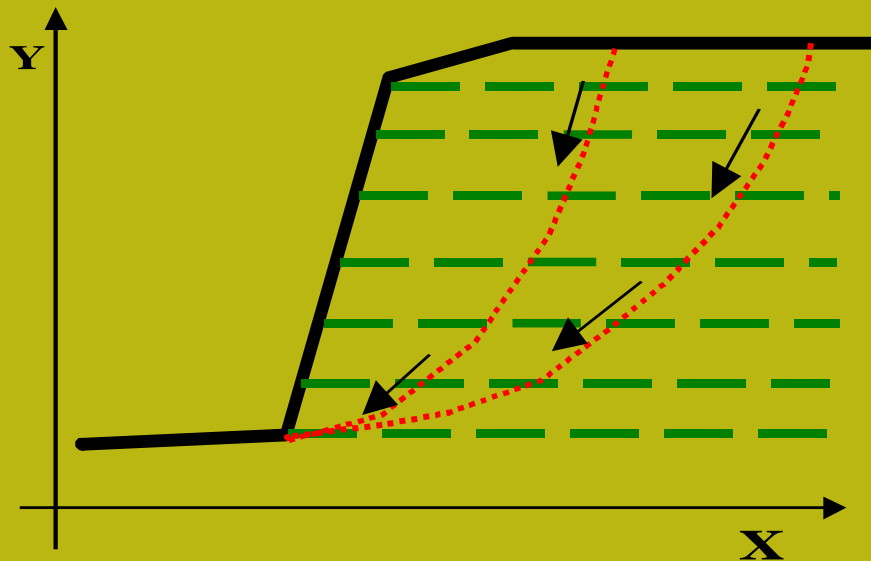
Le strutture in terra rinforzata sono correntemente utilizzate per la stabilizzazione di scarpate artificiali e rilevati..

La stabilità complessiva di un pendio dove è presente un sistema di geogriglie deve essere effettuata tenendo conto della tensione o resistenza massima di progetto, della posizione, lunghezza di ciascuna delle geogriglie presenti e della interazione con le varie superfici di scivolamento possibili

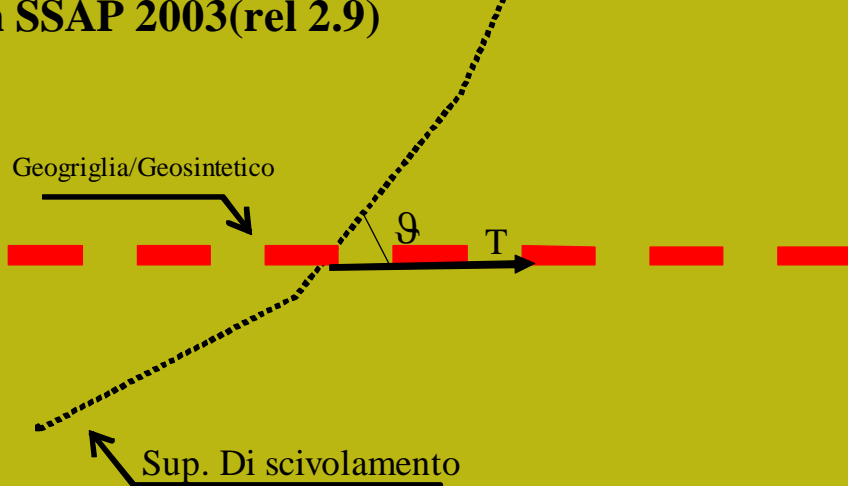
La resistenza massima unitaria di progetto e la lunghezza di ogni geogriglia deve essere determinata mediante i correnti metodi di progettazione che tengono conto della stabilità interna dell'opera(collasso, superamento di resistenza delle armature, sfilamento ecc.). Vedasi a questo proposito: Jewell (1990,1991), Greenwood(1990), FHWA (1997).



# geogriglie



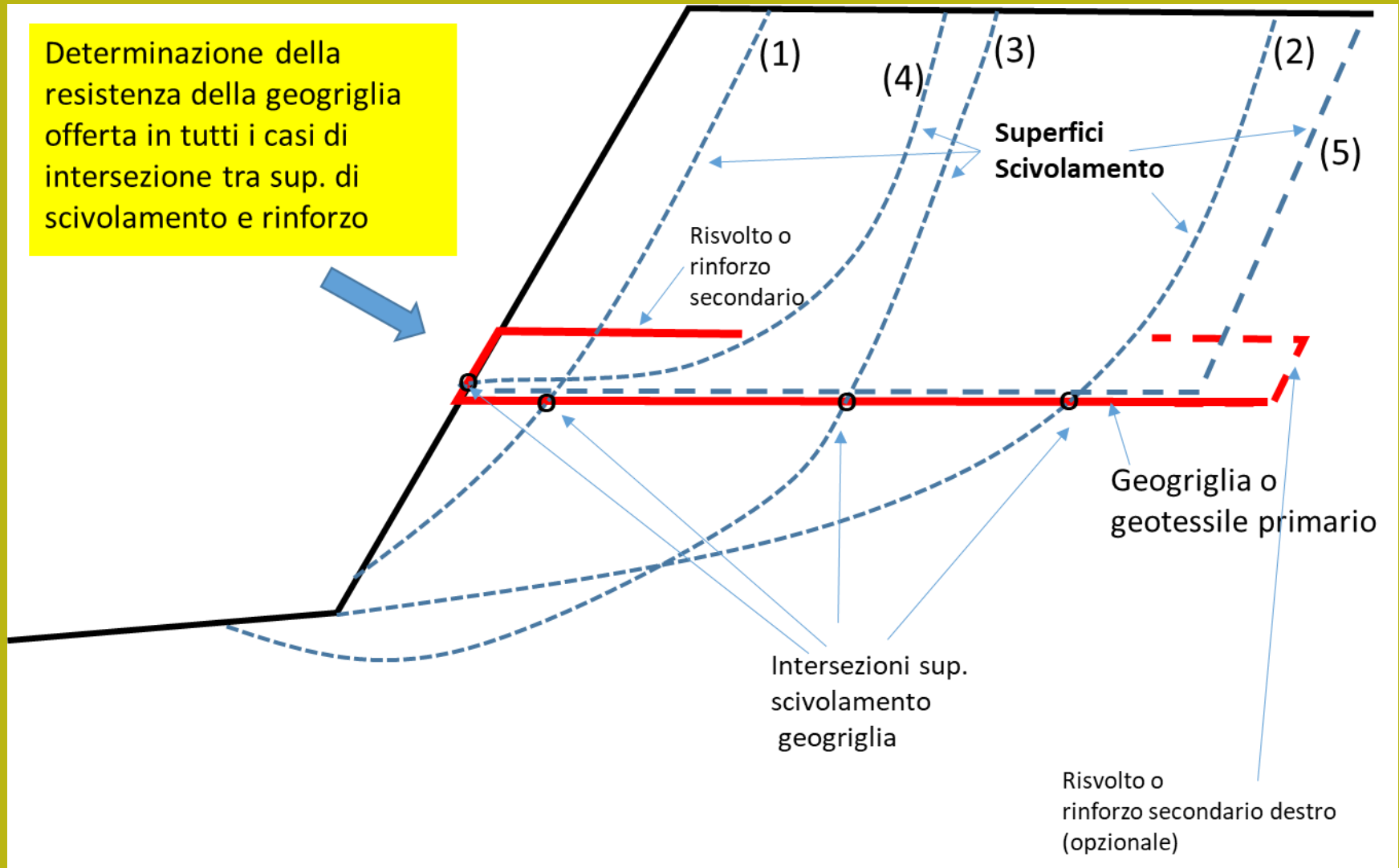
**Notazione introdotta e usata.  
In SSAP 2003(rel 2.9)**



<b>X</b>	(in m)
<b>y</b>	(in m)
<b>Lunghezza - L</b>	(in m)
<b>Res. Unit.</b>	(in kN/m)
<b>Trazione T</b>	
<b>Coeff. fb</b>	(adimensionale)
<b>Coeff <math>\alpha</math></b>	(adimensionale)
<b>Lunghezza risolto Lw</b>	(in m)

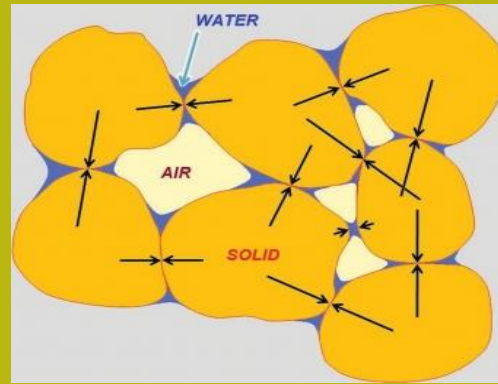
# Geogriglie/Geotessili e Terre armate

Determinazione della resistenza della geogriglia offerta in tutti i casi di intersezione tra sup. di scivolamento e rinforzo



In un sistema di terre armate, Esiste una molteplicita' di forme e di potenziali superficie di scivolamento

# Principi fisici di interazione terreno e armature e funzionamento delle terre armate - alternativa alla fisica dei castelli di sabbia (Leshchinsky, 2010)



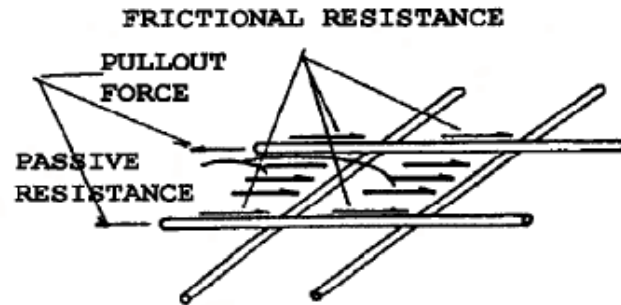
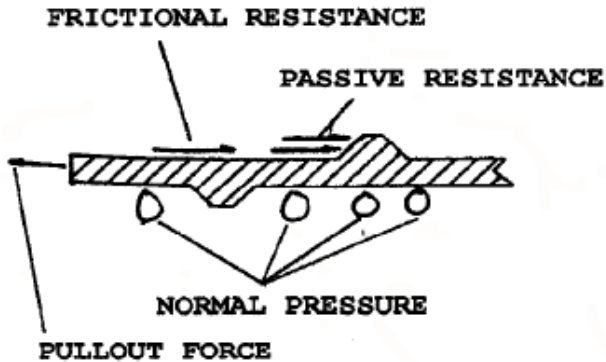
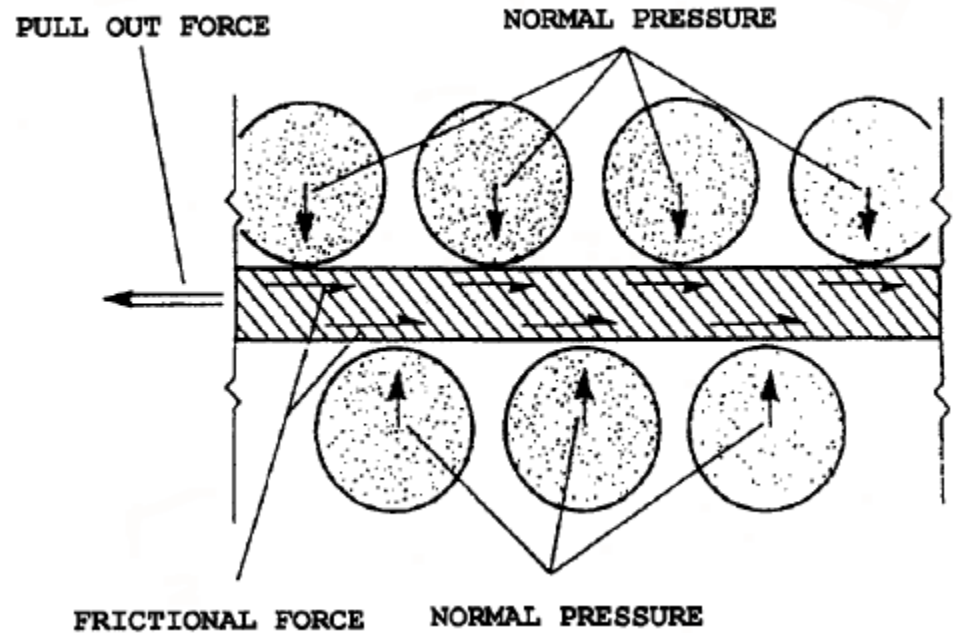
*“.. Non ci si deve meravigliare che alcuni ingegneri geotecnici considerano la coesione come “l’invenzione del diavolo” (es. Un poco di coesione rende stabile anche un pendio sabbioso a forte pendenza). Affidandosi però a questo concetto sbagliato si può arrivare al disastro..“*

*“fortunatamente l’alternativa alla coesione apparente (dovuta alla suzione n.d.t.) è il rinforzo dei geosintetici. Esso ha un impatto equivalente della coesione, perchè questi materiali costruiti dall’uomo sono prevedibili affidabili, durevoli e possono essere facilmente integrabili nell’analisi geotecnica..”*

Da : Leshchinsky D. 2010. Geosynthetic reinforced walls and steep slopes: *Is it magic?*.  
[http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0610\\_f2\\_slopes.html](http://geosyntheticsmagazine.com/articles/0610_f2_slopes.html)

# Interazione base terreno struttura

## Attrito per sviluppo di res. Passiva ....



B) SOIL PASSIVE (BEARING) RESISTANCE ON REINFORCEMENT SURFACES

**La interazione terreno -armature e' un sistema complesso che dipende da vari fattori:**

**Caratteristiche terreno e stato tensionale interno opera in terra**

**Interazione tra geotessile e terreno**

**Resistenza tensionale ultima e di progetto del geotessile**

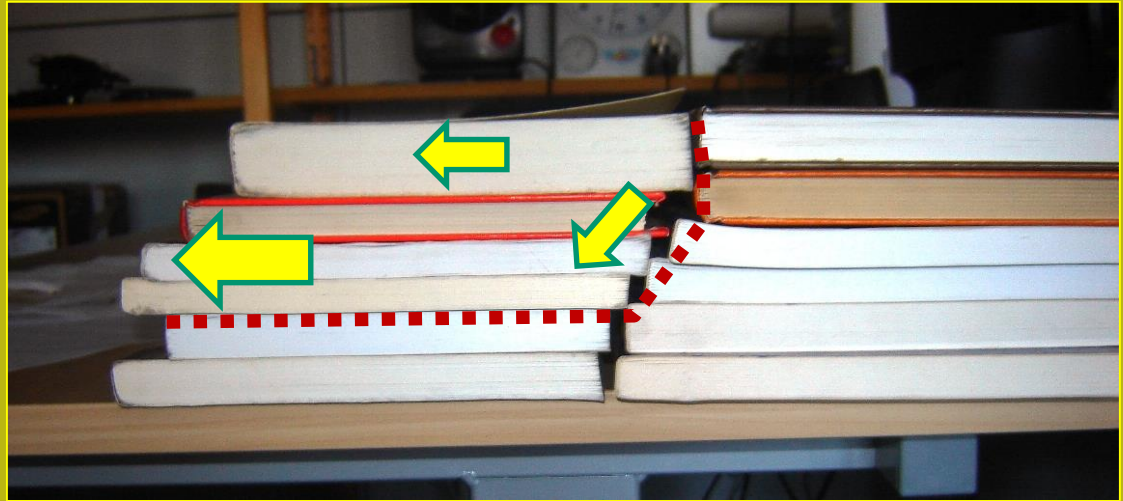
**Resistenza allo sfilamento del geotessile (pullout)**

**Distribuzione Spinta attiva e suo contrasto a opera del sistema dei rinforzi**

**Protezione superficie esterna da erosione e progetto contenimento**

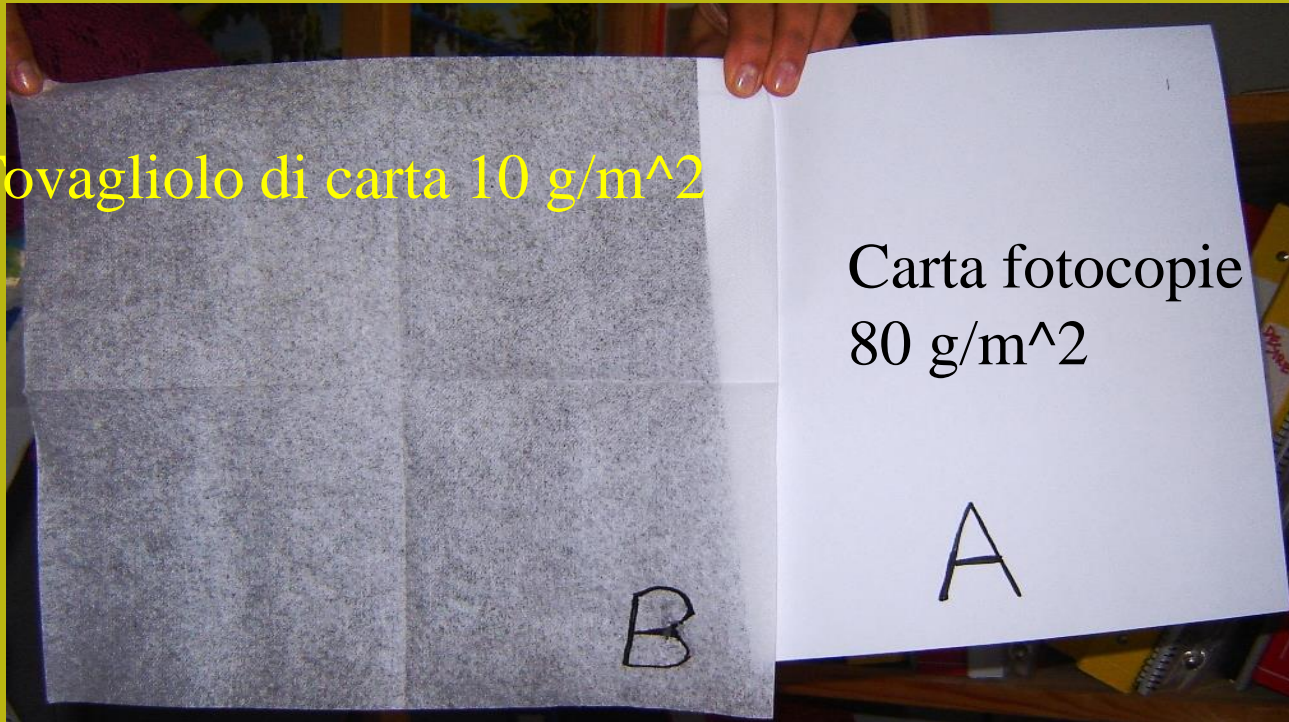
**Geometria opera e progetto sistema dei rinforzi e paramento**

**Cenni dei Principi fisici  
di interazione tra  
terreno e armature:  
simulazione effetti  
geotessile**



Pseudo pendio

Tovagliolo di carta 10 g/m<sup>2</sup>



Carta fotocopie  
80 g/m<sup>2</sup>

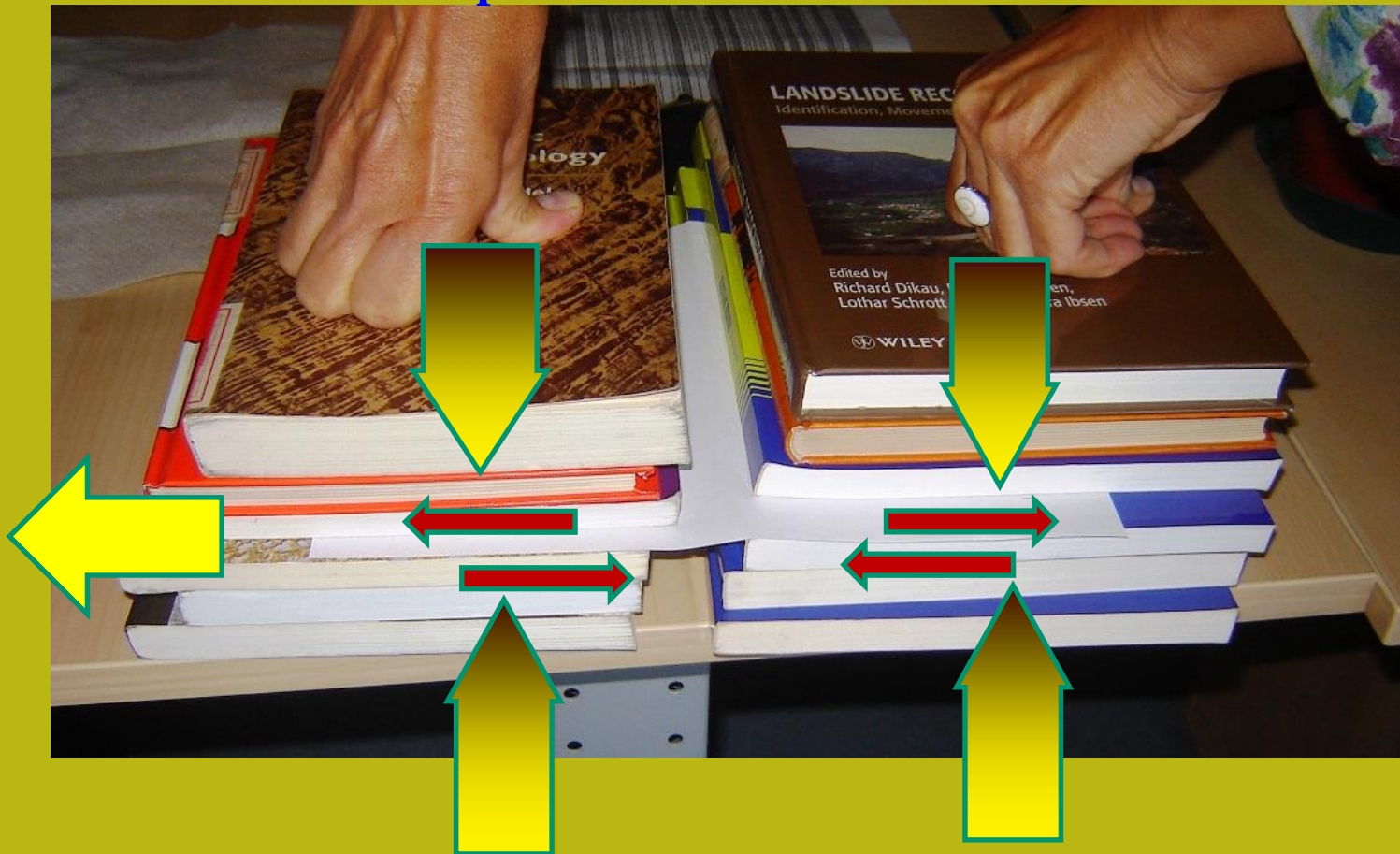
B

A

Pseudo  
Geotessili

# Cenni Principi fisici di interazione terreno e armature – simulazione effetti geotessile

Stato tensionale e res. al taglio terreno geotessile  
Che contrastano la spinta attiva



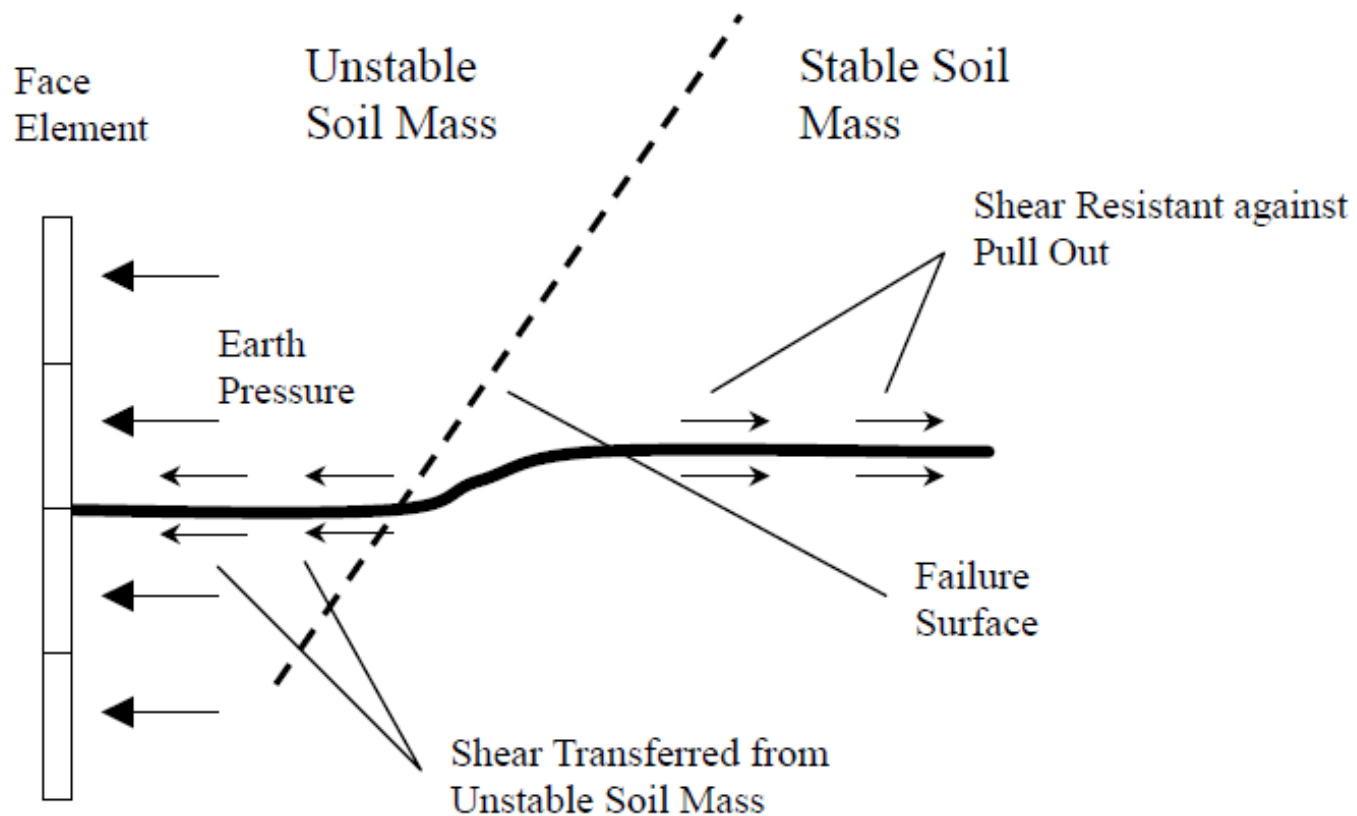
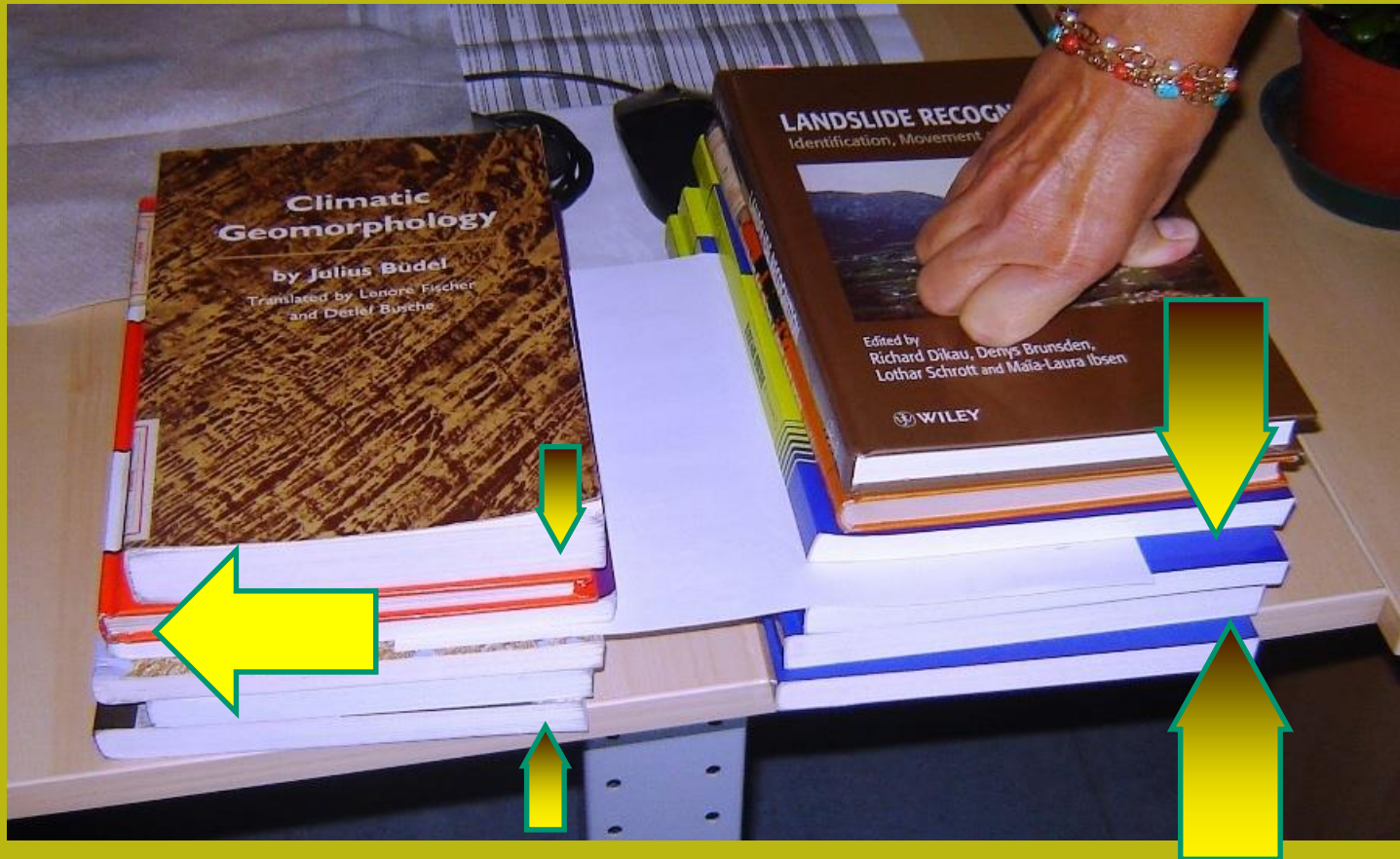


Figure 2.3.1 Reinforcing mechanism of reinforced soil retaining structures (after Huasman, 1990).

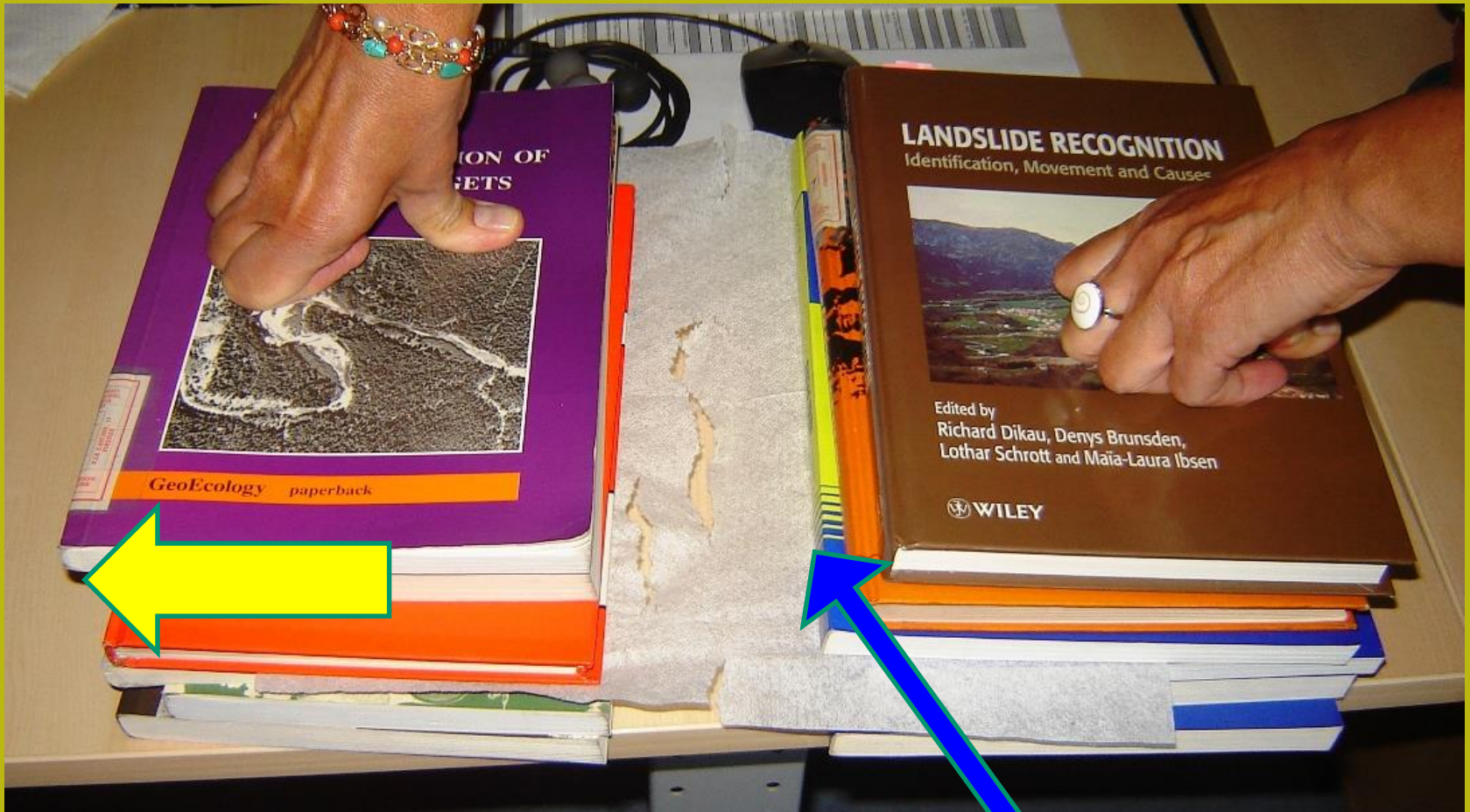


## Instabilità per sfilamento (pullout)



**La resistenza tensionale del geotessile è adeguata ma la resistenza allo sfilamento no..!! (scarso attrito dovuto a terreno, pressione di confinamento o tipo di geotessile .. o tutti e tre)**

# Rottura o deformazione eccessiva geotessile



La resistenza tensionale del geotessile **NON** è adeguata. È inferiore a quella richiesta anche se la resistenza allo sfilamento sarebbe sufficiente

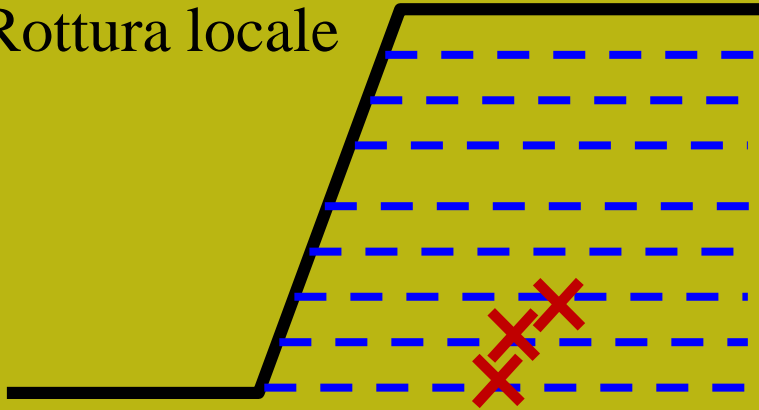
## Sistema adeguato di rinforzi (spaziatura, resistenza, lunghezza , risvolti)



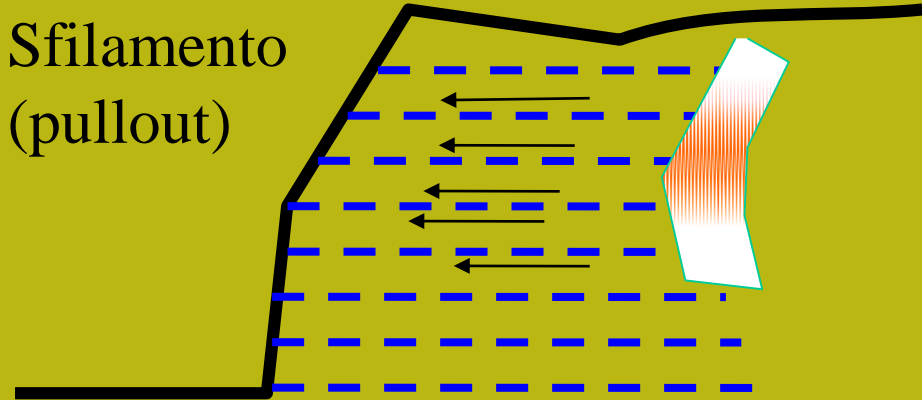
**L'unione fa la forza ... ma solo se il tutto è ben progettato....**

# Processi di rottura e collasso in terre armate

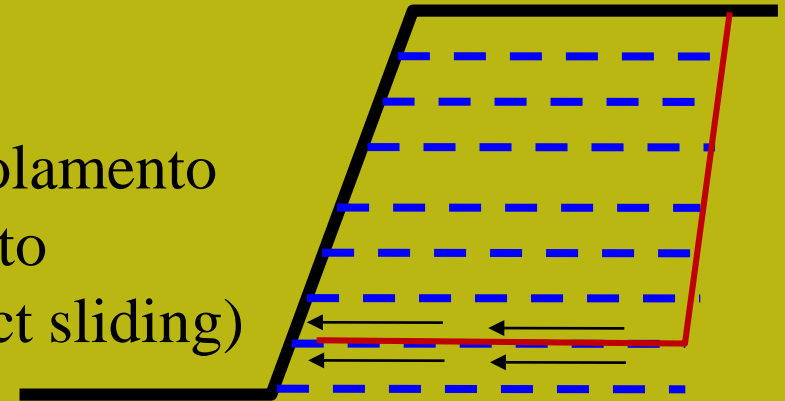
Rottura locale



Sfilamento  
(pullout)



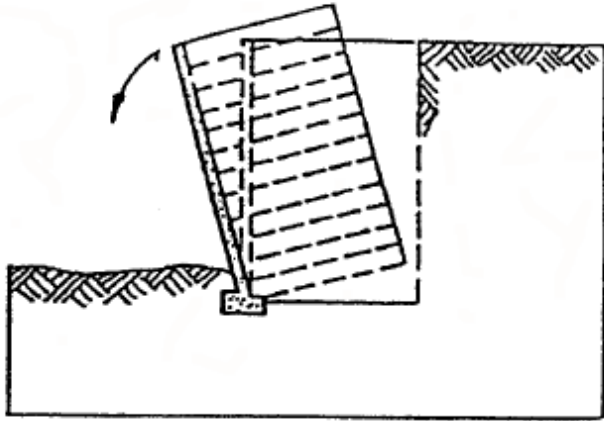
Scivolamento  
Diretto  
(direct sliding)



## Verifiche stabilità interna

(sfilamento, rottura dei rinforzi, scivolamento diretto)

# Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità di una TA

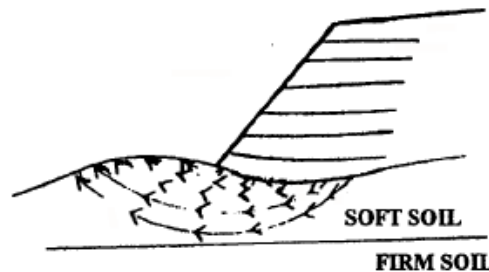


(b) Overturning (eccentricity)

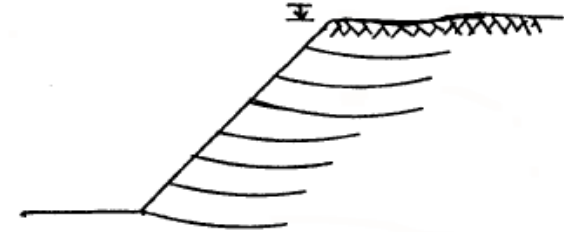


B) DEEP SEATED OVERALL INSTABILITY

**Verifiche stabilità  
esterna  
(capacità portante  
e ribaltamento,  
Scivolamento  
rotazionale,  
Cedimento... )**

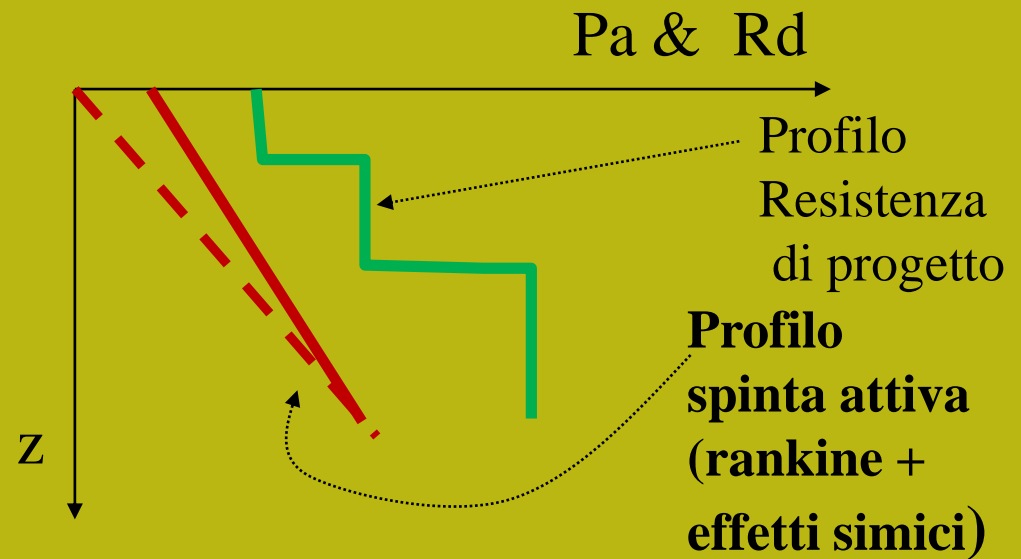
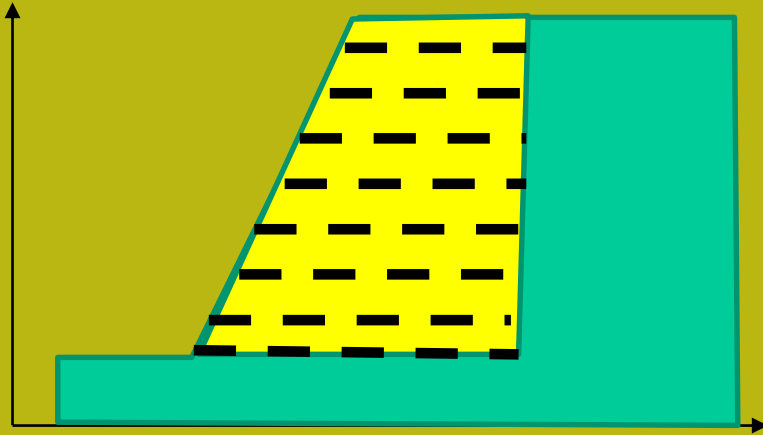


C) LOCAL BEARING CAPACITY (LATERAL SQUEEZE) FAILURE



D) EXCESSIVE SETTLEMENT

# Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA

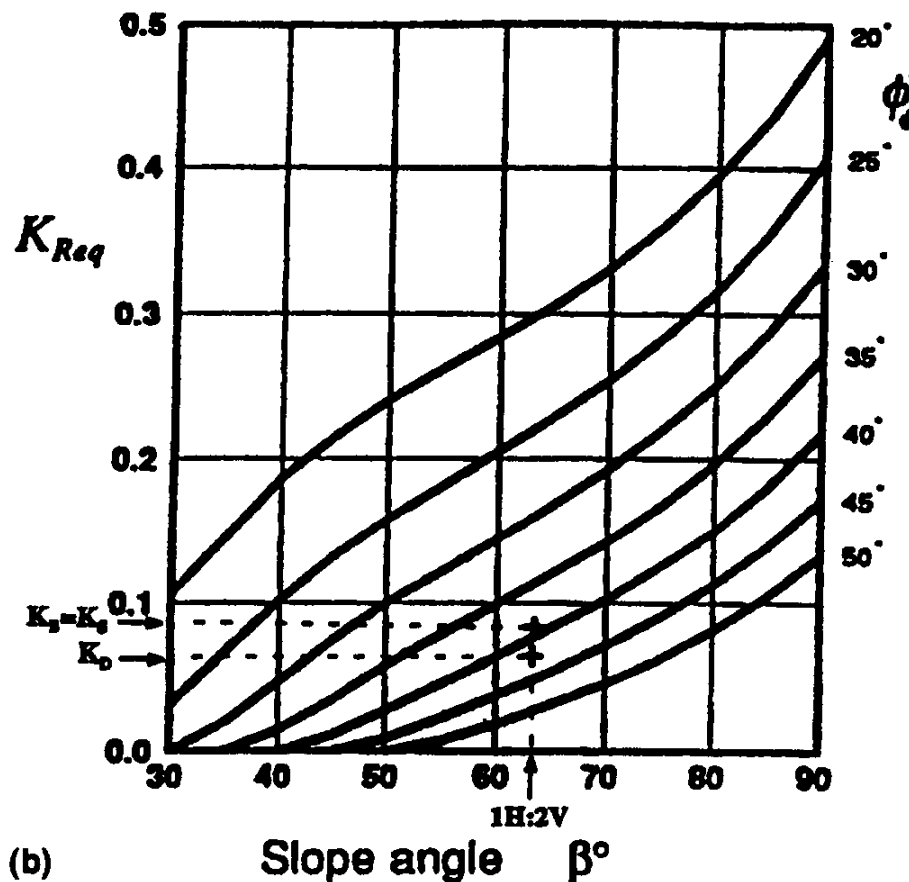


## Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

Abachi e nomogrammi  
Per la progettazione  
e valutazione della  
resistenza di progetto  
che il sistema di  
rinforzi globalmente  
deve offrire.

Resist. alla spinta attiva,  
Resistenza allo sfilamento  
Direct sliding,  
Capacità portante....

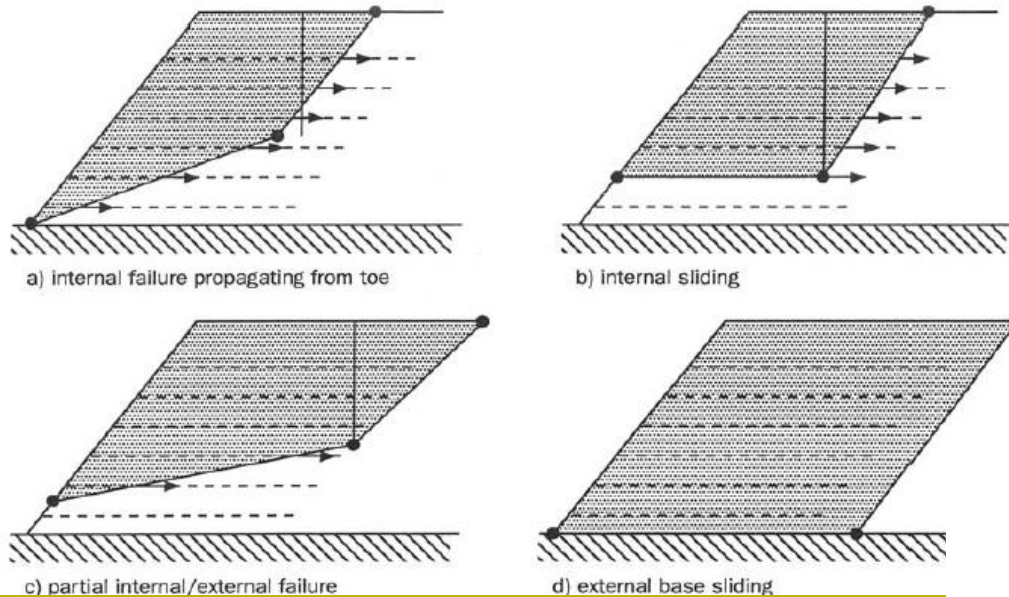
È sufficiente un foglio  
elettronico .. Ma ci sono programmi specifici







# Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software



**Verifiche di stabilità interna  
All'equilibrio limite**

**Sist. 2 concii e  
Equilibrio dei momenti**

**Vengono usati per il  
dimensionamento  
E verifica stabilità interna**

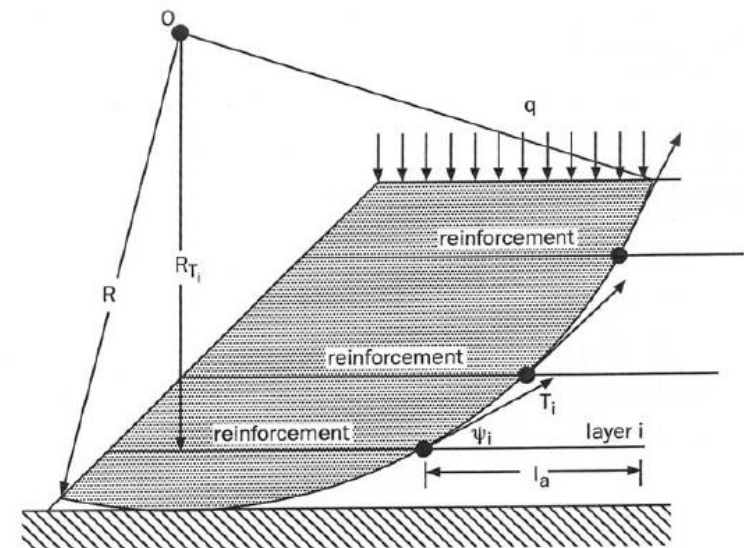
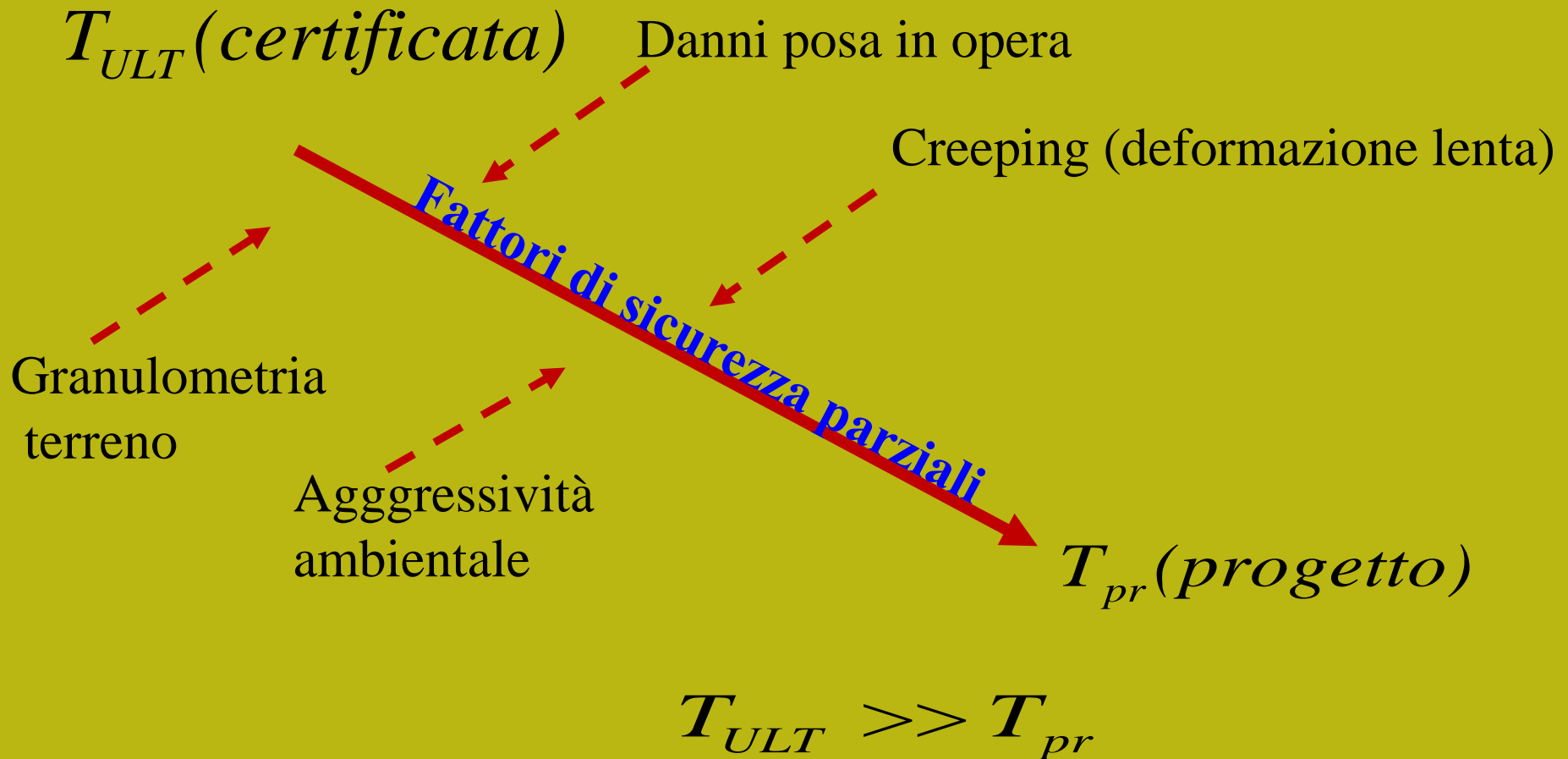


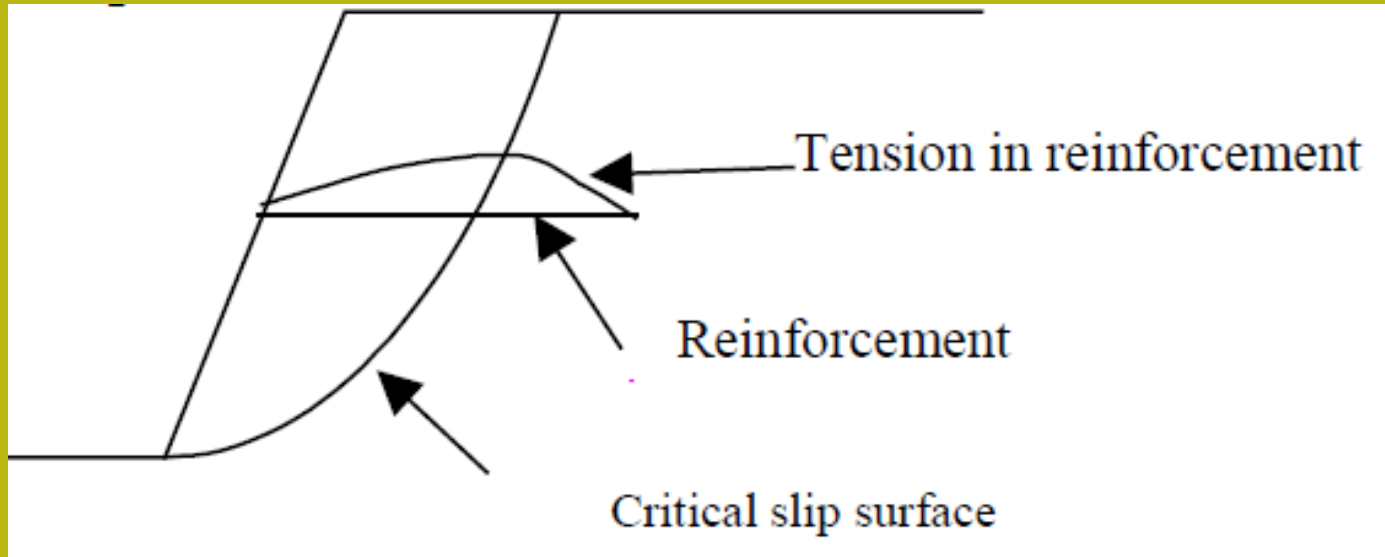
Figure 7: Circular Slip Analysis and Method of Slices for Reinforced Slope

# Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA

La Resistenza tensionale ultima  $T_{ult}$   
e di progetto  $T_{pr}$  di un geotessile (in kN/m)



## Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA



Nei fatti all'interno della terra armata

La resistenza assunta per ogni armatura è sempre la minore tra quelle di progetto

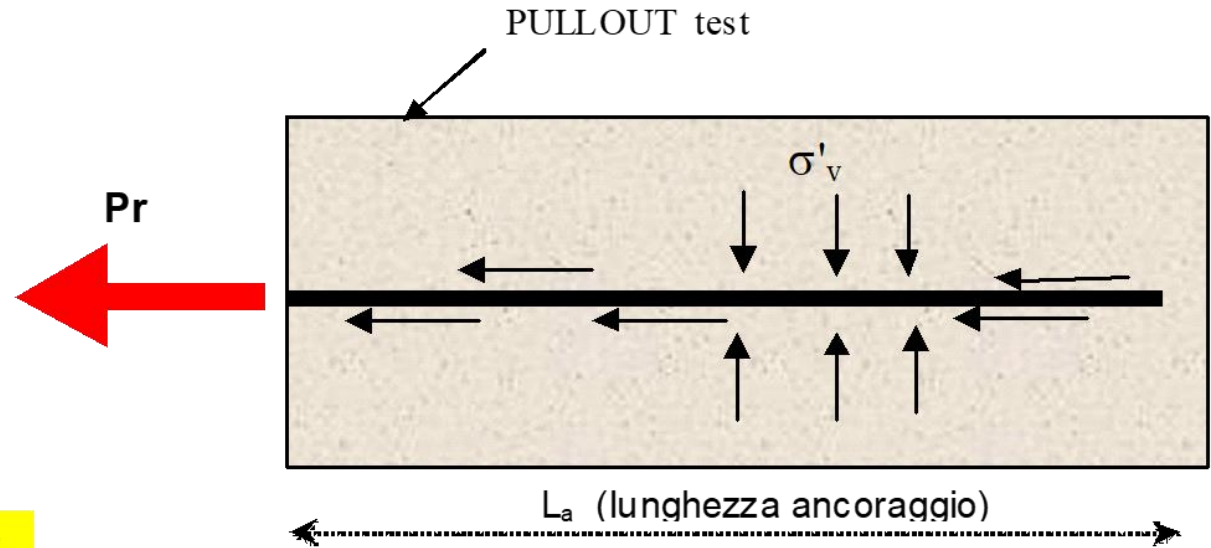
La tensione di resistenza al pullout.

A questa si aggiunge la connessione rivestimento – geosintetico (caso dei MSW)

$$T_d = \min[T_{pr}, P_r, \dots]$$

# Cenni sui criteri di progettazione e verifica di stabilità interna di una TA

Resistenza allo sfilamento (pullout)



$$Pr = 2 f_b \tan \phi' \sigma'_v L_a$$

$f_b$

coefficiente di interazione suolo/geogriglia-geosintetico; variabile, a seconda di tipo di geosintetico/geogriglia, tra 0.6 e 1.0. Tale parametro è indicato nelle caratteristiche tecniche della geogriglia /geosintetico

*Dovrebbe sempre essere sempre così'....*

$$L_a = \min(L_s, L_d) \quad (2.14)$$

dove

$L_s$  = lunghezza della geogriglia a sinistra della intersezione con la superficie di scivolamento

$L_d$  = lunghezza della geogriglia a destra della intersezione con la superficie di scivolamento.

In entrambi i casi le lunghezze a sinistra e a destra includono gli eventuali risvolti nel caso la lunghezza degli stessi sia >0 per la geogriglia presa in esame.

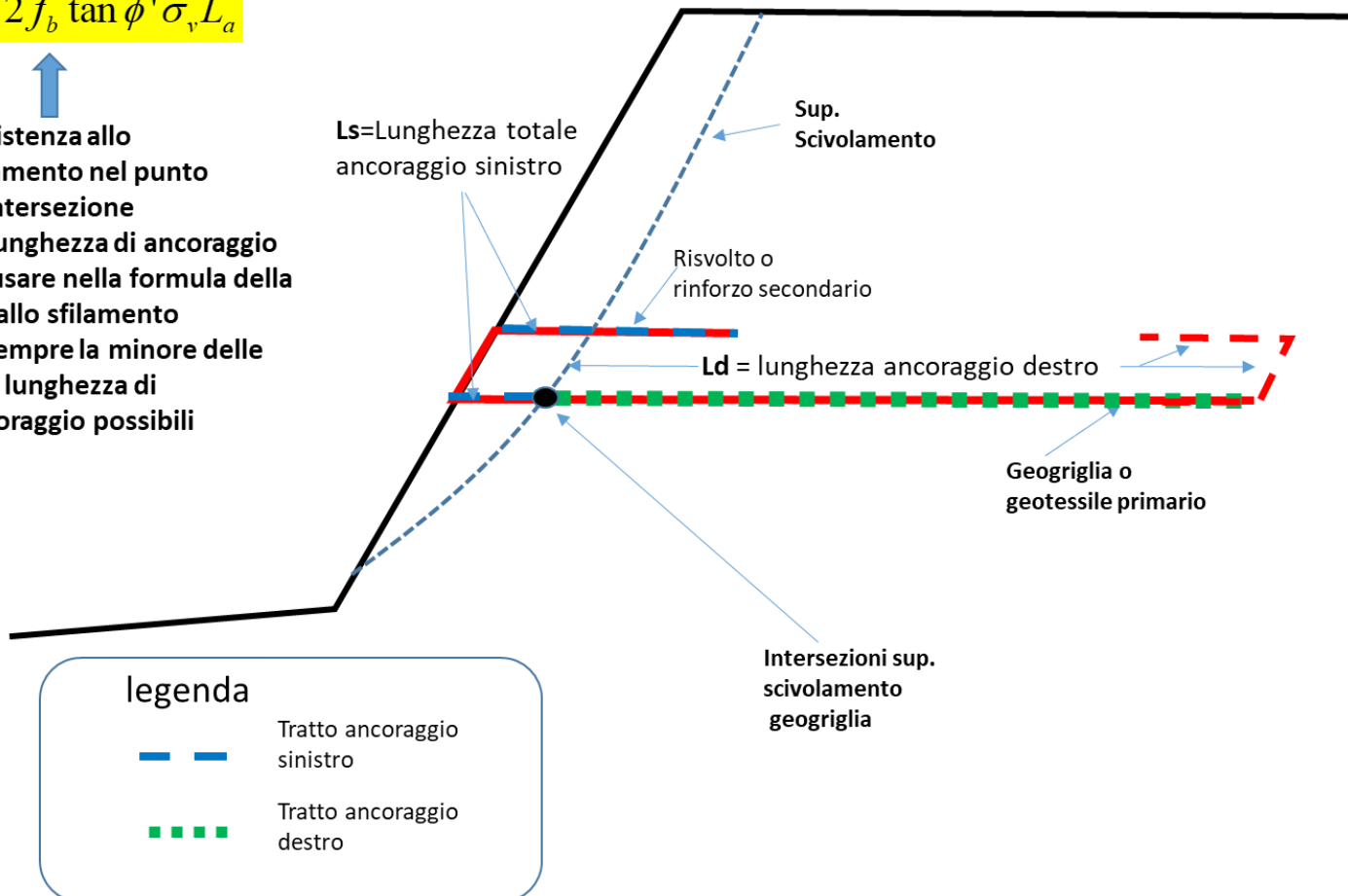
Per ogni geogriglia/geosintetico viene quindi assunto come parametro di resistenza del singolo rinforzo il valore MINIMO tra  $T$  e  $P_r$

$$T_i = \min(T, P_r)$$

$$L_a = \min(L_s, L_d)$$

$$P_r = 2 f_b \tan \phi' \sigma_v' L_a$$

↑  
**Resistenza allo sfilamento nel punto di intersezione**  
**La lunghezza di ancoraggio da usare nella formula della res allo sfilamento e' sempre la minore delle due lunghezza di ancoraggio possibili**



$$T_p = \eta T \sin(90 - \beta) \quad (2.16)$$

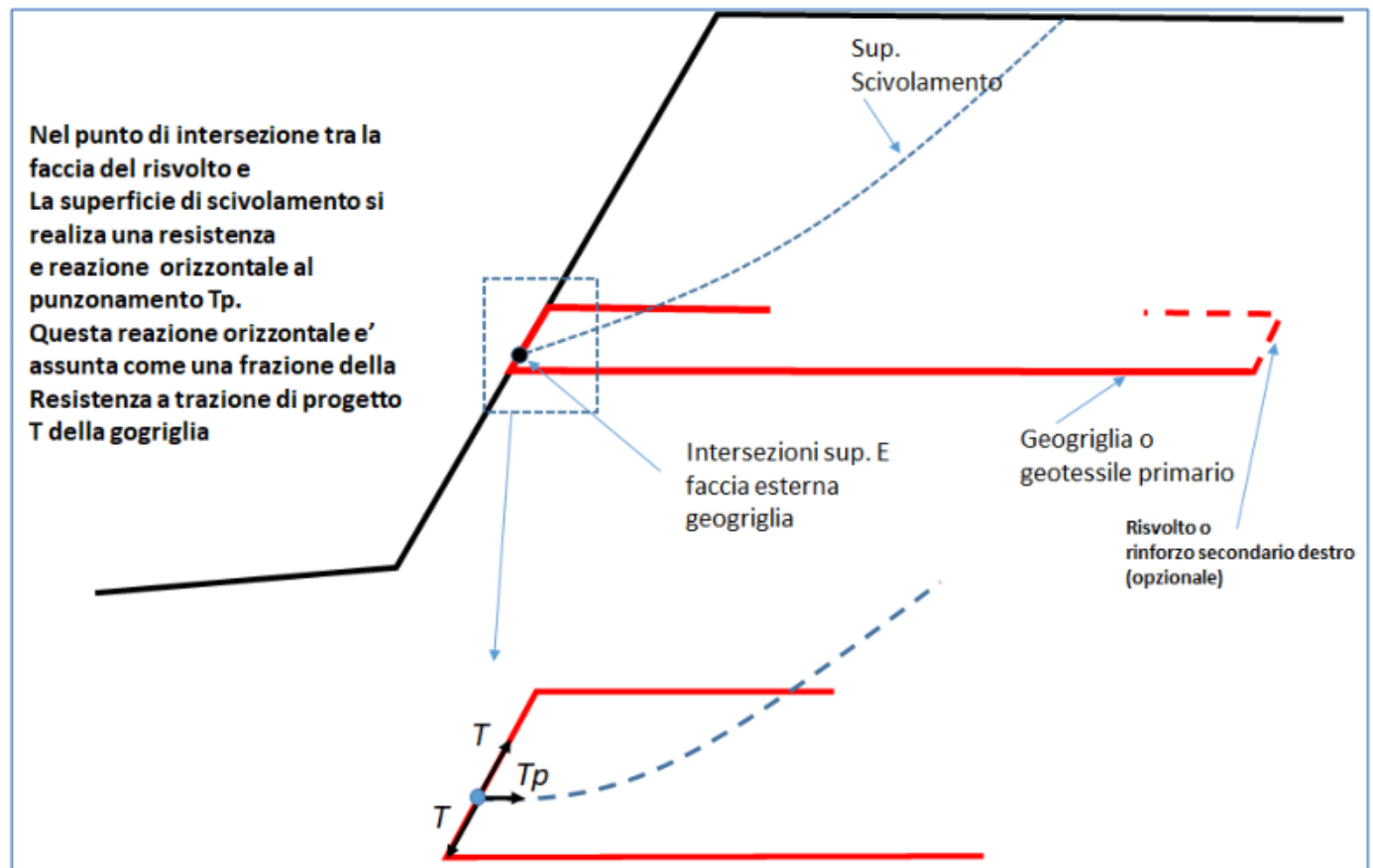
Dove:

$T_p$  = reazione orizzontale al 'funzionamento (kN/m)

$T$  = resistenza a trazione di progetto della geogriglia (kN/m)

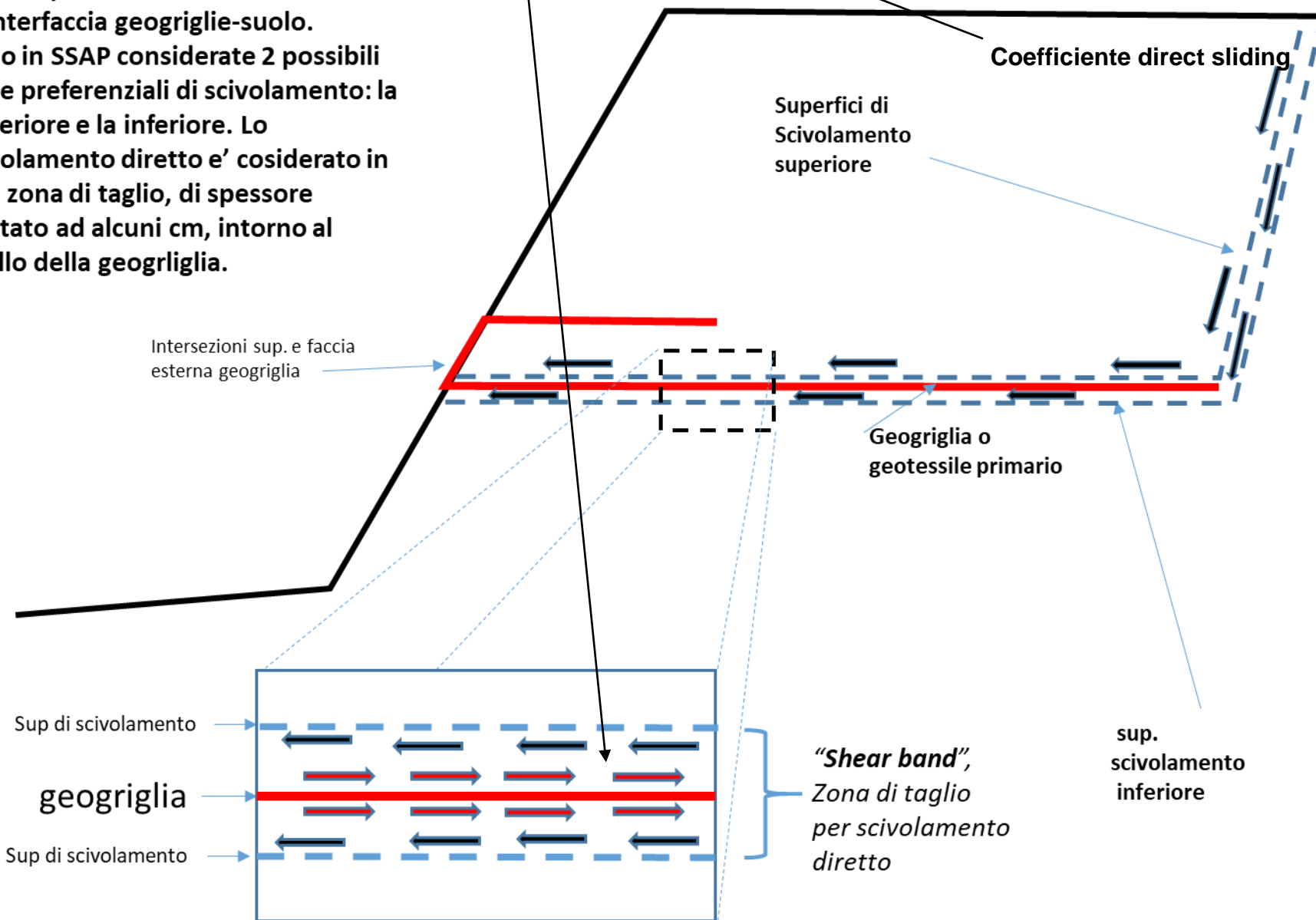
$\eta$  = coefficiente riduttivo della resistenza a trazione (adimensionale). Generalmente compreso tra 0- e 0.25, pero per ragioni di sicurezza si puo considerare un valore cautelativo compreso tra 0.05 e 0.1. questo valore è uguale a 0 nel caso di assenza di risvolto sinistro.

$\beta$  = angolo di pendenza della superficie esterna locale della faccia con risvolto, (in gradi)



$$\delta = \arctan(f_{ds} \tan \phi')$$

Scivolamento diretto, "*direct sliding*" in corrispondenza di interfaccia geogriglie-suolo. Sono in SSAP considerate 2 possibili linee preferenziali di scivolamento: la superiore e la inferiore. Lo scivolamento diretto e' considerato in una zona di taglio, di spessore limitato ad alcuni cm, intorno al livello della geogriglia.



Intersezioni sup. e faccia esterna geogriglia

Coefficiente direct sliding

Superfici di Scivolamento superiore

Geogriglia o geotessile primario

Sup di scivolamento

geogriglia

Sup di scivolamento

"Shear band",  
Zona di taglio  
per scivolamento  
diretto

sup.  
scivolamento  
inferiore

La stima dei parametri  $f_b$  e  $f_{ds}$ , secondo Jewell(1990,1996), puo essere fatta con le seguenti equazioni:

$$f_{ds} = \alpha_s f_{sf} + (1 - \alpha_s) \quad (2.19)$$

dove:

$\alpha_s$  = Porzione della superficie di scivolamento che e' sulla geogriglia. Usualmente fornita dai produttori di geosintetici. (vedi figura 2.22)

$f_{sf}$  = coefficiente di frizione tra geogriglia e suolo (*skin friction coefficient*), usualmente assunto con un valore tra 0.6 e 0.7, ai fini della sicurezza.

La stima di  $f_{ds}$  puo' essere quindi effettuata con il nomogramma mostrato nella figura 2.23.

La stima di  $f_b$  (*bond coefficient*) viene usualmente fatta con la seguente equazione di Jewell(1990):

$$f_b = \alpha_s f_{sf} + \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \alpha_b \frac{B}{2S} \frac{1}{\tan \phi'} \quad (2.20)$$



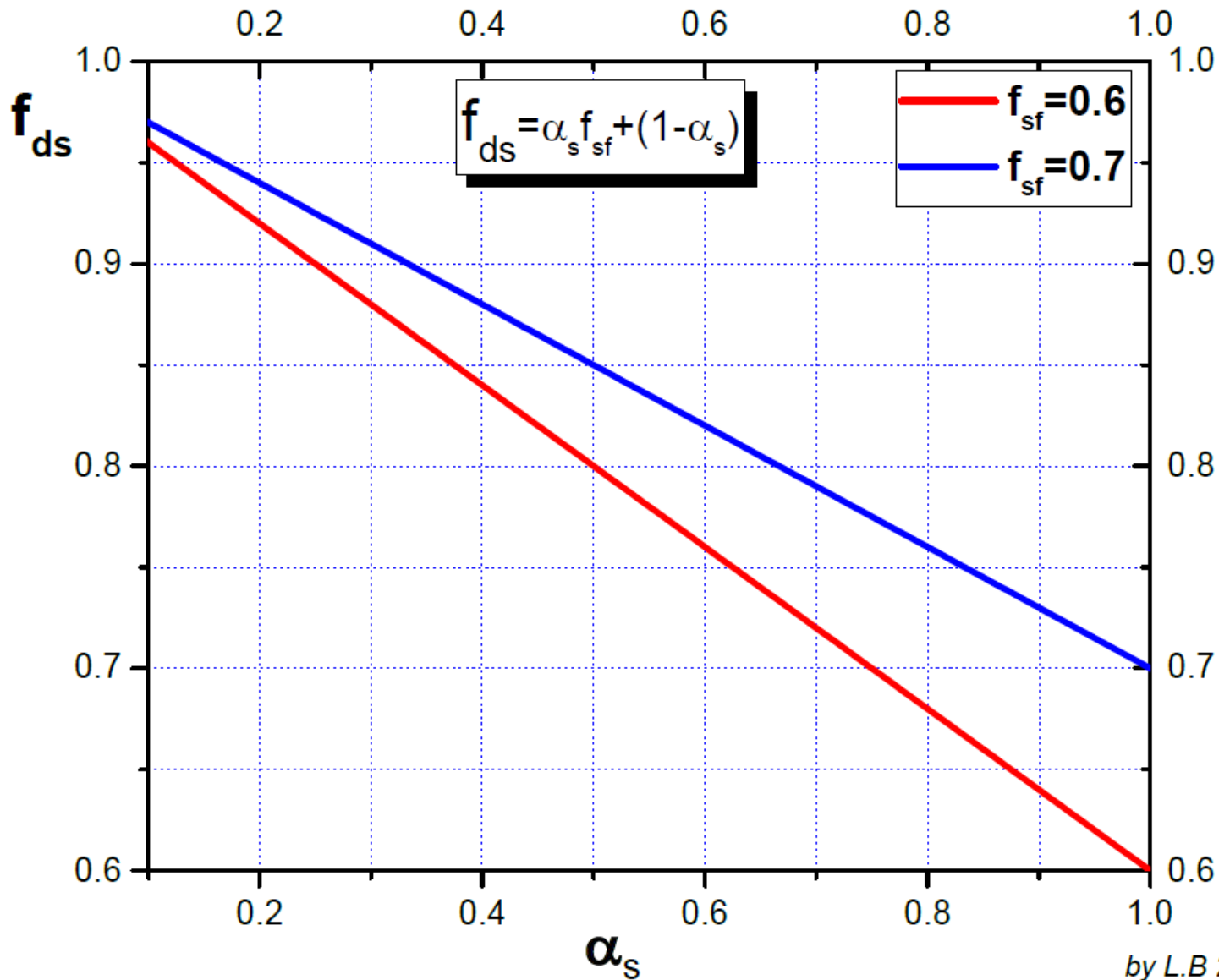
esempio di tabella di riferimento per di questi parametri, fornita da un noto produttore di geosintetico a livello internazionale, relativi a differenti tipi di prodotti. **(N.B.: si omette volontariamente il nome del produttore).**

Grade	$\alpha_s^{(1)}$	Ratio of bearing <sup>(2)</sup> surface to plan area $\alpha_b \times B/2S$
R 200/30-25 MPT	0.38	0.023
R 400/50-30 MPT	0.43	0.024
R 600/50-30 MPT	0.52	0.017
R 800/100-30 MPT	0.56	0.020
R 1100/100-30 MPT	0.77	0.011
R 1200/100-30 MPT	0.82	0.010
R 1400/100-30 MPT	0.88	0.007
R 1500/100-30 MPT	0.89	0.007

(1)  $\alpha_s$  is the proportion of the plane sliding area that is solid and is required for the calculation of the bond coefficient ( $f_b$ ) and the direct sliding coefficient ( $f_{ds}$ ) (see sections 6.10 and 6.14).

(2) The ratio is required to calculate the bond coefficient in accordance with CIRIA SP123 : 1996 (see section 6.14):

- $\alpha_b$  is the proportion of the grid width available for bearing
- $B$  is the thickness of a transverse member of a grid taking bearing
- $S$  is the spacing between transverse members taking bearing.



by L.B 2019

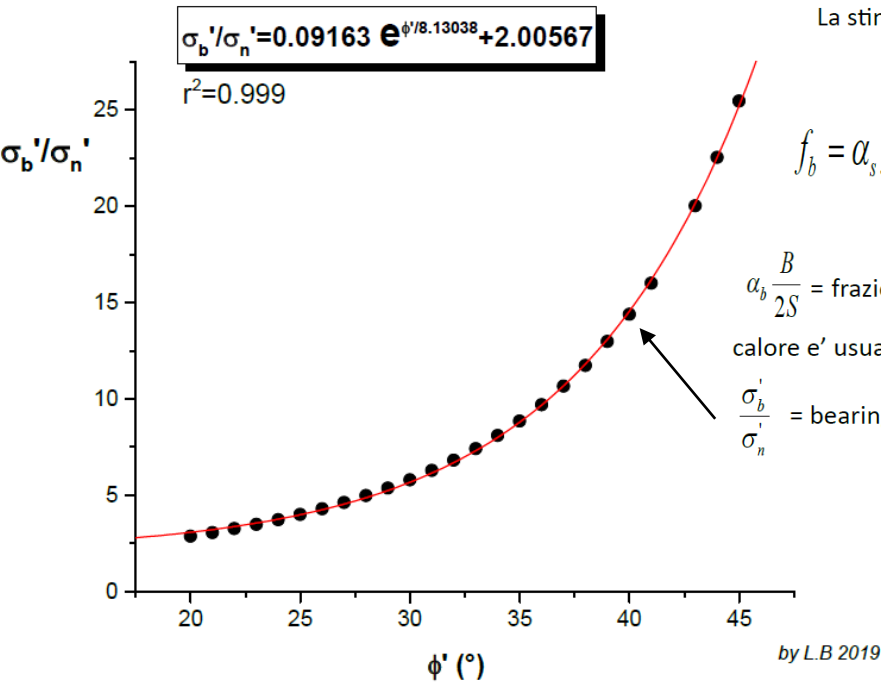
from Jewel R.A. 1996. CIRIA SP123 : Soil Reinforcement with Geotextiles.

La stima di  $f_b$  (bond coefficient) viene usualmente fatta con la seguente equazione di Jewell(1990):

$$f_b = \alpha_s f_{sf} + \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \alpha_b \frac{B}{2S} \frac{1}{\tan \phi'} \quad (2.20)$$

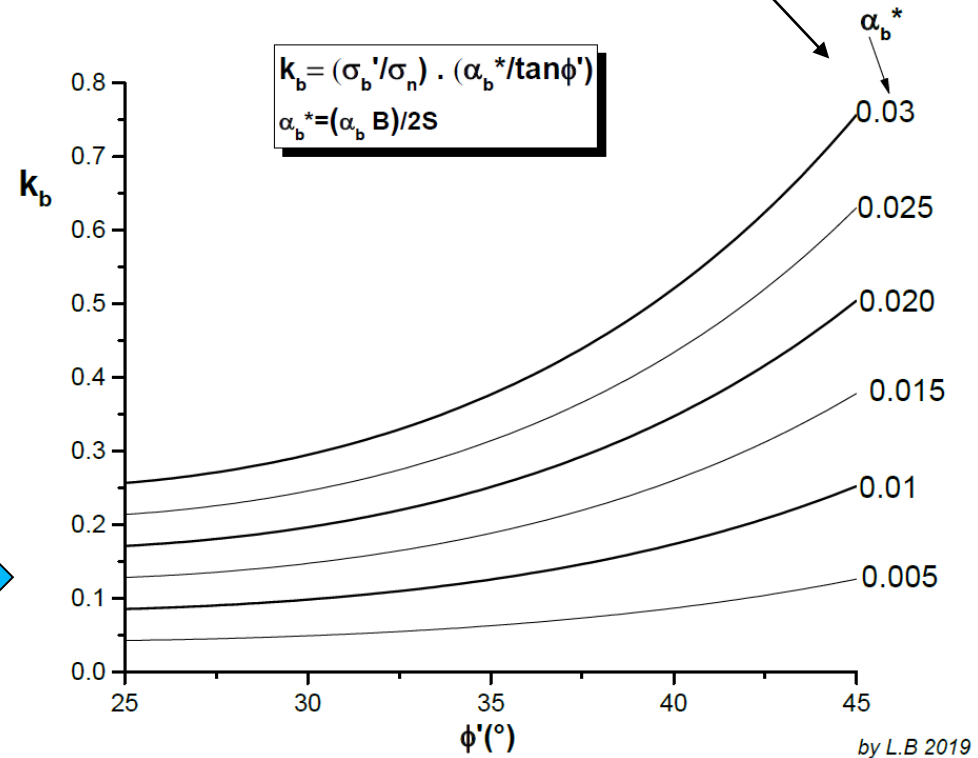
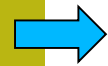
$\alpha_b \frac{B}{2S}$  = frazione della superficie della griglia dove agisce la resistenza passiva allo sfilamento. Questo valore è usualmente fornito dai produttori del Geotessile (vedi fig. 2.22)

$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}$  = bearing stress ratio.

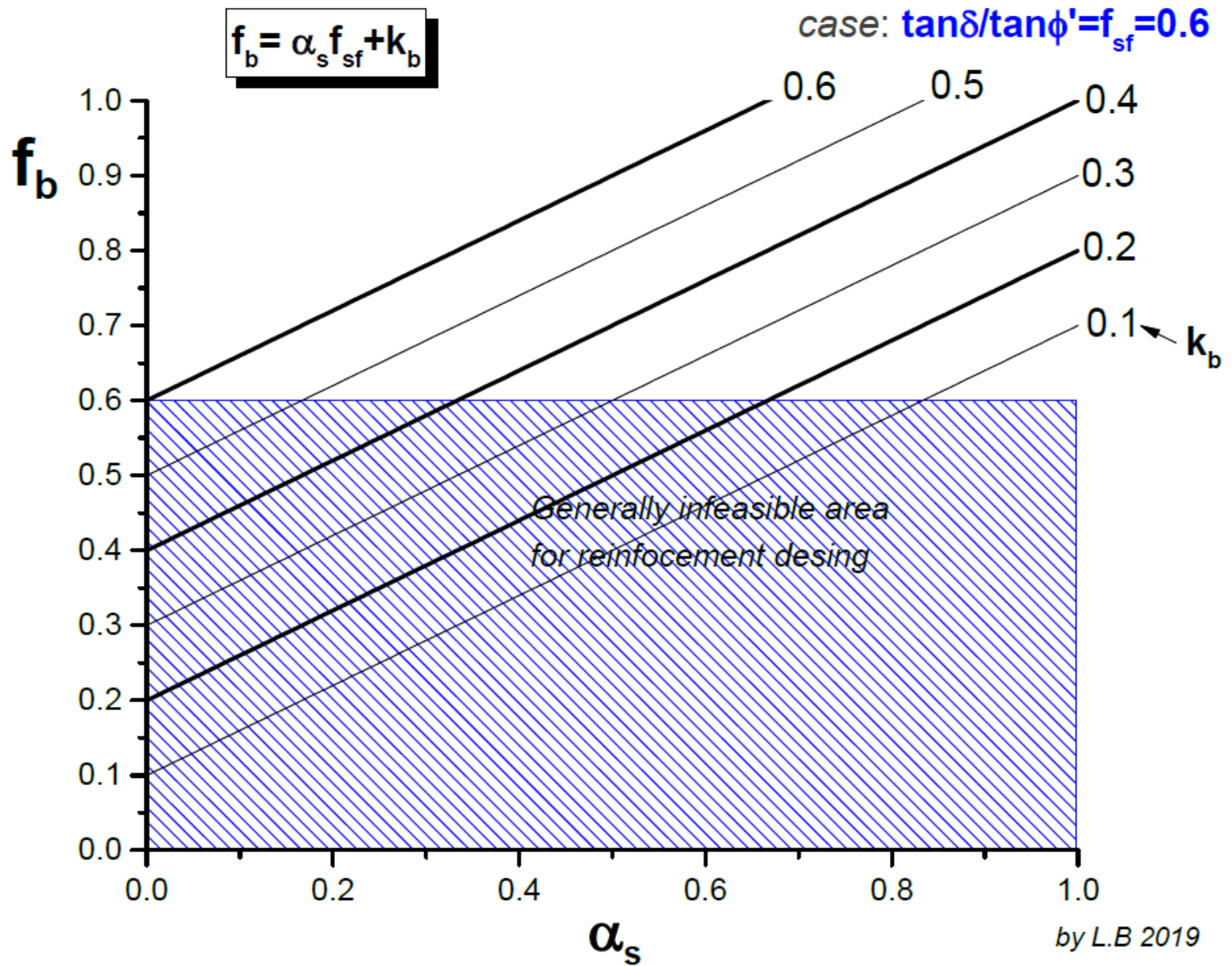


$$f_b = \alpha_s f_{sf} + k_b$$

$$k_b = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \alpha_b \frac{B}{2S} \frac{1}{\tan \phi'}$$



from Jewel R.A. 1996. CIRIA SP123 : Soil Reinforcement with Geotextiles.



from Jewel R.A. 1996. CIRIA SP123 : Soil Reinforcement with Geotextiles.

# Campo dei valori dei coefficienti di intenterazione terreno/geosintetici



Biaxial geogrid

Triaxial geogrid

Uniaxial geogrid

**Geogriglie**

$f_b=0.8-1.0$   
 $f_{ds}=0.75-1.0$



**Geotessili**

$f_b=0.6-0.8$   
 $f_{ds}=0.6-0.7$

E' necessario puntualizzare che per trarre il maggior beneficio dalle rinnovate capacita' di analisi e verifica di SSAP in presenza di strutture in terre armate e geosintetici di rinforzo al pendio si consigliano gli utenti di fare uso della molteplicita' di strumenti disponibili nel software.

In particolare si suggerisce di fare in ogni caso ricorso alla modalita' **Sniff random Search** come motore di ricerca dato che questo (nella sua versione 3.0) e' stato potenziato per rilevare la riduzione locale della resistenza alla interfaccia Suolo/geosintetico e tracciare le porzioni dove e' possibile il verificarsi di Fenomeni di Direct Sliding.

Si suggerisce comunque di effettuare sempre verifiche con smussatore delle superfici sia attivato che disattivato

Una volta stabilito il valore di resistenza da impiegare per ciascun singolo rinforzo del sistema **F<sub>s</sub>** può essere calcolato con la seguente espressione derivata da Greenwood (1990), adattata per seguire la notazione di Zhou(2005):

$$F_s = \frac{\text{Forze resistenti} + \sum_i T_i}{\text{Forze agenti} - \sum_i T_i} \quad (2.17)$$

L'impostazione della eq. 2.17 è equivalente a considerare ogni geogriglia come un rinforzo passivo orizzontale (LESHCHINSKY *et al.* 2016) che nel contesto dei metodi di calcolo dell'equilibrio limite deve essere formulato come elemento che contemporaneamente riduce sia le forze agenti sia incrementa le forze resistenti (LESHCHINSKY *et al.* 2016).

# Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

**Per progettare un opera in terra armata occorre:**

- Abachi , calcolatrice o foglio elettronico
- Software forniti dai produttori di geosintetici
- Software commerciali.
- soprattutto il proprio cervello ....

**OPPURE:**

*Puoi farti fare il progetto completo dal produttore/fornitore del geotessile... !!!! Ma ....*



# Terre armate e verifiche di stabilità globale del sistema opera-pendio: criteri e procedure di analisi, trappole frequenti e scelta software

## Software forniti dai produttori di geosintetici

**PREGI:** offrono una guida passo-passo nella scelta del tipo di prodotto, nel dimensionamento e progettazione (con i loro stessi prodotti), analisi dei costi e loro ottimizzazione.

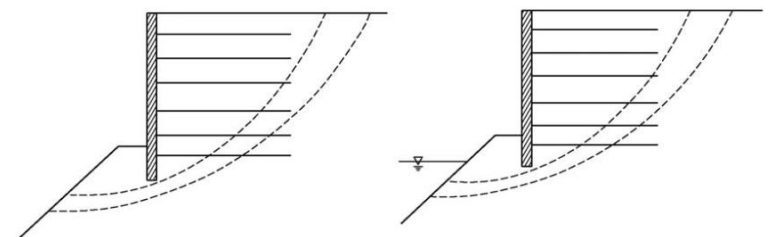
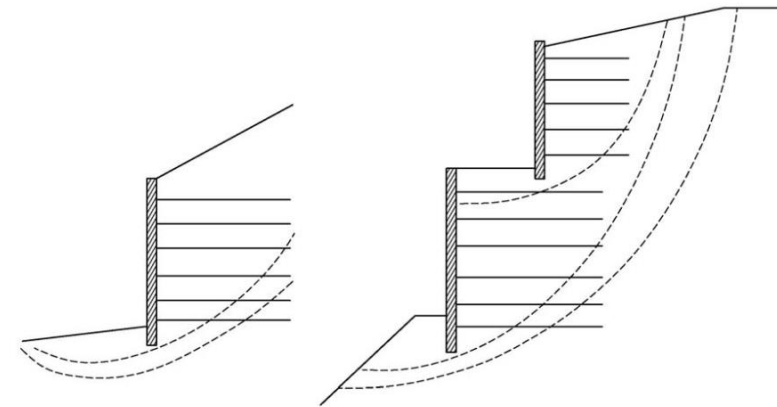
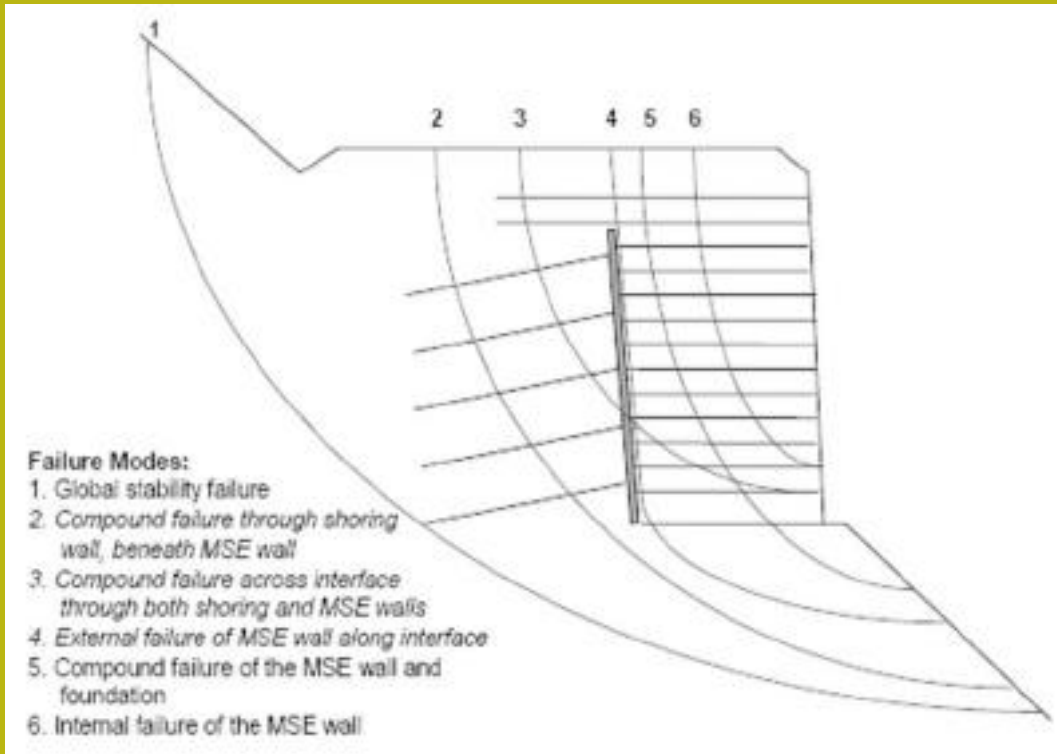
**DIFETTI:** limiti nella scelta dei criteri di progettazione, database prodotti limitato alla sola casa produttrice, ottimizzazione costi limitata (chiaramente orientata a vantaggio del rivenditore o produttore).

**Software commerciali:** non legati a specifici geotessili o tipi di strutture. Richiedono spesso maggiore esperienza e consapevolezza dei problemi e delle possibili soluzioni.

Solo pochi consentono verifiche con tecniche rigorose (es, anche verifiche a equilibrio Limite con metodi rigorosi ).

Spesso permettono verifiche della stabilità interna in modo corretto ma non quella globale in modo completo e rigoroso

# Verifiche stabilità globale e interazioni con terre armate e altre opere di sostegno.



**Le verifiche di stabilità globale sono fondamentali per valutare l'equilibrio idrogeologico dell'area dove le TA sono inserite**

## Metodi di verifica stabilità globale con metodo dell'equilibrio limite in presenza di TA

### Si devono evitare:

- ❑ Metodi di calcolo non rigorosi ( es. Fellenius, Bishop e Janbu semplificati)
- ❑ Usare solamente ricerca di superfici circolari...

### Non si deve rinunciare MAI a :

- ❑ Corretta definizione modello geotecnico e idraulico del pendio
- ❑ Metodi di calcolo rigorosi (es. Janbu rigoroso, Morgenstern & Price, Spencer, Sarma..) che garantiscono in contemporanea equilibrio delle forze e dei momenti... sempre!
- ❑ Interazione rigorosa sup. di scivolamento con i sistemi di rinforzo presenti (TA, tiranti, palificate..sovraccarichi)
- ❑ Eliminazione delle superfici, e soluzioni che non sono fisicamente accettabili (... algoritmi di filtro e sub verifica....)
- ❑ Ricerca automatica superfici di forma generica (le sup. circoli sono solo un caso particolare...)

# Studio e pratica su un esempio reale con geogriglie :

SSAP 4.9.9 (2019) - Slope Stability Analysis Program  
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.4 (2019)

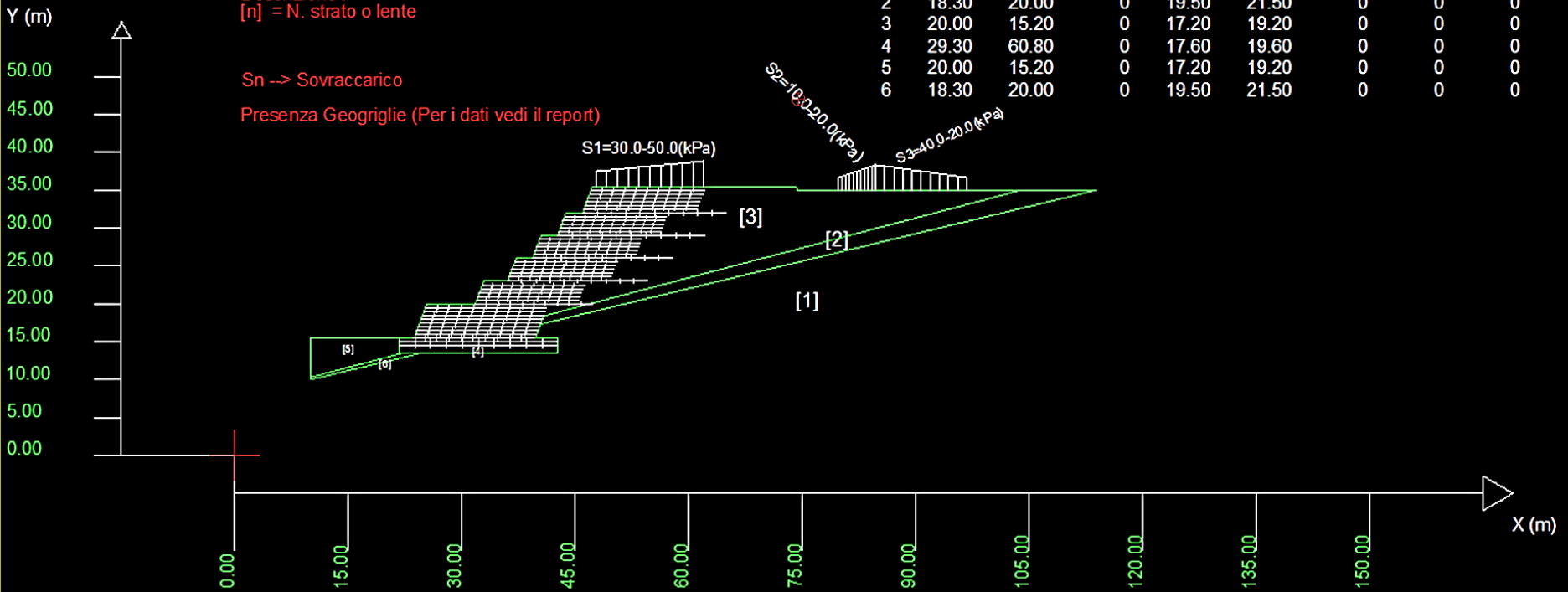
Data : 18/6/2019  
 Localita' :  
 Descrizione :  
 [n] = N. strato o lente

Sn -> Sovraccarico

Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	18.30	40.00	0	20.00	22.00	0	0	0	0
2	18.30	20.00	0	19.50	21.50	0	0	0	0
3	20.00	15.20	0	17.20	19.20	0	0	0	0
4	29.30	60.80	0	17.60	19.60	0	0	0	0
5	20.00	15.20	0	17.20	19.20	0	0	0	0
6	18.30	20.00	0	19.50	21.50	0	0	0	0



Cartella esempi corso : **geogriglie\_2016**

# Studio e pratica su un esempio reale con geogriglie :

SSAP 5.1 (2022) - Slope Stability Analysis Program  
Software by Dr. Geol. L. Borselli - [www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)  
SSAP/DXF generator ver. 2.1 (2022)

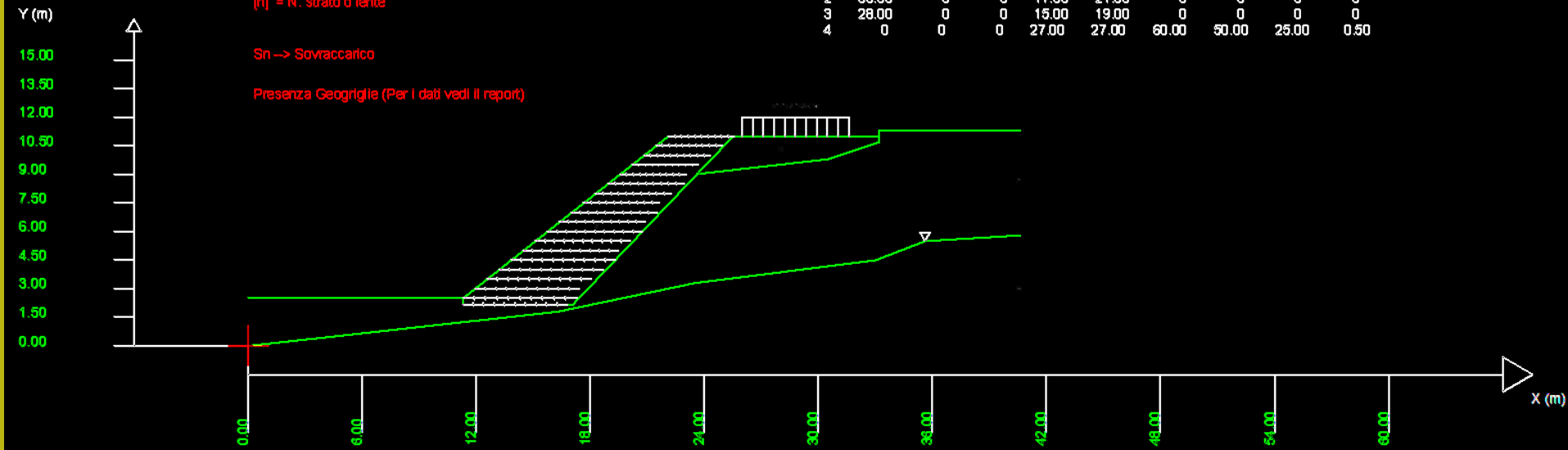
Data : 23/1/2022  
Località :  
Descrizione :  
[n] = N. strato o lente

# Parametri Geotecnici degli strati #

N.	phi'	C'	Cu	Gamm	GammSat	sgcl	GSI	mi	D
..	deg	kPa	kPa	kN/m3	kN/m3	MPa	..	..	..
1	32.00	5.00	0	19.00	21.00	0	0	0	0
2	39.00	0	0	17.90	21.00	0	0	0	0
3	28.00	0	0	15.00	19.00	0	0	0	0
4	0	0	0	27.00	27.00	60.00	50.00	25.00	0.50

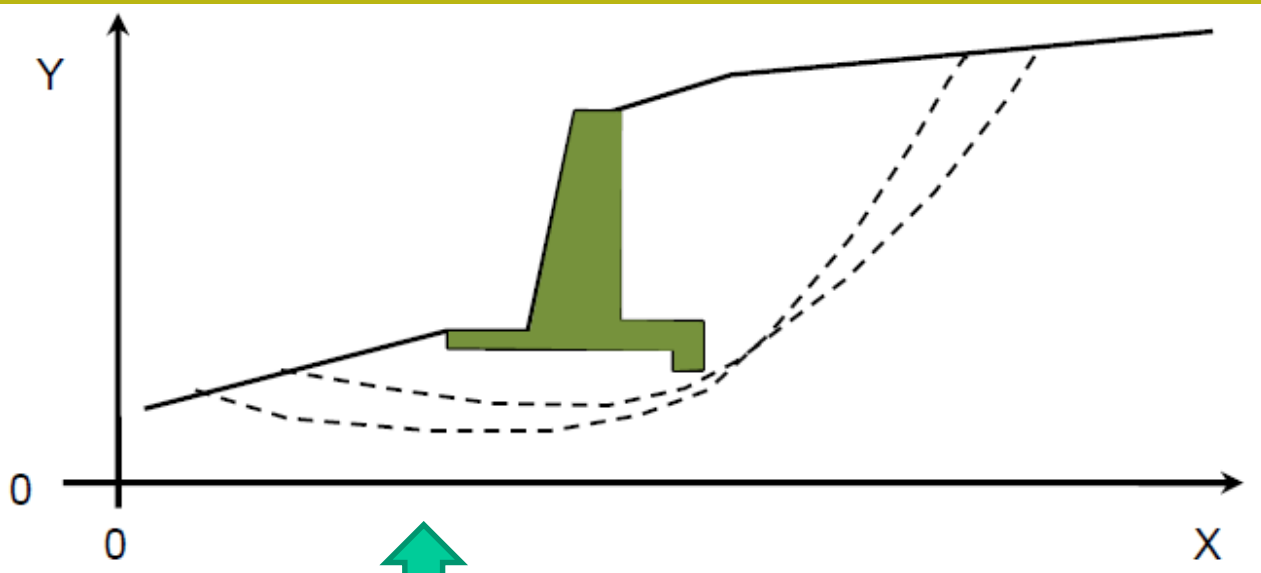
Sn → Sovraccarico

Presenza Geogriglie (Per i dati vedi il report)



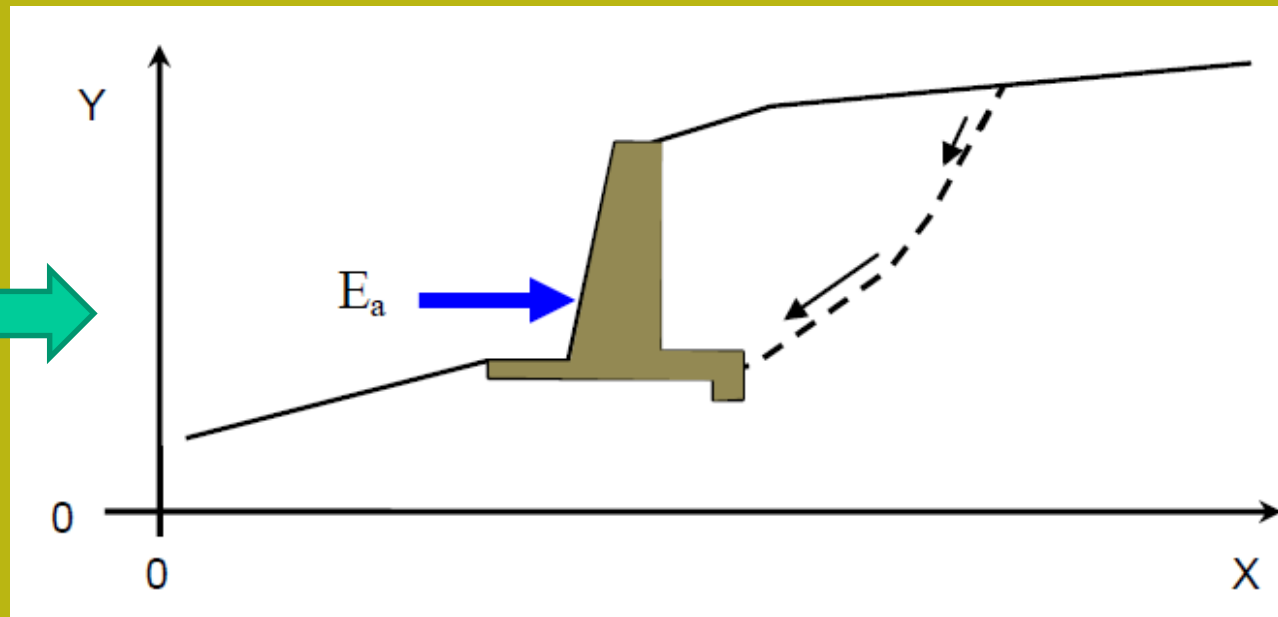
Esempio terre armate manuale ssap, berma rinforzata

# Muri



Una tipo di opera con Particolari interazioni Sono i muri di sostegno a gravità

SSAP consente le verifiche globali Includendo il muro E speciali verifiche singole Che comprendono la reazione alla base del muro (verifica locale)



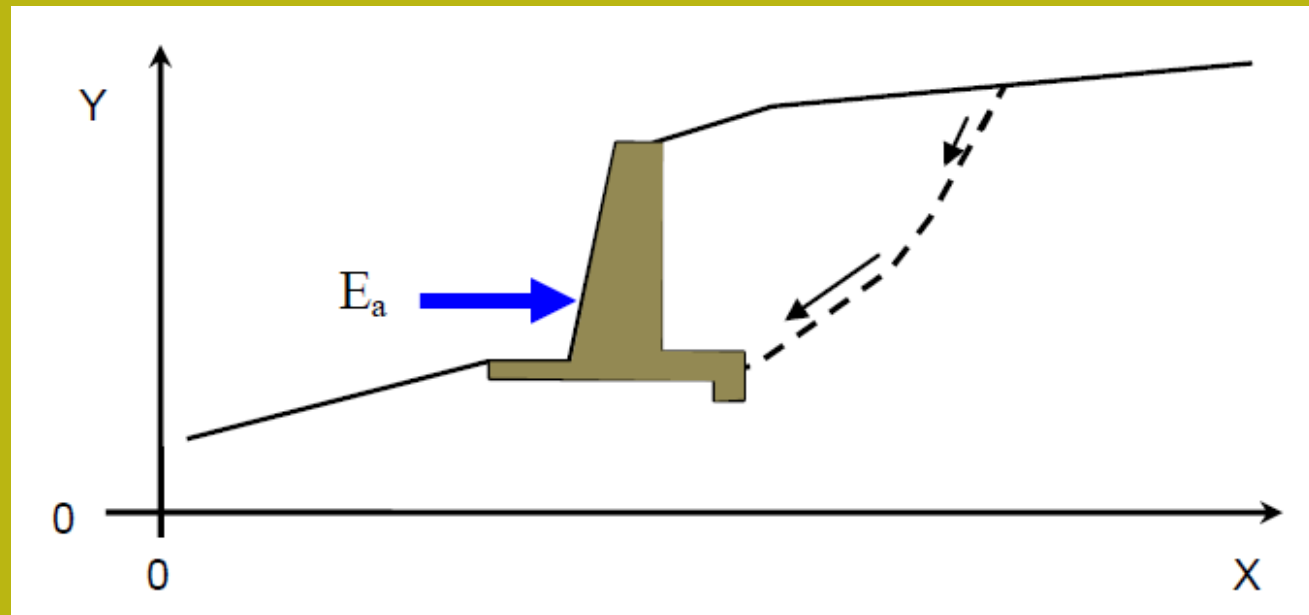
Il SSAP può quindi essere utilizzato per la verifica di stabilità globale necessaria ai fini progettuali dell'opera . La normativa italiana infatti prevede che sia effettuata una verifica di stabilità generale del complesso opera-pendio. **Le potenziali superfici di scivolamento testate dovranno considerare possibili scorrimenti superficiali e profondi (caso di muro fondato su pali).**

In generale le superfici di scivolamento dovranno passare in prossimità dello spigolo più interno, rispetto al pendio, dell'opera stessa e dovranno essere verificate anche superfici più profonde (BOWLES 1991).

Tuttavia si consideri che **i muri di sostegno offrono solo un effetto locale alla stabilità e la presenza di superfici più profonde, con minor  $F_s$  , potrebbe indicare un grado di stabilità globale ancora inadeguato.**

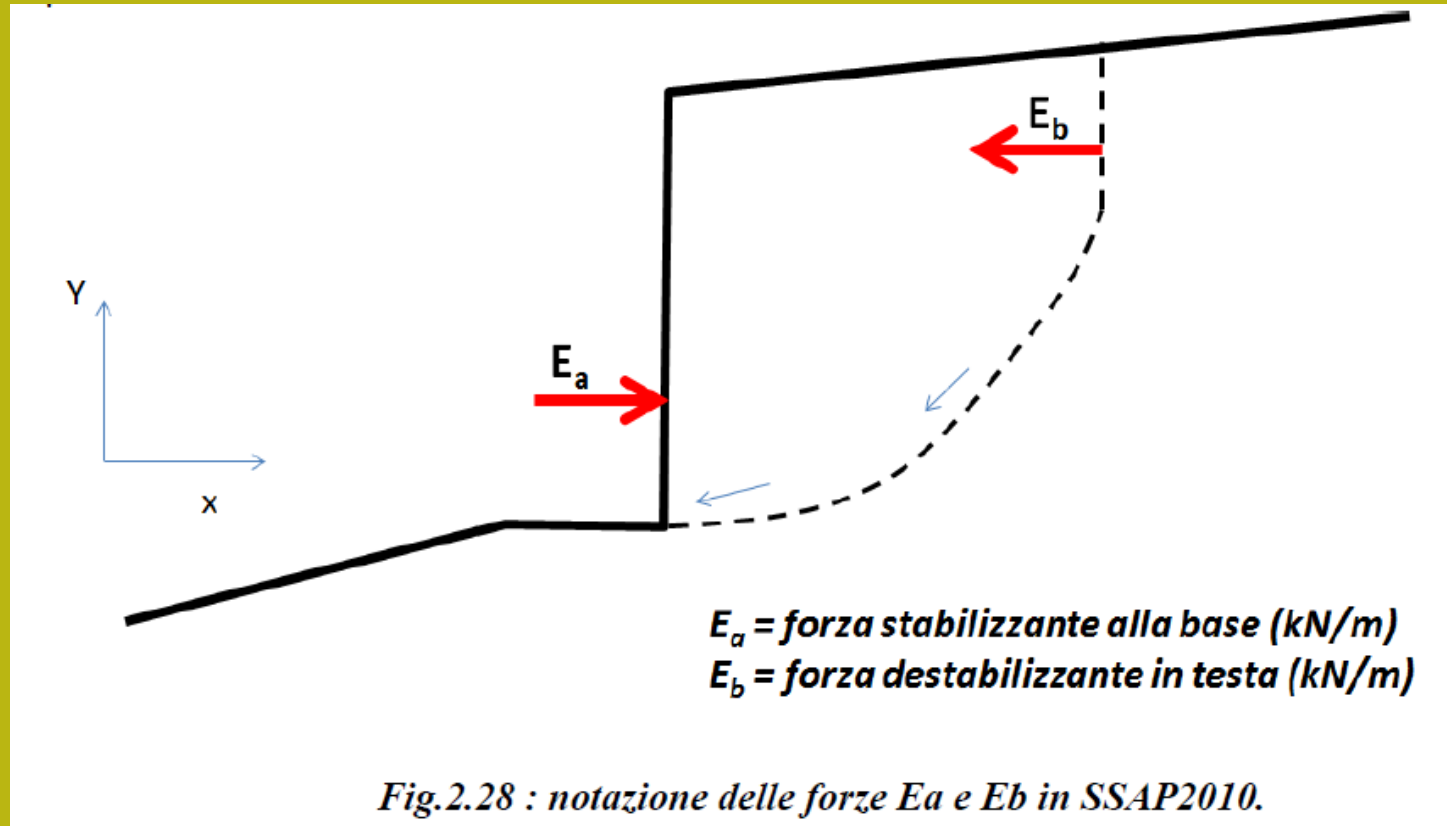
Nel caso di muri di sostegno il programma SSAP è in grado di valutare l'entità massima del cuneo di spinta a tergo del muro. In questo caso, dopo che la superficie a cui compete la maggior spinta, è stata identificata è possibile ripetere l'analisi su tale superficie (salvata e ricaricata come superficie singola) aggiungendo però una spinta orizzontale esterna  $E_a$  pari alla reazione orizzontale offerta dal muro e valutare così l'incremento del valore di  $F_s$  dovuto all'opera

Verifica singola  
Con effetto di  
reazione del muro  
Dovuto alla  
Frizione base  
muro/suolo



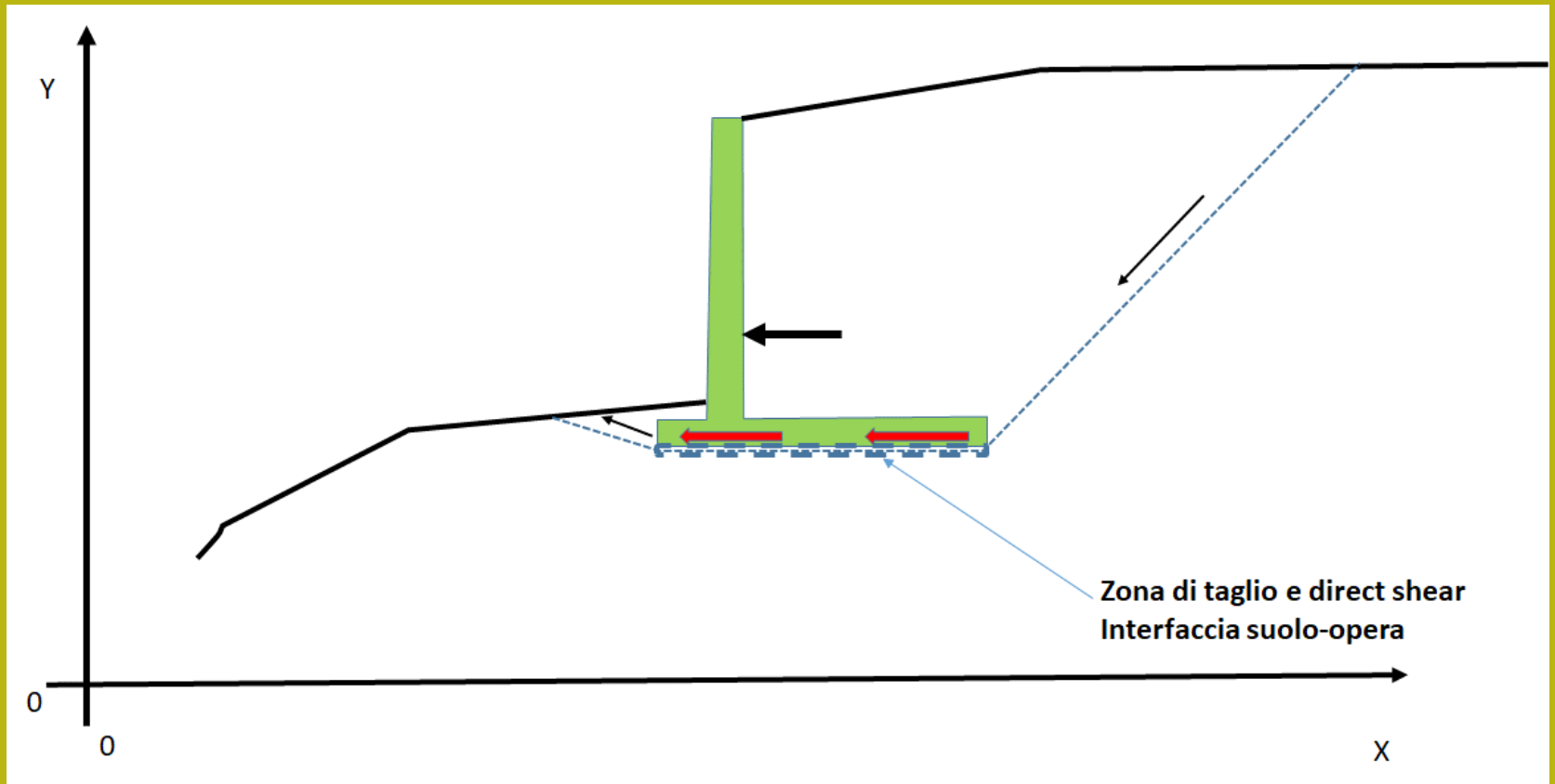


Effetti addizionali di spinta in testa alla superficie di scorrimento singola (forza  $E_b$ ) Possono essere aggiunti (effetto Tension crack riempito di acqua)



Vedasi anche manuale ssap

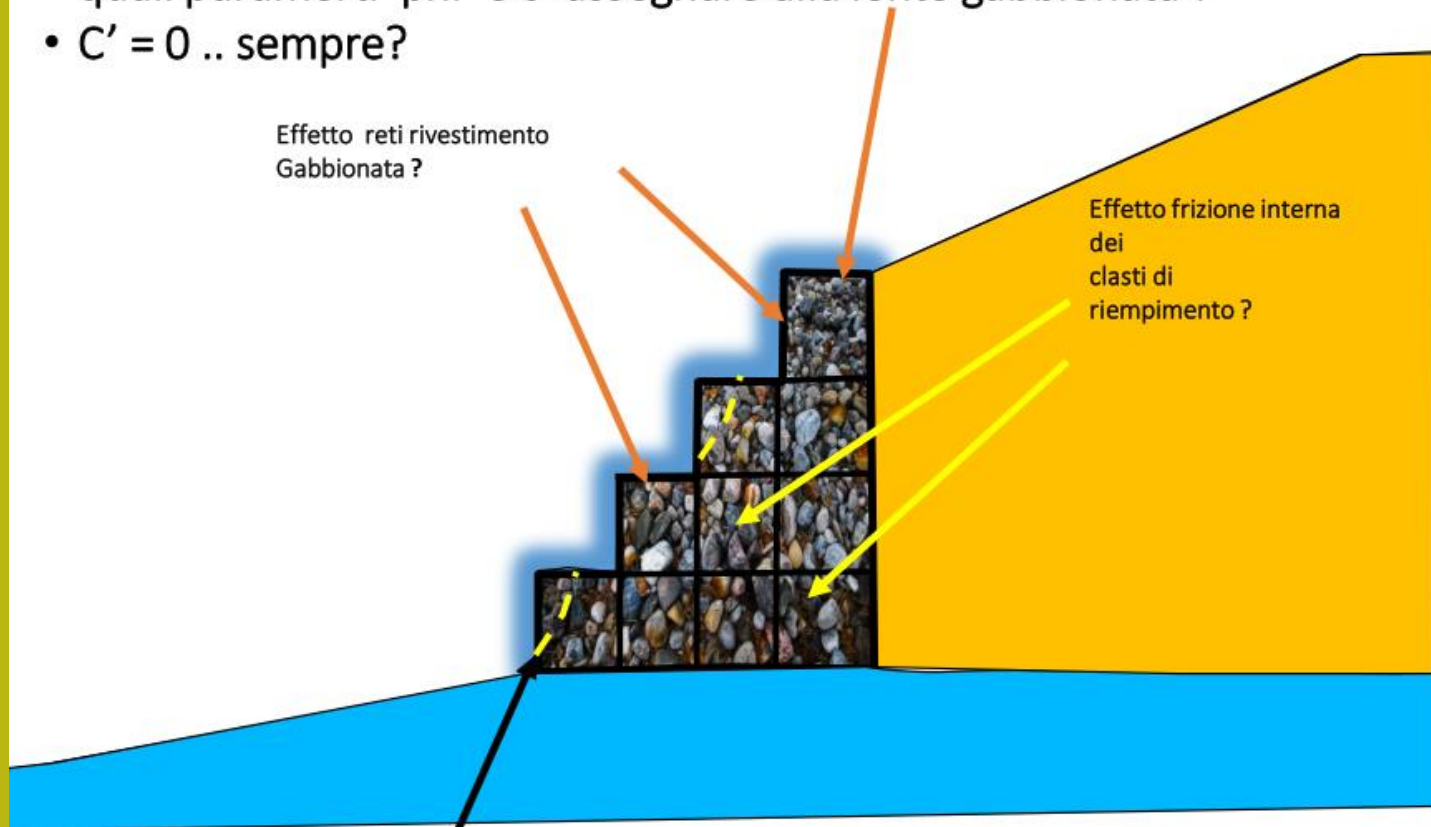
In SSAP e' possibile considerare leffetto addizionale del *direct sliding* alla interfaccia suolo struttura. (N.B. La interfaccia puo' non essere necessariamente orizzontale..) . Nella zona di interfaccia si puo' inserire una lente di spessore pochi cm, caratterizzata da una riduzione dei parametri di resistenza al taglio rispetto al terreno circostante. In questi casi e' conveniente comunque utilizzare anche lo SNIFF RANDOM SEARCH con le specifiche opzioni.



Vedasi anche manuale ssap

# Caso particolare gabbionate

- quali parametri  $\phi'$  e  $c'$  assegnare alla lente gabbionata ?
- $C' = 0$  .. sempre?

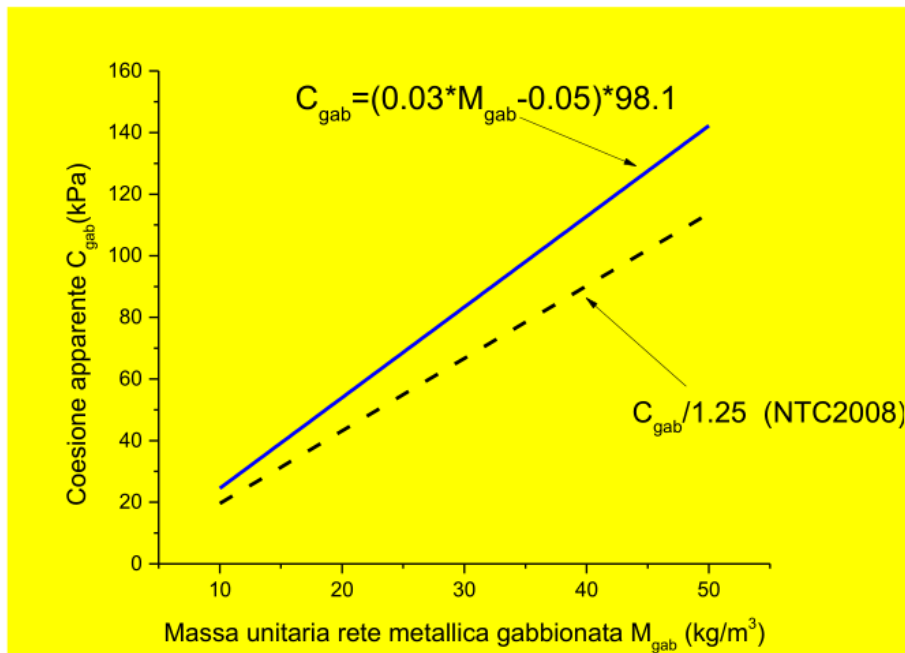


A scala di dettaglio non e' possibile garantire stabilita' con una gabbionata con  $\phi'=40-45$  gradi e  $c'=0$  (scala delle pareti verticali di ogni elemento) quindi e' necessario che fisicamente sia sempre  $C'>0$ ...

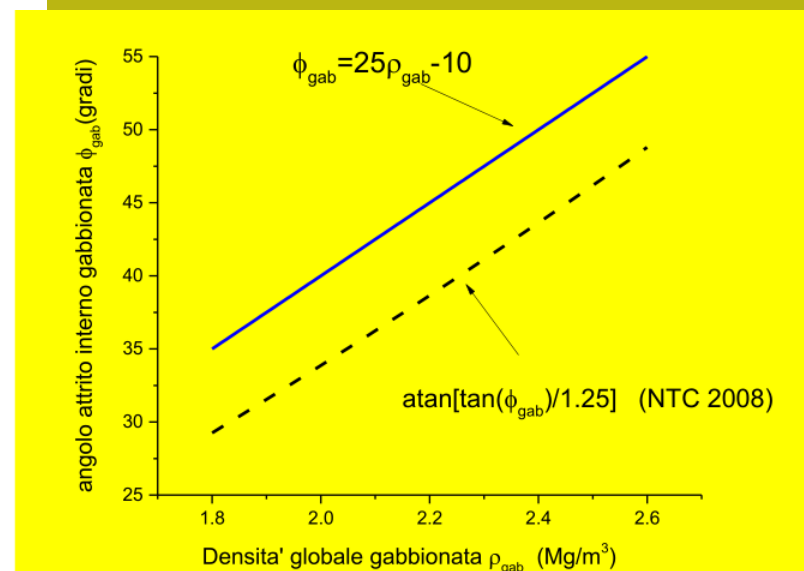
Di seguito una possibile soluzione , da Clayton et al. 2014

## Caso particolare gabbionate -2

Stima dei parametri  $\phi$  e  $c$  per gabbionate (da Clayton et al. 2014): con integrazioni by Lorenzo Borselli ([www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)) (aprile 2017)



## Una possibile risposta...

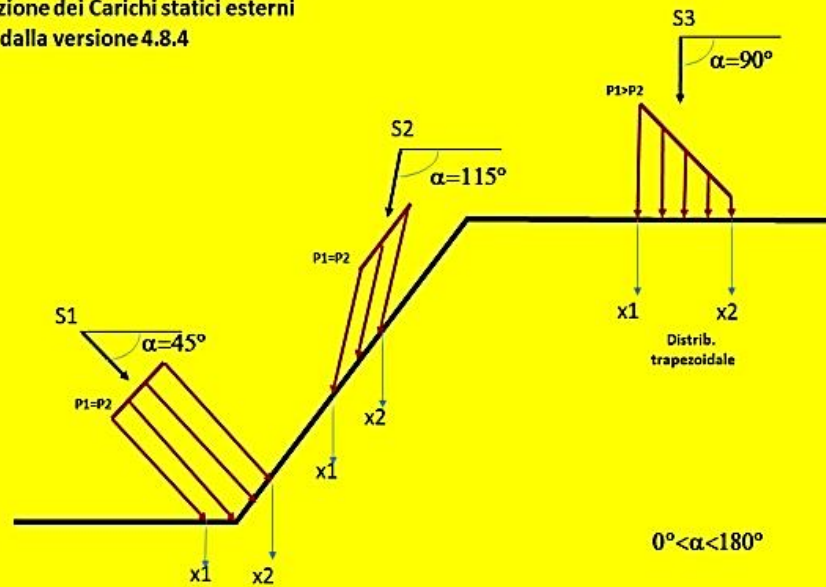


Clayton, C. R., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2014). *Earth pressure and earth-retaining structures*. CRC Press.

**In sintesi in presenza di Muri di sostegno e assimilati :**

- **Inserire il muro come sua sezione e strato(lente) entro il pendio.**
  - **Assegnare al muro di sostegno, in funzione del materiale costitutivo, opportuni valori di densità e resistenza al taglio:  
(es. gamma 23-25 kN/m<sup>3</sup>; Cu=300-2000 kPa).**
- Caso particolare di Gabbionate : gamma 20-25 kN/m<sup>3</sup>; C'=20 -90 kPa e phi' (35°-45°)(esiste un criterio di assegnazione di questi valori)**
- **Effettuare verifiche di stabilità globali con il metodo usuale, considerando anche superfici che passano per lo spigolo interno dell'opera**
  - **Considerare superfici singole che si originano nello spigolo esterno in basso dell'opera e aggiungere una la forza di reazione stabilizzante alla base**
  - **Considerare possibili effetti di forze destabilizzanti in testa alla superficie come tension crack riempiti di acqua**

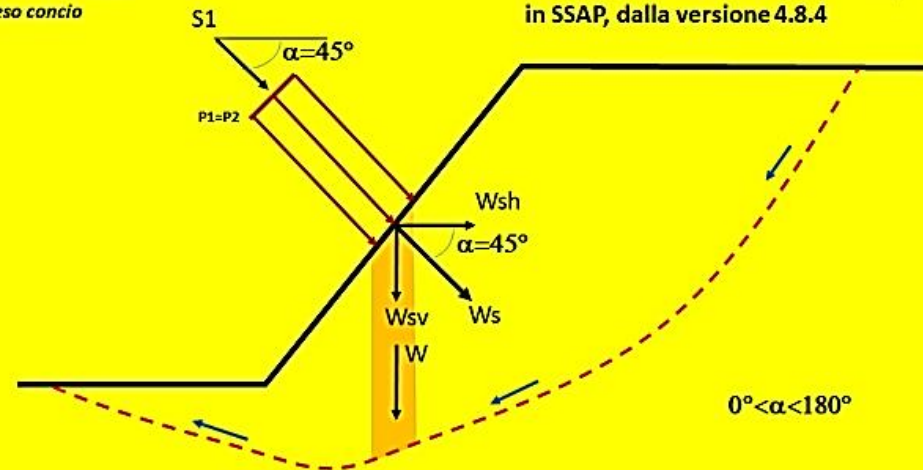
Distribuzione dei Carichi statici esterni  
in SSAP, dalla versione 4.8.4



(b)

*S1=carico distribuito applicato*  
*Ws=componente orientata della forza applicata locale*  
*Wsh=comp. Forza orizzontale*  
*Wsv=comp. Forza verticale*  
*W=forza peso concio*

Scomposizione (e trasformazione)  
carichi statici esterni in componenti  
di forze verticali e orizzontali local,  
in SSAP, dalla versione 4.8.4



(c)

Il nuovo metodo di progettazione e verifica è illustrato su:

# Reti in aderenza : progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM)

*(versione 4.2 – febbraio 2020)*

by Lorenzo Borselli

Full Professor di Geotecnica ed Engineering Geology  
Instituto di Geología / Facultad de Ingeniería  
Universidad Autónoma de San Luis Potosí (UASLP),  
Av. Dr. Manuel Nava 5, 78240 San Luis Potosí,  
S.L.P. - MEXICO

<https://www.lorenzo-borselli.eu>

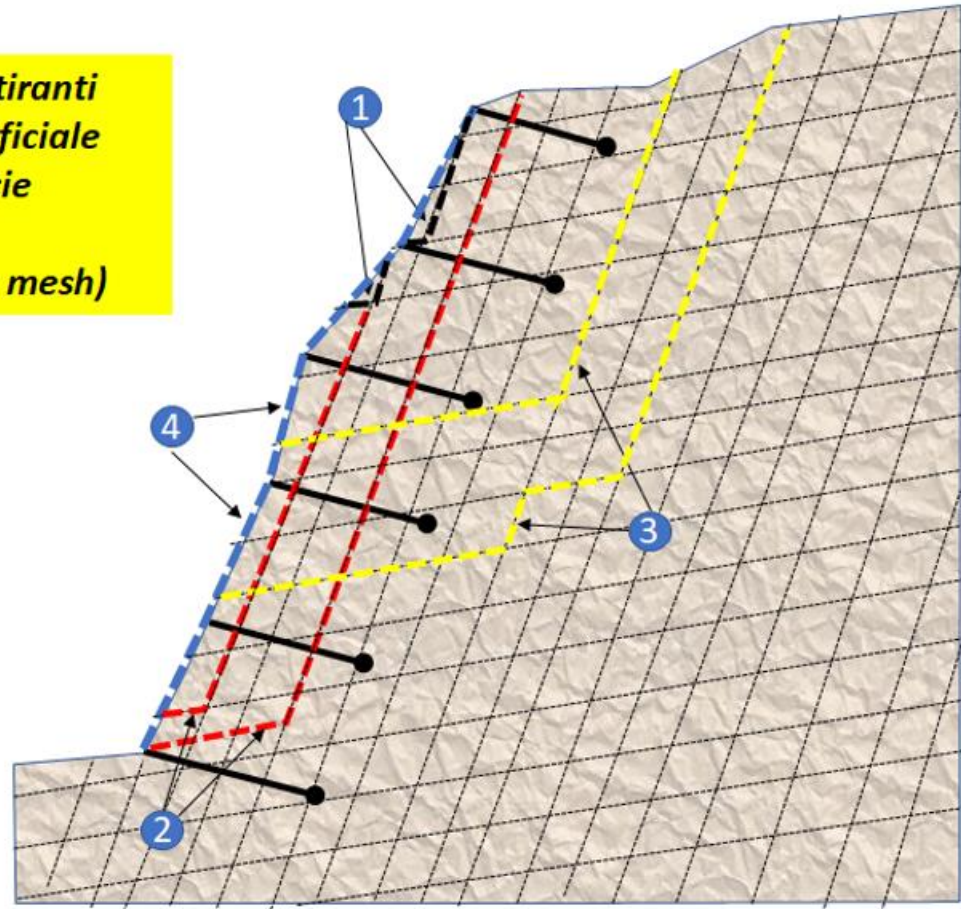
Citare questo documento come:

Borselli, L. (2020). Reti in aderenza : progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM). <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22444.82569>



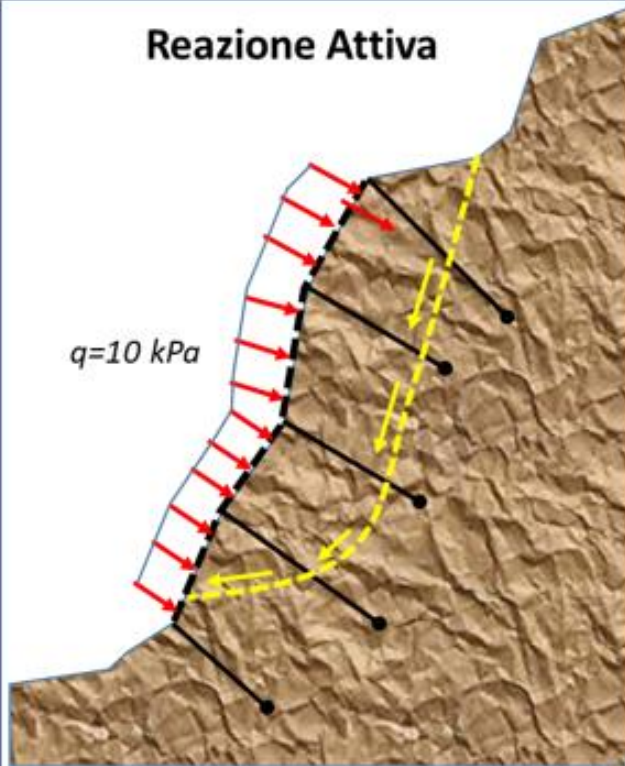
Tipi di instabilità in ammassi rocciosi con sistemi di giunti e discontinuità rinforzati con reti in aderenza ancorate con tiranti/chiodi.

- 1 - instabilità locale tra i tiranti
- 2 - instabilità locale superficiale sub parallela alla superficie
- 3 - instabilità globale
- 4 - Rete in aderenza (wire mesh)





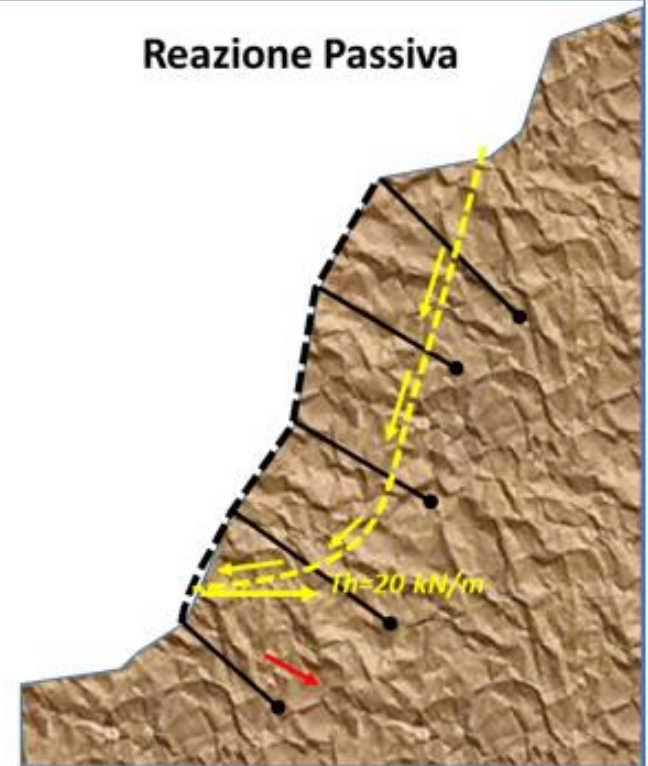
## Reazione Attiva



### Modello di reazione di tipo ATTIVO

La rete ancorata reagisce con una **reazione attiva** legata alla tensione di ancoraggio dei rinforzi (attivi o passivi). Esistono solo modelli approssimati per stabilire assumere la entità di questa azione di tipo attivo che può essere modellizzata come un sovraccarico, distribuito inclinato, e orientato perpendicolarmente alla superficie.

## Reazione Passiva



### Modello di reazione di tipo PASSIVO

La rete ancorata reagisce con una **reazione passiva** legata alla tensione di ancoraggio dei rinforzi (attivi o passivi) e alle caratteristiche di resistenza e deformabilità della rete.

Fino ad adesso esistono solo modelli semplificati per stabilire assumere la entità di questa reazione di tipo passivo che è legata alla entità delle sollecitazioni che si producono in corrispondenza della intersezione della superficie di scivolamento con la rete.

Figura 2.4.32 (Borselli, 2020)



### Legenda simboli

- $d=d_1+d_2$  = distanza tra i rinforzi di fissaggio più vicini (m)  
 $d(1+\varepsilon_r\alpha)=dl_1+dl_2=d_r$  Lunghezza rete deformata (m)  
 $\alpha$  = Coefficiente di mobilitazione  $T_r$ , di progetto [0.0,1.0]  
 $\varepsilon_r=[(dl_1+dl_2)-d]/d$  coeff. deformazione lineare a rottura  
 $T_r$  = Resistenza limite a trazione della wire mesh (kN/m)  
 $T_{1,2}$  = Forza di ancoraggio di progetto dei rinforzi (kN/m)  
 $T_{1,2}^*$  = Forza di sfilamento sul rinforzo indotta da deformazione rete (kN/m)  
 $T_h$  = Reazione orizzontale passiva wire mesh (kN/m)  
 $\theta_{1,2}$  = Pendenza locale zone rinforzi (°)  
 $\beta_{1,2}$  = Inclinazione ancoraggio (chiodi/tiranti) (°)  
 $\omega_{1,2}$  = angolo tra rete deformata e parete (°)  
 $\delta$  = angolo inclinazione reazione passiva rete (°)

$$T_h = \alpha T_r \cos \delta$$

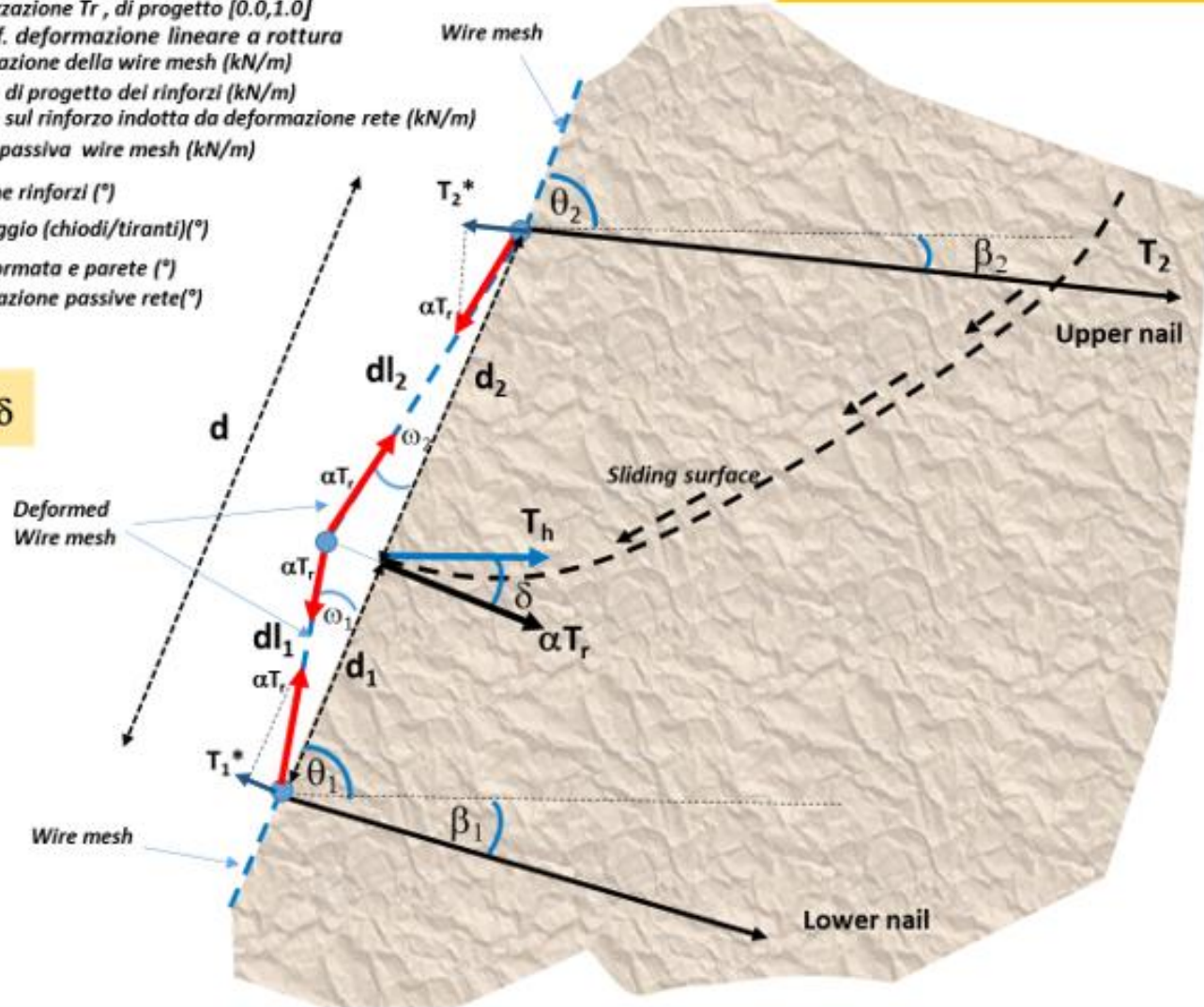


Figura 2.4.35 (Borselli, 2020)

*North Appenine  
Italy - spring 2003  
Photo by L.B.*

# **Grazie a Tutti per l'attenzione e la partecipazione !**





# GEOTECNICA

## Curso Base

### 2021



**Dr. Lorenzo Borselli**  
**Instituto de Geología**  
**Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico**  
**Docente di Geotecnica e Engineering Geology**

[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)  
[Lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:Lorenzo.borselli@uaslp.mx)  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>



# Programma



## Programma del corso de Geotecnica Generale

*“La Geotecnica che serve”*

Docente: **Prof. Geol. Lorenzo Borselli, PhD.**

**Docente di Geotecnica e Engineering Geology, Universidad Autonoma de San Luis Potosi, San Luis Potosi, Mexico.** [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com) <https://www.lorenzo-borselli.eu>

### Obbiettivi del corso

L’obbiettivo formativo del corso è quello di dare una visione aggiornata della geotecnica del secolo XXI con un orientamento specifico alla risoluzione di problemi pratici nella pratica professionale attuale. Il corso è strutturato in 10 moduli per un totale di 27 ore.

### Programma

## **Modulo 10 – Mappe di pericolosità e rischio instabilità dei pendii (2 ore)**

Analisi territoriale distribuita dei fenomeni di instabilità dei pendii, software disponibili, integrazioni con modelli LEM e idrologici, valutazione della pericolosità secondo differenti scenari, analisi del rischio.



# Modulo 10

Analisi territoriale distribuita dei fenomeni di instabilità' dei pendii, software disponibili, integrazioni con modelli LEM e idrologici, valutazione della pericolosità' secondo differenti scenari, analisi del rischio.

## Analisi territoriale distribuita dei fenomeni di instabilità' dei pendii

E' un fatto che a tutt'oggi esistono una molteplicità di dati territoriali e strumenti come *remote sensing*, INSAR, cartografia GIS, che sono utilizzati per la rappresentazione dei fenomeni instabilità storici e attuali in un dato territorio.

Inoltre esistono una serie di strumenti software per arricchire queste informazioni con strumenti cartografici e di analisi raster/vettoriale che permettono di derivare Indici di instabilità, pericolosità, e creare strumenti di previsione e analisi della pericolosità e rischio.

Questi strumenti possono essere utilizzati a differenti scale di dettaglio in funzione dei dati di base disponibili.

Cominciamo con le carte inventario dei fenomeni di instabilità dei pendii....



## Comparing landslide inventory maps

Mirco Galli, Francesca Ardizzone, Mauro Cardinali,  
Fausto Guzzetti\*, Paola Reichenbach

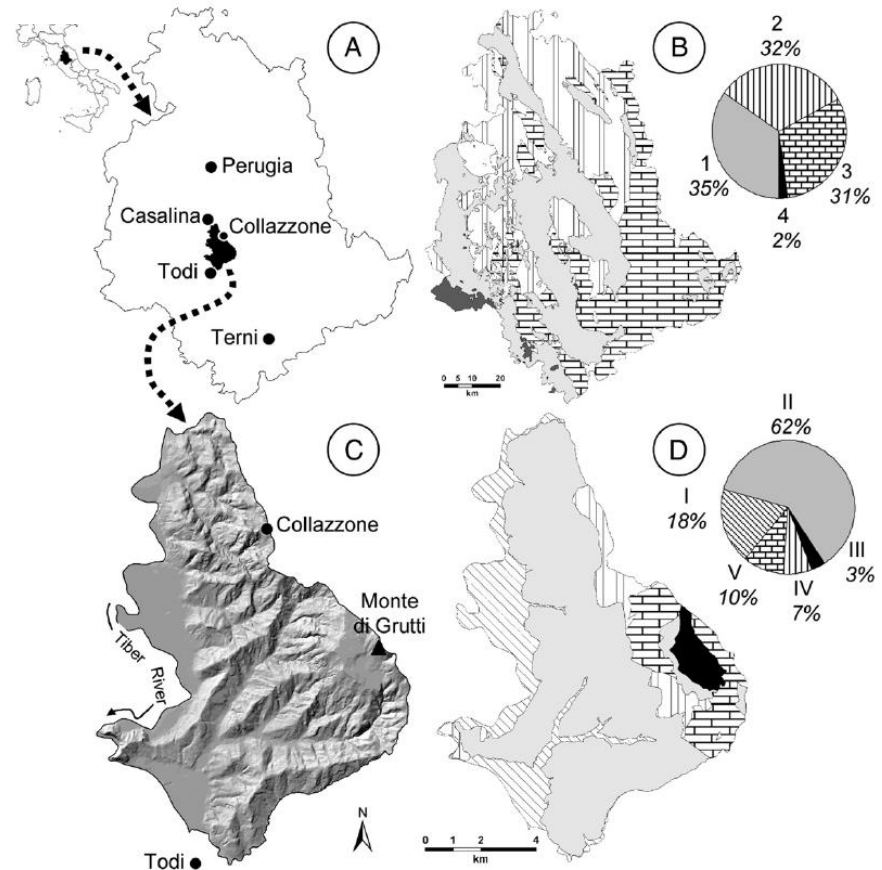
*CNR-IRPI, via della Madonna Alta 126, 06128 Perugia, Italy*

Received 15 July 2005; received in revised form 25 February 2006; accepted 9 September 2006  
Available online 14 June 2007



**Un interessante studio di comparazione  
Tra mappe inventario di frane  
Applicazione di criterio multitemporale**

Area di studio



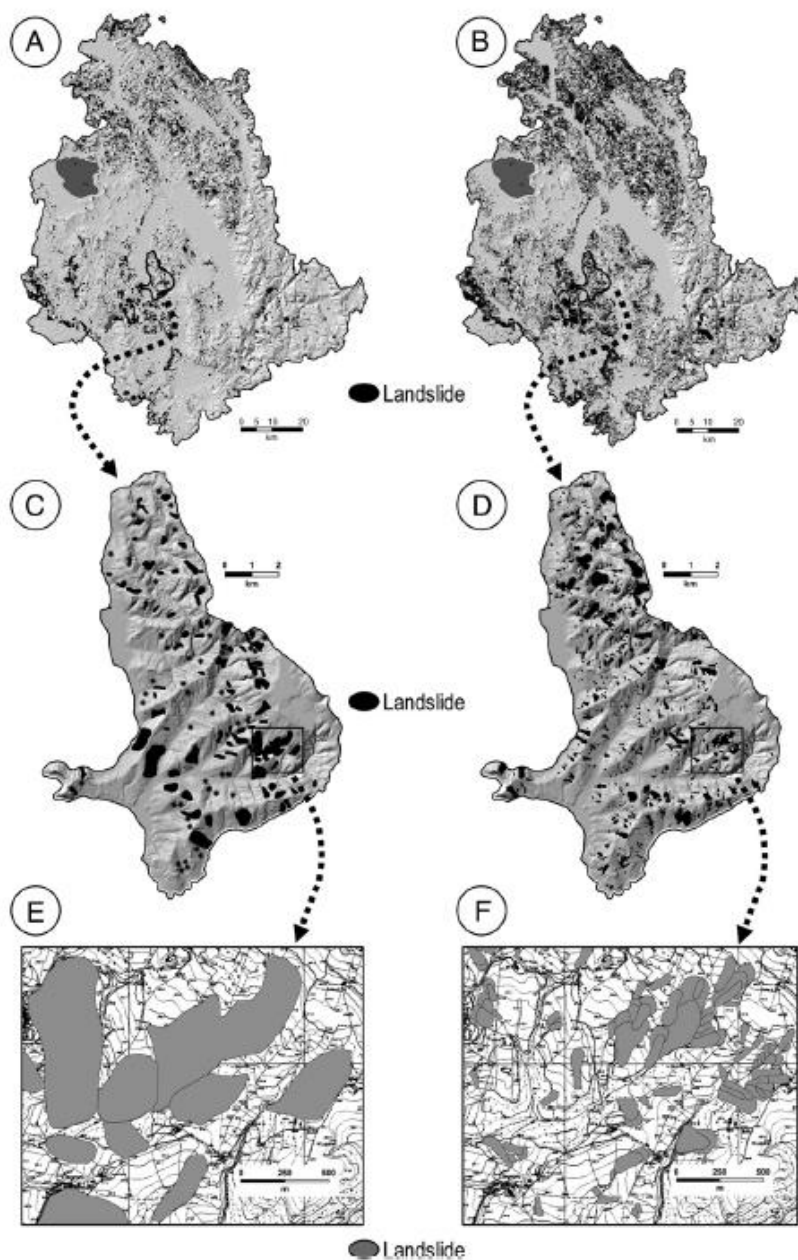


Fig. 3. Landslide inventory maps for the Umbria region. (A) Reconnaissance inventory map (Guzzetti and Cardinali, 1989, 1990); (B) Geomorphological inventory map (Antonini et al., 2002a); (C) Portion of the reconnaissance inventory for the Collazzone area. (D) Portion of the geomorphological inventory for the Collazzone area. (E) Enlargement of (C). (F) Enlargement of (D).

Table 1

Sets of aerial photographs used to prepare landslide inventory maps in Umbria

Year	Period	Type	Nominal Scale	Type of Inventory		
				a	b	c
1941	Summer	Panchromatic	1:18,000			●●
1954–56	Spring– Summer	Panchromatic	1:33,000	●●	●●	●●
1977	Spring– Summer	Colour	1:13,000		●	●●
1985	July	Panchromatic	1:15,000			●●
1994	Unknown	Panchromatic	1:73,000		●	
1997	April	Panchromatic	1:20,000			●●

(a) Reconnaissance landslide inventory prepared by Guzzetti and Cardinali (1989, 1990) for the entire Umbria region (Fig. 3A). (b) Geomorphological landslide inventory prepared by Antonini et al. (2002a) for the entire Umbria region (Fig. 3B). (c) Multi-temporal inventory map compiled for the Collazzone area (Fig. 4). ●●, aerial photographs used systematically to identify landslides; ●, aerial photographs used in limited areas or to attribute additional information to already mapped landslides.

Comparazione di mappe inventario delle frane: (A,C,E) rilevamento 1990; (B,D,F) rilevamento Geomorfologico

Da:

Galli, M., Ardizzone, F., Cardinali, M., Guzzetti, F., & Reichenbach, P. (2008). Comparing landslide inventory maps. *Geomorphology*, 94(3-4), 268-289.

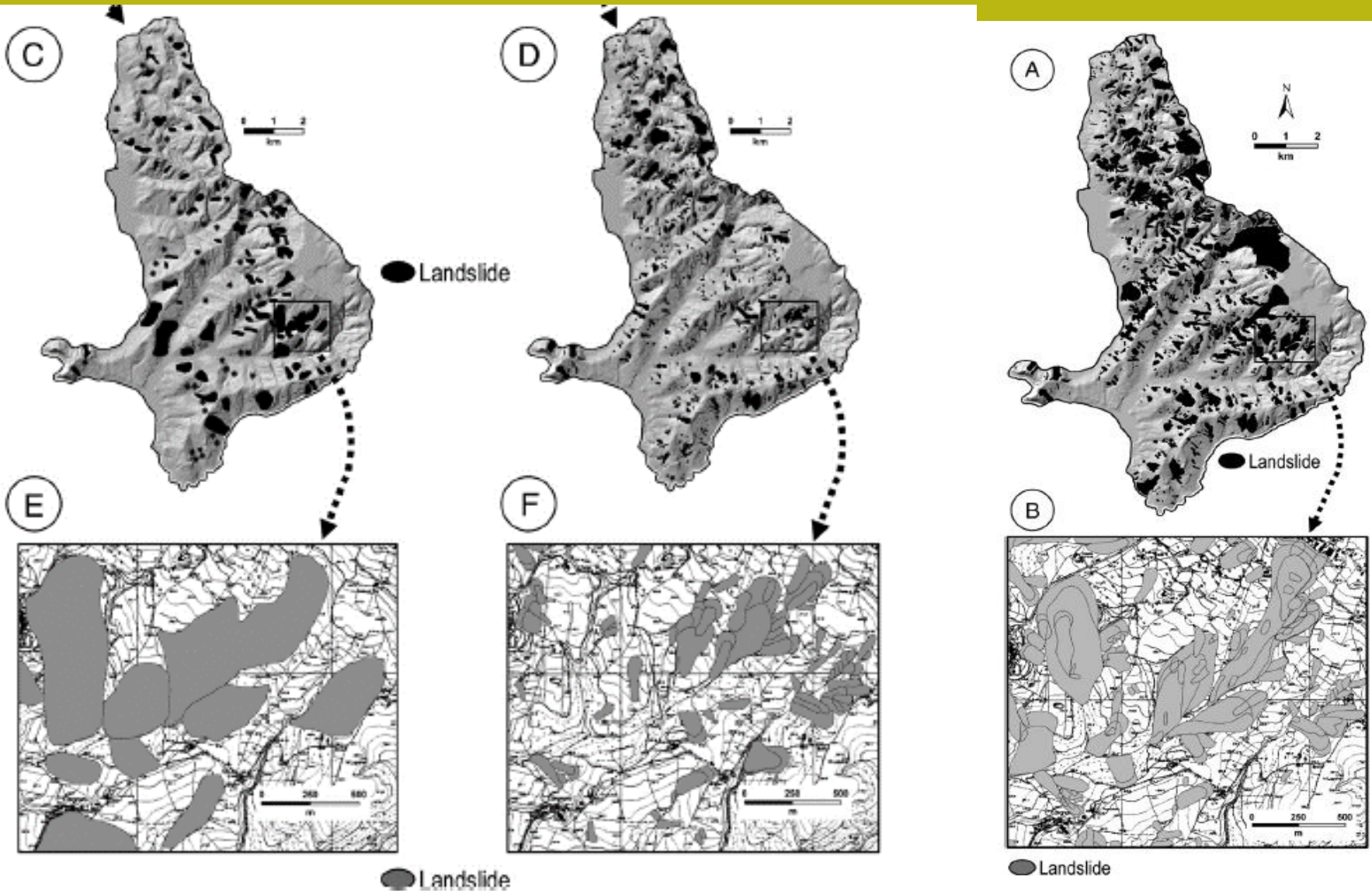


Fig. 4. Collazzone area. (A) Multi-temporal landslide inventory map prepared through the interpretation of 5 sets of aerial photographs. (B) Enlargement.

Rilevamento di campo  
+ foto aeree 1954-1956

Geomorfologica  
+ foto aeree 1954-1956,  
1977, 1994

Multitemporale  
Foto aeree 1941 ->1997

$\alpha$  – Landslide susceptibility obtained from the reconnaissance inventory (Map A)

$\beta$  – Landslide susceptibility obtained from the geomorphological inventory (Map B)

$\gamma$  – Landslide density obtained from the multi-temporal inventory (Map C)

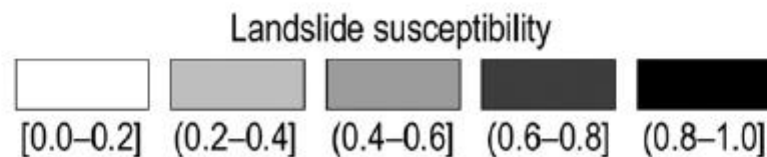
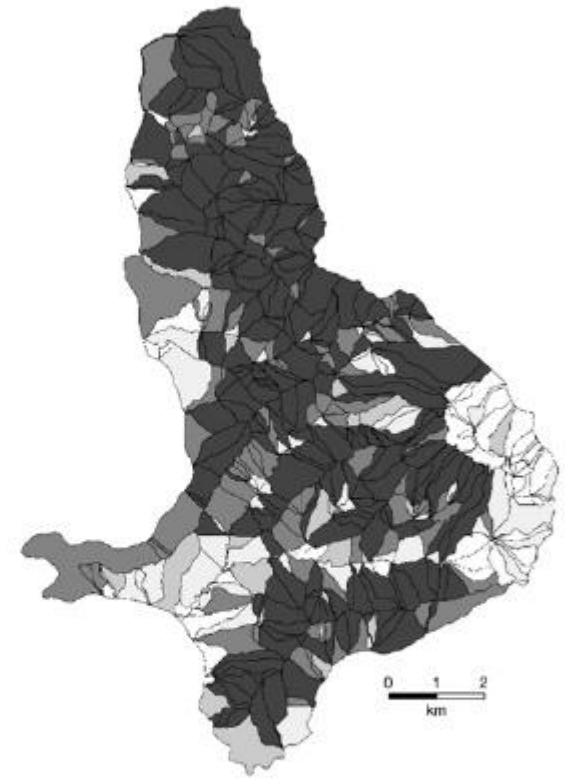
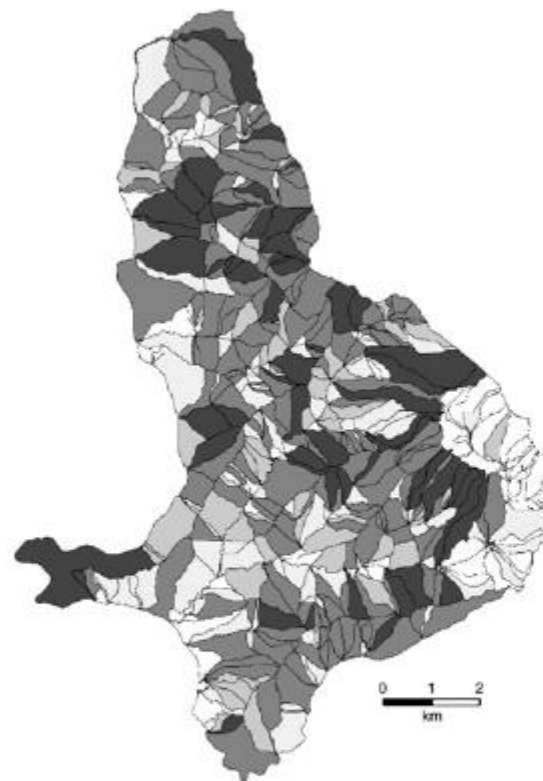


Fig. 10. Landslide susceptibility models for the Collazzone area. Models prepared using the same set of independent thematic variables and three different landslide inventory maps. Square bracket indicates class limit is included, and round bracket indicates class limit is not included.

## Principali conclusioni del lavoro di Galli et al. (2008)

*«Le mappe inventario delle frane contengono informazioni importanti per indagare l'evoluzione delle forme del rilievo e valutare la suscettibilità e pericolosità indotte dai movimenti franosi. Le mappe Inventario delle frane sono prodotti efficaci e intelligibili per esperti e non esperti, compresi i decisori, pianificatori, dirigenti della protezione civile e cittadini. A causa delle tecniche utilizzate per compilare le mappe dell'inventario, gli inventari delle frane sono prodotti soggettivi, la cui qualità dipende dall'abilità e dall'esperienza degli ricercatori, la complessità dell'area di studio, e la completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili, comprese le fotografie aeree utilizzate per identificare le frane (Guzzetti et al., 2000; Malamud et al., 2004).» (Galli et al. 2008)*

***«I Risultati hanno mostrato che un inventario multi-temporale preparato attraverso l'interpretazione sistematica e simultanea di più serie di fotografie aeree di diverse annate, integrate da estensive indagini geologico e geomorfologiche sul campo, è superiore a (cioè più affidabile) di inventari geomorfologici o di rilevamento preparati per la stessa zona.» (Galli et al. 2008)***

# Un altro importante lavoro da leggere:

Earth-Science Reviews 112 (2012) 42–66

Contents lists available at SciVerse ScienceDirect

Earth-Science Reviews

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/earscirev](http://www.elsevier.com/locate/earscirev)



## Landslide inventory maps: New tools for an old problem

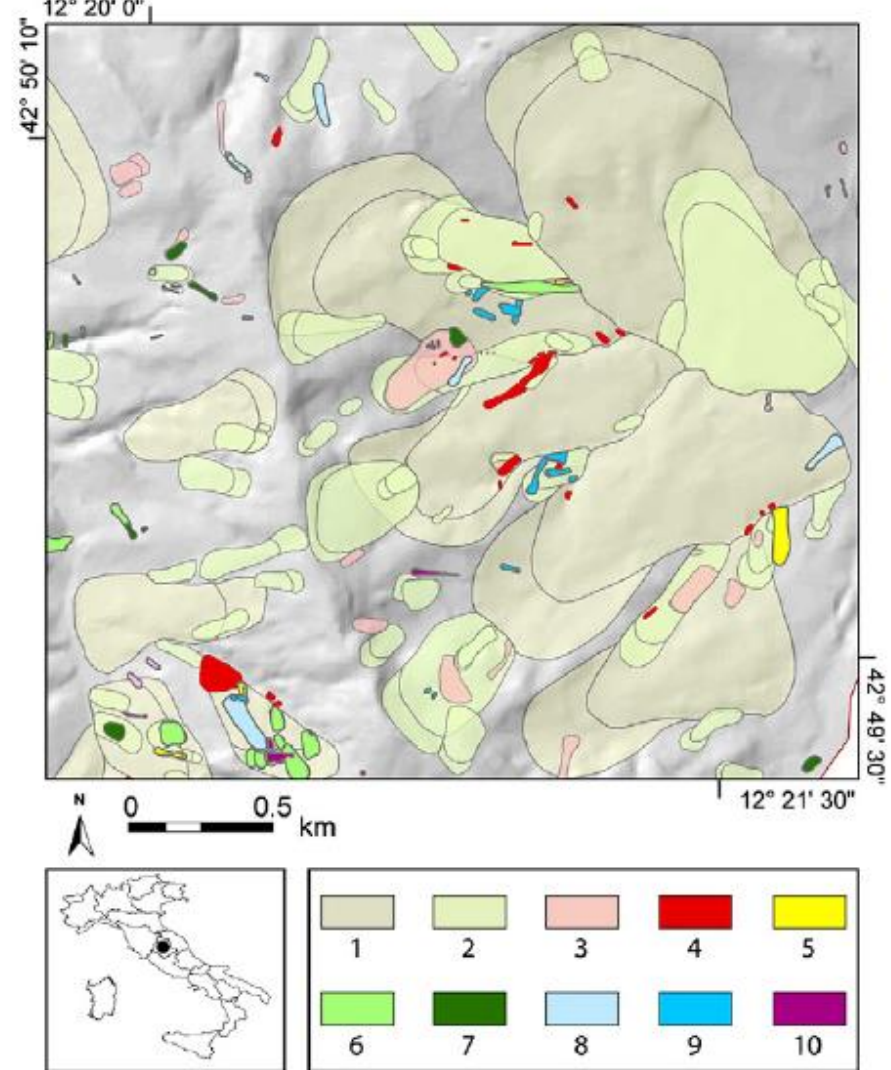
Fausto Guzzetti <sup>a,\*</sup>, Alessandro Cesare Mondini <sup>a,b</sup>, Mauro Cardinali <sup>a</sup>, Federica Fiorucci <sup>a,b</sup>, Michele Santangelo <sup>a,b</sup>, Kang-Tsung Chang <sup>c</sup>

<sup>a</sup> CNR IRPI, via Madonna Alta 126, I-06128 Perugia, Italy

<sup>b</sup> Università degli Studi di Perugia, Piazza dell'Università, I-06123 Perugia, Italy

<sup>c</sup> Kainan University, 1, Kainan Rd., Luzhu, Taoyuan 33857, Taiwan

Guzzetti, F., Mondini, A. C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., & Chang, K. T. (2012). Landslide inventory maps: New tools for an old problem. *Earth-Science Reviews*, 112(1-2), 42-66



**Fig. 1.** Multi-temporal landslide map for the Monte Castello di Vibio area, Umbria, Italy. The map was prepared through the visual interpretation of five sets of aerial photographs flown between 1941 and 1997 at scales ranging from 1:33,000 to 1:13,000, and field surveys in 2010. Crown areas are shown separately from the deposits. Colors show landslides of different ages: (1) relict landslides, (2) very old landslides, (3) landslides older than 1941, (4) active landslides in 1941, (5) active landslides in 1954, (6) landslides in the period 1955–1976, (7) active landslides in 1977, (8) landslides in the period 1978–1984, (9) active landslides in 1985, (10), landslides mapped in the field in winter 2010.

## Caratteristiche e tempo necessario per completare le diverse tipologie di mappe inventario Delle frane.

**Table 2**

Characteristics of landslide inventory maps for which information on the time required to complete the inventory was available. Extent, extent of the area covered by the inventory, in square kilometers. Type: G, geomorphological inventory; E, event inventory; M, multi-temporal inventory; S, seasonal inventory. Type of imagery: AP, aerial photography; SI, satellite imagery; LI, Lidar. Time, time required to prepare the inventory, in months. Rate, average number of square kilometers per interpreter per month. Sources: (1) Cardinali et al. (1990), (2) Guzzetti and Cardinali (1989, 1990), (3) Antonini et al. (2002a), (4) Antonini et al. (1993), (5) Galli et al. (2008), (6) Antonini et al. (2002b), (7) Cardinali et al. (2000), (8) Guzzetti et al. (2004), (9) Mondini et al. (2011a, 2011b), Ardiszone et al., in press-b, (10) Ardiszone et al. (2007), (11) Fiorucci et al. (2011).

ID	Area	Extent	Type	Scale		Type	Imagery		Investigators	Time	Rate
				Production	Publication		Sets	Scale/resolution			
1	New Mexico, USA	315,194	G	1:100,000	1:500,000	AP	1 (2)	1:31,500 1:12,000, 1:58,000	2	18	8755
2	Umbria, Italy	8456	G	1:25,000	1:100,000	AP	1	1:33,000	2	9	470
3	Umbria, Italy	8456	G	1:10,000	1:25,000	AP	2 (1)	1:33,000, 1:13,000 1:73,000	4	28	100
4	Marche, Italy	14,600	G	1:25,000	1:100,000	AP	1	1:33,000	3	9	540
5	Collazzone, Italy	79	M	1:10,000	1:10,000	AP	5	1:13,000, 1:33,000	2	5	8
6	Apennines, Italy	900	E	1:10,000	1:25,000	AP	1 (2)	1:13,000 1:2000, 1:33,000	3	4	75
7	Umbria, Italy	1500	E	1:10,000	1:10,000	AP	1	1:20,000	2	6	125
8	Imperia, Italy	500	E	1:10,000	1:10,000	AP	2 (1)	1:13,000, 1:5000 1:55,000	2	2	125
9	Messina, Italy	120	E	1:10,000	1:10,000	AP	2	1:3500, 1:4500	2	2	30
10	Messina, Italy	120	E	1:10,000	1:10,000	SI	2	0.6 m × 0.6 m	1	0.4	300
11	Collazzone, Italy	10	E	1:10,000	1:10,000	LI	1	2 m × 2 m	1	2	5
12	Collazzone, Italy	79	S	1:10,000	1:10,000	SI	2	1 m × 1 m 0.5 m × 0.5 m	1	3	26

Da Guzzetti et al. (2012)

# Un esempio interessante fra tanti.. Dalla La regione emilia Romagna Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane SU:

<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/cartografia-dissesto-idrogeologico>

The screenshot shows a web browser window with the URL <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/cartografia-dissesto-idrogeologico>. The page content includes:

- Navigation: E-R | Ambiente | Geologia, sismica e suoli > Cartografia > Cartografia interattiva e banche dati
- Section: Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane
- Access: Accesso ai dati dell'Archivio storico delle frane e della carta Inventario delle frane con diverse modalità
- Buttons: **ACCEDI ai DATI in versione Web-Gis** and **ACCEDI ai DATI in formato PDF**
- Section: Condizioni di utilizzo dei dati
- Text: I dati sono resi disponibili nel rispetto delle **note Legali** pubblicate nel link a fondo pagina. Ulteriori indicazioni sul corretto utilizzo dei dati sono le seguenti:
  - ▶ La Carta Inventario delle frane e l'Archivio storico delle frane sono supporti conoscitivi ed informativi di base, destinati a una utenza generale, costituita da tecnici, amministratori e cittadini. I dati messi a disposizione non possono essere utilizzati in sostituzione di analisi, studi e rilievi di dettaglio e relazioni professionali in tutti i casi in cui esse siano previste dalle Leggi in materia. In particolare la carta Inventario delle frane non è formalmente parte di nessuno strumento di pianificazione comunale, provinciale o di Bacino e quindi non produce direttamente alcun effetto normativo sul territorio.
  - ▶ La mappatura delle frane, la loro classificazione tipologica e di attività, l'interpretazione dei dati raccolti, sono attività intellettuali e pertanto soggettive. Esse sono influenzate dalla capacità ed esperienza del tecnico rilevatore e realizzatore delle mappe nonché dalla quantità e attendibilità dei dati raccolti, spesso provenienti da fonti esterne e non sottoposti all'origine a verifiche e controlli di qualità.
- Text: Inoltre, poiché per definizione le frane sono soggette a possibile riattivazione, va sempre considerato che i depositi mappati nella Carta Inventario delle frane possono aver modificato forma o stato di attività successivamente alla data di rilevamento/aggiornamento.
- Text: Il SGSS pertanto, pur sottoponendo tutto il processo di raccolta, elaborazione dati e mappatura a proprie verifiche e controlli, non è in grado di garantire che i dati contenuti nella carta Inventario delle frane e nell'Archivio storico delle frane siano conformi alla realtà dei luoghi, dei fenomeni e degli eventi del passato che si propongono di rappresentare e che essi rimangano immutati in seguito a nuovi dati o interpretazioni.
- Section: Ogni iniziativa di divulgazione delle informazioni contenute nella Carta e nell'Archivio dovrà sempre citare la fonte come di seguito riportato.
  - Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna – Carta Inventario delle frane a scala 1:10000 della Regione Emilia-Romagna.
  - Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna – Archivio storico delle frane della Regione Emilia-Romagna”
- Right sidebar: Includes a logo for 'CTS sismica Regione Emilia Romagna', a 'Cosa fa la Regione' section, a 'Temi' section with a list of topics (Acque, Costa, Frane e rischio idrogeologico, Geologia, Geositi, Metalli pesanti, Risorse estrattive, Sismica, Suoli, Suoli e Pianificazione), and a 'Cartografia' section with a list of cartographic services (Cartografia geologica e geotematica, Cartografia interattiva e banche dati, Cartografia geologica, Carta Inventario delle frane e Archivio storico delle frane, Cartografia dei suoli).



In genere è stata fatta una integrazione tra diverse fonti disponibili ed è con frequenza aggiornata dal servizi cartografico della REM.

Come ad esempio per la provincia di reggio emilia (fino al 2005):

- Carta Inventario del Dissesto (ed.1996 e agg. 2000) (scala 1:10.000) - Regione Emilia Romagna
- Carta Geologica (scala 1:10.000 e 1:100.000) - Regione Emilia Romagna
- Carta del Dissesto - Rischio Idrogeologico in Programma di Previsione/Prevenzione di Protezione Civile - Provincia di Reggio Emilia
- Studio della Pericolosità Sismica delle Province di Modena e Reggio Emilia Provincia di Reggio Emilia
- Dati Atlante Programma Speciale SCAI - CNR e GNDCl
- Documentazione e Cartografia della franosità storica - Regione Emilia Romagna
- Rilievo aerofotogrammetrico volo Prot. Civile 2000/bn (scala 12.000 circa) - Regione Emilia Romagna
- Rilievo aerofotogrammetrico volo RER 1976-'78/c (scala 13.500 circa) - Regione Emilia Romagna
- Elaborazioni cartografiche recenti di corredo alle Varianti Generali ai Piani Regolatori, rapporti geologici, geotecnici, idrogeologici, tesi inedite e altre pubblicazioni della Provincia di Reggio Emilia.

# Esempio di frammento di archivio storico delle frane – comune di Ventasso (RE)



**ER** Regione Emilia Romagna servizio geologico sismico e dei suoli

## Archivio Storico delle Frane

L'archivio storico delle frane raccoglie informazioni sulle date di attivazione/riattivazione di frane con relativa localizzazione, in un intervallo di tempo che va dal Medioevo sino ad oggi.  
Per ogni evento sono riportate, ove disponibili, informazioni relative alla tipologia della frana, alla sua dimensione, a eventuali effetti sul territorio.

<< Lista completa eventi della provincia di Reggio nell'Emilia

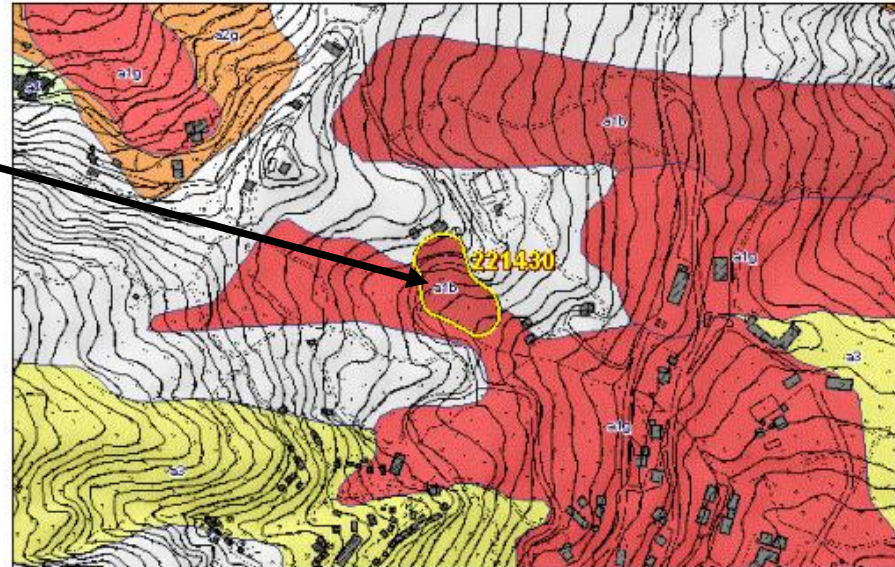
### Comune di VENTASSO

- A valle della SC Busana-Ca' de' Manari sul versante sinistro del Rio Riccò - Segnalazione del 1983 - 1 Evento
- Abitato di Montecagno. Versante degradante verso l'Inclisone del T. Guadarolo. - Segnalazioni dal 1960 al 1963 - 2 Eventi
- Acquabona - Segnalazioni dal 1965 al 1985 - 3 Eventi
- Bora - Segnalazione del 1987 - 1 Evento
- Borgata di Casenove. - Segnalazione del 1960 - 1 Evento
- Busana versante destro del bacino Rio Riccò nel tratto a valle della Strada per Cà de' Manari. - Segnalazione del 1988 - 1 Evento
- Camporella - Segnalazioni dal 1792 al 1991 - 2 Eventi
- Camporella (nord) - Segnalazione del 1984 - 1 Evento
- Camporella (sud-est) - Segnalazioni dal 1984 al 1993 - 2 Eventi
- Canova - Segnalazioni dal 1652 al 1964 - 7 Eventi
- Capoluogo di Collagna lungo la SC Via Don Luca Pallai - Segnalazione del 1990 - 1 Evento
- Capril Caprile Ligonchio (RE) Ligonghio Reggio Emilia - Segnalazioni dal 1951 al 2013 - 9 Eventi
- Caprile SC che attraversa la vallecola a S del paese - Segnalazione del 1980 - 1 Evento
- Cereglio Ramiseto (RE) - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cerreglio Ramiseto (RE) - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cerreto dell'Alpi Collagna RE - Segnalazioni dal 1951 al 1952 - 2 Eventi
- Cerreto dell'Alpi. Strada di accesso alla Strada Statale n. 63 sponda destra del F. secchia. Comune Collagna - Frazione dell'Alpi lungo la SC collegamento statale - Segnalazioni dal 1955 al 1978 - 2 Eventi
- Cervarezza - Segnalazione del 2013 - 1 Evento
- Cervarezza - Segnalazioni dal 1472 al 2000 - 10 Eventi
- Cinquecerri - Segnalazione del 2010 - 1 Evento
- Collagna (Abitato) Settore meridionale. Coinvolge un esteso tratto del paese a partire dalla Strada Statale n. 63 sino al pendio degradante verso il fondovalle Secchia. Nell'ambito lo SCAI (Prov. di Reggio Emilia Scheda abitato 8) segnala 4 frane. Questo riferimento è relativo alla frana 3. Per le altre 3 frane vedi i riferimenti 242 243 245. - Segnalazione del 1957 - 1 Evento
- Collagna (RE) Collagna. Strada comunale - Ponte Secchia. - Segnalazioni dal 1963 al 2013 - 2 Eventi






Clicchiamo su questo evento..

[http://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/fs/fs\\_dis.js p?id\\_comune=35046](http://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/fs/fs_dis.js p?id_comune=35046)

Scheda e ubicazione  
Dell'evento del 31-03-  
2013 nella carta del  
dissesto disponibile su  
PDF ma anche su  
webGIS



Chiudi la legenda

-  Perimetro della frana storicamente documentata
-  a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
-  a1g - Deposito di frana attiva complessa
-  a2g - Deposito di frana quiescente complessa
-  a3 - Deposito di versante s.l.

Glossario [pdf]

### 1. Evento del 2013

- Data: **31/03/2013** [breve periodo certo (1-7gg)]
- Descrizione:  
Scorrimento rotazionale che interessa una strada Comunale e il terreno a monte coinvolgendo un giardino privato e alcuni manufatti. Il movimento appare dell'ordine delle decine di centimetri ma non ha pregiudicato la viabilità stradale [Localizzazione: Verificata da documentazione tecnica]
- Dimensioni del fenomeno: Lunghezza 100 m circa Larghezza 50 m circa
- Cause innesco: **plogge e fusione manto nevoso** nei giorni 25-31 Marzo
- E' presente documentazione presso il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli.

**CARTA INVENTARIO DELLE FRANE DELL'EMILIA-ROMAGNA**  
 edizione Marzo 2017  
**Ventasso - tavola 3**

Scala 1:60.000

**Descrizione della cartografia**

La cartografia è stata elaborata in base ai dati geologici, geomorfologici, geotecnici e geotecnicamente rilevati, nonché ai dati di campo, e ha lo scopo di individuare le aree a rischio di frana e di classificarle in base alla pericolosità potenziale.

**Legenda**

Le aree a rischio di frana sono classificate in base alla pericolosità potenziale, che è funzione della suscettibilità del territorio e della pericolosità delle frane. Le aree a rischio di frana sono classificate in base alla pericolosità potenziale, che è funzione della suscettibilità del territorio e della pericolosità delle frane.












- Depositi di frane**
- 01 Depositi di frane attive per erosione
  - 02 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 03 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 04 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 05 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 06 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 07 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 08 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 09 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 10 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 11 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 12 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 13 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 14 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 15 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 16 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 17 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 18 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 19 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 20 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 21 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 22 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 23 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 24 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 25 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 26 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 27 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 28 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 29 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 30 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 31 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 32 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 33 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 34 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 35 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 36 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 37 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 38 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 39 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 40 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 41 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 42 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 43 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 44 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 45 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 46 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 47 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 48 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 49 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 50 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 51 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 52 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 53 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 54 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 55 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 56 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 57 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 58 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 59 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 60 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 61 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 62 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 63 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 64 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 65 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 66 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 67 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 68 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 69 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 70 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 71 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 72 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 73 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 74 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 75 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 76 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 77 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 78 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 79 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 80 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 81 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 82 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 83 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 84 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 85 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 86 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 87 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 88 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 89 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 90 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 91 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 92 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 93 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 94 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 95 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 96 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 97 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 98 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 99 Depositi di frane attive per colamento di frang.
  - 100 Depositi di frane attive per colamento di frang.





[http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/dissesto/pdf/tav/Frane\\_tav\\_35046\\_3\\_di\\_9.PDF](http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/dissesto/pdf/tav/Frane_tav_35046_3_di_9.PDF)

## LEGENDA





### **Depositi di frana**

-  a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento
-  a1d - Deposito di frana attiva per colamento di fango
-  a1e - Deposito di frana attiva per colamento detritico
-  a1g - Deposito di frana attiva complessa
-  a1h - Deposito di frana attiva per scivolamento in blocco o DGPV
-  a2b - Deposito di frana quiescente per scivolamento
-  a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango
-  a2e - Deposito di frana quiescente per colamento detritico
-  a2g - Deposito di frana quiescente complessa
-  a2h - Deposito di frana quiescente per scivolamento in blocco o DGPV
-  a0 - Deposito di frana naturalmente stabilizzata o relitta



### **Eventi di frana storicamente documentati**

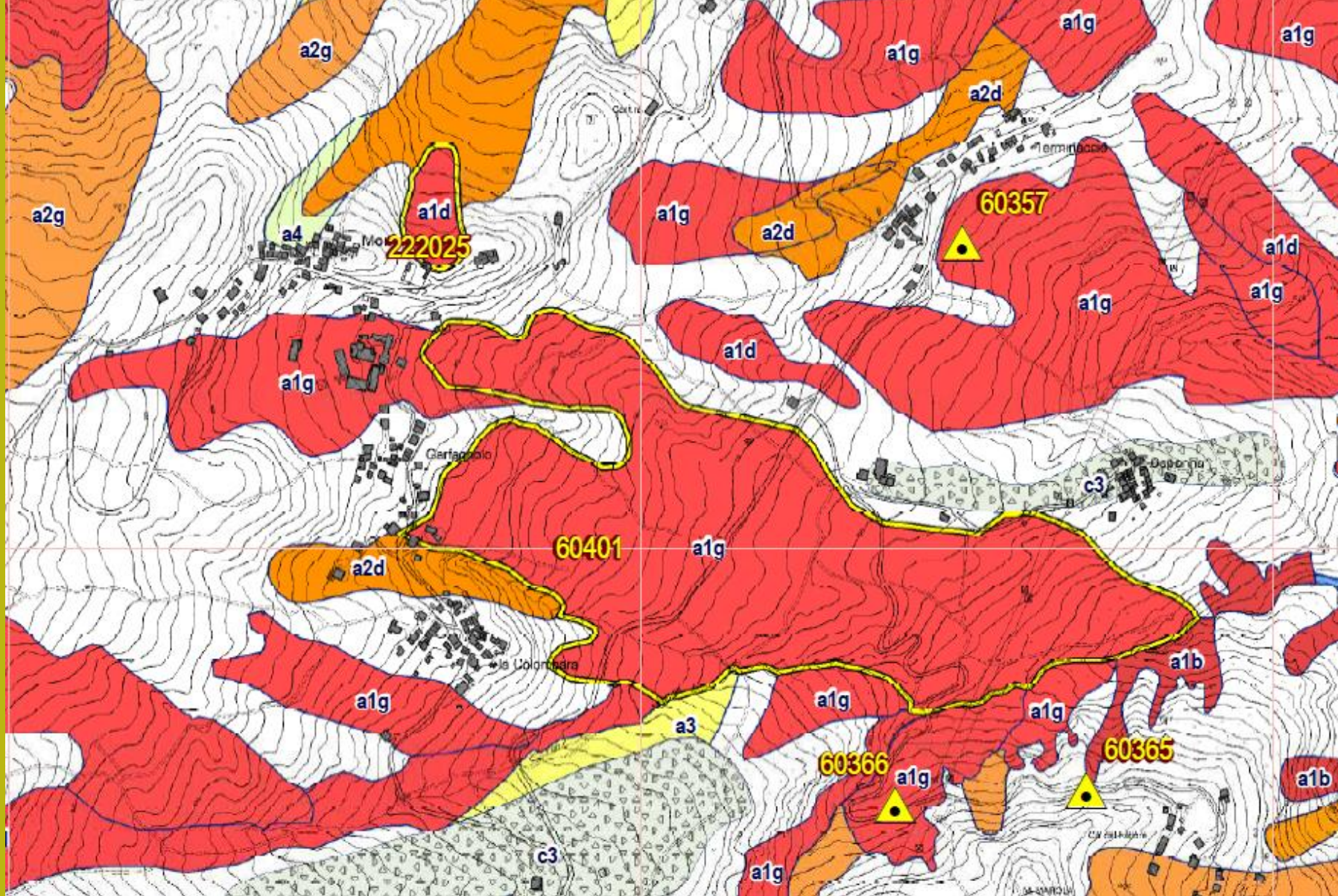
-  Frana con eventi storicamente documentati di limitata estensione
-  Frana con eventi storicamente documentati

### **Altri depositi di versante**

-  a6 - Detrito di falda
-  a3 - Deposito di versante s.l.; a5 - Antico deposito di versante
-  a4 - Deposito eluvio-colluviale; e1 - Deposito di salsa; d1 - Deposito eolico; f1 - Deposito palustre; f2 - Deposito lacustre
-  c3 - Deposito glaciale e periglaciale

### **Depositi alluvionali**

-  b1 - Depositi alluvionali attualmente in evoluzione
-  bn - Depositi alluvionali attualmente non in evoluzione



[http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/dissesto/pdf/tav/Frane\\_tav\\_35046\\_3\\_di\\_9.PDF](http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/dissesto/pdf/tav/Frane_tav_35046_3_di_9.PDF)

# Mappe PAI – Multitemporalita' ? E loro Evoluzione.. (il caso di Moltalbano-, La spezia (SP))



# Mappe PAI – Multitemporalita' ? E loro Evoluzione.. (il caso di Moltalbano-, La spezia (SP))

CASO MONTALBANO-.LA SPEZIA

CENSIMENTO IFFI 2009

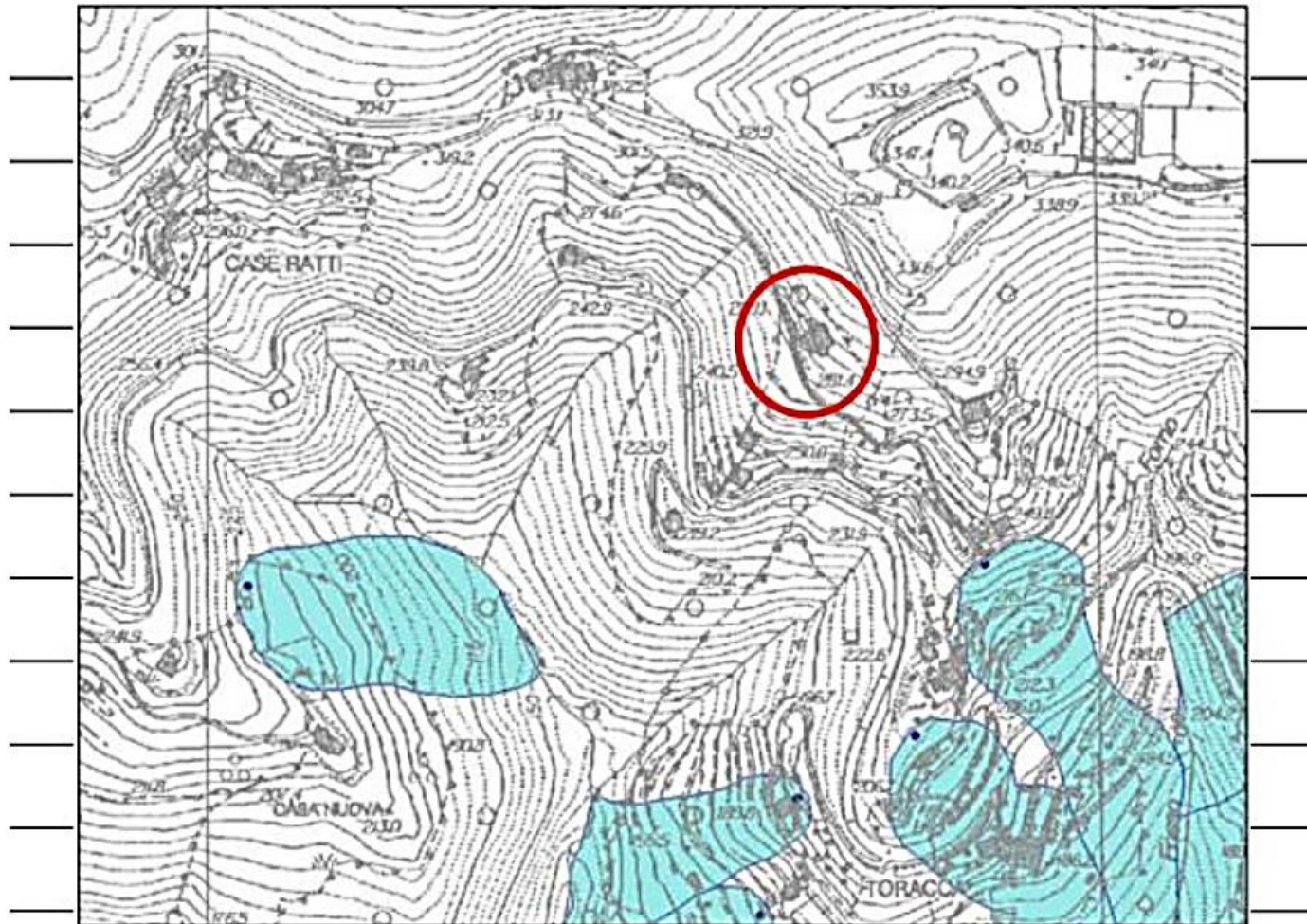


Fig. 2: Progetto IFFI – Inventario dei fenomeni franosi, aggiornamento 2009.

CARTA GEOLITOLOGICA pai

Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)



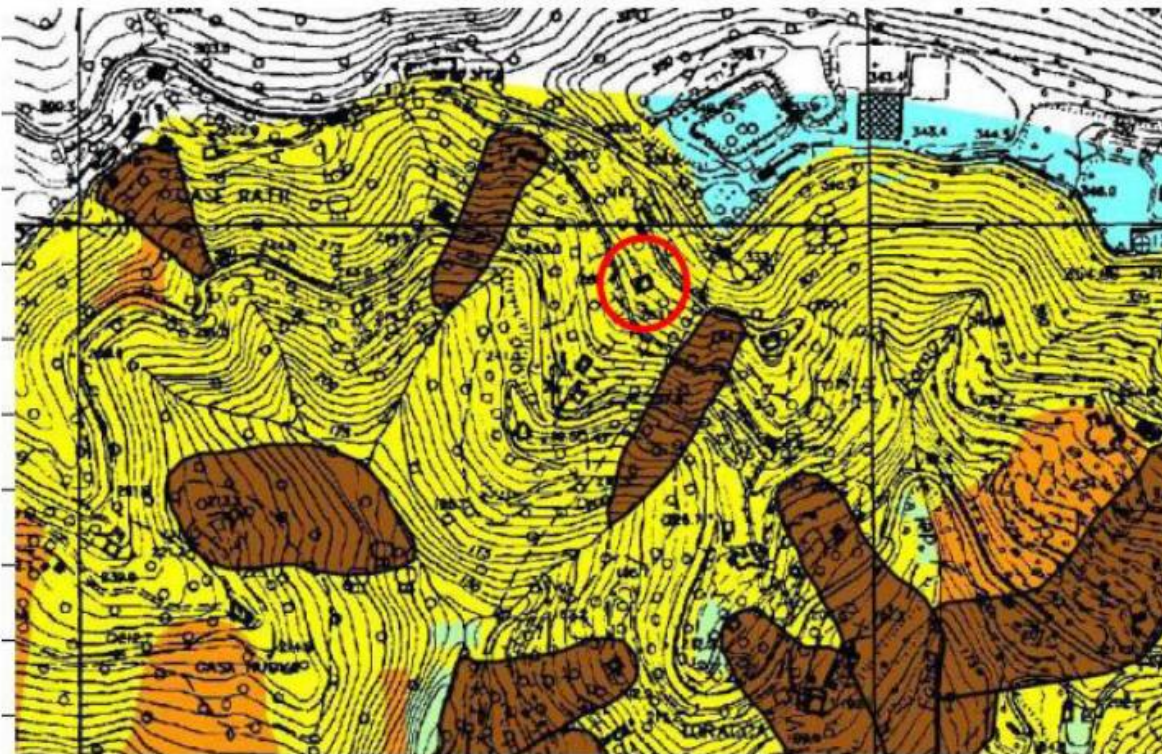


Fig. 5: Stralcio della Carta della suscettività al Dissesto – Piano di bacino

Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)



	ZONA MILITARE		Materiale di riporto
	Area stoccaggio carbone e ceneri ENEL		Ravaneti di cava
	Coperture detritiche da massi a sabbie (spessore da 3,00 a 5,00)		Coperture detritiche da massi a sabbie (spessore >5,00)
	Coperture detritiche da ciottoli ad argille (spessore da 3,00 a 5,00)		Coperture detritiche da ciottoli ad argille (spessore >5,00)
	Arenaria del Monte Gottero: alternanze turbiditiche di arenarie, argilliti e marne siltose (arG) - Senoniano - Paleocene		Arenaria del Monte Gottero su Materiale di riporto

Fig. 6: Carta Geologica del PUC del Comune di La Spezia.

Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)



	SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media
	CLASSE: C0
	SUSCETTIBILITA' D'USO: condizionata - PERICOLOSITA': media
	- CLASSE: C2

Fig. 8: Carta della Suscettibilità d'uso del territorio del Comune di La Spezia.

Fig. 1 - Suscettibilità d'uso CLASSE C0 - Pericolosità Media

Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)

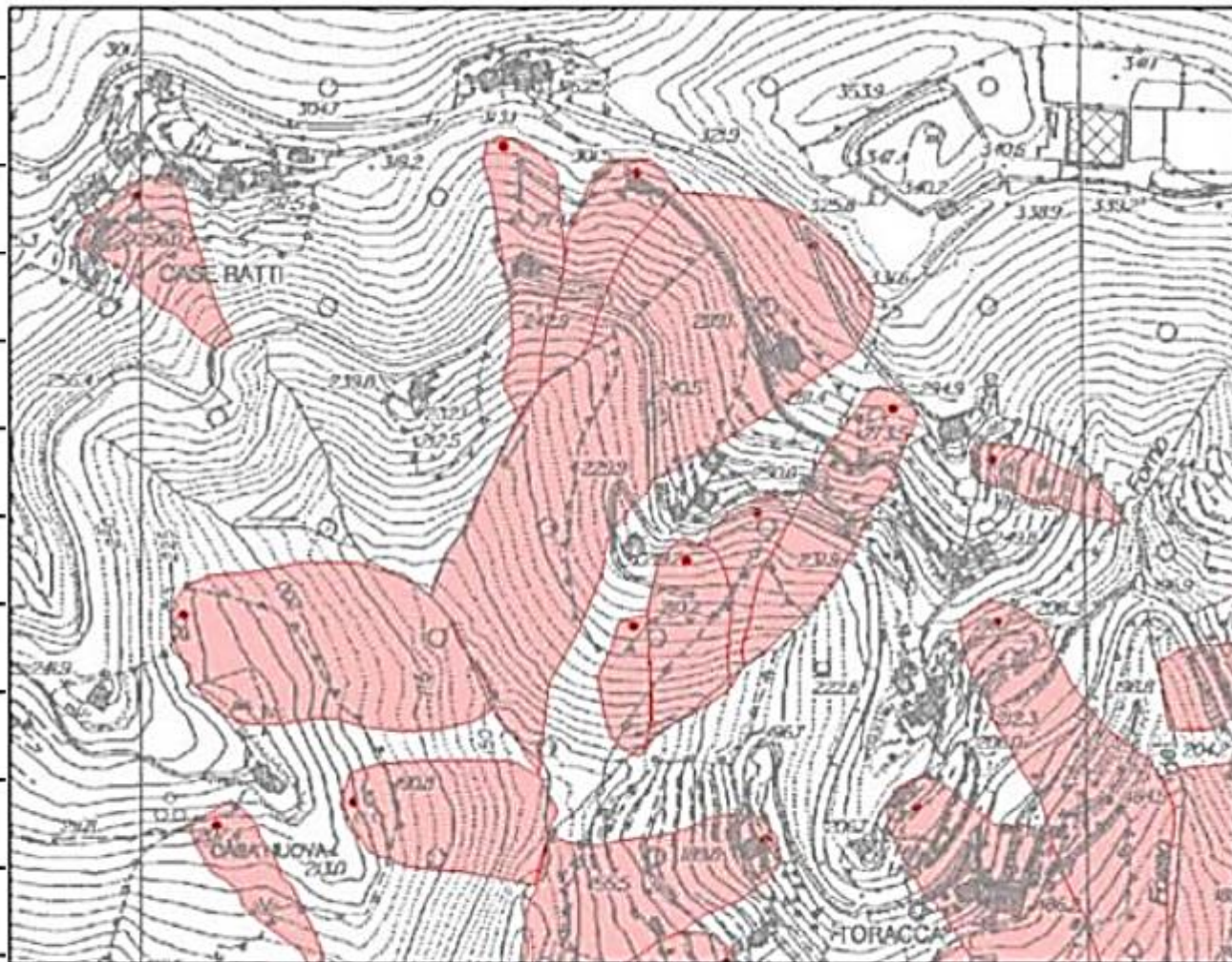


Fig. 10: Progetto IFFI – Inventario dei fenomeni franosi, ultimo aggiornamento

2014.

Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)

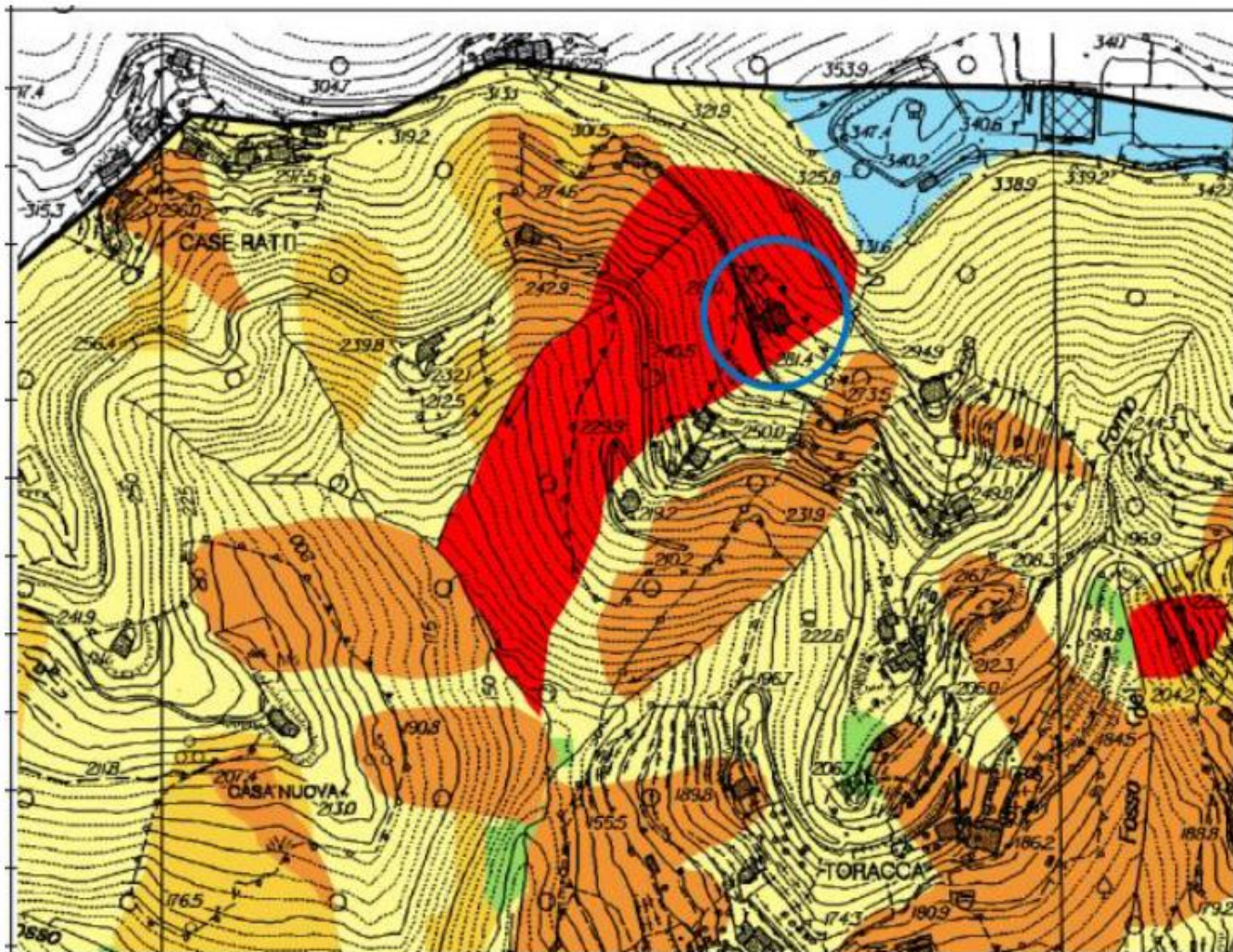


Fig. 9: Carta della Suscettività al dissesto del Piano di Bacino – Ambito 20

(ultima variante approvata con D.D.G. n°4932 del 27/08/2020).

Fig. 2 - la Frana è avvenuta nel dicembre 2010

L'evoluzione del distretto franoso

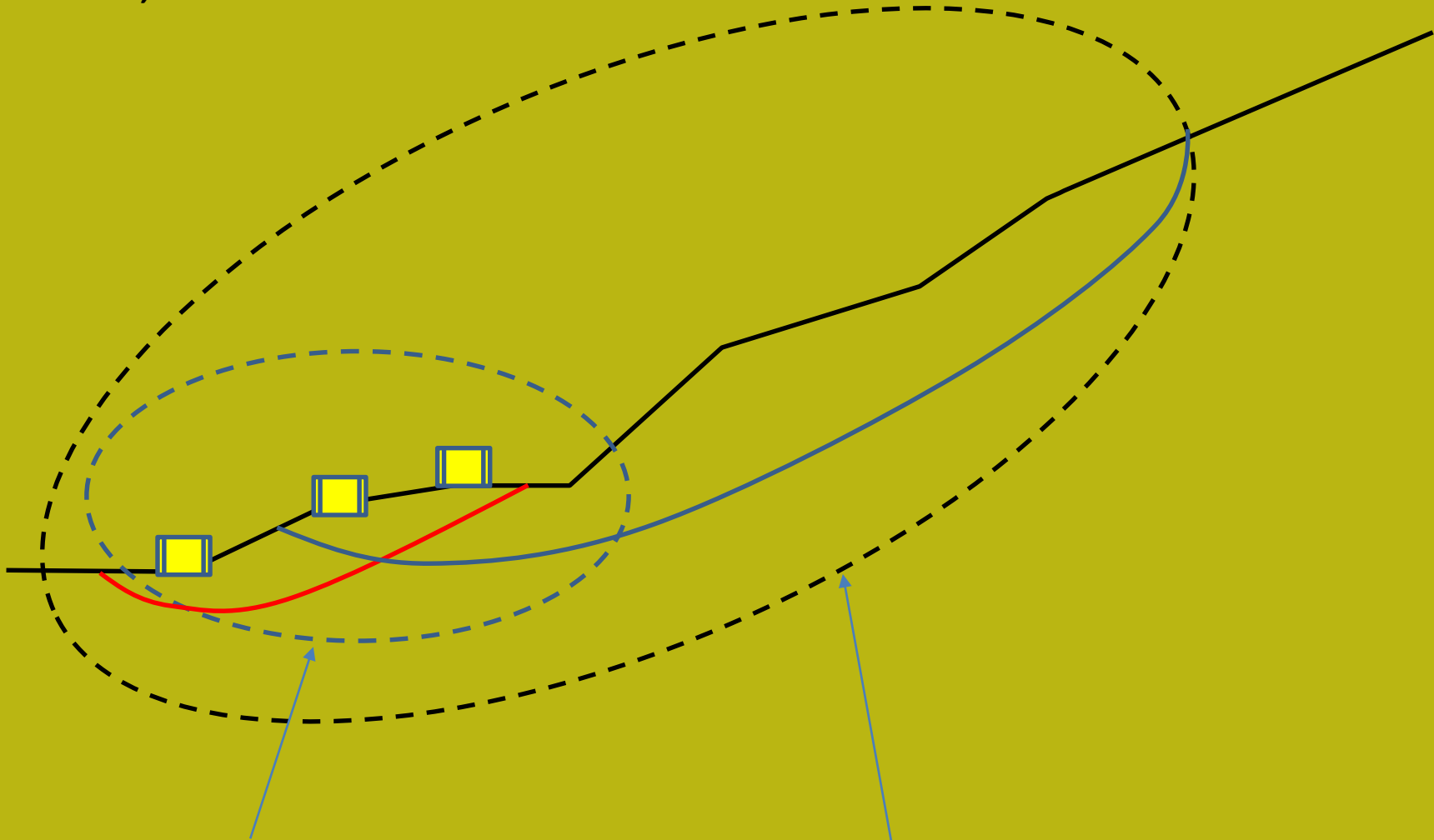
Fonte: Dr. Geol Paolo Petri (2021)

**La disponibilità di questo tipo di informazioni consente se integrata , successivamente, da osservazioni in sito e di una analisi indipendente multi temporale ad Es. con Google Earth..**

**Consente di:**

- **avere un quadro di massima sul tipo di processi attivi o potenzialmente attivi**
- **Integrare lo studio geologico e geotecnico**
- **procedere con un adeguato piano di indagini e analisi geotecnica che tenga conto dei dati disponibili (NTC2018)**
- **Eseguire verifiche di stabilità mirate ..(es. profondità e estensione della verifica..**
- **Procedere su un più ampio spettro di scenari..(es. da analisi di eventi storici in zona e da tipologia di processi attivi catalogati)**

**Quanto estendere le indagini , e quanto estendere la zona di analisi di verifica di stabilità, in un contesto LEM ??**



**Zona limitata che spesso si adotta per Risparmiare su Tempo e \$\$**

**Zona di indagine allargata se vi sono documentati eventi storici di frana Ma a discrezione del Geologo e/o Progettista**

**Esistono differenti metodi e modelli per una analisi a livello territoriale distribuito della Pericolosità e Rischio indotto da movimenti di massa.**

**Tra questi:**

1. Metodi LEM in ambiente GIS su come modelli distribuito RASTER (anche integrato da modelli idrologici) che forniscono il valore FS locale pixel per pixel (solitamente associato a movimento franosi superficiali)
2. Metodi di calcolo in ambiente Raster GIS basati su modelli statistici multivariati di **indici di pericolosità da Frana** o Probabilità di instabilità con dato tempo di ritorno (soglie di pluviometriche locali di innesco movimenti franosi)
3. Metodi di tipo probabilistico con simulazioni Monte Carlo da applicarsi ai modelli al punto 1.



Un lavoro estremamente interessante

Bull Eng Geol Environ (2014) 73:209–263

DOI 10.1007/s10064-013-0538-8

ORIGINAL PAPER

## Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk

J. Corominas · C. van Westen · P. Frattini · L. Cascini · J.-P. Malet ·  
S. Fotopoulou · F. Catani · M. Van Den Eeckhaut · O. Mavrouli ·  
F. Agliardi · K. Pitilakis · M. G. Winter · M. Pastor · S. Ferlisi · V. Tofani ·  
J. Hervás · J. T. Smith

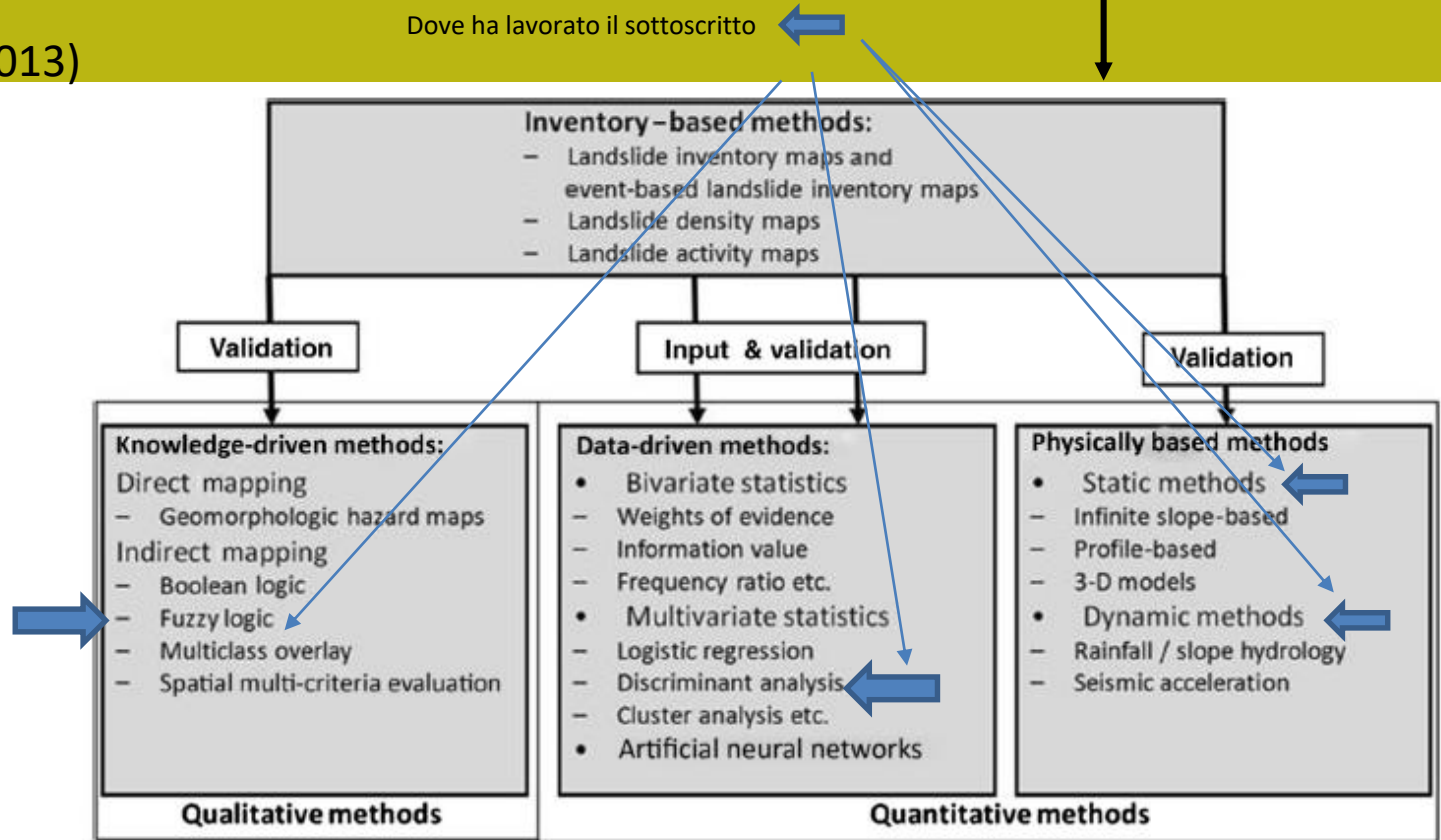
Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J. P., Fotopoulou, S., ... & Smith, J. T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. Bulletin of engineering geology and the environment, 73(2), 209-263

# Tipi di mappe fenomeni franosi e livelli suscettibilità, pericolosità e rischio (secondo Corominas et al. 2013).

- Mappe dell'inventario delle frane
- Mappe di zonizzazione della suscettibilità alle frane
- Mappe di zonizzazione del pericolo di frane
- Mappe di zonizzazione del rischio di frane

Da Corominas et al (2013)

Fig. 2 Methods for landslide susceptibility assessment



**Table 5** Recommended methods for data-driven landslide susceptibility assessment

	Method	References
Bivariate statistical methods	Likelihood ratio model (LRM)	Lee (2005)
	Information value method	Yin and Yan (1988)
	Weights of evidence modelling	van Westen (1993), Bonham-Carter (1994), Suzen and Doyuran (2004)
Multivariate statistical method	Favourability functions	Chung and Fabbri (1993), Luzi (1995)
	Discriminant analysis	Carrara (1983), Gorsevski et al. (2000)
ANN	Logistic regression	Ohlmacher and Davis (2003), Gorsevski et al. (2006a)
	Artificial neural networks	Lee et al. (2004), Ermini et al. (2005), Kanungo et al. (2006)

Metodi statistici e derivati

Da Corominas et al (2013)

**Table 6** Examples of methods for physically based landslide susceptibility assessment (location of the slope failure)

Type	Method	References
GIS-based limit equilibrium methods	Static infinite slope modelling	Pack et al. (1998), Dietrich et al. (1995)
	Dynamic infinite slope modelling with rainfall trigger	Baum et al. (2002), Van Beek (2002), Casadei et al. (2003), Simoni et al. (2008)
Kinematic analysis for rock slopes	Earthquake-induced infinite slope modelling (e.g. Newmark)	Jibson et al. (1998), Wang and Lin (2010)
	Stereonet plots, GIS-based analysis of discontinuities	Günther (2003)
2-D limit equilibrium methods	2-D LEM with groundwater flow and stress analysis	GEO-SLOPE (2011)
3-D limit equilibrium methods	3-D slope stability analysis	Hungr (1995), Gitirana et al. (2008)
Numerical modelling	Continuum modelling	Hoek et al. (1993), Stead et al. (2001)
	Discontinuum modelling (e.g. distinct element, discrete element)	Hart (1993), Stead et al. (2001)

Modelli fisici: LEM e FEM-DEM

**Table 7** Recommended quantitative methods for landslide susceptibility analysis at different scales

	Quantitative methods	
	Data-driven statistical methods	Deterministic physically based methods
National scale (<1:250,000)	No	No
Regional scale (1:25,000–1:250,000)	Yes	No
Local scale (1:5,000–1:25,000)	Yes	Yes
Site-specific (>1:5,000)	No	Yes

Da Corominas et al (2013)

Metodi raccomandati in funzione della scala areale di studio

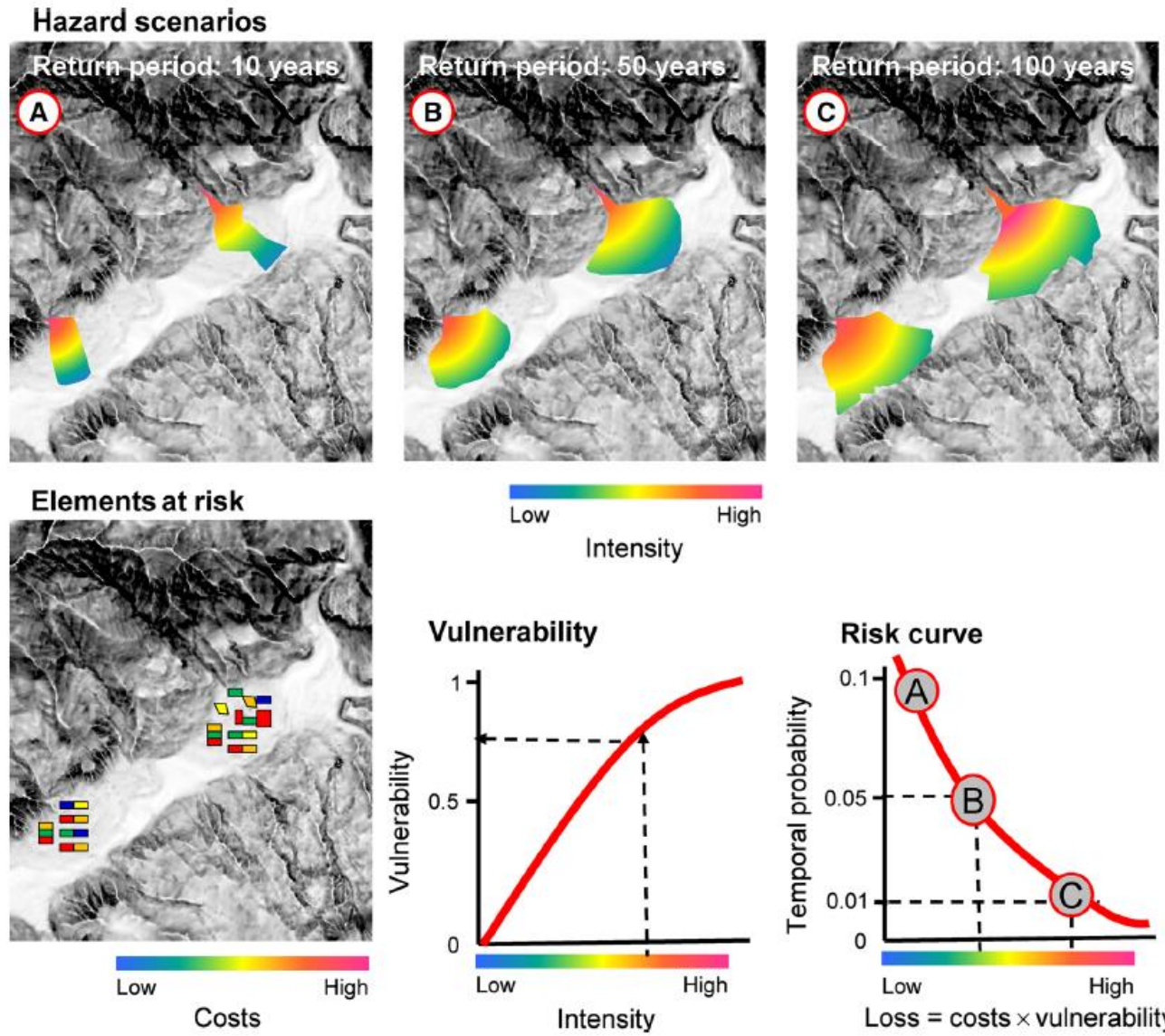


Fig. 3 Example of a risk curve plotting the temporal probabilities of different landslide scenarios with various return periods against loss. Each of the scenarios yields intensity maps (e.g. of impact pressure). Each element at risk (e.g. a building) is characterised by its type, location and replacement cost. The vulnerability of each exposed

particular structural type and the intensity for the particular hazard scenario. The losses are determined by multiplying the vulnerabilities by the replacement costs for all exposed elements at risk. After defining a number of points, a risk curve can be drawn. The area under the risk curve represents the annualised losses

Da Corominas et al (2013)

## Altro importante lavoro da leggere:

Earth-Science Reviews 180 (2018) 60–91



ELSEVIER

Contents lists available at [ScienceDirect](#)

### Earth-Science Reviews

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/earscirev](http://www.elsevier.com/locate/earscirev)



## A review of statistically-based landslide susceptibility models

Paola Reichenbach<sup>a,\*</sup>, Mauro Rossi<sup>a</sup>, Bruce D. Malamud<sup>b</sup>, Monika Mihir<sup>b,c</sup>, Fausto Guzzetti<sup>a</sup>

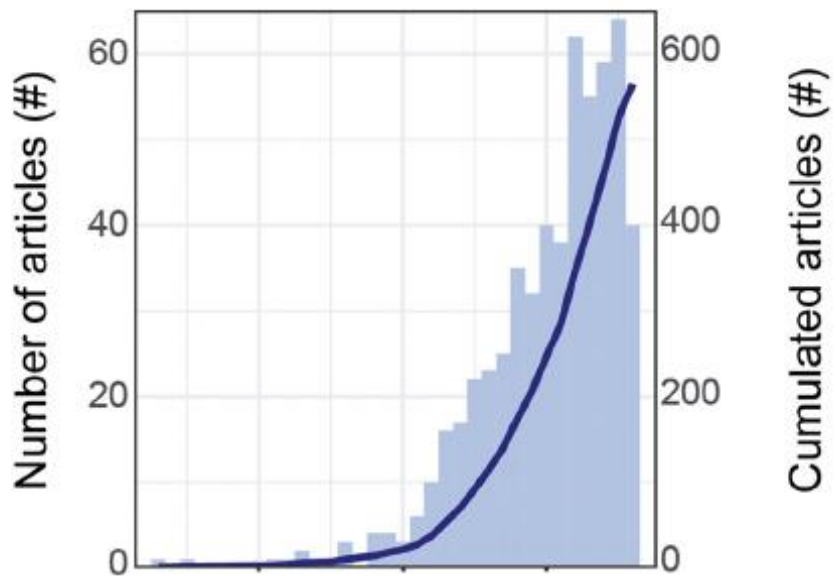
<sup>a</sup> CNR IRPI, via Madonna Alta 126, I-06128 Perugia, Italy

<sup>b</sup> Department of Geography, King's College London, Strand, London, UK

<sup>c</sup> CACI, Canal Court, 155 High Street, Brentford, UK

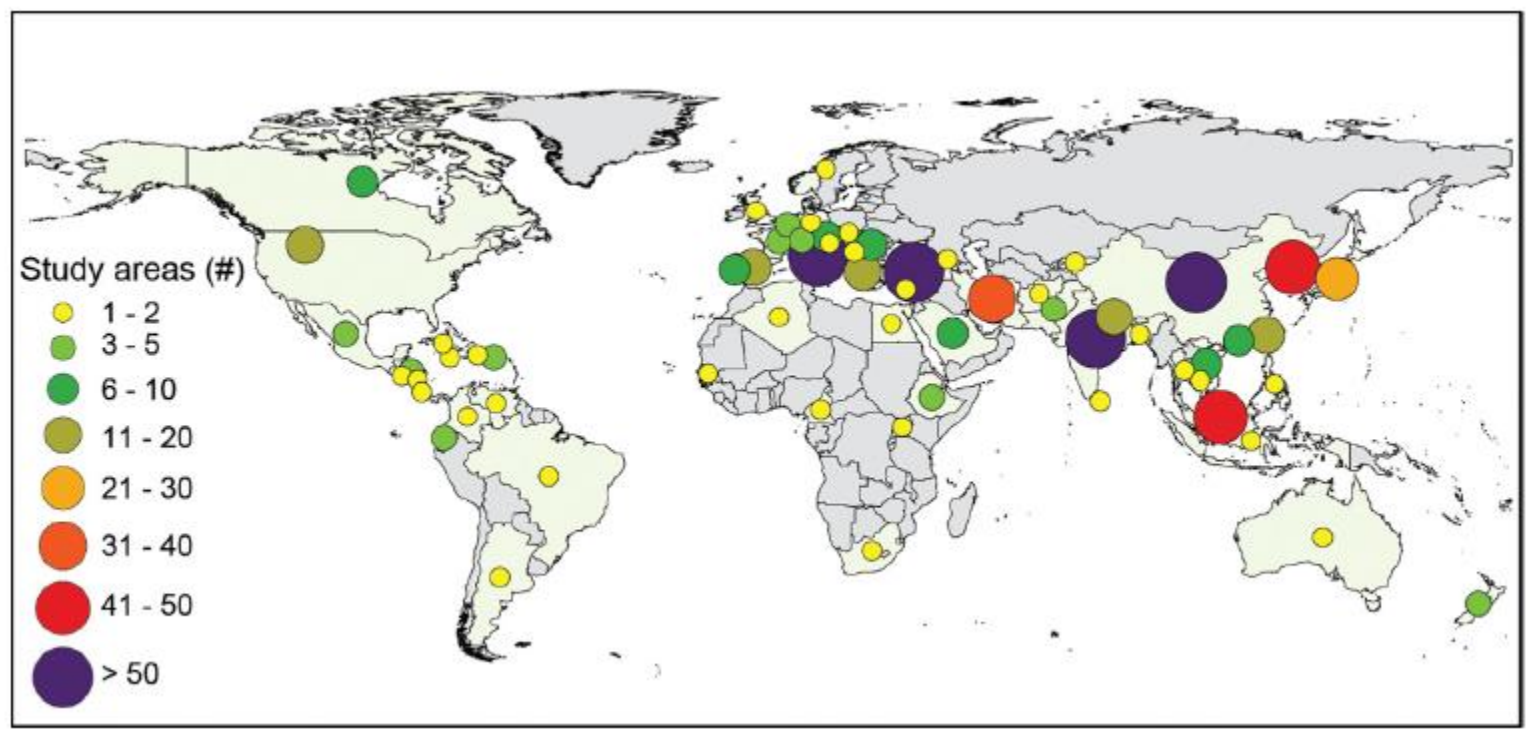


Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B. D., Mihir, M., & Guzzetti, F. (2018). A review of statistically-based landslide susceptibility models. *Earth-Science Reviews*, 180, 60-91.



← Articoli in riviste internazionali su valutazioni suscettività frane Periodo 1983-2016 (Reichenbach et al. 2018)

↓ Zone di studio valutazioni suscettività frane, In articoli Periodo 1983-2016 (Reichenbach et al. 2018)



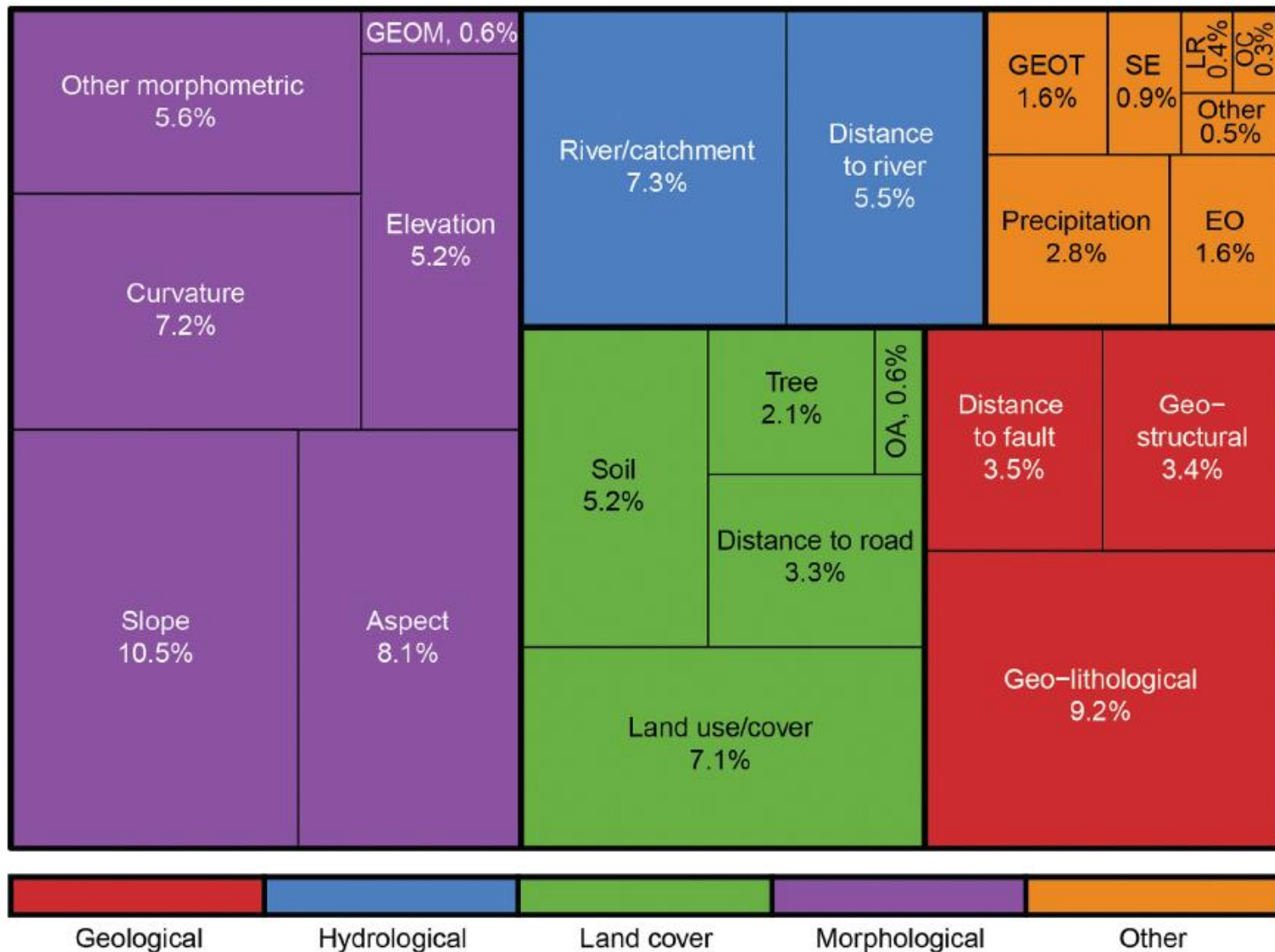


Fig. 6. Thematic variables. The treemap chart shows the proportion of the original thematic variables as listed in the articles in literature database. Variables are grouped in 23 classes pertaining to five thematic clusters, shown with different colours. Legend: EO, Earth observation; GEOM, geomorphological; GEOT, geotechnical; LR, landslide related; OA, other anthropic; OC, other climatic; SE, seismic. (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

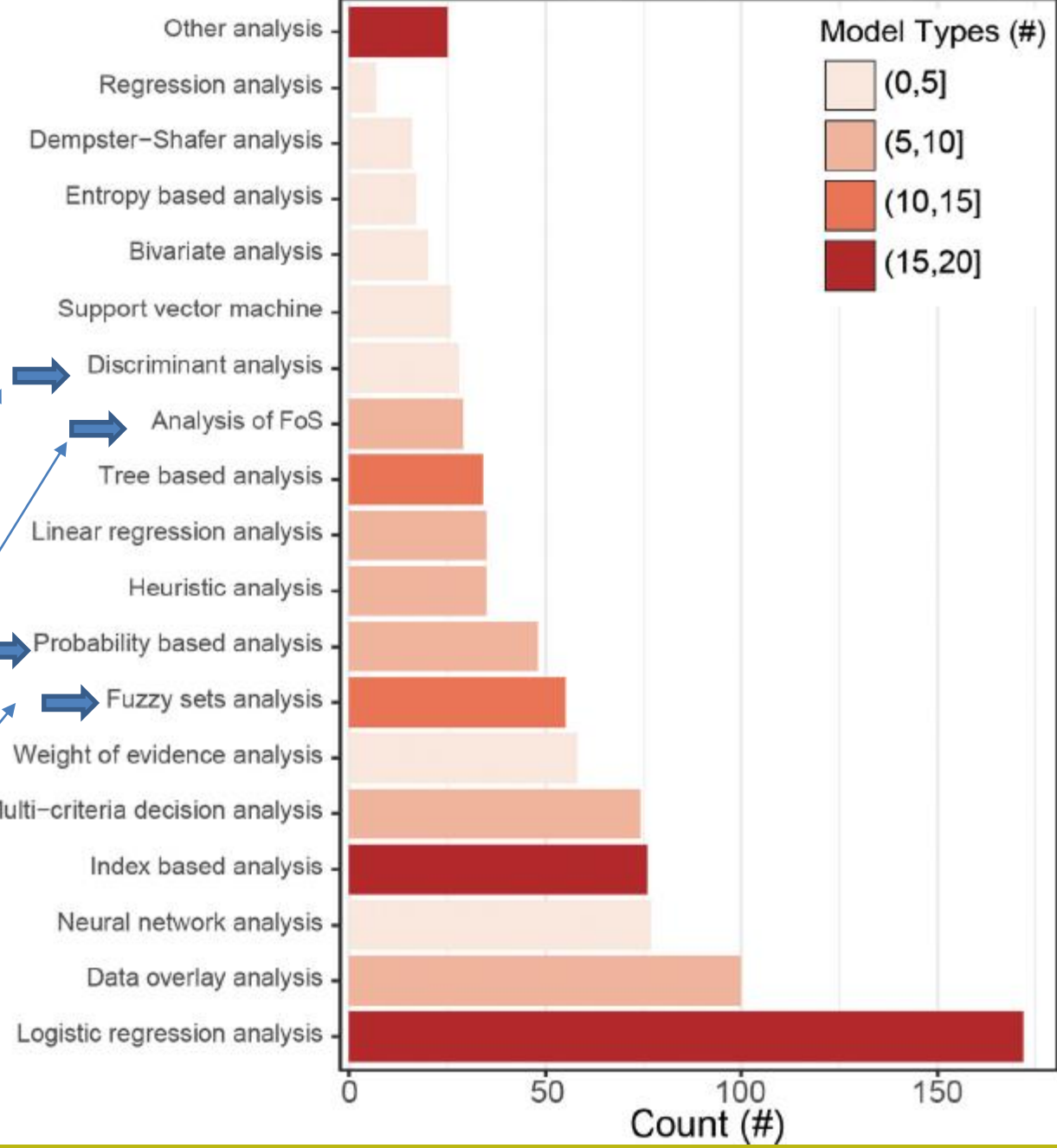
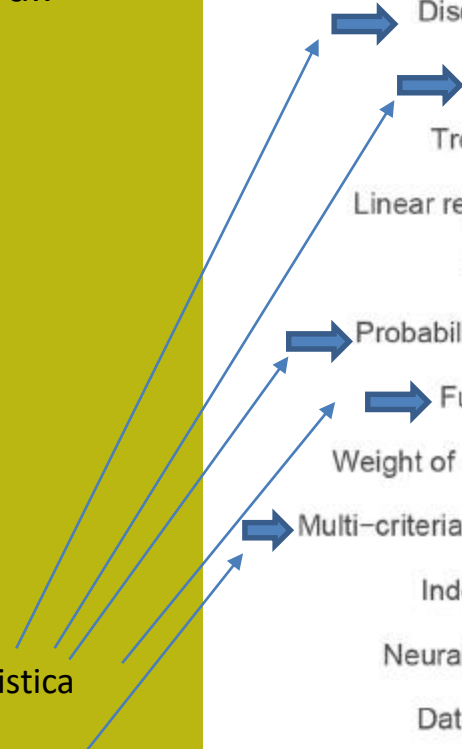
Tipi di variabili considerate in modelli di valutazione suscettività) (Reichenbach et al. 2018)



Tipi di modelli valutazioni suscettività frane, Periodo 1983-2016, in articoli pubblicati in riviste internazionali (Reichenbach et al. 2018)



Tipo di Modellistica che ha usato il sottoscritto



Un altro lavoro molto interessante è il seguente.

Engineering Geology 102 (2008) 164–177

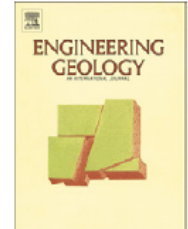


ELSEVIER

Contents lists available at [ScienceDirect](#)

Engineering Geology

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/enggeo](http://www.elsevier.com/locate/enggeo)



## Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scales

Leonardo Cascini\*

*Department of Civil Engineering, University of Salerno, via Ponte don Melillo, 84084 Fisciano (SA), Italy*

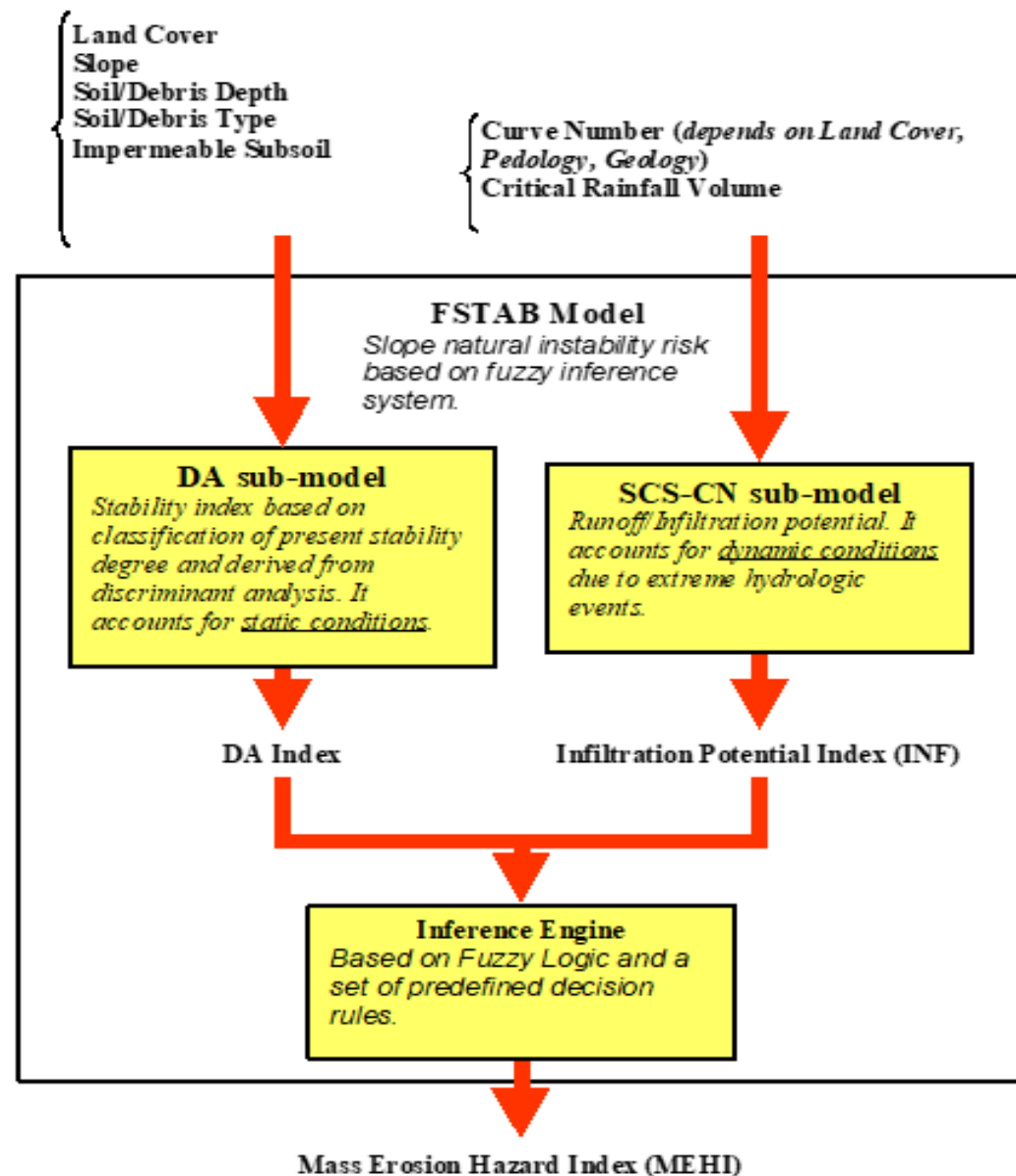
Cascini, L. (2008). Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scales. *Engineering Geology*, 102(3-4), 164-177.

## **2 esempi di differenti metodi e modelli per una analisi a livello territoriale distribuito della Pericolosità e Rischio indotto da movimenti di massa. (L. Borselli)**

- **Modello FSTAB (ambiente alpino)**

**In the framework of Project ALPMON - INVENTORY OF ALPINE-RELEVANT PARAMETERS FOR AN ALPINE MONITORING SYSTEM USING REMOTE SENSING DATA (1997-2000). (val Cordevole 124 km<sup>2</sup>)**

- **Modello PESERA-L (ambiente appenninico)**  
**Project DESIRE - (2007-2011) (varie localita')**



## Struttura del Modello FSTAB

Figure 2: Overview of the FSTAB Erosion Risk Model

Table 6: Confusion matrix derived from the application of the Discriminant Function to field surveys.  
 Rows: Observed classifications; Columns: Predicted classifications

Class	Correct(%)	Stable	Unstable	Uncertain
Stable	87.50	56	2	6
Unstable	73.53	7	25	2
Uncertain	20.00	8	4	3
<b>Total</b>	<b>74.33</b>	<b>71</b>	<b>31</b>	<b>11</b>

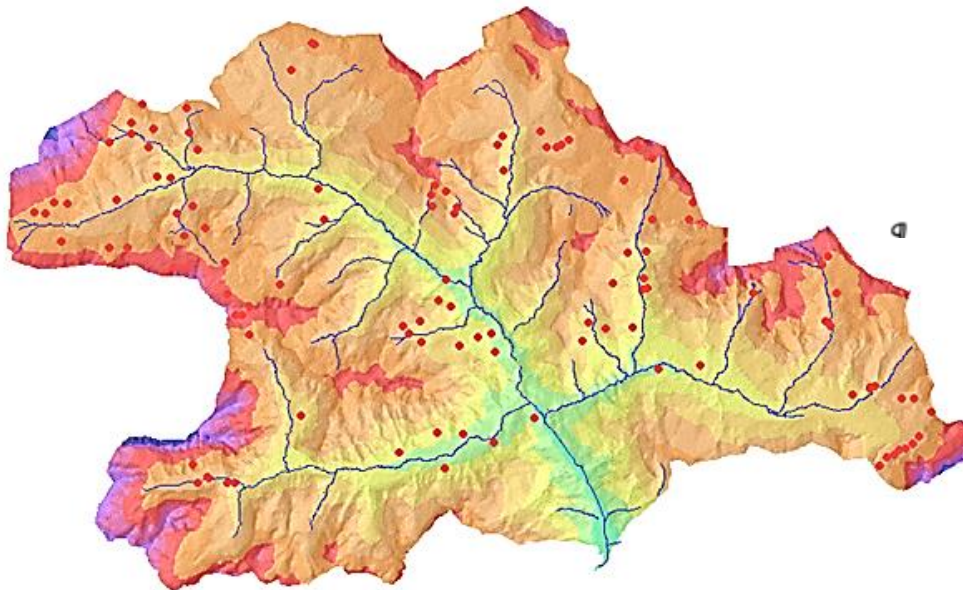


Figura 2: Punti di rilevamento a terra per il tuning del modello DA (discriminant Analysis)

Modello DA

## Discriminant analysis

Analisi multivariata che permette di calcolare un indice numerico discriminatorio del livello di stabilità (3 classi di stabilità)

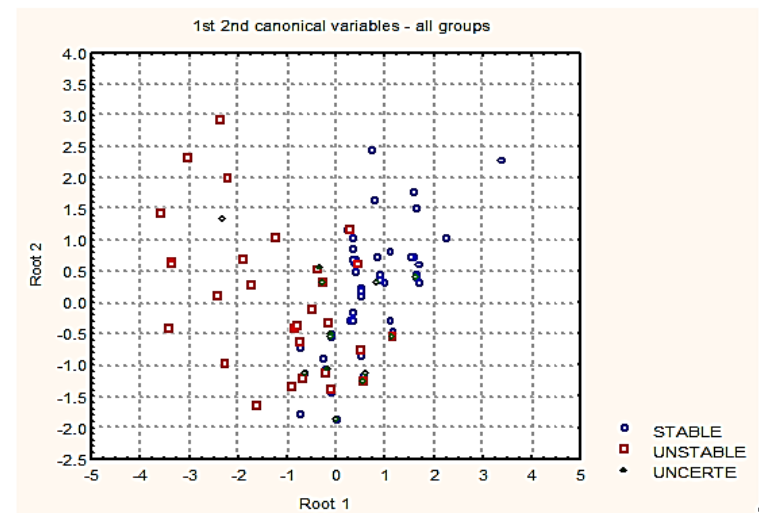


Figura 4: Discriminant analysis - livello di stabilità - basato su dati rilevati a terra

**Data:** DA (Discriminant Analysis) Index

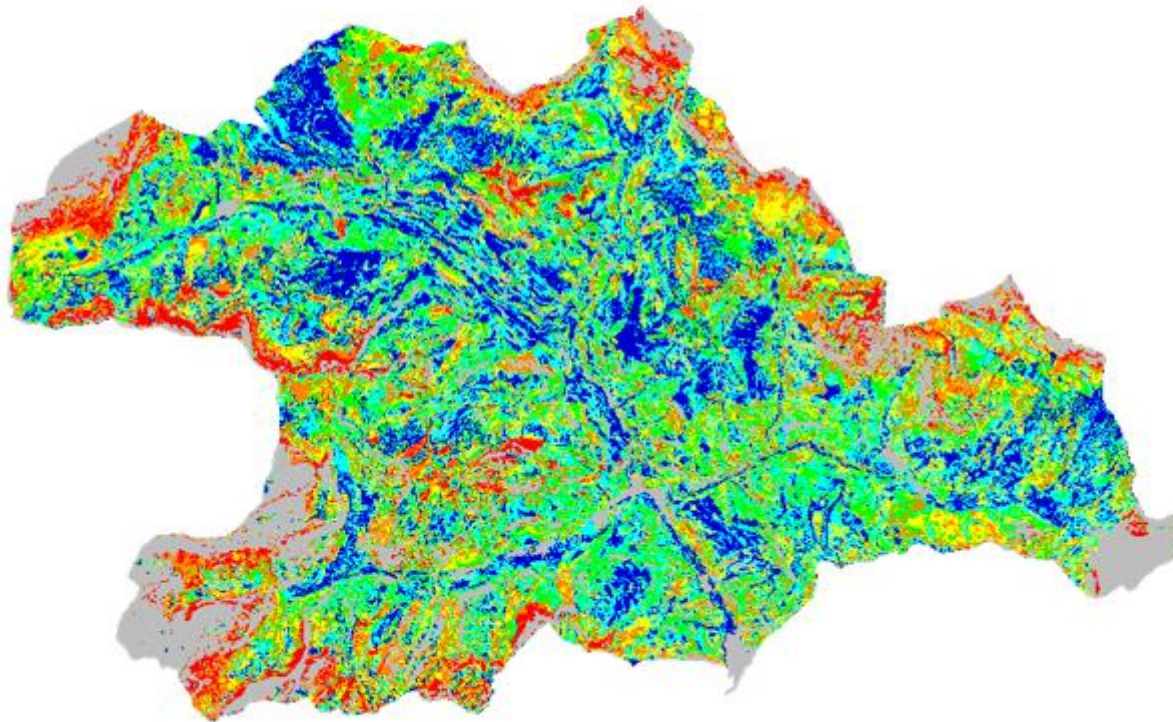
**Description:** Stability Index related to static conditions

**Source:** Land Cover, Slope, Soil Type, Soil Depth, Impermeable Subsoil

**Application:** Input of FSTAB Model

**Methodology:** Statistical model calibrated over local ground survey data

**Map:**



**Legend:**



**Data:** INF Index

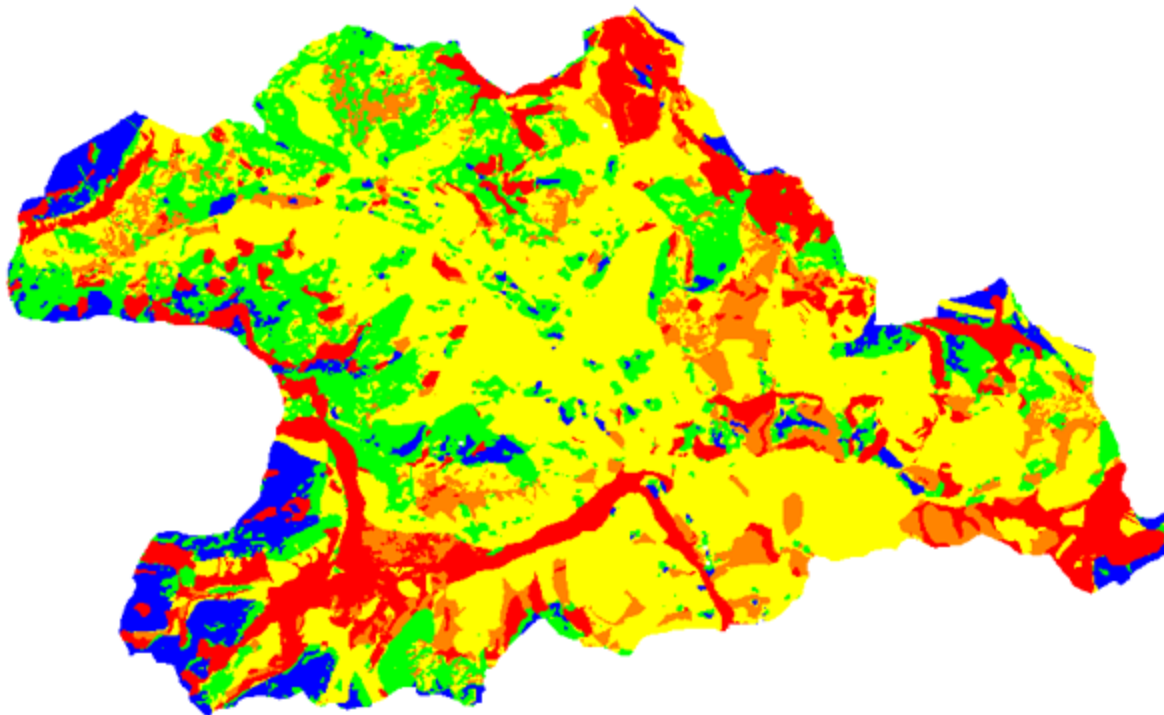
**Description:** Infiltration Potential Index resulting from SCS-CN Sub-model

**Source:** Land Cover, Curve Number, Critical Rainfall Volume

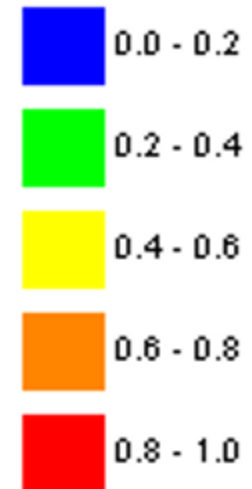
**Application:** Input of FSTAB Model

**Methodology:** Use of the SCS algorithm

**Map:**



**Legend:**



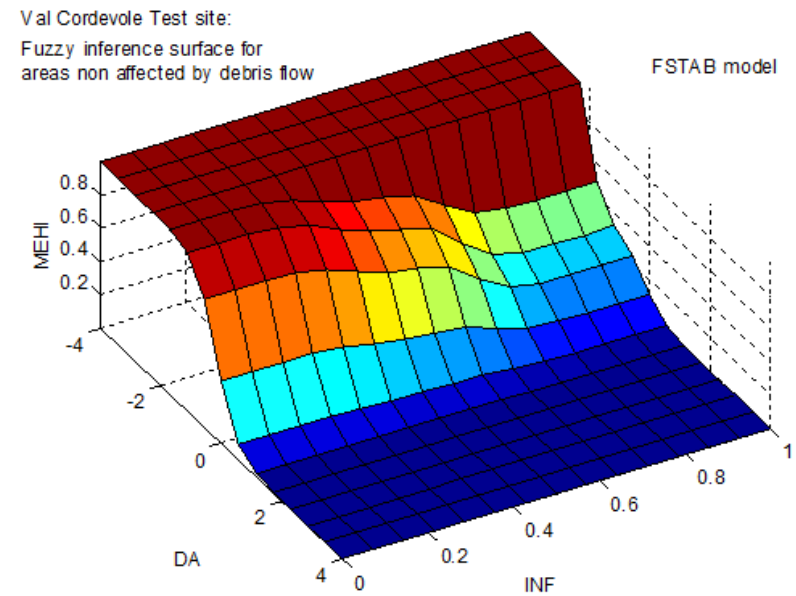
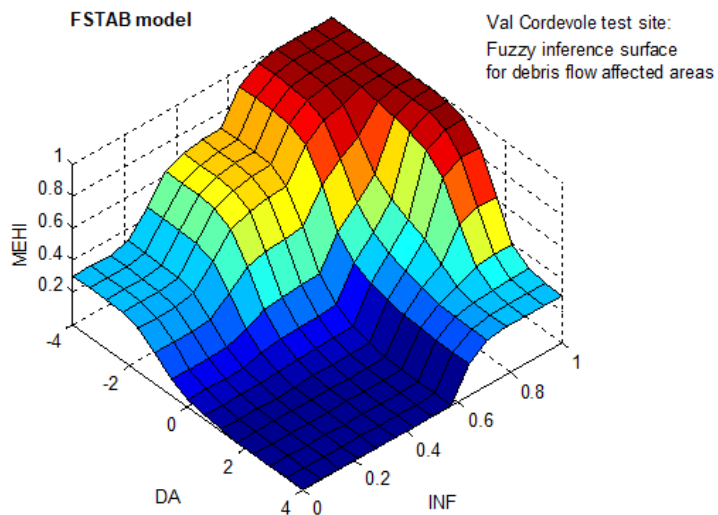


Table 10: Definition of MEHI values

Definition	MEHI values
Mass movement or debris flows activated periodically by intense rainstorms. Active and unstable areas.	1.0-0.8
Mass movement or debris flows activated sometime by long wet periods or sometime by intense rainstorms. Diffuse creeping and shallow landslides.	0.8-0.6
Clear evidence of metastable conditions. Sparse shallow landslides and creeping phenomena.	0.6-0.3
Scarce evidence of recent and past mass movements and debris flows, mainly stable areas.	0.3-0.1
No evidence of active and past mass movements. Highly geomorphologically stable.	0.1-0.0



**Data:** MEHI

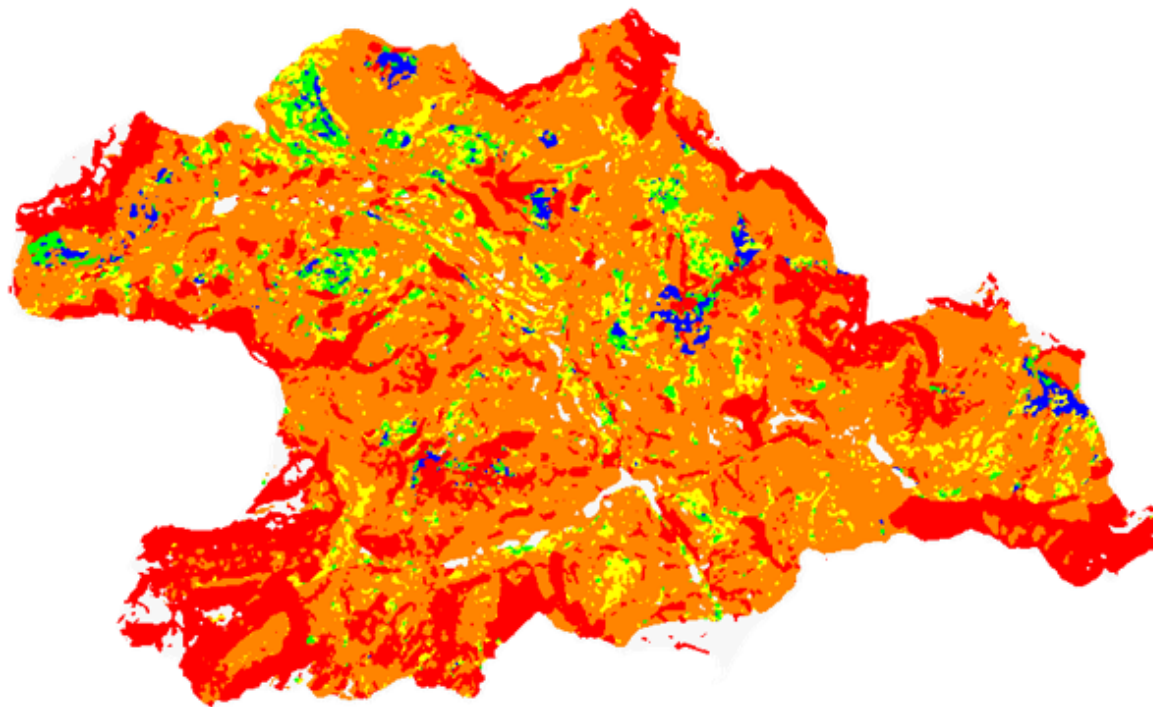
**Description:** Mass Erosion Hazard Index resulting from FSTAB Model

**Source:** FSTAB (Fuzzy Stability) Model

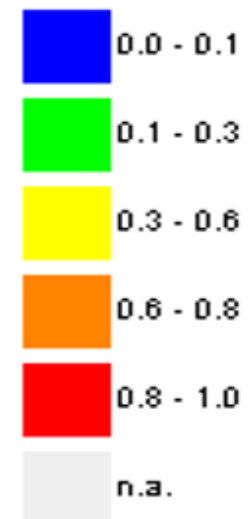
**Application:** Assessment of the potential erosion risk over Alpine areas

**Methodology:** Integration of static and dynamic stability indexes using fuzzy inference

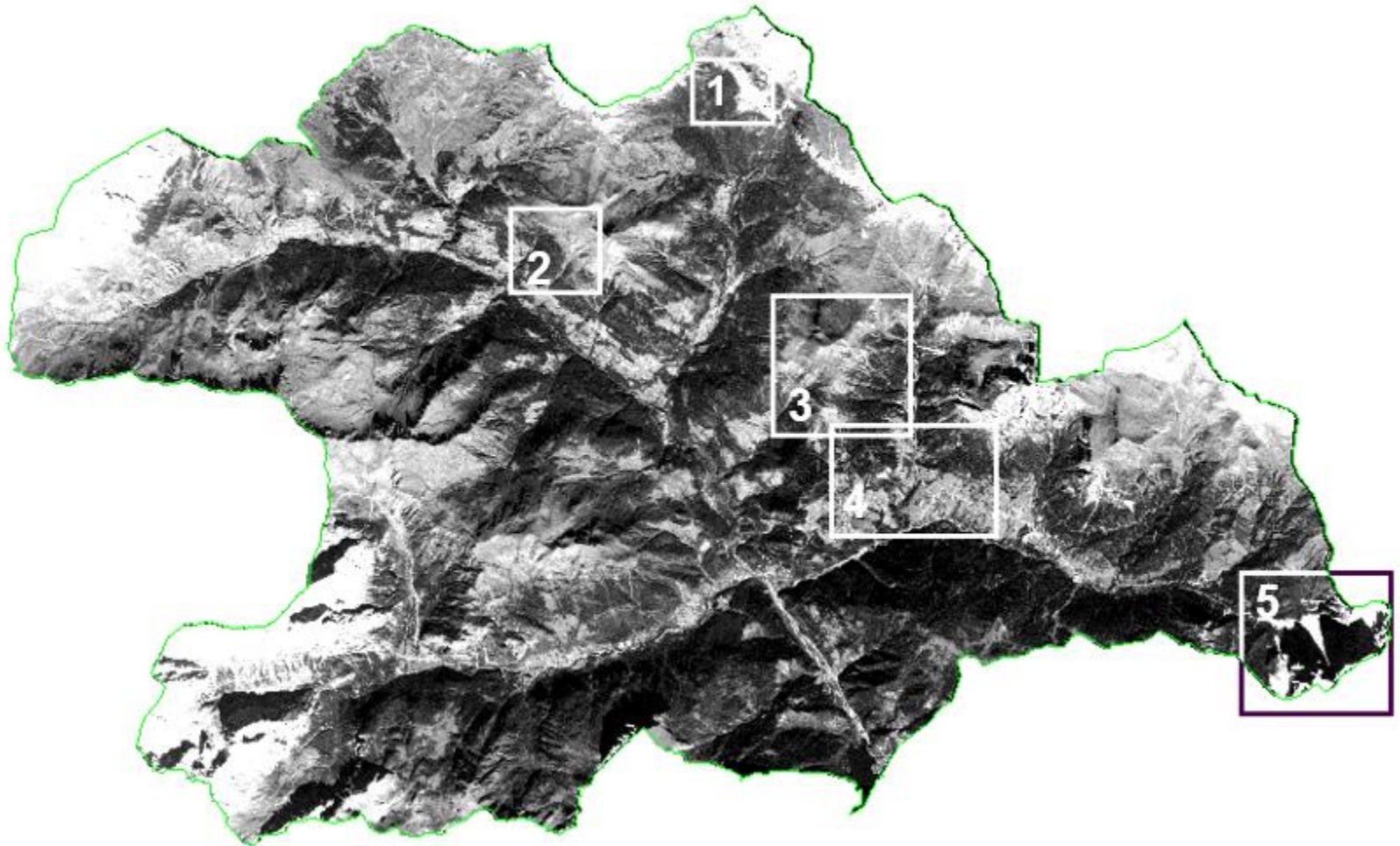
**Map:**



**Legend:**



# FSTAB Model Validation Areas



## Data: Geomorphology

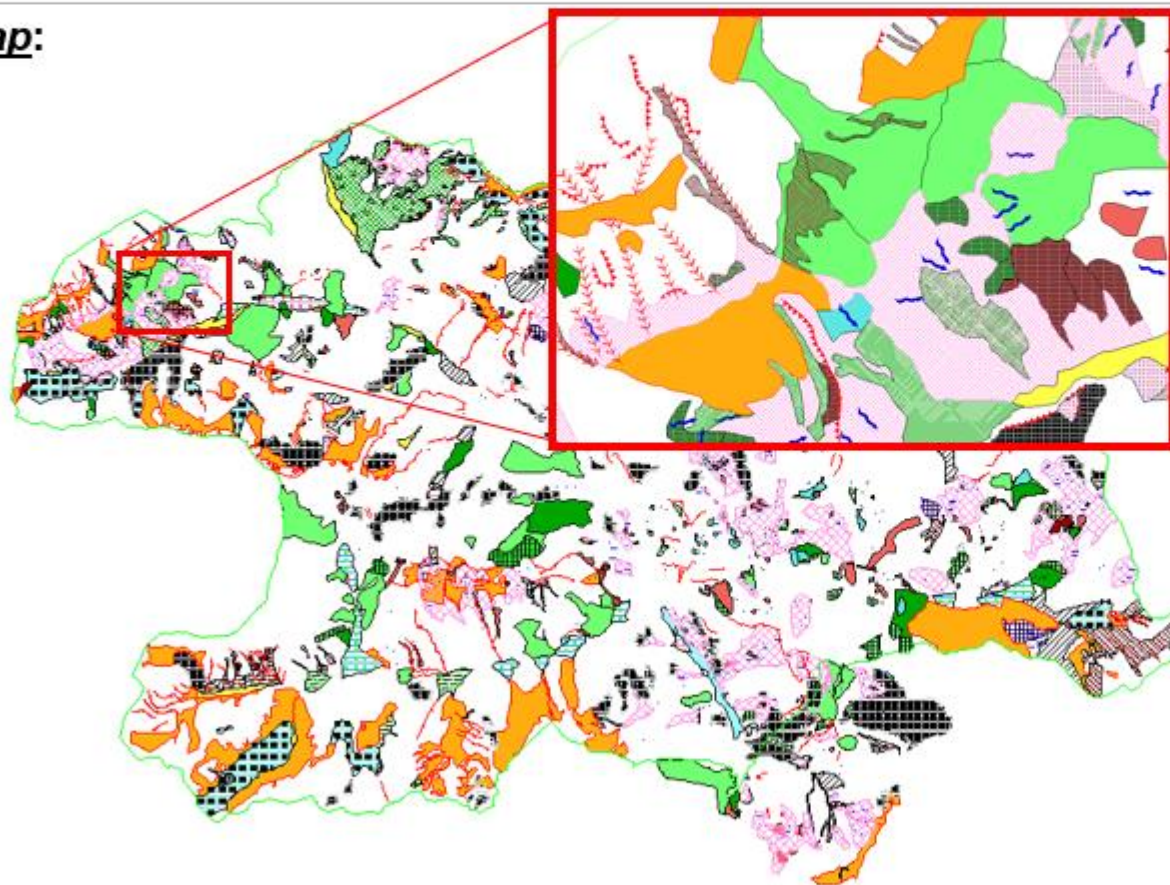
Description: Vector database of the main recent and ancient geomorphic processes

Source: Geomorph. maps 1 : 5,000 and 1 : 10,000 and aerial photos 1 : 75,000 (1994)

Application: Models Tuning and Validation

Methodology: Scan, georef., vectorisation of Geom. Maps and revision by photointerpret.

## Map:



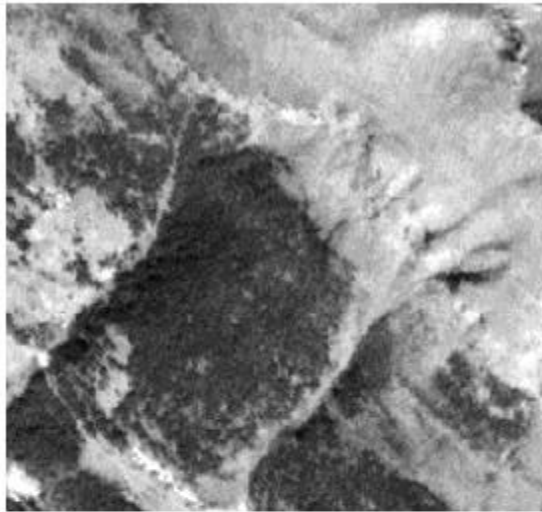
## Legend:

Frane frana_att	Falde detritiche falde+debris
Frane frana_dis	Conoidi detritich conoidi-debris
Depositi torbosi e palustri	Conoidi detritich conoidi+debris
Nicchia distacc nicchia_att	Conoidi alluvion: all_No_attive
Nicchia distacc nicchia_dis	Conoidi alluvion: all_attive
Zone accumulo aoc_fr_att	Colatoi
Zone accumulo aoc_fr_dis	Orto scarpata
Frane non catog fra_nocart	Creeping
Frane non catog fra_nocart2	Erosioni incanalate
Zone dissesto diffuso	Depositi fluviali
Ammassi roccio fratturati	Depositi fluvio-lacustri
Detrito morenic det_mor_1	Depositi fluvio-glaciali
Detrito morenic det_mor_2	Discariche inerti
Colate detritiche debris	Cave
Colate detritiche mudflow	Cordoni morenici
Falde detritiche falde-debris	

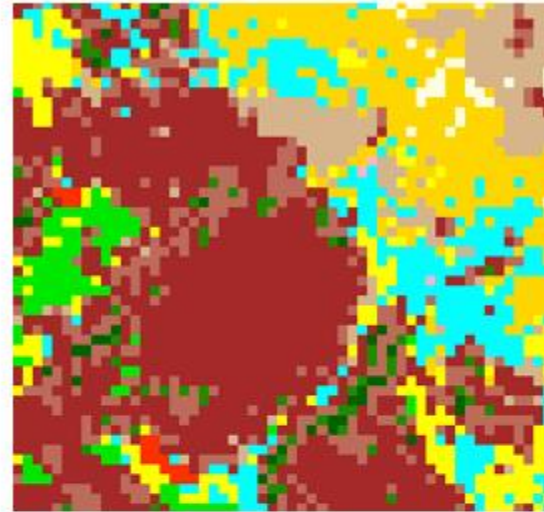
details →

# FSTAB Model Validation - Area N. 2: Good

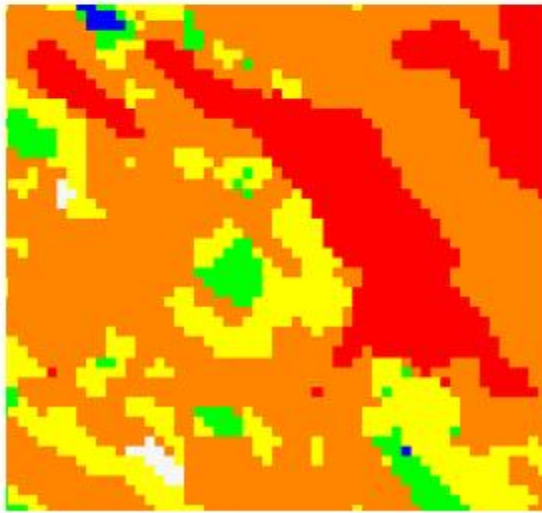
IRS-1C Pan



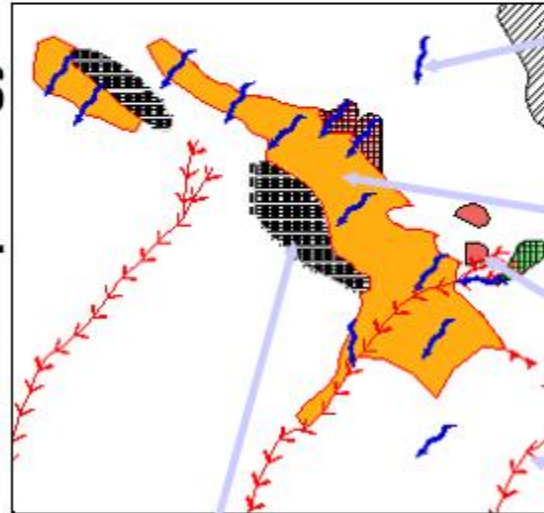
Land Cover



MEHI



Geomorphology



Localised shallow earth flows, rill / gully erosion

Talus slopes + small debris flows

Recent/Active Landslides

Flows (Colatoì)

Morain Deposits

# Valutazione pericolo franosità a scala territoriale e contributo alla produzione di sedimento.

**PESERA-L rel. 1.3  
(64bit)  
(22 November 2015)**

**Author:**

**Lorenzo Borselli**  
[www.lorenzo-borselli.eu](http://www.lorenzo-borselli.eu)

Instituto de Geologia / Fac. De Ingenieria  
Universidad Autonoma de San Luis Potosi (UASLP),  
Av. Dr. Manuel Nava 5,  
78240 San Luis Potosi,  
S.L.P. - MEXICO  
[lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)

**Special credits to:**

**Piernicola Lollino**  
CNR-IRPI, Bari, Italy

**CONACYT:  
Proyecto Ciencia  
Basica CB-  
2012/184060**

*PESERA-L model:  
An addendum to the PESERA model  
for Sediment Yield due to shallow mass movement in a watershed*

**PESERA-L rel. 1.3 (64bit)  
(2010,2015)**

*PESERA-L is a Full Freeware Software available for the scientific community*

*The aim of this software is calculate the sediment yield contribution due to shallow landslide in a watershed. The PESERA-L model is released as a freeware software for the scientific community. PESERA-L has been designed to operate as additional unit to well know PESERA model framework. Any way PESERA-L can operate independently for assesment of landslide degree of instability, Sediment yield, and degree of degradation by landslide assessment. PESERA-L operates (both input and output file) with common ASCII grid files (common ARCGIS, ASCII grid raster file format) and ASCII text file (CVS format) structured for an easy exchange with EXCEL spreadsheet.*

*The latest PESERA-L package can be downloaded in this page:*

**DOWNLOAD PESERA-L full package (30 MB) as portable application: [HERE](#)  
and [preliminary documentation](#) (0.6 MB)**

PESERA-L uses [GNUPLOT 5.1](#) Package for graphic rendering of Rastere Maps.  
GNUPLOT 5.1 is included in the PESERA-L portable full package.

PESERA-L run only on WINDOWS 64bit architectures ( mostly WIN 8.1 and WIN 10)

references on Pesera-L software:

- BORSSELLI L., SALVADOR SANCHISM.P., BATOLINI D., CASSI P., LOLLINO P. (2011). PESERA-L model: an addendum to the PESERA model for sediment yield due to shallow mass movement in a watershed. CNR-IRPI, Italy Report n.82. scientific report deliverable 5.2.1 DESIRE. PROJECT. Pp.28
- [PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield \(SSY\), as extensions of the PESERA soil erosion model \(2010\)](#)

This software is released as FREEWARE for the scientific community.  
This imply that is released and downloadable for free, but without warranties .

# Connettività e frane superficiali



## PESERA-L software

“PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model “

# Equilibrio limite - Modello a pendio indefinito

$$F_s = \frac{\left( \frac{c'}{\gamma Z} + (\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi' \right)}{\sin \beta \cos \beta}$$

where:

$\beta$  = pendenza (degrees)

$\phi'$  = angolo di attrito interno (Gradi)

$c'$  = coesione+ resistenza radici (kPa)

$\gamma$  = peso unitario del suolo (kN/m<sup>3</sup>)

$Z$  = profondità della superficie di scorrimento (in m)

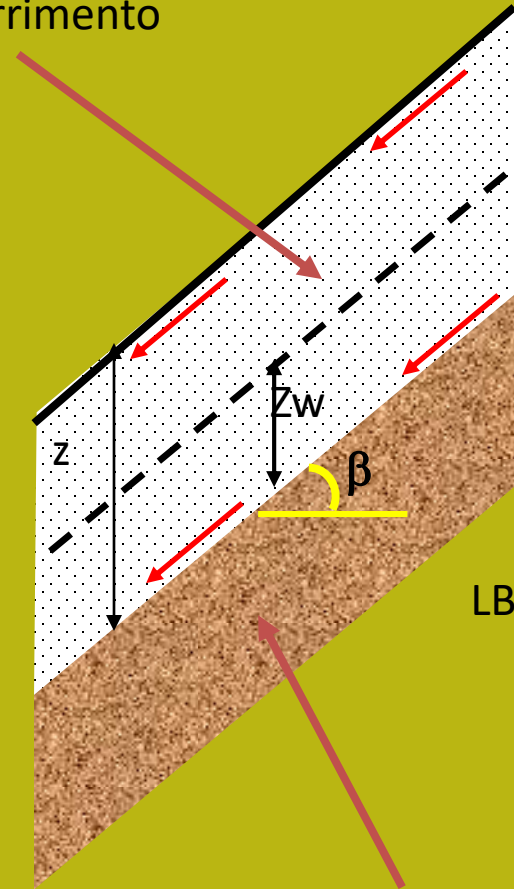
$Z_w$  = profondità dell'orizzonte saturo d'acqua

$r_u$  = coefficiente di pressione interstiziale

(adimensionale)

$$r_u = \frac{9.81 * z_w}{\gamma Z}$$

Massa di scorrimento  
potenziale



LB: 2003

Massa stabile del  
substrato roccioso

Condizioni  
Stabilita'  
Intermedie

se  $F_s < 1.0$  = condizione instabile

se  $F_s > 1.3$  = condizione sicuramente stabile

# Metodo di equilibrio limite, con modello del pendio indefinito e Metodo Monte Carlo

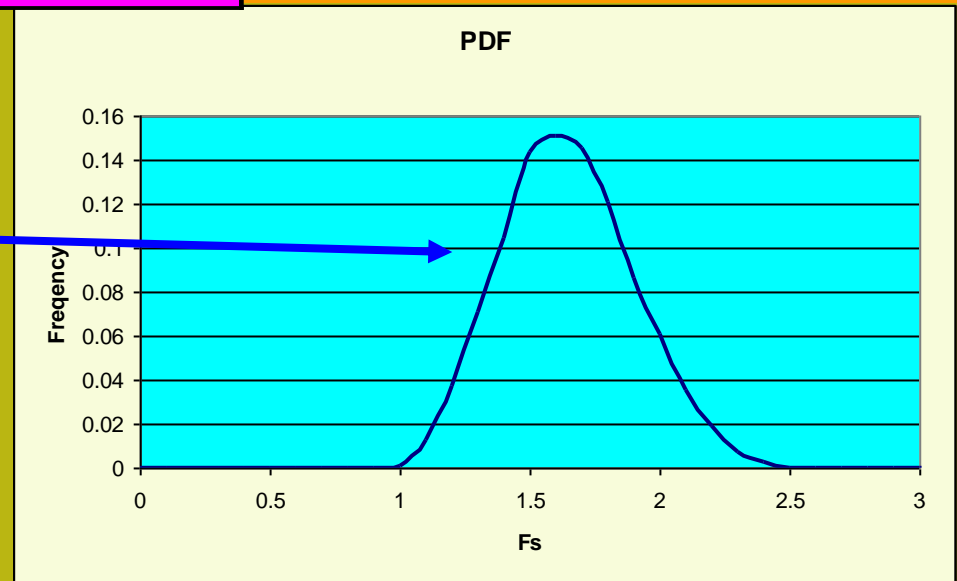
Variabilità locale delle proprietà del suolo  
Variabilità locale della pendenza  
Grado di saturazione

Variabili casuali  
ad esempio uniformemente distribuita  
Tra i limiti inferiori e superiori:

$$28^\circ < \phi' < 31^\circ$$
$$1 < c' < 5$$

	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$ru$	$\beta$ (°)	$\gamma$ (kNm <sup>3</sup> )	$z$ (m)
min	1	28	0.1	18	18	1
max	5	31	0.3	24	19	1

Il fattore di sicurezza  $F_s$   
diventa una variabile casuale  
che dipende dalla  
Variabilità dei parametri  
d'ingresso



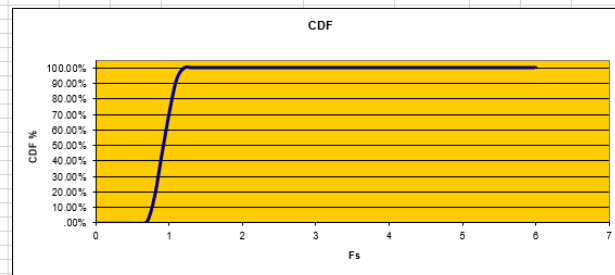
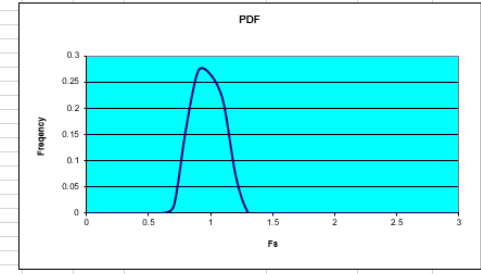


Infinite slope stability calculator with Monte Carlo Method - Lorenzo Borselli CNR-IRPI (2000,2008) ®

	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)	Change MIN / MAX values! Press F9 to update the simulation!			
min	0	25	0	34	18.5	2.5				
max	5	36	0	36	19.5	3.5				
	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)	sin β	cos β	tan φ	Fs
1	1736617	27.9116	0	34.8167	19.10172	3.45936	0.57055	0.82098	0.52373	0.80773
2	1680623	34.5217	0	34.1387	19.43796	3.15756	0.5612	0.82768	0.68784	1.06325
3	3.54812	28.661	0	35.1917	18.81948	3.43558	0.57631	0.81723	0.5466	0.87032
4	2.69778	25.2454	0	35.9871	18.520517	3.27427	0.5876	0.80915	0.47153	0.72503
5	4.303035	34.8093	0	34.0712	18.59708	3.23393	0.6022	0.82634	0.69526	1.15339
6	3.686597	25.196	0	35.6859	18.861099	2.72329	0.56306	0.81243	0.47048	0.77853
7	4.131349	33.2753	0	34.3484	18.331789	3.23225	0.51234	0.81957	0.55623	1.05553
8	0.053853	32.871	0	34.3326	18.826746	2.96039	0.57261	0.81993	0.64621	0.92888
9	1.555453	29.4849	0	35.664	19.353021	3.41748	0.58303	0.81245	0.56542	0.82825
10	2.357094	30.4962	0	34.5813	18.580371	2.58956	0.56758	0.82332	0.58896	0.94132
11	4.720926	26.6672	0	34.5305	19.064592	3.48364	0.56685	0.82382	0.50223	0.85532
12	4.618134	35.3711	0	35.9873	19.047687	3.2395	0.58761	0.80315	0.72577	1.12677
13	4.112501	34.6829	0	35.7508	18.786001	3.01709	0.58426	0.81157	0.65199	1.08539
14	1.407212	31.09	0	35.712	18.910099	3.48354	0.58371	0.81196	0.603	0.87539
15	0.74406	28.2875	0	35.3606	18.361328	3.2251	0.57872	0.81553	0.53711	0.71839
16	2.880386	31.7196	0	34.4728	19.002864	3.43064	0.56602	0.82499	0.61808	0.91269
17	4.140173	29.6827	0	35.8606	18.709074	2.59766	0.58562	0.81044	0.56999	0.93936
18	4.383556	25.5267	0	34.8971	19.204875	3.02562	0.5721	0.82018	0.47755	0.81649
19	0.906665	35.0266	0	34.9816	19.352521	3.05799	0.57331	0.81934	0.7009	1.0284
20	1.730571	34.1635	0	34.419	18.561586	3.20094	0.56524	0.82493	0.67887	1.042
21	3.199578	32.7048	0	35.2872	18.390357	3.00351	0.57768	0.81627	0.64211	1.00441
22	4.607804	28.4522	0	34.6703	18.539623	3.07299	0.56885	0.82244	0.54188	0.92561
23	2.703812	27.7993	0	35.9069	18.842398	3.02363	0.56646	0.80998	0.52722	0.80908
24	2.011362	27.0311	0	35.3216	18.894428	3.13725	0.56675	0.80916	0.51022	0.76368
25	2.770625	25.7522	0	34.5275	19.034158	3.1737	0.5668	0.82385	0.48239	0.78208
26	4.123222	30.6674	0	34.0219	19.063275	2.67018	0.5595	0.82883	0.59299	1.02421
27	1.510355	28.2311	0	35.5818	19.077372	2.67238	0.58186	0.81329	0.53689	0.80194
28	0.185496	34.3542	0	35.6814	19.23445	3.0862	0.58328	0.81227	0.68954	0.95726
29	3.038845	28.4081	0	35.6411	18.687259	3.40267	0.58271	0.81268	0.54088	0.83798
30	2.580632	27.0799	0	35.2885	18.666054	3.46611	0.57767	0.81627	0.51128	0.79152
31	2.861436	31.9398	0	34.4562	19.280613	3.0357	0.56578	0.82456	0.62341	0.99505
32	4.06949	34.7667	0	35.0826	18.836753	3.38998	0.57476	0.81932	0.69416	1.09742
33	3.368484	30.2565	0	35.6183	18.446348	2.68932	0.58238	0.81292	0.58394	0.92658
34	3.904217	25.1982	0	34.5208	18.771276	2.92982	0.56671	0.82392	0.47053	0.80938
35	0.443084	25.0956	0	34.6762	19.077273	3.03571	0.56894	0.82238	0.46834	0.69042
36	4.002283	35.1125	0	34.1795	18.761726	3.29538	0.56179	0.82728	0.70394	1.15208
37	0.450634	28.199	0	34.4749	19.076079	2.6056	0.56805	0.82437	0.49204	0.73261
38	2.203645	25.67	0	35.5876	19.353868	3.32159	0.58195	0.81323	0.48062	0.73054
39	0.142501	32.0761	0	34.0689	18.507339	3.42879	0.56019	0.82836	0.62672	0.93075
40	4.1402	25.9352	0	34.5847	18.728712	2.62284	0.56762	0.82329	0.48633	0.65387
41	0.189619	28.6262	0	35.6821	19.13879	3.38615	0.583	0.81647	0.54581	0.76588
42	4.216315	25.2484	0	34.6824	18.64032	2.58481	0.56874	0.82252	0.4716	0.83588
43	4.902882	29.9634	0	34.2371	18.963237	3.09535	0.56262	0.82672	0.5765	0.99557
44	1.639434	30.9591	0	35.9455	18.654468	2.86881	0.58702	0.80958	0.59989	0.87952
45	3.669474	30.9795	0	35.4948	19.438836	3.27087	0.58063	0.81417	0.60037	0.94125

Main statistics:

Probability of NON excedance Fs = 1.0	71.33%
Probability of excedance Fs = 1.3	0.00%



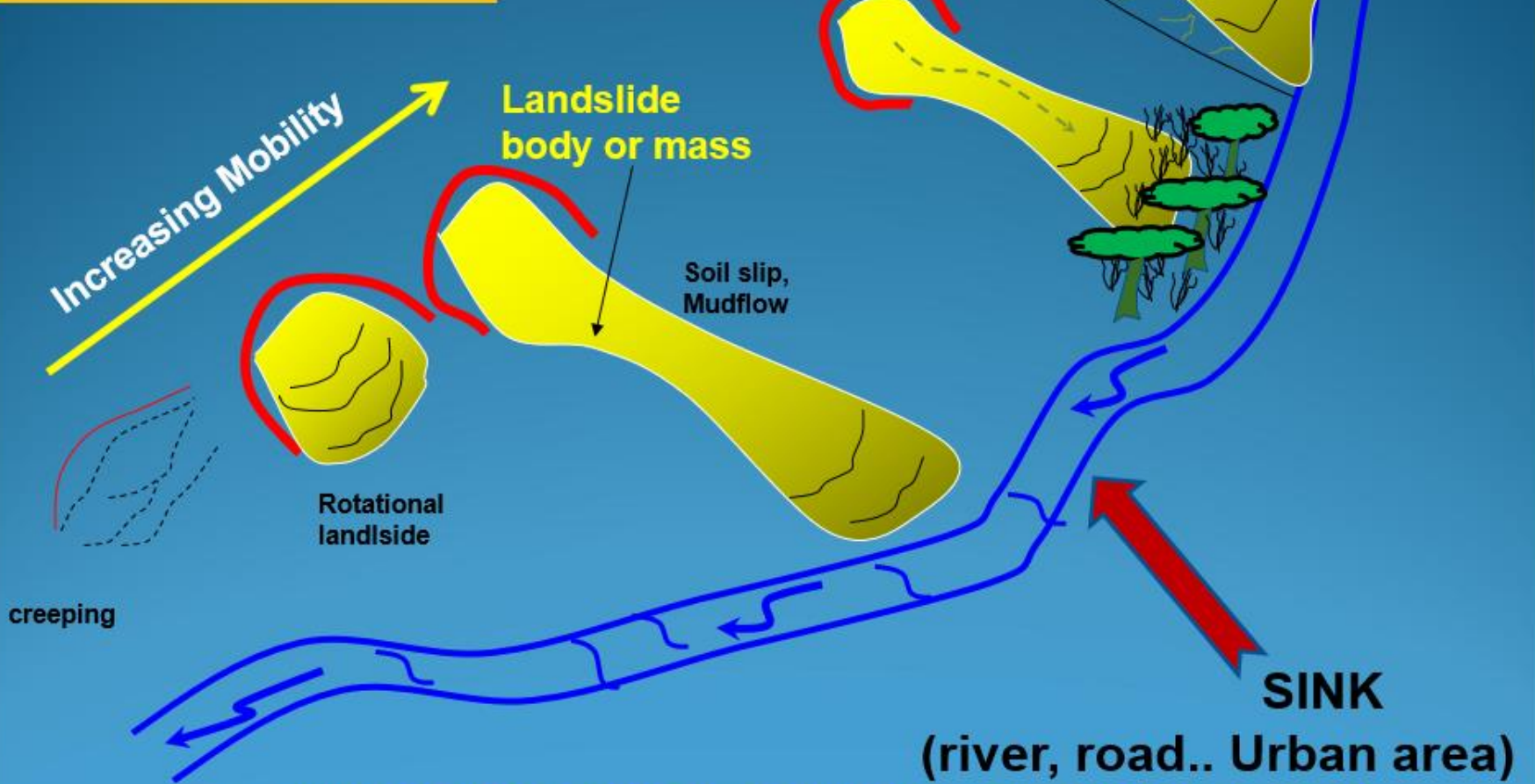
## Metodo di equilibrio limite, con modello del pendio indefinito e Metodo Monte Carlo

Infinite slope stability calculator with Monte Carlo Method - Lorenzo Borselli CNR-IRPI (2000,2008) ®

	c' (kPa)	φ' (°)	ru	β (°)	γ (kNm <sup>3</sup> )	z(m)
min	0	25	0	30	18.5	2.5
max	5	36	0	36	19.5	3

Change MIN / MAX values!  
Press F9 to update the simulation!

**Mobility ,  
Connectivity,  
Shallow mass  
movements**



Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model"  
International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010

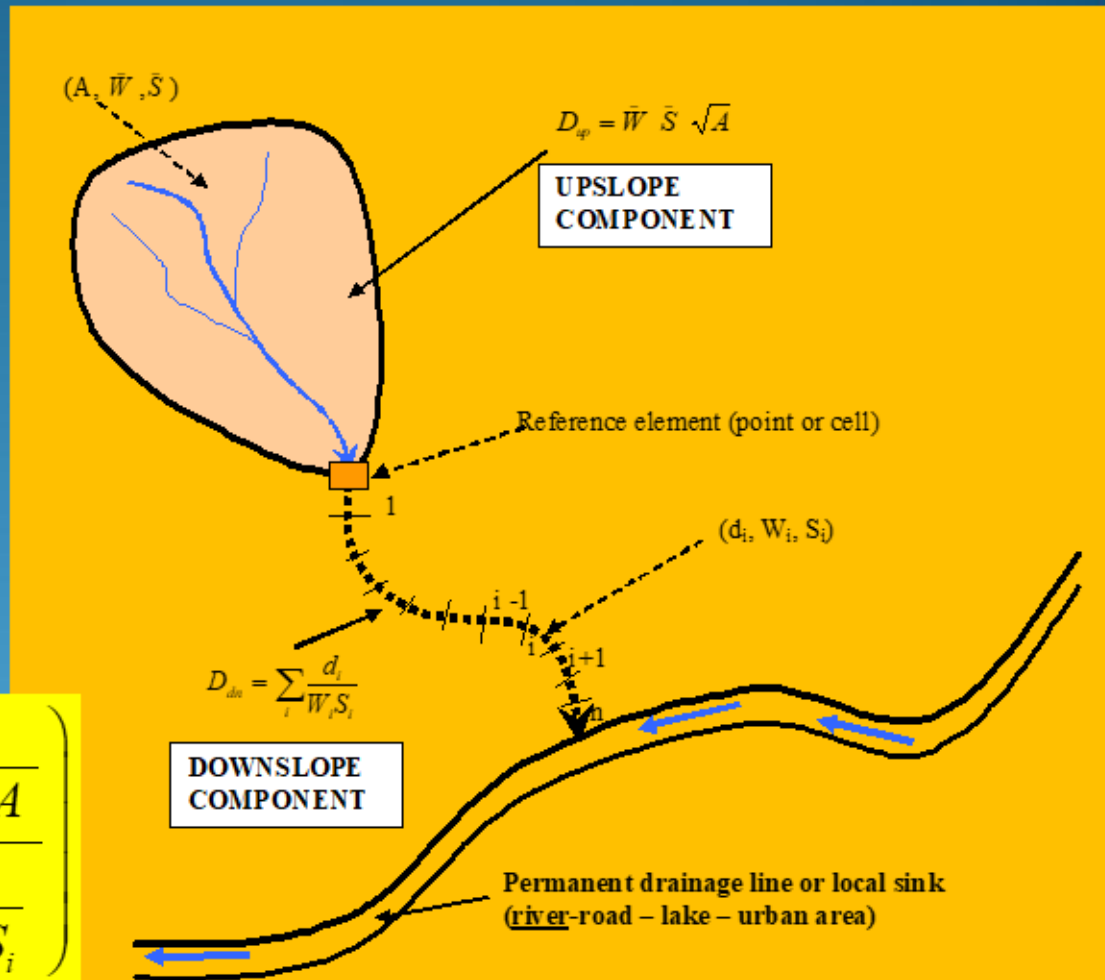
## Connectivity index model – IC

Borselli et al. (2008). *Prolegomena to Sediment and flows connectivity in the landscape: a GIS and field numerical assessment*. CATENA (elsevier)

The Connectivity Index (IC) value is computed using two components:

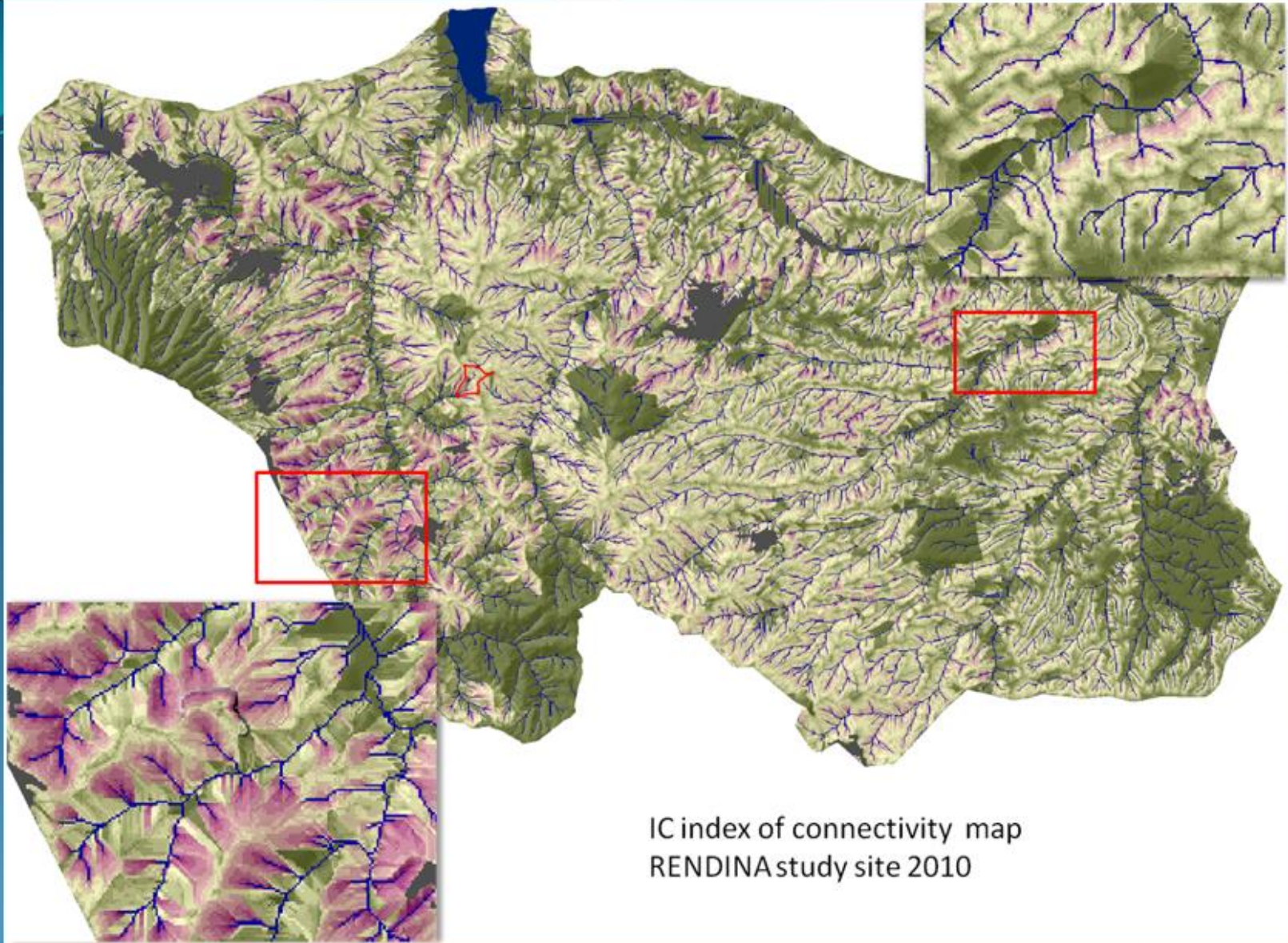
- **Downslope component:** is the sinking potential due to the path length, land use and slope along the downslope route.
- **Upslope component:** is the potential for down routing due to upslope catchment's areas, mean upslope and land use.

$$IC = \log_{10} \left( \frac{D_{up}}{D_{dn}} \right) = \log_{10} \left( \frac{\bar{W} \bar{S} \sqrt{A}}{\sum_i \frac{d_i}{W_i S_i}} \right)$$



Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model"

International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010



IC index of connectivity map  
RENDINA study site 2010



## Shallow landslides (soil slip and combined gully erosion) at Rendina site



Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model "  
International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010

# The Sediment delivery ratio from landslides SDRL And How to obtain SSY ..

$$V = 10^6 A D \Psi SDR_L$$

$$SSY = \frac{V \gamma_s}{100 A \Delta_t} \quad [Mg \ ha^{-1} yr^{-1}]$$

Where

$V$  = net eroded Volume (m<sup>3</sup>)

$A$  = area of HLU (km<sup>2</sup>)

$D$  = average depth of landslides (m)

$\Psi$  = fraction of area potentially unstable (-)

$SDR_L$  = sediment delivery ratio from landslides (-)

$\gamma_s$  = soil unit weight (Mg/m<sup>3</sup>)

$\Delta_t$  = annual frequency (yr)

$SSY$  = specific sediment yield from hillslope [Mg/ha/yr]

area (km <sup>2</sup> )	$\lambda$	D(m)	SDRL	gamma(Mg/m <sup>3</sup> )	DT (years)	volume(m <sup>3</sup> )	A equiv (T/ha/yr)	Contribute from landslide to net soil erosion rate
1	0.6	0.1	0.7000	1.5	1	42000.00	630.00	
1	0.01	1	0.0100	1.5	1	100.00	1.50	

Fraction of surface affected by landslides	Average depth of landslides	Average Sediment delivery ratio from landslide bodies (SDRL)	Density of soil mass	Annual frequency 1 .. each year 2 ... each 2 years 0.5 two time each year	Net eroded volume
--	-----------------------------	--	----------------------	--	-------------------

Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model "

International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010

## Exponential distribution model for sediment delivery

Derived by  
*Miller and Burnett (2008)*

$$SDR_L = e^{-\lambda D_{dn}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\bar{L}_R}$$

$$SDR_L = e^{-\frac{D_{dn}}{\bar{L}_R}}$$

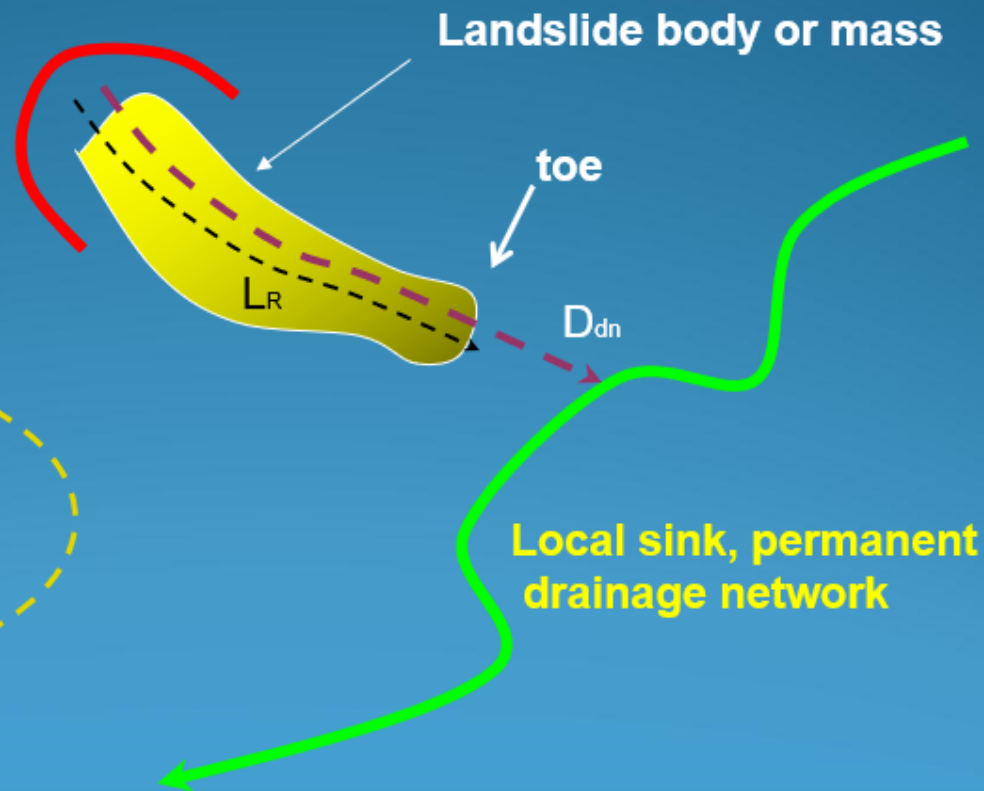
Current form used  
in model PESERA-L

Where:

$L_R$  = landslide average runout (m)

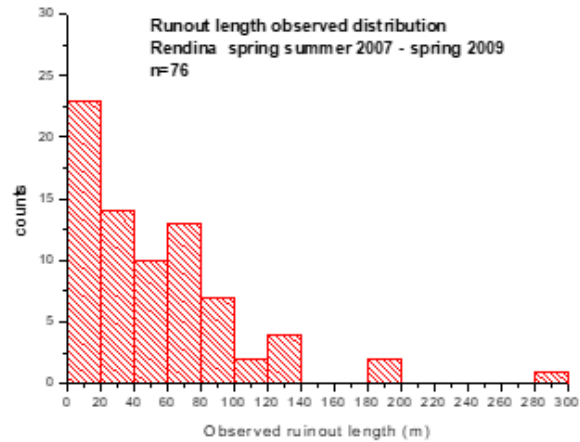
$D_{dn}$  = Downslope routing  
weighthed distance (m)

(downslope component IC model Borselli et al. 2008)

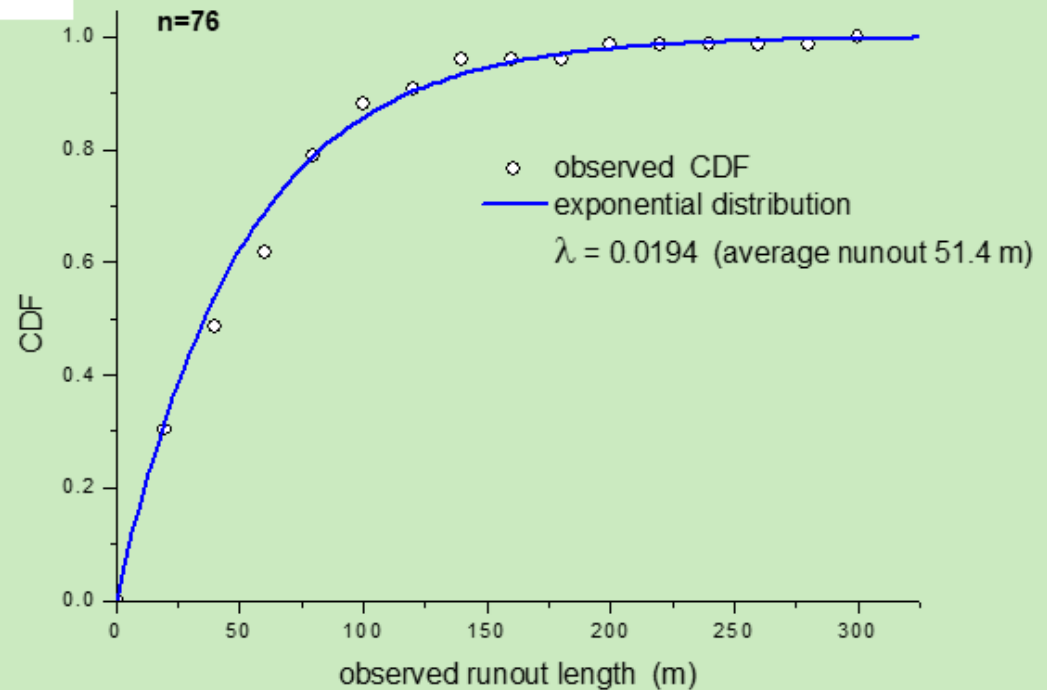


Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model"  
International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010

## Runout analysis of landslides at Rendina site (subset of 76 landslides in central area of basin 30 km<sup>2</sup>) Land unit with highest runout



Runout length observed distribution  
Rendina spring summer 2007 - spring 2009  
n=76



Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model"  
International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010



Mass  
movement  
type



Flow slide  
mudflow



Shallow  
Translational



Shallow  
Rotational



creeping

$$\frac{\bar{D}_{dn}}{\bar{L}_R}$$



Land units  
landforms

Badlands  
Clay shale  
Deposits  
High drainage  
density



rolling topography  
Medium steepness  
and medium drainage  
density



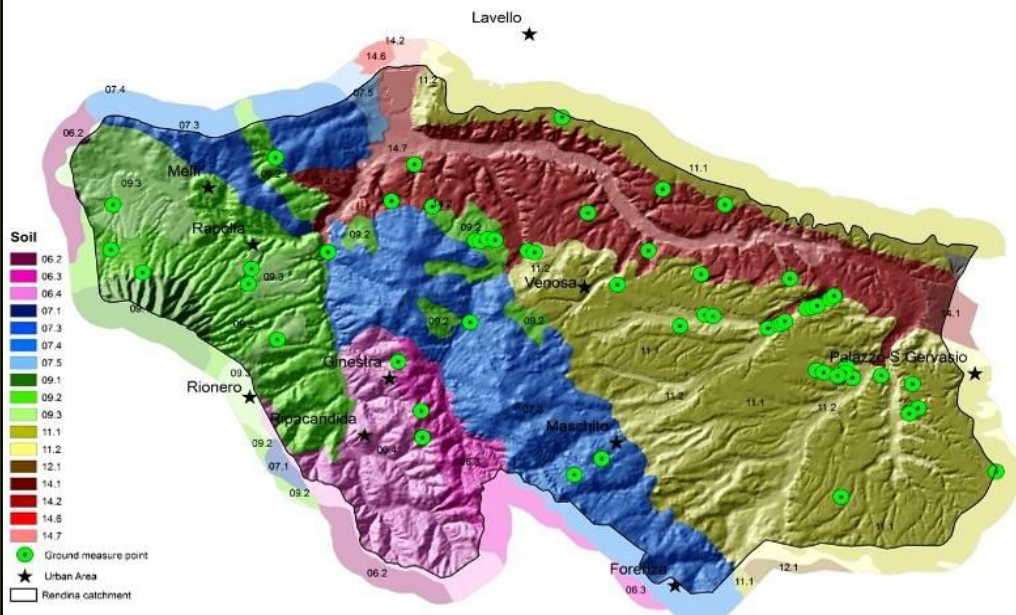
Rolling to flat  
topography



# Landslides mobility parameter

*And the possible dependence from Processes and landforms*

Borselli et al. "PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model "  
International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010

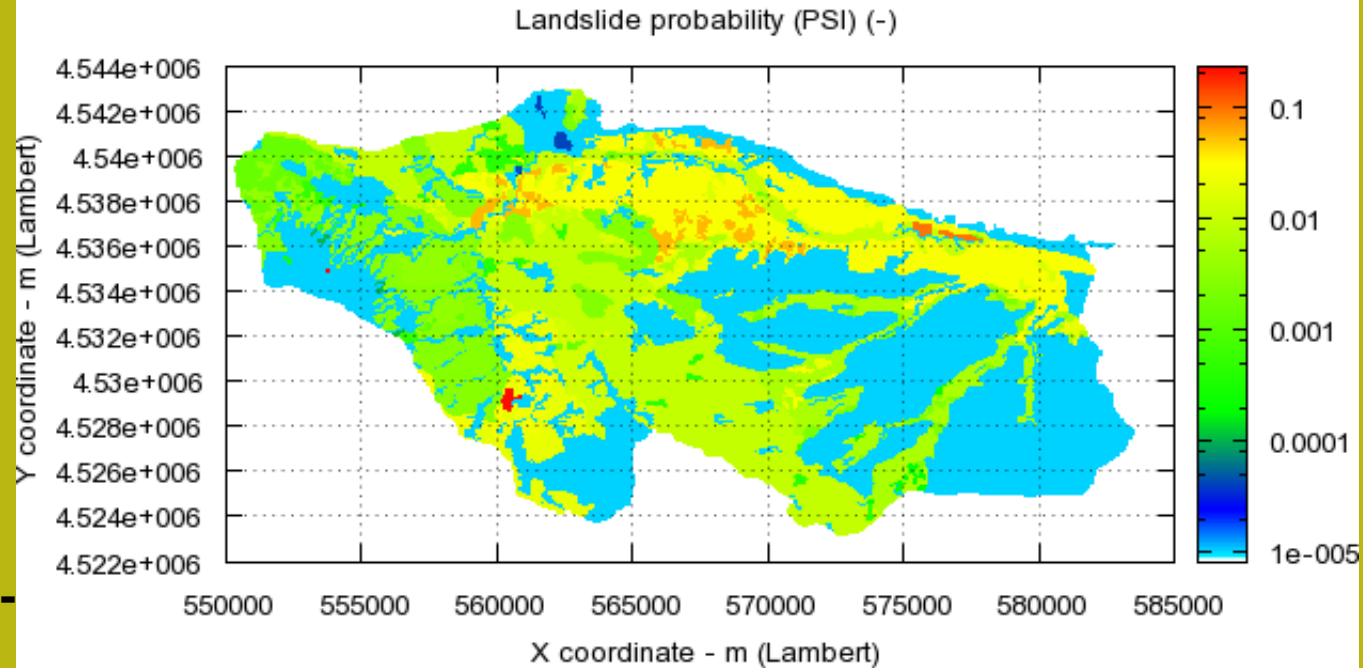


Carta dei suoli 1:250.000  
Bacino Rendina (Basilicata, PZ)

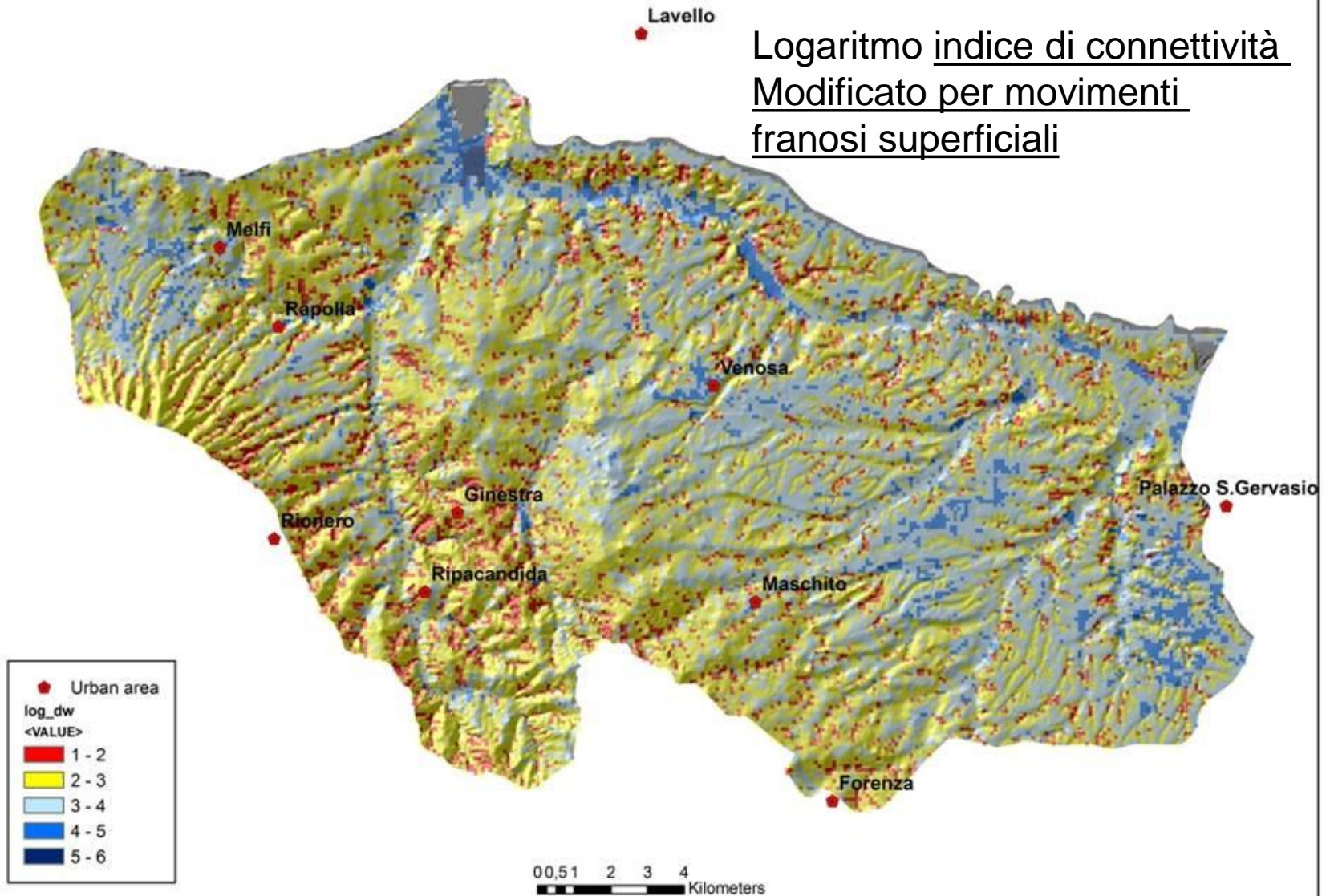
Applicazione a bassa risoluzione  
Livello di approssimazione 2

Modello PESERA-L  
Probabilità  $F_s < 1.0$   
In condizioni idrologiche  
di innesco  
Frane superficiali  
Calcolato su suddivisioni  
Land Unit System (LUS)  
(Suolo, uso del suolo)

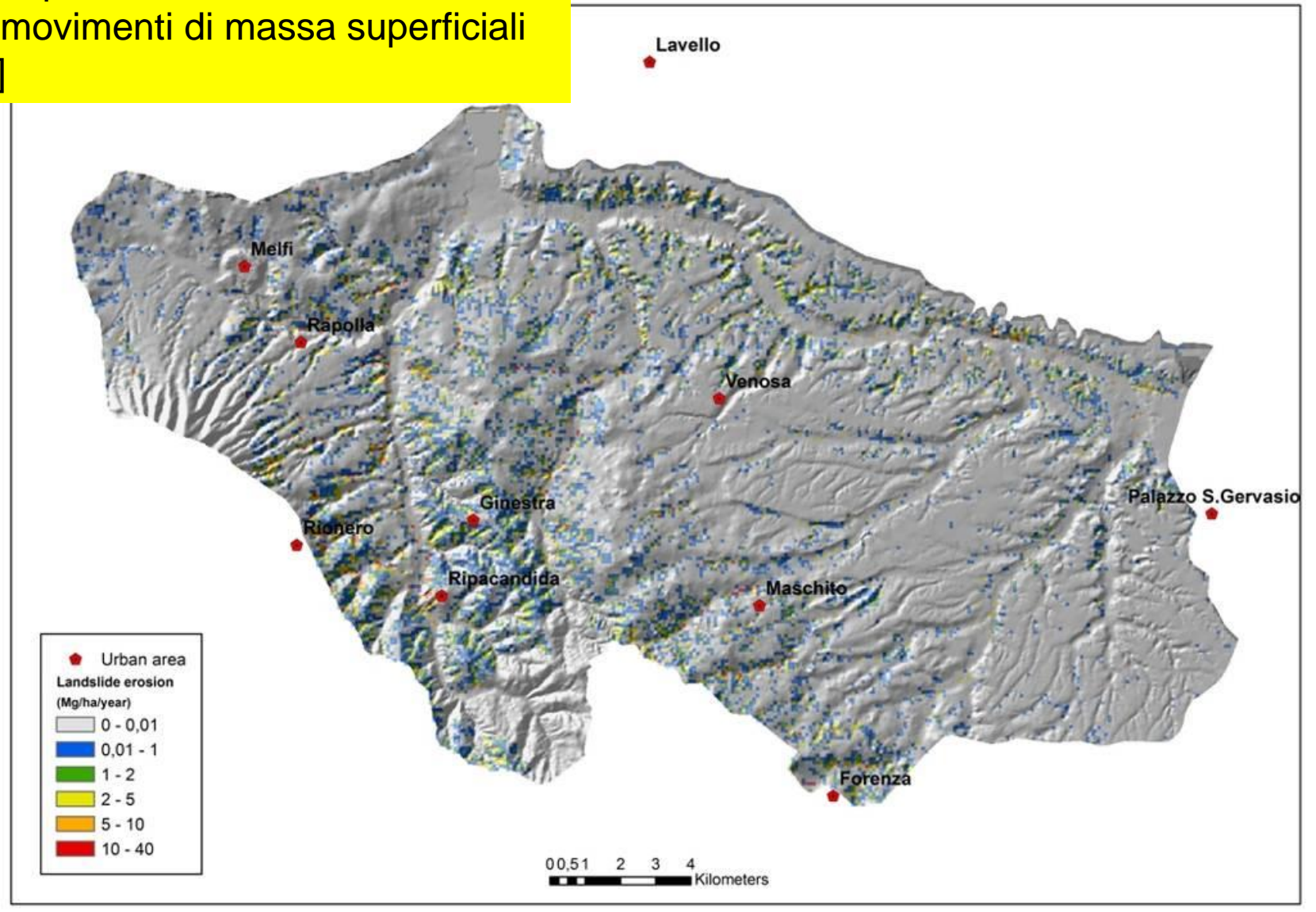
Progetto DESIRE (2007-  
2012) UE

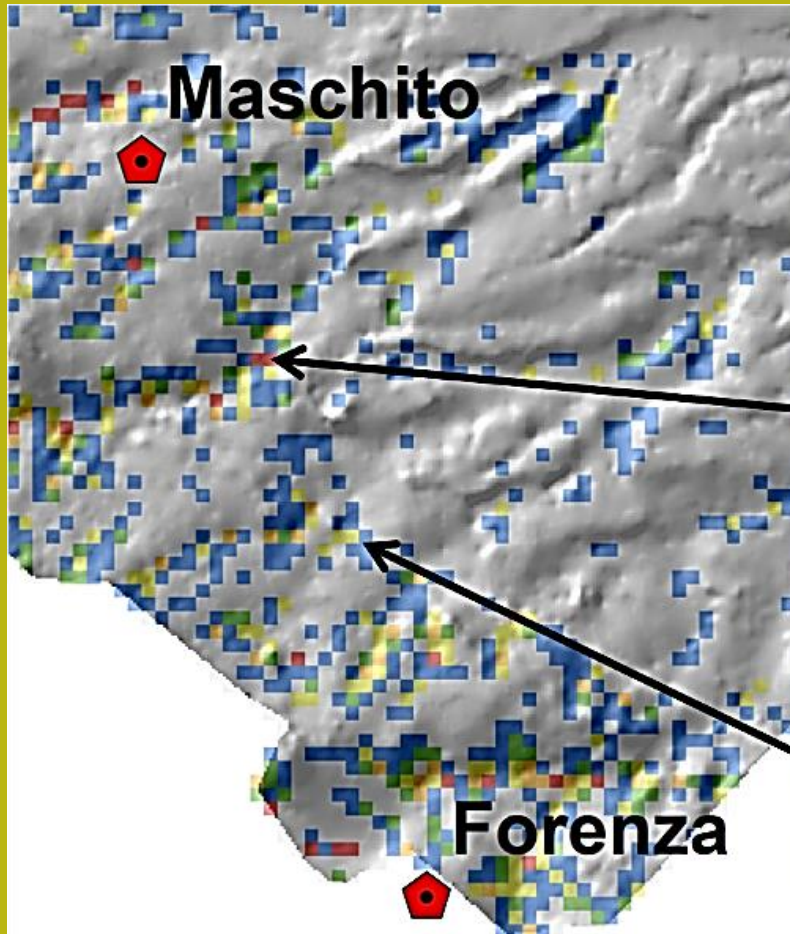


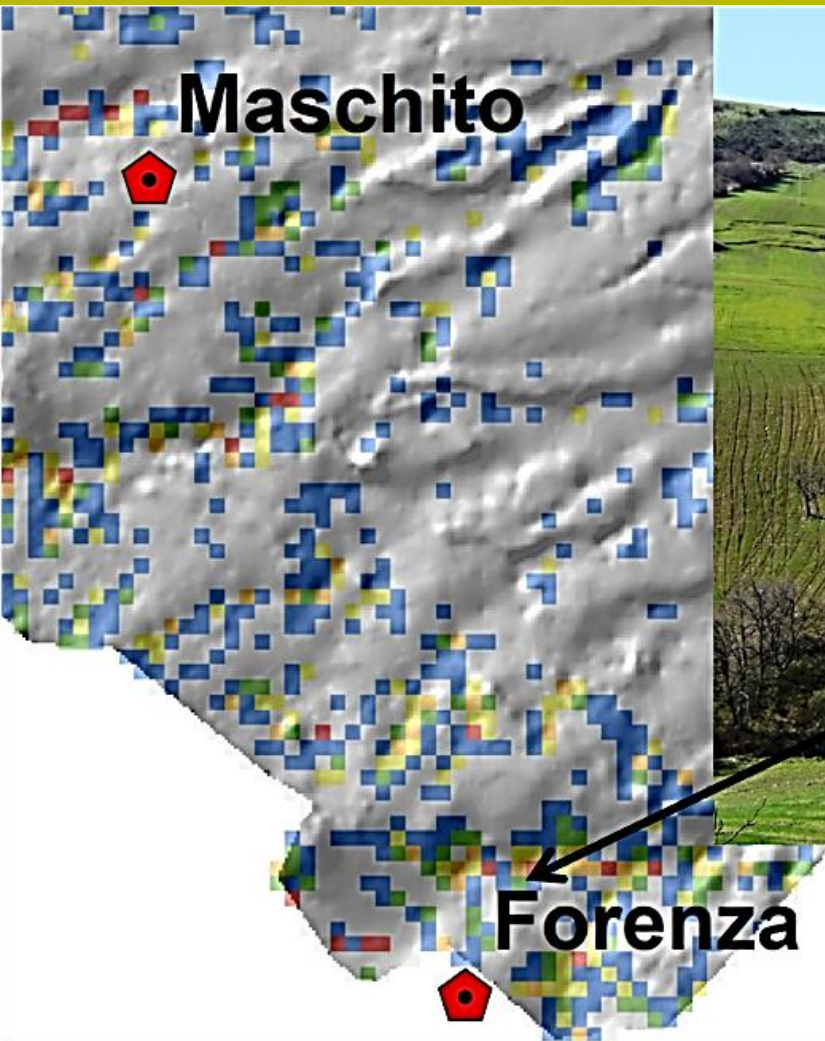
Logaritmo indice di connettività  
Modificato per movimenti  
franosì superficiali



Contributo specifico di sedimenti  
Dovuto a movimenti di massa superficiali  
[Mg/ha/yr]









Autorità di Bacino Interregionale  
del Fiume Magra



Consiglio Nazionale delle Ricerche  
Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica

## **Studio dei processi idrologici, idraulici e geomorfologici e della pericolosità ad essi associata nel bacino del Torrente Pogliaschina (Val di Vara, Provincia della Spezia)**

**Relazione finale (luglio 2013)**



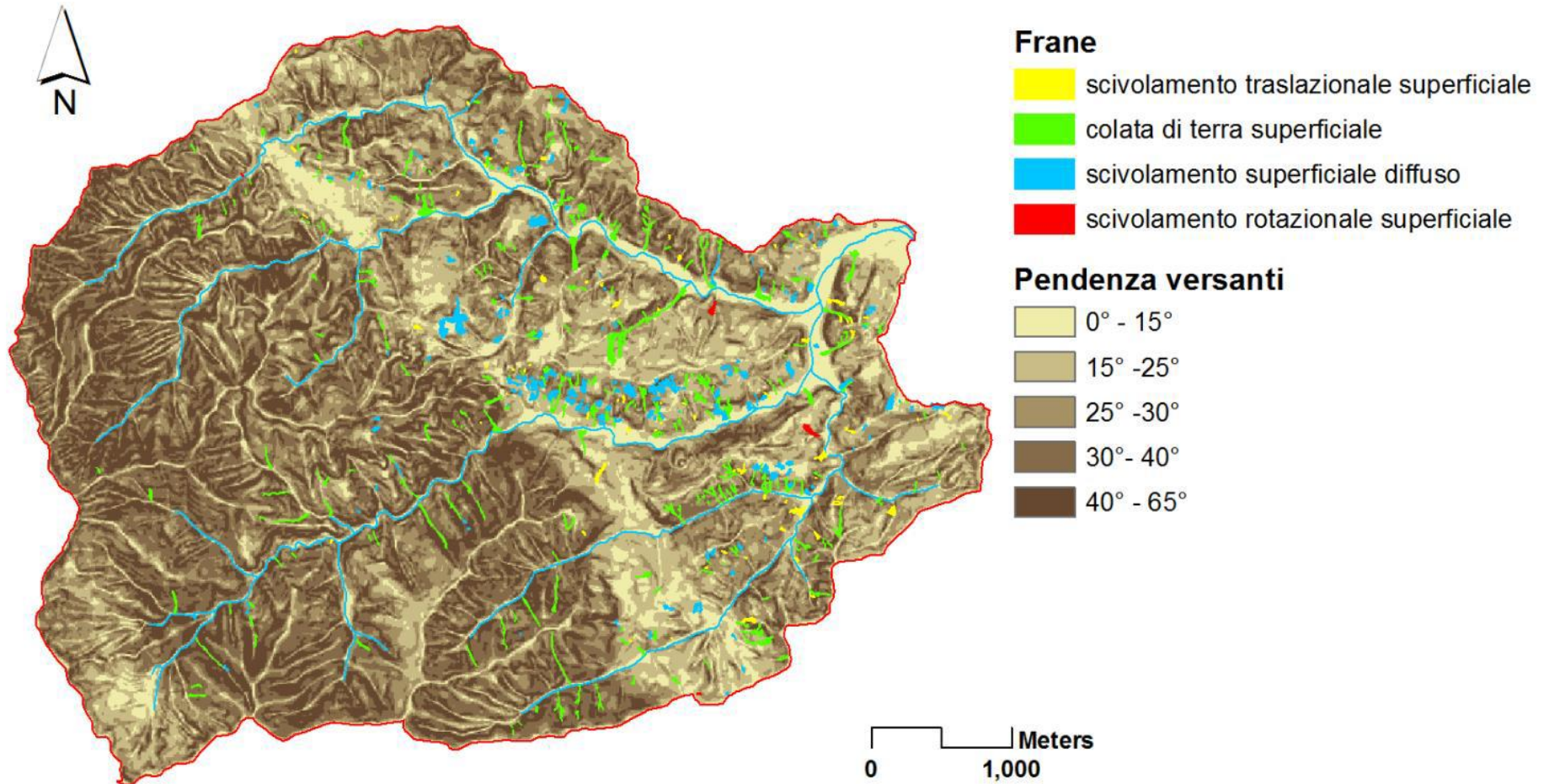
Lorenzo Marchi<sup>1</sup>, Marco Cavalli<sup>1</sup>, William Amponsah<sup>2</sup>, Marco Borga<sup>2</sup>, Lorenzo Borselli<sup>3</sup>, Francesco Comiti<sup>4</sup>, Stefano Crema<sup>1</sup>, Alessandro Mondini<sup>1</sup>, Ana Lucía Vela<sup>4</sup>, Alessia Viero<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica

<sup>2</sup> Università di Padova, Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-forestali

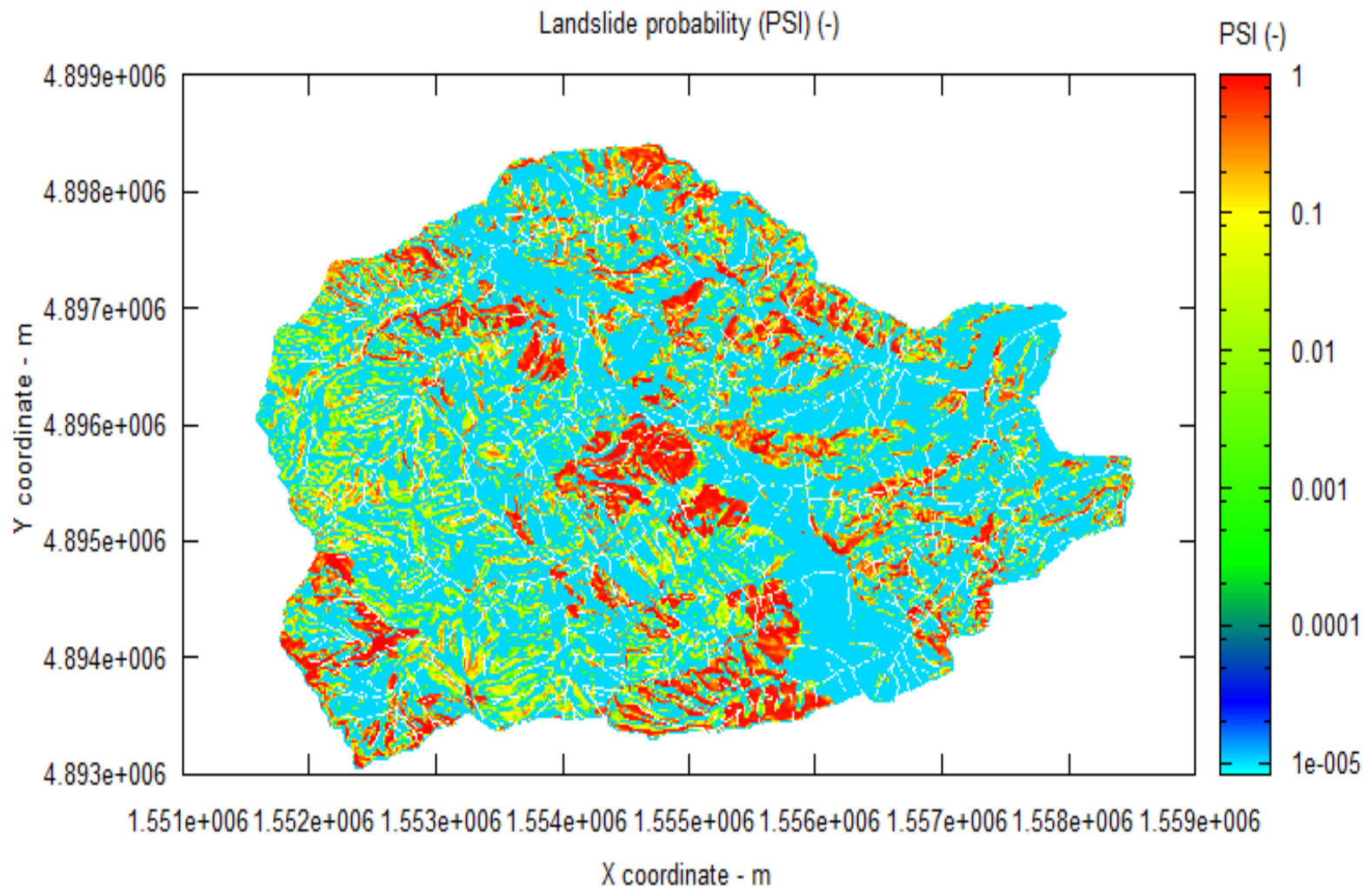
<sup>3</sup> Universidad Autónoma de San Luis Potosí (Mexico), Instituto de Geología - Facultad de Ingeniería

<sup>4</sup> Libera Università di Bolzano, Facoltà di Scienze e Tecnologie



Di seguito i risultati della applicazione di PESERA-L nella valle Pogliaschina – con il terzo livello di approssimazione (la piu' elevata) Evento 2011 – 500mm in 24 ore.

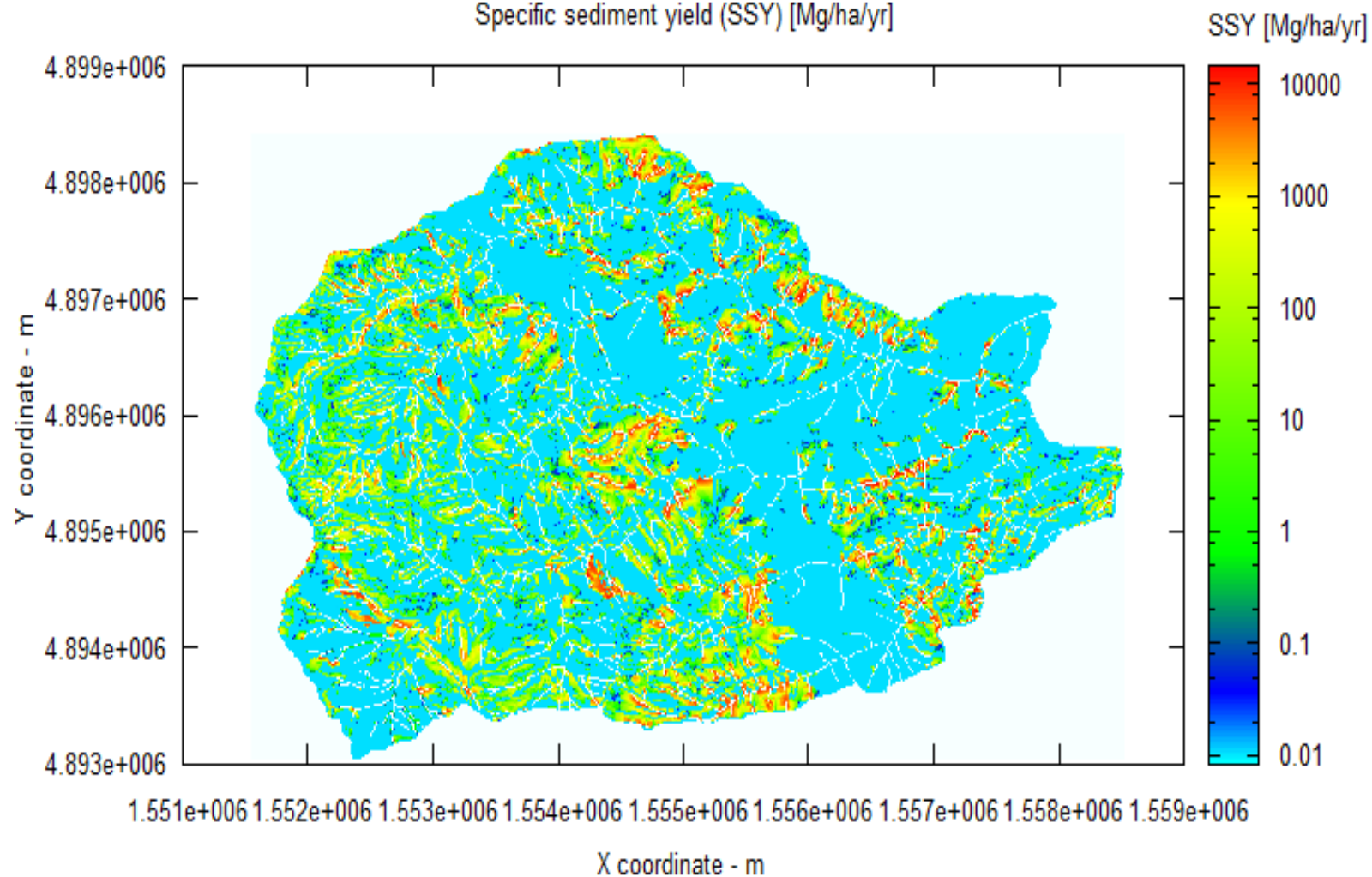




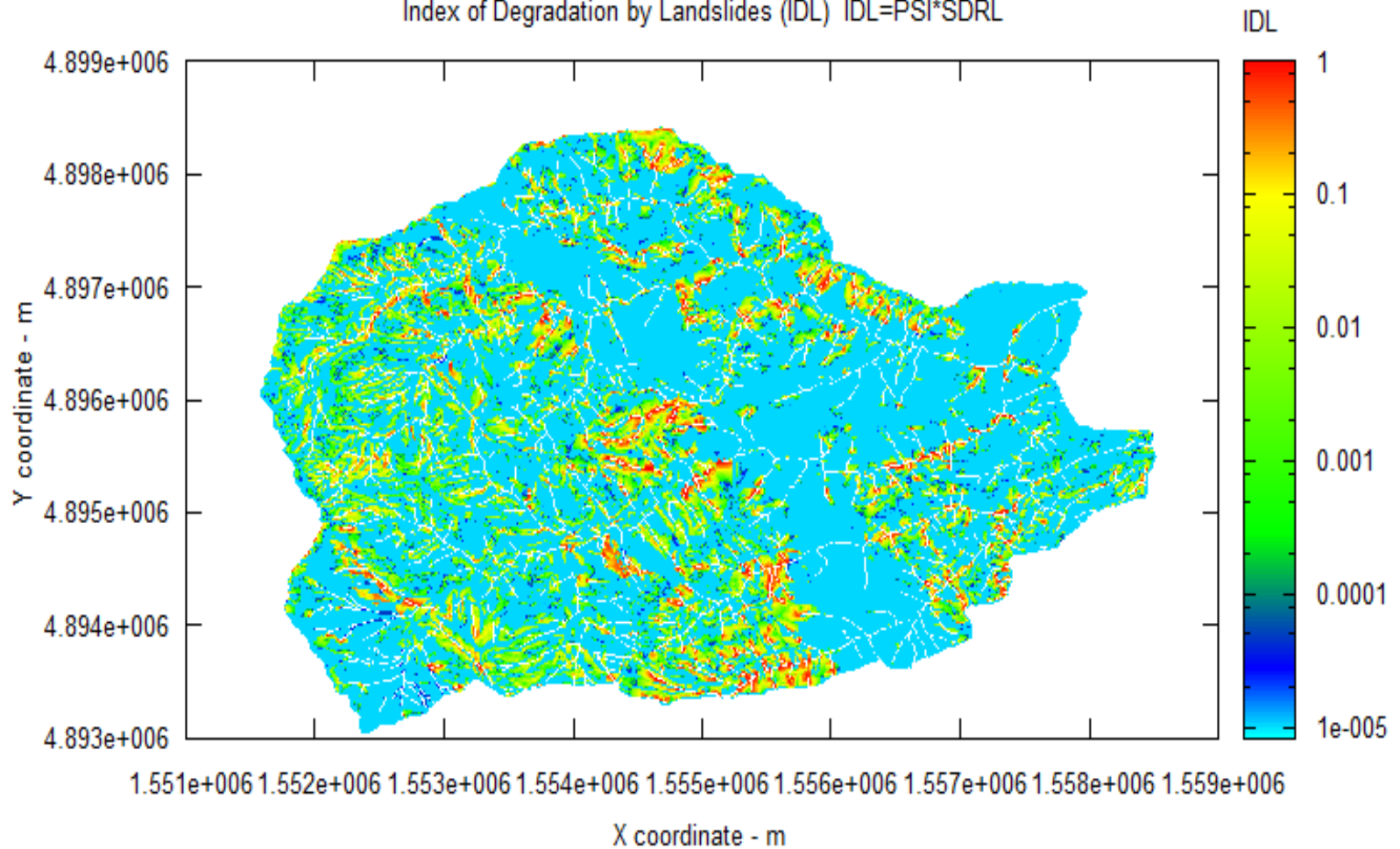
PESERA-L rel. 1.2 (2013) by L. Borselli, lborselli@gmail.com

<http://www.lorenzo-borselli.eu/peseral>

Specific sediment yield (SSY) [Mg/ha/yr]



Index of Degradation by Landslides (IDL)  $IDL=PSI*SDRL$



# Shallow landslide susceptibility modelling in an Apennine catchment

Marina Dipalma Lagreca<sup>(1,2)</sup>, Janusz Wasowski<sup>(2)</sup>, Lorenzo Borselli<sup>(3)</sup>, Tom Dijkstra<sup>(4)</sup>,  
Domenico Casarano<sup>(2)</sup>, Pierpaolo Limoni<sup>(2)</sup>

1) Dipartimento di Scienze della Terra e Geoambientali, Università di Bari, Italy

2) National Research Council, Research Institute for Geo-hydrological Protection (CNR-IRPI), Bari, Italy +39 080 5929583

3) Instituto de Geologia, Universidad Autonoma de San Luis Potosì, Mexico

4) British Geological Survey, Environmental Science Centre Keyworth, Nottingham. UK

Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Regional Symposium on Landslides, Belgrade, 2015

**Inventario frane e analisi effettuata anche con PESERAL versione 1.3**

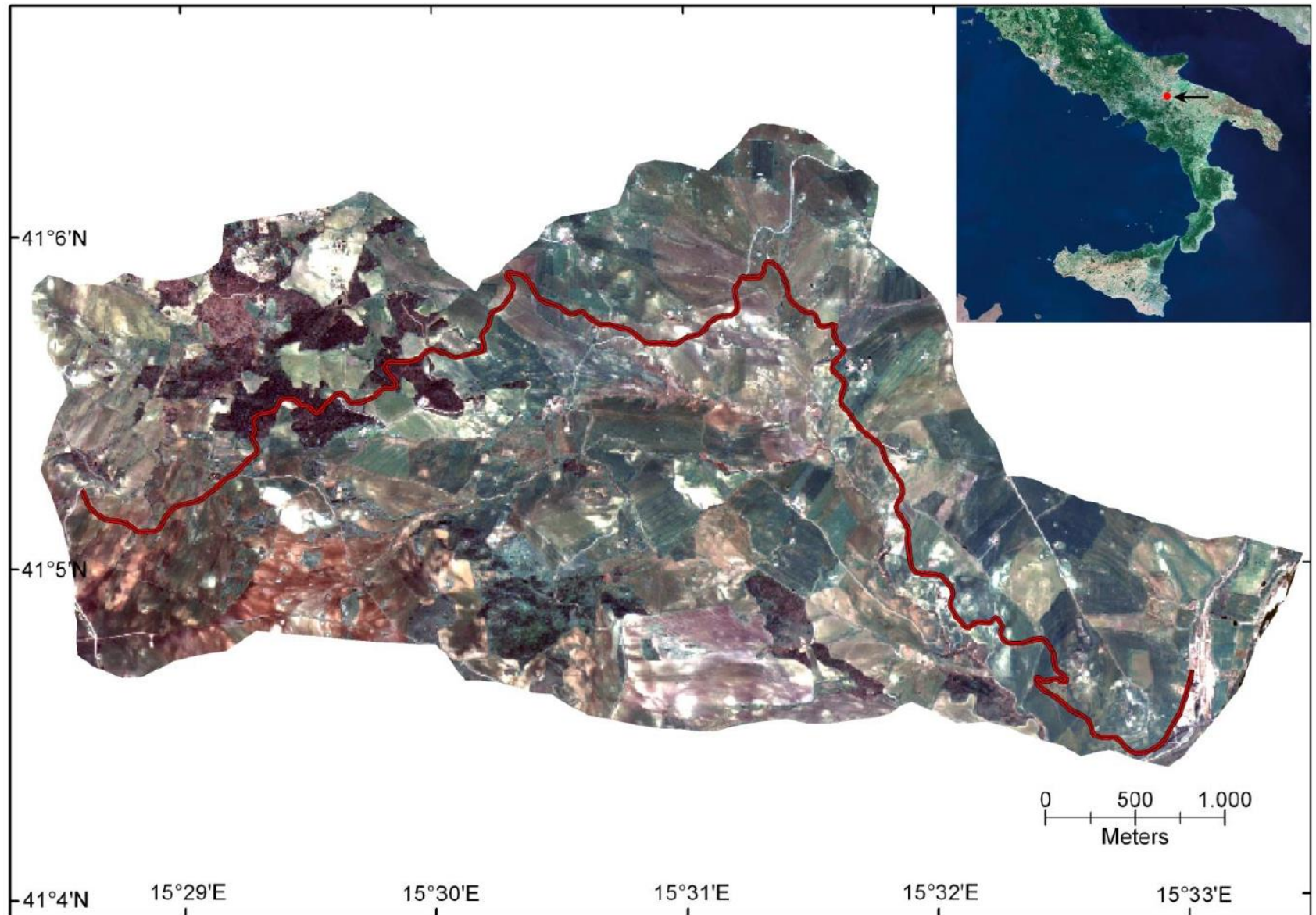
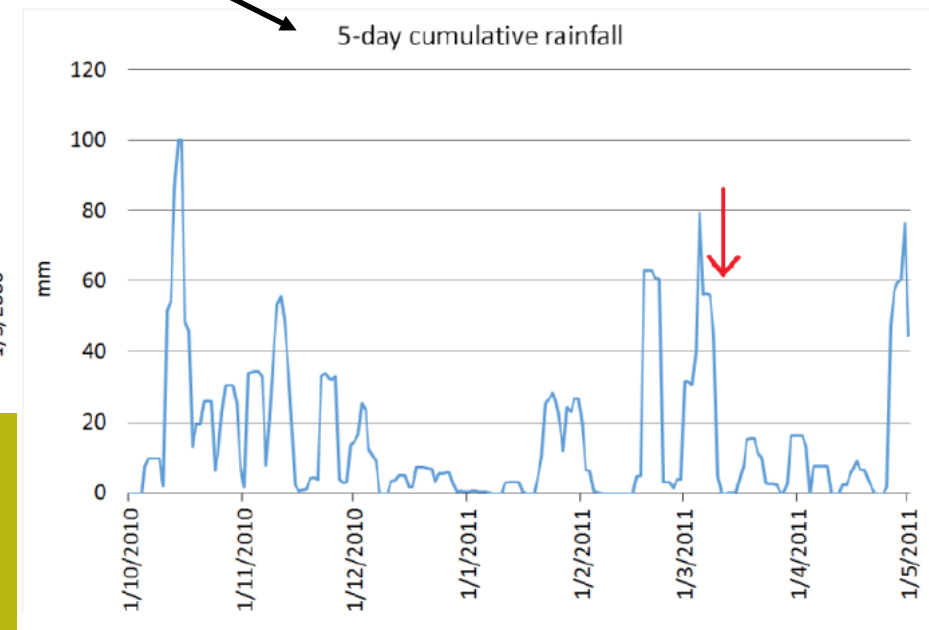
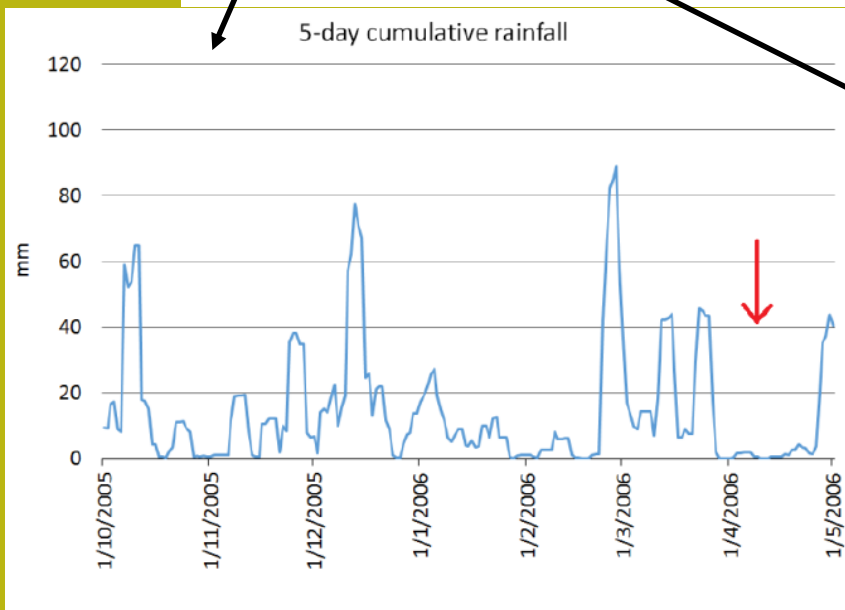


Figure 1 Satellite image showing the catchment in the municipal territory of Rocchetta Sant'Antonio. The red line indicates the mid-slope road damaged by landslides. Inset shows location in southern Italy. Note predominantly agricultural land use (from Wasowski, et al. 2012).

Table 1 Statistics of active shallow landslides in terms of density per km<sup>2</sup> and areal frequency (%).

Year	Active landslides		
	Number	Number/km <sup>2</sup>	Area %
2006	821	52.6	2.4
2011	135	8.6	0.7



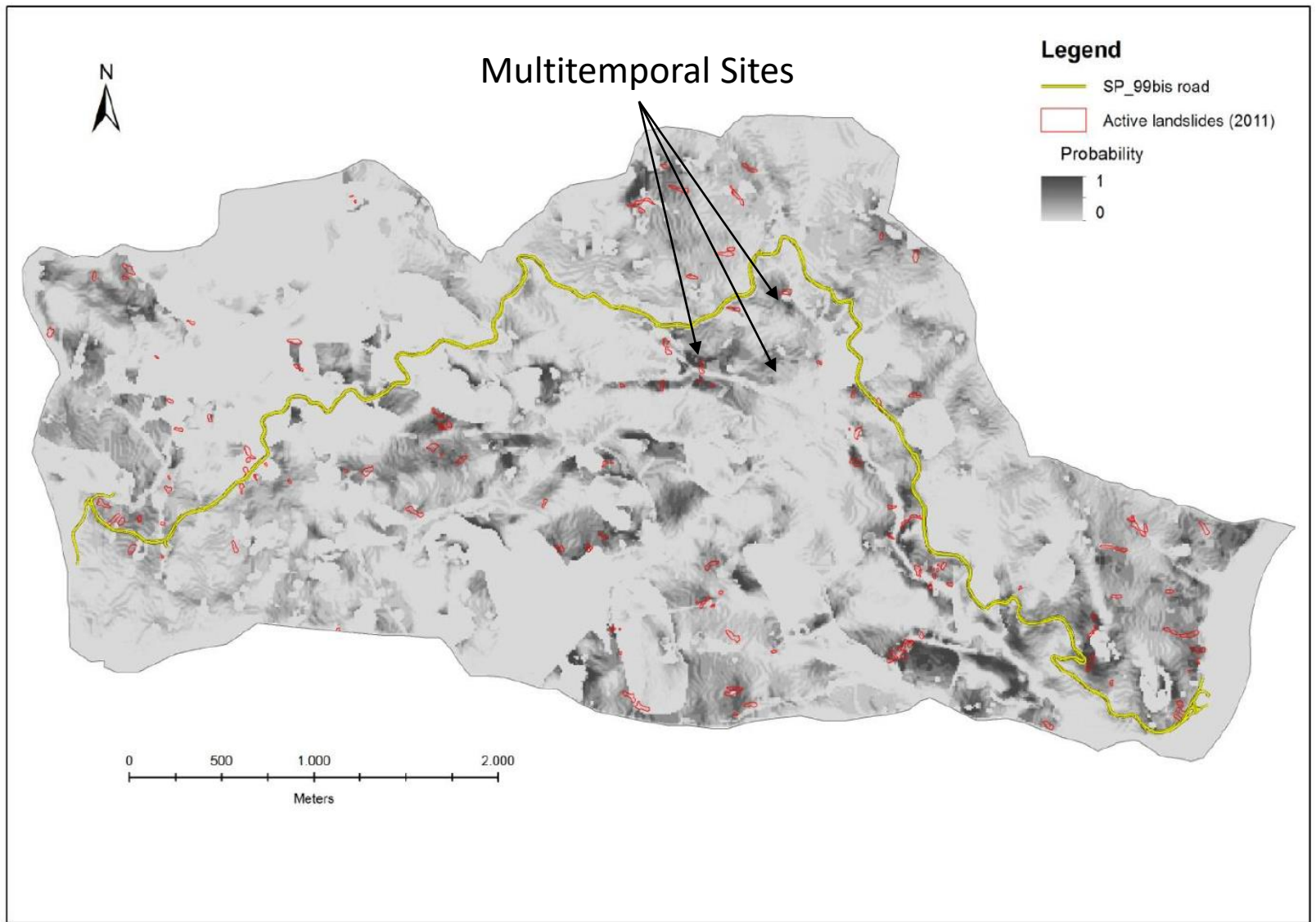


Figure 5. Example of landslide probability map obtained by considering the groundwater conditions registered in the winter of 2011. The locations of 135 shallow landslides triggered triggered in 2011 are also shown.

Table 2 Summary statistics of PESERA-L model predictive capability considering a susceptibility index threshold  $p \geq 0.35$  and two different groundwater conditions. Percentages of catchment areas with  $p \geq 0.35$  and of correctly 'predicted' landslide areas are indicated.

Water table range 0 – 0.53 m		Water table range 0.10 – 1.38 m	
% total catchment	% total landslide area	% total catchment	% total landslide area
20,96*	85.84*	12.98*	81.58*
17.13**	82.84**	10.14**	75.75**

Note: \*cohesion  $c = 0$  kPa for sown fields; \*\* $c \neq 0$  kPa for sown fields

Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 13, 559–573, 2013  
[www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/13/559/2013/](http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/13/559/2013/)  
 doi:10.5194/nhess-13-559-2013  
 © Author(s) 2013. CC Attribution 3.0 License.



## Comparison between different approaches to modeling shallow landslide susceptibility: a case history in Oltrepo Pavese, Northern Italy

D. Zizioli<sup>1</sup>, C. Meisina<sup>1</sup>, R. Valentino<sup>2</sup>, and L. Montrasio<sup>2</sup>


<sup>1</sup>Department of Earth and Environment Sciences, University of Pavia, Via Ferrata 1, 27100 Pavia, Italy

<sup>2</sup>Department of Civil, Environmental, Territory Engineering and Architecture, University of Parma, Viale G. P. Usberti 181/A, 43100 Parma, Italy



Risultati  
confrontabili con  
quanto trovato da:



Natural Hazards  
and Earth System  
Sciences 



- Maggiori informazioni su PESERA-L:

- BORSELLI L. SALVADOR SANCHIS M.P., BATOLINI D., CASSI P., LOLLINO P. (2011). PESERA-L model: an addendum to the PESERA model for sediment yield due to shallow mass movement in a watershed. CNR-IRPI , Italy Report .n.82. scientific report deliverable 5.2.1 DESIRE. PROJECT. Pp.28.***

- BORSELLI et al. (2010). PESERA-L, the shallow landslides contribution to specific sediment yield (SSY), as extensions of the PESERA soil erosion model.*

International Conference on Combating Land Degradation in Agricultural Areas (LANDCON 1010) Xi'an China 13-14 oct 2010.

- Dipalma Lagreca M., Wasowski J., Borselli L., Dijkstra T., Casarano D., Pierpaolo Limoni P.(2015). Shallow landslide susceptibility modelling in an Apennine catchment. Proceedings of the 2nd Regional Symposium on LANDSLIDES in the Adriatic-Balkan Region, ReSyLAB, Belgrade 14-16 May 2015. University of Belgrade, Faculty of Mining and Geology. ISBN 978-86-7352-296-8

- <https://www.lorenzo-borselli.eu/peseral/>

## Bibliografia selezionata (molti degli articoli sono articoli liberamente accessibili):

- Galli, M., Ardizzone, F., Cardinali, M., Guzzetti, F., & Reichenbach, P. (2008). Comparing landslide inventory maps. *Geomorphology*, 94(3-4), 268-289.
- Guzzetti, F., Mondini, A. C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., & Chang, K. T. (2012). Landslide inventory maps: New tools for an old problem. *Earth-Science Reviews*, 112(1-2), 42-66.
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B. D., Mihir, M., & Guzzetti, F. (2018). A review of statistically-based landslide susceptibility models. *Earth-Science Reviews*, 180, 60-91.
- Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J. P., Fotopoulou, S., ... & Smith, J. T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 73(2), 209-263.
- Fiorucci, F., Giordan, D., Santangelo, M., Dutto, F., Rossi, M., and Guzzetti, F.: Criteria for the optimal selection of remote sensing optical images to map event landslides, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 18, 405–417, <https://doi.org/10.5194/nhess-18-405-2018>, 2018.
- Lombardo, L., Opitz, T., Ardizzone, F., Guzzetti, F., & Huser, R. (2020). Space-time landslide predictive modelling. *Earth-Science Reviews*, 103318.
- Ma, Z., Mei, G., & Piccialli, F. (2021). Machine learning for landslides prevention: a survey. *Neural Computing and Applications*, 33(17), 10881-10907.
- Bordoni, M., Galanti, Y., Bartelletti, C., Persichillo, M. G., Barsanti, M., Gianecchini, R., ... & Meisina, C. (2020). The influence of the inventory on the determination of the rainfall-induced shallow landslides susceptibility using generalized additive models. *Catena*, 193, 104630.
- Alvioli, M., Guzzetti, F., & Marchesini, I. (2020). Parameter-free delineation of slope units and terrain subdivision of Italy. *Geomorphology*, 358, 107124.
- Mondini, A. C., Guzzetti, F., Chang, K. T., Monserrat, O., Martha, T. R., & Manconi, A. (2021). Landslide failures detection and mapping using Synthetic Aperture Radar: Past, present and future. *Earth-Science Reviews*, 103574.
- Petri, P., L. Borselli, L., Sapio, F., Zini, E. (2000) . "Alpmon: il land cover nella valutazione del rischio di erosione in ambiente alpino. Atti 3° congresso naz. ASITA, Napoli dic. 1999.
- Cascini, L. (2008). Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scales. *Engineering Geology*, 102(3-4), 164-177.
- Zizioli, D., Meisina, C., Valentino, R., & Montrasio, L. (2013). Comparison between different approaches to modeling shallow landslide susceptibility: a case history in Oltrepo Pavese, Northern Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(3), 559-573.
- Dipalma Lagreca M., Wasowski J., Borselli L., Dijkstra T., Casarano D., Pierpaolo Limoni P.(2015). Shallow landslide susceptibility modelling in an Apennine catchment. *Proceedings of the 2nd Regional Symposium on LANDSLIDES in the Adriatic-Balkan Region, ReSyLAB, Belgrade 14-16 May 2015. University of Belgrade, Faculty of Mining and Geology. ISBN 978-86-7352-296-8*

*North Appenine  
Italy - spring 2003  
Photo by L.B.*

# **Grazie a Tutti per l'attenzione e la partecipazione !**

