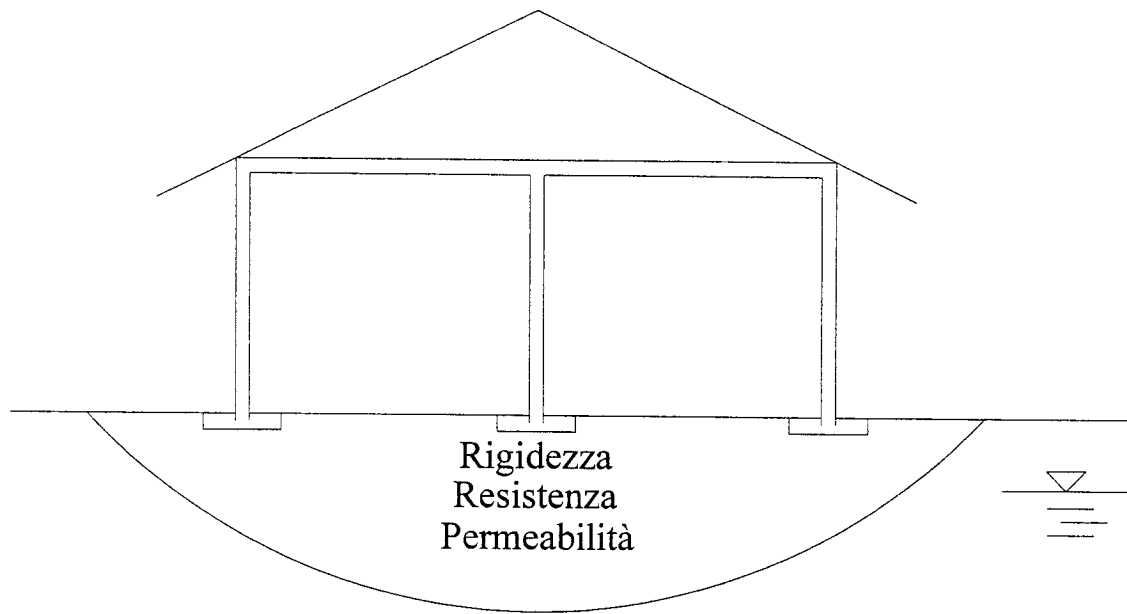


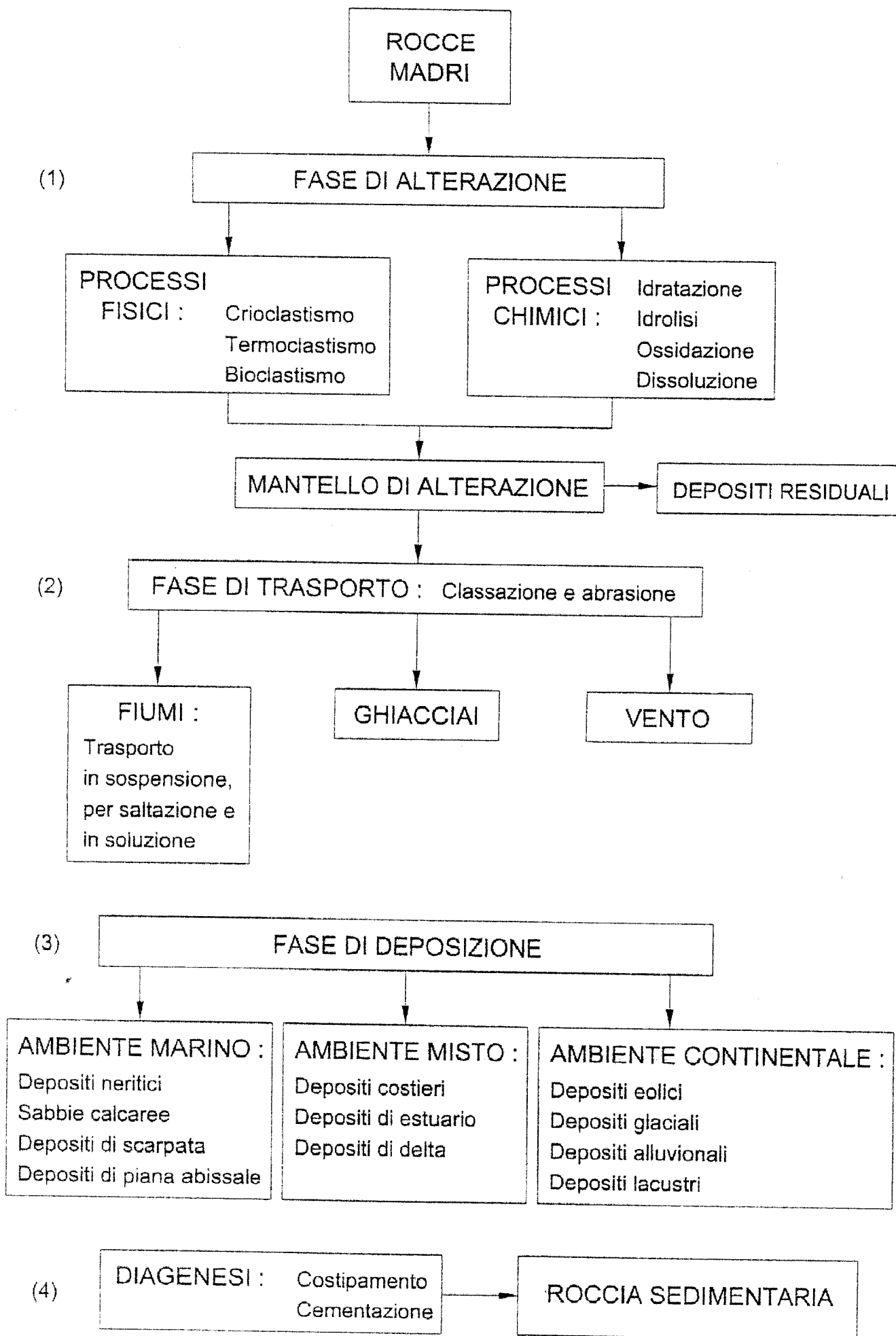
CONCETTI INTRODUTTIVI



approccio empirico

equilibrio elastico (metodo tensioni)

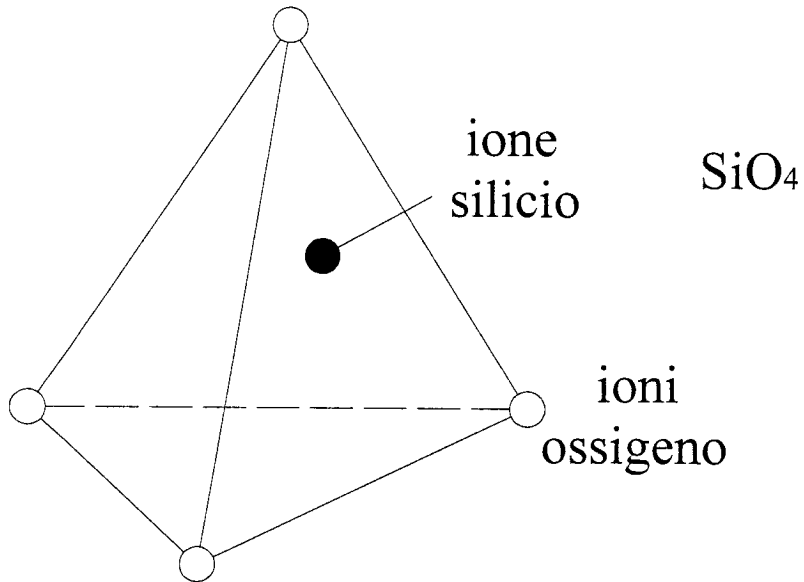
equilibrio plastico (equilibrio limite globale)



Nota: (1) + (2) ⇒ natura dei sedimenti

(3) + (4) ⇒ struttura dei terreni e delle rocce sedimentarie

MINERALI COSTITUENTI LE ROCCE



Quarzo (silicati)

Muscovite

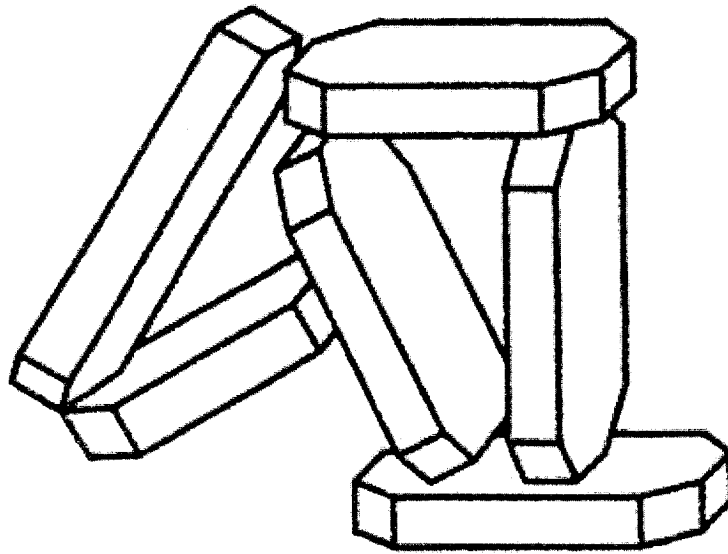
Feldspati (alluminosilicati) { ortoclasia { illite
caolinite
plagioclasia { montmorillonite

Mica

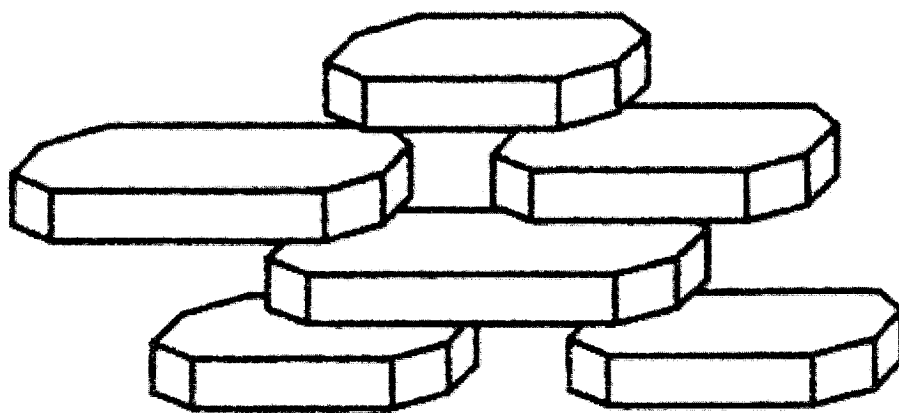
Calcite (Ca CO₃)

Dolomite (Ca Mg (CO₃)₂)

Ambiente deposizionale e struttura



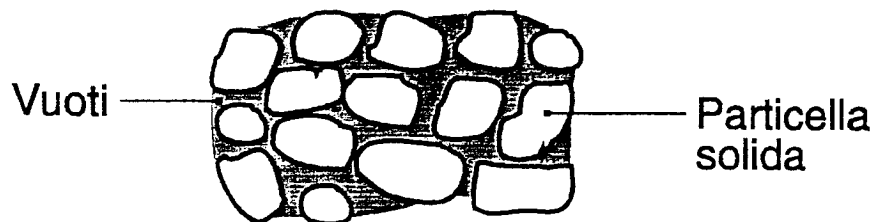
(a) flocculata



(b) dispersa

TERRENI NON LAPIDEI O TERRENI SCIOLTI

Un insieme, compressibile, di particelle solide (scheletro solido) con inclusi vuoti.



TERRENI SATURI → Tutti i vuoti riempiti con acqua

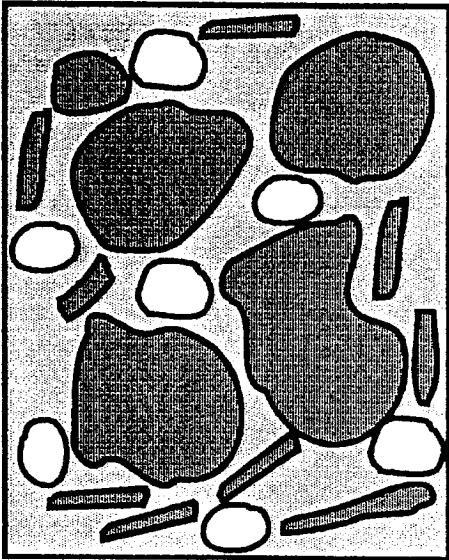
TERRENI PARZIALMENTE SATURI → Vuoti riempiti in parte con acqua ed in parte con aria

TERRENI ASCIUTTI → Tutti vuoti riempiti con aria

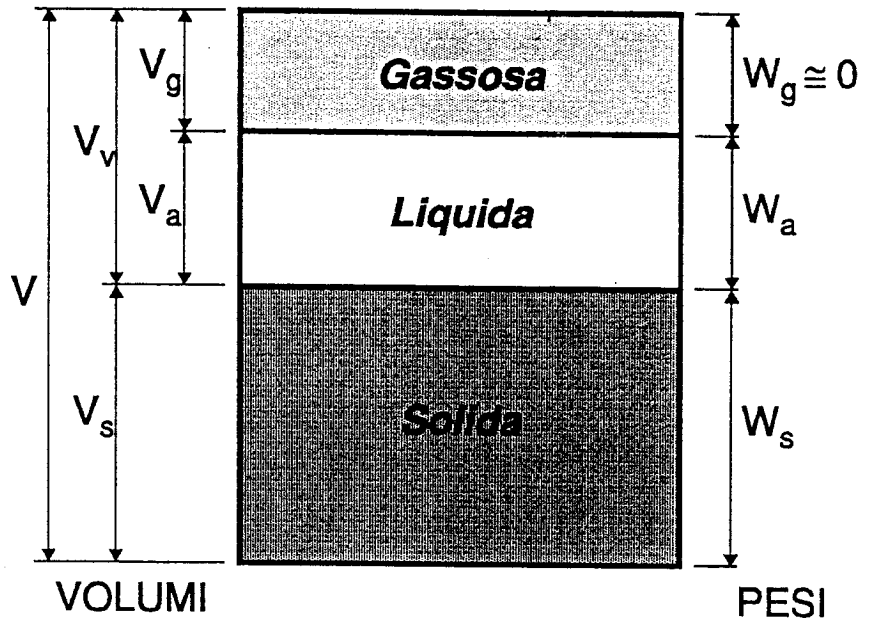
Terreni sciolti = materiali particellari multifase

TERRENO → MATERIALE PLURIFASE

VOLUME DI TERRENO NATURALE



VOLUME DI TERRENO CON LE FASI SEPARATE



Porosità: $n = \frac{V_v}{V}$

Indice dei vuoti: $e = \frac{V_v}{V_s}$

Contenuto d'acqua naturale: $W_n = \frac{W_a}{W_s}$

Grado di saturazione: $S = \frac{V_a}{V_v}$

Peso di volume totale: $\gamma_t = \frac{W}{V}$

Peso di volume secco: $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

Peso specifico dei grani: $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_a}; \quad \gamma_t = \frac{W}{V}$

PESO DI VOLUME DEI TERRENI SATURI

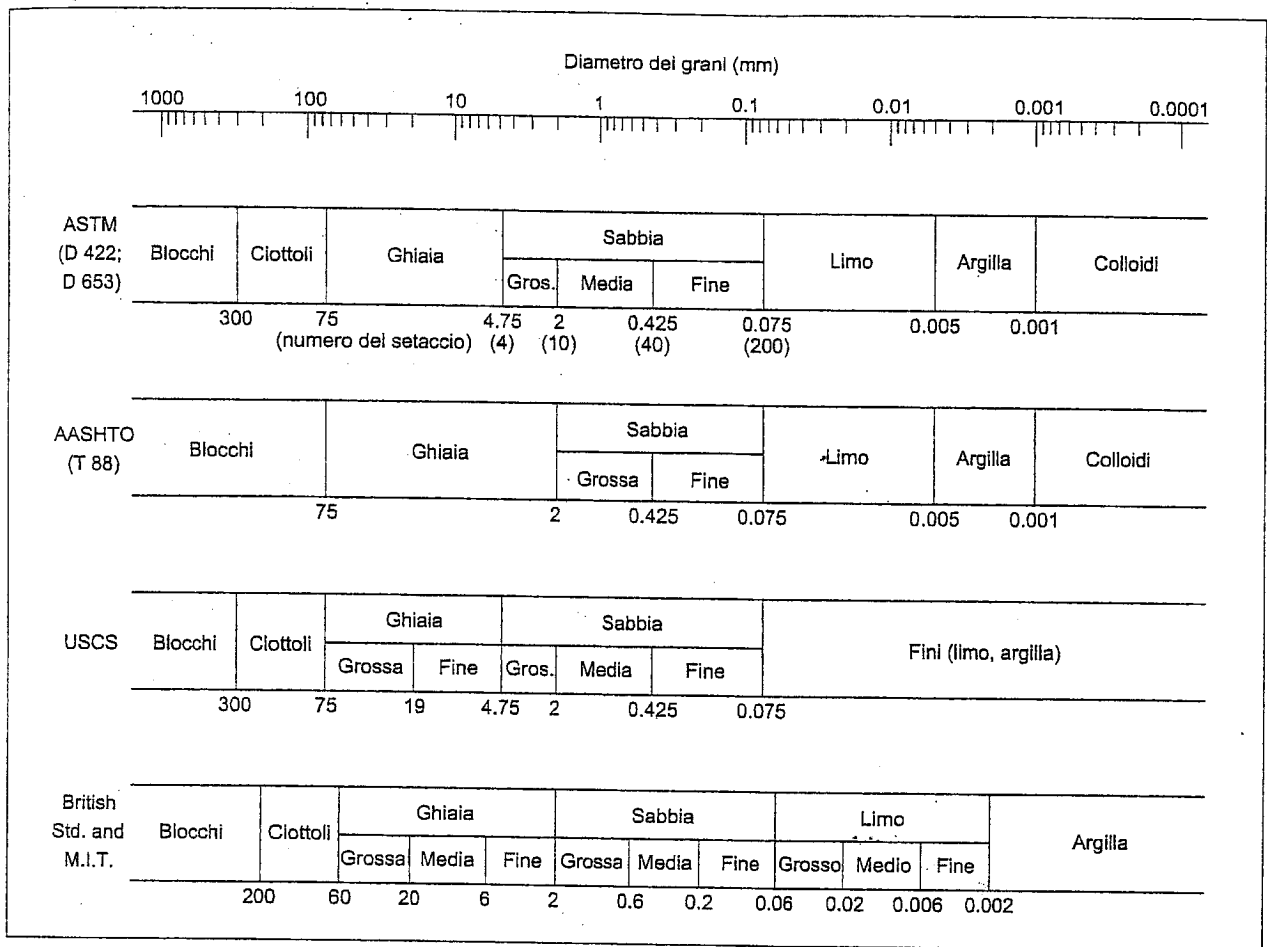
COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA	valori di γ (KN/m³)
GHIAIE E SABBIE	18.5 → 21.5
SABBIE	17.0 → 20.5
SABBIE LIMOSE	16.5 → 20.0
LIMI *	16.5 → 21.0
ARGILLE *	16.5 → 22.0

(*) Materiali inorganici

Tabella 2 Classificazione in base alla granulometria

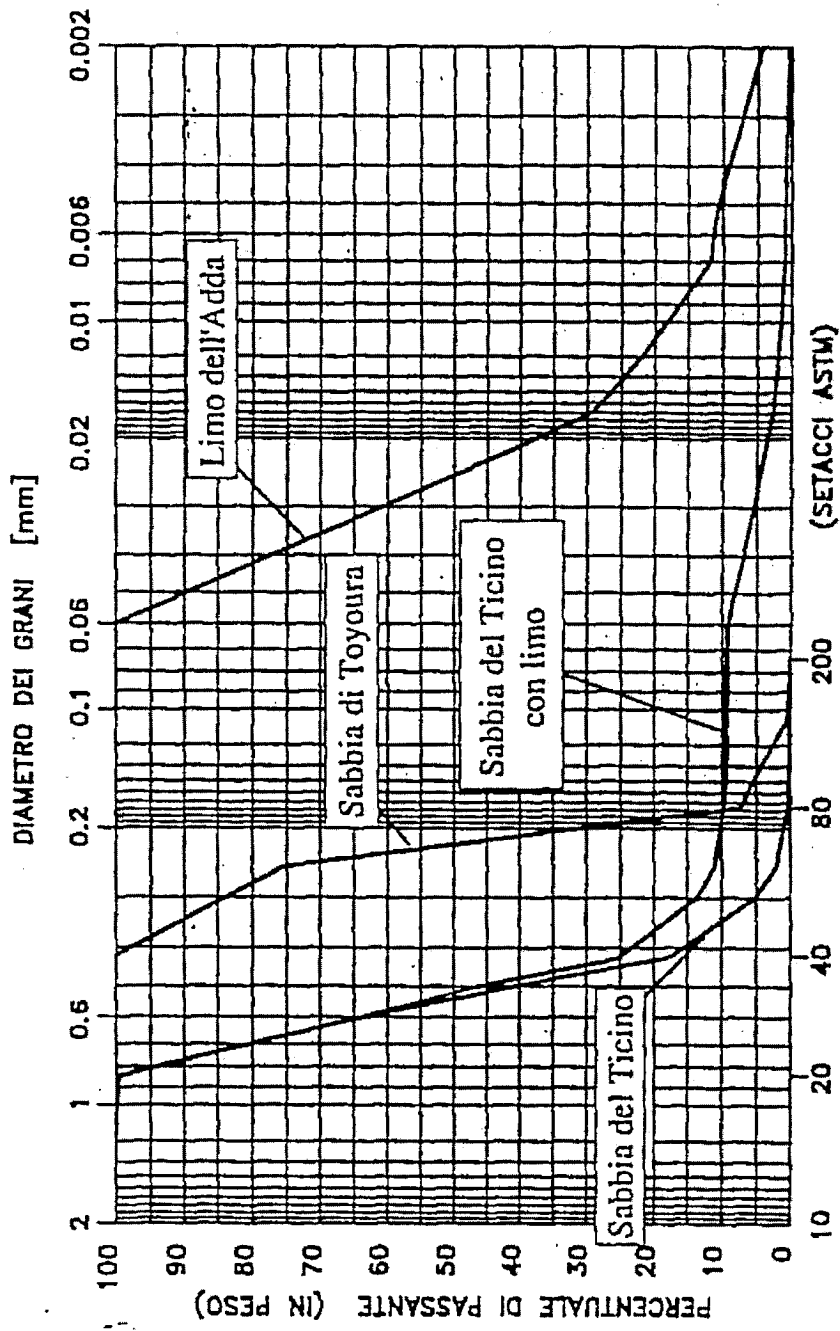
	Argilla		Limo		Sabbia			Ghiaia		
	F	M	G	F	M	G	F	M	G	
AGI	< 0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	
USCS	0.002	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	
	<			0.075	0.425	2	4.75	19		
	0.075			0.425	2	4.75	19	75		

F=Fine, M=Medio, G=Grosso. Le misure sono espresse in mm.



Sistemi di classificazione basati sulla dimensione delle particelle

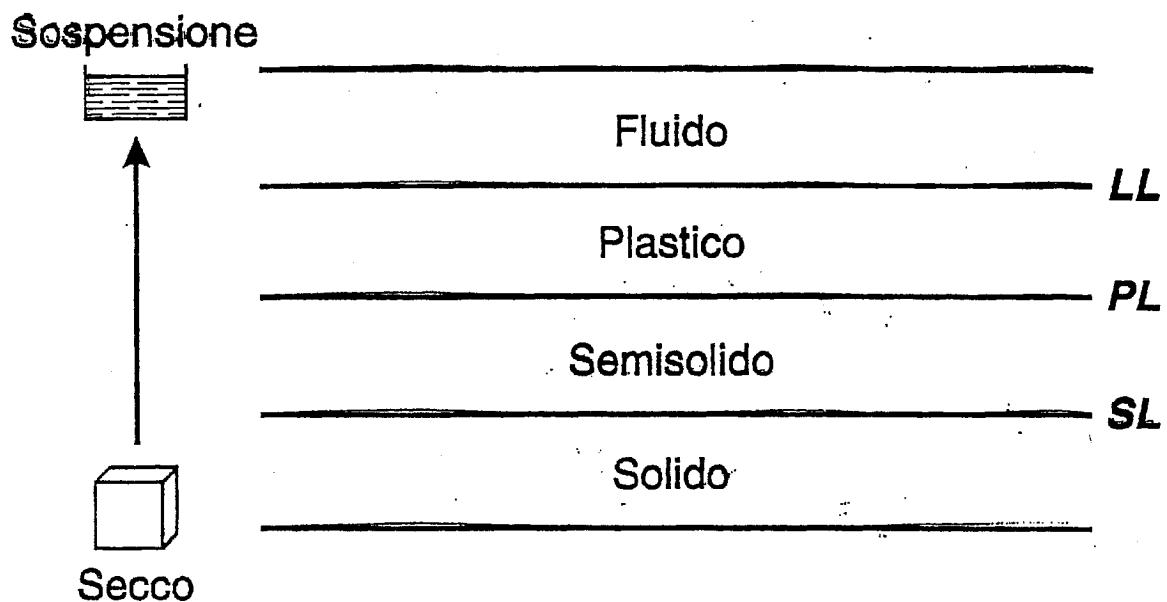
SABBIA			LIMO		
Grosso	Media	Fine	Grosso	Medio	Fine

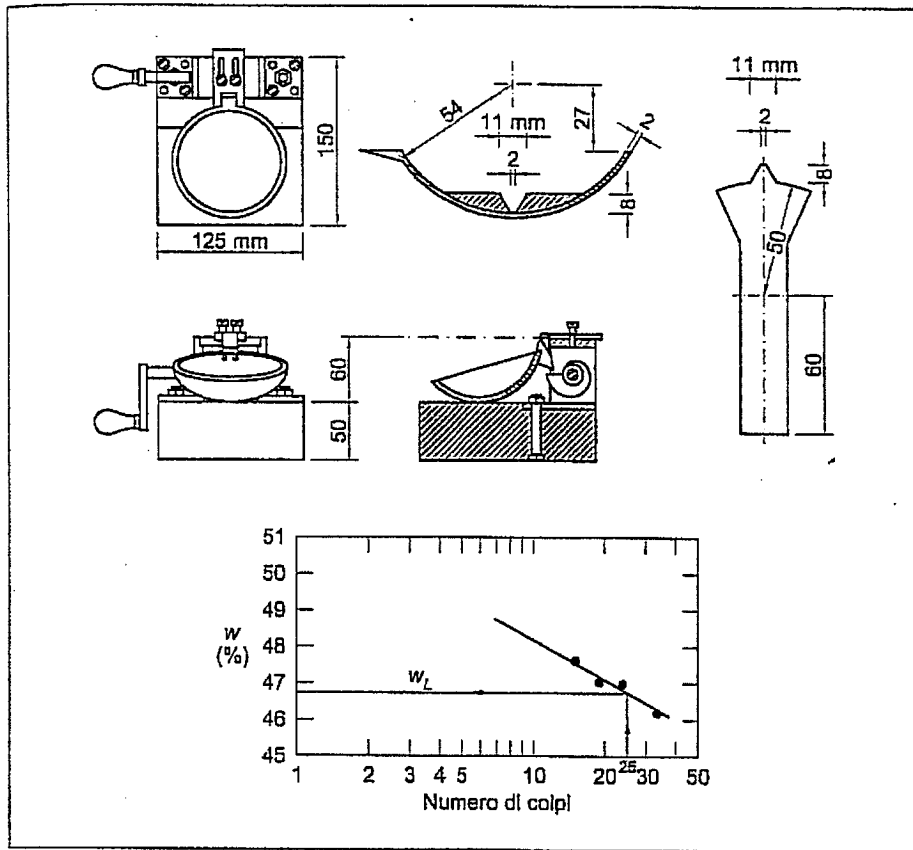


	U_c	C_c
Ticino	1.57	1.05
Toyouura	1.27	1.07
Ticino + limo	3.47	1.93
Qiuou	4.40	1.93
MSG53	8.10	1.30
MSG76	3.50	1.79

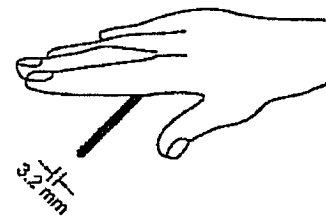
LIMITI DI ATTERBERG E LORO SIGNIFICATO FISICO

Limite liquido (LL), limite plastico (PL), limite di ritiro (SL) consentono di definire la consistenza dei terreni coesivi.





$$PI = W_L - W_P$$



$$LI = \frac{W_N - W_P}{PI}$$

$$IC = \frac{W_L - W_N}{PI} = 1 - LI$$

Descrizione consistenza di un'argilla

Valori di IC	Consistenza
< 0	Fluida
$0 < IC < 0.25$	Fluidoplastica
$0.25 < IC < 0.50$	Molle-plastica
$0.50 < IC < 0.75$	Plastica
$0.75 < IC < 1$	Solidoplastica
$IC > 1$	Semisolido-solido

$$A = \frac{PI}{\% \text{ argilla}} = \frac{PI}{CF}$$

inattivi

$$\rightarrow A < 0.75$$

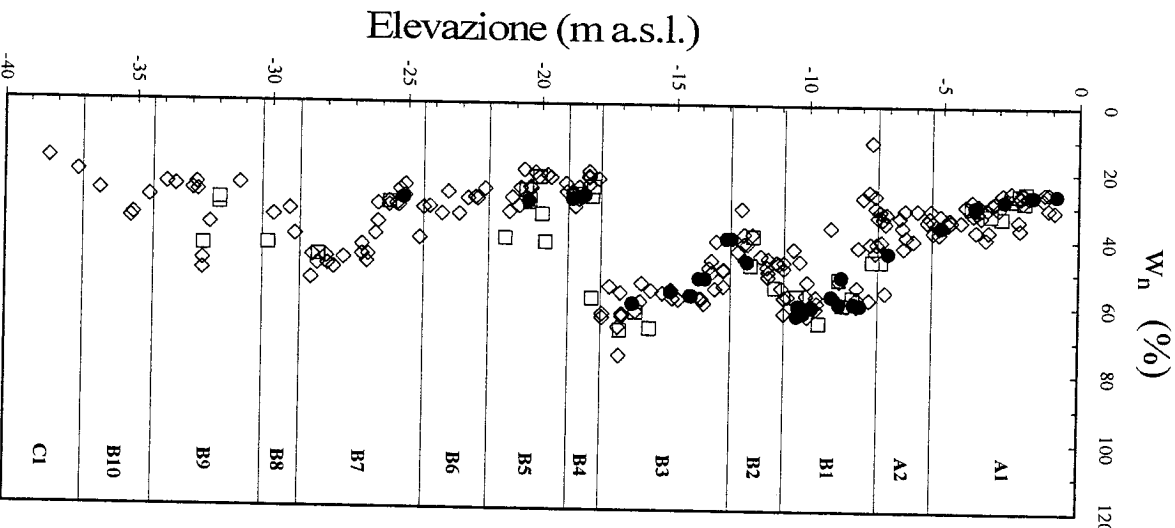
normalmente attivi

$$\rightarrow 0.75 < A < 1.25$$

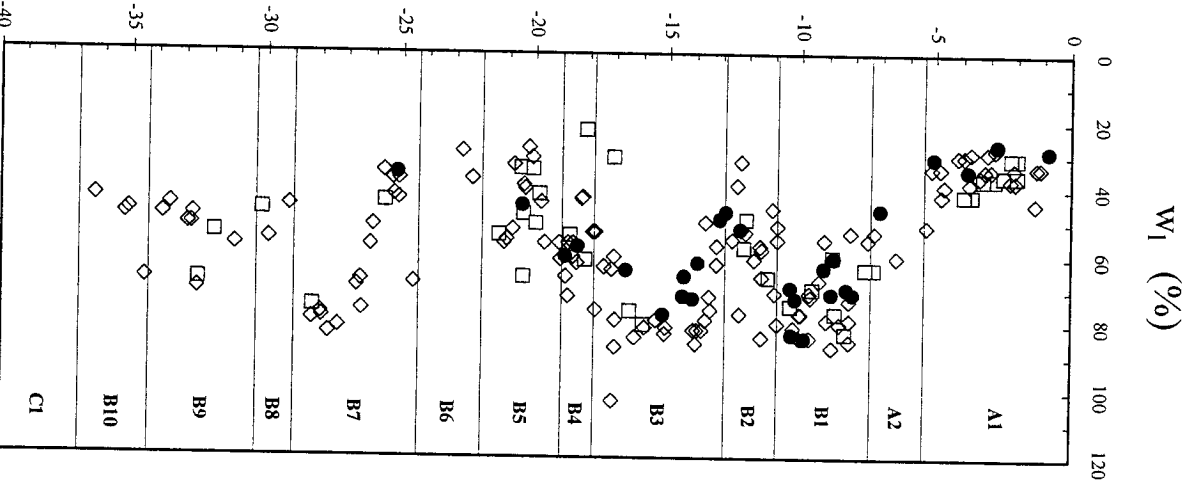
attivi

$$\rightarrow A > 1.25$$

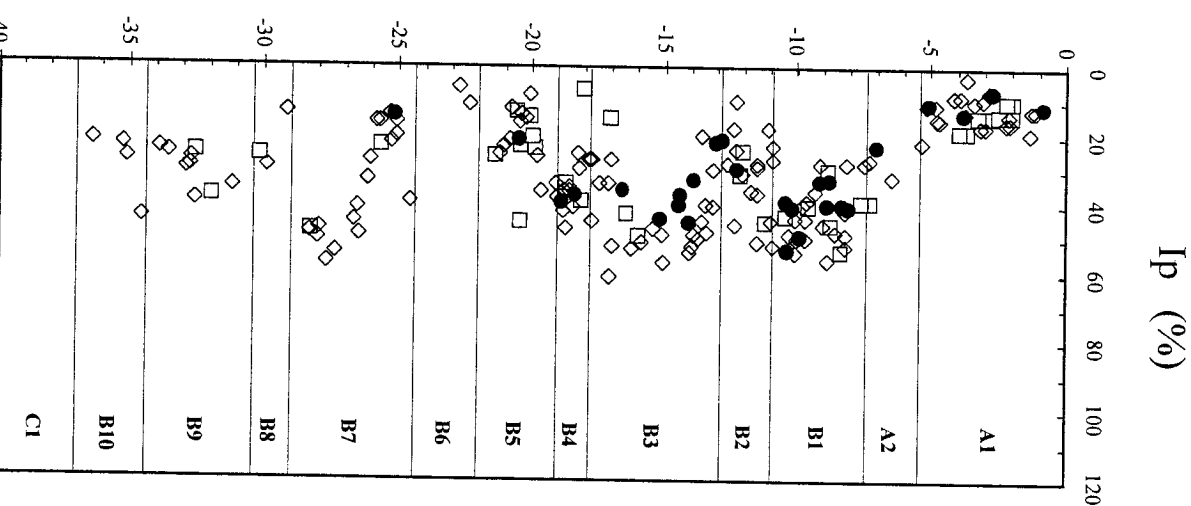
Contenuto d'acqua naturale



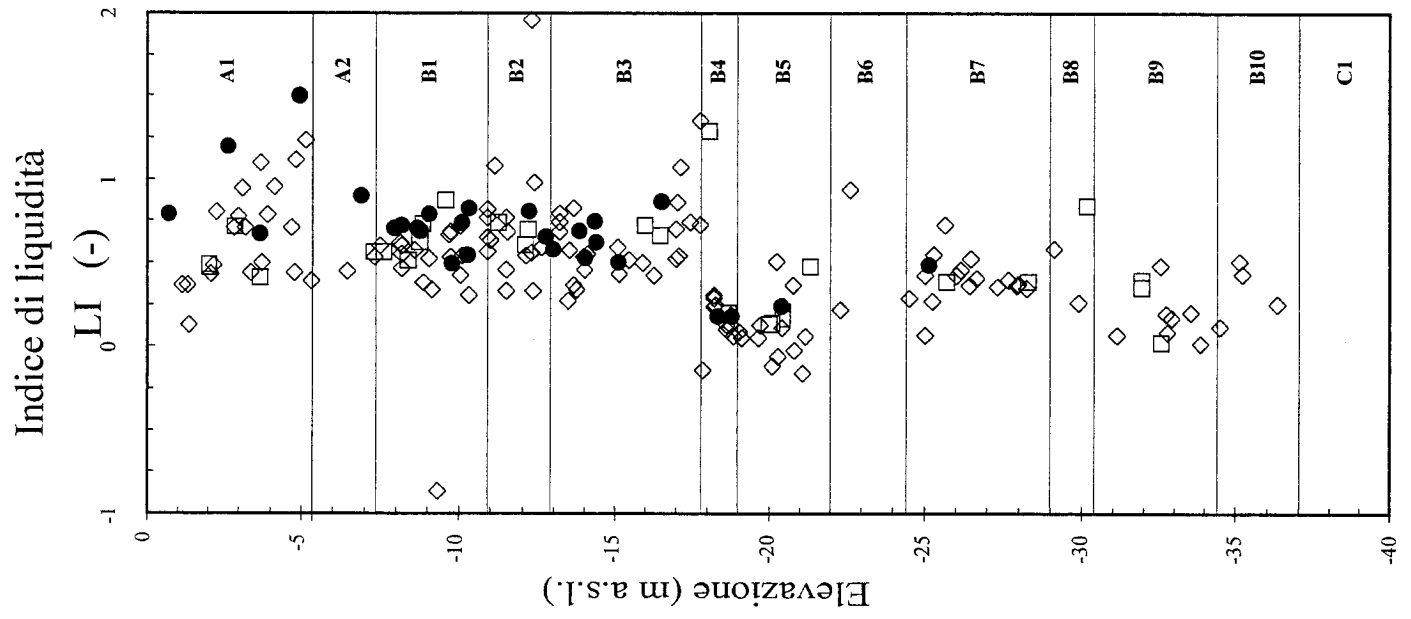
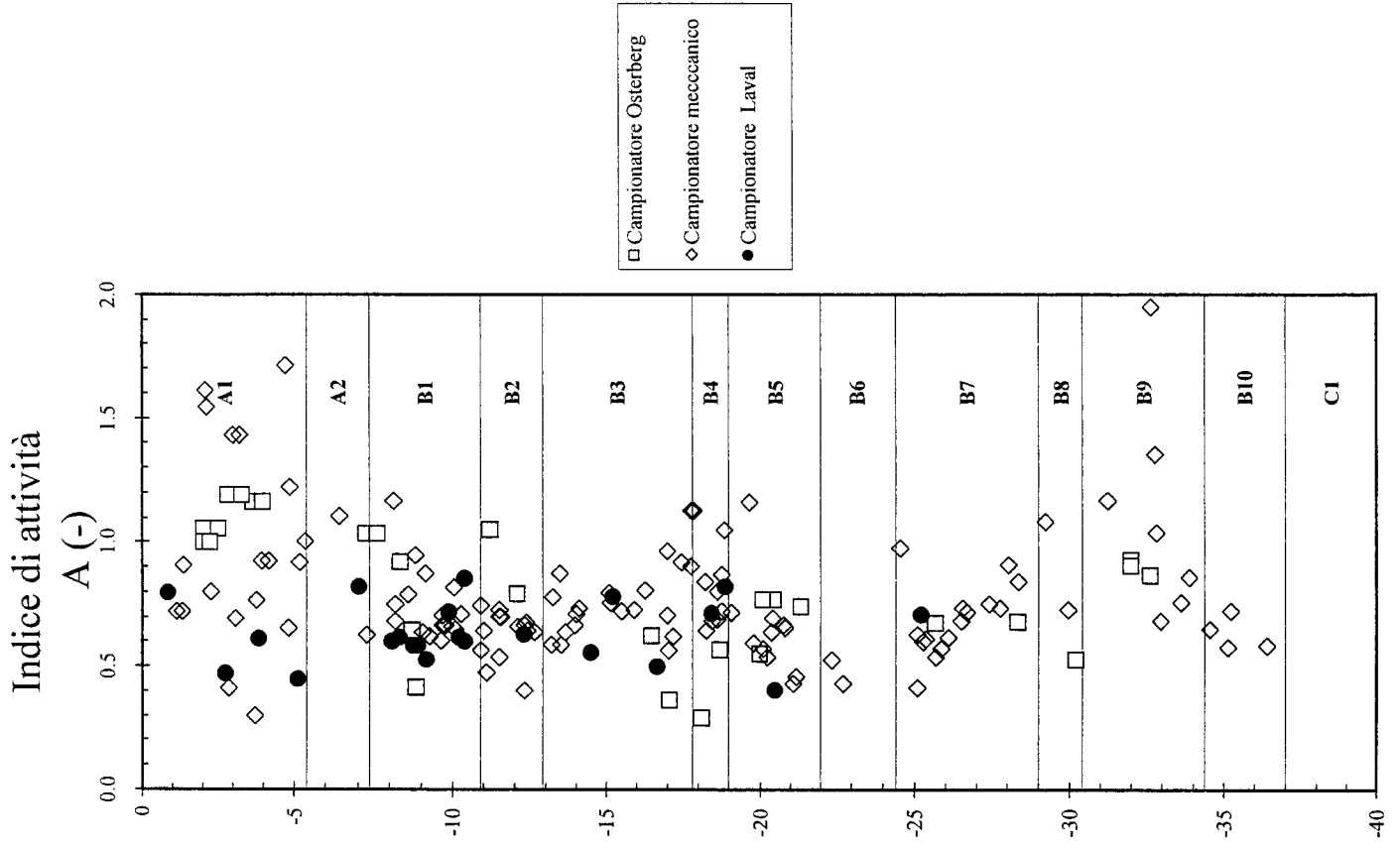
Limite liquido



Indice di plasticità

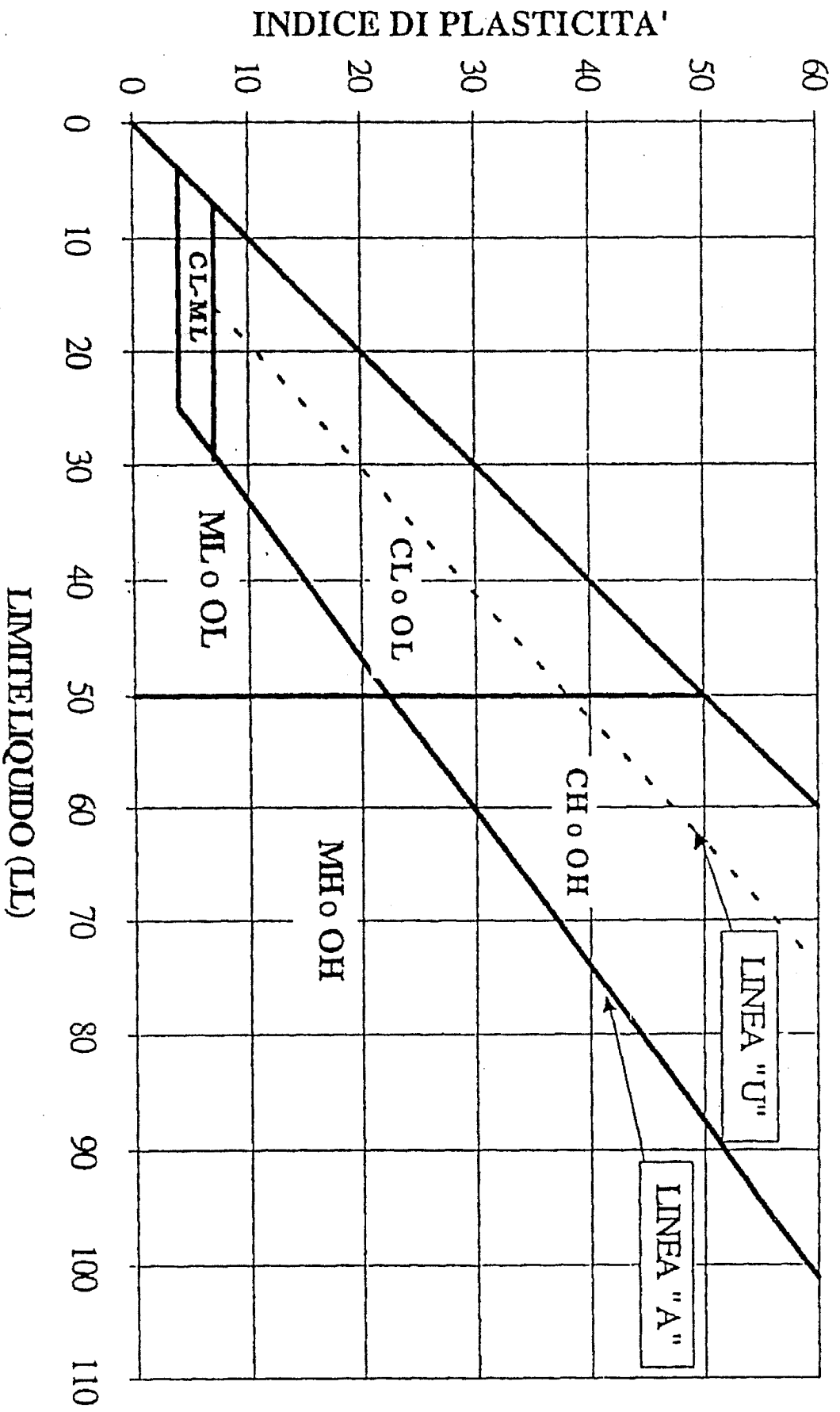


- Campionatore Osterberg
- ◇ Campionatore meccanico
- Campionatore Laval



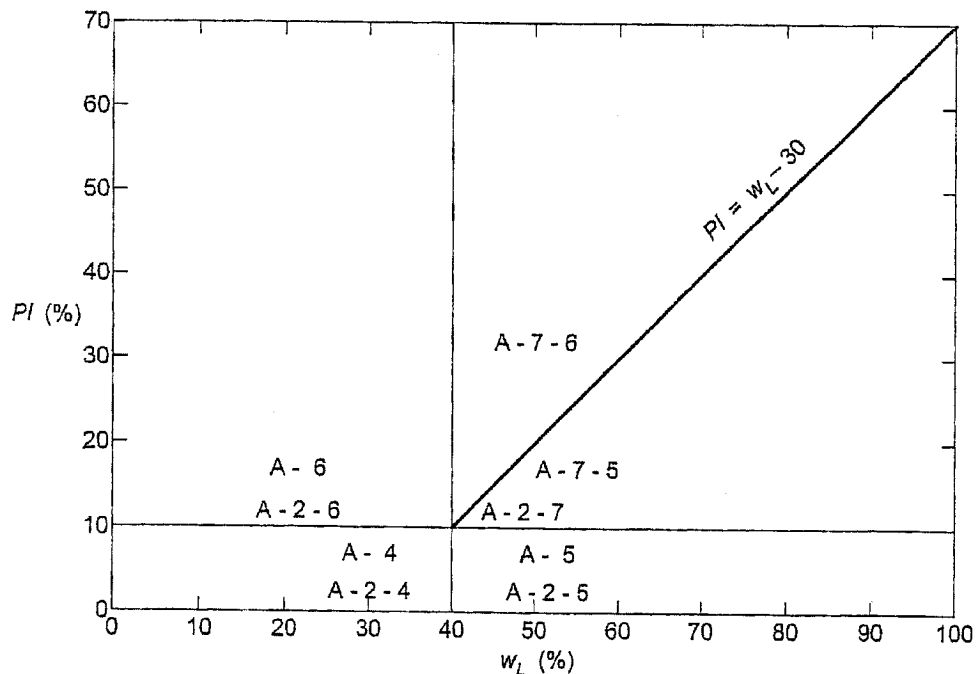
Elevazione (m a.s.l.)

Carta di plasticità (USCS)



(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0.075 mm) uguale o minore del 35%							Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.425 mm) n. 200 (0.075 mm)	50 max 30 max 15 max	- 50 max 25 max	- 51 min 10 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità w_L Indice di plasticità PI	- 6 max	- N.P.	- N.P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min *
Tipi usuali di materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero				

* L'indice di plasticità PI del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $w_L - 30$, mentre per il sottogruppo A-7-6 PI è maggiore del limite di liquidità $w_L - 30$.



DENSITA' RELATIVA

$$D_R = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_d \max}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_d \min}{\gamma_d \max - \gamma_d \min} \quad [-]$$

e_0 = indice dei vuoti in sito

γ_d = peso di volume secco in sito

e_{\max}, e_{\min} = rispettivamente, indice dei vuoti massimo e minimo ottenibile in laboratorio su campioni rimaneggiati

$\gamma_d \max, \gamma_d \min$ = rispettivamente, densità secca massima e minima ottenibile in laboratorio su campioni rimaneggiati

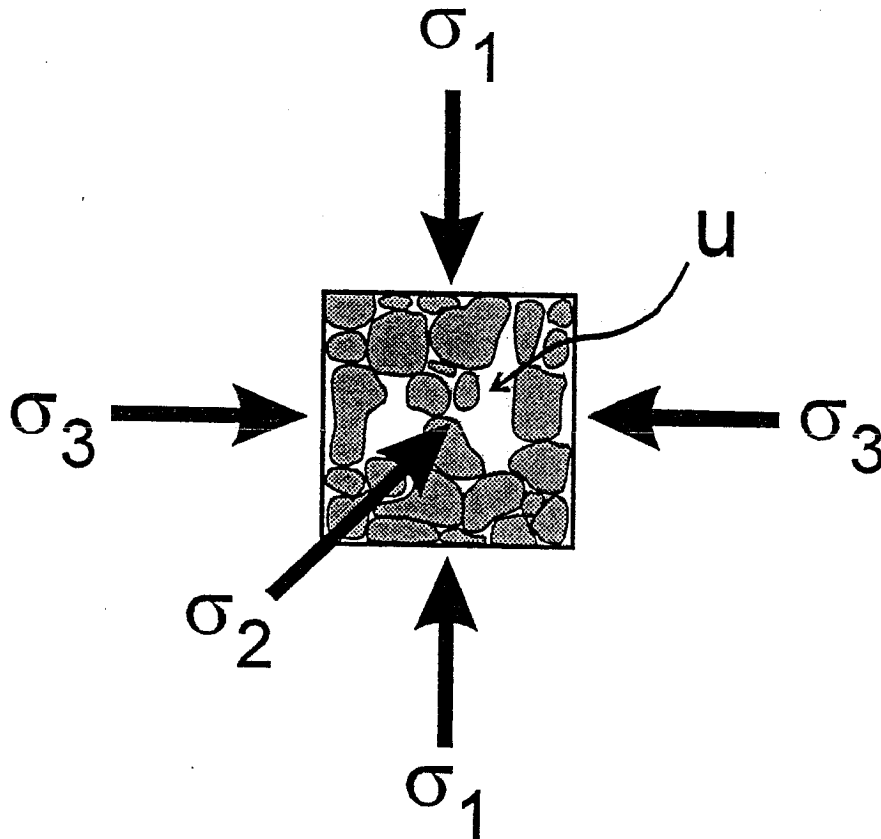
SI APPLICA SOLO AI TERRENI A GRANA GROSSA

(i.e.: SABBIE E GHIAIE)

PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

Terreni saturi

Terzaghi (1923)



σ_i = tensione totale

u = pressione interstiziale o neutra

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u ; \quad \sigma_2' = \sigma_2 - u ; \quad \sigma_3' = \sigma_3 - u$$

σ_i' = tensione efficace

$$\sigma' = \sigma - u$$

CONSIDERAZIONI SULLE TENSIONI EFFICACI

$$\sigma \cdot A_T = \sum F_i + u \cdot (A_T - A_c)$$

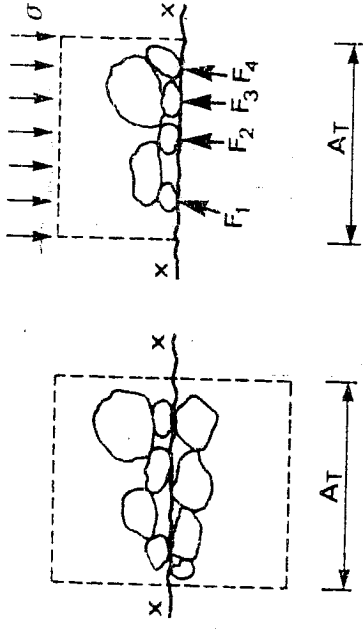
$$\sigma' = \frac{\sum F_i}{A_T}$$

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

$$\sigma \cdot A_T = \sigma'_c \cdot A_c + p_a \cdot A_a + u \cdot A_w + R - A$$

$$\sigma = \sigma'_c \cdot a_c + u \cdot a_w + R_1 - A_1$$

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma'_c \cdot a_c + R_1 - A_1$$



PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

Terreni non saturi

Bishop (1960)

$$\sigma' = \sigma - p_a + \beta (p_a - u)$$

p_a = pressione dell'aria

β = parametro adimensionale

terreno saturo; $\beta = 1$

terreno secco; $\beta = 0$

$p_a - u$; in genere trascurabile nei terreni sabbioso-ghiaiosi, può raggiungere valori pari a 2÷3 atm nei terreni argillosi.

CONCETTI INTRODUTTIVI

Comportamento meccanico dei terreni in condizioni di carico usuali;

- Tensioni di taglio sono sopportate interamente dallo scheletro solido.
- Tensioni normali risultano la somma di due componenti:
 - ☞ quella che agisce sullo scheletro solido
 - ☞ quella trasmessa al fluido che riempie i vuoti

RILEVANZA PRATICA DEL PRINCIPIO DELLE TENSIONI EFFICACI

Solo quella parte dello sforzo normale totale che è supportata dallo scheletro solido controlla il comportamento meccanico dei mezzi particellari, e.g.,

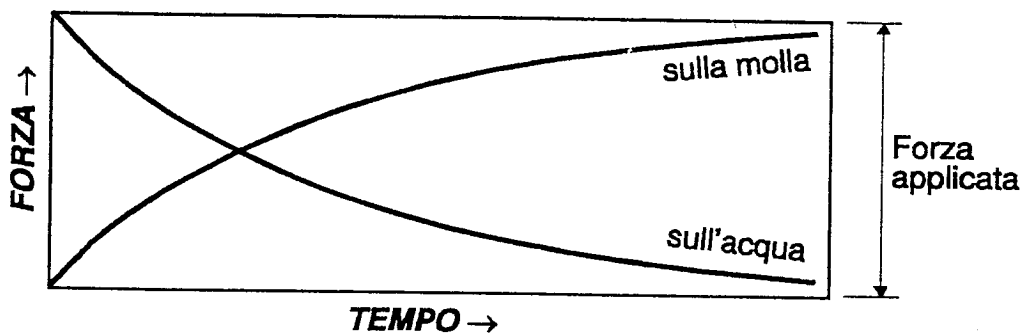
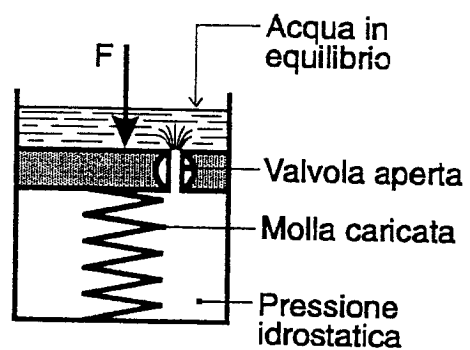
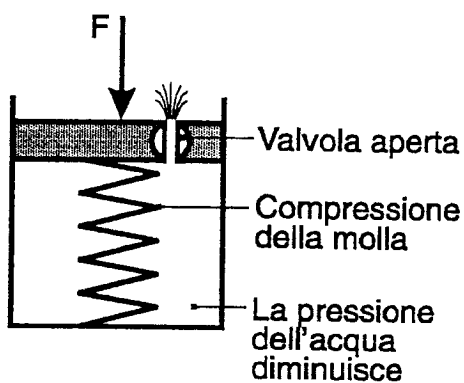
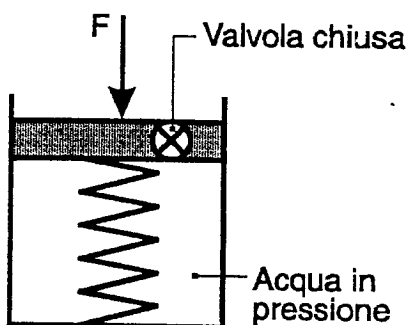
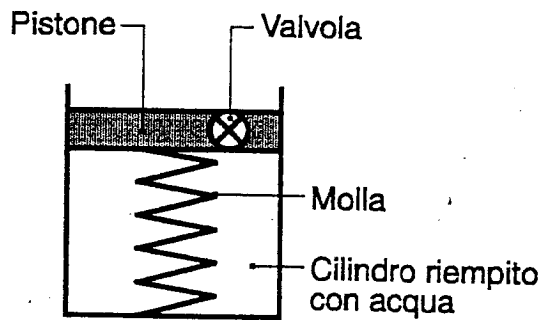
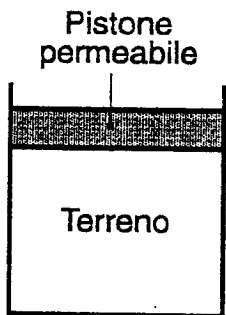
DEFORMAZIONE VOLUMETRICA:

$$\frac{\Delta V}{V} = C_c (\Delta \sigma - \Delta u)$$

RESISTENZA AL TAGLIO :

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

MODELLO IDRODINAMICO



CONSOLIDAZIONE QUADRO QUALITATIVO

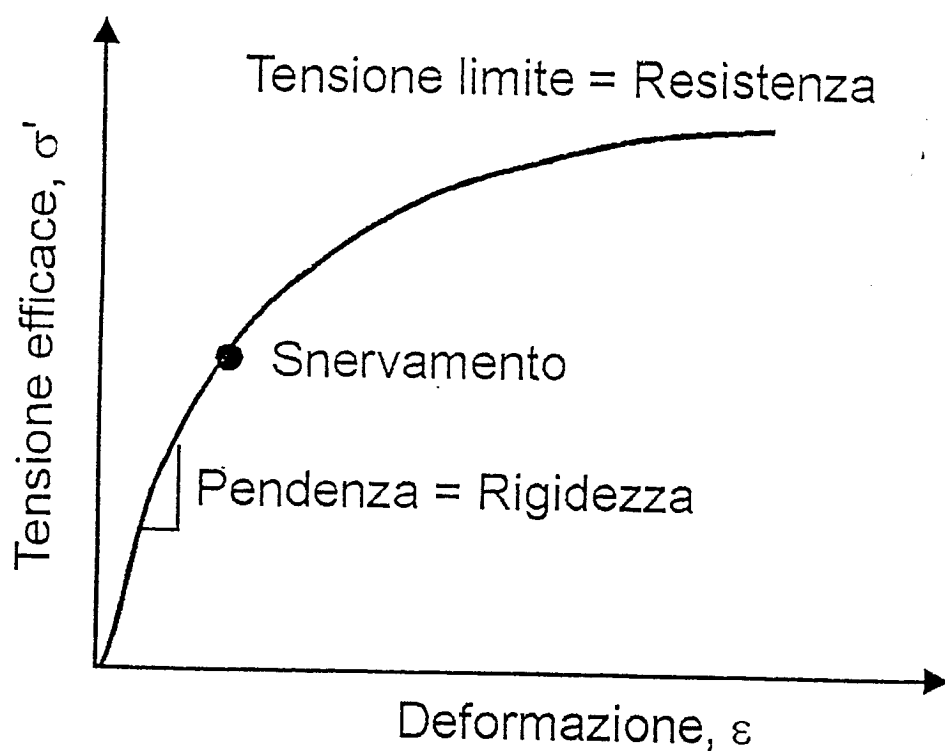
- t proporzionale al ΔV dell'acqua espulsa.
- $\Delta V = f(\Delta\sigma, C_c, H)$
- t inversamente proporzionale alla velocità con la quale l'acqua può fluire attraverso il terreno:

$$v = k \cdot i; \quad i \cong \frac{\Delta u}{H} = \frac{\Delta\sigma}{H}$$

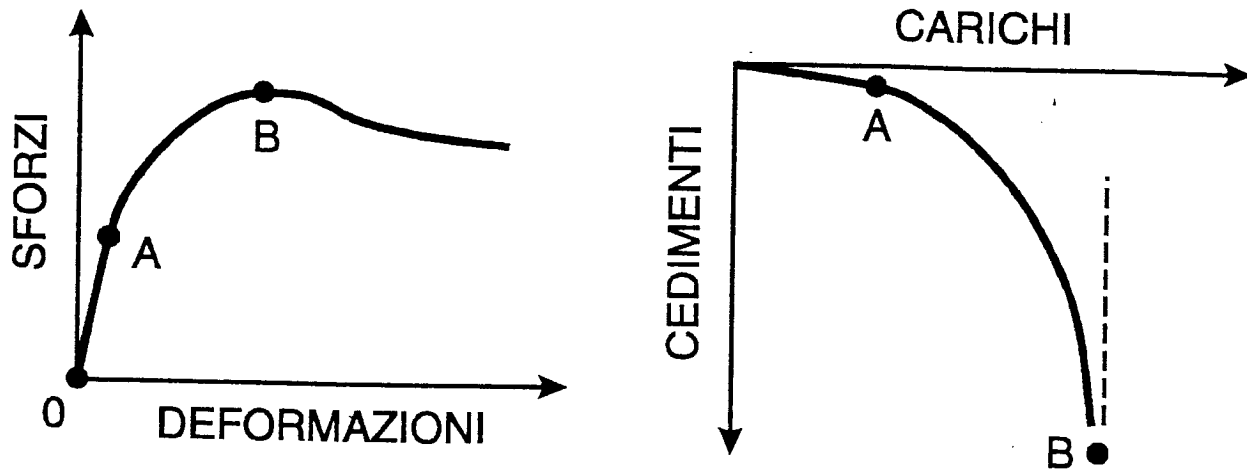
$$t \cong \frac{(\Delta\sigma)(C_c)(H)}{(k)\left(\frac{\Delta\sigma}{H}\right)}$$

$$t \cong \frac{C_c \cdot H^2}{k}$$

CURVA SFORZI-DEFORMAZIONI DI UN TERRENO



COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI ED ANALISI INGEGNERISTICHE



\overline{OA} Deformazioni proporzionali agli sforzi o ai carichi applicati (elastiche)

\overline{AB} Deformazioni prevalentemente plastiche

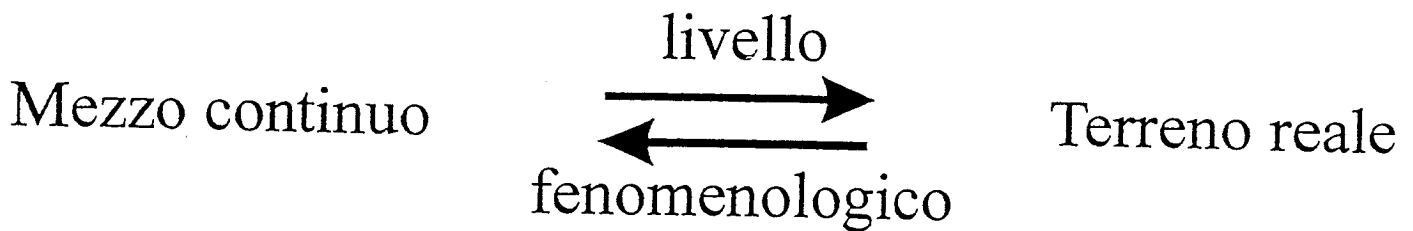
In B, collasso

Nelle analisi ingegneristiche si separano artificialmente le analisi di deformazioni (stato limite di servizio) dalle analisi di collasso (stato limite ultimo).

CONCETTI INTRODUTTIVI

Mezzo particellare* \Leftrightarrow materiale reale (terreno)

Mezzo continuo \Leftrightarrow materiale immaginario



Idealizzazione necessaria per poter applicare ai terreni i concetti di tensione e deformazione nonché le leggi della meccanica del continuo.

* *Al livello atomico tutti i materiali hanno la struttura particellare*

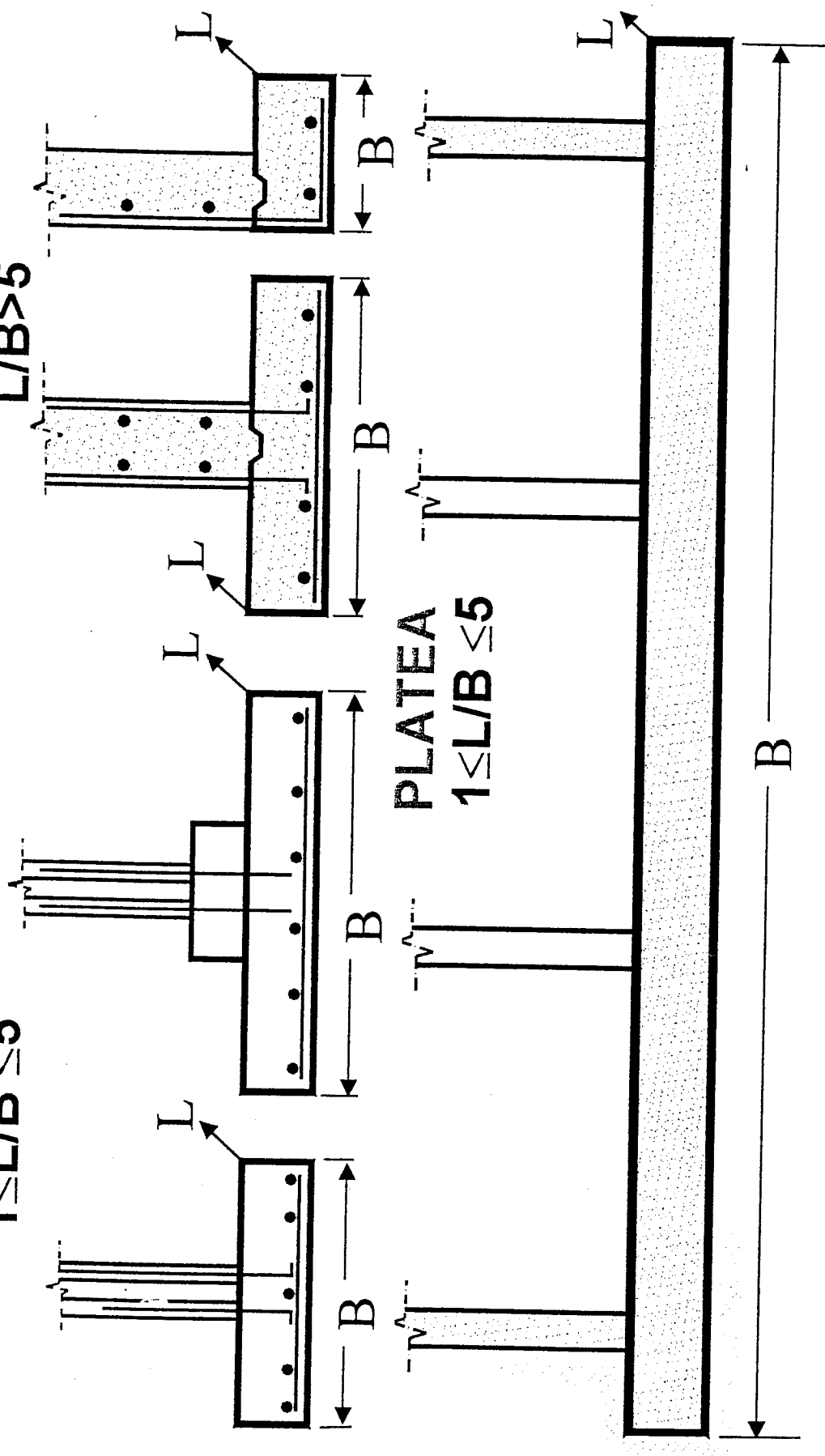
FONDAZIONI DIRETTE

PLINTO

$$1 \leq L/B \leq 5$$

TRAVE DI FONDAZIONE

$$L/B > 5$$



FONDAZIONI DIRETTE

PROBLEMATICHE PROGETTUALI

➤ **STATO LIMITE ULTIMO**
(capacità portante)

Parametri di resistenza al taglio

$$\varphi^l, c^l, s_u$$

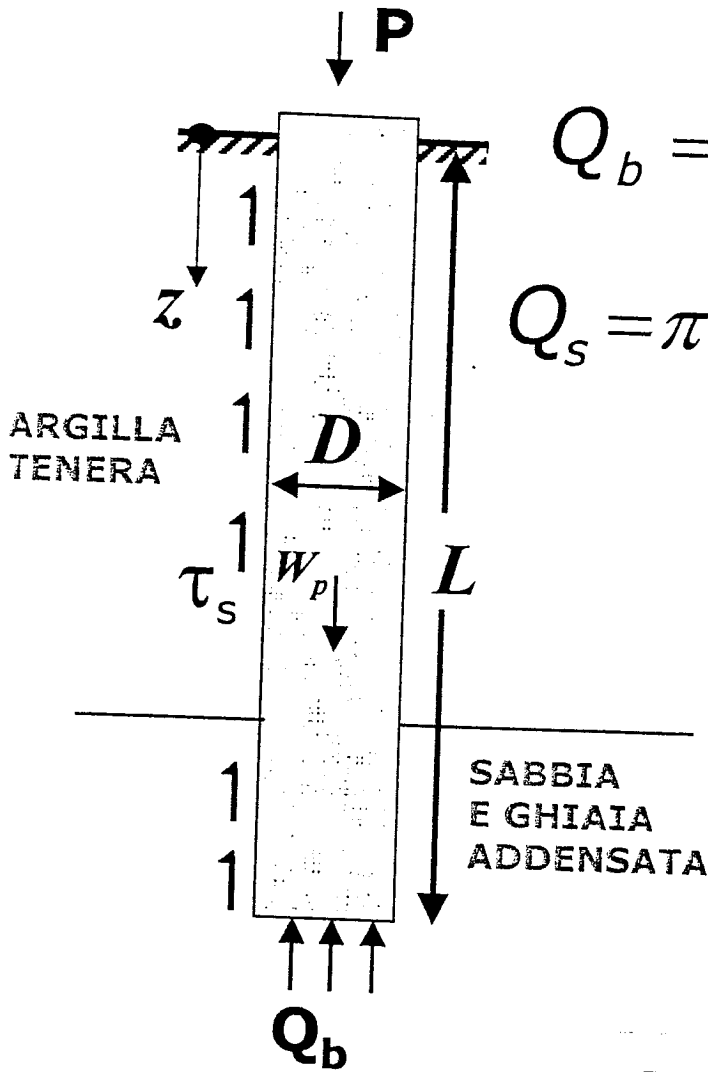
➤ **STATO LIMITE DI SERVIZIO**
(cedimenti assoluti e differenziali)

Parametri di deformabilità

$$E, G, M$$

PALO DI FONDAZIONE

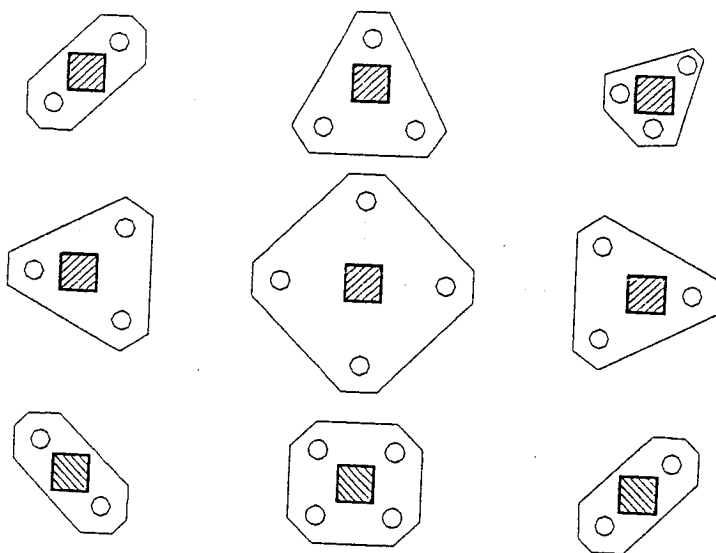
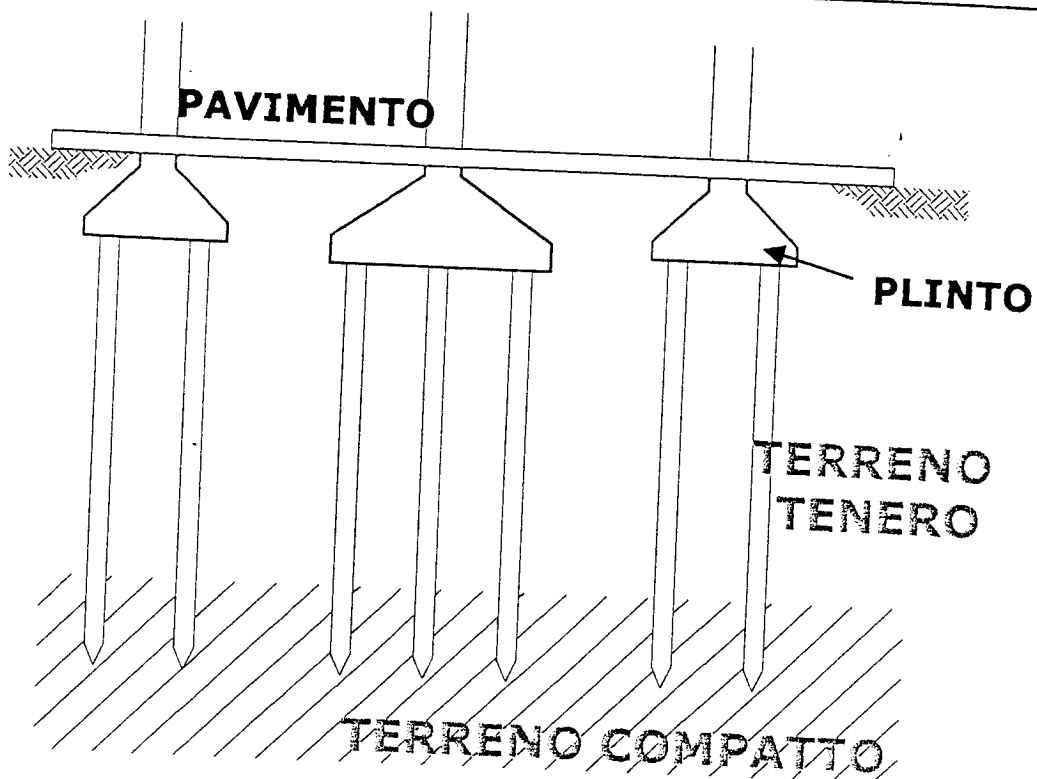
$$P + W_p \leq Q_s + Q_b$$



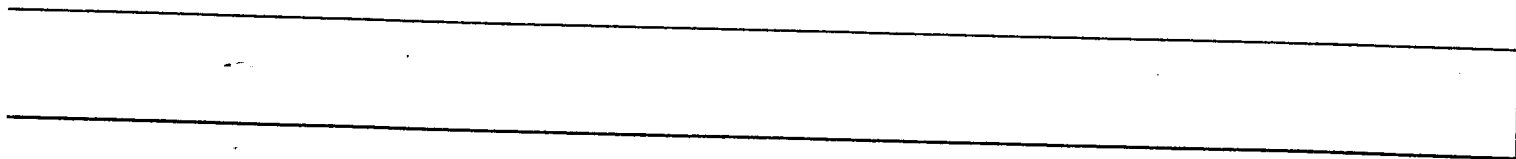
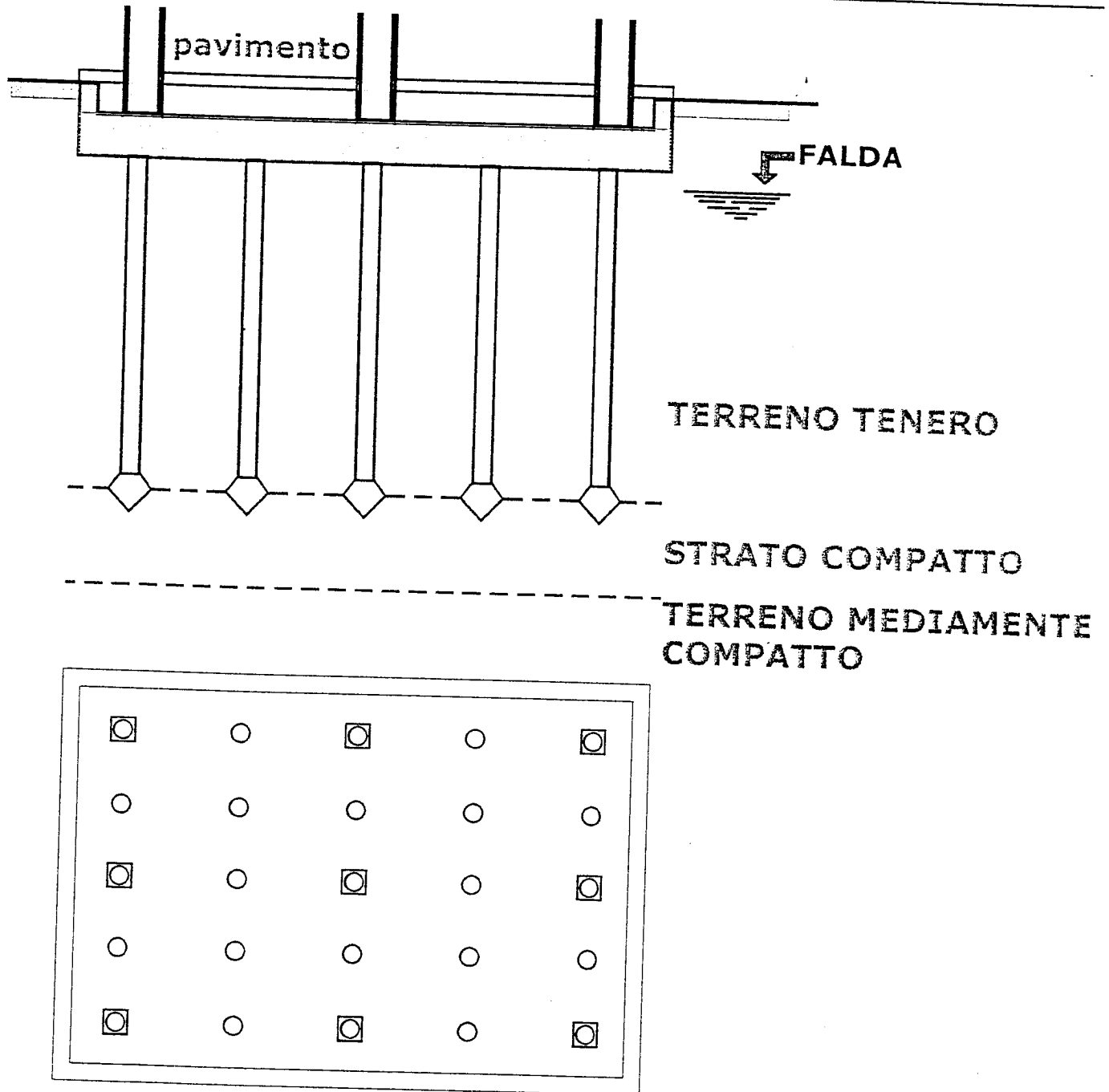
$$\left. \begin{aligned} Q_b &= A_b \cdot q_b \\ Q_s &= \pi D \int_0^L \tau_s dz \end{aligned} \right\} Q = Q_s + Q_b$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_{us} &= f(\varphi', c') \\ q_{ub} &= f(\varphi', c') \end{aligned} \right\} + \text{MODALITA' DI INSTALLAZIONE}$$

PLINTI SUI PALI



PLATEA SU PALI



FONDAZIONI SU PALI PROBLEMATICHE INGEGNERISTICHE

- PORTATA A ROTTURA DI UN SINGOLO PALO

$$\varphi^l, c^l, S_u$$

- CEDIMENTO DI UN SINGOLO PALO

$$E^l, \nu^l$$

- PORTATA A ROTTURA DI UN GRUPPO DI PALI

$$\varphi^l, c^l, S_u$$

- CEDIMENTI ASSOLUTI E DIFFERENZIALI
DI UN GRUPPO DI PALI

$$E^l, \nu^l$$

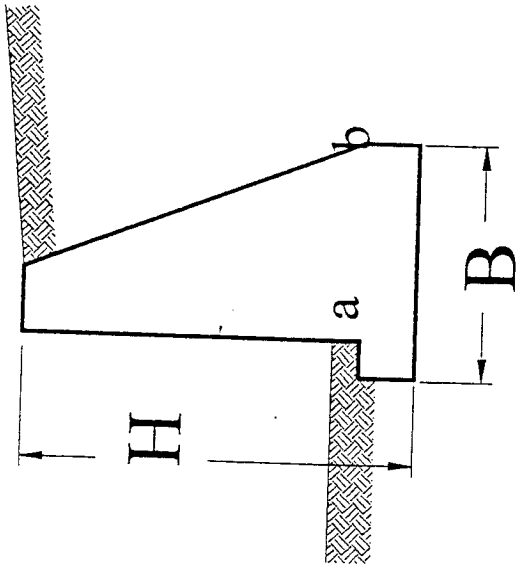
- INTERAZIONE SOVRASTRUTTURA-PALI-TERRENO

$$E^l, \nu^l, E_c, \nu_c$$

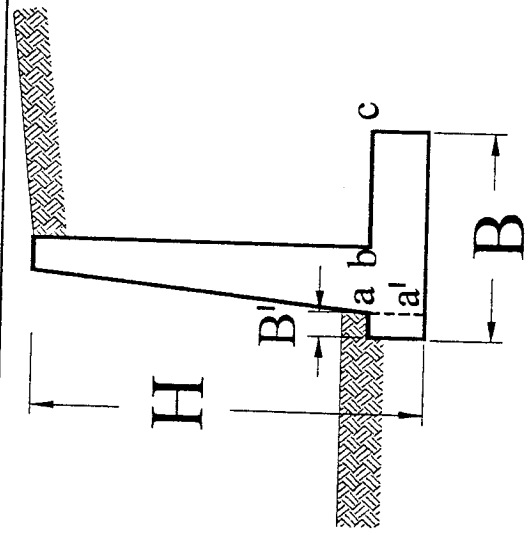
IMPORTANTI

- PROFILO STRATIGRAFICO
- MODALITA' DI INSTALLAZIONE DEI PALI
- CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA
- SEQUENZA COSTRUTTIVA

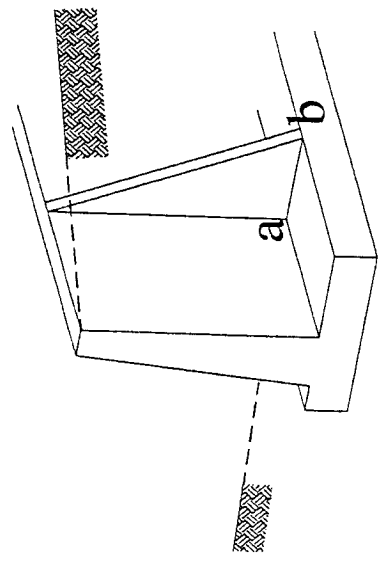
MURI DI SOSTEGNO



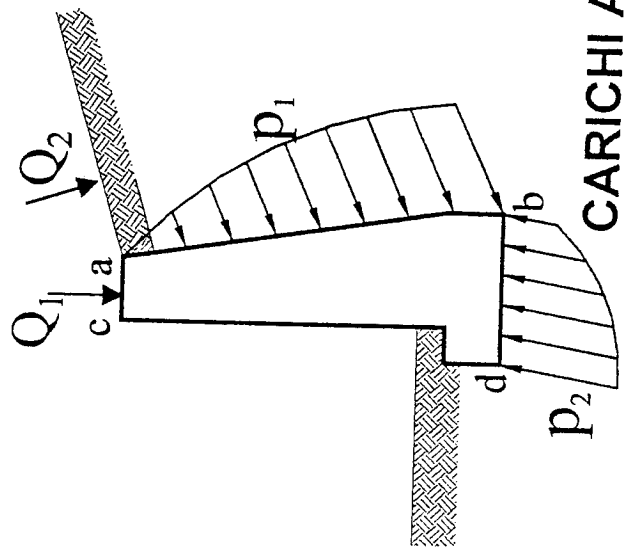
MURO A GRAVITA'



MURO A MENSOLA CON CONTRAFFORTI



MURO



CARICHI AGENTI

SU UN MURO DI SOSTEGNO

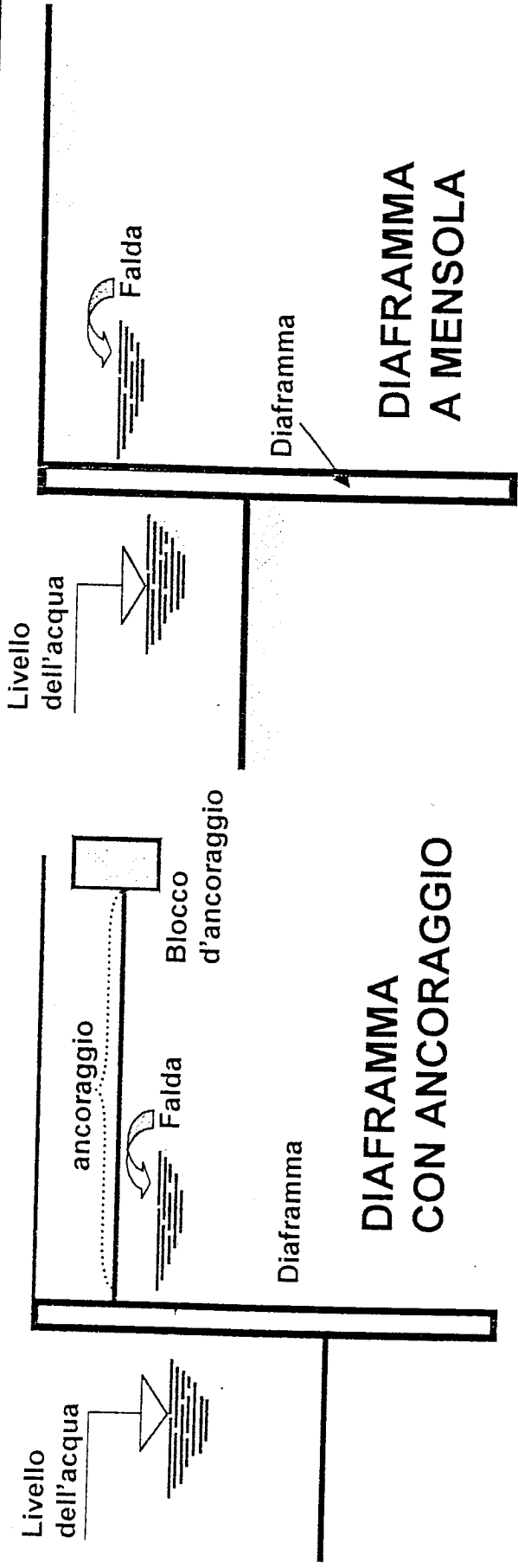
$P_1 =$ spinta del terreno $\rightarrow \phi', c', \gamma_t,$

spinta dell'acqua $\rightarrow \gamma_a$

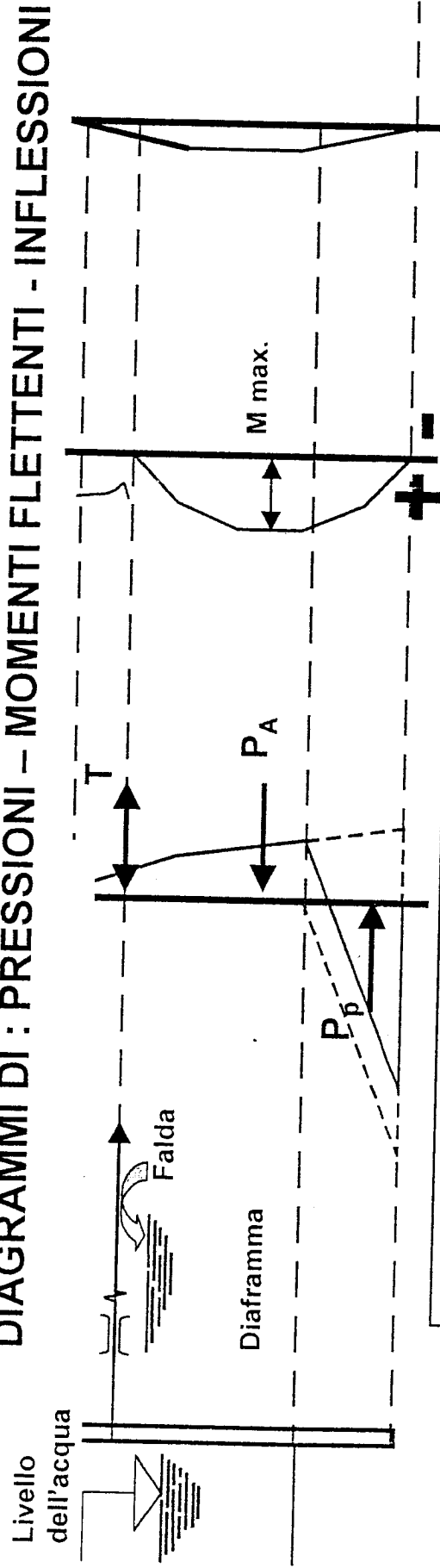
$P_2 =$ reazione del terreno $\rightarrow E', v',$

Q_1 } carichi esterni
 Q_2 }

PALANCOLE E DIAFRAMMI



DIAGRAMMI DI : PRESSIONI – MOMENTI FLETTENTI - INFLESSIONI



P_a = risultante di spinta attiva

P_p = risultante spinta (= resistenza passiva)

$\phi, c, \gamma,$