



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari

SEMINARI TECNICI

Problemi ingegneristici collegati alla presenza di falda

Dott. Ing. Alberto Garrasi

Consulente in geotecnica e fondazioni speciali

Bari, 20 aprile 2015



Problemi ingegneristici collegati alla presenza di falda

Bari, 20 Aprile 2015



Ancorché organizzato in modo da fornire una trattazione organica e completa del tema affrontato, il seminario è concepito come parte di una triade che abbraccia l'intero mondo della "progettazione geotecnica" in senso lato, che l'Ordine degli Ingegneri di Bari intende proporre ai propri iscritti.



Dall'indagine al progetto ...
o viceversa ?

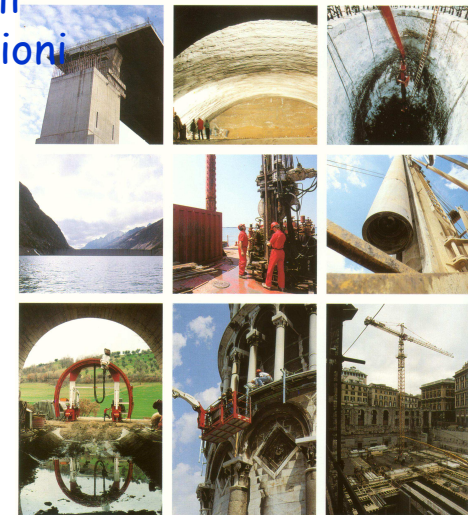
ESEGUITO



BARI - 13 Aprile 2015

"Fondazioni Speciali" (progetto, applicazioni e tecnologie)

Bari, 27 Aprile 2015



PROBLEMI INGEGNERISTICI COLLEGATI ALLA PRESENZA DI FALDA

IN FASE DI
COSTRUZIONE

FILTRAZIONI
NON CONSENTITE

(Spinta idrostatica sulle
opere di sostegno)

FILTRAZIONI
CONSENTITE

STRUTTURE

FALDA
STABILE

LIQUEFAZIONE

ABBASSAMENTO
FALDA

SOLLEVAMENTO
FALDA

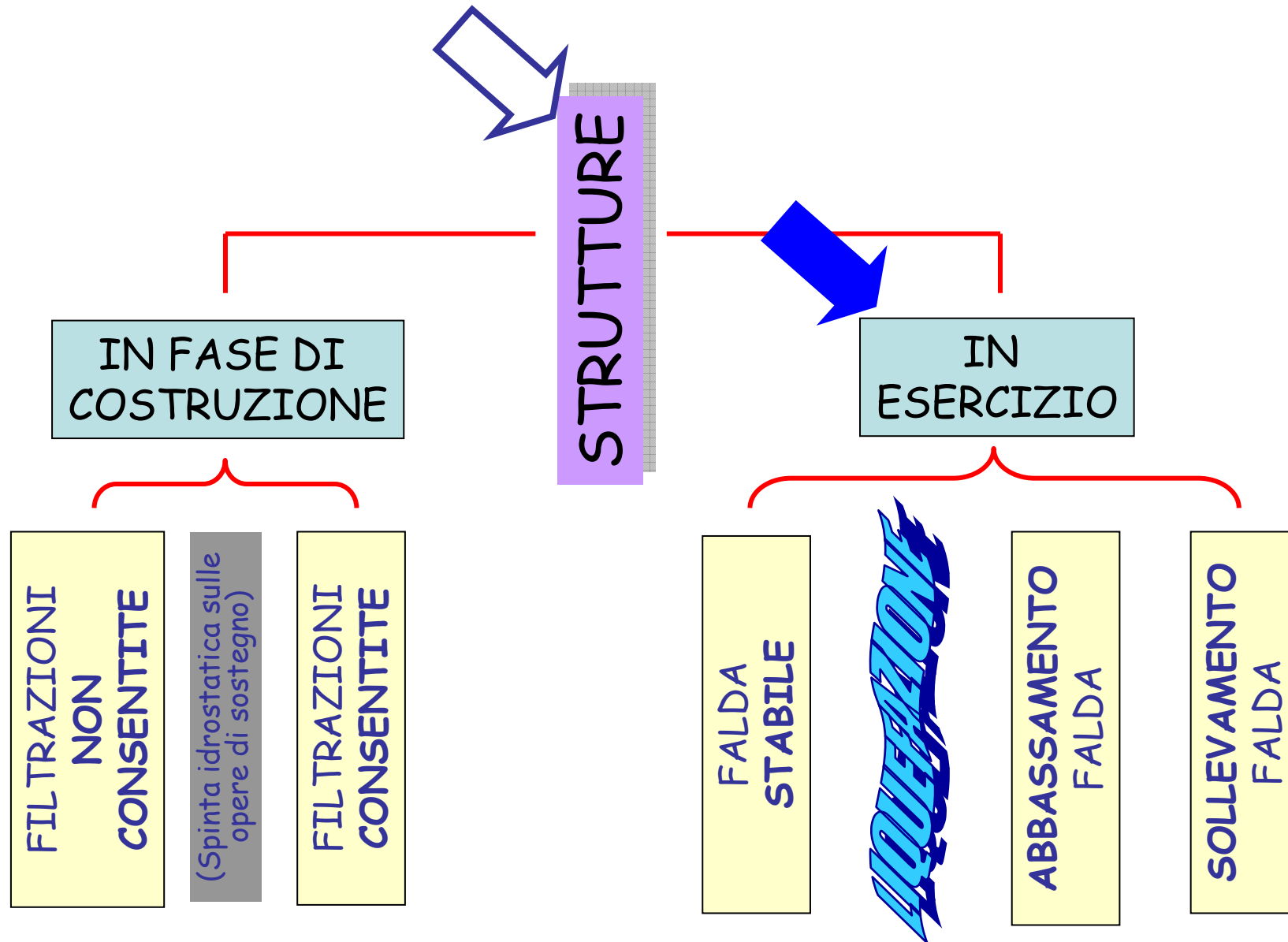
IN
ESERCIZIO

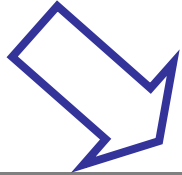
STABILITA' DEI PENDII

OPERE DI SBARRAMENTO

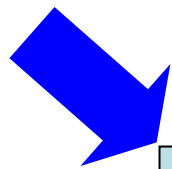
CASE HISTORIES

PROBLEMI INGEGNERISTICI COLLEGATI ALLA PRESENZA DI FALDA






INTERAZIONE FALDA / STRUTTURE IN ESERCIZIO



LIVELLO
FALDA
COSTANTE

- ☐ *Capacità portante*
 - ☐ *Liquefazione*
 - ☐ *Stabilità globale (Galleggiamento)*
 - ☐ *Cedimenti di consolidazione (?)*
- 
- ☐ *Attrito negativo sui pali (?)*
 - ☐ *Tenuta delle impermeabilizzazioni*
 - ☐ *Manutenzione dei sistemi di drenaggio*
 - ☐ *Efficacia nel tempo degli eventuali ancoraggi di appesantimento*

CRITERIO DI ROTTURA
DI MOHR-COULOMB

$$\tau = c + \sigma_v \operatorname{tg} \varphi$$

PRINCIPIO DEGLI SFORZI EFFICACI
DI TERZAGHI

$$\tau = c' + (\sigma_v - u) \operatorname{tg} \varphi' \equiv c' + \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi'$$

3 tipi di peso-volume	γ_{sat}	■ saturo ■	■ $S_r\% = 100\%$ ■	■ $19 \div 21 \text{ kN/m}^3$ ■
	γ	■ naturale ■	■ $S_r\% < 100\%$ ■	■ $18 \div 19 \text{ kN/m}^3$ ■
	$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$	■ immerso ■	■ $S_r\% = 100\%$ ■	■ $9 \div 11 \text{ kN/m}^3$ ■

2 TIPI
DI VERIFICA

“a breve termine”
“in condizioni non drenate”
“in sforzi totali”



TERRENI COESIVI

□ *criterio di rottura* : $\tau = c_u$

□ *peso volume* : γ_{sat}

“a lungo termine”
“in condizioni drenate”
“in sforzi efficaci”

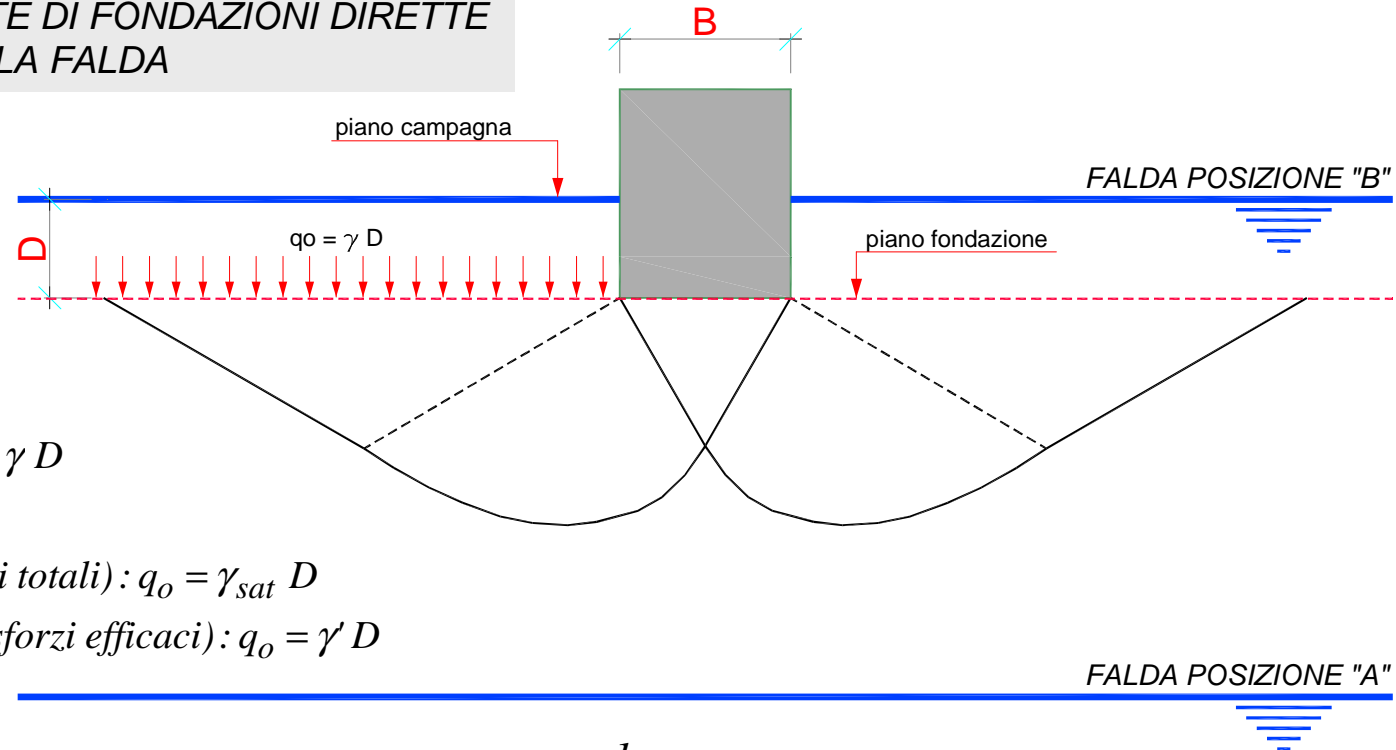


TERRENI NON COESIVI

□ *criterio di rottura* : $\tau = c' + \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi'$

□ *peso volume* : γ'

CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI DIRETTE IN DIPENDENZA DELLA FALDA



Falda Posiz. "A" : $q_0 = \gamma D$

Falda Posiz. "B" :

\Rightarrow terreni coesivi (sforzi totali) : $q_0 = \gamma_{sat} D$

\Rightarrow terreni non coesivi (sforzi efficaci) : $q_0 = \gamma' D$

falda in "A" $\Rightarrow q_f = c N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Terreni non coesivi (sabbie e ghiaie)

falda in "B" $\Rightarrow q_f = c N_c + \sigma'_v N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$

$\gamma \approx 19 \text{ kN} / \text{m}^3$

$\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN} / \text{m}^3$

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \approx 10 \text{ kN} / \text{m}^3$

Terreni coesivi
(argille e limi argillosi)

$\Rightarrow q_f = c_u N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} B N_\gamma$

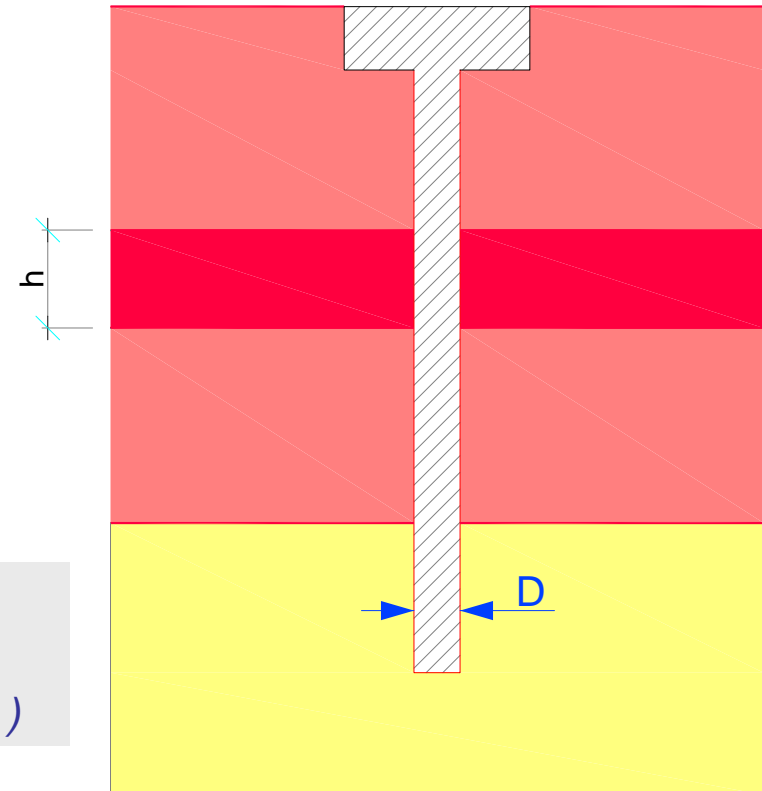
falda in "A" o in "B" (indifferentemente)

le verifiche in sforzi totali
presuppongono che il terreno sia saturo

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE IN DIPENDENZA DELLA FALDA

portata di punta

valgono i criteri delle fondazioni superficiali, con uso di opportuni coefficienti di forma e di profondità (B. Hansen – Berezantzev ... etc.)



portata laterale

☐ terreni coesivi

➤ metodo α : verifica in sforzi totali

$$P_{lat} = \pi D \sum h_i \alpha_i c_{ui}$$

➤ metodo β : verifica in sforzi efficaci

$$P_{lat} = \pi D \sum h_i \beta_i \sigma'_{v_{medio}}$$

☐ terreni non coesivi

$$P_{lat} = \pi D \sum h_i (k_o \sigma'_{v_{medio}}) \operatorname{tg} \varphi_i$$

CAPACITA' PORTANTE DI PALI DI GRANDE DIAMETRO : LE CURVE DI TRASFERIMENTO

portata di punta



Si mobilita completamente per cedimenti $\geq 20\%$ del diametro del palo trivellato (10% per pali battuti)

portata laterale



Si mobilita completamente per cedimenti ~ 2 cm

Il metodo delle "curve di trasferimento" consente di tracciare la curva teorica carico - cedimento del palo. (Implementato su modelli di analisi FEM il metodo richiede la definizione delle "funzioni di trasferimento").

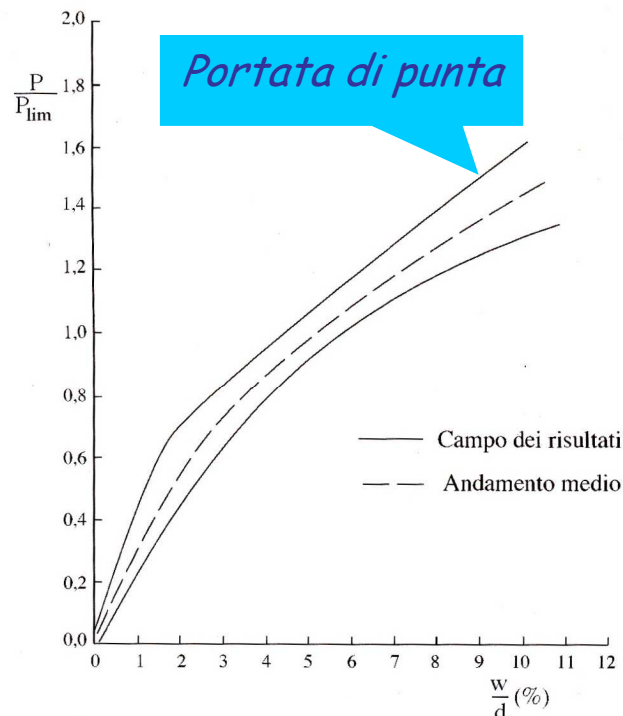


Fig. 13.15. Curve di trasferimento della resistenza alla punta, terreni incoerenti

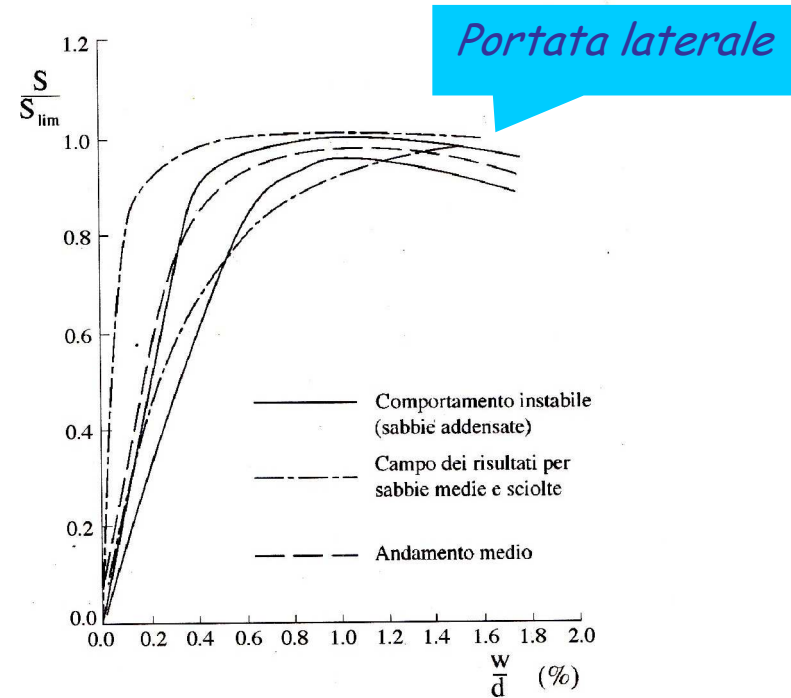
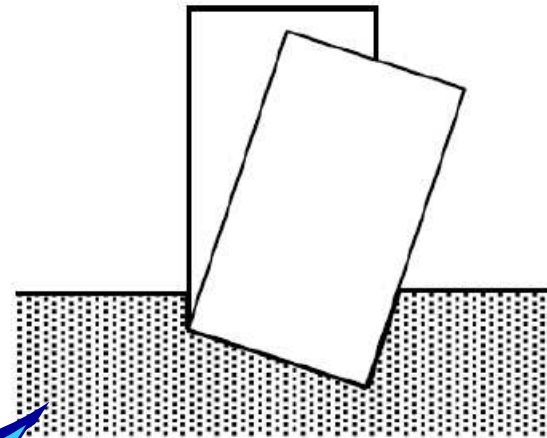


Fig. 13.14. Curve di trasferimento della resistenza laterale, terreni incoerenti



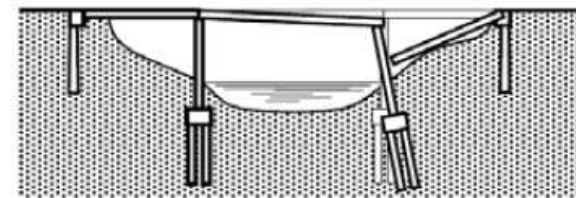


- perdita di capacità portante del suolo e affondamento di edifici nel terreno



Terremoto di Niigata (Giappone 1964) :
affondamento di edifici

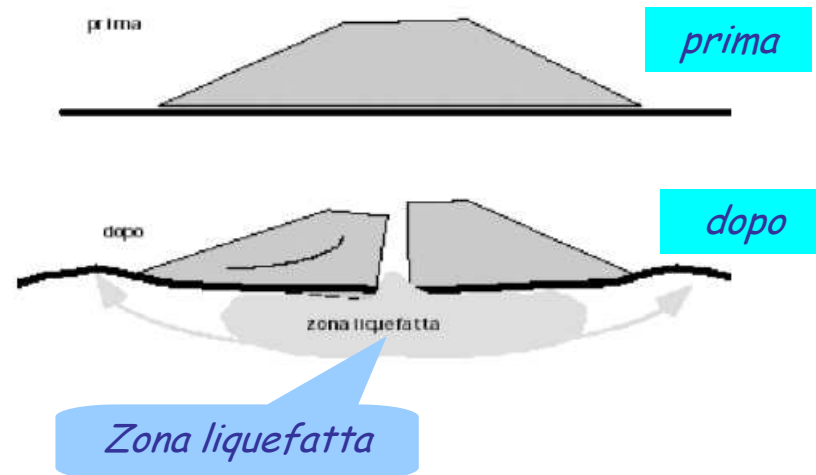
collasso di palificate per perdita di connessione laterale



Terremoto di Niigata (Giappone 1964) :
cedimento del ponte Showa

LIQUEFAZIONE

- collasso di terrapieni, rilevati stradali, opere in terra



Cedimento e rottura di un rilevato stradale a seguito della liquefazione del terreno di appoggio

LIQUEFAZIONE

TEORIA DELLA LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della **liquefazione** (termine coniato da Mogani e Kubo nel 1953) interessa quei **DEPOSITI SABBIOSI SATURI** che nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

Resistenza a taglio di una sabbia:

$$\tau = (\sigma_v - u) \tan \varphi$$

quando

$$u \approx \sigma_v \Rightarrow \tau \approx 0$$

Approcci "classici" per determinare il pericolo di liquefazione di un deposito:

1. metodi basati sulla ricerca della densità critica. Tra questi: *Castro (1969) e Casagrande (1975)*
2. metodi basati sul confronto delle sollecitazioni indotte dal terremoto con quelle necessarie a provocare la liquefazione ciclica in laboratorio.
3. metodi basati sull'osservazione del comportamento dei depositi di sabbia nei precedenti terremoti. *Kishida (1966), Koizumi (1966), Ohsaki (1966).*

Metodologie recenti di validità più generale, di tipo storico-empirico :

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\text{resistenza}}{\text{sollecitazione}}$$

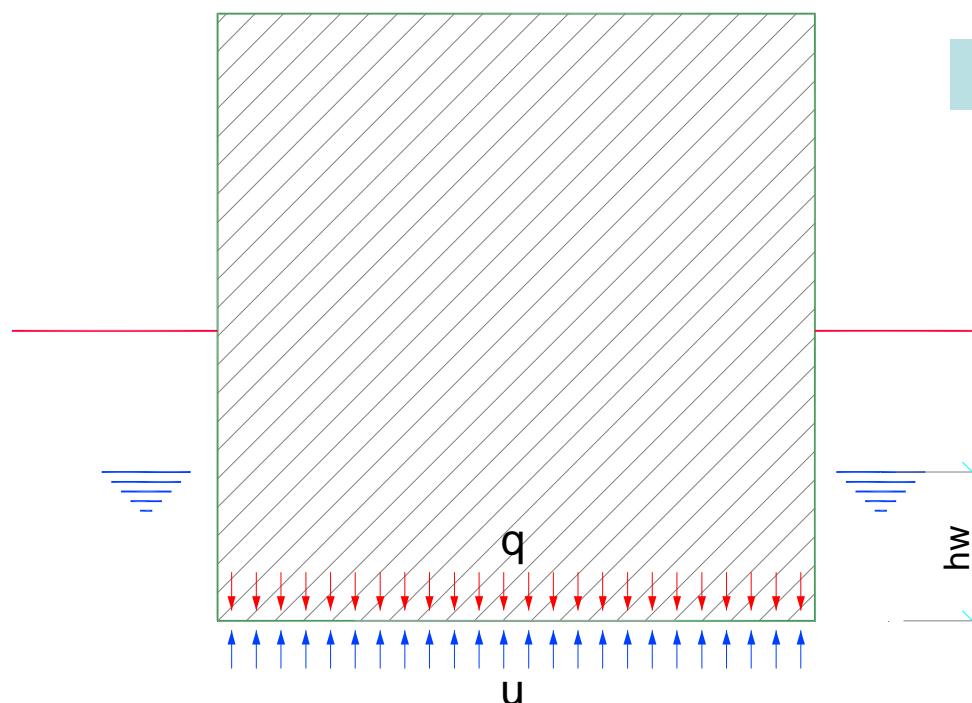
- ❑ resistenza alla liquefazione $CRR = f(N_{SPT}, q_c, V_s)$ si ricava da prove in sito
- ❑ rapporto di tensione ciclica $CSR = f(\text{magnitudo}, a_g \text{ et alia})$



Apertura del terreno verificatasi a Polistena (Piana di Gioia Tauro - Calabria) in occasione del terremoto del 1783

LIQUEFAZIONE.....
un pò di storia





VERIFICA AL "GALLEGGIAMENTO"

$$F = \frac{q}{u} = \frac{q}{\gamma_w h_w}$$

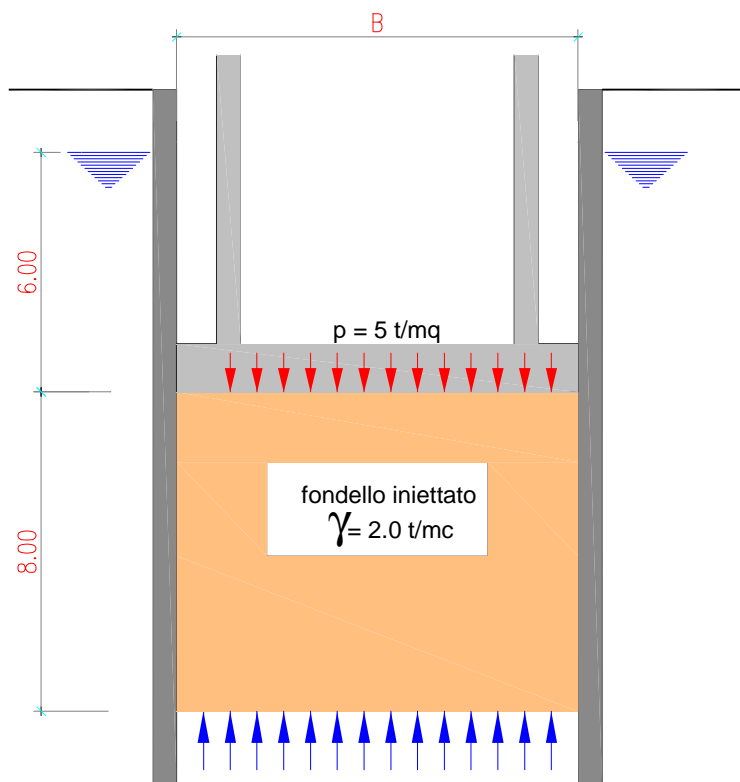
Si trascura l'attrito laterale

Un innalzamento della falda :

- ❑ riduce il coefficiente di sicurezza al galleggiamento
- ❑ ai fini strutturali influisce diversamente sulla struttura di fondazione, in funzione della tipologia:
 - fondazione a platea : influenza trascurabile
 - fondazione a travi rovesce : può far esplodere i campi di soletta tessuti tra le travi per contenere la sottospinta idraulica.

CASO PARTICOLARE DI VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

SOLLEVAMENTO GENERALE
DEL FONDO SCAVO : SITUAZIONI A BREVE TERMINE



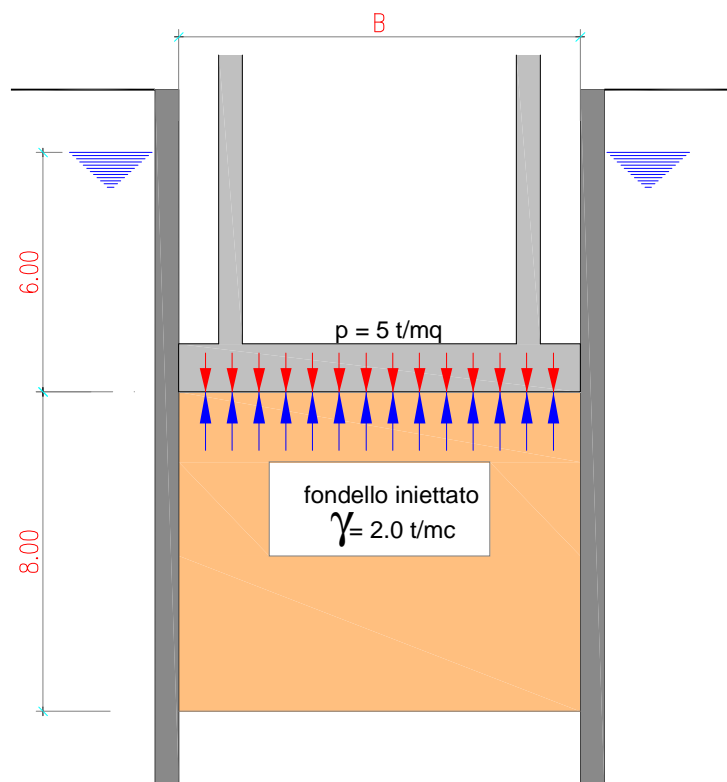
Provvisorio
senza struttura

$$F = \frac{B(8.00 \times 2.00)}{B(14.00 \times 1.00)} = 1.14$$

A breve
termine
con struttura

$$F = \frac{B(8.00 \times 2.00 + 5.00)}{B(14.00 \times 1.00)} = 1.50$$

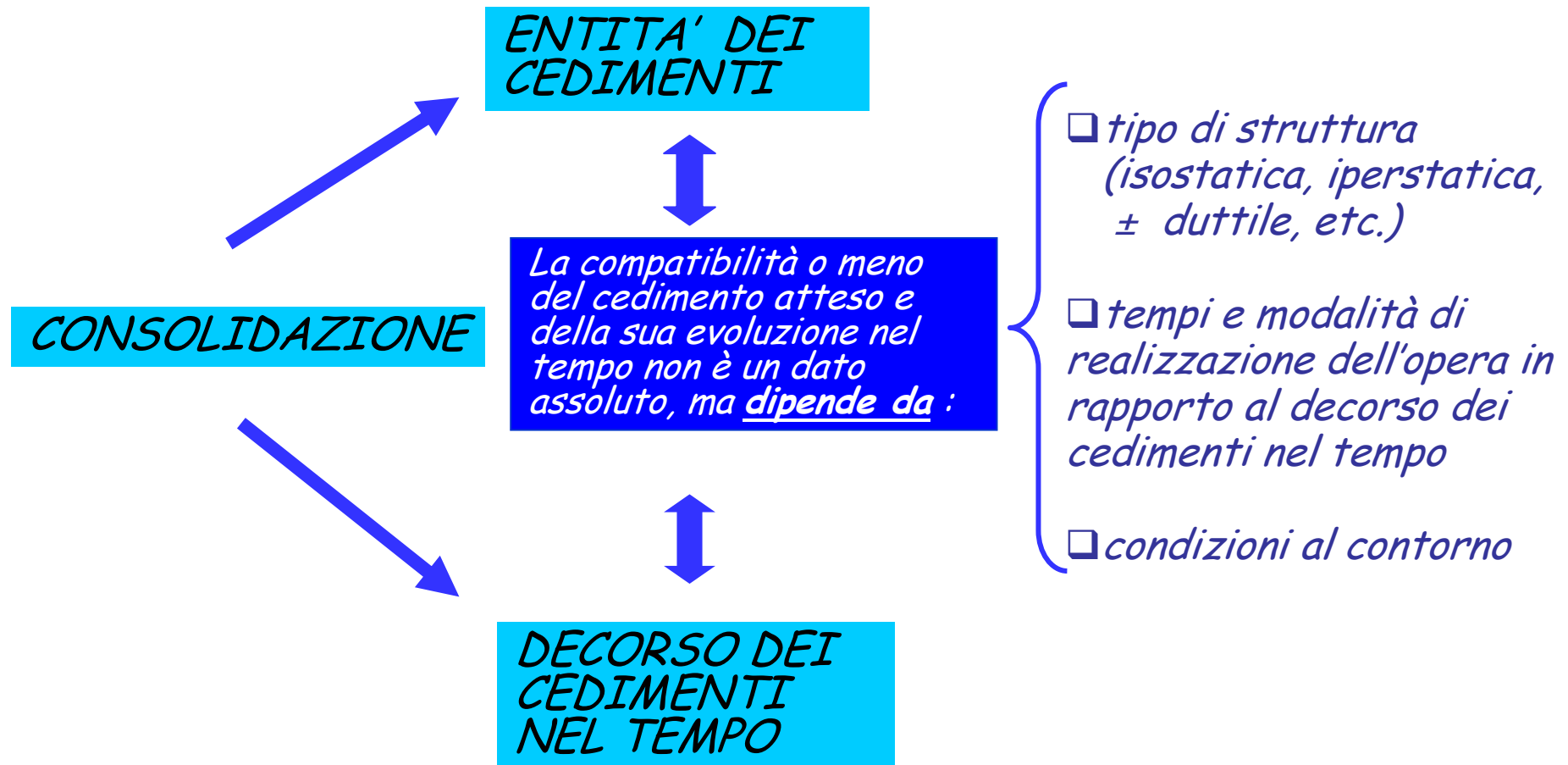
SOLLEVAMENTO GENERALE
DEL FONDO SCAVO : SITUAZIONE A LUNGO TERMINE



A lungo termine

$$F = \frac{B \times 5.00}{B(6.00 \times 1.00)} < 1$$

N.B. E' inoltre di **fondamentale** importanza conoscere l'escursione della falda



CONSOLIDAZIONE

Diminuzione di volume di un terreno saturo per diminuzione del contenuto d'acqua a seguito di un incremento degli sforzi efficaci

1) CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE ($\alpha T = \infty$)



PROVA EDOMETRICA

2) EVOLUZIONE DELLA CONSOLIDAZIONE NEL TEMPO



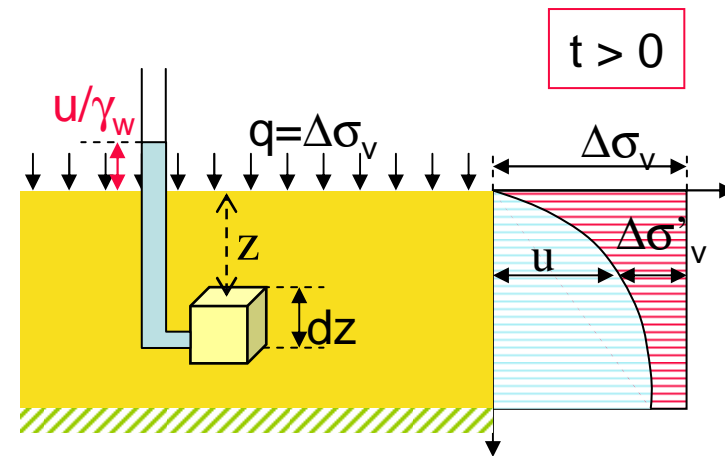
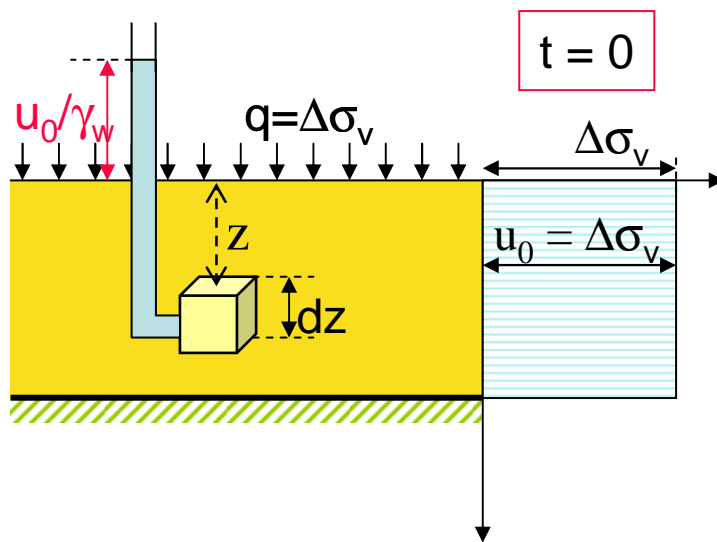
TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE UNIDIMENSIONALE DI TERZAGHI

HP :

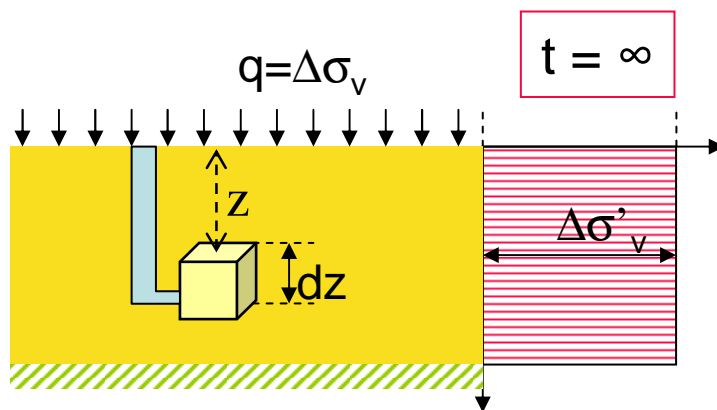
- 1) terreno omogeneo e saturo;
- 2) validità della legge di Darcy;
- 3) incompressibilità dei grani e dell'acqua;
- 4) flusso radiale nullo (flusso disaccoppiato)
- 5) deformazione laterale impedita
- 6) $K - m_v$ costanti nel tempo
- 7) validità del principio degli sforzi efficaci .

SCHEMA DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

? { cedimenti finali
evoluzione nel tempo



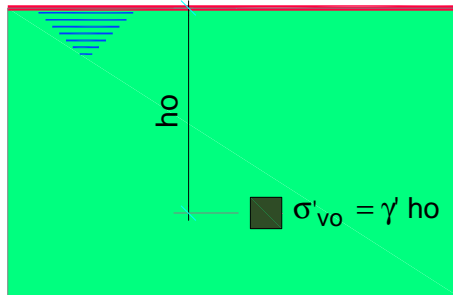
$$u + \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v$$



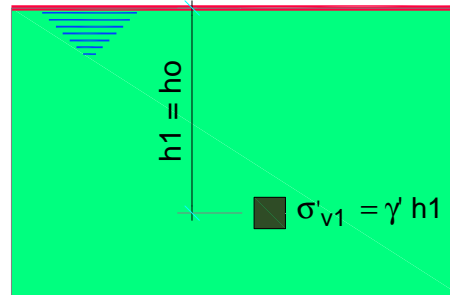
$t = 0 :$	$\Delta\sigma_v = u_0$	$(\Delta\sigma'_v = 0)$
$t > 0 :$	$\Delta\sigma_v = u + \Delta\sigma'_v$	$(u < u_0)$
$t = \infty :$	$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v$	$(u = 0)$

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE : OCR

"IERI"



"OGGI"



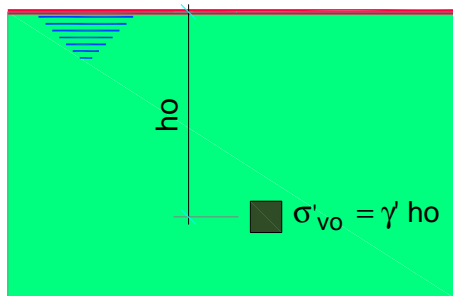
TERRENO
NORMALCONSOLIDATO

$$\sigma'_{v0} = \sigma'_{v1}$$

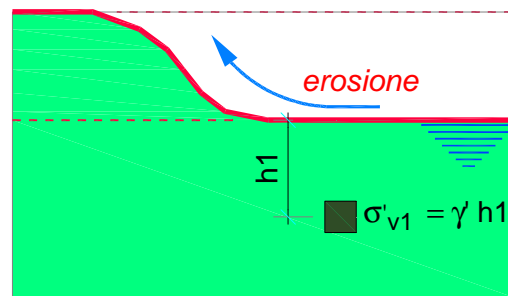
$$\text{OCR} = \sigma'_{v0} / \sigma'_{v1} = 1$$

N.B. In tutti i casi σ'_{v0} si può determinare solo in via sperimentale, dalla prova edometrica.

"IERI"



"OGGI"

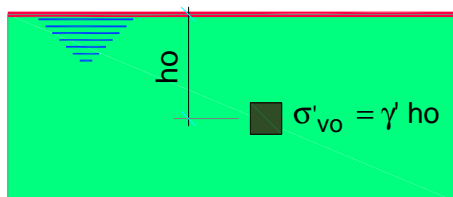


TERRENO
SOVRACONSOLIDATO

$$\sigma'_{v0} > \sigma'_{v1}$$

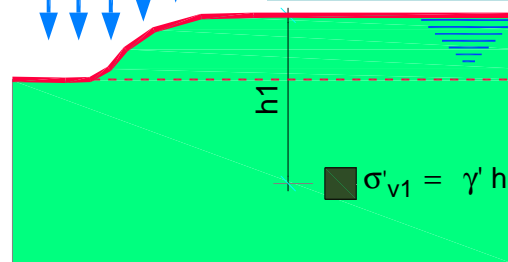
$$\text{OCR} = \sigma'_{v0} / \sigma'_{v1} > 1$$

"STAMATTINA"



sedimentazione

"ADESSO"



TERRENO
SOTTOCONSOLIDATO

$$\sigma'_{v0} < \sigma'_{v1}$$

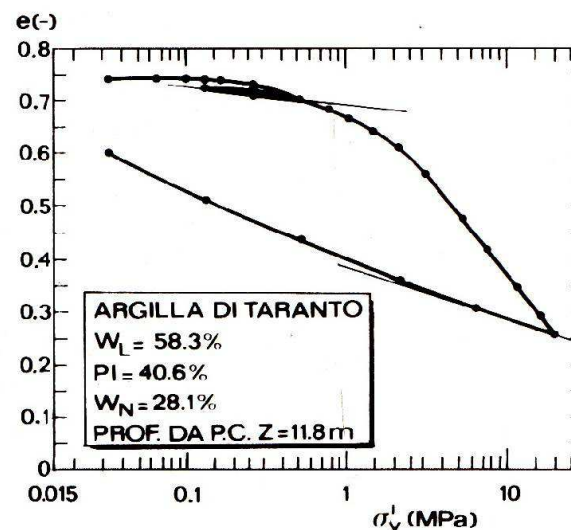
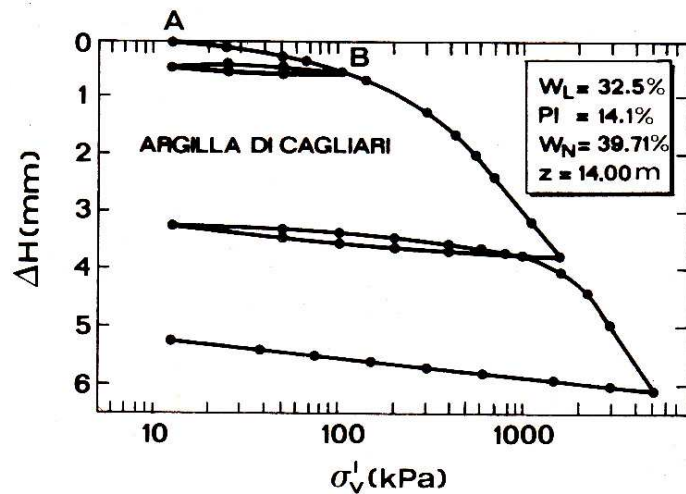
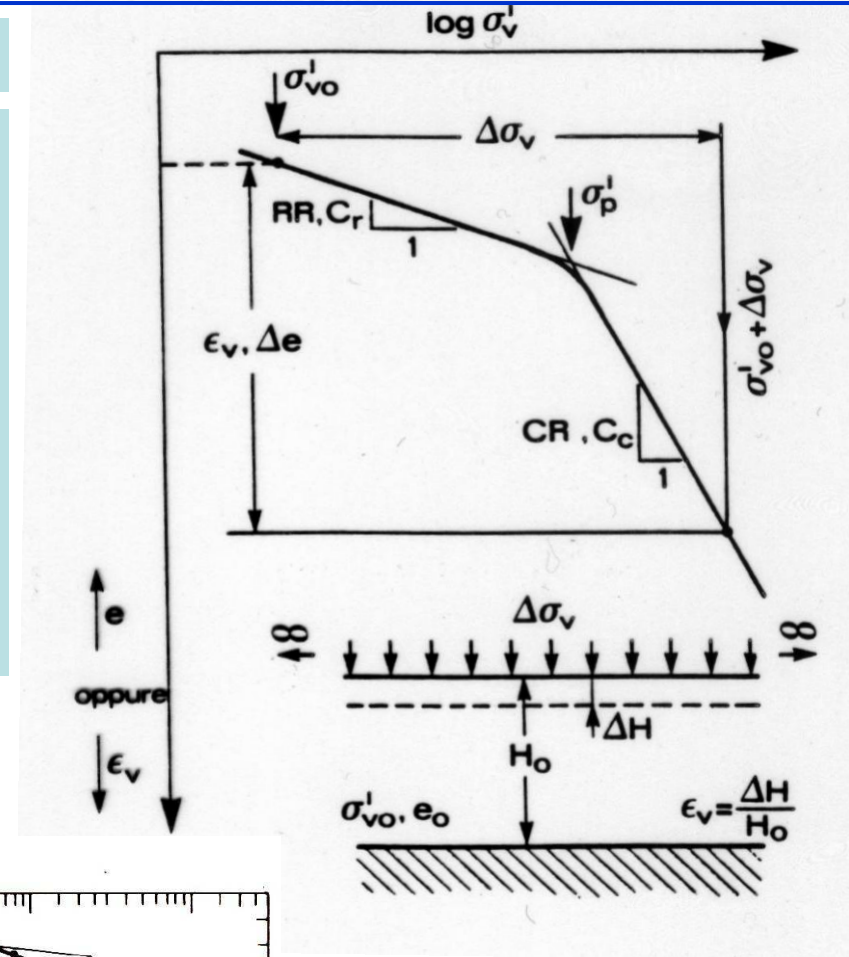
$$\text{OCR} = \sigma'_{v0} / \sigma'_{v1} < 1$$

FLOW-CHART PER L'ANALISI DELLA CONSOLIDAZIONE

- 1) Prova edometrica , con determinazione di :
 - peso volume
 - indice dei vuoti
 - pressione di preconsolidazione σ'_p
 - parametri di deformabilità (ad es. C_r , C_c o RR, CR o M, m_v)
 - permeabilità k
 - coefficiente di consolidazione C_v
- 2) Calcolo delle pressioni indotte dal carico
- 3) **Valutazione** (calcolo ?) del cedimento finale
- 4) Decorso dei cedimenti nel tempo
- 5) Eventuali interventi correttivi (ad es. accelerazione del decorso dei cedimenti mediante dreni verticali)
- 6) Monitoraggio

PROVA EDOMETRICA

- 1) Peso-volume
- 2) Pressione di preconsolidazione σ'_p
- 3) Indice dei vuoti (e_o , e)
- 4) Parametri di deformabilità:
 - C_r e C_c nel piano ($e - \log \sigma'_v$): indici
 - RR e CR nel piano ($\epsilon - \log \sigma'_v$): rapporti
 - M (mv) nel piano ($\epsilon - \sigma'_v$): moduli
- 5) Permeabilità k
- 6) Coefficiente di consolidazione C_v



CALCOLO DEL CEDIMENTO FINALE col metodo edometrico

nel piano ($e - \log \sigma'_v$) tramite gli "indici":

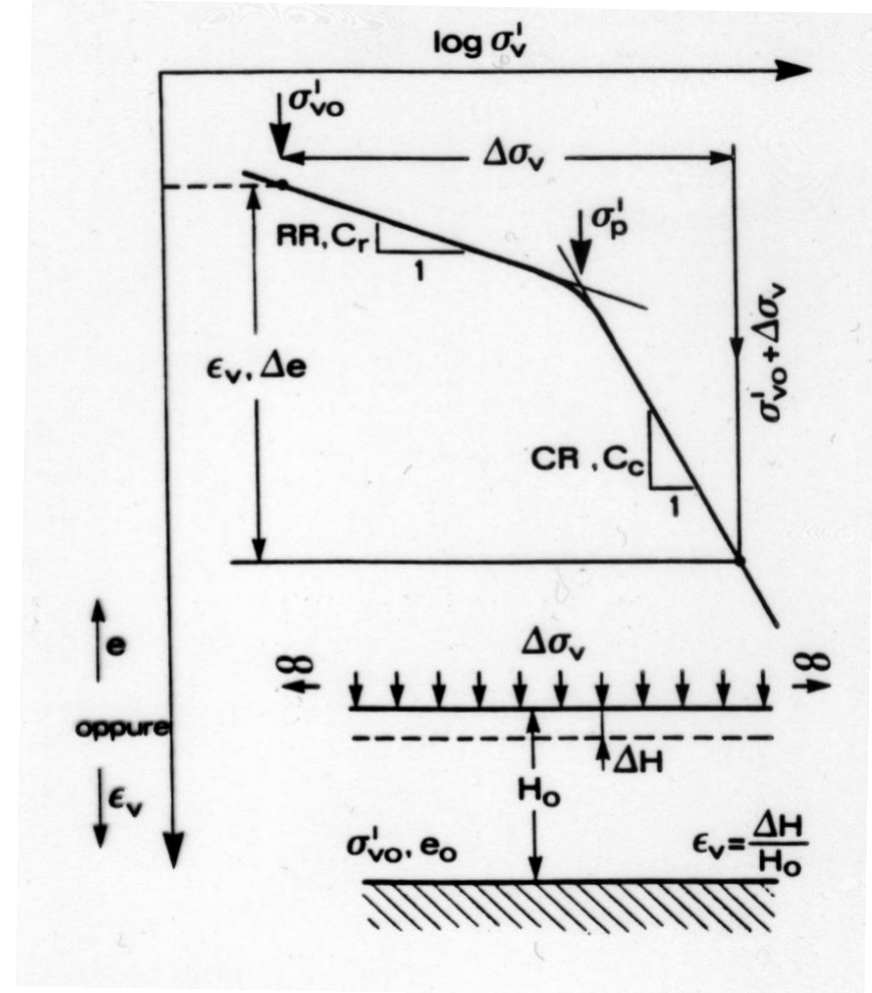
$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} \left[C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

nel piano ($\epsilon - \log \sigma'_v$) tramite i "rapporti":

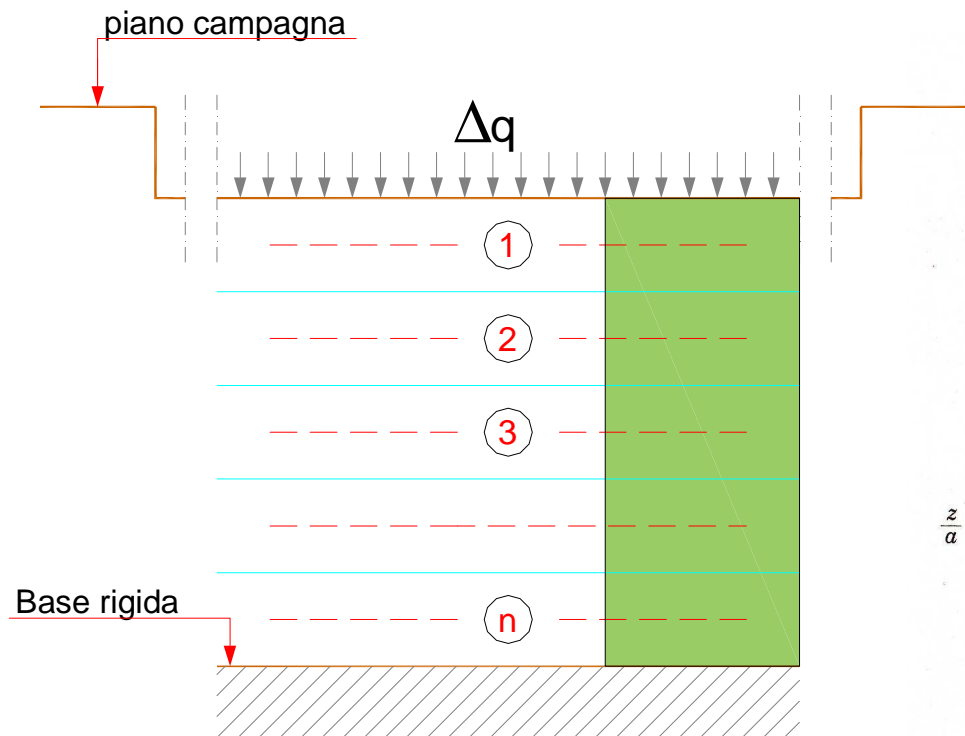
$$\Delta H = H_o \left[RR \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + CR \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

nel piano ($\epsilon - \sigma'_v$):

$$\Delta H = H_o \Delta \sigma_v m_v = H_o \frac{\Delta \sigma_v}{M}$$

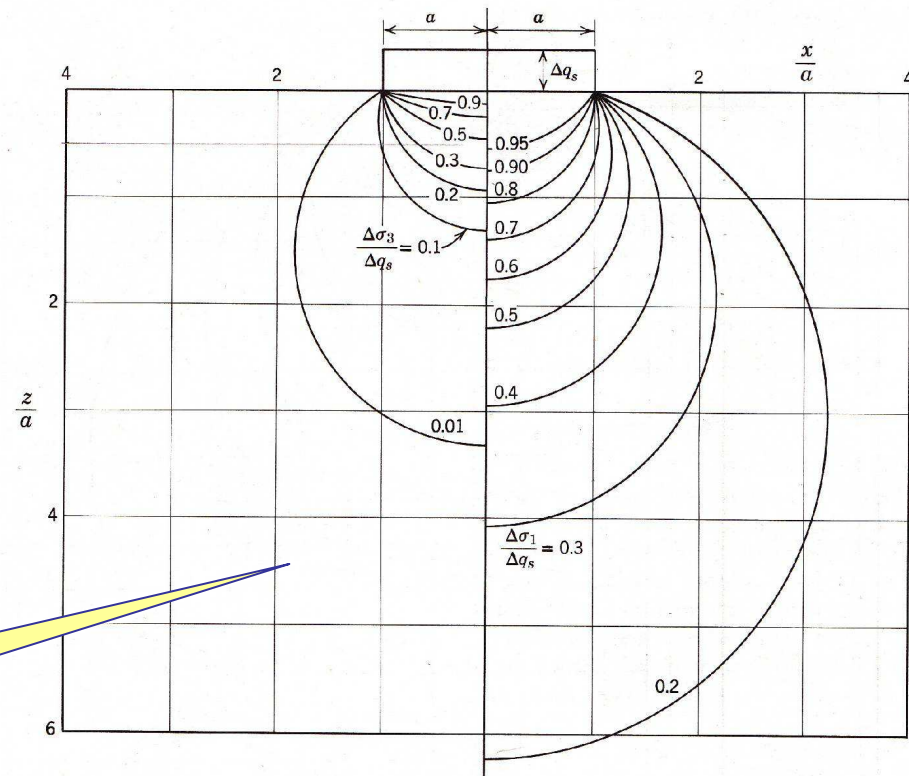


SCHEMA PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI



esistono soluzioni analitiche per ogni genere di carico applicato

Ch. 8 Stresses within a Soil M



Tensioni principali sotto un carico nastroiforme

$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} \left[C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$



va applicata ai singoli strati definendo σ'_{vo} e $\Delta \sigma_v$ alla mezzeria

HP DELLA TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE UNIDIMENSIONALE DI TERZAGHI :

- terreno omogeneo e saturo;
- validità della legge di Darcy;
- incompressibilità dei grani e dell'acqua;
- flusso radiale nullo (flusso disaccoppiato)
- deformazione laterale impedita
- $K - m_v$ costanti nel tempo
- validità del principio degli sforzi efficaci .

$$(1) \text{ eq.ne di continuità : } \frac{dV}{dt} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz$$

esprime la variazione di volume dei vuoti corrispondente all'acqua che esce

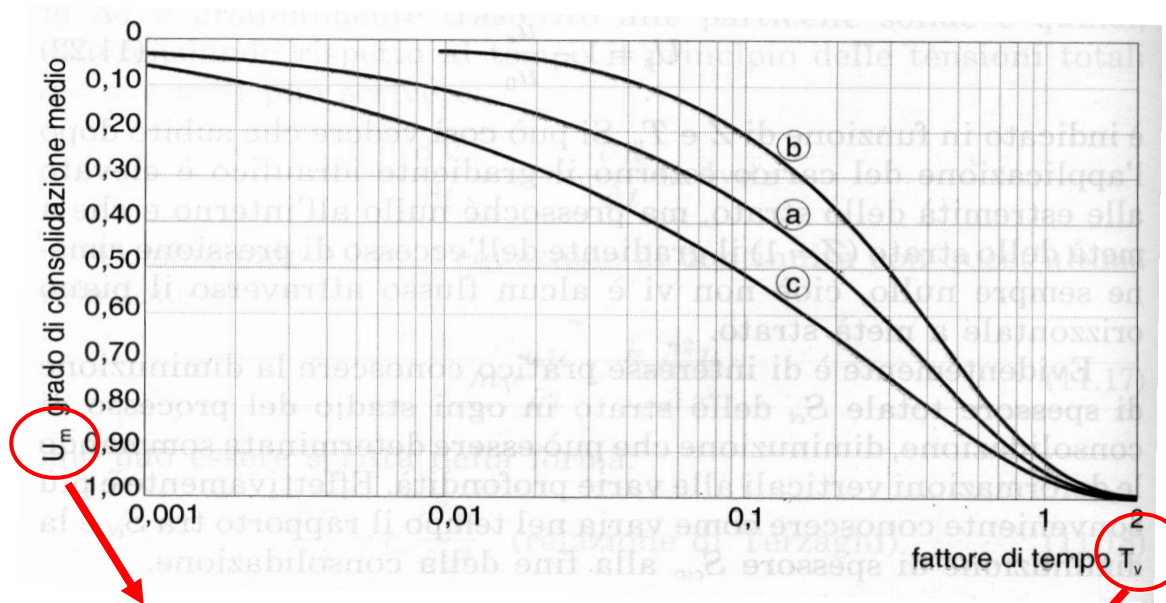
$$(2) \text{ eq.ne di comprimibilità : } \frac{dV}{dt} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} dx dy dz$$

esprime la variazione di volume dovuto alla diminuzione delle pressione interstiziale (ed al corrispondente incremento di σ'_v)

$$(1) = (2) \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{" relazione di Terzaghi"}$$

$$\text{con : } c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI



le 3 curve a) b) c)
corrispondono a
3 diverse isocrone iniziali

$$U_m(t) = \frac{S(t)}{S_{finale}} = f(T_v)$$

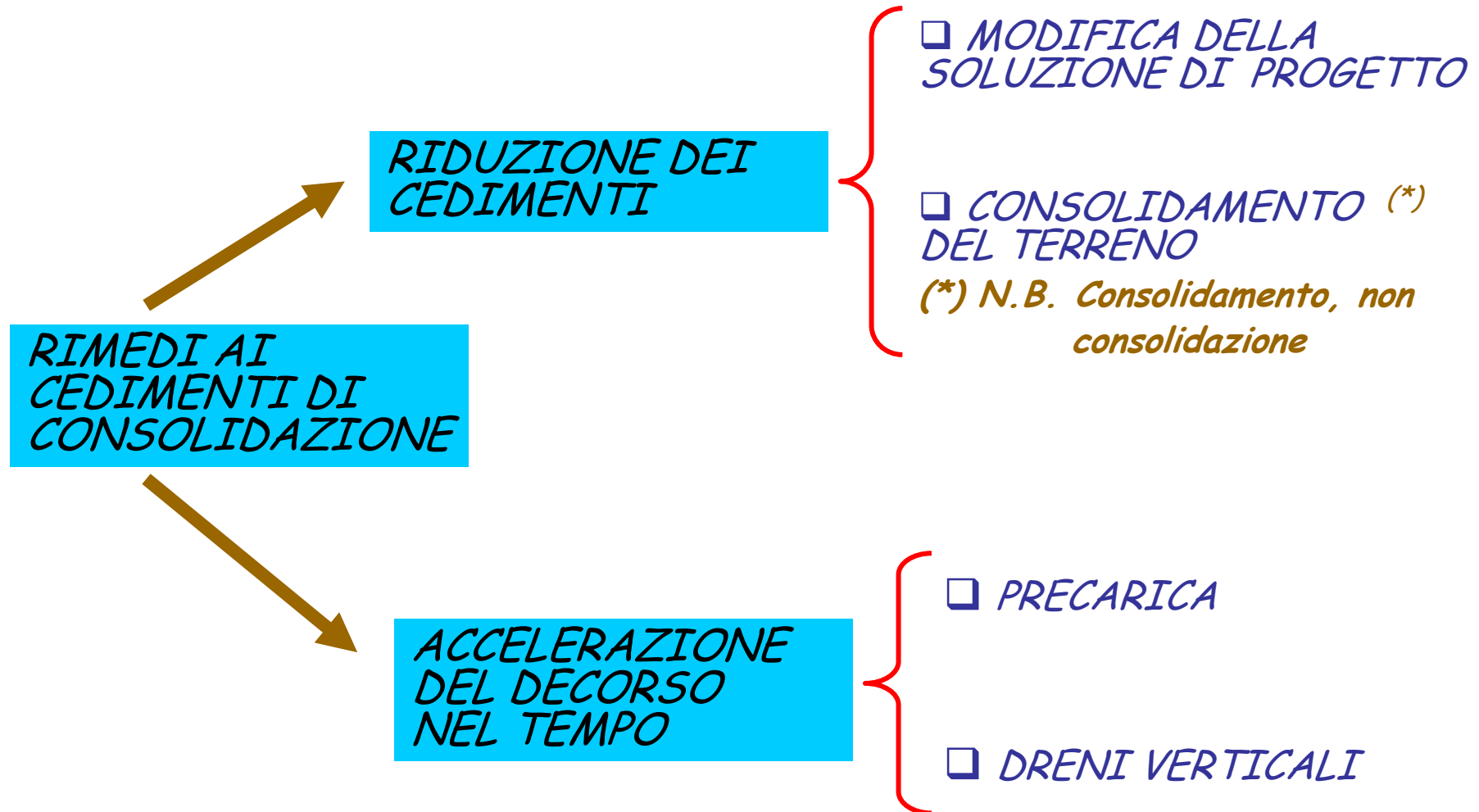
$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

è anche tabellato



Isocrona a)

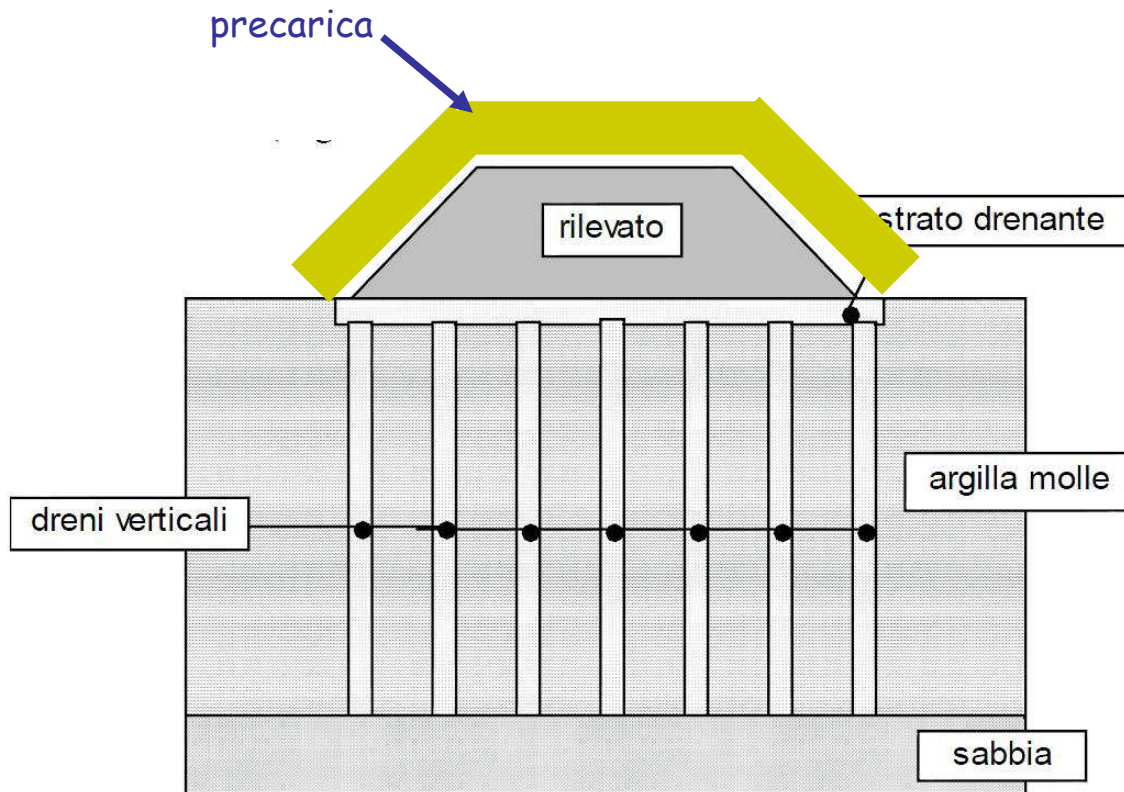
$U_m\%$ (-)	T_v (-)
20%	0,032
40%	0,120
60%	0,286
80%	0,567
90%	0,848
95%	1.129



ACCELERAZIONE DEL DECORSO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO

□ *PRECARICA*

□ *DRENI VERTICALI*



Si riduce il percorso
di filtrazione

Poiché il moto di filtrazione
avverrà in direzione
orizzontale,
si sfrutta la permeabilità
orizzontale k_h dei
terreni, tipicamente
superiore a k_v

RICORSO A DRENI VERTICALI ➔ CONSOLIDAZIONE RADIALE

Si studia il processo di consolidazione in direzione orizzontale indotto dalla presenza di un dreno circolare (o circolare equivalente nel caso di dreni prefabbricati) di diametro d_w , il quale farà risentire la sua influenza in un cilindro di terreno di diametro d_e .

Il problema è chiaramente assial-simmetrico e governato sempre dall'equazione della diffusione, scritta però in coordinate radiali:

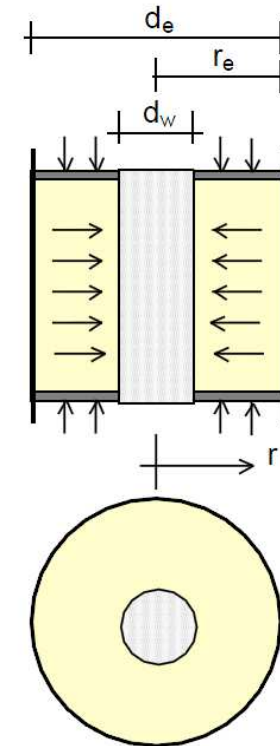
$$c_h = \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$c_h = \frac{E_{edh} k_h}{\gamma_w}$$

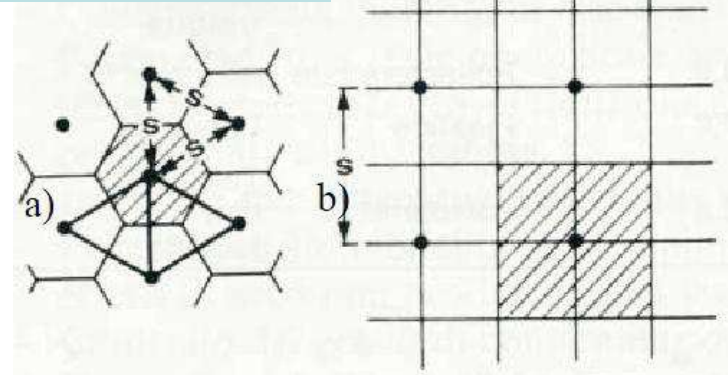
$$T_h = \frac{C_h \times t}{d_e^2}$$

$$U_h \% = f(T_h) = 1 - \left(e^{-\frac{8}{F} T_h} \right)$$

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad \text{con} \quad n = \frac{d_e}{d_w}$$

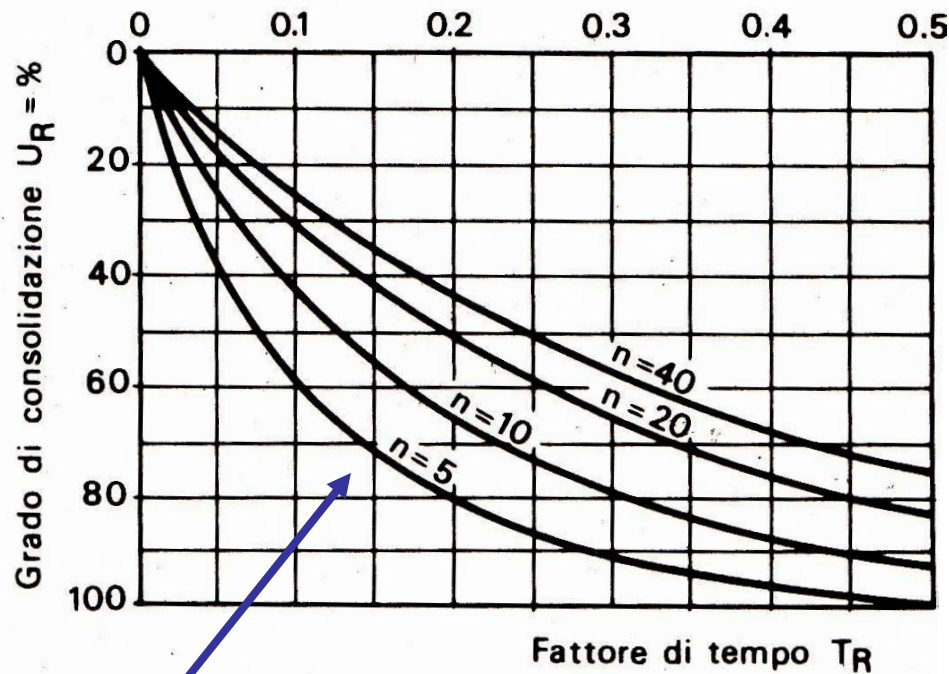


- a) maglia triangolare : $d_e \approx 1.05 s$
- b) maglia quadrata : $d_e \approx 1.13 s$



RICORSO A DRENI VERTICALI

CONSOLIDAZIONE RADIALE



$$n = d_e/d_w$$

N.B. Viene usato indifferentemente il simbolo U_h ed U_R , T_h e T_R

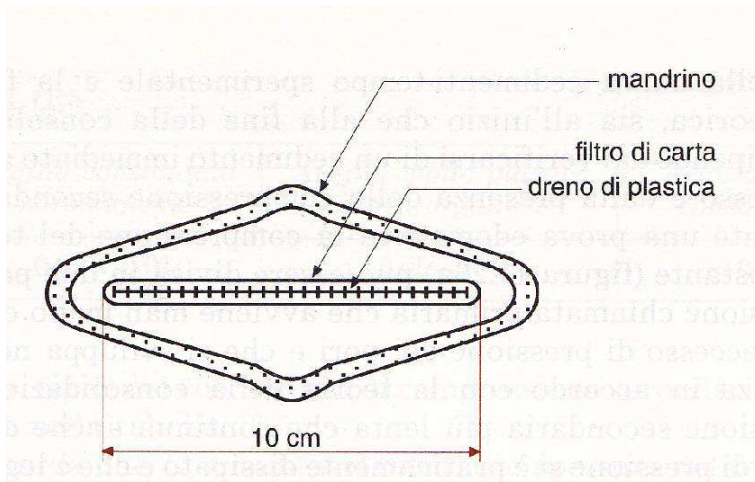


attrezzatura per installazione di Geodrain

Noti $U_v\%$ ed $U_h\%$ è possibile determinare il grado di consolidazione totale :

$$U\% = 100 - \frac{1}{100} (100 - U_v\%) (100 - U_h\%)$$

Carrillo (1942)

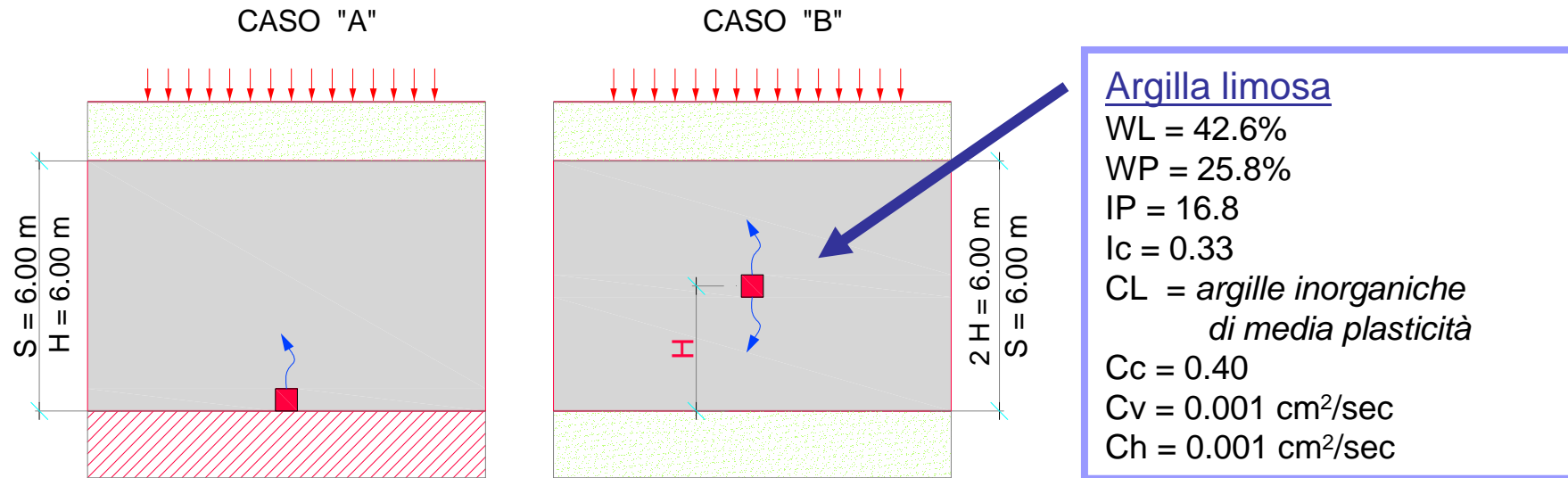


*Tipica sezione
di un geodreno*

Geodrain a Porto Tolle - Rodio - anni '70



INFLUENZA DEL PERCORSO DI FILTRAZIONE SUI TEMPI DI CONSOLIDAZIONE



Tempo necessario a raggiungere il 90% della consolidazione : $U_v = 90\% \Rightarrow T_v = 0.848$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \Rightarrow t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

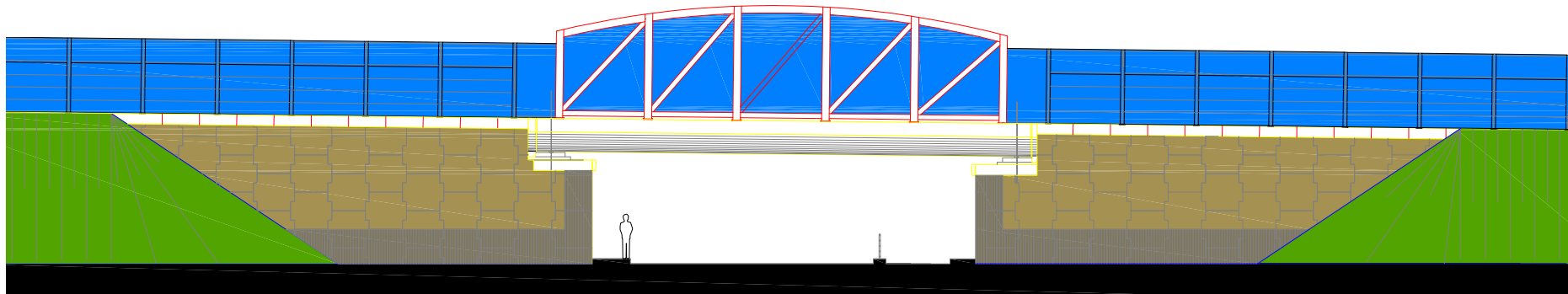
$U_m\%$ (-)	T_v (-)
20%	0,032
40%	0,120
60%	0,286
80%	0,567
90%	0,848
95%	1,129

- ❑ caso "A" $t = 3.541$ giorni ≈ 9.7 anni
- ❑ caso "B" $t = 885$ giorni ≈ 2.4 anni

Ricorrendo a dreni verticali ($d_w = 10$ cm) maglia quadrata 2.50x2.50 m, dopo 1 anno (365 giorni) :

caso "A" consolidazione verticale $T_v = 0,0876 \Rightarrow U_v \approx 32\%$
 consolidazione radiale $Tr = 0,3966 \Rightarrow Ur \approx 72\%$ $U = 81\%$

Sempre nel caso "A" il tempo necessario a raggiungere l'80% della consolidazione, senza dreni, sarebbe di 2.362 giorni = 6.47 anni

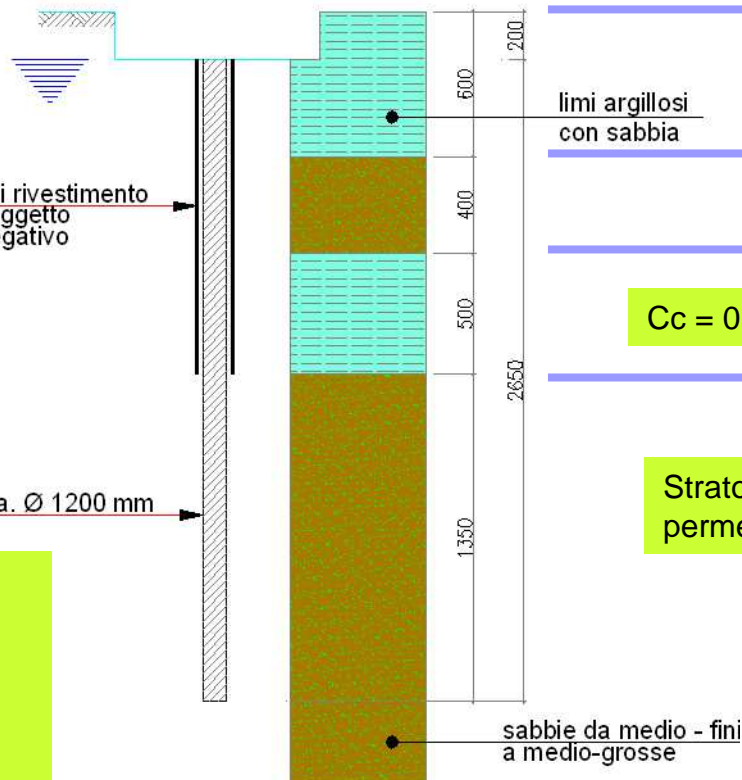


PROFILO GEOTECNICO

PADOVA CAVALCAVIA DI
CORSO AUSTRALIA
Garrasi, Sforza et al. 2002

Lamierino di rivestimento
nel tratto soggetto
ad attrito negativo

Pali in c.a. Ø 1200 mm



limi argillosi
con sabbia

$C_c = 0.40$
 $C_v = C_h = 0.001 \text{ cm}^2/\text{sec}$

$C_c = 0.10$ - permeabile

$C_c = 0.20$ - $C_v = C_h = 0.001 \text{ cm}^2/\text{sec}$

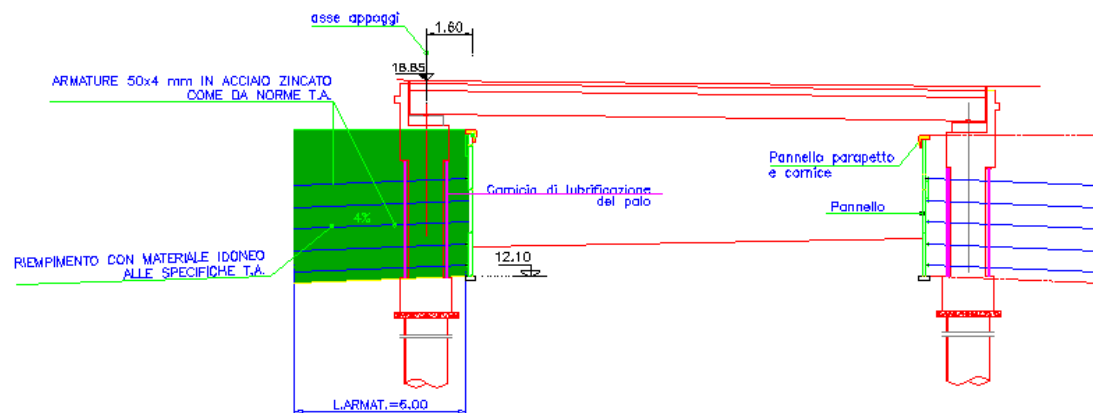
Strato non interessato dai cedimenti -
permeabile

sabbie da medio - fini
a medio-grosse

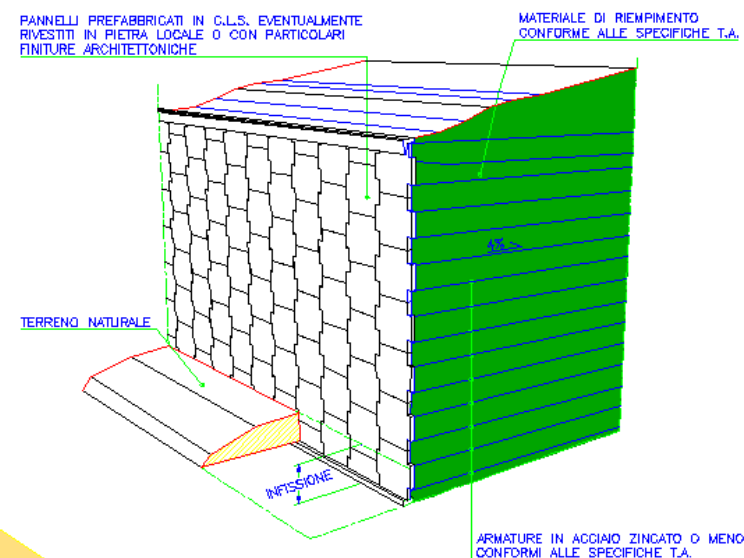
Indagini “estorte” all’Amm.ne :

- 1 sondaggio da 25 m
- prove SPT in foro
- 4 prove CPTU da 25 m
- 2 C.I. per prove di laboratorio

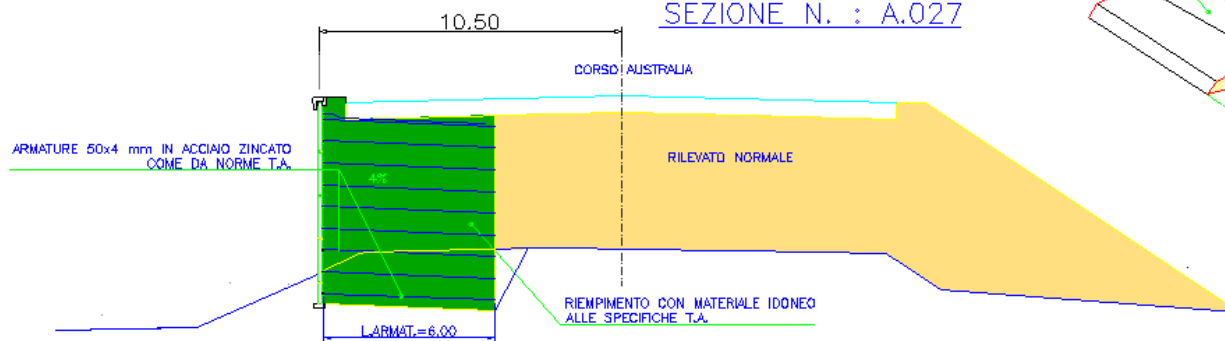
SEZIONE LONGITUDINALE SPALLE



SCHEMI GENERALI DEI MURI IN TERRA ARMATA



SEZIONE N. : A.027



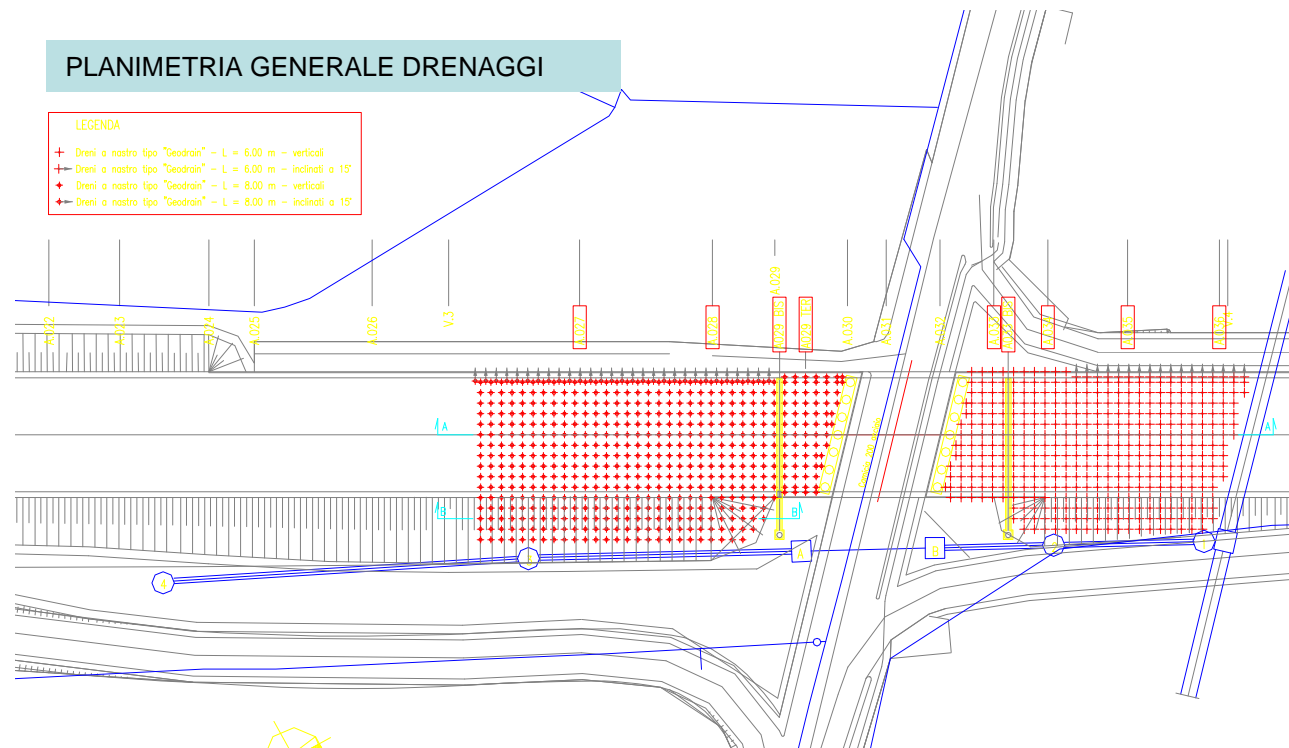
PADOVA : CAVALCAVIA DI CORSO AUSTRALIA
Garrasi – Sforza et al. 2002

cedimento massimo
atteso : 48 cm

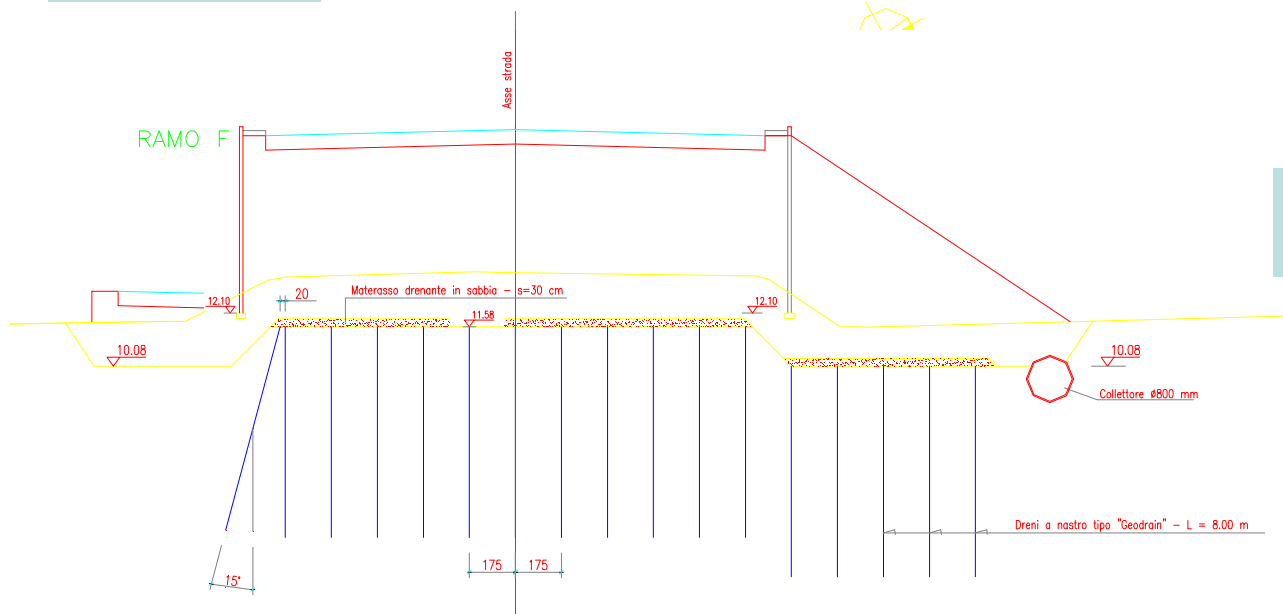
PADOVA : CAVALCAVIA DI
CORSO AUSTRALIA
Garrasi, Sforza i et al. 2002

PLANIMETRIA GENERALE DRENAGGI

LEGENDA	
+	Dreni a nastro tipo "Geodrain" - L = 6.00 m - verticali
+	Dreni a nastro tipo "Geodrain" - L = 6.00 m - inclinati a 15°
+	Dreni a nastro tipo "Geodrain" - L = 8.00 m - verticali
+	Dreni a nastro tipo "Geodrain" - L = 8.00 m - inclinati a 15°

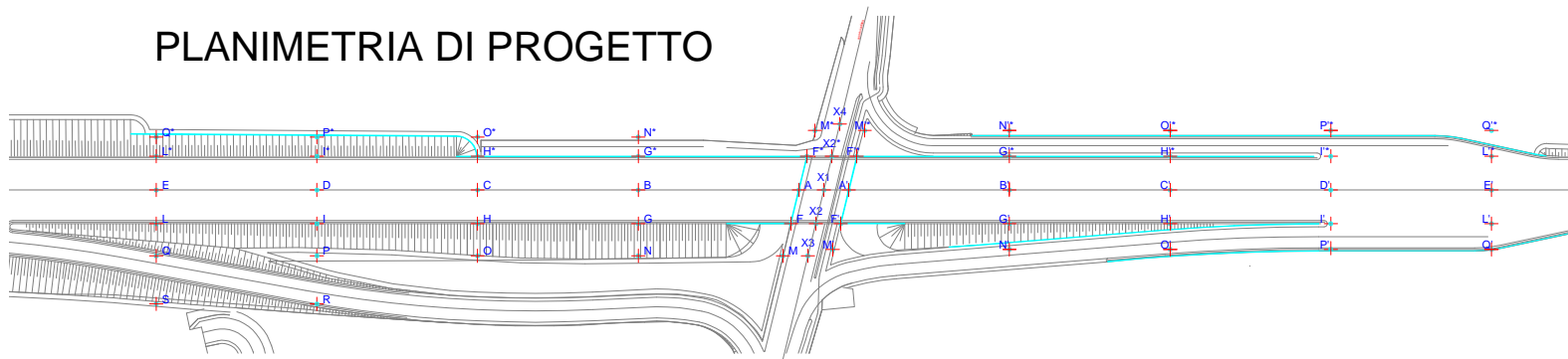


SEZIONE AO 28

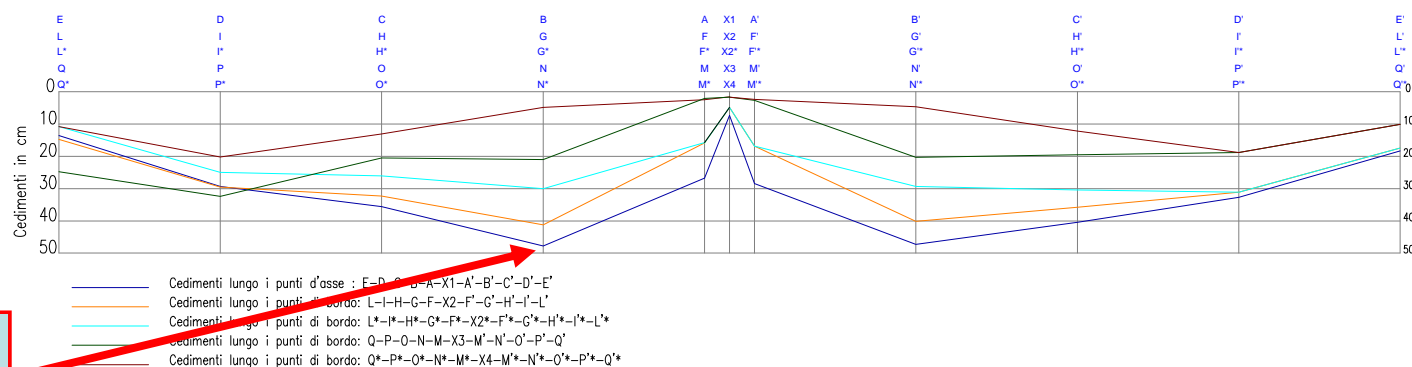


Dreni verticali (GEODRAIN)
maglia quadrata 1.75 x 1.75 m

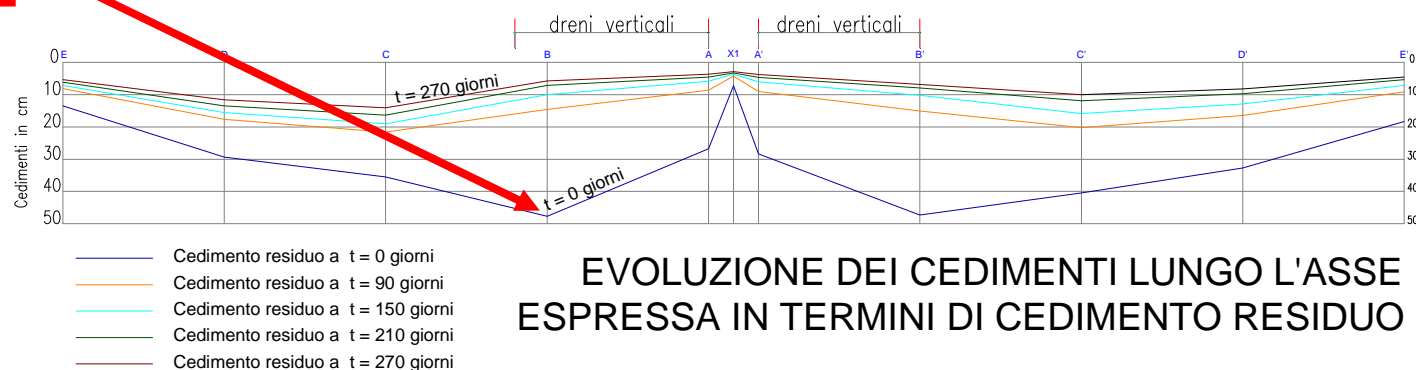
PLANIMETRIA DI PROGETTO



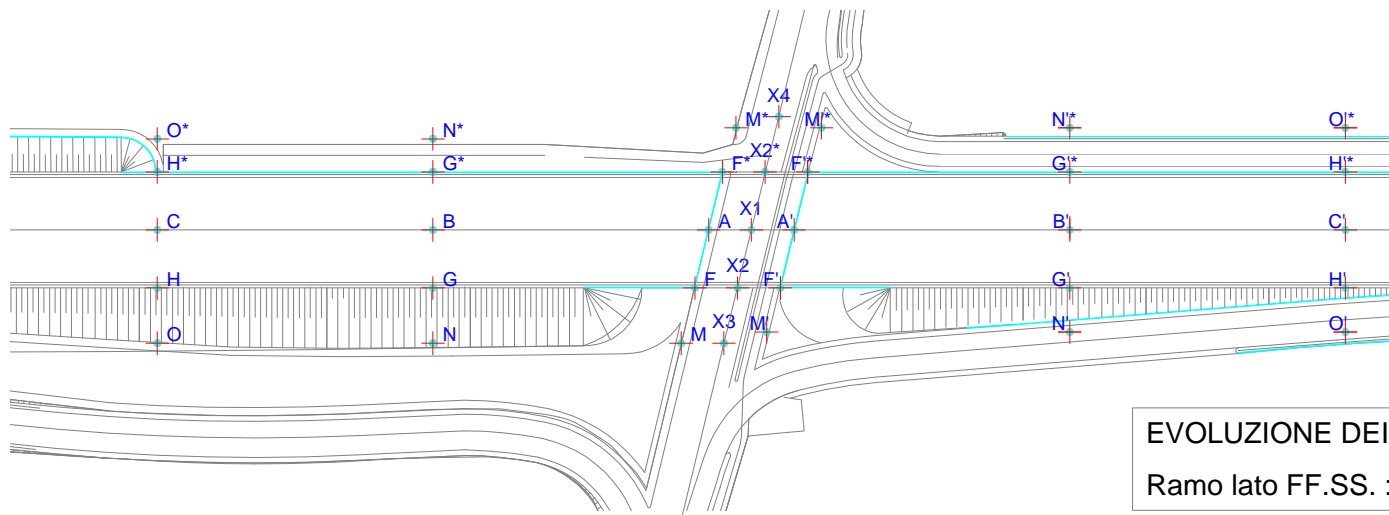
CEDIMENTI FINALI (ATTESI) LUNGO L'ASSE E SUI BORDI DEL RILEVATO '



cedimento massimo
atteso : 48 cm



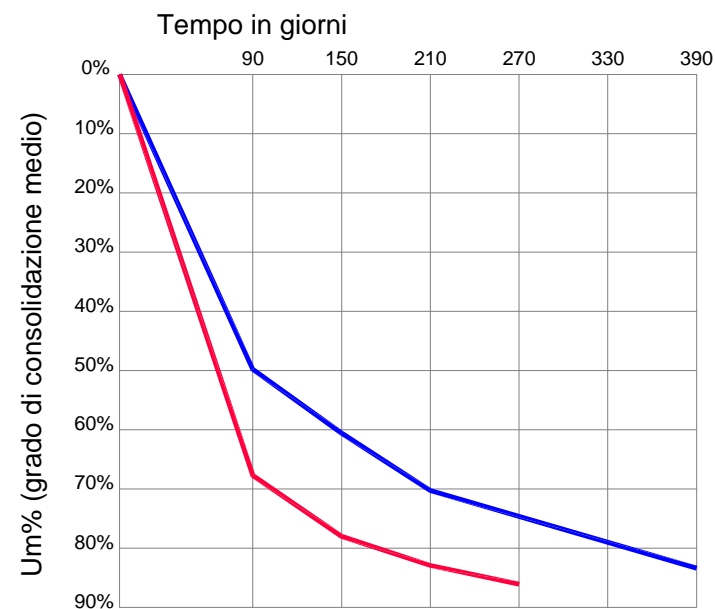
EVOLUZIONE DEI CEDIMENTI LUNGO L'ASSE ESPRESSA IN TERMINI DI CEDIMENTO RESIDUO



EVOLUZIONE DEI CEDIMENTI ($U_m\%$)

Ramo lato FF.SS. : punto A

cedimento massimo
atteso : 48 cm

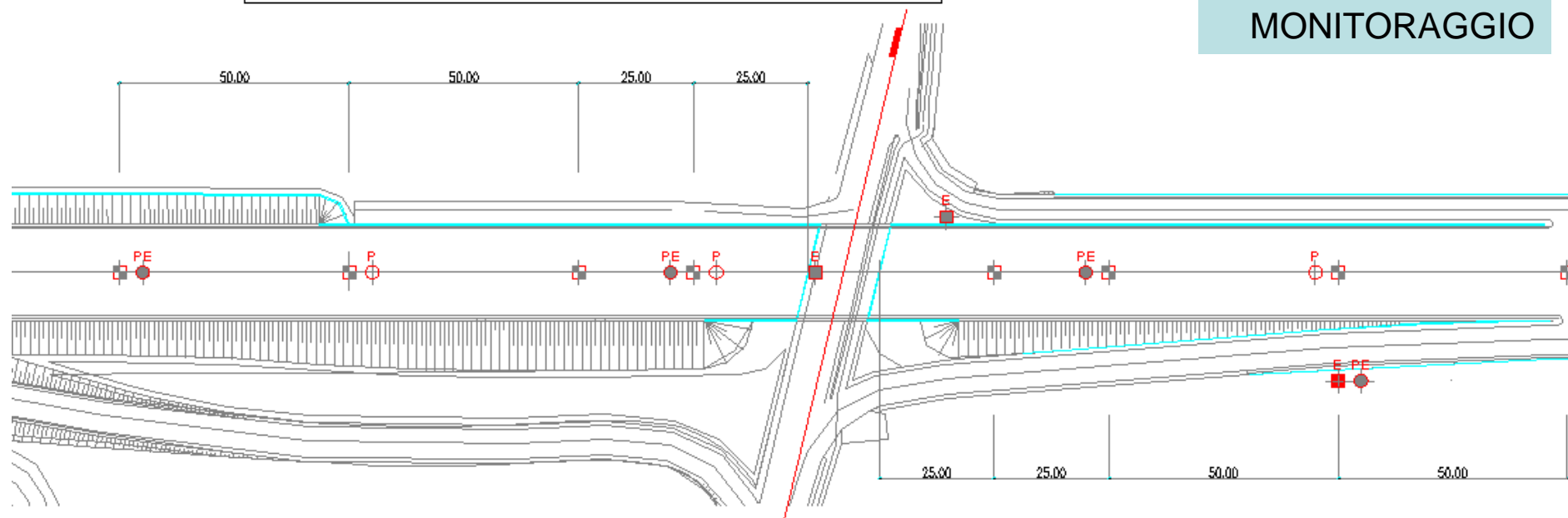


PADOVA : CAVALCAVIA DI CORSO AUSTRALIA
Garrasi, Sforza et al. 2002

— Evoluzione dei cedimenti senza dreni verticali
— Evoluzione dei cedimenti con dreni verticali - maglia 1,75x1,75 m

PLANIMETRIA DI PROGETTO CON STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO

PIANO DI
MONITORAGGIO



LEGENDA



Assestimetri di superficie a piastra - H = 6.00 m



Piezometri a tubo aperto - L = 12.00 m

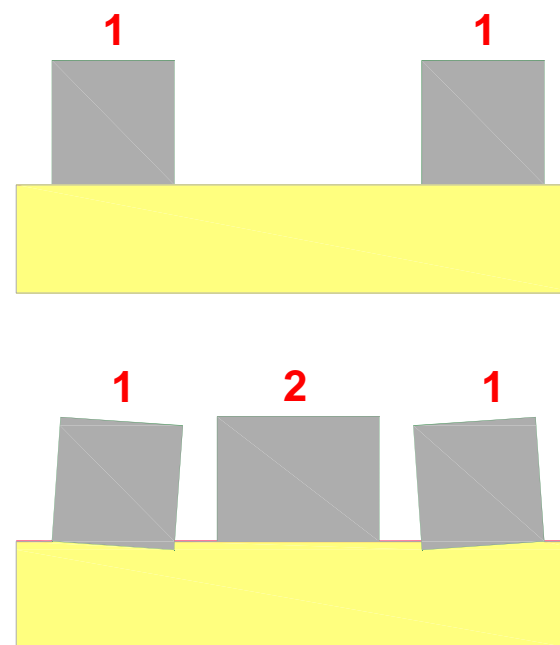
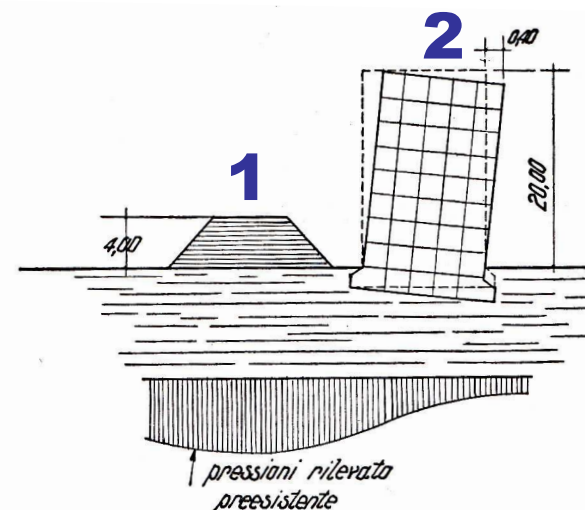
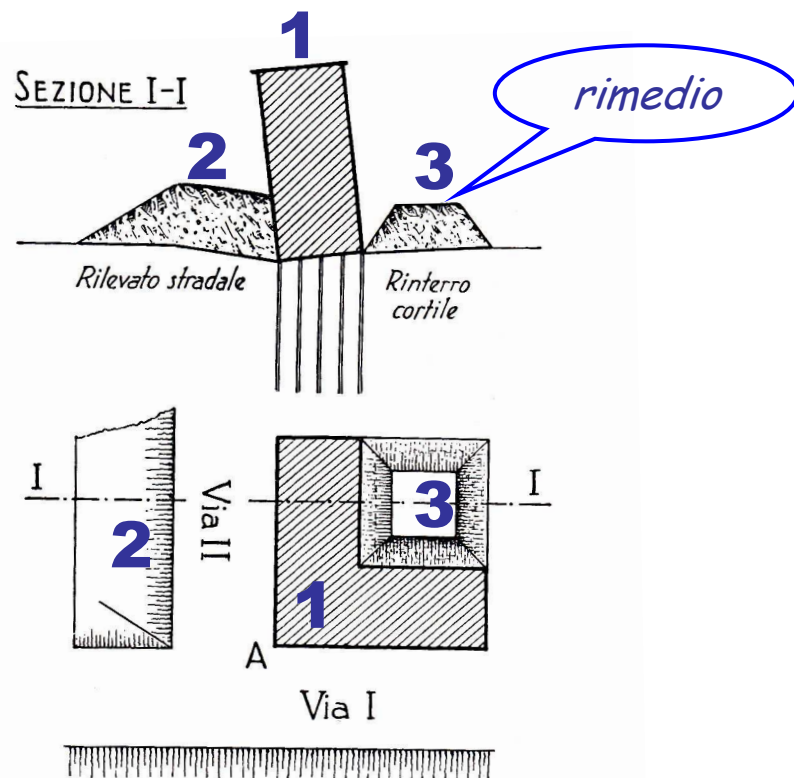
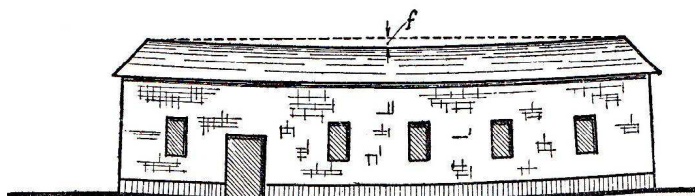


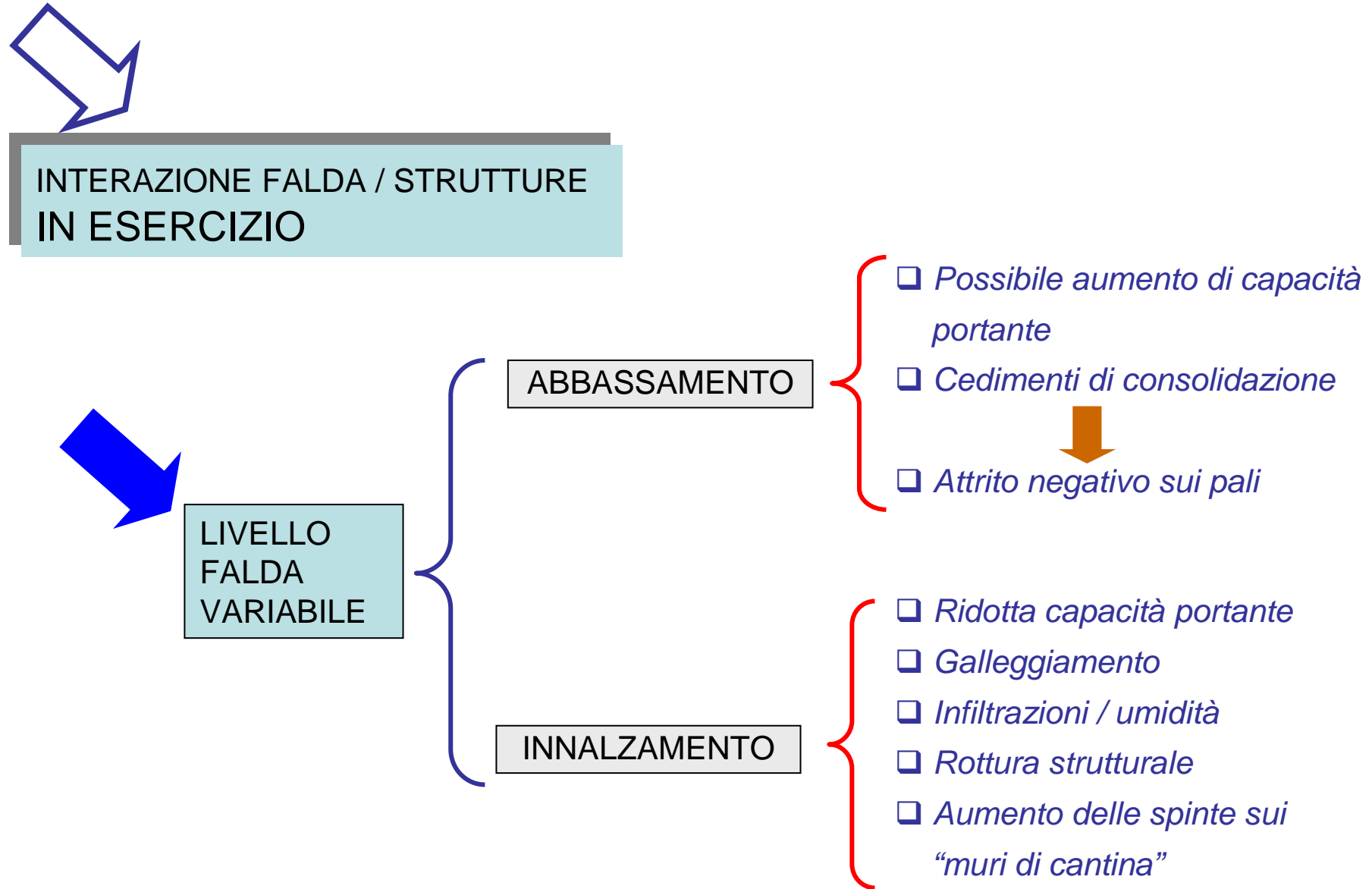
Assestimetri elettromagnetici di profondità
L = 12.00 m con n° 3 anelli di misura



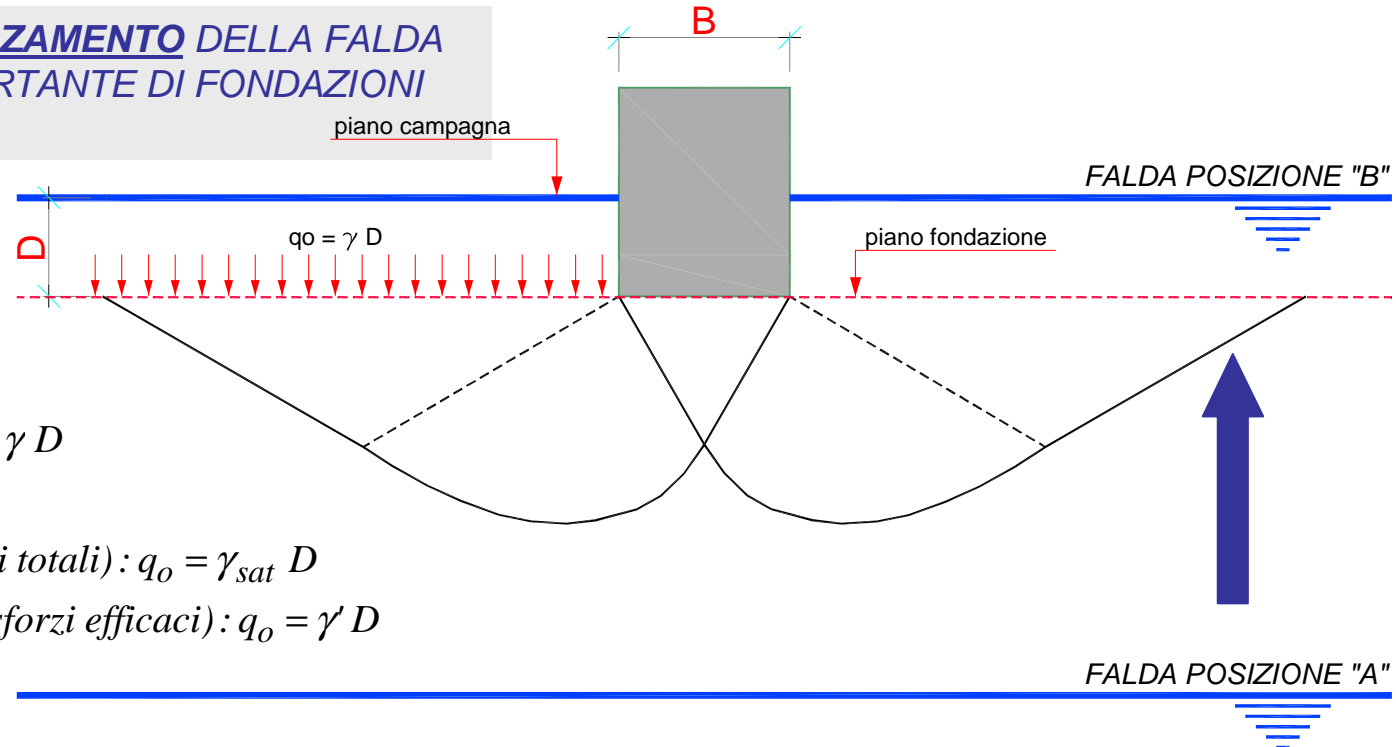
Piezometri pneumatici o elettrici
L = 10.00 m con n° 2 celle di misura

INFLUENZA DELLE CONDIZIONI AL CONTORNO E DELLA STORIA DI CARICO SUI CEDIMENTI





EFFETTO DELL'INNALZAMENTO DELLA FALDA SULLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI DIRETTE



Falda Posiz. "A" : $q_0 = \gamma D$

Falda Posiz. "B" :

⇒ terreni coesivi (sforzi totali) : $q_0 = \gamma_{sat} D$

⇒ terreni non coesivi (sforzi efficaci) : $q_0 = \gamma' D$

falda in "A"



$$q_{fA} = \cancel{c} N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Terreni non coesivi

falda in "B"



$$q_{fB} = \cancel{c} N_c + \sigma'_v N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \approx 50\% q_{fA}$$

Terreni coesivi

N.B. $c = c_u$



$$q_f = c N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} B N_\gamma$$

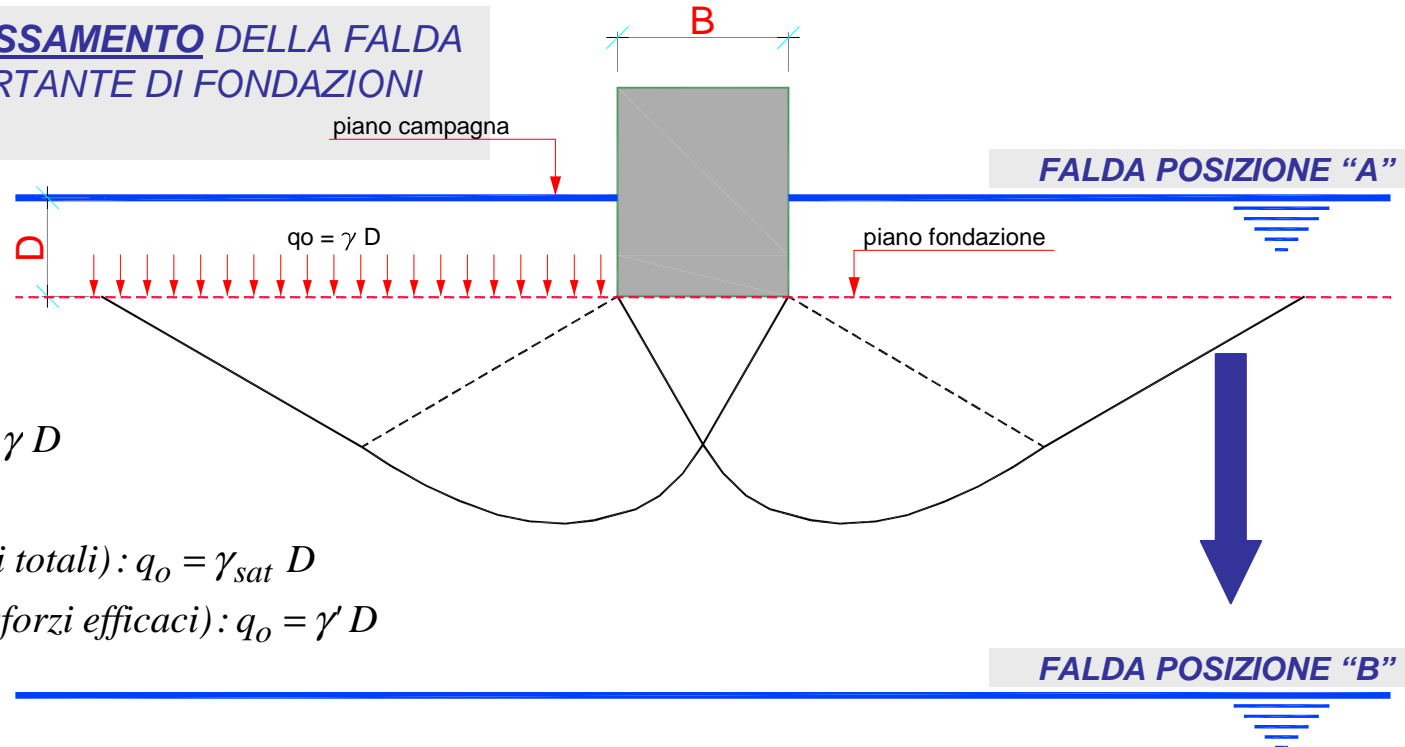
nessuna variazione

$$\gamma \approx 19 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \approx 10 \text{ kN} / \text{m}^3$$

EFFETTO DELL'ABBASSAMENTO DELLA FALDA SULLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI DIRETTE



Falda Posiz. "B": $q_0 = \gamma D$

Falda Posiz. "A":

⇒ terreni coesivi (sforzi totali): $q_0 = \gamma_{sat} D$

⇒ terreni non coesivi (sforzi efficaci): $q_0 = \gamma' D$

falda in "A"

Terreni non coesivi

falda in "B"

$$q_{fA} = c N_c + \sigma'_v N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$$

$$q_{fB} = c N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \approx 2 q_{fA}$$

Terreni coesivi
N.B. $c = c_u$

$$q_f = c N_c + \sigma_v N_q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} B N_\gamma$$

nessuna variazione

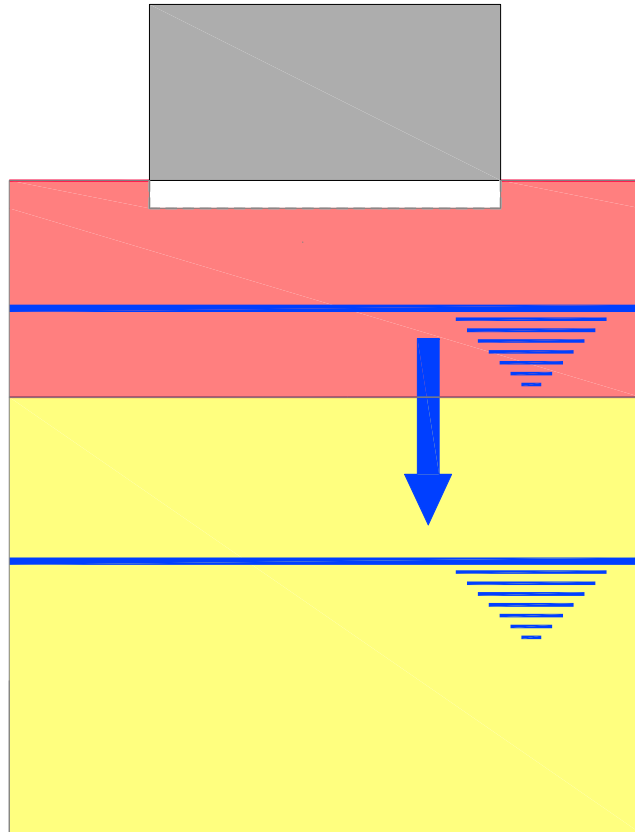
$$\gamma \approx 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$$

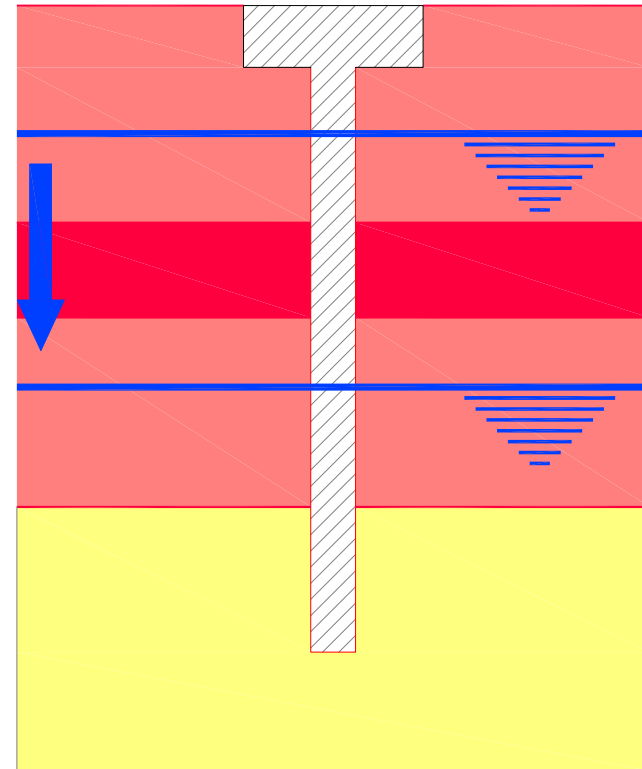
N.B. L'ABBASSAMENTO DELLA FALDA CAUSA PERO' CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

EFFETTI DI UN ABBASSAMENTO DELLA FALDA



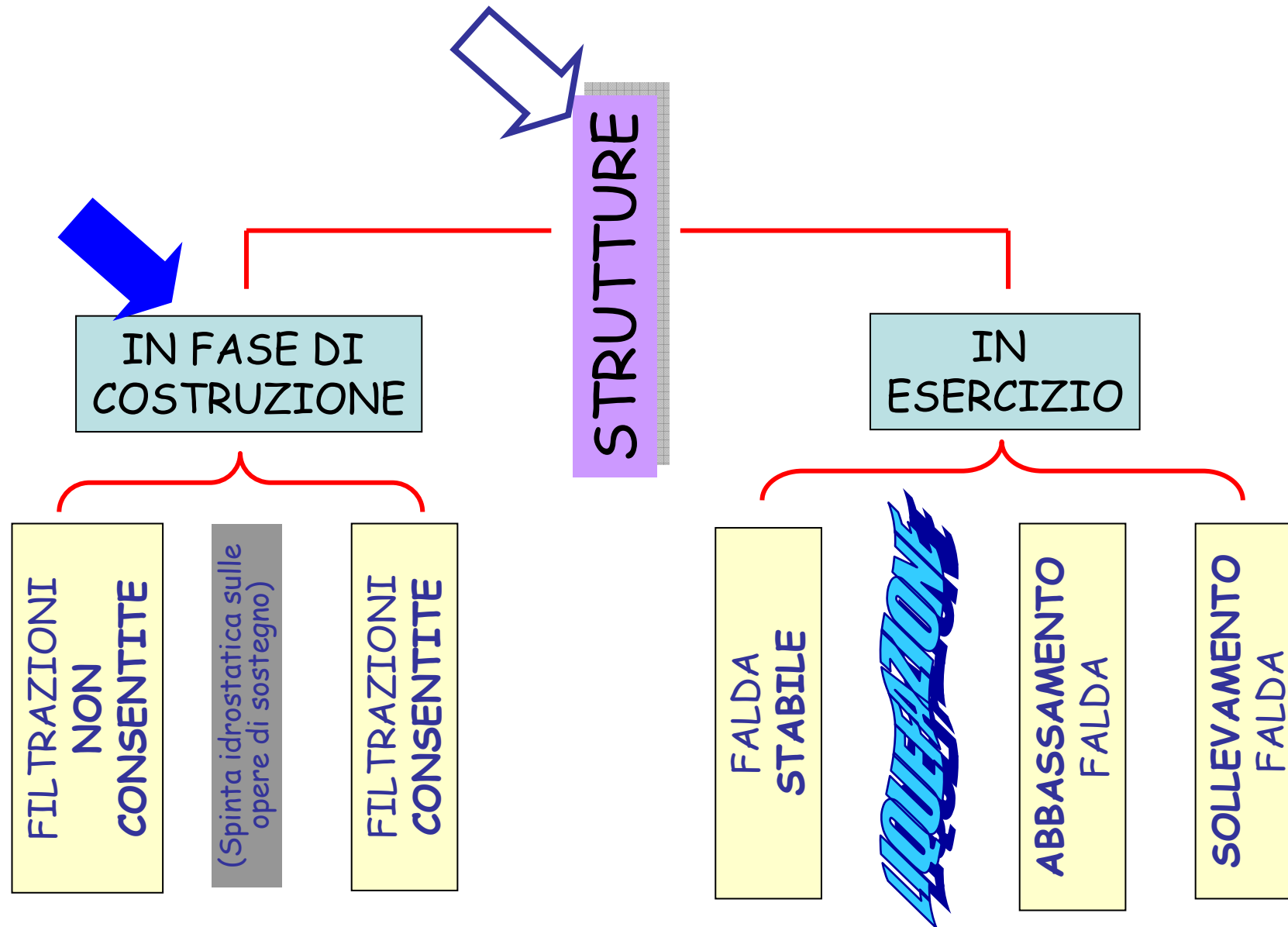
cedimenti di consolidazione

*attrito negativo sui pali
dovuto ai cedimenti di consolidazione*



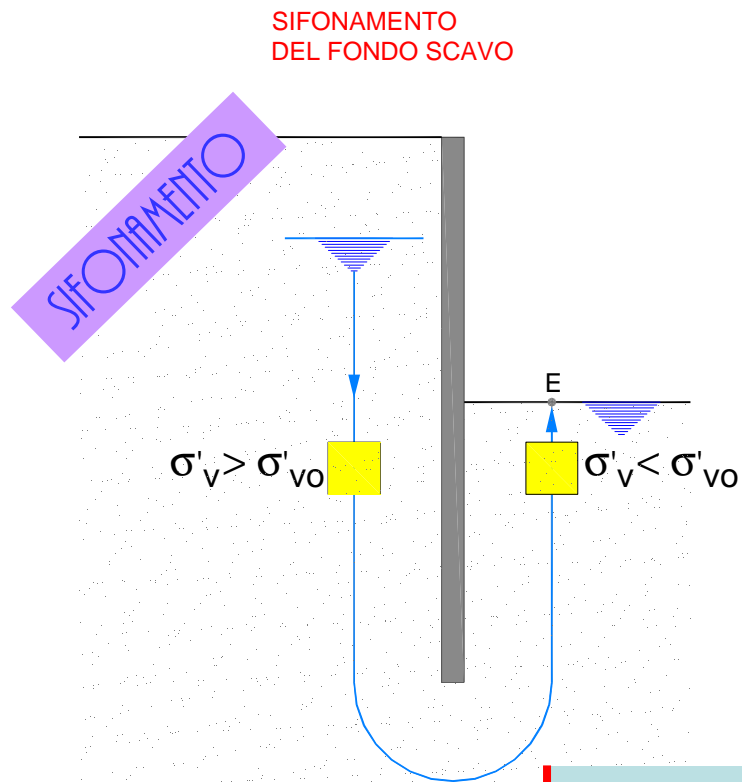
L'attrito negativo si sviluppa lungo tutto il tratto interessato dai cedimenti di consolidazione (che è maggiore dell'abbassamento della falda)

PROBLEMI INGEGNERISTICI COLLEGATI ALLA PRESENZA DI FALDA

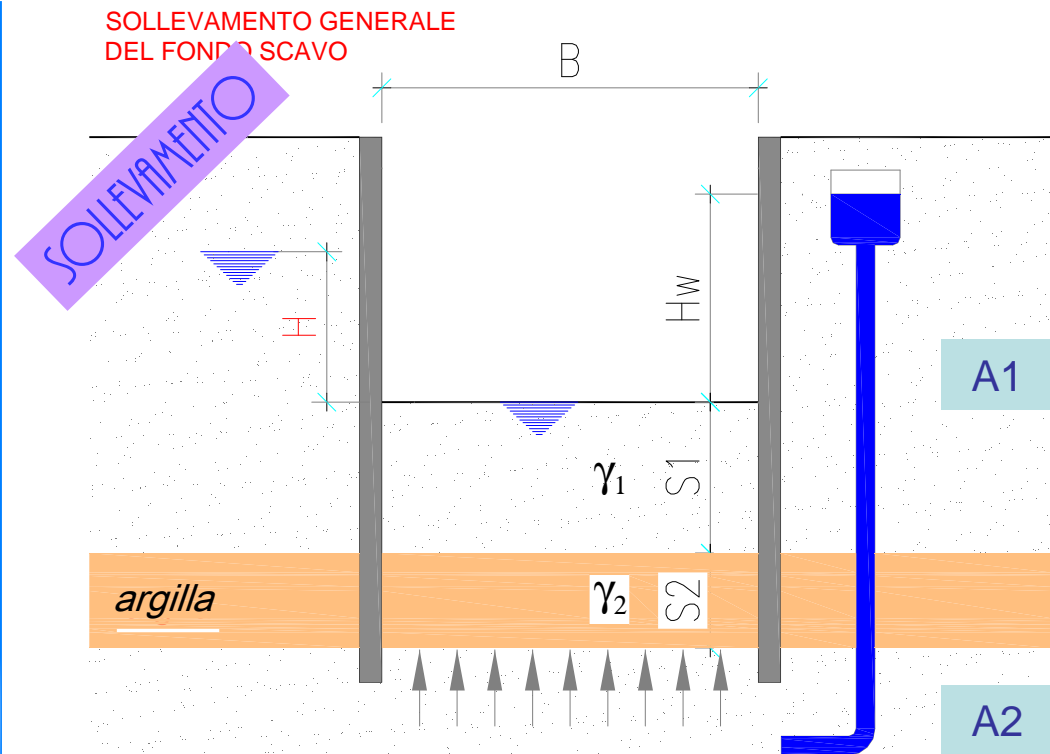




FILTRAZIONI CONSENTITE



FILTRAZIONI NON CONSENTITE



In presenza di filtrazioni

N.B. In entrambi i casi può risultare critica la variazione del livello di falda

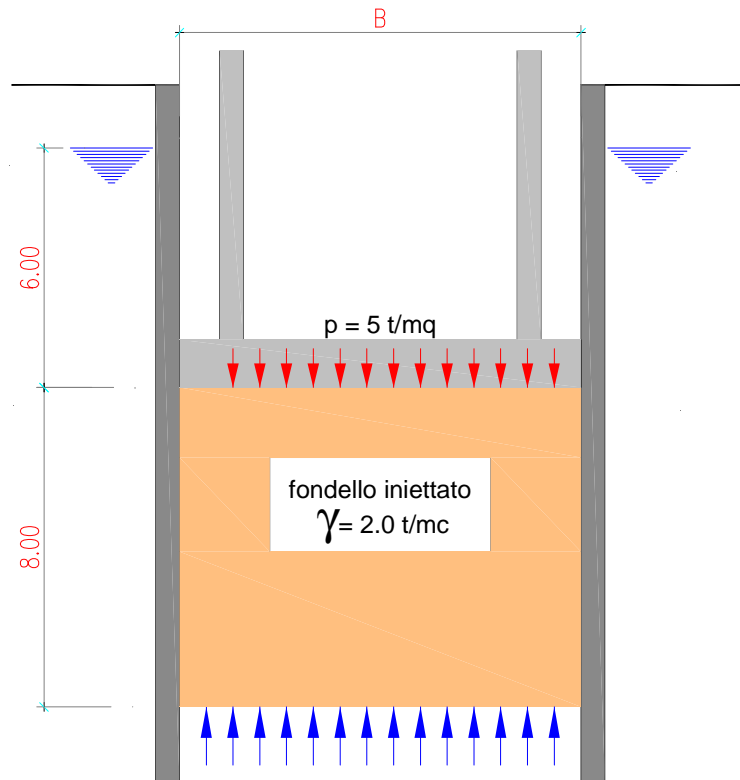
$$\sigma'_v = (\gamma' - i \gamma_w) z \Rightarrow \sigma'_v = 0 \text{ quando :}$$

$$i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1$$

$$F = \frac{i_c}{i_E} \approx \frac{1}{i_E}$$

$$F = \frac{B(s_1 \gamma_1 + s_2 \gamma_2)}{B \gamma_w (H_w + s_1 + s_2)}$$

SOLLEVAMENTO GENERALE
DEL FONDO SCAVO : SITUAZIONI A BREVE TERMINE



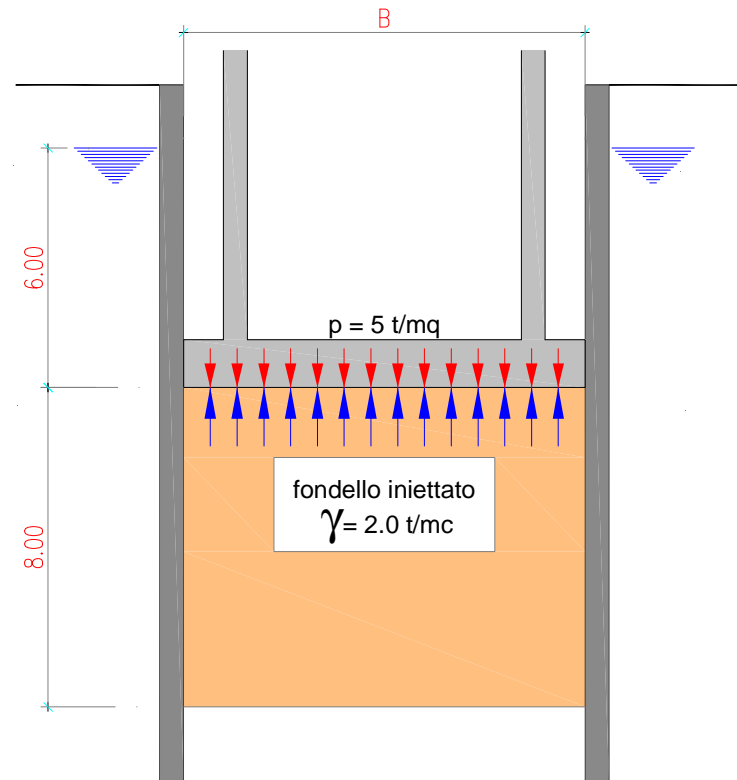
Provvisorio
senza struttura

$$F = \frac{B(8.00 \times 2.00)}{B(14.00 \times 1.00)} = 1.14$$

A breve
termine
con struttura

$$F = \frac{B(8.00 \times 2.00 + 5.00)}{B(14.00 \times 1.00)} = 1.50$$

SOLLEVAMENTO GENERALE
DEL FONDO SCAVO : SITUAZIONE A LUNGO TERMINE

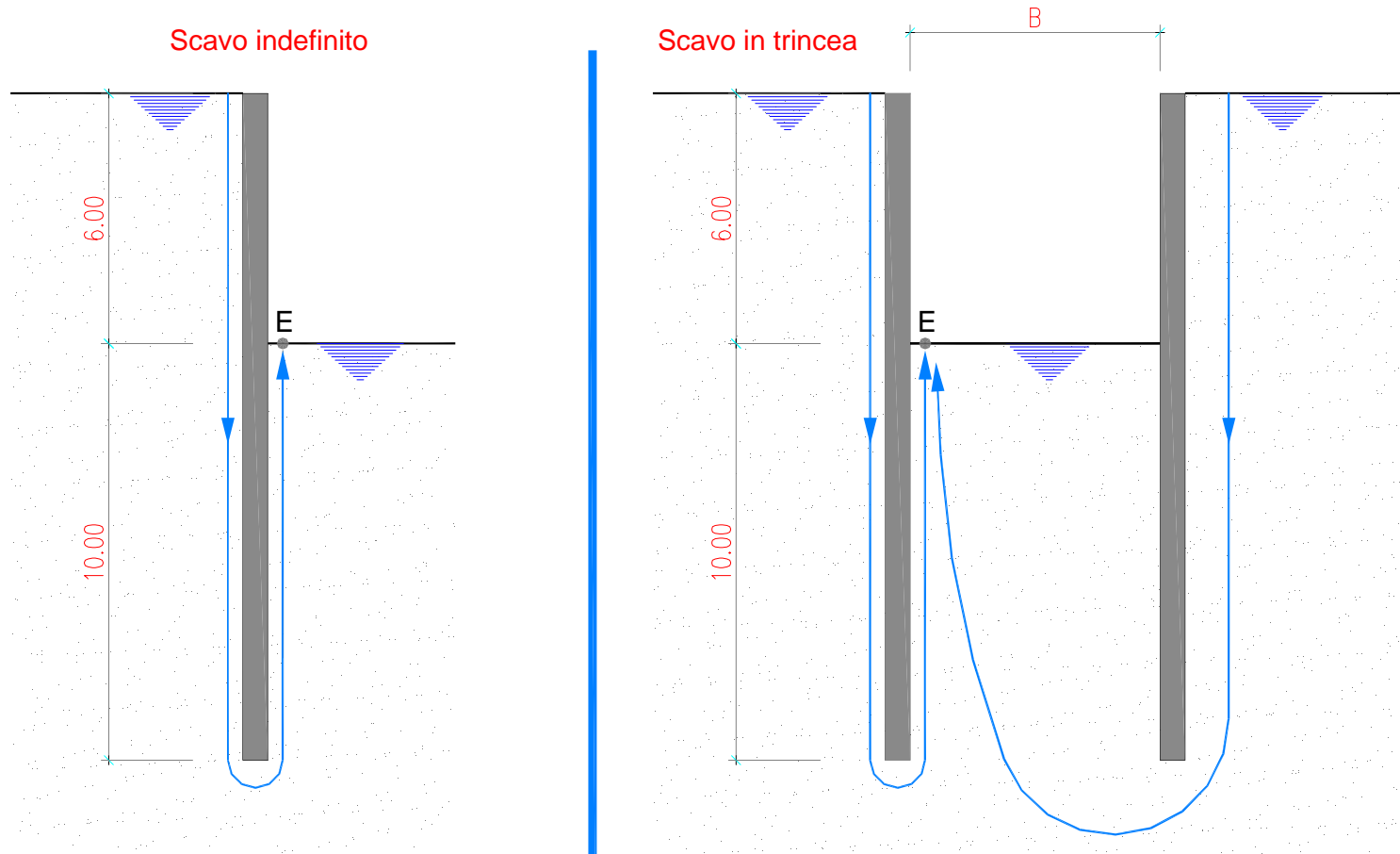


A lungo termine

$$F = \frac{B \times 5.00}{B(6.00 \times 1.00)} < 1$$

N.B. E' di fondamentale importanza
conoscere la variazione del livello di
falda

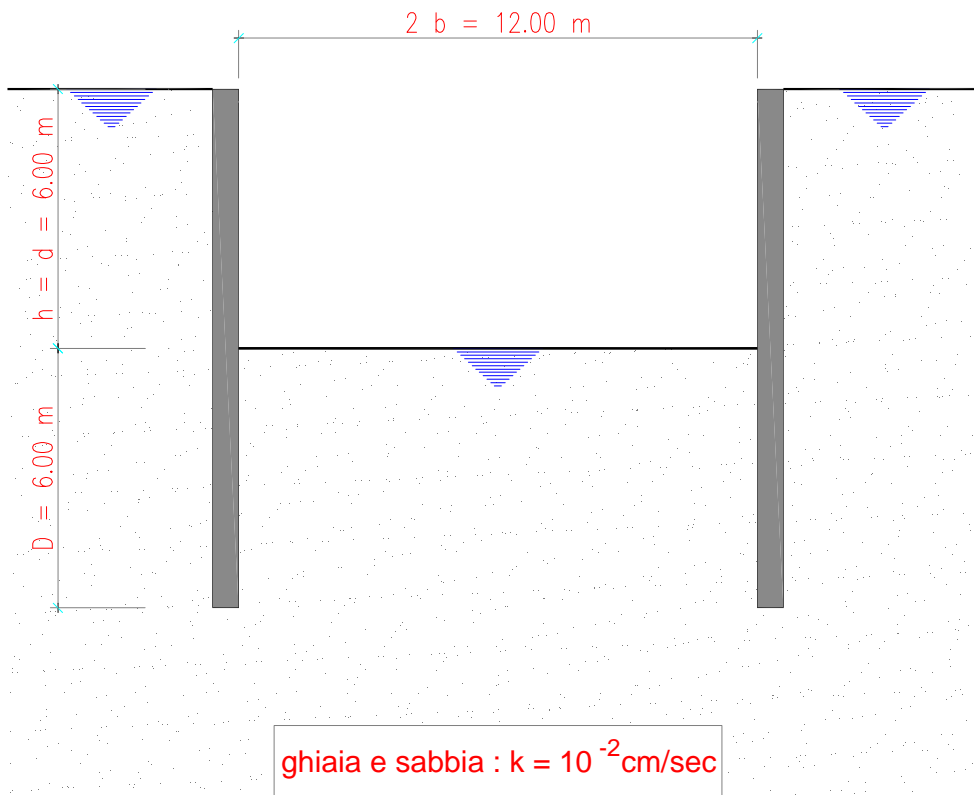
SIFONAMENTO : IMPORTANZA DELLE CONDIZIONI AL CONTORNO



$$F = \frac{i_c}{i_E} = \frac{1}{0.2} = 5$$

$$B = 12.00m \Rightarrow F = \frac{i_c}{i_E} = \frac{1}{0.37} = 2.69$$
$$B = 6.00m \Rightarrow F = \frac{i_c}{i_E} = \frac{1}{0.42} = 2.38$$

PORTATE FILTRANTI



Portata filtrante a metro lineare di fronte di scavo :
 $q = k h \beta = 10^{-4} \times 6.00 \times 0.9 \text{ m}^3/\text{sec} = 5.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$

Per 10.00 m di fronte, in 1 ora :

$$q = 10.00 \times 5.4 \times 10^{-4} \times 3.600 = 19.44 \text{ m}^3$$

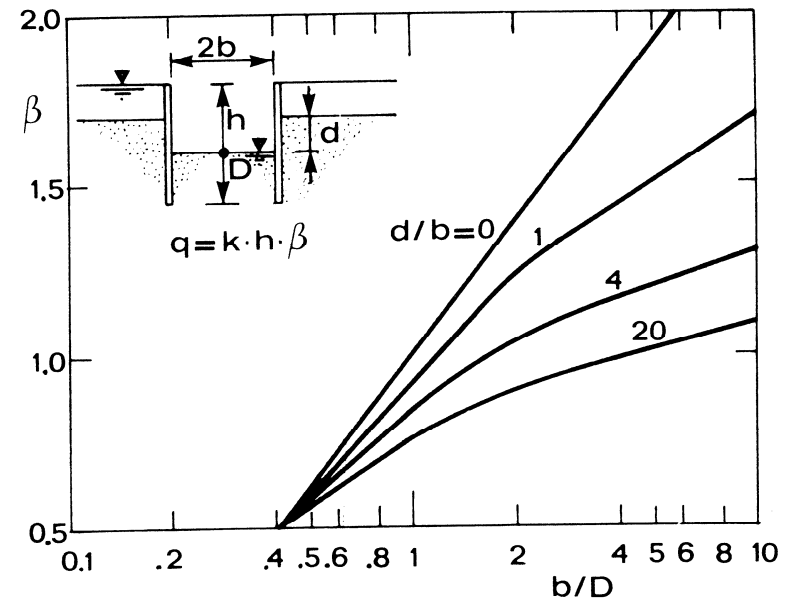
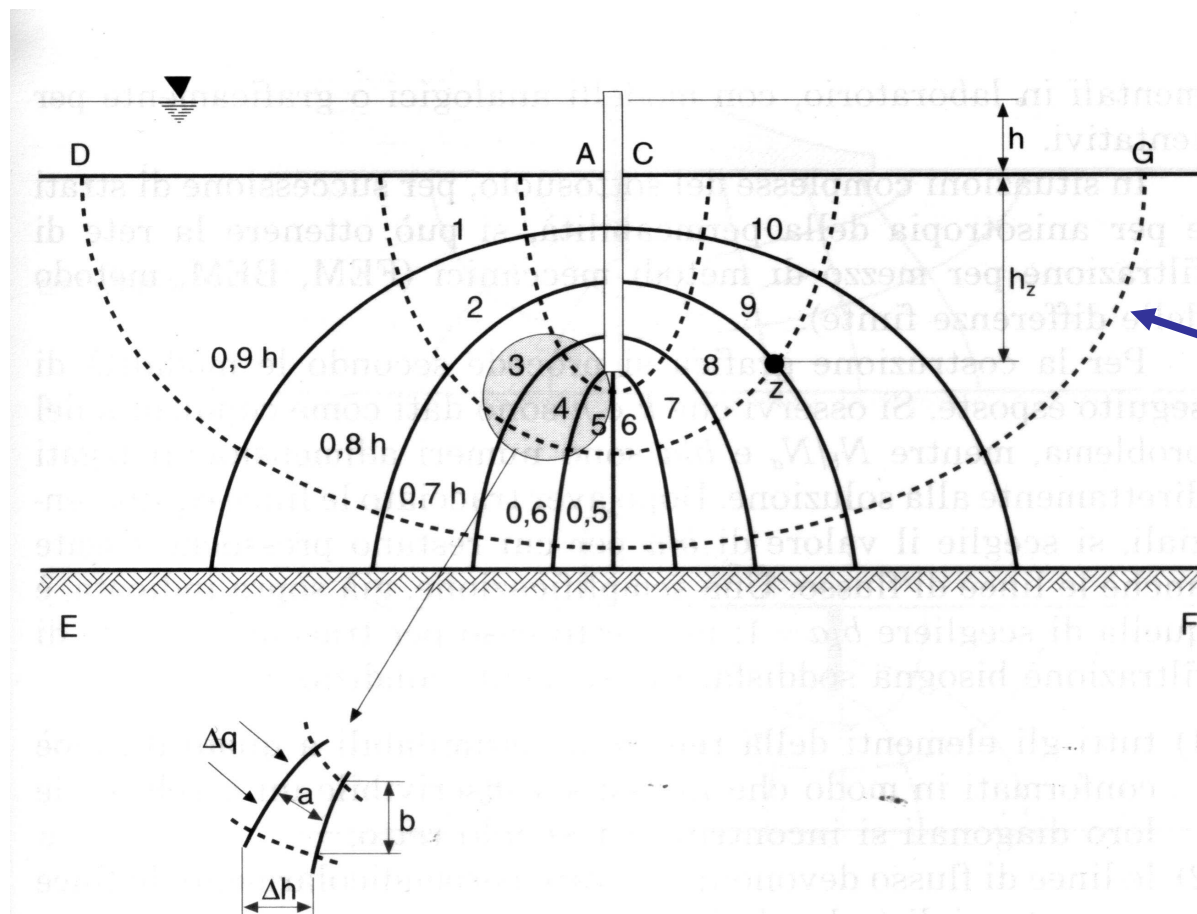


Figura 4.27 Portata di filtrazione nel caso di uno scavo nastriforme in un mezzo poroso di spessore infinito.

$b = D = h = 6.00 \text{ m} \rightarrow b/D = d/b = 1.00$
 $\rightarrow \beta = 0.9$

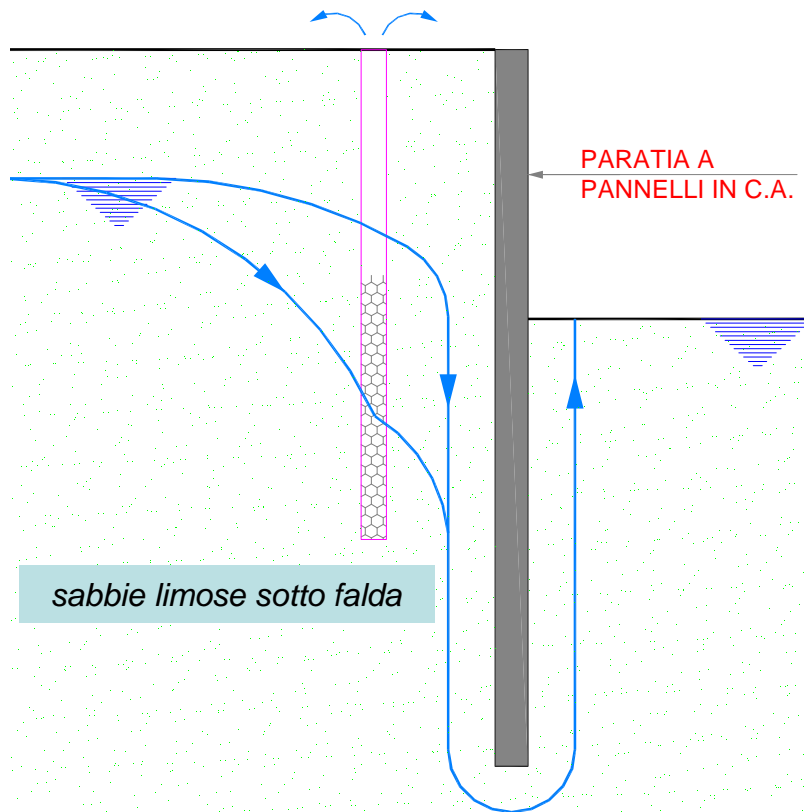


Ortogonalità tra
linee di flusso e
linee equipotenziali

LA COSTRUZIONE DEI RETICOLI DI FLUSSO CONSENTE :

- ❑ di determinare il carico idraulico nei punti d'interesse;
- ❑ di determinare le portate filtranti

UN CLASSICO PROBLEMA DI SCAVO IN PRESENZA DI FILTRAZIONI



ESEMPIO DI INTERAZIONE TRA:

- ☐ modello di calcolo
- ☐ indagini
- ☐ modello geotecnico

Modello di calcolo

calcolo agli stati limite
calcolo elasto-plastico

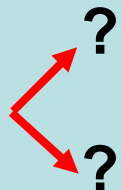
verifica al sifonamento
calcolo portate filtranti

Modello geotecnico (parametri necessari)

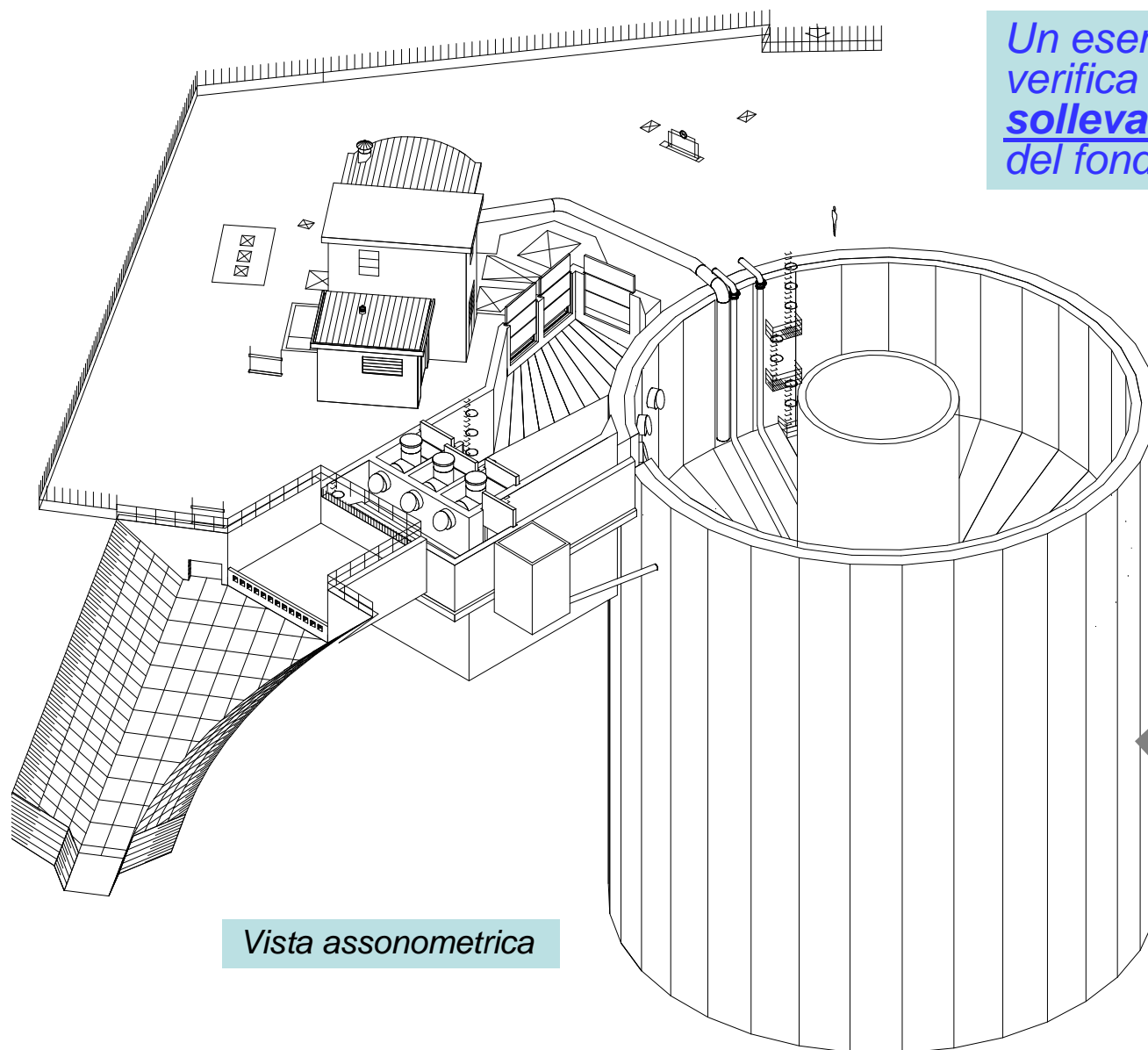
stratigrafia
posizione falda

$\gamma, \gamma', \phi', c'$
 $\gamma, \gamma', \phi', c' + \text{deformabilità}$

γ, γ'
 k (permeabilità) \Rightarrow la stimo
 \Rightarrow la misuro



PROGETTO DI DISINQUINAMENTO DELLA LAGUNA DI VENEZIA
Vasca di modulazione di Favaro Veneto (VE) – Garrasi 1998-2000

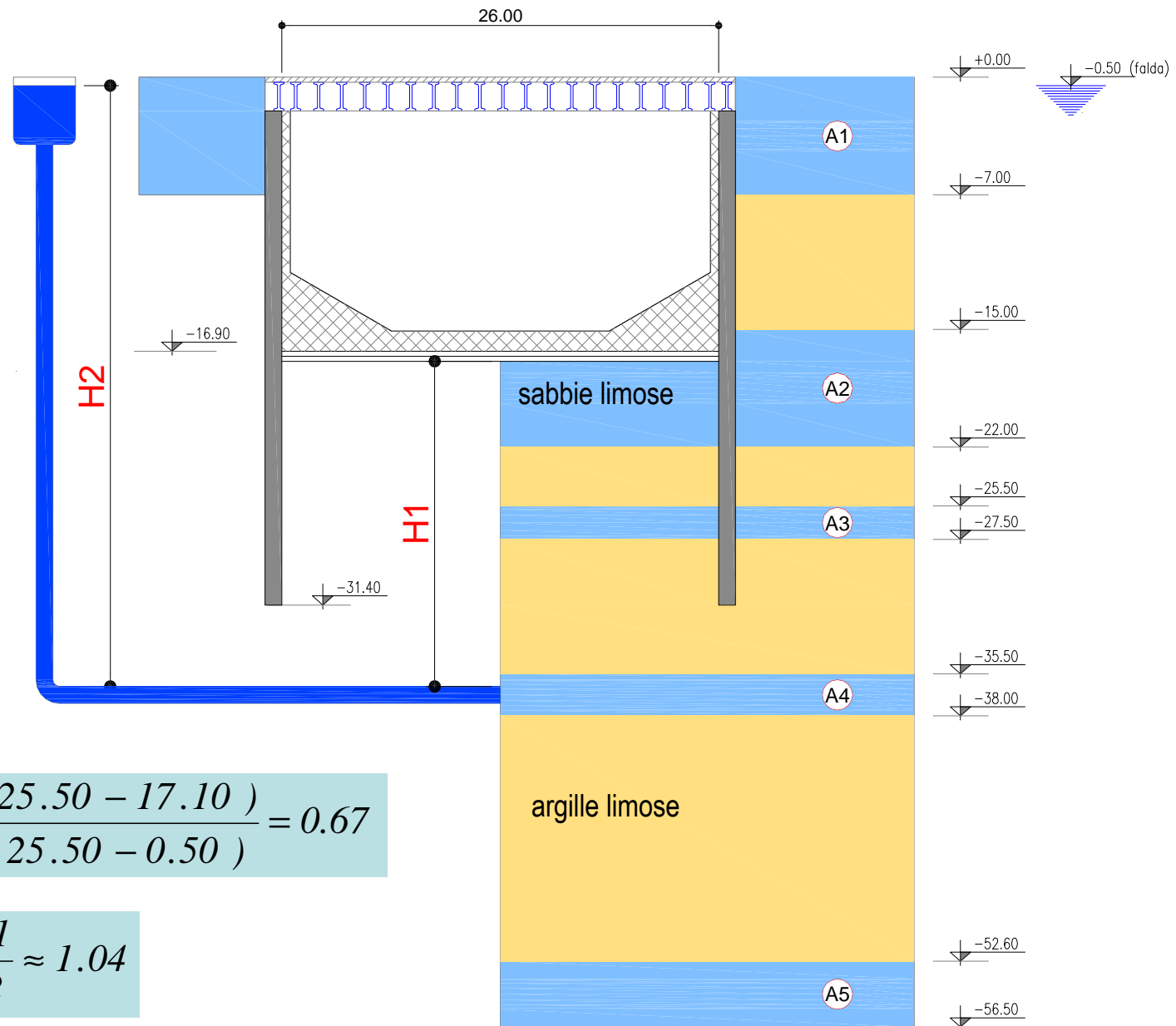


Vista assonometrica

Un esempio della criticità della
verifica per
sollevamento generale
del fondo scavo

Sifonamento pericolo
secondario, occulto

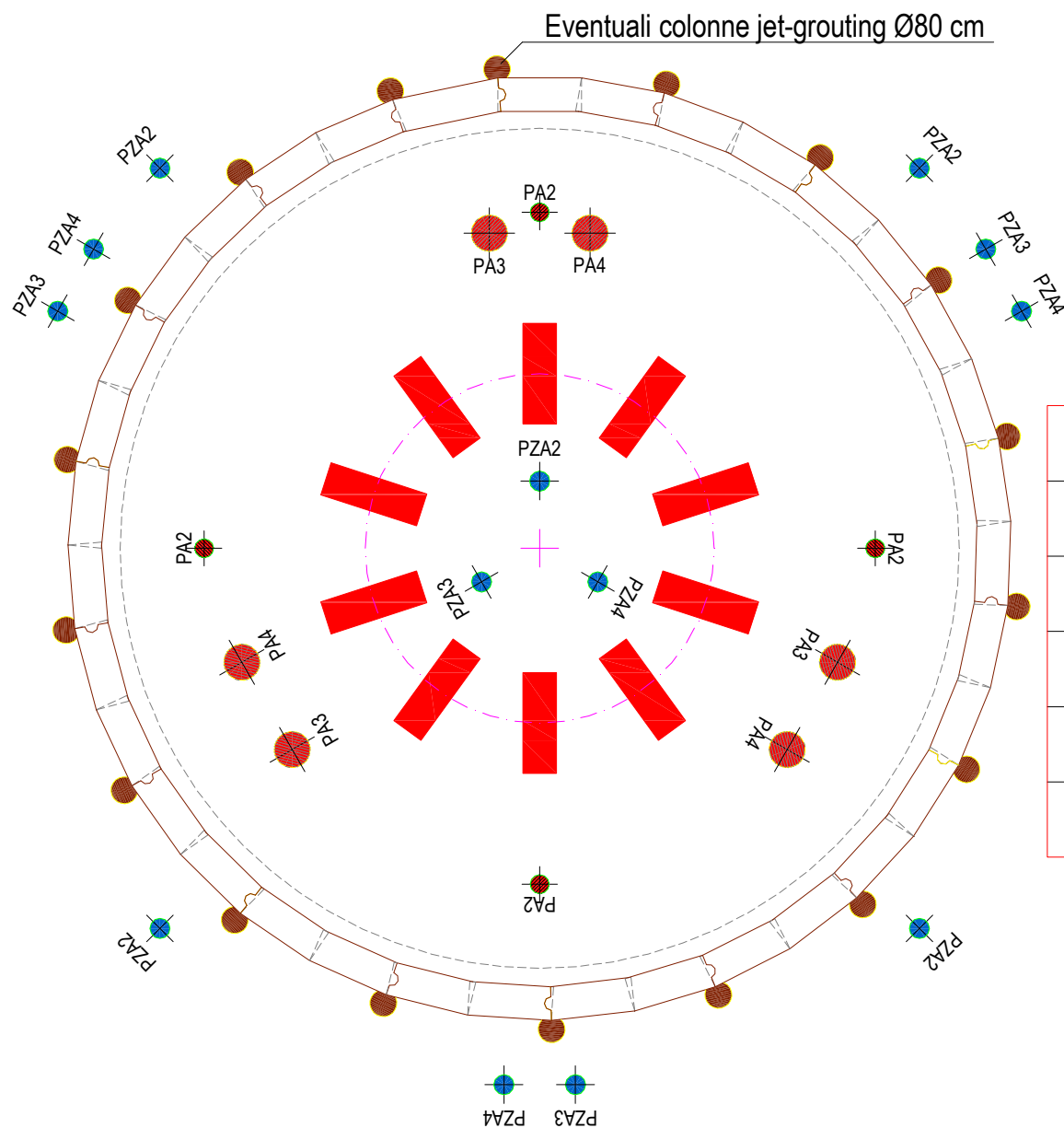
PROGETTO DI DISINQUINAMENTO DELLA LAGUNA DI VENEZIA
Vasca di modulazione di Favaro Veneto (VE) – Garrasi 1998-2000



$$A3 : F = \frac{2.00 \times (25.50 - 17.10)}{1.00 \times (25.50 - 0.50)} = 0.67$$

$$A4 : F = \frac{\gamma_{sat} \times H1}{\gamma_w \times H2} \approx 1.04$$

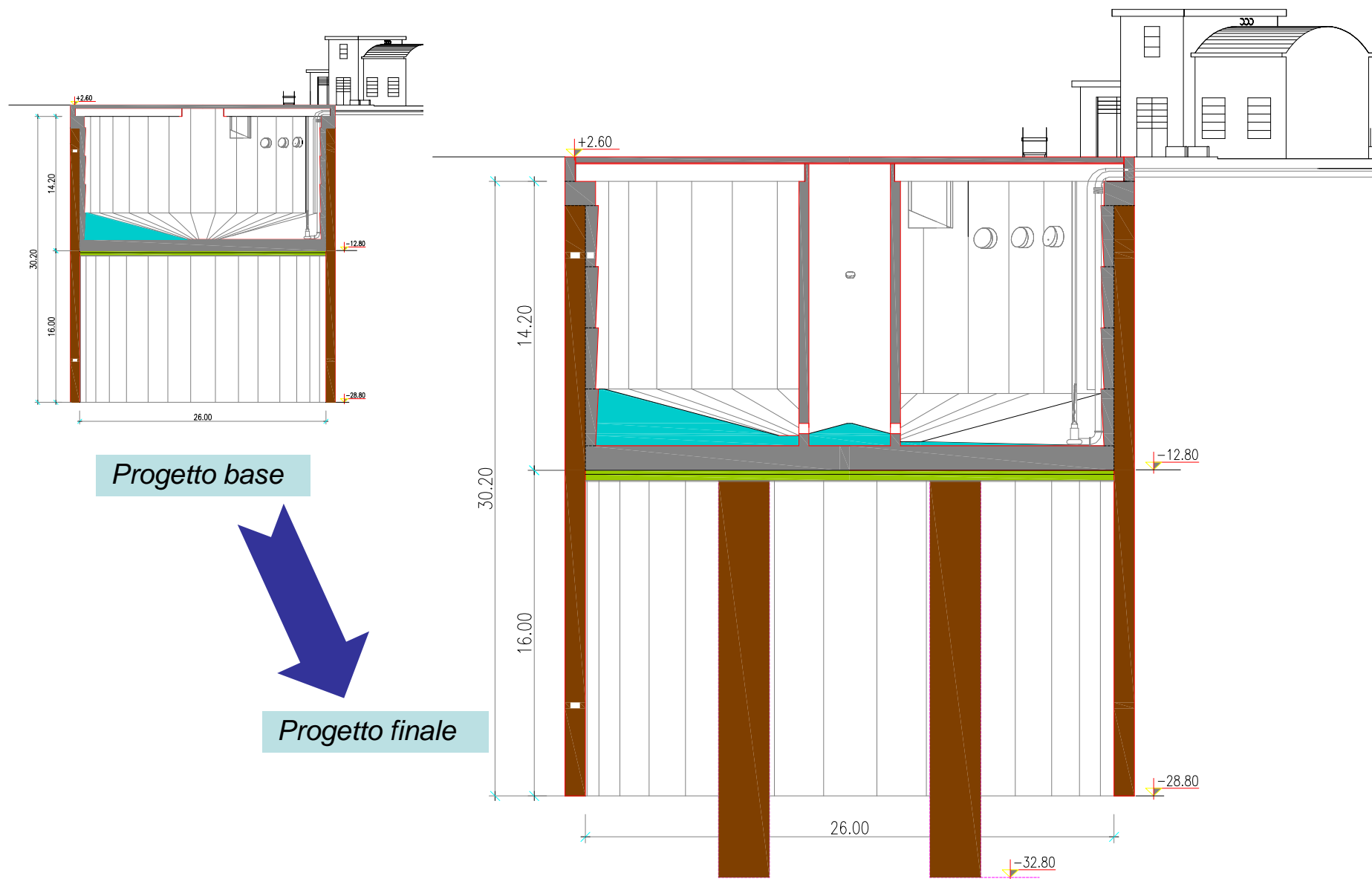
PROGETTO DI DISINQUINAMENTO DELLA LAGUNA DI VENEZIA
Vasca di modulazione di Favaro Veneto (VE) – Garrasi 1998-2000



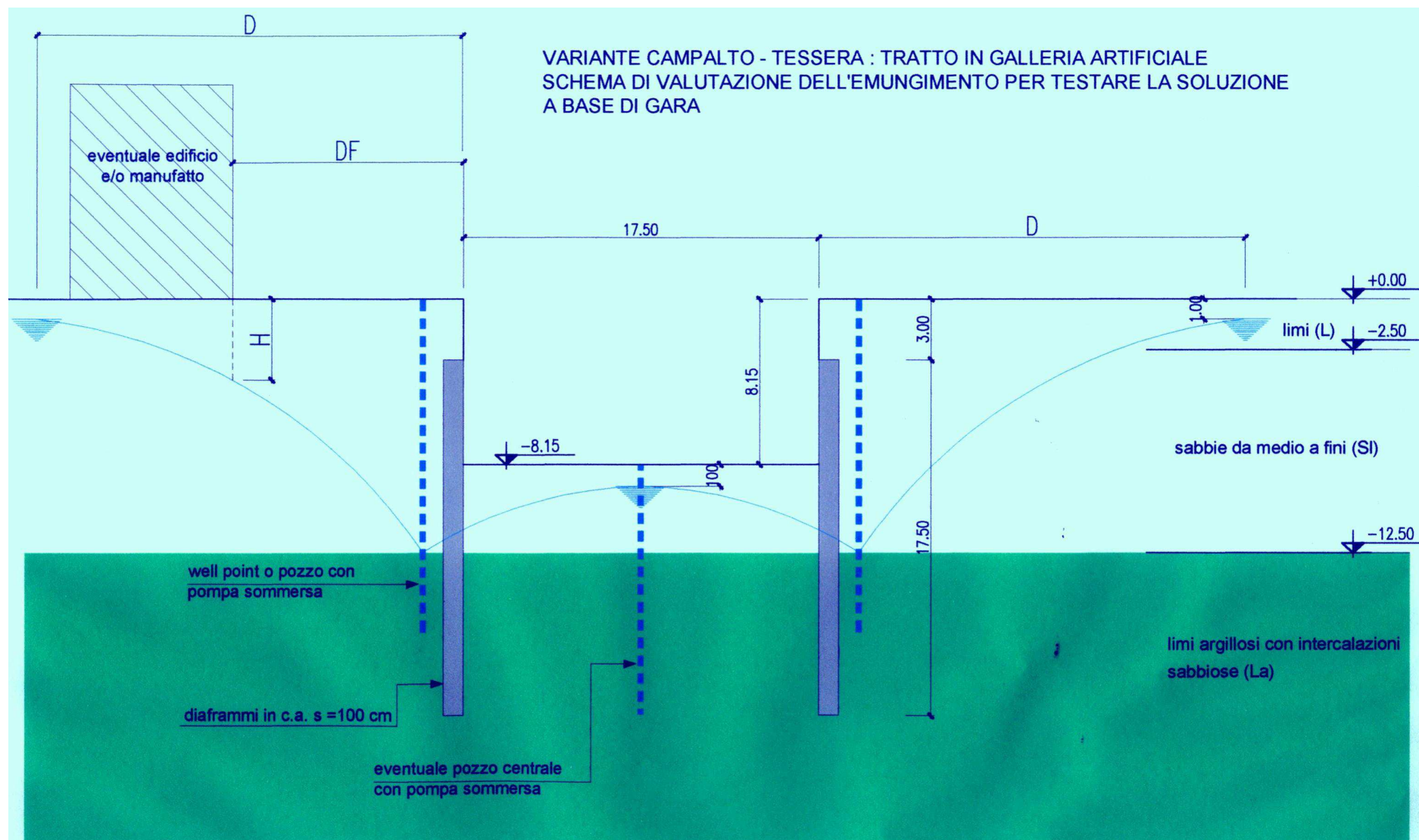
*Dispositivo di dewatering
e controllo*

PA2	Pozzi Ø200mm	L = 22.50 m
PA3	Pozzi Ø400mm	L = 27.50 m
PA4	Pozzi Ø400mm	L = 38.50 m
PZA2	Piezometri a tubo aperto	L = 22.50 m
PZA3	Piezometri a tubo aperto	L = 27.50 m
PZA4	Piezometri a tubo aperto	L = 38.50 m

PROGETTO DI DISINQUINAMENTO DELLA LAGUNA DI VENEZIA
Vasca di modulazione di Favaro Veneto (VE) - Garrasi 1998-2000



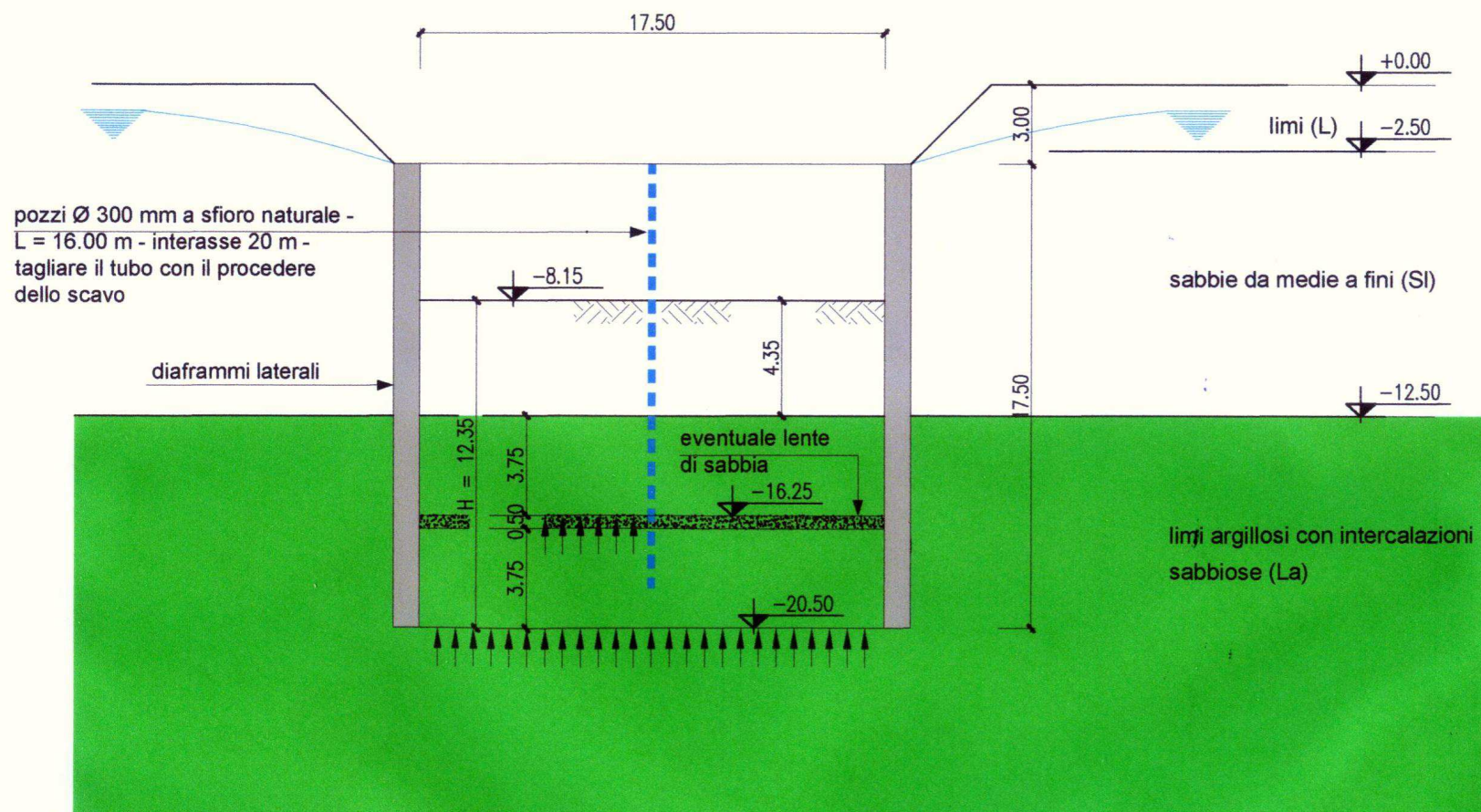
ATTENZIONE AI CEDIMENTI INDOTTI AL CONTORNO DAL DEWATERING.

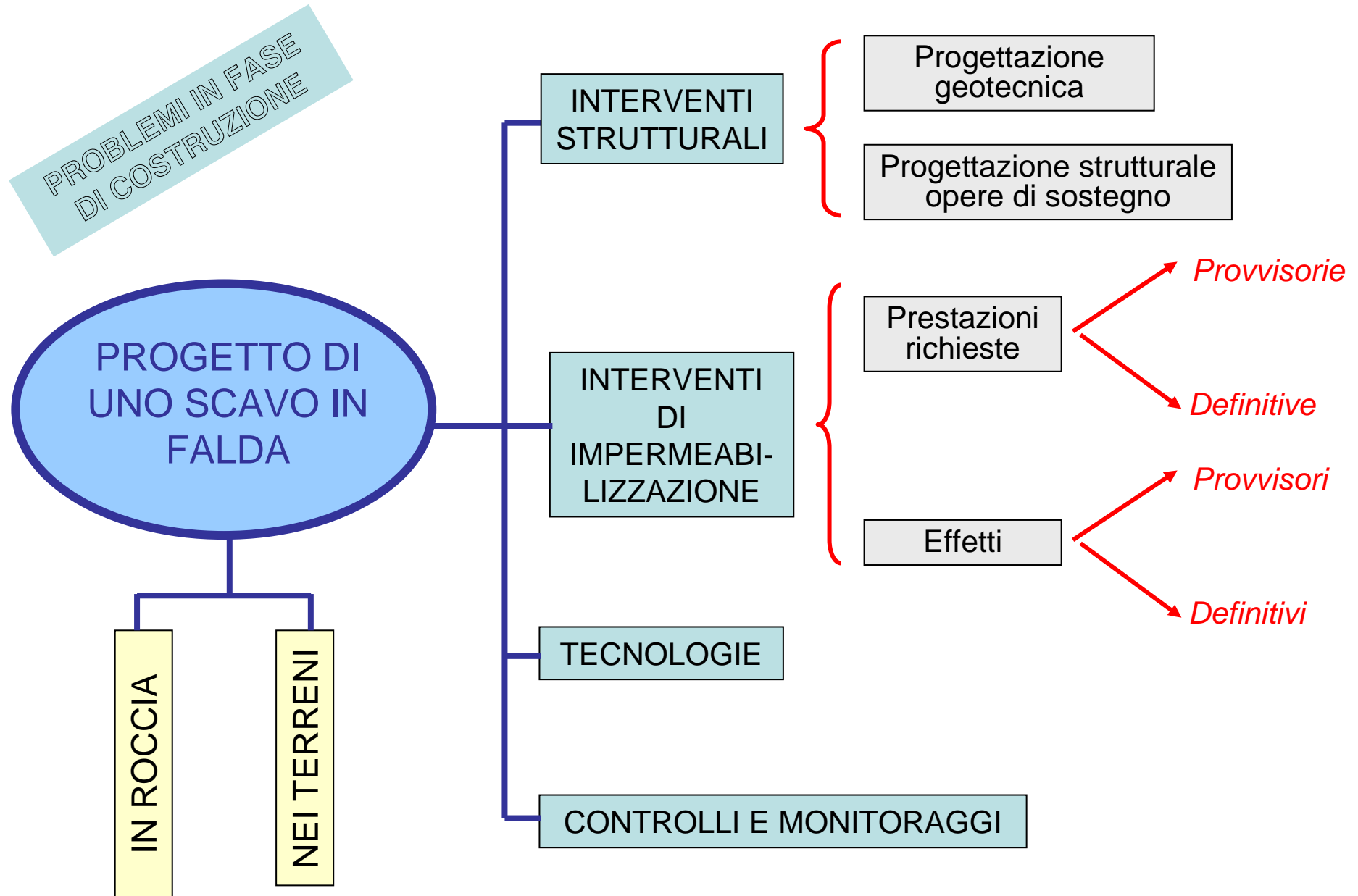


Si evita il dewatering esterno parzializzando lo scavo e depressurizzando il fondello

ANAS VENEZIA - VARIANTE CAMPALTO - TESSERA : TRATTO IN GALLERIA ARTIFICIALE
STABILITA' DEL FONDO SCAVO IN FASE PROVVISORIA : SOLUZIONE OFFERTA IN GARA

- La stabilità è assicurata senza necessità di realizzare il fondello in jet-grouting.
- In via prudenziale si provvede a depressurizzare mediante pozzi a sfioro naturale le eventuali intercalazioni sabbiose presenti entro i limi argillosi (La) e confinati dalle paratie
- L'acquifero viene parzializzato mediante setti trasversali impermeabili, realizzati con diaframma plastico $s = 60$ cm, posti ad interasse di 60 m.



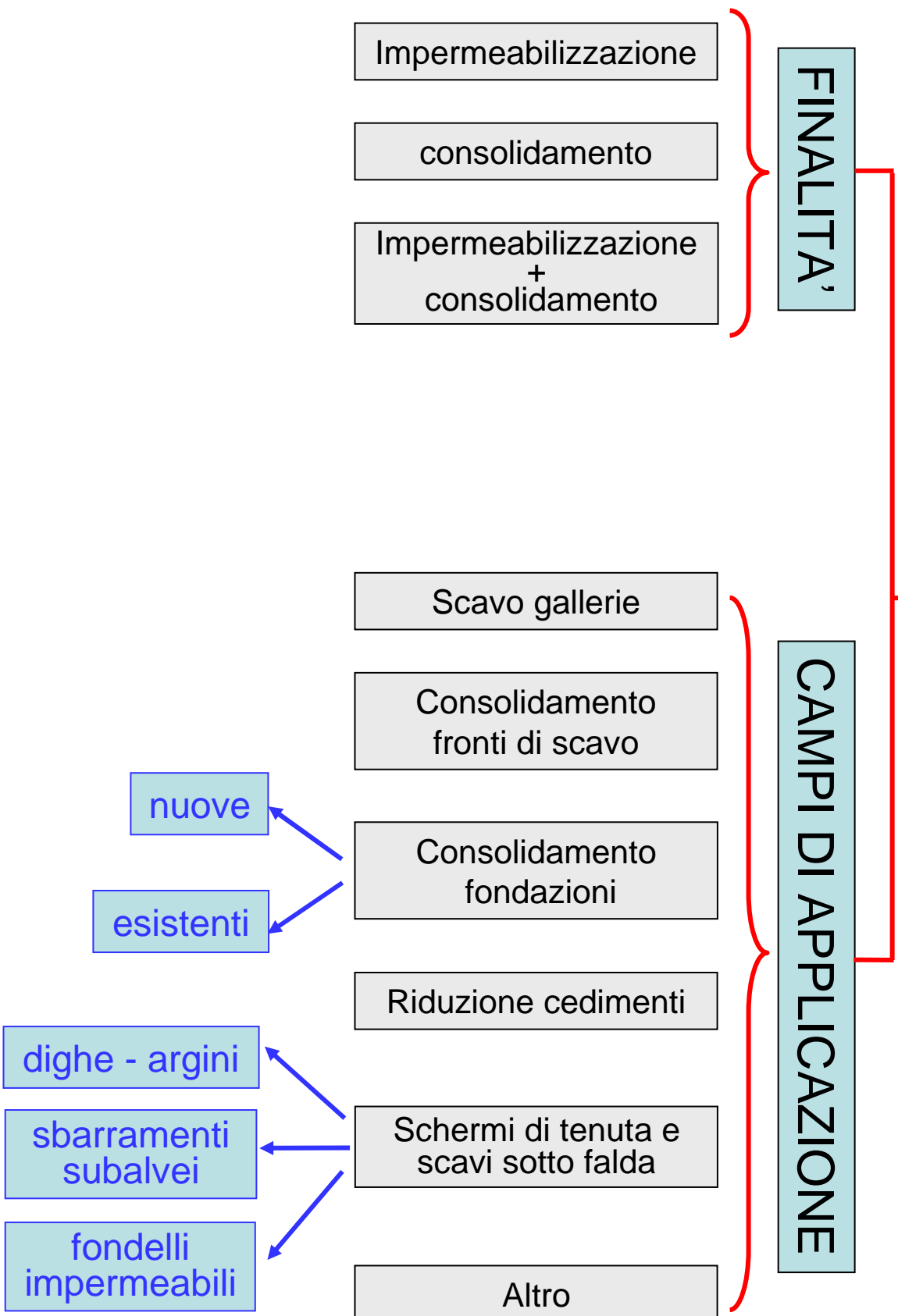


SCAVI SOTTO FALDA :



PRINCIPALI PROBLEMATICHE

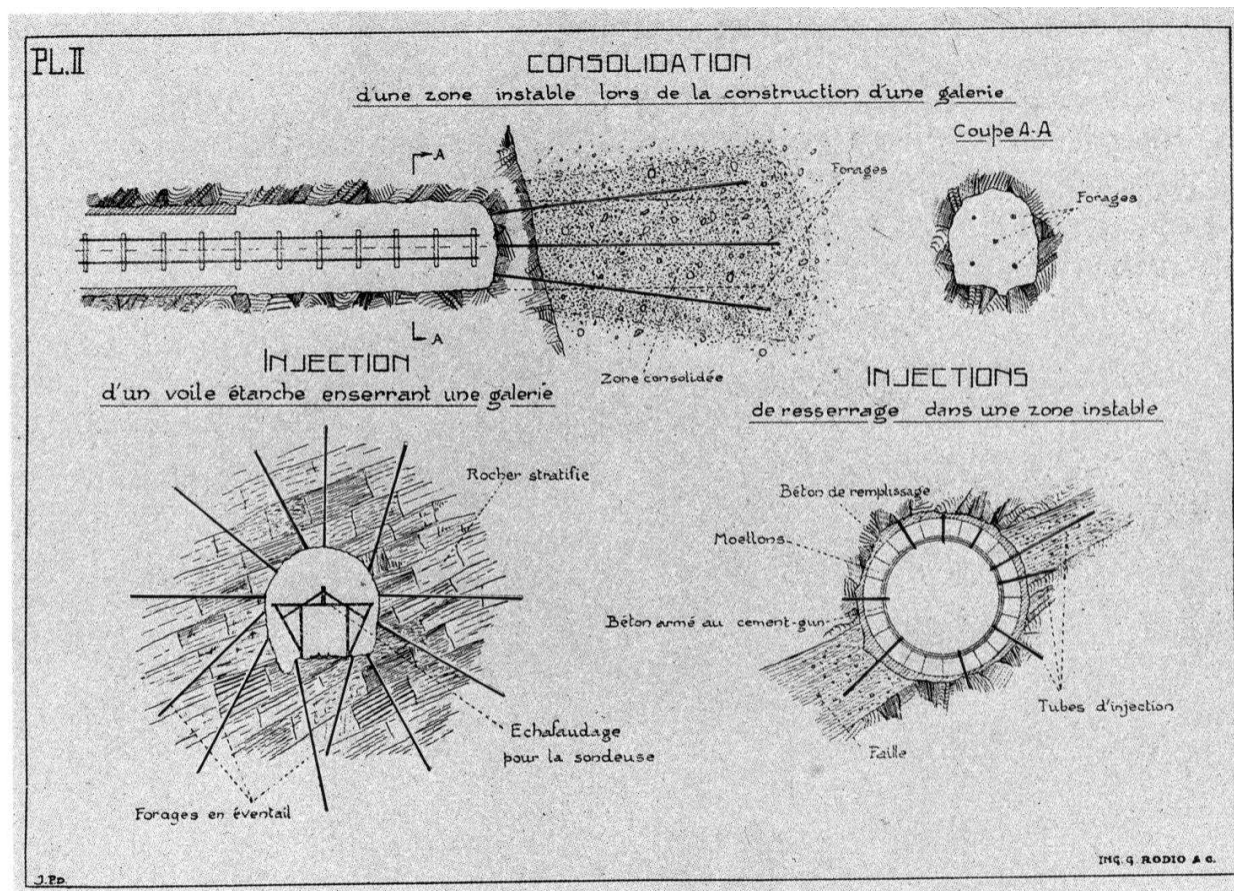
- ❑ Sicurezza delle maestranze
- ❑ Interferenza con le opere adiacenti
- ❑ Aggottamento e/o filtrazioni residue
- ❑ Stabilità del fondo scavo ➡ sollevamento (in assenza di filtrazioni)
 ➡ sifonamento (in presenza di filtrazioni)
- ❑ Salvaguardia dell'acquifero
- ❑ Controlli e monitoraggi
- ❑ Costi e tempi di costruzione

INIEZIONI IN ROCCIA E NEI TERRENI



"PROGETTO" di un trattamento d'iniezione

- ☐ Individuare le finalità
- ☐ Conoscenza dell'ammasso
- ☐ Conoscenza delle condizioni al contorno
- ☐ Scelta della miscela/miscele d'iniezione
- ☐ Geometria del trattamento
- ☐ Stabilire le modalità operative (pressioni, volumi, fasi, etc.)
- ☐ Modalità di registrazione dei dati d'iniezione
- ☐ Piano dei controlli  sulle miscele
  sui risultati
- ☐ Monitoraggio degli effetti al contorno (acquifero, costruzioni esistenti, etc.)
- ☐ Costi e tempi di realizzazione



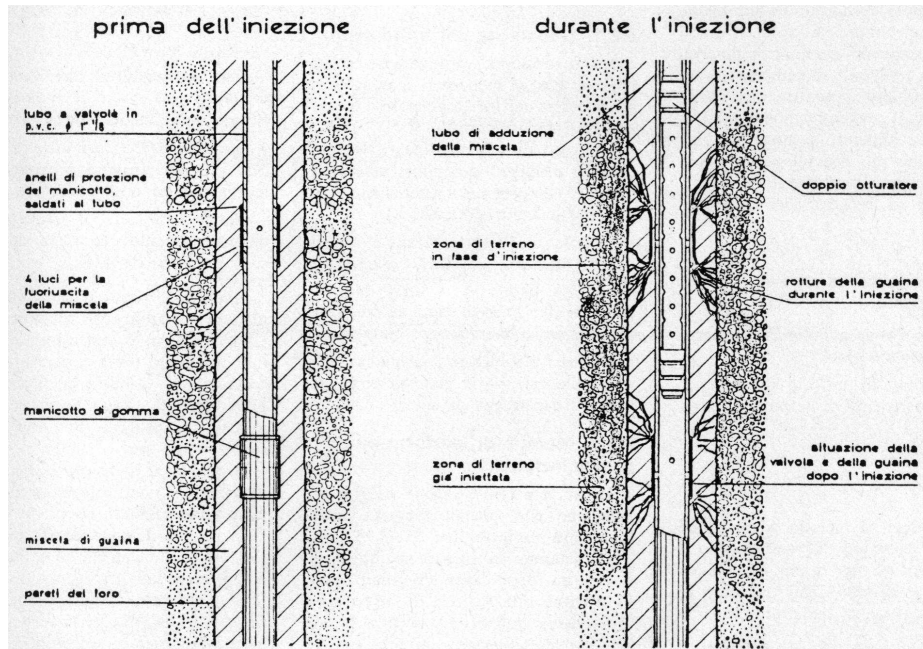
**CONSOLIDAMENTO e/o
IMPERMEABILIZZAZIONE DEL TERRENO O
DELLA ROCCIA MEDIANTE INIEZIONI**

INIEZIONI NEI TERRENI : TIPOLOGIE ESECUTIVE E CAMPI DI APPLICAZIONE

- a) **iniezione per "permeazione"** : la miscela riempie i vuoti intergranulari senza indurre significative variazioni volumetriche o nella struttura del terreno.
 - **alluvioni da grossolane a medio-fini**
 - **tubi valvolati + doppio pistoncino**
- b) **iniezione per "inglobamento" (claquage)** : il terreno viene frammentato per idofratturazione, ottenendo un effetto di compattazione con la formazione di sottili lenti di miscela iniettata.
 - **limi ed argille**
 - **tubi valvolati + doppio pistoncino**
- c) **iniezione per "compattazione o spostamento"** : una miscela molto densa viene iniettata in modo da agire come un martinetto idraulico radiale, spostando e compattando il terreno e creando una serie di bulbi.
 - **tiranti e micropali in ogni tipo di terreno**
 - **tubi valvolati + doppio pistoncino**
- d) **jet grouting** : il terreno viene miscelato in sito con miscele leganti iniettate ad altissima pressione (da 20 a 60 Mpa), facendo ruotare in estrazione (in risalita da fondo foro) appositi dispositivi d'iniezione (monitor) inseriti nelle aste di perforazione.
 - **dalle alluvioni grossolane alle sabbie limose – (talora limi sabbiosi)**
 - **pompa ad altissima pressione + ugelli speciali**
- e) **miscelazione in situ** : il terreno viene disgregato meccanicamente e contemporaneamente miscelato con miscele leganti
 - **dalle alluvioni grossolane alle argille**
 - **utensili disgreganti con ugelli e pompa d'iniezione**

TECNOLOGIE D'INIEZIONE IN ROCCIA E NEI TERRENI

INIEZIONE NEI TERRENI

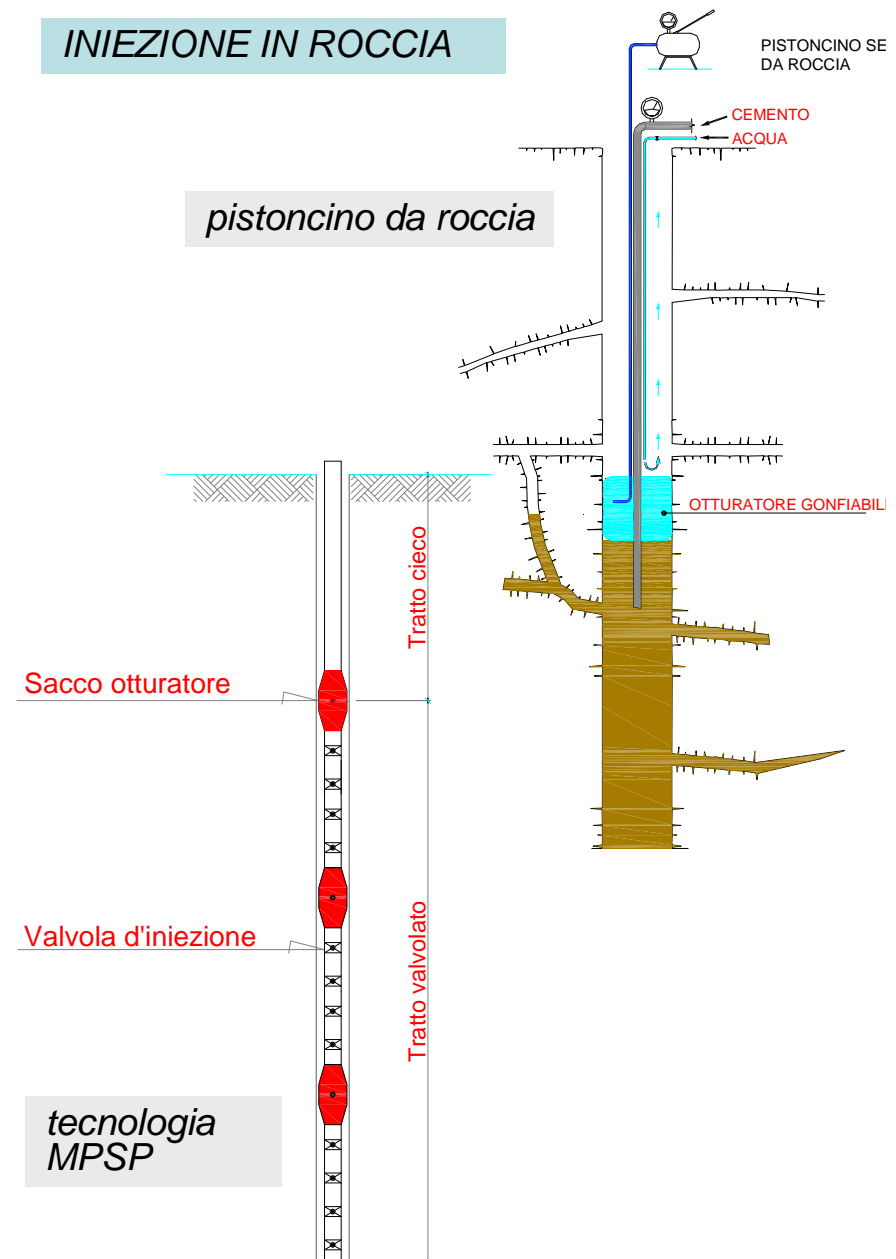


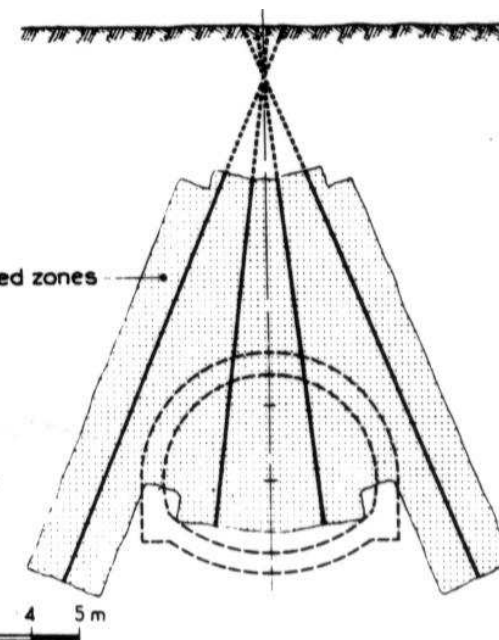
- ❑ Iniezione con canne valvolate e pistoncino doppio
 - consolidamenti
 - tiranti IRP e micropali "Tubfix"

- ❑ Jet grouting

- ❑ Miscelazione in situ

INIEZIONE IN ROCCIA





5.00

D C B A A'

5.50

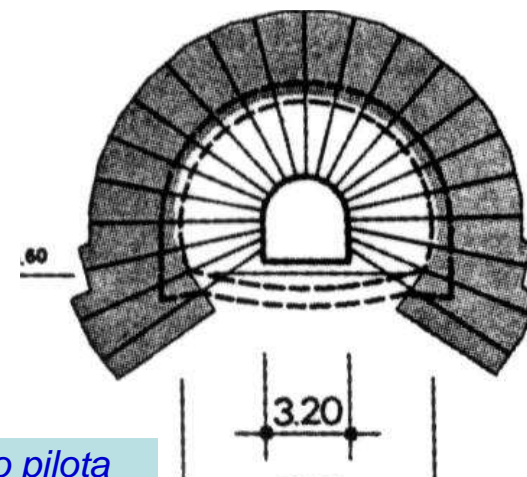
23.00 (zona da trattare)

18.00 (zona da scavare)

calotta galleria

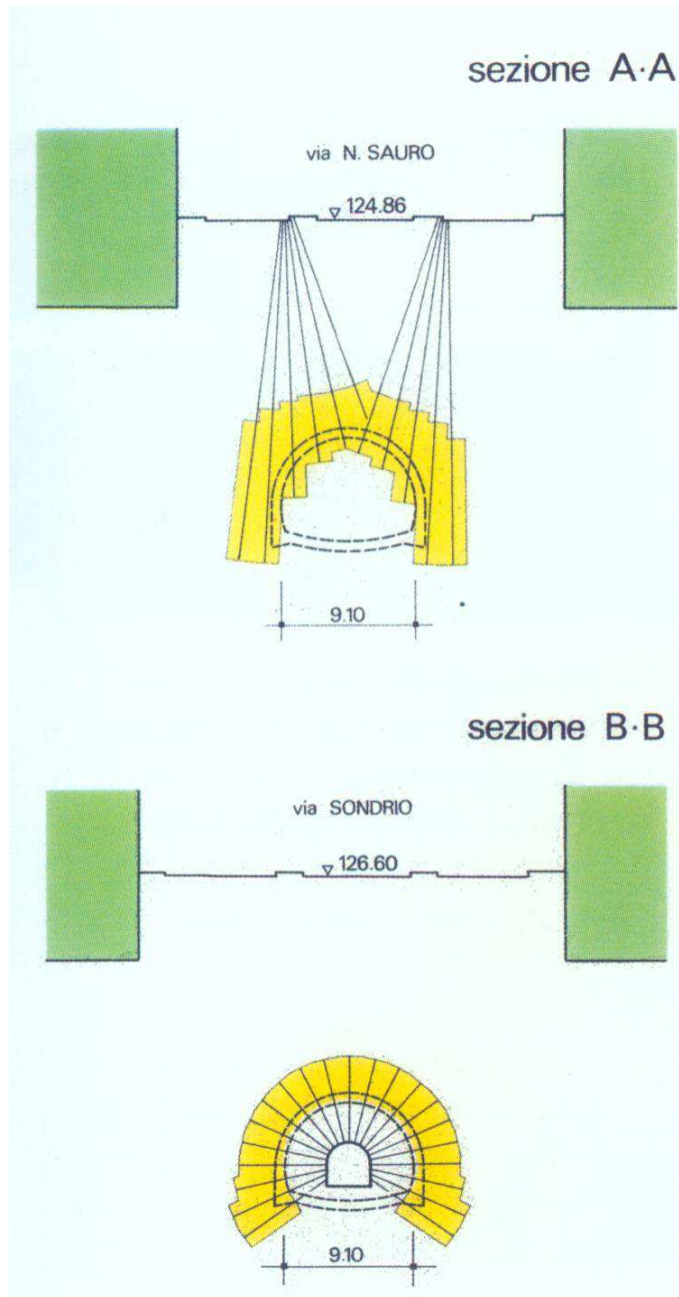
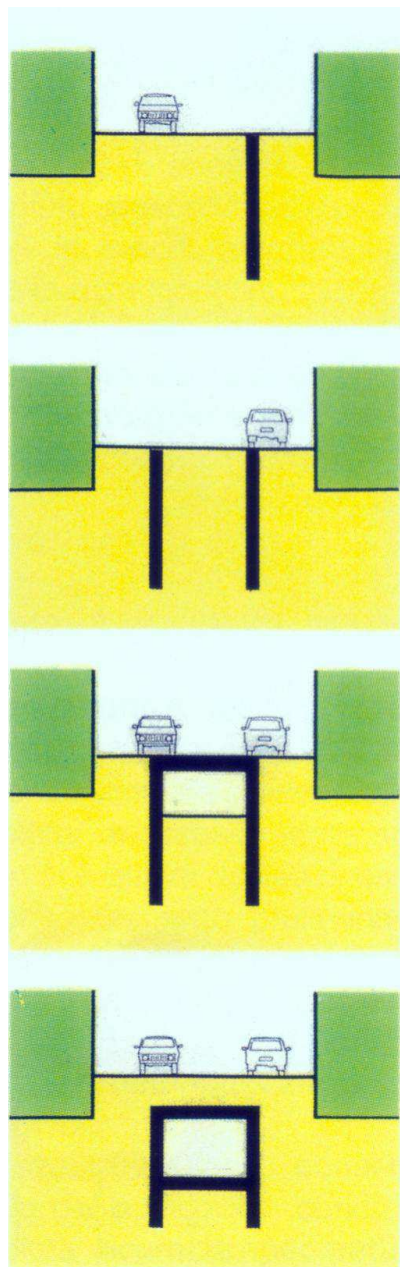
0 5 10 15 20 m

C) dall'interno da cui

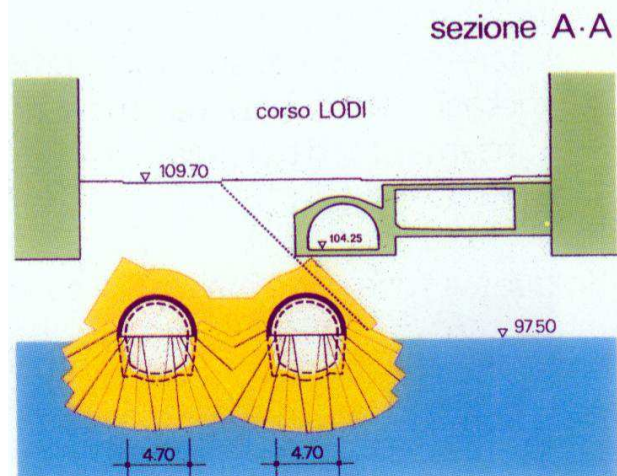
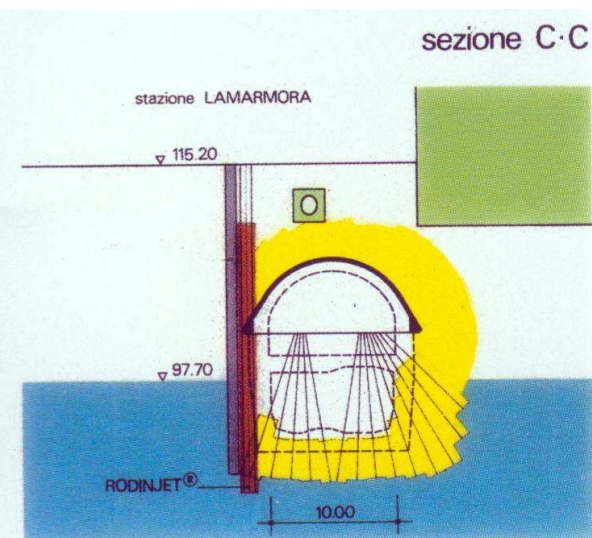
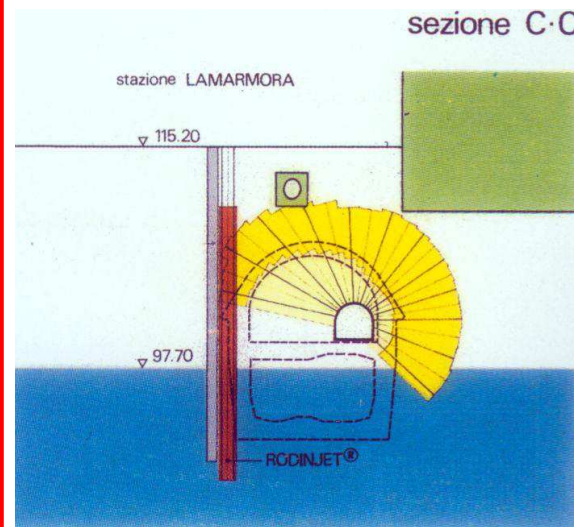
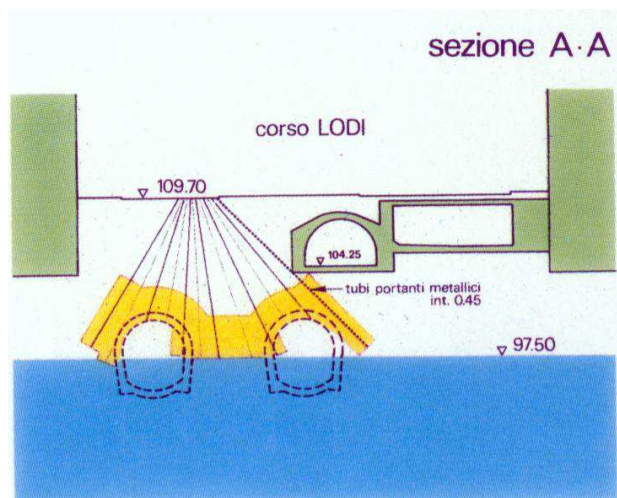


C) dall'interno, da cunicolo pilota

CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE INIEZIONI : METROPOLITANA MILANESE



CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE INIEZIONI



CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE INIEZIONI

