

# GLI EFFETTI DELLA FALDA NEL CALCOLO DELLE STRUTTURE INTERRATE

Bruno Becci

CeAS

(Ce.A.S. s.r.l. – Milano – sede di Bergamo)

## Parleremo di ...

- Condizioni drenate e non drenate
- Spinte nel caso idrostatico
- Spinte in caso di filtrazione
- Stabilità del fondo scavo
- Stabilità del manufatto

vai ...

vai ...

vai ...

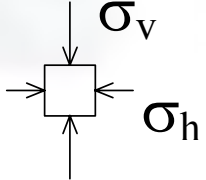
vai ...

vai ...

## Condizioni drenate e non drenate - 1

	<b>CONDIZIONI DRENATE</b>	<b>CONDIZIONI NON DRENATE</b>
definizione	vale il principio degli sforzi efficaci e la componente efficace $\sigma'$ è del tutto disaccoppiata dalla pressione dell'acqua nei pori $u$ la cui entità dipende esclusivamente da condizioni idrauliche ma non dalla deformazione subita dal terreno	E' difficile fare i conti con gli sforzi efficaci: storicamente il terreno costituito dallo scheletro solido e dall'acqua nei pori è considerato nel suo insieme come un unico continuo il cui comportamento è governato dallo sforzo totale. La pressione $u$ non può essere calcolata in base a sole considerazioni di tipo idraulico
applicabile a	tutti i terreni	solo per terreni coesivi
parametri di resistenza	$c', \phi'$	$s_u, (\phi_u = 0^\circ)$

## Condizioni drenate e non drenate - 2

	<b>CONDIZIONI DRENATE</b>	<b>CONDIZIONI NON DRENATE</b>
stato di sforzo 	si adotta il principio degli sforzi efficaci: $\sigma_v = \sigma'_v + u$ $\sigma_h = \sigma'_h + u$	In genere si determinano le sole componenti totali $\sigma_v$ e $\sigma_h$
pressione interstiziale <b>u</b>	Assume una distribuzione idrostatica oppure dipende dal moto di filtrazione	potrebbe essere calcolata per mezzo dei coefficienti A e B di Skempton
Legame sforzi deformazioni	In termini di $\sigma'_v$ e $\sigma'_h$	In termini di $\sigma_v$ e $\sigma_h$

## Condizioni drenate e non drenate - 3

	<b>CONDIZIONI DRENATE e NON DRENATE</b>
pesi specifici	<p> <math>\gamma_w</math> = peso dell'acqua  <math>\gamma_d</math> = peso fuori falda = <math>G_s \gamma_w (1-n)</math>; <math>n</math>=porosità  <math>G_s</math> = peso specifico parte solida rapportato al peso dell'acqua = <math>W_s / (\gamma_w V_s)</math>  <math>\gamma_t</math> = peso totale = <math>W/V</math>  <math>\gamma'</math> = peso sommerso = <math>\gamma_t - \gamma_w</math>  <math>\gamma_{sat}</math> = peso saturo = <math>\gamma_d + n \gamma_w</math>  <math>\gamma_t = \gamma_{sat}</math> se il campione è saturo (come sempre avviene nei terreni granulari in falda) </p> <p> <u>Nota</u> : <math>\gamma_{sat} \geq \gamma_d</math>: ad esempio per una ghiaia quarzosa con <math>n=30\%</math>, si ha <math>G_s=2.65</math> ,  <math>\gamma_d = 2.65 \cdot 9.81 \cdot (1-0.30) = 18.20 \text{ kN/m}^3</math>  <math>\gamma_{sat} = 18.20 + 9.81 \cdot 0.30 = 21.14 \text{ kN/m}^3</math> </p>

## Condizioni drenate e non drenate - 4

Le spinte su una parete assumendo condizioni non drenate risultano solitamente inferiori a quelle calcolate ipotizzando condizioni drenate; quindi, in linea di massima ...

<b>IPOTIZZARE CONDIZIONI DRENATE ...</b>	<b>IPOTIZZARE CONDIZIONI NON DRENATE...</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• sempre per terreni granulari (sabbie e ghiaie)</li><li>• sempre per terreni coesivi con importante frazione di limo</li><li>• per una verifica a medio-lungo termine nel caso di terreno coesivo</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• solo per condizioni a breve termine (2÷3 mesi) in terreni coesivi</li><li>• solo per opere di sostegno provvisorie</li><li>• nel caso di argille con <math>S_u \leq 40 \text{kPa}</math></li></ul>

## Condizioni drenate e non drenate - 5

Indicazioni di massima e molto pratiche sull'uso di condizioni drenate piuttosto che non drenate sono contenute nel manuale di progettazione di palancole:

“**PILING HANDBOOK**” – 7th ed., 1997, British Steel plc, attualmente disponibile su CD che può essere ordinato via Internet, all'indirizzo



<http://www.corusconstruction.com//>

---

## Condizioni drenate e non drenate – 6

- Anche in presenza di terreni cosiddetti non spingenti e praticamente impermeabili (come ad esempio argille compatte o rocce), nel caso si accerti la presenza di acqua, può essere prudente ipotizzare che si instaurino spinte di tipo idrostatico.
- Nel progetto di opere di sostegno sia a breve che a lungo termine, è più frequente l'ipotesi di condizioni drenate piuttosto che non drenate.
- Non è vero, in generale, che le condizioni drenate siano meno favorevoli: ad esempio, nel calcolo della portata di fondazioni superficiali o di pali, le condizioni non drenate (a breve termine) possono essere critiche.



## Spinte su una parete – terreno granulare – acqua in quiete – 1

$$\sigma_v = q + \gamma_d \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot (z - H_1)$$

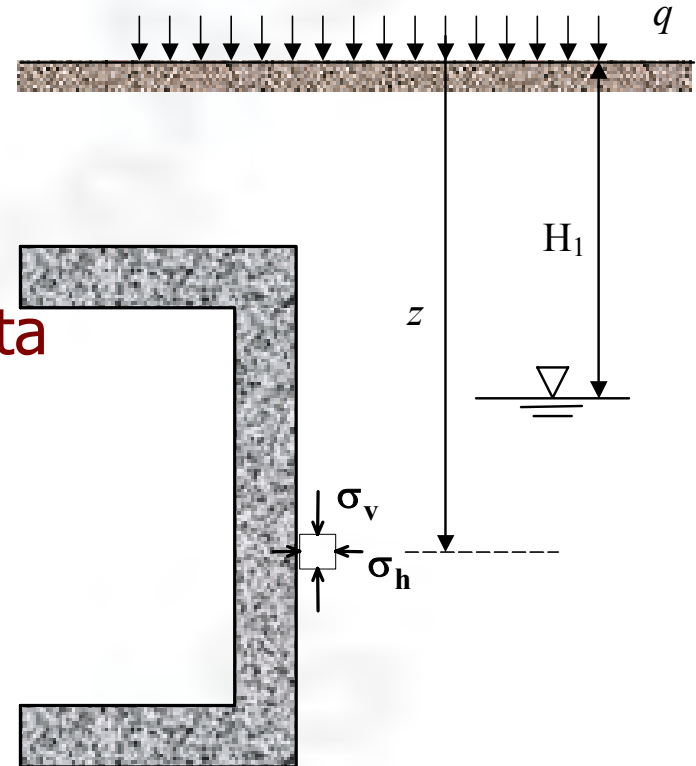
$$u = \gamma_w \cdot (z - H_1)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v \text{ ove } K = \text{coeff. di spinta}$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

Nota: è prassi trascurare gli effetti della risalita capillare (coesione apparente)



## Spinte sulla parete – terreno granulare – filtrazione - 1

situazione significativa per fasi transitorie  
(salvo eccezioni quali le dighe)

$$\sigma_v = q + \gamma_d \cdot H_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot (z - H_1)$$

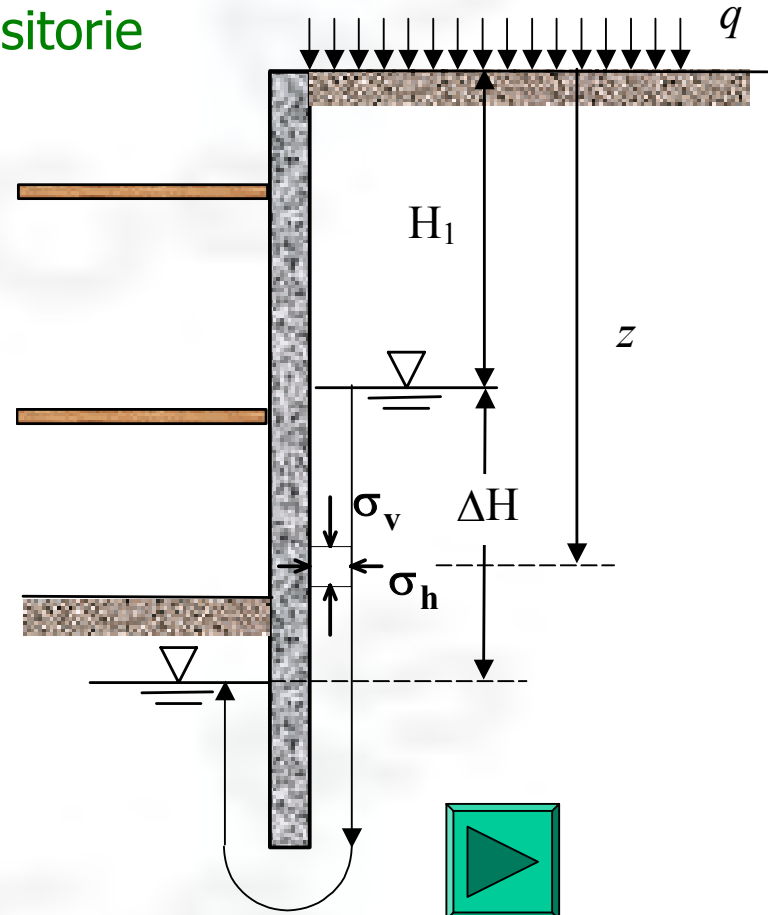
$u$  = da calcolo filtrazione

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

Quindi, a parte la diversa  
distribuzione delle pressioni  
interstiziali  $u$ , il calcolo delle spinte  
compressive sulla parete non varia.



## coefficienti di spinta - 1 (TERRENI INCOERENTI)

$K = \text{coeff. di spinta} = \sigma'_h / \sigma'_v$

è funzione di:

- angolo di attrito
- deformazione della parete

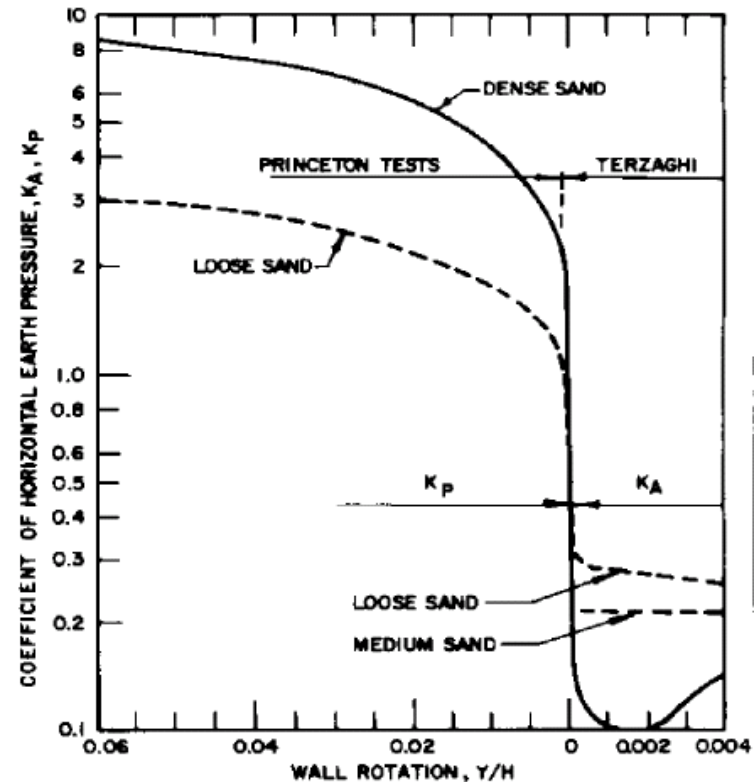
A deformazione nulla, senza compattazione,  
 $K = K_0 = \text{coeff. spinta a riposo}$

–  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  normal consolidato

–  $K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \text{OCR}^{1/2}$  sovraconsolidato

Al variare della deformazione,  $K$  può variare  
 tra  $K_A$  e  $K_P$

u non varia al variare della deformazione

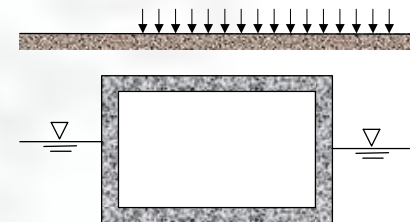
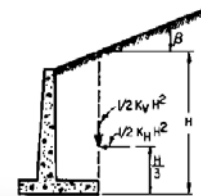


## coefficienti di spinta - 2

Per situazioni complesse, il calcolo della parte efficace delle spinte, dipendente dal coefficiente di spinta  $K$ , richiede l'uso di programmi più o meno semplici che simulano l'interazione terreno-struttura (es. PARATIE)

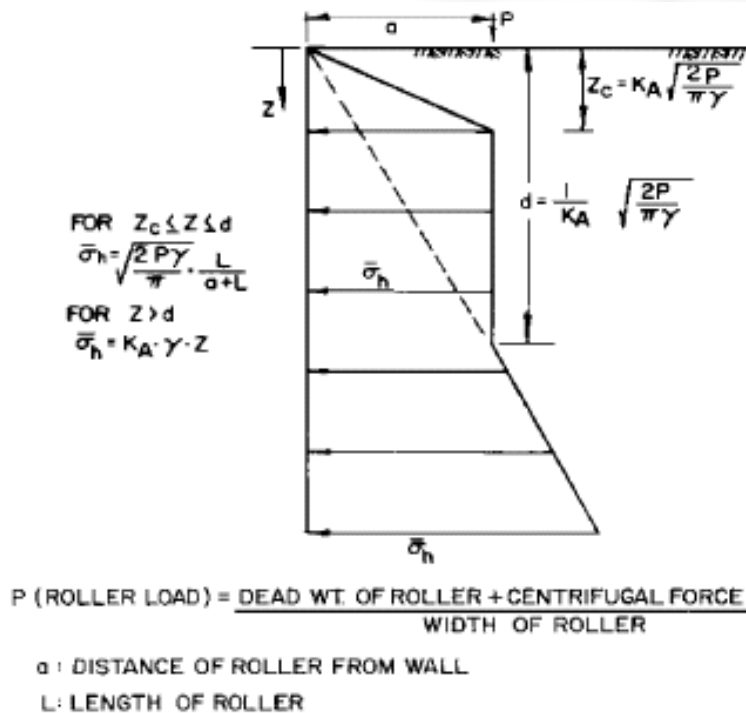
Nel caso di muri di sostegno a gravità o a mensola,  $K$  può coincidere con  $K_A$ , se non si temono spostamenti rilevanti

Nel caso di pareti di strutture scatolari, si deve scegliere un valore nell'intorno di  $K_0$



## coefficienti di spinta - 3

Nel caso di compattazione a monte di una parete che non può spostarsi, le spinte possono essere molto rilevanti



## Nel caso di terreni coesivi

Nel caso in cui il terreno possieda coesione, lo sforzo orizzontale efficace  $\sigma'_h$  può variare tra :

$$\sigma'_A \leq \sigma'_h \leq \sigma'_P$$
$$\sigma'_A = K_A \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot \sqrt{K_A}$$
$$\sigma'_P = K_P \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot \sqrt{K_P}$$

La coesione condiziona moltissimo sia la spinta attiva che quella passiva → va scelta con **grande cautela**

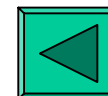
## FILTRAZIONE – GENERALE

In generale, la distribuzione delle pressioni sulle facce controterra della struttura, nel caso di moto di filtrazione stazionario, è frutto di un calcolo, basato sulla legge di Darcy, in cui devono essere specificati:

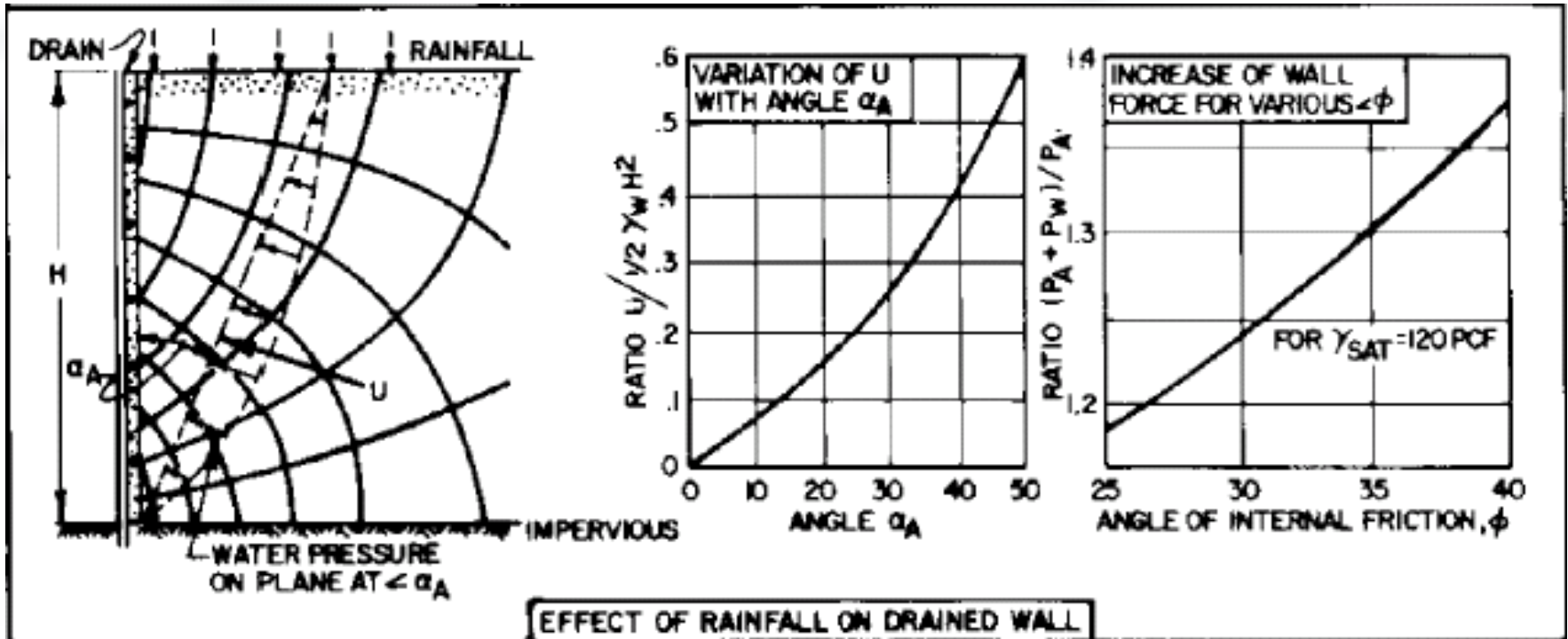
1. condizioni al contorno (regioni a piezometrica nota e contorni impermeabili con flusso impedito)
2. coefficienti permeabilità orizzontale e verticale delle varie zone di terreno

Si possono usare **metodi grafici** (flow net), **metodi numerici** con programmi ad hoc, **programmi per mappatura termica**, operando per analogia.

Per pareti di sostegno (diaframmi, palancole) si può usare uno schema monodimensionale.

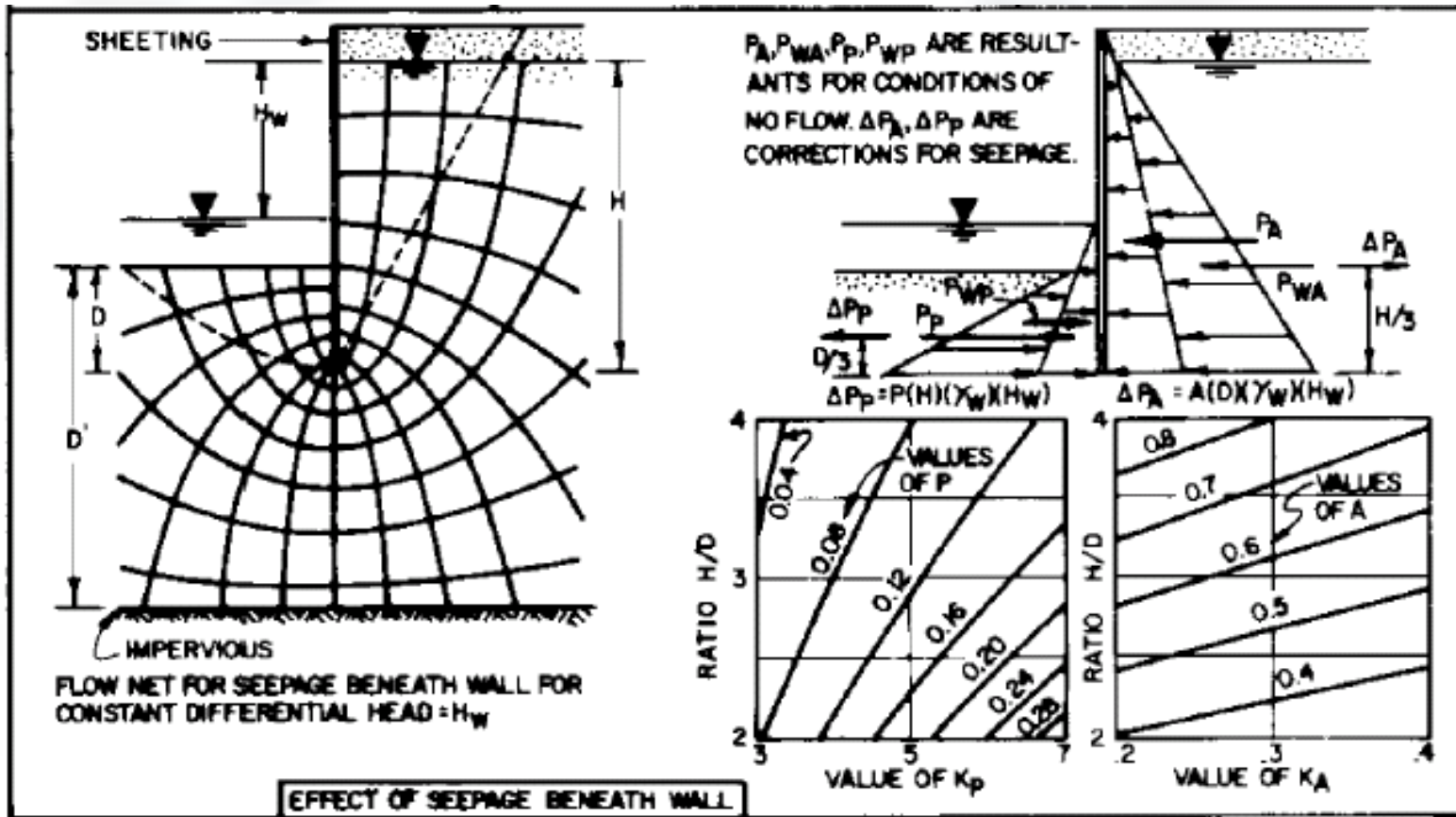


FILTRAZIONE – FLOW NET  
 CASI SEMPLICI – 1





FILTRAZIONE – FLOW NET  
CASI SEMPLICI – 2



## FILTRAZIONE – SIMULAZIONE NUMERICA

## PROGRAMMI AD HOC

- richiedono la costruzione di una mesh a elementi o differenze finite (2d o anche 3d)
- consentono anche l'accoppiamento tra scheletro solido e acqua (problemi di consolidazione)
- in Italia il più diffuso è *FLAC*
- l'impegno non è trascurabile

## FILTRAZIONE – SIMULAZIONE NUMERICA PER ANALOGIA

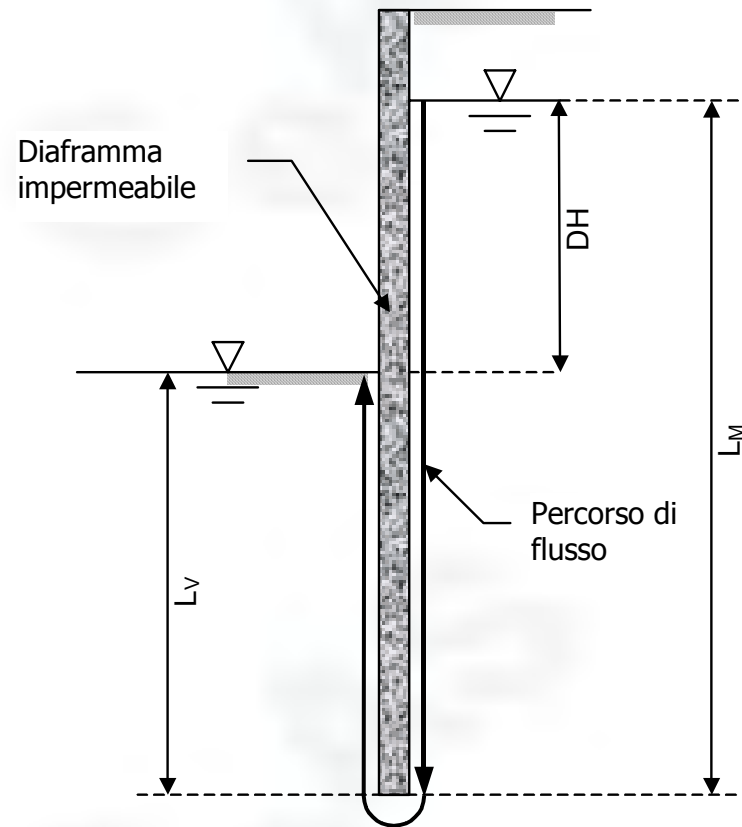
si sfrutta l'analogia formale tra le equazioni che governano i due problemi fisici

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = -q^B$$

problema	variabile indipendente $\theta$	costanti del materiale $k_x k_y k_z$	termine noto $q^B$	condizioni al contorno naturali
trasmissione del calore	temperatura	conducibilità termica	calore interno	flusso di calore in uscita o entrata
filtrazione	altezza piezometrica	permeabilità	generazione di flusso interno	flusso in uscita o entrata
torsione	funzione di sforzo	1/G	2×angolo di torsione	-
fluidi perfetti	funzione potenziale	1.	sorgente o prelievo	velocità al contorno
conduzione elettrica	voltaggio	conducibilità elettrica	sorgente di corrente interna	corrente imposta
campi elettrostatici	potenziale	permittività	densità di carica	campo imposto

## FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE

- schema semplificato utile per diaframmi, paratie, palancole ecc.
- evita costruzione di flow net o calcoli complessi
- fornisce risultati generalmente in favore di sicurezza
- ipotesi: lunghezza percorso di flusso  
 $L = L_M + L_V$



---

FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE –  
AVVERTENZE

- in genere, questo schema **sottostima** le pressioni interstiziali **a monte** e **sovrastima** le pressioni **a valle**
- tuttavia dà una stima per eccesso per i gradienti idraulici e quindi **sovrastima** (**dal lato della sicurezza**) le forze di filtrazione.
- permette una valutazione di massima delle portate d'acqua attese (**per dimensionamento pompe**)

## FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE TERRENO OMOGENEO

$H = z + u / \gamma_w =$  altezza piezometrica

$DH =$  perdita di carico

$L = L_M + L_V =$  percorso di flusso

### ipotesi

$i = DH/L =$  gradiente idraulico medio

$v =$  velocità flusso  $= k \cdot i$  (Darcy)

$k =$  permeabilità

quindi:

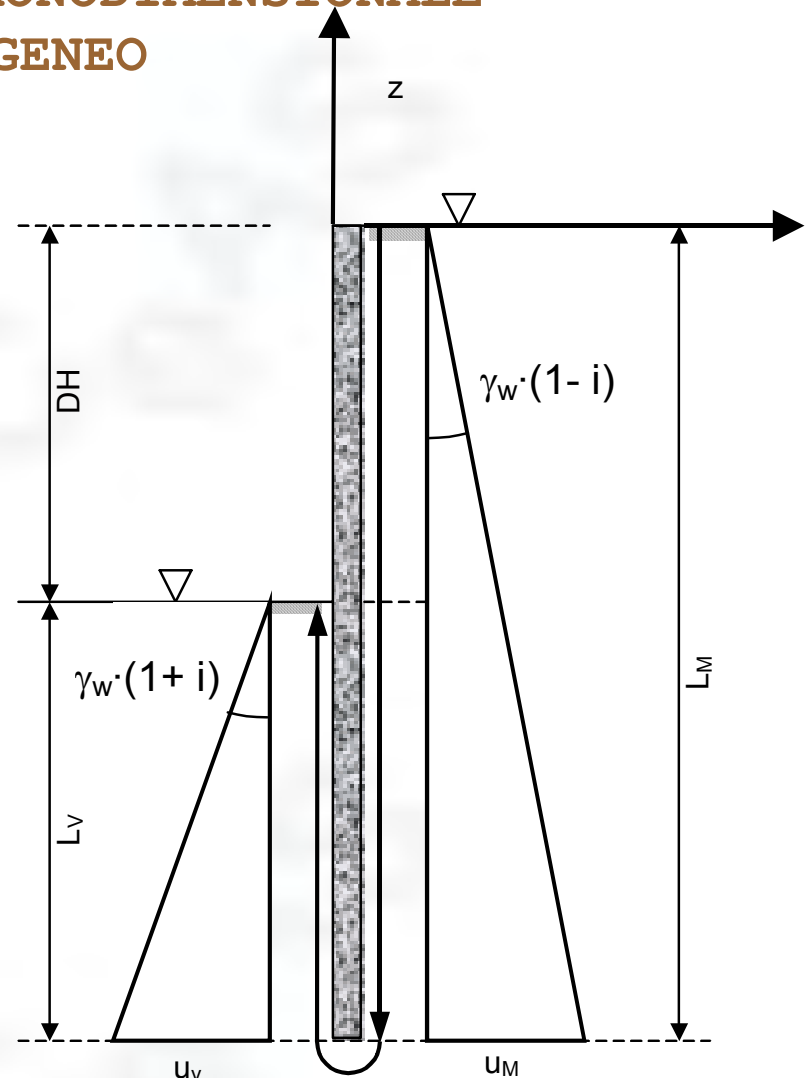
a monte

$$u(z) = -\gamma_w \cdot (1-i) \cdot z$$

a valle

$$u(z) = -\gamma_w \cdot (1+i) \cdot (DH+z)$$

al piede del diaframma le pressioni a monte e valle sono uguali



## FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE FORZE DI FILTRAZIONE

Note le pressioni interstiziali, calcoliamo gli sforzi efficaci **a monte**:

$$\sigma'_v(z) = \sigma_v(z) - u(z) = -[\gamma_{\text{sat}} \cdot z - \gamma_w \cdot (1-i) \cdot z] = -[(\gamma' + \gamma_w) \cdot z - \gamma_w \cdot (1-i) \cdot z] \quad \text{cioè:}$$

a monte: 
$$\sigma'_v(z) = -(\gamma' + i \cdot \gamma_w) \cdot z$$

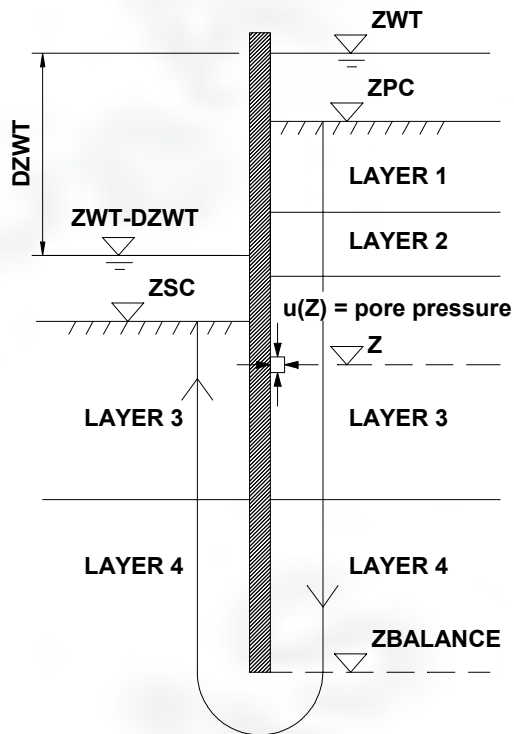
analogamente a valle: 
$$\sigma'_v(z) = -(\gamma' - i \cdot \gamma_w) \cdot (z + DH)$$

- il termine  $i \cdot \gamma_w$  = forza di filtrazione che incrementa il peso sommerso a monte e lo riduce a valle
- a monte dello scavo questo fenomeno, insieme con sottrazione di fine, può provocare cedimenti; aumenta inoltre la spinta verso valle
- a valle, la riduzione di peso diminuisce la resistenza passiva del piede
- La verifica a sifonamento consiste nell'assicurarsi che la forza di filtrazione non riduca eccessivamente il peso a valle
- Il gradiente critico  $i_c$  è quel valore per il quale la forza di filtrazione annullerebbe il peso sommerso:  $i_c = \gamma' / \gamma_w$

**Deve risultare  $i_c / i \geq 3 \div 4$**

*Falda e calcolo strutture interrato*

## FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE – TERRENO ETEROGENEO



$DH$  = perdita totale di carico idraulico ( $DH = DZWT$ )

$v$  = velocità del fluido (costante lungo tutto il percorso)

$K_j$  = permeabilità del generico strato  $i$ -esimo attraversato dal tubo di flusso

$L_j$  = altezza del generico strato  $i$ -esimo attraversato dal tubo di flusso

$DH_j$  = perdita di carico dissipata nello strato  $i$ -esimo

Applicando la relazione di Darcy nel generico strato:

$$v = K_i \frac{DH_i}{L_i}$$

inoltre

$$DH = \sum_j DH_j$$

Quindi

$$DH_i = DH \frac{\frac{L_i}{K_i}}{\sum_j \frac{L_j}{K_j}}$$

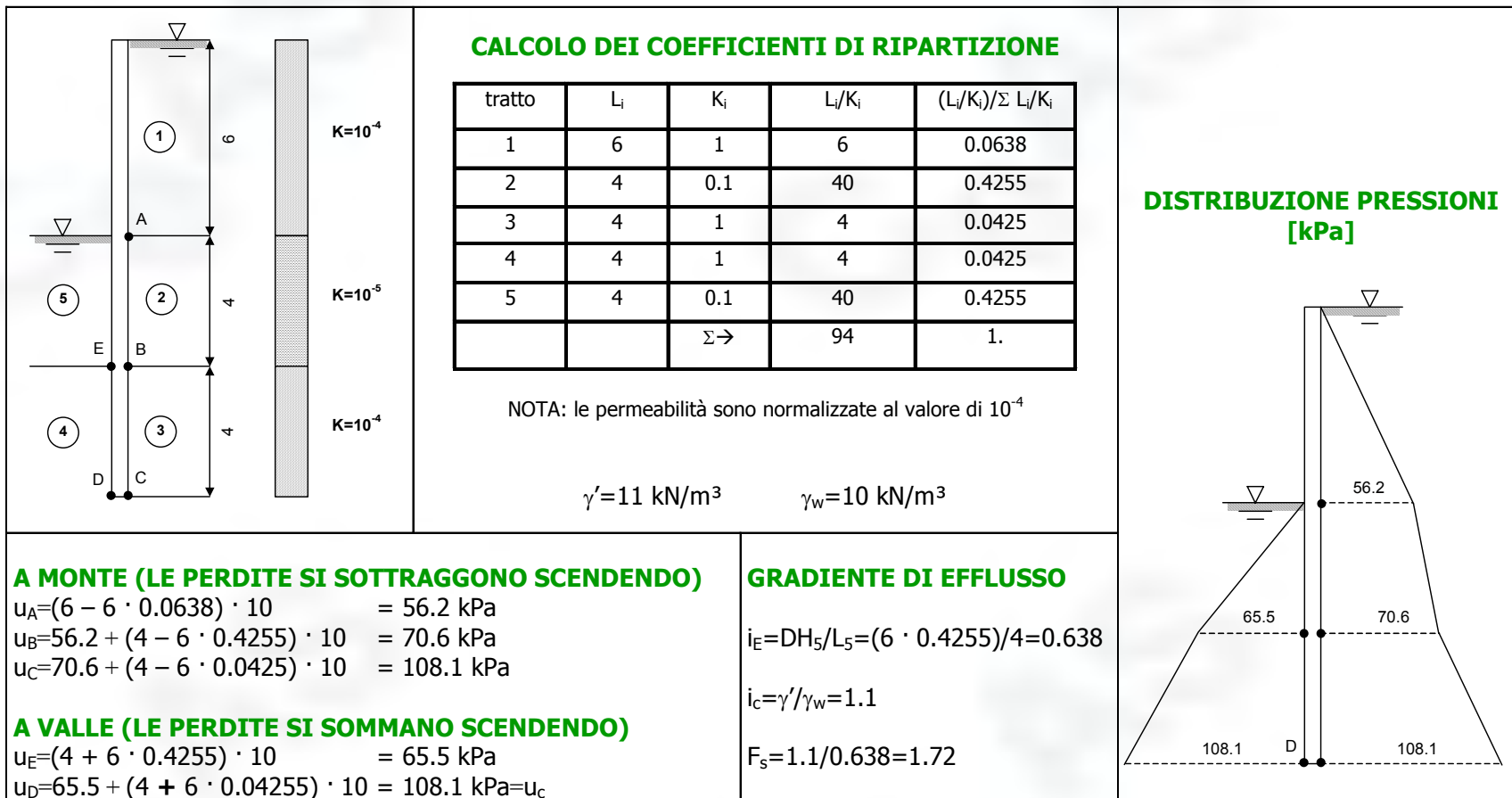
Nota, in ogni punto, la perdita di carico, possiamo calcolare la pressione dell'acqua, applicando il teorema di Bernoulli:

$$u = u(Z) = \gamma_w (ZWT - Z - \sum_k DH_k)$$

in questa relazione la sommatoria deve essere estesa a tutti i tratti attraversati dal flusso per giungere in questa posizione.



# FILTRAZIONE – SCHEMA MONODIMENSIONALE – TERRENO ETEROGENEO – ESEMPIO



## Coefficienti di permeabilità - 1

- Da misure in situ o laboratorio. Si ottengono misure puntuali spesso inaffidabili
- Tramite prove di pompaggio: si determina un coefficiente medio dell'acquifero; sono molto opportune nelle situazioni in cui si temano importanti ripercussioni a causa di un prelievo dalla falda (es. grosse subsidenze)
- Da correlazioni empiriche (es. formula di Hazen) che correlano la filtrazione alla composizione granulometrica  
Per sabbie (per raffronto):  
 $k \text{ [cm/sec]} = 100 (D_{10})^2$   
Con  
 $D_{10}$  (in cm) = diametro al di sotto del quale passa il 10% del materiale

## Coefficienti di permeabilità - 2

(da Lane e Washburn, 1946).

Terreno	Diametro particelle più fini ( $D_{10}$ ) (cm)	Coefficiente di permeabilità (m/s)
ghiaia grossa	$8,2 \cdot 10^{-2}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$
ghiaia sabbiosa	$2,0 \cdot 10^{-2}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$
ghiaia fine	$3,0 \cdot 10^{-2}$	$7,1 \cdot 10^{-5}$
ghiaia limosa	$0,6 \cdot 10^{-2}$	$4,6 \cdot 10^{-6}$
sabbia grossa	$1,1 \cdot 10^{-2}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$
sabbia media	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,9 \cdot 10^{-7}$
sabbia fine	$3,0 \cdot 10^{-3}$	$9,6 \cdot 10^{-8}$
limo	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$

# Coefficienti di permeabilità - 3

## Anisotropia

“...per stratificazioni orizzontali o suborizzontali, la permeabilità orizzontale  $k_h$  è sempre maggiore di quella verticale  $k_v$ ”

Da Viggiani (1999) “*Fondazioni*”, ed. Hevelius

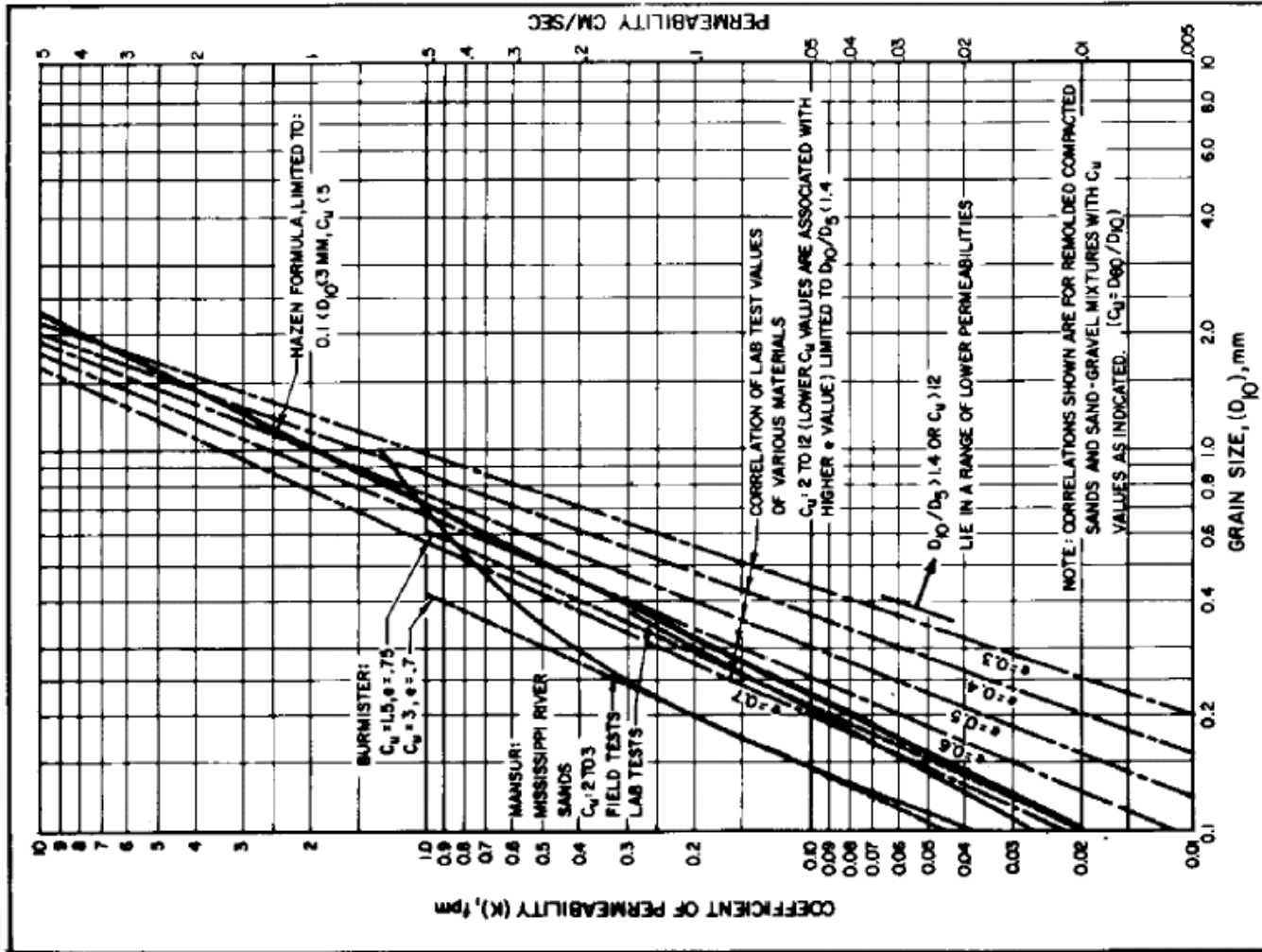
Tabella 3.1 Coefficiente di permeabilità  $k$  per vari terreni

$k$ (m/s)	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Drenaggio	buono				povero				praticamente impermeabile			
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati				terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
					terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo							

Tabella 3.2 Classificazione del terreno secondo il valore di  $k$

Grado di permeabilità	Valore di $k$ (m/s)
alto	superiore a $10^{-3}$
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di $10^{-9}$

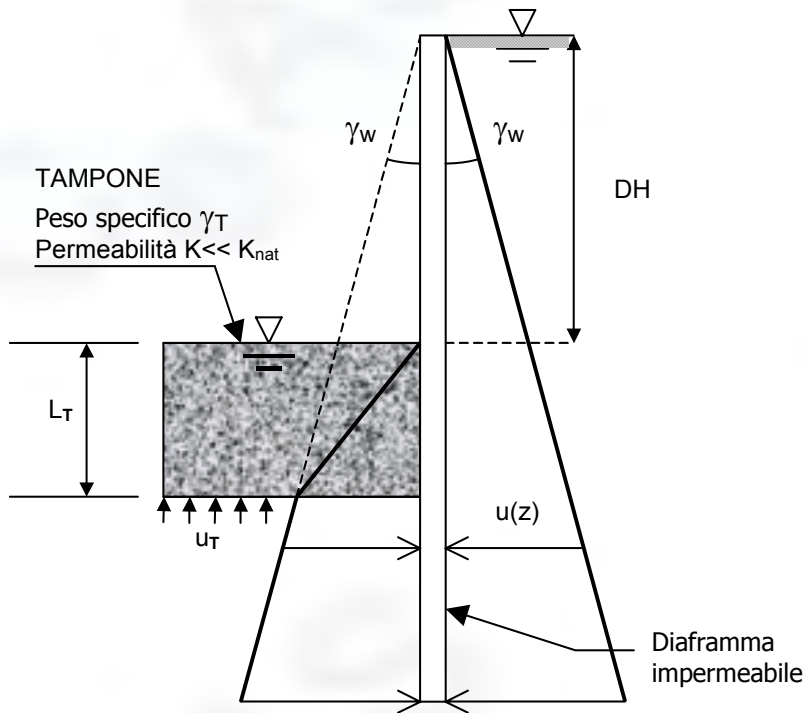
# Coefficienti di permeabilità - 4



Permeability of Sands and Sand-Gravel Mixtures

Da NAVFAC (1987) DM 7.02

## TAMPONI DI FONDO – 1



- il tampone di fondo può essere visto come una regione con permeabilità molto bassa →
- le perdite di carico si concentrano nel tampone, mentre altrove permangono pressioni idrostatiche con battente di monte;
- il tampone deve "tenere" la sottospinta dell'acqua:

$$\frac{\gamma_T \cdot L_T}{u_T} \geq 1.1$$

ove

$\gamma_T$  = peso specifico totale del tampone  
 $u_T$  = pressione idrostatica all'intradosso  
 tampone calcolata con il battente di monte

altrimenti va stabilizzato con zavorre o tiranti

E' eccessivo fare la verifica a sifonamento perché il tampone è dotato di coesione





---

## ULTERIORI ASPETTI DA NON TRASCURARE IN CASO DI FILTRAZIONE

- stima delle **portate** (nota  $v$ , in base alla geometria dello scavo, si può stimare la portata da evacuare)
- scelta del metodo di emungimento (**pozzi**, rete di **well points** esterna o interna allo scavo)
- scelta degli accorgimenti per evitare la sottrazione della parte fine dal terreno (**filtri**)
- scelta del **tipo di giunzione tra pannelli** di parete per minimizzare venute d'acqua da punti non previsti
- scelta del metodo di realizzazione dei **tiranti**
- scelta della fase più adatta per realizzare il tampone (**in genere vanno realizzati in assenza di moti di filtrazione**)

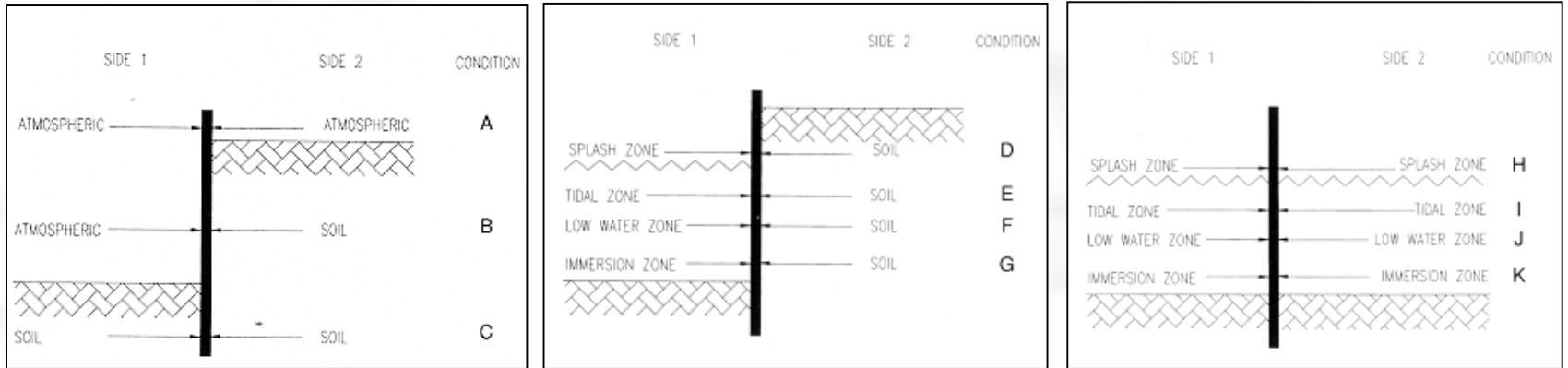
**CI SI DEVE BASARE SU ESPERIENZE PREGRESSE E TALORA SI DEVONO ACCETTARE CORREZIONI IN CORSO D'OPERA**



## VERIFICHE A LUNGO TERMINE -1

- A lungo termine, ci si trova di fronte ad una distribuzione idrostatica
- la quota di falda di progetto a lungo termine di solito differisce dalla quota per le verifiche in fase di transitorio
- la freatica di progetto a lungo termine va stabilita in base a dati storici e considerazioni in parte economiche
- verifica di "galleggiamento":  
$$\text{peso/sottospinta} > 1.1$$
- verifiche strutturali delle pareti e della platea, con particolare riguardo allo stato limite di servizio di apertura delle **fessure**
- verifiche di durabilità in caso di corrosione →

VERIFICHE A LUNGO TERMINE -2 CORROSIONE



PILE FACE	ENVIRONMENTS (see fig's 3.2.1/3.2.2/3.2.3)								
	Fig 3.2.1 A	Fig 3.2.1 B	Fig 3.2.3 HJ	Fig 3.2.2 DF	Fig 3.2.3 I	Fig 3.2.3 K	Fig 3.2.2 E	Fig 3.2.2 G	Fig 3.2.1 C
SIDE 1	ATMOSPHERIC	ATMOSPHERIC	SPLASH OR LOW WATER	SPLASH OR LOW WATER	TIDAL	IMMERSION	TIDAL	IMMERSION	SOIL
SIDE 2	ATMOSPHERIC	SOIL	SPLASH OR LOW WATER	SOIL	TIDAL	IMMERSION	SOIL	SOIL	SOIL
CORROSION RATES mm/year TOTAL LOSS OF SECTION*	0.07 MEAN	0.05 MEAN	0.15 MEAN	0.09 MEAN	0.07 MEAN	0.07 MEAN	0.05 MEAN	0.05 MEAN	0.03 MAX
CORROSION RATES mm/YEAR 95% PROBABILITY VALUE TOTAL LOSS OF SECTION	-	-	(0.33)	(0.18)	(0.19)	(0.25)	(0.11)	(0.14)	-

da "PILING HANDBOOK"

citato

nel caso di palancole

\* TOTAL LOSS OF SECTION (SIDE 1 + SIDE 2)

## ALTRI ASPETTI CONDIZIONATI DALLA PRESENZA DELL'ACQUA NEL TERRENO

- PROBLEMI DI **CONSOLIDAZIONE** (GRADUALE TRASFERIMENTO DI CARICHI DALL'ACQUA ALLO SCHELETRO SOLIDO) (ARGILLE)
- ASPETTI LEGATI A **CONDIZIONI SISMICHE**:
  - LIQUEFAZIONE** (CRESCITA DELLE PRESSIONI NEI PORI DURANTE L'EVENTO SISMICO AL PUNTO TALE DA ANNULLARE LA COMPONENTE EFFICACE DI SFORZO) →
  - SPINTE IDRODINAMICHE DELL'ACQUA DI FALDA DURANTE IL SISMA**



PER QUESTI ASPETTI SI PUÒ FARE  
RIFERIMENTO A **EUROCODICE 8, PARTE 5**