

L'ACQUA NEL TERRENO

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli

L'ACQUA NEL TERRENO

L'**acqua** che viene direttamente a contatto con la superficie del terreno, o raccolta da fiumi e laghi, tende ad infiltrarsi nel sottosuolo per effetto della gravità e, se si eccettua una percentuale trascurabile che si accumula all'interno di cavità sotterranee, la maggior parte di essa **va a riempire, parzialmente o completamente, i vuoti presenti nel terreno e le fessure degli ammassi rocciosi**.

Il comportamento del terreno quando viene sollecitato / deformato è regolato dalle **proprietà idrauliche e meccaniche**.
L'acqua contribuisce con varie modalità a influenzare il comportamento del terreno è pertanto importante conoscere le **proprietà che ne regolano il movimento** al suo interno.

Il vettore che caratterizza il moto dell'acqua può essere scomposto in una o più direzioni nello spazio, definendo condizioni di flusso mono-, bi- o tri-dimensionali; generalmente, nella maggior parte dei casi pratici, si fa riferimento ai primi due tipi.

Nel caso di depositi di terreno **si possono distinguere, al variare della profondità, zone a differente grado di saturazione e nelle quali l'acqua presente nei vuoti si trova in condizioni diverse: di quiete o di moto**, sia allo stato naturale sia in seguito a perturbazioni del suo stato di equilibrio.

Particolari **fenomeni naturali** (ad es. intense precipitazioni) e varie **attività antropiche** (quali ad es. scavi, abbassamenti di falda, applicazione di sovraccarichi ecc.) **possono modificare le condizioni al contorno e indurre flussi non controllati, con possibili conseguenze sull'equilibrio dei terreni e delle opere interessate. È compito dell'ingegnere geotecnico identificare i potenziali problemi e gli interventi da porre in opera per evitarli o porvi rimedio.**

Tra le principali cause di dissesti dovuti alle acque sotterranee si possono ricordare:

- quelli riconducibili a **fenomeni di erosione interna dei terreni**, con migrazione delle particelle che seguono il flusso idrico;
- quelli riconducibili a **fenomeni di saturazione**, ad eccessive **sotto spinte idrauliche**, ad eccessive **forze di filtrazione**;
- quelli riconducibili ad eccessive **oscillazioni dei livelli di falda** e conseguenti variazioni delle pressioni idrauliche.

In relazione a tutte queste osservazioni e in particolar modo all'ultima, **riconosciuto il significato del principio degli sforzi efficaci, è ovvio che fenomeni che hanno una diretta influenza sul valore delle pressioni interstiziali hanno conseguentemente influenza sulle pressioni efficaci e, quindi, sul comportamento meccanico dei terreni.**

Il passaggio dell'acqua attraverso il terreno pone vari problemi di interesse ingegneristico associati:

- alla quantità d'acqua che filtra cui sono legati problemi relativi alla progettazione di sistemi drenanti, alle perdite per filtrazione attraverso dighe, argini, da canali, ecc..
- alla pressione dell'acqua (entità e distribuzione) nei diversi punti del terreno che influisce sia sulla resistenza del terreno che sulla stabilità di rilevati e di fondazioni.

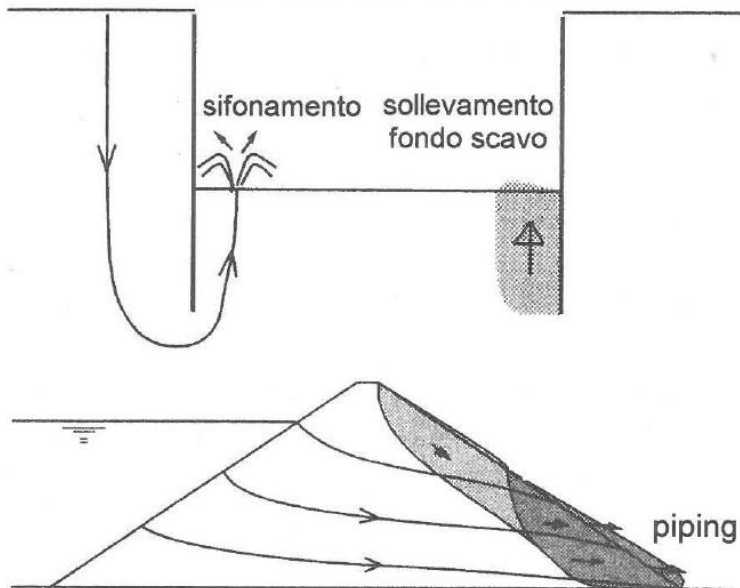
I terreni a grana grossa avendo permeabilità elevata ($k > 10^{-6}$ m/s) permettono un facile passaggio dell'acqua e le sovrappressioni neutrali che si sono prodotte per qualche causa si esauriscono in tempi molto brevi, dimodoché è possibile studiare il comportamento di questi terreni in campo statico, in condizioni drenate. Con questi materiali si possono avere in campo dinamico problemi di sovrappressioni neutrali, l'esempio notevole è dato dai fenomeni di liquefazione.

In genere questi terreni a grana grossa costituiscono quelli che vengono denominati strati acquiferi.

I terreni a grana fine con bassa permeabilità ($k \ll 10^{-6}$ m/s) rispondono inizialmente ad una modifica di stato tensionale con un comportamento in condizioni non drenate; successivamente danno luogo al fenomeno della consolidazione, cioè ad un flusso d'acqua in regime vario.

L'esperienza mostra come sia piuttosto difficile determinare il coefficiente di permeabilità attraverso le prove di laboratorio e risulta quindi opportuno fare prove sul posto ed analisi del comportamento di opere.

Possibili problemi di stabilità di opere geotecniche dovuti a fenomeni di filtrazione



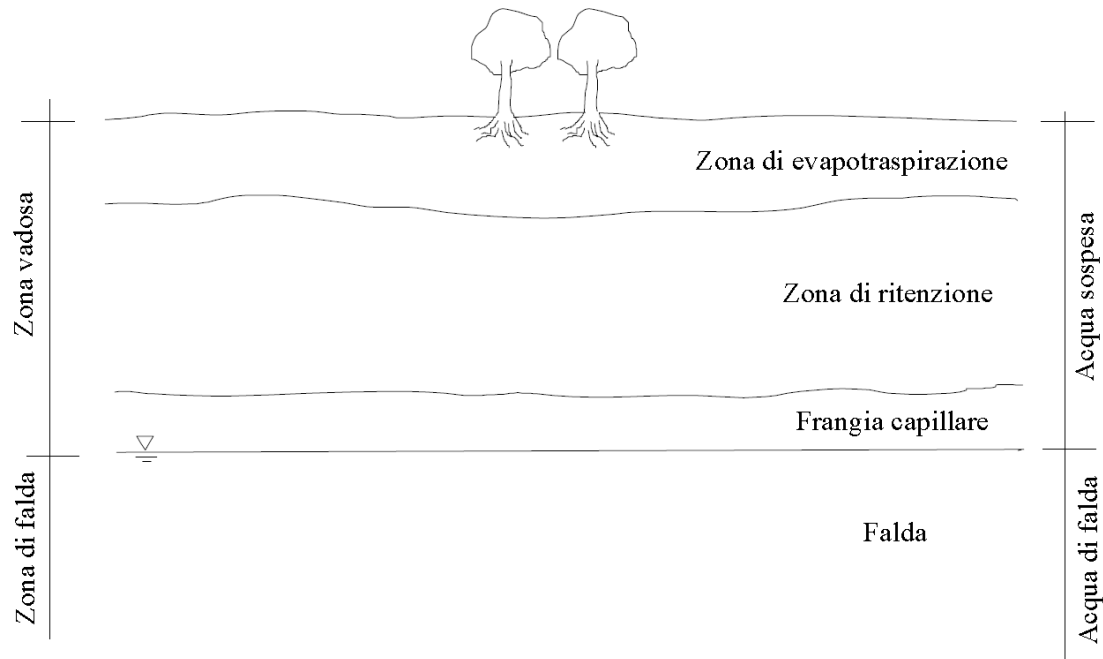
ZONE A DIFFERENTE GRADO DI SATURAZIONE IN UN DEPOSITO DI TERRENO

Il **grado di saturazione** delle diverse zone dipende principalmente dalle **caratteristiche granulometriche e fisiche del deposito**, da fattori climatici e ambientali. Partendo dalla superficie del piano campagna e procedendo verso il basso, si possono generalmente individuare:

1. un primo strato superficiale di **suolo vegetale**, detto di **evapotraspirazione**, dove l'**acqua di infiltrazione** viene parzialmente ritenuta, ma in **prevalenza assorbita dalle radici** della vegetazione;
2. un secondo strato, detto di **ritenzione**, in cui l'acqua presente è costituita principalmente da una parte significativa dell'**acqua di infiltrazione che rimane aderente ai grani ed è praticamente immobile** ed è detta **acqua di ritenzione**, che comprende l'**acqua adsorbita e l'acqua pellicolare**.
3. un terzo strato, denominato **strato della frangia capillare**, caratterizzato prevalentemente dalla presenza di **acqua capillare**, quella che, **per effetto delle tensioni superficiali**, rimane **"sospesa" all'interno dei vuoti**, vincendo la forza di gravità.
4. Al di sotto di queste tre zone, che insieme costituiscono la cosiddetta **zona vadosa**, si trova la **zona di falda (o acquifero)**.

Fatta eccezione per alcune categorie molto particolari di materiali, i vuoti presenti nel terreno sono comunicanti tra loro e costituiscono un reticolo continuo, cosicché, generalmente, **la zona di falda è completamente satura; la zona vadosa è satura in prossimità della falda per spessori variabili da pochi centimetri per le ghiaie a decine di metri per le argille e generalmente ha un grado di saturazione decrescente salendo verso il piano campagna.**

La pressione dell'acqua nella zona vadosa è inferiore a quella atmosferica.



TIPI DI FALDA IN UN DEPOSITO DI TERRENO

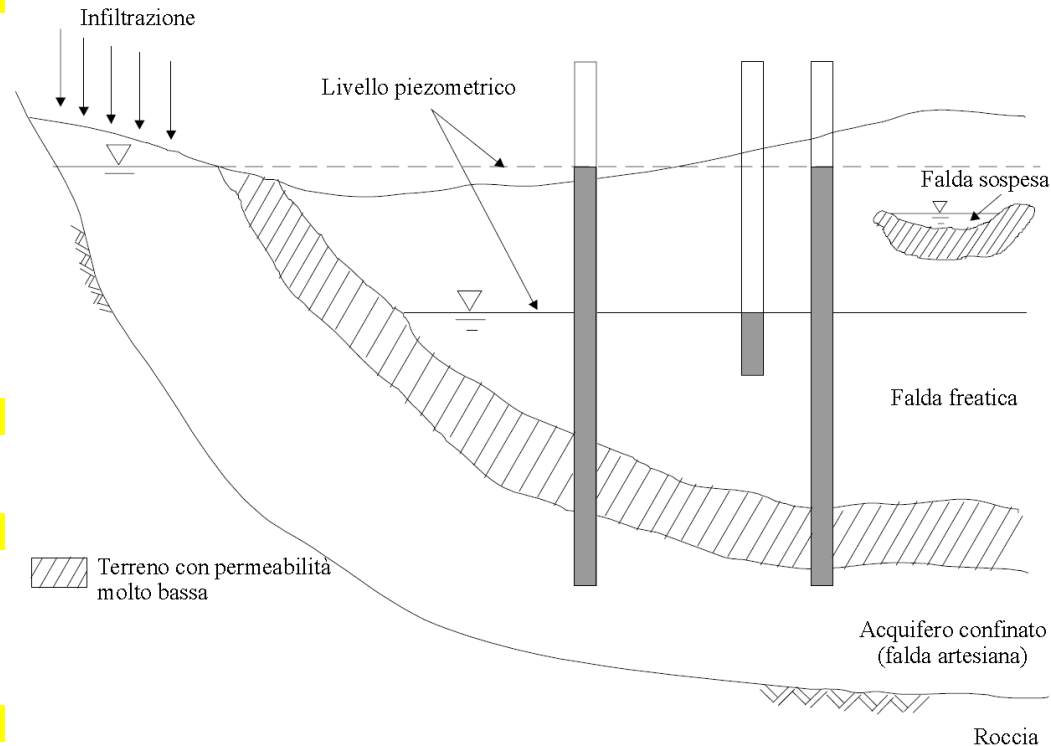
In relazione alla loro permeabilità i diversi tipi di terreno possono consentire più o meno agevolmente il flusso dell'acqua, perciò la presenza di strati a differente permeabilità può determinare nel sottosuolo la presenza di diversi tipi di falda. In particolare, si possono individuare le tre condizioni di: **falda freatica - falda sospesa - falda artesiana**.

La **falda freatica** è **delimitata inferiormente** da uno strato che non permette il flusso dell'acqua (o comunque in quantità e velocità trascurabili) ed è **delimitata superiormente** da una superficie, detta **superficie freatica**, in corrispondenza della quale l'acqua si trova a **pressione atmosferica**, come si trovasse in un serbatoio aperto.

Immaginando di inserire un tubo verticale aperto alle estremità (piezometro) all'interno di una falda freatica, ovvero di perforare un pozzo, si osserva che il livello statico raggiunto dall'acqua nel tubo (detto **livello piezometrico**) è **uguale a quello della superficie freatica**. Analoghe considerazioni possono essere fatte riguardo alla **falda sospesa**, che, rispetto alla precedente, risulta **delimitata inferiormente da uno strato di estensione molto più limitata**.

Si ha una **falda artesiana** quando l'acqua di una falda freatica viene incanalata tra **due strati impermeabili**. In questo caso l'acqua racchiusa nello strato permeabile (che ne permette agevolmente il flusso) **si comporta come se si trovasse entro una tubazione in pressione**, ossia **ha una pressione maggiore di quella atmosferica**.

Immaginando di inserire un piezometro fino a raggiungere la falda artesiana, si osserva **un livello piezometrico maggiore di quello della superficie che delimita superiormente la falda**.

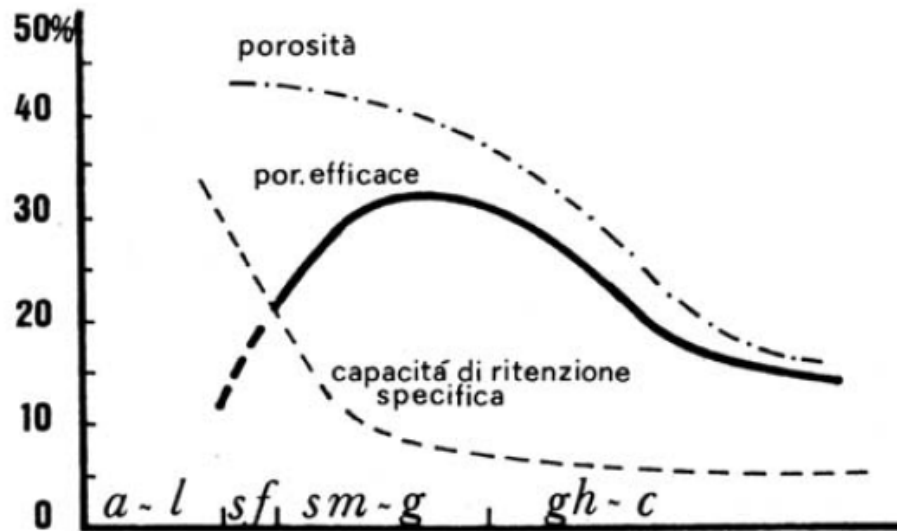


PROPRIETA' IDROGEOLOGICHE DEI TERRENI

Porosità (totale) (m): $m = \frac{V_v}{V_T} \cdot 100$

Porosità efficace (m_e): rapporto tra vuoti che possono essere occupati da acqua libera e volume totale

Capacità di ritenzione (specifica) (S_r): rapporto tra vuoti che possono essere occupati da acque di ritenzione e volume totale (differenza tra porosità totale ed efficace)



La FILTRAZIONE è il passaggio dell'acqua da una zona con una data energia ad un'altra zona con energia minore.

L'energia può essere espressa come somma:

- **dell'energia cinetica legata alla velocità del fluido** (notare che in genere la velocità di filtrazione è molto piccola e quindi il termine cinetico è trascurabile);
- **di quella potenziale dipendente dalla posizione del punto;**
- **di quella di pressione del liquido nello stesso punto.**

Nel caso in cui si trovi in condizioni di moto, il flusso può essere **stazionario (o permanente)** oppure **non stazionario (o vario)**, **a seconda che i parametri del moto risultino costanti o variabili nel tempo.**

Nel **moto stazionario** la quantità di acqua che entra in un elemento di terreno è pari alla quantità di acqua che esce dallo stesso elemento (**filtrazione in regime permanente**).

Nel **moto vario** la quantità di acqua entrante in un elemento di terreno è diversa da quella uscente (**filtrazione in regime vario**).
Se il terreno è saturo, la differenza tra le due quantità può produrre il **fenomeno della consolidazione**.

Nello studiare la filtrazione dell'acqua si possono presentare problemi sia di moto permanente che di moto vario:

- **con riferimento alla pressione dell'acqua**, che gioca **un ruolo importante nella maggior parte dei problemi di stabilità**, si deve ricordare che in **moto permanente** essa rimane costante nel tempo, mentre in **moto vario** è funzione del tempo e quindi può crescere o diminuire con esso;
- **con riferimento alla quantità d'acqua** che nel fenomeno di filtrazione attraversa una certa zona, si deve ricordare che in regime permanente la quantità d'acqua che entra è eguale a quella che esce, mentre in regime vario non vi è uguaglianza e la differenza rappresenta il volume d'acqua che viene accumulato o espulso dal terreno nell'intervallo di tempo considerato.

Nel fenomeno della **consolidazione**, che è una particolare condizione di regime vario, entra in gioco anche la compressibilità del terreno.

PERMEABILITÀ

Un materiale è permeabile se contiene vuoti continui; ogni terra e roccia soddisfa a questa condizione.

Accade quindi che l'acqua passi sia attraverso l'argilla che attraverso la ghiaia ma che il fenomeno avvenga nei due materiali con **intensità completamente diverse**.

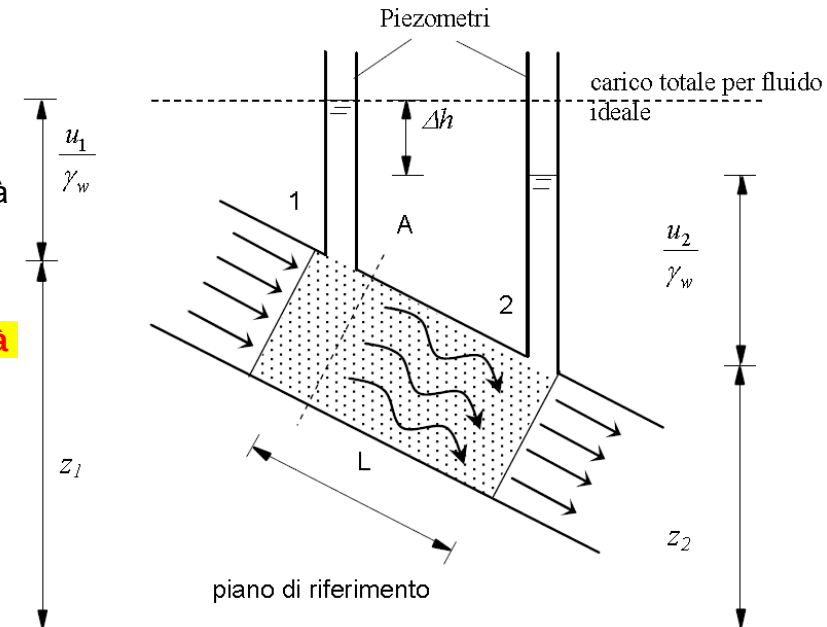
La **LEGGE DI DARCY** stabilisce che la **VELOCITÀ DI FLUSSO** attraverso mezzi porosi è **direttamente proporzionale alla perdita di carico ed inversamente proporzionale alla lunghezza del percorso**:

$$\frac{Q}{A} = v = k \cdot \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i$$

nella quale:

- Q è definita come il volume di liquido che attraversa la sezione nell'unità di tempo, (ad esempio in metri cubi al secondo),
- v è la velocità di scarico o di filtrazione,
- **k il coefficiente di permeabilità o coefficiente di conducibilità idraulica**,
- i è il gradiente idraulico o pendenza della linea piezometrica.

Q/A può essere definita: velocità apparente (nominale) di filtrazione.



La relazione di Darcy è valida per moto di tipo laminare (ad es. nei canalicoli del terreno) e Terzaghi ne ha dimostrato la applicabilità ai terreni in genere.

Tavenas e altri hanno indicato la **validità della legge per gradienti compresi tra 0,1 e 50**, mentre per gradienti inferiori hanno sottolineato l'impossibilità di verificarne l'attendibilità a causa delle variazioni di volume del campione.

CARICO TOTALE E PIEZOMETRICO: IL GRADIENTE IDRAULICO

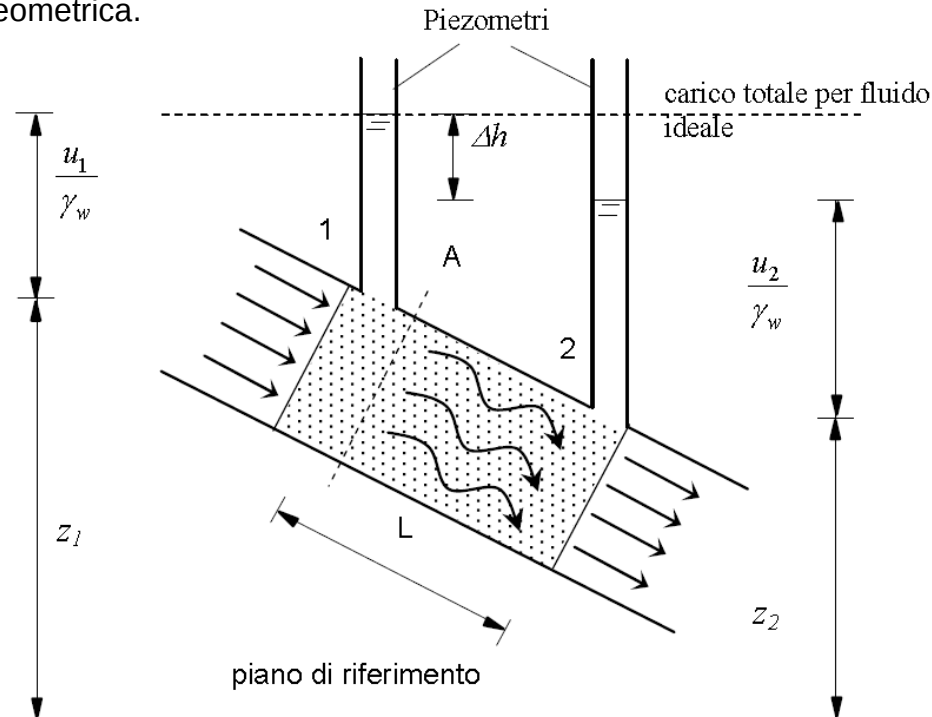
I moti di filtrazione di un fluido avvengono tra **due punti a diversa energia** (da quello a energia maggiore a quello a energia minore). **In ciascun punto, l'energia è data dalla somma dell'energia cinetica** (legata alla velocità del fluido) e **dell'energia potenziale** (legata alla posizione del punto nel campo gravitazionale e alla pressione del fluido).

Nello studio dei moti di filtrazione **si può esprimere l'energia, potenziale e cinetica, in termini di carico, o altezza, che corrisponde all'energia per unità di peso del liquido.**

In particolare, si è soliti definire:

- **altezza geometrica, z** , la distanza verticale del punto considerato da un piano orizzontale di riferimento arbitrario ($z = 0$);
- **altezza di pressione, u / γ_w** , l'altezza di risalita dell'acqua rispetto al punto considerato, per effetto della sua pressione, u ;
- **altezza di velocità, $v^2 / 2g$** , l'energia dovuta alla velocità, v , delle particelle del fluido (essendo g l'accelerazione di gravità).

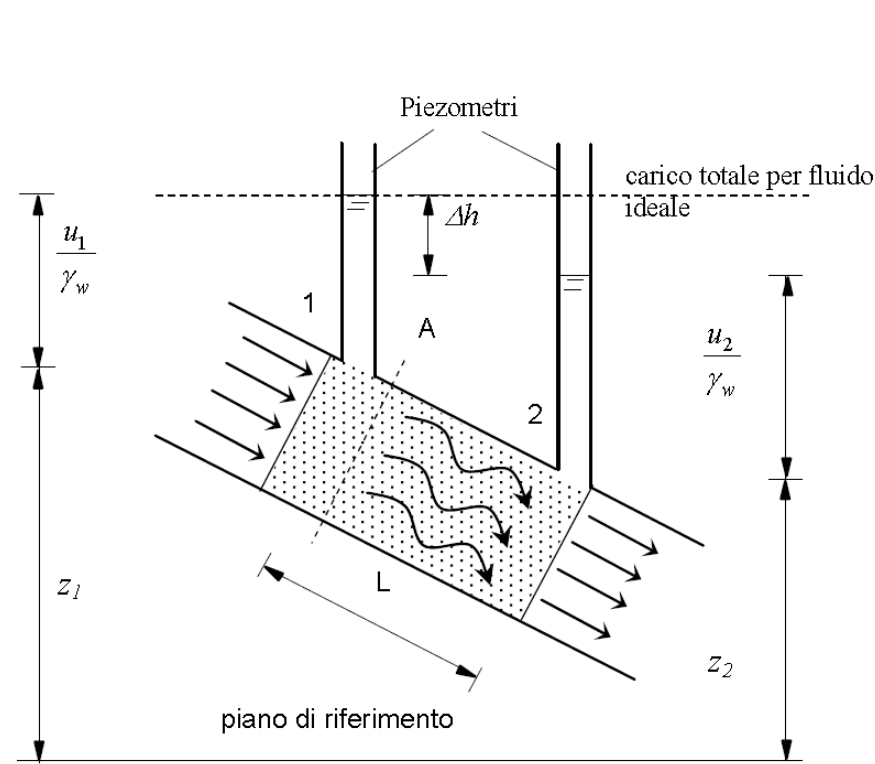
La somma dei tre termini: $H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$ è denominata **carico effettivo (o totale) o altezza totale**, mentre il binomio: $H = z + \frac{u}{\gamma_w}$ è detto **carico piezometrico**; dove: u è la pressione dell'acqua, γ_w il peso specifico dell'acqua, v la velocità di flusso, g l'accelerazione di gravità, z l'altezza geometrica.



- Il movimento permanente delle correnti liquide**, una volta ammessa l'incomprimibilità, è retto da due relazioni fondamentali:
- dal **teorema di Bernoulli** (forma particolare del principio di conservazione dell'energia): **"lungo un filetto di liquido omogeneo in moto permanente, ammessa nulla la viscosità (liquido perfetto), ed escluso ogni scambio di calore con la massa liquida circostante (processo isotermico) il carico idraulico o totale si mantiene costante"**;
 - dal **teorema delle quantità di moto**.

Per due punti successivi del filetto si ha quindi:

$$H_1 = \frac{u_1}{\gamma_w} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{u_2}{\gamma_w} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + \Delta h = H_2$$



Il Teorema di Bernoulli assicura che, per un fluido perfetto, incomprimibile, in moto permanente, soggetto solo all'azione di gravità, **il carico totale è costante lungo una data traiettoria**. Se, con riferimento allo schema di Figura viene inserito un campione di **terreno**, dotato di sufficiente permeabilità, all'interno del tubo di flusso nella zona controllata dai due piezometri, si osserva che in essi l'acqua risale a quote diverse; ciò significa che **tra i due punti di osservazione si è avuta una perdita di carico nel termine** $H = z + \frac{u}{\gamma_w}$ come detto indicato come **carico piezometrico**.

- Potendo ritenere trascurabili le perdite di carico dovute al flusso dell'acqua in assenza di terreno; e
- osservando che per il **principio di conservazione della massa** la velocità media nelle varie sezioni della condotta deve essere costante; ne deriva che

la differenza di altezza d'acqua nei due piezometri, Δh, è una misura della perdita di energia totale dovuta al flusso dell'acqua nel terreno, ossia dell'energia spesa dall'acqua per vincere la resistenza al moto opposta dal terreno compreso tra i due punti considerati.

Inoltre, poiché nei terreni la velocità di flusso, e quindi l'altezza di velocità, è generalmente trascurabile, **il carico piezometrico può essere ritenuto rappresentativo dell'energia totale nel punto considerato.**

Si definisce **gradiente idraulico** il rapporto: $i = \frac{\Delta h}{L}$ che rappresenta la **perdita di carico per unità di lunghezza del percorso**.

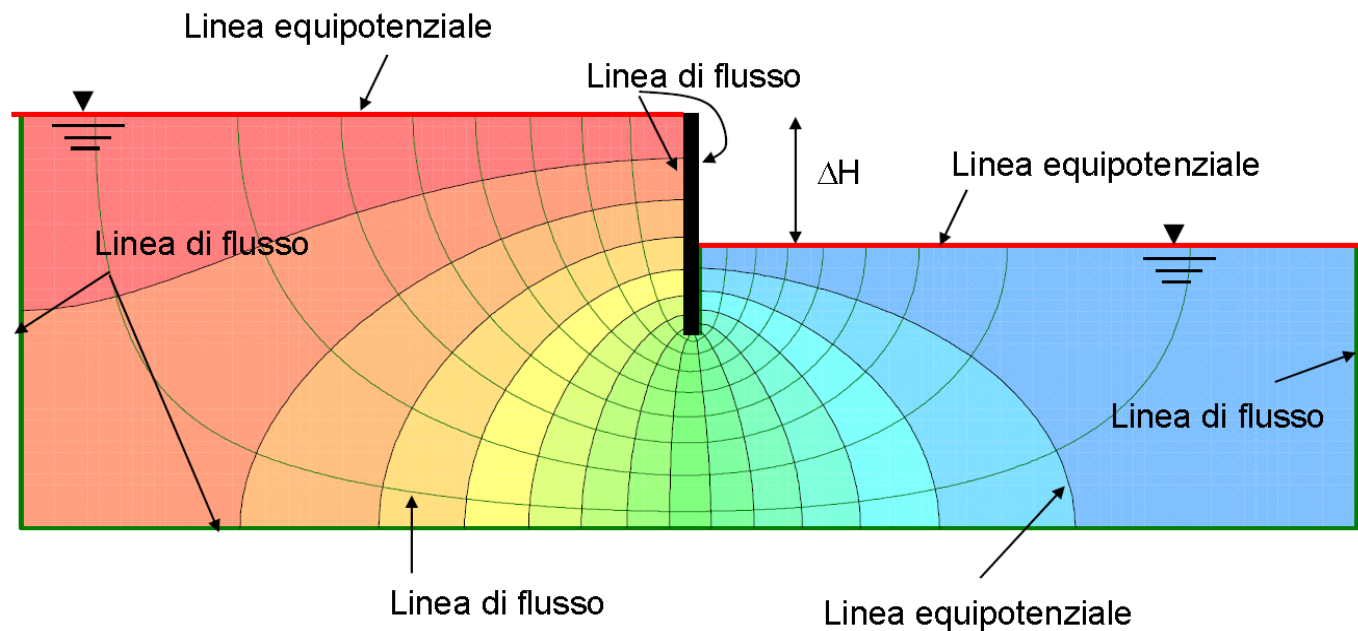
Quando l'acqua filtra attraverso i pori del terreno dissipa energia per attrito, e la distanza fra due linee equipotenziali successive indica in quanto spazio si è dissipata una quantità costante Δh del carico idraulico.

- In regime permanente la zona di terreno nella quale si sviluppa la filtrazione ha due tipi di confini:
- uno è il luogo dove si conosce il carico d'acqua (o carico idraulico) e si definisce confine o condizione limite del potenziale;
 - l'altro è un contorno di materiali impermeabili, come roccia impermeabile, argilla, ecc., che delimita lo strato in cui avviene la filtrazione e si definisce quindi confine o condizione limite del flusso d'acqua.

La rete di filtrazione è pertanto costituita da due complessi di curve che si tagliano ad angolo retto:

- le linee di flusso (percorsi dei filetti fluidi nella sezione trasversale);
- le linee equipotenziali (linee di eguale energia potenziale ovvero eguale carico idraulico).

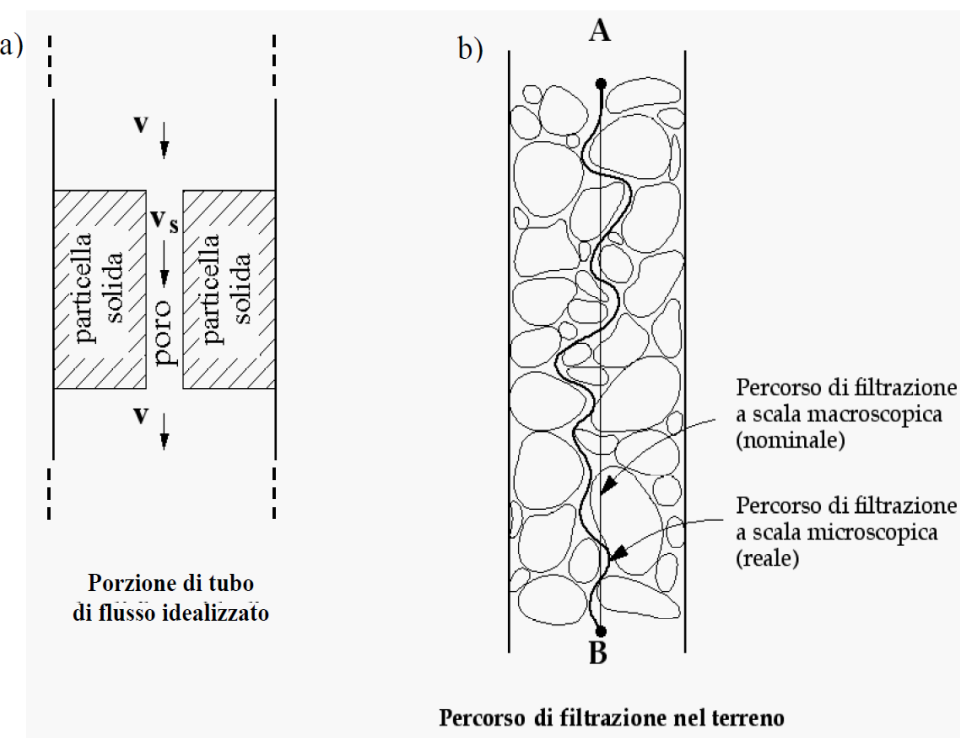
Reticolo di flusso al di sotto di un diaframma



La **velocità v** è apparente poiché è il rapporto tra la portata e la sezione totale del mezzo poroso.

In via approssimata si può legare la **velocità apparente “ v ”** con quella **reale “ V ”** del fluido mediante la porosità “ n ” con **$v = n V$** .

È opportuno osservare che il percorso di filtrazione di lunghezza L teoricamente considerato è in realtà apparente essendo quello reale sicuramente maggiore come mostrato in figura.



Velocità (a) e percorso di filtrazione (b) reali ed apparenti

Il coefficiente di permeabilità assoluta k_p ha le dimensioni di una velocità ed è legato alla RESISTENZA viscosa e frizionale alla filtrazione di un fluido in un mezzo poroso e dipende dalle proprietà del fluido (densità e viscosità) e dalle caratteristiche del mezzo poroso (permeabilità intrinseca k).

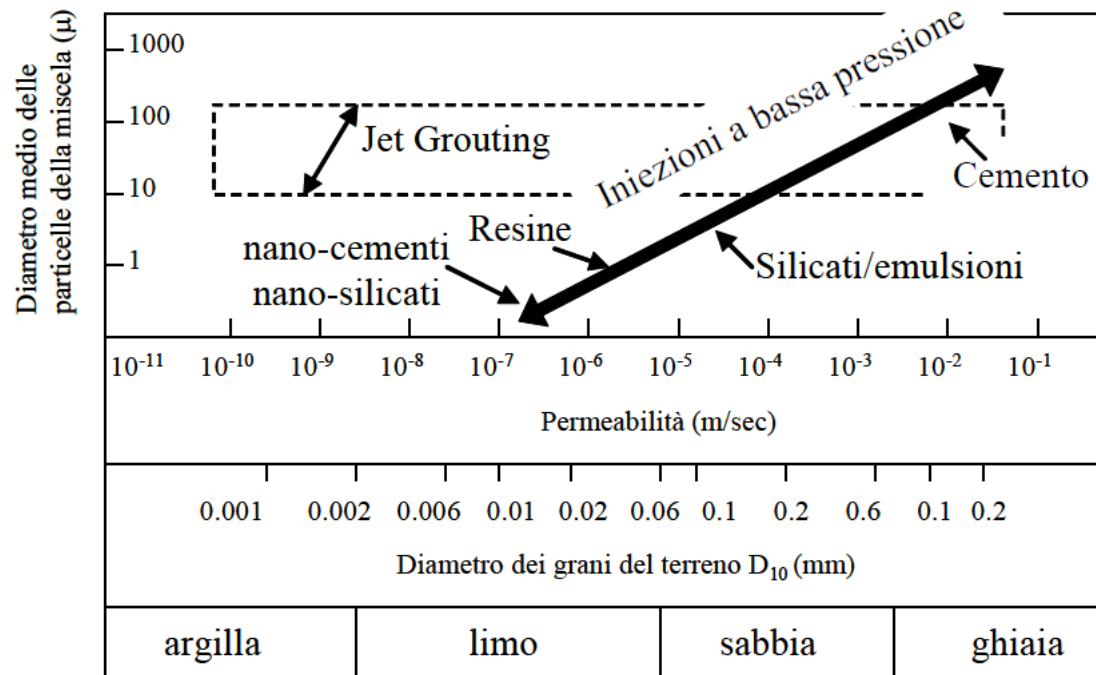
La **permeabilità intrinseca o coefficiente di permeabilità k** è una **caratteristica solo del mezzo poroso**, è **indipendente dalle proprietà del fluido** ed è legata al coefficiente di permeabilità k con la relazione:

$$k = \frac{k_p \cdot \rho \cdot g}{\mu}$$

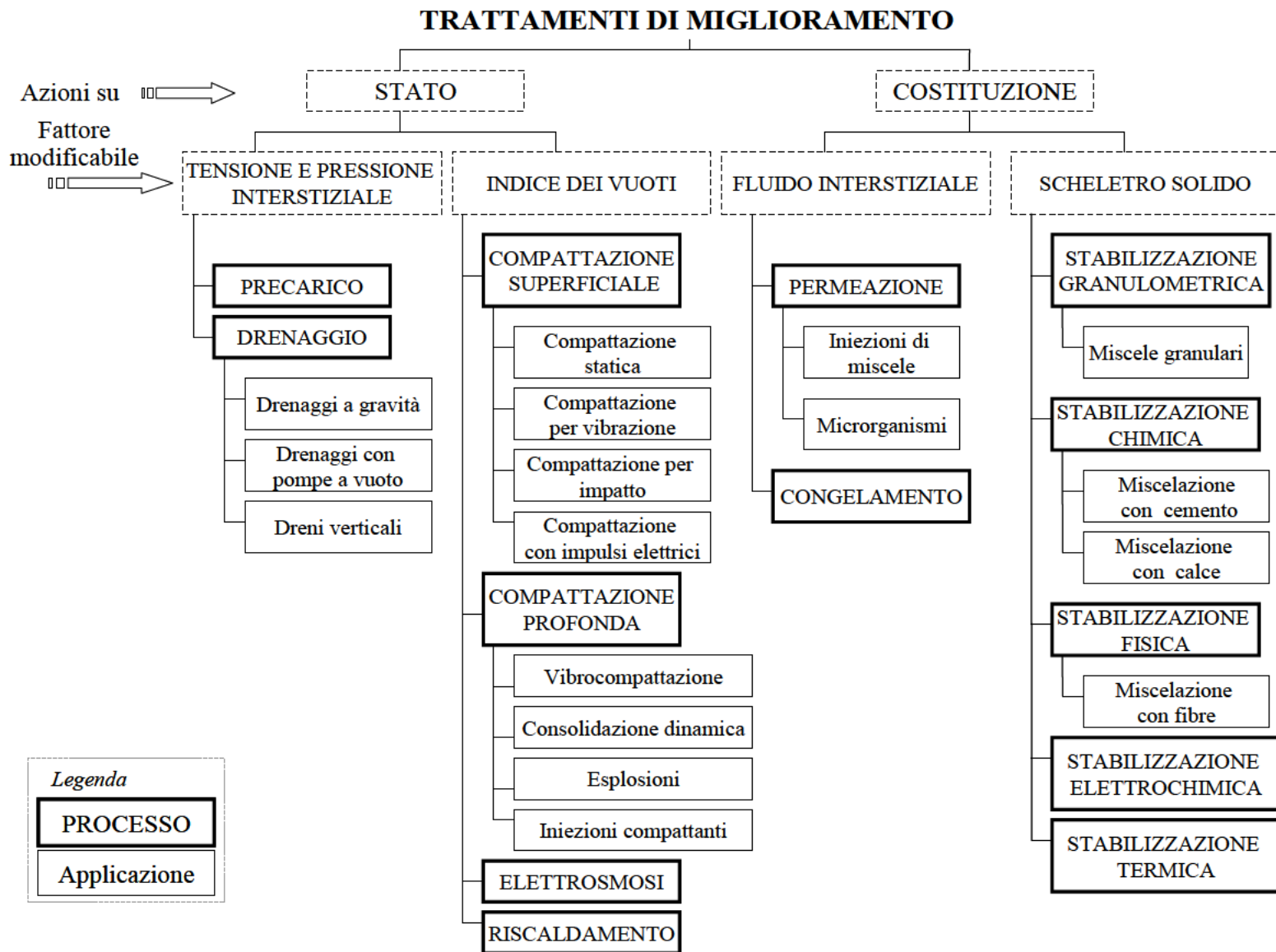
nella quale ρ è la densità e μ è la viscosità del fluido.

La **densità e la viscosità dell'acqua nel terreno dipendono principalmente dalla temperatura**, poiché le variazioni di temperatura nel terreno, salvo che per gli strati superficiali, sono abbastanza piccole, si può in genere trascurare il loro effetto.

Nel caso del fluido acqua si assume pertanto che il coefficiente di permeabilità dipenda solo dalle caratteristiche del terreno.



INIETTABILITÀ DEI TERRENI IN FUNZIONE DELLE PROPRIETÀ DI MISCELA E TERRENO (Flora, 2011)



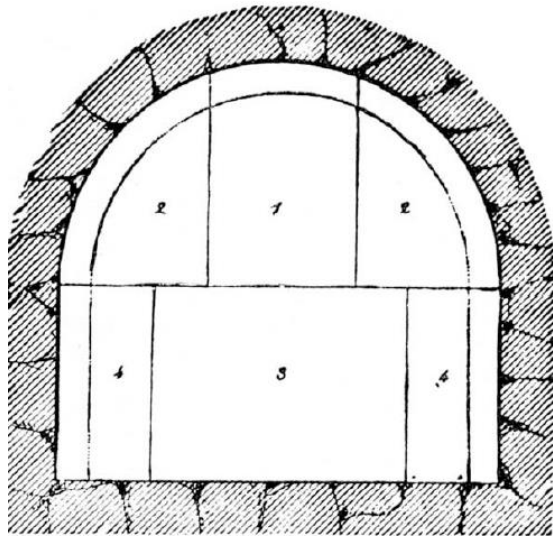


Fig 48. An early sketch indicating the sequence of excavation according to the Belgian System.

Fig. 1. Belgian system used in the 1800s. From Sandström (1963).

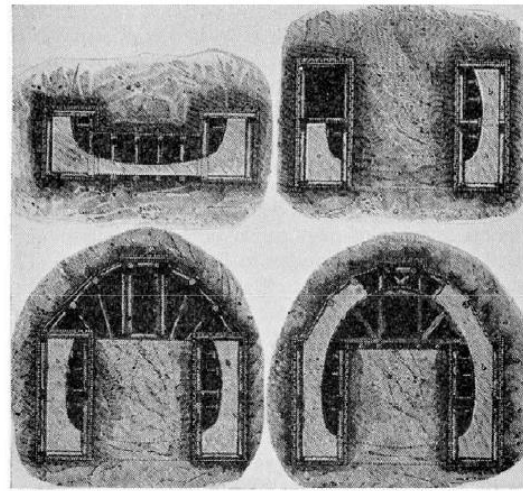


Fig 31. The Königsdorf Tunnel on the Dresden–Leipzig line was driven in 1837. In this tunnel the foundation for the lining was placed first, after which the masonry lining was put in. With the lining in place the central core was removed.

Fig. 3. German system used in the 1800s. From Sandström (1963).

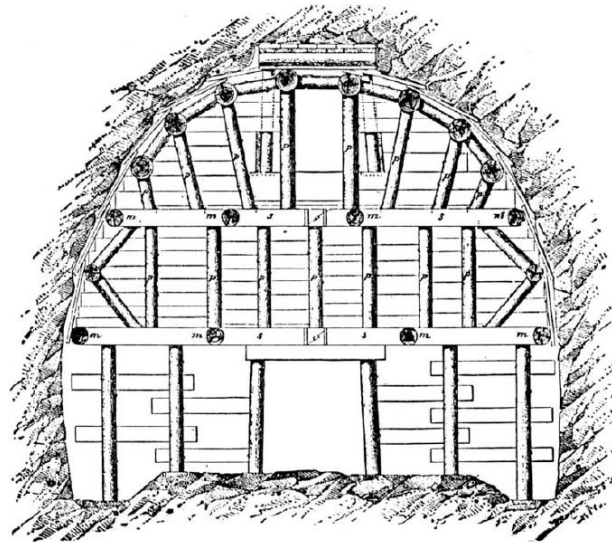


Fig 33. The first Swiss tunnel was the 8,198-ft.-long Hauenstein Tunnel on the central railway between Bâle and Olten. This 25.6×19.7 ft. tunnel was built 1853–8 by the famous British railway contractor Thomas Brassey.

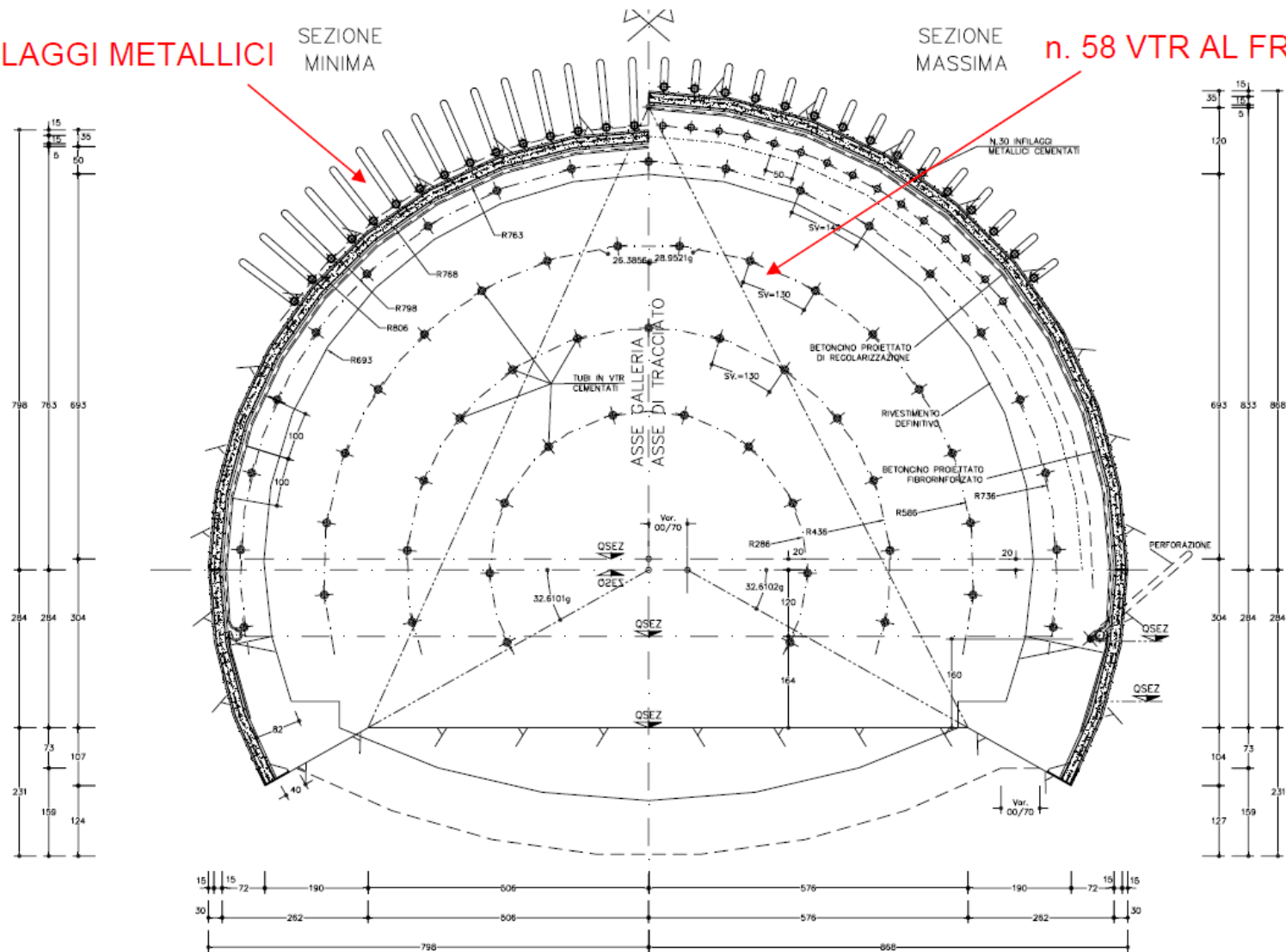
Fig. 2. British system used in the 1800s. From Sandström (1963).

n. 30 INFILAGGI METALLICI

SEZIONE
MINIMA

SEZIONE
MASSIMA

n. 58 VTR AL FRONTE



		ADVANCE RATES m/day (140 m ² face, FINISHED TUNNEL)				ADVANCE RATES m/day (140 m ² face, FINISHED TUNNEL)	
		PREDICTED	ACTUAL			PREDICTED	ACTUAL
A	Ag	5.4	5-6	G	GT	1.4	1.4
B	BT	4.3	5-5.5	G	GR	1.25	1.5
B	BT	2.25	2.2	GROUND IMPROVEMENT INTERVENTION LEGEND 			

Fig. 25. Predicted vs. actual production rates in the Bologne–Florence high-speed railway tunnels. Reconstructed after Lunardi (2008).

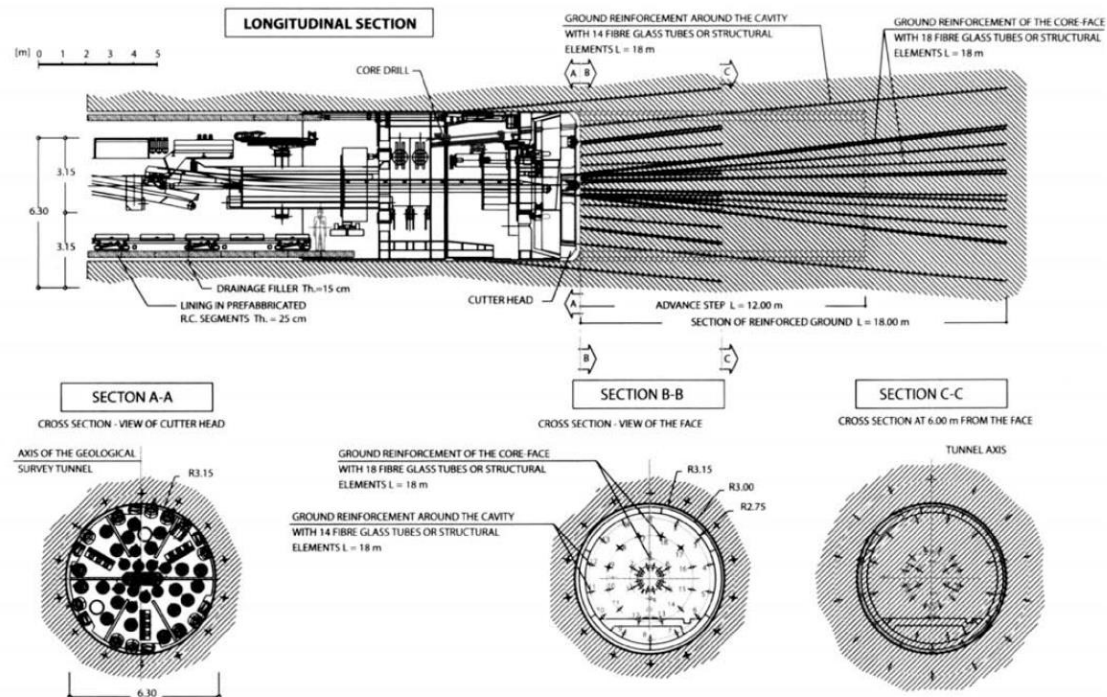
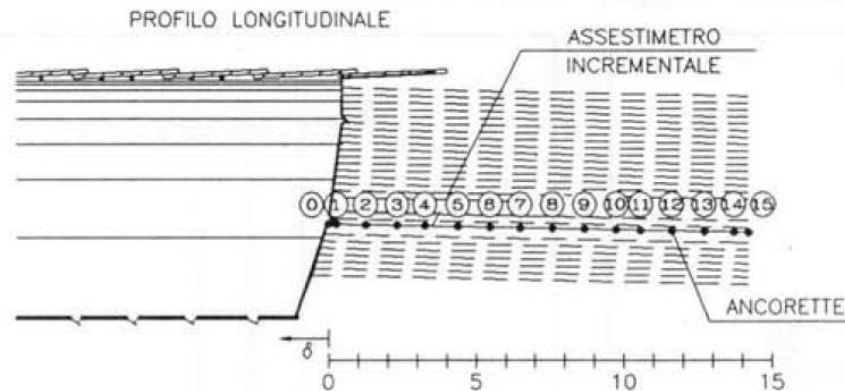


Fig. 26. Bologne–Florence high-speed rail: TBM used in the Ginori tunnel. After Lunardi (2008).

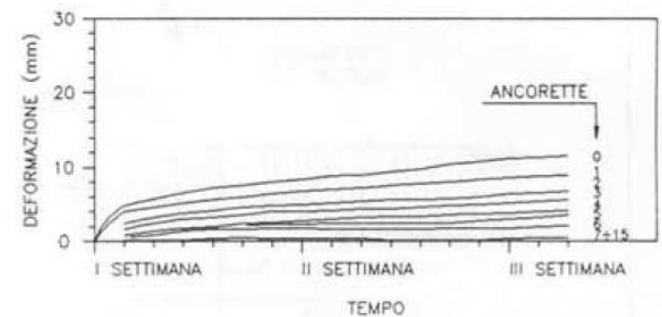
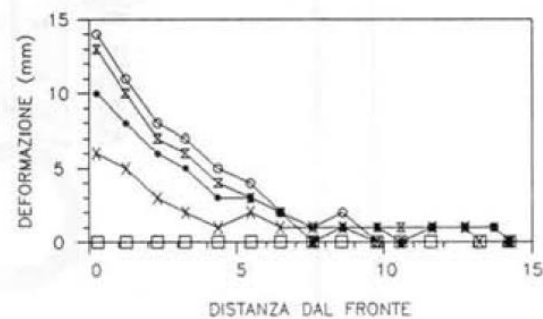
ADECO-RS
FASE DI VERIFICA

LINEA DIRETTISSIMA ROMA - FIRENZE
TRATTA AREZZO SUD - FIGLINE VALDARNO
MISURE DI DEFORMAZIONE AL FRONTE DI SCAVO



LEGENDA

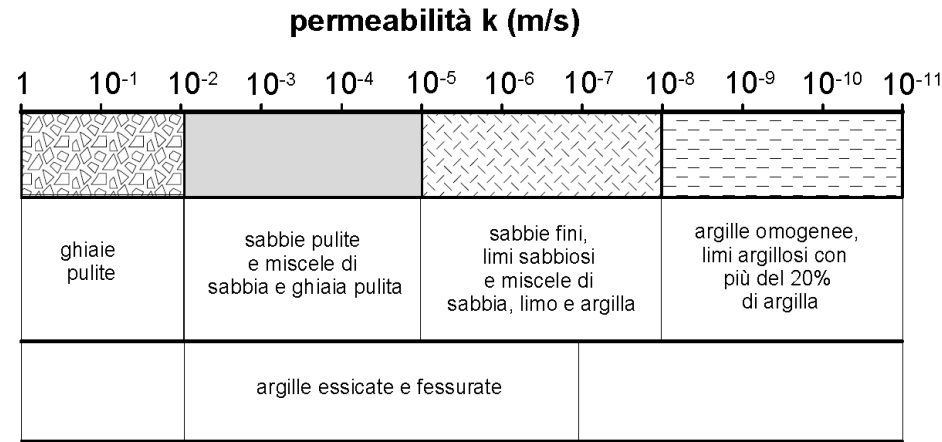
- 22 DIC 89
- × 23 DIC 89
- 28 DIC 89
- 3 GEN 90
- 6 GEN 90



La **permeabilità varia con le dimensioni dei grani** ed è molto sensibile alla quantità, al tipo ed alla distribuzione delle frazioni fini; varia poi per uno stesso materiale (a granulometria costante) in funzione della densità cioè al diminuire della densità aumenta la permeabilità.

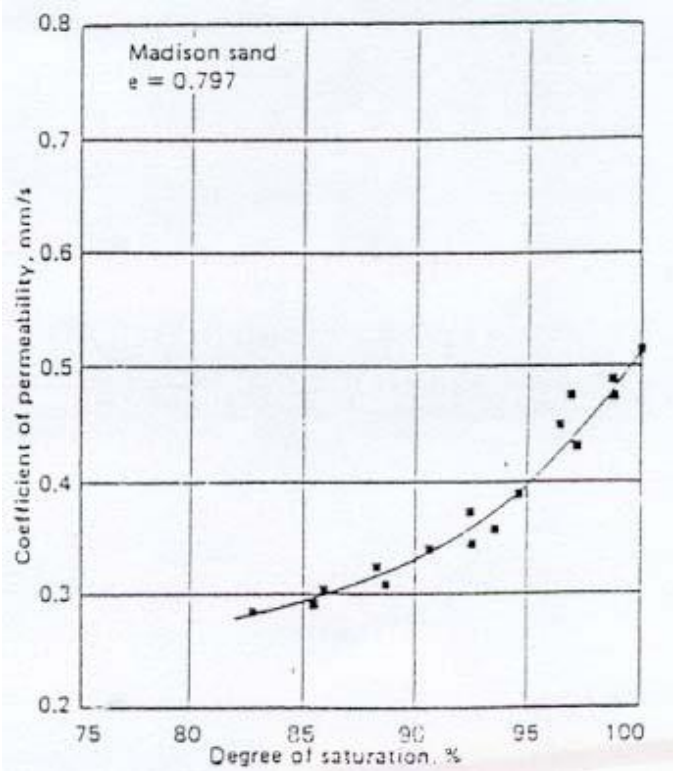
La **permeabilità è influenzata dalla disposizione dei grani** nel senso che le particelle possono essere più o meno stratificate e avere una orientazione prevalente; le frazioni fini possono essere disperse nel terreno o essere concentrate in modo non uniforme. Da ricordare che **i depositi naturali di terreno sono sempre più o meno stratificati e disuniformi nella struttura.**

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$



Anche il **grado di saturazione** influenza sensibilmente la permeabilità; in particolare, sebbene non si possa stabilire una relazione univoca tra le due grandezze, si può osservare che la **permeabilità cresce al crescere del grado di saturazione.**

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}



PERMEABILITÀ DI DEPOSITI STRATIFICATI

Le terre che si sono depositate in presenza d'acqua abbastanza spesso sono formate da una **serie di strati orizzontali** che variano per granulometria e permeabilità, cosicché generalmente questi depositi **sono più permeabili in orizzontale che in verticale**.

Depositi eolici di sabbie e limi, invece **sono spesso più permeabili in senso verticale che orizzontale** a causa di vuoti verticali tubolari lasciati da piante ed erbe.

In **depositi ghiaioso-sabbiosi si possono avere straterelli di ghiaia pulita** che modificano radicalmente la permeabilità rappresentativa del deposito.

Discontinuità di vario tipo presenti nei depositi influenzano grandemente la permeabilità; ad esempio **le fessurazioni originate da varie cause nelle argille aumentano sensibilmente, ad esempio, la permeabilità**.

Per i **terreni a grana grossa**, le cui particelle sono approssimativamente di forma subsferica, **il coefficiente di permeabilità** è influenzato prevalentemente dalla **granulometria e dall'indice dei vuoti**, che determinano la dimensione dei canali di flusso (diminuisce all'aumentare del contenuto di fine e al diminuire dell'indice dei vuoti).

Per i **terreni a grana fine** **sono invece fondamentali la composizione mineralogica e la struttura**, perché questi parametri determinano il tipo di **interazione elettrochimica** che si stabilisce tra particelle di terreno e molecole d'acqua (**ad esempio la permeabilità della caolinite è circa 100 volte maggiore di quella della montmorillonite**).

A grande scala la permeabilità di un deposito dipende anche dalle **caratteristiche macrostrutturali** del terreno (discontinuità, fessurazioni) si veda il confronto tra i valori tipici di k di argille omogenee intatte e argille fessurate.



Mezzi eterogenei a diversa conducibilità idraulica



$$\frac{Q}{A} = v = k \cdot \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i$$

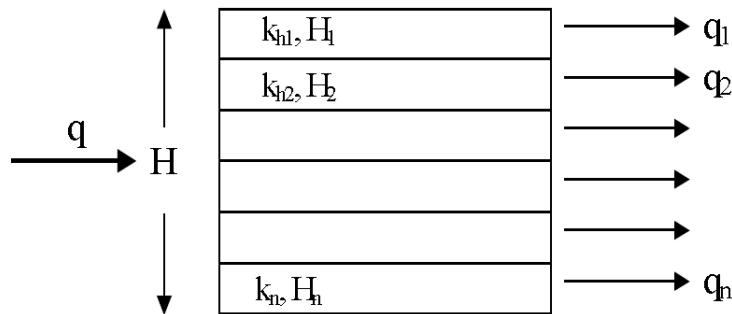
Nella legge di Darcy:

- Q è definita come il volume di liquido che attraversa la sezione nell'unità di tempo, (ad esempio in metri cubi al secondo),
- v è la velocità di scarico o di filtrazione,
- **k il coefficiente di permeabilità o coefficiente di conducibilità idraulica,**
- i è il gradiente idraulico o pendenza della linea piezometrica.

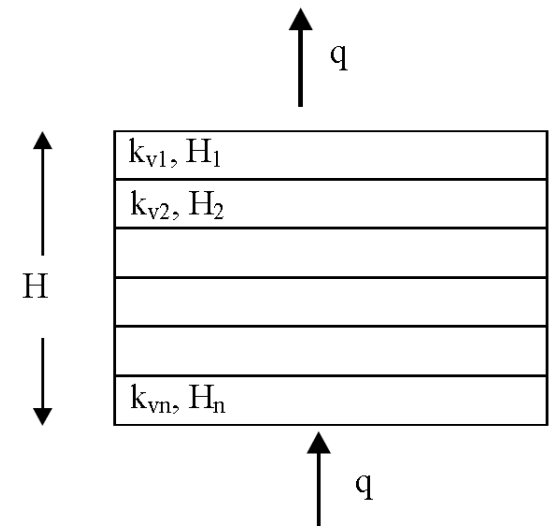
Q/A può essere definita: velocità apparente (nominale) di filtrazione.

Si consideri un deposito di terreno costituito da **n strati orizzontali saturi** e si indichi con:

$k_{h1}, k_{h2}, \dots, k_{hn}$	i coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale dei vari strati
$k_{v1}, k_{v2}, \dots, k_{vn}$	i coefficienti di permeabilità in direzione verticale dei vari strati
$H_1, H_2, \dots, H_n$	gli spessori corrispondenti
$H = \sum H_i$	lo spessore totale del deposito
k_H	il coefficiente di permeabilità medio in direzione orizzontale
k_V	il coefficiente di permeabilità medio in direzione verticale



a)



b)

Nel caso in cui il deposito sia interessato da un **moto di filtrazione orizzontale**, cioè parallelo all'andamento degli strati (**filtrazione in parallelo**), si ha che **il gradiente idraulico, i , è lo stesso per tutti gli strati**.

Se si assume valida la legge di Darcy, **la velocità di filtrazione per ogni strato, v_i , è proporzionale al rispettivo coefficiente di permeabilità**, ossia:

$$\frac{Q}{A} = v = k \cdot \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i$$

$v_1 = k_{h1} i,$
 $v_2 = k_{h2} i,$

$$v_n = k_{hn} i$$

mentre la **portata di filtrazione per ogni strato** è pari al **prodotto della velocità di filtrazione per il corrispondente spessore**:

$$q_1 = v_1 H_1, \quad q_2 = v_2 H_2,$$

$$q_n = v_n H_n$$

La **portata di filtrazione totale**, Q , data dalla somma delle portate dei singoli strati, è data anche dal prodotto della **velocità media**, v , per lo spessore totale del deposito:

$$Q = \sum q_i = v H$$

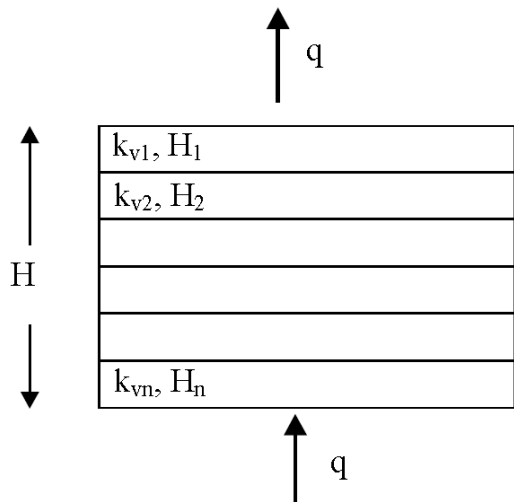
dove, in accordo con la legge di Darcy, la **velocità media di filtrazione**, v , è il **prodotto del coefficiente di permeabilità medio**, k_H , per il **gradiente idraulico**, i , ovvero $v = k_H i$.

Sostituendo questa espressione nell'equazione relativa alla portata di filtrazione totale ed esplicitando i vari termini si ottiene infine l'espressione del **coefficiente di permeabilità medio in direzione orizzontale**:

$$k_H = \frac{v}{i} = \frac{\sum q_i}{H \cdot i} = \frac{\sum v_i \cdot H_i}{H \cdot i} = \frac{\sum k_{hi} \cdot H_i}{H}$$

Se il moto di filtrazione avviene in direzione verticale, ovvero ortogonale all'andamento degli strati si parla di **filtrazione in serie**. In questo caso, per il principio di conservazione della massa, se il fluido è incompressibile, **la portata che attraversa ciascuno strato è la stessa**, quindi, essendo uguale anche l'area attraversata, è la stessa la velocità di filtrazione, $v = k_{v1} i_1 = k_{v2} i_2 = \dots = k_{vn} i_n$

In accordo con la legge di Darcy, la velocità di filtrazione v può essere espressa come il prodotto del coefficiente di permeabilità medio in direzione verticale, k_v , per il gradiente idraulico medio, i_m , dato dalla perdita di carico totale (h) diviso il percorso di filtrazione (H): $v = k_v i_m = k_v (h / H)$



Ma **la perdita di carico totale, h , è la somma delle perdite di carico in ciascuno strato** (pari al prodotto del gradiente idraulico per il relativo spessore) ovvero, esplicitando il gradiente idraulico di ciascuno strato:

$$h = \sum h_i = \sum H_i \cdot i_i = \sum H_i \cdot \frac{v}{k_{vi}} = v \cdot \sum \frac{H_i}{k_{vi}}$$

Sostituendo questa espressione nell'equazione di v si ottiene infine l'espressione del **coefficiente di permeabilità medio in direzione verticale**:

$$k_v = \frac{H}{\sum \frac{H_i}{k_{vi}}}$$

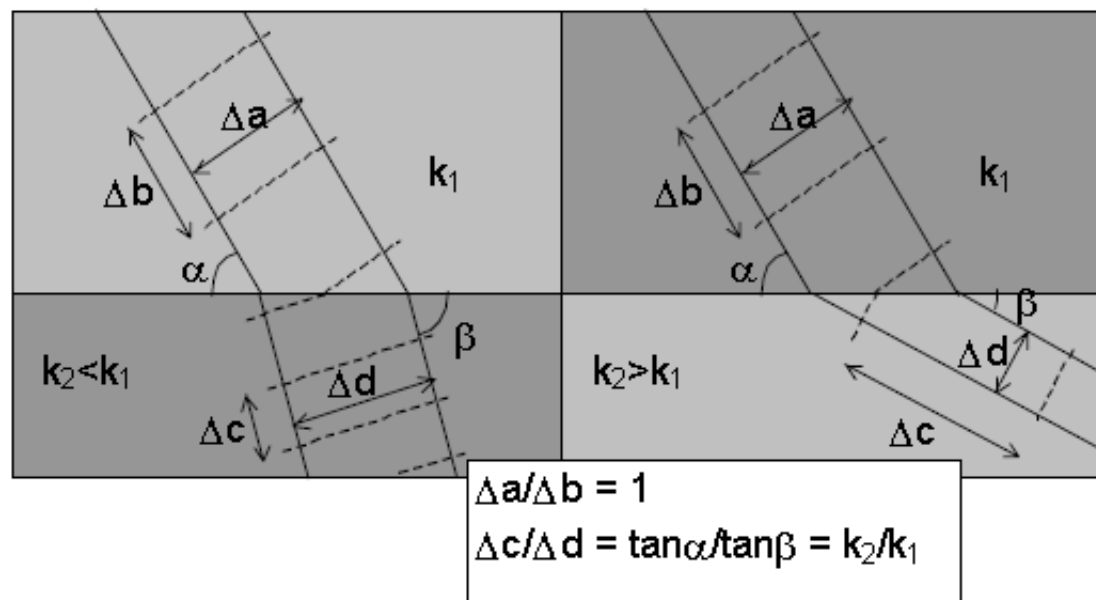
In presenza di terreni stratificati, il valore medio del coefficiente di permeabilità è fortemente condizionato dalla direzione del moto di filtrazione.

Per **filtrazione ortogonale alla giacitura degli strati** il valore medio è molto prossimo al valore minore, ovvero al coefficiente di permeabilità degli strati a grana fine, mentre per **filtrazione parallela alla giacitura degli strati** il valore medio è molto prossimo al valore maggiore, ovvero al coefficiente di permeabilità degli strati a grana grossa.

Filtrazione al confine tra terreni a differente permeabilità

Quando il flusso d'acqua attraversa la superficie di separazione tra terreni a differente permeabilità, come avviene ad esempio nelle dighe in terra zonate, le linee di flusso deflettono, la larghezza dei tubi di flusso e la distanza fra le linee equipotenziali variano, e i campi, inizialmente quadrati, divengono rettangolari. Infatti la portata di ogni tubo di flusso, $\Delta q = k \cdot i \cdot \Delta a = k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta b} \cdot \Delta a$, deve restare costante. Se passando da un terreno ad un

altro il coefficiente di permeabilità k diminuisce, il rapporto $\frac{\Delta a}{\Delta b}$ deve aumentare, ovvero deve crescere la larghezza del canale di flusso e diminuire la distanza fra due linee equipotenziali, e viceversa



Passiamo ora ad esaminare la situazione delle **pressioni neutre ed effettive quando vi è un moto di filtrazione** e consideriamo lo schema riportato a lato.

Se mantenendo fisso il livello dell'acqua nel recipiente, **si abbassa di h il serbatoio**, si ha un movimento d'acqua dal recipiente verso il serbatoio.

Poiché **la perdita di carico avviene praticamente tutta nel materiale granulare**, la pressione neutrale al fondo del recipiente può essere espressa da $u = (h_1 + h_2 - h) \gamma_w$; come si vede la **pressione neutrale è diminuita di $h \gamma_w$** , rispetto a quella che si ha con acqua ferma.

D'altra parte poiché la pressione totale al fondo del recipiente è determinata soltanto dal peso del terreno e dell'acqua al di sopra di esso, significa che è rimasta sempre la stessa e **la pressione effettiva è aumentata di $h \gamma_w$** .

Sul generico **piano AA è aumentata proporzionalmente di $\frac{z}{h_2} h \gamma_w$**

Questo incremento della pressione effettiva, dovuto al flusso dell'acqua attraverso i vuoti, è indicato come PRESSIONE DI FILTRAZIONE.

La **PERDITA DI CARICO** tra la superficie superiore del materiale granulare e la profondità z è data da $h \cdot z / h_2$.

Il **GRADIENTE IDRAULICO** corrispondente è $i = h/h_2$.

La **PRESSIONE DI FILTRAZIONE** può essere allora espressa con $i z \gamma_w$ e la **PRESSIONE EFFETTIVA da $\sigma' = z \gamma' + i z \gamma_w$** .

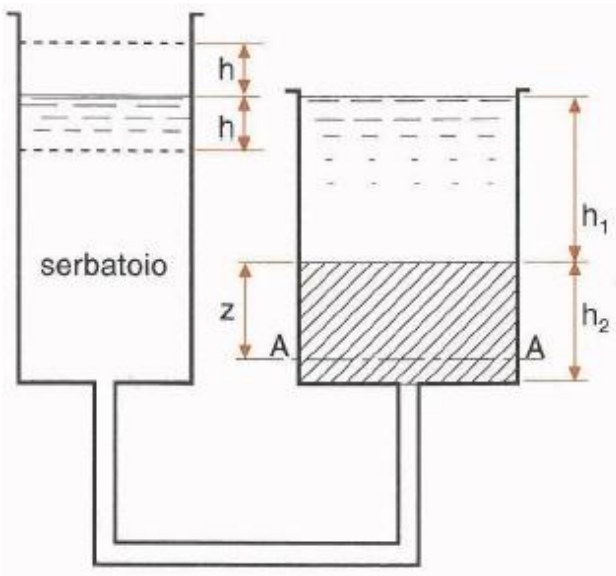
Se il serbatoio viene alzato di h rispetto al recipiente cosicché l'acqua fluisca dal serbatoio attraverso il materiale granulare, la pressione dell'acqua alla base del recipiente aumenta di $h \gamma_w$; quindi la pressione effettiva sul piano AA è ridotta a $\sigma' = z \gamma' - i z \gamma_w$.

Se si aumenta il gradiente idraulico alzando il serbatoio, la pressione di filtrazione aumenta fino ad un valore $z \gamma'$ per cui la pressione effettiva σ' si annulla.

Ciò avviene quando $z \gamma' - i_c z \gamma_w = 0$ e quindi: $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$

Il **gradiente idraulico con il quale la pressione effettiva diventa nulla è chiamato gradiente idraulico critico**; nelle condizioni corrispondenti al gradiente idraulico critico un terreno granulare non può sopportare alcun carico e le particelle di sabbia vengono a galleggiare ed a muoversi nell'acqua.

Questo fenomeno, che in certe situazioni viene indicato come sifonamento, si verifica ogni volta che si raggiunge e supera il gradiente idraulico critico; può avvenire al fondo di scavi sotto falda, in problemi di dighe in terra, arginature.



In presenza di filtrazione, in un punto a profondità z , la pressione dell'acqua varia quindi di una quantità pari $i \cdot z \cdot \gamma_w$, che rappresenta la componente idrodinamica della pressione interstiziale (**pressione di filtrazione**).

Di conseguenza la pressione efficace varia della stessa quantità; nel caso di filtrazione discendente la pressione efficace aumenta, mentre nel caso di filtrazione ascendente la pressione efficace diminuisce rispetto al caso di assenza di filtrazione.

In particolare, la pressione effettiva in presenza di filtrazione ascendente è data da $\sigma'_z = \gamma' \cdot z - i \cdot z \cdot \gamma_w$ e si annulla quando il gradiente idraulico è pari a: **$i_c = \gamma' / \gamma_w$ detto gradiente idraulico critico.**

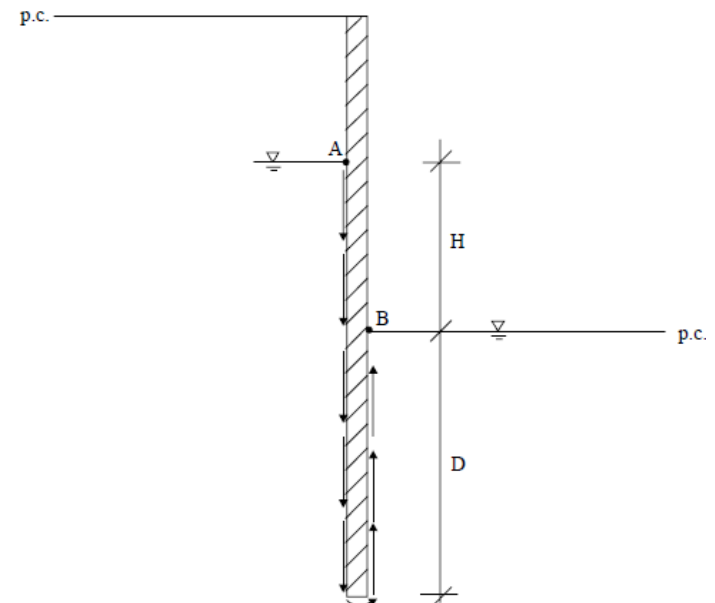
In questa condizione, se il terreno è privo legami coesivi, si annullano le forze intergranulari, si annulla la resistenza del terreno e le particelle solide possono essere trasportate dall'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno. Tale fenomeno è noto come instabilità idrodinamica (o sifonamento) ed è quello che può manifestarsi ad esempio nel caso di uno scavo sorretto da un diaframma. È da notare che essendo $\gamma' \cong \gamma_w$, il valore di i_c è prossimo all'unità.

Si definisce **fattore di sicurezza globale nei confronti del sifonamento** il rapporto tra il gradiente idraulico critico e quello che si ha in esercizio (definito **gradiente di efflusso, i_E**), ossia: **$FS = i_c / i_E$**

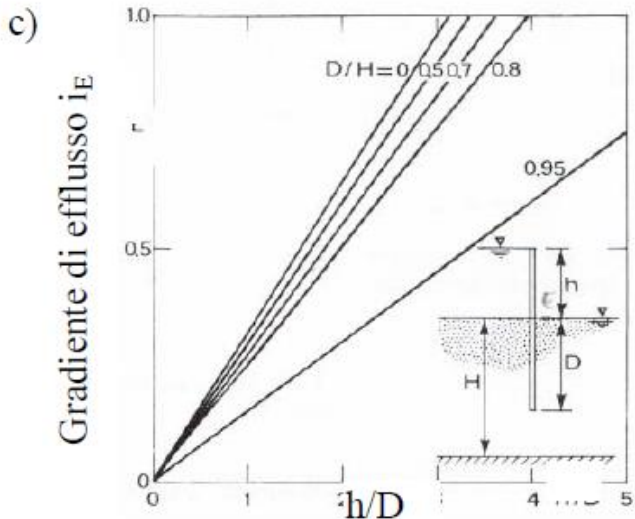
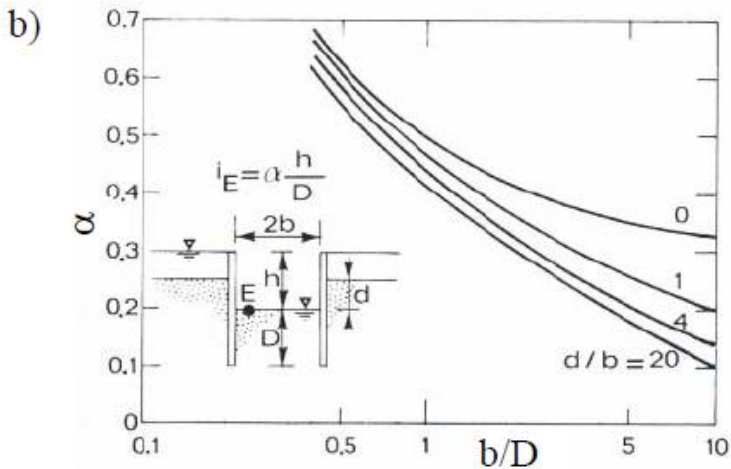
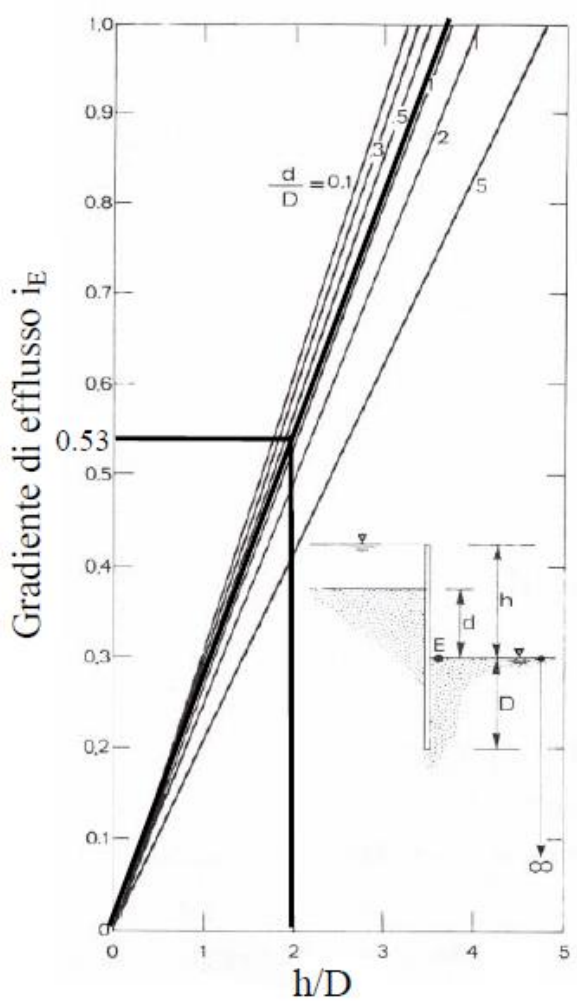
Essendo il sifonamento un fenomeno improvviso, senza segni premonitori, ed essendo difficile tener conto di fattori quali l'eterogeneità e l'anisotropia del terreno, si adottano valori alti di FS (generalmente si impone $FS > 4$).

Nel caso di un diaframma infisso ad una profondità D in un mezzo omogeneo, il gradiente di efflusso può essere valutato in prima approssimazione dividendo la perdita di carico per la lunghezza delle linee di flusso più corta, rappresentata dal percorso di una particella d'acqua in aderenza al diaframma, indicato con A-B in Figura a dx, ovvero, trascurando lo spessore del diaframma ed indicando con H la differenza di carico esistente tra due punti A e B appartenenti alle due superfici libere, si può porre:

$$i_E = H / (H + 2D)$$



Per determinare un valore del gradiente di efflusso più aderente alla realtà si può ricorrere a diagrammi disponibili in letteratura per vari casi pratici ricorrenti.



Gradiente di efflusso, i_E , nel caso di uno scavo in un mezzo di spessore infinito (a), nel caso di uno scavo nastriforme in un mezzo di spessore infinito (b), nel caso di una trincea drenante in un mezzo di spessore limitato (c)

A titolo di esempio, con lo schema di a), per $h/D = 2$ e $d/D = 1$ si ha $i_E \cong 0.53$.
 La stima, approssimata per eccesso, ottenuta dall'Equazione vista prima è:

$$i_e = \frac{h}{d + 2D} = \frac{h/D}{d/D + 2} = \frac{2}{1 + 2} = 0.66$$

Un fenomeno analogo al sifonamento, dovuto alle pressioni di filtrazione al piede di un diaframma, è quello del **sollevamento del fondo scavo**.

Terzaghi ha osservato che il fenomeno di instabilità si estende a tutta la profondità D di infissione per una larghezza pari a D/2 e che l'andamento delle sovrappressioni interstiziali (ovvero delle pressioni interstiziali in eccesso rispetto alla pressione idrostatica di valle) è quello riportato nella Figura a dx.

In prima approssimazione, cautelativamente, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante per una larghezza D/2 e pari ad $\gamma_w \cdot H_c$, dove H_c si ricava dall'Eq.:

$$i_e = H/(H+2D) = H_c/D$$

e quindi:

$$H_c = (H \cdot D)/(H+2D).$$

La forza totale di filtrazione che tende a sollevare il cuneo è data da: $S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot D/2$; quando questa uguaglia il peso efficace del cuneo (peso totale del cuneo meno spinta di Archimede), dato da: $W' = \gamma' \cdot D \cdot D/2$, si raggiungono le condizioni limite di instabilità.

Il fattore di sicurezza globale nei confronti del sollevamento del fondo scavo è definito come rapporto tra il peso efficace del cuneo e la forza di filtrazione che tende a sollevarlo, ossia:

$$FS = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot D \cdot D/2}{\gamma_w \cdot H_c \cdot D/2} = \frac{\gamma' \cdot D}{\gamma_w \cdot H_c}$$

(è da osservare che in pratica il rapporto H_c / D rappresenta il gradiente di efflusso nel tratto infisso, e che quindi l'Equazione sopra riportata corrisponde alla **FS = i_c/i_E**).

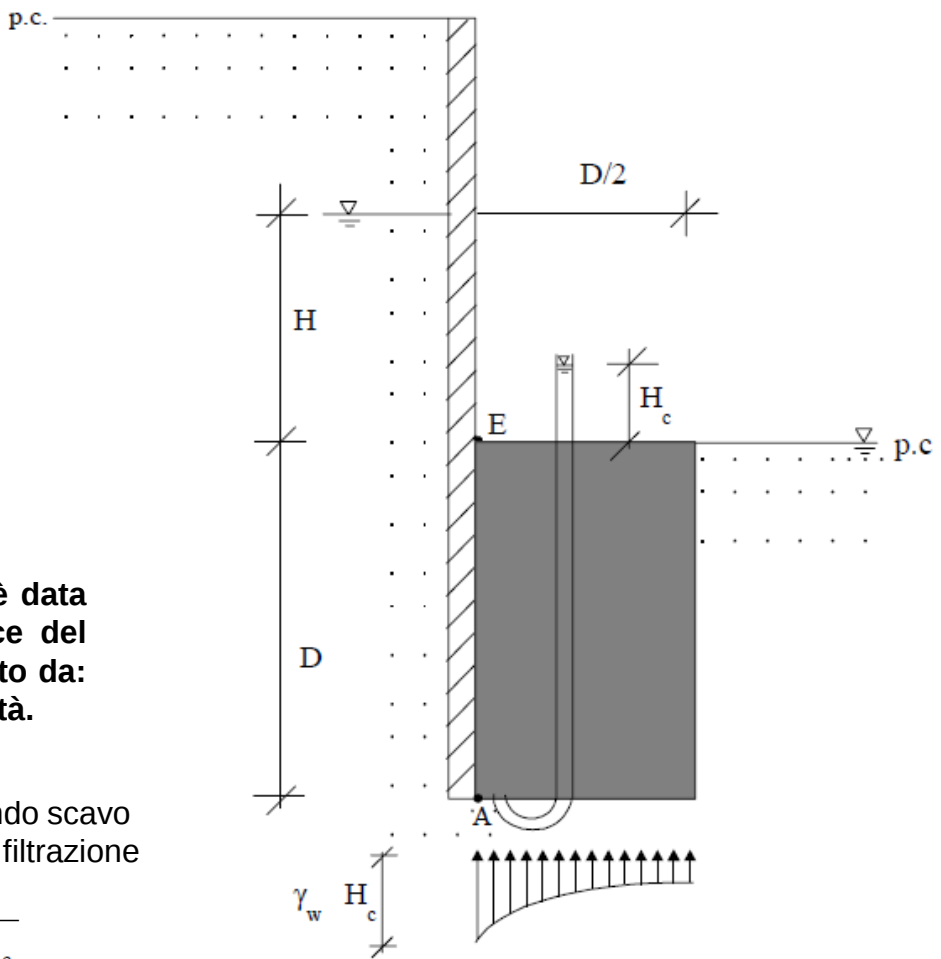
Talvolta, nel caso di terreno omogeneo, viene assunto cautelativamente $H_c = H/2$, invece che $H_c = HD/(H+2D)$, come risulterebbe, sempre in maniera approssimata, dallo schema di Figura.

Per incrementare il valore di FS si possono adottare le seguenti soluzioni:

- aumentare la profondità di infissione in modo da ridurre il gradiente di efflusso;
- disporre sul fondo dello scavo in adiacenza al diaframma un filtro costituito da materiale di grossa pezzatura in modo da incrementare le tensioni efficaci. In questo caso

$$FS = \frac{\gamma' \cdot D^2 / 2 + W}{\gamma_w \cdot H_c \cdot D/2} \text{ dove } W \text{ è il peso del filtro;}$$

- inserire dei dreni in modo da ridurre le sovrappressioni.



Il sifonamento e il sollevamento del fondo scavo sono due problemi entrambi legati alla filtrazione dell'acqua dal terreno verso l'interno dello scavo e sono determinati dalla dissipazione delle pressioni neutre.

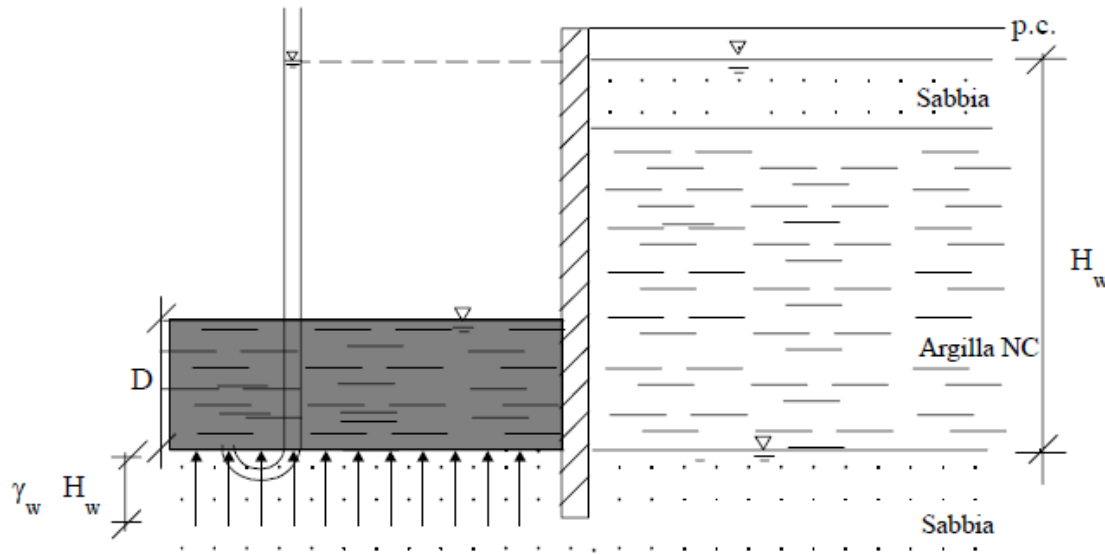
Il sifonamento, che comporta il trasporto dei granuli del terreno, si può verificare in terreni di tipo sciolto o comunque con coesione molto bassa. Rappresenta uno dei rischi più seri durante la realizzazione di scavi sotto falda anche perché il fenomeno, una volta innescato, è molto difficile da arrestare, a meno di non procedere all'allagamento dello scavo: in questo modo si annulla la differenza di carico idraulico fra interno ed esterno dello scavo, si arresta il moto di filtrazione e di conseguenza anche il trasporto solido.

Il sollevamento del fondo scavo, invece, si può verificare anche in presenza di materiali coesivi. In particolare si può verificare se è presente una lente di materiale coesivo in prossimità del fondo scavo. In questo caso quasi tutta la differenza di carico idraulico fra interno ed esterno dello scavo viene dissipata in corrispondenza di questa lente e, a mano a mano che ci si approfondisce con lo scavo, aumenta il rischio di sollevamento. In particolare il sistema raggiunge la condizione di criticità quando il peso dello spessore di terreno compreso fra la base della lente e il piano di scavo non è più sufficiente a compensare la spinta di filtrazione dell'acqua che è diretta dall'ammasso verso lo scavo, cioè dal basso verso l'alto (l'acqua, che filtra dal fondo dello scavo, entra nello scavo con un movimento diretto dal basso verso l'alto)

Scavo realizzato in un terreno a grana fine, sovrastante uno strato a permeabilità molto più elevata

Se lo scavo è realizzato in un terreno a grana fine, sovrastante uno strato a permeabilità molto più elevata, nel tempo che intercorre tra la realizzazione dello scavo e l'instaurarsi del moto di filtrazione, occorre ragionare in termini di pressioni totali: se la forza risultante delle pressioni idrostatiche iniziali alla base del cuneo supera il peso totale del cuneo può verificarsi il sollevamento. In questo caso il fattore di sicurezza globale è definito mediante il rapporto tra la pressione verticale totale e la pressione interstiziale all'intradosso dello strato di argilla a valle:

$$FS = \frac{\gamma \cdot D}{\gamma_w \cdot H_w}$$



Considerazioni sui problemi di idraulica dei terreni

Per affrontare e risolvere i problemi di ingegneria geotecnica si utilizzano modelli semplificati del sottosuolo, costituiti da strati di terreno omogenei, con superfici di confine ben definite, cui vengono attribuite proprietà geotecniche medie o caratteristiche. La geometria e le proprietà fisiche, idrauliche e meccaniche dei diversi strati di terreno sono stimate in base ai risultati di indagini geotecniche in sito e di laboratorio. Come si vedrà le indagini geotecniche hanno limiti e incertezze, dovuti alla rappresentatività del campione statistico, alla variabilità intrinseca delle proprietà dei terreni, alla impossibilità di riprodurre in laboratorio le reali condizioni in sito, alle incertezze nelle procedure di trasformazione dei risultati sperimentali in proprietà geotecniche, etc.. Pertanto il modello di sottosuolo utilizzato per il calcolo è solo uno schema semplificato della realtà fisica, sia per quanto riguarda la geometria sia per quanto riguarda le proprietà geotecniche attribuite ai singoli strati.

Le incertezze del modello hanno effetti molto diversi a seconda del problema geotecnico.

In alcuni di essi, anche scarti considerevoli dei valori reali di una proprietà geotecnica dal valore medio stimato ed assunto per il calcolo, hanno modesti effetti sul risultato (ad esempio, la stima della capacità portante e dei cedimenti di una fondazione, o anche la stima della spinta del terreno su un'opera di sostegno). Ma nei problemi di idraulica del terreno, ove è necessario considerare la filtrazione dell'acqua e la distribuzione delle pressioni interstiziali nello spazio e nel tempo, anche dettagli geologici minimi, apparentemente insignificanti e di difficile individuazione con le usuali tecniche di indagine, possono avere un'influenza decisiva, per cui l'uso di un modello semplificato di sottosuolo, che trascuri tali dettagli, può condurre a risultati decisamente errati.

Si consideri, ad esempio, una palancola a sostegno di uno scavo in un deposito di sabbia, in cui sia presente un sottile strato di argilla. In assenza di falda, e quindi di filtrazione, la presenza dello straterello argilloso e molto poco permeabile, ha un'influenza trascurabile sulla pressione mutua terreno-struttura, e quindi sulla stabilità e sulle deformazioni del sistema geotecnico. Al contrario, in presenza di falda, se il livello argilloso è al di sopra dell'estremità inferiore della palancola ed è continuo, esso intercetta quasi completamente la filtrazione ed altera profondamente la distribuzione delle pressioni interstiziali. Se tuttavia il livello di argilla non è continuo, ma corrisponde ad una piccola lente, la rete di filtrazione ne risulta modificata solo localmente. Una verticale di indagine geotecnica (ad esempio un sondaggio o una prova penetrometrica) eseguita per la progettazione della struttura, può non avere rilevato la presenza del sottile livello argilloso, oppure può averla rilevata ma senza poterne accertare l'estensione e la continuità.

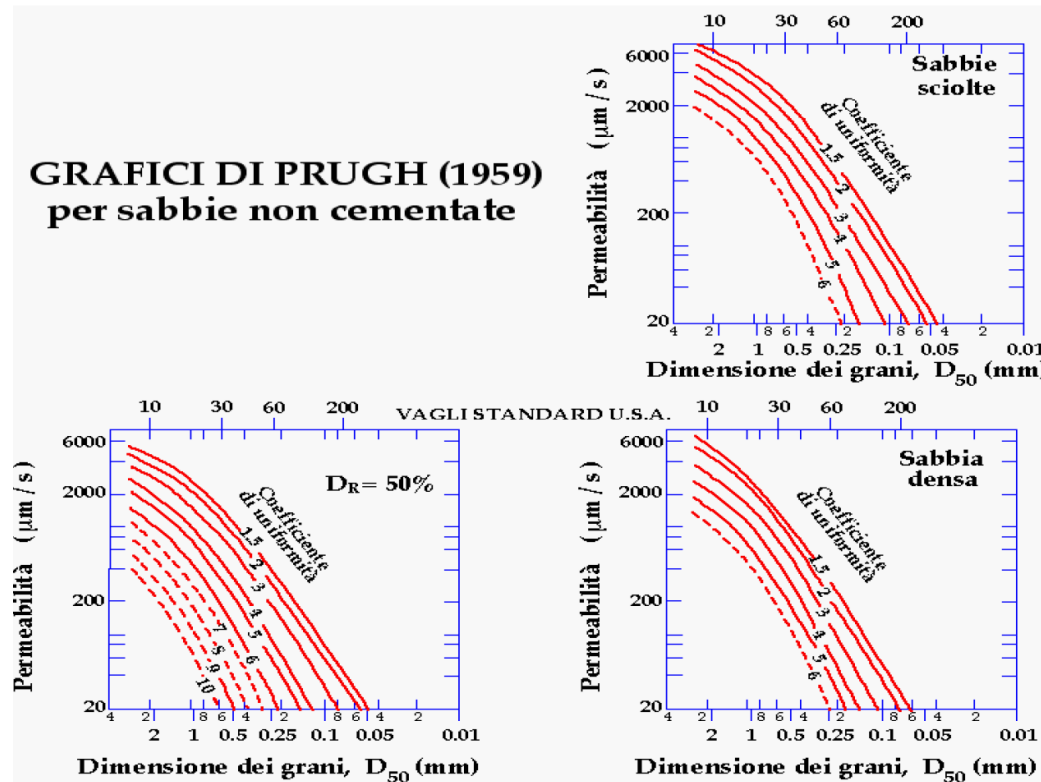
In definitiva, l'intensità e la distribuzione delle pressioni interstiziali in presenza di filtrazione sono stimate mediante la rete idrodinamica, la cui determinazione è molto incerta e raramente rispecchia le reali condizioni idrauliche del terreno. Per cui l'analisi teorica del comportamento atteso del modello geotecnico, pur necessaria, deve essere convalidata da misure sperimentali durante la costruzione e in corso d'opera, ed eventualmente variata se le misure sperimentali non confermano le previsioni.

DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITÀ (CONDUCEBILITÀ IDRAULICA) MEDIANTE CORRELAZIONI

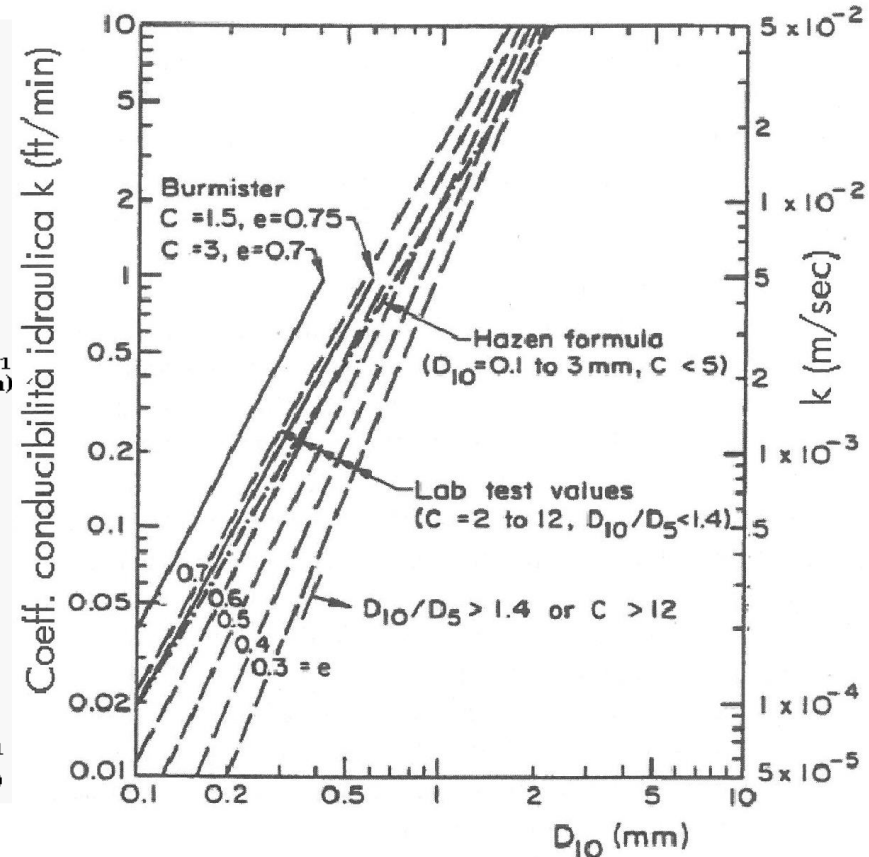
Per i **terreni a grana grossa** vengono talvolta impiegate **relazioni empiriche** che legano k ad alcuni parametri relativamente semplici da determinare.

Esistono ad esempio grafici che legano il coefficiente di permeabilità al D_{50} , alla densità relativa, D_r , e al coefficiente di uniformità, C , oppure formule, **valide per sabbie sciolte, uniformi ($C \leq 5$)**, che forniscono k in funzione di qualche diametro significativo presente nella distribuzione granulometrica. Tra queste, una delle più usate per la determinazione del coefficiente di permeabilità delle sabbie uniformi è la formula di Hazen: $k = C \cdot D_{10}^2$ dove C è una costante compresa tra 100 e 150 se k è espresso in cm/s e D_{10} in cm, diametro al di sotto del quale passa il 10% del materiale.

**GRAFICI DI PRUGH (1959)
per sabbie non cementate**



Correlazione tra il coefficiente di permeabilità, k , la densità relativa D_r ed il coefficiente di uniformità U



Relazioni empiriche per il coefficiente di conducibilità idraulica k

CONDIZIONI DI DRENAGGIO, TIPI DI TERRENO E METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITÀ

La permeabilità del terreno può essere misurata con prove in laboratorio e con prove in situ; tuttavia, essendo la permeabilità un parametro fortemente influenzato anche dai caratteri macrostrutturali:

- per **i terreni naturali** le misure in sito risultano generalmente più significative e quindi preferibili, a meno che non si riesca a riprodurre fedelmente in laboratorio le condizioni esistenti in sito,
- per **i terreni utilizzati come materiale da costruzione** sono **significative anche le prove di laboratorio**.

Ogni metodo di misura ha un campo di applicazione ottimale all'interno di un certo range di variazione della permeabilità; di conseguenza il metodo di misura più opportuno deve essere scelto in relazione al tipo di terreno, come è evidenziato nella Tabella a lato.

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
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
DRENAGGIO	buono					povero			praticamente impermeabile			
TIPO DI TERRENO	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							
MISURA DIRETTA DI K	Prova in foro di sondaggio (misura locale; delicata esecuzione)											
	Prova di pompaggio (delicata esecuzione; significativa)											
	Permeametro a carico costante (facile esecuzione)											
STIMA INDIRETTA DI K				Facile esecuzione significativa		Permeametro a carico variabile						
						delicata esecuzione: non significativa		delicata esecuzione: molto poco significativa				
						Piezometro Pressiometro Piezocono (misura locale; delicata esecuzione)						
	Determinazione dalla curva granulometrica (solo per sabbie e ghiaie pulite)								Determinazione dai risultati della prova edometrica			

Determinazione della permeabilità in laboratorio

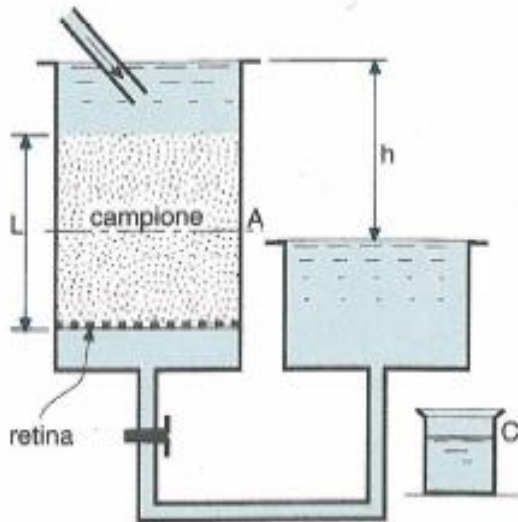
Per la misura del coefficiente di permeabilità in laboratorio vengono generalmente usati tre metodi:

- a) il permeametro a carico costante, per $k > 10^{-5}$ m/s
- b) il permeametro a carico variabile, per $10^{-8} < k < 10^{-5}$ m/s
- c) i metodi indiretti quali le prove edometriche o di consolidazione, per $k < 10^{-8}$ m/s

Con il **permeametro a carico costante** si misura il volume d'acqua che attraversa il campione di terra in un tempo t sotto l'azione di un carico h costante. Il valore di k in m/s è dato dalla relazione:

$$k = \frac{C \cdot L}{h \cdot A \cdot t} = \frac{Q}{A \cdot i}$$

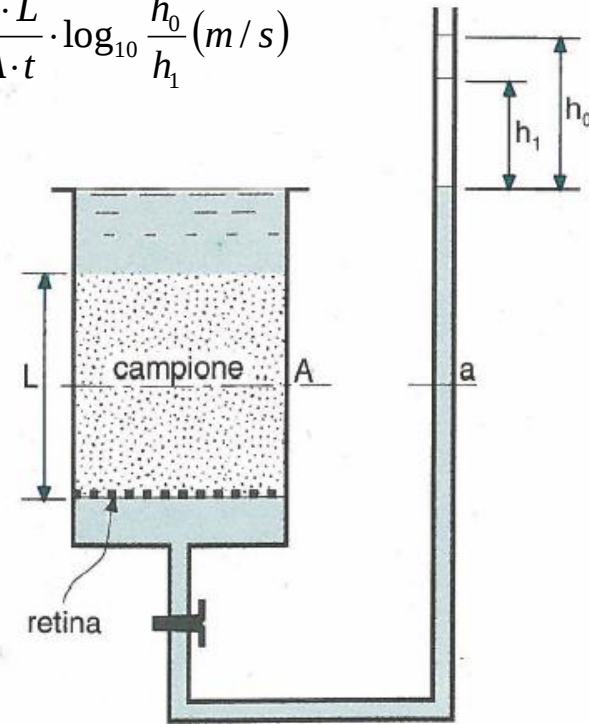
Dove: L è la lunghezza e A la sezione del campione di terra, C il volume d'acqua raccolto nel tempo t e h il carico idraulico costante.



Il **permeametro a carico variabile** è invece usato per prove su materiali a media e bassa permeabilità, poiché le caratteristiche dell'apparecchiatura consentono di eseguire facilmente le misure del carico idraulico e del tempo per un largo campo di valori del coefficiente di permeabilità. Il valore di k è dato dalla relazione:

$$k = 2.3 \cdot \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \cdot \log_{10} \frac{h_0}{h_1} \text{ (m/s)}$$

dove: a è la sezione del tubo di vetro, L la lunghezza del campione, A la sezione del campione, t il tempo, h_0 e h_1 il carico idraulico iniziale e finale.



Le **prove di permeabilità in laboratorio** devono essere condotte con opportuna cautela ed esperienza poiché errori di interpretazione possono aversi per varie cause, quali aria nei campioni non rappresentativi del terreno sul posto, disturbo arrecato durante il campionamento, difficoltà di ricostituzione del campione in laboratorio, anisotropia alla permeabilità.

PIEZOMETRI

Generalmente con il termine **piezometro** s'intende uno strumento che misura la pressione interstiziale dell'acqua di un **ben preciso strato di terreno**, viceversa si parla di **pozzo di osservazione**.

I piezometri sono strumenti utilizzati per monitorare la pressione interstiziale dell'acqua nel terreno, essi **hanno due categorie di applicazioni**:

- 1. il monitoraggio del livello di acqua nel terreno,**
- 2. la determinazione del valore delle pressioni neutre.**

I **piezometri** possono essere suddivisi in **due categorie**:

- **Chiusi**: quelli in cui è presente un **diaframma** tra acqua nel terreno e trasduttore (p. a trasduttore pneumatico, a corda vibrante o a resistenza elettrica).
- **Aperti**: quelli in cui il diaframma non è presente (p. a tubo fisso e idraulici a due tubi).

Quando occorre determinare **il livello dell'acqua nel terreno** si ricorre all'impiego di pozzi di osservazione e piezometri aperti mentre, quando occorre determinare **la pressione del fluido interstiziale**, si impiegano **piezometri chiusi** muniti di trasduttori di pressione: piezometro idraulico a due tubi, piezometri pneumatici, piezometri a corda vibrante e piezometri elettrici.

POZZO DI OSSERVAZIONE

Il pozzo di osservazione consiste in un tubo, installato in un foro di sondaggio, di plastica o acciaio e finestrato nella parte inferiore. L'intercapedine tra il tubo ed il foro viene riempita con sabbia e ghiaia creando così una **connessione tra i diversi strati di terreno: la parte superiore viene sigillata con cemento e bentonite per impedire infiltrazioni di acqua dalla superficie**. Per lo stesso motivo si pone un tappo sulla sommità del tubo, tale tappo presenta un foro di collegamento con l'esterno affinché la pressione dell'aria sovrastante il livello dell'acqua nel tubo si mantenga pari alla pressione atmosferica.

A causa del fatto che si crea una connessione verticale tra gli strati, le applicazioni dei pozzi di osservazione sono limitate al caso di **terreni omogenei permeabili non fessurati** (con permeabilità secondaria trascurabile) in cui la **pressione dell'acqua aumenta uniformemente con la profondità**. In tal caso non è necessario sigillare il tratto finestrato, e l'installazione può essere effettuata direttamente con una qualunque tecnica d'infissione. **Se il pozzo attraversa strati di terreno o roccia a diversa permeabilità il livello registrato sarà probabilmente quello corrispondente allo strato a maggiore permeabilità**. Considerato il volume d'acqua che deve fluire verso il tubo in presenza di un'eventuale perturbazione che modifichi l'equilibrio idraulico originario, questo tipo di piezometro è adatto a terreni di elevata permeabilità ($k > 10^{-6}$ m/s).

Per rilevare la quota piezometrica viene calata nel tubo una sonda di misura.



PIEZOMETRO APERTO A TUBO FISSO

Si differenzia dal pozzo di osservazione per il fatto che, affinché l'elemento filtrante poroso misuri la **pressione interstiziale di un ben preciso strato di terreno**, l'intercapedine viene sigillata al di sopra dello strato che si vuol monitorare con cemento e bentonite. Qualora esista la possibilità di infiltrazioni indesiderate dal basso si pone in opera, nel foro di sondaggio, al di sotto dello strato di interesse, un **tampone impermeabile**.

Consiste di una colonna di tubi in PVC rigido o in metallo, fessurati ed eventualmente rivestiti di tessuto non tessuto per la parte in falda e ciechi per il rimanente tratto.

Vanno posti in opera entro un foro rivestito con una tubazione provvisoria, di diametro utile pari almeno al doppio del diametro dei tubi di misura adottati. Una volta eseguita la pulizia del foro, si inserisce la colonna fino a fondo foro; quindi si procede all'immissione, nell'intercapedine colonna - tubazione, di materiale granulare (sabbia, sabbia - ghiaietto) in modo da realizzare un filtro poroso attorno al tratto di colonna finestrato.

Tale operazione va eseguita ritirando la tubazione provvisoria mano a mano che si procede con l'immissione dall'alto del materiale filtrante, curando di controllare la quota di questo con idonei sistemi di misura (cordelle metriche, etc.). **Il bordo inferiore della tubazione dovrà sempre trovarsi al di sotto della quota raggiunta dal materiale di riempimento.**

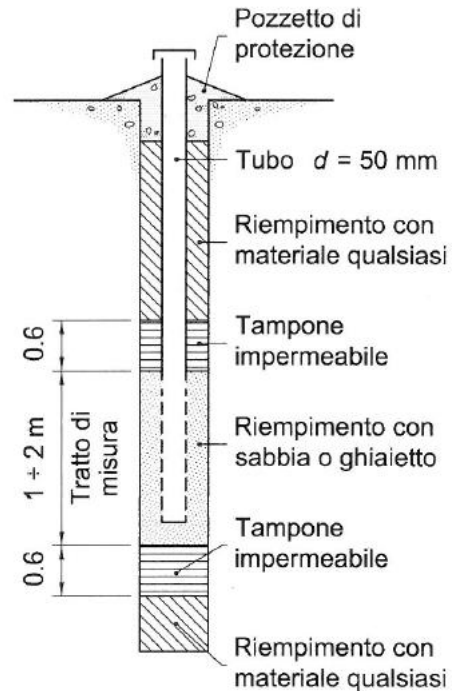
Al termine della formazione del filtro, si procede all'esecuzione di un tappo impermeabile di alcuni decimetri di altezza, formato generalmente da palline di bentonite o argilla opportunamente pestellate, onde separare la zona filtrante dal tratto di foro superficiale, che andrà poi riempito con materiale di risulta, oppure cementato a seconda delle esigenze. In superficie, si provvede quindi ad eseguire un idoneo pozzetto, possibilmente con chiusura a lucchetto o simili, per il contenimento e la protezione della testa del piezometro.

I **vantaggi** del piezometro aperto a tubo fisso sono:

- l'affidabilità dei dati registrati;
- può eseguire lunghe serie di registrazioni;
- l'autodegassazione se il diametro interno del tubo è adeguato;
- l'integrità dei sigilli può essere valutata dopo l'installazione;
- la possibilità di essere convertito in un piezometro a diaframma;
- la possibilità di essere usato per misure di permeabilità.

I principali **limiti** del piezometro aperto a tubo fisso sono:

- **tempi di risposta lunghi**;
- può essere soggetto a danneggiamenti durante l'installazione o in seguito a compressione del terreno circostante;
- l'inserimento di un piezometro in un argine crea una zona di discontinuità a minor grado di compattezza;
- il filtro poroso può ostruirsi in seguito a ripetuti flussi d'acqua in ingresso e in uscita;
- i modelli ad infissione sebbene meno costosi sono limitati dalla mancanza di un sigillo adeguato, dalla possibilità d'intasamenti e di false misure nel caso penetri, dal terreno, del gas nel tubo.



PIEZOMETRO DI CASAGRANDE

Per ottenere una risposta più rapida, in terreni con permeabilità minore a 10^{-6} m/s si impiega il piezometro di Casagrande.

Questo tipo di piezometro è sempre un piezometro aperto a tubo fisso ma è costituito da un elemento filtrante rappresentato da un cilindro in pietra porosa o in polietilene poroso ad alta densità del diametro di $30 \div 50$ mm e della lunghezza di $200 \div 300$ mm. L'estremità superiore della pietra porosa è collegata ad un tubo di piccola sezione o da due tubi in PVC o in nylon ricoperti da polietilene, con diametro interno generalmente di 12,5 mm, per il raccordo in superficie. **In un foro di sondaggio possono anche essere posti in opera due piezometri di Casagrande a diverse altezze.**

Nel caso si preveda la posa in opera di due piezometri a diverse profondità nello stesso foro, il diametro minimo utile dovrà essere di 110 mm. L'installazione prevedrà due zone filtranti all'interno delle celle porose e due tappi impermeabili.

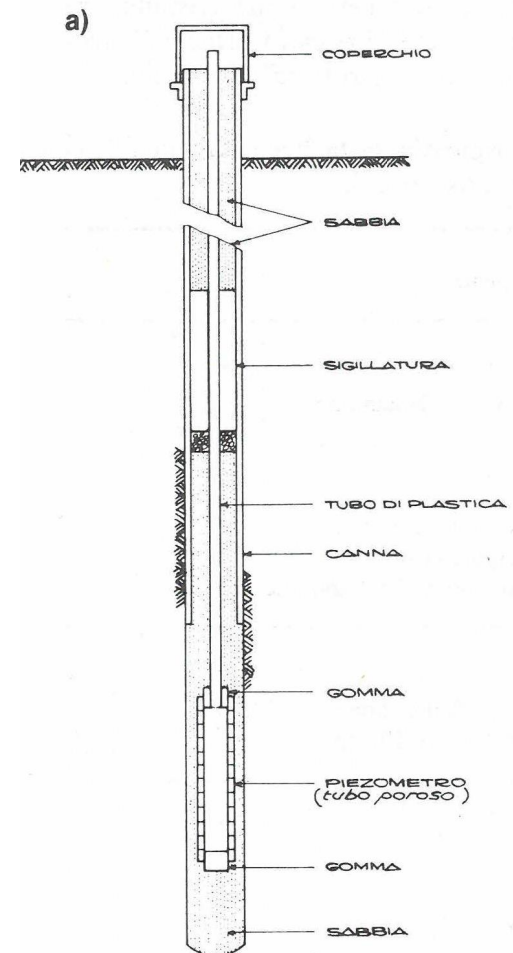
La zona filtrante e il tappo impermeabile, contenuti tra le quote di posa dei due piezometri, dovranno essere dimensionati in altezza in funzione della stratigrafia e dell'individuazione degli strati permeabili ed impermeabili.

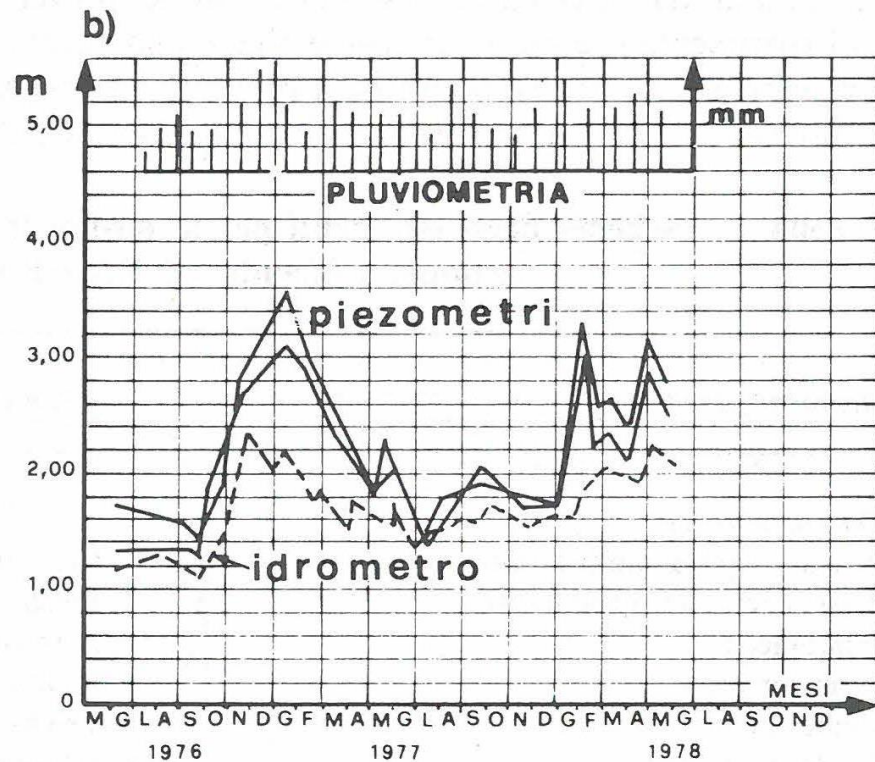
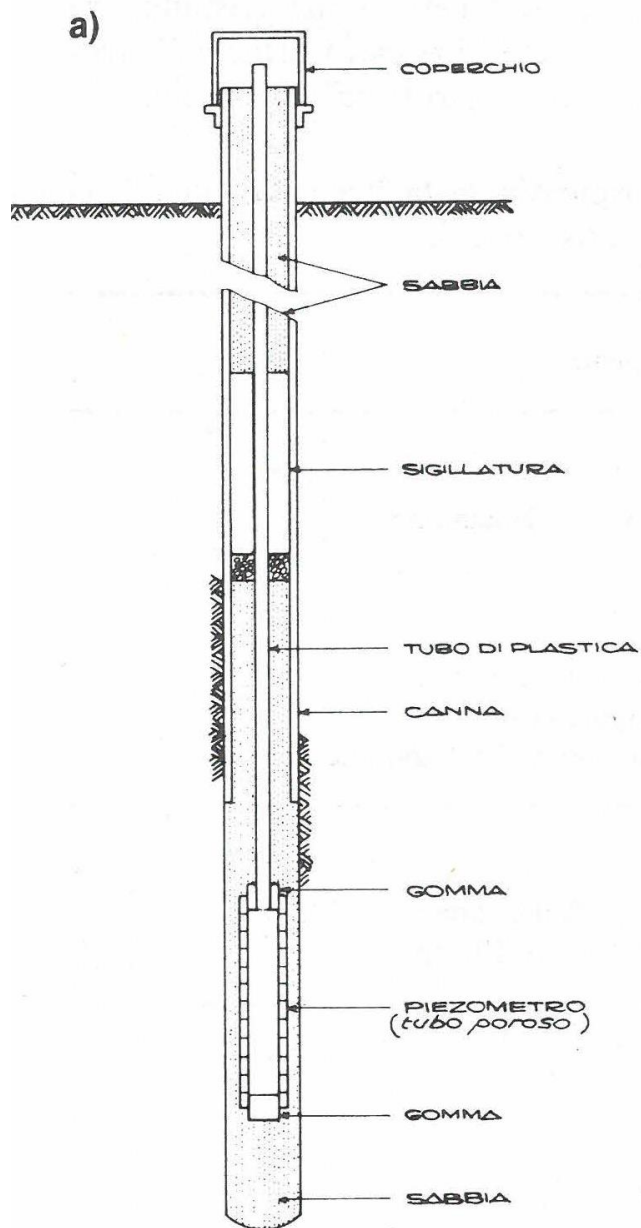
Installazione del piezometro di Casagrande

Per l'installazione del piezometro di Casagrande si procede nel seguente modo:

- a sondaggio ultimato, con il rivestimento in opera, si forma un tappo di fondo con malta di cemento, bentonite e acqua fino a 0,5 m al di sotto della quota prevista per il piezometro;
- si pone in opera un filtro dello spessore di 0,5 m e diametro delle particelle 1,4 mm, ritirando man mano il rivestimento;
- si pone in opera il piezometro, collegando accuratamente il tubo di risalita, i giunti tra i vari segmenti di tubo devono avere una tenuta perfetta;
- si realizza intorno e sopra il piezometro un filtro di sabbia pulita di spessore 0,5 m, ritirando gradualmente il rivestimento;
- si esegue un sigillo impermeabile, costituito da alternanze di palline di bentonite (del diametro di 20 mm) e ghiaietto, di spessore $0,5 \div 1,0$ m;
- si realizza uno strato (di $0,5 \div 1,0$ m) di sabbia pulita e un secondo sigillo impermeabile,
- infine, si riempie il foro, preferibilmente con malta di cemento, bentonite, acqua, colata attraverso delle aste che arrivano a fondo foro, la parte terminale viene sigillata con un blocchetto di calcestruzzo.

È importante che, sia durante queste operazioni che durante la trivellazione, il livello d'acqua sia mantenuto pari o al di sopra del livello di falda iniziale, in modo da minimizzare gli effetti di disturbo conseguenti al flusso d'acqua che tende ad instaurarsi verso il foro in seguito alla perforazione.





a) Schema di un piezometro Casagrande in opera.
b) Evoluzione dei livelli piezometrici, idrometrici e pluviometrici

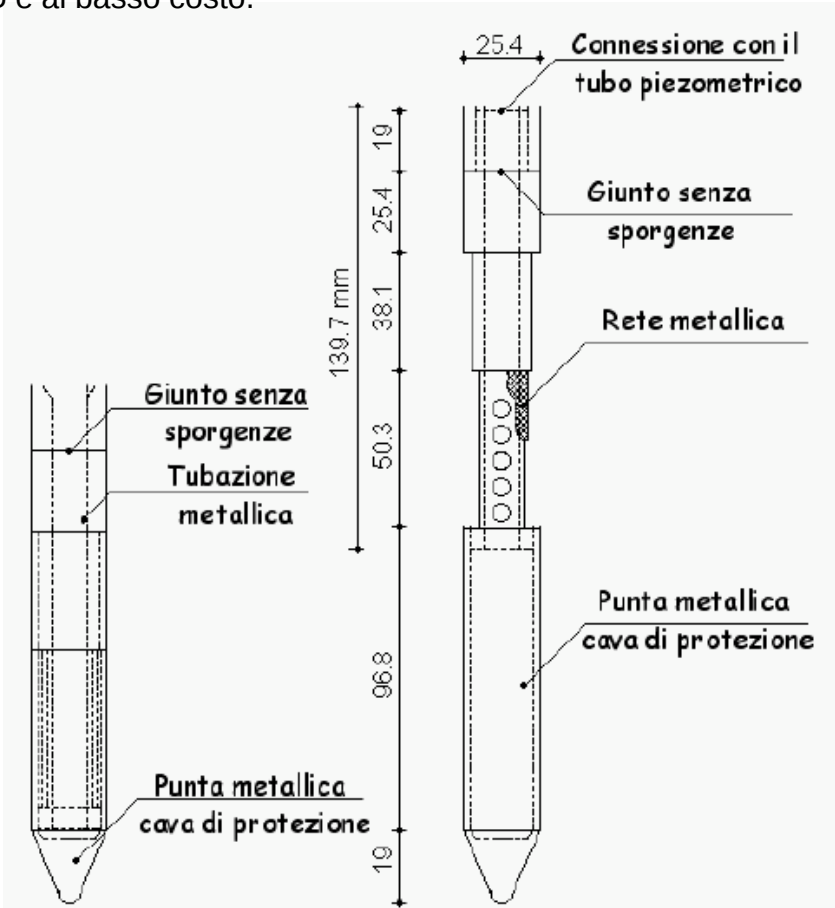
Piezometro infisso

In **argille tenere** si può ricorrere a piezometri infissi; l'infissione può avvenire direttamente dalla superficie o dal fondo di un foro di sondaggio. Durante l'infissione l'elemento poroso è protetto da un manicotto che ne impedisce eventuali danneggiamenti e occlusioni; raggiunta la quota di misura il manicotto viene sollevato per mezzo delle aste di spinta e l'elemento poroso rimane in contatto diretto col terreno in quanto non è presente un filtro sabbioso intorno ad esso. In questi casi non viene effettuato un sigillo al di sopra della quota di misura.

Dato che durante l'infissione si crea, intorno al piezometro, una zona di sovrappressione, occorre attendere che questa si dissipi per una misura corretta del livello piezometrico. Con strumenti di piccole dimensioni questo tempo di attesa è dell'ordine dei 20-30 gg.

Sono stati progettati anche dei modelli che consentono l'infissione, senza danneggiamenti, in terreni contenenti pietre e strati rigidi, e modelli che utilizzano trasduttori a diaframma.

La loro diffusione è legata essenzialmente alla facilità d'impiego e al basso costo.



TEMPO DI RISPOSTA DEI PIEZOMETRI

In seguito a variazioni del livello di falda si ha un flusso d'acqua tra piezometro e terreno fino al raggiungimento dell'equilibrio, che si ottiene quando il livello nel piezometro è uguale a quello di falda, il tempo necessario per il raggiungimento dell'equilibrio è detto TEMPO DI RISPOSTA, e dipende principalmente dalla permeabilità del terreno e dalle caratteristiche geometriche del piezometro. I piezometri a tubo fisso hanno tempi di risposta molto maggiori di quelli a diaframma per il fatto che viene coinvolta in movimento una quantità d'acqua molto maggiore.

Vari autori hanno presentato metodi di stima del tempo di risposta per i diversi piezometri; l'ordine di grandezza del tempo richiesto per avere il 95% della risposta di vari tipi di piezometri, installati in terreni omogenei, può essere ricavato, in funzione della permeabilità, da diagrammi come quello riportato e disponibili nella letteratura scientifica. Teoricamente il 100% della risposta lo si ha solo dopo un tempo infinito: il 90% della risposta è, in genere, considerato adeguato a fini pratici.

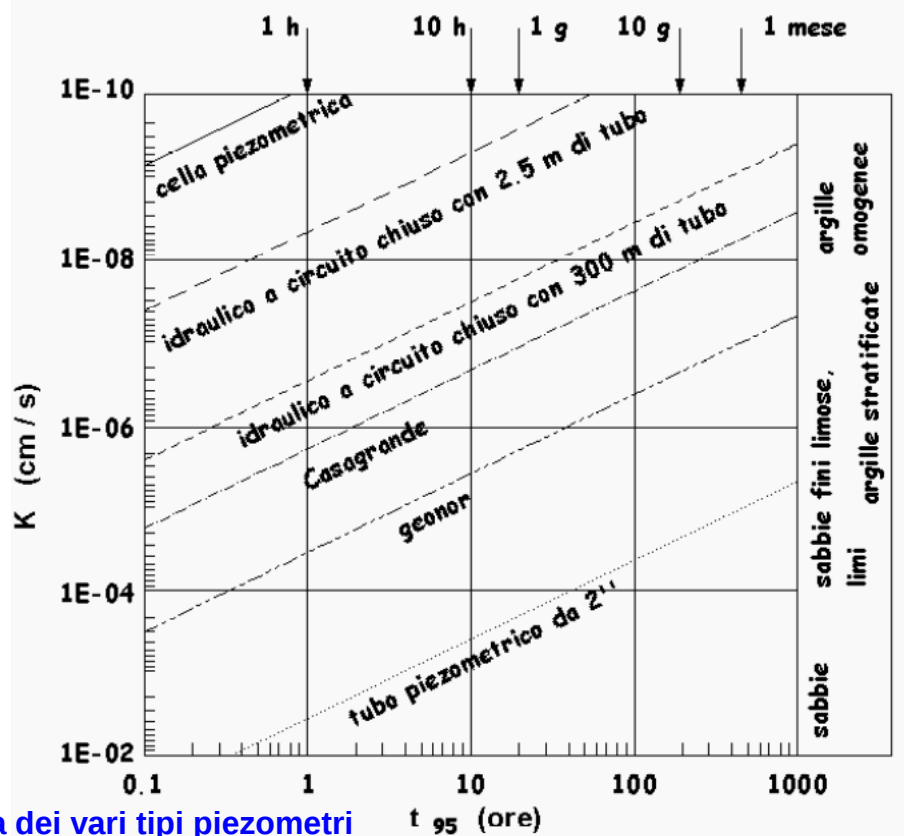
Dalle espressioni di letteratura si nota che per avere tempi di risposta brevi occorre usare tubi fissi di piccolo diametro e zone di filtro sabbioso di grandi dimensioni.

L'importanza della durata del tempo di risposta dipende dallo scopo per cui si effettuano le misure: se, ad es., si vuole determinare la pressione dell'acqua interstiziale in un terreno in cui le fluttuazioni di pressione non sono significative un piezometro a tubo fisso può andar bene, se invece la pressione di falda è soggetta a variazioni giornaliere, e la conoscenza del livello di falda è critica, si deve usare uno strumento con tempo di risposta molto breve.

Per abbreviare i tempi di risposta e ridurre la possibilità di intasamenti, in seguito a ripetuti flussi d'acqua in ingresso e uscita attraverso il filtro poroso, si può inserire un trasduttore di pressione, e sigillare il tubo fisso sopra di esso con un involucro gonfiabile. Ciò consente, ancora, di recuperare il trasduttore per ritrarlo.

In terreni non saturi o gassosi, il diametro interno del tubo fisso deve essere maggiore di 8 mm, altrimenti l'eventuale gas penetrato nel tubo fisso attraverso l'elemento poroso può formare bolle che non riescono a raggiungere il pelo libero dell'acqua. Questo produce un innalzamento del livello dell'acqua nel tubo fisso che non corrisponde più alla quota piezometrica.

In terreni consolidati il tubo fisso può torcersi o tagliarsi creando una falla o ostruendo il passaggio della sonda di misura. In questi casi o si installa intorno al tubo fisso un altro tubo, o si usa un altro tipo di piezometro. Nel caso si usi un tubo di rivestimento per prevenire infiltrazioni d'acqua nell'intercapedine tra i tubi si riempie l'intercapedine con fanghi bentonitici.



Tempi di risposta dei vari tipi piezometri

DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITÀ IN SITO

Nelle prove in posto la permeabilità di strati di sabbia o di ghiaia sotto la falda freatica viene in genere misurata con prove di pompaggio determinando dei coefficienti di permeabilità medi per la zona interessata dal pompaggio.

Per la misura del coefficiente di permeabilità in sito si è soliti ricorrere a tre tipi di prove:

- a) prove di pompaggio o di emungimento
- b) prove in pozzetto superficiale
- c) prove in foro di sondaggio

PROVA DI EMUNGIMENTO O DI POMPAGGIO

Le prove di pompaggio vengono eseguite in terreni con permeabilità medio-alta, al di sotto del livello di falda.

Consistono nell'abbassare il livello della falda all'interno di un pozzo, opportunamente realizzato, e nel rilevare in corrispondenza di un certo numero di verticali, strumentate con piezometri, **l'abbassamento una volta raggiunto un regime di flusso stazionario.** Nella fase di emungimento la velocità di abbassamento del livello diminuisce all'aumentare del volume di terreno interessato dal flusso, fino ad un valore prossimo alla stabilizzazione (regime pseudo-stazionario) se la falda non è alimentata e si stabilizza se la falda è alimentata. **Il raggio di influenza è tanto maggiore quanto maggiore è la permeabilità.**

Per una corretta interpretazione della prova è necessario conoscere con buona approssimazione la stratigrafia, l'estensione dell'acquifero e le condizioni iniziali della falda, che quindi vanno preventivamente ricavati mediante apposite indagini in sito.

Per la realizzazione del pozzo viene disposto all'interno del foro un tubo finestrato, con area delle aperture maggiore del 10% dell'area laterale. Nel tratto di terreno da investigare, l'intercapedine tra tubo e terreno è riempita con un filtro di ghiaietto e sabbia con una opportuna granulometria; nel tratto sovrastante, per evitare l'infiltrazione di acque esterne, l'intercapedine è riempita con materiale impermeabilizzante (generalmente argilla o bentonite).

Il pozzo principale, che viene utilizzato per l'emungimento, ha un diametro D compreso generalmente tra i 200 e i 400 mm; intorno ad esso, nella zona di depressione della falda (a causa dell'andamento caratteristico della superficie piezometrica si parla anche di "cono di depressione") vengono disposti **una serie di piezometri il cui numero dipende dalla eterogeneità del terreno.**

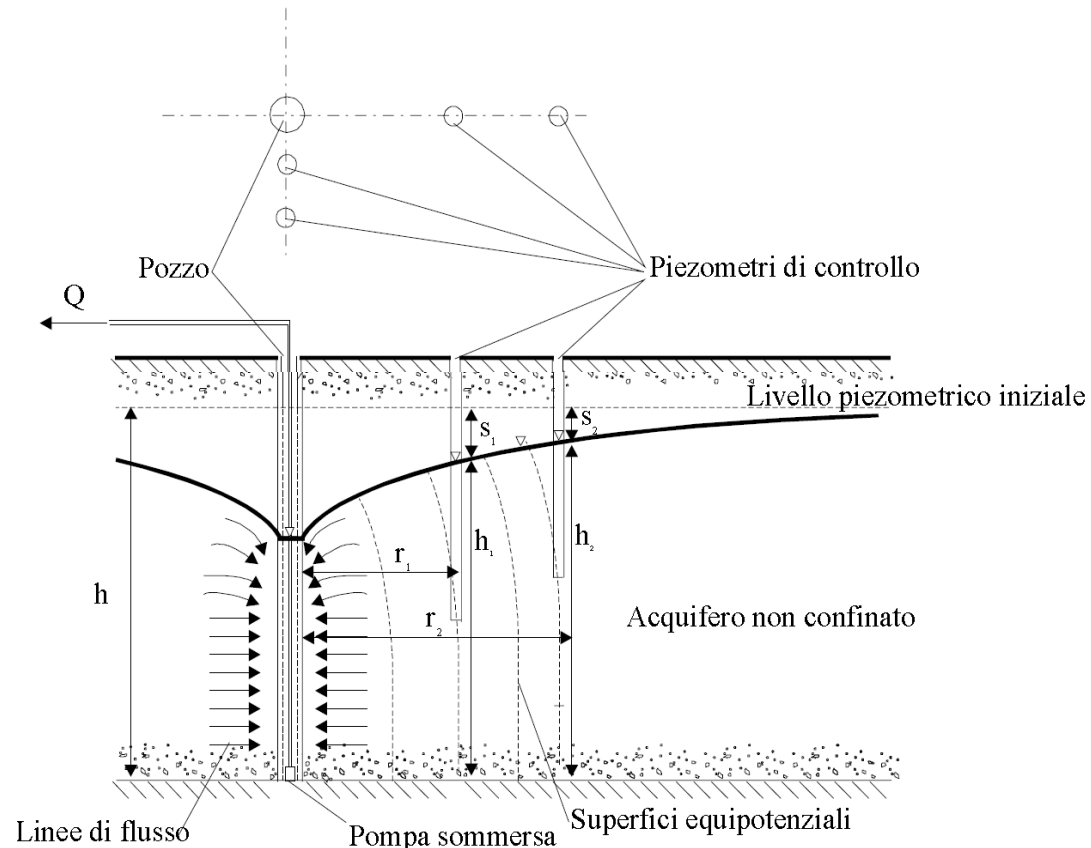
Il tipo di piezometri viene scelto in relazione al tipo di terreno; devono essere in numero non inferiore a tre, disposti secondo allineamenti passanti per il pozzo (almeno due allineamenti di cui uno parallelo alla direzione di moto della falda)

PROVA DI EMUNGIMENTO O POMPAGGIO IN FALDA FREATICA.

La prova viene eseguita pompando l'acqua da un pozzo, installato nello strato in esame, e misurando gli abbassamenti corrispondenti di livello piezometrico in pozzi adiacenti fino a che si raggiunge una stabilizzazione del flusso nel pozzo di pompaggio e dei livelli nei pozzi di osservazione.

Nel caso di **falda freatica** il coefficiente di permeabilità può essere calcolato con la relazione :

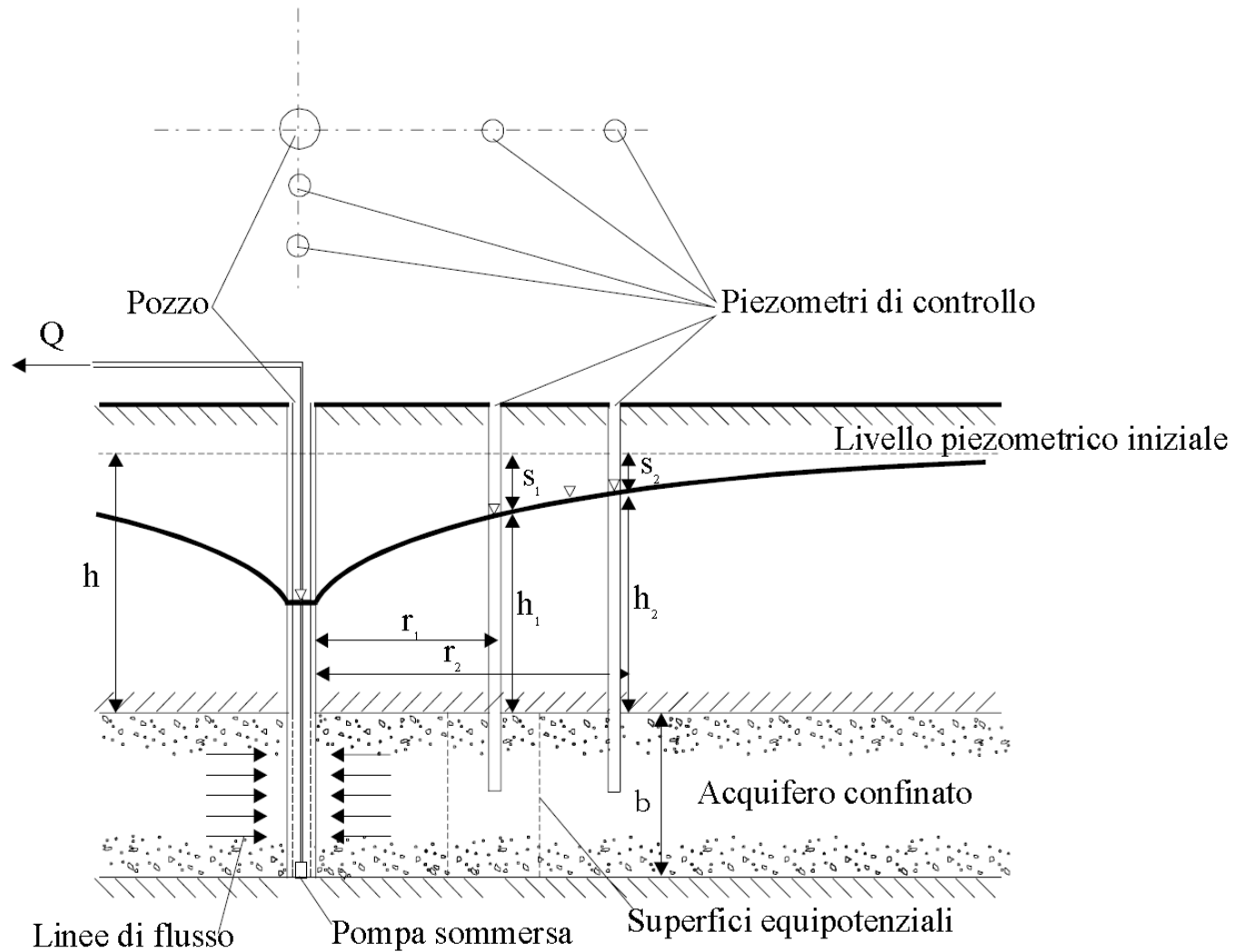
$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln \frac{r_2}{r_1}}{(h_2^2 - h_1^2)}$$



PROVA DI EMUNGIMENTO O POMPAGGIO IN FALDA ARTESIANA.

Nel caso di **falda artesia** si adopera la relazione :

$$k = \frac{q}{2\pi b} \cdot \frac{\ln \frac{r_2}{r_1}}{(h_2 - h_1)}$$



Prove di pompaggio

Vengono eseguite in terreni con permeabilità medio-alta e al di sotto del livello di falda. La prova consiste nell'abbassare il livello della falda all'interno del pozzo e nel rilevarne, in corrispondenza di ogni piezometro l'abbassamento, sino a raggiungere un regime di flusso stazionario. Durante la fase di emungimento la velocità di abbassamento del livello d'acqua diminuisce all'aumentare del volume di terreno interessato dal flusso, fino ad un valore prossimo alla stabilizzazione (regime pseudo-stazionario) se la falda non è alimentata, mentre si stabilizza se la falda è alimentata.

Le letture vengono eseguite a intervalli di tempo crescenti (2 min nelle prime due ore, 5 min nelle quattro ore successive, 10÷15 min per il resto della prova, che dura mediamente 24÷36 ore e anche di più per terreni a bassa permeabilità).

Per questo tipo di prova inoltre è fondamentale conoscere, con buona approssimazione, la stratigrafia dei terreni interessati, l'estensione dell'acquifero e le condizioni iniziali di falda, da determinare mediante specifici studi idrogeologici.

Solitamente un pozzo principale, utilizzato per l'emungimento, ha un diametro D compreso tra i (200 – 400) mm ed attorno alla zona di depressione della falda vengono disposti una serie di piezometri per la misura del "cono di depressione".

Le prove vengono interpretate a seconda degli acquiferi:

- acquifero confinato (falda artesianica) le linee di flusso sono orizzontali e le superfici equipotenziali sono cilindri concentrici rispetto al pozzo;
- acquifero non confinato (falda freatica) le linee di flusso e le superfici equipotenziali sono curve. In tal caso va posta particolare attenzione sulla profondità di installazione dei piezometri, poiché l'altezza di risalita dell'acqua corrisponde alla pressione interstiziale della superficie equipotenziale passante per il punto di misura.

Le relazioni semplificate per le relazioni sul coefficiente di permeabilità sono riportate di seguito.

$$k = \frac{Q}{2\pi \cdot b} \cdot \frac{\ln \frac{r_2}{r_1}}{(h_2 - h_1)} \quad (\text{acquifero confinato})$$

$$k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\ln \frac{r_2}{r_1}}{(h_2^2 - h_1^2)} \quad (\text{acquifero non confinato})$$

Il numero dei piezometri è in funzione delle caratteristiche litologiche e dell'eterogeneità dei terreni presenti, comunque in ogni caso non inferiore a tre e disposti secondo allineamenti passanti per il pozzo (almeno due allineamenti di cui uno parallelo alla direzione di moto della falda). La distanza tra i piezometri aumenta con legge esponenziale: il primo di ogni allineamento viene posto a qualche metro dal pozzo, l'ultimo al limite della zona di influenza (50÷200 m a seconda della permeabilità).

PROVE IN POZZETTO SUPERFICIALE

Si tratta di prove **speditive**, di facile esecuzione, che, per contro, hanno un campo di utilizzo limitato, in quanto forniscono misure del coefficiente di permeabilità **limitate agli strati più superficiali** e **si eseguono in genere su terreni che costituiscono opere di terra durante la loro costruzione**, aventi permeabilità maggiori di 10^{-6} m/s, e posti sopra falda.

Il pozzetto è uno scavo di forma circolare o quadrata.

La dimensione della sezione in pianta è legata al diametro massimo presente nella granulometria; in particolare il diametro, d , (o il lato, b) del pozzetto deve risultare maggiore di $10 \div 15$ volte il diametro massimo presente nella granulometria.

La **distanza del fondo del pozzetto dalla falda, H** , deve essere pari ad almeno 7 volte l'**altezza media (h_m o h) dell'acqua nel pozzetto durante la prova**, che a sua volta **deve risultare maggiore di $d/4$, per pozzetto circolare (o $b/4$, per pozzetto a base quadrata)**.

Esistono due tipi di prova: a carico costante e a carico variabile.

Nel primo caso viene immessa nel pozzetto una portata d'acqua costante q , tale che a regime il livello d'acqua sia costante.

Nel secondo caso, dopo avere riempito il pozzetto, viene registrato l'abbassamento del livello dell'acqua nel tempo.

In relazione alla forma del pozzetto e al tipo di prova, vengono impiegate formule semiempiriche, valide nell'ipotesi di terreno omogeneo e isotropo, con $k > 10^{-6}$ m/s.

In particolare, nel caso di pozzetto circolare valgono le seguenti relazioni:

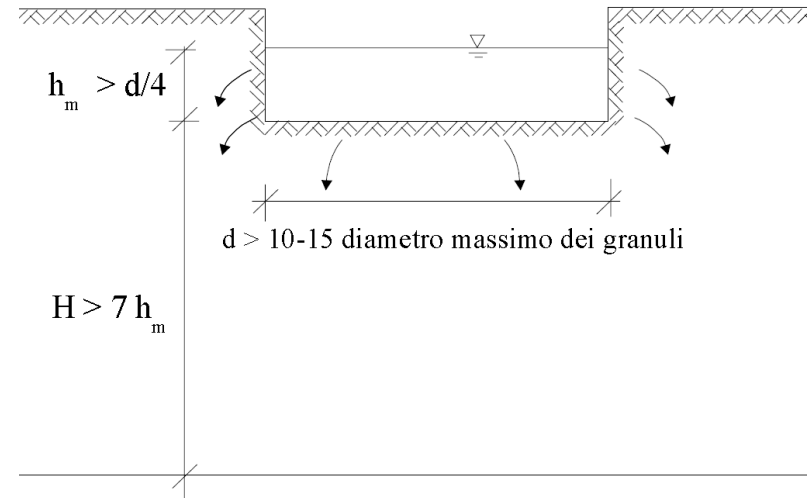
$$k = \frac{q}{d \cdot h_m} \cdot \frac{1}{\pi} \text{ per prova a carico costante}$$

$$k = \frac{d}{32} \cdot \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1}{h_m} \text{ per prova a carico variabile}$$

mentre nel caso di pozzetto a base quadrata:

$$k = \frac{q}{b^2} \cdot \frac{1}{27 \cdot \frac{h_m}{b} + 3} \text{ per prova a carico costante}$$

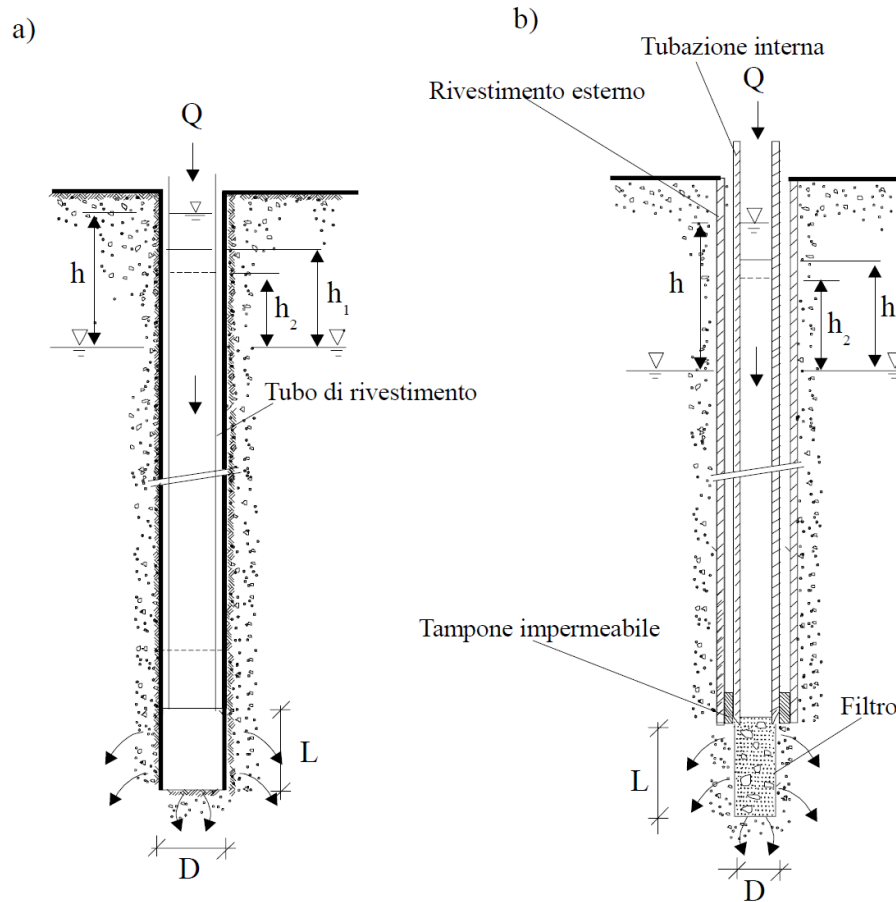
$$k = \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1 + 2 \cdot \frac{h_m}{b}}{27 \cdot \frac{h_m}{b} + 3} \text{ per prova a carico variabile}$$



Dove: h_1 e h_2 sono le altezze dell'acqua nel pozzetto rispettivamente agli istanti t_1 e t_2 , e $h_m = (h_1 + h_2)/2$ è l'altezza media 46

PROVE IN FORO DI SONDAGGIO (Prove Lefranc)

Le prove in foro di sondaggio possono essere eseguite a varie profondità durante la perforazione, oppure a fine foro, sul tratto terminale e forniscono generalmente un valore puntuale della permeabilità, limitatamente alla verticale esplorata e alle profondità considerate. Le pareti del foro devono essere rivestite con una tubazione fino alla profondità a cui si vuole effettuare la misura di permeabilità (Figura 4.15a). Nei terreni che tendono a franare o a rifluire il tratto di prova viene riempito di materiale filtrante e isolato mediante un tampone impermeabile (Figura 4.15b). Il filtro deve avere una granulometria opportuna, in modo da non influenzare il flusso all'interno del materiale di cui si vuole determinare la permeabilità.



Schema della prova di immissione in foro di sondaggio, a carico variabile o costante, senza filtro (a) e con filtro (b)

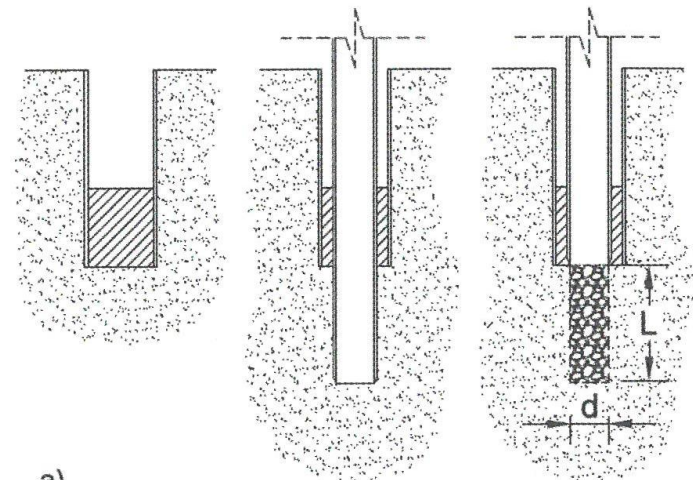
In particolare, deve risultare:

$$F_{60}/F_{10} \leq 2 \text{ (materiale uniforme) e } 4D_{15} \leq F_{15} \leq 4D_{85}$$

dove F_x sono i diametri del filtro e D_x quelli del terreno indagato.

Le prove in foro di sondaggio si suddividono in:

- prove a carico costante
 - di immissione (sopra o sotto falda)
 - di emungimento (solo sotto falda)
- prove a carico variabile
 - di risalita (solo sotto falda)
 - di abbassamento (sopra o sotto falda)



**a) Posa del tampone impermeabile
b) Posa tubazione temporanea
c) Formazione della sezione filtrante**

Preparazione della prova Lefranc in terreni franosi

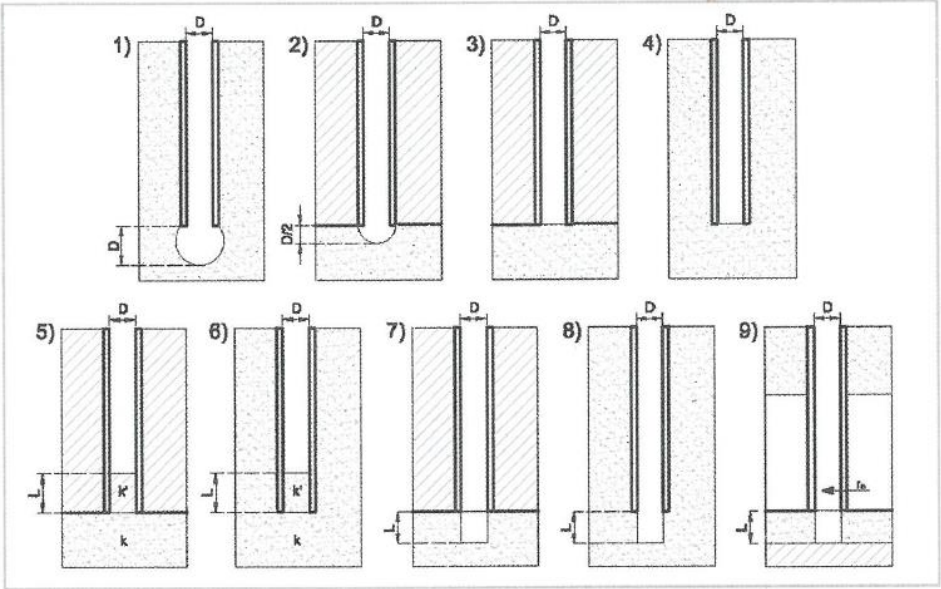
Prove a carico costante:

In tale situazione viene misurata, a regime, la portata Q immessa per mantenere costante il livello d'acqua nel foro. La relazione che esprime il coefficiente di permeabilità k è data da:

$$k = \frac{Q}{F \cdot h} = [m/s]$$

dove:

- Q
- rappresenta la portata (m³/s),
- h
- il livello dell'acqua nel foro rispetto al fondo se la prova eseguita è sopra falda, oppure rispetto al livello della falda se la prova condotta si trova sotto falda. F è un fattore di forma (m) dipendente dalla caratteristiche geometriche della sezione filtrante.



Tab. 2.3 - Espressioni del fattore o coefficiente di forma F

POZZETTO CIRCOLARE	
Geometria della sezione	Coefficiente di forma F
1. Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi \cdot D$
2. Filtro emisferico al tetto di uno strato confinato	$\pi \cdot D$
3. Fondo filtrante piano al tetto di uno strato confinato	$2D$
4. Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2.75D$
5. Tubo parzialmente riempito al tetto di uno strato confinato	$\frac{2D}{\left(1 + \frac{8}{\pi} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{k_h}{k_v}\right)}$
6. Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2.75D}{\left(1 + \frac{11}{\pi} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{k_h}{k_v}\right)}$
7. Filtro cilindrico al tetto di uno strato confinato	$\frac{3\pi \cdot L}{b\left(\frac{3L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{3L}{D}\right)^2}\right)}$
8. Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi \cdot L}{\ln\left(1.5 \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(1.5 \frac{L}{D}\right)^2}\right)}$
9. Filtro cilindrico attraversante uno strato confinato	$\frac{2\pi \cdot L}{\ln\left(\frac{r_0}{r}\right)}$

Prove a carico variabile:

Questo metodo consiste nel prelevare o immettere acqua dal foro in modo da abbassare o innalzare il livello di una quantità nota e misurando la velocità di risalita o di abbassamento. La relazione che permette di determinare il coefficiente di permeabilità, per questo tipo di prova è:

$$k = \frac{A}{F \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} = [m/s]$$

con:

- A
- area della base del foro (m²),
- h_1 ed h_2
- altezze corrispondenti ai tempi t_1 e t_2 misurati,
- F
- è il fattore di forma (m).

Una stima più attendibile del valore del coefficiente di permeabilità può essere eseguita determinando la media geometrica dei valori ricavati con prove di risalita (k_r) e di abbassamento (k_a), ovvero: $k = \sqrt{k_r \cdot k_a}$

Accade infatti, durante le prove di abbassamento, la frazione più fine del materiale tende ad essere spinta verso il fondo del foro e la spinta idrodinamica tende a comprimere il terreno, facendone diminuire la permeabilità; al contrario, durante le prove di risalita, la frazione più fine del materiale tende ad essere asportata dall'acqua e la spinta idrodinamica tende a decomprimere il terreno, facendone aumentare la permeabilità.

Se la permeabilità orizzontale del terreno è diversa da quella verticale (a causa dell'orientamento dei grani nella fase di deposizione il coefficiente di permeabilità orizzontale, k_H , risulta generalmente maggiore, anche di un ordine di grandezza, del coefficiente di permeabilità verticale, k_V), **il coefficiente k ottenuto da prove in foro di sondaggio tende a rappresentare il coefficiente di permeabilità verticale, k_V , tanto più è ridotta la lunghezza del tratto filtrante, L , rispetto al diametro del foro, D , fino alla situazione limite di sezione piana, $L=0$.**

Mentre per valori di L/D sufficientemente grandi ($L/D \geq 1.2$) si assume che il coefficiente di permeabilità misurato sia quello orizzontale, k_H . Per situazioni intermedie ($0 \leq L/D \leq 1.2$) si assume che venga misurato un coefficiente di permeabilità medio

$$k_{\text{medio}} = \sqrt{k_H \cdot k_V}$$

UMIDITÀ DEL TERRENO E CAPILLARITÀ

Il livello dell'acqua in un pozzo d'osservazione infisso nel terreno viene indicato con vari nomi, fra i quali superficie libera dell'acqua, livello della falda freatica, superficie freatica o alle volte semplicemente falda freatica. **La falda freatica può essere anche definita come il livello al quale la pressione neutrale è eguale alla pressione atmosferica, cioè $u = 0$.**

Questa definizione è valida indipendentemente dal coefficiente di permeabilità del terreno.

Sotto la falda freatica il terreno è completamente o quasi completamente saturo; SOPRA LA FALDA FREATICA il grado di saturazione dipende dalle condizioni climatiche, dalla granulometria del terreno e dalla distanza dalla falda freatica.

I **terreni a grana grossa** sono parzialmente saturi anche **immediatamente al di sopra** della falda freatica, mentre i **terreni a grana fine** possono essere saturi anche per una **notevole altezza sopra la falda**.

Se fosse solo la gravità ad agire nell'acqua del terreno, il terreno sopra la falda freatica dovrebbe essere completamente asciutto salvo quando precipitazioni recenti facciano percolare l'acqua verso il basso.

L'acqua è però soggetta alla tensione superficiale, dovuta all'attrazione tra le sue molecole che si manifesta sulla superficie di separazione aria-acqua. **La tensione superficiale combinata con l'attrazione tra l'acqua e la maggior parte delle sostanze solide costituisce una forza che si oppone alla gravità e tende ad attirare o trattenere l'acqua al di sopra della falda freatica.** Questo fenomeno è chiamato capillarità.

Il fenomeno è particolarmente evidente quando si immerge un tubo **capillare, cioè con diametro dell'ordine dei decimi di millimetro**, nell'acqua. **L'acqua sale nel tubo fino ad una altezza che dipende dal diametro del tubo e dalla purezza delle sue pareti e questa altezza si chiama altezza di salita capillare.**

Se ora indichiamo con **T la tensione superficiale**, con γ_w il peso specifico dell'acqua, con r il raggio del tubo e con α l'angolo tra la superficie dell'acqua e la parete del tubo, l'equilibrio richiede che:

$$h_c \pi r^2 \gamma_w = 2 \pi r T \cos \alpha \quad \text{Cioè secondo la legge di Jurin:} \quad h_c = \frac{2T}{r \gamma_w} \cos \alpha$$

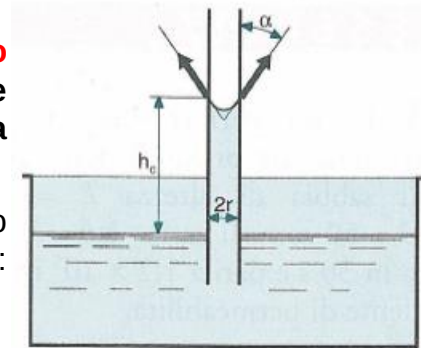
Il valore di T diminuisce leggermente all'aumentare della temperatura: alle temperature ambienti comuni è pari a circa **0,075 g/cm**; per cui assumendo $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ la legge di Jurin espressa in cm diventa:

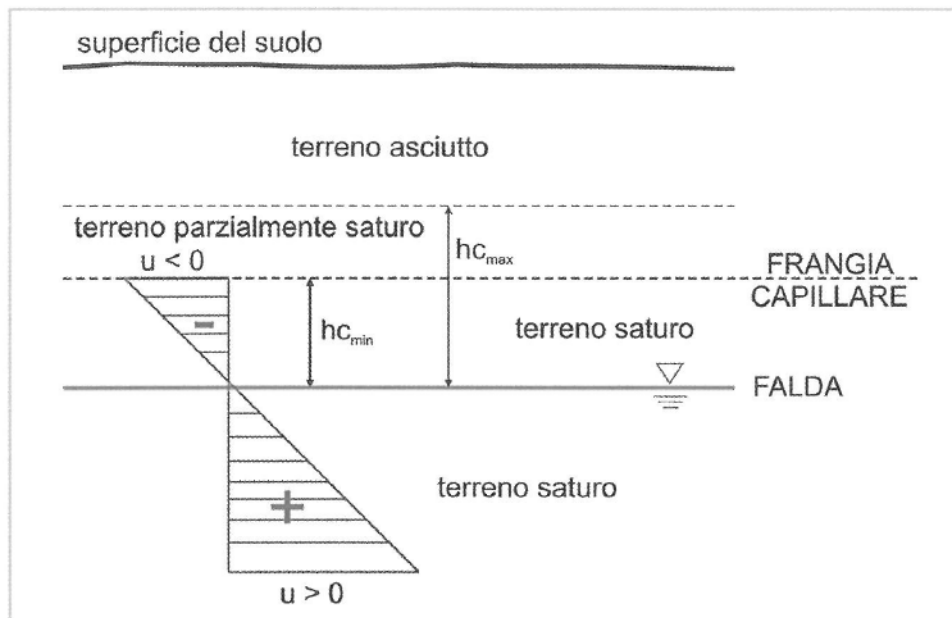
$$h_c = \frac{0.15}{r(\text{cm})} \cos \alpha$$

Sopra il livello libero la pressione nell'acqua u è negativa rispetto alla pressione atmosferica.

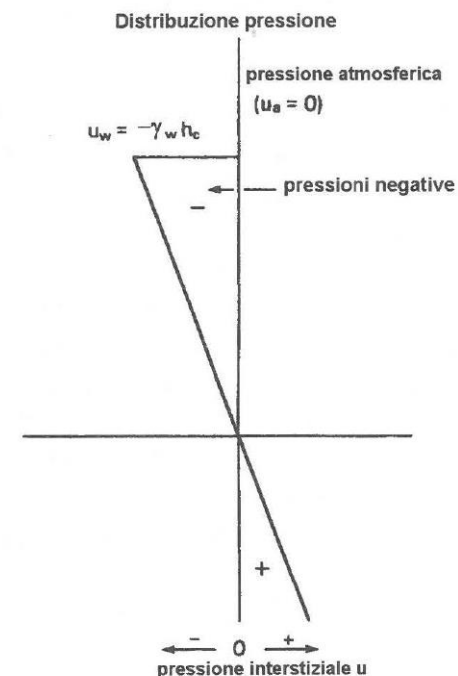
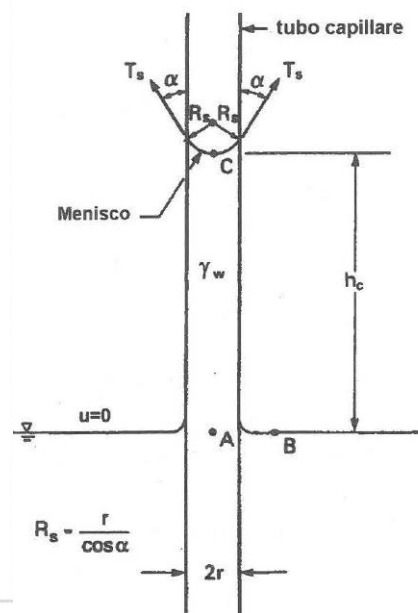
Ad una altezza z si ha $u = -z \gamma_w$, si ha cioè un aumento di pressione effettiva che dà luogo ad una coesione apparente.

Nel terreno ed in altri materiali porosi i vuoti continui hanno larghezza variabile; essi comunicano l'uno con l'altro in ogni direzione e costituiscono come una ragnatela di vuoti. Se questa ragnatela è invasa dall'acqua dal basso la parte più bassa comincia a saturarsi, mentre nella parte più alta l'acqua riempie solo i vuoti più piccoli e i più grandi restano pieni d'aria.





Risalita capillare e distribuzione delle pressioni interstiziali



TERRENO	D_{10} (MM)	h_c (CM)
GHIAIA GROSSA	0,82	6
GHIAIA FINA	0,30	20
GHIAIA LIMOSA	0,06	68
SABBIA	0,02	120
LIMO	0,006	180
ARGILLA	< 2 mm	metri

Le frange capillari possono estendersi, anche per decine di metri, al di sopra della superficie piezometrica il che spiega perchè, nei nostri climi, i terreni sono di solito praticamente sempre saturi.

Si ricorda che la capillarità presenta particolare importanza, sul piano costruttivo, nel campo dei limi e delle sabbie fini poichè li rende soggetti al gelo.

Al diminuire del diametro dei grani e, quindi, anche dei vuoti, l'altezza di salita capillare aumenta; l'altezza h_c è infatti all'incirca data da:

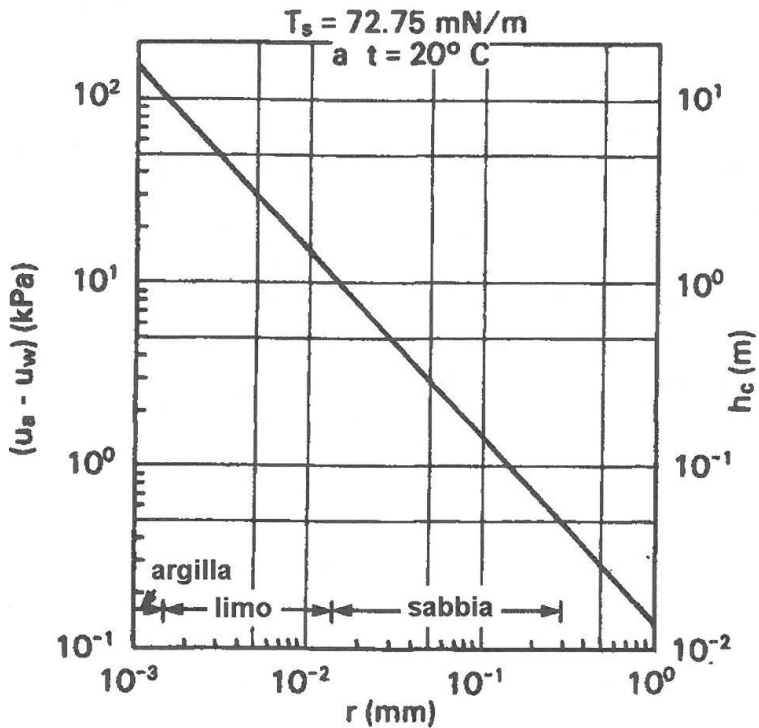
$$h_c = \frac{Cs}{eD_{10}}$$

in cui:

«e» è l'indice dei pori,
 D_{10} è il diametro efficace e

Cs è una costante empirica che dipende dalla forma dei grani e dalle impurità delle superfici e varia tra 0,1 e 0,5 cm².

Tuttavia poiché la diminuzione di permeabilità associata alla diminuzione delle dimensioni riduce la velocità di salita capillare, l'altezza alla quale l'acqua salirà in un certo tempo ha un massimo per un certo diametro; ad esempio, in 24 ore l'altezza di capillarità è massima per le sabbie fini ed i limi.



Altezza di risalita capillare e suzione di matrice in funzione granulometrica (Fredlung, 1993)

Il meccanismo del sifonamento del terreno può anche essere ben compreso esaminando il caso di una palancolata infissa per la profondità D in uno strato di spessore D_1 di terreno sabbioso e che trattiene dell'acqua per un'altezza h_1 (figura 11.16).

A valle viene fatto l'aggottamento e quindi l'acqua filtra da monte verso valle. Sappiamo già che l'eccesso di pressione dell'acqua riduce la pressione

effettiva nel terreno, perciò l'acqua che filtra, se questo eccesso di pressione è elevato, tende ad allargare i canalicoli nel terreno, determinando un aumento di permeabilità e quindi un aumento di velocità, fino a che la superficie della sabbia a valle si alza e si ha l'uscita di una miscela di acqua e sabbia.

Terzaghi ha visto con prove su modello che il fenomeno interessa un tratto di sabbia a valle della palancolata della larghezza $D/2$, cioè pari a metà infissione. La rottura inizia quindi in un prisma di sabbia di profondità D e di larghezza $D/2$ e alla rottura la pressione effettiva in questo prisma è pressoché nulla.

Per calcolare l'eccesso di pressione idrostatica si procede con la costruzione già vista della rete di filtrazione. Alla profondità D e per la larghezza $D/2$, nella sabbia, si ha un eccesso di pressione neutrale media $\gamma_w h_a$ e una pressione neutrale totale $\gamma_w h_a D/2$. Nell'esempio di figura 11.16 l'eccesso di pressione h_a , se il terreno è omogeneo, è un po' inferiore a $1/2 h_1$.

La rottura avviene quando questo eccesso di pressione è eguale al peso del prisma di sabbia immersa, cioè quando:

$$\gamma_w h_a \frac{D}{2} = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$$

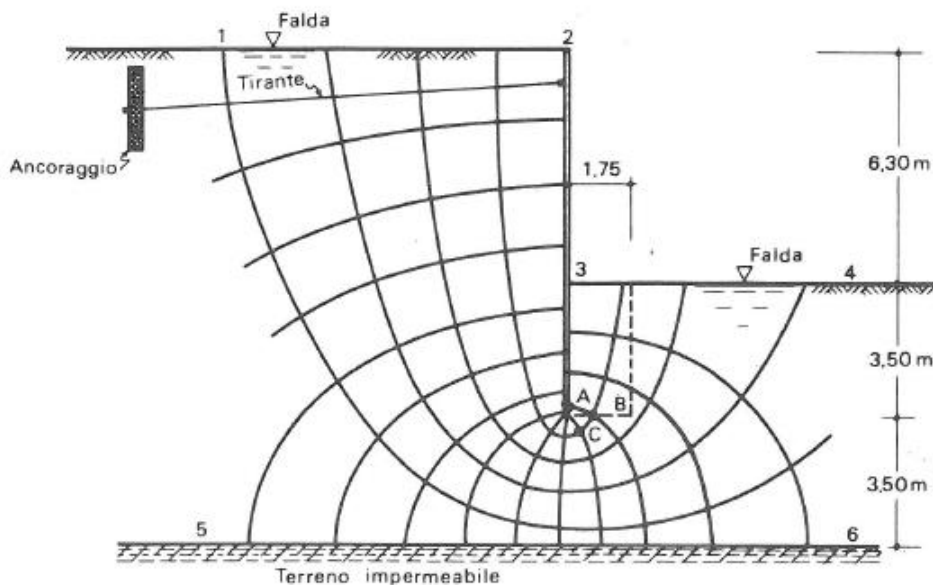
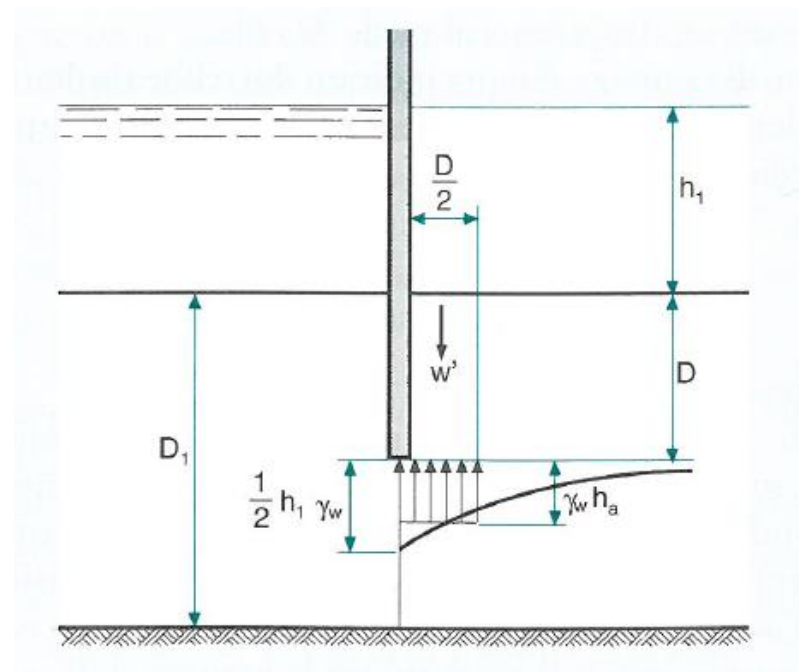
Questa relazione può essere scritta nella forma:

$$\frac{h_a}{D} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

dalla quale si vede che la rottura si ha quando il valore del gradiente nel tratto D eguaglia il valore del gradiente idraulico critico. Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto:

$$F = \frac{\frac{1}{2} D^2 \gamma'}{\gamma_w h_a \frac{D}{2}} = \frac{D \gamma'}{\gamma_w h_a} \quad (11.13)$$

e si considerano accettabili valori maggiori di 2,5.



Il fenomeno del sifonamento è stato indagato fin dall'inizio del ventesimo secolo e vi sono stati vari tentativi per arrivare ad un metodo atto a determinare le condizioni di sicurezza per la rottura di questo tipo.

Uno dei primi metodi è quello di Bligh (1910) che considera il percorso più breve che l'acqua dovrebbe fare per andare da monte a valle di un'opera (diga, argine, traversa, ecc.). Il rapporto tra la lunghezza di questo percorso e il carico d'acqua è indicato come rapporto di scorrimento:

$$C = \frac{L}{h} \quad (11.11)$$

ed è l'inverso del gradiente idraulico $i = h/L$ e, secondo Bligh, assume per i diversi terreni i valori riportati nella tabella 11.1, e variabili tra 5 e 18. Lane successivamente (1915) modificò il metodo per tener conto della maggiore resistenza che il passaggio dell'acqua incontra nei percorsi verticali rispetto a quelli orizzontali esprimendo il rapporto sopraindicato nella relazione:

$$C = \frac{\frac{1}{3} L_o + L_v}{h} \quad (11.12)$$

e indicando per C i valori riportati nella tabella 11.1 e variabili tra 8,5 e 2,5.

Come si vede i valori di C diminuiscono all'aumentare delle dimensioni degli elementi di terreno e quelli più elevati si hanno con le sabbie fini e limose.

Nei terreni argillosi e limosi il problema in genere non si presenta, poiché bastano piccoli valori della coesione per impedire l'asportazione del terreno.

TABELLA 11.1

<i>Terreno</i>	<i>Bligh</i>	<i>Lane</i>
Sabbia fine e limosa	18	8,5
Sabbia grossa	12	5,0
Ghiaia e sabbia	9	3,5
Ghiaia grossa e ciottoli	5	2,5

Se il coefficiente di sicurezza è troppo basso per evitare la rottura si può o affondare di più la palancola o mettere del materiale ghiaioso sopra la sabbia per aumentare il peso senza alterare la permeabilità. Ad esempio sopra il prisma interessato dal sifonamento si pone un filtro di peso W , filtro che non modifica la sottopressione dell'acqua, ma aumenta il peso del prisma di W e quindi aumenta il coefficiente di sicurezza al valore:

$$F = \frac{\frac{1}{2} D^2 \gamma' + W}{\gamma_w h_a \frac{D}{2}} \quad (11.14)$$

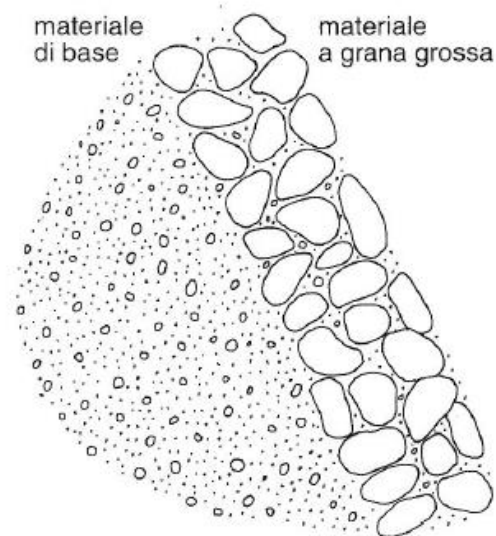
I filtri formati da materiali naturali vengono utilizzati in molte situazioni nelle quali si possano avere gradienti idraulici molto elevati con problemi di asportazione di particelle e di sifonamento. Così si usano nelle zone di uscita dell'acqua dal terreno naturale, formato da terre a grana grossa e da limi, e in corrispondenza di superfici di contatto tra materiali con composizione granulometrica molto diversa, situazioni queste che si presentano per le dighe in terra, per le arginature, per opere marittime (dighe di difesa), per drenaggi di vario tipo, nella costruzione di pozzi, ecc.

I problemi che sorgono al contatto tra due materiali di composizione granulometrica diversa e interessati da un moto di filtrazione orientato dal materiale a grana fine verso quello a grana grossa, cioè con un elevato gradiente idraulico al passaggio da un materiale all'altro, sono riconducibili a due situazioni limite.

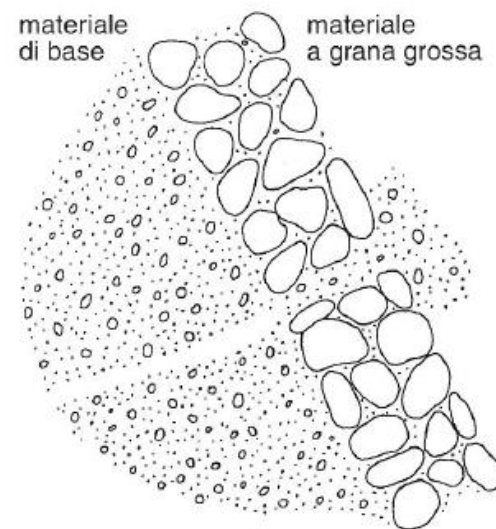
La prima situazione limite detta di «intasamento» (figura 11.17a), si verifica quando i pori del materiale più grossolano vengono gradualmente occlusi dalle particelle del materiale più fine (di base) fino ad un livello tale da precluderne l'efficienza idraulica.

La seconda situazione limite, detta di «erosione», si verifica invece (figura 11.17b) quando le particelle fini del materiale di base attraversano completamente i pori del materiale più grossolano. Tale fenomeno genera una progressiva erosione del terreno di base che può evolversi fino alla formazione di un vero e proprio condotto all'interno del materiale base in modo tale da pregiudicare la stabilità dell'opera.

L'inserimento di una zona di transizione, convenzionalmente nota nella letteratura geotecnica con il nome di *filtro*, con porometria intermedia tra quella più fine del materiale di base e quella più grossa del materiale costituente il dreno, ha lo scopo di fronteggiare le due suddette situazioni limite.



a)



b)

Per poter assolvere la propria funzione un filtro deve, sostanzialmente, soddisfare tre requisiti:

- il materiale costituente il filtro deve avere pori sufficientemente piccoli da bloccare la migrazione delle particelle fini dal terreno di base al filtro, evitando di conseguenza l'erosione del terreno di base e l'intasamento del filtro (criterio di ritenzione);
- il filtro deve avere una porometria tale da consentire il libero passaggio del liquido fluente attraverso il terreno, senza provocare innalzamenti della pressione neutrale nella zona di contatto (il filtro deve essere, quindi, molto più permeabile del terreno più fine col quale è a contatto) (criterio di permeabilità);
- il materiale costituente il filtro deve essere stabile, in modo da non subire nel tempo, sotto l'azione di trascinamento esercitata dal fluido, apprezzabili variazioni locali della composizione granulometrica e della permeabilità (criterio di autostabilità).

La maggior parte dei criteri di progetto dei filtri formati con materiali granulari fa riferimento alle sole caratteristiche geometriche dei due materiali che interagiscono nel fenomeno.

Nella definizione dei criteri di progetto molti ricercatori si sono riferiti ai risultati di prove di laboratorio e solo alcuni si sono basati su considerazioni geometriche rapportate alle caratteristiche di addensamento di un materiale ideale composto da particelle sferiche.

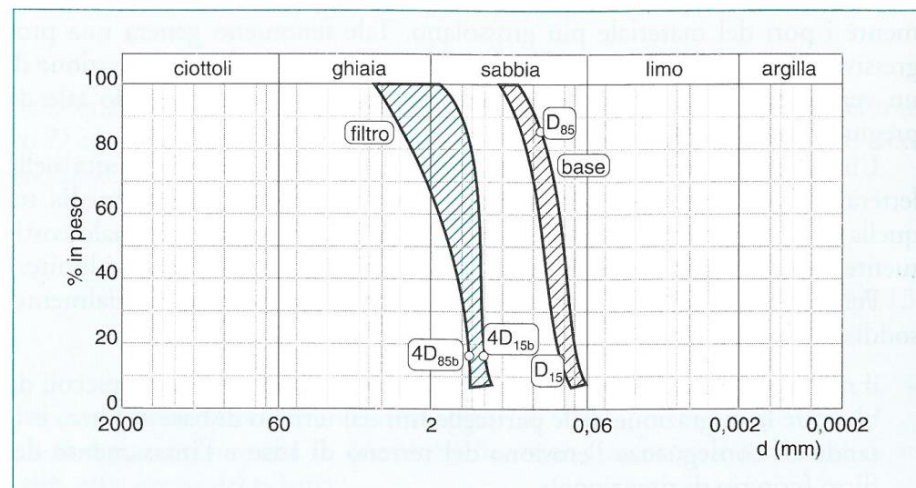
Più recentemente sono stati sviluppati altri criteri che tengono conto della distribuzione granulometrica del terreno di base e danno indicazioni più complete sulla distribuzione granulometrica del filtro (Kenney e Lau, Wolski, Wittmann, Musso e Federico). Terzaghi (1922) ha proposto queste due regole (figura 11.18):

$$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 4 \left(\begin{array}{l} \text{criterio di} \\ \text{ritenzione} \end{array} \right) \quad \text{e} \quad \frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 4 \left(\begin{array}{l} \text{criterio di} \\ \text{permeabilità} \end{array} \right) \quad (11.15)$$

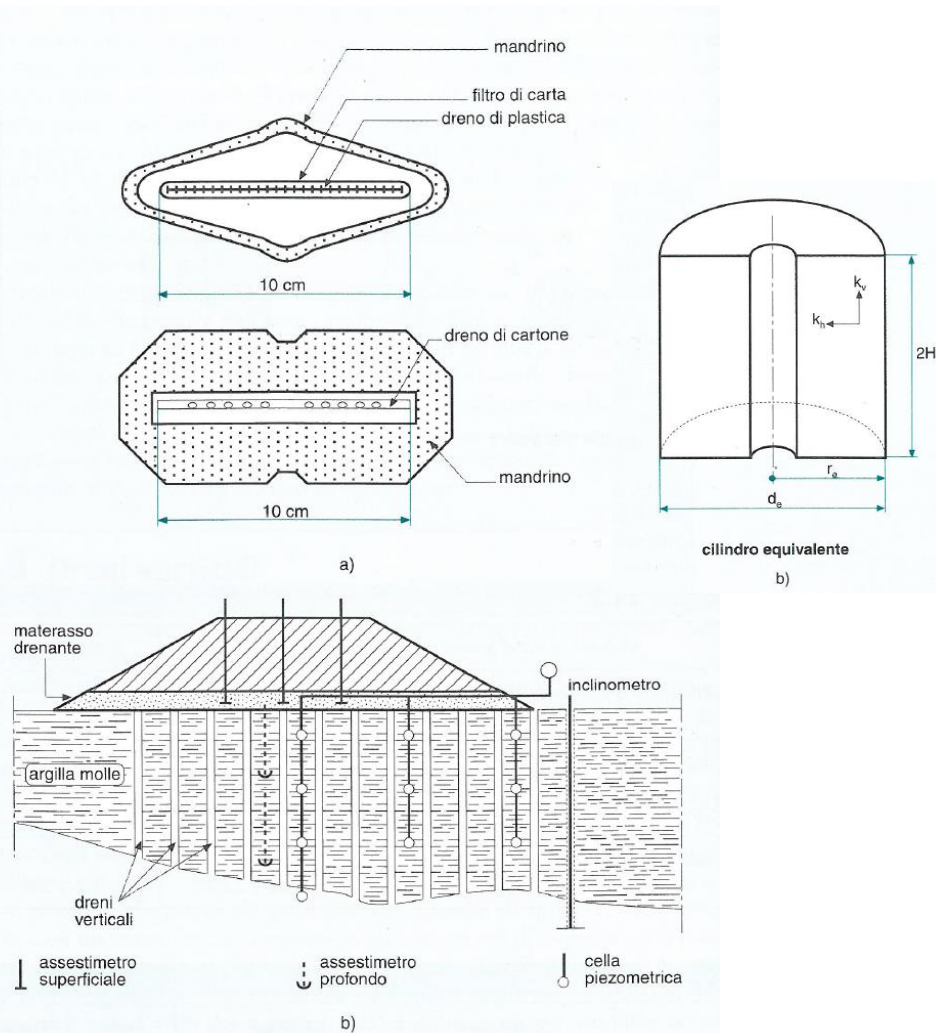
dove D_{15} e D_{85} sono le dimensioni delle particelle individuate nella curva granulometrica del materiale da filtro (f) e del materiale di base da proteggere (b). Si tratta di regole che appaiono valide per materiali abbastanza uniformi.

L'USBR nella versione del 1977 ha proposto le regole qui di seguito esposte. Premesso che il filtro deve contenere materiale fine di dimensioni inferiori ai 0,075 mm (vaglio n. 200), senza coesione e in quantità non superiore al 5%, non deve avere particelle di dimensioni superiori ai 75 mm e la curva granulometrica del materiale del filtro deve essere all'incirca parallela alla curva granulometrica del materiale di base, si devono applicare le seguenti regole:

$$5 < \frac{D_{15f}}{D_{15b}} < 40 \quad \text{e} \quad \frac{D_{15f}}{D_{85b}} \leq 5 \quad (11.16)$$



DRENI VERTICALI



L'installazione del dreno dà luogo ad un disturbo delle caratteristiche idrauliche del terreno a contatto, disturbo che dipende dalle caratteristiche del terreno, dalla tecnica di installazione e dalle dimensioni del dreno.

I dreni verticali (figura 11.25b) permettono un'accelerazione della consolidazione primaria, sia perché la maggior parte dei depositi sedimentari ha una permeabilità orizzontale rappresentativa maggiore di quella verticale, sia perché vengono ridotti i percorsi dell'acqua per raggiungere le superfici drenanti; inserendo infatti nel terreno argilloso dei canali verticali di elevata permeabilità, si permette un rapido flusso dell'acqua verso i dreni in direzione radiale e in direzione verticale lungo i dreni stessi verso gli strati drenanti al contorno.

Sull'area nella quale devono essere installati i dreni si pone uno strato di materiale sabbioso e ghiaioso drenante, che ha il compito di scaricare l'acqua portata in superficie dai dreni e talvolta di servire da piano di lavoro per le attrezzature di installazione.

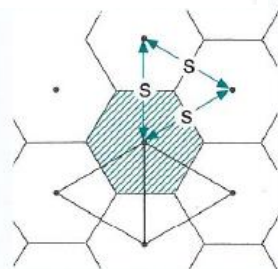
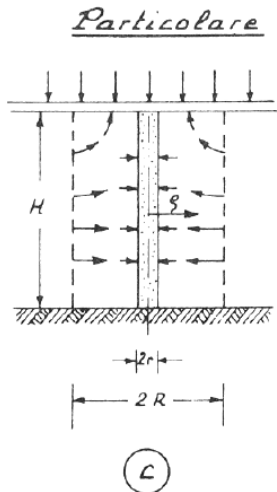
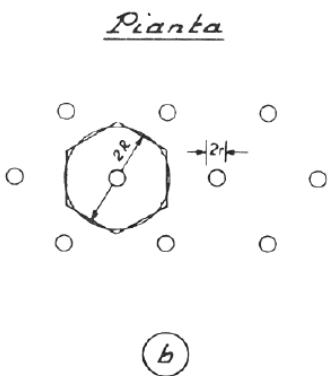
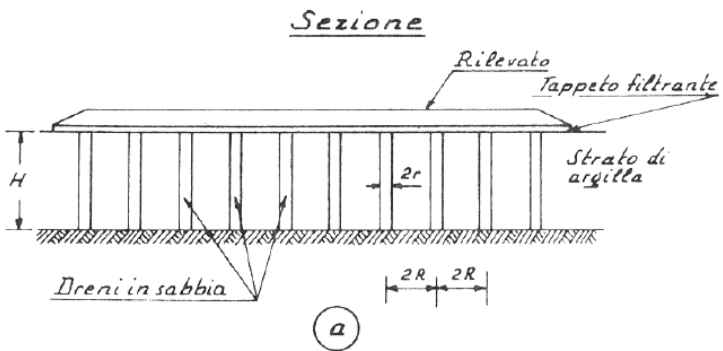
Il dimensionamento dei dreni viene fatto con riferimento ad un cilindro di terreno avente la superficie esterna ipotizzata impermeabile per simmetria e l'asse centrale drenante coincidente con il dreno (figura 11.24b).

La prima soluzione analitica è stata elaborata da Barron (1948) assumendo come valide le ipotesi proposte da Terzaghi e facendo riferimento nella soluzione più usata all'ipotesi di deformazioni verticali uguali per ogni sezione orizzontale. Ovviamente il processo principale di consolidazione è quello radiale che è controllato dal coefficiente di consolidazione orizzontale c_h in genere maggiore di c_v .

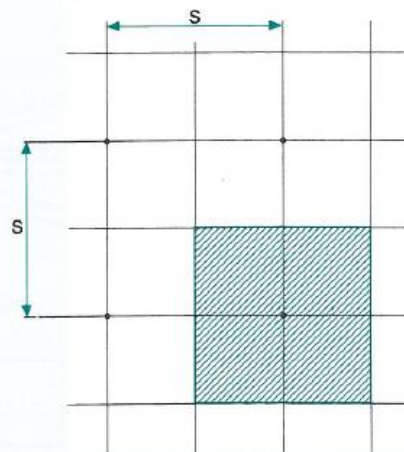
Successivamente sono stati introdotti perfezionamenti e proposte relazioni che tengono conto del disturbo del terreno e della permeabilità del dreno.

L'efficienza del dreno, nel tempo, può essere ridotta per deterioramento e intasamento del filtro e del dreno e/o da strozzature provocate da notevoli deformazioni del terreno.

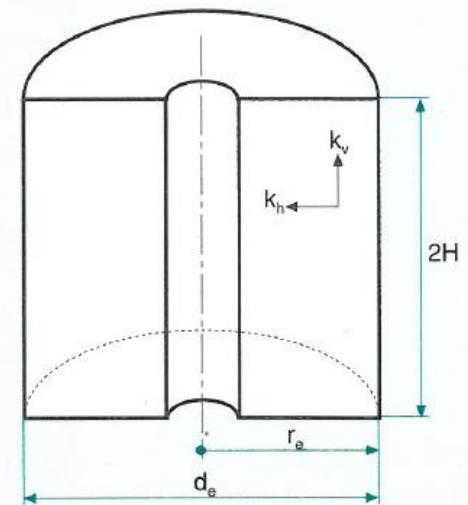
Dreni verticali



maglia triangolare



maglia quadrata



cilindro equivalente

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						

- accrescere la stabilità dei pendii (naturali e artificiali) e degli scavi
- controllare i moti di filtrazione
- accrescere la resistenza alla liquefazione
- controllare le deformazioni e accelerare i processi di consolidazione

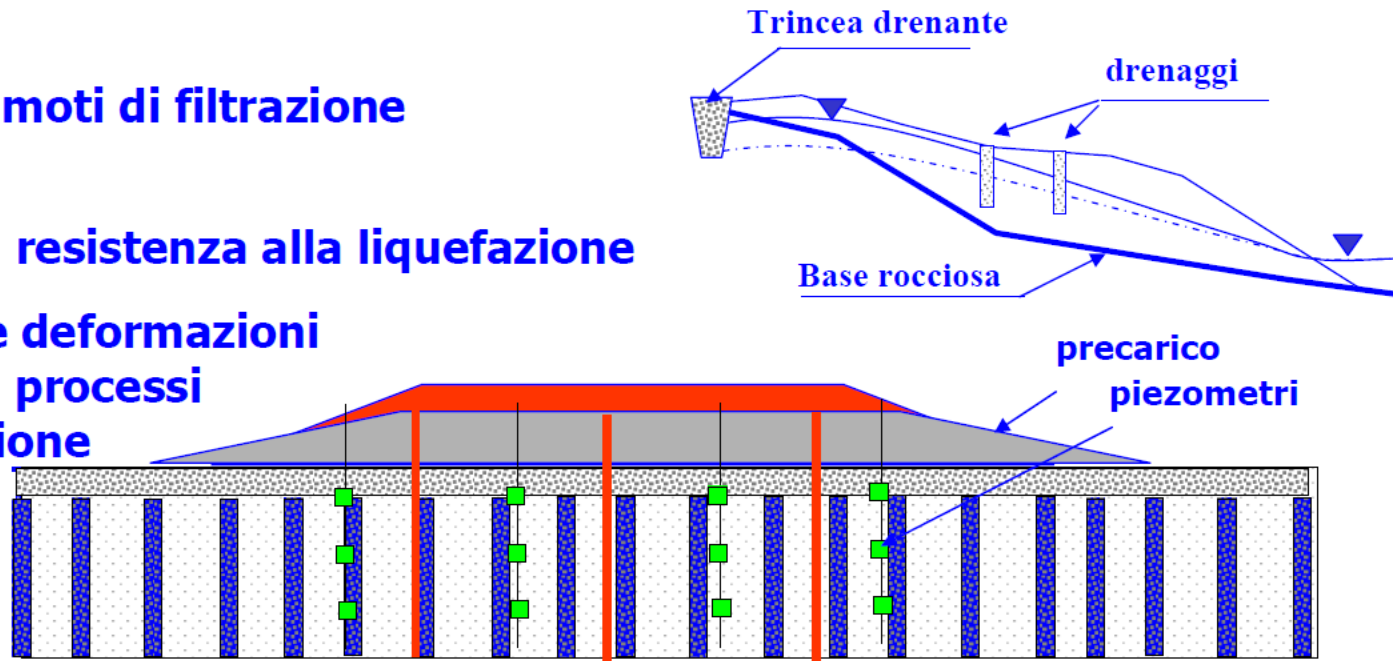


TABELLA 11.3

<i>Metodo di installazione</i>	<i>Diametro dreni (m)</i>	<i>Interasse (m)</i>
Infissione o vibroinfissione di un tubo con punta a perdere	0,4 ÷ 0,5	1,5 ÷ 6,0
Trivellazione	0,4 ÷ 0,5	1,5 ÷ 6,0
Getto d'acqua (<i>jetting</i>)	0,2 ÷ 0,3	1,5 ÷ 5,0
Sabbia in calza di nylon o di juta (<i>sandwick</i>)	0,06 ÷ 0,08	1,2 ÷ 3,6

TABELLA 11.4

<i>Dreno</i>	<i>Dimensioni</i>		<i>Materiali</i>		<i>Perm. filtro (m/s)</i>	<i>Diamet. equivalente (mm)</i>
	<i>Largh. (mm)</i>	<i>Spess. (mm)</i>	<i>Anima</i>	<i>Filtro</i>		
Kjellman	100	3,5	Cartone	Cartone	1×10^{-7}	66
Mebra	95	3,2	Polietilene	Carta trattata	6×10^{-9}	63
Geodrain	95	4,0	Polietilene	Carta trattata	6×10^{-9}	63
Colbond	300	4,0	Poliestere non tessuto		3×10^{-4}	194
Alidrain	100	7,0	Plastica	Cellulosa	3×10^{-6}	68
Caste Drain Boards	94	2,6	Polyolefin	Tessuto non tessuto	2×10^{-4}	62

Esercizio

In un permeametro a carico costante viene eseguita una prova di permeabilità su un campione di sabbia di altezza $L = 80$ mm e diametro $D = 50$ mm. Il carico è $h = 500$ mm; l'acqua raccolta in 30 s è pari a $1,2 \times 10^5$ mm³. Calcolare il coefficiente di permeabilità.

Soluzione

$$k = \frac{CL}{hAt} = \frac{1,2 \cdot 10^5 \cdot 80}{500 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 50^2 \cdot 30} = 0,33 \text{ mm/s} = 3,3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Esercizio

Un campione di limo argilloso con $w_L = 29\%$ e $w_p = 23\%$ viene sottoposto ad una prova di permeabilità in un permeametro a carico variabile. Il diametro del campione è di 70 mm e l'altezza è di 50 mm. Il carico iniziale è di 800 mm ed il carico finale, dopo 80 min, è di 400 mm.

Sapendo che il diametro del tubo di carico è di 10 mm si determini il coefficiente di permeabilità.

Dalla:

$$k = 2,3 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$a = 78,5 \text{ mm}^2 \quad A = 3848 \text{ mm}^2$$

$$L = 50 \text{ mm} \quad h_0 = 800 \text{ mm} \quad h_1 = 400 \text{ mm}$$

$$t = 80 \text{ min} \times 60 \text{ s} = 4800 \text{ s}$$

quindi:

$$k = 2,3 \frac{78,5 \times 50}{3848 \times 4800} \log_{10} \frac{800}{400} = 1,5 \times 10^{-4} \text{ mm/s} = 1,5 \times 10^{-7} \text{ m/s}.$$

2.1. — Determinare il coefficiente di permeabilità k (cm/s) di una sabbia che ha le seguenti caratteristiche granulometriche:

(Serie U.S. Standard) Vaglio n.	Apertura in mm	% Passante
20	0,84	99,9
40	0,42	95,0
60	0,25	60,0
80	0,177	20,0
200	0,074	1,5

Costruita la curva granulometrica in fig. 2.1, si ha che il coefficiente di uniformità $U = D_{60}/D_{10} = 0,25 \text{ mm}/0,14 \text{ mm} = 1,8$ è inferiore a 2 e quindi è possibile applicare la relazione (2.1) di Allen-Hazen:

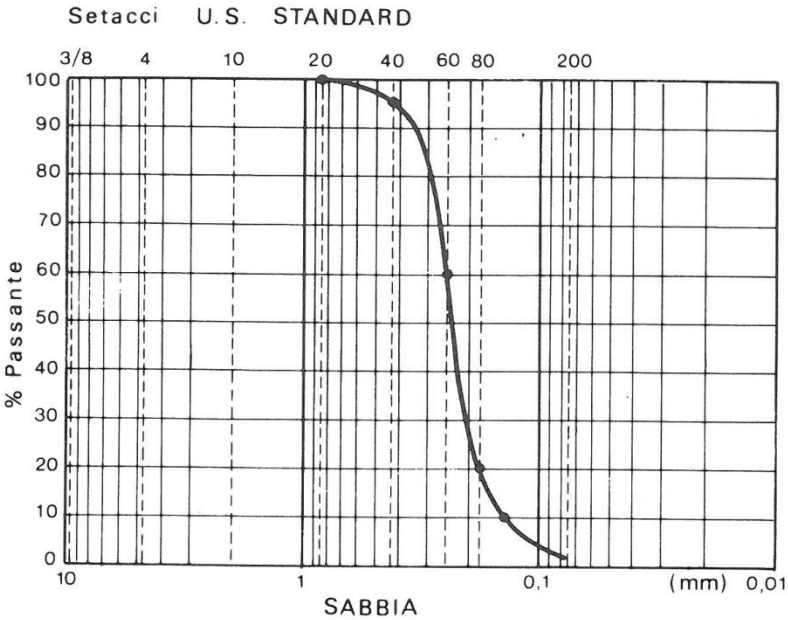
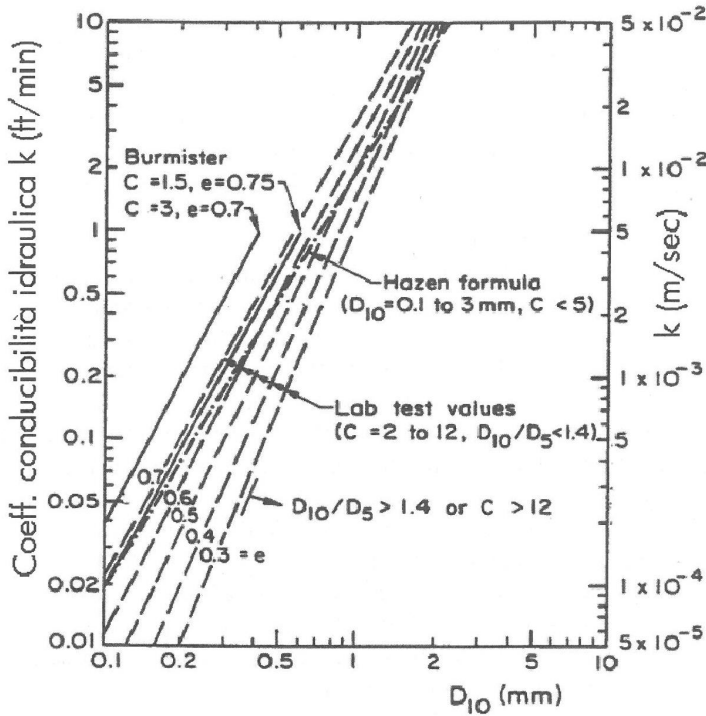


FIGURA 2.1. — Curva granulometrica di una sabbia

$$\begin{aligned}
 k &= C D_{10}^2 \text{ cm/s} = 100 \cdot (0,014)^2 \text{ cm/s} \\
 &= 196 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s} \cong 2 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}
 \end{aligned}$$

Tra i metodi di laboratorio usati per valutare il coefficiente di permeabilità k (cm/s) si ricorda il permeametro a carico costante e quello a carico variabile. Il permeametro a carico costante viene utilizzato per determinare coefficienti di permeabilità fino a 10^{-3} cm/s (ghiaie e sabbie), mentre quello a carico variabile è utilizzato per permeabilità comprese tra 10^{-3} e 10^{-6} cm/s (da sabbie limose a limi sabbiosi e argillosi).



2.2. – Determinare il coefficiente di permeabilità k (cm/s) di una sabbia fine, con il metodo del permeametro a carico costante, con le caratteristiche illustrate in fig. 2.2.

La relazione da usarsi è:

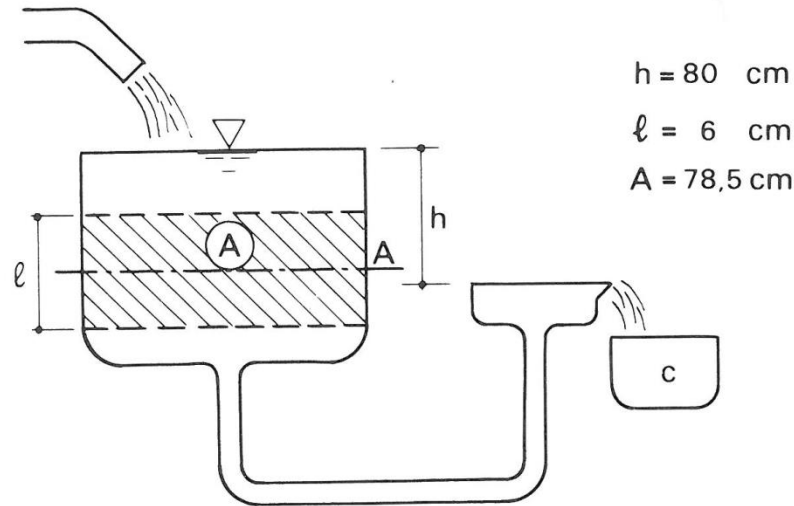


FIGURA 2.2. – Permeametro a carico costante.

$$k = \frac{c l}{h A t} \text{ cm/s} \quad (2.2)$$

Per il significato dei simboli della relazione (2.2) si veda fig. 2.2. La quantità di acqua raccolta in 60 s è di 314 cm^3 e quindi sostituendo nella relazione (2.2) si ha:

$$k = \frac{314 \cdot 6}{80 \cdot 78,5 \cdot 60} \text{ cm/s} \cong 5 \cdot 10^{-3} \cdot (\text{cm/s})$$

2.3. – Determinare il coefficiente di permeabilità k (cm/s) di un limo sabbioso, con il metodo del permeametro a carico variabile, con le caratteristiche illustrate in fig. 2.3.

La relazione da usarsi è:

$$k = 2,3 \frac{a \ell}{A t} \log \frac{h_0}{h_1} \text{ (cm/s)} \quad (2.3)$$

Per il significato dei simboli impiegati nella relazione (2.3) si veda fig. 2.3. Le altezze misurate in 12 min (720 s) sono $h_0 = 110$ cm e $h_1 = 65$ cm e quindi sostituendo nella relazione (2.3) si ha:

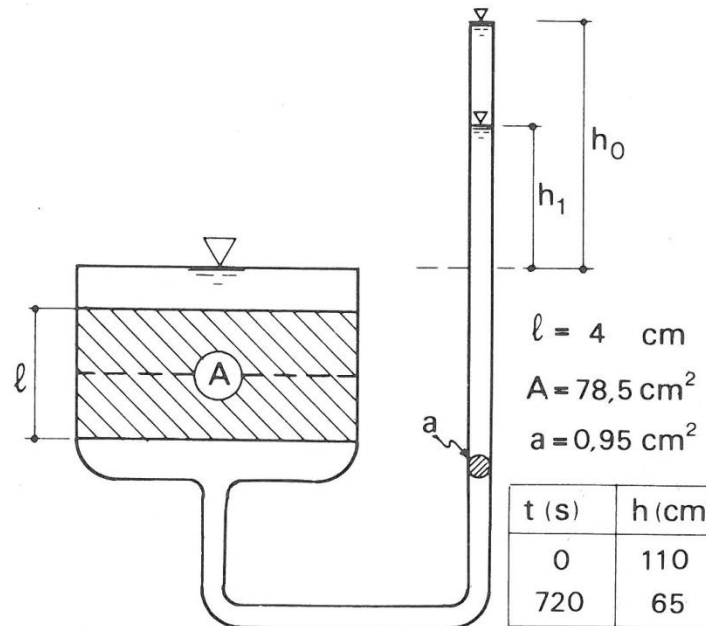


FIGURA 2.3. -- Permeametro a carico variabile.

$$k = 2,3 \frac{0,95 \cdot 4}{78,5 \cdot 720} \log \frac{110}{65} = 3,5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$$

2.4. --- Calcolare la pressione effettiva del terreno p' a metà dello strato di argilla nella situazione statica illustrata in fig. 2.4 e nel caso di falda nelle due posizioni segnate.

La pressione p' effettiva è definita come differenza tra la pressione totale p e la neutrale u :

$$p' = p - u$$

Nel caso con falda a -1,0 m dal piano campagna si ha:

$$\begin{aligned} p' &= \gamma_d \cdot h_1 + \gamma_{sat} h_2 + \gamma_{sat} \cdot h_3 - \gamma_a (h_2 + h_3) \\ &= \gamma_d h_1 + \gamma_{sat} h_2 - \gamma_a h_2 + \gamma_{sat} h_3 - \gamma_a h_3 \end{aligned}$$

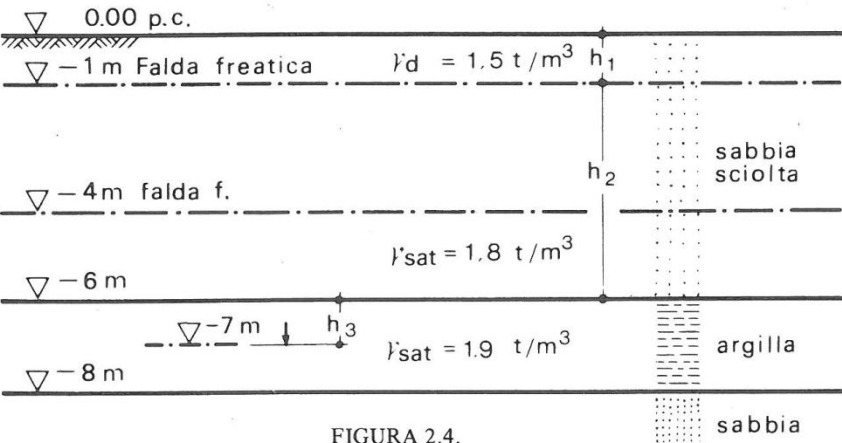


FIGURA 2.4.

$$\begin{aligned} &= \gamma_d h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_a) h_2 + (\gamma_{sat} - \gamma_a) h_3 = \gamma_d h_1 + \gamma' h_2 + \gamma' h_3 \\ &= 1,5 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} + (1,8 - 1) \text{ t/m}^3 \cdot 3 \text{ m} + (1,9 - 1) \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,5 \text{ t/m}^2 + 4,0 \text{ t/m}^2 + 0,9 \text{ t/m}^2 = 6,4 \text{ t/m}^2 = 0,64 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Nel caso con falda a -4,0 m dal piano campagna analogamente si ha:

$$\begin{aligned} p' &= \gamma_d h_1 + \gamma' h_2 + \gamma' h_3 = 1,5 \text{ t/m}^3 \cdot 4 \text{ m} + 0,8 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \\ &\quad + 0,9 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 6 \text{ t/m}^2 + 1,6 \text{ t/m}^2 + 0,9 \text{ t/m}^2 = 8,5 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

I valori di γ , indicati qui senza pedici si riferiscono ai pesi di volume degli strati per la cui potenza vengono moltiplicati.

Si vede quindi che il fenomeno dell'abbassamento della falda è tale da indurre un aumento $\Delta p'$ delle pressioni effettive nel terreno che nel nostro caso è:

$$\Delta p' = p'_2 - p'_1 = (8,5 - 6,4) \text{ t/m}^2 = 2,10 \text{ t/m}^2 \cong 0,21 \text{ Kg/cm}^2$$

La presenza di una filtrazione crea delle pressioni idrodinamiche che possono far variare l'equilibrio di una massa di terreno. Le pressioni che intervengono nell'equilibrio sono le pressioni effettive e quelle dovute alla sovrappressione dell'acqua nei pori causata dalla filtrazione (iz γ_a), ove i è il gradiente idraulico. Quando le pressioni si fanno equilibrio il gradiente idraulico assume un valore critico i_c oltre il quale si ha il sifonamento:

$$\gamma' z = i_c z \gamma_a \qquad i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_a}{\gamma_a}$$

poiché

$$\gamma_{sat} = G_s(1-n) + \gamma_a n$$

$$\gamma' = G_s(1-n) + \gamma_a n - \gamma_a = G_s(1-n) + \gamma_a (n-1) = (G_s - \gamma_a)(1-n)$$

e quindi

$$i_c = \frac{(G_s - \gamma_a)(1-n)}{\gamma_a}$$

da

$$e = \frac{n}{1-n} \quad ; \quad n = \frac{e}{1+e}$$

poiché

$$1 - n = \frac{1}{1+e} \qquad i_c = \frac{G_s - \gamma_a}{(1+e) \cdot \gamma_a}$$

2.5a. — Per un terreno sabbioso con $\gamma_{sat} = 1,95 \text{ t/m}^3$ calcolare il gradiente idraulico critico i_c :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_a} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_a}{\gamma_a} = \frac{(1,95 - 1) \text{ t/m}^3}{1 \text{ t/m}^3} = 0,95$$

2.5b. — Per un terreno sabbioso con indice dei vuoti $e = 0,70$ e con un peso specifico dei grani $G_s = 2,66 \text{ t/m}^3$, calcolare il gradiente idraulico critico i_c .

$$i_c = \frac{G_s - \gamma_a}{(1+e) \gamma_a} = \frac{(2,66 - 1) \text{ t/m}^3}{(1 + 0,7) \times 1 \text{ t/m}^3} = \frac{1,66}{1,70} = 0,976$$

La tensione superficiale, dell'acqua nei pori del terreno, varia da punto a punto e così pure la risalita capillare da questa prodotta.

La tensione superficiale è parallela alla superficie di separazione acqua-aria e vale $T_0 = 0,075 \text{ gr/cm}$ a temperatura ambiente ($20 \div 22^\circ \text{C}$) mentre diminuisce al crescere della temperatura. L'attrazione tra l'acqua e i solidi è dello stesso tipo della tensione superficiale e vale sempre $- 0,075 \text{ gr/cm}$; spesso, poiché genera nei capillari i noti fenomeni di risalita, viene detta *tensione di capillarità*, la forza di gravità vi si oppone e a causa dell'effetto combinato di queste due forze si generano i *menischi*.

Per seguire le considerazioni seguenti si consideri la fig. 2.5. La forza di capillarità vale:

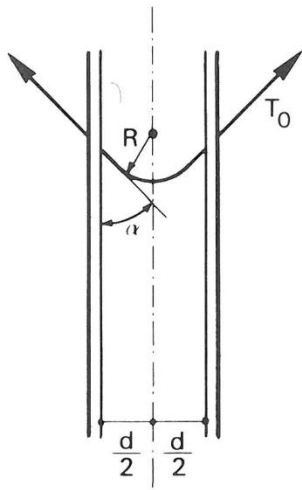


FIGURA 2.5.

La massima tensione di capillarità si ha con menisco parallelo alle pareti solide cioè R che tende a 0 ovvero con $\alpha = 0$, $\cos \alpha = 1$:

$$u_{\max} = \frac{4 T_0}{d} \quad (A)$$

Si sa che per considerazioni relative alla capillarità nei terreni saturi incoerenti il diametro effettivo da introdurre nella (A) è un quinto del D_{10} .

2.6. — Data una sabbia uniforme con $D_{10} = 0,2 \text{ mm}$, stabilire l'altezza h_c di possibile risalita capillare.

La pressione idrostatica dell'acqua è:

$$u = \gamma_a \cdot z$$

positiva se misurata verso il basso a partire dalla falda acquifera (vedi fig. 2.6). Per l'equilibrio tra tensione capillare e pressione idrostatica si ha:

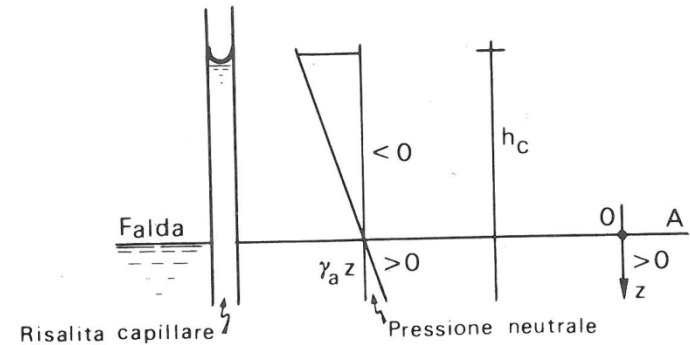


FIGURA 2.6.

$$u_{\max} = \frac{4 T_0}{d} \quad h_c \gamma_a = \frac{4 T_0}{d}$$

da cui la massima risalita capillare è:

$$h_c = \frac{4 T_0}{\gamma_a d}$$

con

$$d = \frac{1}{5} D_{10} = \frac{2}{5} \cdot 10^{-2} \text{ (cm)} = 0,4 \cdot 10^{-2} \text{ (cm)}$$

$$h_c = \frac{4 \cdot 0,075}{\gamma_a \cdot 0,4 \cdot 10^{-2}} = 75 \text{ cm}$$

2.7. — Nella situazione proposta in fig. 2.7, allo scopo di calcolare la portata di filtrazione verticale, dal basso verso l'alto, dovuta ad

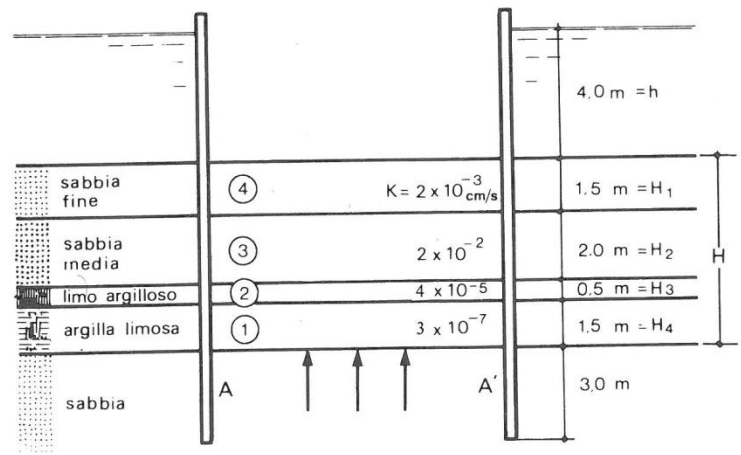


FIGURA 2.7.

un certo carico idraulico, si vuol definire la permeabilità equivalente degli strati 1,2,3 e 4. In figura sono riportati i coefficienti di permeabilità verticale espressi in cm/s. Si suppone inoltre che il carico idraulico agente su A A' sia costante e pari a $\bar{h} = 2/3 h$; segue che le linee di flusso sono verticali al di sopra del piano A A'.

Per la continuità, in condizioni di regime, la portata del fluido in moto è identica in ogni strato:

$q = q_1 = q_2 = q_3 = q_4$ essendo: $\frac{Q}{A} = q$

dove : A = area attraversata dal fluido = costante; Q = portata; q = portata unitaria

$$v = \frac{k_{eq} \bar{h}}{H} = k_1 i_1 = = K_4 i_4$$

$$i_i = \frac{\bar{h}}{H} \frac{k_{eq}}{k_i} \quad i = 1 \div 4 \tag{2.4}$$

Si ha inoltre che il carico idraulico si dissipa lungo il percorso totale.

$$\bar{h} = H_1 i_1 + + H_4 i_4 \tag{2.5}$$

sostituendo i valori della (2.4) nella (2.5) si perviene alla relazione

$$k_{eq} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + + \frac{H_4}{k_4}} \tag{2.6}$$

quindi segue che:

$$k_{eq} = \frac{5,5}{\frac{1,5}{3 \cdot 10^{-7}} + \frac{0,5}{4 \cdot 10^{-5}} + \frac{2}{2 \cdot 10^{-2}} + \frac{1,5}{2 \cdot 10^{-3}}} = 1,1 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

$$k_v = \frac{H}{\sum \frac{H_i}{k_{vi}}}$$

2.8. — Si consideri la situazione illustrata in fig. 2.8, in cui il flusso è parallelo ai piani di stratificazione di cui sono note le permeabilità orizzontali. Si vuol conoscere la permeabilità equivalente dell'insieme.

Poiché si considera un flusso orizzontale, i confini degli strati devono essere linee di flusso e quindi, le linee equipotenziali sono verticali: ne segue che la perdita di carico tra le due linee equipotenziali A e B è la stessa in ogni strato di terreno cioè $i = \text{cost}$.

Si ha che la portata totale è:

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \quad \text{con} \quad q_1 = k_1 i H_1 ;$$

$$q_2 = k_2 i H_2 ; \dots\dots$$

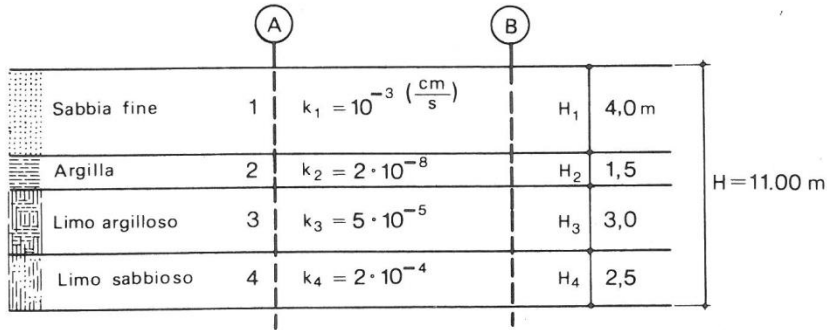


FIGURA 2.8.

e che la velocità media del flusso risulta essere:

$$v = k_{eq} i = \frac{i}{H} (k_1 H_1 + \dots + k_4 H_4)$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_i k_i H_i}{H} = \frac{4 \cdot 10^{-3} + 1,5 \cdot 2 \cdot 10^{-8} + 3 \cdot 5 \cdot 10^{-5} + 2 \cdot 2,5 \cdot 10^{-4}}{11,0}$$

$$= 4,23 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$k_H = \frac{v}{i} = \frac{\sum q_i}{H \cdot i} = \frac{\sum v_i \cdot H_i}{H \cdot i} = \frac{\sum k_{hi} \cdot H_i}{H}$$

$$k_v = \frac{H}{\sum \frac{H_i}{k_{vi}}}$$

2.9. — Rifare l'esercizio 2.8 considerando un flusso verticale, ferme restando le caratteristiche dei terreni. Applicando la relazione (2.6) si ha:

$$k_{eq} = \frac{11,0}{\frac{4,0}{10^{-3}} + \frac{1,5}{2 \cdot 10^{-8}} + \frac{3,0}{5 \cdot 10^{-5}} + \frac{2,5}{2 \cdot 10^{-4}}} = 1,5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

Si può notare che

$$\frac{k_o}{k_v} = \frac{4,23 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 10^{-7}} = 2820$$

2.10. — Si vuol conoscere il rapporto tra permeabilità orizzontale e verticale in un terreno argilloso dove però sono anche presenti sottili strati orizzontali di limo argilloso. Da misure effettuate, si sa che la permeabilità del limo argilloso è 80 volte maggiore di quella dell'argilla. Gli strati di limo sono mediamente spazati tra loro di 1,5 m ed hanno uno spessore medio di 8 mm. Si supponga inoltre che i terreni siano isotropi per quel che riguarda le proprietà idrauliche.

Poiché vi è una continua alternanza di strati di limo e di argilla si può fare riferimento a due strati contigui.

La permeabilità orizzontale equivalente risulta essere:

$$k_0 = \frac{h_1 k_1 + h_2 k_2}{h_1 + h_2} = \frac{1,5 k_a + 0,008 k_\ell}{1,508}$$

con k_a permeabilità dell'argilla e k_ℓ permeabilità del limo. Poiché si ha:

$$k_\ell = 80 k_a$$

segue che:

$$k_0 = \frac{1,5 k_a + 0,64 k_a}{1,508} = 1,419 k_a \quad (B)$$

La permeabilità verticale equivalente è:

$$k_v = \frac{\frac{h_1}{k_a} + \frac{h_2}{k_\ell}}{\frac{h_1}{k_a} + \frac{h_2}{80 k_a}} = \frac{1,508}{\frac{1,5}{k_a} + \frac{0,008}{80 k_a}} = 1,005 k_a$$

segue che:

$$\frac{k_0}{k_v} = \frac{1,419}{1,005} = 1,412$$

Facendo riferimento alla relazione (B) si può notare che sottili strati di limo (0,5% dello spessore totale) sono sufficienti per produrre sensibili aumenti della permeabilità orizzontale del terreno (42% maggiore di k_a). Quanto detto è molto importante perché

mette in evidenza che in considerazioni relative a flussi e permeabilità, piccole discontinuità del terreno (giunti, fratture, sottili stratificazioni di materiali molto permeabili) possono produrre effetti notevoli.

2.11. — Nell'apparato di fig. 2.9 si stabilisce un flusso d'acqua, a carico costante, attraverso i campioni di terreno 1 e 2, caratterizzati da diversi valori dei rispettivi coefficienti di permeabilità. Si vuol determinare:

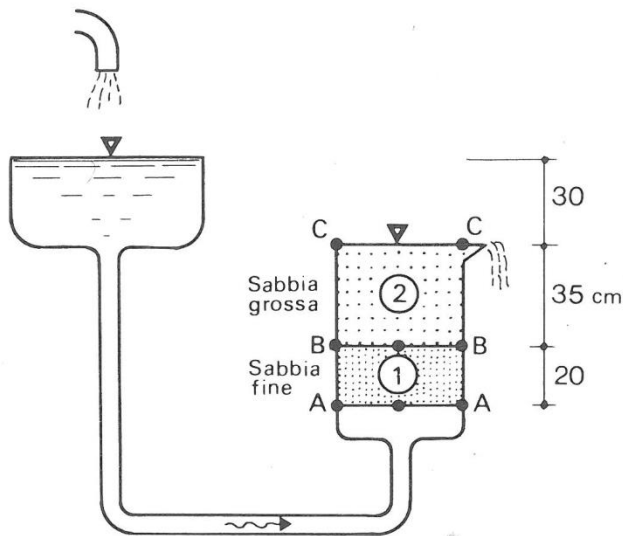


FIGURA 2.9.

- 1) il carico idraulico e l'altezza piezometrica in AA;
- 2) il carico idraulico e l'altezza piezometrica nella sezione BB, sapendo che nel flusso attraverso il terreno 1 l'acqua ha perso il 60% della sovrappressione iniziale;
- 3) la portata unitaria dell'intero apparato (quantità d'acqua che passa in una sezione ortogonale alla direzione del flusso in una unità di tempo) sapendo che la permeabilità del terreno 1 è $8 \cdot 10^{-3}$ cm/s.
- 4) il coefficiente di permeabilità del terreno 2.

1) Il carico idraulico viene dissipato nell'attraversare i terreni 1 e 2.

In A quindi vi sarà l'intero carico, cioè 30 cm. L'altezza piezometrica in AA, non essendoci dissipazione di carico è di 85 cm.

2) Nel passare da AA e BB l'acqua perde il 60% di sovrappressione quindi il carico idraulico risulta essere:

$$h_{BB} = 30 - 0,6 \cdot 30 = 12 \text{ cm}$$

l'altezza piezometrica dei punti del piano BB è data dalla somma di 35 cm più il carico idraulico che il fluido perde nel flusso da BB e CC:

$$35 + 12 = 47 \text{ cm}$$

3) La legge di Darcy ci permette di calcolare la portata unitaria $Q/A = v = k_i$ con $k = 8 \cdot 10^{-3}$ cm/s

$$i = \frac{\text{perdita di carico}}{\text{percorso idraulico}} = \frac{h}{L} = \frac{18}{20} = 0,9$$

$$v = 8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ (cm/s)}$$

$$Q = 7,2 \cdot 10^{-7} \cdot A \text{ (m}^3/\text{s)}$$

4) La velocità di filtrazione trovata, per la continuità è la stessa anche nel terreno 2 quindi

$$k_2 = \frac{v}{i}$$

$$i = \frac{0,40 \cdot 30}{35} = 0,343$$

$$k_2 = \frac{7,2 \cdot 10^{-3}}{0,343} = 2,1 \cdot 10^{-2} \text{ (cm/s)}$$

2.12. — Si vuol conoscere il coefficiente di permeabilità di uno strato di limo sabbioso ricorrendo ad una prova eseguita “in situ”. Questo tipo di prova, offre risultati senz'altro più attendibili di quelli ottenibili da prove su campioni di terreno in laboratorio. Data la configurazione geometrica del pozzo e dei piezometri, riportata nella sezione verticale di fig. 2.10 si constata che dopo un periodo di

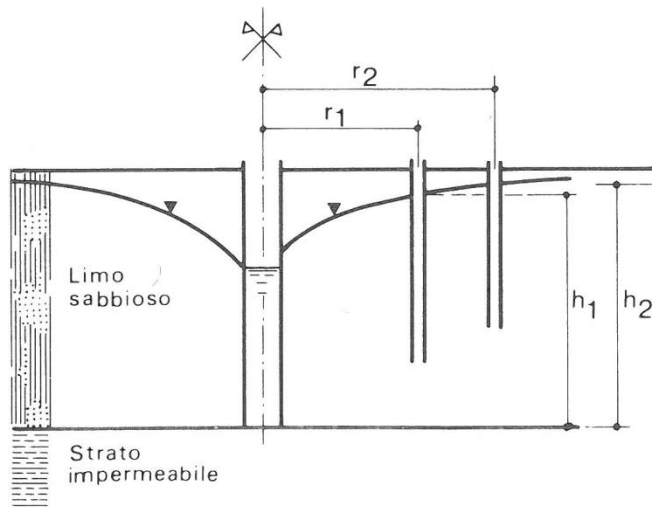


FIGURA 2.10.

tempo adeguato, una pompa preleva con continuità 80 litri di acqua al minuto; si stabilisce quindi un flusso stazionario dell'acqua nel terreno, controllato dai livelli nei piezometri. Prima della fase di pompaggio, la falda si trovava a livello del piano campagna.

A regime si ha:

$$h_1 = 18,2 \text{ m} \quad r_1 = 6,7 \text{ m}$$

$$h_2 = 19,3 \text{ m} \quad r_2 = 10,0 \text{ m}$$

Per conoscere il coefficiente di permeabilità si ricorre in questi casi alla relazione:

$$k = q \frac{\ln(r_2/r_1)}{3,14 \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

$$q = \frac{80 \text{ l}}{1 \text{ min}} = \frac{80 \cdot 10^3 \text{ cm}^3}{60 \text{ s}} = 1,33 \cdot 10^3 \text{ (cm}^3/\text{s)}$$

e quindi

$$k = \frac{1,33 \cdot 10^3 \ln(10/6,7)}{3,14 \cdot (1930^2 - 1820^2)} = 4 \cdot 10^{-4} \text{ (cm/s)} .$$

***Permeability-04: Find the equivalent horizontal permeability of two layers.**

(Revision: Aug-08)

The topmost layer is loose, clean sand, 1 meter thick. Its vertical permeability k_V can be estimated using Hazen's formula with $C = 1.5$ (to over-estimate) and the sieve analysis shown here. Its k_H is known to be approximately 500% of the k_V . Below the sand stratum is a marine marl, 3 meters thick, with a $k_V = k_H = 10^{-6}$ m/s. What is the combined k_{Hcomb} for the upper 4 m in cm/sec?



Solution:

Use Hazen's formula to find the permeability, where k is in cm/s if C ranges from 0.8-1.5. D_{10} is in mm. Use the grain-size distribution curve of Permeability-02.

$$k_{H_1} = 5k_{V_1} = 5(CD_{10}^2) = (5)(1.5)(0.16 \text{ mm})^2 = 1.92 \text{ cm/s} = 1,920(10^{-6}) \text{ m/s}$$

The formula for combining several horizontal layers is,

$$k_{Hcomb} = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2}{H_1 + H_2} = \frac{(1,920 \times 10^{-6} \text{ m/s})(1 \text{ m}) + (10^{-6} \text{ m/s})(3 \text{ m})}{1 \text{ m} + 3 \text{ m}} = 4.8 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

***Permeability-05: Equivalent vertical and horizontal permeabilities.**

(Revision: Aug-08)

The soil profile shown below is typical of Miami-Dade County. Estimate the equivalent permeabilities $k_{V(eq)}$ and $k_{H(eq)}$ in cm/sec, and the ratio of $k_{H(eq)} / k_{V(eq)}$.

1 m	Fine Sand	$k = 1 \times 10^{-1}$ cm/sec	Pamlico Formation
5 m	Porous Limestone	$k = 2 \times 10^{-3}$ cm/sec	Miami Formation
3 m	Fine Sand	$k = 1 \times 10^{-3}$ cm/sec	Fort Thompson Formation
12 m	Upper sandy Limestone	$k = 2 \times 10^{-4}$ cm/sec	Fort Thompson Formation

Solution:

$$k_{V(EQ)} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \frac{H_4}{k_4}} = \frac{(1+5+3+12) m}{\frac{1 m}{10^{-1} cm/s} + \frac{5 m}{2 \times 10^{-3} cm/s} + \frac{3 m}{10^{-3} cm/s} + \frac{12 m}{2 \times 10^{-4} cm/s}}$$

$$= \frac{(2,100 cm)}{(6,551 \times 10^3)s} = 0.32 \times 10^{-3} cm/s$$

$$k_{H(EQ)} = \frac{1}{H} [H_1 k_1 + H_2 k_2 + H_3 k_3 + H_4 k_4] = \frac{1}{(21 m)} [(1)(10^{-1}) + (5)(2 \times 10^{-3}) + (3)(10^{-3}) + (12)(2 \times 10^{-4})]$$

$$k_{H(EQ)} = 4.8 \times 10^{-3} cm/s$$

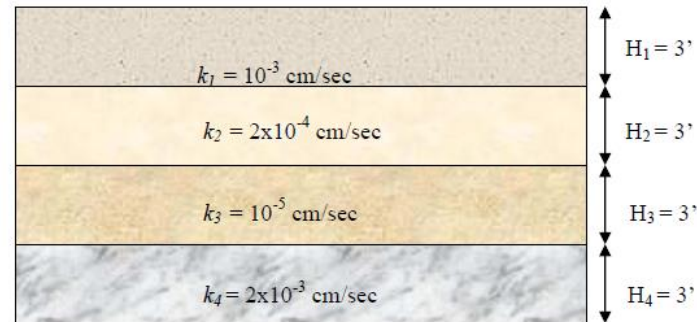
Therefore $\frac{k_H}{k_V} = \frac{4.8 \times 10^{-3} cm/s}{0.32 \times 10^{-3} cm/s} = 15$

The horizontal permeability is 15 times larger than the vertical permeability.

***Permeability-06: Ratio of horizontal to vertical permeabilities.**

(Revision: Aug-08)

Estimate the ratio of the horizontal to the vertical permeability of these four strata.



Solution:

The equivalent horizontal permeability of all four layers is:

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H} (k_1 H_1 + k_2 H_2 + k_3 H_3 + k_4 H_4) = \frac{(ft)(cm/s)}{(12ft)} \left[(3)(10^{-3}) + (3)(2)(10^{-4}) + (3)(10^{-5}) + (3)(2)(10^{-3}) \right]$$

$$k_{H(eq)} = 8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

The equivalent vertical permeability of all four layers is:

$$k_{V_{eq}} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_{v_1}} + \frac{H_2}{k_{v_2}} + \frac{H_3}{k_{v_3}} + \frac{H_4}{k_{v_4}}} = \frac{12 \text{ ft}}{\frac{3'}{10^{-3}} + \frac{3'}{2 \times 10^{-4}} + \frac{3'}{10^{-5}} + \frac{3'}{2 \times 10^{-3}}} = 0.37 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

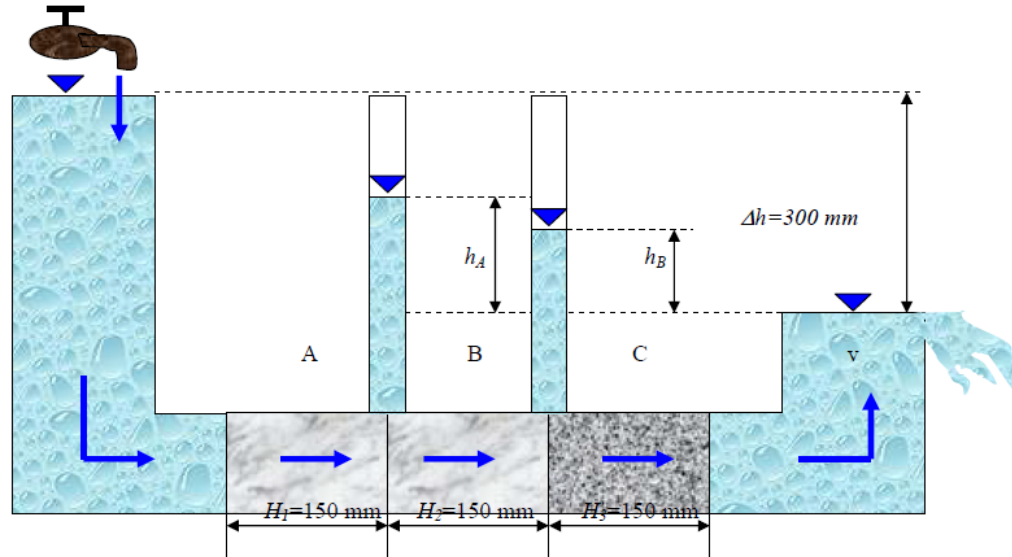
Therefore the ratio of the horizontal to the vertical permeability is:

$$\frac{k_{H_{eq}}}{k_{V_{eq}}} = \frac{8 \times 10^{-4} \text{ cm/s}}{0.37 \times 10^{-4} \text{ cm/s}} = 22$$

***Permeability–07: Do not confuse a horizontal with a vertical permeability.**

(Revision: Aug-08)

The soil layers below have a cross section of 100 mm x 100 mm each. The permeability of each soil is: $k_A = 10^{-2}$ cm/sec.; $k_B = 3 \times 10^{-3}$ cm/sec.; $k_C = 4.9 \times 10^{-4}$ cm/sec. Find the rate of water supply in cm^3/hr .



Solution:

This is a trick drawing: it “looks” like a horizontal flow, but in reality it is a vertical flow because the flow has to cross through every layer; it can not “bypass” any layer. Therefore, every soil layer has the same flow $v = v_1 = v_2 = v_3$ and the total head $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3$.

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3}} = \frac{450\text{mm}}{\frac{150\text{mm}}{1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}} + \frac{150\text{mm}}{3 \times 10^{-3} \text{ cm/s}} + \frac{150\text{mm}}{4.9 \times 10^{-4} \text{ cm/s}}} = 1.2 (10^{-3}) \text{ cm/s}$$

$$\therefore q = k_{eq} i A = k_{eq} \frac{\Delta h}{H} A = (0.0012 \text{ cm/s}) \left(\frac{300\text{mm}}{450\text{mm}} \right) (10\text{cm})(10\text{cm}) \left(\frac{3,600\text{sec}}{1\text{hr}} \right) = 291 \text{ cm}^3 / \text{hour}$$

***Permeability-10: Capillary rise in tubes of differing diameters.**

(Revision: Sept.-2008)

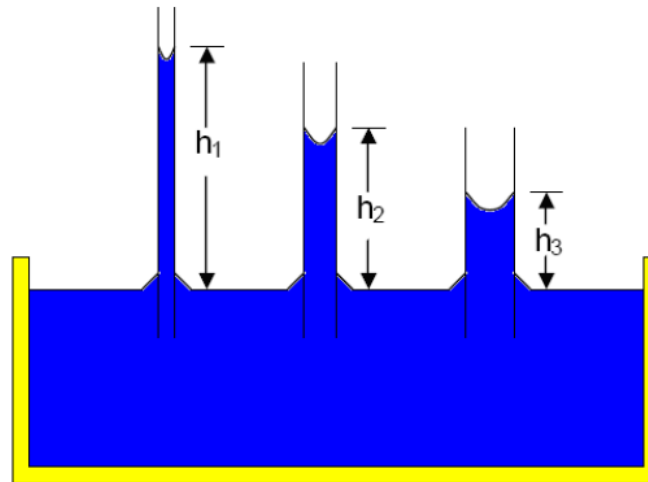
Determine the different heights h_c that water will raise in three different capillary tubes, with diameters:

$d_1 = 0.00075 \text{ mm}$ (corresponding to a fine clay sized particle),

$d_2 = 0.075 \text{ mm}$ (corresponding to the smallest sand sized particle) and

$d_3 = 0.75 \text{ mm}$ (corresponding to a medium sand sized particle).

Assume that the surface tension is 0.075 N/m with an angle $\alpha = 3^\circ$.

**Solution:**

The surface tension of water T_s ranges from about 0.064 to 0.075 N/m (0.0044 to 0.0051 lb/ft). In this problem we have chosen the largest value. Notice that the negative sign indicates that the water has risen due to the capillary tension.

$$h_c = \frac{-4 (T_s) (\cos \alpha)}{d \gamma_w} = \frac{-4 (0.075 \text{ N/m}) (\cos 3^\circ)}{d (9.81 \text{ kN/m}^3)}$$

$$h_1 = \frac{-4 (7.5 \times 10^{-2} \text{ N/m}) (\cos 3^\circ)}{(7.5 \times 10^{-7} \text{ m}) (9.81 \text{ kN/m}^3)} = -41 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{-4 (7.5 \times 10^{-2} \text{ N/m}) (\cos 3^\circ)}{(7.5 \times 10^{-5} \text{ m}) (9.81 \text{ kN/m}^3)} = -0.41 \text{ m} = 410 \text{ mm}$$

$$h_3 = \frac{-4 (7.5 \times 10^{-2} \text{ N/m}) (\cos 3^\circ)}{(7.5 \times 10^{-4} \text{ m}) (9.81 \text{ kN/m}^3)} = -0.041 \text{ m} = 41 \text{ mm}$$

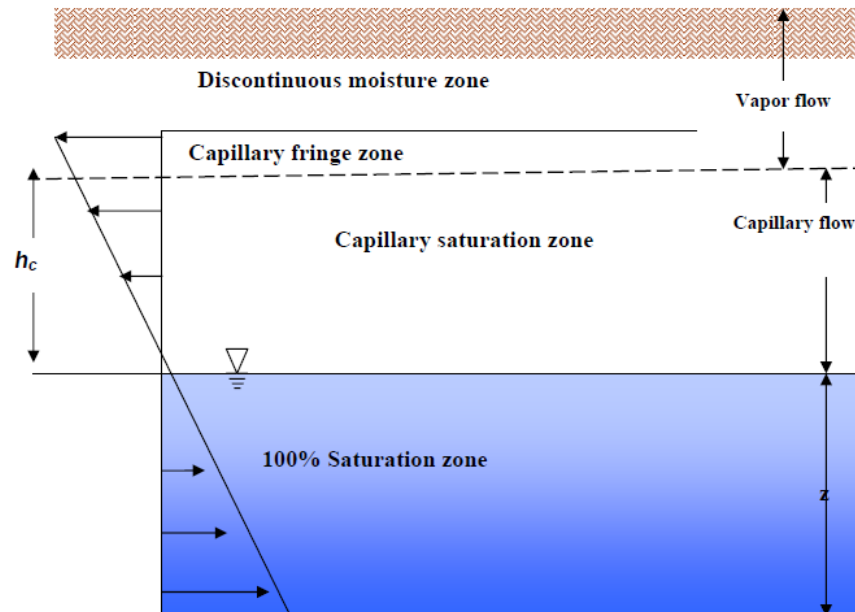
***Permeability-11: Rise of the water table due to capillarity saturation.**

(Revision: Sept.-08)

How much does the capillary water rise above the water table in a very fine sand ($d = 0.1 \text{ mm}$) if the surface tension force is $T_o = 0.064 \text{ N/m}$ with an $\alpha = 3^\circ$?

Solution:

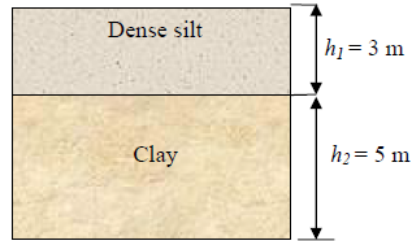
$$h_c = \frac{-4T_o \cos \alpha}{d\gamma_w} = \frac{-4(0.064 \text{ N/m}) \cos 3^\circ}{(10^{-4} \text{ m})(9.81 \text{ kN/m}^3)} = -0.26 \text{ m}$$



***Permeability-12: Find the capillary rise h_c in a silt stratum using Hazen.**

(Revision: Aug-08)

Another method of determining the capillary rise in a soil is to use Hazen's capillary formula. The 3 m thick dense silt layer shown below is the top stratum of a construction site, has an effective diameter of 0.01 mm. What is the approximate height of the capillary rise in that silt stratum? What are the vertical effective stresses at depths of 3 m and 8 m below the surface? The "free ground water" level is 8 meters below the ground surface, the $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$, and the soil between the ground surface and the capillary level is partially saturated to 50%.



Solution:

1. The Hazen empirical formula for capillary rise is $h_c = \frac{0.0306}{0.2D_{10}} = \frac{0.0306}{(0.2)(0.01 \text{ mm})} = 15.3 \text{ m}$

In essence, the entire silt stratum is saturated through capillarity.

2. For full saturation, $S = 100\%$,

$$Se = wG_s \quad \therefore \quad w = \frac{Se}{G_s} = \frac{Se\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{(1)(0.40)(9.81)}{26.5} = 0.148$$

$$\therefore \gamma_{sat} = \gamma_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = \frac{(26.5)(1.148)}{1.40} = 21.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

For 50% saturation,

$$w = \frac{Se\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{(0.5)(0.40)(9.81)}{26.5} = 0.074$$

$$\therefore \gamma = \gamma_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = \frac{(26.5)(1.074)}{1.40} = 20.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Therefore,

$$\therefore (\sigma_v')_3 = h_1\gamma = (3)(20.3) = \underline{61 \text{ kPa}}$$

$$\therefore (\sigma_v')_8 = h_1\gamma + (h_2)\gamma_{sat} = (3)(20.3) + (5)(21.8) = \underline{170 \text{ kPa}}$$