



Università  
degli Studi  
di Ferrara

**DE** Department of  
Engineering  
Ferrara

INGEGNERIA CIVILE [1227]  
CLASSE LM-23  
Corso di Fondazioni [012388]  
A.A. 2020-2021

## FONDAZIONI: TIPOLOGIE

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius  
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

### FONDAZIONI DIRETTE - SUPERFICIALI

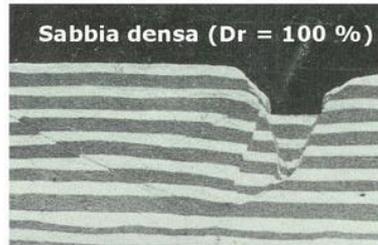
### FONDAZIONI INDIRETTE - SEMIPROFONDE

### FONDAZIONI INDIRETTE - PROFONDE

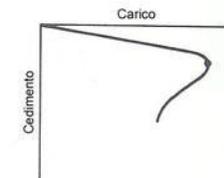
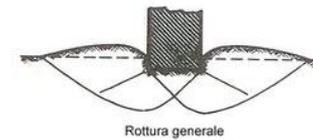
## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Definizioni e fenomenologia : Meccanismi di rottura

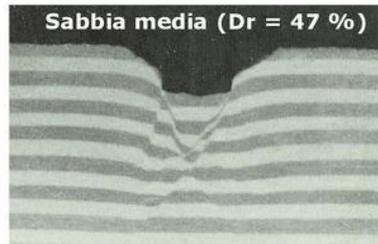
Le superfici di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna. A questo meccanismo di rottura corrisponde un comportamento della fondazione di tipo plastico o fragile



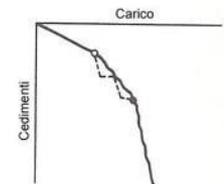
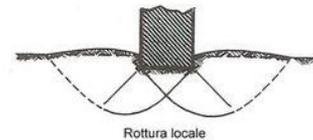
**Rottura generale**



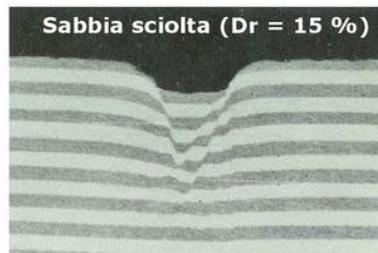
Le superfici di rottura interessano soltanto la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione



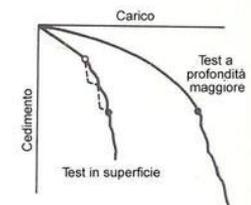
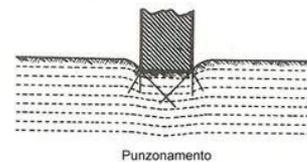
**Rottura locale**



Le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo. Il terreno sotto la fondazione si comprime con riduzione dell'indice dei vuoti. Ad un meccanismo di questo tipo si unisce un comportamento plastico con incrudimento della fondazione, con aumento del cedimento all'aumento del carico senza una chiara determinazione del carico limite.



**Punzonamento**

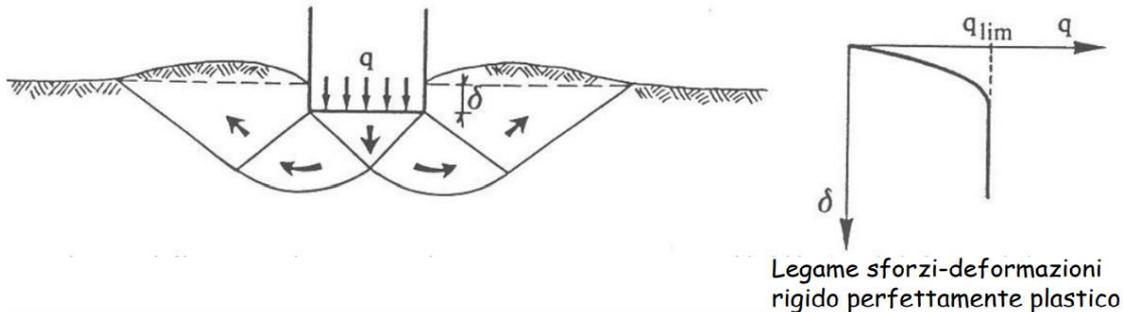


## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura generale

Con formazione di superfici di scorrimento ben definite, che dalla fondazione si sviluppano fino al piano campagna

- il terreno sottostante la fondazione è spinto verso il basso e lateralmente e quello posto ai lati si solleva (rotazione della fondazione)
- si verifica nei terreni poco compressibili (sabbie addensate, argille consistenti)
- il valore del carico limite risulta chiaramente individuato come punto di massimo della curva carichi-cedimenti

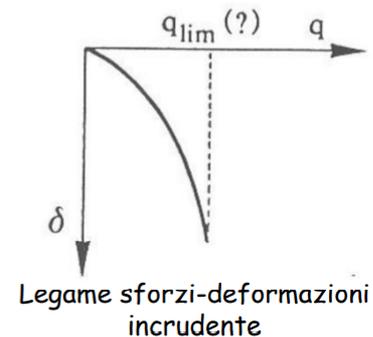
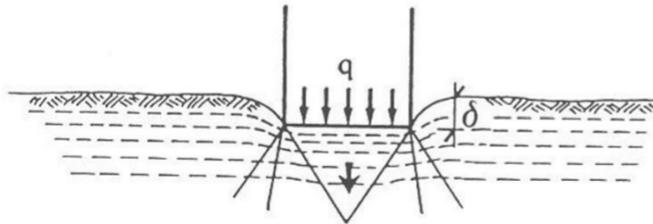


## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura per punzonamento

La fondazione affonda per effetto della formazione di piani di taglio verticali

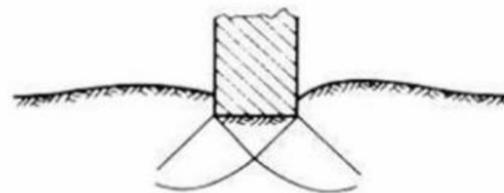
- si verifica nei terreni molto compressibili (sabbie poco addensate e argille tenere)
- è caratterizzata dall'assenza di superfici di scorrimento ben definite
- sulla curva carichi-cedimenti i cedimenti crescono con gradualità all'aumentare del carico senza consentire una precisa individuazione del carico limite



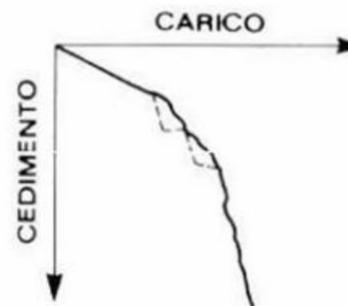
## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura locale

Meccanismo intermedio governato sia dalla compressibilità del terreno sia dalla formazione di superfici di scorrimento, che però non raggiungono la superficie

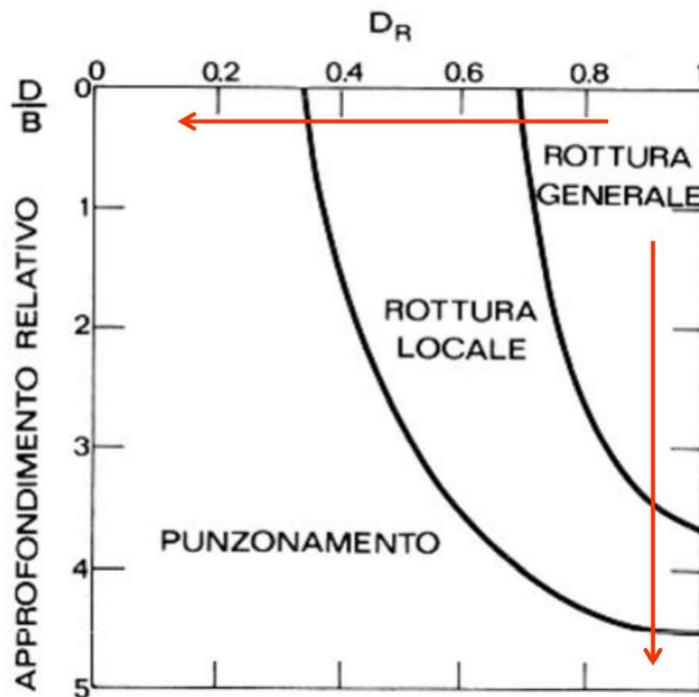


b) ROTTURA LOCALE



## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Diagramma per valutazione del tipo di rottura per le SABBIE



Densità Relativa vs Rapporto tra profondità di posa «D» della fondazione e larghezza minima della fondazione «B»

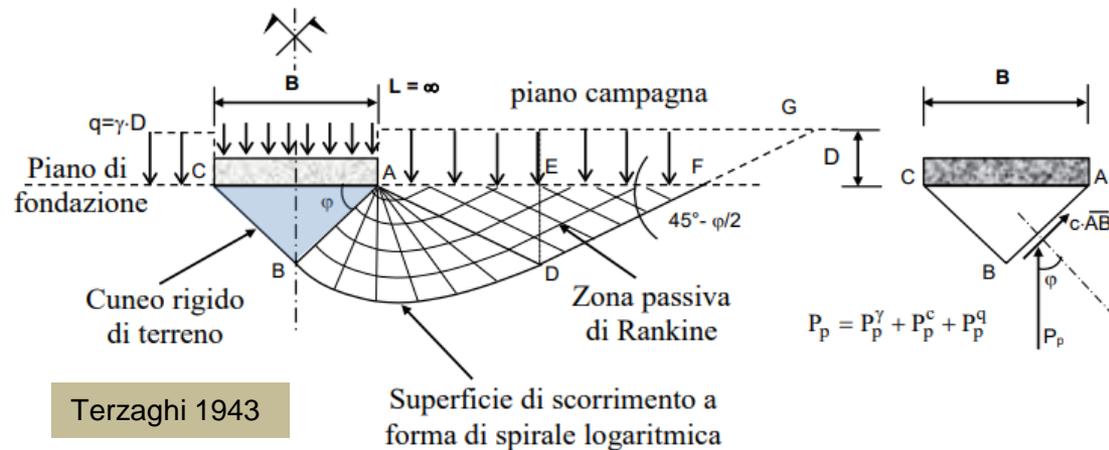


# FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

## Calcolo della capacità portante

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da **Prandtl (1920)** e **Terzaghi (1943)**, per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il **metodo dell'equilibrio limite**. Entrambi schematizzano il terreno come **un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb**.

Il meccanismo di rottura di **Terzaghi** ipotizza (secondo uno schema più aderente alle condizioni reali) la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il **cuneo** sottostante la fondazione è in condizioni di **equilibrio elastico**, ha superfici inclinate di un angolo  $\varphi$  rispetto all'orizzontale, e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa.





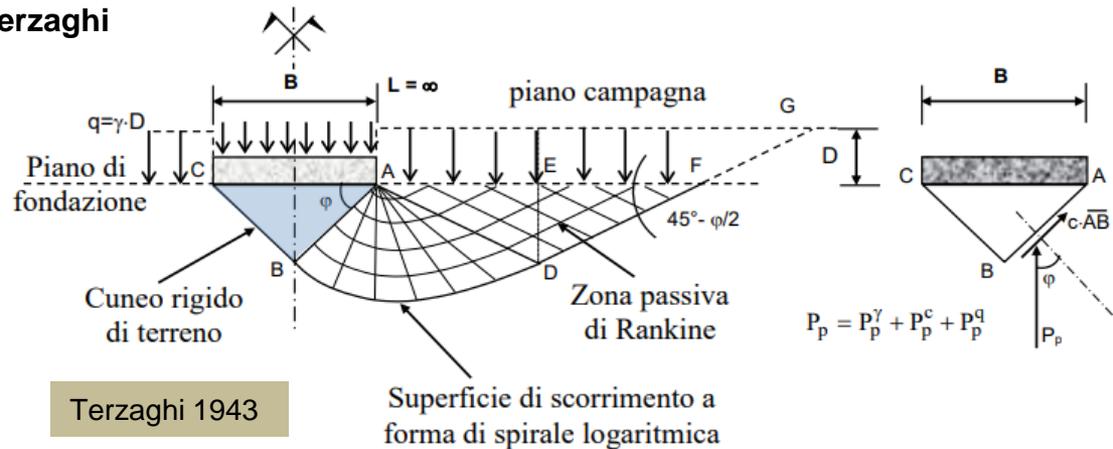
## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Calcolo della capacità portante: Terzaghi

Per il calcolo del carico limite esistono solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di **tre componenti** da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi:

- (1) **coesione e attrito interno di un terreno privo di peso e di sovraccarichi;**
- (2) **attrito interno di un terreno privo di peso ma sottoposto all'azione di un sovraccarico  $q$ ;**
- (3) **attrito interno di un terreno dotato di peso e privo di sovraccarico.**

Ogni componente viene calcolata supponendo che la superficie di scorrimento corrisponda alle condizioni previste per quel particolare caso. Poiché le superfici differiscono fra loro e dalla superficie del terreno reale, il risultato è approssimato. L'errore comunque è piccolo e a favore della sicurezza.



La soluzione, per fondazione nastriforme con carico verticale centrato, è espressa dalla **formula trinomia del carico limite**

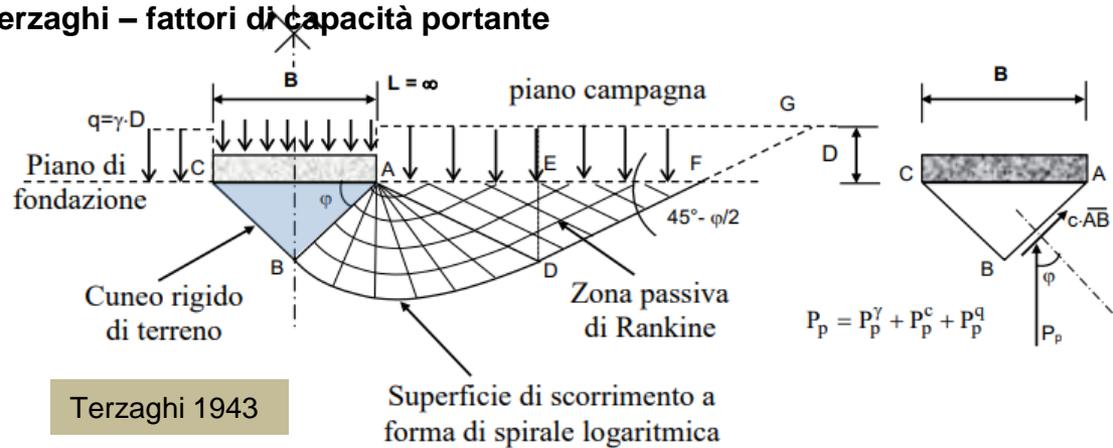
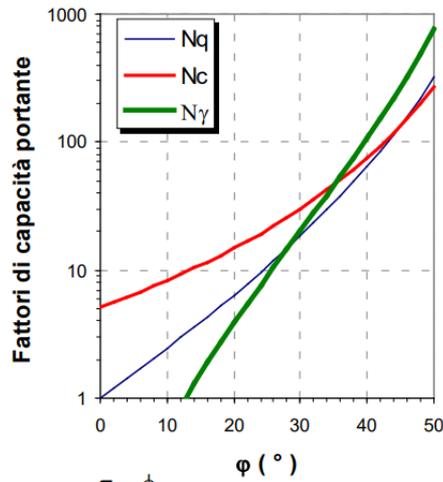
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$



$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e della forma della superficie di rottura considerata

# FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

## Calcolo della capacità portante: Terzaghi – fattori di capacità portante

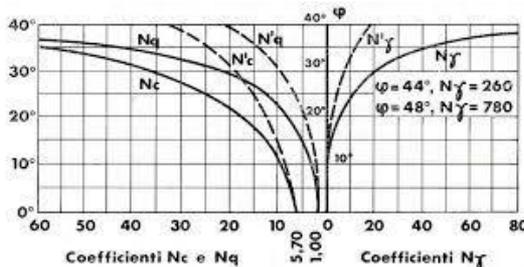


Terzaghi 1943

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$



La soluzione, per fondazione nastriforme con carico verticale centrato, è espressa dalla **formula trinomia del carico limite**

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$



**$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$**  sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e della forma della superficie di rottura considerata

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Calcolo della capacità portante: Terzaghi – fattori di capacità portante

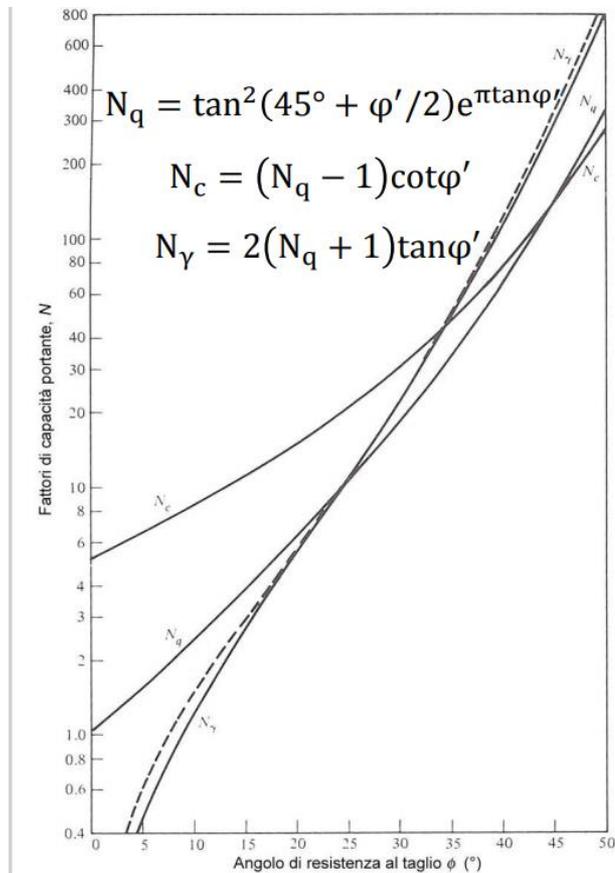


Tabella 2.1 Coefficienti di capacità portante (Vesic, 1975).

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$
0	5,14	1	0
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	30,21
33	38,64	26,09	35,19
34	42,16	29,44	41,06
35	46,12	33,30	48,03
36	50,59	37,75	56,31
37	55,63	42,92	66,19
38	61,35	48,93	78,02
39	67,87	55,96	92,25
40	75,31	64,20	109,41
41	83,86	73,90	130,21
42	93,71	85,37	155,54
43	105,11	99,01	186,53
44	118,37	115,31	224,63
45	133,87	134,87	271,75
46	152,10	158,50	330,34
47	173,64	187,21	403,65
48	199,26	222,30	496,00
49	229,92	265,50	613,14
50	266,88	319,06	762,86

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

Vesic (1975) : Studio del fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta

Ipotesi:

- Terreno come mezzo elastico perfettamente plastico
- Rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica indefinita

Si definisce:

- **Indice di rigidezza :  $I_r = G / (c + \sigma \tan \phi)$**

In cui:

- $G$ : modulo elastico trasversale (di taglio)
- $\sigma$ : tensione normale media = tensione efficace litostatica a profondità  $z = D + B/2$



$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

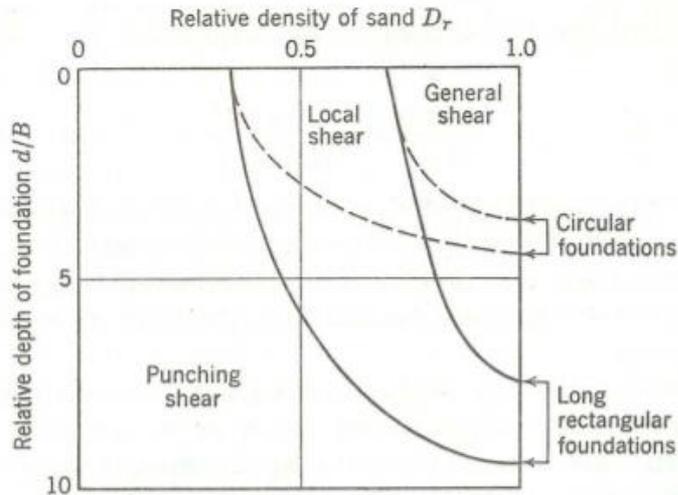
## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

### Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

La teoria di Vesic per la determinazione del carico limite può essere ricondotta alla formula trinomia dove però i coefficienti fattori di capacità portante devono essere moltiplicati per tre coefficienti correttivi:

$\Psi_q$   
 $\Psi_c$   
 $\Psi_{\gamma}$  } Coefficienti di punzonamento

Funzione di  $\phi$ ,  $I_r$ , rapporto  $B/L$



**Si verifica:**

per terreni poco addensati ( $D_r$  ridotta)  
 e/o fondazioni profonde ( $d/B$  elevato)

**Non si verifica:**

in condizioni non drenate  
 per terreni a grana fine.  
 Per essi il volume deve essere costante  
 → è possibile solo rottura generale

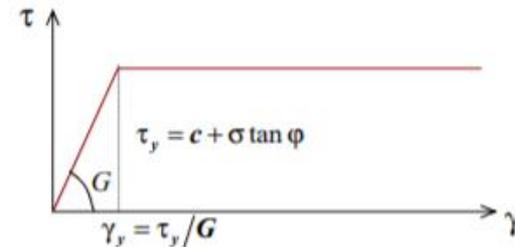
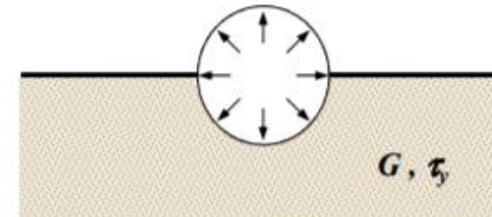
**Modello di riferimento (Vesic, 1975):  
 espansione cavità cilindrica  
 in semispazio elastico - perfettamente plastico**



Si verifica il meccanismo di punzonamento se:

**indice di rigidezza**  $I_r = \frac{G}{c + q \tan \varphi} = \frac{G}{\tau_y} = \frac{1}{\gamma_y} < I_{r,crit}$

dove  $I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \right]$



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

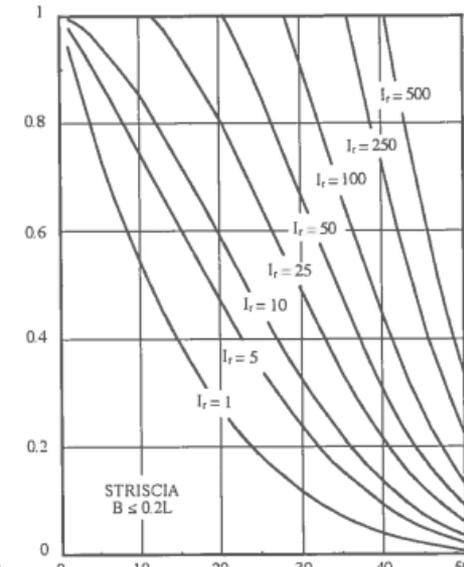
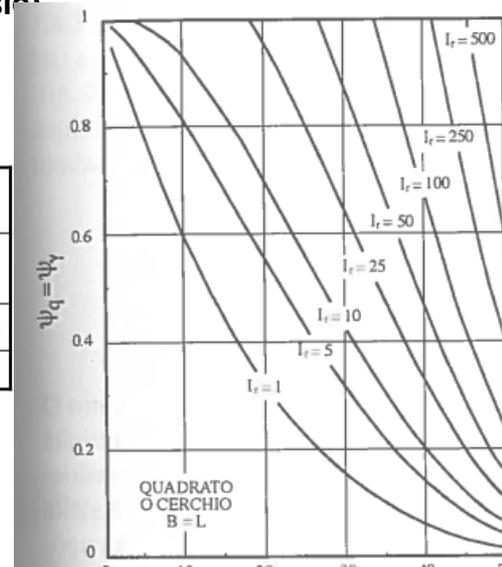
# FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

## Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

Se  $I_r < I_{r,crit}$  si adottano i coefficienti riduttivi  $\psi_{q_r}$   $\psi_{c_r}$   $\psi_{\gamma_r}$

$$q_{lim} = \psi_{q_r} N_q \cdot q + \psi_{c_r} N_c \cdot c + \psi_{\gamma_r} N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

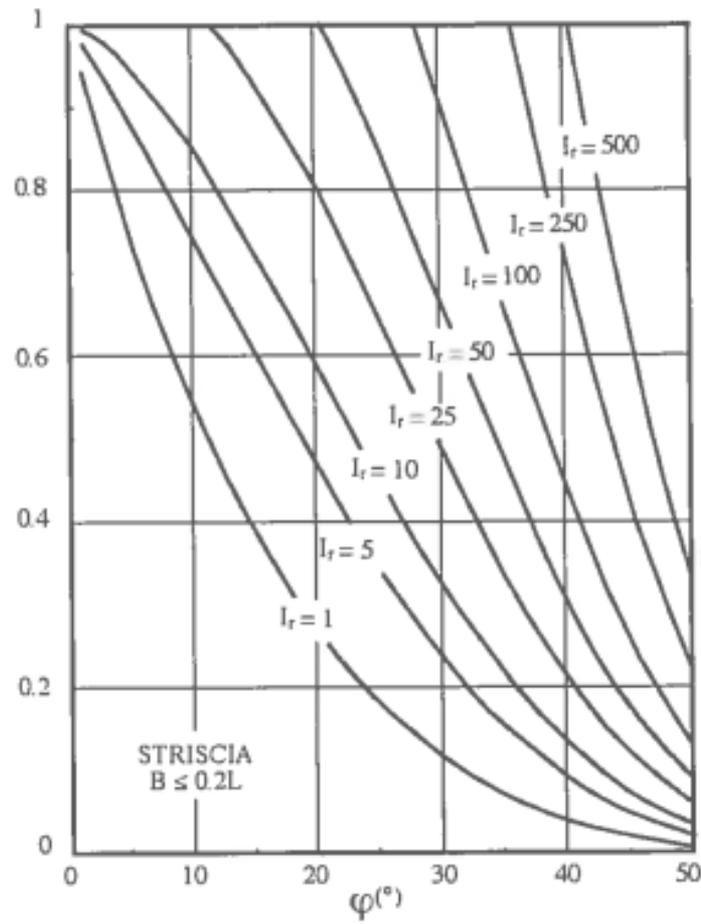
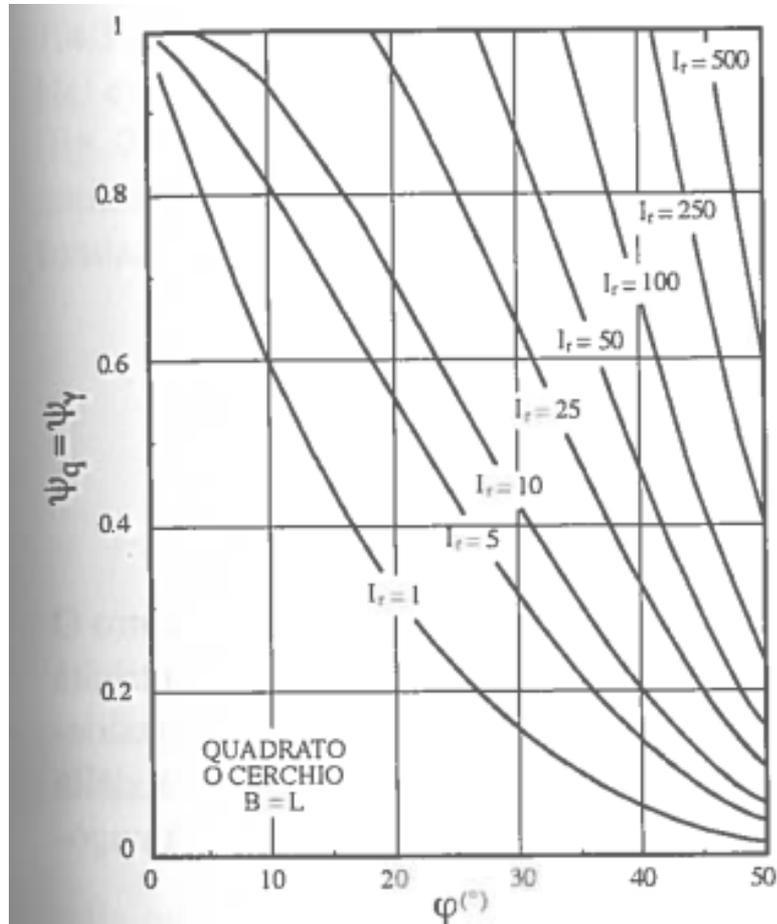
Terreno	dotato di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )	puramente coesivo ( $c \neq 0, \phi = 0$ )
$\psi_{q_r}$	$\exp \left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \log(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right]$	1
$\psi_{c_r}$	$\psi_{q_r} \frac{1 - \psi_{q_r}}{N_c \tan \phi}$	$0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log I_r$
$\psi_{\gamma_r}$	$\psi_{q_r}$	1



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)





$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c +$$

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp$$

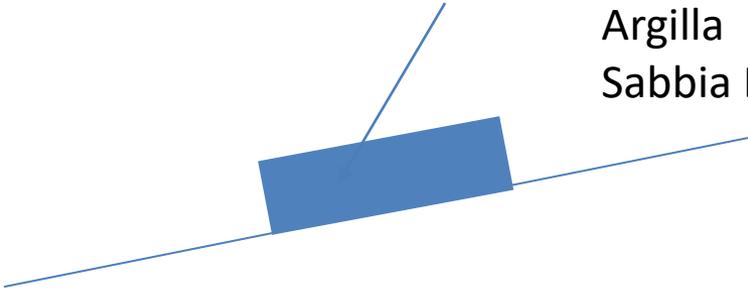
## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

Modello del terreno

Argilla

Sabbia  $D_r\%=50\%$ ;  $\phi'=30^\circ$  ( $N_{spt}$ ;  $c_{ptu}$ )



$\phi$ (°)	
0	
5	
10	
15	
20	
25	
30	
35	
40	
45	



$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

L'importanza di distinguere tre diversi meccanismi di rottura risiede nel fatto che le soluzioni disponibili per il calcolo della pressione sono basate sull'assunzione di un comportamento rigido plastico del terreno e sono perciò a stretto rigore, applicabili solo al caso di rottura generale.

Per stabilire l'occorrenza di uno dei tre meccanismi di rottura mancano criteri precisi. Allo stato attuale la conoscenza si può avere con un'indicazione di tipo quantitativo, utilizzando la soluzione di capacità portante elaborata da VESIC che mette in conto, tramite il ricorso alla teoria di espansione della cavità, di un mezzo elastoplastico, la compressibilità del terreno.

### Sabbie

Sulle base di tali soluzioni possibile distinguere quanto segue:

Per terreni sabbiosi, risulta corretta l'applicazione delle formule convenzionali, se l'indice di rigidezza:  $I_r > I_{\text{crit}}$

Se le condizioni:

$I_r < I_{\text{crit}}$ , nella valutazione di  $q_{\text{limite}}$  occorre tener conto della compressibilità del terreno.

### Argille

Nel caso di terreni coesivi, per i quali solitamente si effettua la verifica con riferimento alle condizioni iniziali, (**condizioni non drenate**) è applicabile la formula con riferimento al meccanismo di rottura generale.



$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite - Terzaghi

**Terzaghi nel 1943** ha ricavato una soluzione completa che tiene conto della presenza di tre contributi.

Le ipotesi assunte da Terzaghi sono:

La fondazione è nastriforme;

Al contatto fondazione terreno, c'è attrito

Il carico verticale applicato alla fondazione è baricentrico e centrato

Il piano di posa della fondazione e il piano campagna sono orizzontali.

Il tratto della superficie di scorrimento è una spirale logaritmica.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE:

### Calcolo limite – Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

$N_{\gamma}, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti da  $\varphi'$

$s_{\gamma}, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione

$i_{\gamma}, i_c, i_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

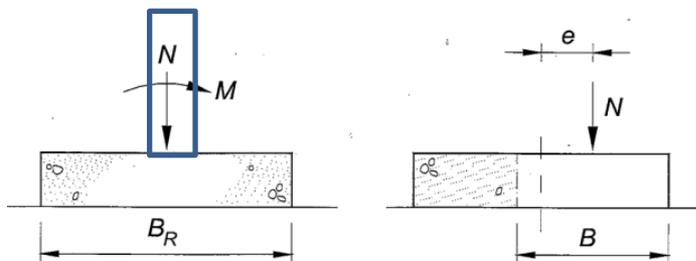
$b_{\gamma}, b_c, b_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione

$g_{\gamma}, g_c, g_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna

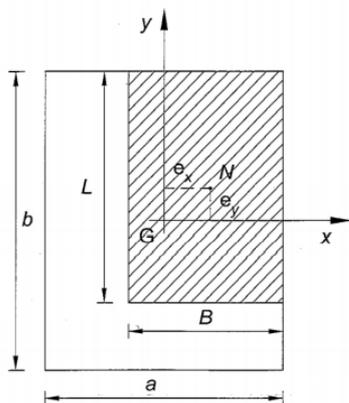
$d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – eccentricità



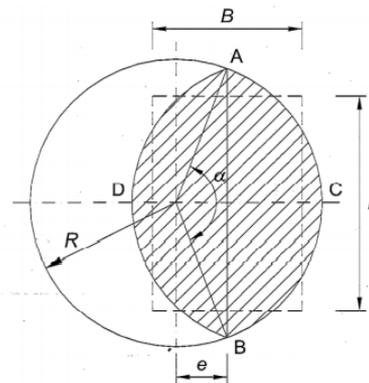
Meyerhof (1953)  
 area equivalente = minima superficie ridotta rispetto alla quale la risultante dei carichi risulta centrata



$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$B = a - 2e_x \quad (B \leq L)$$

$$L = b - 2e_y$$



$$e = \frac{M}{N}$$

$$\frac{B}{L} = \frac{DC}{AB}$$

$$h = R - e$$

$$\text{Area}(B \cdot L) = 2 \cdot \left[ R^2 \cdot \cos^{-1} \left( \frac{R-h}{R} \right) - (R-h)(2R \cdot h - h^2)^{0.5} \right]$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – fattori di forma

FONDAZIONE QUADRATA  $B < L$  (Meyerhof 1963)

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'}$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – fattori di approfondimento

Nei casi reali la fondazione ha sempre un certo approfondimento:

- effetto stabilizzante dovuto al sovraccarico ( $q'N_q$ )
- effetto stabilizzante dovuto alla resistenza al taglio lungo le pareti verticali (trascurabile visto che il terreno è rimaneggiato)

Brinch-Hansen (1970), Vesic (1973)

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D > B)$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg} \phi}$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – Carichi inclinati

Vesic (1970)

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c \cdot \cot \phi} \right]^{(m+1)}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B^*}{L^*}}{1 + \frac{B^*}{L^*}}$$

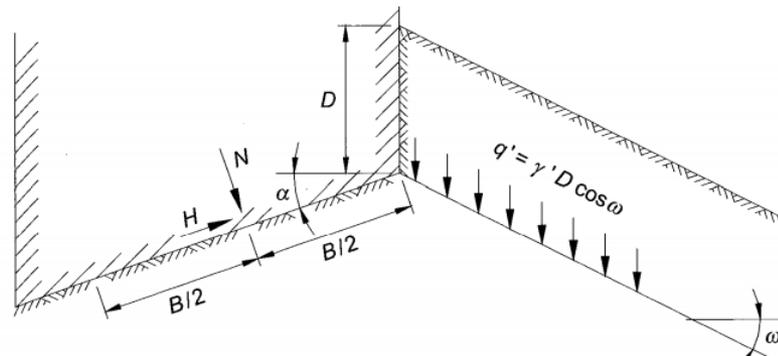
La presenza di uno sforzo tangenziale comporta una riduzione della capacità portante (i coefficienti sono minori dell'unità)

In questo caso occorre verificare anche la resistenza a scorrimento oltre alla capacità portante

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – Base inclinata

Brinch-Hansen (1970)



$$b_{\gamma} = b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$$

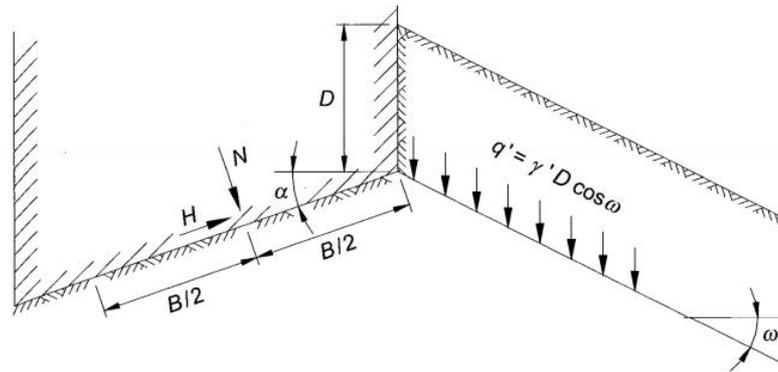
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

La base inclinata permette di assorbire forti azioni orizzontali

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – Piano di campagna inclinato

Brinch-Hansen (1970)



$$g_{\gamma} = g_q = (1 - tg \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c tg \varphi}$$

La presenza di uno sforzo tangenziale comporta una riduzione della capacità portante (i coefficienti sono minori dell'unità)

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE:

### Calcolo qlimite in terreni a grana fine-argille

Le condizioni critiche sono quelle subito dopo l'applicazione del carico, a breve termine ->

ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE

Poiché non è possibile prevedere lo sviluppo delle pressioni interstiziali il problema è affrontato in termini di tensioni totali (terreno come mezzo puramente coesivo)

$$\varphi = 0 \quad \tau = c_u$$

$$q_{lim} = c_u N_c s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 + q$$

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

$$N_{\gamma} = 0$$

$$N_q = 1$$

$$s_c^0 = 1 + 0.2 B/L$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 D/B$$

$$D \leq B$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \tan^{-1} D/B$$

$$D > B$$

$$i_c^0 = 1 - mH/(BLc_u N_c)$$

$$m = (2 + B/L)/(1 + B/L)$$

$$b_c^0 = 1 - 2\alpha/(2 + \pi)$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE:

### Calcolo $q_{limite}$ in terreni a grana grossa - sabbie

In terreni non cementati:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Nelle sabbie dense l'angolo di resistenza al taglio è  $> \varphi'_{cv}$ , ma la scelta del valore da usare, per tener conto della dipendenza di  $\varphi$  dallo stato tensionale e della rottura progressiva, non è un grosso problema perché la  $q_{lim}$  risulta comunque tanto elevata da non essere il criterio di dimensionamento determinante (prevale il criterio di funzionalità)

Nelle sabbie sciolte  $\varphi = \varphi'_{cv}$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE:

### Calcolo $q_{limite}$ : coefficiente di sicurezza (vecchia normativa)

Coefficiente di sicurezza  $F$  = rapporto tra il carico limite che determina la rottura nel terreno e la somma dei carichi agenti

$$F = \frac{q_{lim} BL}{Q_S + P_F + P_R - S_W}$$

$Q_S$  = carico strutturale

$P_F$  = peso della fondazione

$P_R$  = peso del rinterro

$S_W$  = sottospinta idraulica

$B, L$  = dimensioni della fondazione



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo $q_{limite}$ : Nuova normativa NTC2018

### SLU

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al paragrafo 2.6.1 della normativa,

deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo qlimite : Influenza della falda

Il calcolo della capacità portante ultima viene fatto utilizzando nelle relative formule il peso di unità di volume efficace del terreno. Il peso di unità di volume efficace compare sia nel termine di sovraccarico.  $Q$ , che nel termine dovuto al peso proprio.  $0.5 \gamma B$  perenne  $\gamma$ , come si può vedere osservando la. Formula posta in testa alla diapositiva. Soltanto in rare occasioni e la quota della falda si trova al di sopra della base della Fondazione dato che tale evento causerebbe quantomeno problemi nella fase di costruzione.

In ogni modo, in tale caso, il termine  $q$  andrebbe modificato in modo da mettere in conto il valore efficace della pressione di sovraccarico. Questo valore viene calcolato semplicemente determinando lo sforzo alla quota della falda ottenuto sommando all'altezza dello strato compreso fra le superficie libera e la falda stessa, moltiplicato per il peso umido di unità di volume del terreno. L'altezza compresa tra la quota di falda e la base della Fondazione moltiplicata per il peso di unità di volume  $\gamma'$ .

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo qlimite : Influenza della falda

Se la superficie della falda coincide con quella del terreno, cioè piano di campagna, la pressione efficace è pari a circa la metà di quella che si avrebbe a parità di condizioni quando la falda si trova al di sotto della base della fondazione.

In questo caso quindi il peso specifico efficace è pari a circa la metà del peso di unità di volume saturo. Quando la falda si trova al di sotto del cuneo la presenza della falda non influenza il calcolo della capacità portante e può essere trascurata.

Quando il livello della falda cade all'interno del cuneo, il calcolo del peso specifico efficace da utilizzare al termine 0.5  $\gamma'$  può risultare leggermente più complesso, in molti casi tale termine può essere trascurato ottenendo una soluzione in favore di sicurezza. Quindi il suo contributo non è sostanziale.

In ogni caso, se  $B$  è noto si può calcolare il peso specifico medio efficace del terreno del cuneo sotto la Fondazione.

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

## FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite – Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

