



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Sezione geotecnica (www.dicea.unifi.it/geotecnica)



“CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI”

Corso di Geotecnica
Ingegneria Edile, A.A. 2012/2013

Johann Facciorusso

✉ johannf@dicea.unifi.it

🌐 <http://www.dicea.unifi.it/~johannf/>



FONDAZIONI

Fondazione = parte della struttura che trasmette il carico dell'opera (sovrastuttura) al terreno sottostante.

Piano di posa = superficie di contatto tra base della fondazione e terreno.

In base al rapporto tra la profondità del piano di posa (D), rispetto al piano di campagna, e la dimensione minima in pianta (B), si definiscono, in accordo con quanto proposto da Terzaghi, 3 tipi di fondazioni:

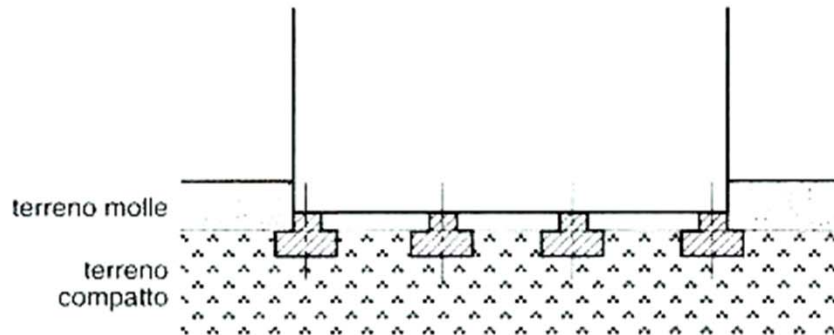
- superficiali (o dirette), se il rapporto D/B è minore di 4;
- profonde, se il rapporto D/B è maggiore di 10;
- semi-profonde se il rapporto D/B è compreso tra 4 e 10.

Ogni tipo ha un diverso meccanismo di trasferimento del carico al terreno:

- ❑ le fondazioni superficiali trasmettono il carico solo attraverso il piano di appoggio;
- ❑ le fondazioni profonde e semi-profonde trasferiscono il carico al terreno sia in corrispondenza del piano di appoggio che lungo la superficie laterale.

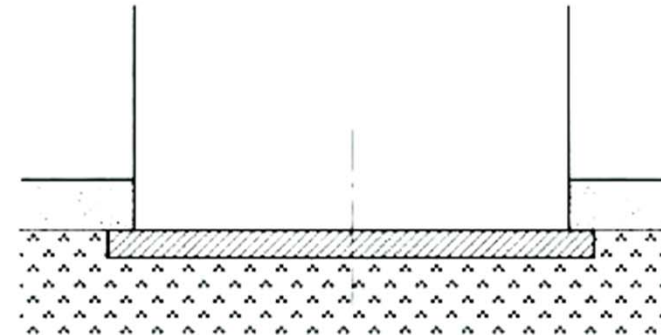


TIPOLOGIE DI FONDAZIONI



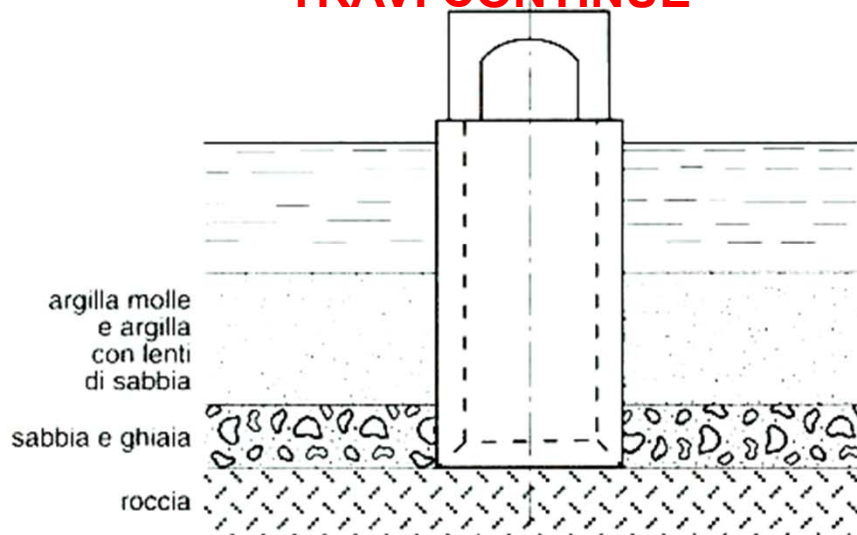
a) Fondazione diretta a plinti o a travi continue

FONDAZIONE DIRETTA A PLINTI O A TRAVI CONTINUE



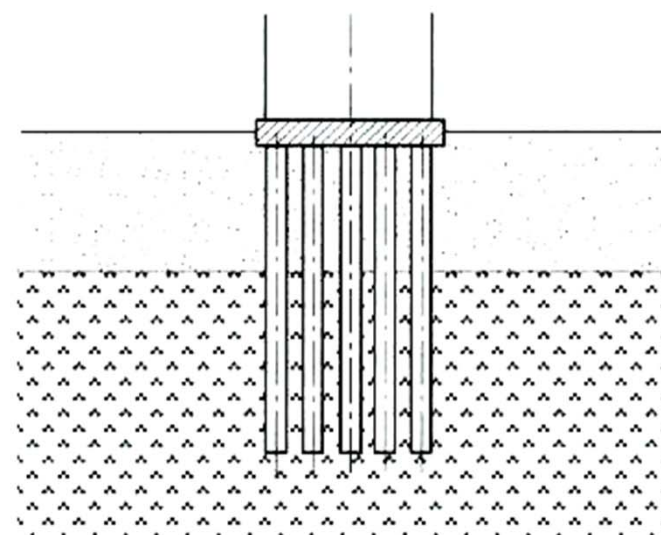
b) Fondazione diretta a platea

FONDAZIONE DIRETTA A PLATEA



c) Fondazione profonda a cassone

FONDAZIONE PROFONDA A CASSONE



d) Fondazione con pali

FONDAZIONE CON PALI



Per garantire la funzionalità della struttura in elevazione, il sistema di fondazioni deve essere in grado di soddisfare alcuni requisiti, a cui corrispondono stati limite ultimi (ULS) o di servizio (SLS) da soddisfare; in particolare, il carico trasmesso in fondazione:

1. non deve portare a rottura il terreno sottostante

⇒ **SLU-GEO**: verifica stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

2. non deve indurre scorrimenti della fondazione sul piano di posa;

⇒ **SLU-GEO**: verifica dello stato limite di scorrimento lungo il piano di posa;

3 non deve produrre fenomeni di instabilità generale (p. es. nel caso di strutture realizzate su pendio);

⇒ **SLU-GEO**: verifica dello stato limite stato limite di equilibrio generale del pendio; dell'opera sovrastante.

4. non deve indurre stati di sollecitazione nella struttura di fondazione incompatibili con la resistenza dei materiali;

⇒ **SLU-STR**: verifica dello stato limite di resistenza della struttura;

5. non deve indurre nel terreno cedimenti eccessivi tali da compromettere la stabilità e la funzionalità dell'opera sovrastante.

⇒ **SLS**: verifica dello stato limite di servizio della fondazione.

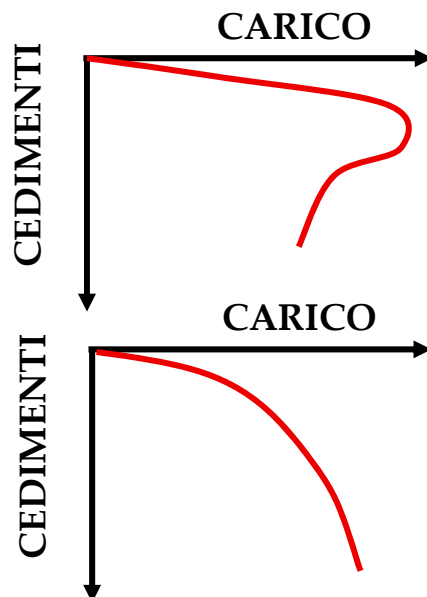


CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di stabilità dell'insieme terreno-fondazione consiste:

- ❑ nella determinazione di quella che viene definita **capacità portante** (o **carico limite, q_{lim}**) e che rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura
- ❑ nel confronto del carico limite con il **carico di esercizio** trasmesso dalla fondazione al terreno (**q_{es}**).

Per descrivere il concetto di carico limite si considera l'andamento della curva carico-cedimenti di un blocco rigido appoggiato su terreno omogeneo e sottoposto ad un carico verticale centrato.



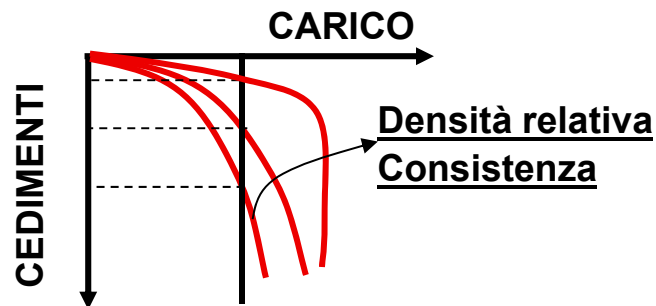
1. per valori elevati della densità relativa, DR (terreno incoerente) o della consistenza, Ic (terreno coesivo), in corrispondenza del carico di rottura, il blocco collassa

2. per valori bassi della densità relativa DR (o della consistenza IC) il cedimento tende ad aumentare progressivamente ed indefinitamente: la condizione di rottura è individuata da un valore limite convenzionale del cedimento



In particolare, si ha che:

- a parità di carico, il cedimento del blocco è tanto maggiore quanto minore è la densità relativa (o quanto minore è la consistenza)



Alle diverse curve carico-cedimenti corrispondono diversi meccanismi di rottura (con superfici di rottura aventi un differente andamento nel terreno di fondazione) che possono ricondursi a tre schemi principali:

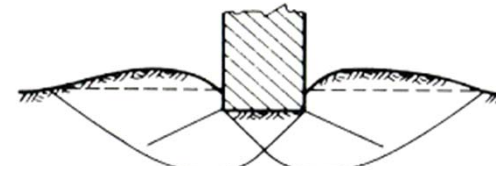
- ✦ **rottura generale**
- ✦ **rottura locale**
- ✦ **punzonamento**



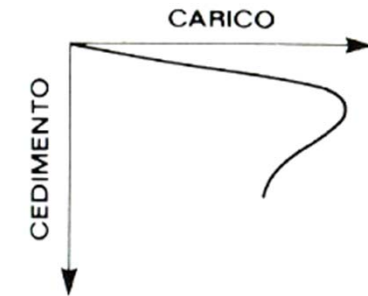
MECCANISMI DI ROTTURA

ROTTURA GENERALE

i piani di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna

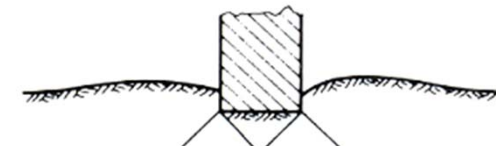


a) ROTTURA GENERALE

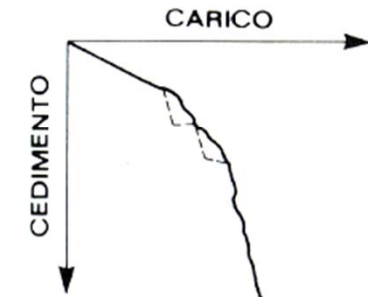


ROTTURA LOCALE

le superfici di rottura interessano solo la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione e non si estendono lateralmente

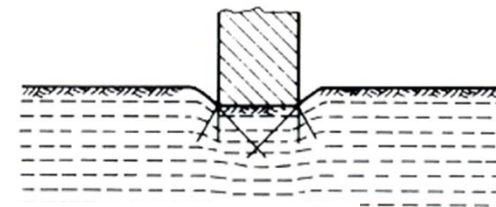


b) ROTTURA LOCALE

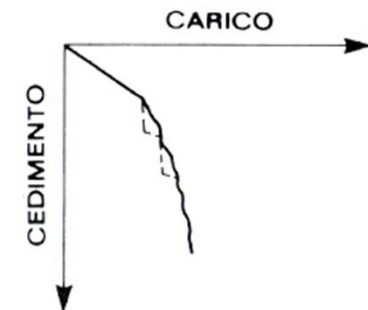


PUNZONAMENTO

le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo



c) PUNZONAMENTO





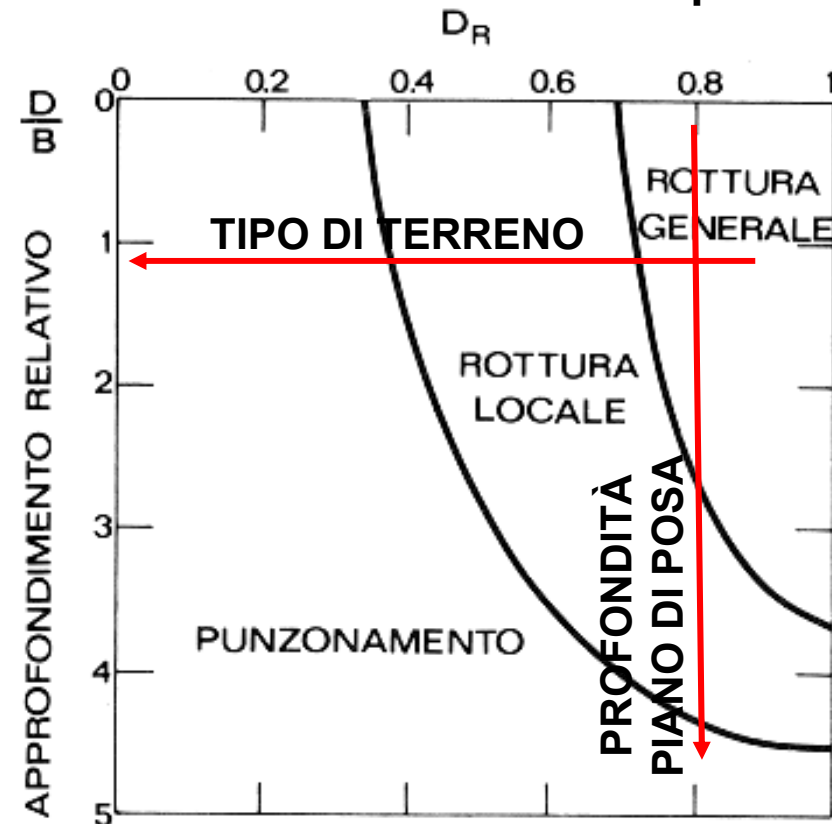
Il meccanismo di rottura è legato:

❑ al tipo di terreno di fondazione (al diminuire della densità relativa, o della consistenza, a parità di profondità del piano di posa, si può passare da una condizione di rottura generale ad una di rottura locale e a una per punzonamento)

❑ alla profondità del piano di posa (in particolare all'aumentare della profondità del piano di posa si può passare da una condizione di rottura generale ad una di rottura locale e a una per punzonamento).

Attualmente non si dispone di criteri quantitativi per individuare a priori il tipo di meccanismo di rottura.

Non sono reperibili in letteratura soluzioni analitiche per lo studio del meccanismo di rottura locale, mentre esistono numerose soluzioni analitiche per la stima del carico limite per lo schema di rottura generale





CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

I due principali studi teorici per il calcolo della **capacità portante** (basati sul metodo dell'equilibrio limite), sono dovuti a:

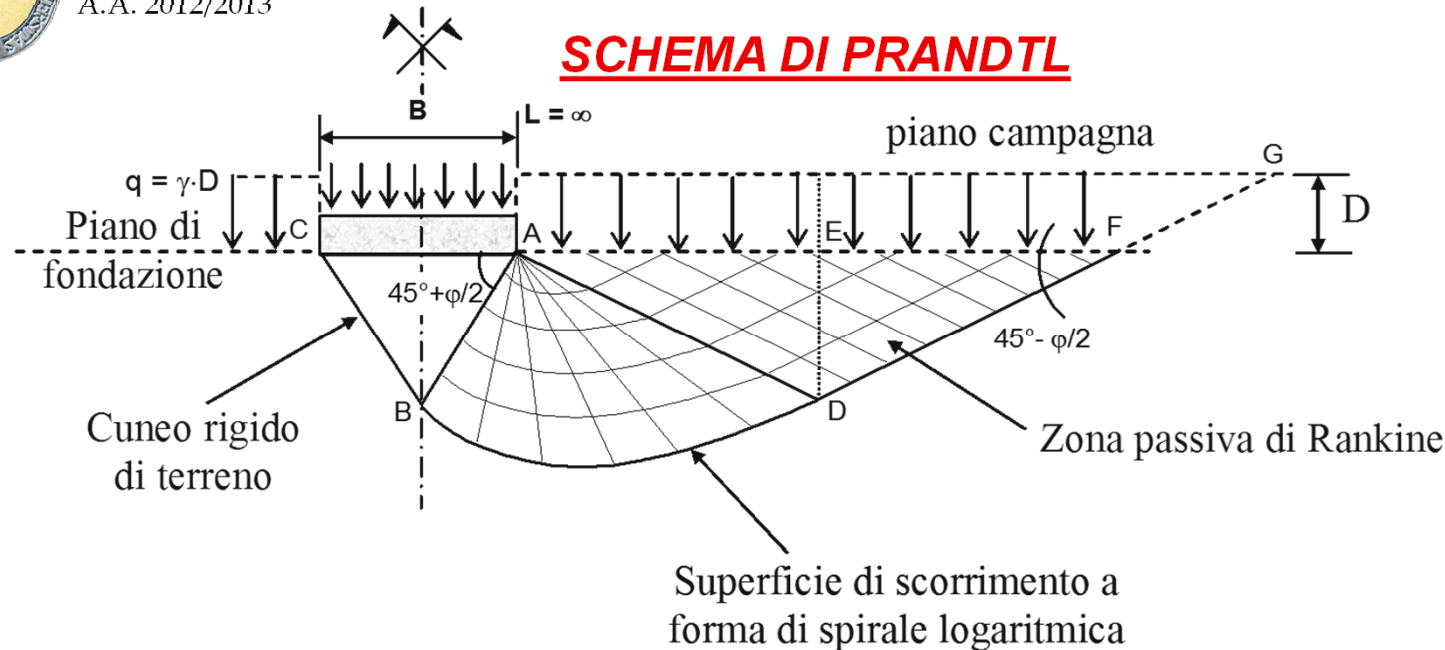
- **Prandtl (1920)**
- **Terzaghi (1943)**

che hanno fornito una soluzione sotto le seguenti ipotesi (comuni):

- fondazione nastriforme: lunghezza/larghezza = $L/B > 10$ (problema piano)**
- piano campagna orizzontale**
- piano di posa orizzontale**

e terreno:

- continuo, omogeneo, isotropo**
- a comportamento rigido-plastico (deformazioni nulle fino alla rottura, poi resistenza costante, indipendente dalla deformazione)**
- per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb**



IPOSTESI: assenza di attrito tra fondazione e terreno sottostante

- la rottura avviene con la formazione di un cuneo in condizioni di spinta attiva di Rankine le cui facce risultano inclinate di un angolo di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale
- il cuneo è spinto verso il basso e, in condizioni di equilibrio limite, produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, con anomalia φ (zona di taglio radiale).
- la zona di taglio radiale spinge il terreno latistante e produce la rottura per spinta passiva. Il cuneo ADF è in condizioni di spinta passiva di Rankine è delimitato da superfici piane inclinate di un angolo di $45^\circ - \varphi/2$ rispetto all'orizzontale, e scorre verso l'esterno e verso l'alto.



Il carico limite dipende, quindi, dalla larghezza della fondazione, B, e dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, φ , :

- coesione, c;
- peso proprio del terreno, γ , interno alla superficie di scorrimento;
- sovraccarico presente ai lati della fondazione (pari a $q = \gamma_1 \cdot D$ in assenza di carichi esterni sul piano campagna)

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale su un terreno reale, ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti (ciascuna corrispondente ad uno schema e a una differente superficie di rottura diversi da quelli reali), che rappresentano rispettivamente i contributi di:

$$q_{lim} = f_{\gamma} + f_c + f_q$$

- f_{γ} = attrito interno di un terreno dotato di peso (privo di sovraccarico e di coesione)
- f_c = attrito interno e coesione di un terreno privo di peso e di sovraccarichi
- f_q = attrito interno di un terreno sottoposto all'azione di un sovraccarico q (privo di peso proprio e di coesione)



SOLUZIONE DI TERZAGHI

La soluzione, per fondazione nastriforme (ipotesi da i a vi) con le ulteriori ipotesi di carico verticale (vii) e centrato (viii), è espressa nella forma (*Terzaghi*):

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

f_{γ} (peso proprio) f_c (coesione) f_q (sovraccarico)

dove N_{γ} , N_c , N_q sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata.

Per N_c ed N_q esistono equazioni teoriche (con un accordo quasi unanime), mentre la determinazione di N_{γ} richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni ed esistono solo formule empiriche approssimanti (che portano a risultati spesso molto diversi).



Le equazioni più utilizzate per la stima dei fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$
$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

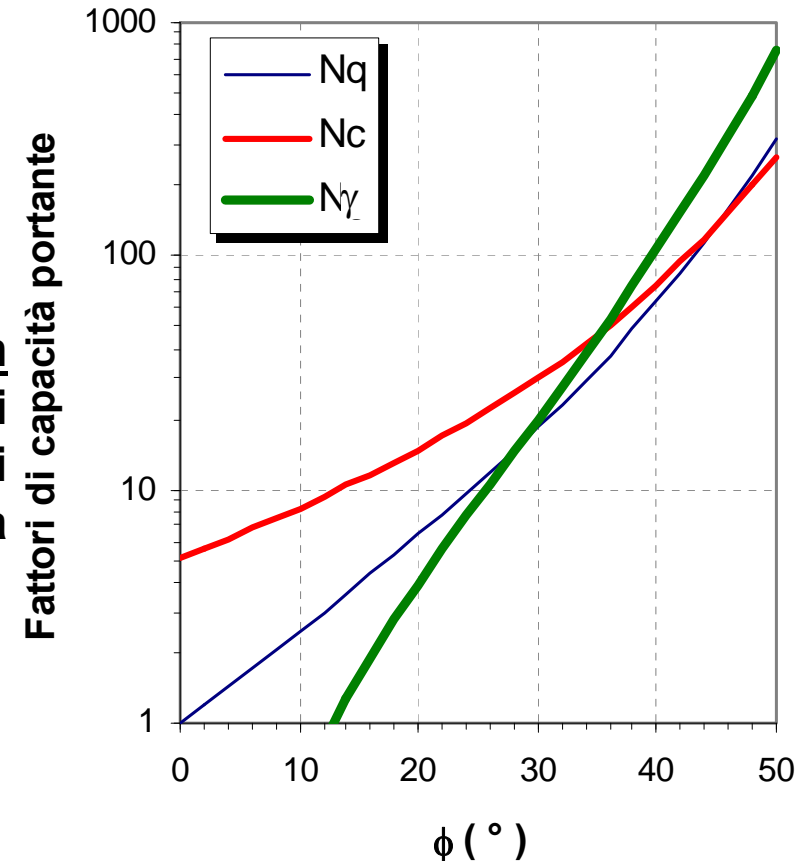
Per le verifiche in condizioni non drenate ($\varphi_u = 0$) di fondazioni superficiali su terreno coesivo saturo in termini di tensioni totali, i fattori di capacità portante assumono i valori:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,14 \text{ (Terzaghi)}$$

$$N_\gamma = 0$$

N.B. Il valore dei fattori di capacità portante cresce molto rapidamente con φ' (per una stima corretta della capacità portante, la scelta di φ' è più importante dell'utilizzo di una o l'altra delle equazioni proposte dai vari Autori).





SOLUZIONE GENERALE

In un caso generale, rimuovendo alcune delle ipotesi semplificative precedenti (i, ii, iii, vii e viii), risulta (Vesic, 1975):

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

- FATTORI DI FORMA: s_c , s_q , s_γ :

Nel passare dalla condizione ideale di una striscia indefinita di carico (problema piano) ad una fondazione reale avente dimensioni (B trasversale e L longitudinale) in pianta confrontabili (problema tridimensionale), la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo, di cui si tiene conto con i **fattori di forma**.

A causa del minore confinamento del terreno alle estremità

(Vesic, 1975)

Forma della fondazione	$s_c (> 1)$	$s_q (> 1)$	$s_\gamma (< 1)$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \varphi'$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \varphi'$	0,6



- FATTORI DI PROFONDITÀ: d_c , d_q , d_γ :

Si utilizzano per mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero per considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna.

(Vesic, 1975)

Valore di ϕ	d_c (> 1)	d_q (> 1)	d_γ (= 1)
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$

N.B.: il terreno sovrastante il piano di fondazione è molto spesso un terreno di riporto o comunque con caratteristiche meccaniche scadenti e inferiori a quelle del terreno di fondazione: i fattori di profondità (nei quali compaiono invece le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione) devono essere utilizzati con cautela.



- FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO: i_c, i_q, i_γ

Nel caso di carico inclinato con componente orizzontale H e componente verticale V, si introducono i **fattori di inclinazione del carico** (in relazione al rapporto H/V la rottura può avvenire anche per slittamento) che tengono conto della riduzione della resistenza a rottura del terreno di fondazione:

(Vesic, 1975)

Terreno	$i_c (< 1)$	$i_q (< 1)$	$i_\gamma (< 1)$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	ϑ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

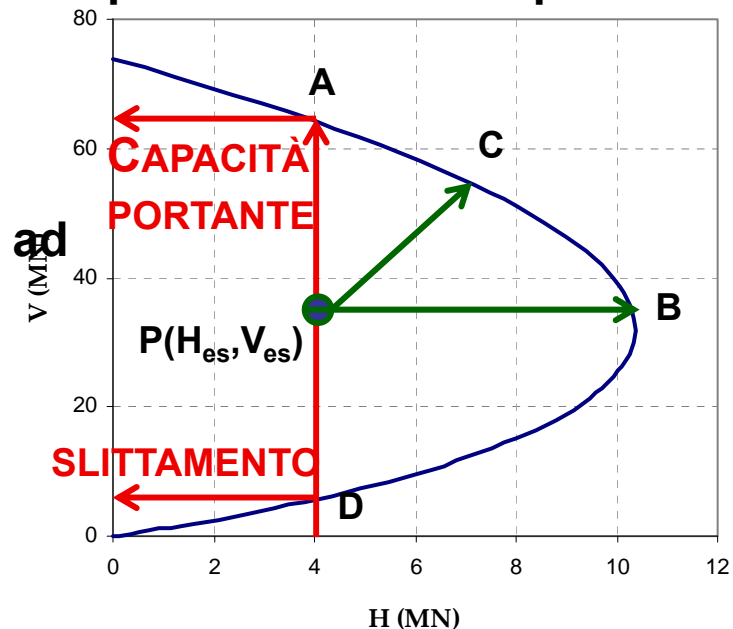


A seconda del rapporto fra le componenti, orizzontale H e verticale V , del carico la rottura può avvenire per slittamento o per capacità portante.

Data una fondazione con carico inclinato si può definire un **dominio di rottura** nel piano H - V , e pervenire al collasso per differenti moltiplicatori del carico, e in particolare:

- 1) per aumento di V ad H costante (PA),
- 2) per aumento di H a V costante (PB),
- 3) per aumento proporzionale di H e di V , ad es. a H/V costante (PC).

Il dominio mostra che la rottura può prodursi per capacità portante (PA) o per slittamento della fondazione sul piano di posa (PD).



Infatti a parità di componente orizzontale H vi sono due valori limite della componente verticale V che producono la rottura: il valore limite inferiore corrisponde alla rottura per slittamento (D), il valore limite superiore corrisponde alla rottura per capacità portante (A).



- FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA: b_c , b_q , b_γ

Se i carichi permanenti sono sensibilmente inclinati si può realizzare il piano di posa della fondazione con un'inclinazione ε .

La capacità portante nella direzione ortogonale al piano di posa deve essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di posa:

(Hansen, 1970)

$b_c (< 1)$	$b_q (< 1)$	$b_\gamma (< 1)$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

- FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA: g_c , g_q , g_γ

Se il piano campagna è inclinato di un angolo ω rispetto all'orizzontale:

(Hansen, 1970)

$g_c (< 1)$	$g_q (< 1)$	$g_\gamma (< 1)$
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$



- ECCENTRICITÀ DEL CARICO, e

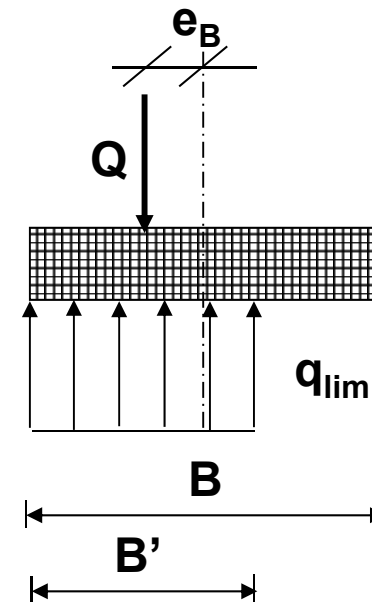
L'eccentricità del carico riduce la capacità portante di una fondazione superficiale.

Nel caso di carico eccentrico si assume che l'area resistente a rottura sia quella per la quale il carico risulta centrato.

Ad es. per una fondazione a base rettangolare, se la risultante dei carichi trasmessi ha eccentricità e_B nella direzione del lato minore B ed eccentricità e_L nella direzione del lato maggiore L , per il calcolo della capacità portante si assume una fondazione rettangolare equivalente di dimensioni $B' \times L'$:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$





SCELTA DEI PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO

Il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, con particolare attenzione alle condizioni di drenaggio (che dipendono dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione dei carichi).

Nel caso dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), caratterizzati da valori elevati della permeabilità ($K \geq 10^{-5}$ m/s), l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali \Rightarrow l'analisi è sempre condotta con riferimento alle condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci.

Nel caso di terreni a grana fine (limi e argille), a causa della bassa permeabilità si generano sovrappressioni interstiziali (in genere non note) che si dissipano lentamente nel tempo. Si distinguono:

- un comportamento a breve termine, in condizioni non drenate (in termini di tensioni totali, con la resistenza al taglio non drenata corrispondente alla pressione di consolidazione precedente l'applicazione del carico),
- un comportamento a lungo termine, in condizioni drenate (in termini di tensioni efficaci).



ANALISI IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI (condizioni drenate: *grana grossa, grana fine a lungo termine*)

La resistenza del terreno è definita mediante i parametri c' e φ' (il criterio di rottura può essere espresso nella forma $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$); i termini e fattori della equazione generale devono essere calcolati con riferimento a tali parametri:

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

In presenza di falda si deve tener conto dell'azione dell'acqua:

□ nel calcolo della q_{lim} , che deve essere valutata in termini di pressioni efficaci (ovvero considerando il peso di volume alleggerito γ_2' del terreno di fondazione nell'espressione trinomia e il peso di volume alleggerito γ_1' del terreno ai lati della fondazione, per la parte che si trova sotto falda);

□ nella determinazione del carico effettivamente trasmesso dalla fondazione al terreno (riducendo il carico totale di esercizio, Q_{es} , della sottospinta dell'acqua agente sulla porzione di volume, V , di fondazione immersa (pari a $\gamma_w \cdot V$): $Q_{\text{es}}' = Q_{\text{es}} - \gamma_w \cdot W$



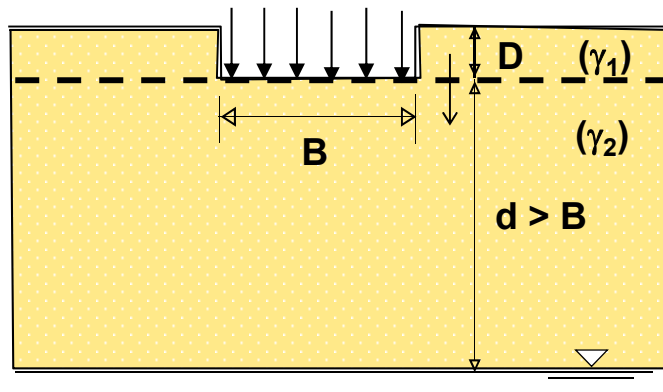
Riferendosi per semplicità alla relazione di Terzaghi, si ha:

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2' \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

- $q' = \gamma_1(z-z_w)$ è il valore della pressione efficace agente alla profondità del piano di posa della fondazione (z_w è la profondità della falda)
- γ_2' è il peso di volume immerso del terreno presente sotto la fondazione
- i fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ vengono determinati in funzione di φ' del terreno presente sotto la fondazione

Per determinare γ_2' e q' bisogna tenere conto della posizione della falda rispetto al piano di posa della fondazione.

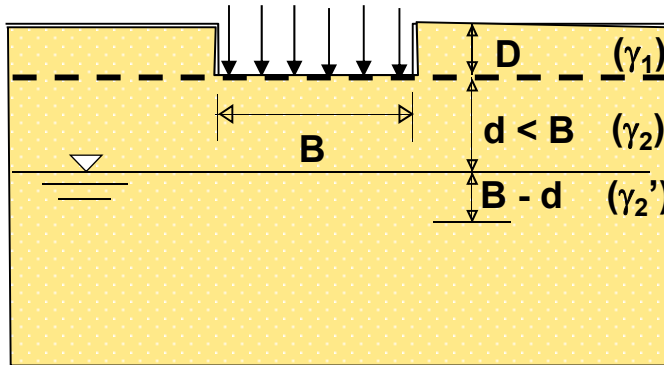
CASO 1: Il pelo libero della falda si trova a profondità $d > B$ dal piano di posa



- ✓ La presenza della falda può essere trascurata
($\gamma_2' \cdot B = \gamma_2 \cdot B$; $q' = \gamma_1 \cdot D$)
- ✓ La sottospinta idraulica è nulla
($q'_{\text{es}} = q_{\text{es}}$)



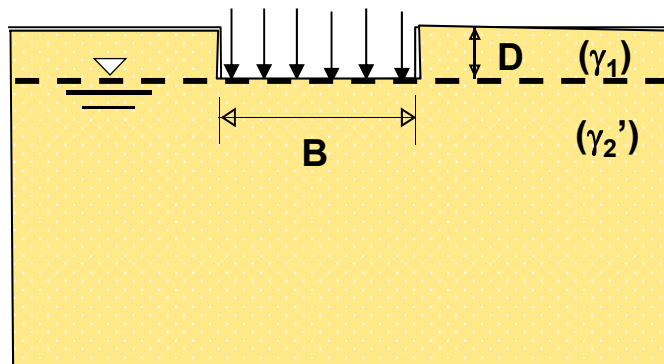
CASO 2: *Il pelo libero della falda si trova a profondità $d < B$ dal piano di posa*



✓ $\gamma_2' \cdot B = \gamma_2 \cdot d + \gamma_2' (B-d); q' = \gamma_1 D$

- ✓ La sottospinta idraulica è nulla
($q'_{es} = q_{es}$)

CASO 3: *Il pelo libero della falda coincide con il piano di posa ($d=0$)*

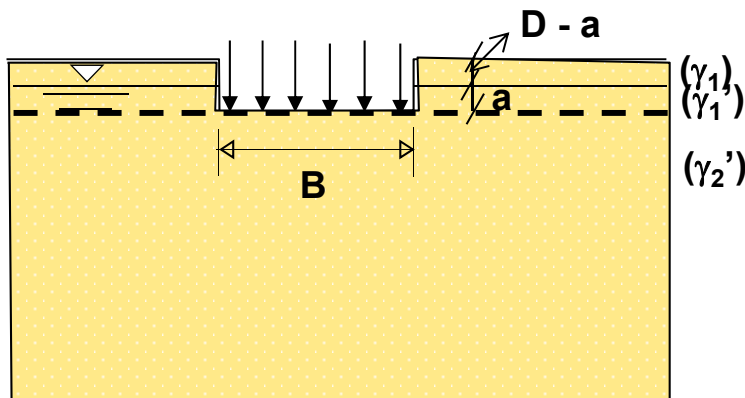


✓ $\gamma_2' \cdot B = \gamma_2' \cdot B; q' = \gamma_1 \cdot D$

- ✓ La sottospinta idraulica è nulla
($q'_{es} = q_{es}$)



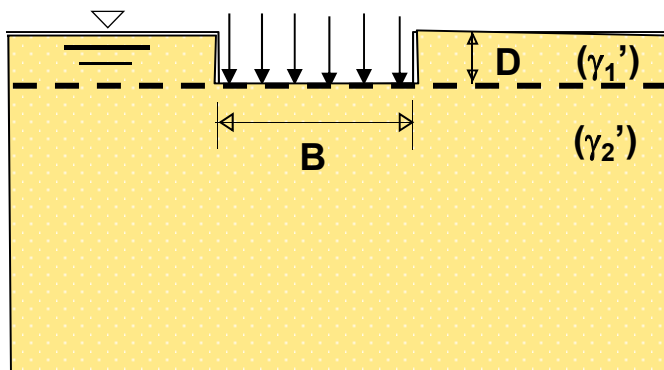
CASO 4: *Il pelo libero della falda si trova a quota a sopra al piano di posa*



✓ $\gamma_2' \cdot B = \gamma_2' \cdot B; q' = \gamma_1 \cdot (D-a) + \gamma_1' \cdot a$

✓ La sottospinta dell'acqua (per unità di superficie) è $\gamma_w \cdot a$: $(q'_{es} = q_{es} - \gamma_w \cdot a)$

CASO 5: *Il pelo libero della falda coincide con il piano di campagna ($a = D$)*



✓ $\gamma_2' \cdot B = \gamma_2' \cdot B; q' = \gamma_1' \cdot D$

✓ La sottospinta dell'acqua (per unità di superficie) è $\gamma_w \cdot D$: $(q'_{es} = q_{es} - \gamma_w \cdot D)$



ANALISI IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (condizioni non drenate: *grana fine a breve termine*)

La resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u (il criterio di rottura è espresso nella forma $\tau = c_u$).

In questo caso, i fattori di capacità portante valgono: $N_\gamma = 0$, $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ e il carico limite è una tensione totale data quindi da:

$$q_{lim} = 5,14 \cdot c_u \cdot s_{c0} \cdot d_{c0} \cdot i_{c0} \cdot b_{c0} \cdot g_{c0} + q \cdot g_{q0}$$

con:

- $q = \gamma_1 \cdot D$ pressione totale agente sul piano di posa della fondazione
- s_{c0} , d_{c0} , i_{c0} , b_{c0} , g_{q0} fattori correttivi per $\varphi = 0$ (s_{q0} , d_{q0} , i_{q0} , $b_{q0} = 1$)

L'eventuale sottospinta idrostatica dovuta alla presenza della falda non deve essere considerata nel calcolo della q_{es}



OSSERVAZIONI:

1) Le condizioni non drenate sono generalmente le più sfavorevoli per la stabilità delle fondazioni su terreni coesivi, poiché al termine del processo di consolidazione l'incremento delle tensioni efficaci avrà prodotto un incremento della resistenza al taglio.

2) Per terreni o condizioni geometriche molto differenti da quelle ipotizzate (ad es. nel caso di terreni molto compressibili o non omogenei), il calcolo della capacità portante (a breve o lungo termine) può essere condotto utilizzando le stesse formule, moltiplicando, però, i parametri di resistenza al taglio per coefficienti correttivi secondo criteri conservativi.

3) Per il calcolo strutturale dell'elemento di fondazione, se si considera una fondazione continua di larghezza B soggetta ad un carico di esercizio verticale N per unità di lunghezza, si può supporre (essendo in condizioni di esercizio e quindi con un carico molto minore della capacità portante):

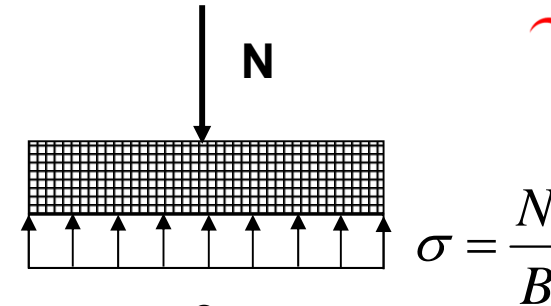
- che la pressione di contatto struttura di fondazione-terreno sia lineare,
- che il terreno non abbia resistenza a trazione.



Scelta dei parametri del terreno



➤ per N centrato la pressione di contatto sarà distribuita uniformemente e pari a: $\sigma = N/B$



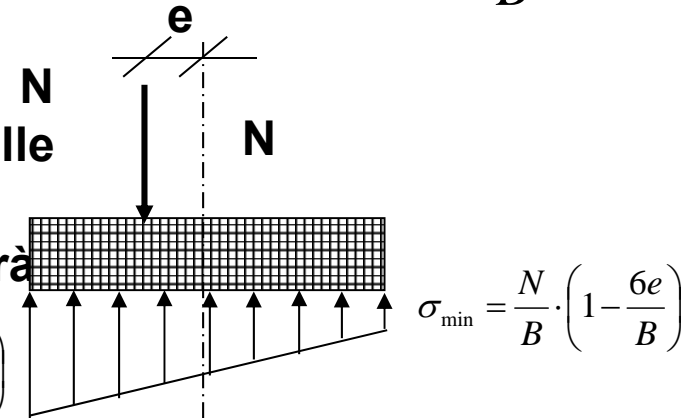
➤ per N eccentrico con eccentricità e < B/6 (cioè N interno al nocciolo d'inerzia) la distribuzione delle pressioni sarà trapezia

⇒ nella verifica di capacità portante si confronterà

$N = Q_{ES}$ con il carico totale limite

$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B' = q_{lim} \cdot (B-2e)$

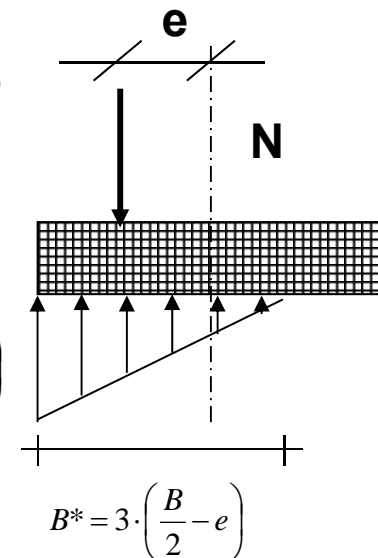
$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$



$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

➤ per N eccentrico con eccentricità e > B/6 (cioè N esterno al nocciolo d'inerzia) la distribuzione delle pressioni sarà triangolare (fortemente sconsigliata)

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{N}{B-2 \cdot e}\right)$$



$$B^* = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)$$



VERIFICHE DI STABILITÀ

Norme generali (§ 6.4.2 del *D.M. 14.01.2008*)

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.



Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.



Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 1. **Stabilità globale del complesso fondazione-terreno**
(Approccio 1 – Comb. 2 (A2+M2+R2)) - Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.8.I
 2. **Collasso per scorrimento del piano di posa**
(Approccio 1 – Comb. 1 (A1+M1+R1) e Comb. 2 (A2+M2+R2)
e/o Approccio 2 - (A1+M1+R3)) - Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I
 3. **Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**
(Approccio 1 – Comb. 1 (A1+M1+R1) e Comb. 2 (A2+M2+R2)
e/o Approccio 2 - (A1+M1+R3)) - Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I
- **SLU di tipo strutturale (STR)**

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali
(Approccio 1 – Comb. 1 (A1+M1+R1) e Comb. 2 (A2+M2+R2)
e/o Approccio 2 – (A1+M1+R3)) - Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I



Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Tabella 6.2.I (2.6.I) – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_{F \text{ (o } \gamma_E)}$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO		COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{ca}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	(R2)
γ_R	1.15



OSSERVAZIONI

- 1) Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.
- 2) Essendo $R_1 < R_3$ la verifica secondo l'Approccio 1-Combinazione 1 può essere omessa.
- 3) Nel caso della *verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (3)*:

$$E_d = q_{es,d} \text{ (carico di esercizio agente sul piano di posa)}$$

$$R_d = q_{lim,d} \text{ (capacità portante)}$$

- 4) Nel caso della *verifica di collasso per scorrimento del piano di posa (2)*:

$$E_d = H_d \text{ (carico orizzontale agente sul piano di posa)}$$

$$R_d = V_d \cdot \text{tg}(\delta) = V_d \cdot f(\varphi)$$



Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Gli **stati limite di esercizio** sono definiti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Nel caso specifico delle fondazioni superficiali, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione sopra citata.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.