

Fondazioni superficiali – Capacità portante

rev. 22.10.2018

I testi e le figure che seguono sono stati estratti, con alcune modifiche, da uno o più dei seguenti testi, a cui si rimanda per chiarimenti e approfondimenti:

- Bowles J. E., FONDAZIONI PROGETTO E ANALISI, McGraw-Hill, Milano, 1991
- Colombo P., Colleselli F., ELEMENTI DI GEOTECNICA, Zanichelli, Bologna, 2004
- Facciorusso J., Madiati C., Vannucchi G. – DISPENSE DI GEOTECNICA, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, 2006
- Lancellotta R., Costanzo D., Foti S., PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7 (UNI EN 1997) E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2008), Hoepli Ed., Milano, 2011
- Lancellotta R., Calavera J., FONDAZIONI, McGraw-Hill, Milano, 2003

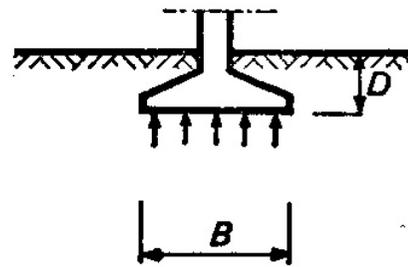
Prima classificazione fondazioni

Una struttura trasferisce al terreno attraverso le fondazioni il proprio peso, il peso di ciò che contiene oltre a tutte le forze verticali e laterali che agiscono su di essa.

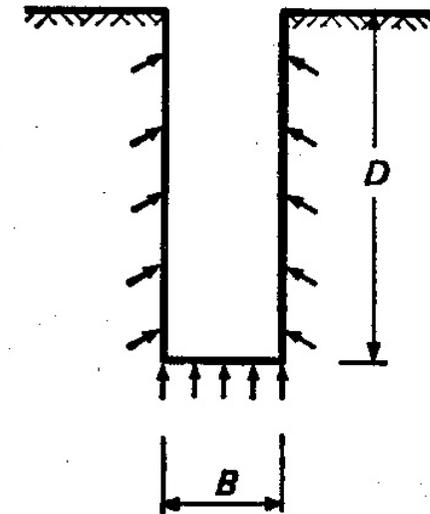
Considerando il meccanismo del trasferimento del carico della fondazione al terreno d'appoggio si denominano:

- fondazioni superficiali o semi interrato quelle per le quali il carico è interamente trasmesso al terreno con la pressione sotto il piano di appoggio senza intervento di attrito laterale (o quando questo intervento è trascurabile);
- fondazioni profonde quelle per le quali il carico è trasmesso al terreno con la pressione sotto il piano di appoggio e per attrito lungo il fusto.

FONDAZIONE DIRETTA



FONDAZIONE PROFONDA



Considerando invece il rapporto tra le dimensioni D e B , caratteristiche della fondazione, seguendo il Terzaghi, in una diversa classificazione fra i vari tipi di fondazione potrebbe distinguersi tra:

- fondazione diretta (fondazione su plinto, trave continua, platea) per $D/B < 4$
- fondazione semi-profonda per $4 \leq D/B \leq 10$ (pile e cassoni)
- fondazione profonda per $D/B > 10$ (pali).

Fondazioni dirette

In figura sono schematizzati alcuni tipi di fondazione diretta.

Fondazioni puntuali

a) fondazione su plinto quando ogni fondazione sopporta un singolo pilastro;

Fondazioni continue a sviluppo lineare (larghezza costante B e di lunghezza idealmente indefinita).

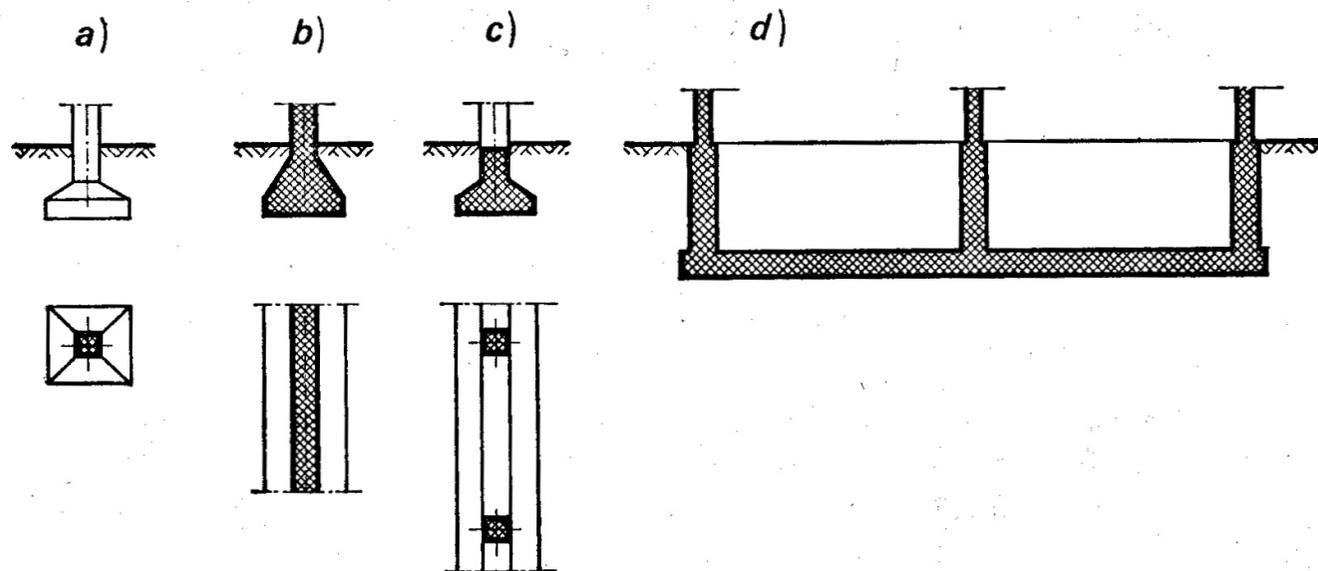
Una fondazione rettangolare è certamente trattabile alla stregua di fondazione continua quando il rapporto L/B raggiunge o supera il valore 10 (in prima approssimazione quando $L/B > 5$).

b) fondazione continua a sviluppo lineare sottostante pareti o setti (suola di fondazione)

c) fondazione continua a sviluppo lineare sottostante un allineamento di pilastri (trave di fondazione);

Fondazioni la cui superficie di appoggio al terreno presenta due dimensioni di valore simile

d) fondazione a platea quando tutta la struttura e le altre forze agenti vengono sopportate da una soletta che ricopre l'intera area occupata dall'edificio.



Per garantire la funzionalità della struttura in elevazione, il sistema di fondazioni deve soddisfare alcuni requisiti; in particolare, il carico trasmesso in fondazione:

- 1. non deve portare a rottura il terreno sottostante;**
2. non deve indurre nel terreno cedimenti eccessivi tali da compromettere la stabilità e la funzionalità dell'opera sovrastante;
3. non deve produrre fenomeni di instabilità generale (p. es. nel caso di strutture realizzate su pendio);
4. non deve indurre stati di sollecitazione nella struttura di fondazione incompatibili con la resistenza dei materiali.

Carico limite o di rottura. Capacità portante

Nella progettazione della fondazione un primo calcolo è costituito dalla verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione; cioè si procede alla determinazione del carico di rottura o capacità portante, rappresentati dal carico massimo per cui il terreno entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Il carico di rottura non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e delle dimensioni della superficie di carico.

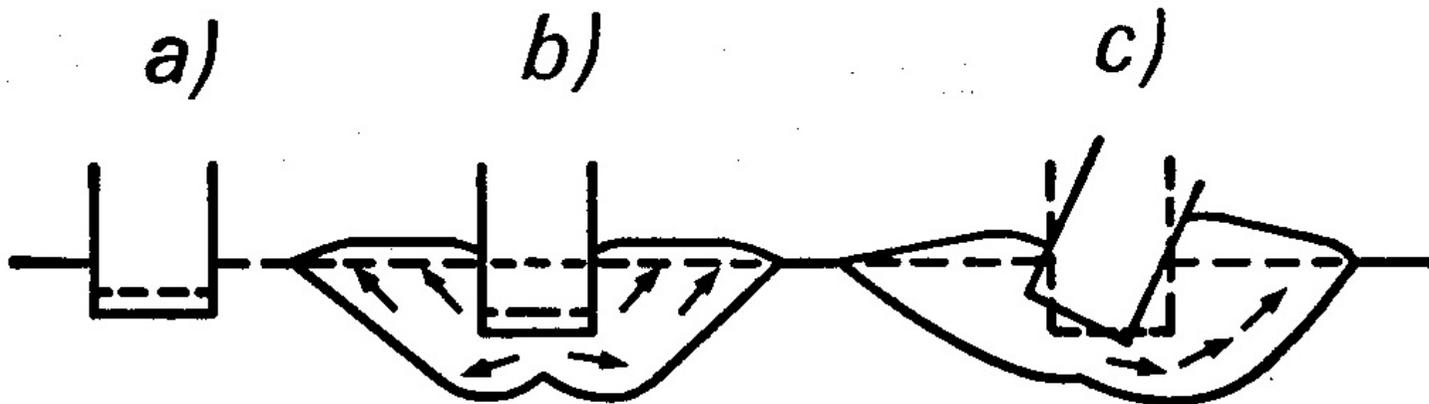
Il carico di rottura viene indicato in generale con la notazione Q_{lim} o q_{lim} , seconda che si tratti di carico totale o unitario (per unità di lunghezza o di superficie).

Fondazioni superficiali

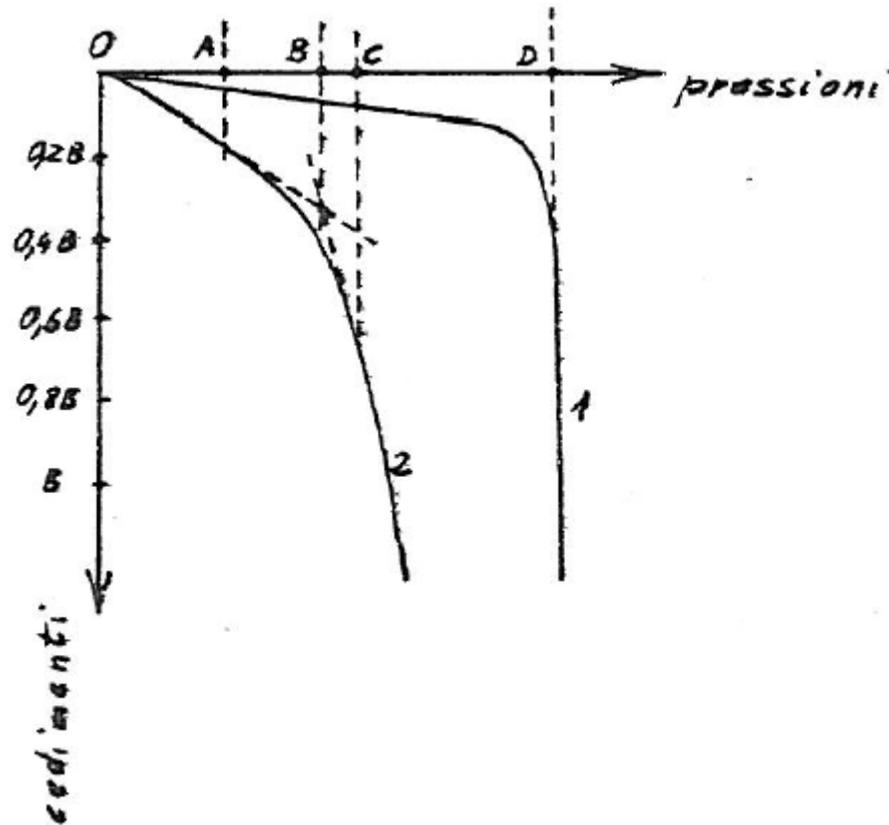
Le fondazioni superficiali sono quelle per le quali il carico è interamente trasmesso al terreno con la pressione sotto il piano di appoggio, senza intervento di attrito laterale (o quando questo intervento è trascurabile)

Potremmo dire che il comportamento del terreno sotto la fondazione sulla quale il carico aumenta progressivamente fino a produrre rottura può essere suddiviso in tre fasi:

- a) una fase **pseudo elastica**, nel corso della quale la sollecitazione aumenta dando luogo a un cedimento minimo
- b) una fase **plastica** nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio e da un rigonfiamento da una parte e dall'altra della fondazione;
- c) una fase di **rottura**, nel corso della quale, in seguito alle differenze nella natura del suolo la rottura finalmente avviene generalmente per rovesciamento.



Se si considera il problema esaminando il cedimento in funzione del carico si ha:



O-A – campo di deformazione semplice

A-C – campo di fessurazione locale

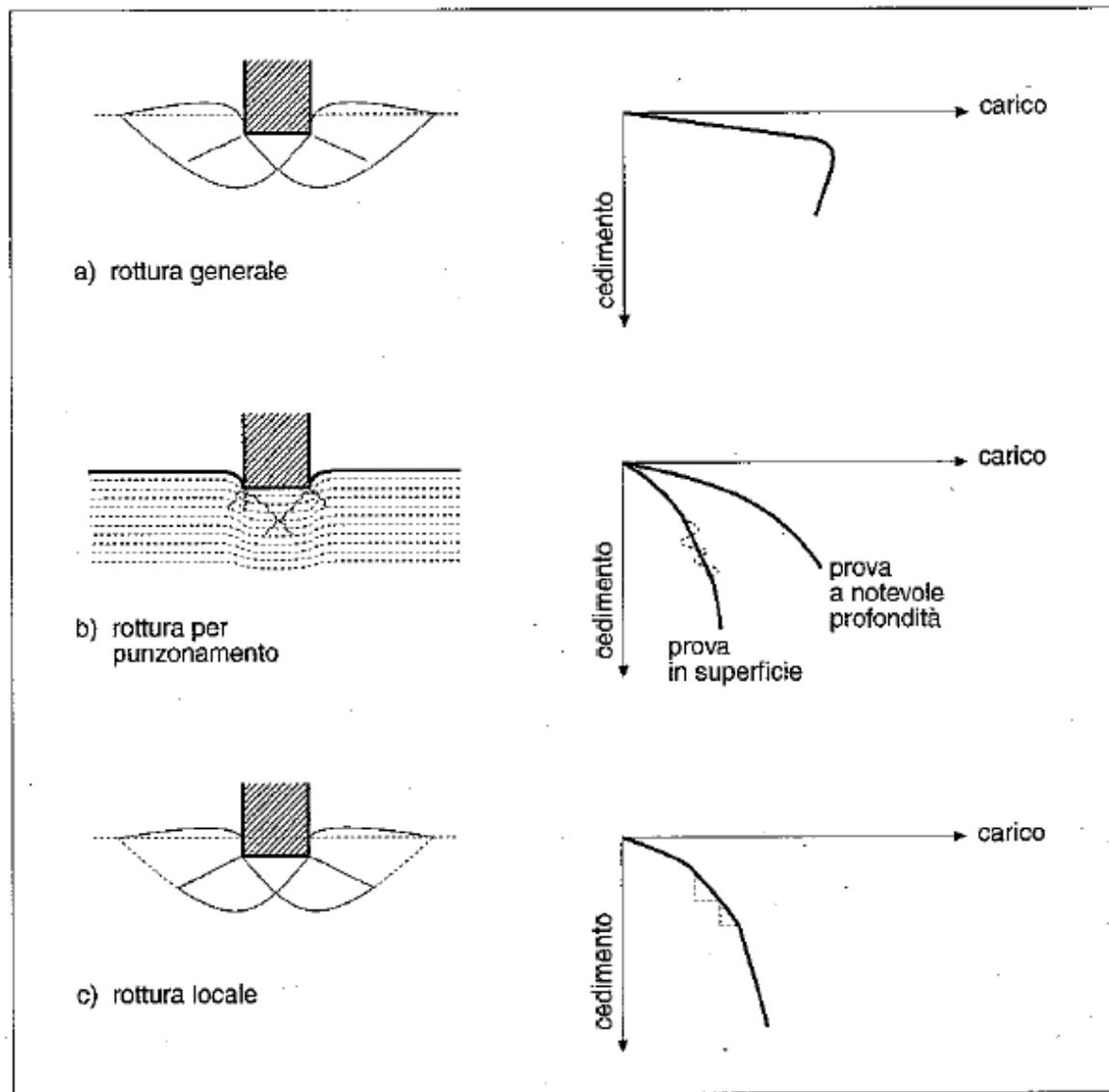
C o D – rottura per taglio

Curva 1- valida per terreno compatto e resistente e profondità del piano di posa non elevata: il carico di rottura dà luogo a “crisi generale”. Il punto D dà il valore di q_{lim}

Curva 2- valida per terreno molle o sciolto e/o grandi profondità del piano di posa; il carico di rottura dà luogo a “crisi locale”. Il punto B dà il valore di q_{lim} , in questo caso molto approssimativamente in quanto l’andamento di q non tende asintoticamente al valore limite con l’aumentare del cedimento.

Gli studi teorici sulla capacità portante (Prandtl, Terzaghi, Meyerhof, Hansen) che saranno descritti nel seguito analizzano il comportamento del terreno nelle fase intermedia di scorrimento (fase plastica b nella figura di pagina precedente)

Ancora possiamo distinguere tra tre diverse situazioni:



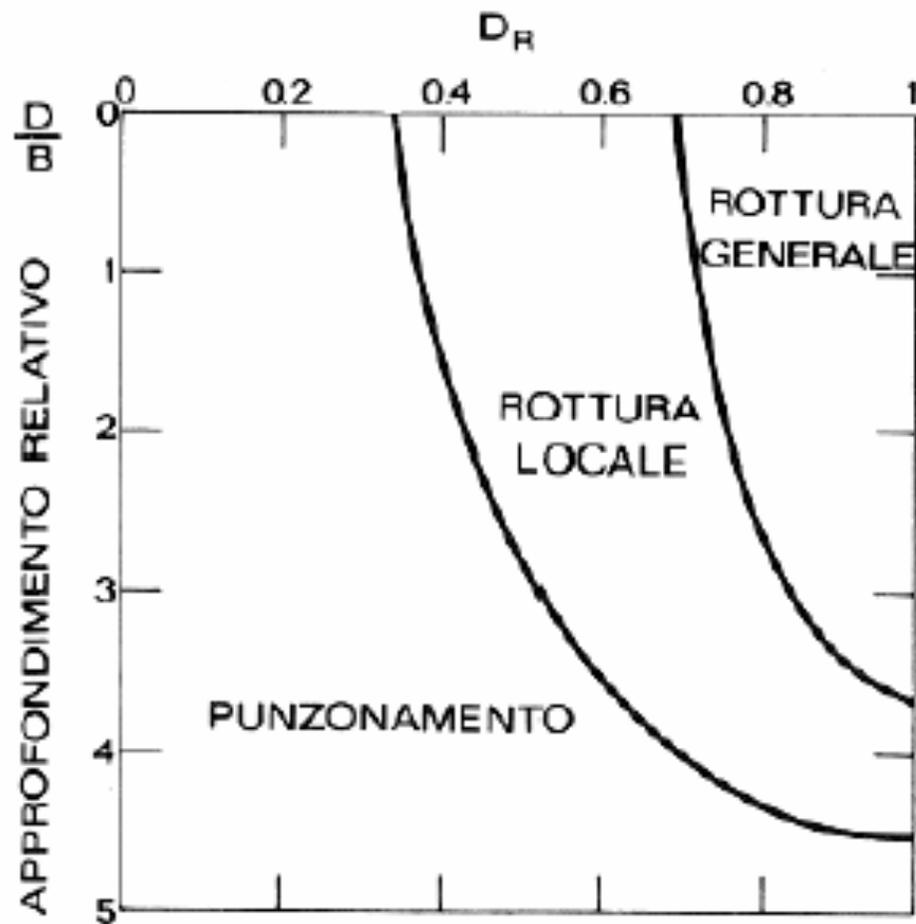
Rottura generale: superfici di scorrimento ben definite a partire dallo spigolo della fondazione e raggiungono la superficie del terreno (fondazioni a piccola profondità su sabbia densa o su argilla, in condizioni non drenate)

Rottura per punzonamento: movimento verticale della fondazione con compressione del terreno sottostante e formazione di piani di taglio verticali nel terreno sul perimetro della fondazione (fondazioni in superficie su sabbia sciolta o densa ma ad una certa profondità o su argilla con carico applicato lentamente – cond. drenate)

Rottura locale per taglio: superfici di scorrimento ben definite solo in prossimità della fondazione e che si perdono nell'ammasso.

Appaiono in superficie solo dopo spostamenti verticali molto rilevanti della fondazione (modalità intermedia tra le due precedenti, per situazioni intermedie).

Per le fondazioni su terreno a grana fine non coesivo (sabbia) è possibile osservare in figura l'influenza della densità relativa del terreno e della profondità relativa del piano di posa sulle modalità di rottura



Densità relativa:

$$D_r (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Indice dei vuoti:

e : nello stato attuale

e_{\max} : nello stato più sciolto

e_{\min} : nello stato più denso

Calcolo della capacità portante

Attualmente non si dispone di criteri quantitativi per individuare a priori il tipo di meccanismo di rottura, anche se esistono indicazioni a livello qualitativo per identificare il tipo di rottura più probabile (un esempio per terreni incoerenti è riportato in figura)

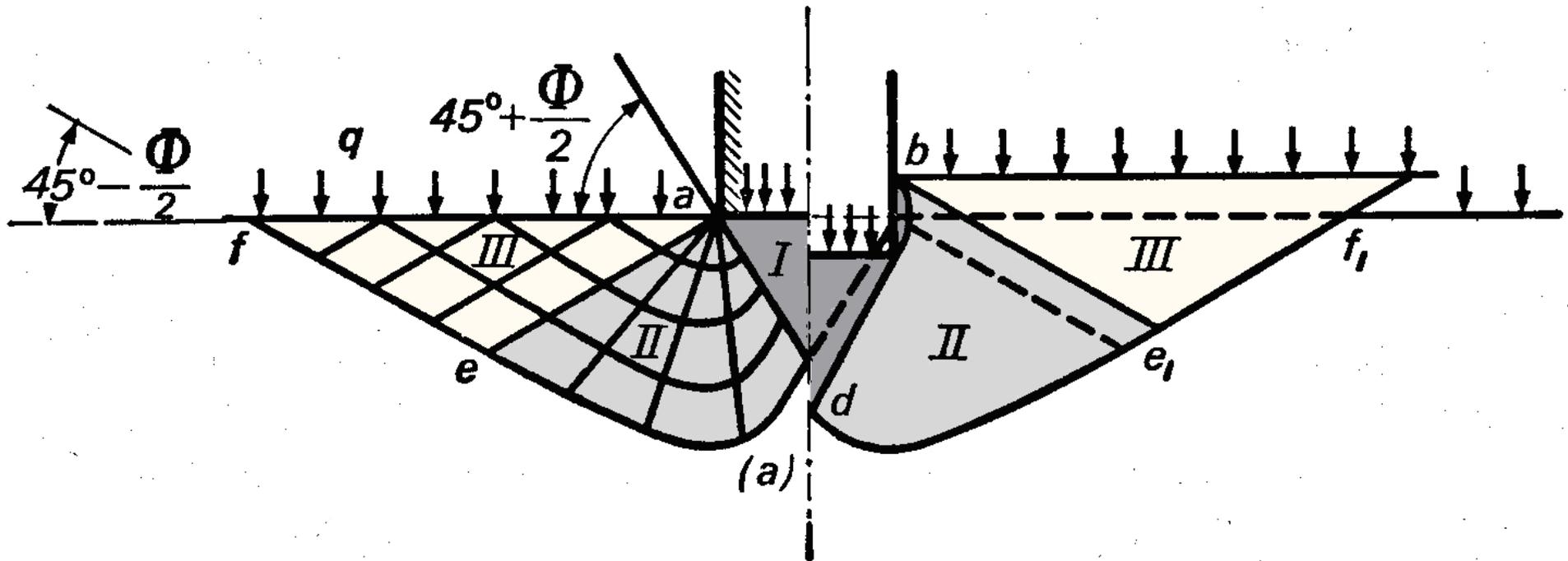
Ad oggi, inoltre, non sono reperibili in letteratura soluzioni analitiche per lo studio del meccanismo di rottura locale, mentre esistono numerose soluzioni analitiche per la stima del carico limite per lo schema di rottura generale.

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.

Teoria di Prandtl

La prima analisi del meccanismo di rottura è quella di Prandtl (1921), che prende in considerazione lo stato di **equilibrio plastico** sotto una fondazione continua con base liscia.

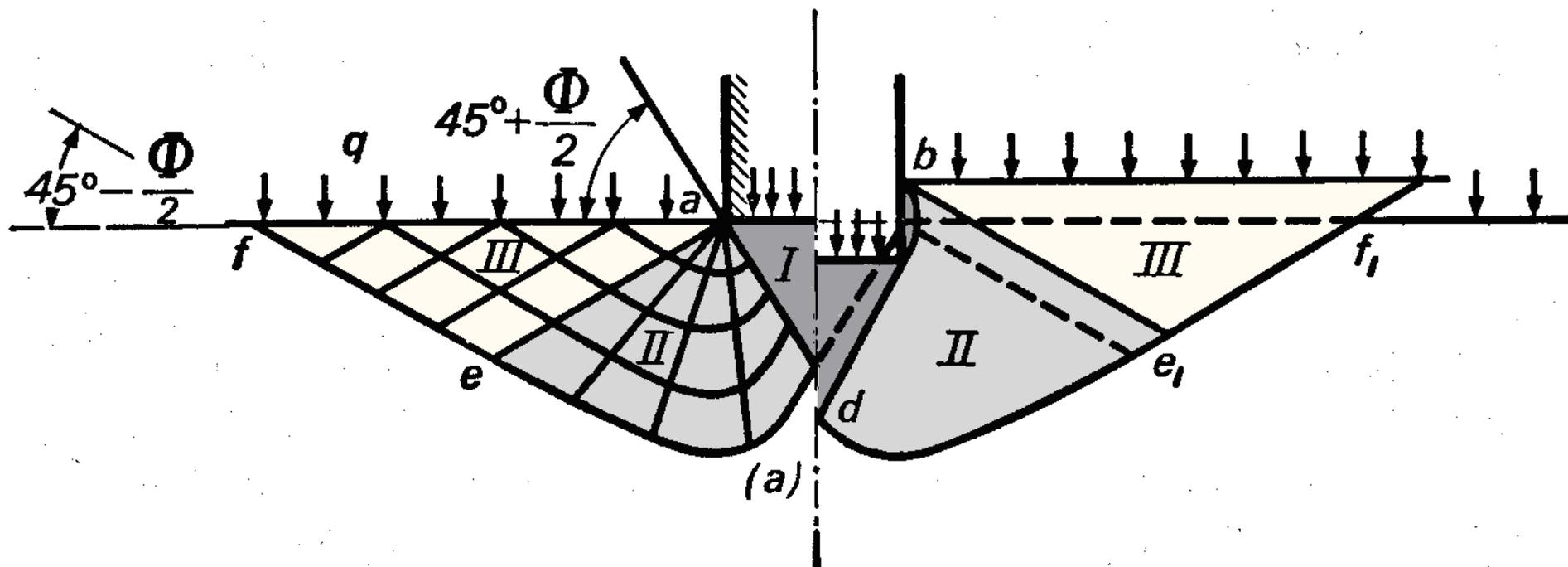


In queste condizioni il terreno caricato giunge a rottura per scorrimento plastico nella zona di terreno situata sopra la linea $f-e-d-e_1-f_1$

La parte di terreno coinvolta nella rottura può essere suddivisa in cinque zone.

La zona I rappresenta la zona attiva di Rankine, la zona III la zona passiva, poiché le curve di scorrimento nelle due zone sono le stesse di quelle degli stati attivi e passivi di Rankine.

I limiti della zona attiva fanno con l'orizzontale un angolo di $45^\circ + \varphi/2$ mentre quelli della zona passiva un angolo di $45^\circ - \varphi/2$.

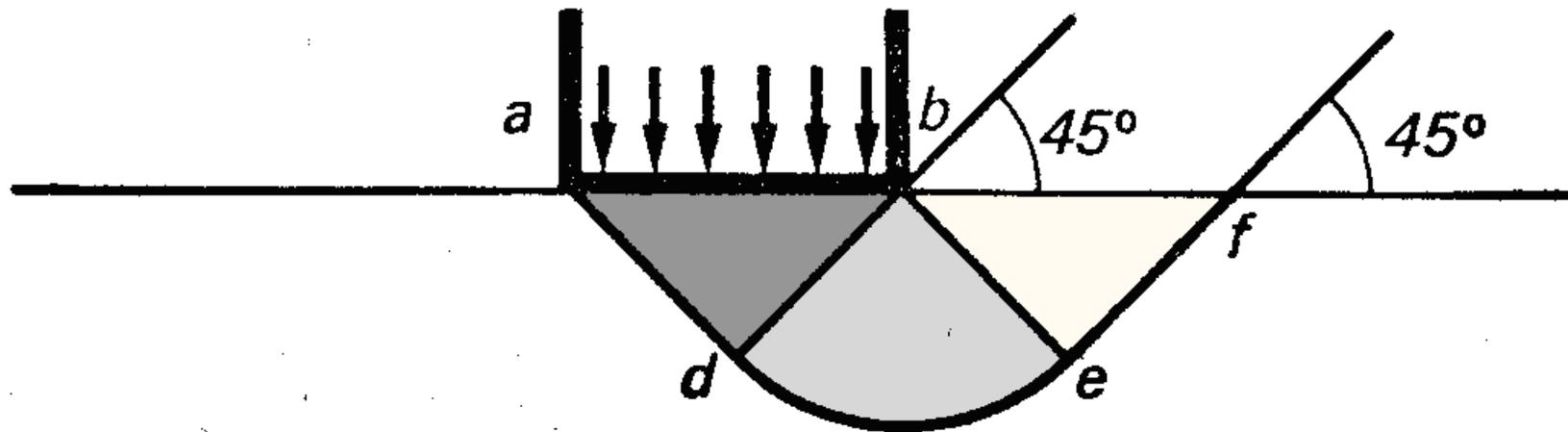


Le zone II sono dette zone di scorrimento radiale perché uno dei complessi di curve che costituiscono la rete di scorrimento in queste zone s'irradia dai bordi inferiori della fondazione. In generale queste curve sono pressoché rettilinee, mentre l'altro insieme di curve ha un andamento curvilineo centrato sui bordi della fondazione.

La deformazione del terreno nell'ipotesi di base di fondazione liscia avviene come indicato in figura, cioè il terreno della zona I si espande orizzontalmente, il terreno della zona III è compresso lateralmente e la superficie del terreno ai lati della fondazione si alza.

Se si trascura il peso del terreno situato nella zona di equilibrio plastico (cioè si fa l'ipotesi di $\gamma = 0$) le curve radiali sono rette e le curve concentriche sono spirali logaritmiche.

Se invece si tiene conto del peso del terreno ($\gamma > 0$) e si fa invece l'ipotesi di $\varphi = 0$ (terreno puramente coesivo) le curve radiali sono ancora delle rette e le curve concentriche sono archi di cerchio.



In questo caso poi si può dimostrare che la capacità portante della fondazione è data da:

$$q_{\text{lim}} = (2 + \pi) c_u = 5.14 c_u$$

essendo c_u la coesione o meglio la resistenza a taglio senza drenaggio.

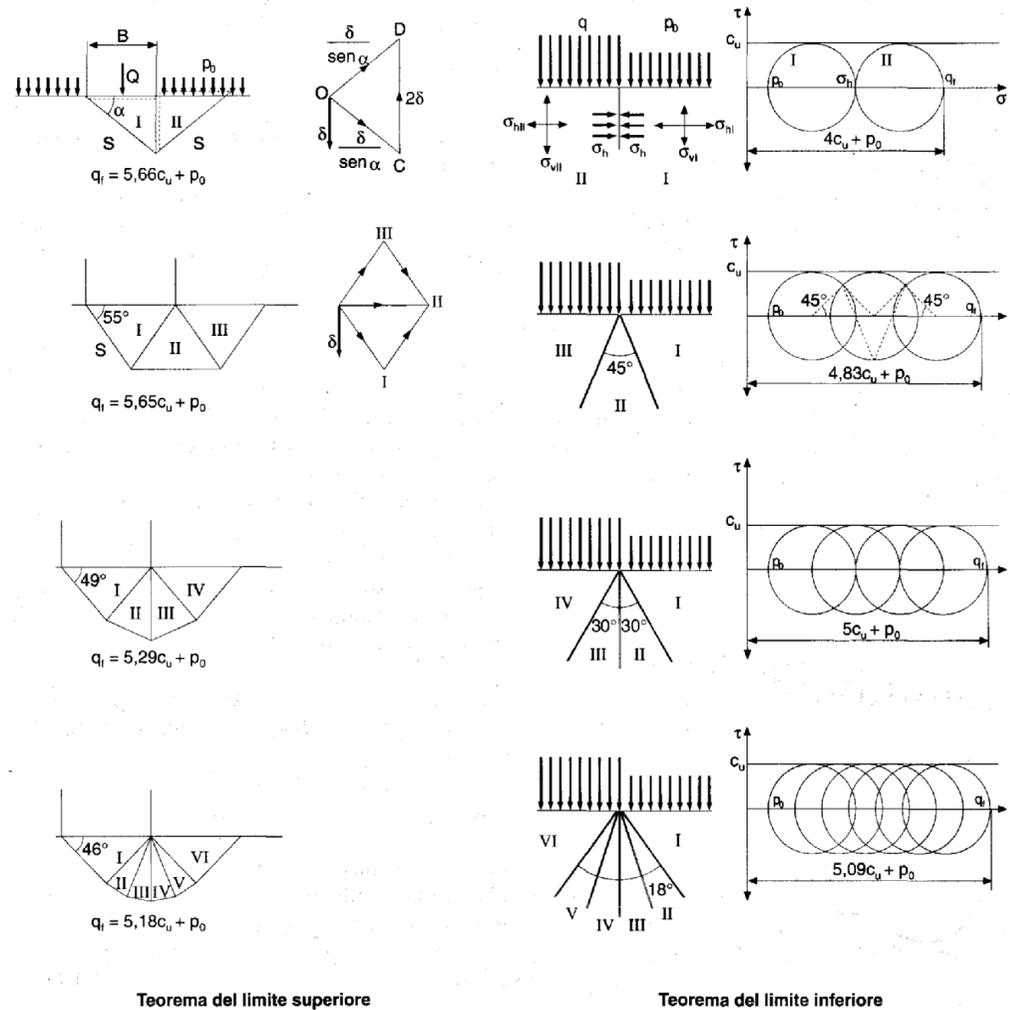
In presenza di un sovraccarico sul terreno adiacente:

$$q_{\text{lim}} = (2 + \pi) c_u + q_0 = 5.14 c_u + q_0$$

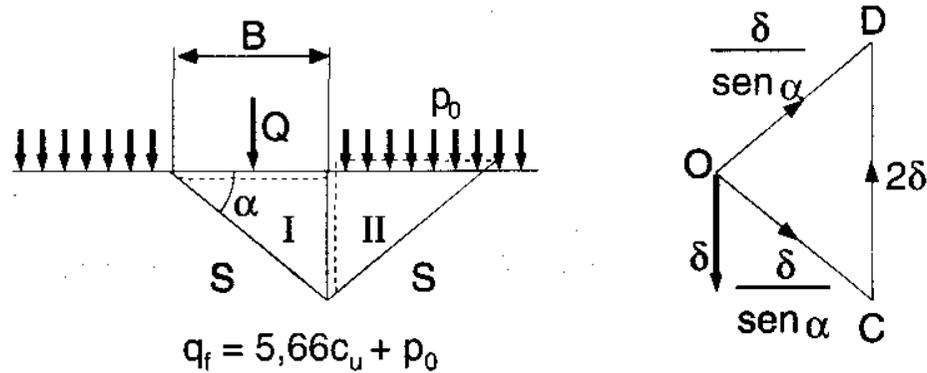
Valutazione di fattori di capacità portante N_c ed N_q nelle ipotesi della teoria di Prandtl per mezzo dei teoremi dell'analisi limite.

Ipotesi:

- base fondazione liscia
- terreno senza peso proprio



Situazione non drenata (terreno caratterizzato dalla sola coesione c_u)



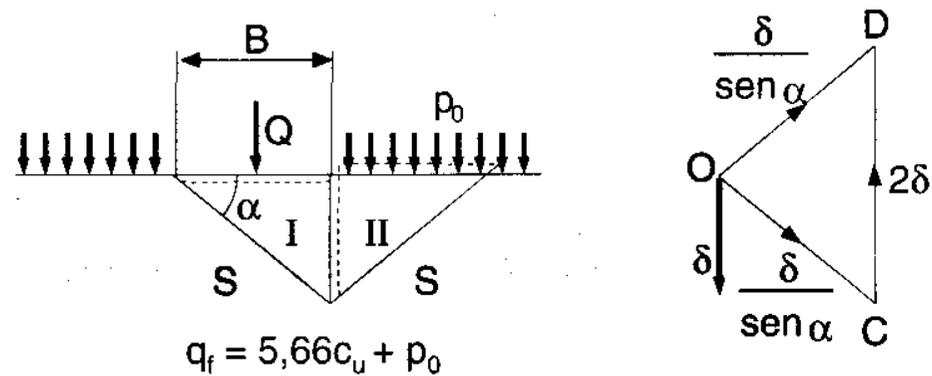
Applicando il **teorema del limite superiore** (soluzione cinematicamente possibile), cioè con un meccanismo di tipo cinematico, si può iniziare con ipotesi che la rottura coinvolga due blocchi I e II che si muovono rispetto al terreno a contatto.

Se il carico Q dà luogo ad un movimento verticale δ il blocco I si muove parallelamente all'interfaccia SI con uno spostamento $\delta/\text{sen } \alpha$; analogamente il blocco II si muove di $\delta/\text{sen } \alpha$ parallelamente all'interfaccia SII e quindi II si muove verticalmente di 2δ rispetto a I.

Quindi il lavoro interno totale è dato da:

$$\frac{c_u B \delta}{\cos \alpha \text{ sen } \alpha} + c_u B 2\delta \text{ tg } \alpha + \frac{c_u B \delta}{\cos \alpha \text{ sen } \alpha} = \frac{2B \delta c_u}{\cos \alpha} \left[\frac{1}{\text{sen } \alpha} + \text{sen } \alpha \right]$$

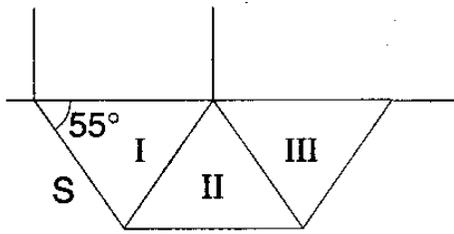
Il lavoro esterno totale è dato da $L_e = Q\delta - p_0 B \delta$.



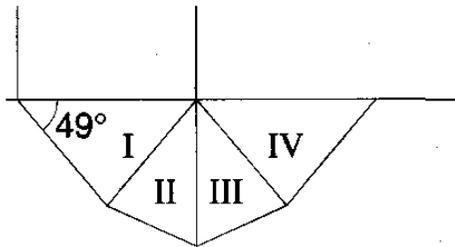
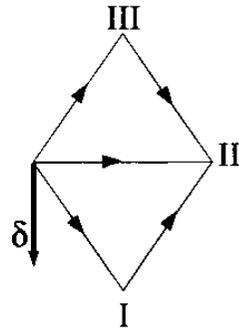
Eguagliando i due lavori e risolvendo rispetto a Q si ha:

$$\frac{Q}{B} = q = \frac{2c_u}{\cos \alpha} \left[\frac{1}{\sin \alpha} + \sin \alpha \right] + p_0$$

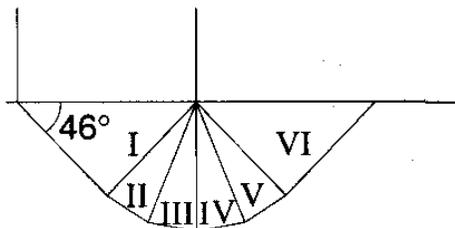
Il valore minimo di q si ha per $\alpha = 35.3^\circ$ e quindi $q_f = 5.66c_u + p_0$.



$$q_f = 5,65c_u + p_0$$



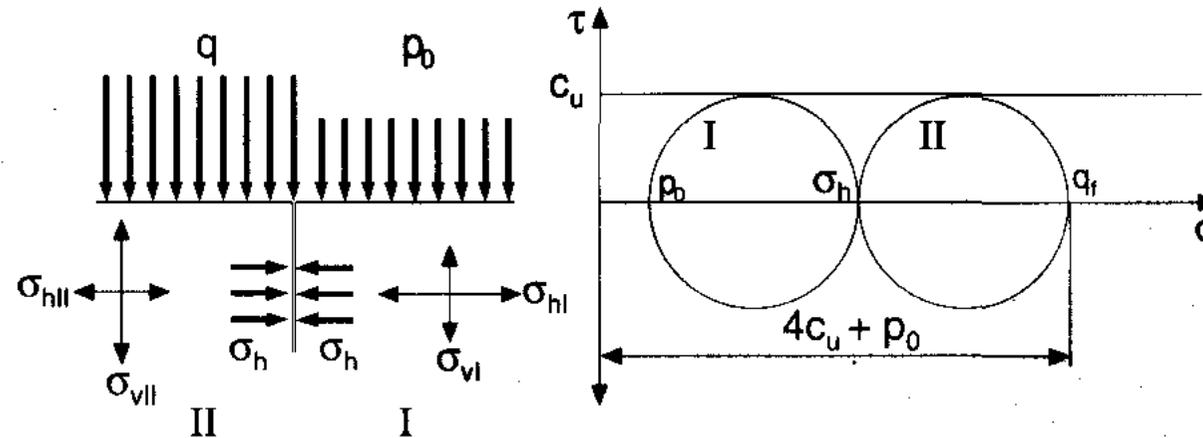
$$q_f = 5,29c_u + p_0$$



$$q_f = 5,18c_u + p_0$$

Nelle figure sono poi riportati meccanismi di rottura via via cinematicamente più raffinati con i quali si vede che, al crescere del numero dei blocchi, q_f decresce, per arrivare al valore $q_f = 5.66c_u + p_0$ con sei blocchi.

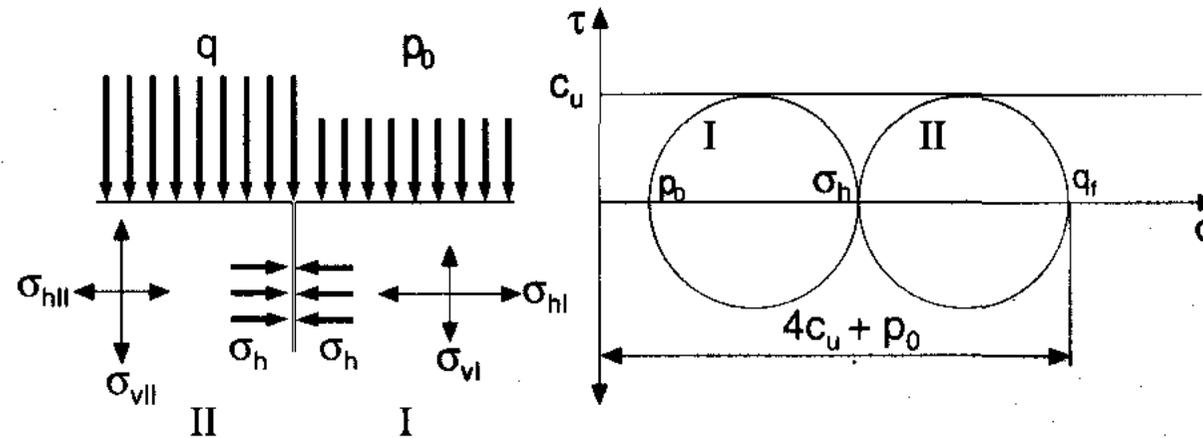
Per applicare il **teorema del limite inferiore** (soluzione staticamente ammissibile), cioè per individuare un complesso di forze esterne, che sia in equilibrio con uno stato di tensioni interne, che non violi in nessun punto il criterio di rottura, si può iniziare dividendo il terreno in una zona I sulla quale agisce un sovraccarico p_0 e in una zona II sulla quale agisce in superficie una pressione uniforme q .



Innanzitutto si deve accertare che lo stato di tensioni in ogni zona sia in equilibrio sia con le tensioni applicate che con l'altra zona e che le tensioni di taglio in ogni zona non superino c_u .

Sulla zona I agisce la tensione verticale p_0 che può essere riportata come tensione principale nel diagramma di Mohr; nell'ipotesi di rottura nella zona si avrà una tensione orizzontale σ_{hI} maggiore di p_0 , e quindi si può tracciare cerchio di Mohr con raggio pari a c_u .

La zona II deve essere in equilibrio con la zona I attraverso la discontinuità di tensioni e quindi la tensione orizzontale σ_{hII} sarà eguale a σ_{hI} (entrambe indicate con σ_h in figura) non vi sono tensioni tangenziali nel piano verticale.

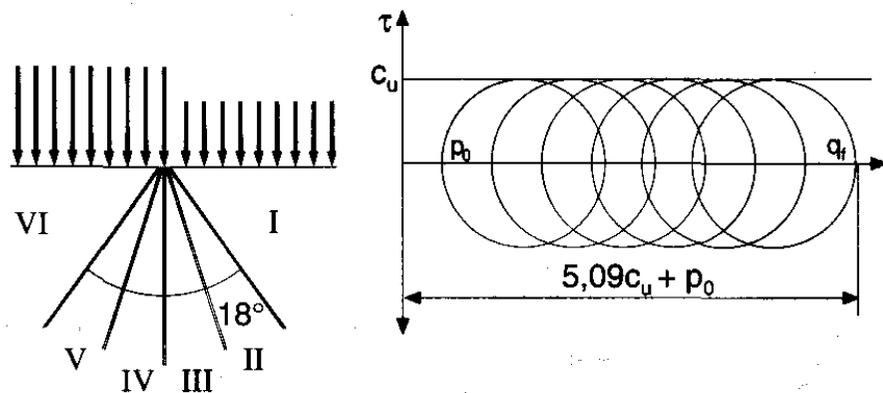
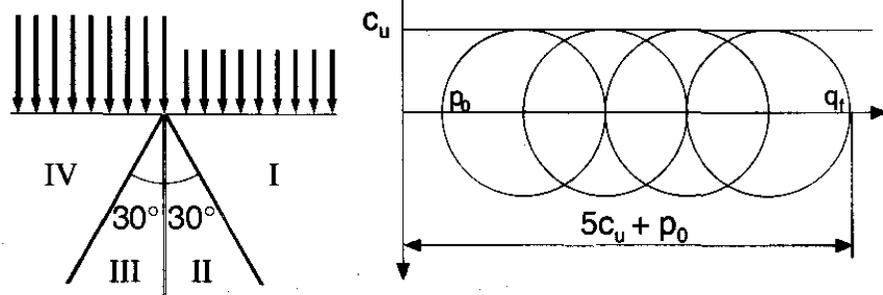
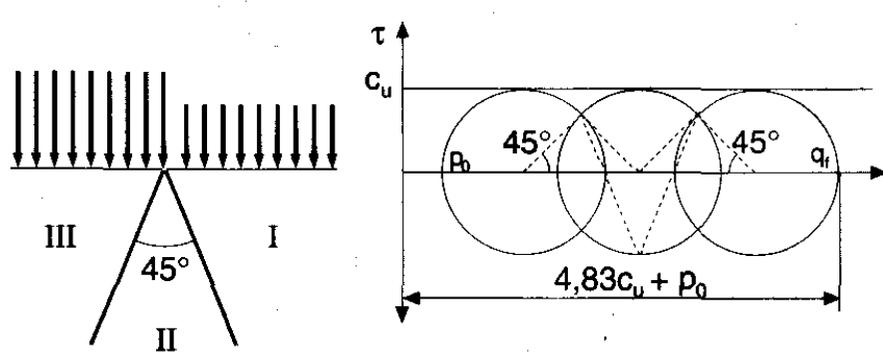


Facendo ancora l'ipotesi di rottura nella zona II la tensione verticale σ_{vII} sarà maggiore di σ_{hII} si può tracciare il cerchio di Mohr con raggio c_u .

Per l'equilibrio q_f sarà eguale a σ_{vII} e quindi, come si vede dal diagramma di Mohr:

$$q_f = 4c_u + p_0$$

costituisce il limite inferiore di rottura.



Nella figura poi sono riportate suddivisioni in zone via via in numero crescente, quindi con un aumento di discontinuità di tensioni; queste zone sono disposte in modo che le tensioni normali e tangenziali delle due zone a contatto siano in equilibrio sulla discontinuità.

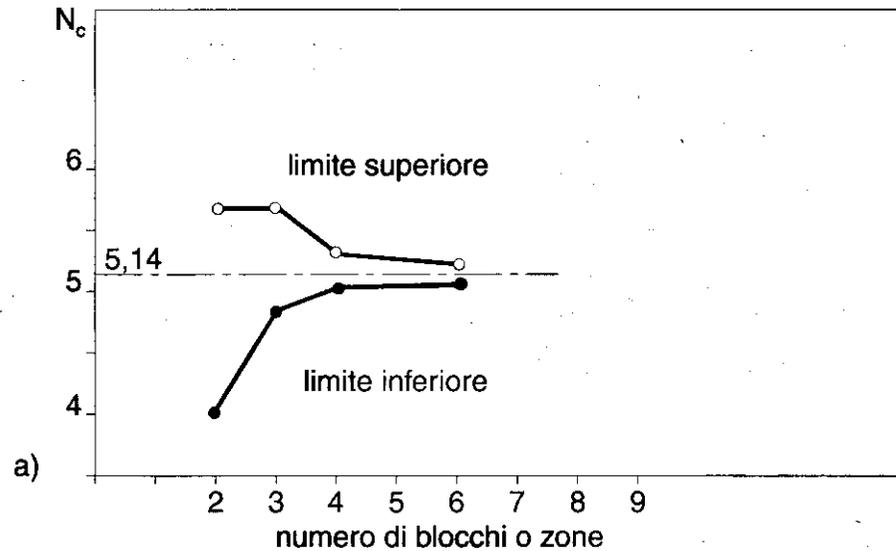
In ogni caso le orientazioni delle discontinuità di tensione sono state ottimizzate per ottenere che in ogni zona si sia in condizioni di rottura. Nel diagramma di Mohr sono pure riportati i cerchi associati con i punti nei quali essi si intersecano e quindi indicativi delle tensioni normali e di taglio che si possono trasmettere da una regione all'altra.

All'aumentare del numero delle zone q_f aumenta e per sei zone si ha $q_f = 5,09c_u + p_0$.

L'espressione della capacità portante senza drenaggio può allora essere scritta nella forma generale

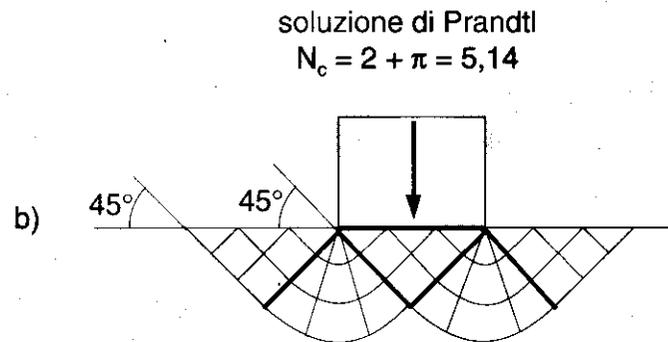
$$q_f = N_c c_u + p_0$$

dove N_c è chiamato **fattore di capacità portante** senza drenaggio.



Nella a) è riportato un diagramma con N_c in ordinata ed il numero di zone nei due metodi in ascissa e si vede che la soluzione esatta per N_c sta tra 5.18 e 5.09.

La soluzione esatta è stata ottenuta da Prandtl (1921) usando il metodo delle linee caratteristiche considerando un mezzo privo di peso, cioè con un'ipotesi accettabile, essendo la resistenza al taglio data dalla sola c_u .



Nella figura b) è riportato il campo delle linee di massimo taglio nella trattazione di Prandtl e la soluzione esatta è data da:

$$q_f = (2 + \pi)c_u + p_0 = 5.14c_u + p_0$$

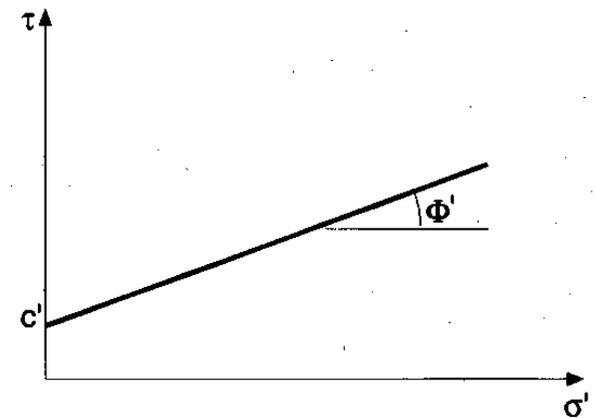
Situazione di drenaggio completo (terreno caratterizzato da attrito interno ϕ' e coesione c')

Si consideri ora la capacità portante di una fondazione continua in superficie con sovraccarico p_0 ai lati, fondazione che interessa un terreno che sotto l'azione del carico applicato è in situazione di **drenaggio completo**.

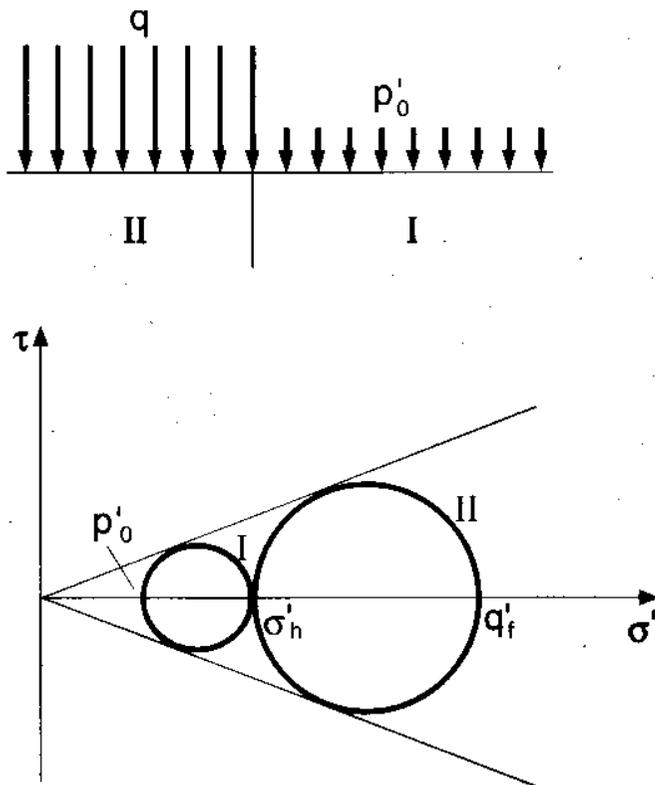
In questo caso la resistenza al taglio del terreno è data in termini di tensioni effettive e quindi da c' e ϕ' e pressioni effettive q' e p'_0 .

Il problema anche in questo caso può essere trattato applicando sia il teorema del limite superiore sia quello del limite inferiore.

Si fa ora riferimento a quello del limite inferiore perché risulta più semplice e più evidente.



Caso di terreno con angolo di attrito ϕ' e coesione nulla o trascurabile



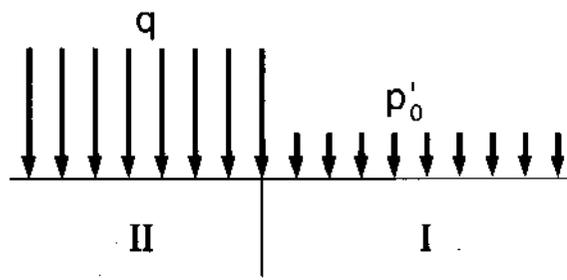
Si consideri dapprima un materiale granulare privo di peso e con $c' = 0$ e angolo di attrito ϕ' .

Analogamente a quanto fatto per il materiale coesivo dividiamo terreno in due zone: nella zona II, sulla cui superficie agisce pressione uniforme q e nella zona I subito a contatto sulla quale agisce il sovraccarico p'_0 .

Accettiamo che lo stato di tensioni in ogni zona sia in equilibrio sia con le tensioni applicate che con l'altra zona e che le tensioni di taglio soddisfino al criterio di rottura.

Considerando il corrispondente diagramma di Mohr con la linea di rottura $\tau = \sigma' \tan \phi'$ abbiamo che per la zona I si ha una tensione verticale p'_0 può essere riportata come tensione principale minore nel diagramma e tracciare il cerchio di Mohr della zona I che passa per p'_0 ed è tangente alla linea di rottura; la tensione principale orizzontale maggiore σ'_{hI} corrispondente vale, come si vede dalla figura:

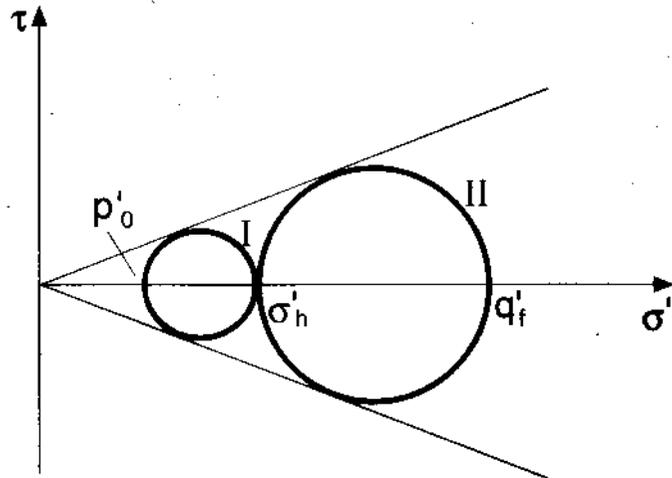
$$\sigma'_{hI} = p'_0 \left(\frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \right) = p'_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right)$$



Per l'equilibrio tra la zona I e la zona II si ha che

$$\sigma'_{hI} = \sigma'_{hII} = \sigma'_h$$

e quindi si può tracciare il cerchio di Mohr della zona II tangente alla linea di rottura e che passa per σ'_h e quindi individuare $\sigma'_{vII} = q_f$



Dalla figura risulta che:

e il termine tra parentesi è chiamato **fattore di capacità portante per il sovraccarico** ed è in genere indicato con N_q .

L'analisi può essere condotta anche qui con suddivisioni in zone via via in numero crescente e quindi con numero crescente di discontinuità di tensione; l'orientazione delle discontinuità viene ottimizzata, per ottenere che in ogni zona si sia in condizioni di rottura, ma dipende dal valore dell'angolo φ' e quindi varia con esso. Si vede così che all'aumentare del numero delle zone aumenta N_q e quindi q .

Caso generale di terreno con angolo di attrito φ' e coesione c' in condizioni drenate

Se si ripete l'analisi per un terreno caratterizzato da φ' e c' e suddiviso in zone si può ricavare:

$$q'_f = p'_0 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right)^2 + c' \operatorname{cotg} \Phi' \left[\left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right)^2 - 1 \right]$$
$$q'_f = p'_0 N_q + c' N_c$$

dove N_c è legato a N_q con la relazione $N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \varphi'$

Per φ' tendente a 0, N_c tende verso il valore ottenuto precedentemente per $\varphi = 0$ (pari a 5.14) e N_q verso 1; quindi la relazione corrispondente alla situazione senza drenaggio è un caso particolare del terreno con φ' e c' .

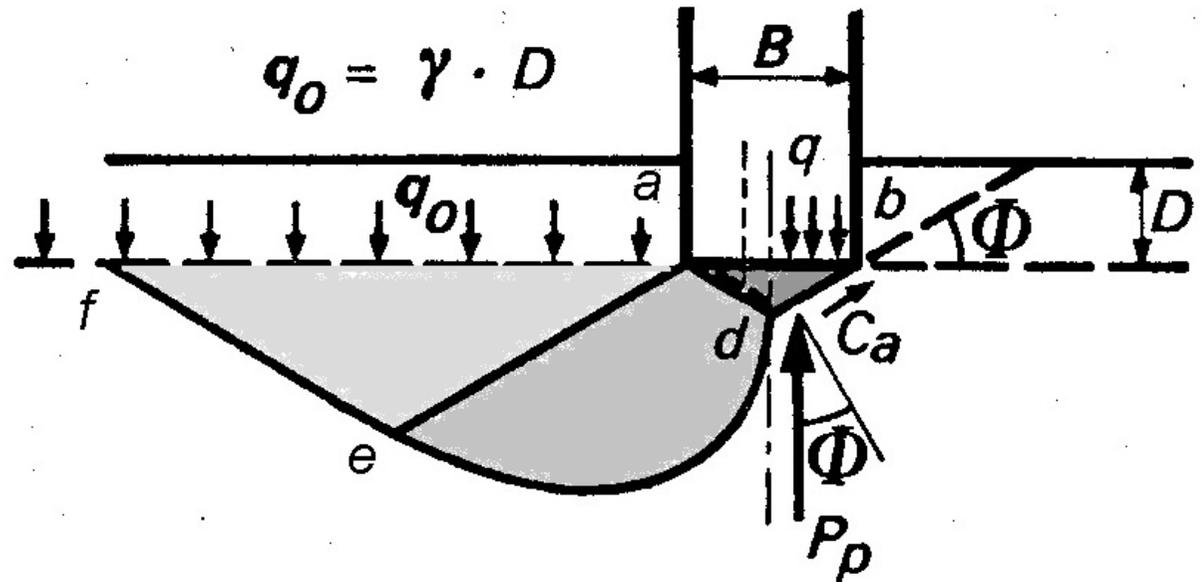
Anche in questo caso una soluzione esatta è quella di Prandtl, ottenuta usando il metodo delle linee di slittamento e facendo riferimento a un mezzo privo di peso ed a un carico agente sul terreno con una fondazione continua a base liscia.

Teoria di Terzaghi

In realtà la situazione reale differisce da quella esaminata finora.

Il terreno non è privo di peso e l'interfaccia tra fondazione e terreno non è priva di attrito.

Non si hanno soluzioni generali esatte che diano la capacità portante per caso della fondazione diretta continua con un sovraccarico p_0 ai lati e con terreno dotato di γ , ϕ e c'



Una soluzione pratica per quanto **approssimata** del problema è quella molto nota, proposta dal **Terzaghi** nel 1943, soluzione che riguarda il caso di fondazione continua con carico applicato centrato e con piano di fondazione piano di campagna orizzontali.

L'attrito e l'adesione del terreno al di sotto della fondazione ne impediscono l'espansione laterale: perciò il terreno entro la regione adb rimane in uno stato elastico, agisce come se fosse una parte della fondazione e penetra nel terreno sottostante come un cuneo.

Terzaghi considera che le due facce del cuneo formino un angolo ϕ con l'orizzontale invece di $45^\circ - \phi/2$ della soluzione di Prandtl e che i contributi alla capacità portante della fondazione dovuti dal peso del terreno, al sovraccarico e alla coesione possano essere valutate **separatamente** l'una dall'altra.

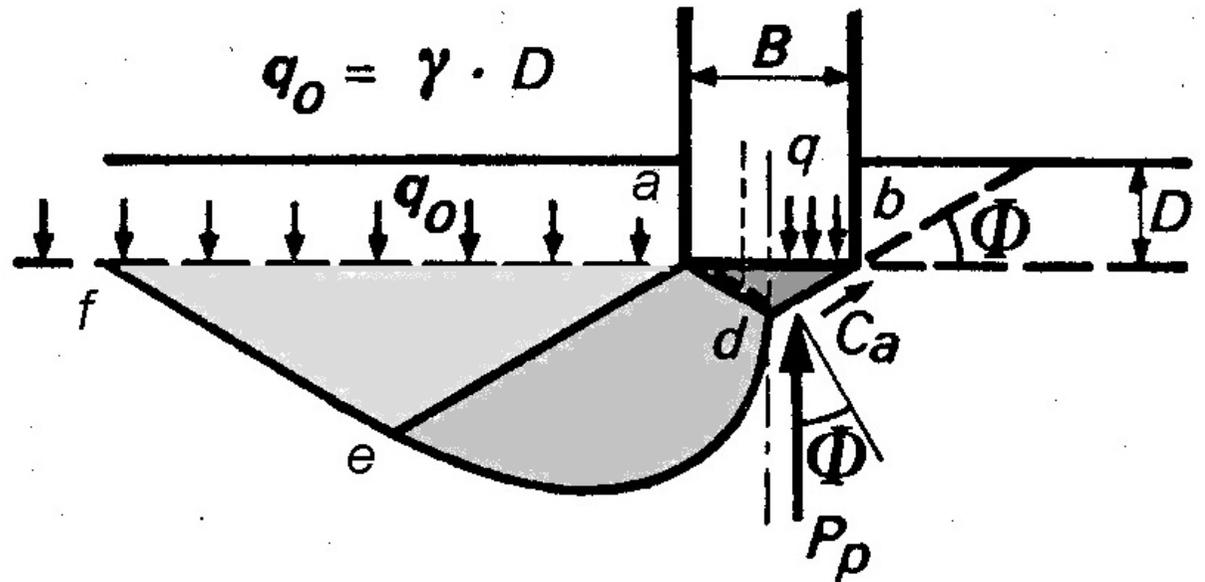
La spinta passiva P_p richiesta per produrre uno slittamento lungo def può essere divisa in tre parti P^γ e P^c e P^q .

La forza P^γ rappresenta la resistenza dovuta al peso della massa $adef$. Il suo punto di applicazione è situato nel terzo inferiore di ad .

L'aliquota P^c è dovuta alla coesione lungo la superficie di rottura. L'aliquota

P^q è dovuta al sovraccarico $q_0 = \gamma D$. Poiché entrambe sono uniformemente distribuite, il loro punto di applicazione cade a metà della faccia ad .

Il valore della capacità portante si può calcolare allora ponendo $P_p = P^c + P^q + P^\gamma$ e applicando alla determinazione di questi termini analisi di vario tipo.



In questo modo si perviene alla relazione generale del carico limite per unità di lunghezza di una fondazione continua con larghezza B e per un terreno dotato di peso, coesione e attrito:

$$Q_{\text{lim}} = B \left(c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right)$$

dove:

$$N_c = \frac{2P^c}{Bc} + \text{tg } \varphi \quad N_q = \frac{2P^q}{\gamma DB} \quad N_\gamma = \frac{2P^\gamma}{\gamma B^2}$$

Per la capacità portante unitaria (per unità di superficie di appoggio di una fondazione continua di larghezza B):

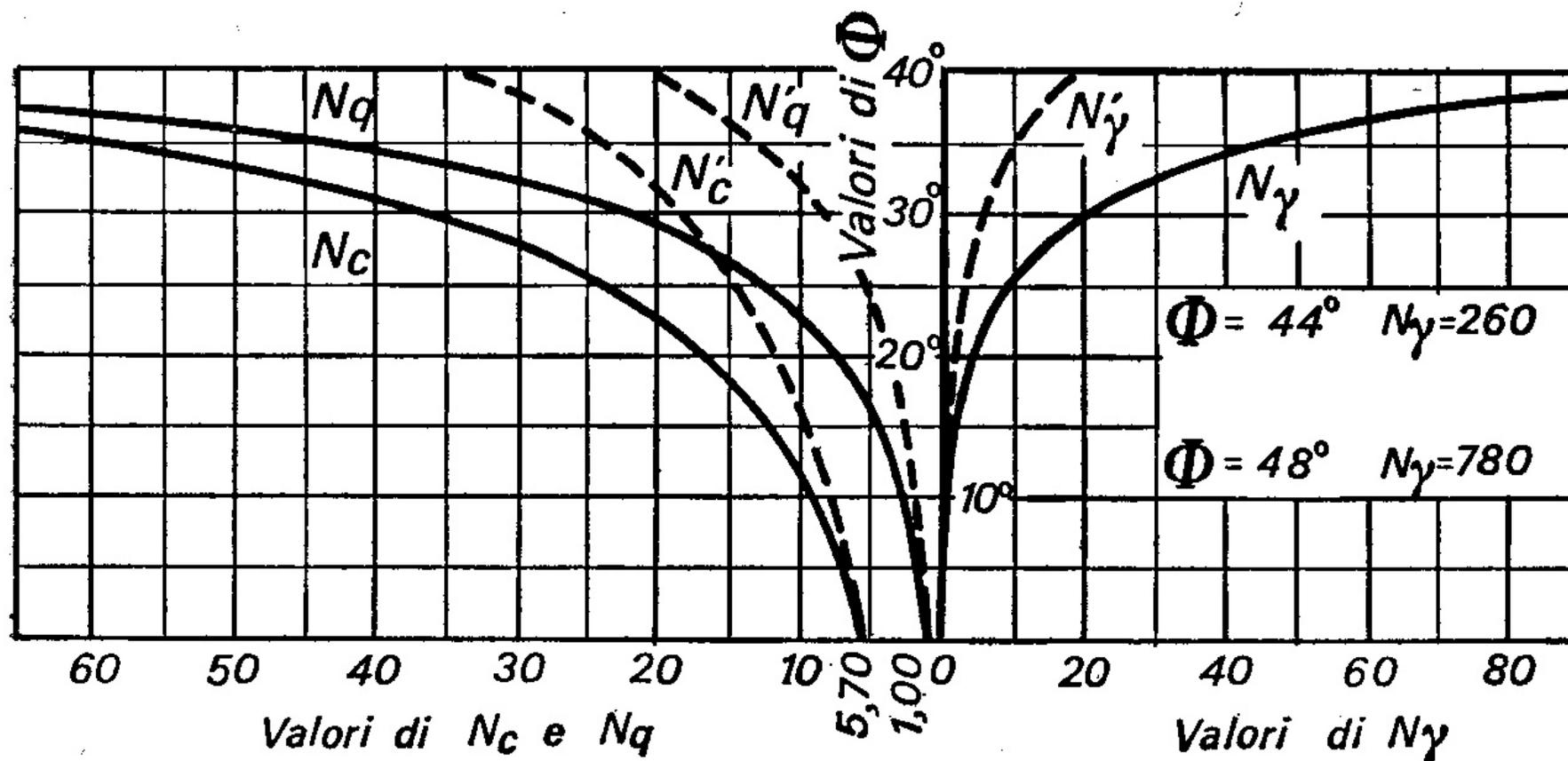
$$q_{\text{lim}} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Con questa impostazione ogni termine è stato valutato **separatamente** al variare dell'angolo di attrito φ con le seguenti ipotesi:

- per $c N_c$: che il terreno abbia attrito e coesione ma peso proprio nullo e sia assente il sovraccarico
- per $q_0 N_q$: che il terreno abbia solo attrito (coesione peso proprio nulli) e vi sia il sovraccarico
 $q_0 = \gamma D$
- per $1/2 \gamma B N_\gamma$: che il terreno abbia attrito e peso proprio ma coesione nulla e sia assente il sovraccarico

I coefficienti N_c , N_q e N_γ detti **fattori di capacità portante** sono adimensionali, funzioni solo dell'angolo di attrito del terreno ϕ e simili ai coefficienti di spinta K_a e K_p .

Originariamente sono stati calcolati dal Terzaghi e messi in forma di diagramma, come in figura.



Le **curve a tratto pieno** rappresentano la relazione fra i fattori di capacità portante calcolati da Terzaghi e i valori di ϕ nell'ipotesi di collasso per rottura generale.

Espressioni analitiche dei fattori di capacità portante secondo Terzaghi (Bowles)

Terzaghi (alcuni valori dei coefficienti e di $K_{p\gamma}$ sono riportati in Tabella 4.2)

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Per fondazioni:	nastriiformi	circolari	quadrate
$s_c =$	1.0	1.3	1.3
$s_\gamma =$	1.0	0.6	0.8

Tabella dei fattori di capacità portante secondo Terzaghi (Bowles)

Tabella 4.2 Coefficienti di portata che compaiono nella formula di Terzaghi.
I valori di N_γ corrispondenti a $\phi = 34^\circ$ e 48° sono quelli originariamente calcolati da Terzaghi, usati per risalire a $K_{p\gamma}$

ϕ , gradi	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7 ⁽¹⁾	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

⁽¹⁾ $= 1.5\pi + 1$.

Per $\varphi = 0$ (terreno puramente coesivo) dal diagramma risulta $N_c = 5.70$, $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$. In questo caso la capacità portante unitaria vale:

$$q_{lim} = 5.70 c + q_0 = 5.70 c + \gamma D$$

Si osserva cioè che in caso di terreno puramente coesivo la capacità portante per unità di superficie di appoggio è indipendente dalle dimensioni della fondazione (non così evidentemente la capacità portante per unità di lunghezza della fondazione continua: $Q_{lim} = B q_{lim}$).

Se poi, sempre nell'ipotesi di terreno puramente coesivo ($\varphi = 0$), si ipotizza $D=0$ si ottiene:

$$q_{lim} = 5.70 c = 2.85 q_u$$

(essendo $c = q_u/2$) ovvero per un terreno argilloso puramente coesivo, se $D=0$, q_{lim} vale quasi tre volte q_u , tensione principale massima a rottura nel caso di prova rapida non drenata a compressione semplice con espansione laterale libera.

I fattori crescono molto rapidamente con l'angolo φ , specialmente oltre i 30° .

In generale:

$$q_{lim} = q_{lim}(c, \varphi, \gamma, D, B, L, \text{forma, incl.piano posa, incl.terreno})$$

vedremo in seguito alcuni casi specifici, trattati con approcci diversi.

Eventuale presenza di falda

Nel termine di attrito della relazione generale γ rappresenta il peso di volume del terreno sottostante la fondazione. Se la falda freatica si alza fino al piano campagna o ad una profondità minore di B dal piano di fondazione bisogna fare riferimento al peso di volume del terreno immerso: quindi nel caso di sabbia, ad esempio, la capacità portante è ridotta di circa il 50%.

Terreni molto compressibili – rottura locale – approccio Terzaghi

Quando ci si trova in presenza di terreni molto compressibili, come argille molli, limi molto sciolti, etc. si può osservare che già prima di arrivare a uno stato di equilibrio plastico diffuso del terreno di fondazione si hanno fenomeni di rottura vicino alla fondazione e cedimenti considerevoli (“rotture locali”).

Per tener conto di questo fatto Terzaghi propose di assumere valori ridotti della coesione e dell'angolo di attrito e precisamente:

$$c^* = 2/3 c \quad \text{e} \quad \text{tg } \varphi^* = 2/3 \text{ tg } \varphi$$

I fattori di capacità portante assumono i valori ridotti N_c^* , N_q^* e N_γ^* .

La capacità portante è quindi data da:

$$q_{\text{lim}}^* = c N_c^* + q_o N_q^* + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma^*$$

La tabella riporta i valori di N_c , N_q , N_γ e di N_c^* , N_q^* e N_γ^*

L'uso dei valori ridotti N_c^* , N_q^* e N_γ^* è però discutibile. Sono più rispondenti al vero approcci diversi, uno dei quali sarà visto in seguito.

°	rottura generalizzata			rottura locale		
	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y
0°	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5°	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10°	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15°	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20°	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25°	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30°	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34°	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35°	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40°	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45°	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48°	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50°	347.5	415.1	1153.2	81.3	65.6	87.1

Fondazioni con forma diversa della superficie di appoggio

Quanto detto per la fondazione continua, relativa alla stabilità sul piano trasversale può essere esteso a fondazioni con diverse forme della superficie di appoggio con le seguenti **espressioni semiempiriche**:

a) fondazione circolare di diametro B

$$q_{\text{lim,c}} = 1.3 c N_c + q_o N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$$

b) fondazione quadrata di lato B

$$q_{\text{lim,q}} = 1.3 c N_c + q_o N_q + 0.8 \gamma B N_\gamma$$

c) fondazione rettangolare di larghezza B e lunghezza $L > B$

$$q_{\text{lim,r}} = \left(1 + 0.20 \frac{B}{L}\right) c N_c + q_o N_q + \left(1 - 0.20 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Teoria di Meyerhof

Meyerhof (1951,1963) propose una formula per il calcolo della capacità portante simile a quella di Terzaghi, introducendo però fattori di forma per superfici di appoggio diverse. Inoltre egli introdusse dei fattori di profondità d e di pendenza i per i casi in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale. Ne derivarono formule la cui scrittura generale è riportata qui di seguito (Bowles, Tabella 4.1).

Meyerhof (i fattori di forma, profondità e inclinazione sono riportati in Tabella 4.3)

$$\text{Carico verticale:} \quad q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato:} \quad q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

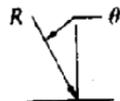
$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Tabella 4.3 Fattori di forma, profondità e inclinazione che compaiono nella formula di Meyerhof per il calcolo della capacità portante (vedi Tabella 4.1).

Fattori di:	Valore	Per
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	qualsiasi ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profondità	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	qualsiasi ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinazione	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	qualsiasi ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$



Dove:

$K_R = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ come in Figura 4.2

θ è l'inclinazione della risultante sulla verticale, senza segno

B, L, D sono già stati definiti

Fondazione continua con carico centrato inclinato (secondo Meyerhof)

Nel caso il carico risulti inclinato con angolo δ rispetto alla verticale; per una fondazione continua, si ha:

$$q_{\text{lim}} = \psi_2 \left(c N_c + q_o N_q \right) + \psi_3 \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\text{dove: } \psi_2 = \left(1 - \frac{\delta}{\pi} \right)^2 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$\text{e } \psi_3 = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2 \text{ per } \varphi > 0 \text{ e } \psi_3 = 0 \text{ per } \varphi = 0$$

si osservi che per $\delta = 0$ si ottiene nuovamente la q_{lim} per carico verticale e fondazione continua

Fondazione continua con carico eccentrico (secondo Meyerhof)

Per le fondazioni con carico eccentrico Meyerhoff ha proposto nel 1953 di attribuire alla fondazione una larghezza fittizia centrata sul carico pari a $B' = (B - 2e)$, considerando quindi che la parte di fondazione più lontana dal carico non contribuisca alla capacità portante.

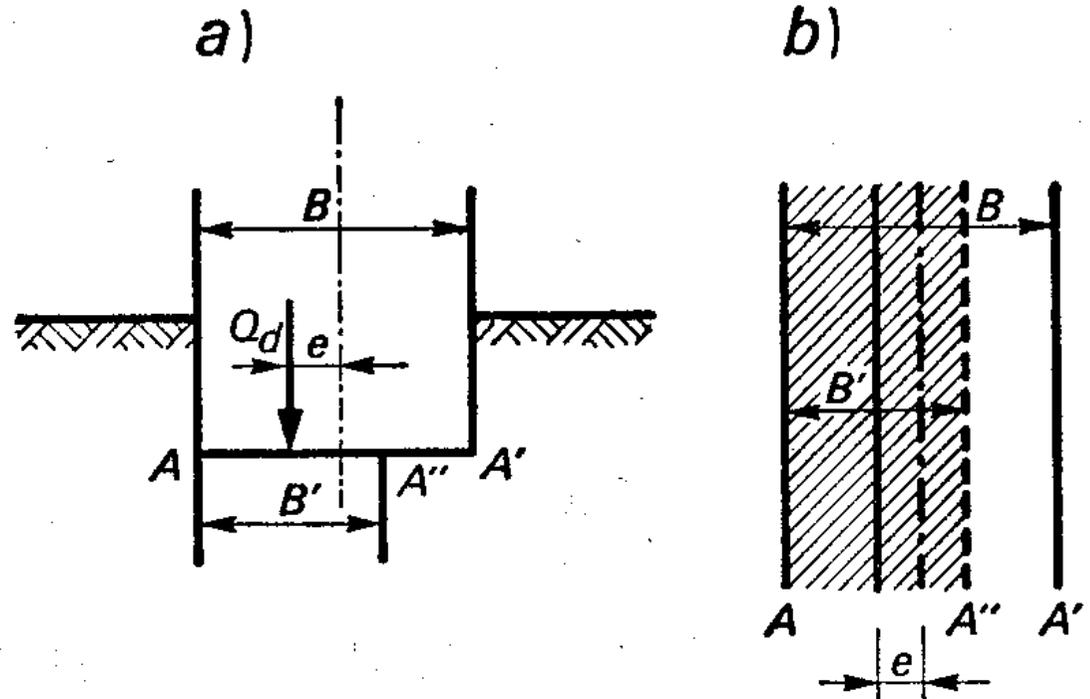
Posto

$$B' = 2 \left(\frac{B}{2} - e \right) = (B - 2e)$$

si ha quindi:

$$q_{\text{lim}} = c N_c + q_o N_q + \frac{1}{2} \gamma (B - 2e) N_\gamma$$

$$Q_{\text{lim}} = (B - 2e) q_{\text{lim}} = (B - 2e) \left[c N_c + q_o N_q + \frac{1}{2} \gamma (B - 2e) N_\gamma \right]$$



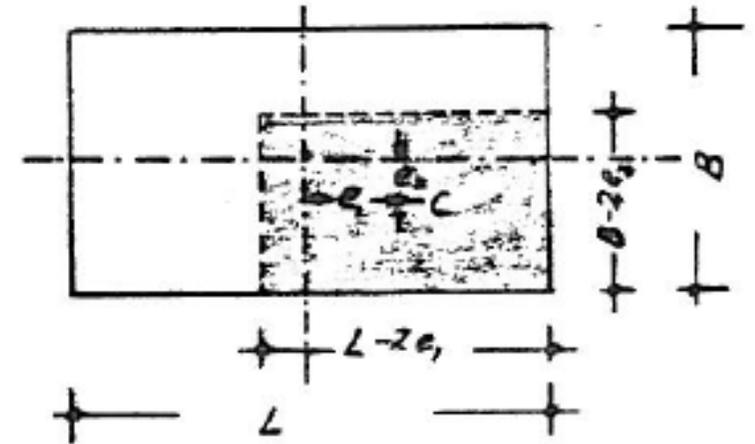
Fondazione rettangolare con carico eccentrico con doppia eccentricità (Meyerhof)

La sezione reagente da considerare è il rettangolo ridotto di lati:

$$L' = 2 \left(\frac{L}{2} - e_1 \right) = (L - 2e_1)$$

$$B' = 2 \left(\frac{B}{2} - e_2 \right) = (B - 2e_2)$$

$$q_{\text{lim,r}} = \left(1 + 0.20 \frac{B - 2e_2}{L - 2e_1} \right) c N_c + q_o N_q + \left(1 - 0.20 \frac{B - 2e_2}{L - 2e_1} \right) \gamma \frac{B - 2e_2}{2} N_\gamma$$



Nel caso generale di carico eccentrico e inclinato si potranno ancora usare i coefficienti di riduzione ψ_2 e ψ_3 già menzionati.

Formulazioni recenti per la valutazione della capacità portante

Con riferimento agli schemi delle figure dei meccanismi di Prandtl e Terzaghi, relativi al caso di una fondazione nastriforme, è stato dunque possibile evidenziare che il carico limite dipende

- dalla larghezza della fondazione B
- dall'angolo di resistenza al taglio φ del terreno:
- dalla coesione c ;
- dal peso proprio del terreno, γ , interno alla superficie di scorrimento;
- dal sovraccarico presente ai lati della fondazione, che, in assenza di carichi esterni sul piano campagna, è dato da $q = \gamma \cdot D$.

Non esistono **tuttora** 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** da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi di:

- (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 **tuttora** espressa nella forma:

$$q_{\text{lim}} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

dove N_c , N_q , N_γ 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 i fattori N_c , ed N_q , relativi rispettivamente alla coesione e al sovraccarico, esistono equazioni teoriche, mentre **per il fattore N_γ** , che tiene conto dell'influenza del peso del terreno, la cui determinazione richiede un procedimento numerico per successive approssimazioni, **esistono solo formule empiriche approssimanti.**

Confrontando le equazioni proposte da vari Autori per il calcolo dei fattori di capacità portante si osserva un accordo quasi unanime per i fattori N_c e di N_q , mentre per il fattore N_γ sono state proposte soluzioni diverse.

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1.4 \varphi) \quad (\text{Meyerhof, 1963})$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \text{tg} \varphi \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \text{tg} \varphi \quad (\text{Vesic, 1973})$$

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

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Prandtl-Reissner, Meyerhof, ...})$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi \quad (\text{Prandtl-Reissner, Meyerhof, ...})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{Vesic, 1973})$$

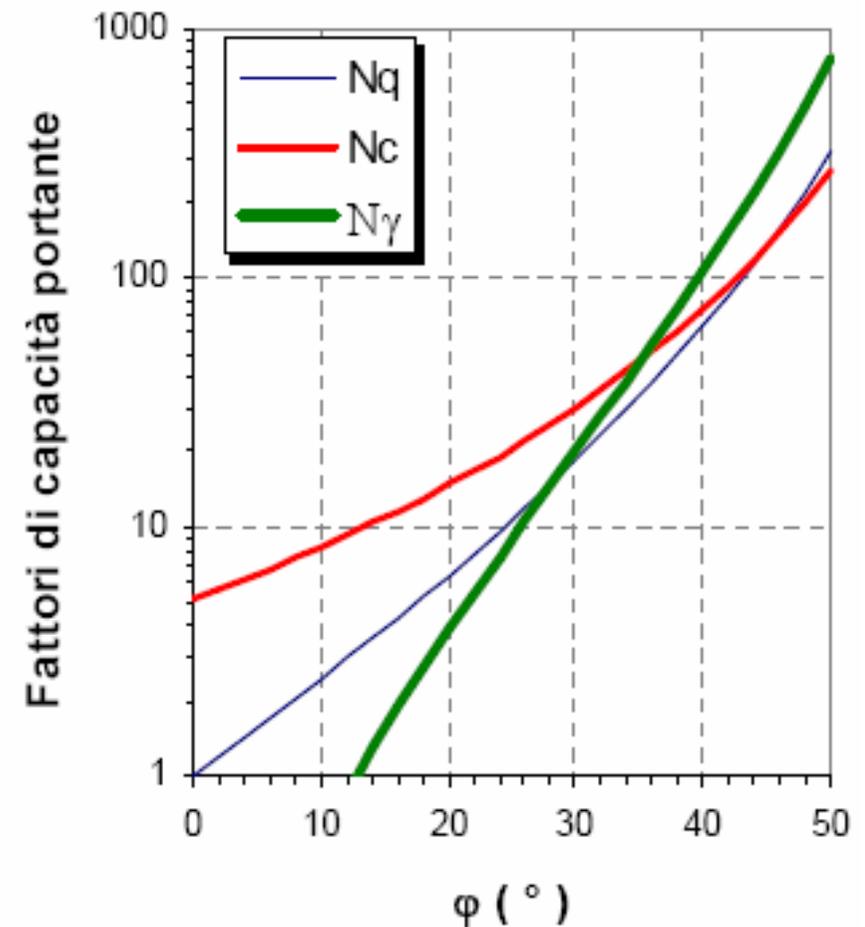
Il valore dei fattori di capacità portante cresce molto rapidamente con l'angolo di resistenza al taglio. È pertanto molto più importante, per una stima corretta della capacità portante, la scelta dell'angolo di resistenza al taglio che non l'utilizzo di una o l'altra delle equazioni proposte dai vari Autori.

Come caso particolare, per $\varphi = 0$, ovvero per le verifiche in **condizioni non drenate** di fondazioni superficiali **su terreno coesivo** saturo in termini di tensioni totali, i fattori di capacità portante assumono i valori:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_\gamma = 0$$



Equazione generale di capacità portante di fondazioni superficiali secondo (Brinch Hansen)

Nelle applicazioni pratiche, per la stima della capacità portante di fondazioni superficiali, si utilizza la seguente equazione generale:

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

In cui, si è indicato con:

s_c, s_q, s_γ , i fattori di forma della fondazione;

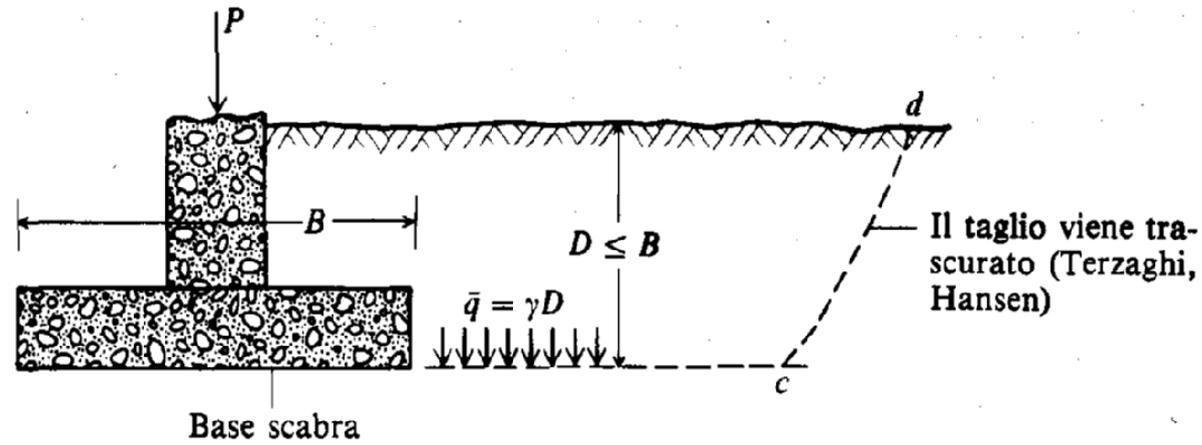
d_c, d_q, d_γ , i fattori di profondità;

i_c, i_q, i_γ , i fattori di inclinazione del carico;

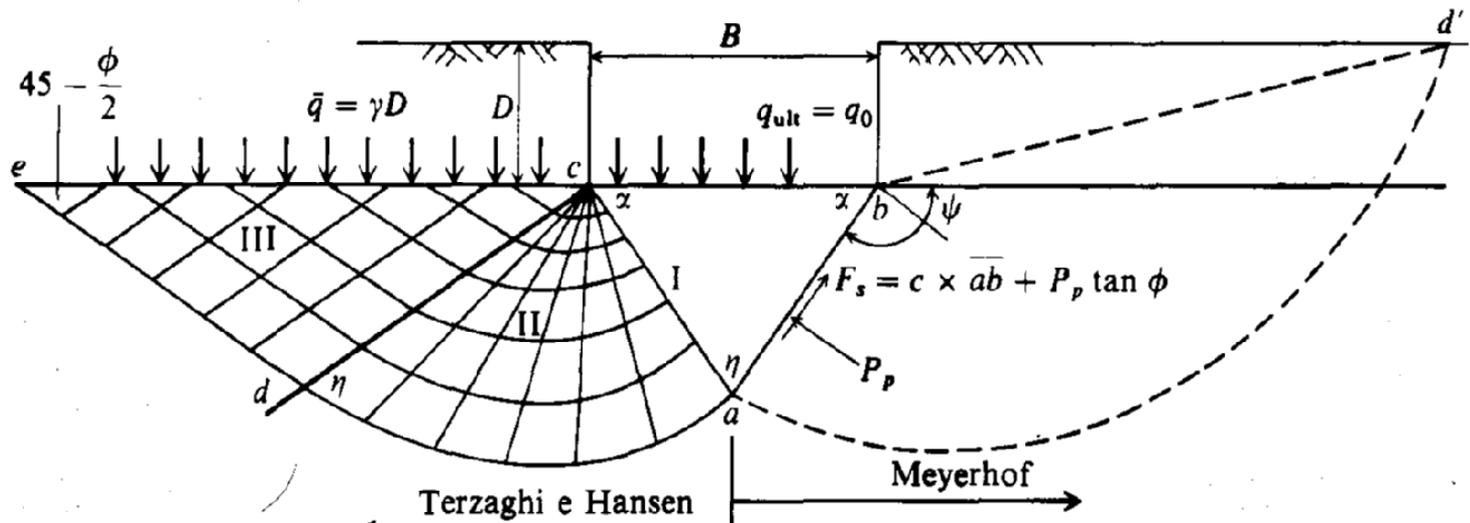
b_c, b_q, b_γ , i fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_c, g_q, g_γ , i fattori di inclinazione del piano campagna;

B' la larghezza equivalente per carico eccentrico.



(a)



$\theta = \sphericalangle ace$ \circ $\sphericalangle abd'$ Per Hansen, Meyerhof: $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$
 $\Psi = \sphericalangle acd$ \circ $\sphericalangle abd'$
 \widehat{ad} \circ $\widehat{ad}' =$ spirale logaritmica per $\phi > 0$ Terzaghi: $\alpha = \phi$
 $\eta = 90 - \phi$

(b)

Tabella 4.4 Coefficienti di portata che compaiono nelle formule di Meyerhof, Hansen e Vesic per il calcolo della capacità portante.

Si noti che N_c e N_q sono gli stessi per tutte e tre le formule; l'autore è contraddistinto dall'indice di N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Eccentricità del carico

Molto spesso le fondazioni superficiali devono sostenere carichi eccentrici.

Per tenere conto della riduzione di capacità portante dovuta all'eccentricità del carico si assume che l'area resistente a rottura sia quella porzione dell'area totale per la quale il carico risulta centrato.

In particolare, per una fondazione a base rettangolare di dimensioni $B \times L$, 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 , ai fini del calcolo della capacità portante si terrà conto di una fondazione rettangolare equivalente di dimensioni $B' \times L'$ rispetto alla quale il carico è centrato, essendo:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

Fattori correttivi per forma, profondità del piano di posa, inclinazione del carico, del piano di posa e/o del terreno – secondo Hansen e/o Vesic (cfr. Tabella 4.5 Bowles)

Tabella 4.5 Fattori di forma, profondità, inclinazione del carico, inclinazione del terreno e inclinazione del piano di posa della fondazione che compaiono nelle formule per il calcolo della capacità portante di Hansen (1970) e Vesic (1973) (vedi Tabella 4.1). Le espressioni dei fattori valgono per entrambe le formule, tranne quelli contraddistinti dagli indici (H) e (V). Quando $\phi = 0$, si usino i fattori contraddistinti da un apice.

Fattori di forma	Fattori di profondità	Fattori di inclinazione del carico	Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio)	
$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1$ per fondazioni nastriformi	$d'_c = 0.4k$ $d_c = 1 + 0.4k$	$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ $i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen e Vesic)	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ per Vesic, usare $N_\gamma = -2 \sin \beta$ se $\phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ $i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$	$g_{q(H)} = g_{q(V)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	
$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1.00$ per qualsiasi ϕ		$g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$	
Dove: A_f è l'area efficace della fondazione ($B' \times L'$) c'_a è l'aderenza alla base, pari alla coesione o a una sua frazione propria D è la profondità della fondazione nel terreno (da usarsi con B e non con B') e_H, e_V rappresentano l'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione H è la componente orizzontale del carico trasmesso dalla fondazione, con $H \leq V \tan \delta + c_a A_f$ V è il carico verticale totale sulla fondazione β è l'inclinazione del pendio, positiva se diretta verso il basso δ è l'angolo d'attrito tra terreno e fondazione; per fondazioni in calcestruzzo, di solito si assume $\delta = \phi$ η è l'inclinazione del piano di fondazione sull'orizzontale, positiva verso l'alto come generalmente avviene Regole generali: 1. Non usare s_i assieme a i_i . 2. Si può usare s_i assieme a d_i, g_i e b_i . 3. Se $L/B \leq 2$, usare ϕ_{tr} (valore dell'angolo d'attrito in condizioni di sforzo triassiale) Se $L/B > 2$, usare $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17^\circ$ (valore dell'angolo di attrito in condizioni di deformazione piana) Se $\phi \leq 34^\circ$ assumere $\phi_{ps} = \phi_{tr}$	$k = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} > 1$ (rad)	$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta = 0$) $i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta > 0$) $i_{\gamma(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$	Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata) $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	
	$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ H parallelo a B $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ H parallelo a L		$b_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_{\gamma(H)} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$ $b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$	Note: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
	Nota: $i_q, i_\gamma > 0$			

Fattori di forma della sezione

L'equazione originale di Terzaghi è ottenuta con riferimento ad un striscia indefinita di carico, in modo da poter considerare il problema piano. Le fondazioni reali hanno invece, spesso, dimensioni in pianta confrontabili, e quindi la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo. Si può tener conto, in modo semi empirico, della tridimensionalità del problema di capacità portante attraverso i fattori di forma, il cui valore può essere calcolato con le formule indicate in tabella.

Fattori di forma (Vesic, 1975)

<i>Forma della fondazione</i>	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

I fattori s_c ed s_q , rispettivamente associati alla coesione e al sovraccarico latitante, sono maggiori di 1 poiché anche il terreno alle estremità longitudinali della fondazione contribuisce alla capacità portante, mentre il fattore s_γ , associato al peso proprio del terreno di fondazione, è minore di 1 a causa del minore confinamento del terreno alle estremità.

Fattori di profondità

Se si vuole mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna (segmento FG negli schemi Pandtl e Terzaghi), si possono utilizzare i fattori di profondità indicati in tabella. Tuttavia, poiché 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, l'uso dei fattori di profondità deve essere fatto con cautela.

Fattori di profondità (Vesic, 1975)

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

Inclinazione del carico

Anche l'inclinazione del carico riduce la resistenza a rottura di una fondazione superficiale. A seconda del rapporto fra le componenti, orizzontale H e verticale V, del carico la rottura può avvenire per slittamento o per **capacità portante**. Le equazioni empiriche per fattori di inclinazione del carico ritenute più affidabili sono indicate in tabella.

Fattori di inclinazione del carico (Vesic, 1975)

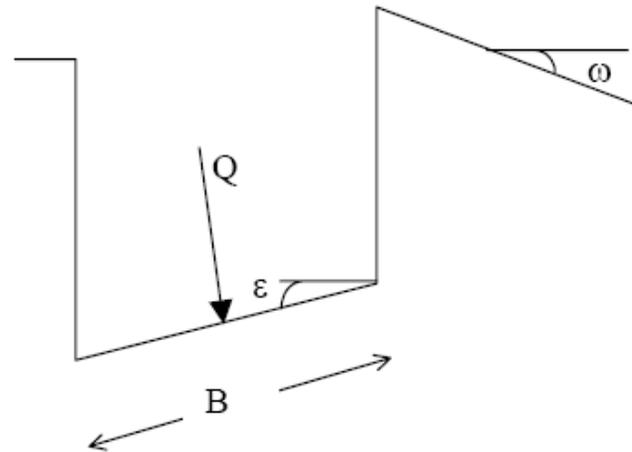
<i>Terreno</i>	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ 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

Si osservi che 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,
- 2) per aumento di H a V costante,
- 3) per aumento proporzionale di H e di V (a H/V costante).

Inclinazione della base.

Se la struttura trasmette carichi permanenti sensibilmente inclinati può essere talvolta conveniente realizzare il piano di posa della fondazione con un'inclinazione ε rispetto all'orizzontale. In tal caso la capacità portante nella direzione ortogonale al piano di posa può essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di posa indicati in tabella



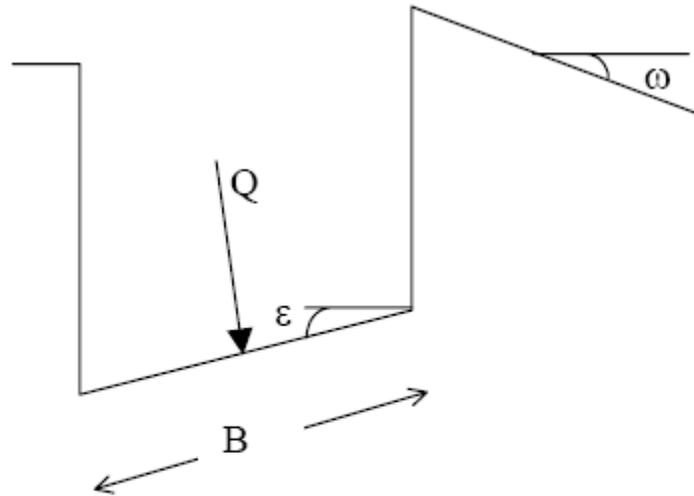
*Piano di posa e/o piano di campagna
inclinato*

Fattori di inclinazione del piano di posa ($\varepsilon < \pi/4$) (Hansen, 1970)

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

Inclinazione del piano di campagna.

Se il piano campagna è inclinato di un angolo ω rispetto all'orizzontale, la capacità portante può essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di campagna indicati in tabella.



*Piano di posa e/o piano di campagna
inclinato*

Fattori di inclinazione del piano campagna ($\omega < \pi/4$, $\omega < \phi$) (Hansen, 1970)

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

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, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio.

Tali condizioni dipendono com'è noto dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

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; pertanto, 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 loro bassa permeabilità, salvo il caso di applicazione molto lenta del carico, si generano sovrappressioni interstiziali che si dissipano lentamente nel tempo col procedere della consolidazione.

Pertanto per i terreni a grana fine è necessario distinguere un comportamento a breve termine, in condizioni non drenate, ed uno a lungo termine, in condizioni drenate. L'analisi (a lungo termine) in condizioni drenate può essere effettuata in termini di tensioni efficaci.

Tale tipo di approccio (in termini di tensioni efficaci) può essere impiegato anche nelle analisi (a breve termine) in condizioni non drenate, ma per la sua applicazione è richiesta la conoscenza delle sovrappressioni interstiziali, Δu , che si sviluppano durante la fase di carico.

Poiché, di fatto, la definizione delle Δu in sito è un problema estremamente complesso, l'analisi in condizioni non drenate è generalmente effettuata, nelle applicazioni pratiche, in termini di tensioni totali, con riferimento alla **resistenza al taglio non drenata** corrispondente alla pressione di consolidazione precedente l'applicazione del carico.

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.

Analisi in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate)

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni efficaci, la resistenza del terreno è definita mediante i parametri c' e φ' (il criterio di rottura è espresso nella forma $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$) e i vari termini e fattori della relazione generale, devono essere calcolati con riferimento a questi parametri.

In **presenza di falda** si deve tener conto dell'azione dell'acqua, sia nella determinazione del carico effettivamente trasmesso dalla fondazione al terreno sia nel calcolo della q_{lim} .

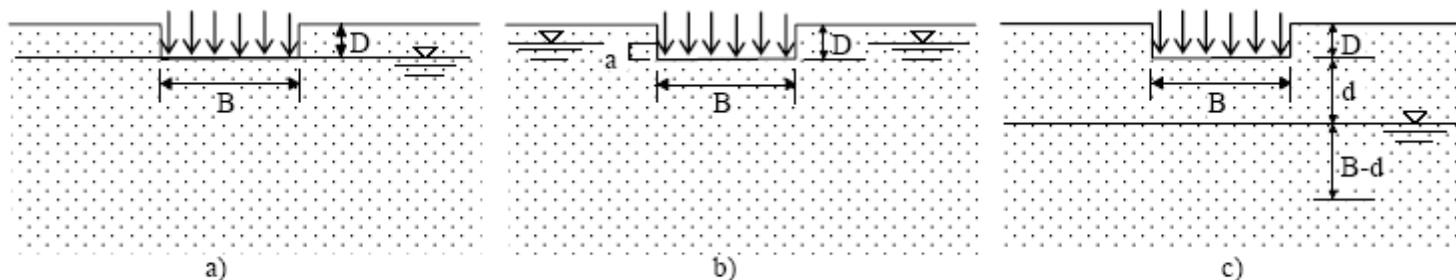
In particolare, nel calcolo del carico trasmesso dalla fondazione al terreno deve essere considerata la **sottospinta** dell'acqua agente sulla porzione di fondazione immersa (quindi il carico di esercizio gravante sul terreno deve essere **diminuito** della sottospinta idraulica), mentre il carico limite deve essere valutato in termini di pressioni **efficaci**. In particolare, riferendosi per semplicità alla relazione di Terzaghi, si ha:

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_2 \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

dove

- q' rappresenta il valore della pressione efficace agente alla profondità del piano di posa della fondazione e
- γ'_2 il peso di volume immerso del terreno presente sotto la fondazione.

Nel calcolo dei fattori di capacità portante viene utilizzato il valore di φ' del terreno presente sotto la fondazione.



Influenza della posizione della falda sul calcolo della capacità portante

Ipotizzando la presenza di falda in quiete, è possibile fare riferimento ai seguenti casi possibili:

- 1) il pelo libero della falda si trova a profondità maggiore di $D+B$. In questo caso la presenza della falda può essere trascurata.
- 2) il pelo libero della falda coincide con il piano di posa della fondazione (caso a in figura). In questo caso $q' = \gamma_1 D$, essendo γ_1 il peso umido (o saturo) del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione. Per il terreno sotto la fondazione si considera γ'_2
- 3) il pelo libero della falda si trova a quota a al di sopra del piano di posa della fondazione (caso b in figura). In questo caso $q' = \gamma_1 (D - a) + \gamma'_1 a$, essendo rispettivamente γ_1 il peso umido (o saturo) e γ'_1 il peso immerso del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione. Per il terreno sotto la fondazione si considera γ'_2
- 4) il pelo libero della falda si trova a quota $d < B$ sotto il piano di posa della fondazione (caso c in figura). In questo caso $q' = \gamma_1 D$, essendo γ_1 il peso umido (o saturo) del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione. Per il terreno sotto la fondazione il termine $\gamma'_2 B$ diventa $[\gamma_2 d + \gamma'_2 (B - d)]/B$.

Analisi in termini di tensioni totali (condizioni non drenate)

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali, la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u (il criterio di rottura è espresso nella forma $\tau = c_u$), che, contrariamente a c' e φ' , non rappresenta una caratteristica del materiale, ma un parametro di comportamento.

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

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

essendo $q = \gamma_1 D$ la pressione totale agente sul piano di posa della fondazione, e avendo indicato con il pedice 0 i fattori correttivi per $\varphi = 0$.

È opportuno evidenziare che per l'analisi in termini di tensioni totali, l'eventuale sottospinta idrostatica dovuta alla presenza della falda **non** deve essere considerata.

Effetto della compressibilità del terreno di fondazione (possibile rottura locale o per punzonamento)

Le soluzioni teoriche per la determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali con il metodo all'equilibrio limite si riferiscono al meccanismo di rottura generale e assumono che il terreno non si deformi ma che i blocchi che identificano il cinematismo di rottura abbiano moto rigido.

Quando tale ipotesi è lontana dall'essere verificata, ovvero per terreni molto compressibili, argille molli e sabbie sciolte, il meccanismo di rottura è locale o per punzonamento.

Si è già visto come, secondo il metodo approssimato semplice suggerito da Terzaghi, per tenere conto dell'effetto della compressibilità del terreno di fondazione sulla capacità portante si riducono di 1/3 i parametri di resistenza al taglio, ovvero nell'assumere come dati di progetto i valori:

$$c^* = 0,67 c \text{ e } (\tan \varphi)^* = 0,67 (\tan \varphi)$$

Per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali su sabbie mediamente addensate o sciolte ($D_R < 0,67$) Vesic (1975) propose di utilizzare un valore di calcolo ridotto dell'angolo di resistenza al taglio, secondo l'equazione:

$$\tan \varphi^* = (0,67 + D_R - 0,75 D_R^2) \tan \varphi$$

$$D_r (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100$$

Per controllare l'effettivo instaurarsi di tali condizioni di rottura, risulta utile (Vesic 1973) introdurre due parametri, “ $I_{R,eff}$ ” e “ $I_{R,crit}$ ”, rispettivamente indice di rigidità effettivo ed indice di rigidità critico, definiti come segue

$$I_{R,eff} = G / (c'_d + D \cdot \gamma'_{sup,d} \cdot \tan \varphi'_d), \quad (5)$$

$$I_{R,crit} = 0,5 \cdot \exp[(3,3 - 0,45 \cdot B/L) \cdot \cot(\pi/4 - \varphi'_d/2)], \quad (6)$$

con il seguente significato dei simboli:

- G = modulo di taglio del terreno;
- c'_d = coesione efficace di progetto;
- D = profondità del piano di posa;
- $\gamma'_{sup,d}$ = peso di volume di progetto del terreno al di sopra del piano di posa;
- B = larghezza della fondazione;
- L = lunghezza della fondazione.

Il confronto tra i valori assunti indica la tipologia di rottura:

se “ $I_{R,eff} > I_{R,crit}$ ” si avrà un meccanismo di rottura di tipo generale;

se “ $I_{R,eff} < I_{R,crit}$ ” si avrà un meccanismo di rottura per punzonamento o locale.

Equazione generale di capacità portante di fondazioni superficiali secondo EC7 (Annex D)

Calcolo in condizioni drenate (tensioni efficaci)

Nei terreni a grana grossa, caratterizzati da elevata permeabilità (ghiaie e sabbie), la capacità portante viene calcolata in termini di tensioni efficaci, facendo riferimento alle condizioni drenate.

Di conseguenza, verificato che il meccanismo di rottura è di tipo generale, il carico limite del terreno può essere calcolato con la formula proposta da EN1997-AnnexD

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \tilde{\phi}'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi', \text{ where } \delta \geq \phi'/2 \text{ (rough base)}$$

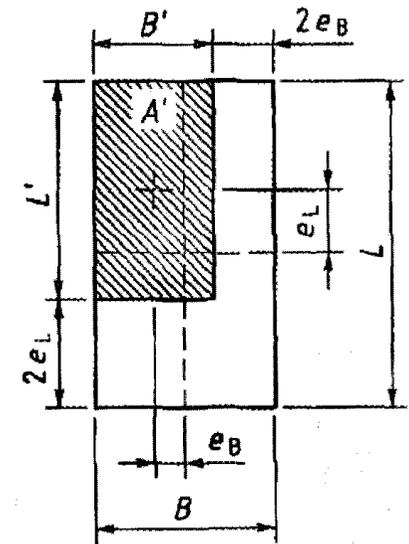
Si noti l'espressione del coefficiente N_γ con in segno “-“ invece di “+” (e quindi con valori inferiori) rispetto alla formulazione proposta da Vesic (1973), generalmente accettata.

oppure con la formula generale di Brinch – Hansen

$$q_{ult} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma'_{inf,d} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot \alpha_{\gamma} \right) + \left(c'_d \cdot N_c \cdot \alpha_c \right) + \left(\gamma'_{sup,d} \cdot D \cdot \cos \omega \cdot N_q \cdot \alpha_q \right).$$

In queste relazioni e nelle formule seguenti i simboli hanno il seguente significato:

- $\gamma'_{inf,d}$, γ' = peso di volume di progetto del terreno al di sotto del piano di posa;
- $\gamma'_{sup,d}$ = peso di volume di progetto del terreno al di sopra del piano di posa;
- $q' = \gamma'_{sup,d} \cdot D$;
- c' , c'_d = coesione efficace di progetto;
- B' = larghezza reagente della fondazione;
- L' = lunghezza reagente della fondazione.
- $A' = B' \cdot L' =$ area reagente della fondazione;
- D = profondità del piano di posa;
- ω = inclinazione pendio di valle
- φ'_d = angolo di attrito efficace di progetto;
- H_{Ed} = azione orizzontale di progetto;
- N_{Ed} = azione normale di progetto;
- α = inclinazione della base d'appoggio

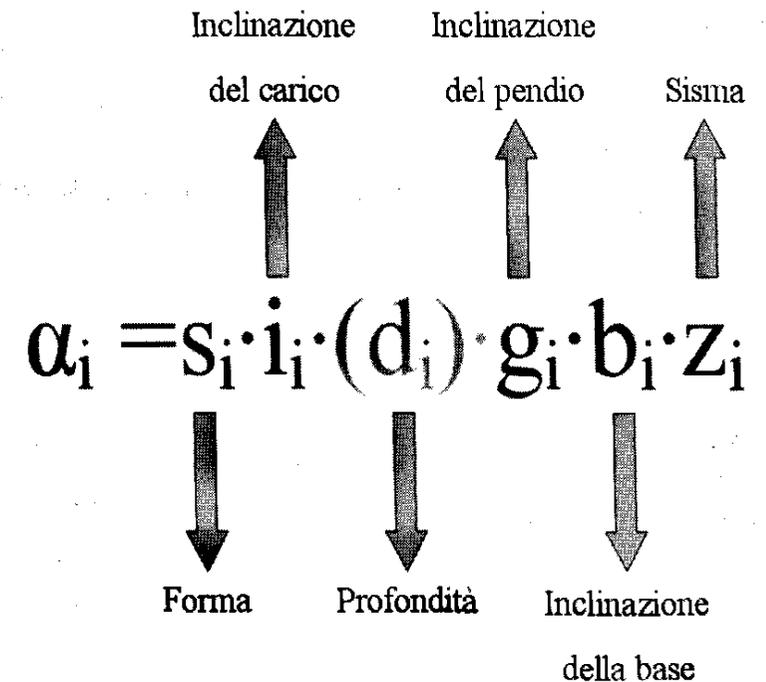


I coefficienti α_i inseriti nella formulazione di Brinch - Hansen vengono definiti come segue, con le due seguenti modifiche / integrazioni

a) i coefficienti “ d_i ”, fattori correttivi di profondità, posti tra parentesi in quanto non vengono riportati nella corrispondente formula dell’EC 7.

b) i coefficienti “ z_i ” che tengono conto dell’effetto del sisma, posti nel riquadro, anche questi non presenti nella formulazione EC7

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_\gamma = s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \\ \alpha_c = s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c \\ \alpha_q = s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q \end{array} \right. .$$



Fattori correttivi per il calcolo della capacità portante.

A proposito dei fattori correttivi “ d_i ”, si riporta la seguente citazione da Vesic [37]:

“... Note, however, that this increase of bearing capacity due to the depth effect occurs in conditions where the method of placement of the foundation (driving) causes significant lateral compression. There exists good evidence that this effect is practically non-existent if the foundations are drilled-in or buried and backfilled, or if the overburden strata are relatively compressible. **For this reason, it is advisable not to introduce depth factors in the design of shallow foundations.**”

Per completezza nell’elenco seguente vengono illustrati anche questi fattori correttivi, lasciando al lettore la valutazione sulla opportunità circa un loro utilizzo.

A proposito dell’angolo di attrito caratteristico, dal quale ricavare l’angolo efficace di progetto (dal quale, si ricordi, dipendono in primo luogo i valori dei fattori di capacità portante), va valutato in base al tipo di verifica da effettuare e al tipo di terreno a contatto con la fondazione. Si ricorda ad esempio che nel calcolo della capacità portante dei terreni granulari, anche in condizioni di buon addensamento degli stessi, la resistenza al taglio da utilizzare è inferiore a quella di picco. A bassi livelli di addensamento risulterebbe addirittura opportuno adottare l’angolo di resistenza al taglio a volume costante.

Fattori adimensionali di capacità portante - EN 1997-1 Annex D

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan^2(45^\circ + \varphi'_d / 2) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'_d \\ N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'_d \end{cases}$$

Fattori adimensionali correttivi di forma della fondazione - EN1997-1 Annex D

$$\begin{cases} \left. \begin{aligned} s_q &= 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'_d \\ s_\gamma &= 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \end{aligned} \right\} \text{(forma rettangolare)} \\ \left. \begin{aligned} s_q &= 1 + \sin \varphi'_d \\ s_\gamma &= 0,7 \end{aligned} \right\} \text{(forma quadrata o circolare)} \\ s_c &= \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} \text{ (forma rettangolare, quadrata o circolare)} \end{cases}$$

Fattori adimensionali correttivi di inclinazione del carico (H_{Ed} = carico orizzontale di progetto) - EN1997-1 Annex D

$$\begin{cases} i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \cdot \tan \varphi'_d)} \\ i_q = \left[1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + A' \cdot c'_d \cdot \cot \varphi'_d} \right]^m \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + A' \cdot c'_d \cdot \cot \varphi'_d} \right]^{m+1} \end{cases}$$

dove:

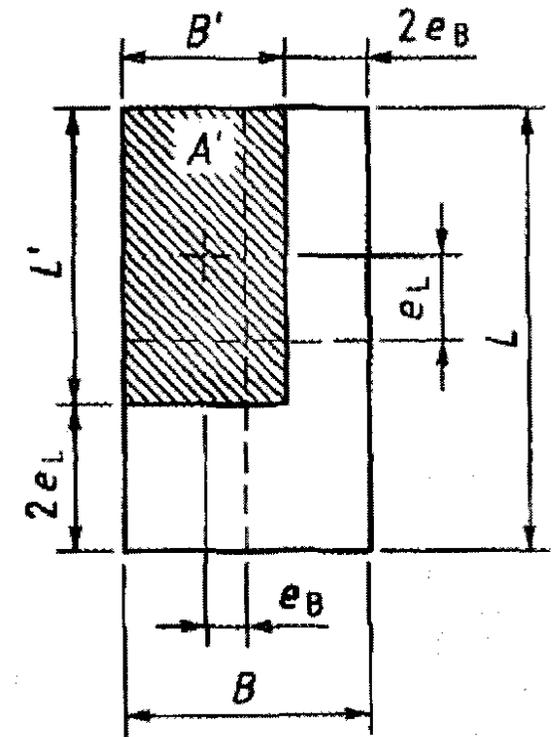
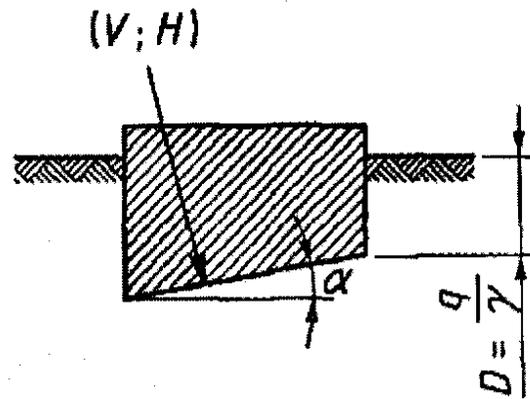
$$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] \quad (H_{Ed} \text{ in direzione di } B');$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')] \quad (H_{Ed} \text{ in direzione di } L').$$

Se il carico orizzontale agisce lungo una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L' : $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$.

Fattori adimensionali correttivi di inclinazione della base — Hansen 1970, EN 1997-1 Annex D

$$\begin{cases} b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi'_d)^2 \\ b_c = b_q \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'_d} \end{cases}$$

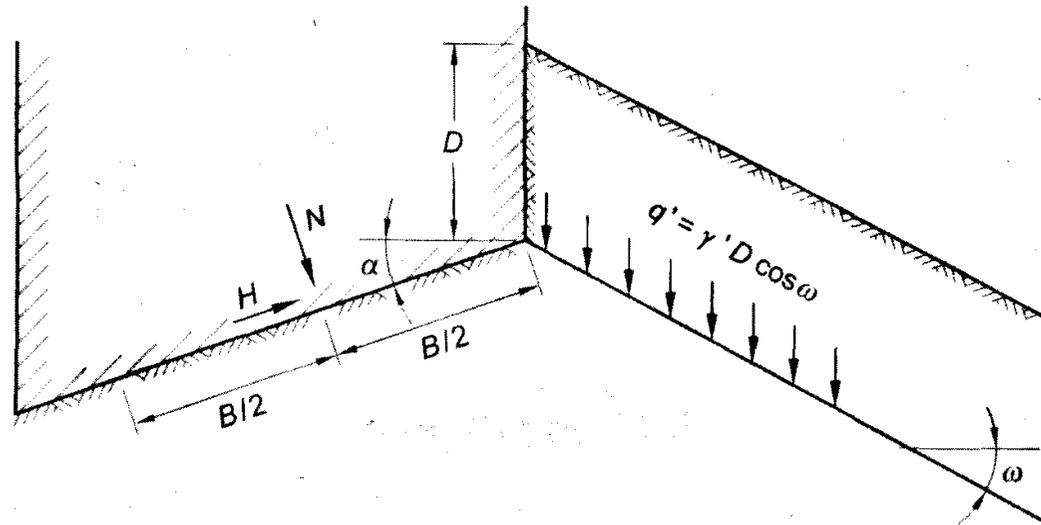


Fattori adimensionali correttivi di profondità — Hansen 1970, Vesic 1973

$$\left\{ \begin{array}{l} [D \leq B']: d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \varphi'_d (1 - \text{sen } \varphi'_d)^2 \\ [D > B']: d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \varphi'_d (1 - \text{sen } \varphi'_d)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) \\ d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'_d} \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right.$$

Fattori adimensionali correttivi di pendio Hansen 1970

$$\begin{cases} g_q = (1 - \tan \omega)^2 \\ g_c = g_q \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'_d} \\ g_\gamma = g_q \end{cases}$$



Carico limite in presenza di inclinazione del piano di campagna e del piano di posa (Vesic, 1975) ([21] fig.8.56).

EFFETTI DEL SISMA SULLA CAPACITÀ PORTANTE

Durante un evento sismico la capacità portante delle fondazioni si riduce.

La formulazione di Brinch-Hansen consente di mettere in conto indirettamente il contributo della azione sismica, ma **limitatamente alla inerzia della struttura portata** (ovvero sugli effetti sulle forze trasmesse dalla struttura alla fondazione) **e alla inerzia del corpo fondazionale**, le quali inducono caratteristiche di sollecitazione “dinamiche” sulle opere di fondazione e quindi sull’interfaccia fondazione -terreno “controllabili” attraverso i fattori correttivi enunciati precedentemente.

Quello che manca è la messa in conto del contributo inerziale del terreno. Per quantificare l’entità di tale fenomenologia esistono in letteratura vari studi sperimentali e teorici.

Il metodo proposto da Paolucci e Pecker (1997), propone l’utilizzo di ulteriori fattori correttivi alla formula generale di Brinch-Hansen (i coefficienti “ z_i ” già introdotti nella formulazione “integrata”).

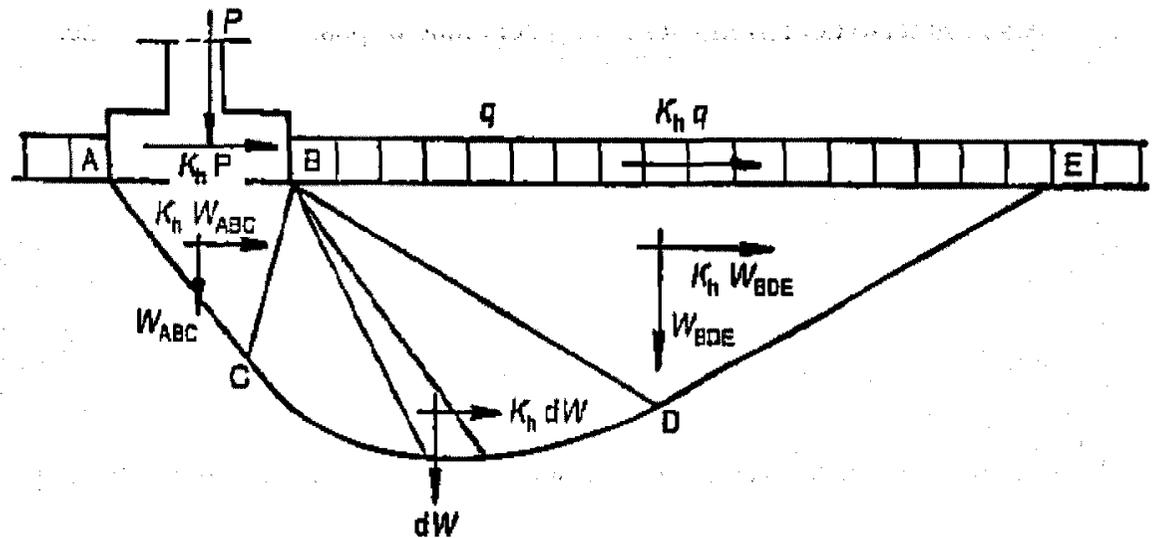
Tali coefficienti vengono calcolati in funzione dell’angolo di attrito di progetto del terreno e **del coefficiente sismico orizzontale k_h** , definito secondo il D.M. 14/01/2008 come

$$k_h = (S \cdot a_g / g),$$

dove S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche tramite la relazione “ $S=S_s S_t$ ”; S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica; S_t è il coefficiente di amplificazione topografica; a_g è l’accelerazione orizzontale massima al sito (D.M.14/01/2008 § 3.2).

I coefficienti correttivi proposti da Paolucci e Pecker possono essere calcolati con le formule seguenti (limite di validità: $k_h < \tan \varphi'$)

$$\begin{cases} z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'_d}\right)^{0,35} \\ z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h \end{cases}$$



Effetti inerziali dovuti al sisma (Paolucci & Pecker, 1995) [29].

ROTTURA PER SCORRIMENTO

Questa verifica si basa sul controllo della resistenza a taglio alla base della fondazione, al fine di scongiurare anche un eventuale meccanismo di traslazione orizzontale, attivabile ad esempio in presenza di elevate forze sismiche. In generale la resistenza può essere calcolata come somma della resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno e una aliquota resistente dovuta alla spinta passiva del terreno circostante (a patto di potervi fare affidamento certo)

$$H \leq R_{h,t} + R_{h,p}$$

In condizioni drenate vale la:

$$R_{h,t} = V' \tan \delta$$

in cui:

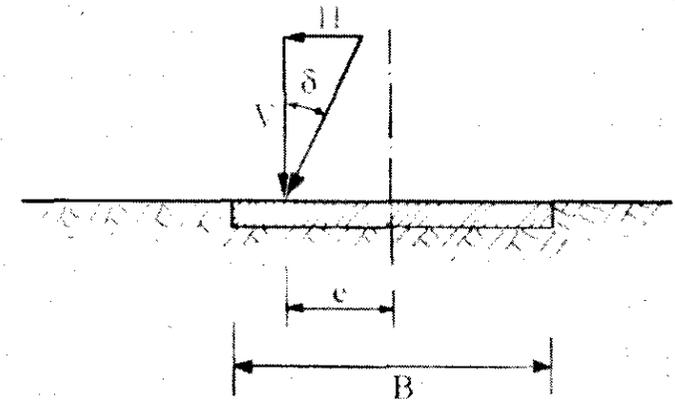
- V' = carico efficace di progetto normale alla base della fondazione;
- δ = angolo di attrito terreno/ base della fondazione. Per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio φ' del terreno. Per fondazioni prefabbricate può essere assunto pari a $2/3 \varphi'$

In condizioni non drenate:

$$R_{h,t} = A_c c_u$$

in cui:

- A_c = superficie efficace della base.
- c_u = resistenza a taglio non drenata di progetto.



DOMINI DI INTERAZIONE DEL CARICO LIMITE (CENNI)

Le metodologie esposte precedentemente per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali sono, per così dire, “classiche”.

Esistono tuttavia altre tipologie di calcolo, di recente sviluppo, che si basano sulla costruzione di domini di interazione. Questi rappresentano i luoghi delle coppie “V-M” che determinano la rottura per carico limite della fondazione, in presenza di carichi eccentrici ed inclinati.

Considerando una fondazione sottoposta ad un carico “Q” inclinato ed eccentrico, di componenti {H,V}, si definiscono le grandezze significative per la determinazione dei domini di rottura :

- inclinazione = $\arctan (H/V)$;
- momento $M = V e$.

