

CAPITOLO 16: FONDAZIONI SUPERFICIALI

L'analisi di un sistema di fondazione può essere fatta in condizioni limite (terreno prossimo alla rottura) oppure in condizioni di esercizio.

Fondazioni superficiali

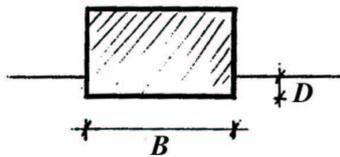


Fig. 234

In questo caso un sistema di fondazione viene classificato superficiale quando vale $D \ll B$.

In questa situazione è possibile trascurare le azioni trasmesse lateralmente sulla struttura e si considerano esclusivamente le sollecitazioni trasmesse sulla superficie di base.

Fondazioni profonde

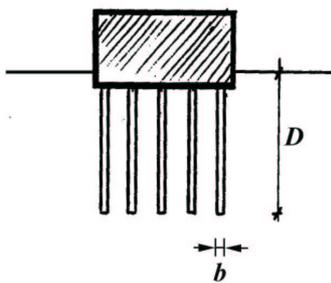


Fig. 235

Vengono classificate come fondazioni profonde, con riferimento al comportamento del singolo palo, quelle per cui risulta che $D \gg b$.

In questo caso le azioni laterali influiscono notevolmente sul comportamento dell'opera ed in generale sono le sole azioni che determinano il sostentamento della struttura.

Tipi di fondazioni superficiali

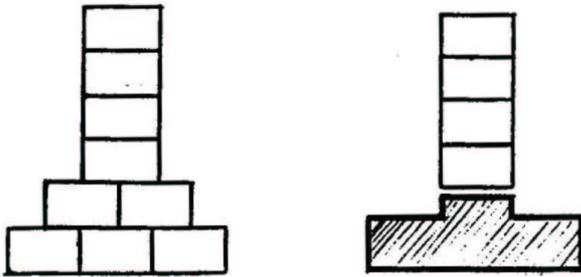


Figura 16.1

Se abbiamo una costruzione in muratura la trasmissione dei carichi al terreno può essere fatta mediante un ingrossamento della base del muro. L'aumento delle dimensioni della base può essere fatto sia in mattoni o più comunemente in calcestruzzo.

Lo scopo di questa procedura è quello di aumentare la capacità portante del terreno.

È importante osservare che è improprio parlare di capacità portante del terreno indipendentemente dal tipo di struttura e sistema di fondazione, modalità di applicazione del carico e geometria. Infatti la capacità portante non è una proprietà propria del terreno ma dipende anche dai fattori sopra definiti.

Possiamo avere diversi sistemi di fondazione che possono essere applicati alla struttura.

Plinti isolati



Fig. 237

La struttura è sostenuta da uno scheletro portante costituito da travi e pilastri, il carico viene trasmesso al terreno attraverso un sistema di plinti isolati applicati ad ogni pilastro.

Travi di fondazione

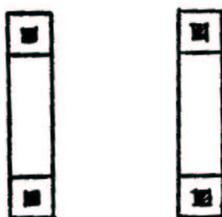


Fig. 238

Se il sistema di fondazione a plinti non è sufficiente a trasmettere completamente il carico strutturale al terreno allora attraverso delle travi vengono collegati tra loro i plinti, in modo tale da aumentare l'area di impronta della fondazione. L'orditura delle travi può essere fatta in una oppure in entrambe le direzioni a seconda delle necessità.

Platea di fondazione

Viene impiegata quando non risulta ancora sufficiente il sistema di fondazione a travi, in questo caso i plinti (o base del pilastro) vengono collegati tra loro da un sistema di appoggio continuo nelle due direzioni (platea).

Calcolo del carico limite di una fondazione superficiale

Il carico limite è il valore del carico che determina il collasso generale della fondazione.

Il calcolo deve essere fatto tenendo conto delle modalità di applicazione del carico che può avvenire a seconda dei casi in:

- *condizioni drenate;*
- *condizioni non drenate.*

In condizioni non drenate e il terreno saturo si verifica un aumento delle pressioni neutre le quali nel tempo tendono a dissipare con il consolidamento del terreno; tale processo è tanto più veloce tanto più alta è la permeabilità del terreno.

La possibilità di avere una rottura del terreno in condizioni non drenate dipende dal tempo necessario per la dissipazione delle pressioni neutre. Se le pressioni neutre vengono dissipate velocemente allora non è importante l'analisi in condizioni non drenate (situazione caratteristica dei terreni a grana grossa).

Se invece i tempi di dissipazione delle pressioni neutre sono molto lunghi (caratteristica dei terreni a grana fine), allora l'analisi deve essere fatta in entrambe le situazioni, condizioni drenate e non.

Un'altra osservazione che è necessario fare è data dai termini secondo i quali viene condotta l'analisi nelle due situazioni:

In condizioni non drenate l'analisi deve essere fatta in termini di tensioni totali in quanto risulta più difficoltosa la determinazione delle pressioni neutre, penso alle sovrappressioni che non si dissipano, mentre nel caso di condizioni drenate l'analisi può essere fatta in termini di tensioni efficaci.

Introduciamo ora il caso semplice di una fondazione superficiale:

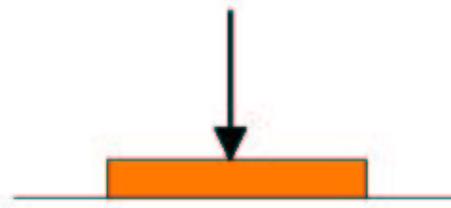


Figura 16.2

Per il cui carico del carico limite ci servono delle ipotesi:

1. Deformazione piana (dovuta alla lunghezza indefinita della fondazione).
2. Piano di campagna orizzontale.
3. Piano di posa orizzontale.
4. Carico verticale e centrato.

Formula di Terzaghi per il carico limite

La formula per il calcolo del carico limite dovuta a Terzaghi: $q_{\text{LIM}} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_y$

I tre termini hanno il seguente significato:

1. Contributo dovuto alla coesione c agente lungo la superficie di rottura. cN_c
2. Contributo del carico q agente ai lati della fondazione sul piano di posa, si tratta di un contributo sicuramente stabilizzante. qN_q
3. Contributo delle forze di attrito agenti lungo la superficie di scorrimento, essendo l'attrito correlato al peso, dipende dal peso del terreno contenuto nella superficie di rottura. $\frac{1}{2}\gamma B N_y$

Appare evidente dal secondo termine che il carico limite dipende dalla profondità del piano di posa per cui l'uso del vocabolo "tensione ammissibile" per un terreno è sbagliato.

Vediamo brevemente la formula di Terzaghi per il calcolo del carico limite per le fondazioni superficiali, in seguito tratteremo nel dettaglio le due condizioni di drenaggio.

1. CONDIZIONI DRENATE: $q_{\text{LIM}}^I = c^I N_c + q^I N_q + \frac{1}{2}\gamma^* B N_y$

$$N_q = k_p e^{\pi \tan(\varphi^I)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg(\varphi^I)$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi^I)$$

γ^* abbiamo visto essere il peso per unità di volume al di sotto del piano di posa, esso dipende generalmente dalla posizione della falda e soddisfa la seguente limitazione:

$$\gamma^I \leq \gamma^* \leq \gamma$$

2. CONDIZIONI NON DRENATE: $q_{\text{LIM}} = c_u N_c + q N_q$

$$N_q = 1$$

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_y = 0$$

Queste condizioni sono valide per fondazioni nastriformi con carichi centrali verticali. Per le altre situazioni ci sono dei termini correttivi che tengono conto delle seguenti caratteristiche:

- Carico inclinato (c'è la presenza di un taglio).
- Carico eccentrico: si considera un'area ridotta $B^I = B - e$.
- Esistono dei coefficienti di forma che tengono conto del fatto che le fondazioni reali sono di lunghezza finita.
- Inclinazione del piano di posa della fondazione.
- Inclinazione del piano di campagna.

Ogni coefficiente deve essere applicato al termine relativo nella formula del q_{LIM} .

Carico limite in condizioni non drenate

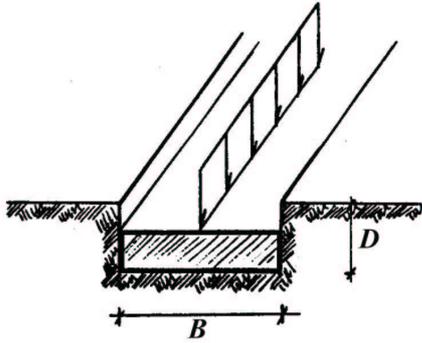


Fig. 240

Il terreno viene considerato in condizioni di completa saturazione. La fondazione è di tipo nastro dove la dimensione B è molto minore della sua lunghezza L . Idealmente tale problema può essere studiato considerando una fondazione di lunghezza infinita in modo tale da adottare uno stato di deformazione piano. Il carico applicato è lineare uniforme centrato sull'elemento di fondazione e verticale.

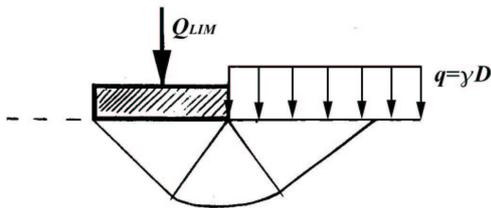


Fig. 240

In questo disegno è stata considerata la condizione di collasso e a fianco dell'elemento di fondazione relativamente al piano di posa è stato riportato il carico relativo al terreno superficiale; tale carico agisce a favore di sicurezza.

Il valore del carico limite è dato dalla relazione:

$$q_{LIM} = c_u N_c + q N_q \quad \begin{cases} N_c = 2 + \pi \\ N_q = 1 \end{cases}$$

$$q_{LIM} = \frac{Q_{LIM}}{B}$$

Nel caso non vengano rispettate le ipotesi assunte per il calcolo del carico limite si introducono dei coefficienti o altri accorgimenti.

Carico applicato alla fondazione non perpendicolarmente

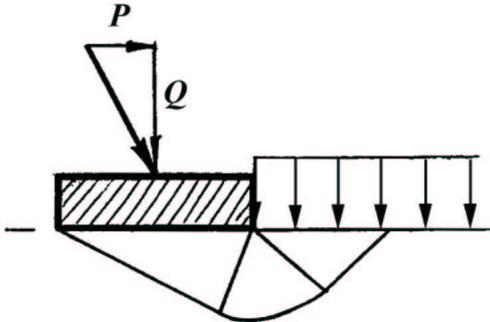


Fig. 241

Rispetto alla situazione precedente il meccanismo di collasso risulta modificato, infatti interessa una zona di terreno più piccola; inoltre per effetto della sua inclinazione il carico di collasso si riduce e questo aspetto mette in evidenza che le condizioni di rottura dipendono anche dalle modalità di applicazione del carico.

In questo caso abbiamo che:

$$q_{\text{LIM}} = \alpha_{ci} c_u N_c + \alpha_{qi} q N_q \quad \begin{cases} \alpha_{ci} = 1 - \frac{2P}{B c_u N_c} \\ \alpha_{qi} = 1 \end{cases}$$

Caso di carico eccentrico

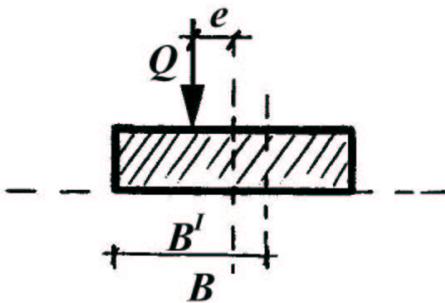


Fig. 242

Per la valutazione del carico di collasso di questa fondazione viene considerata la base B' sulla quale il carico Q risulta centrato. Il carico limite viene calcolato assumendo che l'area della fondazione sia ridotta al valore B' :

$$B' = B - 2e$$

Carico limite in condizioni drenate

In questo caso l'analisi limite viene fatta in termini di tensioni efficaci. Il carico limite in questa situazione è dato da:

$$q_{\text{LIM}}^I = c^I N_c + q^I N_q + \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma$$

Il primo termine è quello relativo alla coesione efficace del terreno, il secondo è quello dovuto al sovraccarico sul piano di posa, mentre il terzo termine è quello dovuto all'attrito lungo la superficie di scorrimento e quindi al peso proprio del terreno contenuta dalla superficie di rottura.

Nel caso delle condizioni non drenate non abbiamo il contributo dovuto al peso proprio e questo essenzialmente è dovuto al diverso meccanismo di rottura:



in condizioni non drenate



in condizioni drenate

Figura 16.

Nel caso delle condizioni non drenate i due conchi di terreno rappresentati in figura hanno lo stesso peso e quindi il contributo relativo sarà nullo; mentre in condizioni drenate i due conchi presentano un peso diverso e quindi il loro contributo sarà non nullo.

Il valore di γ^* viene scelto in funzione della posizione del pelo libero della falda.

$$u=0 \quad \rightarrow \quad \sigma^I = \sigma$$

Da cui otteniamo che:

$$q_{\text{LIM}}^I = q_{\text{LIM}} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Nel caso di fondazione nastriforme con il carico centrato verticale allora vale l'espressione unanimemente riconosciuta:

$$N_q = k_p e^{\pi \tan(\varphi^I)}$$

Una volta noto il valore di N_q allora è possibile risalire al coefficiente N_c , utilizzando il **TEOREMA DEGLI STATI CORRISPONDENTI**.

Prendiamo un sistema in cui esista coesione $c' \neq 0$, un angolo di attrito $\varphi' \neq 0$ e si possa trascurare il peso proprio del terreno $\gamma=0$.

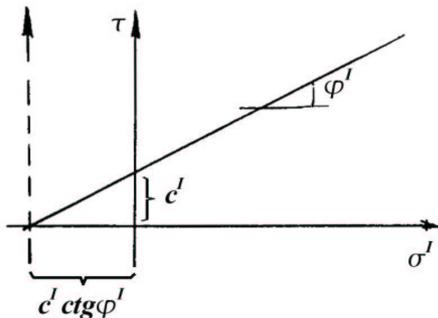


Fig. 244

In questo caso il carico limite può essere scritto nel modo seguente:

$$q_{\text{LIM}}^I = c' N_c + q^I N_q$$

Per discutere il problema possiamo anche operare una traslazione dell'asse delle ordinate nel piano di Mohr e definiamo una nuova variabile σ^* tale per cui la condizione di rottura passi per l'origine del nuovo sistema di assi.

$$\sigma^* = \sigma^I + c' \cot(\varphi')$$

In questa situazione il materiale può essere considerato privo di coesione e quindi facendo riferimento a questa descrizione dello stato tensionale il valore del carico limite può essere calcolato mediante la seguente relazione:

$$q_{\text{LIM}}^* = q^* N_q$$

A questo punto mediante la legge di trasformazione tra i due sistemi di

coordinate possiamo esplicitare i valori di q_{LIM}^* e di q^* :

$$q_{\text{LIM}}^* = q_{\text{LIM}}^I + c' \cot \varphi'$$

$$q^* = q^I + c' \cot \varphi'$$

Le quali possono essere sostituite nella relazione precedente:

$$q_{\text{LIM}}^I + c' \cot \varphi' = (q^I + c' \cot \varphi') N_q$$

$$q_{\text{LIM}}^I = c' (N_q - 1) \cot \varphi' + q^I N_q$$

A questo punto ricordando la relazione che esprime il carico limite per un terreno coesivo, con angolo di attrito φ' ed il cui peso sia trascurabile:

$$q_{\text{LIM}}^I = c' N_c + q^I N_q$$

allora confrontando con la precedente espressione si ottiene che deve valere:

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

Una volta noto il valore di N_q è possibile attraverso questa relazione determinare il coefficiente N_c .

Per il valore di N_y non c'è una trattazione rigorosa, vi sono delle soluzioni numeriche che vengono riportate in tabelle. L'espressione di Vesic, ma sulla quale non c'è unanimità, fornisce per N_y :

$$N_y = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$$

Osservazione

Nell'espressione generale che fornisce il valore del carico limite per una fondazione compare la somma di 3 contributi, e quindi è stato implicitamente applicato il principio di sovrapposizione degli effetti. Questa però è una operazione non del tutto lecita in quanto il comportamento è non lineare, comunque l'errore commesso risulta molto contenuto.

Carico inclinato rispetto alla verticale

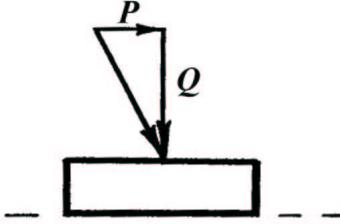


Fig. 245

Per determinare il carico limite vengono introdotti dei coefficienti correttivi:

$$q_{LIM}^I = \kappa_{ci} c^I N_c + \kappa_{qi} q^I N_q + \kappa_{yi} \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma$$

dove:

$$\kappa_{qi} = \left(1 - \frac{p}{q + B c^I \cot \varphi^I} \right)^m \quad m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$\kappa_{ci} = \kappa_{qi} \frac{1 - \kappa_{qi}}{N_c \tan \varphi^I} \quad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

$$\kappa_{yi} = \left(1 - \frac{p}{q + B c^I \cot \varphi^I} \right)^{(m+1)}$$

Carico eccentrico

Anche in questo caso se il carico applicato è eccentrico viene determinata una base B^I rispetto alla quale il carico risulti centrato, ed in questa situazione viene valutato il carico limite.

$$B^I = B - 2e$$

Forma della fondazione

Nel caso che una fondazione superficiale presenti una dimensione prevalente sulle altre, ma non sia più nastriforme neppure lo stato di deformazione sarà piano. Allora cambia q_{LIM} , il carico limite.

Si introducono dei fattori di forma detti Coefficienti di forma:

$$q_{LIM} = \kappa_c c N_c + \kappa_q q N_q + \kappa_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\kappa_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\kappa_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi^I) \quad B < L$$

$$\kappa_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

Se la fondazione è a pianta quadrata o circolare allora il rapporto B/L è pari a 1.

Vediamo ora il comportamento del terreno modificando la posizione del pelo libero della falda. Consideriamo per semplicità una falda idrostatica.

Falda sopra il piano di campagna

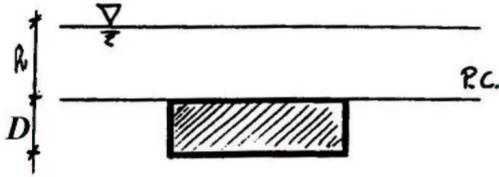


Fig. 246

Calcoliamo la pressione efficace che viene esercitata sul piano di posa:

$$q' = \sigma_v - u = (\gamma D + \gamma_w h) - \gamma_w (D + h) = (\gamma - \gamma_w) D$$

$$q' = \gamma' D$$

Falda coincidente con il piano di campagna

La situazione è un caso particolare di quello precedente andando ad imporre $h=0$, quindi:

$$q' = \gamma' D$$

Falda in posizione intermedia tra il piano di campagna e il piano di posa



Fig. 247

$$q' = \sigma_v - u = \{\gamma h + \gamma_{sat} (D + h)\} - \gamma_w (D - h) = \gamma h + (\gamma_{sat} - \gamma_w) (D - h)$$

$$q' = \gamma h + \gamma' (D - h)$$

In tutti questi casi quando il terreno sotto il piano di posa si trova in condizioni di saturazione allora si può dire che:

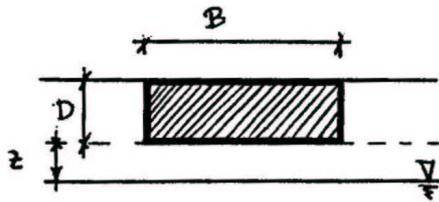
$$\gamma^* = \gamma'$$

In generale si ha che:

$$\gamma' \approx \frac{1}{2} \gamma$$

quindi questo significa che per i terreni saturi sotto il piano di posa il contributo al carico limite dovuto al peso proprio viene dimezzato. Questo effetto sostanzialmente è dovuto alla presenza di una sottospinta data dall'acqua.

Falda sotto il piano di posa



In questo caso il valore della tensione q^l non dipende dalla posizione della falda e per ogni valore di z è dato da:

$$q^l = \gamma D$$

Fig. 248

La quantità che cambia in funzione della coordinata z è il parametro γ^* che assume i seguenti valori:

$$\begin{cases} z < 0 & \gamma^* = \gamma^l \\ 0 \leq z \leq B & \gamma_{med}^* = \frac{\gamma z + \gamma^l (B - z)}{B} \\ z > B & \gamma^* = \gamma \end{cases}$$

Tutto questo con l'acqua in quiete.

Moto di filtrazione verticale

Se c'è moto di filtrazione abbiamo anche le forze di trascinamento da tenere in conto.

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w (1 \pm i)$$

"+" con moto verso l'alto.

"-" con moto verso il basso.

Piano di posa inclinato

Esistono anche altri coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa: in questo caso la tensione di collasso presenta un valore più basso rispetto alle precedenti situazioni.

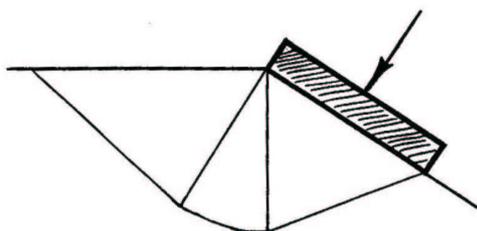


Fig. 249

Man mano che viene ridotto l'angolo si presenta una riduzione del carico limite e si può arrivare fino alla condizione di spinta su un'opera di sostegno.

La rotazione del piano di posa provoca anche un cambiamento per il meccanismo di collasso in quanto cambia la geometria del sistema.

A fianco dell'inclinazione del piano di posa esiste anche un altro effetto che influisce sul valore del carico limite che è l'inclinazione del piano di campagna.

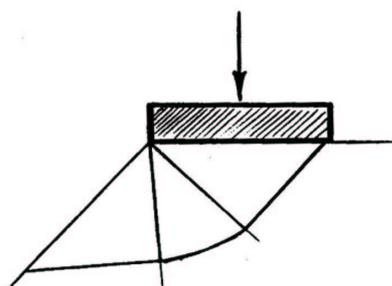


Fig. 250

Esistono dei *termini correttivi* che tengono conto anche del terreno che si trova sopra il piano di posa, fino a questo punto la porzione di questo terreno veniva sostituita con la pressione che esso esercitava sul piano di posa. Inoltre sarebbe necessario tener conto anche del fatto che possono esistere meccanismi di collasso di natura diversa.

Per i terreni ad elevata deformabilità il collasso avviene nella zona della fondazione attorno alla quale avvengono delle forti deformazioni. La rottura è detta a punzonamento nel momento in cui avviene solo sotto alla fondazione, in questo caso per la progettazione dell'opera dovranno essere valutate le condizioni di esercizio allo scopo di limitare lo stato deformativo, in questo caso la determinazione del carico limite è necessario per un dimensionamento di massima dell'opera, ma per una definizione definitiva devono essere considerate le condizioni di esercizio.

Si è visto che sono numerosi i fattori che influenzano il carico limite, e questo aspetto ci dice che non è possibile affermare che un terreno riesce a sopportare un determinato livello di carico senza andare a considerare gli aspetti che lo influenzano: la geometria del sistema, modalità di applicazione del carico, condizioni di drenaggio, posizione della falda, ...

Effetto combinato dei coefficienti

Fino a questo punto però abbiamo visto i singoli effetti esaminati uno ad uno e non abbiamo mai considerato due o più elementi di disturbo contemporaneamente. Vediamo di analizzare il caso in cui siano presenti due elementi di disturbo e vogliamo sapere se la variazione del carico critico può essere determinata applicando successivamente i relativi coefficienti correttivi.

Come esempio scegliamo un sistema di fondazione con il piano di posa inclinato ed il carico applicato che non sia perpendicolare alla fondazione. Possiamo avere due situazioni distinte.

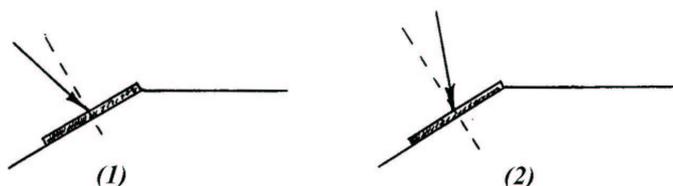
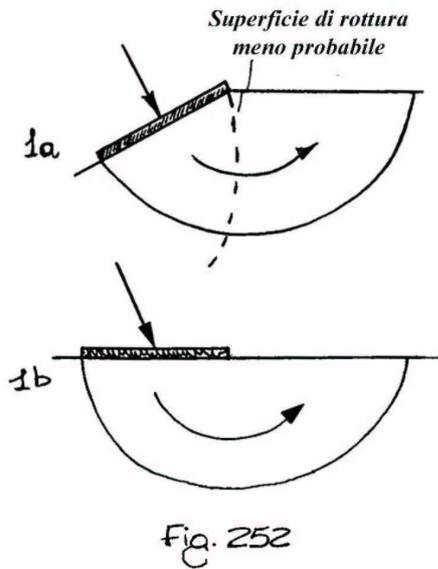


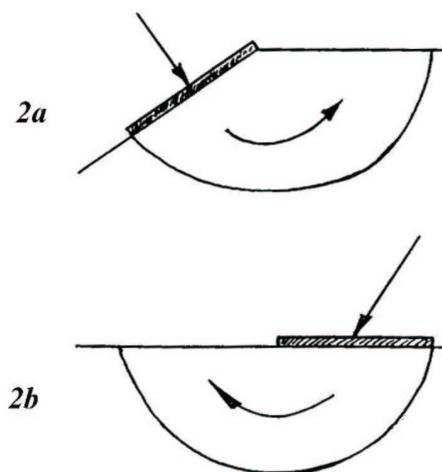
Fig. 251

Il carico applicato alla fondazione può essere inclinato da una parte o dall'altra rispetto alla verticale.

In entrambi i casi possiamo studiare gli effetti di disturbo parziali in termini delle condizioni di rottura che essi tendono ad introdurre. Se le condizioni di rottura risultano compatibili allora questo significa che gli effetti intervengono a favore del collasso strutturale riducendo il valore del carico limite; quindi i relativi coefficienti correttivi possono essere applicati in successione questo significa che i due effetti tendono ad opporsi l'uno all'altro e quindi il carico limite deve essere calcolato con metodi alternativi.

Caso 1

Possiamo osservare che in questo caso i due effetti sono compatibili, quindi possono essere utilizzati entrambi i coefficienti correttivi applicati in successione.

Caso 2

In questo caso i due effetti non sono compatibili in quanto il primo tende ad introdurre una condizione di rottura mediante un conio che ruota in senso antiorario, mentre il secondo introduce una condizione di rottura relativa ad un conio che ruota in senso orario. In questa situazione quindi non possono essere applicati i coefficienti correttivi.

La soluzione per questo caso è quella di applicare i coefficienti alla fondazione che comprende parte del terreno.

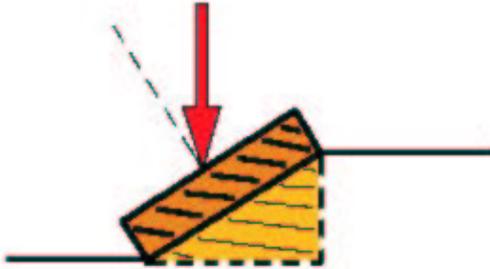


Figura 16.3

Vediamo ora un semplice esempio che mette in luce la riduzione del carico limite su una fondazione quando siamo in presenza di una eccentricità.

Supponiamo di trovarci in condizioni non drenate per le quali è possibile far riferimento ad una superficie di rottura circolare.

Carico centrato

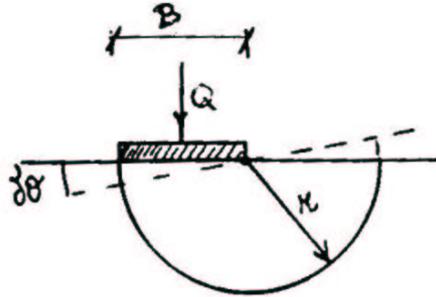


Fig. 254

Applicando il teorema cinematico calcoliamo il lavoro esterno ed il lavoro interno.

$$L_{esterno} = Q \frac{B}{2} \delta \vartheta$$

Il contributo del peso proprio è nullo.

$$L_{interno} = c_u (\pi B) (B \delta \vartheta) = c_u \pi B^2 \delta \vartheta$$

Uguagliando i due termini è possibile ottenere il valore del carico limite:

$$Q_{LIM} = 2 \pi c_u B \quad q_{LIM} = \frac{Q_{LIM}}{B} = 2 \pi c_u \quad N_c = 2 \pi$$

Carico eccentrico

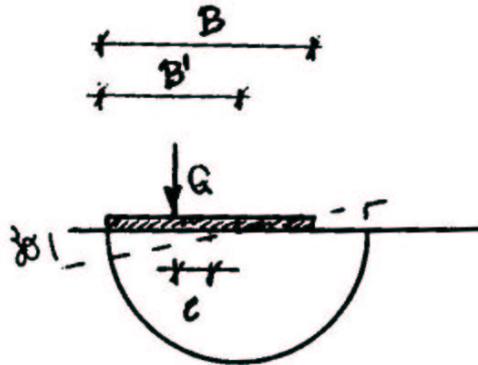


Fig. 255

In questo caso i calcoli sono analoghi ai precedenti solo che il valore di B è sostituito con B' che rappresenta la porzione di base rispetto alla quale il carico risulta centrato.

$$L_{esterno} = Q B' \frac{1}{2} \delta \vartheta \quad L_{interno} = c_u \pi (B')^2 \delta \vartheta$$

$$L_{esterno} = L_{interno}$$

$$Q_{LIM} = 2 \pi c_u B'$$

e quindi si ottiene:

$$q_{LIM} = \frac{Q_{LIM}}{B} = 2 \pi c_u \frac{B'}{B}$$

Il rapporto:

$$\frac{B'}{B}$$

è il fattore che riduce il carico limite per effetto della sua applicazione eccentrica.

$$\frac{B'}{B} = \frac{B - 2e}{B} = 1 - 2 \frac{e}{B}$$

Coefficienti di sicurezza per le fondazioni superficiali

Attenzione in questo paragrafo si parlerà di $q_{AMMISSIBILE}$, una quantità che dipende dal tipo e dalla forma della fondazione, dalle caratteristiche meccaniche del terreno, dal meccanismo di rottura, dalle condizioni di carico, dalla presenza dell'acqua interstiziale. Non esiste quel numero in kPa che erroneamente viene assunto come un dato della resistenza o portanza del terreno. Chi lo assume non ha capito nulla della trattazione sulle opere di fondazione.

La normativa che attualmente è in vigore e che sarà sostituita da una normativa europea prevede che il carico di esercizio deve essere inferiore ad $1/3$ ($s \geq 3$) del carico limite, a meno che non si facciano opportune indagini sulle caratteristiche meccaniche del terreno e che ci siano condizioni particolari, nel qual caso il coefficiente di sicurezza dev'essere compreso nell'intervallo $2 < s < 4$.

Si deve sempre ricordare che il progetto di una fondazione non termina con l'assunzione del carico limite, con la sua riduzione e con l'assunzione del coefficiente di sicurezza, bisogna valutare anche la distribuzione del carico ed i cedimenti della fondazione.

La normativa non dice quale coefficiente di sicurezza usare.

Noi vediamo 3 diversi modi di definire il coefficiente di sicurezza (sostanzialmente riconducibili a due).

MODO 1:

Il coefficiente di sicurezza η_{TOTALE} è definito in condizioni non drenate:

$$\eta_{TOTALE} = \frac{q_{LIMITE}}{q_{ESERCIZIO}} \geq 3$$

Per definire il carico ammissibile $q_{AMMISSIBILE}$ utilizzo $\eta=3$:

Il carico ammissibile è il limite superiore dei carichi di esercizio.

$$q_{AMMISSIBILE} = \frac{q_{LIMITE}}{\eta=3}$$

In condizioni drenate si utilizza il coefficiente di sicurezza $\eta' = \eta_{EFFICACE}$:

$$\eta' = \eta_{EFFICACE} = \frac{q'_{LIMITE}}{q'_{ESERCIZIO}}$$

Però queste definizioni di coefficiente di sicurezza prestano a delle critiche.

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{q_{LIMITE}}{q_{ESERCIZIO}} = \frac{q'_{LIMITE} + u}{q'_{ESERCIZIO} + u} = \frac{\frac{q'_{LIMITE} + u}{q'_{LIMITE}} q'_{LIMITE}}{\frac{q'_{ESERCIZIO} + u}{q'_{ESERCIZIO}} q'_{ESERCIZIO}} = \\ &= \frac{1 + \frac{u}{q'_{LIMITE}}}{1 + \frac{u}{q'_{ESERCIZIO}}} \left(\frac{q'_{LIMITE}}{q'_{ESERCIZIO}} \right) = \frac{1 + \frac{u}{q'_{LIMITE}}}{1 + \frac{u}{q'_{ESERCIZIO}}} (\eta') \end{aligned}$$

A parità di pressione interstiziale u essendo $q'_{LIMITE} > q'_{ESERCIZIO}$:

$$1 + \frac{u}{q'_{LIMITE}} < 1 + \frac{u}{q'_{ESERCIZIO}}$$

Per cui il rapporto è:

$$\frac{1 + \frac{u}{q'_{LIMITE}}}{1 + \frac{u}{q'_{ESERCIZIO}}} < 1$$

Sostituendo queste considerazioni nella relazione precedente otteniamo che il coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate è minore del coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:

$$\eta < \eta^I \quad \text{o con altra notazione} \quad \eta_{TOTALE} < \eta_{EFFICACE}$$

Questa deduzione vuole evidenziare che non è ragionevole applicare un coefficiente di sicurezza anche alle pressioni interstiziali u ; nelle condizioni non drenate non riusciamo a conoscere l'entità delle pressioni interstiziali u per cui applichiamo il coefficiente di sicurezza totale, visto che non possiamo comportarci diversamente, ma non lo facciamo nelle condizioni drenate.

Una semplice riprova numerica a conferma di questo fatto:

$$\begin{aligned} q'_{LIMITE} &= 100 \text{ kPa} \\ q'_{ESERCIZIO} &= 30 \text{ kPa} \\ u &= 20 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{100 + 20}{30 + 20} = 2,4$$

$$\eta^I = \frac{100}{30} = 3,3$$

a riprova che: $\eta < \eta^I$ o con altra notazione $\eta_{TOTALE} < \eta_{EFFICACE}$

MODO 2:

Si può introdurre un coefficiente di sicurezza riferito al carico netto agente sul piano di posa:

$$\eta_{NETTO} = \frac{q_{LIMITE} - q}{q_{ESERCIZIO} - q} = \frac{q'_{LIMITE} - q^I}{q'_{ESERCIZIO} - q^I}$$

η riferito al carico netto aumenta.

MODO 3:

Con la nuova normativa verranno introdotti dei coefficienti di sicurezza in modo da assumere dei parametri di progetto. Il pedice "d" sta per il vocabolo inglese "design" ovvero "progetto" in italiano.

$$c_d^I = \frac{c^I}{\eta}$$

$$\varphi_d^I = \arctg\left(\frac{\text{tg } \varphi^I}{\eta}\right)$$

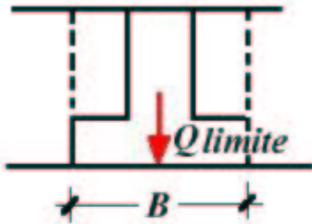
con $\eta \approx 1,2 - 1,4$

Con questi valori calcoleremo $q_{AMMISSIBILE}$ e verrà eliminata l'ambiguità sui coefficienti di sicurezza.

Carico applicabile sulle fondazioni

Per ottenere il carico applicabile alla fondazione Q scrivo l'equazione di equilibrio delle forze verticali. Nel caso fossi in condizioni drenate devo ricordarmi della sottospinta U esercitata dall'acqua, che non è compresa in q'_{LIMITE} . Vediamo passo per passo come funziona questo concetto.

Calcolo la forza carico limite Q_{LIMITE} moltiplicando il carico limite q_{LIMITE} a metro lineare di fondazione per la base B della fondazione nastriforme.



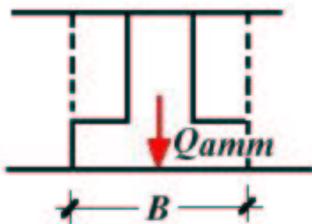
In condizioni non drenate: $Q_{LIMITE} = q_{LIMITE} B$

In condizioni drenate: $Q'_{LIMITE} = q'_{LIMITE} B$

La forza carico limite Q_{LIMITE} è applicata sul piano di posa, così come l'abbiamo ottenuta dal meccanismo di collasso e dalle successive correzioni con i parametri.

Figura 16.

Utilizzo il coefficiente di sicurezza $\eta=3$ ed ottengo il carico ammissibile $Q_{AMMISSIBILE}$.



In condizioni non drenate: $Q_{AMMISSIBILE} = \frac{Q_{LIMITE}}{3} = \frac{q_{LIMITE} B}{3}$

In condizioni drenate: $Q'_{AMMISSIBILE} = \frac{Q'_{LIMITE}}{3} = \frac{q'_{LIMITE} B}{3}$

Anche la forza carico ammissibile $Q_{AMMISSIBILE}$ è applicata sul piano di posa.

Figura 16.

Ora isolo l'elemento di fondazione con tutto quello che grava sul piano di fondazione ed evidenzio tutte le forze agenti. Le forze orizzontali si equilibrano, mentre per le forze verticali scrivo l'equazione di equilibrio e ricavo Q .

$$\sum_i F_{Vi} = 0$$

$$-Q - W + Q_{AMMISSIBILE} = 0$$

In condizioni non drenate:

$$Q = Q_{AMMISSIBILE} - W$$

In condizioni drenate:

$$Q = (Q'_{AMMISSIBILE} + U) - W = Q'_{AMMISSIBILE} - (W - U)$$

La U è la sottospinta, che nel caso delle tensioni efficaci non è computata nella $Q'_{AMMISSIBILE}$. Con W indico tutti i pesi agenti sul piano di posa.

La forza carico applicabile Q è applicata in sommità alla fondazione.

Con lo stesso ragionamento posso ottenere quel carico applicato Q che provoca il collasso della fondazione, però in tal caso per determinarlo devo fare l'equilibrio con Q_{LIMITE} .

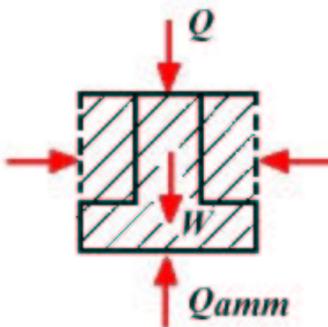
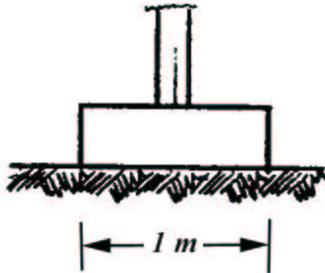


Figura 16.

Esempio

Vediamo come varia $q_{AMMISSIBILE}$ a partire dallo stesso q_{LIMITE} se cambiamo i coefficienti di sicurezza.



$$\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$$

$$c^I = 0$$

$$\phi^I = 32^\circ$$

Non è presente la falda.

$$N_y = 30,22$$

Fig. 277

Con questi dati è possibile valutare il valore del carico limite.

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_y = 257 kPa$$

Supponiamo di adottare un coefficiente di sicurezza pari a 3 e calcoliamo la tensione corrispondente:

$$q_{AMM} = \frac{q_{LIM}}{3} = 86 kPa$$

A questo punto vediamo cosa significa la scelta di questo valore per il coefficiente di sicurezza in termini dell'angolo ϕ^I . Prendiamo un coefficiente di sicurezza F_ϕ che applichiamo alla resistenza ($tg \phi^I$).

$$tg \bar{\Phi}^I = \frac{tg \Phi^I}{F_\phi}$$

$$\bar{\Phi}^I = arctg \left(\frac{tg \Phi^I}{F_\phi} \right)$$

Se adottiamo un valore $F_\phi = 1,35$ allora si ricava un nuovo angolo di attrito pari a:

$$\bar{\Phi}^I = 25^\circ$$

Al quale corrisponde un valore di $N_y = 10,88$

Se calcoliamo la tensione limite con questi termini di resistenza ridotti allora otteniamo che:

$$\bar{q}_{AMM} = 92 kPa$$

Si osserva quindi che un coefficiente di sicurezza $F_\phi = 1,35$ non arriva a definire una tensione ridotta uguale a quella ottenuta applicando direttamente il coefficiente di resistenza 3 al carico limite.