

P6060

Application Software Library/BASIC

**Soil Mechanics Series
Manuale generale**

olivetti

DMS 14265(0)

P6060

Application Software Library / BASIC

Soil Mechanics Series

Manuale generale

olivetti

DMS 14265(0)

PREFAZIONE

La presente pubblicazione è indirizzata agli utenti del Personal Minicomputer P6060 interessati ai problemi di geotecnica.

Riferimenti: Nessuno

Distribuzione: su licenza (L)

Prima edizione: Luglio 1978

SOMMARIO

Questo manuale contiene la documentazione relativa al package di geotecnica "Soil Mechanics Series".

PUBBLICAZIONE EMESSA DA:

Ing. C. Olivetti & C., S.p.A.

Divisione Italia

Direzione Marketing Sistemi

4/6, Via Clerici - 20121 Milano (Italy)

©1978, by Olivetti

INDICE

1. <u>INTRODUZIONE</u>	1-1	La suddivisione in strisce	6-2
2. <u>DEFINIZIONI GENERALI</u>	2-1	Ipotesi sulla pressione dell'acqua	6-3
Il sistema di coordinate	2-1		
Le convenzioni di segno per le forze interne ed esterne	2-2		
Le caratteristiche del suolo	2-3		
3. <u>LE PRESSIONI SUL TERRENO</u>	3-1		
Premesse	3-1		
Le pressioni sotto una fondazione	3-1		
4. <u>I CEDIMENTI</u>	4-1		
Generalità	4-1		
Fondamenti per il calcolo dei cedimenti	4-1		
La tensione σ_z	4-3		
5. <u>LA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI UNA FONDAZIONE</u>	5-1		
L'insorgere di un meccanismo di rottura	5-1		
Il modello matematico	5-1		
6. <u>LA STABILITA' DEI PENDII E DELLE SCARPATE</u>	6-1		
L'insorgere di un meccanismo di rottura	6-1		
Il metodo di soluzione	6-1		
		7. <u>STABILITA' DEI MURI DI SO-STEGNO E DELLE TRINCEE</u>	7-1
		Ipotesi	7-1
		Il modello matematico	7-1
		8. <u>LA PRESSIONE DEL TERRENO</u>	8-1
		Ipotesi	8-1
		La pressione attiva	8-1
		La pressione passiva del terreno	8-5
		La pressione intermedia	8-7
		La resistenza del terreno	8-7
		La pressione dell'acqua	8-11
		L'influenza di una superficie discontinua del terreno	8-12
		9. <u>SIMBOLOGIA</u>	9-1
		10. <u>BIBLIOGRAFIA</u>	10-1

1. INTRODUZIONE

Per realizzare delle fondazioni in modo tecnicamente corretto ed economico, si devono conoscere le proprietà ed il comportamento del terreno, nonché l'interazione tra fondazione e struttura.

Il peso proprio ed il sovraccarico impongono notevoli pressioni sul terreno di fondazione in un breve lasso di tempo.

A loro volta anche le strutture sono spesso sottoposte ad elevate pressioni da parte del terreno. La scarsità di aree edificabili fa sì che oggigiorno si costruisca spesso su terreni poco stabili, per cui la conoscenza della meccanica del suolo acquista sempre maggior rilievo.

In questo manuale si tratteranno solo problemi di fondazioni, opere in terra e della sicurezza della stabilità di tali strutture.

Si presuppone che le proprietà dei terreni siano note.

La qualità dei risultati ottenuti tramite questi programmi dipende notevolmente dalle ipotesi fatte sui valori delle proprietà del suolo, per cui si sottolinea l'importanza di misurazioni preventive.

Poichè anche le proprietà del suolo determinate in laboratorio o in situ sono affette da errori, si raccomanda di saggiare l'influenza di una loro variazione sulle dimensioni dell'opera da costruire.

2. DEFINIZIONI GENERALI

Il sistema di coordina-
te

Le coordinate sono riferite ad un sistema cartesiano ortogonale destro.

Per poter esprimere carichi e dimensioni con numeri positivi, l'asse z è rivolto verso il basso.

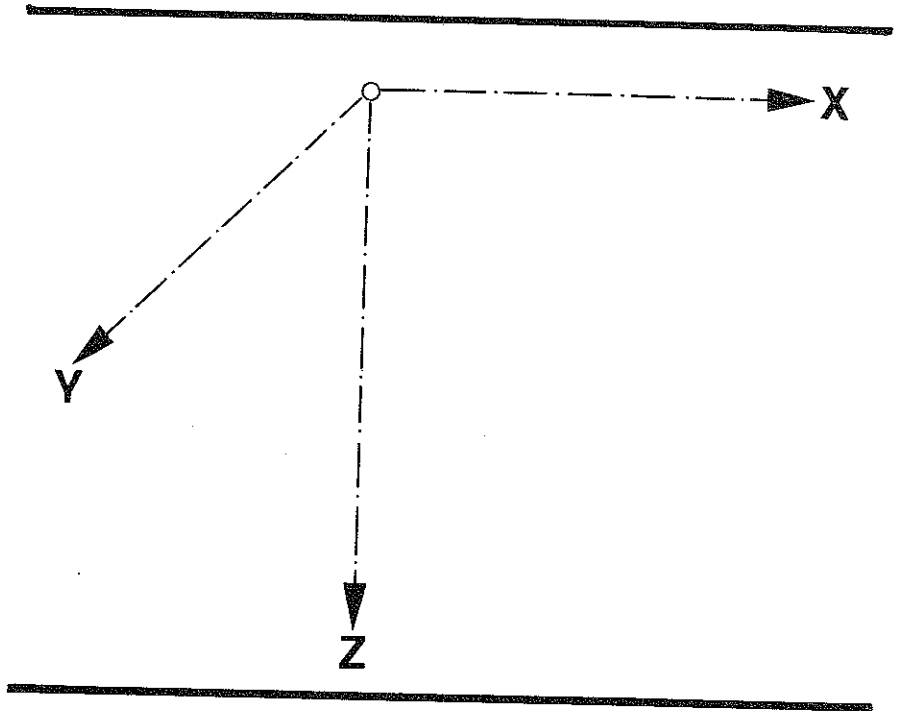


Figura 2-1 Il sistema di riferimento globale

I problemi piani sono riferiti al piano X-Z.

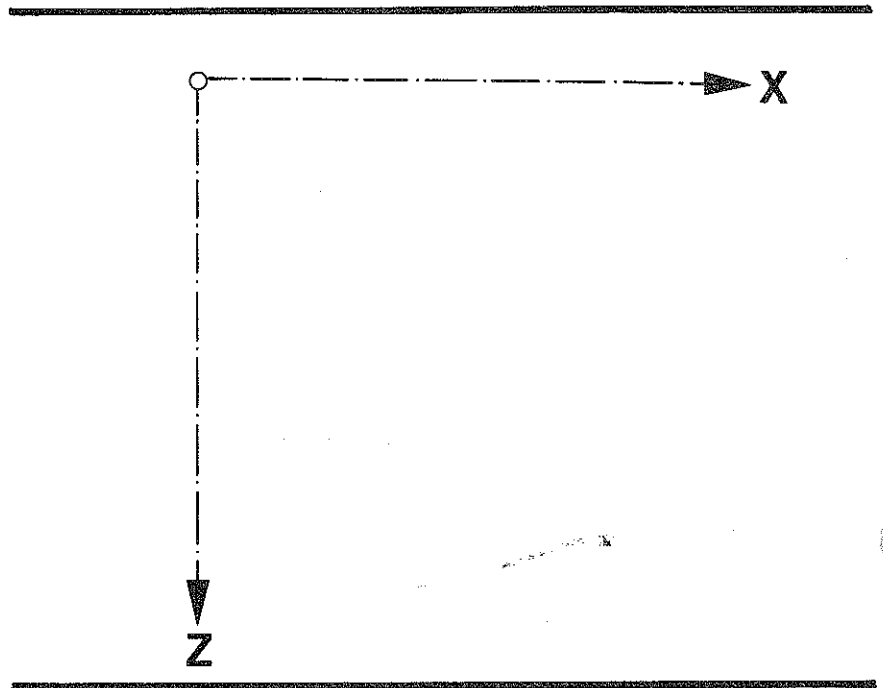


Figura 2-2 Il sistema di riferimento piano

Tutti i dati di input sono riferiti a questo sistema.

Le convenzioni di segno
per le forze interne
ed esterne

In accordo con le consuete convenzioni adottate in statica ed assumendo il sistema di coordinate sopra descritto, consegne che:

- una forza è positiva se agisce nel verso positivo degli assi
- un momento è positivo se il vettore che lo rappresenta è orientato nello stesso verso degli assi (provoca cioè una rotazione in senso orario)

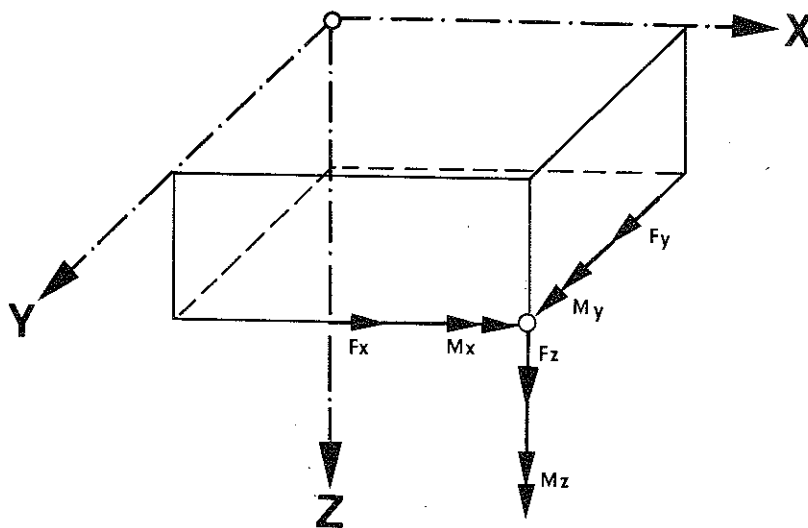


Figura 2-3 Convenzioni di segno per le forze ed i momenti.

Le caratteristiche del suolo

Nel seguito i simboli maggiormente utilizzati saranno:

- γ_w = peso specifico acqua
- γ = peso specifico terreno
- γ' = peso specifico del terreno sotto carico
- E_s = modulo elastico a compressione
- c = coesione
- Φ = angolo di attrito interno
- U = pressione dell'acqua capillare
- ΔU = sovrappressione dell'acqua capillare
- σ = tensione normale (pressione del suolo).

Data la naturale non omogeneità del suolo, l'ingegnere deve valutare i valori medi rappresentativi delle caratteristiche del terreno.

Si raccomanda quindi di valutare l'influenza di possibili variazioni delle proprietà del suolo sulla sicurezza dell'opera.

3. LE PRESSIONI SUL TERRENO

Premesse

Per valutare le pressioni sul suolo sotto una fondazione rigida, si fanno le seguenti ipotesi:

- la fondazione è infinitamente rigida rispetto al terreno (le deformazioni della fondazione sono trascurabili)
- la distribuzione delle pressioni sul suolo è lineare
- il terreno non resiste a trazione.

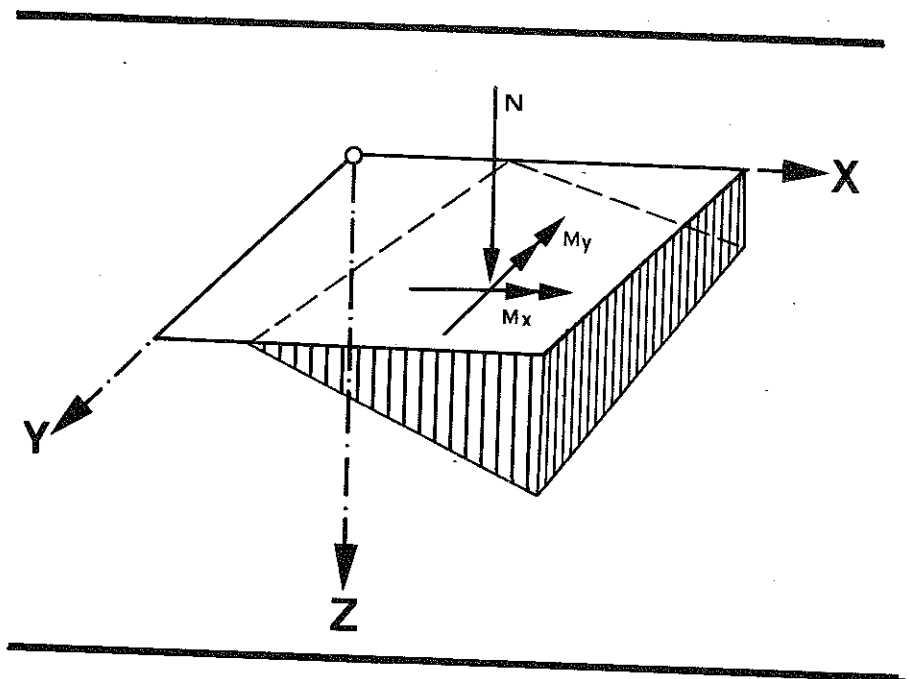


Figura 3-1 Distribuzione lineare delle pressioni

Le pressioni sotto una fondazione

I carichi esterni devono essere in equilibrio con le pressioni sul terreno.

I carichi esterni sono rappresentati dalle forze causate da un sistema esterno qualunque, inclusi

il peso proprio della fondazione ed un eventuale sovraccarico.

Le forze agenti possono essere rappresentate ai fini del calcolo delle pressioni sul suolo, da una forza normale eccentrica agente sulla base della fondazione.

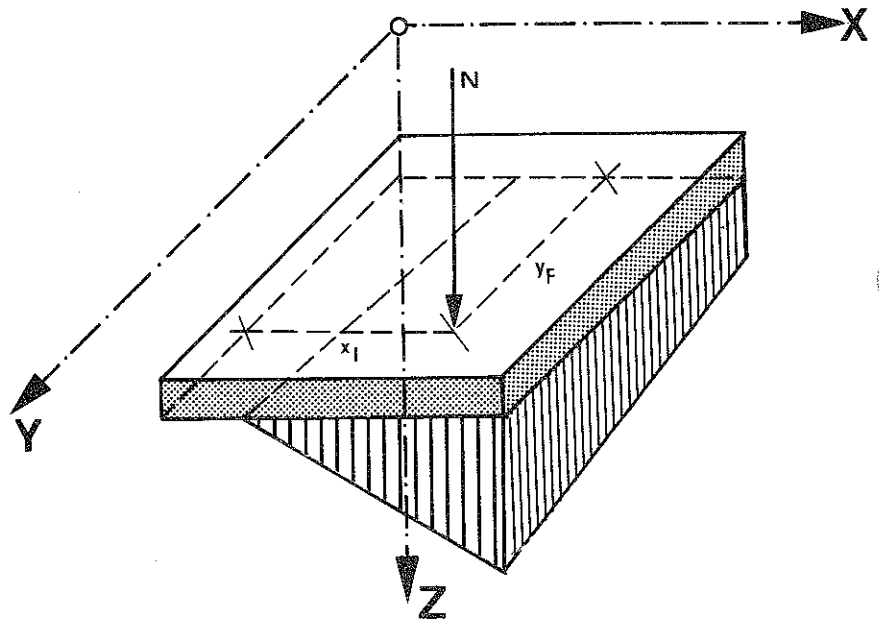


Figura 3-2 Forza normale eccentrica e corrispondente distribuzione delle pressioni sul suolo

Se si assumono come incognite le distanze dall'origine a e b dei punti di intersezione tra l'asse neutro e gli assi coordinati e la pressione sul suolo nell'origine con σ_0 , si può esprimere la pressione sul suolo in un punto qualunque come:

$$\sigma(x, y) = \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{a} - \frac{y}{b} \right) \quad (1)$$

Se si integra questa espressione della pressione sul suolo nel dominio positivo (cioè per forze di compressione), si ricavano le seguenti equazioni:

$$N = \int_A \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{a} - \frac{y}{b} \right) dA \quad (2)$$

$$N \cdot y_F = \int_A \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{a} - \frac{y}{b} \right) \cdot y \cdot dA \quad (3)$$

$$N \cdot x_F = \int_A \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{a} - \frac{y}{b} \right) \cdot x \cdot dA \quad (4)$$

Poichè la posizione dell'asse neutro è sconosciuta, queste equazioni possono essere risolte solo ricercando per approssimazioni successive la sua posizione.

Una volta note le distanze a e b e la pressione all'origine σ_0 , l'equazione (1) permette di calcolare la pressione in un punto qualunque.

4. I CEDIMENTI

Generalità

I cedimenti possono avere un'influenza determinante sul comportamento di una struttura.

L'azione reciproca tra cedimento e struttura può in certi casi mutare radicalmente certi aspetti di un problema statico.

Soltanto quando la coesione o il modulo elastico a compressione dei diversi strati del suolo sono noti con una certa affidabilità, è possibile calcolare i cedimenti dovuti a forze assegnate.

Allo scopo sono necessarie prove in laboratorio o in situ.

Nell'avanprogetto è spesso sufficiente basarsi su valori standard e sulle indicazioni date dalle norme.

Fondamenti per il calcolo dei cedimenti

I cedimenti sono calcolati sulla base del diagramma tensioni - deformazioni.

La curva del diagramma può essere approssimata con sufficiente accuratezza mediante una poligonale (vedi fig. 4-1)

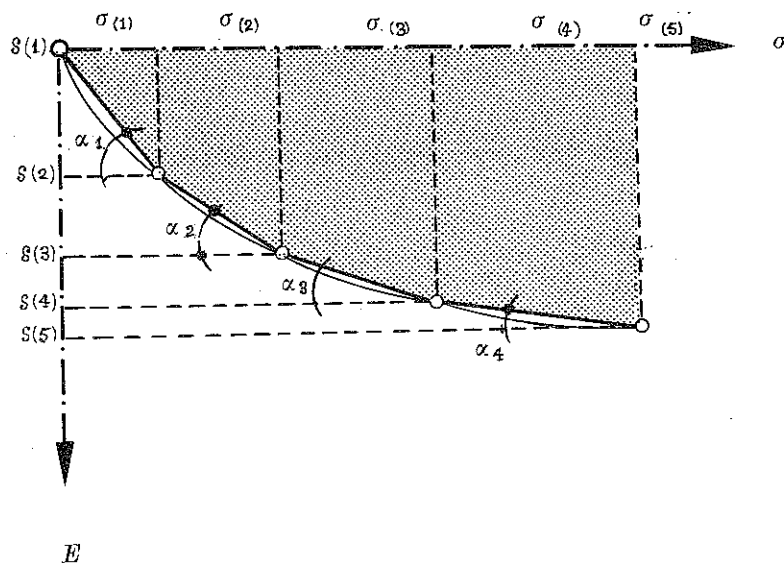


Figura 4-1 Il diagramma deformazioni - tensioni linearizzato

Il modulo tangente a compressione può essere approssimato nei segmenti lineari come:

$$E_s = \frac{\sigma(i) - \sigma(i-1)}{s'(i) - s'(i-1)} = \text{tg } \alpha(i, i-1) \quad (5)$$

Se non sono disponibili valori sperimentali, si assume un valore medio stimato di E_s .
Ciò equivale ad approssimare la curva delle deformazioni con un'unica retta, eliminando la spezzata.

Se è noto l'andamento delle tensioni sotto una fondazione, è possibile calcolare i cedimenti relativi (si veda la fig. 4-2).

$$S = \int_{z_0}^{z_i} \frac{\sigma_z(\gamma + p)}{E_s(z)} dz - \int_{z_0}^{z_i} \frac{\sigma_z(\gamma)}{E_s(z)} dz \quad (6)$$

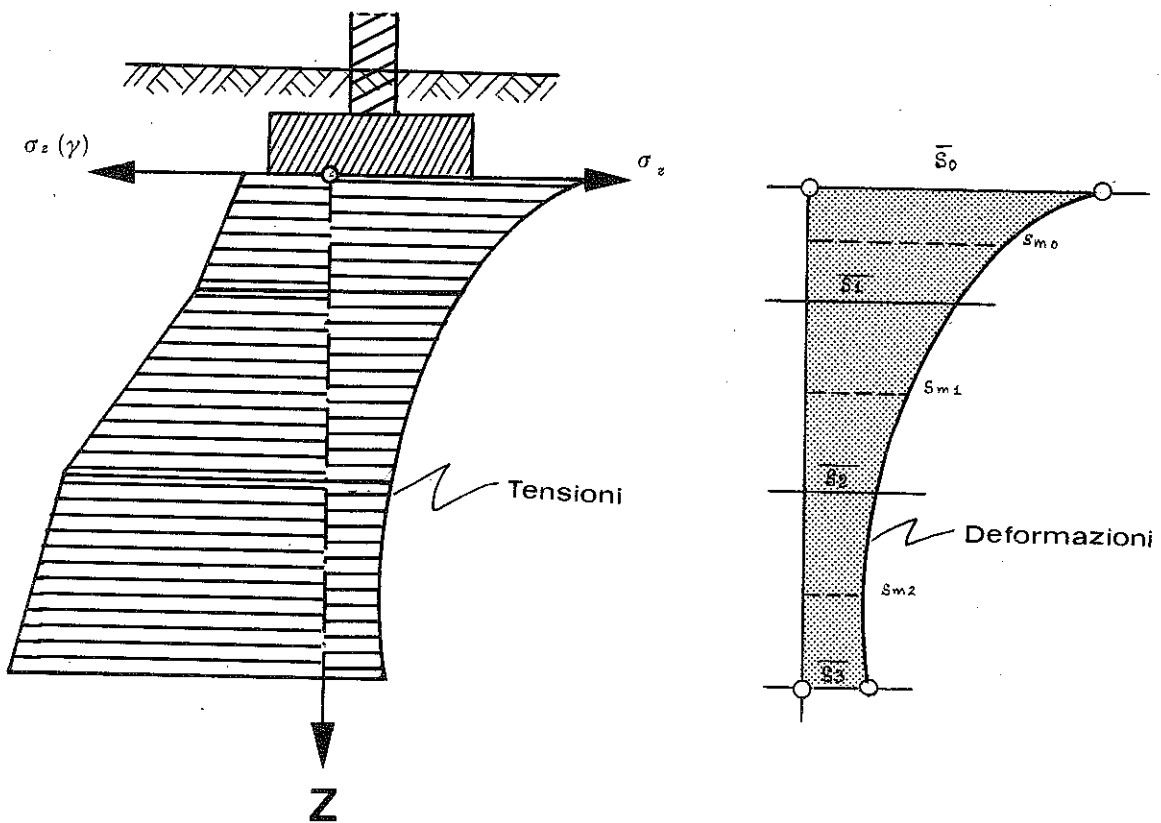


Figura 4-2 Diagrammi delle tensioni e delle deformazioni in funzione della profondità Z.

Usando la regola di Simpson, i cedimenti possono essere espressi in funzione delle deformazioni (depurate della parte dovuta al solo peso proprio).

$$S = \frac{1}{6} \sum_{i=0}^n (\bar{S}_i + 4\bar{S}_{m_i} + \bar{S}_{i+1}) \cdot \Delta z_i \quad (7)$$

La tensione σ_z

a) Dovuta al peso proprio del terreno:

$$\sigma_z(i, \gamma) = \sum_{i=0}^i \gamma_i \Delta z_i \quad (8)$$

b) Dovuta ad un carico concentrato sulla superficie del terreno:

$$\sigma_z(i, \gamma) = \frac{3p}{2\pi} \cdot \frac{z_i^3}{R_i^5} \quad (9)$$

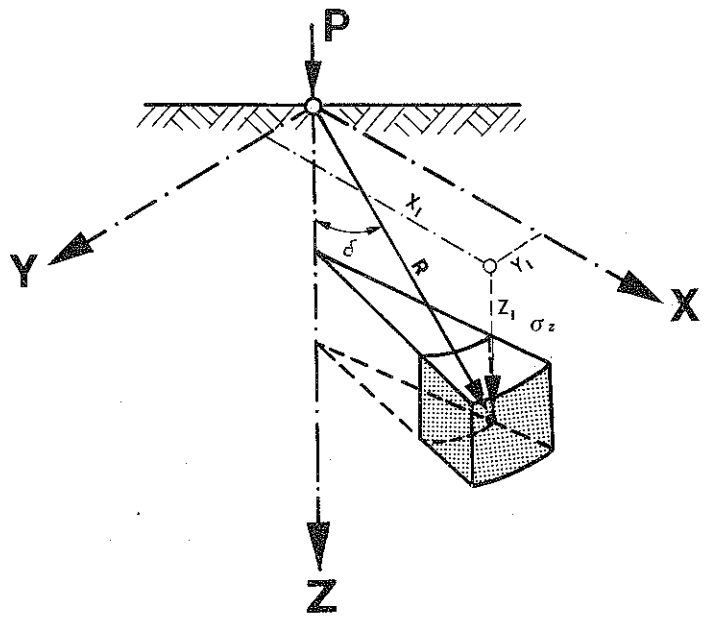


Figura 4-3 Tensione σ_z dovuta ad un carico concentrato
 c) Dovuta ad un carico orizzontale

$$\sigma_z(i, H_y) = \frac{3 \cdot H_y \cdot y_i^3 \cdot z_i^{-1}}{2 \pi (y_i^2 + z_i^2)^{5/2} (x_i^2 + y_i^2)^{1/2}} \quad (10)$$

$$\sigma_z(i, H_x) = \frac{3 \cdot H_x \cdot x_i^3 \cdot z_i^{-1}}{2 \pi (x_i^2 + z_i^2)^{5/2} (x_i^2 + y_i^2)^{1/2}} \quad (11)$$

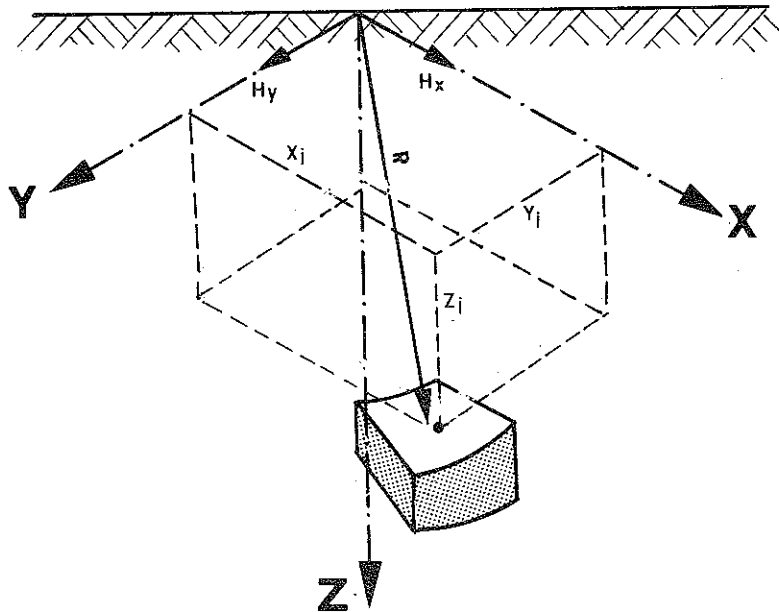


Figura 4-4 Tensione σ_z dovuta a carichi orizzontali

d) Tensione σ_z dovuta al carico di una fondazione.
 Le espressioni seguenti sono valide solo fin-
 ch  si possono ritenere corrette le ipotesi
 fatte in introduzione.

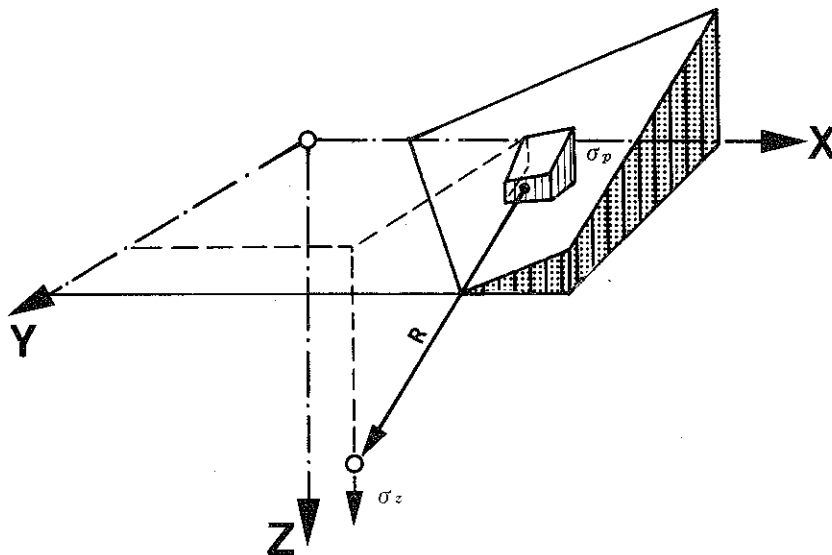


Figura 4-5 Tensione σ_z dovuta alla pressione di
 una fondazione sul suolo

In generale varr :

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot z^3}{2 \pi} \cdot \int_A \frac{\sigma_p}{R^5} \cdot dA \quad (12)$$

Riconducendo l'integrale ad una sommatoria, si
 ottiene:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot z^3}{2 \pi} \cdot \sum_A \frac{\sigma_{pi}}{R_i^5} \cdot \Delta A \quad (13)$$

Conoscendo l'andamento delle tensioni e del modulo
 elastico a compressione si possono calcolare i ce-
 dimenti in ogni punto utilizzando le formule (6) o
 (7).

5. LA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI UNA FONDAZIONE

L'insorgere di un meccanismo di rottura

I cedimenti o la massima differenza tra i cedimenti possibili sono i parametri principali per il dimensionamento delle fondazioni soggette a carichi medio-bassi, specialmente se si tratta di fondazioni su terreno incoerente.

In terreni coerenti con carico medio ed in generale su ogni terreno, quando l'effetto del carico della sovrastruttura risulta una forza eccentrica od obliqua, la capacità portante del terreno di fondazione diveta determinante per la valutazione delle dimensioni della fondazione stessa.

Quando il carico cresce, non solo la fondazione sprofonda, ma può scorrere lungo una superficie di slittamento dove la resistenza al taglio del terreno viene superata.

In tal caso si supera la capacità portante limite. La fondazione sprofonda avendo raggiunto il carico di rottura ed il terreno si solleva a lato della fondazione.

Il modello matematico

Per la determinazione della capacità portante limite sono stati sviluppati diversi modelli matematici della meccanica delle terre.

Noi faremo l'ipotesi che la rottura avvenga lungo una spirale logaritmica.

Il problema è in realtà spaziale poichè la rottura può insorgere in una direzione qualsiasi.

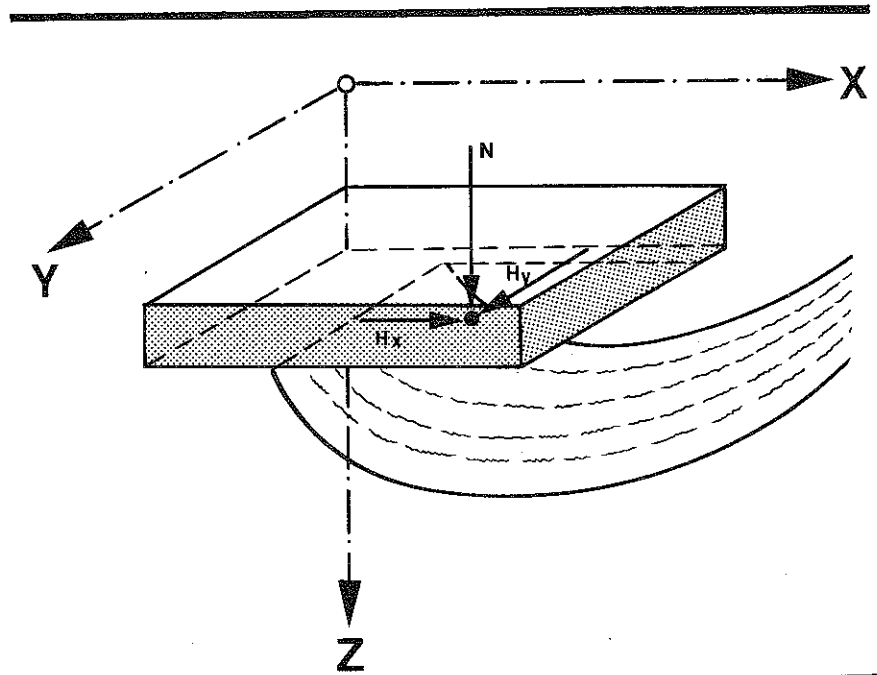


Figura 5-1 Il meccanismo di rottura nello spazio

Per semplificare il problema noi faremo l'ipotesi che il carico eccentrico agisca solo su di una superficie ridotta A':

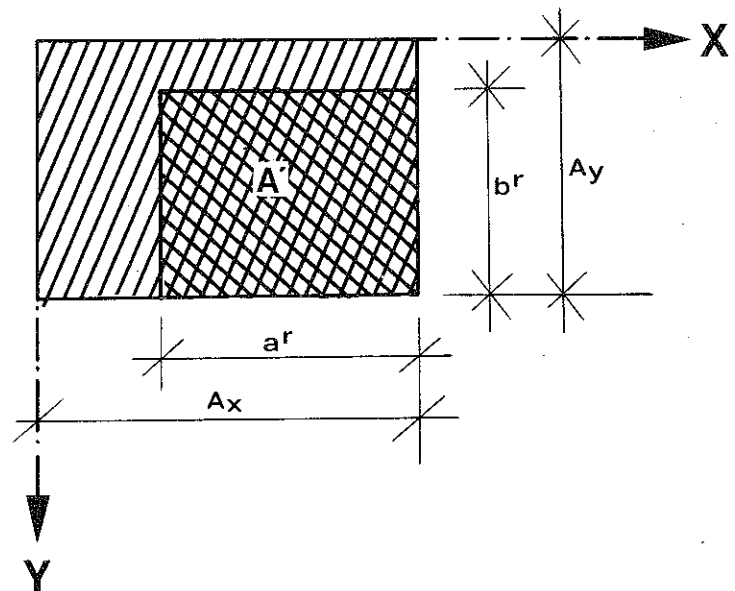


Figura 5-2 Dimensioni della superficie ridotta

La superficie ridotta A' è individuata dalle due

dimensioni ridotte della fondazione a^r , b^r , rispettivamente uguali a:

$$a^r = A_x - 2 |e_x| \quad (14)$$

$$b^r = A_y - 2 |e_y| \quad (15)$$

dove:

$$e_x = - M_y / N \quad (16)$$

$$e_y = M_x / N \quad (17)$$

La rottura avviene nella direzione delle dimensioni minori, vale cioè:

$$\left. \begin{array}{l} a' = a^r \\ b' = b^r \end{array} \right\} \text{ per } a^r > b^r \quad (18)$$

$$\left. \begin{array}{l} a' = b^r \\ b' = a^r \end{array} \right\} \text{ per } b^r > a^r \quad (19)$$

La pressione di rottura è data dalla formula:

$$\bar{p}_b = \underbrace{(e \cdot \lambda_c \cdot k_c \cdot \nu'_c)}_{\textcircled{1}} + \underbrace{(\gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot k_t \cdot \nu'_t)}_{\textcircled{2}} + \underbrace{(\gamma_2 \cdot b' \cdot k_b \cdot \nu'_b \cdot \lambda_b)}_{\textcircled{3}} \quad (20)$$

La pressione di rottura è caratterizzata da tre termini:

- 1° = parte dovuta alla coesione
- 2° = parte dovuta alla profondità
- 3° = parte dovuta alle dimensioni della fondazione.

Ognuno di questi termini è formato a sua volta dal prodotto del coefficiente del terreno, del coefficiente di tensione, del coefficiente di inclinazione, e del coefficiente di forma. Il coefficiente del terreno è a sua volta rappresentato da:

e = coesione

t = profondità della fondazione

γ_1 = peso di volume del terreno sovrastante la fondazione

γ_2 = peso di volume del terreno sottostante la fondazione.

I coefficienti di tensione sono così definiti:

$$\lambda_t = e^{\pi \cdot \text{tg} \Phi} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (21)$$

$$\lambda_c = (\lambda_t - 1) \text{ctg} \Phi \quad (22)$$

$$\lambda_b = (\lambda_t - 1) \cdot \text{tg} \Phi \quad (23)$$

I coefficienti di forma:

$$v_b = 1 - 0,3 \frac{b'}{a'} \quad (24)$$

$$v_t = 1 + \frac{b'}{a'} \text{sen} \Phi \quad (25)$$

$$v_c = (v_t \cdot \lambda_t - 1) / (\lambda_t - 1) \quad (26)$$

Per i coefficienti di inclinazione si distinguono tre casi:

- primo caso

$$\Phi = 0, c \neq 0$$

$$k_t = 1,0 \quad (27)$$

$$k_c = 0,5 + 0,5 \left(1 - \frac{H_b}{A' \cdot c} \right)^{1/2} \quad (28)$$

dove

$$\frac{H_b}{A' \cdot c} \leq 1$$

- secondo caso

$$\Phi \neq 0; c \neq 0$$

$$k_t = [1 - 0,7 \cdot H_b / (N_b + A' \cdot c \cdot \text{ctg} \Phi)] \quad (29)$$

$$H_b = \eta_b \cdot H \text{ (Carico di rottura orizzontale)} \quad (30)$$

$$N_b = \eta_b N \text{ (Carico di rottura verticale)} \quad (31)$$

$$k_b = [1 - H_b / (N_b + A' \cdot c \cdot \text{ctg } \Phi)] \quad (32)$$

$$k_c = k_t - (1 - k_t) / (\lambda_t - 1) \quad (33)$$

- terzo caso

$$\Phi \neq 0 ; c = 0$$

$$k_t = (1 - 0.7 \cdot \text{tg } \delta S)^3 \quad (34)$$

$$k_c = (1 - \text{tg } \delta S)^3 \quad (35)$$

dove

$$\text{tg } \delta S (x) = \frac{H_x}{N} < 1 \quad (36)$$

$$\text{tg } \delta S (y) = \frac{H_y}{N} < 1 \quad (37)$$

Il carico di rottura N_b è dato, tenendo conto della (20), da:

$$N_b = \bar{p}_b \cdot a' \cdot b' \quad (38)$$

Il coefficiente di sicurezza η_b risulta

$$\eta_b = \frac{N_b}{N} \quad (39)$$

La soluzione del problema può essere trovata solo tramite un calcolo iterativo, poichè nelle equazioni (30) e (31) compare il coefficiente di sicurezza che può essere determinato solo al termine del calcolo con l'equazione (39).

In presenza di strati di diversa natura, anche i valori di Φ e c possono essere trovati solo tramite iterazioni, assumendo per la prima Φ_1 e c_1 e controllando in seguito, una volta nota la profondità della spirale di rottura t^* , quanti strati di

terreno sono interessati (vedi fig. 5-3).

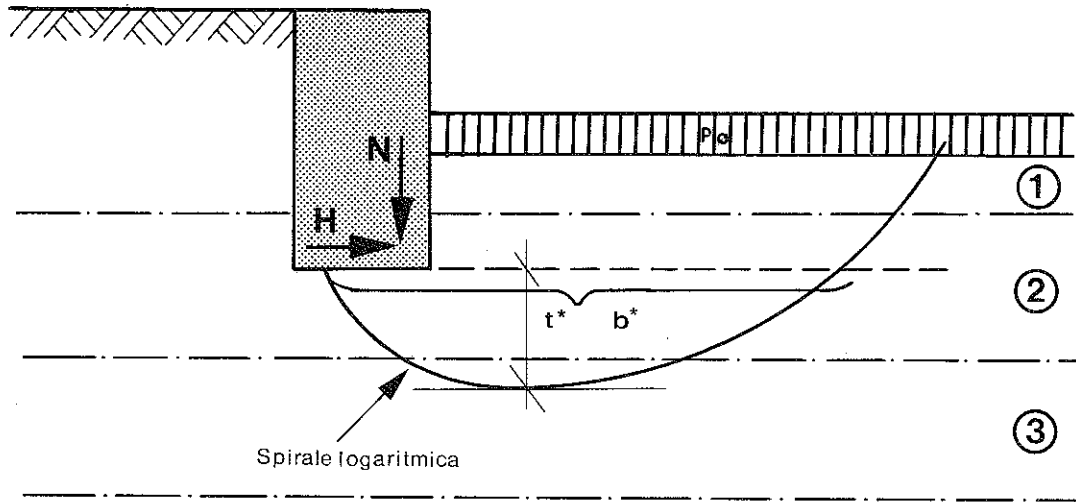


Figura 5-3 L'influenza di diversi strati di terreno

Per ϕ , c , γ sono utilizzati in tutte le iterazioni successive valori medi ponderati.

6. LA STABILITA' DEI PENDII E DELLE SCARPATE

L'insorgere di un meccanismo di rottura

Il collasso di una scarpata avviene quando un'opera di sostegno forma con il terreno circostante un corpo unico che slitta secondo una superficie lungo la quale è stata raggiunta la resistenza massima al taglio del terreno.

Per valutare la stabilità e la sicurezza di una scarpata si esamina la stabilità della fondazione e la possibilità di slittamento di tutta la massa di terreno circostante.

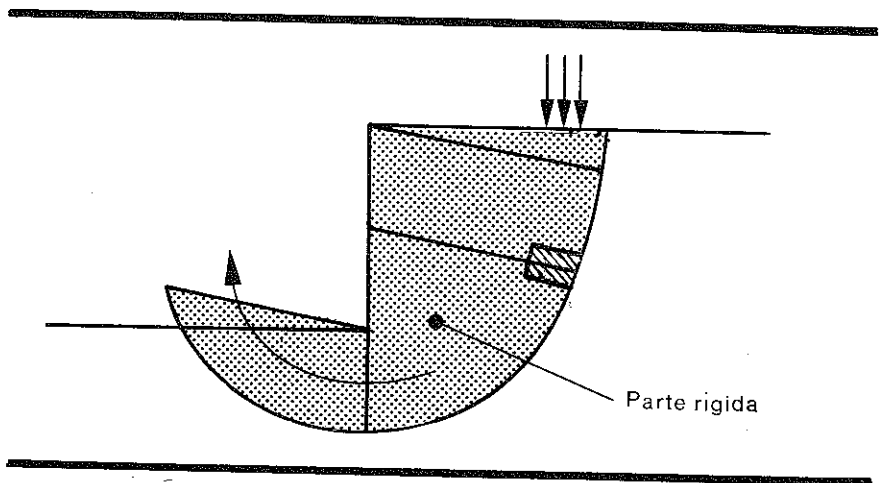


Figura 6-1 Modello di collasso di una scarpata

Il metodo di soluzione

Il calcolo è svolto sulla base dell'ipotesi di Krey, che assume come linea di rottura un cerchio e suddivide la massa slittante in strisce verticali.

Il cerchio di slittamento più probabile (con il più piccolo coefficiente di sicurezza) può essere trovato solo iterativamente.

In presenza di opera di sostegno massiccia la linea di slittamento passa generalmente per la base dell'opera stessa.

La suddivisione in strisce

Con il procedimento adottato la massa slittante viene suddivisa in strisce di uguale larghezza.

La fig. 6-2 mostra il poligono delle forze su di una striscia.

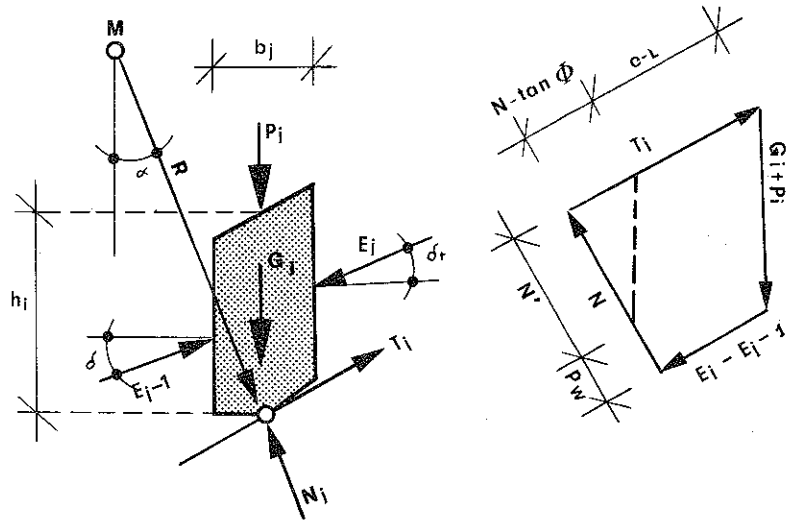


Figura 6-2 Condizione di equilibrio di una striscia

Le forze sulle singole strisce, le forze esterne ed eventualmente la pressione dell'acqua si sommano sulla massa che scivola e si può scrivere:

$$\eta = \frac{\sum [G_i + c \cdot b_i \operatorname{ctg} \Phi_i - (U_i + \Delta U) \cdot b_i] R / (\cos \alpha_i \cdot \operatorname{ctg} \Phi_i + \operatorname{sen} \alpha_i) + \sum M_s}{\sum (G_i R \cdot \operatorname{sen} \alpha_i) + \sum M} \quad (40)$$

dove:

M_s = momento dovuto ai tiranti

M = momento dovuto ai carichi esterni ed alla pressione dell'acqua

U = pressione dell'acqua capillare

ΔU = sovrappressione dell'acqua capillare.

Ipotesi sulla pressione dell'acqua

La pressione dell'acqua può essere tenuta in conto in tre modi diversi.

Primo caso

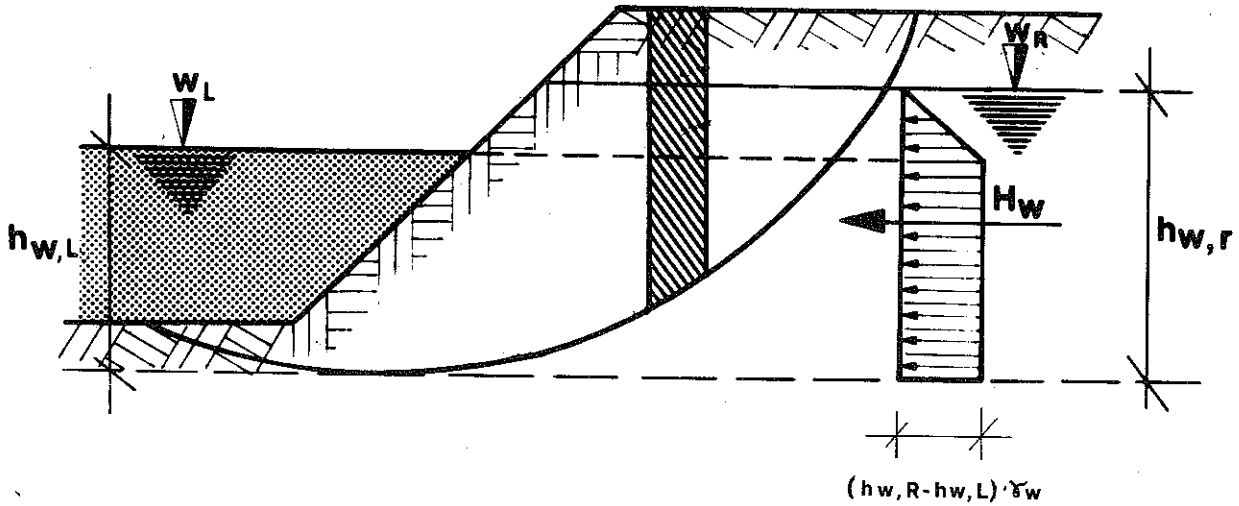


Figura 6-3 La pressione dell'acqua caso 1°

$$\Delta U = r \cdot G'$$

Si tiene conto solo della pressione dell'acqua ca
pillare e della pressione dovuta al dislivello.
Nel valutare i pesi degli elementi si tiene conto
della spinta idrostatica

$$G' = G - A$$

Secondo caso

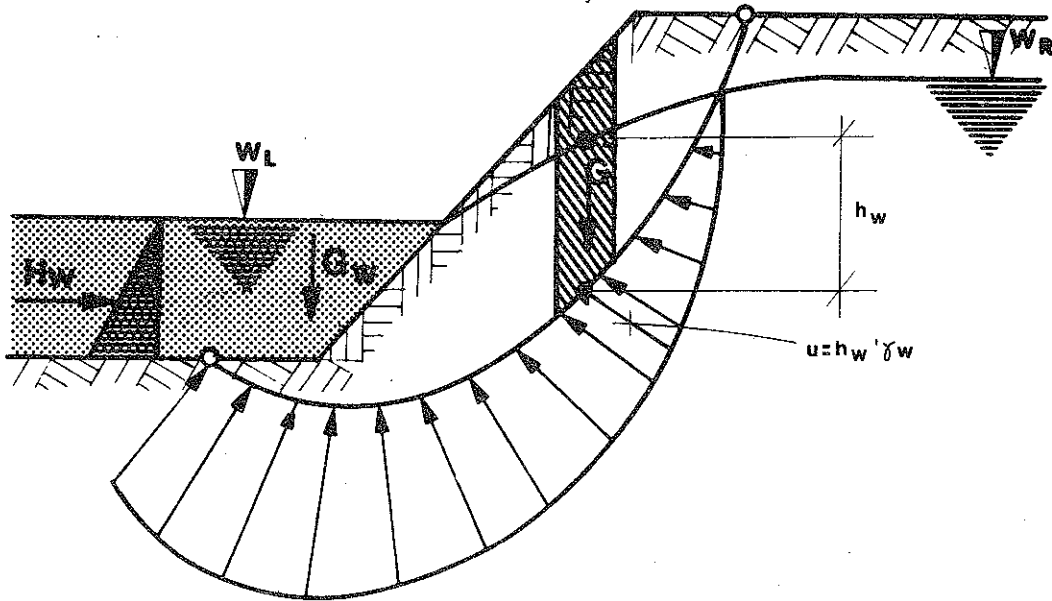


Figura 6-4 La pressione dell'acqua nel caso 2°

Si tiene conto della pressione e sovrappressione dell'acqua capillare e della pressione e peso dell'acqua.

$$G = G + G_w$$

$$\Delta U = r_w \cdot G$$

$$U = h_w \cdot \gamma_w$$

G rappresenta il peso della striscia (senza spinta idrostatica).

Terzo caso

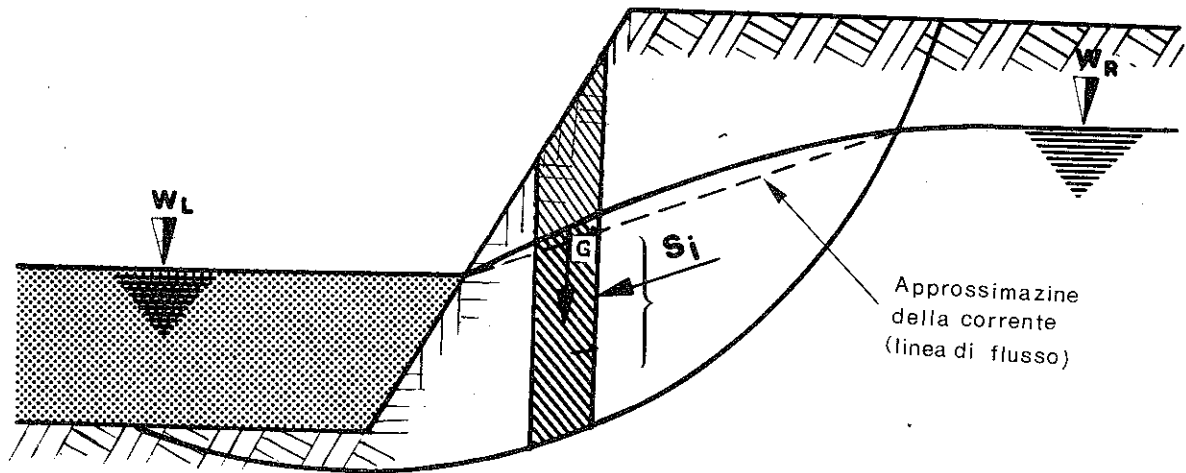


Figura 6-5 La pressione dell'acqua nel caso 3°

Si considera la pressione di corrente S e la sovrappressione dell'acqua capillare.

Nel valutare i pesi delle strisce si tiene conto della spinta idrostatica.

$$\Delta U = r_w \cdot G'$$

$$S_i = i \cdot \gamma_w \cdot F$$

7. STABILITA' DEI MURI DI SOSTEGNO E DELLE TRINCEE

Ipotesi

Si assume che nel sistema parete - terreno - tirante venga superata la resistenza al taglio del terreno, cosicchè si forma una superficie di rottura dal piede del tirante alla parete (linee di slittamento profondo) che provocano il rabaltamento della parete.

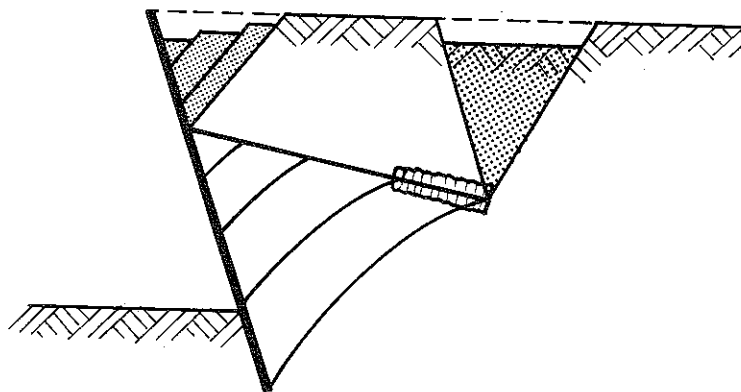


Figura 7-1 Ribaltamento di un muro di sostegno

Il modello matematico

Come linea di slittamento si assume la retta congiungente il piede del tirante ed il punto di rotazione del muro di sostegno.

Considerando l'equilibrio della massa interessata al collasso (vedi fig. 7-2), si ottiene un poligono delle forze da cui si può leggere il valore massimo della forza di ancoraggio.

Il coefficiente di sicurezza viene valutato secondo Kranz come il rapporto tra la massima forza di ancoraggio possibile e la forza effettivamente presente.

sente:

$$\eta = \frac{A_h \text{ (massima possibile)}}{A_h \text{ (effettivamente presente)}} \quad (41)$$

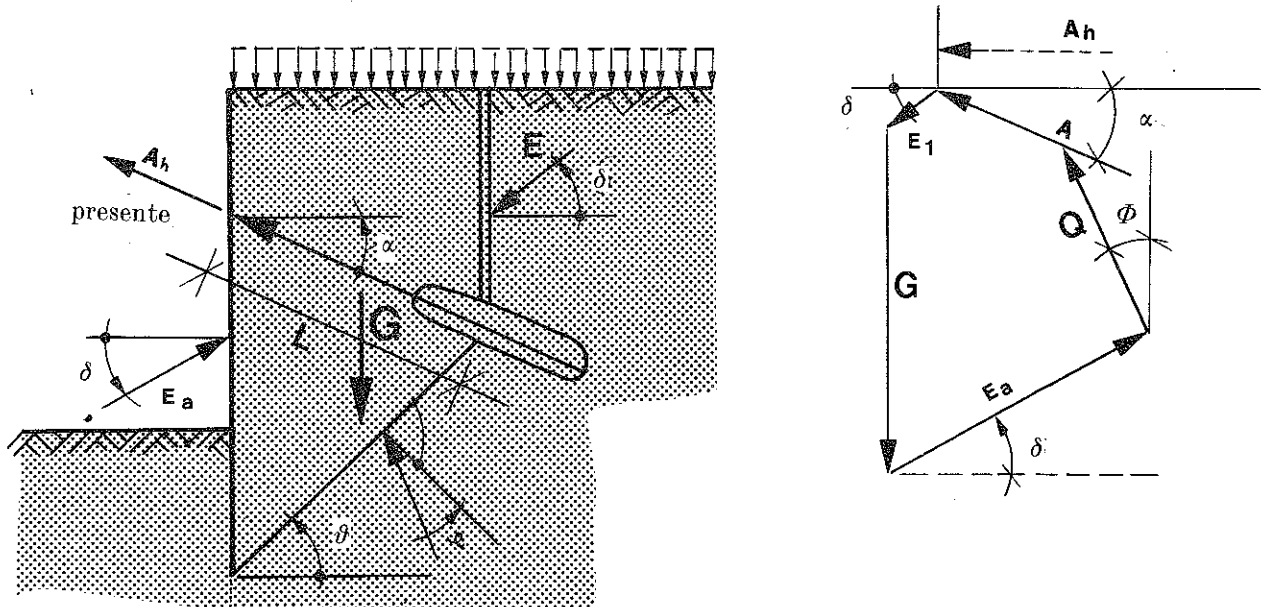


Figura 7-2 Calcolo del coefficiente di sicurezza dell'insieme parte - terreno - tirante

Per il calcolo numerico si assume:

$$\eta = \frac{f_A (E_{ah} - E_{1h} + E_{rh})}{A_h \text{ (presente)}} \quad (42)$$

dove

$$f_A = 1/[1 + \text{tg } \alpha \cdot \text{tg } (\Phi - \vartheta)] \quad (43)$$

$$E_{rh} = \{G - (E_{ah} - E_{1h}) \text{tg } \delta\} \text{tg } (\Phi - \vartheta) \quad (44)$$

Quando il terreno presenta strati di proprietà diverse, si considera un angolo di attrito Φ pari alla media pesata degli angoli di attrito. Le pressioni del terreno E_{ah} ed E_1 sono ottenute sommando i contributi dei diversi strati.

Per parete con più tiranti si può analogamente valutare una superficie di rottura per ogni tirante.

Se si numerano i tiranti progressivamente si può estendere l'equazione (40) al caso di più tiranti nella forma seguente:

$$\eta_K = \frac{A_h \text{ (possibile)}}{\sum_{i=1}^K A_h \text{ (presente)}} \quad (45)$$

La formula (45) non è rigorosamente valida in ogni caso, ma solo quando la linea di slittamento di un tirante taglia sempre il tirante sottostante.

8. LA PRESSIONE DEL TERRENO

Ipotesi

Le formule relative alla pressione del terreno sono dedotte a partire dalle seguenti ipotesi:

- la parete ruota attorno al suo piede
- si forma una superficie di slittamento piana sulla quale il cono di terreno che viene a trovarsi, tende a slittare in conseguenza del peso proprio
- le forze di attrito $R_t = N_t \operatorname{tg} \Phi$ sulla superficie di slittamento sono indipendenti dallo slittamento stesso
- lo slittamento inizia contemporaneamente in ogni punto della superficie di slittamento
- determinante è quella superficie di slittamento su cui la pressione del terreno raggiunge il suo valore massimo.

La pressione attiva

Pressione dovuta al peso proprio del terreno e ad un carico uniformemente illimitato.

Ipotizzando una superficie di slittamento piana, la pressione attiva del terreno secondo Krey/Ehrensberg è data da:

$$E_{aa} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \quad (46)$$

dove

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{\operatorname{sen}(\Phi + \delta) \operatorname{sen}(\Phi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)} \right)^{1/2} \right\}^2} \quad (47)$$

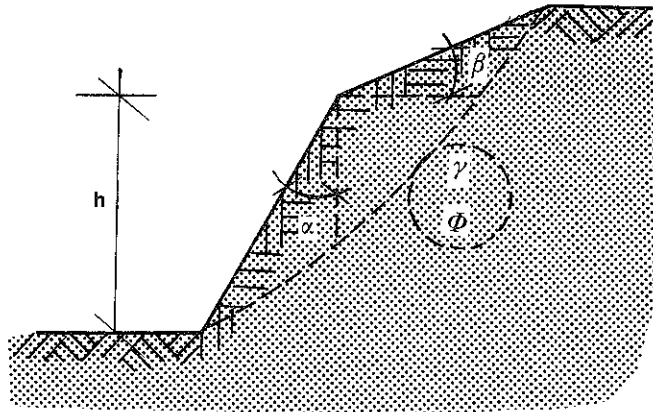


Figura 8-1 Formazione di un meccanismo di collasso

Se si scompone la pressione del terreno E_{ag} in una componente verticale ed una orizzontale, si ottiene:

$$E_{ag,h} = E_{ag} \cos(\delta - \alpha) \quad (48)$$

$$E_{ag,v} = E_{ag} \operatorname{tg}(\delta - \alpha) \quad (49)$$

Il coefficiente di pressione del terreno per la componente orizzontale si semplifica:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\Phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left\{ 1 + \left(\frac{\operatorname{sen}(\Phi + \delta) \operatorname{sen}(\Phi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)} \right)^{1/2} \right\}^2} \quad (50)$$

Volendo tener conto della coesione, la parte ad essa dovuta vale:

$$E_{ac,h} = -2c \sqrt{K_{ah}} \cdot h \cdot \cos \delta \quad (51)$$

Si può poi tener conto di un carico uniformemente distribuito sulla superficie del terreno secondo la teoria di Coulomb:

$$E_{ap,h} = p \cdot K_{ah} \cdot h \quad (52)$$

La pressione totale vale quindi:

$$E_{a,h} = E_{ag,h} + E_{ac,h} + E_{ap,h} \quad (53)$$

e la componente verticale

$$E_{a,v} = E_{a,h} \cdot \operatorname{tg}(\delta - \alpha) \quad (54)$$

Se il terreno presenta strati di proprietà diverse si può considerare di volta in volta il peso dello strato sovrastante come un carico uniformemente di stribuito.

Al limite di ogni strato si ottengono due valori della pressione del terreno, uno tenendo conto dell'attrito e della coesione dello strato sovrastante, l'altro dei coefficienti di resistenza dello strato sottostante.

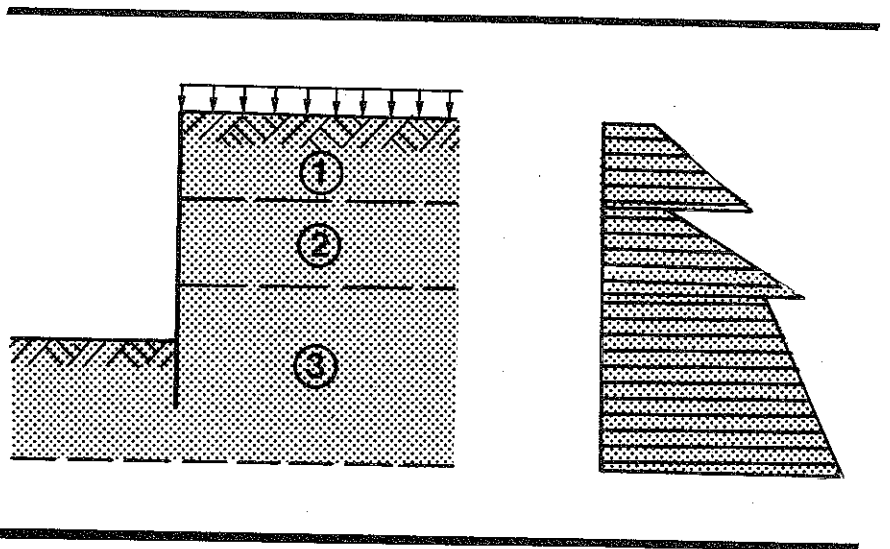


Figura 8-2 Andamento delle pressioni nel caso di terreno con diversi strati

Pressione dovuta a carichi uniformemente distribuiti parziali

Si distinguono i seguenti tipi di carico uniformemente distribuito parziale:

- carico parziale limitato
- carico parziale illimitato.

La fig. 8-3 mostra un carico parziale limitato.

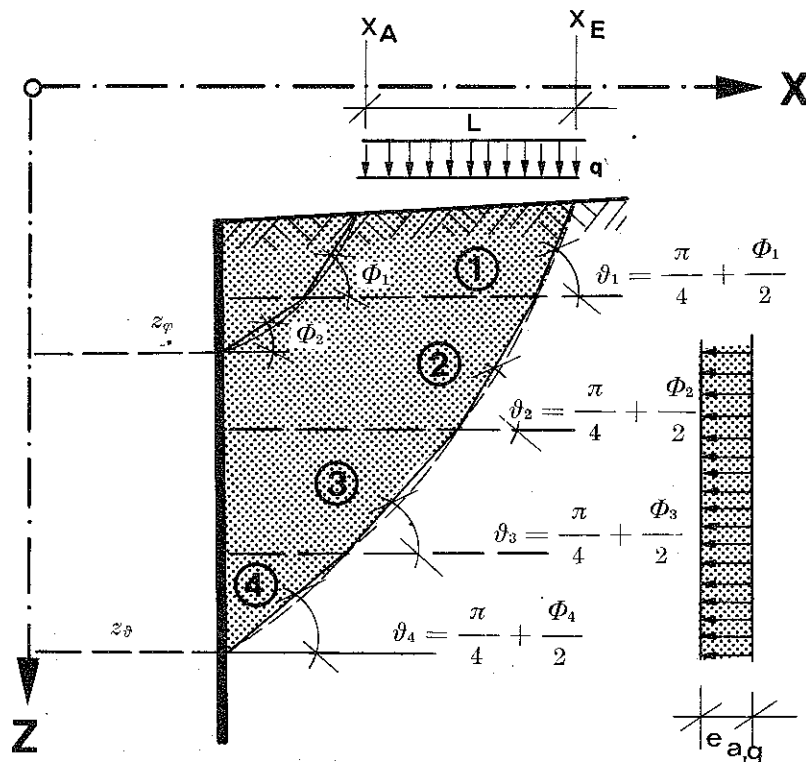


Figura 8-3 Esempio di carico uniformemente distribuito parziale limitato

$$e_{a,q} = q \cdot \frac{(x_E - x_A)}{(z_\phi - z_\phi)} \cdot \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_m}{2}\right) \cdot \cos \delta}{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_m}{2} - \delta\right)} \cdot \alpha \quad (55)$$

dove per α vale:

$$\alpha = \frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_m}{2}\right) \cdot \cos \beta}{\text{sen}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_m}{2} - \beta\right)} \quad \text{per } \beta > 0 \quad (56)$$

e

$$\alpha = \frac{\text{sen } \Phi_m}{\text{sen}(\Phi_m - \beta)} \cdot \cos \beta \quad \text{per } \beta \leq 0 \quad (57)$$

Φ_m rappresenta una media ponderata degli angoli di attrito interno di tutti gli strati interessati al meccanismo.

La fig. 8-4 mostra come viene considerato nel calcolo un carico parziale illimitato.

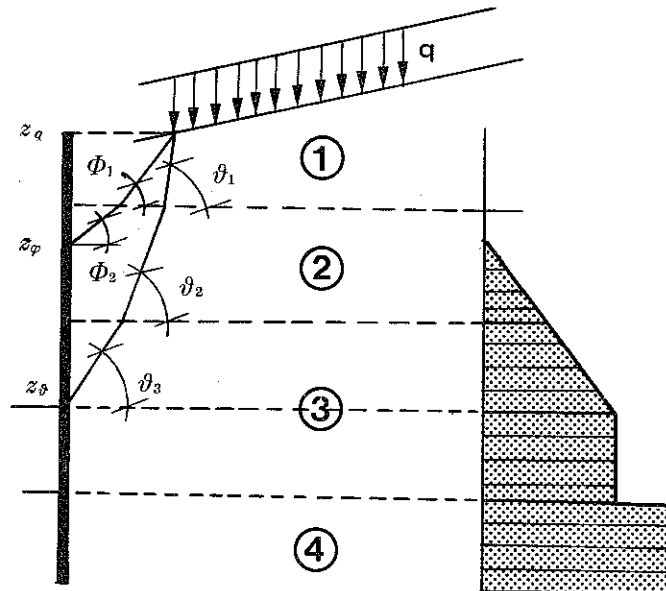


Figura 8-4 Esempio di carico parziale illimitato

La pressione passiva del terreno

Pressione dovuta al peso proprio del terreno e ad un carico uniformemente illimitato.

Se al contrario di quanto fatto precedentemente si impedisce ogni movimento della parete, su di esso agisce la pressione passiva, dovuta al peso proprio del terreno stesso.

La pressione passiva del terreno può essere espressa come:

$$E_{0a,h} = \frac{1}{2} \gamma k_0 h^2 \quad (58)$$

dove k_0 vale

$$k_0 = 1 - \text{sen } \Phi \quad (59)$$

Pressione dovuta a carichi parziali

Ai fini del calcolo si considerano separatamente

i due casi:

- carico parziale limitato
- carico parziale illimitato.

Nel caso di carico parziale illimitato la pressione passiva si calcola secondo la teoria del semi-spazio elastico e cioè: sia per terreno incoerente che per terreno coerente non caricato (secondo Klockner):

$$e_{0p,h} = \frac{1}{4} q \alpha (\text{sen}^3 \gamma_2 - \text{sen}^3 \gamma_1) \quad (60)$$

e nel caso di terreno coerente caricato (secondo Kollbunner):

$$e_{0p,h} = q \frac{\alpha}{\pi} (\gamma_2 - \gamma_1 + \text{sen } \gamma_1 \cos \gamma_1 - \text{sen } \gamma_2 \cos \gamma_2) \quad (61)$$

(vedi fig. 8-5)

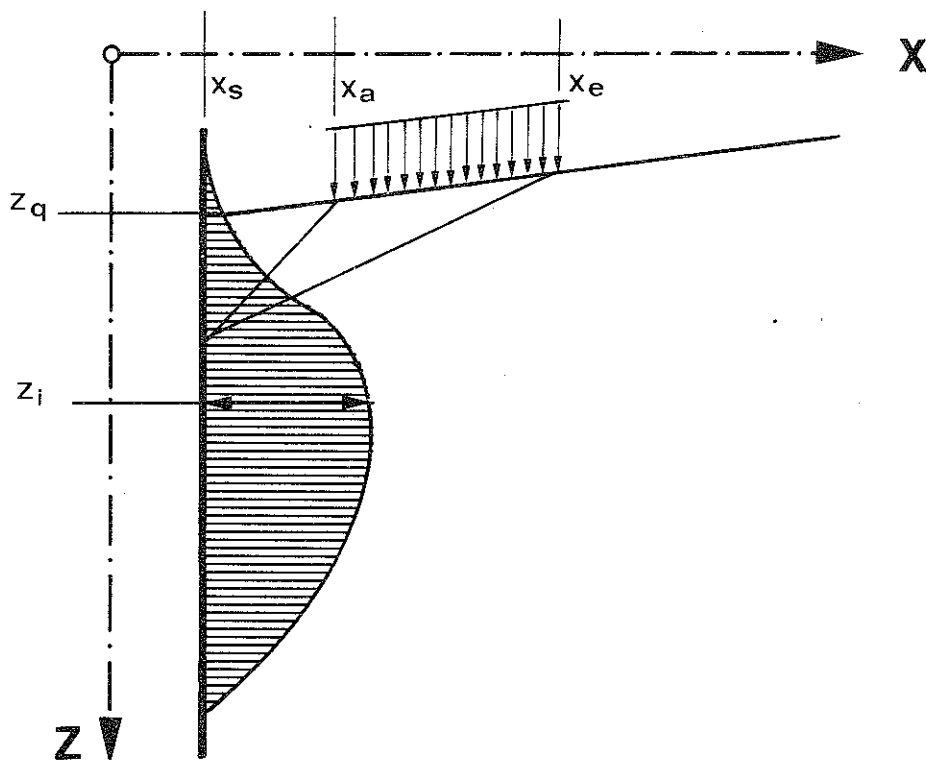


Figura 8-5 Diagramma delle pressioni nel semi-spazio elastico

dove:

$$\gamma_1 = \text{arc tg} \frac{x_A - x_S}{z_i - z_q} \quad (62)$$

$$\gamma_2 = \text{arc tg} \frac{x_E - x_S}{z_i - z_q} \quad (63)$$

Il valore di α è dato dalle (56) e (57).

Carichi parziali illimitati sono trattati come illustrato in fig. 8-4.

La pressione intermedia

La pressione intermedia rappresenta un caso tra la pressione attiva e la pressione passiva.

La percentuale della pressione passiva che viene considerata è determinata da un fattore K per cui

$$0 \leq K \leq 1 \quad (64)$$

La pressione intermedia è data quindi da:

$$E_{eh} = \frac{1}{2} \gamma K_{eh} h^2 \quad (65)$$

dove

$$K_{eh} = (1 - K) K_{ah} + K K_{oh} \quad (66)$$

La pressione intermedia, o pressione attiva incrementata, dovuta a sovraccarichi viene trattata analogamente considerando una pressione del terreno $(1-K)$ -volte dovuta alla pressione attiva ed una pressione K -volte dovuta alla pressione passiva.

La resistenza del terreno

Generalità

Le ipotesi fatte precedentemente qui vengono modificate per tener conto che il collasso non avviene sotto l'azione del peso proprio ma di una forza esterna.

Mediante il solito approccio cinematico si cerca

la superficie di slittamento con il coefficiente più piccolo.

La resistenza del terreno (pressione passiva) si calcola come:

$$E_{pg,h} = \frac{1}{2} \gamma K_{p,h} h^2 \quad (67)$$

dove

$$K_{p,h} = \frac{\cos^2 \Phi}{\left\{ 1 - \left(\frac{\sin \Phi \sin (\Phi - \delta_p)}{\cos \delta_p} \right)^{1/2} \right\}^2} \quad (68)$$

e

$$\delta_p = -\Phi \quad \text{oppure}$$

$$\delta_p = -|\delta|$$

a seconda del valore che fornisce il più piccolo coefficiente di pressione del terreno $K_{o,h}$

Tutti gli altri valori sono calcolati analogamente a quanto fatto per la pressione attiva, mettendo al posto di K_{oh} il coefficiente $K_{p,h}$.

La resistenza del terreno nel caso di parete puntellata.

Le assunzioni fatte sulla resistenza del terreno implicano pareti infinitamente lunghe.

Nel caso di pareti puntellate, per tenere conto dell'effetto spaziale si deve utilizzare nel calcolo uno spessore equivalente.

Nel caso di superficie del terreno piana e parete verticale, la resistenza del terreno dovuta al peso proprio ed alla coesione è data per una parete puntellata da:

$$E_{p,h}^* = \frac{1}{2} \gamma K_R (b_t + b_{sg}) t^2 + 2 c K_K (b_t + b_{sc}) t \quad (69)$$

I coefficienti di resistenza del terreno K_R e K_K sono forniti da manuali standard.

Nella (69) si riconoscono:

$$b_t = \text{larghezza del puntello}$$

b_{sg} = spessore equivalente dovuto all'attrito

b_{sc} = spessore equivalente dovuto alla coesione

I coefficienti di resistenza K_R e K_K sono riportati in tabella 1.

Φ	$K_R (\delta = \emptyset)$	$K_R (\delta \neq \emptyset)$	$K_K (\delta = \emptyset)$	$K_K (\delta \neq \emptyset)$
15	1,70	2,11	1,30	1,68
20	2,04	2,77	1,43	1,92
25	2,46	3,81	1,57	2,29
30	3,00	5,46	1,73	2,77
35	3,69	7,12	1,92	3,23
40	4,60	9,64	2,14	3,88
45	5,82	13,60	2,41	4,77
50	7,55	19,90	2,75	6,00

Tabella 1 I coefficienti di resistenza del terreno K_R e K_K

Lo spessore equivalente è funzione dell'angolo di attrito e della profondità di affondamento.

$$b_{sg} = 0.60 (\operatorname{tg} \Phi) \cdot t \leq b_{Kr} \quad (70)$$

$$b_{sc} = 0.90 (1 + \operatorname{tg} \Phi) \cdot t \leq b_{Kr} \quad (71)$$

Ponendo nella (69) $b_t = b_{Kr} = 0.3 t$ (72)

si ottiene:

$$E_{Kr}^* = \frac{1}{2} \gamma K_R (b_{Kr} + b_{sg}) \cdot t^2 + 2 c K_K (b_{Kr} + b_{sc}) t \quad (73)$$

La resistenza del terreno nel caso $b_t < b_{Kr}$ è assunta per il calcolo pari a:

$$E_{p,h}^* = E_{Kr}^* \sqrt{\frac{b_t}{b_{Kr}}} \quad (74)$$

Come è stato dimostrato da Kärcher, le formule citate non sono completamente valide per terreni coerenti.

Come suggerito da Weissenbach si ottengono risultati soddisfacenti per terreni coerenti riducendo alla metà nell'equazione (73) il fattore dovuto alla coesione.

Si ottiene:

$$E_{p,h}^* = \frac{1}{2} \gamma K_R (b_t + b_{sg}) t^2 + c K_R (b_t + b_{sc}) t \quad (75)$$

La resistenza del terreno per una parete si ottiene:

$$E_{p,h} = \frac{E_{p,h}^*}{a_t} \quad (76)$$

dove a_t rappresenta la distanza tra i puntoni. Se tali puntoni sono molto vicini gli uni agli altri, gli effetti spaziali della resistenza del terreno si sovrappongono.

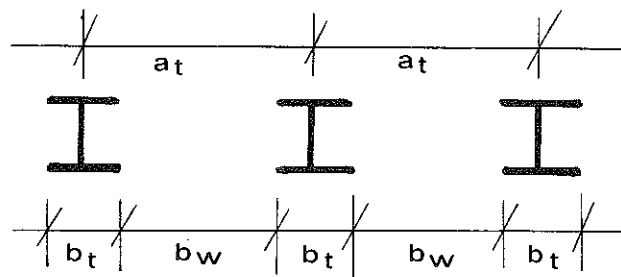


Figura 8-6 Distanze tra i puntoni

Riferendoci alla fig. 8-6 vale la relazione:

$$b_w = a_t - b_t \quad (77)$$

Ci si deve aspettare una sovrapposizione degli effetti quando sono soddisfatte le condizioni seguenti:

$$\text{se } \delta \neq 0 : b_w < t \quad (78)$$

$$\text{se } \delta = 0 : b_w < \frac{1}{2} t \quad (79)$$

In ogni caso la pressione del terreno per materiaie incoerente è data da:

$$E_{p,h}^* = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_R \cdot t^2 \cdot b'_{ig} + 2 \cdot c \cdot K_R \cdot t \cdot b'_{ic} \quad (80)$$

$$b'_{ig} = b_t + (b_{ig} - b_t) \frac{K_R (\delta \neq 0)}{K_R (\delta = 0)} \quad (81)$$

$$b_{ig} = 0.548 [1 + (2 \operatorname{tg} \Phi)] \sqrt{b_t} \cdot \sqrt{t} \quad (82)$$

$$b_{ic} = 2.19 (1 + 0.75 \operatorname{tg} \Phi) \sqrt{b_t} \cdot \sqrt{t} \quad (83)$$

Per terreno coerente la (83) deve essere modificatata:

$$b_{ic} = 1.10 (1 + 0.75 \operatorname{tg} \Phi) \cdot \sqrt{b_t} \cdot \sqrt{t} \quad (84)$$

La pressione del terreno relativa ad una parete continua può essere nuovamente calcolata con la (76).

$$\frac{E_{p,h}}{a_t} = \frac{E_{p,h}^*}{a_t} \quad (85)$$

La pressione dell'acqua

La pressione dell'acqua (vedi fig. 8-7) viene considerata utilizzando le formule seguenti:

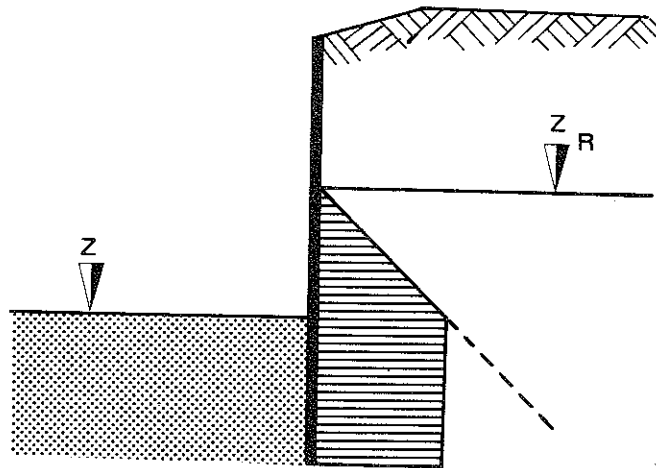


Figura 8-7 La pressione dell'acqua

$$z_R < z_i < z_L : W(z) = (z_i - z_R) \cdot \gamma_w \quad (86)$$

$$z_i > z_L : W(z) = (z_R - z_L) \cdot \gamma_w \quad (87)$$

Dal livello z_R il peso del terreno γ_1 si riduce a:

$$\gamma'_1 = \gamma_1 - \gamma_w \quad (88)$$

sia per il calcolo della pressione attiva e passiva del terreno che per il calcolo della resistenza del terreno.

L'influenza di una superficie discontinua del terreno

Si può tener conto dell'influenza di una superficie discontinua con un semplice procedimento dovuto a Jenne. In fig. 8-8 si mostra l'andamento della pressione del terreno nel caso di superficie discontinua.

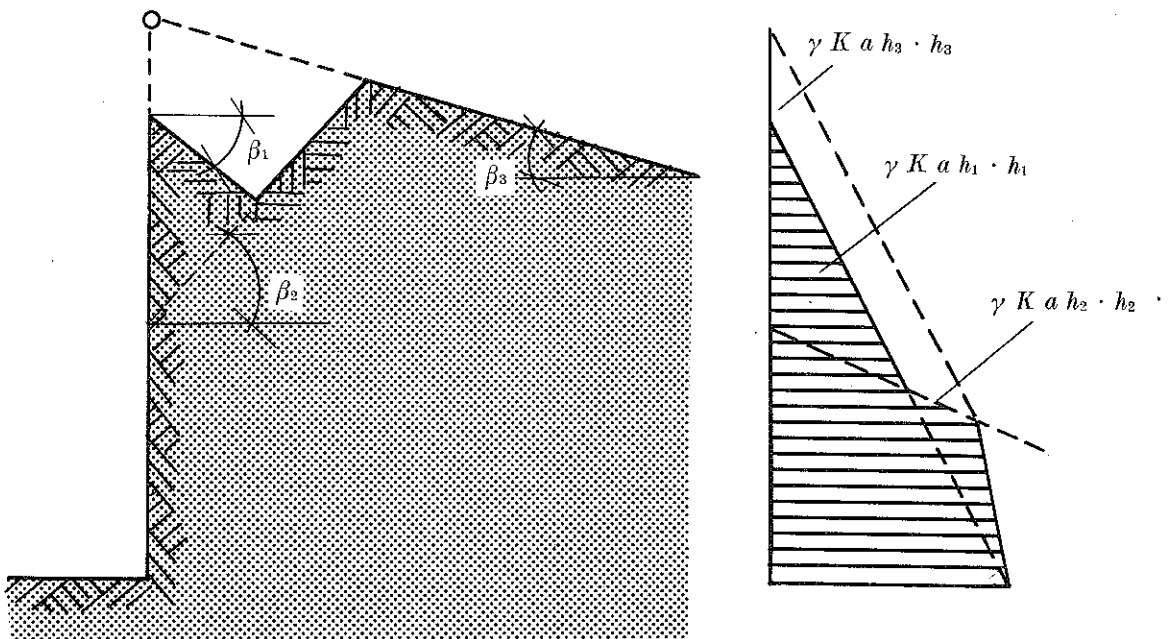


Figura 8-8 Diagramma delle pressioni nel caso di superficie discontinua

Le inclinazioni β_1 , β_2 , β_3 si assumono note.

Per ogni inclinazione della scarpata si può determinare l'andamento della pressione del terreno.

Dapprima si assume la linea con β_1 fino a che essa non interseca la linea con β_2 . Poi si assume la linea con β_2 fino a che non interseca quella con β_3 .

Questo procedimento è valido anche quando il terreno presenta strati con proprietà diverse (vedi figura 8-9).

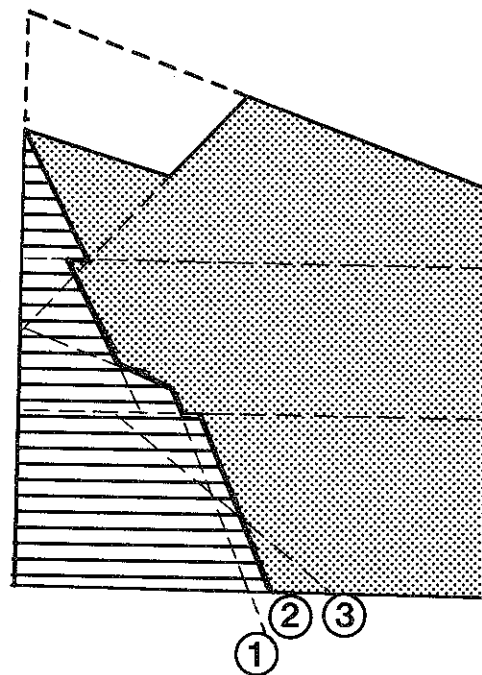


Figura 8-9 Diagramma delle pressioni in terreno con diversi strati

Queste ipotesi valgono analogamente per l'andamento della resistenza del terreno, quando la superficie è discontinua al piede della parete.

9. SIMBOLOGIA

- x, y, z : coordinate
- x_F, y_F : posizione di una forza normale eccentrica
- a', b' : dimensioni ridotte della fondazione
- a_i : distanza tra i puntoni di un muro di sostegno
- b_i : larghezza di un puntone
- : eccentricità di un carico
- t^*, b^* : parametri della spirale logaritmica
- dA : elemento infinitesimo di area
- F_x, F_y, F_z : forze in direzione x, y, z
- H_x, H_y : forze orizzontali in direzione x e y
- N : forza normale
- M_x, M_y, M_z : momenti attorno agli assi x, y, z rispettivamente
- β : angolo di scarpata
- α : angolo di inclinazione di un tirante di ancoraggio
- σ : tensione normale
- Σ : deformazione longitudinale
- p^0 : pressione di rottura
- γ_w : peso specifico dell'acqua
- γ' : peso specifico

γ' : peso specifico sotto carico
 c : coesione
 Φ : angolo di attrito interno
 δ : angolo di attrito tra terreno e muratura
 U : pressione capillare dell'acqua
 ΔU : sovrappressione capillare dell'acqua
 E_s : modulo elastico a compressione del terreno
 a, b : distanze dall'origine dei punti di intersezione dell'asse neutro con gli assi coordinati
 S : cedimento
 G : forza peso
 W : livello dell'acqua di falda
 A : forza d'ancoraggio
 W_{sp} : pressione dell'acqua
 H_w : pressione orizzontale dell'acqua
 S : pressione dovuta al flusso d'acqua
 E : pressione del terreno
 K : coefficiente di pressione del terreno
 $\lambda_c, \lambda_t, \lambda_b$: coefficienti di tensione
 k_c, k_t, k_b : coefficienti di inclinazione
 ν_c, ν_t, ν_b : coefficienti di forma
 η : fattore di sicurezza.

10. BIBLIOGRAFIA

1) E. CZERNIAK: Analytical Approach to biaxial eccentricity.
Journal of the Structural Division, V88 No ST4, 1962

2) A. WEISSENBACH: Baugruben I, II.
Verlag von W. Ernst n. Sohn, 1975.

