

Due aspetti fondamentali:

- 1) Analisi cedimenti;
- 2) Analisi della resistenza del terreno.

Teoria di Boussinesque

Parte da un semispazio omogeneo e isotropo (N.B. il terreno non è isotropo). Questa teoria studia le deformazioni indotte nel sottosuolo. Se si applica una forza F al semispazio, questo in un certo punto varierà le condizioni di sollecitazione. Tra tutte le tensioni misurabili c'è una che è la tensione verticale indotta che è indipendente dalle caratteristiche del mezzo. Questo ci permetterà di elaborare dei grafici che tengono conto della forza F e della profondità del punto. Le sollecitazioni che vengono trasmesse al terreno devono essere compatibili con il terreno e con la struttura da edificare.

Il terreno ammette carichi limite di qualche Kg su cm^2 e occorre caricarlo ovviamente con valori inferiori e per fare questo si allarga la superficie.

Esempio: Supponiamo che il carico limite (o ultimo) Max sopportato sia $\sigma_{\text{lim}}=100\text{Kg}/\text{cm}^2$ e la superficie del pilastro sia $(40 \times 50)\text{cm}^2$. La forza f sarà uguale a $100 \times 200 = 200$ tonnellate

Supponiamo che la fondazione sia rappresentata da un plinto con un carico ammissibile (cioè quello che si può trasmettere al terreno) di $\sigma_{\text{am}}=3\text{Kg}/\text{cm}^2$

La superficie necessaria sarà $S = F/\sigma_{\text{am}}=6.6\text{cm}^2$

Poiché io voglio un plinto quadrato dovrò fare la radice quadrata di $\sqrt{66000}=260\text{cm}$

Il terreno avrà così una sollecitazione di $3\text{Kg}/\text{cm}^2$, ma così si provoca rottura bisogna calcolare la deformazione del terreno. Il terreno non si deforma uniformemente e la deformazione si ripercuote sulla struttura sovrastante. Se il cedimento è compatibile con la sovrastruttura si userà una fondazione su plinti.

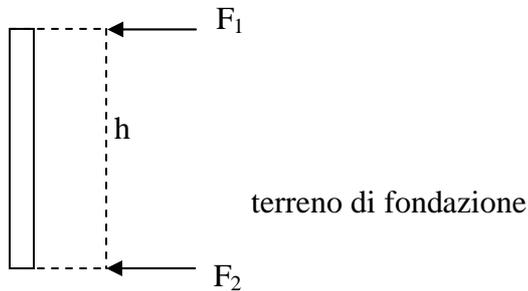
Calcare stratificato }
Calcare fratturato } riducono notevolmente il carico tollerato dal terreno
Calcare carsificato }

I plinti isolati e i plinti di collegamento

il pilastro può lavorare in condizione centrate quando il baricentro del pilastro è attraversato da tutti i carichi. Il carico è supposto uniformemente distribuito all'interfaccia terreno-fondazione.

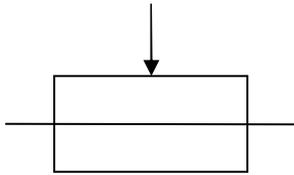
Se la risultante dei carichi normali non passa per il baricentro della fondazione vi è un'eccentricità (distanza fra la retta verticale passante per il baricentro della fondazione e la retta d'azione del carico trasmesso dal pilastro).

Quando c'è un'eccentricità, si può pensare che ci sia un carico normale centrato e un momento che agisce su questo carico:



Questo è un pilastro che lavora in condizioni centrate per portarlo a condizioni eccentriche dovrò applicare una forza F non verticale.

Se il pilastro è incastrato nel terreno, il pilastro si inclina. Queste forza F sono scomponibili in una normale ed in una orizzontale. Se il punto di applicazione della forza F_2 è sulla superficie del terreno, la $F_2=0$ ne il pilastro lavorerà in condizioni centrate



La tensione unitaria di contatto è uguale in tutti i punti .

La tensione di contatto per superficie di applicazione è uguale alla Forza applicata

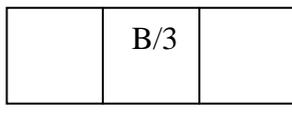
Fondazioni con carichi eccentrici

la risultante dei carichi applicati ad una fondazione può essere eccentrica (cioè non centrata nel baricentro). Le cause possono essere varie:

- 1) Motivi Strutturali (eccentricità statica)
- 2) Motivi Accidentali (eccentricità dinamica temporanea o permanente)

Il caso di eccentricità permanente si ha quando si costruisce un edificio in adiacenza di altri già esistenti.

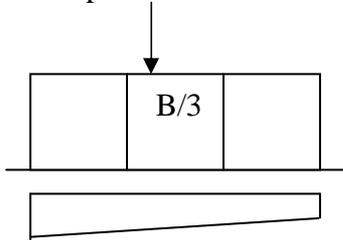
Sia B la larghezza della fondazione; supponiamo di dividere la fondazione in 3 parti uguali:



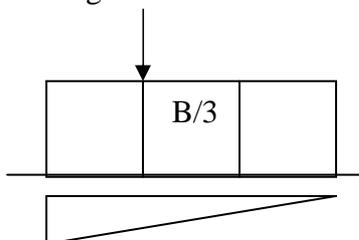
$B/3$ si chiama sezione di inerzia o nocciolo di inerzia

B

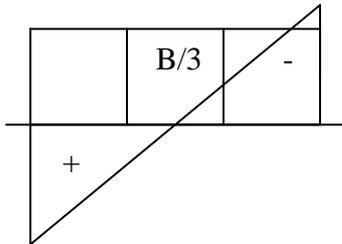
- a) Se la fondazione è centrata rispetto al carico applicato, cioè la linea di sezione del concio passa per il baricentro della fondazione la fondazione si dice **TOTALMENTE COMPRESSA**.
- b) Se il carico N è eccentrico, ma sempre all'interno della sezione di inerzia $B/3$, la reazione del terreno non è omogenea, ed avremo un lembo meno compresso ed un lembo più compresso



- c) Se invece la risultante dei carichi coincide con il limite della sezione di inerzia. Il diagramma della lesione è triangolare.



- d) Se la risultante dei carichi cade al di fuori della sezione di inerzia, una parte della fondazione lavora in condizioni di compressione, mentre l'altra lavora in condizioni di trazione; quest'ultima parte della fondazione dovrebbe sollevarsi, ma poiché c'è aderenza tra fondazione e terreno non si ha sollevamento.



E' buona regola che la fondazione lavori totalmente compressa o che l'eccentricità dei carichi sia al Max B/6 cioè che la risultante dei carichi non cada al di fuori della sezione di inerzia.

“Trave zoppo” o “plinto zoppo” indicano travi o plinti che lavorando in condizioni eccentriche.

Abbiamo detto che l'eccentricità può essere anche temporanea, ciò può essere dovuto al vento che può esercitare una spinta sulla struttura (anche se la forza del vento nei calcoli è considerata statica); un altro tipo di eccentricità può essere generato da un sisma . L zonazione sismica è fatta in base ai valori di ACCELERAZIONE sismica.

La forza sismica è un'aliquota del carico normale. La forza sismica aumenta dalla quota più alta della struttura (ultimo piano) verso le fondazioni (N Max), e il momento è quello risultante dalla somma dei momenti di tutte le forze considerate.

Il rapporto tra il carico normale (M) e la forza sismica (N) ci fornisce proprio il valore dell'eccentricità.

Naturalmente le sollecitazioni indotte da un sisma sono sia di tipo orizzontale (taglio) che verticale (compressione). Quindi il calcolo in fondazione va fatto considerando le condizioni più sfavorevoli.

Una sabbia satura sottoposta ad una sollecitazione sismica ha un incremento delle sovrappressioni interstiziali, se la sabbia satura è a grana grossa queste vengono dissipate;

Un'argilla non dissipa le sovrattensioni interstiziali quindi il terreno di fondazione RESISTE IN CONDIZIONI NON DRENATE.

Un caso intermedio è quello dei terreni limosi, limoso-sabbiosi, limoso-argillosi. Questi terreni hanno tutte le caratteristiche negative delle sabbie e delle argille. Questi terreni avendo una bassa permeabilità tendono a lavorare in condizioni non drenate e con bassi valori di coesione. Queste caratteristiche sono tipiche di terreni recenti:

- ALLUVIONALI
- COSTIERI
- LACUSTRI

Il fenomeno che subiscono questi terreni è la liquefazione.

Per valutare la capacità portante di una fondazione che lavori in condizioni eccentriche occorre far riferimento ad una fondazione fittizia avente il lato o i lati di lunghezza pari a B-2c.

A questa fondazione fittizia si applica l'equazione di Terzaghi:

$$\sigma'_f = cN_c + \gamma DN_q + 1/2 \gamma (B-2c) N_\gamma$$

La tensione reale è:

$$\sigma_R = \frac{\sigma'_f(B-2c)}{B}$$

Dove $\sigma'_f(B-2c)$ è una funzione per unita di superficie

$$\sigma'_f = \frac{\sigma_R B}{B-2c}$$

Sostituendo quest'ultima uguaglianza alla formula di Terzaghi si ottiene:

$$\frac{\sigma_R B}{B-2c} = cN_c + \gamma DN_q + 1/2 \gamma (B-2c) N_\gamma$$

$$\sigma_R = cN_c \frac{(B-2c)}{B} + \gamma DN_q \frac{(B-2c)}{B} + 1/2 \gamma (B-2c) \frac{(B-2c)}{B} N_\gamma$$

Il terzo termine può essere moltiplicato e diviso per uno stesso termine da cui:

$$\sigma_R = (cN_c + \gamma DN_q) \left(1 - \frac{2c}{B}\right) + 1/2 \gamma B N_\gamma \left(1 - \frac{2c}{B}\right)^2$$

Nel caso di una fondazione eccentrica si avrà che $1-2c/B < 1$, per cui la capacità portante di una fondazione eccentrica è sempre $<$ di quella di una fondazione centrata.

Fondazioni superficiali

Una struttura trasferisce il proprio peso al terreno attraverso le fondazioni. La fondazione per rispondere in maniera corretta alla sua funzione deve essere dimensionata in modo da ottenere un adeguato margine di sicurezza rispetto alla rottura per carico limite del terreno, e da contenere gli spostamenti assoluti e differenziali entro valori compatibili.

In genere il progetto di una fondazione si sviluppa attraverso varie fasi fra loro INDIPENDENTI, e sono:

- a) indagini, rilievi e studi preliminari, per valutare i fattori ambientali e le caratteristiche dei terreni, dell'acqua e dei carichi agenti;
- b) Scelta del tipo di fondazione e primo dimensionamento legato principalmente alla verifica di stabilità del complesso terreno-struttura con la determinazione del carico limite;
- c) Calcolo dei cedimenti ed eventuale modifica delle dimensioni delle fondazioni o scelta di un tipo diverso, qualora i cedimenti fossero considerati superiori a quelli accettabili per l'insieme terreno-struttura;
- d) Scelta dei metodi costruttivi in relazione alle particolari condizioni che possono influenzare la fondazione (posizione topografica, falda, clima);
- e) Calcolo della struttura di fondazione e dimensionamento definitivo;
- f) Predisposizione di un eventuale piano di misure e controlli durante la costruzione e l'esercizio dell'opera.

Queste fasi assumono ampiezza e approssimazione diversa a seconda dell'importanza del manufatto. Seguendo il meccanismo del trasferimento del carico, le fondazioni si dividono in SUPERFICIALI (o semi interrate) quelle con le quali il carico è trasmesso al terreno con la pressione agente sul piano di appoggio trascurando il contributo dell'attrito laterale.

Si denominano fondazioni PROFONDE quelle per le quali il carico viene trasmesso al terreno sia con la pressione sul piano di appoggio che per attrito laterale lungo il fusto.

Seguendo il Terzaghi una suddivisione fra i vari tipi di fondazione è basata sul rapporto D/B dove:

D : lunghezza

B: larghezza

Quindi le fondazioni vengono suddivise in:

- SUPERFICIALI o DIRETTE (plinti, platee e travi rovesce) quando $D/B < 4$
- SEMIPROFONDE (cassoni e pozzi) quando $4 < D/B < 10$
- PROFONDE (pali di fondazione) quando $D/B > 10$

Il **plinto** trasferisce il carico della struttura attraverso il pilastro su una superficie più ampia.

La **trave rovescia** riceve e distribuisce sulla trave (NASTRIFORME) il peso di più pilastri.

La **platea** è una piastra estesa e riceve il carico di tutti i pilastri (limita al massimo i cedimenti).

I **plinti** li usiamo quando le caratteristiche geotecniche dei terreni sono ottime, le platee quando sono scadenti e in condizioni intermedie usiamo le travi rovesce.

Il piano di fondazione deve essere ad una profondità superiore a quella influenzata dalle variazioni meteorologiche stagionali, cioè al di sotto della zona soggetta a variazioni di volume per umidificazione, per essiccazione e per effetto del gelo. In genere questa profondità è compresa tra 0.5 e 1.5 metri.

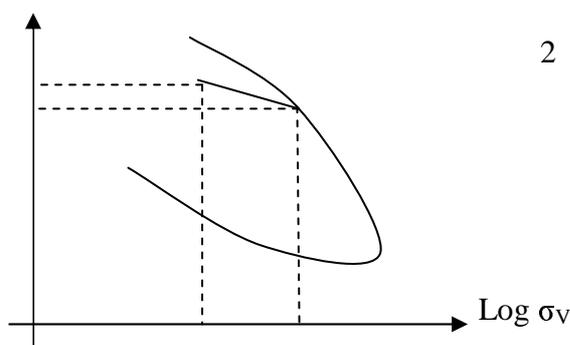
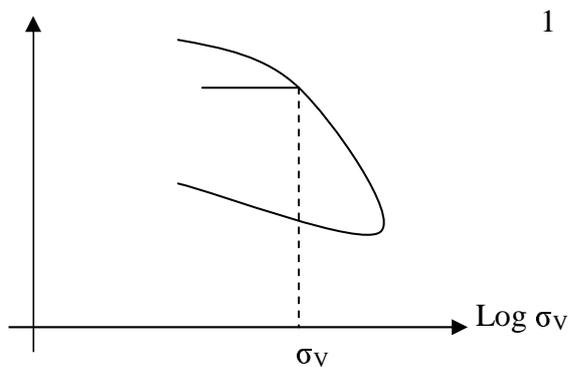
Le **travi rovesce** possono essere fatte per collegare i plinti lungo una sola direzione andando a costruire un vero e proprio reticolo di travi. Dal punto di vista economico, ma anche progettuale, si preferisce utilizzare la platea anziché le travi rovesce dato che la platea ha la capacità di limitare al massimo i valori dei cedimenti.

Ai fini dei cedimenti delle fondazioni dobbiamo far riferimento al carico netto, che è dato dal carico trasmesso dalla sovrastruttura diminuito l'alleggerimento dovuto al terreno tolto per lo scavo.

Una fondazione a **platea**, si dice alleggerita quando il carico trasmesso dalla fondazione è più elevato del carico litostatico alla data profondità.

Se il carico trasmesso dalla fondazione è uguale al carico litostatico (cioè quello del terreno rimosso) siamo nel caso di una FONDAZIONE COMPENSATA.

Se il carico trasmesso è minore di quello litostatico la fondazione si dice GALLEGGIANTE o a ZATTERONE.



Consideriamo un'argilla che abbia una certa tensione σ_v prima dello scavo. Con lo scavo la σ_v diminuisce; se l'argilla non rigonfia non si hanno cedimenti (caso1). In questo caso l'argilla rigonfia, e il cedimento è dato dalla ricomprensione del tratto di rigonfiamento fino a superare la σ_v . Giunti alla σ_v , l'argilla può cedere se il carico trasmesso è maggiore del carico di rottura (caso 2).

N.B. L'argilla rigonfia solo se ha la possibilità di assorbire l'acqua.

Per conoscere di quanto rigonfia l'argilla in un tempo t si usa la seguente equazione:

$$C_v = \frac{d^2 T}{t} \quad \rightarrow \quad t = \frac{d^2 T}{C_v}$$

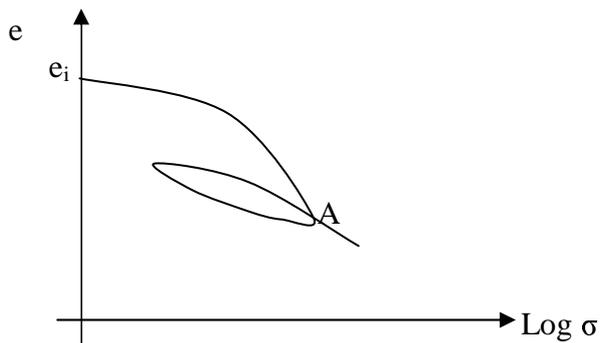
dove:

C_v : coefficiente di consolidazione;

T : fattore dimensionale detto fattore di tempo;

d : percorso di drenaggio dell'acqua.

Costruzione di un rilevato di precarico: il terreno al di sotto del rilevato cede in terreni a bassa permeabilità. Il cedimento restituito dev'essere tale che la deformazione dovuta alla costruzione dell'edificio sia pari a \emptyset



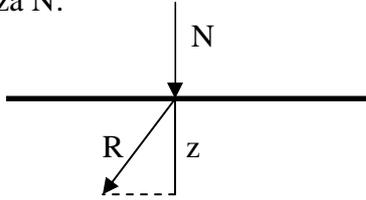
Dove:

e_i : situazione naturale;

A : situazione in cui è stato posto il rilevato di precarico.

TENSIONE VERTICALE INDOTTA

Supponiamo di prendere in considerazione un semispazio omogeneo ed isotropo e di applicare una forza N:



z: profondità
R : raggio vettore

Il valore della tensione litostatica γh è costante. L'applicazione della forza N genera condizione di equilibrio in ogni punto del terreno. La tensione verticale è indipendente dalle caratteristiche del mezzo.

Attraverso l'equazione di Boussinesque è possibile determinare la tensione verticale indotta:

$$\sigma_v = \frac{3N}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

Con questa equazione è possibile determinare la tensione verticale indotta per ogni punto del semispazio escluso il punto di applicazione della forza perché è indeterminato.

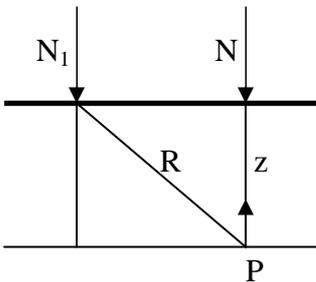
Lungo gli altri punti della superficie la tensione verticale indotta è \emptyset .

Le linee che uniscono tutti i punti con ugual valore di tensione verticale indotta rappresentano le ISOBARE delle tensioni verticali indotte.

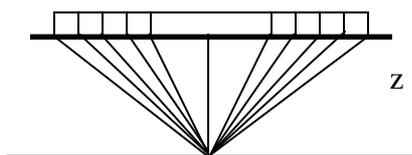
Per determinare il valore della tensione verticale indotta lungo la linea di applicazione della forza si applica questa equazione:

$$\sigma_v = \frac{3N}{2\pi} \frac{1}{z^2}$$

Supponiamo di aver determinato la tensione verticale indotta da una forza N e di applicare un'altra forza N_1 diversa da N, la tensione verticale totale nel punto P è uguale a $\sigma_{vN} + \sigma_{vN_1}$. Questo è detto principio di sovrapposizione.

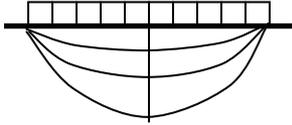


Consideriamo una fondazione larga x. Per ciascuno degli elementi della fondazione posso determinare la tensione verticale indotta



L'unità di misura considerata è x ed è possibile rappresentare tutte le misure all'unità di misura z . In letteratura l'unità di misura delle fondazioni è B .

Per tutta la lunghezza B della fondazione vanno costruite le isobare:



In corrispondenza della superficie di contatto della fondazione la tensione verticale indotta è uguale alla tensione di contatto. Lungo la verticale la tensione verticale indotta diminuisce all'aumentare del quadrato della profondità.

CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Per valutare al meglio i cedimenti è necessario calcolare la tensione verticale indotta al top ed alla base dello strato.

A volte è importante realizzare fondazioni che coprano interamente l'area dell'edificio. Ciò si verifica normalmente quando i terreni in esame hanno dei cedimenti che la struttura in elevazione non può sopportare.

Se tra due plinti abbiamo dei cedimenti, può succedere che i cedimenti siano uguali e quindi non vi saranno sollecitazioni indotte nella sovrastruttura o che i cedimenti siano diversi cioè ci sia un cedimento differenziale e questo dev'essere assorbito dalla sovrastruttura.

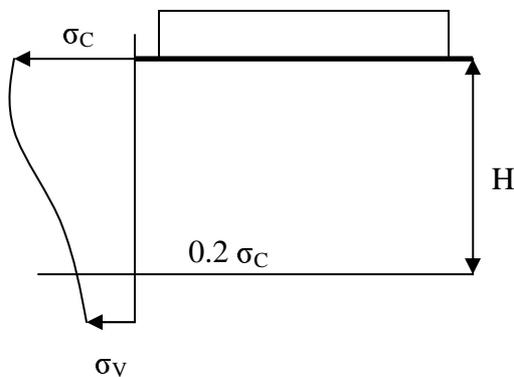
Per rendere più uniformi i cedimenti si cerca di usare plinti di diverse dimensioni, variando le dimensioni della fondazione varia la profondità del bulbo di pressione e quindi varia il cedimento.

L'equazione che ci permette di calcolare i cedimenti totali in condizioni edometriche è:

$$\Delta H = \frac{\Delta \sigma H}{E_{ed}}$$

E_{ed} : questo rappresenta il modulo di deformabilità che non è costante in profondità.

Nell'ipotesi che le condizioni edometriche non siano rispettate con un terreno omogeneo in profondità ci si ferma ad una profondità pari al 20% σ_C (che si colloca in asse alla fondazione all'isobara $0.2 \sigma_C$).



Una volta determinata la profondità solo lo spessore di terreno H contribuisce ai cedimenti. La tensione verticale indotta al di sotto di questa profondità non produce cedimenti.

Supponiamo ora che lo strato H sia suddivisibile in più strati. Si calcola lo spessore degli strati singolarmente sul grafico e si riporta tale spessore a quello reale, il fine è di determinare la tensione verticale indotta al top ed alla base di ogni singolo strato.

Naturalmente i cedimenti saranno più sensibili per un determinato volume di terreno. Il **volume significativo** del terreno sta ad indicare il volume di terreno che è interessato da cedimenti. Non tutto il terreno è influenzato dai cedimenti ma una parte. Si assume che il volume significativo del terreno è preso fino all'isobara $0.2 \sigma_C$.

Alcuni autori suggeriscono nell'analisi dei sedimenti che il volume del terreno dovrebbe essere esteso alla profondità in cui il valore della tensione verticale indotta eguaglia un decimo della tensione litostatica efficace.

La tensione verticale indotta tende a diminuire con la profondità mentre la tensione litostatica efficace aumenta.

Per determinare il cedimento di uno strato esimo si utilizza la suddetta formula:

$$\Delta H_i = \frac{\alpha\sigma + \beta\sigma}{2} \frac{\gamma B}{E}$$

$\alpha\sigma + \beta\sigma / 2$ rappresenta la tensione media verticale indotta dove $\alpha\sigma$ è la tensione al top e $\beta\sigma$ la tensione alla base.

Il cedimento sarà:

$$\Delta H_i = \frac{\sigma}{E} B I_c (1 - \nu^2)$$

Dove:

I_c : indice di influenza $\alpha \beta \gamma / 2$

ν : modulo di Poisson

$\nu = 0$ in condizioni edometriche

$\nu = 0.5$ in condizioni non drenate

In conclusione quindi il cedimento sarà:

$$W = \frac{\Delta\sigma}{E} B \frac{(1 - \nu^2)}{E} I_c$$

Dove:

W : cedimento;

$\Delta\sigma$: esprime l'incremento della tensione sul piano di posa della superficie;

ν : modulo di Poisson.

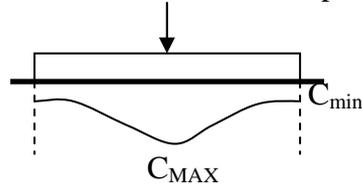
$$I_c = (1 - \nu^2) F_1 + ((1 - \nu - 2\nu^2) F_2)$$

Il primo termine si può leggere sulle curve intere il secondo sulle curve tratteggiate

Le fondazioni rispetto al terreno possono essere considerate rigide o elastiche a seconda della deformabilità del terreno e della fondazione.

Supponiamo che la fondazione sia indeformabile si può avere o un cedimento uniforme o una rotazione

Nella fondazione elastica il cedimento medio è sempre minore rispetto al cedimento max.



ABACO DI NEWMARK

Ogni cella ha un suo valore di influenza (0.002) che dev'essere moltiplicato per la tensione di contatto. Si stabilisce la profondità ($z=AB$).

L'abaco mni da la tensione indotta al di sotto di ogni punto della fondazione. Devo far coincidere il punto che a me interessa nel centro dell'abaco e contare le celle che rientrano nella fondazione in scala, si contano anche le celle carpite parzialmente.

$$\sigma_v = n \cdot f_i \cdot \sigma_c$$

Dove n rappresenta il numero delle celle.

Le dimensioni della fondazione vengono espresse (e disegnate) rispetto a $z=AB$. Si può anche determinare il valore della tensione verticale indotta in un punto al di fuori della fondazione. Questo è possibile disegnando l'area reale della fondazione più il tratto fino al punto da calcolare che dev'essere posto al centro dell'abaco infine si contano le celle.

Il metodo dell'abaco è un po' troppo approssimato. Quando il valore ottenuto ci porta a soluzioni onerose questo metodo dev'essere tralasciato.

L'abaco di Newmark viene utilizzato per:

- 1 Attribuire unità di misura ad AB;
- 2 Determinare il rapporto tra la fondazione ed AB;
- 3 Sovrapporre la fondazione in scala , facendo coincidere il punto considerato con il centro dell'abaco;
- 4 Contare quante superfici vengono interessate dalla fondazione disegnata.

SUPERFICIE DI ROTTURA – CAPACITA' PORTANTE – CARICO AMMISSIBILE

Per carico di rottura, capacità portante o carico limite si intende il carico max sotto il quale il terreno entra in una fase plastica e il terreno subisce dei cedimenti accompagnati da una rottura per taglio.

Questo carico è funzione delle caratteristiche **geotecniche** del terreno, ma anche della **profondità** del piano di posa, della **forma** e **dimensioni** della fondazione.

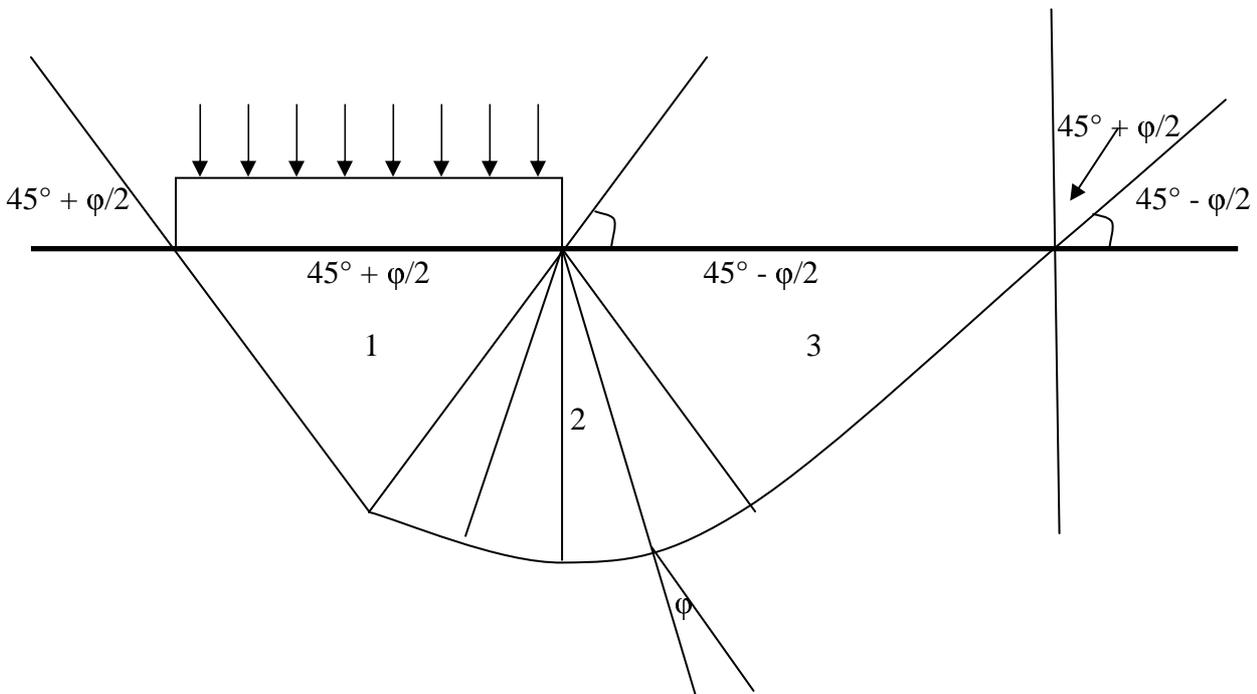
Il **carico ammissibile** è un'aliquota del carico limite e viene determinato dividendo il cuneo di rottura per un coefficiente di sicurezza $\sigma_a = \sigma_u / \eta$ per le fondazioni η non deve avere un valore inferiore a 3.

La **capacità portante di una fondazione** è il carico per unità di superficie che la fondazione può trasmettere al terreno in condizioni di equilibrio limite. Si indica con σ_u (ultima) σ_L (limite).

I fattori che possono incidere sulla capacità portante sono:

- 1) La larghezza della fondazione (aumenta il carico limite);
- 2) La profondità di posa della fondazione (maggiore profondità → maggiore carico limite);
- 3) La coesione (maggiore coesione → maggiore carico limite);
- 4) ϕ aumento di ϕ → aumenta la zona di terreno interessata a rottura → maggiore carico limite).

Terzaghi ha visto che al di sotto della fondazione in condizioni di rottura del terreno si generano delle superfici curve che delimitano 3 zone:



La zona 1 è in uno stato di spinta attiva (**RESISTENZA ATTIVA**), cioè siamo in una condizione TRIASSIALE in cui la superficie di rottura forma con la superficie sulla quale agisce la tensione principale σ_v un angolo $45^\circ + \varphi/2$.

La zona 3 si trova in condizioni di spinta passiva. Il terreno cioè si oppone alla rottura (**RESISTENZA PASSIVA**) le superfici di rottura formano con la superficie verticale un angolo di $45^\circ - \varphi/2$.

La zona 2 è una zona di raccordo tra A e B ed assimilabile una spirale logaritmica con argomento (φ), questa è detta anche zona di taglio **RADIALE**.

Terzaghi propone una serie di valori detti **parametri di capacità portante** che rappresentano, in funzione di φ , di quanto incide la capacità portante rispetto alla geometria della fondazione, della coesione, dell'approfondimento del piano di posa della fondazione rispetto al piano di sbancamento ultimo.

- φ → N_c dipende dal valore φ e tiene conto della coesione
- φ → N_q dipende dal valore φ e tiene conto della profondità del piano di posa
- φ → N_γ dipende dal valore φ e tiene conto delle caratteristiche geometriche della fondazione

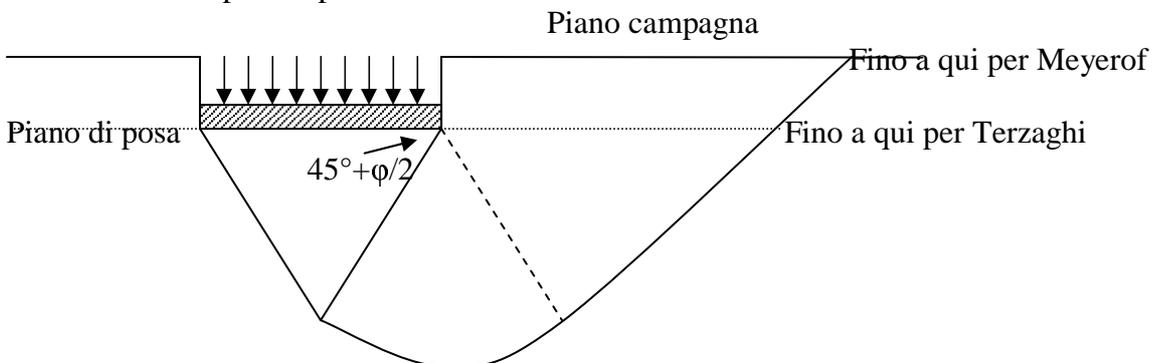
Secondo Terzaghi è possibile determinare il carico limite o ultimo σ_u :

$$\sigma_u = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} BN_\gamma$$

dove:

- c : coesione;
- cN_c : contributo legato alla coesione;
- D : approfondimento del piano di posa;
- B : larghezza della fondazione.

Il carico limite o carico ultimo rappresenta un carico superficiale per cui si verifica il collasso del terreno. Se moltiplicato per il valore di sicurezza otteniamo il carico ammissibile.



Meyerof fa l'ipotesi che le linee di scorrimento proseguono fino al piano campagna. Meyerof considera il **peso**, la **coesione** e la **resistenza per attrito** del terreno al di sopra del piano di posa come contributo alla resistenza del terreno stesso.

Secondo **Terzaghi**, invece, il contributo del terreno al di sopra del piano di posa alla resistenza è dato solo dal **peso**, quindi le linee si fermano sul prolungamento del piano di posa.

Se il terreno è omogeneo γ è uguale altrimenti avremo $\gamma_1 DNq + \frac{1}{2} BN\gamma_2$

Utilizzando delle espressioni analitiche si possono calcolare i parametri di capacità portante:

$$Nq = \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) c^{\pi \text{tg} \phi'}$$

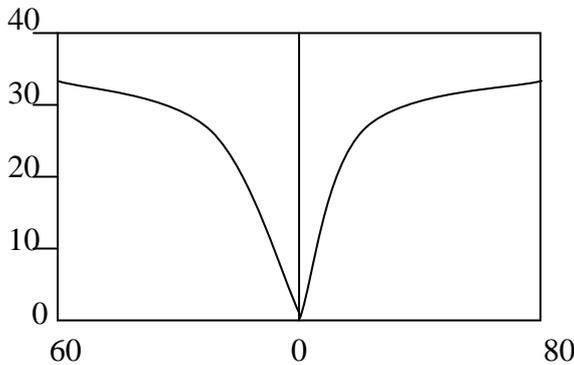
questo termine $\tan^2 (45^\circ + \phi'/2)$ rappresenta il coefficiente di spinta passiva

$$Nc = (Nq - 1) \cotg^2 \phi'$$
$$N\gamma = 2 (Nq + 1) \text{tg} \phi'$$

ϕ' questo termine rappresenta l'angolo di attrito efficace

A seconda delle condizioni a contorno i contributi Nq , Nc , $N\gamma$ hanno importanza nelle fondazioni profonde (per esempio per i pali) mentre in quelle superficiali sono trascurabili.

Si hanno grafici che forniscono i valori dei coefficienti Nq , Nc , $N\gamma$ rispettivamente riferiti all'angolo di attrito.



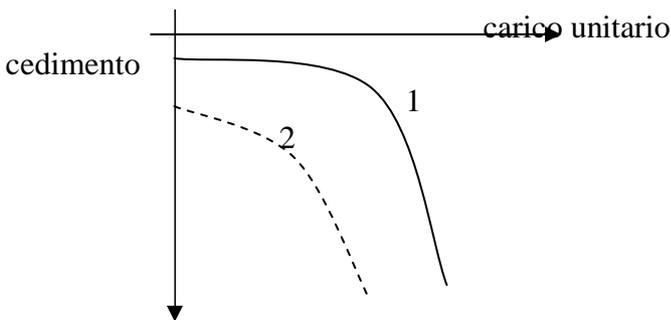
Questi diagrammi devono essere scelti in relazione alle formule utilizzate (di Meyerof o di Terzaghi).

La rottura del terreno non è sempre generalizzata ma può anche essere locale (una rottura molto localizzata è quella per punzonamento → tufo) questa rottura avviene di norma in rocce particolarmente porose e poco cementate.

Resistenza maggiore → rottura generalizzata;

Resistenza minore → rottura per punzonamento (localizzata).

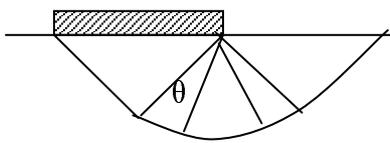
Terzaghi propone di avere una curva di questo tipo:



Se il terreno ricade in una curva del tipo 1 si usano i tratti continui; se il terreno ricade in una curva del tipo 2 che non presenta un punto ben preciso di rottura si usano i tratti discontinui, in questa curva il cedimento in funzione del carico applicato è costante.

Terzaghi fornisce i valori di coesione ed attrito da utilizzare in questi casi. Il valore di φ da prendere dev'essere un φ^* (cioè corretto) pari a: $\text{tg } \varphi^* = 2/3 \text{ tg } \varphi$; ciò vale anche per la coesione $c^* = 2/3c$.

Nella zona di taglio radiale il valore del raggio vettore è:



$$r = r_0 e^{\theta \text{tg } \varphi^*}$$

Al variare di θ abbiamo i diversi valori del raggio. θ non deve essere espresso in gradi ma in radianti, quando si verifica che $\theta = 0 \rightarrow r = r_0 e^0 \rightarrow r_0$

FONDAZIONI PROFONDE

Sono costituite essenzialmente dalle fondazioni su pali che vengono realizzati o perché in profondità ci sono caratteristiche fisiche e meccaniche migliori di quelle superficiali o perché si può interessare un volume significativo di terreno più elevato.

I pali possono essere fatti sia fuori opera che in opera.

Fuori opera: un palo conico che poi viene battuto, infisso nel terreno.

In opera: pali trivellati. Viene eseguito un foro nel terreno in cui viene calata l'armatura e infine eseguito il getto in calcestruzzo.

Nelle nostre zone i pali utilizzati sono quelli trivellati in quanto le argille tengono abbastanza bene il foro (non franano quando si produce il foro). Le sabbie producono franamenti delle pareti del foro → interruzione del getto di calcestruzzo → chiusura del foro. Questo problema si può risolvere in diversi modi, ad esempio inserendo una camicia nel foro oppure mantenendo costante il livello della falda in questo modo si esercita una pressione sulle pareti. Un altro metodo è quello di aggiungere del limo argilloso o bentonite nel foro, creando una pellicola che aumenta la pressione esercitata dall'acqua sulle pareti del foro.

Pali battuti: sono troncoconici e la punta è costituita da una "puntazza" che può avere un aumento dell'armatura o un rivestimento in ferro. C'è una zona di calcestruzzo piena con un supplemento in armatura perché la zona dove deve battere il maglio. I magli hanno diversi pesi e vengono utilizzati soprattutto per terreni normal consolidati.

TECNICHE DI COSTRUZIONE DEI PALI

Se c'è acqua nel foro la tramoggia è infilata fino al fondo del foro. Quando il tubo è immerso, il tappo riceve una sottospinta bilanciata dal calcestruzzo nel tubo. Quando il tubo raggiunge il fondo del foro, si imprime uno scossone e il tappo va via. Il calcestruzzo, per diversa densità, comincia a risalire nel foro. L'acqua sale di livello e fuoriesce dal tubo. Quando il calcestruzzo non esce più con continuità si solleva il tubo facendo attenzione che il fondo del tubo sia sempre inserito nel calcestruzzo fluido (il tubo è composta da diversi spezzoni di circa 3 metri che possono essere svitati ed avvitati).

Quando fuoriesce dall'estremità del foro un pezzo di calcestruzzo uguale a quello immesso il calcestruzzo può "maturare".

Ovviamente durante queste operazioni si possono verificare dei restringimenti del calcestruzzo o possono cadere pezzi delle pareti del foro all'interno.

Se il palo non è verticale esso lavorerà in condizioni eccentriche.

Il diametro di questi pali oscilla fra i ed i centimetri:

Piccolo diametro: < 300 mm
Medio diametro: 300-700 mm
Grande diametro: >700 mm

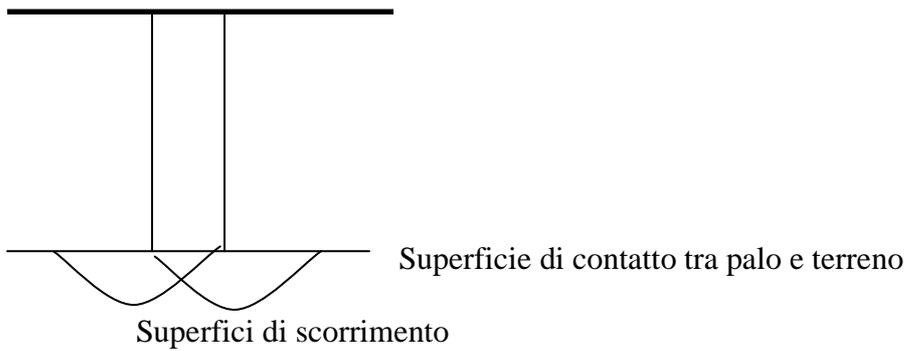
Micropali: sono dei pali che hanno un diametro max di 200mm. Le sollecitazioni maggiori sono alla testa del palo. Nelle zone non sismiche l'armatura è solo nella parte di aggancio tra palo e fondazione.

Monopoli: sono dei pali che hanno un diametro max compreso tra 1000 e 1200mm. L'inerzia del palo singolo è minore rispetto a più pali aventi la stessa capacità. La testa del monopalo dev'essere irrigidita con travi o con una platea.

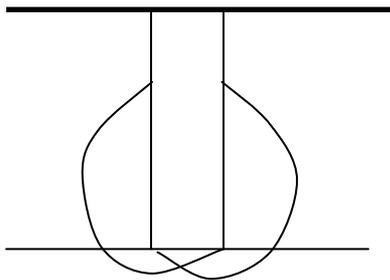
La capacità portante di un palo consta di due aliquote, una resistenza alla punta e una resistenza per attrito laterale. La sezione del palo è circolare. La resistenza alla punta è da determinare come se fosse una fondazione circolare.

L'andamento delle superfici di scorrimento possono essere interpretate secondo tre diversi autori: Terzaghi, Meyerof e Berezantzev.

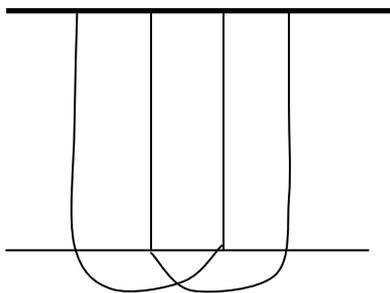
Terzaghi:



Meyerof: le superfici di scorrimento si chiudono sul palo



Berezantzev:



Ogni teoria fa variare i valori della capacità portante. Il modo più semplice per determinare la capacità portante è quello di Terzaghi:

$$\sigma_u = 1.3 \cdot cN_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma DN_q + \frac{1}{2} \cdot 0.6\gamma d N_\gamma$$

d : diametro

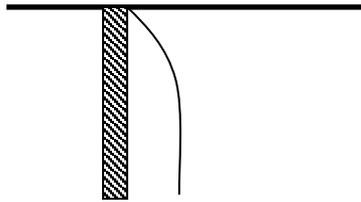
I coefficienti di forma per una fondazione circolare sono:

$$V_c = 1.3 ; V_q = 1.2 ; V_\gamma = 0.6$$

$$Q_T = Q_P + Q_L$$

$$Q_P = \sigma_u (A_P)$$

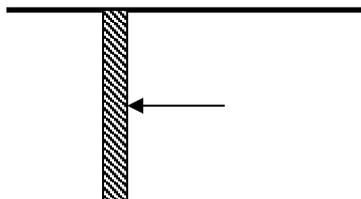
La tensione litostatica verticale in adiacenza al palo non aumenta linearmente con la profondità ma aumenta fino ad una certa profondità finché non diviene costante. Il risultato di ciò è che la capacità portante non varia all'aumentare della profondità perché essa ad una certa profondità raggiungerà il valore costante.



Secondo molti autori questo rapporto $10 \leq D^*/d \leq 15$; con 10 si sottostima il contributo del termine della profondità. Dove D^* rappresenta la profondità alla quale la tensione litostatica verticale diviene costante e d rappresenta il diametro della sezione retta del palo.

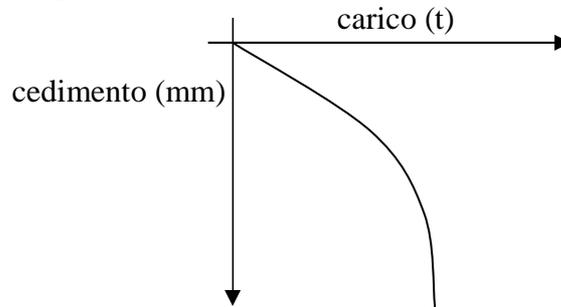
Per pali di medio e piccolo diametro il terzo termine dell'equazione della σ_u è trascurabile.

Il secondo termine ha un valore Max che corrisponde alla profondità $D^* = 10 \div 15$. La resistenza laterale del palo si valuta vedendo quali sono le tensioni che agiscono normalmente alla superficie del palo e valutando l'attrito che può essere nobilitato all'interfaccia palo-terreno.



La tensione litostatica orizzontale (senza palo) è $K_0 \sigma_v$ cioè $K_0 \gamma H$

Per i pali battuti, la tensione orizzontale tende a $K_p \sigma'_v$ e si usano le formule dinamiche che hanno coefficienti di sicurezza molto elevati. Per questo si preferisce fare analisi in sito detto “in vera grandezza”. Si carico il palo fino a rottura e si ottiene una curva carico-cedimento:

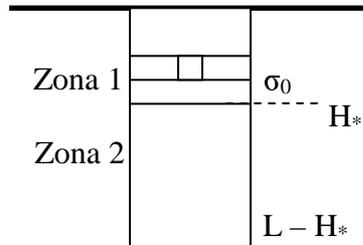


Se il palo è battuto $\rightarrow K_p \sigma'_v = K_p \gamma H$
Se il palo è trivellato $\rightarrow K_a \sigma_v = K_a \gamma H$

In adiacenza al palo la tensione litostatica verticale aumenta fino alla profondità D^* e poi diviene costante

RESISTENZA PER ATTRITO LATERALE

La forza F mobilitata all'interfaccia palo-terreno dell'elemento di superficie ds è:



$D_* = H_* = 10 \div 15$ (diametro del palo)

Isoliamo un elemento di superficie ds (sul quale agisce la tensione orizzontale. La forza F che può essere mobilitata all'interfaccia palo e terreno è:

$$dF = \sigma_0 ds = \sigma'_v K_a ds = \gamma H K_a ds$$

La σ_0 per un palo trivellato è uguale a $\sigma'_v K_a$ dove σ'_v è uguale a γH .
La dF sarà costante per tutta la superficie del palo, per cui:

$$F_i = 2\pi R K_a \gamma H dH$$

Dove:

Base del palo : $2\pi R$

Altezza del palo : $h=dH$

La forza di attrito laterale che può essere mobilitata è:

$$Al_i = 2\pi R K_a \gamma H dH K_a \operatorname{tg} \gamma_*$$

Dove:

$\operatorname{tg} \gamma_*$ rappresenta la tangente dell'angolo di attrito all'interfaccia palo-terreno

la rottura non avviene nel calcestruzzo ma nel terreno. Non può essere utilizzato direttamente γ perché il terreno è disturbato dalla presenza del palo. Concludendo l'attrito laterale per la zona 1 sarà:

$$Al_1 = \frac{1}{2} \gamma H_*^2 2\pi R K_a \operatorname{tg} \gamma_* = \pi R K_a \gamma H_*^2 \operatorname{tg} \gamma_*$$

L'attrito laterale per la zona 2 sarà:

$$Al_2 = \gamma H_* 2\pi R dH K_a \operatorname{tg} \gamma_* = 2\pi R \gamma K_a H_* (L - H_*) \operatorname{tg} \gamma_*$$

Quindi la resistenza laterale di attrito sarà data da questi due contributi.

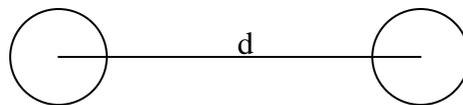
A lungo termine il valore della coesione è $2/3$ della coesione del terreno: $c' = 2/3 c'$

La resistenza laterale subisce l'attributo sia dell'attrito che della coesione:

$$Al_c = 2\pi R L c_* \text{ (in condizioni non drenate)}$$

Interasse : distanza tra gli assi di due pali adiacenti.

La capacità di una palificata dipende dalla disposizione dei pali, quindi dall'interasse. Non si scende mai al di sotto di un interasse di 3 volte del ϕ (diametro) dei pali costituenti la palificata.



$$I \geq 3d$$

La capacità portante di un palo con interasse 3 volte il ϕ (diametro) diminuisce di $0.6 \div 0.7$ (60-70%). Questo valore indicato con e è detto efficienza della palificata (% del carico che la palificata può trasmettere in funzione della capacità portante di ogni singolo palo e del n° di pali).

Supponiamo di avere $n^{\circ} \text{pali} = 50$ e che la capacità portante di un singolo palo sia $100t$; $i = 3d$ del palo $e = 0,6$. Il carico che può essere sopportato dalla palificata sarà:

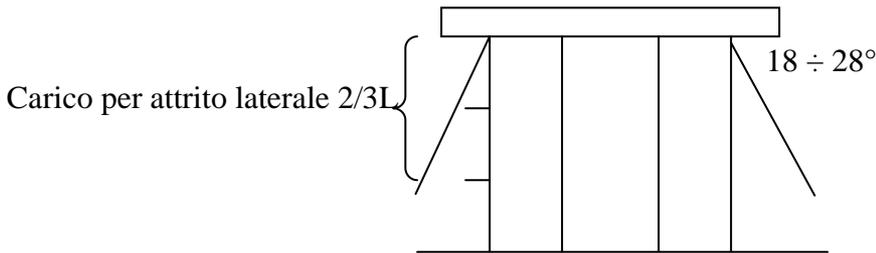
$$Q_T = 50 \times 100 \times 0.6$$

Con l'adozione di pali di grosso ϕ si è soliti irrigidire le teste dei pali mediante la platea di una fondazione. Il vantaggio è che non tutto il carico viene trasmesso ai pali. In questo caso anche la platea è collaborante.

Quando il terreno sotto il palo si deforma, a causa del carico trasmesso dal palo, si deforma anche il terreno tra i due pali; mediante l'utilizzo della platea i pali sono sottoposti ad un carico inferiore.

CEDIMENTO DI UNA PALIFICATA

Se il carico viene trasmesso dalla platea dei pali si fa riferimento ad una fondazione che ha come dimensioni (o forma geometrica) l'involuppo della palificata. Però la palificata trasmette il carico anche per attrito laterale, quindi, si fa riferimento ad una fondazione posta a $2/3$ dalla punta del palo e ad un angolo di diffusione di $18 \div 28^\circ$.



PROVE DI CARICO SU PALO

Queste prove possono essere eseguite o in fase preliminare: si costruisce un palo generalmente battuto, di vera grandezza e si porta a rottura; oppure ci sono le prove di collaudo:

- 1) Costruito il palo;
- 2) Lo si carico e si costruiscono 4 pali trivellati (laterali) di contrasto;
- 3) I mattinetti battono il palo.

$$t_* = \frac{sot}{2\pi RL}$$

Questo termine rappresenta la resistenza laterale unitaria del palo di contrasto. Ora invece calcoliamo quella del palo di prova:

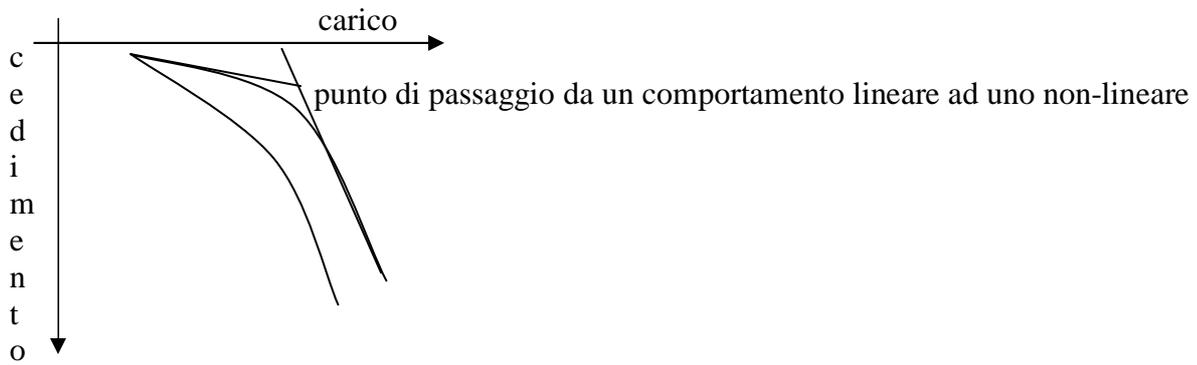
$$A_1 = t_* 2\pi R_* L$$

I pali a contrasto lavorano a trazione, la resistenza è solo laterale non c'è quella alla punta.

Palo di prova: $A_1 + Q_p$ dove $A_1 = t 2\pi R_p L_p$

Palo a contrasto: $t_c = \frac{\text{carico (t)}}{2\pi R_c L_c}$

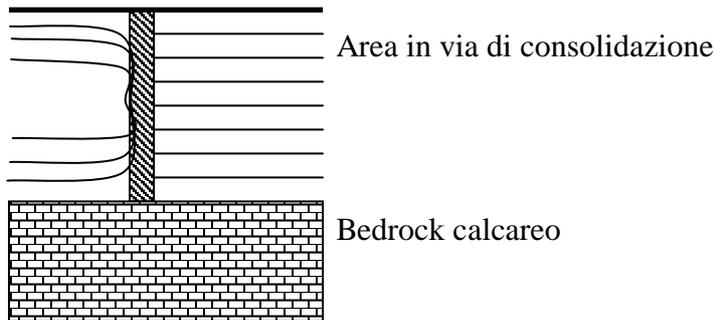
t e t_c devono essere uguali perché è una resistenza unitaria, quindi t può essere sostituita da t_c .
Calcolo così A_1 e conseguentemente $Q_t - A_1 = Q_p$



Il tipo di curva ci permetterà di scegliere il valore del coefficiente di sicurezza. Quando si realizza una palificata la legge impone che l'1-2% dei pali dev'essere collaudato.

ATTRITO NEGATIVO

Nelle aree costiere in cui la sedimentazione è recente vi sono terreni in via di consolidazione. Nei terreni in via di consolidazione si verifica l'attrito negativo, cioè il terreno non offre resistenza per attrito laterale ma è il terreno che consolida che trascina il palo, cioè funge da carico.

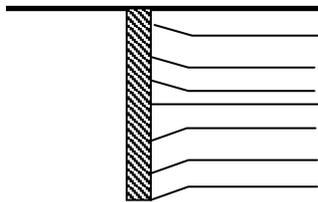


Supponiamo di dividere l'area in via di consolidazione in più strati, perciò ognuno di questi cederà per una certa aliquota ΔH che supponiamo essere di 1 cm.

Lo strato 1 cede di 1 cm. Il 2 cede di 2 cm perché cede 1 cm lo strato sottostante e 1 cm per se stesso.

In questa condizione tutti gli strati producono trascinamento del palo.

Supponiamo ora di non avere più il supporto del bedrock calcareo:



Di conseguenza il palo è libero di muoversi cioè di essere trascinato. Su tutta la lunghezza del palo vi è attrito negativo. $0.7 \div 0.8 L$ è l'interfaccia dove l'attrito non è negativo ma positivo.

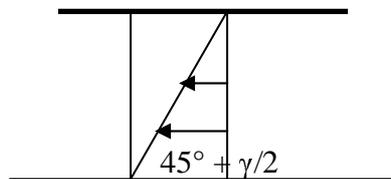
Per limitare il fenomeno dell'attrito negativo si può rivestire il palo con un lamierino ondulato (questi si deforma).

LE STRUTTURE DI SOSTEGNO

In uno scavo, la parete libera è instabile, quindi non può essere lasciata libera. Bisogna, cioè, porre delle strutture di sostegno che per gravità, quindi sotto lo stesso peso della struttura, o per geometria della struttura offrono un miglior sostegno.

Le sollecitazioni che agiscono sul muro sono la tensione litostatica orizzontale che diminuisce non indefinitivamente (nel caso di un terreno orizzontale).

L'andamento della superficie di rottura (il piano di rottura deve formare un angolo di $45^\circ + \gamma/2$ rispetto al piano su cui è applicata la σ). La condizione più gravosa è quando il cuneo di spinta forma un angolo di $45^\circ + \gamma/2$.



la spinta esercitata dal muro è data dalla sommatoria delle forze elementari che agiscono sul muro. Le forze elementari sono:

Condizione di spinta attiva: tensione orizzontale $\rightarrow \sigma'_0 = K_a \gamma H$ che agisce su un elemento dH alla profondità H .

$$\sigma'_0 dH = F \quad \rightarrow \quad \sigma'_0 dH = K_a \gamma H dH = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

L'ultimo termine rappresenta il modulo della forza (è la sommatoria di tutte le forze elementari). questa spinta dev'essere posta, per mantenere costante anche i movimenti, nel baricentro (ad $1/3$ dalla base).

La forza che esercita sulla parete è scomponibile in due parti:

La spinta del terreno può produrre nel muro \rightarrow traslazione
 \rightarrow ribaltamento

Per ovviare a questi problemi si utilizza la verifica della capacità portante perché il muro non ha una distribuzione dei carichi omogenei.

MURI

Una struttura di sostegno serve ad assicurare l'equilibrio di un pendio o di una scarpata artificiale potenzialmente instabile. Tra le strutture di sostegno più comuni troviamo i **muri** che possono dividersi in:

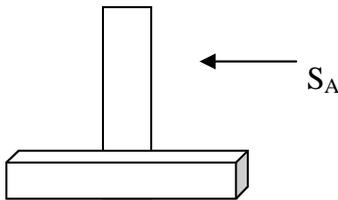
- Muri a gravità: dove è il peso del muro a produrre la resistenza;
Muri a mensola: dove è la geometria del muro che produce la resistenza alla spinta del terreno.

Nella realizzazione di un muro di solito si eseguono tre verifiche molto importanti:

- 1) la verifica allo scorrimento;
- 2) la verifica al ribaltamento;
- 3) la verifica al punzonamento.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Innanzitutto prima di passare a vedere come si calcola la verifica allo scorrimento bisogna dire che per Rankine non c'è attrito tra muro e terrapieno. La spinta è parallela al pendio ed è applicata ad un 1/3 dalla base. Se la spinta è inclinata si considera solo la componente orizzontale, quella verticale è trascurata perché l'attrito tra muro e terreno è nullo.



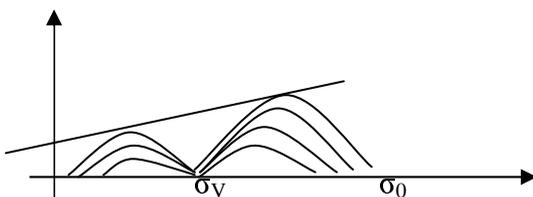
- 1) Divido il muro in settori;
- 2) Ne calcolo il peso: $a \cdot b \cdot c \cdot \text{carico} = N$ Ottenute le tre forze N normali $N_1 N_2 N_3$
- 3) La resistenza : $T = N_1 \text{tg}\gamma_*$

La resistenza del muro al terreno è $\Sigma T = \Sigma N \text{tg}\gamma_*$

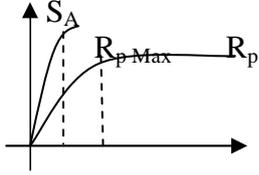
Dove $\gamma_* = 2/3 \text{ arctg } \gamma$ cioè $\text{tg } \gamma_* = 2/3 \text{ tg } \gamma$ questo perché l'attrito mobilitato è minore perché il terreno è rimaneggiato.

Si hanno tre casi di mobilitazione della resistenza a valle del muro:

- 1) Assenza di spinta ($K=0$) perché la σ_0 prodotta dal terreno è sostituita dal calcestruzzo;
- 2) Per effetto della traslazione del muro, la σ_0 aumenta e la σ_v rimane costante. La σ_0 aumenta finché $\sigma_0 > \sigma_v$. La spinta è uguale a $1/2 \gamma H^2 K_p$ (resistenza passiva)

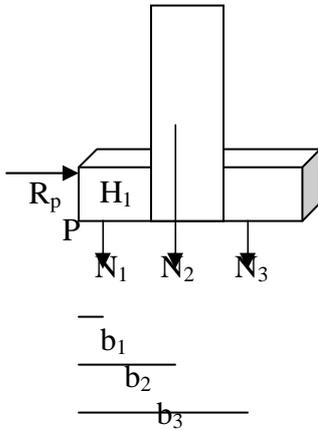


3) Quando si individua la superficie di taglio si determina il valore Max della S_A ma non della R_p Max che necessita di una maggior deformazione per individuare il valore Max della R_p . Così la R_p considerata è inferiore alla R_p Max $\rightarrow R_p = \frac{1}{4} \gamma H^2 K_p$



Per la traslazione si valuta la somma algebrica dei moduli di queste forze F. La sommatoria delle forze che si oppongono allo scorrimento dev'essere uguale a 3/2 della forza agente $\rightarrow R/A \geq 1.5$.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO



Se il muro dovesse ruotare, ruoterebbe attorno allo spigolo della soletta a valle. La rotazione sarà oraria, quindi tutti i movimenti sono positivi. Il momento di $M_{Rp} = R_p \cdot 1/3 H_1$

$$M_{N1} = N_1 \cdot b_1 \quad b_1 = 1/2 \text{ soletta di valle}$$

$$M_{N2} = N_2 \cdot b_2$$

$$M_{N3} = N_3 \cdot b_3$$

L'effetto di questo momento è assicurare la stabilità del muro:

$$\Sigma \text{momenti} = M_{F \text{ resistenti}}$$

$$M_{SA} = S_A \cdot 1/3 H$$

Dobbiamo stabilire il coefficiente di resistenza da utilizzare che è sempre 1.5

$$\frac{M_{FR}}{M_{SA}} \geq 1.5 \text{ COEFFICIENTE DI SICUREZZA}$$

Supponiamo che S_A non ci sia, il muro ha una disposizione dei carichi asimmetrica. Consideriamo la risultante di N_1 , N_2 ed N_3 :

M_{N1} , M_{N2} , M_{N3} devono essere uguali al momento della risultante;

N_1 , N_2 , N_3 deve dare il modulo della risultante

$$M_{N1} + M_{N2} + M_{N3} = (N_1 + N_2 + N_3) \cdot x$$

Modulo delle forze risultanti punto di applicazione di questa risultante

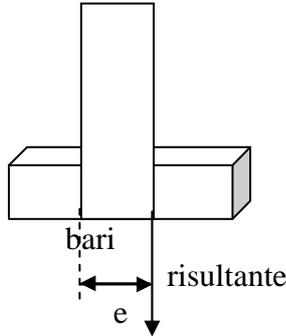
x è la distanza dal punto P dal punto di applicazione della risultante;

x è il punto di applicazione di tutti i carichi normali.

La risultante rispetto al baricentro crea eccentricità. L'eccentricità della risultante dei carichi è considerata positiva, quella della S_S è negativa, cioè sta a sinistra del baricentro. Quando si deve predisporre la geometria del muro in condizioni di esercizio la risultante di tutte le forze deve passare per il baricentro della fondazione in modo che le due eccentricità abbiano stesso modulo ma

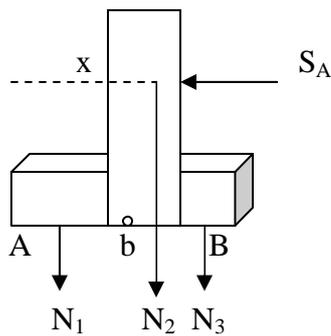
siano di verso opposto. Questo per calcolare il carico limite della fondazione. Sappiamo che se c'è eccentricità la fondazione lavora male, perciò si fa in modo che la fondazione lavori sempre

totalmente reagente. Quando i muri sono alti, la spinta del terreno aumenta e facilmente ho eccentricità risultanti che vanno al di fuori del nocciolo di inerzia.



VERIFICA DI PUNZONAMENTO

L'eccentricità dei muri è legata alla disposizione delle masse.



Baricentro: $AB/2$
 N_3 : peso soletta + riempimento

Sommatoria dei pesi e modulo della risultante del peso del muro = $N_1 + N_2 + N_3$

Il momento di N_1 è M_{N1} . Sommatoria dei momenti dev'essere uguale al momento della sommatoria, cioè:

$$M_{N1} + M_{N2} + M_{N3} = M_N (1+2+3)$$

$$N_1 \cdot b_1 + N_2 \cdot b_2 + N_3 \cdot b_3 = (N_1 + N_2 + N_3) \cdot x$$

Dove x è la distanza tra il punto A e la risultante dei momenti.

L'eccentricità sarà: $x - AB/2$; per questa eccentricità il muro ruoterà in senso orario.

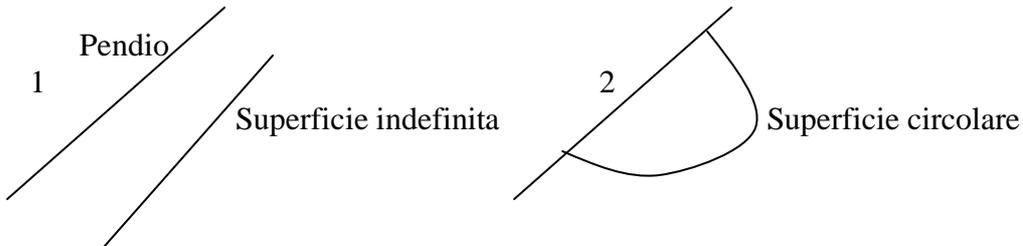
S_A è applicata ad un $1/3$ di H . Per effetto della sola spinta attiva il muro ruoterà in senso antiorario.

$$\left. \begin{array}{l} MS_A = 1/6 \gamma H^2 K_a \\ M_{N(1,2,3)} = N_1 + N_2 + N_3 \end{array} \right\} \frac{1/6 \gamma H^2 K_a}{N_1 + N_2 + N_3} = e$$

La fondazione del muro deve lavorare compressa, cioè la risultante dei carichi normali dev'essere contenuta nel nocciolo d'inerzia e $\leq B/6$.

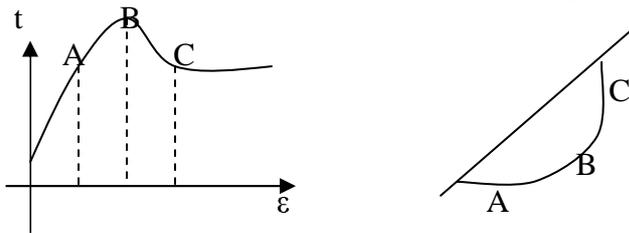
VERIFICA ALLA STABILITA' D'INSIEME

Questa è la verifica di stabilità di un pendio, messa a punto nei primi del 900 da Fellenius. se nel pendio già si è verificata una frana si trascura la c perché è avvenuto scorrimento lungo la superficie di taglio. Il γ da utilizzare è quello residuo.



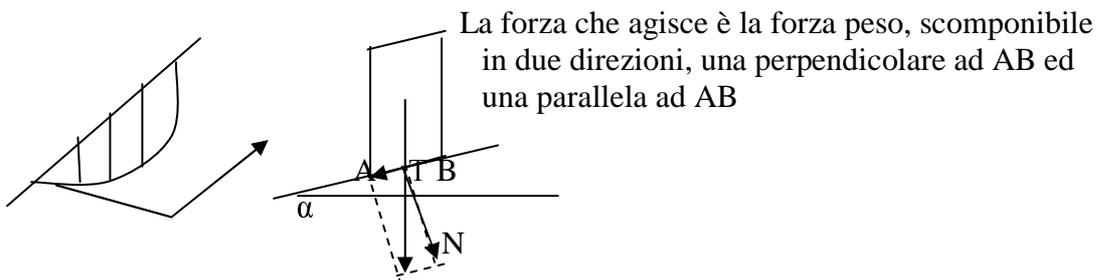
Il primo caso si trascurava.

Se la superficie è circolare, i parametri da analizzare, se il terreno è omogeneo, sono i valori di picco, per diversi metri i valori variano da punto a punto lungo la superficie di scorrimento e dipendono dal livello di deformazione, ad esempio:



L'angolo di attrito residuo dipende anche dalla composizione mineralogica delle argille.

Il metodo di Fellenius considera una superficie subcircolare e lo suddivide in conci. I metodi si differenziano per le condizioni al contorno e tutti, escluso quello di Fellenius, necessitano di un calcolatore elettronico.



$T = P \sin \alpha \rightarrow$ componente che produce movimento;

$N = P \cos \alpha \rightarrow$ componente che offre resistenza.

Se il terreno è dotato di coesione lungo la corda o superficie AB il contributo legato alle forze sarà $N \tan \gamma$, quello legato alla coesione sarà $c \cdot L$. Il coefficiente di sicurezza è 1.3.

$$\frac{N \tan \gamma + c \cdot L}{T} \geq 1.3$$

Questo procedimento dev'essere effettuato per ogni concio (con ugual larghezza) della superficie circolare. Ogni concio avrà un diverso valore di α .