

Lezione 8

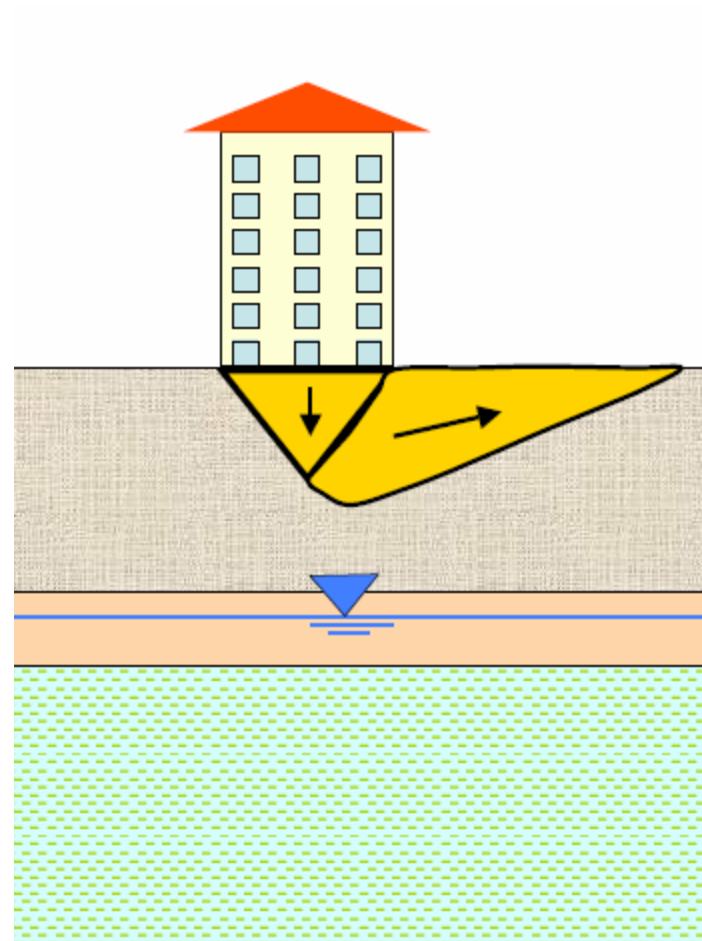
GEOTECNICA

Docente: Ing. Giusy Mitaritonna
e-mail: *g.mitaritonna@poliba.it*

- Lezione 8 -

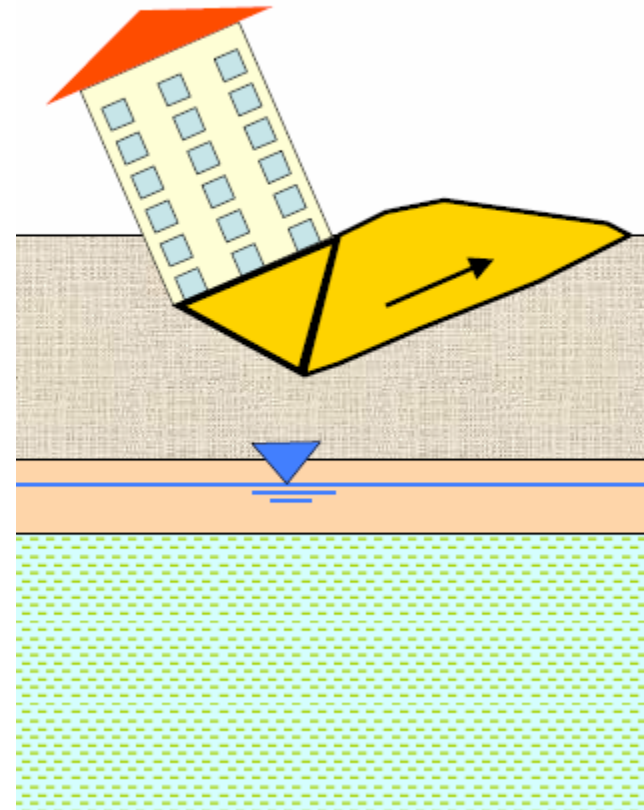
- A. Fondazioni superficiali: requisiti di progetto
- B. Tipologie di fondazioni superficiali
- C. Carico limite delle fondazioni superficiali (soluzione di Terzaghi, coefficienti di forma)
- D. Carico limite delle fondazioni superficiali in condizioni non drenate e in condizioni drenate
- E. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per la progettazione geotecnica (DM. 14.01.2008)
- F. Verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali (DM. 14.01.2008)

Stabilità delle fondazioni superficiali



Stabilità delle fondazioni superficiali

Comportamento a collasso delle fondazioni



8.A

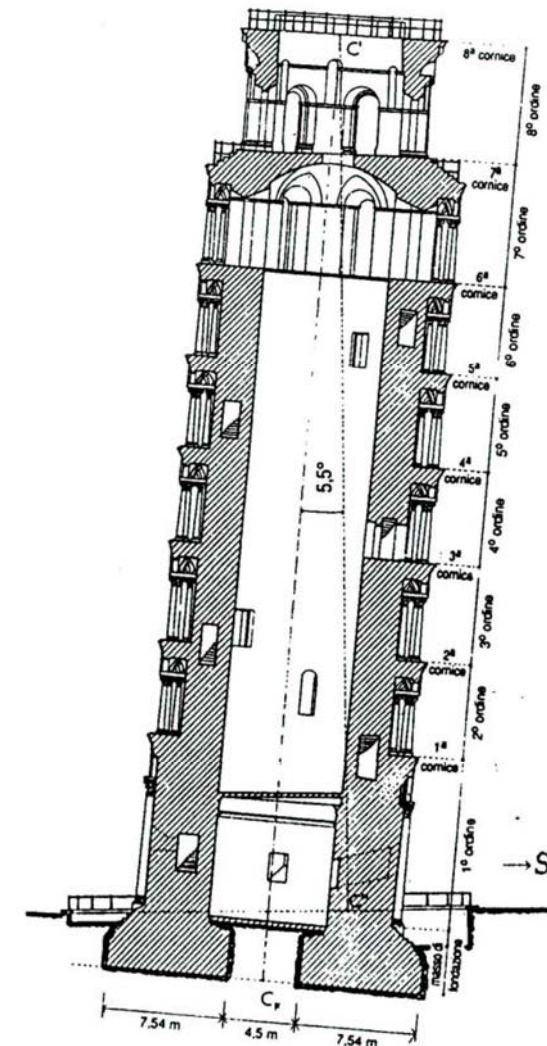
Fondazioni superficiali:

requisiti di progetto

FONDAZIONE: è quella parte di una struttura a diretto contatto con il terreno, al quale vincola stabilmente la struttura stessa ed al quale trasmette i carichi su di essa agenti nel rispetto di determinati requisiti di progetto.

Carichi agenti nella struttura in elevazione: dell'ordine di molti MPa; carichi unitari sopportabili dai terreni di fondazione: dell'ordine delle decine o centinaia di kPa

La struttura di fondazione ripartisce le sollecitazioni provenienti dalla struttura in elevazione su una superficie sufficientemente grande da assicurare il rispetto di determinati requisiti



Sezione della torre di Pisa con il piano di massima pendenza.

- Requisiti da soddisfare nel progetto geotecnico delle fondazioni:
 - sicurezza rispetto ad un fenomeno di rottura per CARICO LIMITE dei terreni di fondazione (la fondazione deve determinare nel terreno uno stato tensionale sufficientemente lontano da quello che produce rottura);
 - limitazione degli SPOSTAMENTI assoluti e differenziali a valori compatibili con la STATICA e la FUNZIONALITA' della struttura in elevazione;

- Altri requisiti:
 - lo stato di sforzo nella struttura di fondazione deve essere compatibile con i requisiti strutturali riguardanti la resistenza dei materiali, l'insorgere di stati di fessurazione, la durabilità;
 - deve essere garantito che la soluzione in progetto sia realizzabile in modo sicuro e, per quanto possibile, agevole;
 - la soluzione in progetto deve rispondere anche a criteri di economicità.

Considerazioni generali: Requisiti di progetto

Per soddisfare tali requisiti, il progetto di una fondazione deve tener conto di:

- ✓ **fattori connessi al terreno di fondazione** (i.e., stratigrafia, caratteristiche meccaniche del terreno, presenza e regime delle acque sotterranee, situazioni particolari quali fenomeni franosi, di subsidenza etc.);
- ✓ **fattori connessi all'opera in progetto** (i.e, tipologia, forma, dimensioni, carichi permanenti ed accidentali, materiali);
- ✓ **fattori ambientali** (i.e., morfologia del terreno, regime delle acque superficiali, presenza e caratteristica di altri manufatti e sottoservizi, fattori climatici e azioni sismiche).

Considerazioni generali: Requisiti di progetto

FASI DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI

1. *Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo* (indagini geotecniche in sito ed in laboratorio, modello geotecnico del sottosuolo - e.g.: c' , φ').
2. *Analisi dei carichi esercitati dalla sovrastruttura* (carichi fissi, sovraccarichi, carichi dinamici o ciclici).
3. *Scelta del tipo di fondazione e della profondità del piano di posa.*
4. *Verifica della stabilità del complesso terreno-fondazione* (calcolo del carico limite di rottura).
5. *Verifica del comportamento in esercizio* (calcolo dei cedimenti assoluti e differenziali).
6. *Studio delle modalità esecutive* (scavi, abbassamenti di falda etc.).
7. *Piano dei controlli in corso d'opera* (monitoraggio etc.).
8. *Computo metrico e preventivo di spesa.*

Normativa e raccomandazioni

- **D.M. 14.01.2008** “*Norme tecniche per le costruzioni*”.
- **Circolare interpretativa n. 617 del 2.02.2009** “*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)* ”.

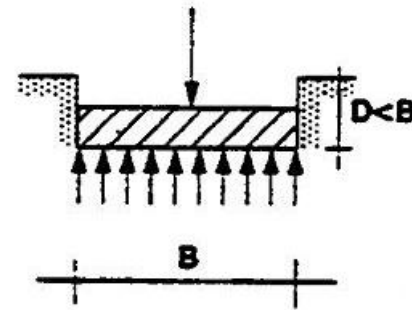
Un complesso di raccomandazioni più specifiche , anche senza alcun carattere di legge, sono le “*Linee Guida*”, pubblicate dall'Associazione Italiana di Geotecnica (AGI, 2005).

Considerazioni generali: Tipologie di fondazione

Si distinguono due tipologie di fondazione:

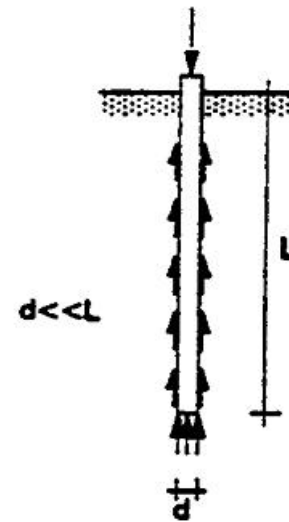
✓ fondazione *Superficiale* o *Diretta*

Il rapporto fra la profondità del piano di posa D e la sua larghezza in pianta B risulta minore o non molto maggiore dell'unità



✓ fondazione *Profonda* o *Indiretta*

Lo stesso rapporto, L/d , è molto maggiore dell'unità

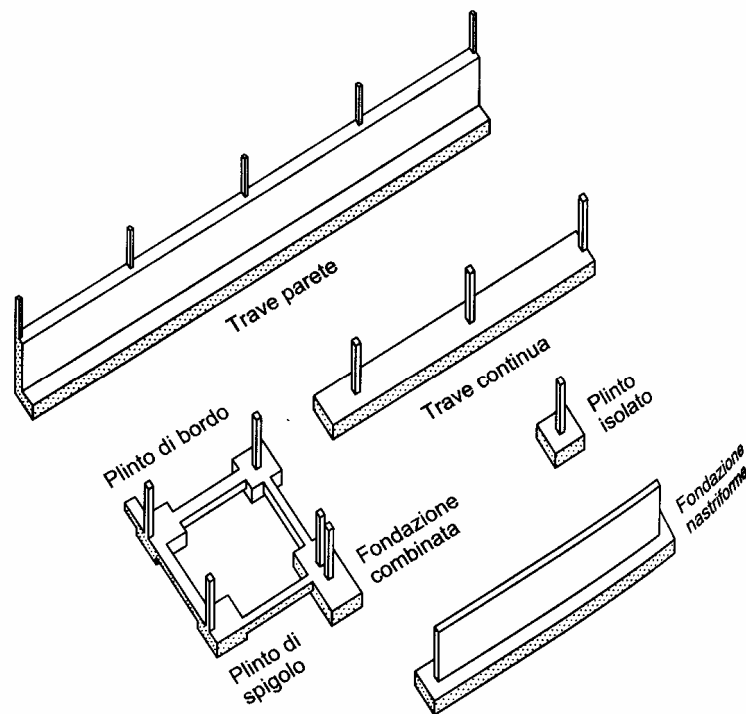


8.B

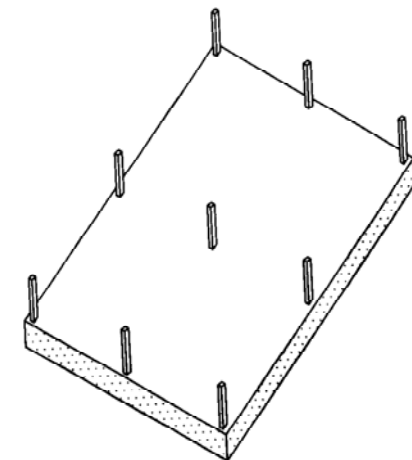
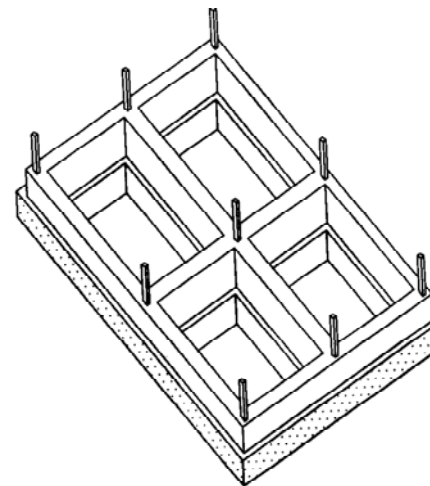
Tipologie di fondazioni superficiali

Fondazioni Superficiali: Tipologie

- Le strutture di fondazione vengono realizzate quasi sempre in c.a., anche per strutture in elevazione in muratura o in acciaio
- Le forme più comuni sono il plinto isolato, la trave rovescia, la platea



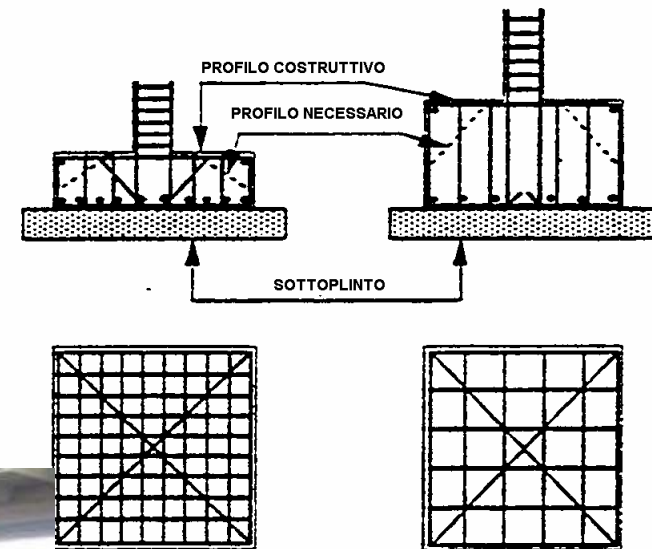
Graticcio di travi



Platea

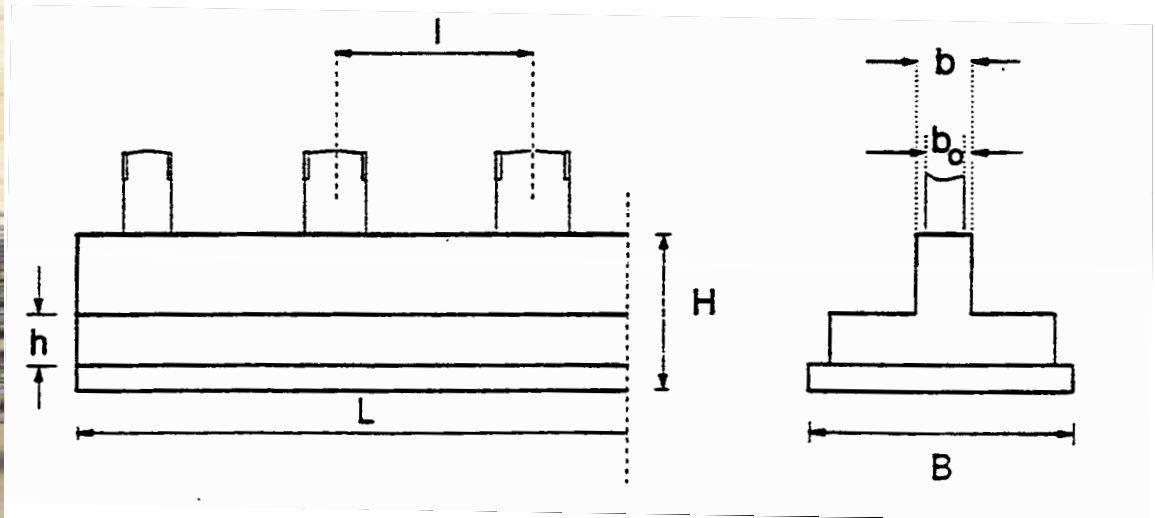
Fondazioni Superficiali: Tipologie

- Il **PLINTO** ha generalmente forma in pianta isometrica (quadrata, poligonale, circolare); in presenza di significative eccentricità dovute ai carichi permanenti può avere forma rettangolare
- Forma a parallelepipedo
(no a tronco di piramide)
- Sottoplinto in calcestruzzo magro, collegamento fra i plinti mediante travi



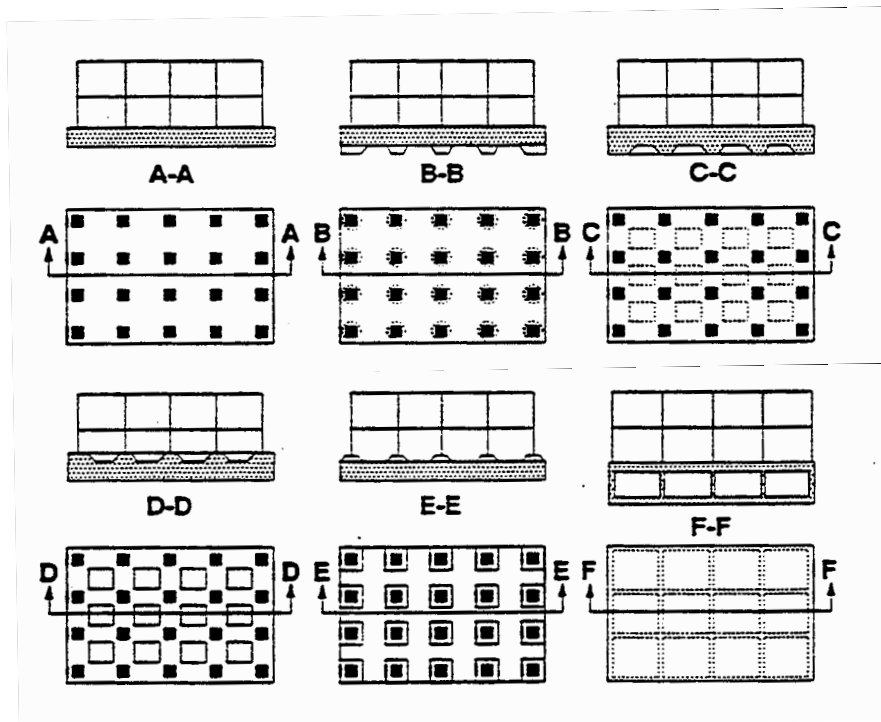
Fondazioni Superficiali: Tipologie

- Si ricorre alla **TRAVE ROVESCIA** *anche* quando i pilastri sono disposti lungo un allineamento con interasse relativamente ridotto e le caratteristiche del terreno sono tali che i possibili plinti di fondazione risultano molto ravvicinati
- Collegamento trasversale mediante cordoli; reticolo di travi rovesce



Fondazioni Superficiali: Tipologie

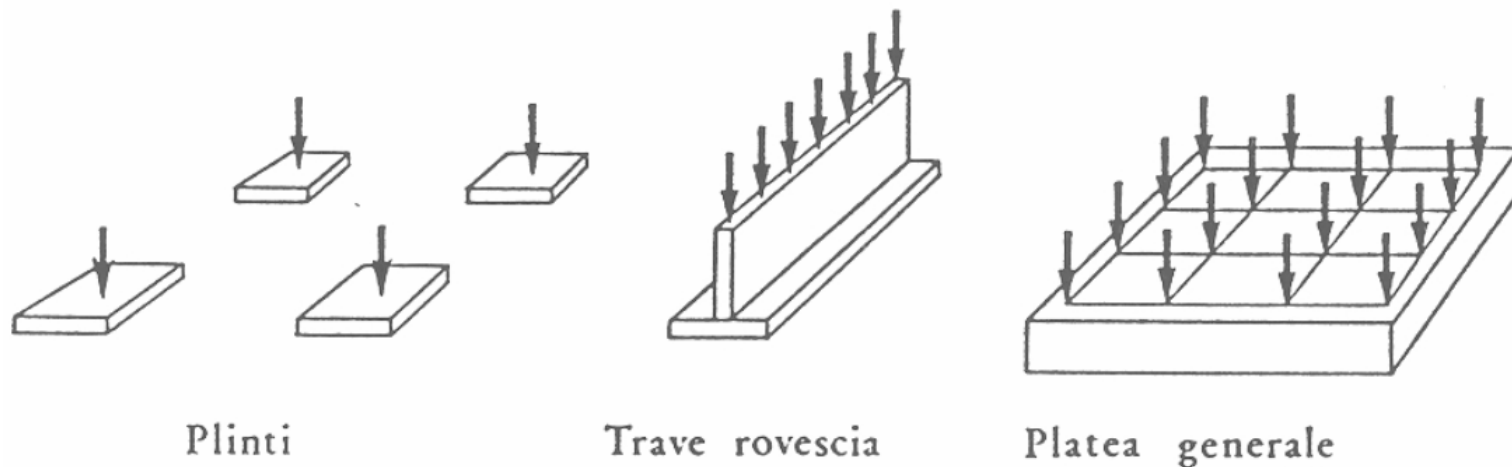
- Si ricorre alla **PLATEA** *anche* quando l'area di impronta del reticolo di travi rovesce eccede il 50 ÷ 60 % dell'area di impronta dell'edificio
- Funzione di impermeabilizzazione



Tipi strutturali di platee di fondazione:

- A. piastra a spessore costante;
- B. piastra con spessore incrementato sotto i plinti;
- C. piastra nervata inferiormente;
- D. piastra nervata superiormente;
- E. piastra a fungo;
- F. piastra scatolare.

- Nel passare da plinto isolato a trave rovescia, a graticcio di travi a platea si determina quanto segue:



⇒ Aumenta l'area della fondazione e dunque si riduce la pressione trasferita al terreno;

⇒ Aumenta la rigidezza della fondazione, rendendo la struttura meno sensibile ad eventuali cedimenti differenziali.

Spesso questo secondo effetto risulta più importante del primo ed è quello che determina la scelta della tipologia di fondazione

Scelta del piano di posa

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

Deve avere profondità tale da:

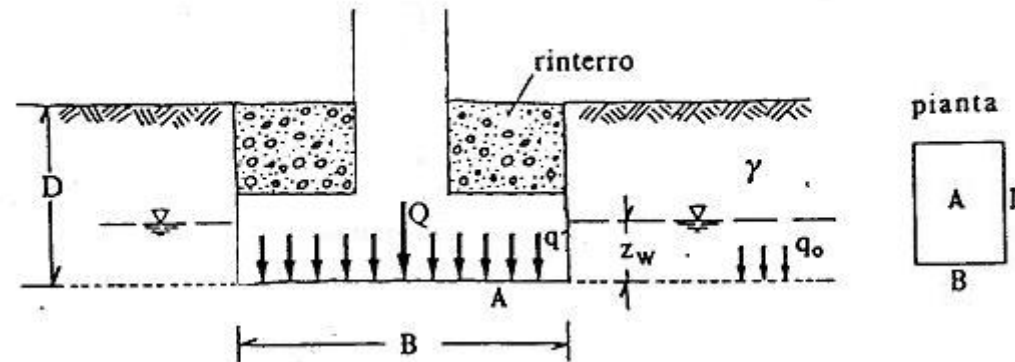
1. Superare lo strato superficiale di terreno vegetale ed eventuali terreni con caratteristiche scadenti;
2. Superare lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo o a variazioni stagionali del contenuto in acqua (per le regioni italiane, dell'ordine di uno o due metri);
3. Mettersi al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

Tutti gli elementi di una fondazione è auspicabile che vengano impostati ad un unico livello, sia per motivi di sicurezza durante le costruzioni, sia per un migliore comportamento in esercizio.

8.C

Carico limite delle fondazioni superficiali

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite



$$q_{es} = \frac{N}{BL} + \gamma_{cls} h_{fond} + \gamma_{rinterro} (D - h) - \gamma_w z_w$$

Il complesso terreno-fondazione è verificato rispetto ad **una rottura per carico limite** quando il rapporto tra **carico limite** q_{lim} e carico di esercizio q_{es} è tale che (Art. C.4.2 del D.M. 11.03.88):

$$FS = \frac{q_{lim}}{q_{es}} \geq 3$$

Il rapporto FS rappresenta il *coefficiente di sicurezza globale*.

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

- Vecchia normativa \Rightarrow coefficiente di sicurezza globale:

$$E_k \leq \frac{R_k}{FS}$$

in cui E_k (azioni o effetto delle azioni) ed R_k (resistenza del sistema) sono i valori caratteristici ed F è il coefficiente (o fattore) di sicurezza (globale).

- **Nuova normativa** \Rightarrow coefficienti di sicurezza parziali:

$$E_d = \gamma_A E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} = R_d$$

in cui i valori caratteristici E_k ed R_k sono trasformati in valori di calcolo E_d ed R_d attraverso i coefficienti parziali γ .

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

- Nuova normativa \Rightarrow uso coefficienti di sicurezza parziali per introdurre margini di sicurezza determinati con metodi probabilistici, sulle:
 - azioni
 - parametri di resistenza dei materiali
 - (geometria)

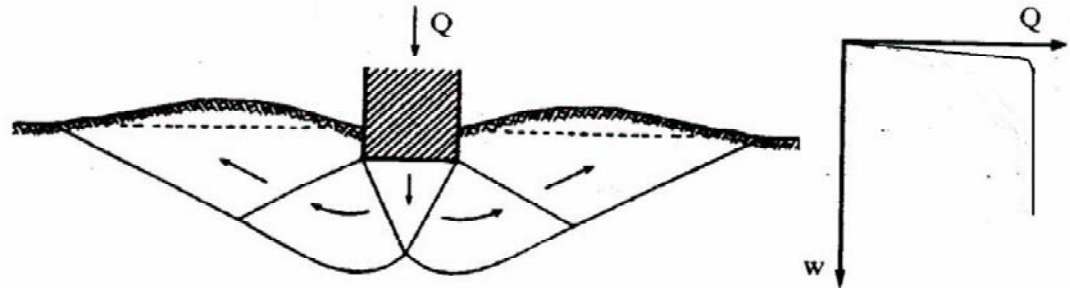
Non considera però altre fonti di incertezza:

- distribuzione pressioni interstiziali
- modello di sottosuolo
- schematizzazione del problema (1D, 2D)
- ...

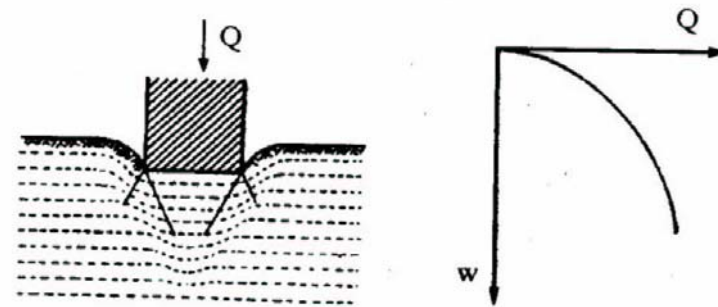
Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Il carico limite di rottura ($q_{lim} = R_k/A$) di una fondazione superficiale può essere raggiunto secondo due principali meccanismi di collasso :

✓ *Rottura Generale*

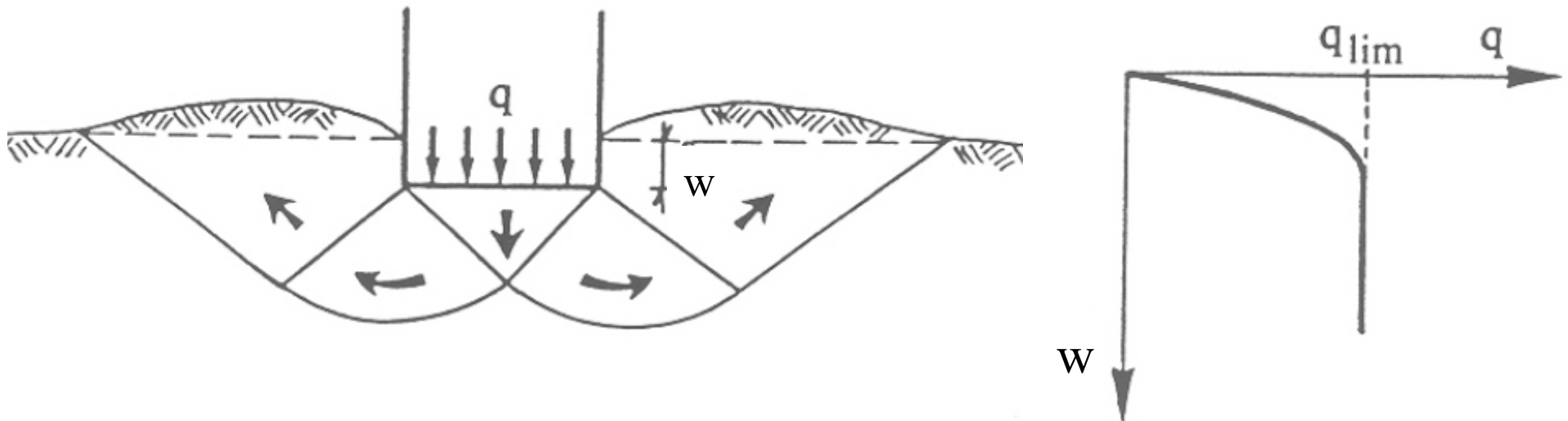


✓ *Rottura per Punzonamento*



Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

- Calcolo del carico limite q_{lim} per rottura generale

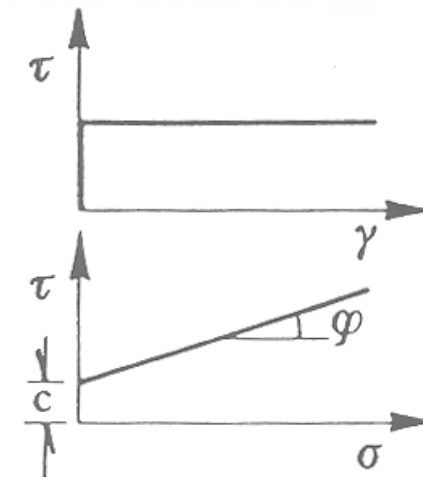
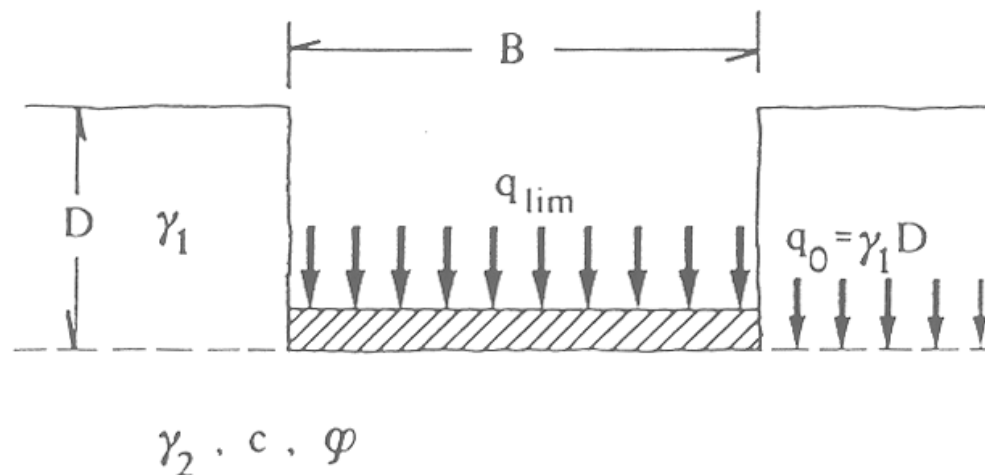


- si verifica nei terreni poco compressibili (sabbie addensate, argille consistenti);
- è caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite che si estendono fino in superficie;
- il terreno sottostante la fondazione viene spinto verso il basso e lateralmente e quello posto ai lati si solleva (rotazione della fondazione);
- il valore del carico limite risulta chiaramente individuato come punto di massimo della curva carichi-cedimenti.

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

1. Rottura generale
2. Fondazione nastriforme indefinita (deformazione piana)
3. Terreno a comportamento rigido-plasitico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ($\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$)
4. Sulla fondazione agiscono carichi verticali centrati
5. Piano campagna e piano di posa orizzontali
6. Terreno omogeneo

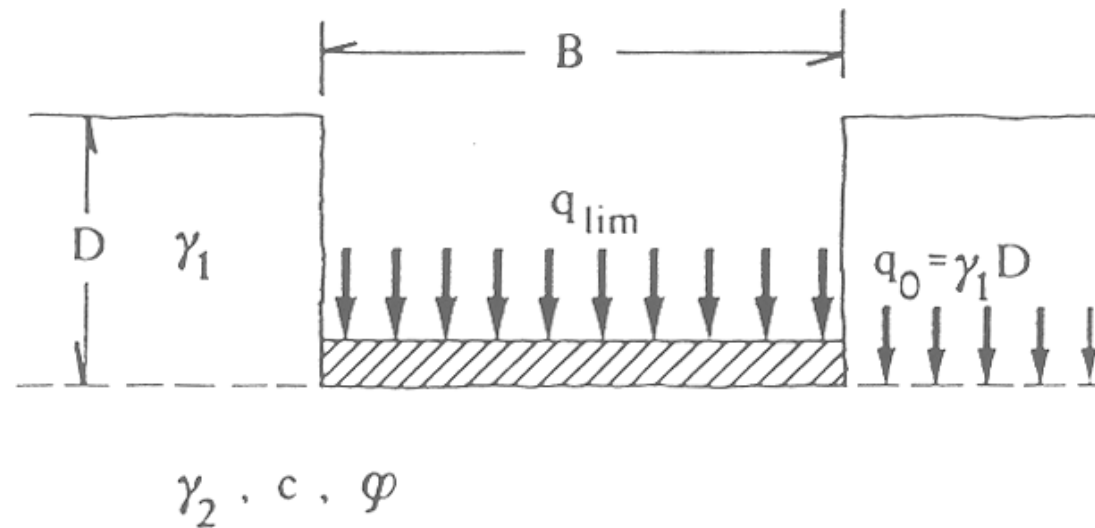


Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Carico Limite o capacità portante

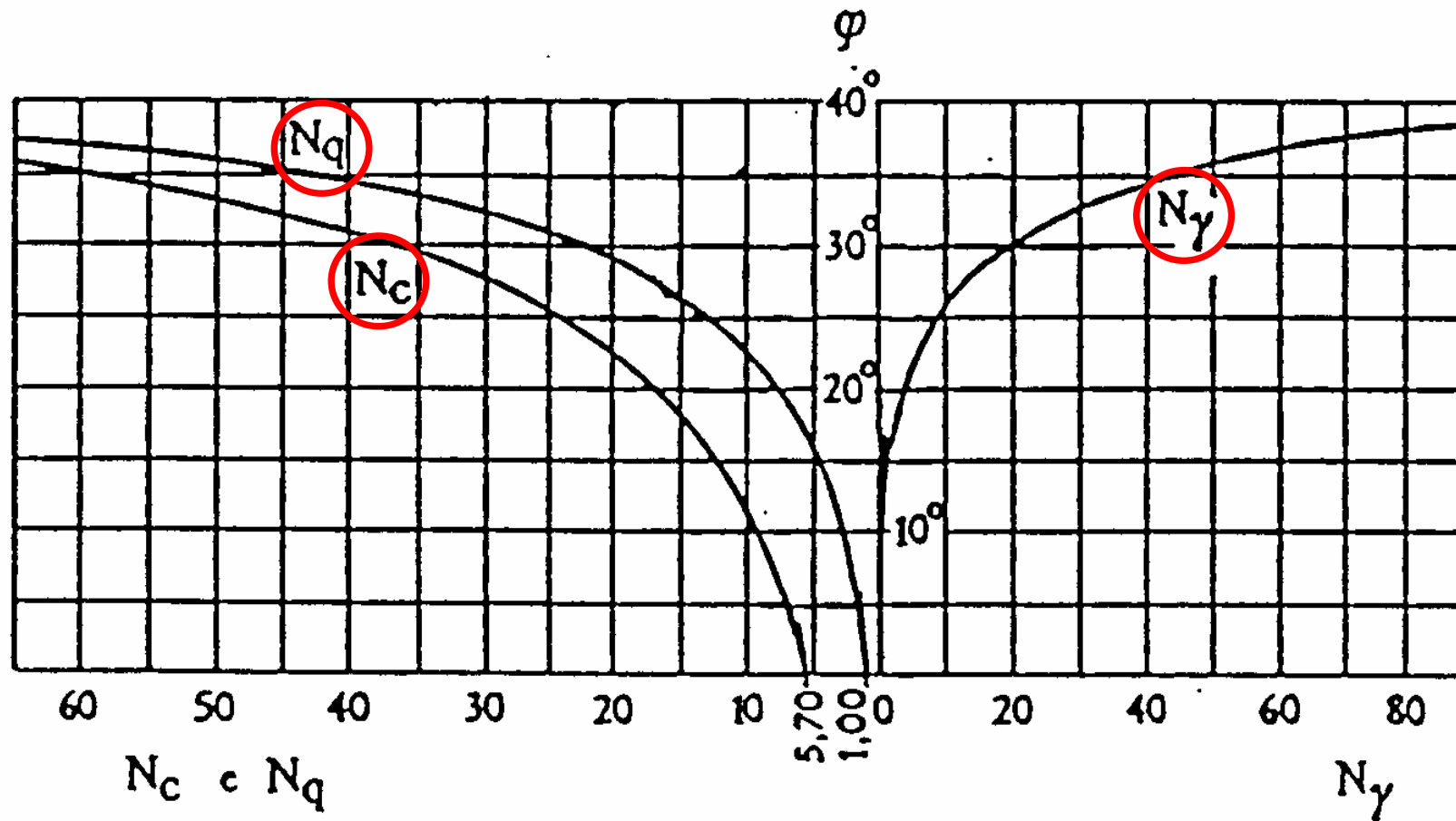
$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$



- c = coesione ($c = c_u$ a B.T., $c = c'$ a L.T.)
- N_c, N_γ, N_q coefficienti di capacità portante dipendenti da φ ($\varphi=0$ a B.T., $\varphi=\varphi'$ a L.T.)

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*



Fondazioni superficiali. verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

Forma della fondazione

L'ipotesi di fondazione nastriforme è rimossa aggiungendo i coefficienti correttivi s_c , s_γ e s_q che permettono di estendere il calcolo del carico limite al caso di fondazioni *quadrate* o *circolari*.

$$q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

- s_c , s_γ , s_q sono coefficienti di forma

Fondazione	Nastriforme	Circolare	Quadrata
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8
s_q	1.0	1.0	1.3

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

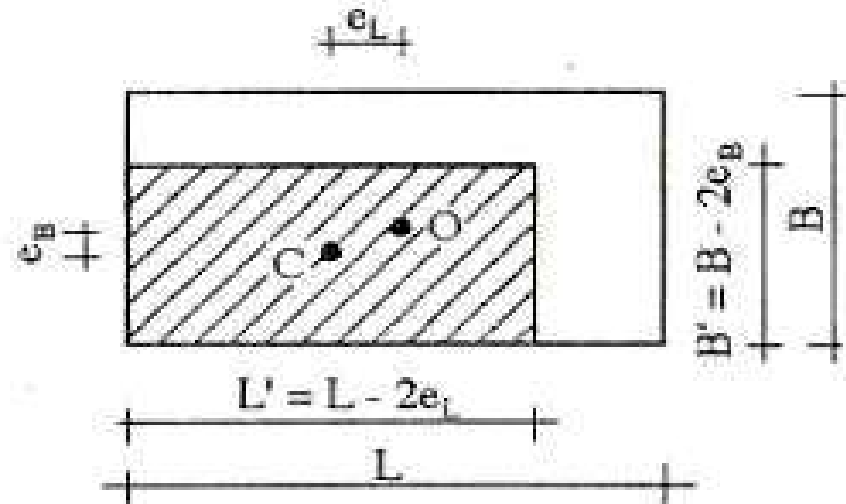
Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

Carico eccentrico

L'ipotesi di carico centrato è aggirata tenendo conto di una fondazione equivalente di dimensioni ridotte $B' \times L'$.

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



O = Baricentro area d'impronta della fondazione

C = Punto di applicazione della risultante dei carichi applicati alla fondazione

8.D

**Carico limite delle fondazioni superficiali in
condizioni non drenate e in condizioni
drenate**

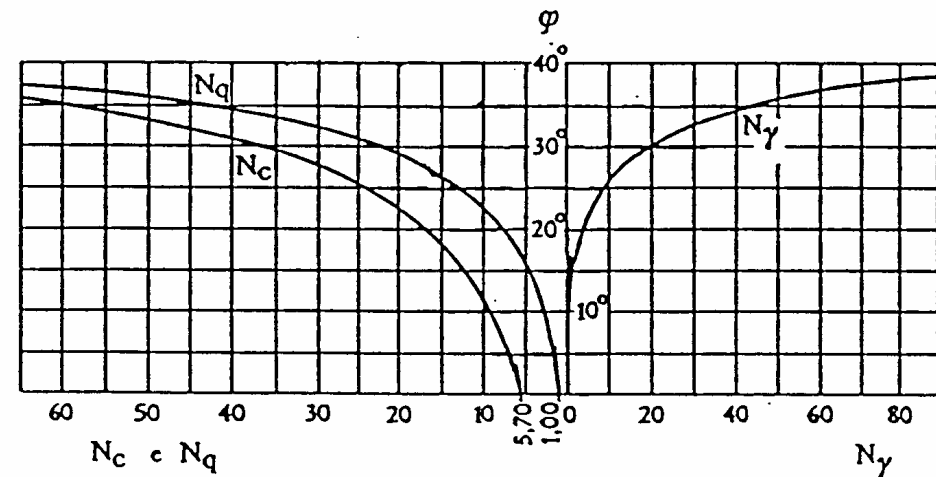
Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Per i terreni a grana fine in condizioni NON DRENATE: analisi in tensioni totali

$$\begin{cases} c = c_u \\ \varphi = 0 \\ \gamma = \gamma_{TOT} ! \end{cases} \quad \begin{cases} N_c = 5.7 \\ N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \end{cases}$$

$$q_{lim} = 5.7 \cdot c_u + \gamma_1 \cdot D \cdot 1$$



Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Per tutti i terreni in condizioni DRENATE: analisi in tensioni efficaci

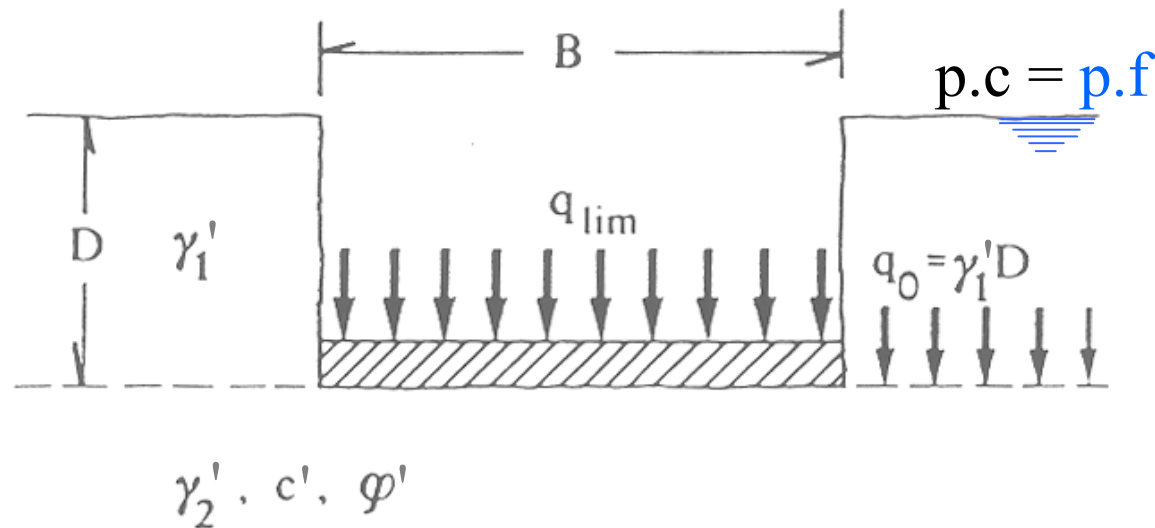
$$\left\{ \begin{array}{l} c = c' \\ \varphi = \varphi' \\ \gamma = \gamma' = \gamma - \gamma_w \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_c \\ N_\gamma \\ N_q \end{array} \right. \quad \text{funzione di } \varphi'$$

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Per superficie di falda al piano campagna:

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c + \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

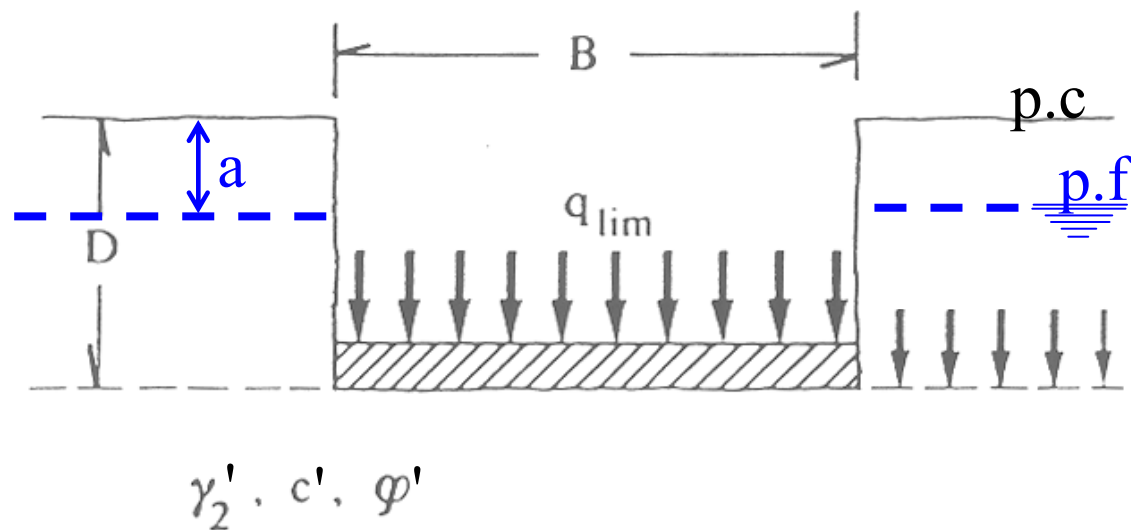


Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Per superficie di falda compresa tra il piano campagna e il piano di posa:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c + \left[\gamma_1 \cdot a + \gamma'_1 (D - a) \cdot N_q \right] + \frac{1}{2} B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

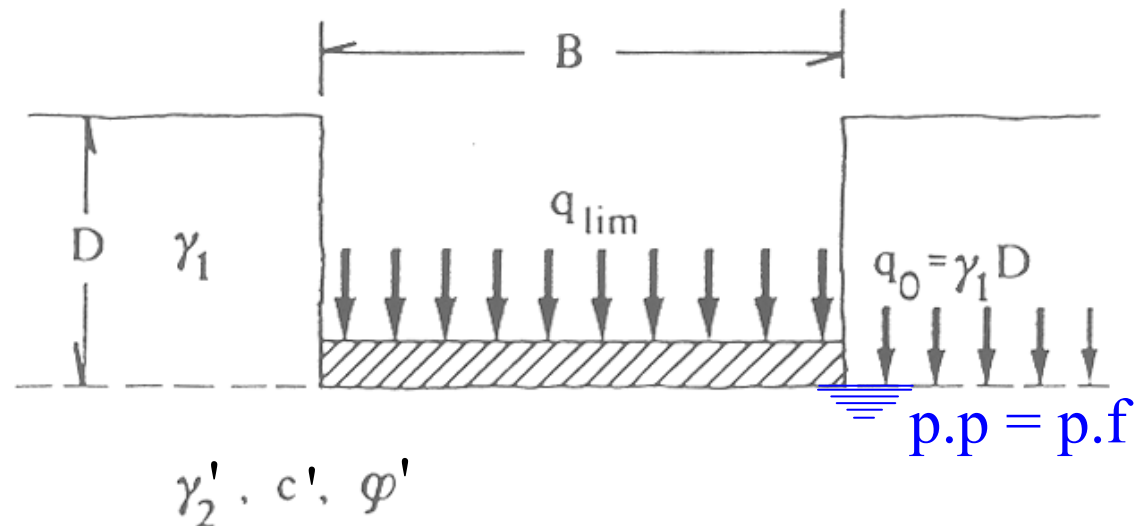


Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

- Per superficie di falda al piano di posa:

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$



- Per superficie di falda a profondità maggiore di $D+B$

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

Nota 1

In condizioni di L.T. la q_{lim} è una funzione lineare della larghezza B della fondazione. In condizioni di B.T. questa dipendenza decade.

In generale, *non esiste una σ_{amm} del terreno.*

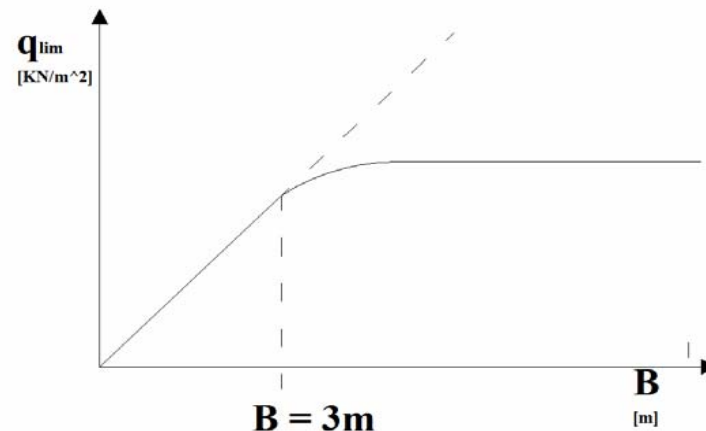
Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula trinomia di Terzaghi (1943)*

Nota 2

La dipendenza lineare che a L.T. lega la q_{lim} alla dimensione B della fondazione è verificata da Terzaghi solo per $B \leq 3$ m (fondazioni raccolte di piccole dimensioni).

Spesso per $B > 3$ m il meccanismo di rottura ipotizzato da Terzaghi (rottura generale) non è più valido, è infatti probabile che quello mobilitato sia quello di punzonamento.



Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula generalizzata di Brinch-Hansen (1970)*

In tensioni efficaci (L.T.)

$$\begin{aligned} q_{\text{lim}} = & c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \\ & + \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \\ & + \frac{1}{2} \cdot \gamma'_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \end{aligned}$$

Coefficienti di carico limite:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \exp(\pi \tan \varphi')$$

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

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula generalizzata di Brinch-Hansen (1970)*

Coefficienti di forma:

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

B x L

dimensioni della fondazione

Coefficienti di profondità del piano di posa:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' \cdot (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B} & \text{per } \frac{D}{B} \leq 1 \\ \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B} \right) & \text{per } \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$$

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

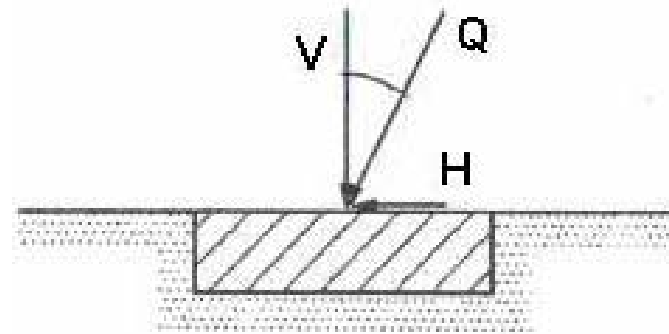
Rottura Generale: *Formula generalizzata di Brinch-Hansen (1970)*

Coefficienti di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left[1 - 0.5 \cdot \frac{H}{V + A \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - 0.7 \cdot \frac{H}{V + A \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^5$$



In presenza di carico inclinato si deve eseguire la *verifica allo scorrimento orizzontale* della fondazione:

Nota: $0 < i_q$ e $i_\gamma \leq 1$. Non usare i coefficienti i_i assieme a quelli s_i .

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula generalizzata di Brinch-Hansen (1970)*

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi')^2$$

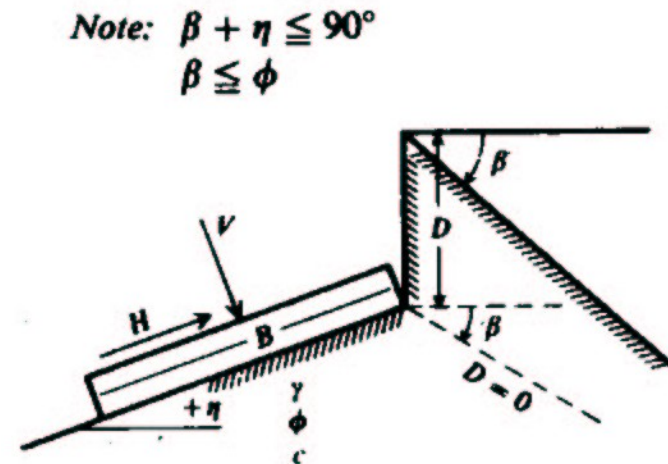
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_q$$

Coefficienti di inclinazione del piano campagna:

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$



Nota: A meno di specifica indicazione ($^\circ$), gli angoli si intendono espressi in radianti.

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Formula generalizzata di Brinch-Hansen (1970)*

In tensioni totali (B.T.)

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q^0$$

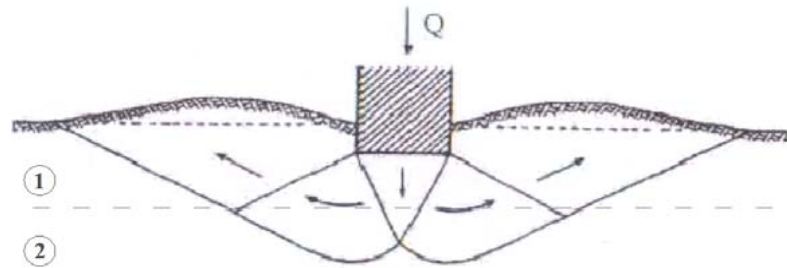
dove:

$$\begin{aligned} N_c^0 &= \pi + 2 = 5.14 & i_c^0 &= 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A \cdot c_a}} \quad \left(c_a = \alpha c_u \text{ con } \frac{2}{3} \leq \alpha \leq 1 \right) \\ N_q^0 &= 1 & b_c^0 &= 1 - \frac{2\eta}{\pi + 2} \\ s_c^0 &= 1 + 0.2 \frac{B}{L} & g_c^0 &= 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \\ d_c^0 &= 1 + 0.4 \cdot k \end{aligned}$$

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale:

Carico limite su terreni stratificati



In presenza di terreno stratificato il meccanismo di rottura può interessare più di uno strato. Nel caso di terreno caratterizzato da **2 STRATI**, si possono distinguere i seguenti casi:

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale:

Carico limite su terreni stratificati

CASO 1: Strato 1 e 2 con resistenza confrontabile

1. se il meccanismo di rottura interessa solo lo strato 1 il carico limite è calcolato con riferimento al solo strato 1:
2. se il meccanismo di rottura interessa entrambi, il carico limite è calcolato con riferimento a ciascuno di essi, e solo il peggiore è utilizzato per la verifica di stabilità:

Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale:

Carico limite su terreni stratificati

CASO 2: Strato 1 con resistenza inferiore allo strato 2

Il carico limite utilizzato per la verifica di stabilità è quello relativo allo strato 1:

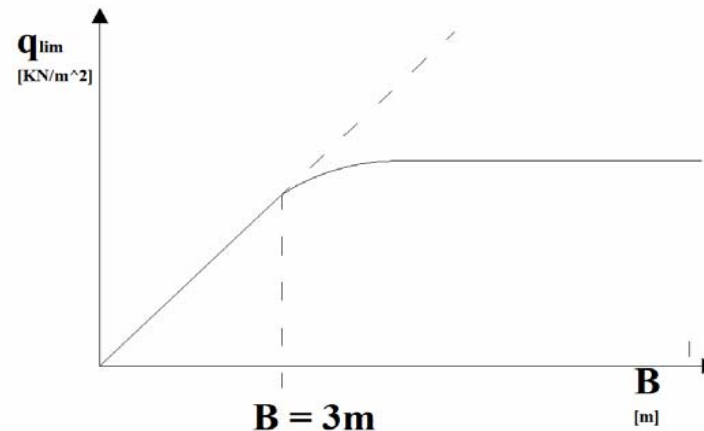
Fondazioni Superficiali: Verifica del carico limite

Rottura Generale: *Tutte le formule*

Nota 2

Anche in questo caso, la dipendenza lineare che a L.T. lega la q_{lim} alla dimensione B della fondazione è verificata solo per $B \leq 3$ m (fondazioni raccolte di piccole dimensioni).

Spesso per $B > 3$ m il meccanismo di rottura generale non è più valido, è infatti probabile che quello mobilitato sia quello di punzonamento.



8.E

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per la progettazione geotecnica (DM. 14.01.2008, Cap. 6)

Cosa è uno Stato Limite?

È la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Stato Limite Ultimo (SLU):

crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

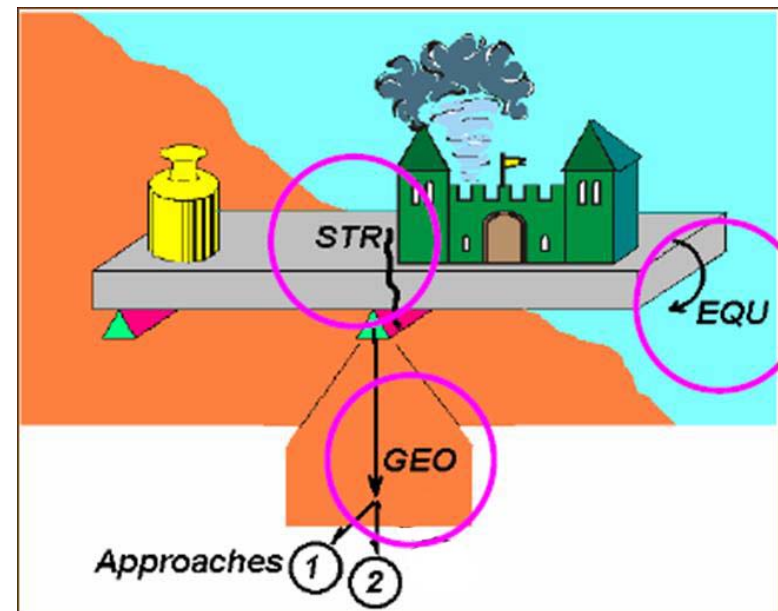
Stato Limite di Esercizio (SLE):

tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite Ultimi

- a) EQU: lo stato limite di equilibrio come corpo rigido.
- b) STR: lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione.
- c) GEO: lo stato limite di resistenza del terreno.



OPERE DI FONDAZIONE (§6.4)

FONDAZIONI SUPERFICIALI (§6.4.2)

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU, § 6.4.2.1)

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

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

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione (§6.2.3.1):

$$E_d \leq R_d$$

Valore di progetto dell'azione
o dell'effetto dell'azione

$$\longrightarrow E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Valore di progetto della
resistenza del sistema geotecnico

$$\longrightarrow R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$F_k, X_k \longrightarrow$ Azioni e parametri caratteristici

$\gamma_F \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \longrightarrow$ Azioni e parametri di progetto

$a_d \longrightarrow$ Geometria di progetto

$\gamma_R \longrightarrow$ Coefficiente che opera direttamente sulla resistenza del sistema

I coefficienti parziali γ_F relativi alle **AZIONI** sono indicati nella Tab. 6.2.I (§6.2.3.1.1):

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU *	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti “G”	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili “Q”	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

* = stato limite di equilibrio come corpo rigido

(ribaltamento muro a gravità, sollevamento fondo scavo)

$$es : E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q$$

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Definizione di valore caratteristico di un parametro geotecnico X_k :

NTC 6.2.2

“per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una **stima ragionata e cautelativa** del valore del parametro nello stato limite considerato”



valore di caratterizzazione in senso tradizionale

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di **coefficienti parziali**, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Specificati per ogni tipo di opera!!!!

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

1) Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

1a) la prima combinazione (STR: A1C1) è generalmente finalizzata al dimensionamento strutturale e considera gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. In questa analisi i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulle resistenze del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate (A1).

1b) la seconda combinazione (GEO, A1C2: A2+M2+R2) è finalizzata al dimensionamento Geotecnico ed i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 (M1 nei soli pali).

2) Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche: A1+M1+R3.

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali (es.

fond. sup.)
 Stati Limite Ultimi STR e GEO – Riepilogo – Approccio 1 Comb. 1: A1+M1+R1

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite Ultimi STR e GEO – Riepilogo – Approccio 1 Comb. 2: A2+M2+R2

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

+ R2

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite Ultimi STR e GEO – Riepilogo – **Approccio 2: A1+M1+R3**

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

58

+ **R3**

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite Ultimi STR e GEO

Fondazioni superficiali: R_i

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Commento:

APPROCCIO 1: due diverse combinazioni

C1: si amplificano le azioni o gli effetti delle azioni (STR)

C2: si penalizzano i parametri di resistenza del terreno e le resistenze globali (GEO)

APPROCCIO 2: unica combinazione (STR) e (GEO)

si amplificano le azioni e si penalizzano le resistenze globali del terreno

NOTA: nell'impiego dell'espressione per la valutazione del carico limite ($R = q_{lim}A$), devono essere impiegati i valori di progetto dei parametri di resistenza (c'_d , ϕ'_d , c_{ud}), tali parametri devono essere impiegati anche per la determinazione di N_c , N_q e N_γ .