Verifiche geotecniche

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Gli stati limite ultimi determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) **riguardano il *collasso per carico limite* nei terreni di fondazione e** per scorrimento **sul piano di posa**.

L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. *La resistenza di progetto* è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nello stato limite di collasso (SLC) per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

Fondazioni

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di ***rottura per carico limite , scorrimento sul piano di posa e stabilità globale***.

La verifica della condizione (6.2.1) **Rd >Ed** può essere effettuata, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali **Tabelle di riferimento : Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.4.I)** seguendo :

•per la ***verifica a rottura per carico limite*** e ***per scorrimento almeno uno dei due approcci*, :**

Approccio1:
- ***Combinazione 1 (A1+M1+R1)***
-***Combinazione 2 (A2+M2+R2)***

-**Approccio 2**:
(A1+M1+R3)

Se si sceglie l'Approccio 1
←considerare entrambe le Combinazioni riferite rispettivamente alle verifiche strutturali **(STR)** e alle geotecniche **(GEO)**
Nell'Approccio 2 **per GEO →R3, per STR → R1 =1**

- La **verifica di stabilità globale** ***deve essere effettuata*** secondo

Approccio *1*:
-Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Fondazioni superficiali

SLU(STR) → Approccio1→ Combinazione 1 (A1+M1+R1)

(DA1-1) → *dimensionamento strutturale* (STR)

In questo caso <u>non si utilizza</u> il coefficiente **γR del gruppo R1, poiché = 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	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

(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.

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)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I valori di progetto dei parametri di resistenza (*c'd, □'d) devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di* capacità portante, *Nc, Nq, Nγ, sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali* coefficienti intervengano.

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Fondazioni superficiali

SLU (GEO) → Approccio 1 →Combinazione 2 (A2+M2+R2)

(DA1-2) → *dimensionamento geotecnico* (GEO)

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

(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.

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)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I valori di progetto dei parametri di resistenza (*c'd, □'d) devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di* capacità portante, *Nc, Nq, Nγ, sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali* coefficienti intervengano.

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Fondazioni superficiali

SLU(GEO) → Approccio 2 → Combinazione 1 (A1+M1+R3)

(DA2-1)

La **resistenza globale del sistema** è ridotta tramite i coefficienti **γR** del gruppo R3.

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	$\gamma_R = 1{,}0$	$\gamma_R = 1{,}1$	$\gamma_R = 1{,}1$

SLU(STR) → Approccio 2 → Combinazione 1 (A1+M1+R3)

(DA2-1)

Nelle **verifiche** effettuate **con l'approccio 2** che siano **finalizzate al dimensionamento strutturale (STR)**, il **<u>coefficiente γR non deve essere portato in conto,</u> ossia R3 = R1 = 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	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

(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.

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)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0
Resistenza alla compressione uniassiale	*qu*	*γqu*	*1,0*	*1,6*

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della ***resistenza caratteristica*** occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(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.

Tabella 6.2.IV – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.*

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(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.

Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti).

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici* fk e i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari:

Nessuna riduzione per ϕ, c', cu ossia fk = fd

A n = 1 Mn = 1 R_n = 1

*Per i moduli caratteristici Ek si rimanda a quanto già detto alla pag. 81.

Una volta garantita la stabilità dell'opera lo strutturista deve controllare che le deformazioni della costruzione e delle aree circostanti causate dall'assestamento del terreno possano ritenersi accettabili, e non inducano invece nei materiali da costruzione delle sollecitazioni superiori ai limiti di sicurezza.

In molti casi tale accertamento *(calcolo CEDIMENTI)* è una verifica ancora più importante di quella di stabilità e necessita quindi di **particolare attenzione**

La valutazione dei cedimenti (totali e differenziali) è, ovviamente, strettamente legata al comportamento DEFORMATIVO dei terreni.

In tale comportamento, così come nella valutazione dei parametri che lo caratterizzano, risiedono le maggiori fonti di incertezza e le maggiori difficoltà in **Geotecnica.**

Gli approcci progettuali

Approccio 1 Combinazione 1 (STR) A1 + M1 + R1

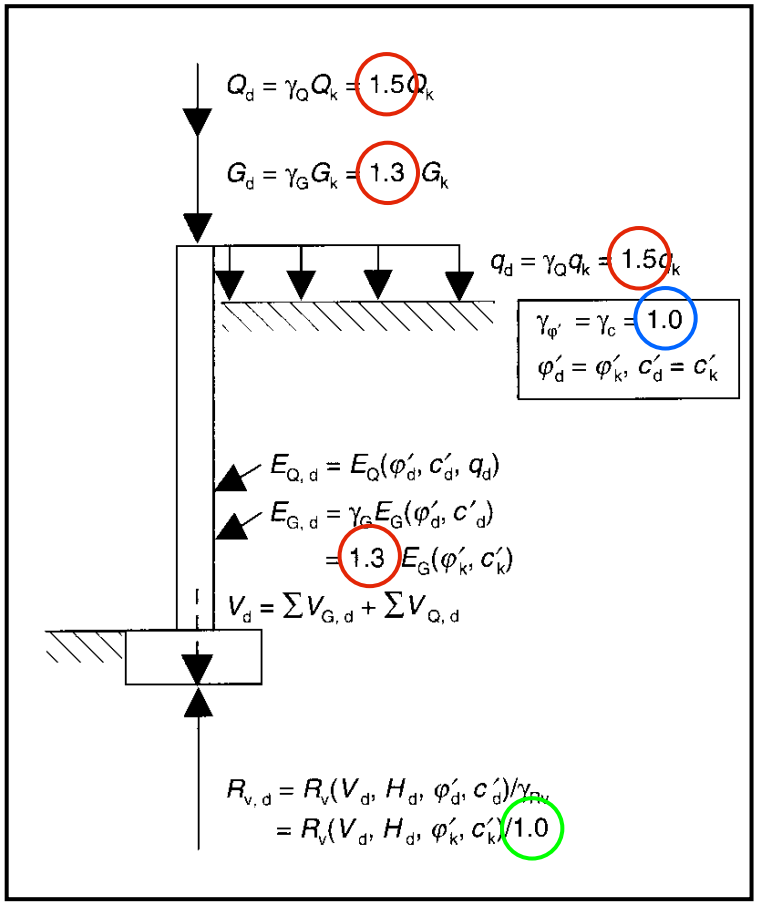
Approccio 1 Combinazione 2 (GEO) A2 + M2 + R2

(M1 per i pali)

$\gamma_A > 1$

$\gamma_M = 1$

$\gamma_R = 1$

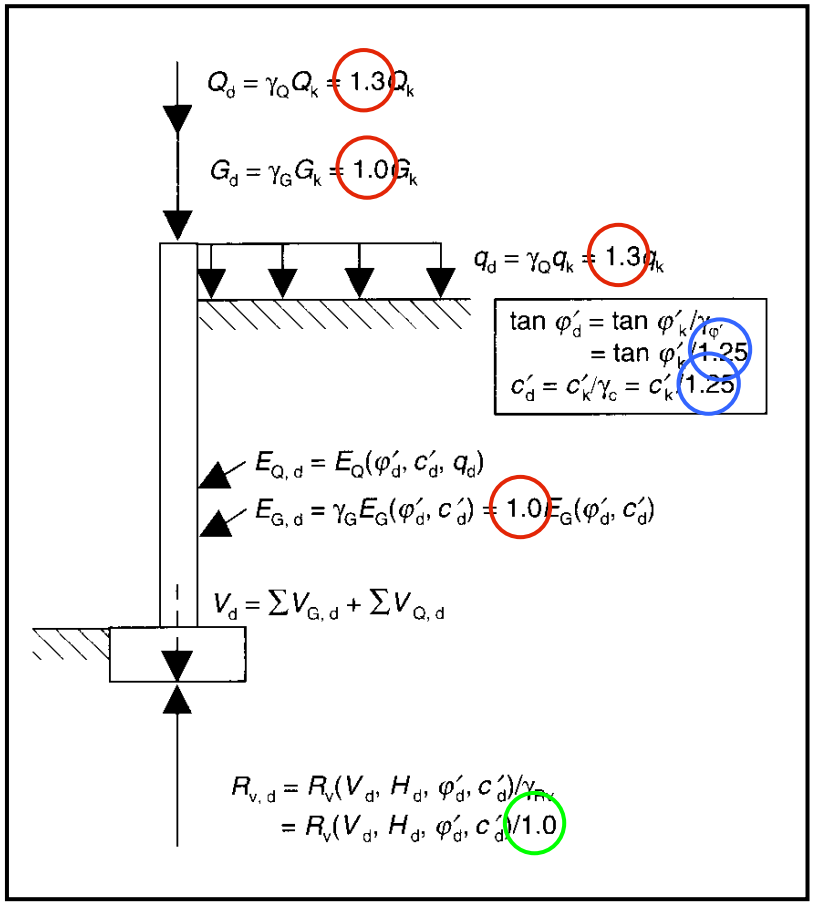


$\gamma_G = 1$

$\gamma_Q > 1$

$\gamma_M > 1$

$\gamma_R \geq 1$



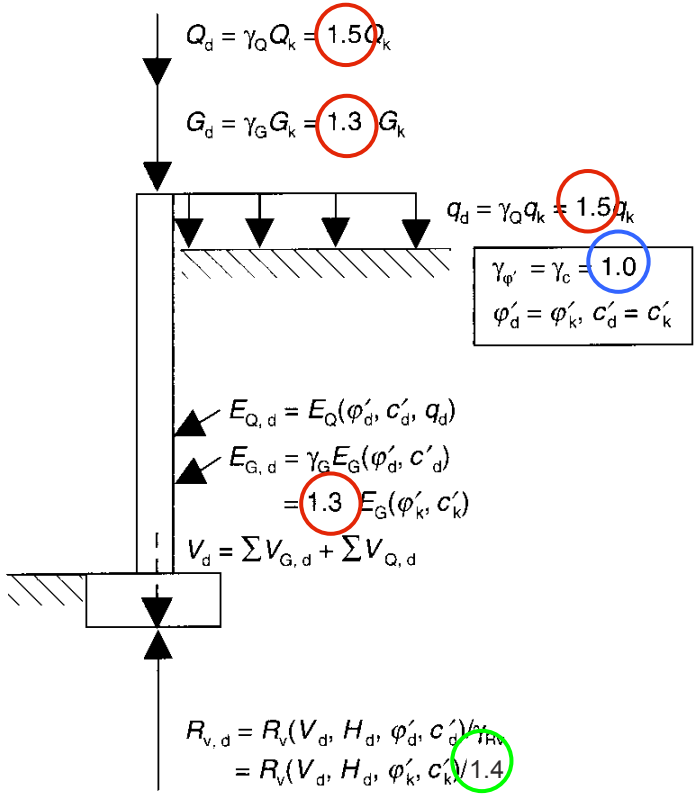
Si amplificano (tutte) le azioni in condizioni statiche. **In condizioni sismiche** $\gamma_F = 1$

Si amplificano le sole azioni variabili <u>solo in condizioni statiche</u>. **In cond. sismiche no**. Si riducono sia i parametri del terreno, sia le resistenze caratteristiche

Gli approcci progettuali

Approccio 2
Combinazione unica (STR-GEO)
A1 + M1 + R3

Nel dimensionamento strutturale (STR)
R3 = R1 → γ R= 1



$\gamma_F > 1$

$\gamma_M = 1$

$\gamma_R > 1$

Si amplificano tutte le azioni in condizioni statiche.

In condizioni sismiche $\gamma_F = 1$;

non si riducono i parametri del terreno ma le resistenze caratteristiche

I coefficienti parziali γ_F sulle azioni sfavorevoli

Approccio	Tipo SLU	Azioni **sfavorevoli**		
		Permanenti		Variabili γ_{Qi}
		Strutturali γ_{G1}	Non strutturali γ_{G2}	
Approccio 1-C1	STR (A1)	1.30	1.50	1.50
Approccio 1-C2	GEO (A2)	1.00	1.30	1.30
Approccio 2	STR-GEO (A1)	1.30	1.50	1.50
Eq. corpo rigido	EQU	1.10	1.50	1.50
Sollevamento	UPL	1.10		
Sifonamento	HYD	1.30		

- Le azioni del terreno (DA3 in EC7) sono comprese tra quelle 'strutturali'
- Per EQU si intendono le condizioni tipo ribaltamento dei muri
- Negli SLU tipo UPL si deve verificare $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$
- Negli SLU tipo HYD si deve verificare $u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$

A1 è più cautelativo di A2 perchè:
- amplifica anche le azioni permanenti
- amplifica maggiormente le azioni variabili

In condizioni sismiche i coefficienti sulle azioni γ_F sono tutti unitari

I coefficienti parziali γ_F sulle azioni favorevoli

Approccio	Tipo SLU	Azioni **favorevoli**		
		Permanenti		Variabili γ_{Qi}
		Strutturali γ_{G1}	Non strutturali γ_{G2}	
Approccio 1-C1	STR (A1)	1.00	0	0
Approccio 1-C2	GEO (A2)			
Approccio 2	STR-GEO (A1)			
Eq. corpo rigido	EQU	0.90	0	0
Sollevamento	UPL			
Sifonamento	HYD			

- Le azioni del terreno sono comprese tra quelle 'strutturali'
- Per EQU si intendono le condizioni tipo ribaltamento dei muri
- Negli SLU tipo UPL si deve verificare $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$
- Negli SLU tipo HYD si deve verificare $u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$

In condizioni sismiche i coefficienti sulle azioni γ_F sono tutti unitari

I coefficienti parziali γ_M sui parametri geotecnici

Parametro	Approccio 1		Approccio 2
	Combinazione 1 STR **(M1)**	Combinazione 2 GEO **(M2)**	STR-GEO **(M1)**
γ_k	1.00	1.00	1.00
c'_k	1.00	1.25	1.00
$\tan(\varphi'_k)$	1.00	1.25	1.00
c_{uk}	1.00	1.40	1.00

I valori indicati valgono per tutte le opere con **l'eccezione dei pali e degli ancoraggi, per i quali sono tutti unitari (M1)**

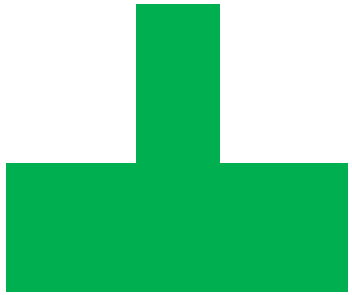
I coefficienti γ_M sono destinati a ridurre i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno.

In realtà M1 = 1, mentre solo M2 li riduce.

Esempio di calcolo per fondazione superficiale

Sollecitazione verticale e baricentrica	
Carico permanente sfavorevole	**G** = 2500 kN
Carico accidentale sfavorevole	**Q** = 300 kN
Fondazione superficiale : plinto quadrato	B = 2,5 m
profondità piano di posa	D = 1,5 m
Sabbia mediamente addensata	
peso di volume	γ= 19 kN/mc
angolo d'attrito caratteristico	**ϕ' k = 34°**
assenza di falda	

Condizioni statiche



1)-Verifiche alle Tensioni Ammissibili **FS=3**

2)-Verifiche agli SLU - **Ed ≤ Rd**

Approccio 1 **(DA1.1)**

-***Combinazione 1: (A1+M1+R1) (dimensionamento strutturale -STRU)***

(DA1.2)

-***Combinazione 2: (A2+M2+R2) (dimensionamento geotecnico -GEO)***

Approccio 2:

(DA2-1)

-***Combinazione 1 :(A1+M1+R3)***.

METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (D.M.11.03.'88)

Calcolo della capacità portante limite

$$Q_{lim} = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

Fattori di capacità portante:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45° + \varphi / 2)$$

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

Inclinazione della base della fondazione

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{Nc} \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L')$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \cdot \tan \varphi'$$

$$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$$

H in direzione di B

Modificato da R.Meriggi, (2008)

METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (D.M.11.03.'88)

$$Q_{lim} = \left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma\right) \cdot A' = (1307+637)\,kN/m^2 \times (2{,}5 \times 2{,}5)\,m^2 = 12.150\ kN$$

Fattori di capacità portante per $\phi_k = 34°$:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan\varphi = 38{,}30$$

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2(45° + \varphi/2) = 29{,}39$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g\varphi' = 42{,}10$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan\varphi' = 1{,}56$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}3 \cdot (B'/L') = 0{,}70$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} = 1{,}58$$

Qlim = 1944 kN/m² x 6,25 m² = 12.150 kN **Qamm = 1944/3 = 648 kN/m²**

Carico max di esercizio N = G + Q = (2500 +300) kN =2800 kN

Verifica di capacità portante:

$$FS = \frac{Q_{lim}}{N} = \frac{12.150kN}{2.800kN} = 4{,}3 > 3$$

Verifica soddisfatta

(SLU)

APPROCCIO 1 Combinazione 1 (STR) - (A1+M1+R1)

$$R_d = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

Tre steps

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0	1,0

1° step

Il calcolo della **resistenza di progetto del terreno** viene eseguito per $\phi_k = 34°$:

Ancora da dividere per R1

$$R_d = \left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma\right) \cdot A' = 12.150\text{kN}$$

*

APPROCCIO 1 Combinazione 1 (STR) - (A1+M1+R1)

2° step

Il calcolo del valore di progetto dell'azione viene eseguito con la relazione:

$$E_d = \left(G \cdot \gamma_{g1} + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(2.500kN \cdot 1,3 + 300kN \cdot 1,5\right) = 3.700kN$$

VERIFICA	Coeff. parziale (R1)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Ed ≤ Rd

3° step

(diviso R1)

$$E_d = 3.700kN < R_d / \gamma_R = 12.150kN^{*} / 1 = 12.150kN$$

↓

Verifica soddisfatta

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

APPROCCIO 1 Combinazione 2 (GEO) - (A2+M2+R2)

Tre steps

$$R_d = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0	1,0

1° step

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito per: $\phi'_k = 34°$;

$$\varphi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi_k}{1{,}25}\right) = 28°$$

(Ancora da dividere per R2)

$$R_d = \left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma\right) \cdot A' = 5.362\,kN^*$$

APPROCCIO 1 Combinazione 2 (GEO) - (A2+M2+R2)

2° step

Il calcolo del valore di progetto dell'azione viene eseguito con la relazione:

$$E_d = \left(G \cdot \gamma_{g1} + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(2.500\text{kN} \cdot 1{,}0 + 300\text{kN} \cdot 1{,}3\right) = 2.890\text{kN}$$

VERIFICA	Coeff. parziale (R2)
Capacità portante	$\gamma_R = 1{,}8$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Ed ≤ Rd

(diviso R2) *

3° step $E_d = 2.890 \leq R_d / \gamma_R = 5.362\text{kN} / 1{,}8 = 2.979\text{kN}$

Verifica soddisfatta

APPROCCIO 2 Combinazione 1 (GEO) – (A1+M1+R3)

Quattro steps

$$R_d = \left(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\right) \cdot A'$$

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0	1,0

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito per $\phi_k = 34°$:

1° step

(Ancora da dividere per R3)

$$R_d = \left(\gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma\right) \cdot A' = 12.150\,kN$$ *

APPROCCIO 2 Combinazione 1 (GEO) – (A1+M1+R3)

2° step

Il calcolo del valore di progetto dell'azione viene eseguito con la relazione:

$$E_d = \left(G \cdot \gamma_{g1} + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(2.500kN \cdot 1,3 + 300kN \cdot 1,5\right) = 3.700kN$$

VERIFICA	Coeff. parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Ed ≤ Rd

(diviso R3) *

3° step

$$E_d = 3.700kN \leq R_d / \gamma_R = 12.150kN / 2.3 = 5.283kN$$

Verifica soddisfatta

APPROCCIO 2 Combinazione 1 (STR) – (A1+M1+R3)

Il calcolo del valore di progetto dell'azione viene eseguito con la relazione:

4° step - STR (con R3 = R1 = 1,0)

$$E_d = \left(G \cdot \gamma_{g1} + Q \cdot \gamma_q\right) = \left(2.500kN \cdot 1,3 + 300kN \cdot 1,5\right) = 3.700kN$$

VERIFICA	Coeff. parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$

CARICHI	EFFETTO	Coeff. 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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Ed ≤ Rd

$$E_d = 3.700kN \leq R_d / \gamma_R \cdot = 12.150kN / 1,0 = 12.150kN$$

Verifica soddisfatta

Ricordiamoci :

Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri **fk**. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

G1 + G2 +P+ ψ11×Qk1 + ψ22×Qk2 + ψ23×Qk3 + … *Combinazione frequente*

G1 + G2 + P + ψ21×Qk1 + ψ22×Qk2 + ψ23×Qk3 + *Combinazione quasi permanente*

$$f_k = f_d$$

Deve essere verificato che

$$E_d \leq C_d$$

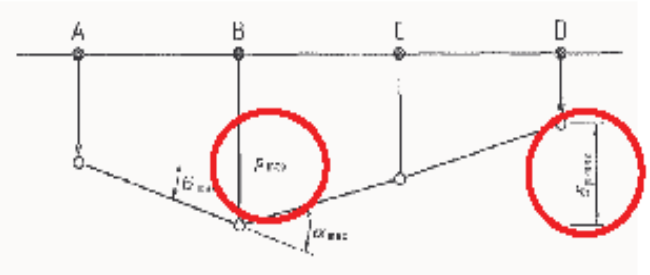
Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione (nostro calcolo)

Cd = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura)

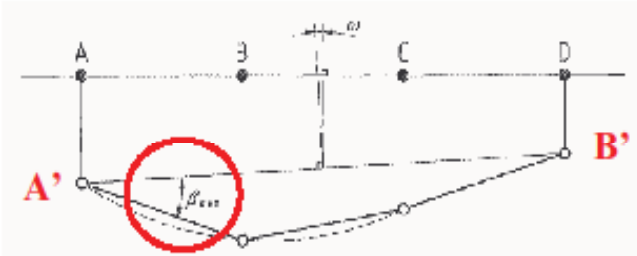
Valori ammissibili dei cedimenti di fondazione

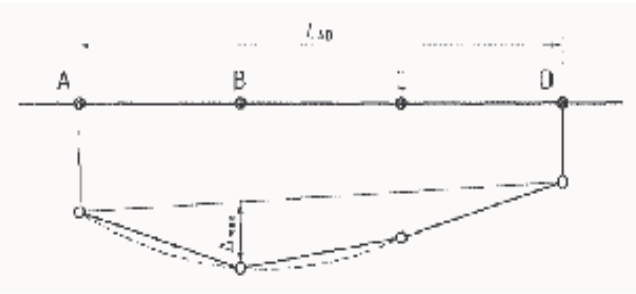
Le Norme Tecniche non forniscono precise indicazioni.

L'EC7 (2003) affronta il problema nell'Allegato H (*Limiting values of structural deformation and foundation movement*).



ρ = cedimento assoluto
δ_ρ = cedimento differenziale
θ = rotazione
α = deformazione angolare





ω = rotazione globale
β = rotazione relativa
Δ = inflessione
Δ/L = rapporto di inflessione

Valori ammissibili dei cedimenti di fondazione

Tipo di cedimento	Fattore condizionante	Cedimento ammissibile
Cedimento assoluto	Drenaggi	150 - 300 mm
	Accessi	300 - 600 mm
	Probabilità che i cedimenti non siano uniformi:	
	strutture in muratura	25 - 50 mm
	strutture intelaiate	50 - 100 mm
	ciminiere silos e platee	75 - 300 mm
Tilt	Stabilità nei riguardi del ribaltamento	dipende da altezza e larghezza
	Tilt di ciminiere, torri	0.004 *l*
	Transito di autocarri, etc.	0.001 *l*
	Stoccaggio di merci	0.01 *l*
	Funzionamento di macchine tessili	0.003 *l*
	Funzionamento di turbogeneratori	0.002 *l*
Cedimento differenziale	Rotaie per gru	0.003 *l*
	Drenaggio superficiale di pavimenti	0.01 - 0.02 *l*
	Muri continui di mattoni di altezza apprezzabile	0.0005-0.001 *l*
	Edifici di mattoni a un piano: lesionamento delle pareti	0.001-0.002 *l*
	Lesionamento dell'intonaco (gesso)	0.001 *l*
	Telai di edifici in c.a.	0.0025-0.004 *l*
	Tompagni di edifici in c.a.	0.003 *l*
	Telai iperstatici in acciaio	0.002 *l*
	Telai semplici in acciaio	0.005 *l*

Da Sowers, 1962