

Verifiche agli SLU in ambito geotecnico

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

(NTC2008: 2.6.1 e C2.6.1)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

EQU : stato limite di equilibrio come corpo rigido

Considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi. Questo stato limite è da prendersi a riferimento, ad esempio, per le verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno.

STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione

preso a riferimento per il dimensionamento strutturale, comprese quelle delle strutture di fondazione e di sostegno del terreno (nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici)

GEO: stato limite di resistenza del terreno

preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno del terreno (più in generale di tutte le strutture che vi interagiscono direttamente) e per le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura.

Coefficienti parziali di sicurezza e approcci per le verifiche STR e GEO

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Per le verifiche sono definiti **tre gruppi di coefficienti parziali**: rispettivamente per le **azioni (A)**, per la resistenza dei **materiali (M)** e, usati solo in alcuni casi, per la **resistenza globale** del sistema (**R**).

Nell'**Approccio 1** si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le **azioni (A)**, per la resistenza dei **materiali (M)** e, eventualmente, per la **resistenza globale** del sistema (**R**).

Nella **Combinazione 1** dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna **A1** delle Tabelle sopra citate.

Nella **Combinazione 2** dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna **A2**.

Nell'**Approccio 2** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (**A**), per la resistenza dei materiali (**M**) e, eventualmente, per la resistenza globale (**R**). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna **A1**.

Coefficienti parziali delle azioni γ_F : tabella 2.6.I¹

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

¹ Salvo quanto diversamente previsto in altri capitoli. Per ponti stradali e ferroviari valgono le tabelle 5.1.V e 5.2.V)

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (4.1.4)$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

4.1.2.1.1.3 *Resistenza di calcolo dell'acciaio*

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S \quad (4.1.6)$$

dove:

γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2),
per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente γ_S assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel Capitolo 6.

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

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

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il **valore di progetto** dell'**azione** o dell'**effetto** dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$,

e dove R_d è il **valore di progetto della resistenza** del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = \gamma_E E_k$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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)
- per le resistenze (R1, R2 e R3).

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

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

- la [prima combinazione](#) è generalmente più severa nei confronti del [dimensionamento strutturale](#) delle opere a contatto con il terreno,
- la [seconda combinazione](#) è generalmente più severa nei riguardi del [dimensionamento geotecnico](#).

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](#).

6.2.3.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

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.

6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

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

- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

6.4 OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

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 sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

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,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di **stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

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)
<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_r	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tutte le verifiche, tranne quella di stabilità globale, devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

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

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_r	1,0	1,0

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

6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di **stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\}$$

Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Fondazioni superficiali – esempi di calcolo

Ilaria Della Mea & Alessandro Cocco
CP Ingegneria, Gemona del Friuli (UD)
eng@gruppcp.it

Sommario

Alla luce di quanto esposto nella memoria “Fondazioni superficiali” vengono presentati due semplici esempi di calcolo. Il primo si riferisce ad una fondazione nastriforme sopportante un carico eccentrico; il secondo espone la verifica a punzonamento per un plinto di fondazione.

1. Esempio n°1

1.1. Descrizione

Si progetti la fondazione continua nastriforme in cemento armato indicata nella figura seguente, avente lunghezza “L” pari a 10.0m, facente parte di un organismo strutturale non sismo-resistente (vita utile 50 anni).

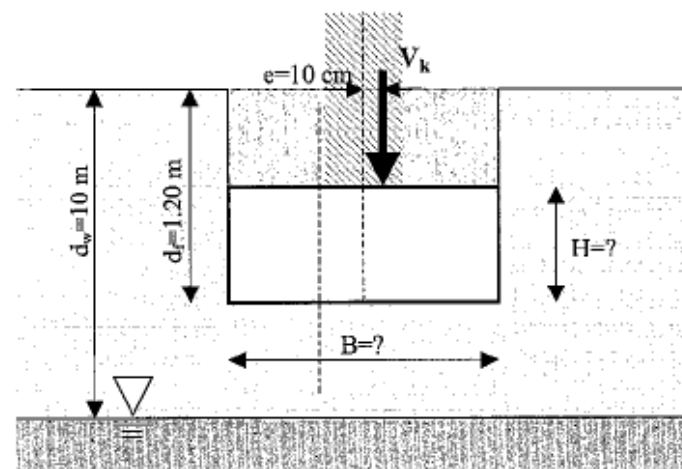


Figura 1. Caratteristiche geometriche della fondazione.

E' possibile che il terreno fino alla quota di imposta della fondazione sia interessato da alternanze di cicli gelo-disgelo. Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14.01.08 (approccio agli stati limite con fattori di sicurezza parziali), si esegua:

- il dimensionamento strutturale dell'opera, compreso il proporzionamento delle armature metalliche e le indicazioni sulla durabilità del calcestruzzo. Si può scegliere se realizzare una struttura rigida o flessibile. In ogni caso il sistema edilizio sopportato dalla fondazione nel suo complesso non è in grado di accettare un

cedimento medio superiore a 20mm. Va valutato se, nel dimensionamento della fondazione, risulti più penalizzante il raggiungimento dello stato limite di servizio piuttosto che quello ultimo, ovvero se il dimensionamento stesso risulti governato da vincoli di funzionalità piuttosto che di sicurezza;

- la verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- la riduzione percentuale di capacità portante che si avrebbe nel caso si ipotizzasse una risalita teorica della falda fino alla quota del piano di fondazione;

La fondazione dovrà essere impostata ad una profondità d_f pari a -1.2m dal piano campagna. La falda idrica si mantiene alla profondità d_w pari a -10.0m dal p.c..

L'azione verticale agente sulla fondazione trasmessa dalla sovrastruttura è esprimibile attraverso il seguente vettore V_k dei carichi caratteristici, disassato rispetto all'asse della stessa di una eccentricità "e" pari a 10 cm ($G1_k$ =pesi propri strutturali caratteristici, $G2_k$ =pesi propri non strutturali caratteristici, Q_k azione variabile caratteristica)

$$V = \begin{pmatrix} V_{G1_k} \\ V_{G2_k} \\ V_{Q_k} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 \text{ kN/m} \\ 50 \text{ kN/m} \\ 30 \text{ kN/m} \end{pmatrix}.$$

Le indagini geotecniche condotte hanno indicato che la struttura si troverà ad insistere su di un ammasso omogeneo sabbioso-ghiaioso di notevole potenza, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- | | |
|--|---|
| • densità relativa | $D_R=65\%$; |
| • modulo di deformabilità indicativo | $E=42 \text{ MPa}$; |
| • coefficiente di Poisson | $\nu=0.30$; |
| • angolo di resistenza al taglio "di picco" caratteristico | $\varphi'_{\text{picco},k}=42^\circ$; |
| • angolo di resistenza al taglio "residuo" caratteristico | $\varphi'_{\text{residuo},k}=36^\circ$; |
| • peso di volume saturo | $\gamma_{\text{sat}}=19.5 \text{ kN/m}^3$; |
| • peso di volume allo stato naturale | $\gamma_{\text{sat}}=19.0 \text{ kN/m}^3$. |

Il sondaggio effettuato nelle immediate vicinanze della struttura ha mostrato infine i seguenti risultati della prova S.P.T.:

profondità dal piano camp.[m]	N_{SPT} [colpi/piede]
- 1.0	26
- 2.0	26
- 3.0	28
- 4.0	27
- 5.0	32
- 6.0	40
- 7.0	40

1.2. Determinazione delle azioni di calcolo e delle dimensioni reagenti - SLU

- pesi propri strutturali caratteristici $V_{G1,k} = N_{G1k} = 20 \text{ kN/m};$
- pesi propri non strutturali caratteristici $V_{G2,k} = N_{G2k} = 50 \text{ kN/m};$
- azione variabile caratteristica $Q_k = N_{Qk} = 30 \text{ kN/m};$
- eccentricità dei carichi $e_V = 10 \text{ cm}.$

L'eccentricità dei carichi produce i seguenti momenti flettenti caratteristici M_k

$$M_k = \begin{pmatrix} M_{G1k} \\ M_{G2k} \\ M_{Qk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 \cdot 0,1 = 2 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ 50 \cdot 0,1 = 5 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ 30 \cdot 0,1 = 3 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{pmatrix}.$$

Ipotizzando di prevedere una fondazione di 1 metro di larghezza e 60 cm di spessore, si avrà una ulteriore azione verticale permanente, data dal peso proprio strutturale, pari a

$$G_k = 25 \cdot 1 \cdot 0,6 = 15 \text{ kN/m}.$$

Si ricavano l'azione assiale ed il momento flettente di progetto dalle combinazioni (1) e (2) seguenti, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni A1 e A2 (nel calcolo dell'azione assiale per semplicità non è stato considerato il peso del terreno di reinterro sovrastante la fondazione)

$$N_{Ed} = (G_k + N_{G1k}) \cdot \gamma_{G1, fav} + N_{G2,k} \cdot \gamma_{G2, fav} + N_{Qk} \cdot \gamma_{Q, fav} \quad (1)$$

$$M_{Ed} = M_{G1k} \cdot \gamma_{G1, fav} + M_{G2,k} \cdot \gamma_{G2, fav} + M_{Qk} \cdot \gamma_{Q, fav} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} A1 : \quad N_{Ed(A1)} &= (20 + 15) \cdot 1,3 + 50 \cdot 1,5 + 30 \cdot 1,5 = 165,50 \text{ kN/m} \\ M_{Ed(A1)} &= 2 \cdot 1,3 + 5 \cdot 1,5 + 3 \cdot 1,5 = 14,6 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2 : \quad N_{Ed(A2)} &= (20 + 15) \cdot 1,0 + 50 \cdot 1,3 + 30 \cdot 1,3 = 139 \text{ kN/m} \\ M_{Ed(A2)} &= 2 \cdot 1,0 + 5 \cdot 1,3 + 3 \cdot 1,3 = 12,4 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

con le seguenti eccentricità

$$A1 : \quad e_{A1} = M_{Ed}/N_{Ed} = 14,60 / 165,50 = 0,088 \text{ m}$$

$$A2 : \quad e_{A2} = M_{Ed}/N_{Ed} = 12,40 / 139 = 0,089 \text{ m}$$

ed aree reagenti

$$A1 : \quad A'_{(A1)} = B' \cdot L = (B - 2 \cdot e_{A1}) \cdot L = 0,824 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A2 : \quad A'_{(A2)} = B' \cdot L = (B - 2 \cdot e_{A2}) \cdot L = 0,822 \text{ m}^2/\text{m}.$$

Si fa notare che l'eventuale utilizzo dei coefficienti parziali " $\gamma_{G2, fav} = 0$ " e " $\gamma_{Q, fav} = 0$ " nelle combinazioni suseposte, avrebbe condotto a carichi più bassi, eccentricità minori ed

aree reagenti maggiori, con conseguenti margini di sicurezza maggiori nella verifica di capacità portante.

1.3. Calcolo della capacità portante - SLU

La falda idrica si trova a profondità d_w pari a -10 m mentre la fondazione è impostata ad una profondità d_f pari a -1,2m. La presenza della falda può quindi essere trascurata poiché $d_w > d_f + B$.

Si calcolano i parametri di progetto del terreno:

$$\varphi'_k = 36^\circ \rightarrow \tan \varphi'_k = 0,727$$

$$\gamma'_k = \gamma_{nat} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{array}{lll} \text{M1:} & \gamma_{\varphi k} = 1 & \rightarrow \tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi k} = 0,727 \rightarrow \varphi'_d = \arctg(\tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi k}) = 36^\circ \\ & \gamma_f = 1 & \rightarrow \gamma'_d = \gamma'_k / \gamma_f = 19 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{M2:} & \gamma_{\varphi k} = 1,25 & \rightarrow \tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi k} = 0,581 \\ & & \varphi'_d = \arctg(\tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi k}) = 30,2^\circ \\ & \gamma_f = 1 & \rightarrow \gamma'_d = \gamma'_k / \gamma_f = 19 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

Si calcolano l'indice di rigidità critico (3) e l'indice di rigidità effettivo (4), al fine di controllare il tipo di rottura del terreno (fondazione di tipo continuo nastroforme $\rightarrow L' = \infty$)

$$\begin{aligned} I_{R,eff} &= 0.5 \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{L'} \right) \cdot \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right] = \\ &= 0.5 \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{\infty} \right) \cdot \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (3)$$

$$I_{R,eff} = \frac{G}{c'_d + d_f \cdot \gamma'_{sup,d} \cdot \tan \varphi'_d} \quad (4)$$

Utilizzando una coesione di progetto " c_d " pari a zero ed un modulo di taglio pari a

$$G = E/[2 \cdot (1+\nu)] = 42000/[2 \cdot (1+0,3)] = 16154 \text{ kPa},$$

si ottengono i seguenti risultati:

$$\begin{array}{llll} \text{M1:} & I_{R,eff} = 975 & > & I_{R,crit} = 325 \rightarrow \text{rottura di tipo generale} \\ \text{M2:} & I_{R,eff} = 1219 & > & I_{R,crit} = 155 \rightarrow \text{rottura di tipo generale.} \end{array}$$

Di seguito vengono calcolati tutti i parametri necessari al calcolo della capacità portante.

Fattori adimensionali di capacità portante

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi'_d) \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'_d/2) \quad (5)$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'_d \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \text{M1 :} \quad N_q &= 37,75 \\ N_{\gamma} &= 53,40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{M2 :} \quad N_q &= 18,75 \\ N_{\gamma} &= 20,64 \end{aligned}$$

Fattori adimensionali correttivi per forma della fondazione ($L' = \infty$):

$$\begin{aligned} \text{A1, M1 :} \quad s_q &= 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'_d = 1 \\ s_{\gamma} &= 1 - 0,3 \cdot (B'/L') = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A2, M2 :} \quad s_q &= 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'_d = 1 \\ s_{\gamma} &= 1 - 0,3 \cdot (B'/L') = 1 \end{aligned}$$

Non sono stati considerati fattori correttivi per carichi orizzontali e inclinazione della base di fondazione, poiché non presenti.

Carico ultimo e la resistenza di progetto vengono infine determinati secondo le formule

$$q_{ult} = (1/2 \cdot \gamma'_{inf,d} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}) + (\gamma'_{sup,d} \cdot d_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q), \quad (7)$$

$$q_d = q_{ult} / \gamma_R, \quad (8)$$

con γ_R fattore di sicurezza parziale sulla resistenza.

APPR. 1 - C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q_d = 1278,6 / 1,0$	=	1278,6 kPa/m
APPR. 1 - C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q_d = 588,6 / 1,8$	=	327 kPa/m
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q_d = 1278,6 / 2,3$	=	555,9 kPa/m

La pressione trasmessa al terreno è pari a: $q = N_{Ed} / A'$.

APPR. 1 - C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q = 165,5 / 0,824$	=	201,0 kPa/m
APPR. 1 - C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q = 139,0 / 0,822$	=	169,2 kPa/m
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q = 165,5 / 0,824$	=	201,0 kPa/m

La verifica di capacità portante è quindi soddisfatta essendo:

APPR. 1 - C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q_d / q = 1278,6 / 201,0$	=	6,36 > 1
APPR. 1 - C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q_d / q = 327 / 169,2$	=	1,93 > 1
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q_d / q = 555,9 / 201,0$	=	2,77 > 1.

Come prevedibile la combinazione 1 dell'approccio 1, mirata essenzialmente al dimensionamento strutturale, non risulta significativa in questo particolare stato limite geotecnico. Inoltre, come si può notare, la combinazione 2 dell'approccio 1 risulta maggiormente penalizzante di quella indicata dall'approccio 2.

Nell'ipotesi di risalita della falda fino alla quota del piano di fondazione, va utilizzato il peso di volume immerso per il terreno al di sotto del piano di imposta

$$(\gamma'_{inf,k} = \gamma_{sat} - \gamma_w = 9,5 \text{ kN/m}^3, \gamma'_{inf,d} = \gamma'_{inf,k} / \gamma_f = 9,5 / 1 = 9,5 \text{ kN/m}^3),$$

di conseguenza la resistenza di progetto diventa

APPR. 1 - C. 1

$$A1 + M1 + R1 : \quad q_d = 1069,7 / 1 = 1069,7 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del 16,34\%}$$

$$q_d / q = 5,32 > 1$$

APPR. 1 - C. 2

$$A2 + M2 + R2 : \quad q_d = 508,1 / 1,8 = 282,3 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del 13,68\%}$$

$$q_d / q = 1,67 > 1$$

APPR. 2

$$A1 + M1 + R3 : \quad q_d = 1069,7 / 2,3 = 465,1 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del 16,34\%}$$

$$q_d / q = 2,31 > 1.$$

1.4. Calcolo del cedimento - SLE

Si analizza ora lo stato limite di servizio andando a valutare il cedimento massimo della fondazione e confrontandolo con quello limite.

Per il calcolo dei cedimenti si sceglie il metodo di Burland e Burbridge¹, il quale consente di utilizzare i risultati delle prove penetrometriche dinamiche di cui si dispone.

Si utilizza la formula seguente

$$w = w^* \cdot \alpha_{\text{correttivo}} = \{ [q' \cdot (2/3) \cdot \sigma'_{v0}] \cdot B^{0,7} \cdot I_c \} \cdot \alpha_{\text{correttivo}} \quad (7)$$

dove q' rappresenta la pressione effettiva presente al piano di posa della fondazione, σ'_{v0} la pressione effettiva litostatica alla medesima quota, B la larghezza della fondazione, I_c l'indice di compressibilità e $\alpha_{\text{correttivo}}$ il prodotto di tre fattori di correzione, di seguito definiti.

Allo stato limite di servizio le azioni vengono moltiplicate per dei coefficienti parziali unitari, in altre parole compaiono con il loro valore caratteristico. Di conseguenza si ottengono le seguenti azioni sollecitanti

$$N_{Ed(SLS)} = 20 + 50 + 30 = 100 \text{ kN/m},$$

$$N_{fond} = 15 \text{ kN/m},$$

$$M_{Ed(SLS)} = 2 + 5 + 3 = 10 \text{ kN-m/m}.$$

Si calcolano inizialmente larghezza, area reagente e carico totale (non netto) applicato alla fondazione:

$$B' = (B - 2 \cdot M_{Ed(SLS)} / (N_{Ed(SLS)} + N_{fond})) = 0,83 \text{ m/m}$$

¹ Il metodo di Burland e Burbridge è caratterizzato da maggiore affidabilità rispetto agli altri presenti in letteratura ([C] § 5.7.2).

$$A' = 1 \cdot 0,83 = 0,83 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$q' = (N_{Ed(SLS)} + N_{ford}) / A' = 139,21 \text{ kPa/m.}$$

Si procede successivamente al calcolo della tensione effettiva litostatica alla quota d'imposta della fondazione e lo spessore della zona di influenza:

$$\sigma'_{v0} = \gamma'_d \cdot d_f = 22,80 \text{ kPa/m}$$

$$Z_1 = B^{0,7} = 0,875 \text{ m.}$$

L'indice di compressibilità dipende dal valore medio degli N_{SPT} misurati all'interno della zona di influenza². In questo caso si ha:

$$N = 26$$

$$I_c = 1,71 / (N^{1,4}) = 0,018.$$

Si valutano i fattori correttivi dovuti a forma della fondazione, spessore dello strato comprimibile, tempo.

FORMA: $f_s = 1,56$ (per fondazioni nastriformi [D])

STRATO COMPRIMIBILE: non presente in questo esercizio

CORREZIONE TEMPORALE: $R_3 = 0,3$; $R = 0,2$; $t = 50$ anni (> 3 anni), da cui

$$f_t = [1 + R_3 + R \cdot \log(t/3)] = 1,54$$

Il cedimento calcolato è quindi pari a

$$w = [q' - (2/3) \cdot \sigma'_{v0}] \cdot B^{0,7} \cdot I_c = 1,938 \text{ mm.}$$

A questo valore si applica il coefficiente correttivo necessario alla stima del cedimento corretto

$$\alpha_{correttivo} = f_s \cdot f_h \cdot f_t = 2,409$$

$$w_{corretto} = w \cdot \alpha_{correttivo} = 4,67 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

La verifica di funzionalità strutturale può quindi dirsi soddisfatta.

1.5. Dimensionamento strutturale - SLU

Dal momento che il terreno presente fino alla quota d'imposta della fondazione può essere interessato da cicli di gelo e disgelo, si sceglie un calcestruzzo XF3 (EN206-1 prospetto1), di classe C25/30 ed un acciaio B450C.

Si assume un copriferro nominale c_{nom} di 50 mm (EN1992 § 4.4.1.2., Istruzioni (bozza) Norme Tecniche per le Costruzioni § C4.1.6.1.3) ed un diametro standard Φ dell'armatura resistente pari a 8mm.

Per comprendere il comportamento strutturale della fondazione, si valuta il rapporto tra la lunghezza dello sbalzo e l'altezza della sezione resistente (si ipotizza convenzionalmente

² Per sabbie fini c/o limose sotto falda si applica la correzione di Terzaghi e Peck per N superiore a 15 ([H] §.8.4.4, [C] § 5.7.2.

che sulla fondazione insista un setto di 40 cm di spessore)

$$l_g = 0,30 \text{ m} \leq 2h = 1,2 \text{ m}.$$

La fondazione è quindi rigida ed il valore di calcolo nel tirante di base si ricava da condizioni di equilibrio applicate al traliccio di figura 2, secondo le formule

$$T_{1d} = A_s \cdot f_{yd} = R_{1d} \cdot (x_1 - 0,25a_1) / (0,85 d), \quad (8)$$

$$T_{2d} = A_s \cdot f_{yd} = R_{2d} \cdot (x_2 - 0,25a_1) / (0,85 d), \quad (9)$$

dove R_{1d} e R_{2d} sono le risultanti della reazione del terreno, a_1 è la larghezza dell'elemento sovrastante la fondazione, x_1 e x_2 sono le distanze di applicazione delle risultanti, d è l'altezza utile.

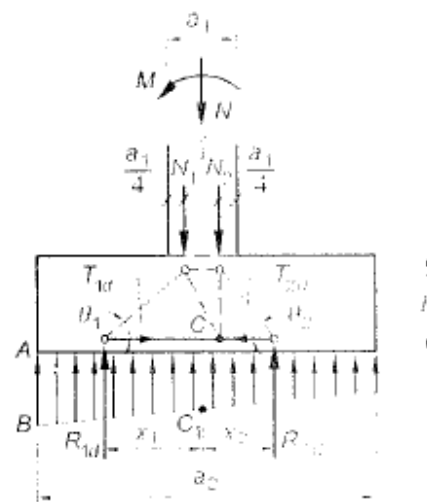


Figura 2. Schema di calcolo per fondazione rigida in presenza di carico eccentrico [C].

Considerando i coefficienti di combinazione A1 si ricavano i valori di calcolo delle sollecitazioni ($\gamma_{G1, sfav} = 1,3$, $\gamma_{G2, sfav} = \gamma_{Q, sfav} = 1,5$).

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= (G_k + N_{G1k}) \cdot \gamma_{G1, sfav} + N_{G2k} \cdot \gamma_{G2, sfav} + N_{Qk} \cdot \gamma_{Q, sfav} = 165,50 \text{ kN/m} \\ M_{Ed} &= M_{G1k} \cdot \gamma_{G1, sfav} + M_{G2k} \cdot \gamma_{G2, sfav} + M_{Qk} \cdot \gamma_{Q, sfav} = 14,60 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

Da queste si ottengono i valori di calcolo delle risultanti delle reazioni del terreno.

$$\begin{aligned} R_{1d} = N_1 &= N_{Ed}/2 - 2M_{Ed}/a_1 = 165,50/2 - 2 \cdot 14,6/0,4 = 9,75 \text{ kN/m} \\ R_{2d} = N_2 &= N_{Ed}/2 + 2M_{Ed}/a_1 = 165,50/2 + 2 \cdot 14,6/0,4 = 155,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sarà quindi il valore di R_{2d} a determinare i ferri d'armatura. Per il calcolo dell'armatura si utilizzano i seguenti dati:

- copriferro di calcolo $c = c_{nom} + \Phi/2 = 50 + 8/2 = 54 \text{ mm};$
- altezza utile $d = h - c = 60 - 5.4 = 54,6 \text{ cm};$
- tensione di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}.$

Se si ipotizza che le distanze “ x_1 ” e “ x_2 ” siano pari a metà della semilarghezza della fondazione (come riportato anche in [E] § 3.2.1.), si ottiene la seguente armatura resistente.

$$\begin{aligned} x_2 &= 0,25 \text{ m} \\ T_{2d} &= A_s \cdot f_{yd} = R_{2d} \cdot (x_2 - 0,25 a_1) / (0,85 d) = 50,34 \text{ kN/m} \\ A_s &= 128,65 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 3\Phi 8/\text{m} \end{aligned}$$

Se si adottasse invece un valore di “ x_2 ” maggiore, cosa possibile in virtù di un maggiore grado di approfondimento ed elaborazione del meccanismo resistente ipotizzato, ne deriverebbe un quantitativo di armatura superiore.

$$\begin{aligned} x_2 &= 0,35 \text{ m} \\ T_{2d} &= 83,90 \text{ kN/m} \\ A_s &= 214,4 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 5\Phi 8/\text{m} \end{aligned}$$

Tale armatura può essere realizzata con staffe chiuse oppure con ferri risvoltati, avendo cura, in quest'ultimo caso, di calcolare adeguatamente la lunghezza di ancoraggio degli stessi.

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA GROSSA

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU)
- Approccio **DA1-C1** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

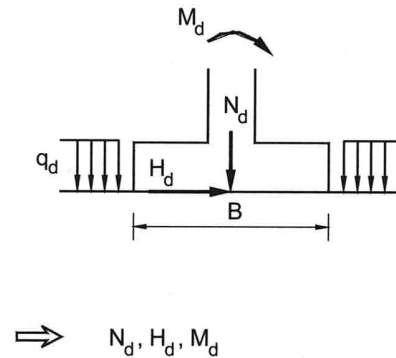
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
(A1) γ_{G1}	1	1,3
γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5



Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

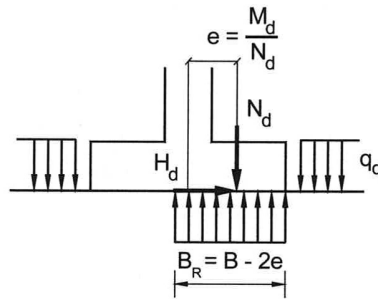
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{\varphi'} = 1 \Rightarrow \varphi'_d = \varphi'_k$$

$$(R1) \quad \gamma_R = 1$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma i} + q_d N_{qi}$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{\varphi'} = 1 \Rightarrow \varphi'_d = \varphi'_k$$

$$(R1) \quad \gamma_R = 1$$

$$R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R} \quad \delta_d = f(\varphi'_d)$$

$$H_d \leq R_d$$

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA GROSSA

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU)
- Approccio **DA1-C2** (A2; M2; R2)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

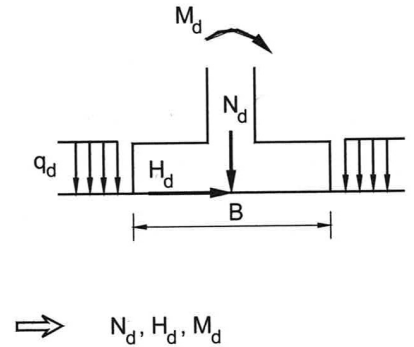
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
(A2) γ_{G1}	1	1,0
γ_{G2}	0	1,3
γ_Q	0	1,3



Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

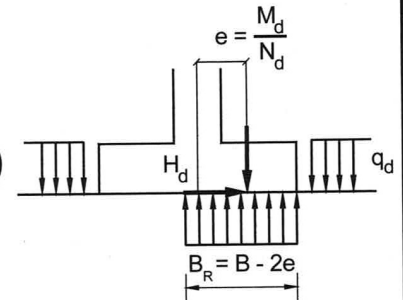
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M2) \quad \gamma_{\varphi'} = 1,25 \Rightarrow \varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

$$(R2) \quad \gamma_R = 1,8$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma i} + q_d N_{qi}$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M2) \quad \gamma_{\varphi'} = 1,25 \Rightarrow \varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

$$(R2) \quad \gamma_R = 1,1$$

$$R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R} \quad \delta_d = f(\varphi'_d)$$

$$H_d \leq R_d$$

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA GROSSA

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU)
- Approccio **DA2** (A1; M1; R3)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

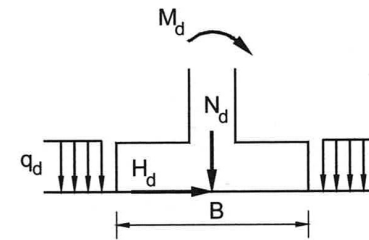
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

		favorevole	sfavorevole
(A1)	γ_{G1}	1	1,3
	γ_{G2}	0	1,5
	γ_Q	0	1,5



$\Rightarrow N_d, H_d, M_d$

Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

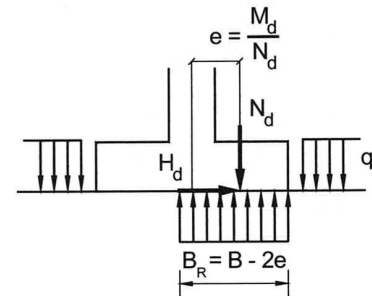
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{\varphi'} = 1 \quad \Rightarrow \quad \varphi'_d = \varphi'_k$$

$$(R3) \quad \gamma_R = 2.3$$

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B_R N_{\gamma} i_{\gamma} + q_d N_q i_q$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{\varphi'} = 1 \quad \Rightarrow \quad \varphi'_d = \varphi'_k$$

$$(R3) \quad \gamma_R = 1,1$$

$$R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R} \quad \delta_d = f(\varphi'_d)$$

$$H_d \leq R_d$$

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA FINE

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU) in termini di tensioni totali
- Approccio **DA1-C1** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

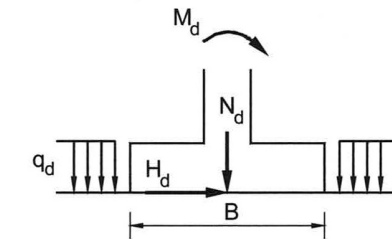
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
(A1) γ_{G1}	1	1,3
γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5



$\Rightarrow N_d, H_d, M_d$

Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

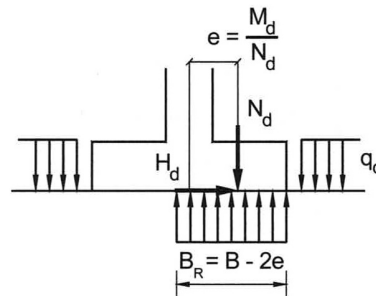
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{cu} = 1 \quad \Rightarrow \quad c_{ud} = c_{uk}$$

$$(R1) \quad \gamma_R = 1$$

$$q_{LIM} = (2 + \pi) c_{ud} i_c^0 + q_d$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{cu} = 1 \quad \Rightarrow \quad c_{ud} = c_{uk}$$

$$(R1) \quad \gamma_R = 1$$

$$R_d = \frac{B c_{ud}}{\gamma_R}$$

$$H_d \leq R_d$$

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA FINE

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU) in termini di tensioni totali
- Approccio **DA1-C2** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

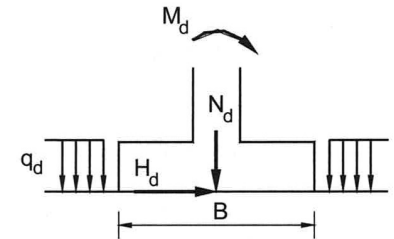
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
(A2) γ_{G1}	1	1,0
γ_{G2}	0	1,3
γ_Q	0	1,3



$\Rightarrow N_d, H_d, M_d$

Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

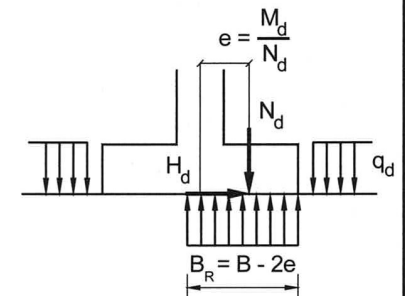
- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M2) \quad \gamma_{cu} = 1.4 \quad \Rightarrow \quad c_{ud} = \frac{c_{uk}}{1.4}$$

$$(R2) \quad \gamma_R = 1.8$$

$$q_{LIM} = (2 + \pi) c_{ud} i_c^0 + q_d$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

$$(M1) \quad \gamma_{cu} = 1 \quad \Rightarrow \quad c_{ud} = \frac{c_{uk}}{1.4}$$

$$(R1) \quad \gamma_R = 1.1$$

$$R_d = \frac{B c_{ud}}{\gamma_R}$$

$$H_d \leq R_d$$

FONDAZIONE NASTRIFORME SU TERRENO A GRANA FINE

- Verifica di capacità portante e scorrimento (SLU) in termini di tensioni totali
- Approccio **DA2** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

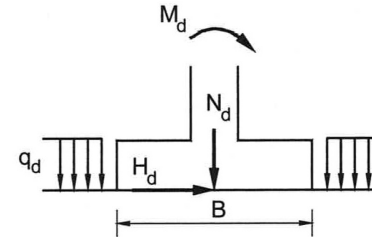
Calcolo dell'azione (N_d, H_d, M_d)

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

		<i>favorevole</i>	<i>sfavorevole</i>
(A1)	γ_{G1}	1	1,3
	γ_{G2}	0	1,5
	γ_Q	0	1,5



$\Rightarrow N_d, H_d, M_d$

Calcolo della resistenza R_d (capacità portante)

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad B_R = B - 2e$$

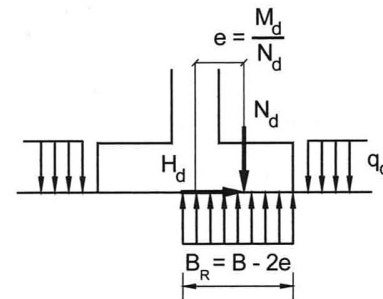
- Coefficienti di sicurezza parziali

(M1) $\gamma_{cu} = 1 \Rightarrow c_{ud} = c_{uk}$

(R3) $\gamma_R = 2.3$

$$q_{LIM} = (2 + \pi) c_{ud} i_c^0 + q_d$$

$$R_d = \frac{q_{LIM} B_R}{\gamma_R}$$



$$N_d \leq R_d$$

Calcolo della resistenza R_d (scorrimento)

- Coefficienti di sicurezza parziali

(M1) $\gamma_{cu} = 1 \Rightarrow c_{ud} = c_{uk}$

(R1) $\gamma_R = 1.1$

$$R_d = \frac{B c_{ud}}{\gamma_R}$$

$$H_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle procedure analitiche
- Approccio **DA1-C1** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

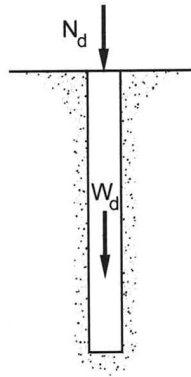
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,3
(A1) γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Scelta dell'approccio $\Rightarrow$ $\begin{cases} \text{tensioni efficaci} \\ \text{tensioni totali} \end{cases}$ (M1) $\begin{matrix} \gamma_{\varphi'} = 1 & \varphi'_d = \varphi'_k \\ \gamma_{cu} = 1 & c_{ud} = c_{uk} \end{matrix}$

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

$$R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di calcolo

$$R_d = \frac{R_{ck,Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck,Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,00	1,00	1,00
γ_s	1,00	1,00	1,00

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle procedure analitiche
- Approccio **DA1-C2** (A2; M1; R2)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

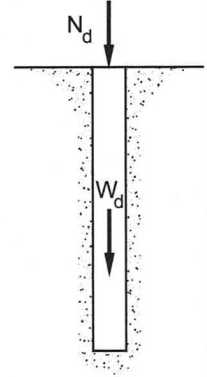
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,0
(A1) γ_{G2}	0	1,3
γ_Q	0	1,3

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Scelta dell'approccio $\Rightarrow$ $\begin{cases} \text{tensioni efficaci} \\ \text{tensioni totali} \end{cases}$ (M1) $\begin{matrix} \gamma_{\varphi'} = 1 & \varphi'_d = \varphi'_k \\ \gamma_{cu} = 1 & c_{ud} = c_{uk} \end{matrix}$

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

$$R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di calcolo

$$R_d = \frac{R_{ck,Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck,Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,45	1,70	1,60
γ_s	1,45	1,45	1,45

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle procedure analitiche
- Approccio **DA2** (A1; M1; R3)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

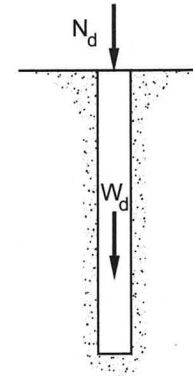
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,3
(A1) γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3 W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Scelta dell'approccio $\Rightarrow$

{	tensioni efficaci	(M1)	$\gamma_{\phi'} = 1$	$\phi'_d = \phi'_k$
	tensioni totali		$\gamma_{cu} = 1$	$c_{ud} = c_{uk}$

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

$$R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$$

- Valutazione della resistenza caratteristica

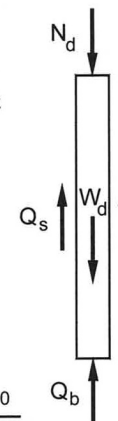
$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di calcolo

$$R_d = \frac{R_{ck, Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck, Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,15	1,35	1,30
γ_s	1,15	1,15	1,15



$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità del palo singolo
- Approccio basato sulle prove in sito
- Approccio **DA1-C1** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

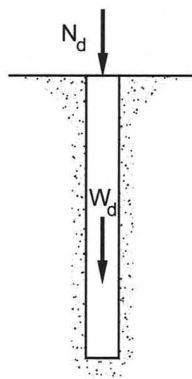
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,3
(A1) γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3 W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

Prove in sito (es. SPT, CPT, DMT, PMT) $\xrightarrow{\text{correlazione}}$ $R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck,Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck,Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,00	1,00	1,00
γ_s	1,00	1,00	1,00

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità del palo singolo
- Approccio basato sulle prove in sito
- Approccio **DA1-C2** (A2; M1; R2)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

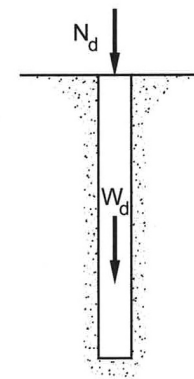
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,0
(A1) γ_{G2}	0	1,3
γ_Q	0	1,3

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

Prove in sito (es. SPT, CPT, DMT, PMT) $\xrightarrow{\text{correlazione}}$ $R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck,Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck,Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,45	1,70	1,60
γ_s	1,45	1,45	1,45

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità del palo singolo
- Approccio basato sulle prove in sito
- Approccio **DA2** (A1; M1; R3)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

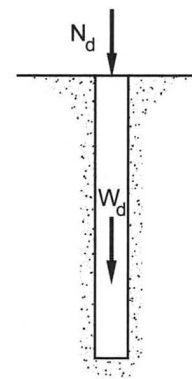
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole	sfavorevole
γ_{G1}	1	1,3
(A1) γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3 W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Valutazione della resistenza per ogni verticale indagata

Prove in sito (es. SPT, CPT, DMT, PMT) $\xRightarrow{\text{correlazione}}$ $R_{c,cal} \begin{cases} Q_s & \text{resistenza laterale} \\ Q_b & \text{resistenza alla base} \end{cases}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

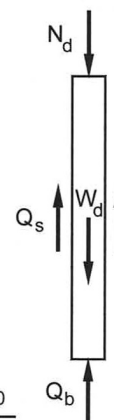
$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	= 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck, Q_s}}{\gamma_s} + \frac{R_{ck, Q_b}}{\gamma_b}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_b	1,15	1,35	1,30
γ_s	1,15	1,15	1,15



$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle prove di carico statiche di progetto
- Approccio **DA1-C1** (A1; M1; R1)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

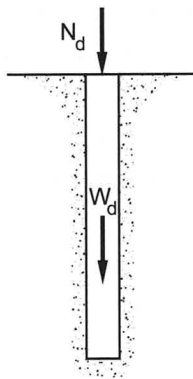
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole sfavorevole	
(A1) γ_{G1}	1	1,3
γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Determinazione della resistenza per ogni prova eseguita

Prova di carico statica $\Rightarrow R_{c,m} = Q_{lim}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	= 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_t	1,00	1,00	1,00

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle prove di carico statiche di progetto
- Approccio **DA1-C2** (A2; M1; R2)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

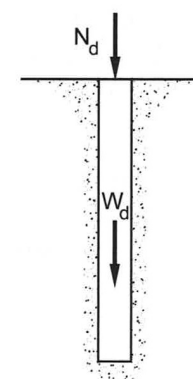
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	favorevole sfavorevole	
(A1) γ_{G1}	1	1,0
γ_{G2}	0	1,3
γ_Q	0	1,3

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Determinazione della resistenza per ogni prova eseguita

Prova di carico statica $\Rightarrow R_{c,m} = Q_{lim}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

n° di verticali indagate	1	2	3	4	= 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$$

	infissi	trivellati	elica
γ_t	1,45	1,60	1,55

$$E_d \leq R_d$$

PALI DI FONDAZIONE

- Verifica di capacità portante verticale del palo singolo
- Approccio basato sulle prove di carico statiche di progetto
- Approccio **DA2** (A1; M1; R3)

Verifica $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione di carico

Calcolo dell'azione E_d

- Analisi dei carichi
- Combinazione fondamentale SLU

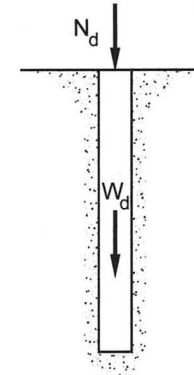
$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \dots$$

- Coefficienti di sicurezza parziali per le azioni

	<i>favorevole</i>	<i>sfavorevole</i>
γ_{G1}	1	1,3
(A1) γ_{G2}	0	1,5
γ_Q	0	1,5

- Valutazione del carico agente sul singolo palo $\Rightarrow N_d$

$$E_d = N_d + W_d = N_d + \gamma_{G1} W_k = N_d + 1,3 W_k$$



Calcolo della resistenza R_d

- Determinazione della resistenza per ogni prova eseguita

Prova di carico statica $\Rightarrow R_{c,m} = Q_{lim}$

- Valutazione della resistenza caratteristica

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1} ; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

<i>n° di verticali indagate</i>	1	2	3	4	= 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

- Valutazione della resistenza di progetto

$$R_d = \frac{R_{ck}}{\gamma_t}$$

	<i>infissi</i>	<i>trivellati</i>	<i>elica</i>
γ_t	1,15	1,30	1,25

$$E_d \leq R_d$$

