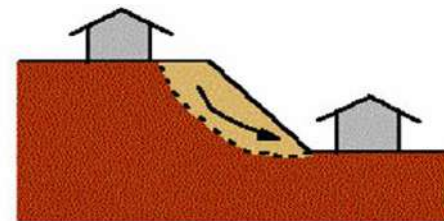


6.4. OPERE DI FONDAZIONE

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.

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 al regime delle pressioni interstiziali.

Circolare: C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono distinte in fondazioni superficiali, o dirette (ad es.: plinti, travi, platee), e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni).

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso. Il progetto delle fondazioni prevede le sequenze progettuali evidenziate nel §6.2 che vanno dalla **scelta del sistema di fondazione, alla pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, definito** nel §6.2.2 delle NTC, **alle analisi e al dimensionamento geotecnico delle opere, nonché alle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.**

In relazione alle diverse fasi sopracitate occorre almeno considerare:

a) Terreni di fondazione:

- **Profondità del volume significativo** Nel caso di fondazioni superficiali la **profondità da raggiungere con le indagini** può essere dell'ordine di $b \div 2b$, dove b è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di $0.5b \div b$. Profondità maggiori dovranno essere indagate in presenza di terreni molto compressibili o di cavità o per costruzioni molto sensibili ai cedimenti assoluti e differenziali
- **Stratigrafia, e grandezze fisiche e meccaniche dei terreni nel volume significativo.**

b) Opere in progetto: - dimensioni dell'opera;

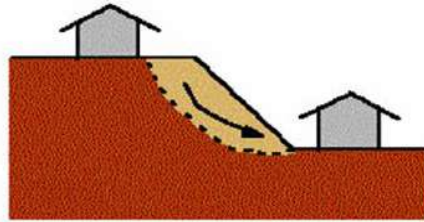
- caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento ai possibili cedimenti differenziali;
- sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera (**fasi costruttive**);
- distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti dai sovraccarichi, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

c) Fattori ambientali:

- caratteri morfologici del sito;
- deflusso delle acque superficiali;
- presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

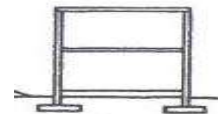
Qualora non si adotti un'unica tipologia di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti. Nel caso di opere in alveo e a mare, o in bacini naturali e artificiali caratterizzati dalla presenza di correnti e/o moto ondosio, è necessario considerare la configurazione e la possibile evoluzione del fondo oltre ai fenomeni erosivi localizzati in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto. Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni. In questi casi è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua realizzazione. Nel caso in cui siano previsti scavi per impostare le nuove fondazioni si dovrà porre ulteriore attenzione alla scelta e al dimensionamento degli scavi e delle opere di sostegno, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

La progettazione di manufatti in pendii in frana, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, o la verifica di manufatti esistenti, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione.



A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle NTC. Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati. Per tutti i sistemi di fondazione, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio.

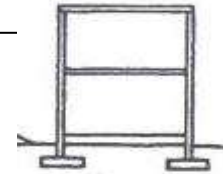
Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR).



Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni (SLU), nelle presenti Norme, è considerato il solo Approccio 2 richiamato nel § C6.2.4 della presente Circolare. (A1+M1+R3)

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

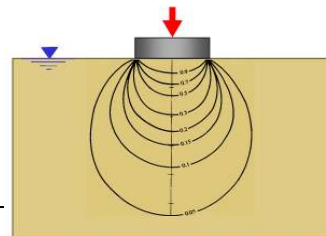
La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.



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.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1.



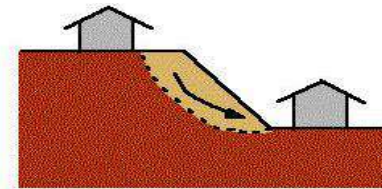
6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo

sia a breve che 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 (A2+M2+R2)**



(Ndr: quindi opere ingegneristiche lungo, in prossimità o sotto un pendio ➡ DA1-C2 (A2+M2+R2)).

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

-SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno*
 - collasso per scorrimento sul piano di posa*
- } solo
(A1+M1+R3)
- **stabilità globale** (fondazione su pendio)** $\longrightarrow$ (A2+M2+R2)

(NEW)
Non si
sceglie
tra DA1
e DA2

-SLU di tipo strutturale (STR) DA2 (A1+M1+R3) con $\gamma R3 = 1$

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

* Le verifiche devono essere effettuate applicando

l' **Approccio 2: Combinazione Unica** (A1+M1+R3) (STRU-GEO)

tenendo conto dei valori dei **coefficienti parziali** riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II (per azioni e parametri) e 6.4.I (per le resistenze globali R3).

** La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata obbligatoriamente 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 [$\gamma R2 = 1.1$].

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale(STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto $R3 = R1 = 1$.

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

NTC08

NTC18

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

**FONDAZIONI
SUPERFICIALI**

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_k 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per carico limite e scorrimento

New



DA2



(A1+M1+R3)

6.4.2.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si devono calcolare i valori degli **spostamenti** e delle **distorsioni** per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2 NTC), nel rispetto della condizione (6.2.7), calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le **verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)** possono risultare più restrittive di quelle **agli stati limite ultimi (SLU)**.

$$C_d \leq E_d$$

Circolare: C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteri di progetto

È opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa. Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e devono perciò essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime. Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.1 Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto. Nel caso di reti idriche e fognarie occorre particolare attenzione ai possibili effetti derivanti da immissioni o perdite di liquidi nel sottosuolo.

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso 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.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

NOTA: Nella condizione di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, 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 del complesso terreno-fondazione.

La resistenza di progetto a carico limite è funzione delle caratteristiche di resistenza del

terreno di fondazione, di fattori geometrici (profondità del piano di posa, dimensioni della fondazione, inclinazione del piano di posa e della superficie limite, ecc.), delle condizioni di drenaggio (condizioni non drenate o condizioni drenate), della presenza della falda idrica, di caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione e eccentricità), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, punzonamento) e così via. Nello stato limite di collasso 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, eventualmente sostenute da paratie o palancolate, 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.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per la stabilità globale l'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A2+M2+R2) dell'approccio DA1, tenendo conto dei coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II, dei gruppi A2 per le azioni di progetto derivanti dalle analisi strutturali ed M2 per i parametri di resistenza del terreno; la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2 riportati nella tabella §6.8.I ($\gamma_{R2} = 1,1$). Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono **unitari, i coefficienti parziali sulle **azioni (A1)** sono indicati dalla **tabella 6.2.I** e la **resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.****

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI

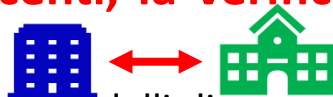
Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (**STR**), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Si deve fare riferimento all'approccio DA2 con la Combinazione (**A1+M1+R3**), assumendo $\gamma_R = 1$.

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (**SLE**)

La scelta e il dimensionamento del sistema di fondazione deve scaturire anche dalla verifica, che gli spostamenti del terreno, assoluti e differenziali, immediati e differiti nel tempo, siano compatibili con la costruzione in progetto.

(Ndr: come si configura questo passaggio con la tempistica geotecnica prima enunciata, che mette al primo posto la scelta del tipo di fondazione prima delle indagini; v. C6 ?)

Nel caso in cui la nuova costruzione possa influire sul comportamento statico e/o sulla funzionalità di manufatti adiacenti, la verifica suesposta deve essere estesa a questi ultimi.



A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidità dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità. Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari.

Verifiche geotecniche NTC 2018

Esempio di calcolo per fondazione superficiale

Sollecitazione verticale e baricentrica	
Carico permanente sfavorevole	G1 = 2500 kN
Carico variabile sfavorevole	Qk1 = 300 kN
Fondazione superficiale : plinto quadrato	B = 2,5 m
profondità piano di posa	D = 1,5 m
Sabbia mediamente addensata	
peso di volume	$\gamma = 19$ kN/mc
angolo d'attrito caratteristico	$\phi' k = 34^\circ$

Condizioni statiche



Approccio 2

(DA2-1)

GEO-STR (A1+M1+R3).

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

A' = area fondazione

Fattori di capacità portante:

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

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

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

Fattori di forma:

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

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

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

Inclinazione della base della fondazione

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

$$m = \frac{[2 + (B' / L')]}{[1 + (B' / L')]} \cdot \frac{H}{\text{in direzioni di } B}$$

Fattori di capacità portante per $\phi_k = 34^\circ$:

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

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

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

Fattori di forma:

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

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

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

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

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 $\phi_k = 34^\circ$:

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

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

(E_d = Azione o Domanda)

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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G1}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{a1}

$$E_d = 3.700\text{kN} \leq R_k / \gamma_R = 12.150\text{kN} / 2,3 = 5.283\text{kN}$$

$R_d = R_k / \gamma_R$ (R_d = Resistenza di progetto o Risposta)

$E_d \leq R_d$

ossia

$3.700\text{kN} \leq 5.283\text{kN}$

Verifica soddisfatta

VERIFICA A SCORRIMENTO

Approccio 2 Unica combinazione A1+M1+R3 (STR e GEO)

terreno coesivo (condizioni non drenate): $H < A' \alpha c_u$

terreno coesivo (condizioni drenate): $H < A' \alpha' c' + V \tan \delta$ di norma $c' = 0$

$\alpha, \alpha' =$ coefficienti di adesione ($\alpha = 0,5 \div 0,66$ $\alpha' \approx 0$)

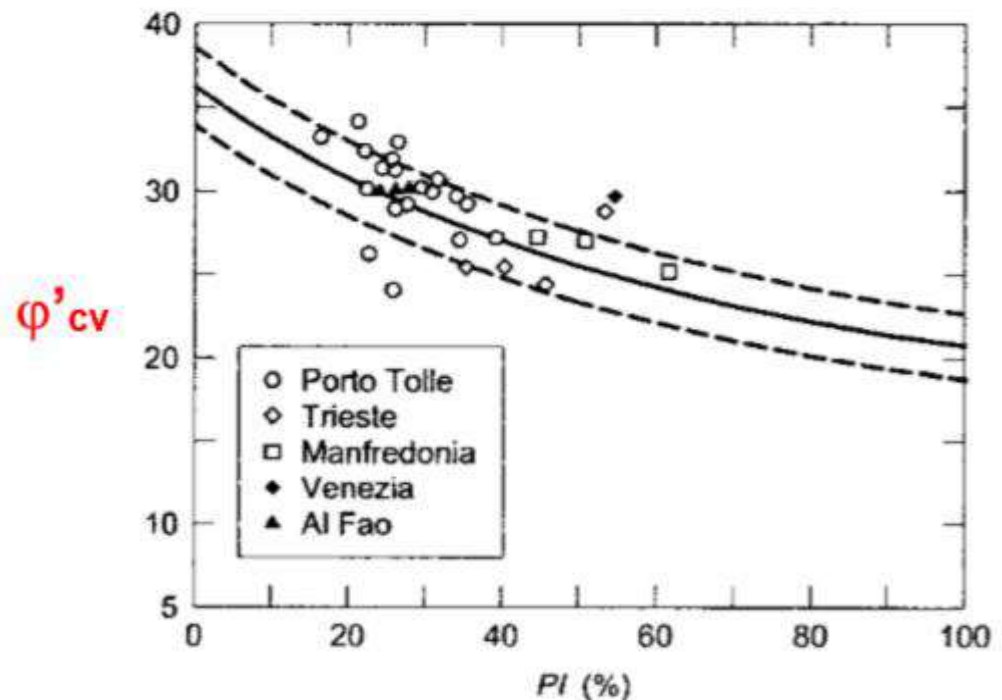
terreno granulare: $H < V \tan \delta$ ($c' = 0$)

calcestruzzo gettato in opera: $\delta = \varphi'_{cv}$ (angolo resistenza al taglio a volume costante)

calcestruzzo prefabbricato: $\delta = (2/3) \varphi'_{cv}$

GRANULARI: $\varphi'_{cv.k} = 30-35^\circ$ (post picco) $\delta = \varphi'_{cv}$ (angolo resistenza al taglio a vol.cost.)

COESIVI: $\varphi'_{cv.k} =$ funz. indice di plasticità (IP) $\delta = (2/3) \varphi'_{cv}$



Memo :

Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri f_k . Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari

$$f_k = f_d$$

Combinazioni:

$G1 + G2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$ *Combinazione frequente* **s** *imm*

$G1 + G2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$ *Combinazione quasi permanente* **s** *l.t.*

Deve essere verificato che

$$E_d \leq C_d$$

cedimento da noi calcolato $\leq$ **valore soglia dello strutturista**

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

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



Nei problemi connessi al raggiungimento dello **STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)** del terreno, i **valori di progetto (f_p)** di c' e ϕ' sono uguali ai valori caratteristici (f_k).

$$f_d = f_k$$

Assunti i carichi comunicati dallo strutturista per le condizioni di esercizio (SLE), si adottano i **valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k , E_{edk})**.

Pertanto,

$$E'_d = E'_k \quad E_{edd} = E_{edk}$$

Ai valori dei moduli di deformazione E_{ed} e E'_d non si applica il 5° percentile, bensì la *mediana, poiché non si è in presenza nè di azione A, nè di resistenza R.**

*

Dopo aver raccolto un insieme di dati numerici disponiamoli in ordine crescente o decrescente (la scelta dell'uno o dell'altro modo è del tutto indifferente). Si chiama *mediana* il valore che occupa il valore centrale.

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 l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

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 portino 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 §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, **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** (ndr; = 1) della Tab. 6.2.II. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2.

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 vicino o su pendii deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio, includendo le azioni trasmesse dalle fondazioni.

•Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato :

-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;

(A1+M1+R3)

-stabilità globale](A2+M2+R2) [con $\gamma_{R2} = 1.1$]

- SLU di tipo strutturale (STR) (A1+M1+R3)

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



La verifica di stabilità globale (**pali in pendio**) deve essere effettuata secondo **Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)** [con $\gamma_{R2} = 1.1$] 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.

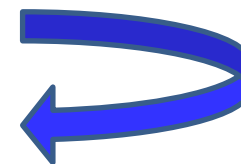
Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fiondi di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1



Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, e 6.4.VI

Approccio 2: (A1+M1+R3) (STR – GEO) SOLO DA2



Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale(**STR**) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali **NTC18**

*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.
(solo γ_{R3})*

$$R_d = R_k / \gamma_R = R_k / \gamma_{R3}$$

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

NEW

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

Tab 6.4.II delle ex NTC 08 corretta da NTC18

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.

$$R_d = R_k / \gamma_R = R_k / R(1,2,3)$$

CALCOLO DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DEL PALO R_k

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(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.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

NTC18

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

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).;
- b) 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.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

R_c = resistenza a compressione

R_t = resistenza a trazione

Per arrivare alla resistenza di progetto:



R_n Resistenza nominale da metodi analitici
 R_k Resistenza caratteristica da R_n/ξ
 R_d Resistenza di progetto da $R_k/\gamma R3$

a) Resistenza da prove di carico

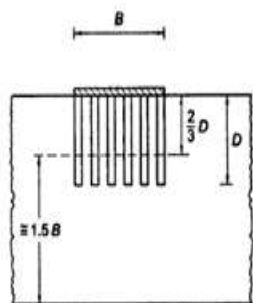
$$R_{c,K} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1} ; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$
$$R_{t,K} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1} ; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III

n = numero di prove di carico	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

b) Metodi di calcolo analitici

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 al valore medio e al valore minimo delle 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:



$$\text{Resistenza caratteristica } R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Rn Resistenza nominale da metodi analitici

Rk Resistenza caratteristica da R_n/ξ

Rd Resistenza di progetto da R_k/γ_R

Facendo riferimento alla stessa tipologia di indagine, la verticale è valida se si è indagato il volume significativo.

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

FATTORI DI CORRELAZIONE

ξ

n = 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

Tab. 6.4.IV

Fatta salva la necessità di **almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione**, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV **si devono prendere solo le verticali che si possono riferire ad un contesto geotecnico omogeneo e 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) Risultati di prove dinamiche di progetto°. 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 al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

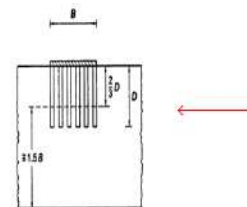


Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

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

6.4.3.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

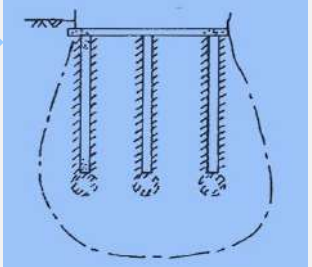
6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI • Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

SOLO APPROCCIO 2
(A1+M1+R3)

A schematic diagram showing three vertical piles connected by a horizontal beam at the top. A blue arrow points from the left towards the beam, representing a lateral load. The piles are shown with hatching to indicate they are embedded in soil. A dashed line outlines the soil profile around the piles.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- **eccessivi cedimenti o sollevamenti**;
- **eccessivi spostamenti trasversali**.

Specificamente, si devono **calcolare** i valori degli spostamenti e delle distorsioni ***nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3***, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

ESEMPIO DI CALCOLO DI UN PALO: dati di progetto

Carico assiale: Carico permanente sfavorevole $G = 300 \text{ kN}$
Carico accidentale sfavorevole $Q = 150 \text{ kN}$

Palo trivellato diametro $D = 0,50 \text{ m}$
 lunghezza $D = 16,0 \text{ m}$
 peso immerso $W' = 44 \text{ kN}$

Stratigrafia del terreno (n. 1 sondaggio):

Falda a p.c

0,0m – 10,0m	limo sabbioso sciolto
Peso di volume saturo	$\gamma_s = 18 \text{ kN/mc}$
Coesione	$c' = 0$
Angolo d'attrito	$\phi_k' = 26^\circ$
10,0m – 30,0m	sabbia mediamente addensata
Peso di volume saturo	$\gamma_s = 20 \text{ kN/mc}$
Coesione	$c' = 0$
Angolo d'attrito	$\phi_k' = 35^\circ$

$$W' = 3.14 \times 0.25^2 \text{ m} \times 16 \text{ m} \times (24 - 10) \text{ kN/mc}$$

$$W' = 43.96 \text{ kN}$$

24 kN/mc = peso di volume calcestruzzo

10 kN/mc = peso di volume acqua

Portata limite del palo $\longrightarrow Q_{\text{lim}} = Q_p + \sum Q_{li}$

Portata limite di punta

$$Q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_v = 1372 \text{ kN}$$

$$A_p = 0,196 \text{ mq}$$

area di punta del palo

$$N_q = 50$$

coeff. di capacità portante per $\phi = 35^\circ$

$$\sigma'_v = 140 \text{ kPa}$$

pressione verticale *efficace* alla punta del palo

$$\sigma'_v = (18 - 10) \text{ kPa} \times 10 \text{ m} + (20 - 10) \text{ kPa} \times 6 \text{ m} = 140 \text{ kPa}$$

Portata limite laterale

$$Q_l = A_l \times \sum L'_i \times q_{li}$$

$$q_{li} = k_i \times \tan \delta_i \times \sigma'_{vi}$$

$$A_l = 1,57 \text{ ml}$$

circonferenza del palo

$$L'_i =$$

Lunghezza del palo nello strato considerato

$$\sigma'_v =$$

pressione verticale *efficace* nella mezzera di L'_i

Strato	A_l m	L_i m	K	$\tan \delta$	σ'_v kPa	Q_l kN
1	1,57	9,0	0,56	0,30	44	104
2	1,57	5,0	0,42	0,43	105	149
$\Sigma Q_l =$						253

$$K = 1 - \sin \phi \text{ (coeff. di spinta a riposo)}$$

$$\delta = 2/3 \phi$$

Calcolo resistenza nominale $R_{c \text{ punta}} = 1372 \text{ kN}$ $R_{c \text{ laterale}} = 253 \text{ kN}$

Portata caratteristica del palo

$$R_{c,k,punta} = \frac{Q_p}{1,7} = \frac{1372 \text{ kN}}{1,7} = 807 \text{ kN}$$

$$R_{c,k,laterale} = \frac{Q_l}{1,7} = \frac{253 \text{ kN}}{1,7} = 149 \text{ kN}$$

Portata di progetto del palo

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} = 728 \text{ kN}$$

Resistenza	VALORE kN	Simbolo γ_r	Pali trivellati	Rd
Punta	807	γ_b	1,35	598
Laterale in compressione)	149	γ_s	1,15	130
				728

$$E_d = (W' \cdot \gamma_g + G \cdot \gamma_g + Q \cdot \gamma_q) = (44 \cdot 1,3 + 300 \cdot 1,3 + 150 \cdot 1,5) \text{ kN} = 672 \text{ kN}$$

$$E_d = 672 \text{ kN}$$

$$R_d = 728 \text{ kN}$$

$$E_d \leq R_d$$

Verifica soddisfatta

6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste 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 miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali
 - collasso per carico limite della fondazione mista per i carichi trasversali;
 - **stabilità globale**; **Combinazione 2 (A2+M2+R2)** dell'**Approccio 1**
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)** dell'**Approccio 1** tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

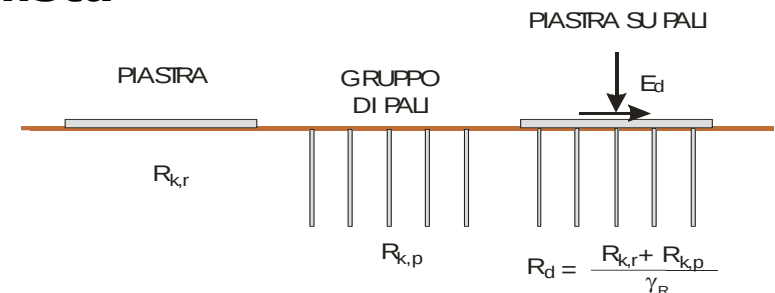
Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione [6.2.1] sia **garantito dalla sola struttura di collegamento** posta a contatto con il terreno (ndr., **platea**) secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, **ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti**. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la **verifica** deve essere svolta anche **per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista**, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo **la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.I (§ 6.4.2.1).**

Resistenza di progetto fondazione mista

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$R_d = \frac{\text{somma resistenze caratteristiche piastra + pali}}{\text{coefficiente parziale } R_3 \text{ per fond. sup.}} (= 2,3)$$

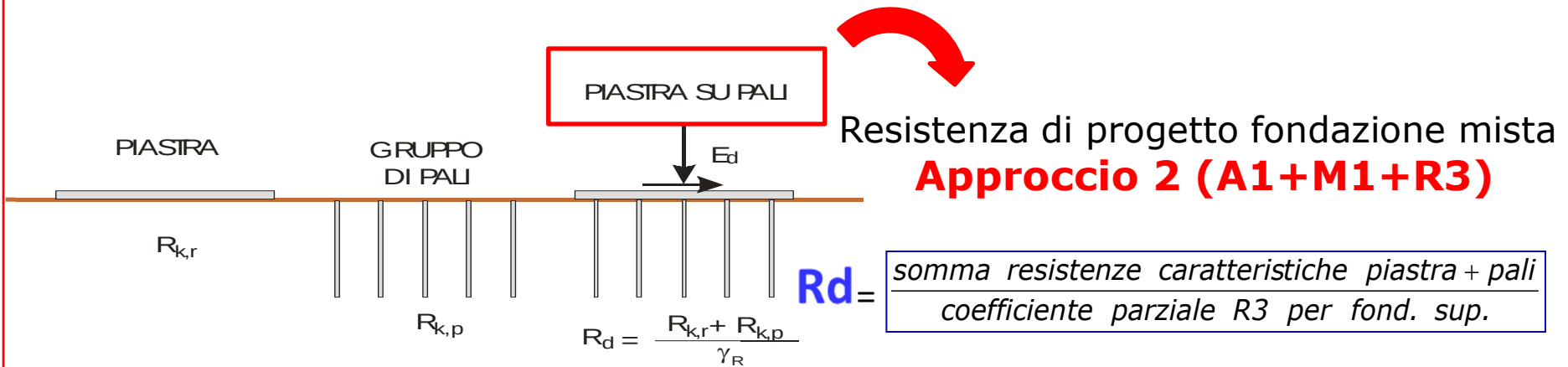


Fondazioni miste

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

← **R3**



6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità strutturale, sulla durabilità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno nel caso di pali infissi, gli effetti della falda o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento. La durabilità dei pali di fondazione deve essere valutata in relazione ai materiali posti in opera ed alle specifiche condizioni ambientali del sito di progetto.

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

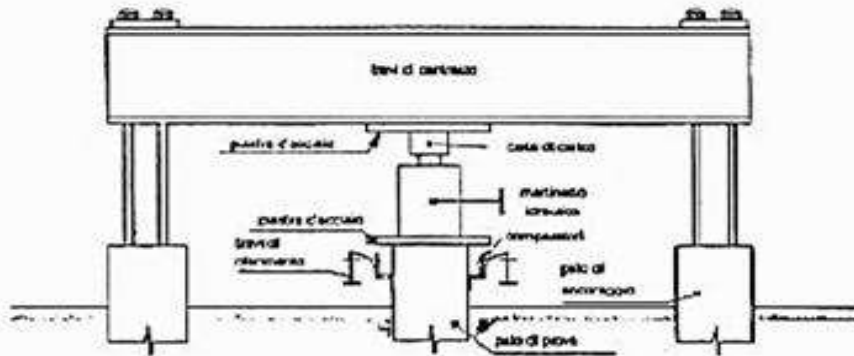
Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

6.4.3.7 PROVE DI CARICO

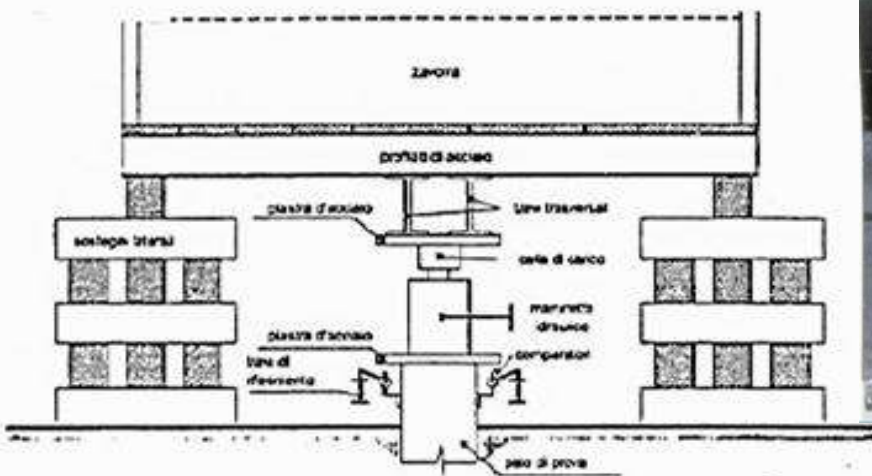
6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini. L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.



Schema di una prova di carico con trave di contrasto e pali di ancoraggio



Schema di una prova di carico con zavorra



Riprese da Neri, 2011¹



Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ($d \geq 80$ cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica.

Per fondazioni su pali di opere che ricadono in condizioni ambientali particolarmente severe, quali ad esempio le strutture off-shore con elevato battente d'acqua, si può fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.

Circolare: C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali). L'interasse tra i pali deve essere stabilito in relazione alla funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo specifiche valutazioni, l'interasse minimo non deve essere inferiore a 3 volte il diametro del palo. Per le palificate soggette ad azioni orizzontali si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e svolgere le relative verifiche agli stati limite.

Indagini geotecniche e caratterizzazione dei terreni

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali (§6.4.1). La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base e dei relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidità del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

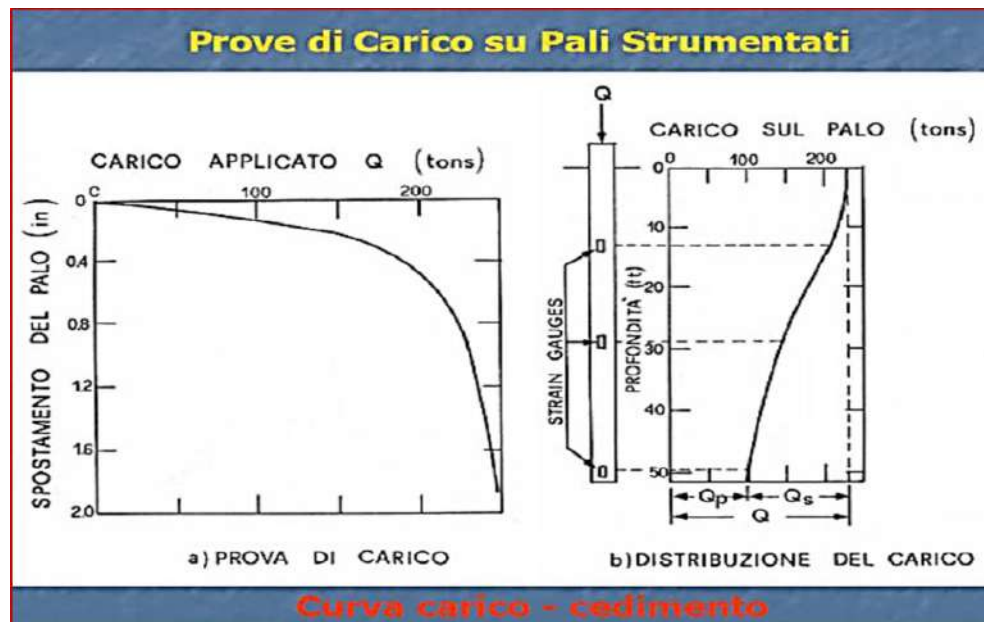
C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Come già anticipato nel §C.6.2.4.1 e ulteriormente precisato per le fondazioni superficiali, **le verifiche di stabilità globale dei pali devono essere effettuate seguendo l'approccio DA1 con la combinazione di coefficienti (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Per le altre verifiche** agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi di carichi assiali, trasversali e di sfilamento) le verifiche devono essere effettuate riferendosi all'**approccio DA2 con i gruppi di coefficienti parziali (A1, M1, R3)** definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e 6.4.VI. I coefficienti γ_R del gruppo R2 sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e (nel caso di carichi assiali) ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base. La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera, come previsto al § 6.4.3.7.1 delle NTC; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota. In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica del volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza è migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine per ciascuna delle quali sia possibile desumere una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo.

Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione. **Per le verifiche sotto azioni sismiche oltre a quanto previsto nel presente paragrafo le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.**

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni. La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova. Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.



6.5. OPERE DI SOSTEGNO (muri-paratie-strutture miste)

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno *anche per effetto di trattamenti di miglioramento* e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, **ture, terra rinforzata, muri cellulari**).

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.6.

6.5.2 AZIONI

Si considerano **azioni sull'opera di sostegno** quelle dovute al **peso proprio del terreno e del materiale di riempimento**, ai **sovraccarichi**, all'**acqua**, ad **eventuali ancoraggi presollecitati**, al **moto ondoso**, ad **urti e collisioni**, alle **variazioni di temperatura** e al **ghiaccio**.

6.5.2.1 SOVRACCARICHI

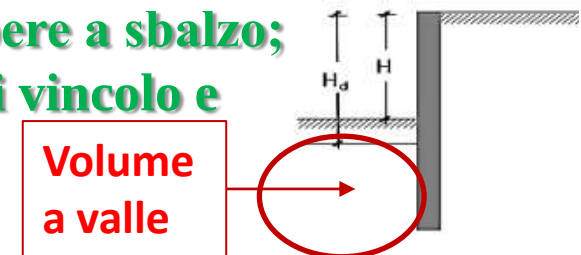
Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO **NEW**

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m (v. slide successiva).

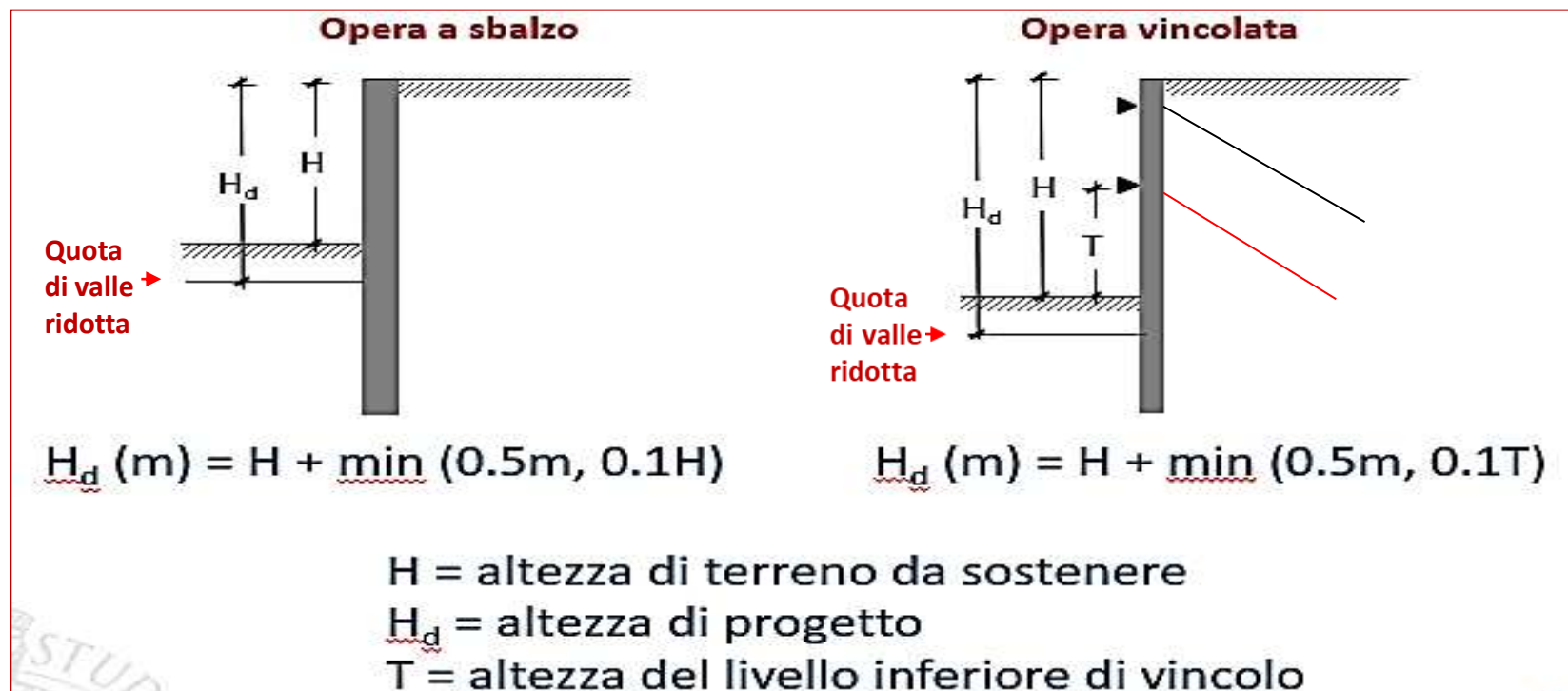


Il livello della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. **In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU), si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6} \text{m/s}$).**

Modello geometrico di riferimento

Nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera (**paratie**), la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore **dei seguenti valori**:

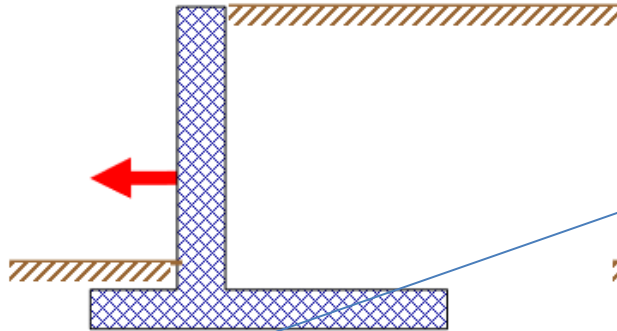
- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate ;
- 0,5 m



NTC08

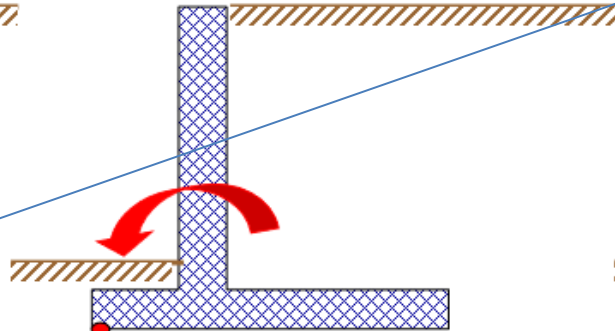
Verifica globale del pendio **DA1-C2 (A2+M2+R2)**

scorrimento



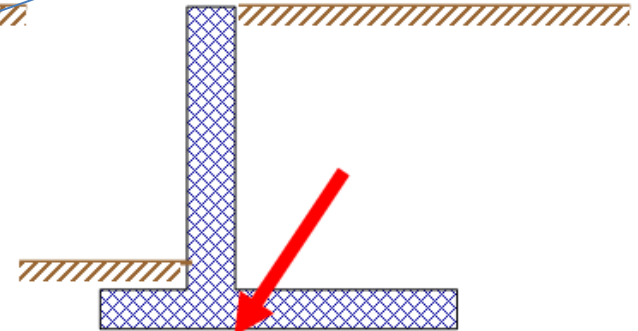
Approccio DA1 o DA2

ribaltamento



EQU

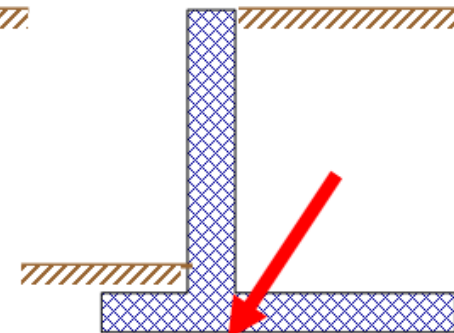
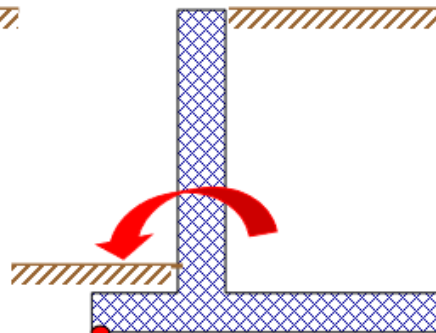
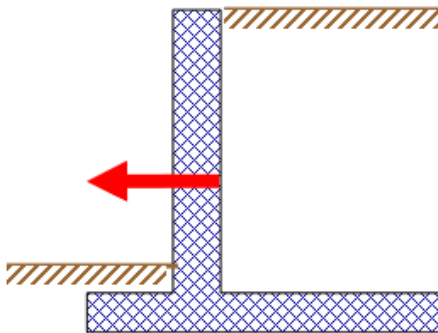
carico limite



Approccio DA1 o DA2

NTC18

Verifica globale del pendio **DA1-C2 (A2+M2+R2)**



Approccio DA2 (**A1+M1+R3**)

6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (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 opere di sostegno 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 le opere stesse.

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

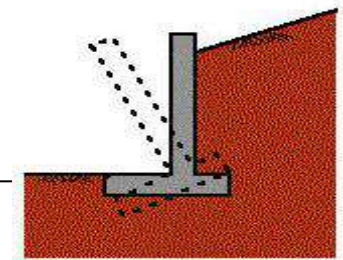
Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- } (A1+M1+R3)
-
- **stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;** (A2+M2+R2)

- **SLU di tipo strutturale (STR) (A1+M1+R3)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;



La **verifica di stabilità globale** del **complesso opera di sostegno-terreno** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, 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 ($\gamma_{R2} = 1.1$) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.**

Tab. 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

(Attenzione: **1,1 statico**
e **1,2 sismico** (v. Capitolo 7))

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{s1} .

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2-Combinazione unica (A1+M1+R3)**

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 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_{c1}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione. **Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.** *In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.*

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

Circolare: C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

C6.5.3.1.1 MURI DI SOSTEGNO Gli stati limite ultimi dei muri di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**). Gli stati limite ultimi di tipo **GEO** riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda al §6.8 sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva. Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza di eventuali sistemi di drenaggio del muro. Le azioni sul muro devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione. Nelle verifiche a ribaltamento intorno all'estremità anteriore della fondazione, l'effetto delle azioni di progetto è il momento ribaltante della spinta e delle altre forze suborizzontali che potrebbero produrre il ribaltamento dell'opera, mentre la resistenza è il momento stabilizzante del peso proprio del muro e del terreno che grava direttamente su di esso e delle altre eventuali azioni sub-verticali che possono concorrere alla stabilità. **NOTA:** Nello stato limite ultimo di collasso 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 al piano a cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, 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 a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione. (4) Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso (STR), siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In quest'ultimo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato. Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

APPROCCIO DA2 E' questo l'unico approccio ammesso per le verifiche di tipo **GEO** (carico limite, scorrimento e ribaltamento) e di tipo **STR**. Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (**GEO**), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del complesso terreno-fondazione. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari *e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento.* Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO. Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizzano i coefficienti γ_R .

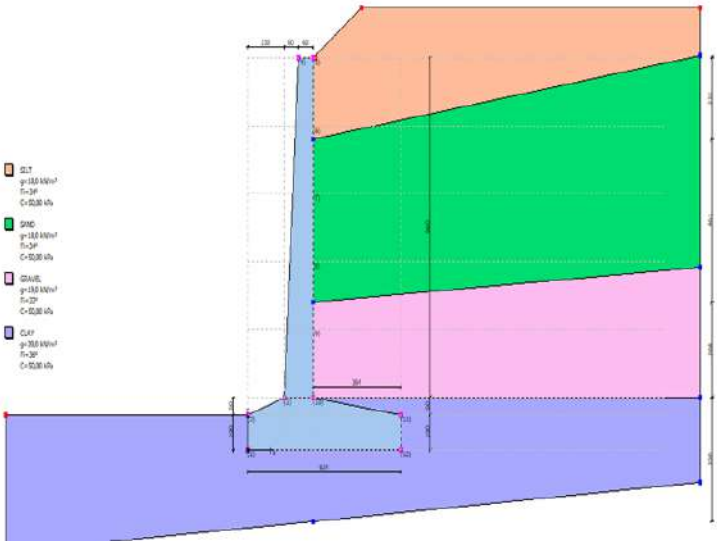
ESEMPIO DI CALCOLO DI MURO NTC 2018

Dati generali muro a mensola

Altezza muro	960,0 cm
Spessore testa muro	60,0 cm
Risega muro lato valle	60,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	150,0 cm
Sporgenza mensola a monte	364,0 cm
Svaso mensola a valle	50,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	100,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	100,0 cm

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terreno (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	232	8	18,00	34	50,00	0	No	SILT	SILT
2	461	4	18,00	34	50,00	0	No	SAND	SAND
3	268	0	19,00	32	50,00	0	No	GRAVEL	GRAVEL
4	350	4	20,00	36	50,00	0	No	CLAY	CLAY



FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,3
2	Scorrimento	1,1
3	Partecipazione spinta passiva	1,3
	Ribaltamento	0

A1+M1+R3 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
1110,0	918,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
918,0	878,3	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
878,3	726,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
726,0	534,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
534,0	417,6	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
417,6	342,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
342,0	150,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	1110,0	918,0	0,0	0,0	1014,0	1014,0
2	918,0	878,3	0,0	0,0	898,15	898,15
3	878,3	726,0	0,0	0,0	802,15	802,15
4	726,0	534,0	0,0	0,0	630,0	630,0
5	534,0	417,6	0,0	0,0	475,8	475,8
6	417,6	342,0	0,16	0,0	349,71	342,0
7	342,0	150,0	13,35	0,0	220,21	150,0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Ex	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

	Quota	Ex	Fy	M	H
	918,0	0,0	31,07	-0,9	72,0
	878,3	0,0	38,2	-1,32	74,5
	726,0	0,0	67,8	-3,86	84,0
	534,0	0,0	110,17	-9,14	96,0
	417,6	0,0	138,61	-13,65	103,3
	342,0	0,16	158,18	-17,23	108,0
	150,0	13,51	211,85	-18,49	120,0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
918,0	0,0	31,07	236,9	1011,1

VERIFICHE GLOBALI

	Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	B	Note
Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (634,0/0,0)	1364,9	1110,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (634,0/1364,9)	1110,0	918,0	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)	918,0	901,2	18,0	35,0	34,0	0,0	50,0	0,0	
	901,2	726,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
	726,0	534,0	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
	534,0	417,6	18,0	3,6	34,0	0,0	50,0	0,0	
	417,6	342,0	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
	342,0	175,1	19,0	0,0	32,0	0,0	50,0	0,0	
	175,1	150,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	
	150,0	100,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	
	100,0	0,0	20,0	3,94	36,0	0,0	50,0	0,0	
Discretizzazione terreno									
Qi	Quota iniziale strato (cm);								
Qf	Quota finale strato								
G	Peso unità di volume (KN/m³);								
Eps	Inclinazione dello strato. (°);								
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);								
Delta	Angolo attrito terra muro;								
c	Coesione (kPa);								
B	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);								
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda								

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
K_a	Coefficiente di spinta attiva.
K_d	Coefficiente di spinta dinamica.
D_k	Coefficiente di incremento dinamico.
K_{ax} K_{ay}	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
D_{kx} D_{ky}	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,67	0,0	0,0	0,67	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,29	0,0	0,0	0,29	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,31	0,0	0,0	0,31	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0
0,0	0,27	0,0	0,0	0,27	0,0	0,0	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato.
Q_f	Quota inizio strato.
R_{px} R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	1364,9	1110,0	0,0	0,0	1237,45	1237,45
2	1110,0	918,0	0,0	0,0	1014,0	1014,0
3	918,0	901,2	0,0	0,0	909,6	909,6
4	901,2	726,0	11,83	0,0	793,65	726,0
5	726,0	534,0	31,54	0,0	620,15	534,0
6	534,0	417,6	28,57	0,0	473,38	417,6
7	417,6	342,0	21,54	0,0	378,82	342,0
8	342,0	175,1	59,36	0,0	254,74	175,1
9	175,1	150,0	11,21	0,0	162,49	150,0
10	150,0	100,0	23,34	0,0	124,76	100,0
11	100,0	0,0	50,72	0,0	49,12	0,0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota inizio strato.
Q_f	Quota inizio strato.
R_{px} R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Sollecitazioni totali

F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	F_x	F_y	M
Spinta terreno	238,1	0,0	729,77
Peso muro	0,0	211,85	-473,07
Peso fondazione	0,0	201,68	-620,16
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	0,0	740,93	-3410,94
	238,1	1154,46	-3774,4

Momento stabilizzante -4504,17 kNm
 Momento ribaltante 729,77 kNm

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante -4504,17 kNm
 Momento ribaltante 729,77 kNm
 Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sr} 6,17
 Muro verificato a ribaltamento $C_{sr} > 1$

MENSOLA A VALLE

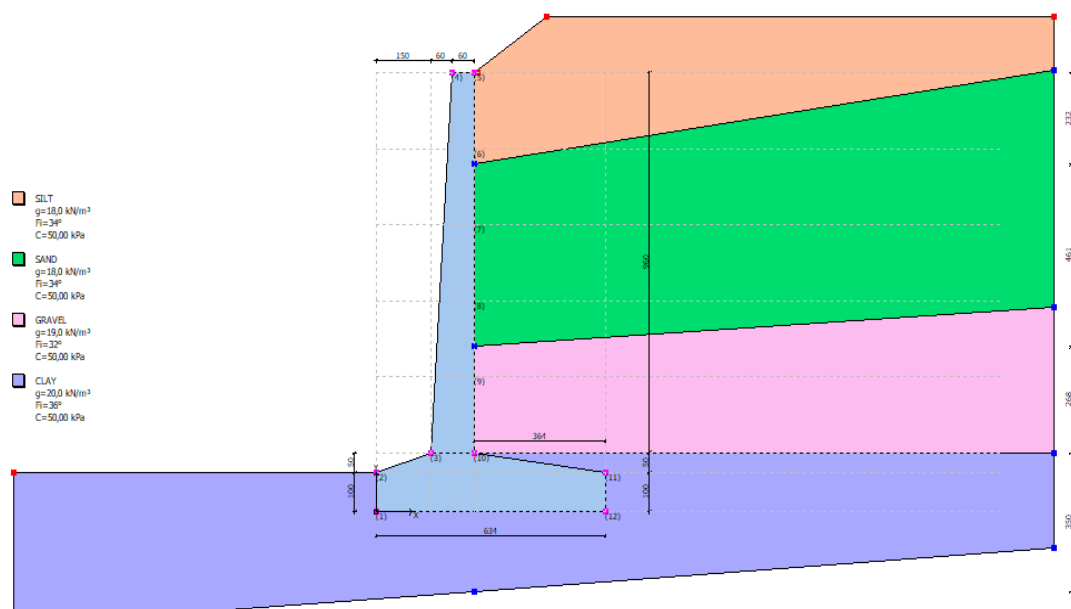
$X_{progr.}$ Ascissa progressiva (cm);
 F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

$X_{progr.}$	F_x	F_y	M	H
150,0	0,0	-207,55	-156,44	150,0

MENSOLA A MONTE

$X_{progr.}$ Ascissa progressiva (cm);
 F_x Forza in direzione x (kN);
 F_y Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

$X_{progr.}$	F_x	F_y	M	H
270,0	50,72	163,13	-314,3	150,0



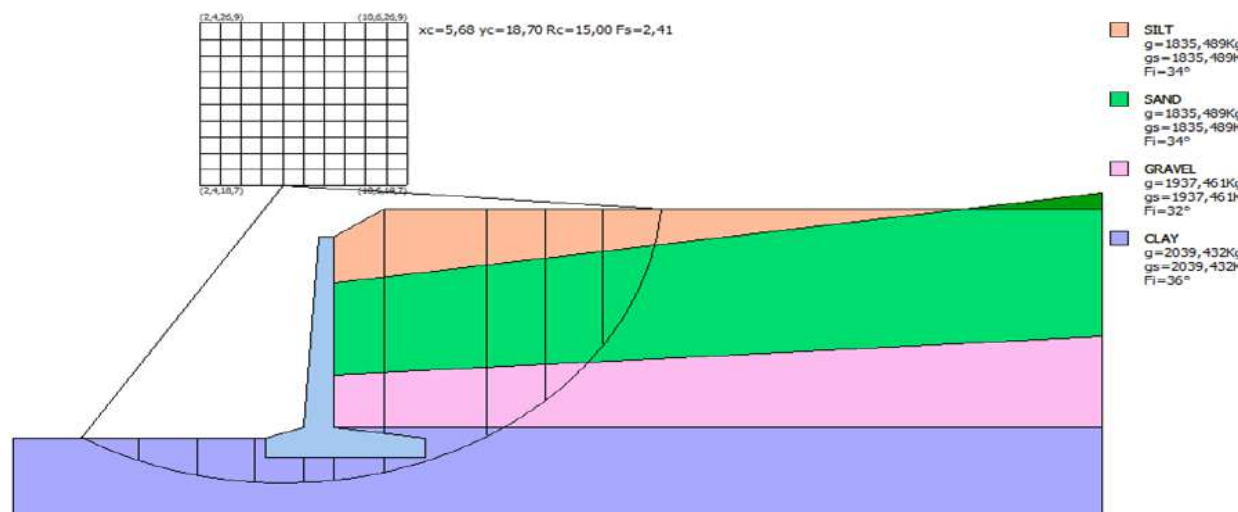
Risultati analisi pendio [[A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	2,41
Ascissa centro superficie	5,68 m
Ordinata centro superficie	18,7 m
Raggio superficie	15,0 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; W_i : Peso del concio; U_i : Forze derivanti dalle pressioni neutre; N_i : forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; T_i : forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; F_i : Angolo di attrito; c: coesione.

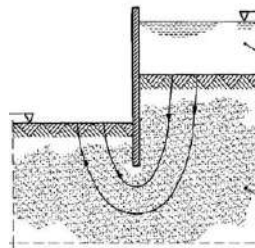
$$x_c = 5,68 \quad y_c = 18,70 \quad R_c = 15,001 \quad F_s = 2,41$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	W_i (Kg)	$K_h \cdot W_i$ (Kg)	$K_v \cdot W_i$ (Kg)	c (kg/cm²)	F_i (°)	U_i (Kg)	N_i (Kg)	T_i (Kg)
1	2,29	-27,2	2,58	3050,67	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	6480,1	5929,2
2	2,29	-17,7	2,41	7465,05	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	9895,7	6462,1
3	2,29	-8,6	2,32	9966,01	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	11084,5	6600,8
4	1,92	-0,5	1,92	9717,16	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	9770,4	5610,2
5	1,2	5,4	1,21	17424,2	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	16920,4	6121,6
6	2,0	11,6	2,04	48473,25	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	46470,0	14664,8
7	4,05	24,1	4,44	95651,55	0,0	0,0	0,41	30,2	0,0	91539,2	29589,8
8	2,29	38,1	2,92	45409,16	0,0	0,0	0,41	26,6	0,0	46313,1	14543,1
9	2,29	50,6	3,62	35593,46	0,0	0,0	0,41	26,6	0,0	38835,6	14177,2
10	2,29	71,5	7,22	19645,22	0,0	0,0	0,41	28,4	0,0	15195,4	15628,5



6.5.3.1.2 PARATIE

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)** tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I , 6.2.II e 6.8.I. con $\gamma_{R2} = 1.1$



Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti appartenenti all' **Approccio 1** :

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**
- **Combinazione 2: (A2+M2+R1)** con $\gamma_{R1} = 1.0$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II , con i coefficienti γ_R del gruppo **R1** pari all'unità. ←

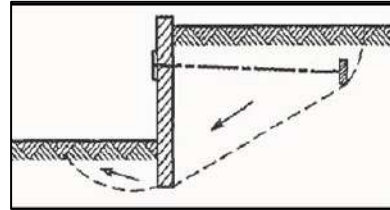
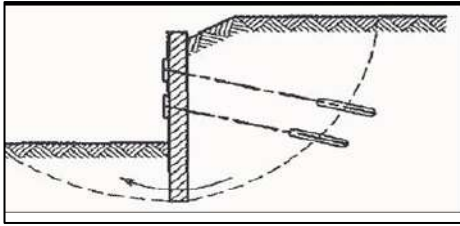
→ **SOLO APPROCCIO 1 con $\gamma_{R1} = 1.0$** ←

Per le paratie non è previsto l'utilizzo dell'Approccio 2 ←

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

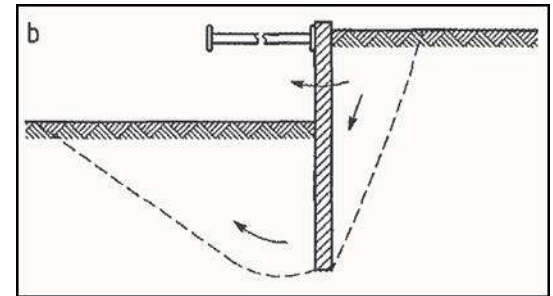
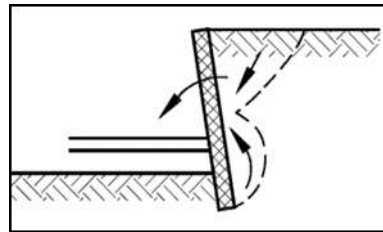
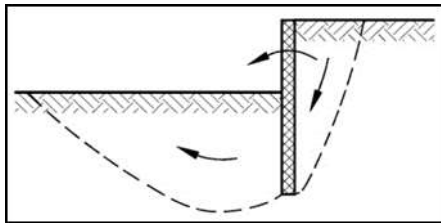
Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Verifica di stabilità globale Approccio DA1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)

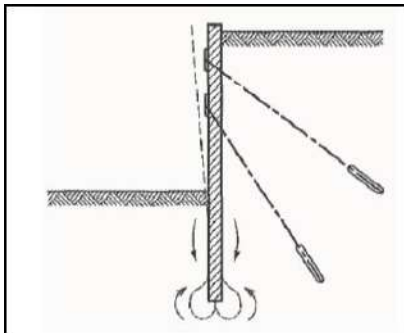


Per le altre verifiche: DA1-C1 (A1+M1+R1) STR -per le verifiche strutturali $\gamma_{R1} = 1.0$
DA1-C2 (A2+M2+R1) GEO -per le analisi del meccanismo di collasso

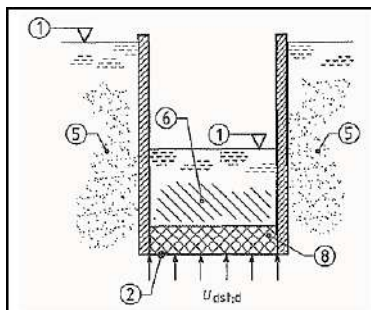
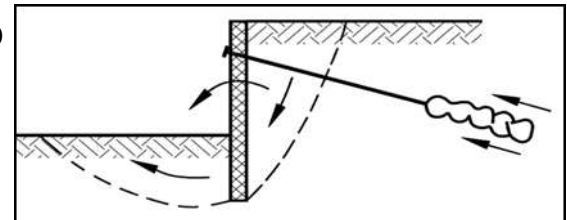
Collasso per rotazione intorno a un punto



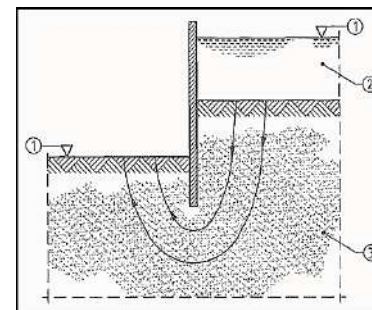
Collasso per
carico limite
verticale



Collasso per sfilamento
di uno o più ancoraggi



Le verifiche nei riguardi degli **stati limite idraulici (UPL e HYD)** devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.



6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

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 dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico riferimento ad uno *stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio*.



SOLO APPROCCIO 2 - (A1+M1+R3)



La **verifica** di tale condizione può essere effettuata con riferimento all'**Approccio 2 Combinazione 1** o **unica (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

con **R3 = 1.1 tiranti temporanei**

R3 = 1.2 “ permanenti

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

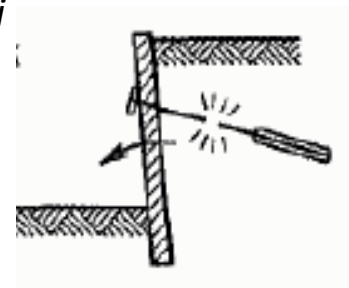
La **verifica a sfilamento** della fondazione dell'ancoraggio si esegue **confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto R_{ad}** , determinata applicando alla resistenza caratteristica **R_{ak}** i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I..

$$E_d \leq R_{ad}$$

La **resistenza di progetto R_{ad}** si ottiene applicando alla **resistenza caratteristica R_{ak}** i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella seguente:

RESISTENZA	SIMBOLO γ_R	coefficiente parziale
temporanei	γ_R	1.1
permanenti	γ_R	1.2

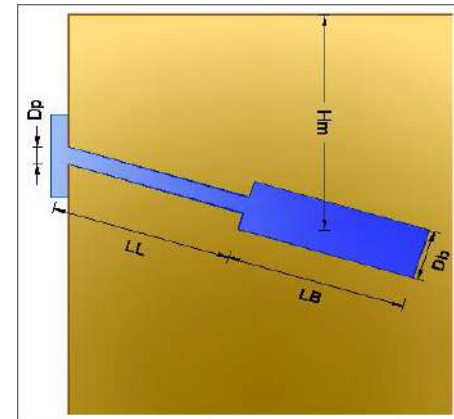
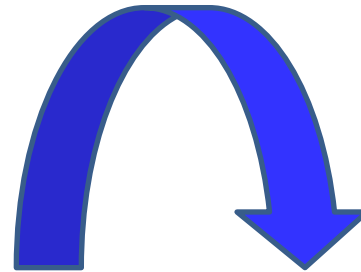
Tab. 6.6.I. - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*



Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

→a) *dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;*

→b) *con metodi di calcolo analitici, **dai valori caratteristici dei parametri geotecnici** dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.*



SOLO APPROCCIO 2 PER I TIRANTI
(A1+M1+R3)

TIRANTI DI ANCORAGGIO

→ Caso (a) - RESISTENZA DA PROVE DI CARICO

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a :

- 1 se il numero di tiranti è inferiore a 30
- 2 se il numero di tiranti è compreso fra 31 e 50
- 3 se il numero di tiranti è compreso fra 51 e 100
- 7 se il numero di tiranti è compreso fra 101 e 200
- 8 se il numero di tiranti è compreso fra 201 e 500
- 10 se il numero di tiranti è superiore a 500.

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{media}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Tabella 6.6.II:

n = numero di prove	1	2	>2
ξ_{a1}	1.50	1.4	1.3
ξ_{a2}	1.50	1.3	1.2

→Caso (b) - METODI DI CALCOLO ANALITICI-

il valore della **resistenza caratteristica R_{ak}** si ottiene da :

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}.$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tabella 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

6.6.4 PROVE DI CARICO

6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI PRELIMINARI

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo – devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

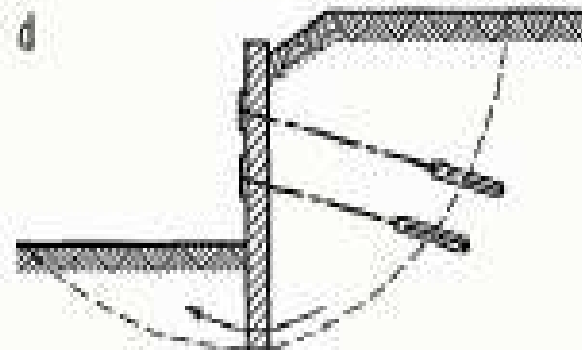
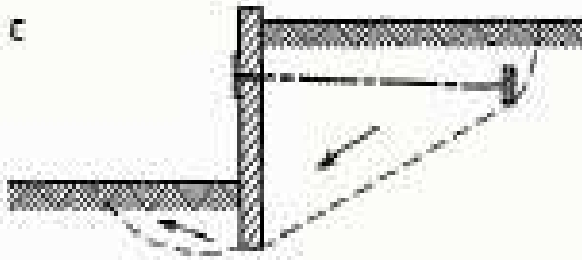
Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione. Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500

6.6.4.2.PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

Le prove di carico in corso d'opera devono essere effettuate su tutti gli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. La prova consiste nell'applicazione di un **ciclo semplice di carico e scarico**; in questo ciclo **il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 l'azione di progetto P_d utilizzata per le verifiche SLE**, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.



ESEMPIO DI VERIFICA DI UN ANCORAGGIO

Verifiche di un tirante con le seguenti caratteristiche:

- bulbo iniettato, tipo IRS
- lunghezza libera: 15 m
- lunghezza della fondazione: 18 m
- diametro nominale: 0.22 m
- inclinazione 20°
- 9 trefoli.

Dimensionamento geotecnico

il tiro più gravoso derivante dalle combinazioni di calcolo della paratia si verifica nella seconda combinazione statica SLU e risulta pari a **Pd = 964 kN**.

La resistenza calcolata del bulbo è:

$$R_{a,c} = \pi D_s \alpha L_s q_s = 2002.9 \text{ kN}$$

dove:

D_s (diametro nominale del foro) = 0.22 m

α (coefficiente di guadagno del diametro) = 1.4

L_s (lunghezza del tratto vincolato) = 18 m

q_s (resistenza laterale unitaria) = 115 kPa

La resistenza di progetto del bulbo è:

$$R_{ad} = 2002.9 \text{ kN} / (1.7 \times 1.2) = 981 \text{ kN} \quad \text{con: } \xi_a = 1.7 \text{ e } \gamma_R = 1.2 \text{ (tiranti permanenti)}$$

$$P_d = 964 \text{ kN} < 981 \text{ kN} = R_{ad}$$

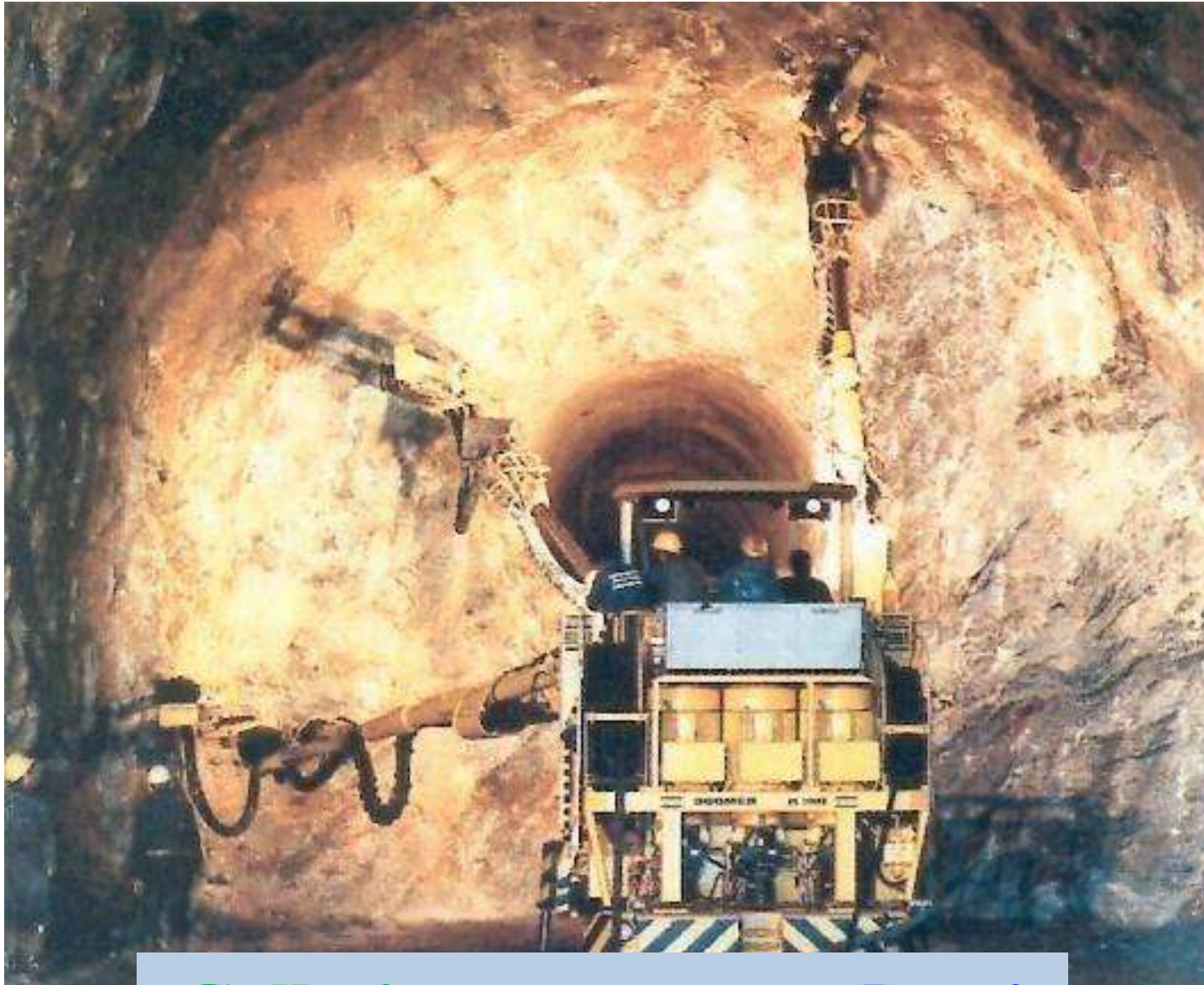
verificato

6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Approccio 1

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

PER TUTTE LE
TIPOLOGIE
 $\gamma R1$ e $\gamma R2 = 1$



Gallerie - Caverne - Pozzi

6.7. OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le **gallerie**, le **caverne** ed i **pozzi**, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e l'esecuzione di eventuali interventi necessari alla stabilizzazione della cavità a breve e a lungo termine, nonché del rivestimento finale.

Gallerie - Caverne - Pozzi



6.7.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo, per la loro peculiarità, deve svilupparsi ponendo particolare cura nella definizione del **modello geologico e del **modello geotecnico di riferimento**.**

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nell'ammasso roccioso e del regime idraulico del sottosuolo nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre nell'ambiente circostante.

A tale scopo, **in stretta dipendenza dai risultati delle indagini geologiche e geotecniche**, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- *geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);*
- *metodi e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;*
- *eventuali interventi di stabilizzazione (quali il miglioramento e il rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, le strutture di rivestimento, di prima fase o definitivi, ed eventuali opere di protezione degli imbocchi;*
- *modalità e metodi per l'intercettazione delle acque sotterranee ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali;*
- *provvedimenti per prevenire l'innesco e/o la riattivazione di eventuali fenomeni franosi, soprattutto per le gallerie parietali e nelle zone di imbocco;*
- *elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;*
- *problemi relativi alla messa a dimora dei materiali di risulta dagli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.*

6.7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

OPERE IN SOTTERRANEO

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini di carattere geologico devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Il **modello geologico di riferimento (MGR)** deve descrivere le caratteristiche geologiche generali dei terreni e dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi, indicando natura e distribuzione geometrica dei litotipi e caratteri strutturali, ponendo particolare attenzione al riconoscimento del contatto fra formazione di base e copertura, dei contatti stratigrafici, delle faglie in corrispondenza o in prossimità dell'opera e delle altre discontinuità.

Devono essere accertate le **caratteristiche sismotettoniche** e la **franosità** della zona interessata dal progetto, particolarmente rilevante per gallerie parietali e per le zone di imbocco, e deve essere segnalata l'eventuale **presenza di cavità carsiche**.

Gli accertamenti devono riguardare inoltre le **condizioni idrogeologiche** e i **caratteri degli acquiferi presenti nell'area**, nonché i **rischi di natura ambientale** dovuti alla presenza di gas tossici ed esplosivi e di minerali nocivi (**ndr.**: ad es. amianto).

6.7.3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce sia alla scala dell'elemento di volume sia alla scala dell'ammasso. Ove necessario la caratterizzazione deve essere rivolta a valutare potenzialità spingenti e/o rigonfianti e le caratteristiche meccaniche lungo le discontinuità. Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico di sottosuolo deve permettere di eseguire le analisi di progetto e le verifiche di sicurezza di cui al successivo § 6.7.5 . A tal fine, deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo interessato dallo scavo. Inoltre, la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali deve essere adeguata ai procedimenti analitici e/o numerici previsti. Nel caso in cui la progettazione faccia riferimento al “**metodo osservazionale**”, indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste per la valutazione dei parametri significativi per la scelta fra le soluzioni alternative già individuate in progetto.

OPERE IN SOTTERRANEO

6.7.4. CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambienti urbanizzati, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo in fase di avanzamento.

Devono essere dimensionati i rivestimenti, di prima fase e definitivi, e quando appropriato, le opere di protezione agli imbocchi. Infine, nel caso di opere che ricadono in zona di versante, devono essere valutate le condizioni di stabilità globale dei pendii con cui l'opera interagisce, sia in corso di realizzazione sia in esercizio.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

OPERE IN SOTTERRANEO

6.7.5. ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA

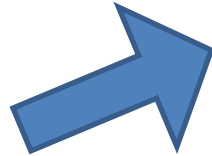
Le analisi devono essere riferite alle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché alle condizioni di esercizio.

Le verifiche devono essere svolte con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE).

Si devono considerare gli **stati limite ultimi** per raggiungimento della resistenza del terreno o dell'ammasso roccioso interessato dallo scavo (**GEO**) e gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento, sia di prima fase sia definitivi (**STR**). Devono essere inoltre valutati quantitativamente gli effetti indotti dall'opera in sotterraneo sui manufatti e sulle costruzioni esistenti.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite con l'**Approccio 1**, considerando le due combinazioni di coefficienti

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



PER TUTTE LE TIPOLOGIE
 γ_{R1} e $\gamma_{R2} = 1$

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e con i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

Tab. 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)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ^(a)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

con i coefficienti **R1** e **R2** sempre unitari.

Quindi useremo solo
(A1+M1)
(A2+M2)

Circolare C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà averci per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

NOTA: La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottato.

Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche. L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

C6.7.4.1 METODI DI SCAVO

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo. Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC. Le previsioni di progetto devono essere sufficientemente cautelative per tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

ù

C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO

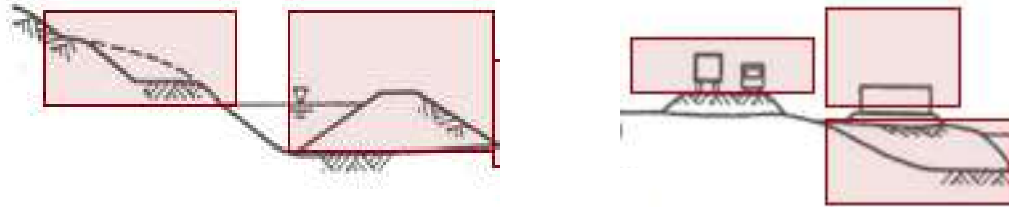
Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale prerivestimento. Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Approccio 1-Combinazione 2(A2+M2+R2) con $\gamma_{R2} = 1.1$

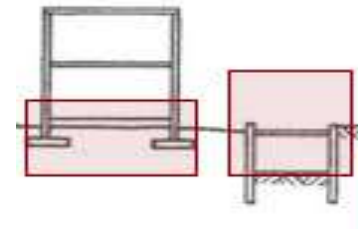
Le opere di **materiali sciolti** indicate nella norma sono:

- i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali;
- i riempimenti a tergo di strutture di sostegno;
- gli argini e i moli;
- rinfianchi;
- rinterri;
- terrapieni e colmate.



I **fronti di scavo** indicati nella norma riguardano:

- scavi di fondazioni;
- trincee stradali o ferroviarie;
- canali, ecc. .



6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai *manufatti di materiali sciolti*, quali *rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rin fianchi, rinterri, terrapieni e colmate*, scavi per la formazione di piazzali e/o *trincee*. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di *drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre*.

Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica. (Vista in precedenza)

6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU) **Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)** con $\gamma_{R2} = 1.1$

Deve risultare rispettata la condizione (6.2.1), verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate solo secondo : **Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)** con $\gamma_{R2} = 1.1$ tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

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

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità.

Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. *Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.4.2.*

6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Nelle condizioni di esercizio, devono essere valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

6.8.4. ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo secondo un programma di prove e frequenze commisurato alla tipologia ed importanza del manufatto, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli delle costruzioni contigue.

6.8.6. FRONTI DI SCAVO

6.8.6.1 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ferme restando le prescrizioni di carattere generale di cui al § 6.2.2, le indagini geotecniche devono inoltre tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti. Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso. (Ndr: A2+M2+R2)

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle pressioni interstiziali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo. Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli.

Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno e delle sollecitazioni della struttura di sostegno devono essere giustificate portando in conto la deformabilità relativa del terreno-struttura di sostegno e dell'armatura, le modalità esecutive dello scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno e il tempo di permanenza dello scavo.

6.9. MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi, realizzati per diverse finalità applicative.

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici che ci si propone di modificare e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici attesi.

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure e di appositi campi prova.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli eventuali elementi strutturali e dei materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative.

Il progetto deve indicare le modalità di accertamento dei risultati, specificando le misure e le indagini sperimentali più opportune in relazione alla tipologia ed agli obiettivi dell'intervento di miglioramento e/o rinforzo.

Negli interventi di particolare importanza il progetto deve prevedere una fase preliminare di verifica sperimentale e messa a punto delle modalità esecutive dell'intervento (campi prova).

6.10. CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le norme riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento di un'opera esistente.

6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze quali le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento geotecnico di una struttura esistente comprendono in genere:

- il miglioramento e il rinforzo dei terreni di fondazione;**
- il miglioramento e il rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;**
- l'ampliamento della base della fondazione, se superficiale;**
- il trasferimento del carico a strati più profondi;**
- l'introduzione di sostegni laterali;**
- la rettifica degli spostamenti del piano di posa.**

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale ridistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime delle pressioni interstiziali, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

6.11. DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

6.11.1. DISCARICHE CONTROLLATE

6.11.1.1 CRITERI DI PROGETTO

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, **il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.**

6.11.1.2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione della natura dei terreni e delle rocce degli ammassi rocciosi presenti nell'area e dello schema di circolazione idrica del sottosuolo, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

6.11.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E DI CONTROLLO DEI DISPOSITIVI DI BARRIERA

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione.

Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratori o durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

6.11.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, la stabilità globale e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pretrattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

6.11.1.5 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti, pressioni interstiziali, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas .

6.11.2. DEPOSITI DI INERTI

6.11.2.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve definire modalità e caratteristiche del deposito in modo che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata al § 6.8 per i *manufatti di materiali sciolti*.

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per diverse possibili condizioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la raccolta e l'allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per la riduzione e il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito. È da prevedersi un dispositivo per evitare comunque la tracimazione. Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti del materiale del deposito.

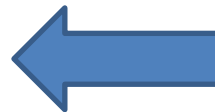
6.11.2.2 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nella installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti e pressioni interstiziali.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le opere di **materiali sciolti** indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli.



C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI Per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti. **Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 μ m non superiore al 20%. Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque. I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità.** La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito. Per i moli devono essere adoperati blocchi di materiale durevole, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri. Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

C6.8.6 FRONTI DI SCAVO

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali, ecc.

C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d . **Le verifiche devono essere effettuate utilizzando l'approccio progettuale DA1 con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC.**

C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie). L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona, alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque. In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'idonea strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni nel territorio. Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire: - le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area; - le caratteristiche topografiche dell'area; - i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;

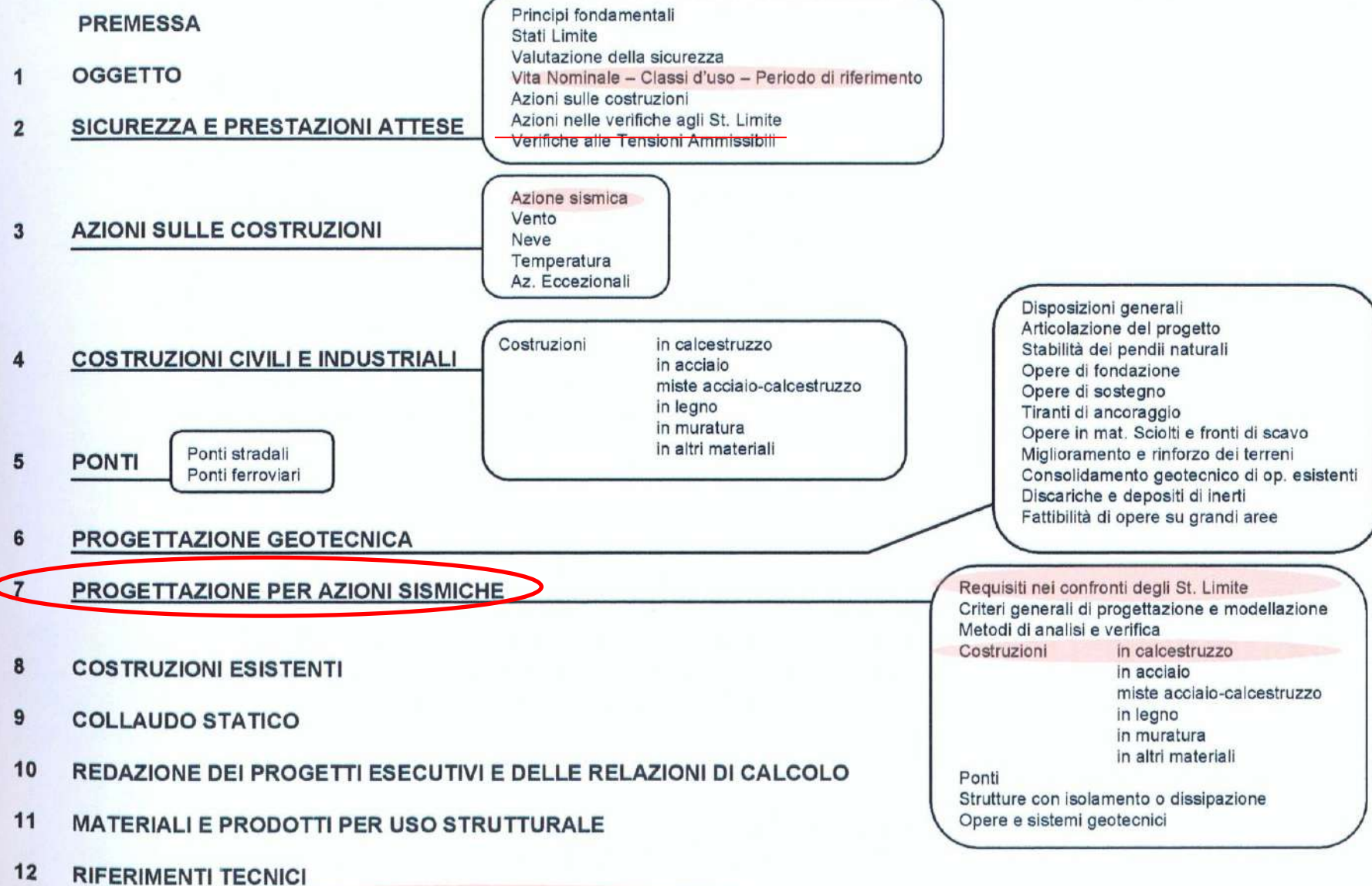
- le caratteristiche e il comportamento manufatti esistenti nei dintorni. Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico. Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e del regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area. Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto. Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ

La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. **Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC.** Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture. Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

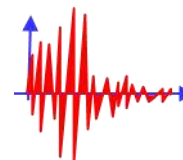
C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 18



Capitolo 7.

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE



Modifiche introdotte dalle NTC18 rispetto alle NTC08

Criteri generali per progettazione antisismica	7	Per gli edifici soggetti ad $a_g \leq 0.075 g$ sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto: ▪ sistema di forze orizzontali ($F_{bi} = 0,10 W \lambda_i$) ▪ sola verifica nei confronti dello SLV ▪ comportamento strutturale non dissipativo o dissipativo CD"B" con γ_{8d} unitari ▪ impalcati rigidi
	7.2.2	Nel paragrafo è stato definito chiaramente cosa si intende per elementi secondari (elementi progettati per resistere ai soli carichi verticali).
		Inoltre, sono riportati degli approfondimenti per i due tipi di Comportamento Strutturale da utilizzare in fase di progettazione: dissipativo e non dissipativo.
	7.2.5	Per il calcolo delle azioni in fondazione, è stato semplificato il criterio per stabilirne l'entità. Adesso è possibile utilizzare una tra le tre situazioni previste. Per le platee di fondazione è specificata l'armatura minima, che deve essere pari allo 0.1% dell'area della sezione trasversale. Per la progettazione dei pali è stato definito un passo massimo delle staffe pari a 8 volte il diametro longitudinale. Nelle zone dissipative il passo massimo delle staffe deve essere pari a 6 volte. Nelle zone di passaggio tra strati con rigidezza molto diversa, l'infittimento deve essere mantenuto per una lunghezza pari a 5 volte il diametro del palo. Nelle zone dissipative dei pali non è possibile utilizzare staffe a spirale. Nella verifica a taglio dei pali, il coefficiente di sicurezza minimo è stato portato a 1.3 Per le fondazioni su plinti, è stato aggiunto l'obbligo di collegamento tra plinti anche su suolo di tipo A. La verifica assiale dei collegamenti deve essere fatta utilizzando l'accelerazione sismica degli SLC.
Metodi di Analisi	7.3	Come in altri punti delle stesse norme, viene specificato che anche per il comportamento non dissipativo si utilizza un fattore q maggiore all'unità (≤ 1.5). Dal punto di vista delle definizioni, il "fattore di struttura" diventa "fattore di comportamento" (dalla terminologia anglosassone "behaviour factor").
	NdR	Scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione a_{gS}, attesa allo SLV.