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 devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

Nei casi in cui si consideri *significativa l'interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento* (**fondazione mista a platea su pali**) e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto appresso riportato nei punti successivi.

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 nei punti successivi.

In ogni caso, fra le ***azioni permanenti*** deve essere incluso il ***peso proprio del palo*** *e l'effetto* ***dell'attrito negativo***, quest'ultimo valutato con i ***coefficienti*** $\gamma_{M=1}$ ***del caso M1*** della Tab. 6.2.II.

6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

Nel caso di fondazioni posizionate 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, quando pertinenti:

-SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

- SLU di tipo strutturale (STR)

-collasso per raggiungimento della resistenza dei pali;
- collasso per 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)*** ***M2 solo in questo caso !***

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

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

Approccio 1: **Solo e sempre M1**

- ***Combinazione 1: (A1+M1+R1) (dimensionamento STRutturale)***
- ***Combinazione 2: (A2+M1+R2) (dimensionamento GEOtecnico)***

Approccio 2:

(A1+M1+R3) (STR – GEO)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale(**STR**) **il coefficiente γ_R non deve essere utilizzato.**

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto Rd della resistenza si ottiene a partire dal <u>valore caratteristico</u> Rk applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

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

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

<u>La resistenza caratteristica Rk del palo singolo</u> può essere dedotta da:

a) *risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota*;

b) *metodi di calcolo analitici*, dove Rk 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*.

Rc = resistenza a compressione ***Rt = resistenza a trazione***

a) **<u>Resistenza da prove di carico</u>**

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

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

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

Tab. 6.4.III

b) Metodi di calcolo analitici

$\mathbf{R_d}$ viene calcolato con riferimento ai parametri del terreno, ottenuti da prove sperimentali, oppure tramite metodi empirici che utilizzano direttamente il risultato di prove in sito (prove penetrometriche, ecc....):

Resistenza caratteristica

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

$$R_{t,K} = \min\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

FATTORI DI CORRELAZIONE ξ

Tab. 6.4.IV

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

NOTA BENE

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

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

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

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

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

°Prove dinamiche: Pile Echo Test e Low Strain Test, Ammettenza meccanica

Pali soggetti a carichi assiali

Calcolo della resistenza di progetto del palo R_d

Si ottiene applicando i coefficienti parziali γ_r

tab. 6.4.II

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r}$$

Resistenza	simbolo	Pali infissi			Pali Trivellati			Pali a elica continua		
	γ_r	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,70	1,35	1,0	1,6	1,30
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	1,60	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,60	1,25	1,0	1,60	1,25

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto Rtr,d della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del punto precedente "**Resistenze di pali soggetti a carichi assiali**", applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali*

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

Nel caso in cui la resistenza caratteristica Rtr,k sia valutata a partire dalla resistenza Rtr,m misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e 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.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

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

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

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione

$$\mathbf{Ed \leq Cd} \qquad (6.2.7)$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni

Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

La geometria della fondazione (n., lunghezza, diam. 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.

Il progetto delle fondazioni su pali

SLU – dimensionamento geotecnico (GEO)

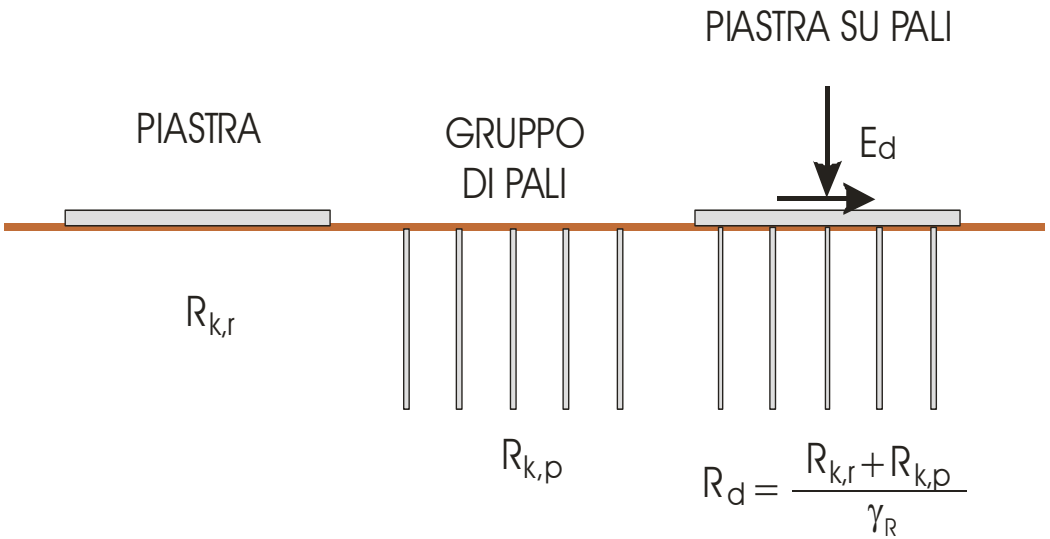
[S,D] collasso per carico limite assiale della palificata
[S,D] collasso per carico limite trasversale della palificata
[S] collasso per carico limite di sfilamento a trazione
[S] stabilità globale (→ DA1.C2)
[D] liquefazione

SLU – dimensionamento strutturale (STR)

[S,D] raggiungimento della resistenza dei pali
[S,D] raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento
[D] spostamenti che possano indurre uno SLU in elevazione

Stato limite di danno (SLD)

[S,D] cedimenti e spostamenti orizzontali permanenti



condizioni [S] statiche, [D] sismiche

obbligatorio

Resistenza di progetto fondazione mista

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$\frac{\text{somma resistenze caratteristiche piastra} + \text{pali}}{\text{coefficiente parziale R3 per fond. sup.}}$$

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

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (**Ed ≤Rd**) sia **garantito dalla sola struttura di collegamento** posta a contatto con il terreno, ai **pali** può essere assegnata la sola **funzione di riduzione** e regolazione **degli spostamenti**. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al punto successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (Ed ≤Rd) sia garantito con il **contributo anche dei pali**, la verifica deve essere condotta con l'**Approccio 2 - *(A1+M1+R3)*** (§6.4.2.1 NTC) prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, **sia a breve sia a lungo termine.**

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.

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

- ***SLU di tipo geotecnico (GEO)***
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
-stabilità globale;
-***SLU di tipo strutturale (STR)***
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nelle verifiche SLU di tipo geotecnico, **la resistenza di progetto Rd della fondazione mista si potrà ottenere** attraverso opportune analisi di interazione o **sommando le rispettive resistenze caratteristiche** e **applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante (R3) riferito alla fondazione superficiale** riportato nella Tab. 6.4.I. della pagina seguente.

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

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

6.4.3.4 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 NTC), 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.

6.5. OPERE DI SOSTEGNO

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).

6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.5.3.1.1 <u>Muri di sostegno</u>

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:

- ***SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)***
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- ***SLU di tipo strutturale (STR)***

-raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)**
tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate **secondo almeno uno dei seguenti approcci:**

Approccio 1:

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

Approccio 2:

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

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

Nel caso di **muri di sostegno ancorati al terreno**, le **verifiche** devono essere effettuate con riferimento **al solo Approccio 1**.

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

Lo **stato limite di ribaltamento (EQU)** non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e **deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido** (**EQU**), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e **adoperando coefficienti parziali del gruppo** (**M2**) **per il calcolo delle spinte.** **(EQU+ M2)**

tabella 2.6.I

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- ***SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)***
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
-instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- ***SLU di tipo strutturale (STR)***
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;

- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
-raggiungimento della resistenza strutturale della paratia, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

SOLO APPROCCIO 1

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 e 6.2.II e 6.8.I. con **R2 = 1.1**

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

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)**
- **Combinazione 2: (A2+M2+R1) (GEO)** con **R1 = 1.0**

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

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 punto relativo ai *Muri di Sostegno* **per il calcolo delle spinte**, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

SOLO APPROCCIO 1 PER LE PARATIE

Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli **spostamenti** dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere **valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti**, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

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

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

La **verifica a sfilamento** della fondazione dell'ancoraggio **si esegue confrontando la massima azione di progetto Pd**, considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), **con la resistenza di progetto Rad.**

$$Pd \leq Rad$$

La **resistenza di progetto** si ottiene applicando alla **resistenza caratteristica** i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella seguente:

RESISTENZA	SIMBOLO γ_R	coefficiente parziale
ancoraggi temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
ancoraggi permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Tab. 6.6.I.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak 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

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

Le prove di verifica, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un **ciclo semplice di carico e scarico**; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

→Caso (b) - METODI DI CALCOLO ANALITICI-

il valore della **resistenza caratteristica Rak** si ottiene da :

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

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

6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Il progetto delle opere in sotterraneo quali le **gallerie**, le **caverne** ed i **pozz**i, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine e del rivestimento finale, deve svilupparsi secondo i principi generali esposti nei § 6.1 e 6.2 delle NTC. **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 ambiente urbano,** da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo.

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, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate** ed anche alle opere e alle parti di **opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione** ed altre.

6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

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

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

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

6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.
Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.

6.8.6 FRONTI DI SCAVO

Le indagini geotecniche devono tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.
Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al §6.2.3 NTC e la verifica 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.**
*Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Nelle verifiche di sicurezza dei fronti di scavo occorre seguire :

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

È bene precisare che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile va applicato il coefficiente A2 riportato nella colonna GEO della Tabella 2.6.I ($\gamma G1$ = 1.0, quindi ininfluente).

Per le analisi di sicurezza svolte nelle condizioni di breve termine, in tensioni totali, si considera, ad esempio, la soluzione di Taylor basata sul metodo dell'equilibrio limite globale. In essa, il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso nella forma:

$$F = \frac{N \cdot c_u}{\gamma \cdot H}$$

dove:

N = fattore di stabilità definito da Taylor (1948)

γ = peso dell'unità di volume del terreno

Applicando i coefficienti parziali previsti al punto 6.8, risulta:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R}\left[\frac{c_u}{\gamma_{cu}} \cdot \frac{N}{\gamma \cdot H}\right]$$ **Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

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

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

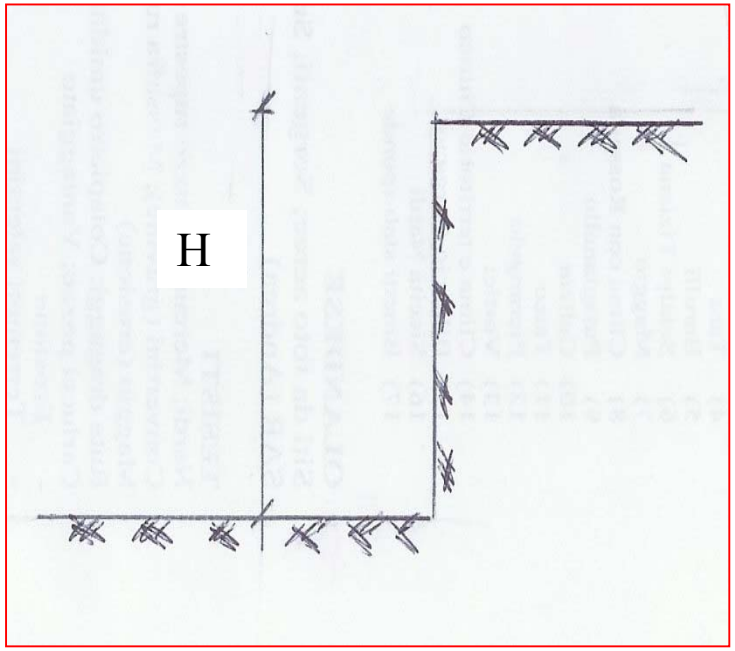
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

Specifico Problema di Progetto

Stabilità di uno scavo in argilla per la posa di sottoservizi.
In cosa consiste la caratterizzazione geotecnica in questo caso?



γ ?
c' ?
ϕ' ?
cu ?
… ?

Quali parametri??

cu e γ …

Le NTC 2008 richiedono per la verifica l'applicazione dell'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).
Con M2 si ha

$$Cud = Cuk/1.4$$

L' altezza limite o critica

Hcrit = 2 cud/ γ

La resistenza di progetto del fronte di sbancamento

Rd = Hcrit/R2 con R2 = 1.1

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, **deve essere prevista una armatura 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.

6.9 MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE

6.10 CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

6.12 FATTIBILITA' DI OPERE SU GRANDI AREE

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- Verifiche alle Tensioni Ammissibili

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali

5 PONTI
- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

ALLEGATO A: PERICOLOSITA' SISMICA

ALLEGATO B: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA