

## **6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

### **6.1 DISPOSIZIONI GENERALI**

#### **6.1.1 OGGETTO DELLE NORME**

Il presente capitolo riguarda il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- **delle opere di sostegno;**
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

#### **6.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI**

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

### **6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO**

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

#### **6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

### **6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001, n.380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

### **6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**

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

#### **6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$\mathbf{E_d} \leq \mathbf{R_d} \quad (6.2.1)$$

dove  $E_d$  è il **valore di progetto dell'azione** o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il **valore di progetto della resistenza** del sistema geotecnico.

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

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

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

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

### 6.2.3.1.1 Azioni

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

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

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

### 6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno,

diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva **Tab. 6.2.II** e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

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

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu}=1,6$ . Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

## **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).

### **6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio si determini una modifica delle pressioni interstiziali nel sottosuolo se ne devono valutare gli effetti, anche in termini di stabilità e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione. Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

### **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**

Il modello geometrico dell'opera di sostegno deve tenere conto delle possibili variazioni del livello

del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ( $k < 10^{-6}$  m/s).

### **6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

#### **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:

– ***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:**

(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 dotati di ancoraggi 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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento 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.

**Tabella 6.5.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

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.

**COMBINAZIONI DELLE AZIONI NTC 2008 par. 2.5.3.**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \dots \dots (2.5.1)$$

.....  
 .....

Le spinte della terra e dell’acqua sono considerate carichi permanenti strutturali, di tipo G1. I coefficienti di sicurezza parziali vanno scelti (punto 6.2.3.1) «nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1), sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un’unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche».

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.

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

Coefficiente	<b>R2</b>
$\gamma_R$	1.1

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:**  
 (A1+M1+R3)

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

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$



## Esercizi svolti

### Esercizio n°1

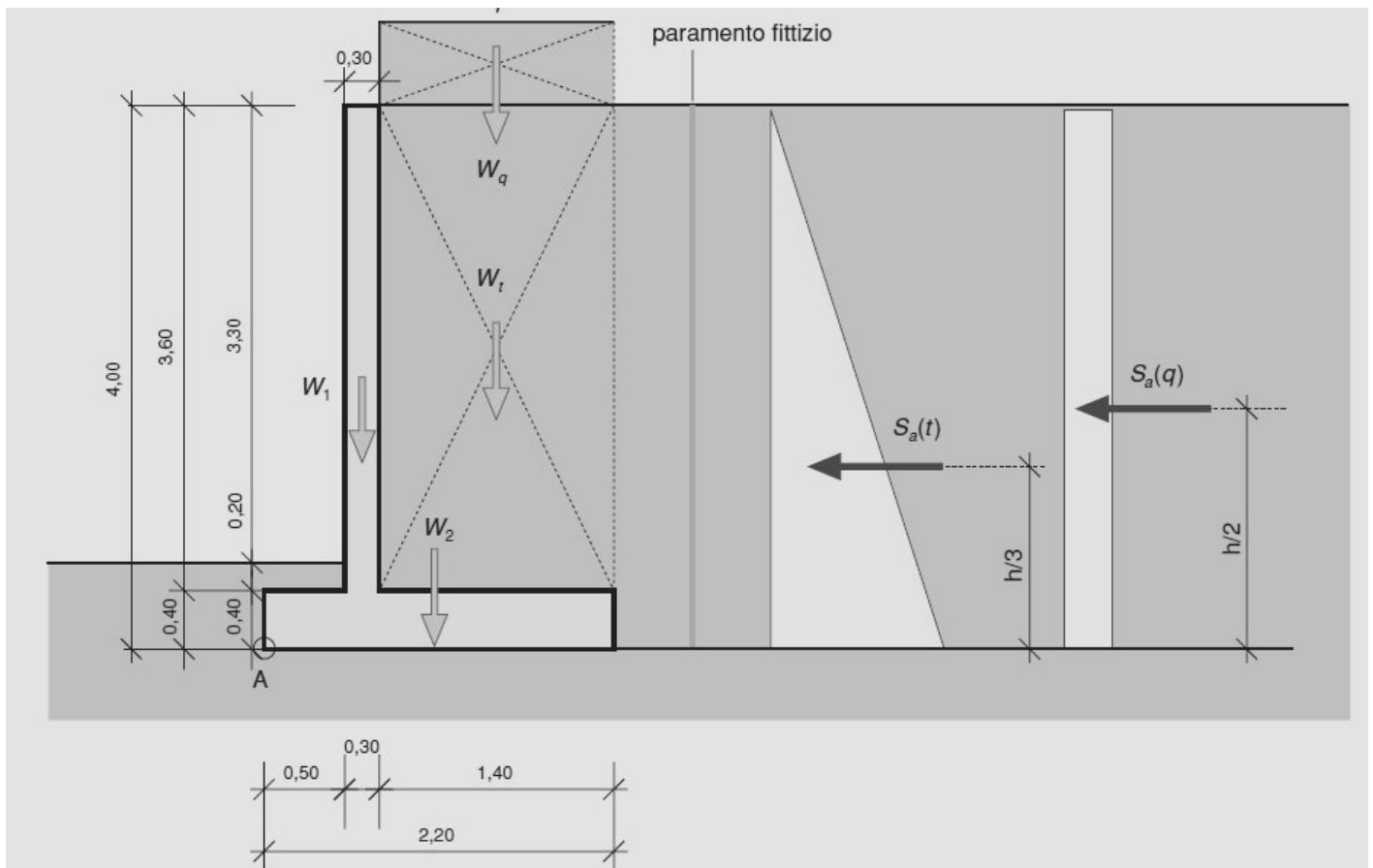
Eseguire secondo le prescrizioni delle NTC le seguenti verifiche

- agli stati limite di ribaltamento,
- di scorrimento,
- di collasso per carico limite del muro,

I parametri caratteristici del terreno sono:

- angolo di attrito interno:  $\phi = 32^\circ$ ;
- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17 \text{ kN} / \text{m}^3$ .
- Coesione  $c = 0$
- Carico variabile  $q = 10 \text{ kN/mq}$ .

Le dimensioni geometriche sono quelle riportate in figura.



#### Analisi dei carichi per ml di muro (in profondità).

- |                                |   |   |                   |
|--------------------------------|---|---|-------------------|
| - Fondazione in cemento armato | : | $0,40 \cdot 2,20 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 22,00 \text{ kN}$ | $\rightarrow W_2$ |
| - Parete in elevazione in c.a. | : | $0,30 \cdot 3,60 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 27,00 \text{ kN}$ | $\rightarrow W_1$ |
| - Terrapieno                   | : | $1,40 \cdot 3,50 \cdot 1,00 \cdot 17,00 = 85,68 \text{ kN}$ | $\rightarrow W_t$ |
| - Carico variabile             | : | $1,40 \cdot 1,00 \cdot 10,00 = 14,00 \text{ kN}$            | $\rightarrow W_q$ |

Procedendo alla verifica agli stati limite, i valori calcolati o assunti, saranno modificati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I.

Con il metodo alle tensioni ammissibili tali valori si utilizzano direttamente nelle verifiche.

## VERIFICA ALLO SLU AL RIBALTAMENTO.

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido, utilizzando la Combinazione (EQU + M2 +R2).

Per la verifica allo stato limite ultimo dovrà essere verificarsi che :

$$E_d \leq R_d \text{ ovvero } (R_d/E_d) \geq 1$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione.

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Calcolo dell'azione  $E_d$  ovvero del Momento Spingente

I valori caratteristici dei parametri geotecnici vanno corretti utilizzando i coefficienti parziali del gruppo (M2) della tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Si ha quindi:

- angolo di attrito interno:  $\phi = 32^\circ / 1,25 = 25,6^\circ$ ;
- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17,00 \cdot 1,00 = 17,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

$$\text{Coefficiente spinta attiva } K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - 25,6^\circ}{2}\right) = 0,396$$

Calcolo della Spinta attiva dovuta al solo terrapieno:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_a ; S_t = \frac{1}{2} \cdot 17,00 \cdot (4,00)^2 \cdot 0,396 = 53,85 \text{ kN}$$

Calcolo della Spinta attiva dovuta al solo carico variabile q:

$$S_q = q \cdot h \cdot K_a ; S_q = 10 \cdot 4 \cdot 0,396 = 15,84 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti parziali, con effetto sfavorevole, della tabella 2.6.I, colonna (EQU), si hanno infine le spinte di calcolo:

$$S_{d(t)} = 53,85 \times 1,1 = 59,23 \text{ kN} ; S_{d(q)} = 15,84 \times 1,5 = 23,76 \text{ kN}$$

Quindi si calcola il momento spingente di calcolo  $M_{sd} = E_d$  (sfavorevole)

$$M_{sd} = S_{d(t)} \cdot \frac{h}{3} + S_{d(q)} \cdot \frac{h}{2} ; M_{sd} = 59,23 \cdot \frac{4}{3} + 23,76 \cdot \frac{4}{2} = 126,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 126,29 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ per cui } E_d = 126,29 \text{ kNm}$$

Calcolo del Momento resistente di calcolo  $M_{Rd} = E_R(\text{favorevole})$

Le azioni di calcolo si determinano moltiplicando le azioni nominali per i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (EQU). Quindi avremo :

- i carichi permanenti (favorevoli)  $W1$ ,  $W2$  e  $Wt$  moltiplicati per il coefficiente parziale  $\gamma_{G1} = 0,9$ ;
- il carico variabile  $Wq$  (favorevole) moltiplicato per il coefficiente parziale  $\gamma_Q = 0$ .

Si ha quindi, riassumendo:

Azioni di calcolo (kN)	Distanze da $A$ (m)	Momenti resistenti (kNm)
$W_{1d} = 27 \cdot 0,9 = 24,30$	0,65	15,80
$W_{2d} = 22 \cdot 0,9 = 19,80$	1,10	21,78
$W_{td} = 85,68 \cdot 0,9 = 77,11$	1,50	115,66
$W_{qd} = 14 \cdot 0 = 0,00$	1,50	0,00
		<b><math>M_{Rd} = 153,24</math></b>

Dalla tabella 6.5.I, colonna R2 otteniamo il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , riduttore della resistenza di progetto, pari a 1,0 :

$$R_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_R} = 153,24 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad R_d \text{ è il valore di progetto della resistenza.}$$

$$M_{sd} (=126,29 \text{ kNm}) < M_{Rd} (= 153,24 \text{ kNm})$$

Pertanto essendo :  $E_d < R_d$  la verifica a ribaltamento allo SLU è soddisfatta.

## VERIFICA ALLO SLU DELLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.

Lo scorrimento sul piano di posa delle fondazioni, è dovuto alle componenti orizzontali delle azioni, (della spinta delle terre, dei carichi variabili, dei carichi permanenti).

Per l'applicazione dei coefficienti alle azioni si utilizza l'APPROCCIO 2, utilizzando la seguente combinazione : **A1 + M1 + R3**.

I valori dei coefficienti saranno desunti dalla:

**Colonna A1 della tabella 6.2.I.**

**Colonna M1 della tabella 6.2.II.**

**Colonna R3 della tabella 6.5.I.**

*Calcolo della spinta di calcolo  $S_d = E_d$  (sfavorevole).*

La spinta  $S$  viene calcolata con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, che coincidono con i valori di calcolo dei corrispondenti, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2. II hanno valore unitario.

Il valore della *spinta orizzontale*  $S$  sarà moltiplicato per il coefficiente parziale  $Y_R$  (A1) per ottenere la spinta di calcolo  $S_d = E_d$

Pertanto avremo angolo di attrito e peso specifico inalterati.

- $\phi = 32^\circ$ ;
- $\gamma_t = 17,00 \text{ kN} / \text{m}^3$ ;

e quindi le azioni orizzontali varranno:  $S(t) = 41,75 \text{ kN}$   $S(q) = 12,28 \text{ kN}$ .

Applicando ora i coefficienti parziali della tabella 6.2.I, colonna (A1), si hanno le spinte di calcolo e, infine, la forza orizzontale totale:

$$S_d = 1,3 \cdot 41,75 + 1,5 \cdot 12,28 = 72,69 \text{ kN}.$$

che coincide con l'azione di progetto:  **$E_d = 72,69 \text{ kN}$**

**Calcolo dell'azione resistente di progetto  $R_d$  (forza di attrito) (favorevole).**

E' rappresentata dalla forza di attrito tra la base della fondazione e il terreno.

I valori nominali dei pesi  $P$  agenti ( permanenti e variabili) devono essere moltiplicati per il coefficiente parziale, effetto favorevole,  $Y_F$  ( A1) per ottenere il peso totale di calcolo  $W_d$ .

Azioni di calcolo (kN)	$Y_F$ ( A1) favorevole	$W_d \times Y_F$
$W_1 = 27,00$	1,00	$W_{1d} = 27,00$
$W_2 = 22,00$	1,00	$W_{2d} = 22,00$
$W_t = 85,68$	1,00	$W_{td} = 85,68$
$W_q = 14,00$	0,00	$W_{qd} = 0,00$
		<b><math>W_d = 134,68</math></b>

$f = \text{tg } \phi = \text{tg } 32^\circ = 0,62$ ; coefficiente di attrito;  $\gamma_R = 1,1$  (tab. 6.5.I, colonna R3).

$$R_a = f \frac{W_a}{\gamma_R} = 0,62 \cdot \frac{134,68}{1,1} = 75,9 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta, essendo: } \mathbf{E_d} (72,59) < \mathbf{R_d} (75,90).$$

**VERIFICA ALLO SLU DI COLLASSO  
PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO**

L'azione di progetto **Ed** è rappresentata da tutte le componenti verticali dei carichi che agiscono a livello del piano di fondazione.

Per l'applicazione dei coefficienti alle azioni si utilizza l'**APPROCCIO 2**, utilizzando la seguente combinazione : **A1 + M1 + R3**.

*Calcolo dell'azione Ed (componente verticale delle forze agenti).* Ai pesi nominali agenti vanno applicati i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (A1), ottenendo i pesi di calcolo:

Azioni di calcolo (kN)	Y <sub>F</sub> ( A1) sfavorevole	W <sub>i</sub> x Y <sub>F</sub>
$W_1 = 27,00$	1,30	$W_{1d} = 35,10$
$W_2 = 22,00$	1,30	$W_{2d} = 28,60$
$W_t = 85,68$	1,30	$W_{td} = 111,38$
$W_q = 14,00$	1,50	$W_{qd} = 21,00$
		<b><math>W_d = 196,08</math></b>

$$\mathbf{Ed = 196,08 \text{ kN}}$$

Calcolo del Momento Resistente MRd , è dato dalla somma dei momenti dei singoli pesi per le rispettive distanze dal punto A. pertanto avremo:

$$\mathbf{M_{sd} = 35,10 \cdot 0,65 + 28,60 \cdot 1,10 + 111,38 \cdot 1,50 + 21,00 \cdot 1,50 = 252,84 \text{ kN}\cdot\mathbf{m}}$$

Calcolo del Momento Spingente Msd. I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con i corrispondenti valori caratteristici, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2.II hanno valore unitario.

Si ha quindi, come nel caso precedente:

$$S(t) = 41,75 \text{ kN}$$

$$S(q) = 12,28 \text{ kN}$$

Tali spinte vanno moltiplicate per i coefficienti parziali della tabella 6.II.1, colonna (A1).

Si ha quindi:

$$S_d(t) = 1,30 \cdot 41,75 = 54,27 \text{ kN}$$

$$S_d(q) = 1,50 \cdot 12,28 = 18,42 \text{ kN}$$

Il Momento Spingente vale:

$$\mathbf{M_{sd} = 54,27 \cdot 1,33 + 18,42 \cdot 2,00 = 89,00 \text{ kN}\cdot\mathbf{m}}$$

Calcolo dell'eccentricità e.

$$e = \frac{B}{2} - u \qquad u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{\Sigma W_{id}}$$

$$u = \frac{252,84 - 89,00}{196,08} = 0,83 \text{ m} \qquad e = \frac{2,20}{2} - 0,83 = 0,27 \text{ m}$$

### Calcolo del carico limite $R_d$ (o della capacità portante) del terreno.

Poiché la risultante dei carichi è eccentrica e inclinata, le norme suggeriscono di utilizzare la formula di **Brinch-Hansen**, per determinare il carico limite  $Q_{lim}$ , espresso in kN/mq che si differenzia dalla formula di Terzaghi, solo per l'insieme dei coefficienti correttivi posti tra parentesi. In questo caso la formula diventa:

$$Q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot Nq (dq \cdot iq) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma (d\gamma \cdot i\gamma)$$

$\gamma = 1,7 \text{ kN} / \text{m}^3$  è il peso specifico del terreno;

$D = 0,60 \text{ m}$  è la profondità del piano di posa della fondazione;

$B = 2,20 \text{ m}$  è la larghezza della fondazione;

$Nq$  e  $N\gamma$  sono coefficienti che si ricavano dalla tabella in funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  (si ha, interpolando:  $Nq = 23,18$ ;  $N\gamma = 20,79$ );

i coefficienti  $d$  e  $i$  tengono conto, rispettivamente, della profondità della fondazione e dell'inclinazione del carico e sono ricavati da formule semiempiriche.

#### Calcolo dei coefficienti di profondità $d$ e di inclinazione $i$ per $c = 0$ ( $d_c = 0$ )

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \quad d_y = 1 \quad i_q = \left(1 - \frac{V_{xd}}{Nd}\right)^2 \quad i_y = \left(1 - \frac{V_{xd}}{Nd}\right)^3$$

$$i_q = \left(1 - \frac{72,69}{196,08}\right)^2 = 0,395 \quad i_y = \left(1 - \frac{72,69}{196,08}\right)^3 = 0,249$$

$V_x$  = componente orizzontale del carico;  $Nd$  = componente verticale del carico

Sostituendo i valori abbiamo;

$q_{lim} = 17 \cdot 0,60 \cdot 23,18 \cdot (1,07 \cdot 0,395) + 0,5 \cdot 17 \cdot 2,20 \cdot 20,79 \cdot (0,249 \cdot 1) = 99,93 + 96,80 = 196,73 \text{ kN/mq}$ .  
che si immagina distribuito su una larghezza efficace della fondazione pari a:  $B^* = B - 2e$ .

$e = 0,27 \text{ m}$  eccentricità

$$B^* = 2,20 - 2 \times 0,27 = 1,66 \text{ m}$$

$$Q_{lim} = q_{lim} \times B^* \times 1,00; \quad Q_{lim} = 196,73 \times 1,66 \times 1,00 = 326,58 \text{ kN}$$

Applicando a  $Q_{lim}$  il coefficiente parziale  $\gamma_R = 1,4$  **riduttore della resistenza** si ricava dalla tabella 6.5.I, colonna (R3). Si ottiene infine, la resistenza di progetto  $R_d$ .

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} \quad R_d = 326,58 / 1,4 = 233,27 \text{ kN}$$

Per la verifica dovrà essere  $R_d > E_d$ .

Essendo  $R_d = 233,27 \text{ kN}$  e  $E_d = 196,08 \text{ kN}$  il fattore di sicurezza è **1,19**

**L'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO E' VERIFICATO ALLO SLU**