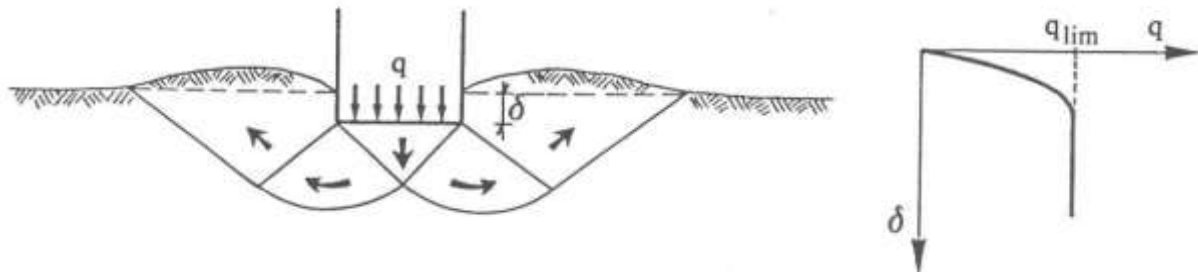


Carico Limite Del Complesso Terreno-Fondazione



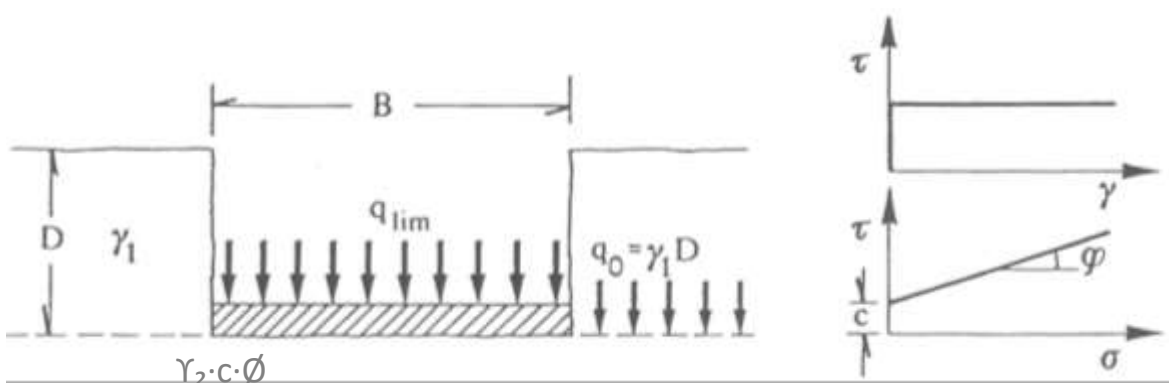
È il valore del carico unitario (tensione) q_{lim} , trasmesso da una fondazione al sottosuolo, che provoca la rottura del terreno

Carico Limite: Soluzione Di Terzaghi

(Karl von Terzaghi Praga, 2 ottobre 1883 – Winchester, 25 ottobre 1963),

IPOTESI:

- rottura generale;
- fondazione nastriforme indefinita;
- terreno a comportamento rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb: $\tau_f = c + \sigma \cdot \tan(\varphi)$;
- sulla fondazione agiscono carichi verticali centrati;
- piano campagna e piano di posa orizzontali.



$$q_{lim} = c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$

$c \cdot N_c \rightarrow$ contributo della coesione lungo la superficie di scorrimento

$\frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \rightarrow$ contributo della resistenza attritiva (attrito terra-fondazione) dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento

$\gamma_1 \cdot D \cdot N_q \rightarrow$ effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

Parametri geometrici fondazione

B → larghezza Fondazione (m=10⁻³mm)

D → profondità piano di posa della fondazione (m=10⁻³ mm)

Parametri meccanici terreno

c → coesione (N/mm²)

γ₁ → peso specifico terreno laterale alla fondazione (kN/m³ ≅ 10⁻³ N/mm³)

γ₂ → peso specifico terreno al di sotto della fondazione (kN/m³ ≅ 10⁻³ N/mm³)

Fattori di capacità portante (adimensionali)

$$Nq = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \tan(\phi)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan(\phi)}$$

$$Nc = (Nq - 1) \cdot \cotan(\phi) = (Nq - 1) / \tan(\phi)$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan(\phi)$$

Carico limite unitario (Brinch-Hansen)

Jørgen Brinch Hansen (Aarhus, 29 luglio 1909 – Copenhagen, 27 maggio 1969)

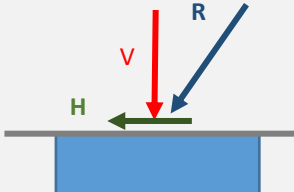
Estende la soluzione di Terzaghi mediante l'introduzione di coefficienti correttivi, considera:

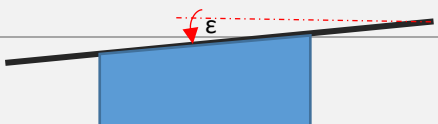
- forme diverse della fondazione in pianta,
- meccanismo di rottura locale,
- carichi eccentrici,


$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$	
B* = B-2·e	→ larghezza equivalente della fondazione («e» eccentricità del carico);
Nc; Nq; Nq	→ fattori di capacità portante (sono gli stessi della soluzione Terzaghi)

COEFFICIENTI DI FORMA S _c ; S _γ ; S _q →	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$
	$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$
	<p>per fondazioni nastriformi con L >> B (>> molto maggiore) ad esempio B=1m; L=10m, φ=30° s_q=s_T=1+0.1x1.00/10.00x(1+sen30)/(1-sen30)=1-0.03 ≈ 1 s_q=s_T=1+0.2x1.00/10.00x(1+sen30)/(1-sen30)=1-0.06 ≈ 1 per fondazioni nastriformi, pertanto, si assume S_c= S_γ= S_q= 1</p>

COEFFICIENTI DI PROFONDITÀ dc; d _γ ; dq →	$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \quad \text{per } D \leq B$
	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D > B$
	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
	$d_\gamma = 1$

COEFFICIENTI INCLINAZIONE CARICO ic; iγ; iq →	$i_q = \left(1 + \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi} \right)^m$
	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
	$i_\gamma = \left(1 + \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi} \right)^{m+1}$
	$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad \text{per } L \gg B \rightarrow m = 2$
	V → Componente Verticale Del Carico H → Componente Orizzontale Del Carico

FATTORI INCLINAZIONE(E) DEL PIANO DI CAMPAGNA gc; gγ; gq →	$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$	
	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	

FATTORI INCLINAZIONE(A) DEL PIANO DI POSA bc; bγ; bq →	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$	
	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	

Terrapieno con sovraccarico q	
	<p>Altezza fittizia di terra equipesante: $h_1 = \frac{q}{\gamma_t}$</p> <p>$S_{min} = \frac{2 \cdot S_1}{h_1}$ con $S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h_1^2 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$</p> <p>$S_{max} = \frac{2 \cdot S}{h} - S_{min}$</p>
<i>Formula semplificata</i>	
Spinta	<p>coefficiente Spinta Attiva $\rightarrow K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$</p> <p>Spinta terrapieno $\rightarrow S = \gamma_t/2 \cdot h^2 \cdot k_a$ applicata a $h/3$ dalla base</p> <p>Spinta sovraccarico $\rightarrow S = \gamma_t/2 \cdot h \cdot h_1 \cdot k_a$ applicata a $h/2$ dalla base</p>
Distanza della spinta dalla base del muro	$d = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3 \cdot h_1}{h + 2 \cdot h_1}$
<i>Formula generalizzata</i>	
$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot k_a \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot h_1}{h}\right)$	
<p>È inclinata dell'angolo φ_1 rispetto alla perpendicolare al muro e applicata alla distanza d.</p> <p>k_a = coefficiente calcolato con la formula riportata prima</p>	

Casi particolari (figg. 26.1 e 26.2)

Fronte del terrapieno inclinato:

- si calcola la spinta S' del terrapieno (e dell'eventuale sovraccarico) contro la parete fittizia B (fig. 26.1a) o AB' (fig. 25.2a);
- si calcola il peso P' del prisma di terra a base triangolare ABB' e il peso P'' relativo all'eventuale sovraccarico che grava sul prisma (figg. 26.1b e 26.2b);
- la risultante S fra i vettori S' , P' e P'' fornisce la spinta effettiva.

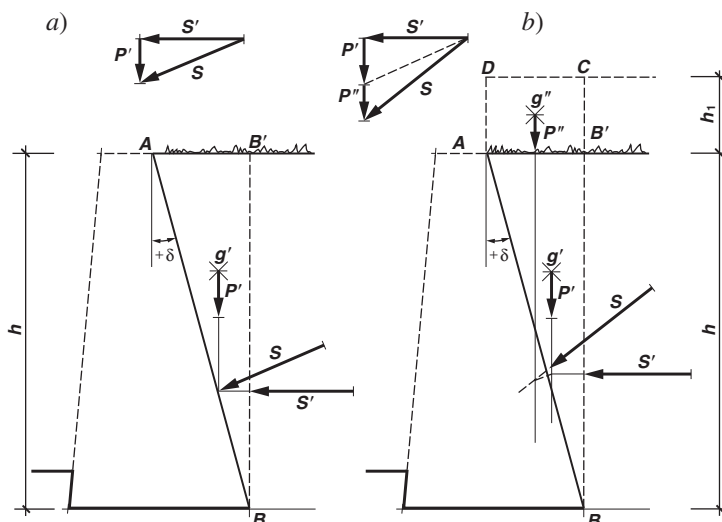
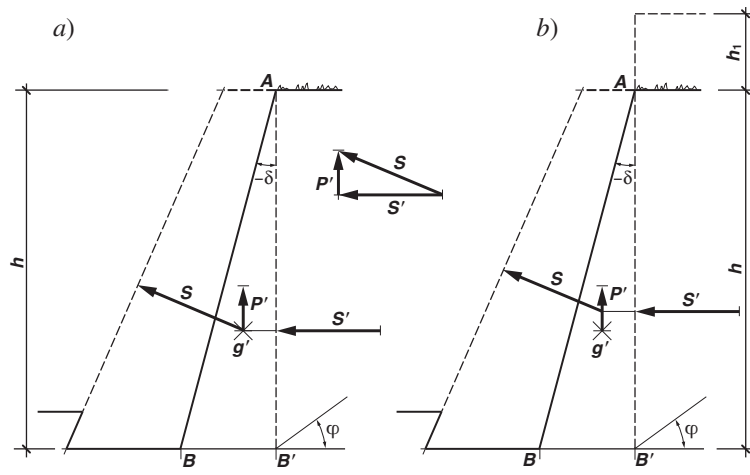


Fig. 26.1

Fig. 26.2



6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

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

6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

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

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

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

ovvero

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

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) 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 γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

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

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

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

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

6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

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

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 γ_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 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

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.

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

.....

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

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

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

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

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

2.6.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Cap. 4, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.