

# COMUNE DI CALTAVUTURO

Provincia Regionale di Palermo  
REGIONE SICILIANA

Titolo progetto

PROGETTO DEI LAVORI DI ADEGUAMENTO  
DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI, RIFACIMENTO  
DEL FONDO E AMPLIAMENTO DEL RETTANGOLO  
DI GIOCO DEL CAMPO SPORTIVO COMUNALE

Titolo elaborato

RELAZIONE GEOTECNICA



N. Elab.

**2.4**

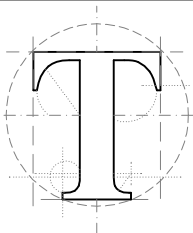


DATA

gennaio 2017

Tipo di prestazione

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO



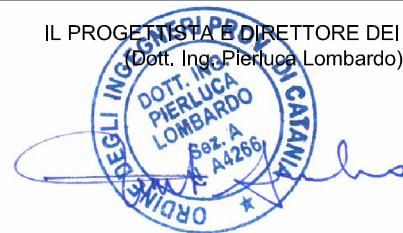
**Technoside s.r.l.**  
**SERVIZI DI INGEGNERIA**

via Madonna di Fatima 14  
95030 Gravina di Catania

tel 095.7500609  
fax 095.8360370

info@technoside.it  
www.technoside.it

IL PROGETTISTA E DIRETTORE DEI LAVORI  
(Dott. Ing. Pierluca Lombardo)



AGGIORNAMENTI

REV.	CAUSALE
00	1° emissione
01	Variante

visto il R.U.P.

REDATTO:

VERIFICATO:

APPROVATO:

Il presente documento è proprietà della Technoside s.r.l.  
E' vietata ogni riproduzione non autorizzata ai sensi di legge

## **1. Premessa**

La presente relazione descrive gli studi di natura geotecnica svolti nell'ambito del progetto delle opere da eseguirsi per l'adeguamento alla vigente normativa del campo sportivo del Comune di Caltavuturo (PA) e le relative verifiche sotto il profilo geotecnico.

La relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del D.M. 14/01/2008 ed espone i risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici.

Le opere strutturali che hanno rilevanza geotecnica contemplate nel progetto di cui in epigrafe consistono in:

1. opere di contenimento delle terre realizzate mediante muri su fondazione diretta del tipo a mensola (altezza variabile da 2.00 m a 5.00 m);
2. opere di contenimento delle terre realizzate mediante paratie a varie quote in relazione all'altezza di progetto della parte svettante (altezza variabile da 5.50 m a 7.00 m);
3. tre corpi scala in c.a. strutturalmente indipendenti ed asserviti dal punto di vista funzionale alle tribune riservate agli spettatori realizzati mediante soletta piena in c.a. di spessore 18 cm, poggiante su spallette anch'esse in c.a. di spessore 20 cm e fondazione a platea di spessore 20 cm;
4. una piastra di fondazione per un serbatoio idrico di capacità 10.000 litri avente dimensioni 3.00x3.00 m e spessore 30 cm
5. le strutture in c.a. del nuovo spogliatoio
6. le strutture in c.a. dell'ampliamento della tribuna ad ovest del campo sportivo

Per ciascuna opera in progetto è stato condotto uno studio finalizzato alla verifica geotecnica; tale studio è basato sulle informazioni contenute nella relazione geologica redatta dal dott. geol. Giovanni Lauria e sulle risultanze delle indagini in sito ed in laboratorio effettuate sull'area di sedime delle opere.

Come già richiamato in sede di relazione tecnica illustrativa le verifiche sono condotte con riferimento alla vigente normativa tecnica ed, in particolare, per quanto concerne le verifiche di natura geotecnica sulla scorta del capitolo 6 del decreto ministeriale 14 gennaio 2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*".

## **2. Inquadramento dell'area di intervento**

L'area di intervento ricade nel Comune di Caltavuturo ed è ubicata in zona mediamente acclive ad una quota sul livello del mare di circa 700 m.

L'area non è tra quelle soggette a rischio di dissesto idrogeologico individuate dal P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico).

Sotto il profilo geomorfologico, come rilevato dal geologo incaricato, non vi sono nell'area segni evidenti di fenomeni franosi in atto.

La falda freatica superficiale è assente secondo quanto riportato in relazione geologica ed accertato con le indagini effettuate in sito.

### 3. Indagini geognostiche

La natura dei terreni presenti nell'area di interesse è stata accertata mediante una campagna di indagini di tipo diretto (sondaggi geognostici con prelievo di campioni) e di tipo indiretto (ricostruzione dei profili stratigrafici mediante prova sismica di superficie del tipo *MASW*), definite di concerto tra il Progettista, il Geologo incaricato e l'Amministrazione Comunale.

In particolare sono state eseguite tre indagini sismiche, denominate in relazione geologica S1, S2 ed S3; le indagini sono state eseguite secondo la metodologia *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) che consente di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$  mediante la misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di sensori denominati accelerometri o geofoni. Definito il profilo delle onde di taglio verticali  $V_s$  è possibile procedere al calcolo del  $V_{s,30}$  individuando la categoria sismica del suolo. In relazione alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla scorta delle indagini sismiche di superficie di tipo *MASW* eseguite sull'area di sedime, **il suolo è classificabile in tipologia B** ( $V_{s,30} = 625-676 \text{ m s}^{-1}$ ). E' stata inoltre eseguita una perforazione di profondità 27.0 m mediante carotaggio continuo che ha consentito il rilievo visivo della natura dei terreni. Durante il carotaggio sono stati prelevati tre campioni a profondità di 13.70 m, 19.30m e 24.60m dal piano campagna (+11.50m rispetto alla quota di progetto del campo sportivo). La natura dei campioni prelevati è la seguente:

- campione 1A (da 13.70 a 13.90 m): argilla limosa marnosa, umida finemente scagliettata, consistente, di colore marrone rossastro, con minuti inclusi calcarei, marnoso-calcarei e marnosi, di varia forma e geometria;
- campione 2A (da 19.30 a 19.50 m): argilla limosa marnosa, umida e/o poco umida, scagliettata, molto consistente di colore marrone rossastro, con minuti inclusi argillitici, calcarei, marnoso-calcarei e marnosi, di varia forma e geometria;
- campione 3A (da 24.50 a 24.80 m): limo argilloso con presenza di sabbie di colore grigio-verde, umido, molto consistente, con frequenti inclusi prevalentemente calcarei.

I tre campioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio; in particolare in primo campione è stato sottoposto sia a prova di taglio diretto (C.D.) e sia a prova di espansione laterale libera (E.L.L.); il secondo campione è stato sottoposto a prova di taglio diretto, il terzo campione è stato caratterizzato sotto il profilo della natura del terreno. Sulla scorta delle indagini di tipo meccanico eseguite sui due campioni (1A e 2A) sono stati ottenuti i seguenti parametri:

#### Campione 1A

- peso di volume naturale .....  $\gamma = 20.26 \text{ kN m}^{-3} = 2026 \text{ kg m}^{-3}$
- angolo di resistenza al taglio.....  $\varphi = 21.31^\circ$
- coesione drenata .....  $c' = 0.203 \text{ kNm}^{-2} = 0.020 \text{ kg cm}^{-2}$
- coesione non drenata.....  $c_u = 280.0 \text{ kN}^{-2} = 2.80 \text{ kg cm}^{-2}$

#### Campione 2A

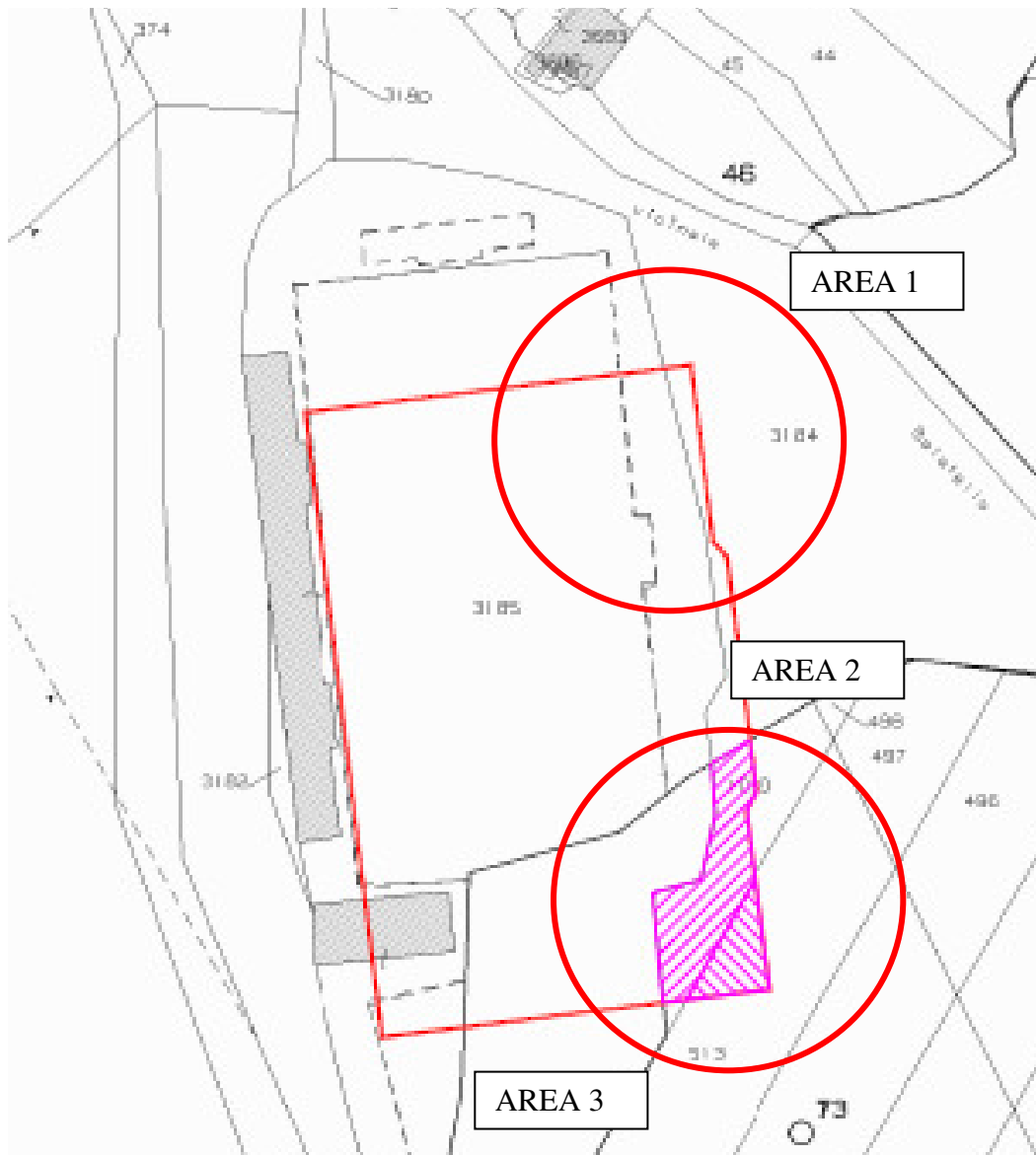
- peso di volume naturale .....  $\gamma = 20.21 \text{ kN m}^{-3} = 2021 \text{ kg m}^{-3}$
- angolo di resistenza al taglio.....  $\varphi = 30.55^\circ$
- coesione drenata .....  $c' = 0.203 \text{ kNm}^{-2} = 0.002 \text{ kg cm}^{-2}$

I dati iniziali sono state integrati con ulteriori prove in sito ed indagini in laboratorio che hanno consentito una rappresentazione geologico-geotecnica dettagliata dell'area di intervento. Le indagini integrative svolte sono le seguenti:

- n. 2 indagini sismiche;
- 3 carotaggi di profondità totale pari a 50 m lineari;
- installazione di 2 piezometri su due fori di sondaggio;
- prelievo di 3 campioni di terreno;
- prove di laboratorio sui 3 campioni prelevati;
- 4 prove penetrometriche per una profondità totale di 24 ml.

#### **4. Caratterizzazione geotecnica dei terreni**

Dalle indagini allegata alla relazione geologica, così come integrate dalle ultime indagini, è emersa la seguente situazione litostratigrafica, differenziata tra l'area prossima alla sede stradale a nord-est (area 1) e quella prossima alla palestra provinciale a sud-est (area 2):



## AREA 1

### Strato 1

*da p.c. a -4.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 25^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.010 \text{ MPa}$

### Strato 2

*da p.c. da -4.00 m a -20.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 28^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.0290 \text{ MPa}$

### Strato 3

*da p.c. da -20.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 20.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 30^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.010 \text{ MPa}$

## AREA 2

### Strato 1

*da p.c. a -5.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 25^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.010 \text{ MPa}$

### Strato 2

*da p.c. da -5.00 m a -20.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 28^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.0290 \text{ MPa}$

### Strato 3

*da p.c. da -20.00 m dal piano del campo*

- peso specifico .....  $\gamma = 20.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno.....  $\phi' = 30^\circ$
- coesione .....  $c' = 0.010 \text{ MPa}$

Sulla scorta dei parametri indicati in relazione geologica sono stati derivati tutti quelli direttamente correlabili mediante la bibliografia tecnica ed in particolare, in via cautelativa, sono stati assunti in sede di calcolo i seguenti valori:

- costante di sottofondo (costante di *Winckler*).....  $k = 0.50 \text{ MPa}$
- aderenza .....  $a = 0.005 \text{ MPa}$

## **5. Criteri generali di verifica geotecnica**

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

### 5.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

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

$$E_d = \gamma_E E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

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

$$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

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

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

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione è 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.

Per quanto concerne le azioni, 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 rigidezza. I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella tabella sottostante.

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

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  $\gamma_M$  specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coestione 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>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

## 5.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

## **6. Criteri di verifica geotecnica per le opere di fondazione**

### 6.1 Aspetti generali

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

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali è stata 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.

Gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante è trascurabile.

La profondità del piano di posa delle fondazioni superficiali fondazione è stata scelta in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni richieste, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione è situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

Non sono previsti fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

### 6.2 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

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

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

#### *SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale è stata essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali, desunte dal D.M. 14/01/2008 e riportate di seguito.



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

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>Coestione 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

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Le rimanenti verifiche sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (riportata di seguito),

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

seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

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

### 6.3 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), nel rispetto della condizione

$$E_d \leq C_d$$

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 possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

## **7. Criteri di verifica geotecnica per le opere di sostegno**

### 7.1 Aspetti generali

Le opere geotecniche in progetto (paratie e muri di sostegno) sono state progettate per assorbire le spinte dei terreni a monte assumendo la pendenza del terrapieno a tergo in coerenza con il rilievo topografico.

Nelle verifiche è stato considerato agente un sovraccarico sul terrapieno di monte corrispondente alle possibili configurazioni dell'opera di sostegno.

Per le tipologie di paratie previste in progetto è stata eseguita la verifica di stabilità del pendio secondo la teoria di Bell che considera, tra gli altri, gli effetti del sisma.

### 7.2 Criteri di verifica geotecnica per i muri di sostegno

I muri di sostegno sono stati progettati per assorbire le spinte dei terreni a monte assumendo una pendenza del terrapieno in linea con il rilievo topografico. Sono state progettate 13 tipologie di sezione, considerando le possibili configurazioni di altezza del paramento e di carico a tergo del muro. Sono state così distinte tre famiglie:

- muri di contenimento nelle zone adiacenti all'area di gioco, suscettibili di grande affollamento al pari di tribune e spalti ( $q_k=5.00$  kN/mq);
- muri di contenimento della sede stradale con sovraccarichi derivanti dal traffico veicolare ( $q_k=20.00$  kN/mq);
- muri di controripa a delimitazione della sede stradale progettati con sovraccarichi ordinari ( $q_k=2.00$  kN/mq).

I muri tipo 1 – 3 sono quelli relativi al contenimento zone suscettibili di affollamento.

Si è assunto agente un sovraccarico variabile equivalente alla presenza di grande affollamento e pari a **5.00 kN/mq** (Categoria C3 del D.M.14/01/2008 – par. 3.1.4) su tutte le opere di sostegno di questa tipologia.

I muri sono, complessivamente, di cinque tipologie:

- muro tipo 1: altezza del paramento  $H = 2.00$  m;
- muro tipo 2: altezza del paramento  $H = 4.00$  m;
- muro tipo 3: altezza del paramento  $H = 5.00$  m;

Nel valutare il sovraccarico a tergo delle opere di sostegno come previsto al paragrafo 6.5.2.1 del D.M. 14/01/2008 si è tenuto conto dell'assenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito o di apparecchi di sollevamento.

Le azioni sulle opere di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua; non sono previste altre azioni quali quelle derivanti da ancoraggi presollecitati, moto ondoso, urti e collisioni, variazioni di temperatura e ghiaccio. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene 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 è scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Le verifiche sono fatte con riferimento 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

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è 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 del D.M. 14/01/08 di seguito riportate.

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

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>Coestione 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>	$\gamma$	$\gamma_v$	1,0	1,0

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	$\gamma_{\text{p}} = 1,0$	$\gamma_{\text{p}} = 1,0$	$\gamma_{\text{p}} = 1,4$

Le verifiche delle opere di contenimento sono state condotte assicurando gli adeguati coefficienti di sicurezza nei confronti dei cinematismi possibili (scorrimento e ribaltamento) ed assicurando che la pressione massima esercitata sul terreno di fondazione sia inferiore al valore ammissibile valutato con il metodo di Brinch - Hansen.

Il calcolo della spinta attiva del terrapieno che grava sul muro è indipendente dalla tipologia costruttiva, ma può dipendere dalla forma del profilo del muro a contatto con il terreno, oltre che, naturalmente, dalle caratteristiche del terrapieno stesso. Solo nel caso di tiranti pretesi, la spinta può essere diversa perché tali sforzi possono innescare anche componenti di spinta passiva. Per gli altri casi si suppone valida l'ipotesi di spinta attiva, cioè quella che si suscita a seguito del movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Mononobe-Okabe per quanto riguarda la sovraspinta sismica.

Più precisamente:

- in fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre sviluppando tensioni di attrito; tali linee hanno un'inclinazione  $\alpha$  rispetto all'orizzontale.
- sul cuneo di spinta, definito in funzione dell'angolo  $\alpha$ , agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinta normale alle superfici di scorrimento del cuneo, forze di attrito lungo le superfici di scorrimento del cuneo che si oppongono allo scorrimento stesso.
- in condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale pari al peso per il prodotto dei coefficienti sismici orizzontali.

Sviluppando l'equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale del cuneo e risolvendo, si può ottenere la formulazione della spinta agente sul muro. Derivando tale funzione rispetto all'angolo  $\alpha$  e ponendo tale espressione pari a zero, si ottiene il valore di  $\alpha$  per cui essa ha un massimo, cioè il valore dell'inclinazione della linea di frattura che genera la massima spinta, e che quindi è quella che sarà effettivamente agente. Sostituendo nella funzione inderivata tale espressione di  $\alpha$ , si ottiene proprio la formula per determinare la spinta (formulazione di Coulomb).

L'azione sismica agente sulle opere di sostegno è stata valutata attraverso lo spettro di progetto previsto dal D.M. 14.01.2008. È stato considerato il contributo dovuto al sisma per la zona sismica in esame secondo i criteri indicati in relazione generale:

Gli spettri elastici di cui al D.M. 14.01.2008 sono riportati di seguito

$$S_e = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (1a)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (2b)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (2c)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad T_D \leq T \leq 4.0s \quad (2d)$$

I parametri spettrali relativi all'area nella quale ricadono le opere in epigrafe (Zona Sismica II) sono riportati in tabella 3:

*Tabella 3 – Parametri relativi al Campo Sportivo Caltavuturo (LAT. 37.817 – LONG. 13.899)*

STATO LIMITE	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.056	2.396	0.276
SLD	101	0.071	2.401	0.290
SLV	949	0.166	2.499	0.329
SLC	1950	0.210	2.545	0.336

L'incremento di spinta dovuta all'azione sismica è stato valutato secondo la relazione:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \vartheta)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos \vartheta}$$

$\alpha$  = angolo formato dall'intradosso con la verticale

$\theta = \arctg [a_g S F_0]$

$a_g, S, F_0$  = i parametri spettrali per il sito in esame e per ogni stato limite

$K'$  = coeff. calcolato staticamente per  $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$  e per  $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

E' stata inoltre considerata la forza di inerzia agente sulla parete:

$$F_i = S_d \cdot W$$

essendo  $W$  il peso.

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da

un'intensità, una direzione e un punto di applicazione. Le forze che vengono prese in considerazione sono le seguenti:

- spinta attiva complessiva del terrapieno a monte
- spinta passiva complessiva del terrapieno a valle
- spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sotto la fondazione
- forze esplicite, applicate sul muro, in testa, sulla mensola aerea a valle e sulla mensola di fondazione a valle
- forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento
- forze di pretensione dei tiranti
- peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica
- peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze sarà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente. Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica è effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento. Il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che in base alla direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Un'ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso, inoltre, è conteggiato il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nello scorrimento rimane solidale con il muro. Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante e quella instabilizzante. La verifica è effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

La verifica di capacità portante della fondazione diretta si può calcolare con una delle formulazioni geotecniche che tengono conto del tipo di terreno, della forma della fondazione in pianta e della forza risultante applicata.

Si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Il calcolo può essere svolto in condizioni drenate o non drenate, qualora vi possa essere presenza di falda. Le espressioni complete utilizzate dal programma sono le seguenti:

In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = \frac{\Gamma B}{2} N_g i_g d_g b_g s_g g_g + c N_c i_c d_c b_c s_c g_c + Q N_q i_q d_q b_q s_q g_q$$

In condizioni non drenate:

$$Q_{lim} = c_u N_c i_c d_c b_c s_c g_c + Q N_q i_q d_q b_q s_q g_q$$

La formulazione consente di considerare i contributi dei fattori:

- di portanza  $N_g$ ,  $N_c$  ed  $N_q$
- di forma
- di profondità
- di inclinazione dei carichi
- di inclinazione del piano di posa
- di inclinazione del terreno.

Per ulteriori dettagli si rimanda al fascicolo di calcolo allegato.

### 7.3 Paratie

Le condizioni di carico agenti sulle paratie in progetto dipendono dall'altezza del terrapieno da contenere e dalla ubicazione rispetto alla sede stradale.

In particolare sono state definite due tipologie di paratia in relazione all'altezza del terrapieno da contenere e dei carichi agenti.

- Tipologia 1: paratia a sbalzo di altezza massima 7.00m a delimitazione del campo da gioco a nord-est realizzata con pali di diametro  $\phi 1000$  mm, infissi nel terreno per 7.00m, con sovraccarico a tergo costituito da un contributo permanente determinato dalla sovrastante spinta del terreno sino alla sede stradale (80.00 kN/mq) e da un contributo variabile determinato dal traffico veicolare (20.00 kN/mq);
- Tipologia 2: paratia a sbalzo di altezza massima 5.50 m a delimitazione del campo da gioco a sud-est realizzata con pali di diametro  $\phi 1000$  mm, infissi nel terreno per 6.00m, con sovraccarico a tergo costituito da un contributo permanente determinato dalla spinta dei terreni di monte in aperta campagna (5.00 kN/mq);

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua; non sono previste altre azioni quali quelle derivanti da ancoraggi presollecitati, moto ondoso, urti e collisioni, variazioni di temperatura e ghiaccio. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della falda freatica è stato scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Le verifiche sono fatte con riferimento ai seguenti stati limite:

- 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 strutturale della paratia,

accertando che la condizione

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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 del D.M. 14/01/08 di seguito riportate.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

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

con i valori dei suddetti coefficienti parziali.

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



PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coestione 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

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

Per le verifiche dettagliate delle paratie si rimanda al fascicolo di calcolo allegato. Le verifiche sono condotte con riferimento alle fasi costruttive:

- fase 1: realizzazione della paratia;
- fase 2: scavo a -1.00 m dalla sommità della paratia e realizzazione del cordolo di coronamento;
- fase 3: scavo fino a quota di progetto (-6.00 / -7.00 m) dalla sommità.

La spinta delle terre sulle opere di contenimento è stata determinata come risultante delle pressioni orizzontali agenti su ogni concio in cui è discretizzato l'elemento strutturale, calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:  $\sigma_h$  = pressione orizzontale  
 $\sigma_v$  = pressione verticale  
K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo  
 $\delta$  = coeff. di attrito terra-parete

La pressione verticale e' data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \tau \cdot z$$

$\tau$  = peso specifico del terreno

$z$  = generica quota di calcolo della pressione a partire dall'estradosso del terrapieno

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \tau' \cdot z$$

$\tau'$  = peso specifico efficace del terreno

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nell'ipotesi di assenza di falda (Muller –Breslau):

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right)^2}$$

essendo

$\beta = 90^\circ$  : inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale;

$\phi$  = angolo d'attrito interno del terreno ;

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro ;

$\varepsilon$  = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

L'azione sismica agente sulle opere di sostegno è stata valutata attraverso lo spettro di progetto previsto dal D.M. 14.01.2008. È stato considerato il contributo dovuto al sisma per la zona sismica in esame secondo i criteri indicati in relazione generale:

Gli spettri elastici di cui al D.M. 14.01.2008 sono riportati di seguito

$$S_e = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (2a)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (2b)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (2c)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad T_D \leq T \leq 4.0 \text{ s} \quad (2d)$$

I parametri spettrali relativi all'area nella quale ricadono le opere in epigrafe (Zona Sismica II) sono riportati in tabella 3:

Tabella 3 – Parametri relativi al Campo Sportivo Caltavuturo (LAT. 37.817 – LONG. 13.899)

STATO LIMITE	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.056	2.396	0.276
SLD	101	0.071	2.401	0.290
SLV	949	0.166	2.499	0.329
SLC	1950	0.210	2.545	0.336

L'incremento di spinta dovuta all'azione sismica è stato valutato secondo la relazione:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \vartheta)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos \vartheta}$$

$\alpha$  = angolo formato dall'intradosso con la verticale

$\theta = \arctg [a_g S F_0]$

$a_g, S, F_0$  = i parametri spettrali per il sito in esame e per ogni stato limite

$K'$  = coeff. calcolato staticamente per  $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$  e per  $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

E' stata inoltre considerata la forza di inerzia agente sulla parete:

$$F_i = S_d \cdot W$$

essendo  $W$  il peso.

E' stato inoltre considerato l'effetto di spinta prodotto dal sovraccarico uniformemente ripartito applicato al terrapieno di monte. Nel caso di superficie rettilinea del terreno, intendendo per  $Q$  il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale, la pressione esercitata è:

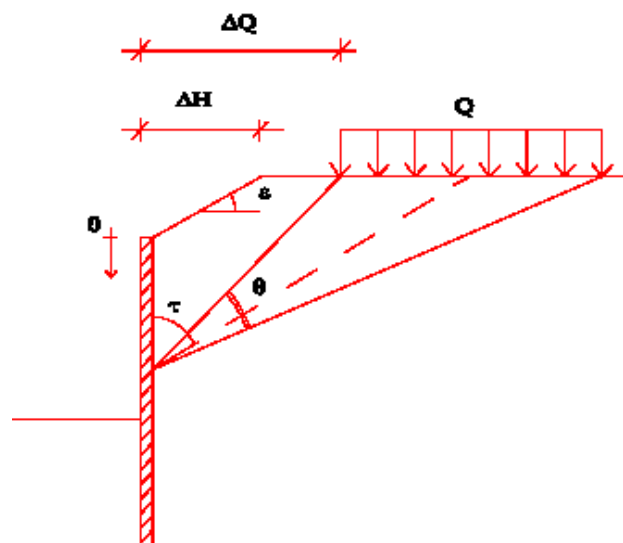
$$\sigma_v = Q$$

Nel caso di superficie del terreno ad andamento spezzato, una volta determinata la superficie di scorrimento del cuneo di massima spinta  $\rho$  in base alle formulazioni precedenti, ovvero il diagramma di carico che grava sul cuneo di spinta, si scompone tale diagramma in due strisce; la prima agente sul tratto di terreno inclinato, la seconda sul rimanente tratto orizzontale. Ognuna delle strisce di carico genererà un diagramma di pressioni sul muro i cui valori saranno determinati secondo la formulazione di *Terzaghi* che esprime la pressione alla generica profondità 'z' come sotto riportato:

$$\sigma_h = \frac{2Q}{\pi} [\Theta - \sin\Theta \cdot \cos(2\tau)] \quad \text{per} \quad \Delta Q \geq \Delta H$$

$$\sigma_h = \frac{2QW}{\pi} [\Theta - \sin\Theta \cdot \cos(2\tau)] \quad \text{per} \quad \Delta Q \leq \Delta H$$

con  $W = \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$



E' stato inoltre considerato l'effetto di spinta prodotto dal sovraccarico concentrato lineare secondo la teoria di Bousinnesq. Essendo:

$d_l$  = distanza del sovraccarico dal muro, in orizzontale;

$q_l$  = intensità del carico;

$m = q_l / H$

si ottiene il valore della pressione alla generica profondità 'z' in base alle seguenti relazioni:

$$\sigma_h = 0.203 \cdot \frac{q_l}{H} \cdot \frac{\frac{z}{H}}{\left(0.16 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right)^2} \quad \text{per} \quad m \leq 0.40$$

$$\sigma_h = \frac{4q_l}{(H \cdot \pi)} \cdot \frac{\frac{m \cdot z}{H}}{\left(m^2 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right)^2} \quad \text{per} \quad m > 0.40$$

Trattandosi di terreni di natura coesiva è stato considerato l'effetto positivo della coesione in termini di spinta secondo la relazione:

$$\sigma_h = -2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka \cdot \sqrt{1 + Rac}}$$

essendo:

$C$  = coesione dello strato;

$R_{ac}$  = rapporto aderenza/coesione assunto pari a 0.50.

La spinta passiva del terreno di valle è stata valutata secondo la relazione:

$$\sigma_{hp} \cdot R_p = \sigma_v \cdot K_p \cdot \cos \delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p \cdot \sqrt{1 + Rac}}$$

dove:

$\sigma_{hp}$  = pressione passiva orizzontale;

$R_p$  = coeff. di riduzione della spinta passiva;

$\sigma_v$  = pressione verticale;

$K_p$  = coefficiente di spinta passiva dello strato di calcolo;

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}}\right)^2}$$

$\delta$  = coeff. di attrito terra-parete;

$C$  = coesione;

$R_{ac}$  = rapporto aderenza/coesione.

Definiti i contributi di spinta viene eseguito l'equilibrio in termini di pressioni risultanti sul diaframma. Il diaframma è una struttura deformabile, tale che in funzione degli spostamenti che assume è in grado di mobilitare pressioni attive o passive del terreno circostante. Il calcolo delle pressioni in equilibrio sul diaframma viene differenziato in relazione alle diverse tipologie strutturali e gli schemi statici conseguenti.

Le pressioni agenti sul diaframma sono la pressione attiva di monte sul tratto a sbalzo e la differenza tra pressioni passive di valle e pressioni attive di monte sul tratto infisso. In questo caso risultano incognite la lunghezza di infissione  $H_i$ , la reazione al piede  $R_p$  e la forza di trazione dell'ancoraggio  $T_r$ .

Stabilita una lunghezza  $H_i$  di tentativo, si determinano  $R_p$  e  $T_r$  dall'equilibrio alla traslazione e alla rotazione, quindi si verifica che il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del diaframma rispetto al punto di ancoraggio sia superiore a quello ammissibile di progetto. Stabilite le pressioni applicate al diaframma e le reazioni ai vincoli, si determinano le sollecitazioni con i consueti metodi della scienza delle costruzioni. Poiché le pressioni sul diaframma sono state determinate considerando il diaframma rigido, ciò porta in generale ad una sovrastima dei momenti flettenti. In queste condizioni la teoria di Rowe prevede la riduzione dei momenti sulla base di relazioni desunte sperimentalmente ed ottenute mediante grafici. I diagrammi vengono letti in funzione dei parametri:

$\rho$  = coefficiente di flessibilità:  $H^4/EJ$ ;

$H$  = lunghezza del diaframma;

$E$  = modulo elastico del diaframma;

$J$  = momento di inerzia del diaframma;

$\alpha$  =  $H_t / H$ ;

$H_t$  = altezza terrapieno;

$S_n$  = numero di stabilità:  $1.25 \cdot c/\tau H$ ;

$c$  = coesione;

$\tau$  = peso specifico terreno.

### ***8. Verifiche geotecniche per le altre opere strutturali***

Le verifiche geotecniche condotte sulle altre opere in progetto (corpi scala e piastra serbatoio di accumulo) sono state eseguite valutando carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Si rimanda per i dettagli ai fascicoli di verifica geotecnica.

## 9. Verifiche dei cordoli di fondazione delle recinzioni

Per i cordoli di fondazione delle recinzioni sono state eseguite le verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento previsti dalla specifica normativa per gli impianti sportivi. In particolare l'ipotesi a base di calcolo è che sulle recinzioni, per un'altezza di 2.20 m dal piano campagna agisca una pressione di 0.80 kN/mq. Le verifiche di seguito riportate si riferiscono al modulo standard di lunghezza 2.50 ml.

### 9.1. CORDOLO TIPO1

Altezza cordolo	0.50	m		
Base	0.30	m		
Lunghezza	2.50	m		
Altezza ala	0.20	m		
Larghezza ala	0.20	m		
Interasse	2.50	m		
Interramento	0.05	m		
Altezza recinzione	2.20	m		
Attrito fondazione terreno	17.00	°		
<b>Peso recinzione</b>	<b>275</b>	kg		
- peso unitario	50.00	kg/mq		
<b>Peso cordolo</b>	<b>1437.50</b>	kg		
- anima	937.50	kg		
- ala	500.00	kg		
<b>Spinta passiva</b>	<b>3921.22</b>	kg		
- c	0.05	kg/cm <sup>2</sup>		
- gamma	2000.00	kg/mc		
- fi	26.00	°		
- coeff. Kp	2.56			
<b>Peso terreno</b>	<b>581.25</b>	kg		
- anima	56.25	kg		
- ala	525.00	kg		
<b>Momento stabilizzante</b>	<b>1456.35</b>	kgm	<b>Forza stabilizzante</b>	<b>4622.49</b> kg
- contributo recinzione	96.25		- contributo recinzione	84.08
- contributo terreno	203.44		- contributo terreno	177.71
- contributo cordolo	503.13		- contributo cordolo	439.49
- contributo spinta passiva	653.54		- contributo spinta passiva	3921.22
<b>Momento ribaltante</b>	<b>726.00</b>	kgm	<b>Forza instabilizzante</b>	<b>440.00</b> kg
- pressione unitaria	80.00	kg/mq		
<b>Coeff. di sicurezza al rib.</b>	<b>2.01</b>		<b>Coeff. di sicurezza allo scorrimento</b>	<b>10.5</b>

Le verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento sono soddisfatte.

## 9.2 CORDOLO TIPO 2

Altezza cordolo	0.70	m		
Base	0.30	m		
Lunghezza	2.50	m		
Altezza ala	0.20	m		
Larghezza ala	0.10	m		
Interasse	2.50	m		
Fuori terra	-0.20	m		
Altezza recinzione	2.20	m		
Attrito fondazione terreno	17.00	°		
<b>Peso recinzione</b>	<b>275</b>	kg		
- peso unitario	50.00	kg/mq		
<b>Peso cordolo</b>	<b>1562.50</b>	kg		
- anima	1312.50	kg		
- ala	250.00	kg		
<b>Spinta passiva</b>	<b>3601.09</b>	kg		
- c	0.05	kg/cmq		
- gamma	2000.00	kg/mc		
- fi	26.00	°		
- coeff. Kp	2.56			
<b>Peso terreno</b>	<b>225.00</b>	kg		
- anima	0.00	kg		
- ala	225.00	kg		
<b>Momento stabilizzante</b>	<b>1355.88</b>	kgm	<b>Forza stabilizzante</b>	<b>4231.66</b> kg
- contributo recinzione	68.75		- contributo recinzione	84.08
- contributo terreno	56.25		- contributo terreno	68.79
- contributo cordolo	390.63		- contributo cordolo	477.70
- contributo spinta passiva	840.25		- contributo spinta passiva	3601.09
<b>Momento ribaltante</b>	<b>704.00</b>	kgm	<b>Forza instabilizzante</b>	<b>440.00</b> kg
- pressione unitaria	80.00	kg/mq		
<b>Coeff. di sicurezza al rib.</b>	<b>1.93</b>		<b>Coeff. di sicurezza allo scorrimento</b>	<b>9.6</b>

Le verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento sono soddisfatte.



## **10. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

Lo studio della stabilità dei pendii naturali ha richiesto osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate sui dati acquisiti e sullo studio geologico ove sono precisati l'origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, sono state effettuate le caratterizzazioni geotecniche dei terreni e delle rocce, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità.

Tutti gli elementi raccolti hanno permesso la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo che tiene conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali. La verifica di sicurezza è stata eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.