



# COMUNE DI CETRARO



## MESSA IN SICUREZZA BACINO E MIGLIORAMENTO FUNZIONALITÀ AREA PORTUALE

### Progetto Definitivo

#### C – OPERE MARITTIME

**C.04**

### RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Data:

**06-05-2022**

Scala:

PROGETTAZIONE:



Architetto  
MICHELE GONINO  
Geologo  
CATERINA CUCINOTTA

#### PROJECT MANAGER

ing. Giuseppe Bernardo



#### PROGETTISTA

ing. Giuseppe Bernardo  
arch. Michele Gonino  
ing. Massimo Tondello  
ing. Pasquale Filicetti  
ing. Gianfranco Crudo

#### GEOLOGO

geol. Caterina Cucinotta

#### GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi  
ing. Roberta Chiara De Clario  
ing. Simone Fiumara  
arch. Francesca Gangemi  
arch. Emanuela Panarello  
ing. Silvia Beriotto  
ing. Nicola Sguotti

REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P.  ing. F. Antonuccio	Visti/Approvazioni
----------------------------------	--------------------

Codice elaborato:

DNC120\_PE\_C.03\_2022-04-04\_R0\_REL GEOTECNICA OOMM\_FZZ.docx



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLE OPERE CHE INTERAGISCONO CON IL TERRENO</b>	<b>5</b>
3.1	<i>OPERE DI SOSTEGNO E OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO</i>	7
3.2	<i>OPERE DI FONDAZIONE – FONDAZIONI SU PALI</i>	9
<b>4</b>	<b>VERIFICA DELL'INSIEME PONTILE-SCOGLIERA</b>	<b>11</b>
4.1	<i>AZIONI DI CALCOLO</i>	13
4.2	<i>CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELL'INSIEME BANCHINA-SCOGLIERA</i>	15
4.3	<i>VERIFICA SEZIONE 1</i>	24
4.4	<i>VERIFICA SEZIONE 2</i>	42
<b>5</b>	<b>PALI DI ANCORAGGIO DEI PONTILI GALLEGGIANTI</b>	<b>50</b>

**COMUNE DI CETRARO**

**PROGETTO ESECUTIVO: "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale"**

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

---

## **1 PREMESSA**

La presente Relazione Geotecnica resa nell'ambito del Progetto Esecutivo dei lavori di "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale" del porto di Cetraro (CUP I37D18000000002 – CIG 74230541F2), descrive i calcoli effettuati ai fini delle verifiche geotecniche delle opere marittime relative alle scogliere all'ingresso dell'imboccatura portuale e dei pali di ancoraggio dei pontili galleggianti.

## 2 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Lo Studio Geologico ha permesso di ricostruire gli aspetti geologico-strutturali dell'ambito d'interesse, nonché le caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area, ponendo particolare attenzione alla ricostruzione del quadro geomorfologico e morfodinamico, nonché all'aspetto idrogeologico della zona di interesse, il tutto al fine di individuare un modello geologico-tecnico da porre a base della progettazione.

I risultati delle indagini condotte hanno condotto alla ricostruzione del profilo geotecnico di riferimento in cui, in funzione del comportamento fisico-meccanico, sono individuati gli orizzonti presenti nell'ambito del volume geotecnico significativo:

- **Terreni di copertura (C)** - da incoerente (o granulare) a poco coesivo per i terreni di copertura, correlati rispettivamente al deposito costiero nell'area portuale e alla coltre detritico-eluviale nell'area dello svincolo stradale, classificati dal punto di vista sismico come suoli intermedi;
- **Substrato rigido (S)** - da semi-lapideo a lapideo per il substrato epimetamorfico e carbonatico con caratteristiche di suoli rigidi.

Il profilo geotecnico di riferimento è stato ricostruito con gli orizzonti sabbioso-ghiaiosi dei terreni di copertura (C) dell'area portuale (indicati con il pedice port) distinti in base ai valori di  $N_{60}$  con numeri crescenti dall'alto verso il basso.

Con lo stesso criterio sono denominati i terreni di copertura nell'area dello svincolo stradale (pedice strad) con gli orizzonti distinti in base alle caratteristiche litologiche (dt = detrito; sf = facies metamorfica, alterata (a) e fratturata (f); c = facies carbonatica) e alla rigidità (rigido o lapideo).

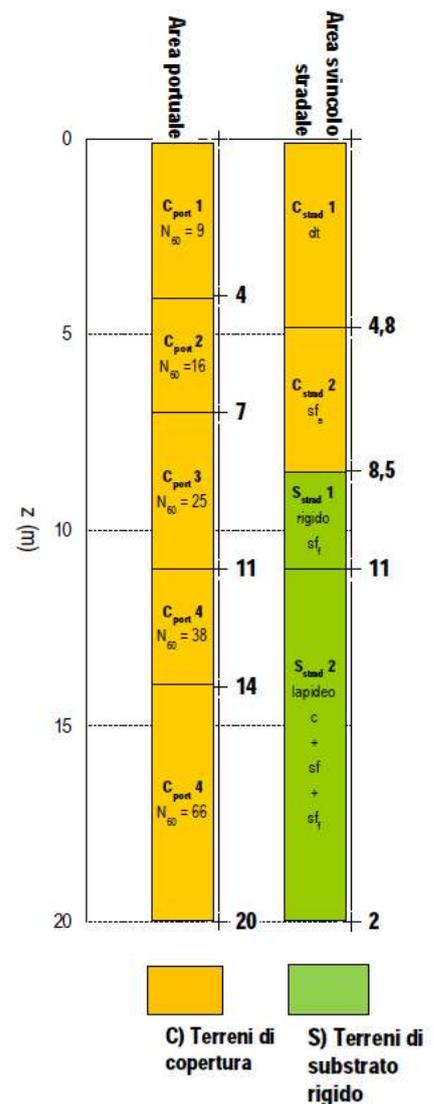


Figura 2-1 Profilo geotecnico di riferimento

Per approfondimenti sul modello geotecnico di riferimento si rimanda all'elaborato B.04 "Relazione sismica"

### **3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLE OPERE CHE INTERAGISCONO CON IL TERRENO**

Il progetto delle opere e degli interventi che interagiscono con il terreno si articola nelle seguenti fasi di studio:

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

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo di terreno, cioè la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

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 indicate nel D.M. 17/01/2018.

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della tabella che segue (Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018).

**Tabella 3-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  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) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

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 Tab. 6.2.II (D.M. 17/01/2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  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  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera.

**Tabella 3-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Rif. Tab. 6.2.II D.M.**

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	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Le opere e i sistemi geotecnici devono anche 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 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 nelle combinazioni di carico per gli SLE e

$C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Sulla base degli interventi di progetto con riferimento alle tipologie di opere geotecniche di cui al D.M. 17/01/2019, sarà necessario operare due tipi di verifica:

- Per le banchine costituite da rilevato in massi naturali e massi artificiali (Rif. D.M. 17/01/2019: **opere di sostegno e opere di materiali sciolti e fronti di scavo**);
- Per i pali di ancoraggio dei pontili galleggianti (Rif. D.M. 17/01/2019: **opere di fondazione – fondazioni su pali – pali soggetti a carichi trasversali**).

### 3.1 Opere di sostegno e opere di materiali sciolti e fronti di scavo

#### 3.1.1 Verifiche agli stati limite delle opere di sostegno

In accordo al punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, per i muri di sostegno e per le strutture ad essi assimilabili, le verifiche di sicurezza devono essere condotte considerando tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che 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.

In particolare, ci si deve riferire ai seguenti stati limite::

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - **scorrimento** sul piano di posa;
  - **collasso per carico limite** del complesso fondazione-terreno;
  - **ribaltamento**;
  - **stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - **raggiungimento della resistenza** negli elementi strutturali.

Le verifiche, ad eccezione della verifiche di stabilità globale, devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I (D.M. 17/01/2018).

**Tabella 3-3 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno - Rif. Tab. 6.5.I D.M. 17/01/2018**

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

### 3.1.2 Verifica di stabilità globale

Le NTC 2018 indicano per la verifica di stabilità due scenari:

- **pendio naturale**, da analizzare con i parametri caratteristici dei terreni sia in condizioni statiche che sismiche: per le verifiche della stabilità di pendii naturali si adopera l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) con (A2=M2=1);
- **fronte di scavo**, da analizzare con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 in condizioni statiche e con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 con coefficienti unitari su azioni e parametri geotecnici (A2=M2=1) in condizioni sismiche.

In accordo al punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, nel caso dei muri di sostegno, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno in condizioni statiche deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 - *Opere di materiali sciolti e fronti di scavo*, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II (D.M. 17/01/2018) per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I (D.M. 17/01/2018) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

**Tabella 3-4 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - Rif. Tab. 6.8.I D.M. 17/01/2018**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Secondo quanto indicato al punto 7.11.6.2.2 delle NTC 2018, in presenza di sisma, per i muri di sostegno deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 - *Fronti di scavo e rilevati, nel quale si specifica che «l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica»*.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h W$  ed  $F_v = k_v W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

con

- $S$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e

dell'amplificazione topografica (SS);

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.I del D.M. 2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

**Tabella 3-5 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - Rif. Tab. 7.11.I D.M. 17/01/2018**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

A seguire si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza richiesti dalla norma per le verifiche di stabilità globale dei "Fronti di scavo e rilevati":

- $\gamma_R = 1,10$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

### 3.2 Opere di fondazione – fondazioni su pali

#### 3.2.1 Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Per la tipologia di palo prescelta, pali infissi sul fondale, liberi di ruotare in testa e soggetti esclusivamente ad azioni trasversali, le verifiche geotecniche sono state eseguite esclusivamente nei riguardi di questi ultimi.

Come da normativa, l'analisi è stata effettuata secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.4.VI e 6.4.VI del D.M. del 17/01/2018.

**Tabella 3-6 Coefficiente parziale  $\gamma_T$  da applicare per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a**

## carichi trasversali- Rif. Tab. 6.4.VI D.M. 17/01/2018

Coefficiente parziale (R3)
----------------------------

$$\gamma_T = 1,3$$

**Tabella 3-7 Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate- Rif. Tab. 6.4.IV D.M. 17/01/2018**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali,  $R_{t,k}$ , è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{t,cal}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine e il coefficiente parziale  $\gamma_T$  riportato nella Tabella 6.4.VI del D.M. del 2018.

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

## 4 VERIFICA DELL'INSIEME PONTILE-SCOGLIERA

Nell'area intorno alla testata del molo di sottoflutto, al fine di mettere in sicurezza il bacino portuale, è prevista la realizzazione di una scogliera, dimensionata nell'elaborato C.02 "Relazione di calcolo delle Opere Marittime", per ridurre l'agitazione interna.

Il tratto di scogliera previsto, posto internamente al porto, si svilupperà parallelamente al I braccio del pontile trasversale della darsena turistica e sarà così costituito:

- lunghezza di 30 m;
- quota di coronamento posta a quota +1,20 m per una larghezza di 1,70 m;
- mantellata con pendenza 1(V):1,5(H) costituita da un doppio strato di massi naturali di seconda categoria (pezzatura variabile da 1,0 a 2,0 t), con spessore complessivo pari a 1,70 m.

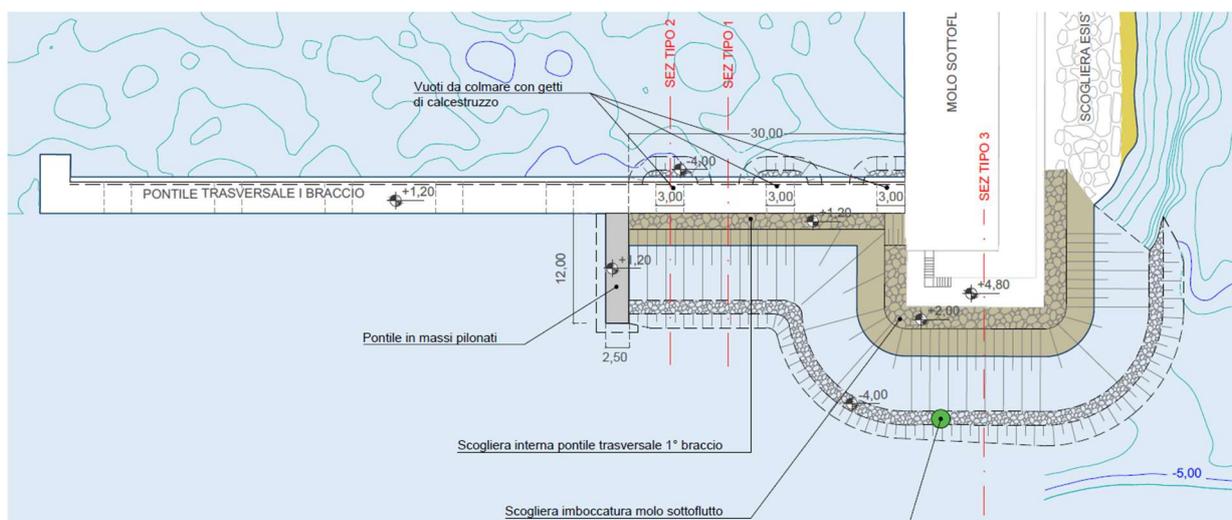
Nella tabella seguente vengono riportati i parametri geotecnici assunti nelle verifiche geotecniche delle opere di progetto per i suddetti materiali di cava e per i massi artificiali ("cubi antifer") disposti in strati e/o in mucchio:

**Tabella 4-1 Parametri geotecnici materiali di cava e massi artificiali**

Terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)
Pietrame 50 – 500 kg	20.80	22.80	0.05	45.00
Massi di cava	18.20	21.20	0.00	45.00

(\*) Data l'elevata capacità che hanno i massi di tale pezzatura di incastrarsi tra loro, offrendo una consistente resistenza al mutuo sfilamento, si considera per questi una coesione apparente di 0.05 kPa.

Considerando che tale scogliera sarà realizzata a ridosso del pontile esistente, risulta necessaria la verifica dell'insieme costituito dai massi pilonati e dalla scogliera. Inoltre, affinché la scogliera non interferisca con l'attracco delle imbarcazioni all'interno della turistica, nei vuoti tra due massi pilonati consecutivi saranno posti in opera nuovi massi sempre in cls.



**Figura 4-1 Stralcio planimetrico**

Le verifiche eseguite riguardano due sezioni distinte:

- **Sezione 1** in corrispondenza dei massi pilonati esistenti.

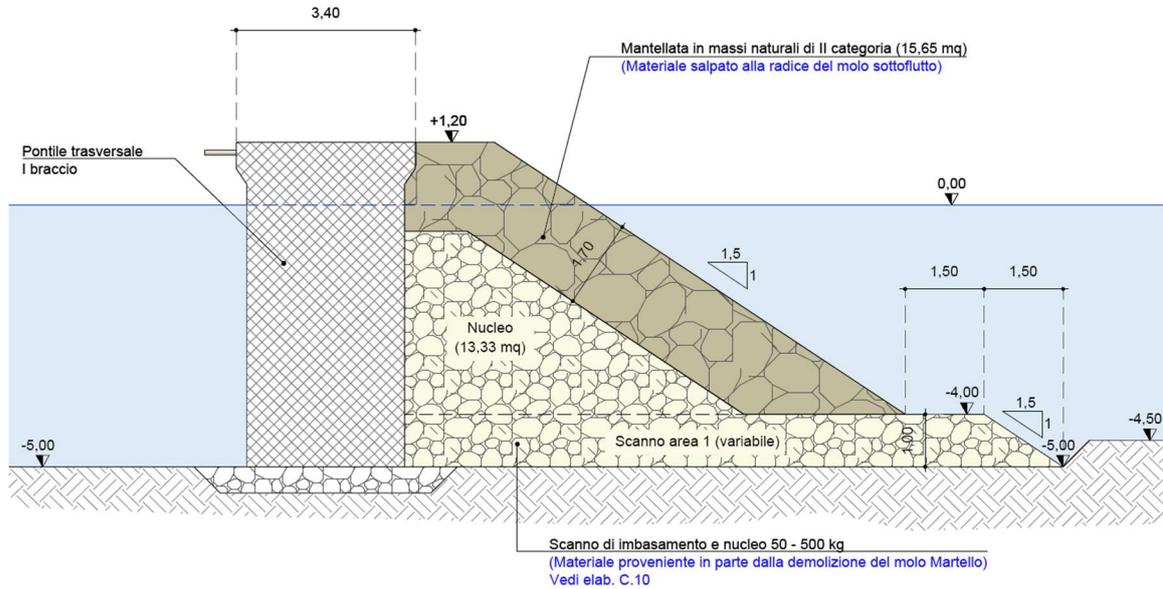


Figura 4-2 Sezione n.1 di calcolo

- **Sezione 2** in corrispondenza dei vuoti tra due massi pilonati esistenti consecutivi, in cui è previsto l'inserimento di nuovi elementi in cls.

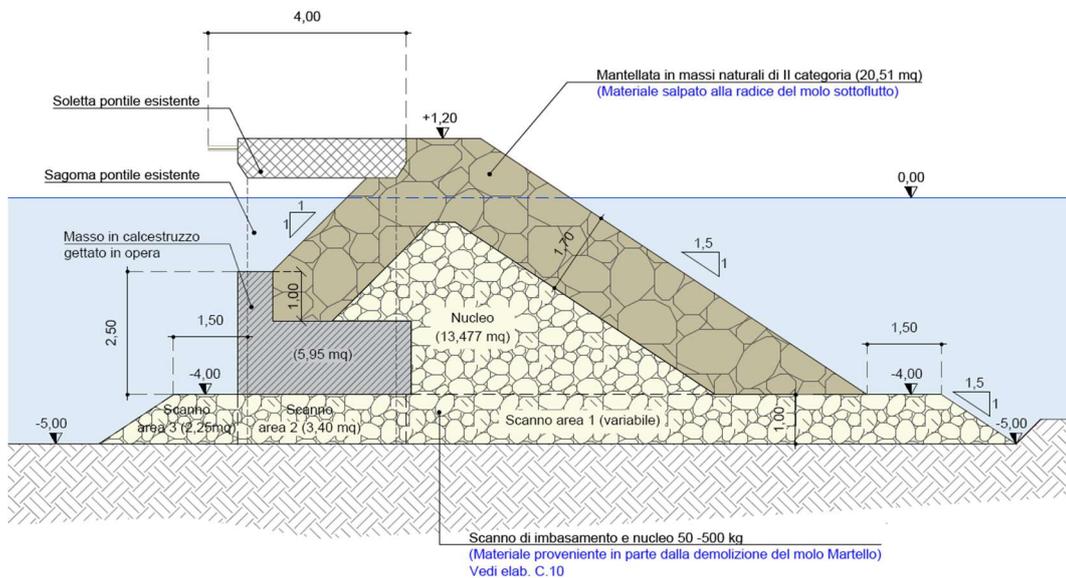


Figura 4-3 Sezione n.2 di calcolo

Ai fini delle verifiche geotecniche, sia i massi artificiali esistenti che quelli di nuova realizzazione sono stati assimilati ad un muro di sostegno; pertanto, le verifiche di sicurezza sono state svolte con riferimento alle indicazioni di cui al punto 6.5.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, in condizioni statiche, e alle

indicazioni di cui ai punti 7.11.1 e 7.11.6.2 dello stesso D.M., in condizioni sismiche, come riportato nel paragrafo 3.1.

La verifiche a scorrimento, ribaltamento e di capacità portante sono state condotte in riferimento alle indicazioni presenti nelle N.T.C. 2018 mediante l'ausilio del software MAX 15.0, prodotto dalla ditta Aztec Informatica. Le verifiche di stabilità sono state condotte mediante l'ausilio del software STAP Full 14, anch'esso prodotto dalla ditta Aztec informatica.

#### 4.1 Azioni di calcolo

In fase di esercizio sui massi agiscono azioni permanenti, azioni variabili e azioni sismiche:

##### AZIONI PERMANENTI:

- peso proprio massi artificiali in cls
- peso specifico massi da scogliera

$$\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{massi}} = 26,00 \text{ kN/m}^3$$

##### AZIONI VARIABILI

Il sovraccarico variabile Q agente sul massiccio è stato considerato pari a 2,00 kN/m<sup>2</sup>.

##### AZIONE SISMICA

Utilizzando, le formulazioni di cui al punto 7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/2018, l'azione sismica è stata valutata ricorrendo all'analisi pseudo-statica nella quale la stessa si considera come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche geotecniche (*Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite*), i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0,38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0,47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  utilizzati per la determinazione delle azioni di cui a seguire sono quelli relativi allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della vita.

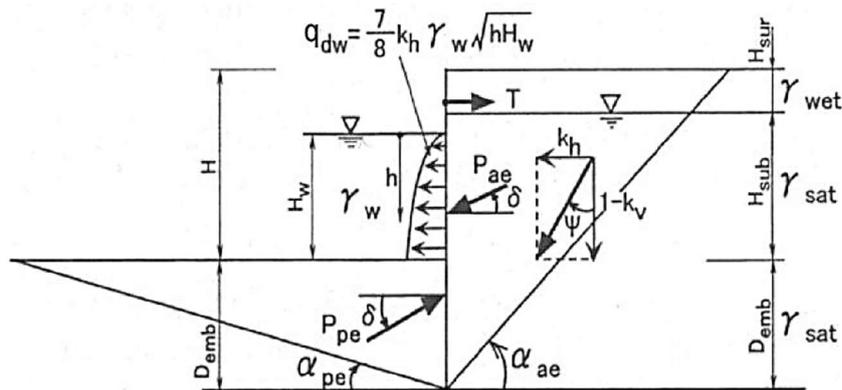
**Spinta idrodinamica in presenza di sisma**

In accordo con quanto specificato nell'Eurocodice 8, nelle verifiche sismiche, in presenza di acqua libera e opera di sostegno impermeabile, è necessario considerare il contributo  $q_{dw}(h)$  della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema (Figura 4.1). Tale contributo si ricava attraverso la formulazione di WESTERGAARD appresso riportata:

$$q_{dw}(h) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w h}$$

dove:

- $H_w$  è la quota del pelo libero dell'acqua (altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica);
- $h$  è l'ordinata diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua;
- $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua di mare.



**Figura 4-4 Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina**

Integrando l'espressione sopra riportata si ottiene il valore della spinta  $P_{dw}$  applicata a  $0,4 H_w$  (a partire dal fondale):

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

Tale azione risulta esercitata per metro lineare di opera.

Il valore della spinta idrodinamica dell'acqua nel caso in esame risulta pari a:

**$P_{dw} = 820 \text{ kg}$**

Essendo:

- $k_h = 0,054$
- $\gamma_w = 1,03 \text{ t}$
- $H_w = 5 \text{ m}$

Essa presenta un braccio, valutato dal fondale, pari a  $0,4 H_w = 2,00 \text{ m}$ .

## 4.2 Criteri generali di verifica dell'insieme banchina-scogliera

### 4.2.1 Fasi di calcolo

Le verifiche sono state condotte secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno sull'opera e valutazione di tutti i carichi agenti sulla stessa (pesi propri, sovraccarichi, azioni sismiche, etc.);
- verifiche di stabilità globali del muro (scorrimento, ribaltamento) ed allo schiacciamento del terreno di fondazione;
- verifica di stabilità del pendio su cui il muro insiste.

### 4.2.2 Spinta delle terre

Il problema principale nel calcolo di un muro di sostegno è la determinazione della spinta che il terrapieno esercita sul muro stesso.

Le basi della teoria classica della spinta delle terre furono gettate nel 1773 da COULOMB. Seguirono gli studi di PONCELET nel 1840 e la teoria del masso illimitato di RANKINE. Le teorie di COULOMB E RANKINE e quelle da esse derivate sono ancora oggi quelle più usate per il calcolo dei muri di sostegno. Fra i metodi di calcolo derivati dalla teoria di COULOMB riveste particolare importanza il metodo di CULMANN (METODO DEL CUNEO DI TENTATIVO), utilizzato nel caso in esame.

Tale metodo consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti, a differenza di quello di COULOMB che considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito.

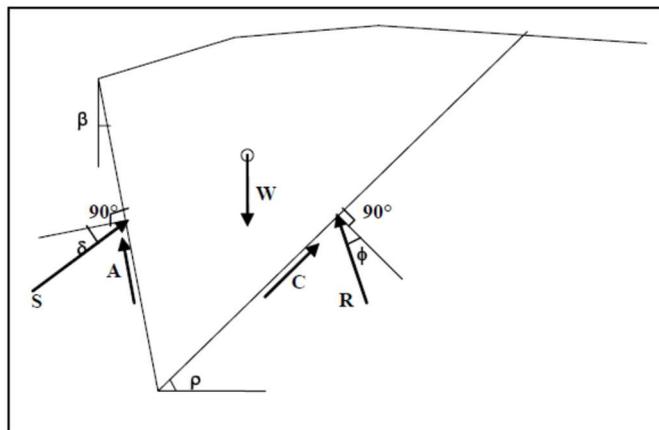


Figura 4-5 Schema risolutivo metodo di Culmann

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità  $z$ , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è possibile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete.

### **Spinta in presenza di falda**

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove:

$\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori);

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### **Spinta in presenza di sisma**

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di MONONOBE-OKABE.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(C)$  essendo  $C$  il coefficiente di intensità sismica.

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

con  $A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$ , che nel metodo di MONONOBE-OKABE, viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W$$

$$F_{iV} = \pm k_v W$$

in cui  $W$  rappresenta il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi ed è applicata nel baricentro dei pesi.

#### 4.2.3 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ :

$$\frac{F_r}{\eta_s} \geq F_s \Rightarrow \frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

dove

- $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + cB$  è la resistenza di progetto, con:
  - $N$  la componente normale al piano della fondazione del carico totale gravante in fondazione;
  - $\delta_f$ : angolo di attrito fondazione-terreno;
  - $c$ : adesione terreno fondazione;
  - $B$ : larghezza della fondazione reagente.
- $F_s$  è la risultante delle azioni orizzontali agenti, ovvero la componente della spinta e la componente delle forze d'inerzia entrambe parallele al piano di fondazione.
- $\eta_s = \gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - **1,10 in condizioni statiche;**
  - **1,00 in condizioni sismiche.**

#### 4.2.4 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel verificare che il rapporto tra il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ :

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \eta_R$$

Dove:

- $M_{stab}$  è pari alla sommatoria dei momenti stabilizzanti agenti, ovvero il peso del muro (applicato nel baricentro) e l'eventuale peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa dovrà essere considerata stabilizzante o ribaltante in funzione del segno dell'angolo d'attrito terra-muro;
- $M_{rib}$  è pari alla sommatoria dei momenti ribaltanti agenti, ovvero dalla componente orizzontale della spinta e dalle forze di inerzia del muro per i rispettivi bracci;
- $\eta_R = \gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - **1,15 in condizioni statiche;**
  - **1,00 in condizioni sismiche;**

#### 4.2.5 Verifica al carico limite

La verifica al carico limite risulta soddisfatta se il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_q$ .

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

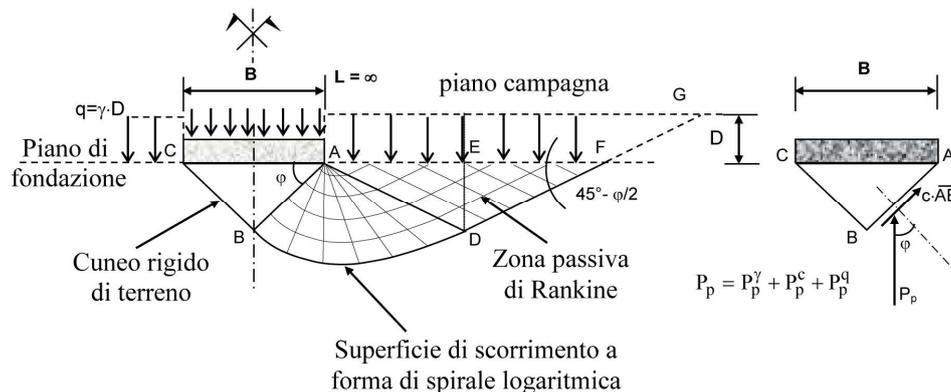
dove

- $Q_u$ , rappresenta il carico limite;
- $R$  è la risultante verticale dei carichi in fondazione
- $\eta_q = \gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - **1,40 in condizioni statiche;**
  - **1,20 in condizioni sismiche;**

È bene ricordare che i due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da PRANDTL (1920) e TERZAGHI (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di MOHR-COULOMB.

In particolare, il meccanismo di rottura di TERZAGHI che ipotizza, secondo uno schema più aderente alle condizioni reali, la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo  $\varphi$  rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (Figura 4-6 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante).



**Figura 4-6 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante**

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Secondo la teoria, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio.

Nel caso di studio, per la determinazione del carico limite è stata utilizzata la formulazione di

VESIC (1975), una estensione della formula trinomia di TERZAGHI, rispetto alla quale vengono rimosse alcune ipotesi semplificative introducendo dei coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, degli effetti di carichi inclinati o eccentrici e di quelli connessi con l'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna:

$$q'_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 B' \cdot \gamma_2^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

c	coesione;
$\varphi$	angolo di attrito;
$\delta$	angolo di attrito terreno-fondazione;
$\gamma$	peso specifico del terreno;
B	larghezza della fondazione;
L	lunghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa della fondazione;
$s_c, s_q, s_\gamma$	fattori di forma;
$i_c, i_q, i_\gamma$	fattori di inclinazione del carico;
$g_c, g_q, g_\gamma$	fattori di inclinazione del terreno;
$b_c, b_q, b_\gamma$	fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione;
$d_c, d_q, d_\gamma$	fattori di profondità;

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  rappresentano i fattori di capacità portante e sono dati dalle seguenti relazioni:

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

$$N_q = tg^2(\pi/4 + \varphi'/2) e^{\pi tg \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg \varphi'$$

Il termine q rappresenta il sovraccarico laterale calcolato in funzione della profondità del piano di posa  $D_f$  e della profondità della falda  $D_w$  attraverso la relazione:

$$q = q' = \gamma_1 D_f \quad \text{per fondazione sommersa}$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w) \quad \text{se } D_w < D_f$$

$$q = q' = \gamma_1 D_f \quad \text{se } D_w \geq D_f$$

Il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione  $\gamma_2^*$  si assume pari al peso di volume sommerso  $\gamma_2'$ , o al peso di volume naturale  $\gamma_2$ , oppure al valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

$$\gamma_2^* = \gamma_2' \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f \text{ o fondazione sommersa}$$

$$\gamma_2^* = \left[ \gamma_2 (D_w - D_f) + \gamma_2' (D_f + B - D_w) \right] / B \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

$$\gamma_2^* = \gamma_2 \quad \text{se } 0 \leq D_w < D_f$$

Se oltre alla forza verticale centrata  $Q_v$ , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti ( $M_B$  longitudinali o  $M_L$  trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte  $B' \times L'$  nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano

con le relazioni seguenti:

$$e_B = M_B / Q_V \quad \text{eccentricità trasversale del carico}$$

$$e_L = M_L / Q_V \quad \text{eccentricità longitudinale del carico}$$

$$B' = B - 2e_B \quad \text{larghezza della fondazione fittizia}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{lunghezza della fondazione fittizia}$$

Le formule per il calcolo dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

**Fattori di forma**

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non possa considerarsi nastriforme ( $L'/B' \leq 5$ ) e si valutano come:

$$s_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{tg} \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L')$$

**Fattori di inclinazione del carico**

I fattori di inclinazione del carico vanno tenuti in conto se oltre alla forza verticale  $Q_v$  agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali ( $Q_B$  parallela a B o  $Q_L$  parallela a L) e, pertanto, la risultante del carico. Essi si valutano applicando le seguenti relazioni:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \operatorname{tg} \varphi'$$

$$i_q = [1 - Q_h/(Q_v + c' B' L' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - Q_h/(Q_v + c' B' L' \cot \varphi')]^{m+1}$$

con:

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0,5}$$

$$m_L = (2 + L'/B')/(1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L')/(1 + B'/L')$$

$$\theta = \operatorname{arctg}(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

**Fattori di inclinazione del piano di campagna**

I fattori di inclinazione del piano campagna si applicano per inclinazioni delle pendenze del pendio  $\beta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni, valide per  $\beta < \varphi'$ :

$$g_c = 1 - \beta/147 \quad (\beta \text{ in gradi})$$

$$g_q = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

Fattori di inclinazione del piano di posa

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione si applicano per inclinazioni  $\eta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni:

$$b_c = 1 - \eta/147 \quad (\eta \text{ in gradi})$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi')^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$b_\gamma = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi')^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

Fattori di profondità

I fattori di profondità tengono conto della resistenza a taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non si considerano i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano applicando le seguenti relazioni:

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi')$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

con k pari a

$$D_f/B' \quad \text{se } D_f/B' \leq 1$$

$$\operatorname{arctg}(D_f/B') \quad \text{se } D_f/B' > 1$$

nella quale  $D_f$  è la profondità del piano di posa.

**4.2.6 Verifica di stabilità globale**

L'analisi di stabilità di un pendio è un problema molto complesso e di difficile schematizzazione, soprattutto per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza a taglio del terreno. Determinante risulta la caratterizzazione geomorfologica della zona sede dell'eventuale movimento franoso, nonché la caratterizzazione stratigrafica, l'individuazione del livello di falda, la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti gli strati, ecc.

I diversi metodi di calcolo della stabilità globale presenti in letteratura si basano sul concetto dell'equilibrio limite globale, che ipotizza per il terreno un comportamento rigido – perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi semplificativa, consegue che:

- a) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- b) la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;
- c) la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;
- d) non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

La superficie di rottura, supposta nota, è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare in modo agevole le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Tutti i metodi adottano come criterio di rottura il criterio di MOHR-COULOMB assieme al criterio delle tensioni efficaci di TERZAGHI. La resistenza a taglio disponibile è valutata secondo l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u)tg\varphi' = c' + \sigma'tg\varphi'$$

con:

- $c'$  coesione efficace;
- $\varphi'$  angolo di attrito efficace;
- $\sigma$  tensione normale totale;
- $u$  pressione neutra.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata:

$$F = \frac{\text{resistenza a taglio disponibile}}{\text{resistenza a taglio mobilitata}} = \frac{\tau_R}{\tau}$$

Suddivisa la superficie di rottura in n strisce, supponendo che il coefficiente di sicurezza sia unico per tutta la superficie, si hanno le seguenti incognite:

- n forze normali alla base (N);
- n punti di applicazione delle forze normali;
- n forze di taglio alla base (T);
- n-1 forze normali di interstriscia (E);
- n-1 punti di applicazione delle forze normali di interstriscia (h);
- n-1 forze tangenziali di interstriscia (X);
- 1 coefficiente di sicurezza (F).

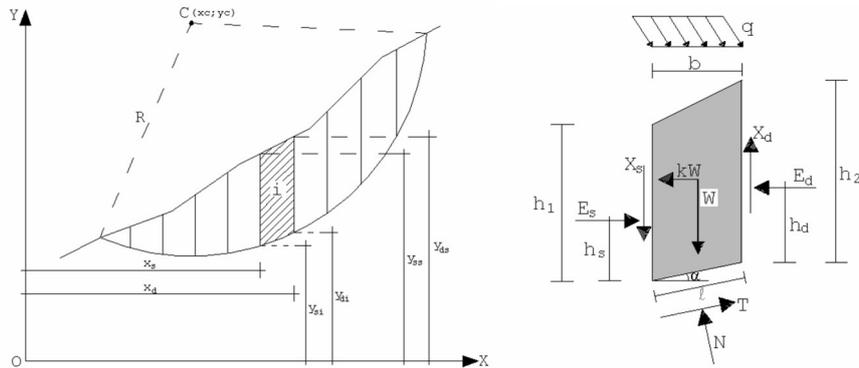
Il numero totale delle incognite è pari quindi a 6n-2. Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base N, siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero di 5n-2.

Le equazioni che si possono scrivere sono 4n

- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla rotazione;
- n equazioni di MOHR-COULOMB;

Rimangono pertanto  $(5n - 2) - 4n = n - 2$  incognite in esubero rispetto al numero delle equazioni disponibili.

I vari metodi di calcolo della stabilità dei pendii esistenti in letteratura (FELLENIOUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.



**Figura 4-7** Suddivisione della superficie di rottura in strisce (a sinistra) e singola striscia (a destra)

Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche secondo i criteri già riportati nella presente relazione, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

Pendio naturale

- $\gamma_R = 1,00$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,00$  in condizioni sismiche.

Fronte di scavo

- $\gamma_R = 1,10$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata impiegando il metodo di JANBU, la cui principale ipotesi consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia. Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di JANBU semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n [c_i b_i + (N_i / \cos \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum_i^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine  $N_i$  è espresso da

$$N_i = \frac{W_i - (c_i l_i \sin \alpha_i / F) + (u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F)}{m}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di JANBU semplificato contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

A seguire si riportano i risultati relativi alle verifiche della sezione 1 e della sezione 2.

### 4.3 Verifica sezione 1

#### 4.3.1 Azioni di progetto

Si riportano le azioni agenti sulla sezione 1 determinate secondo quanto riportato nel paragrafo 4.1.

##### AZIONI PERMANENTI:

- peso proprio massi artificiali in cls  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- massi scanno di imbasamento (valore saturo)  $\gamma_{\text{scanno}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$
- massi da scogliera (valore saturo)  $\gamma_{\text{massi}} = 21,20 \text{ kN/m}^3$

##### AZIONI VARIABILI:

- Tiro alla bitta e forza d'accosto 450 kg
- Permanente portato (non strutturale) 480 kg
- Accidentale 600 kg

##### SPINTA IDRODINAMICA IN PRESENZA DI SISMA

- $P_{dw}$  820 kg

#### 4.3.2 Condizioni e combinazioni di calcolo

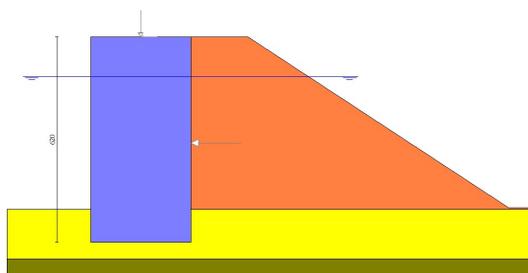


Figura 4-8 Profilo sezione 1

### CONDIZIONI DI CARICO

Condizione n° 1 (Permanente portato) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Concentrato	Paramento	-1,50; 0,00	0,00	480,00	0,00				

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Condizione n° 2 (Accidentale) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.50 - \Psi_2=0.30$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Concentrato	Paramento	-1,50; 0,00	0,00	600,00	0,00				

Condizione n° 3 (Incremento sismico acqua) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $\Psi_0=0.00 - \Psi_1=0.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Concentrato	Paramento	0,00; -3,20	820,00	0,00	0,00				

**COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale	1.30	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - GEO (A2-M2-R2)

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale	1.30	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - EQU (A1-M1-R3)

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 25 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 26 - SLEF

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 27 - SLEQ

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 28 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 29 - SLEF

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Incremento sismico acqua	1.00	0.50	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 30 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 31 - SLEF

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	0.30	Sfavorevole

Combinazione n° 32 - HYD

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 33 - UPL

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Combinazione n° 34 - HYD

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 35 - UPL

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 36 - HYD

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale	1.00	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 37 - UPL

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Permanente portato	1.50	--	Sfavorevole
Accidentale	1.50	0.70	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

### 4.3.3 Risultati spinte e forze

Simbologia adottata:

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

**COMUNE DI CETRARO**

**PROGETTO ESECUTIVO: "Messa in sicurezza bacino e miglioramento funzionalità area portuale"**

**RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kg]

C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]

P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub> Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

<b>Ic</b>	<b>A</b>	<b>V</b> [kg]	<b>I</b> [°]	<b>C<sub>x</sub></b> [kg]	<b>C<sub>y</sub></b> [kg]	<b>P<sub>x</sub></b> [m]	<b>P<sub>y</sub></b> [m]
1	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1350	--	--
2	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1620	--	--
3	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			1230	1350	--	--
4	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Incremento di spinta sismica		1156	1001	578	0,00	-4,13
	Peso/Inerzia muro			3842	44640/1921	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			298	600	--	--
5	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Incremento di spinta sismica		788	683	394	0,00	-4,13
	Peso/Inerzia muro			3842	44640/-1921	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			298	600	--	--
6	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1350	--	--
7	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1350	--	--
8	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1350	--	--
9	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1620	--	--
10	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1620	--	--

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
11	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1620	--	--
12	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			1230	1350	--	--
13	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			16250		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			1230	1350	--	--
14	Spinta statica	4583	30,00	3969	2292	0,00	-4,02
	Peso/Inerzia muro			0	58032/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			16250		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				19500	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			1230	1350	--	--
25	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	900	--	--
26	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			820	660	--	--
27	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			246	600	--	--
28	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			0	1080	--	--
29	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			410	600	--	--
30	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			820	900	--	--
31	Spinta statica	3284	30,00	2844	1642	0,00	-4,05
	Peso/Inerzia muro			0	44640/0	-1,50	-3,10
	Spinta falda da monte			12500		0,00	-4,53
	Spinta falda da valle			12500		0,00	-4,53
	Sottostinta della falda				15000	-1,50	-6,20
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-4,53
	Risultante forze sul muro			246	600	--	--

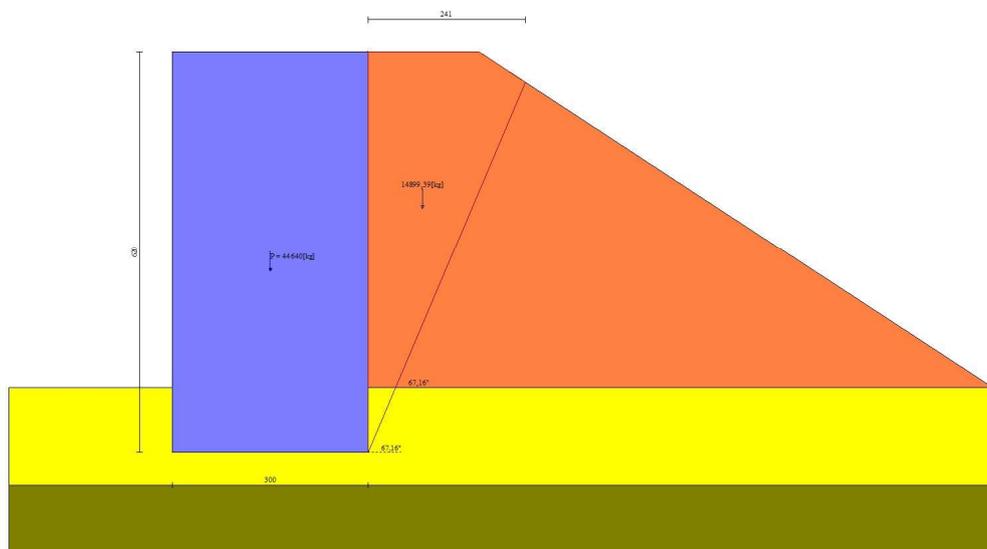


Figura 4-9 Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

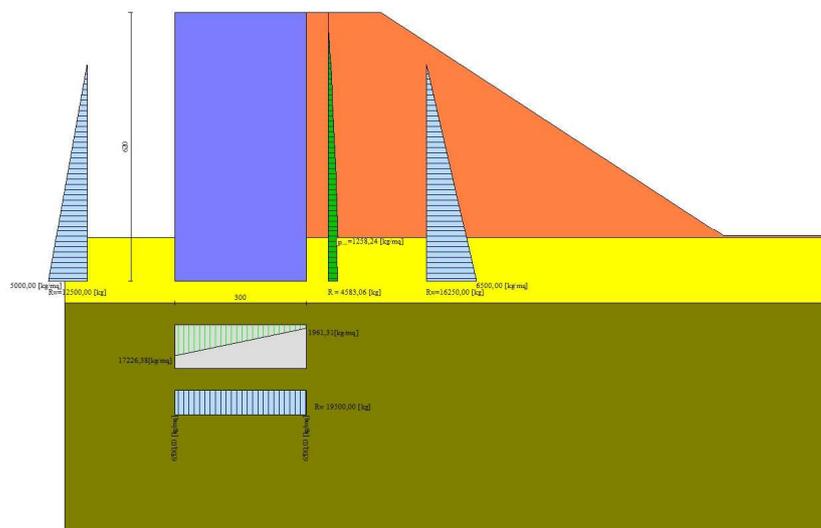


Figura 4-10 Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

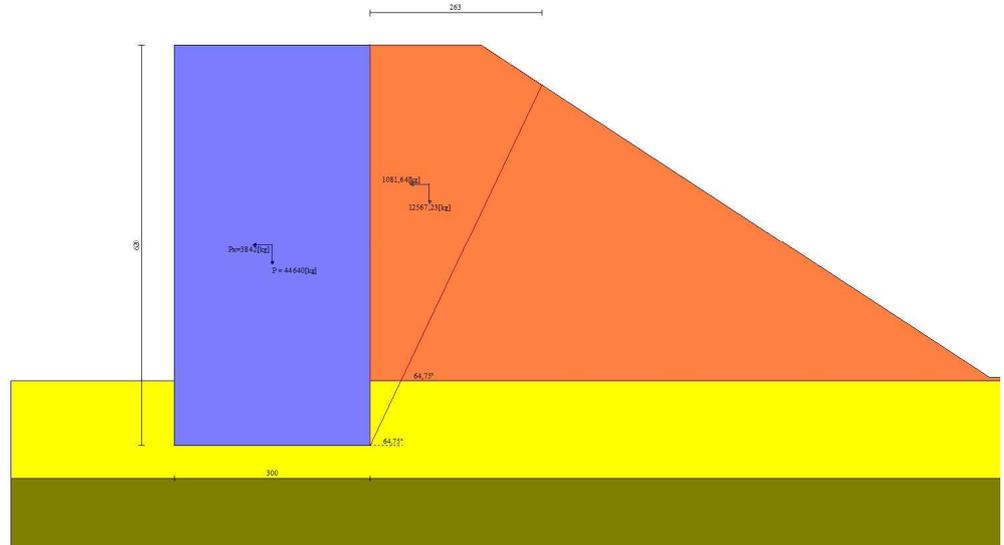


Figura 4-11 Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 4)

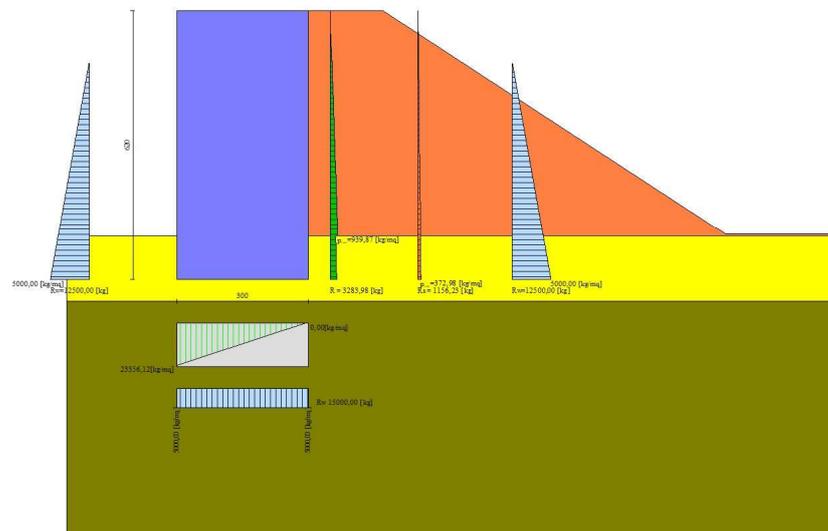


Figura 4-12 Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 4)

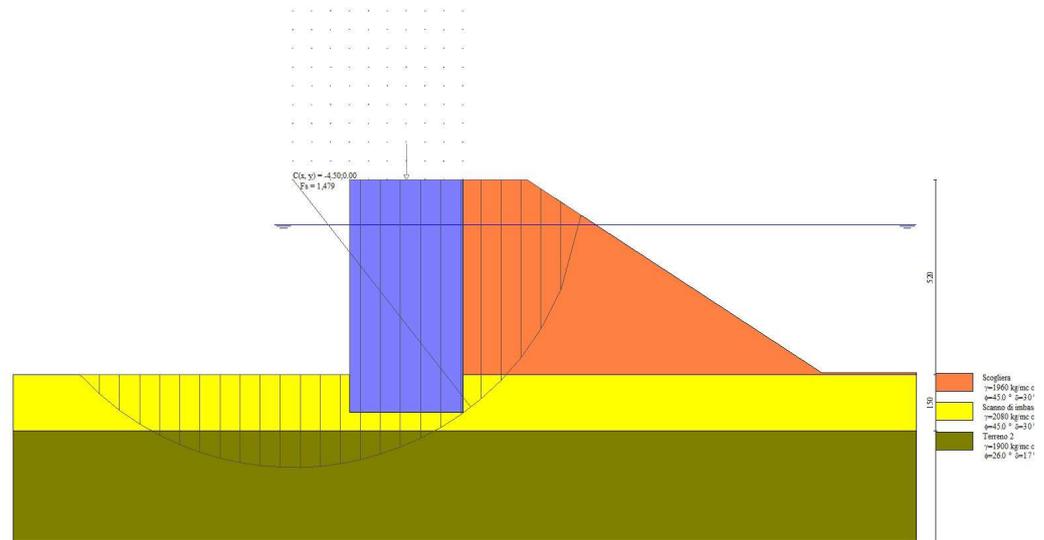


Figura 4-13 Stabilità globale - Cerchio critico (Combinazione n° 16)

4.3.4 Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i risultati di dettaglio relativi alle combinazioni in cui si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo sia per in condizioni statiche che sismiche.

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

SSisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)

FS<sub>SCO</sub> Coeff. di sicurezza allo scorrimento

FS<sub>RIB</sub> Coeff. di sicurezza al ribaltamento

FS<sub>QLIM</sub> Coeff. di sicurezza a carico limite

FS<sub>STAB</sub> Coeff. di sicurezza a stabilità globale

FS<sub>HYD</sub> Coeff. di sicurezza a sifonamento

FS<sub>UPL</sub> Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.440		2.510			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.448		2.511			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.357		2.024			
4 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.579		2.135			
5 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.489		2.200			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.008		3.373			
7 - STR (A1-M1-R3)		1.626		4.209			
8 - STR (A1-M1-R3)		1.822		2.375			
9 - STR (A1-M1-R3)		2.016		3.359			
10 - STR (A1-M1-R3)		1.633		4.190			

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>SUPL</sub>
11 - STR (A1-M1-R3)		1.830		2.370			
12 - STR (A1-M1-R3)		1.893		2.900			
13 - STR (A1-M1-R3)		1.532		3.401			
14 - STR (A1-M1-R3)		1.718		2.057			
15 - GEO (A2-M2-R2)					1.481		
16 - GEO (A2-M2-R2)					1.479		
17 - GEO (A2-M2-R2)					1.481		
18 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.587		
19 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.526		
20 - EQU (A1-M1-R3)			1.488				
21 - EQU (A1-M1-R3)			1.495				
22 - EQU (A1-M1-R3)			1.408				
23 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.403				
24 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.272				
32 - HYD						999.900	
33 - UPL							2.647
34 - HYD						999.900	
35 - UPL							2.663
36 - HYD						999.900	
37 - UPL							2.647

4.3.5 Verifica a stabilità globale dell'opera

Tramite il software Aztec STAP è stata verificata la stabilità globale dell'opera mediante il metodo di Bishop, che si basa sulla tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Sono state analizzate 3300 superfici di scorrimento e dalle verifiche effettuate è risultato un coefficiente di sicurezza minimo FS= 3.628, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

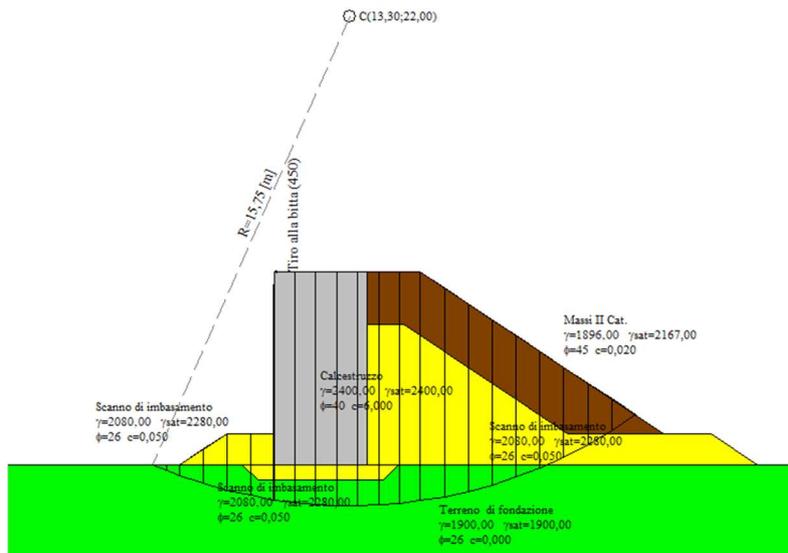


Figura 4-14 Superficie critica con FS=3.628

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Si riporta a seguire un quadro sintetico dei risultati ottenuti:

Metodo	Nr. superfici	FS <sub>min</sub>	S <sub>min</sub>	FS <sub>max</sub>	S <sub>max</sub>
BISHOP	3300	3.628	1	-69.552	3300

**Forze applicate sulle strisce**

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	E <sub>s</sub> [kg]	E <sub>d</sub> [kg]
1	74	0	83	11	0	0	38
2	216	0	237	32	0	38	140
3	1066	0	1146	154	0	140	593
4	2181	0	2290	308	0	593	1390
5	2854	0	2937	395	0	1390	2274
6	3132	0	3168	426	0	2274	3078
7	162	0	162	22	0	3078	3115
8	11526	0	11498	1546	0	3115	5239
9	11622	0	11470	1542	0	5239	7139
10	11682	0	11428	1537	0	7139	8545
11	11705	0	11372	1529	0	8545	9456
12	10866	0	10503	1412	0	9456	9847
13	10079	0	9711	1306	0	9847	9790
14	9941	0	9564	1286	0	9790	9321
15	10772	0	10369	1394	0	9321	8330
16	9741	0	9405	1264	0	8330	6964
17	8652	0	8399	1129	0	6964	5325
18	7502	0	7343	987	0	5325	3523
19	6289	0	6224	837	0	3523	1683
20	4997	0	4981	752	0	1683	32
21	3620	0	3641	608	0	32	-1311
22	2204	0	2214	458	0	-1311	-2170
23	743	0	704	245	0	-2170	-2402

## 4.4 Verifica sezione 2

### 4.4.1 Azioni di calcolo

Si riportano le azioni agenti sulla sezione 2 determinate secondo quanto riportato nel paragrafo 4.1.

#### AZIONI PERMANENTI:

- peso proprio massi artificiali in cls
- massi scanno di imbasamento/nucleo (valore saturo)
- massi mantellata (valore saturo)

$$\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$$

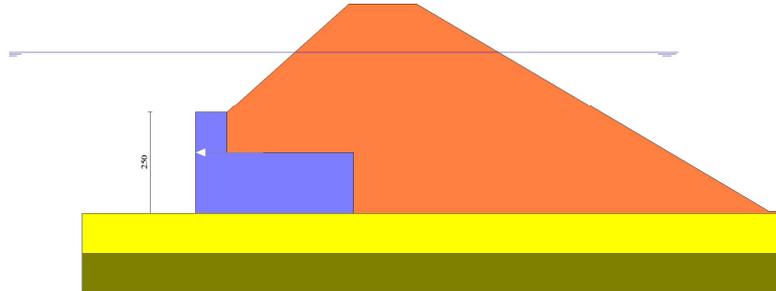
$$\gamma_{\text{nucleo}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{mantellata}} = 21,20 \text{ kN/m}^3$$

#### SPINTA IDRODINAMICA IN PRESENZA DI SISMA

- P<sub>dw</sub> 820 kg

**4.4.2 Condizioni e combinazioni di calcolo**



**Figura 4-15 Profilo sezione 2**

**CONDIZIONI DI CARICO**

Condizione n° 1 (Incremento sismico acqua) - VARIABLE

Coeff. di combinazione  $\psi_0=0.00$   $\psi_1=0.00$   $\psi_2=1.00$

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]
1	Concentrato	Paramento	-0,70; -1,00	820,00	0,00	0,00

**COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

## RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

**Combinazione n° 13 - SLER**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

**Combinazione n° 14 - SLEF**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

**Combinazione n° 15 - SLEQ**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

**Combinazione n° 16 - HYD**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.00	1.00	Sfavorevole

**Combinazione n° 17 - UPL**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Incremento sismico acqua	1.50	1.00	Sfavorevole

**4.4.3 Risultati spinte e forze**

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]	
1	Spinta statica	3263	30,00	2825	1631	2,80	-0,76	
	Peso/Inerzia muro			0	14280/0	0,89	-1,60	
	Peso/Inerzia terrapieno			0	16349/0	1,66	0,33	
	Spinta falda da monte			10400		2,80	-1,17	
	Spinta falda da valle			8000		0,00	-1,17	
	Sottostinta della falda				18200	1,05	-2,50	
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	-1,17	
	Risultante forze sul muro				1230	0	--	--
	2	Spinta statica	2356	30,00	2040	1178	2,80	-0,81
Incremento di spinta sismica			813	704	406	2,80	-0,77	
Peso/Inerzia muro				1229	14280/615	0,89	-1,60	
Peso/Inerzia terrapieno				1407	16349/704	1,66	0,33	
Spinta falda da monte				8000		2,80	-1,17	
Spinta falda da valle				8000		0,00	-1,17	
Sottostinta della falda					14000	1,05	-2,50	
Peso dell'acqua sulla fondazione di valle					0	0,00	-1,17	
Risultante forze sul muro				820	0	--	--	

In cui:

- $I_c$        Indice della combinazione
- $A$         Tipo azione
- $I$         Inclinazione della spinta, espressa in  $[\circ]$
- $V$         Valore dell'azione, espressa in  $[kg]$
- $C_x, C_y$    Componente in direzione X e Y dell'azione, espressa in  $[kg]$
- $P_x, P_y$    Coordinata X e Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in  $[m]$

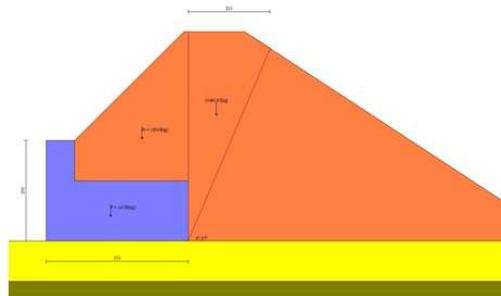


Figura 4-16 Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

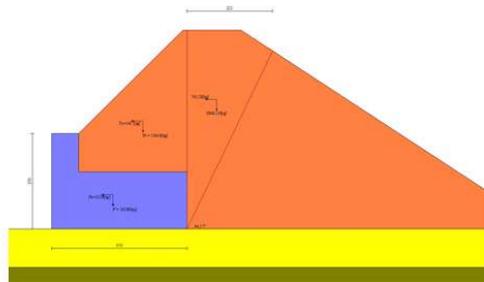


Figura 4-17 Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

#### 4.4.4 Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i risultati di dettaglio relativi alle combinazioni in cui si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo sia per in condizioni statiche che sismiche.

##### VERIFICA A SCORRIMENTO

Combinazione	$R_{sa}$ [kg]	$R_{pt}$ [kg]	$R$ [kg]	$T$ [kg]	FS	$\gamma_R$
1 - STR (A1-M1-R3)	16118	0	16118	14455	1.115	1.10
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	17680	0	17680	13978	1.265	1.00

In cui:

- $R_{sa}$        Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in  $[kg]$
- $R_{pt}$        Resistenza passiva terreno antistante, espresso in  $[kg]$
- $R$         Resistenza allo scorrimento (somma di  $R_{sa}+R_{pt}$ );
- $T$         Carico parallelo al piano di posa;
- FS        Fattore di sicurezza calcolato;
- $\gamma_R$        Fattore di sicurezza richiesto.

**VERIFICA A RIBALTAMENTO**

Combinazione	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	FS	γ <sub>R</sub>
	[kgm]	[kgm]		
10 - EQU (A1-M1-R3)	77634	52476	1.479	1.15
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	77570	52731	1.471	1.00

In cui:

- M<sub>stab</sub> Momento stabilizzante;
- M<sub>rib</sub> Momento ribaltante;
- FS Fattore di sicurezza calcolato;
- γ<sub>R</sub> Fattore di sicurezza richiesto.

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

**VERIFICA A CARICO LIMITE**

Combinazione	N	Q <sub>u</sub>	Q <sub>d</sub>	FS	γ <sub>R</sub>
	[kg]	[kg]	[kg]		
1 - STR (A1-M1-R3)	14060	30497	21783	2.169	1.40
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	16767	45952	38294	2.741	1.20

In cui:

- N Carico verticale totale;
- Q<sub>u</sub> Carico limite del terreno;
- Q<sub>d</sub> Portanza di progetto;
- FS Fattore di sicurezza calcolato
- γ<sub>R</sub> Fattore di sicurezza richiesto.

**VERIFICA STABILITA' GLOBALE**

Mediante il software Aztec STAP è stata verificata la stabilità globale dell'opera mediante il metodo di Bishop, che si basa sulla tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Sono state analizzate 4810 superfici di scorrimento e dalle verifiche effettuate è risultato un coefficiente di sicurezza minimo FS= 1.453, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta a seguire un quadro sintetico dei risultati ottenuti:

Metodo	Nr. superfici	FS <sub>min</sub>	S <sub>min</sub>	FS <sub>max</sub>	S <sub>max</sub>
BISHOP	4810	1.453	1	635.455	4810

**Forze applicate sulle strisce**

N°	W	Q	N	T	U	E <sub>s</sub>	E <sub>d</sub>
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	395	4874	217	73	5546	0	2342
2	1131	4874	597	200	5848	2342	4713
3	1764	4874	895	301	6097	4713	6996
4	2299	4874	1128	379	6302	6996	9100
5	2741	4874	1304	438	6466	9100	10955

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE MARITTIME

N°	W [kg]	Q [kg]	N [kg]	T [kg]	U [kg]	E <sub>s</sub> [kg]	E <sub>d</sub> [kg]
6	3092	4874	1432	481	6594	10955	12506
7	3355	4874	1517	509	6688	12506	13713
8	3532	4874	1564	525	6751	13713	14549
9	3214	3563	1438	483	5219	14549	17348
10	4085	3188	1870	627	5225	17348	19727
11	3895	2600	1786	600	4523	19727	19760
12	3853	2600	1753	588	4508	19760	19591
13	77	32	36	12	69	19591	24463
14	107	20	52	17	69	24463	25641
15	7918	1005	3874	1300	4621	25641	25401
16	11180	949	5340	1792	6170	25401	25572
17	12698	181	6084	2042	6080	25572	24463
18	14054	0	7276	2442	5962	24463	22663
19	11946	0	6421	2155	4841	22663	20741
20	11636	0	6288	2110	4721	20741	18452
21	13561	0	7168	2406	5763	18452	15144
22	11756	3	5879	1973	5493	15144	11562
23	9588	360	4176	2556	5170	11562	8773
24	7185	959	2860	2339	4785	8773	5927
25	4644	1559	1777	1530	4324	5927	2608
26	1609	1296	611	520	2459	2608	321
27	543	1536	172	221	2208	321	-1970

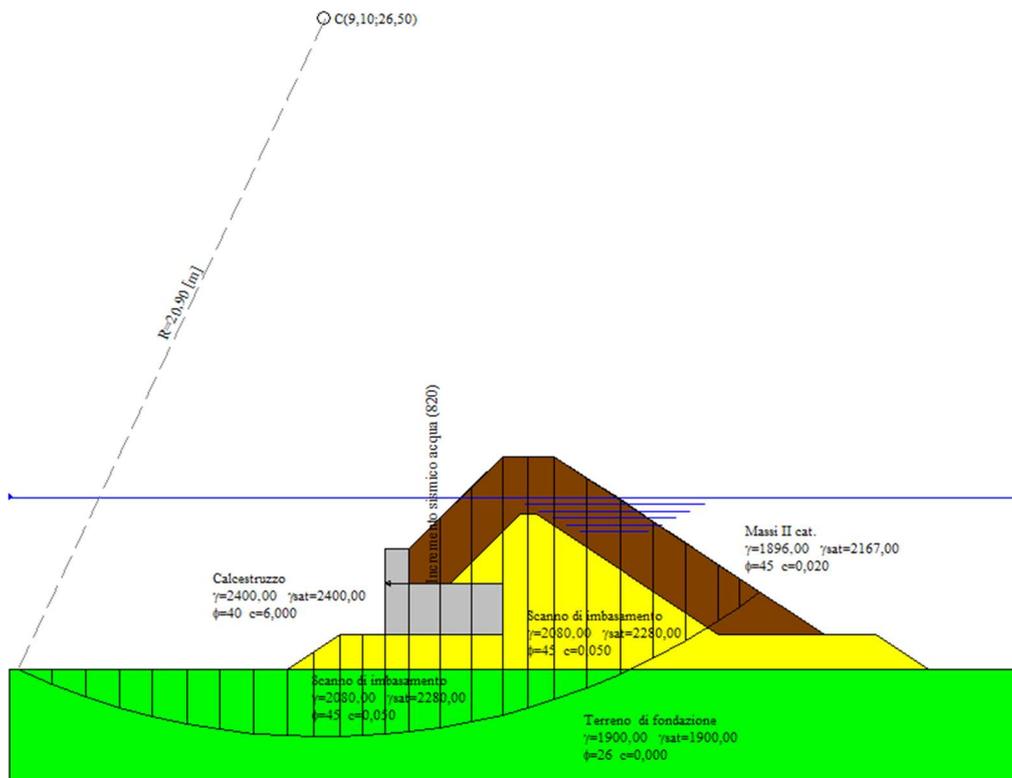


Figura 4-18 Superficie critica con FS=1.453

#### 4.4.5 Risultati verifiche strutturali

Si riportano i risultati relativi alle verifiche strutturali del paramento, relativi alla combinazione Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V in cui si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo

Y	As	e	NRd	Ned	FS <sub>N</sub>	VRd	Ved	FS <sub>T</sub>
[m]	[cmq]	[m]	[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
-1,00	7000	0,069	1211368	1680	721.052	51773	1062	48.732

In cui:

- Y ordinata sezione espressa in [m]
- As Area sezione reagente espressa in [cmq]
- e eccentricità espresso in [cm]
- N<sub>Rd</sub> resistenza normale espressa in [kg]
- N<sub>Ed</sub> Sforzo normale espressa in [kg]
- FS<sub>N</sub> Fattore di sicurezza a carichi verticali (N<sub>Rd</sub>/N<sub>Ed</sub>)
- V<sub>Rd</sub> Resistenza tangenziale espressa in [kg]
- V<sub>Ed</sub> Sforzo di taglio espressa in [kg]
- FS<sub>V</sub> Fattore di sicurezza a carichi orizzontali (V<sub>Rd</sub>/N<sub>Ed</sub>)

## 5 PALI DI ANCORAGGIO DEI PONTILI GALLEGGIANTI

Come anticipato nel paragrafo, le verifiche allo SLU di tipo geotecnico sono state condotte considerando il collasso per carico limite del sistema palo-terreno nei riguardi dei carichi trasversali, procedendo al dimensionamento del palo a carico limite sotto queste azioni.

La complessità del problema nel suo insieme è tale da risultare senz'altro inquadrabile quale problema tridimensionale, essendo così definibile lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno sotto azioni orizzontali. Per poter giungere ad una soluzione analitica, pertanto, è necessario procedere introducendo alcune ipotesi semplificative (teoria di BROMS, 1964):

- comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido – perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluyente;
- rotazioni elastiche del palo trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore del momento di plasticizzazione  $M_{pl}$ ;
- terreno omogeneo.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, occorre distinguere i casi di palo vincolato in testa da quelli di palo libero di ruotare in testa, insieme ai possibili meccanismi di rottura di "palo corto" e di "palo lungo":

- Per i **pali relativamente corti e rigidi**, infatti, il valore del carico limite orizzontale  $H_{lim}$  dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo (lunghezza  $L$ , diametro  $D$ , distanza della testa dal piano d'infissione  $e$ ) e dalla resistenza del terreno (coesione non drenata  $c_u$  per terreni coesivi; angolo d'attrito  $\varphi$  e peso dell'unità di volume  $\gamma$  per terreni incoerenti). Nel caso di terreni incoerenti, al di sotto della falda è necessario porre  $\gamma = \gamma' = \gamma_{terreno} - \gamma_{acqua}$ ;
- Per **pali lunghi**, il valore limite di  $H_{lim}$  dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica lungo il fusto del palo per raggiungimento del momento di plasticizzazione della sezione resistente.

Il procedimento da adottare è il seguente: si calcola il valore del carico limite ipotizzando che si verifichi il meccanismo di rottura di palo corto; noto il massimo momento flettente che si genera lungo il fusto, lo si confronta con il momento di plasticizzazione della corrispondente sezione trasversale verificando il meccanismo ipotizzato.

Per il problema in esame, il generico palo di fondazione è stato considerato come libero di ruotare in testa, assumendo come eccentricità  $e$  della testa rispetto al piano d'infissione la distanza che intercorre tra la quota del fondale, posta pari a -4 m s.l.m., e la quota del bordo libero dei pontili, + 0,60 m, tenuto conto anche dell'innalzamento pari a: + 1,00 m s.l.m. (vedi elaborato C.01). Il calcolo della capacità portante per le azioni orizzontali è stato, quindi, eseguito facendo riferimento alle espressioni proposte da Broms racchiuse negli abachi riportati nelle pagine successive.

In forma esplicita, nell'ipotesi di palo corto, si ha:

$$\frac{H}{k_p \gamma' d^3} = \frac{d}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

$$\frac{M_{max}}{k_p \gamma' d^4} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}}\right)$$

È necessario, però, verificare che  $M_{max} < M_y$ , con  $M_y$  momento di plasticizzazione della sezione

resistente del palo, che si ricava dall'espressione riportata al par. 4.2.4 del DM 17-01-2018:

$$M_y = M_{pl} = \frac{f_{yk} W_{pl}}{\gamma_{M0}}$$

Se risulta  $M_{max} > M_y$ , il palo è lungo. L'espressione di  $M_{max}$  rimane invariata, ma risulta limitata dal valore di  $M_y$ , per cui l'equazione di riferimento diventa:

$$\frac{M_y}{k_p \gamma' d^4} = \frac{H}{k_p \gamma' d^3} \left( \frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma' d^3}} \right)$$

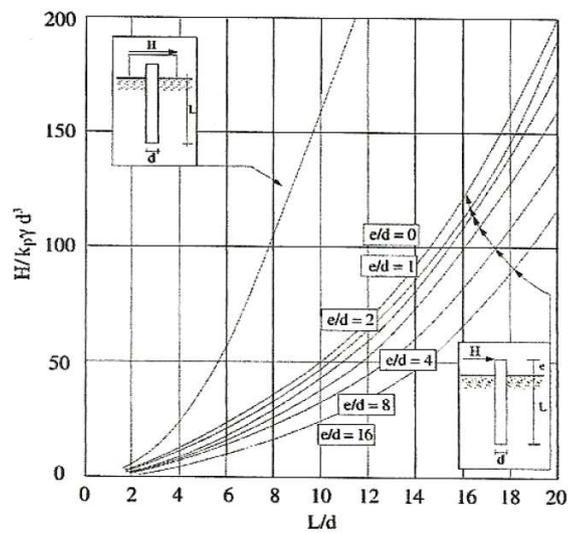


Figura 5-1 Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

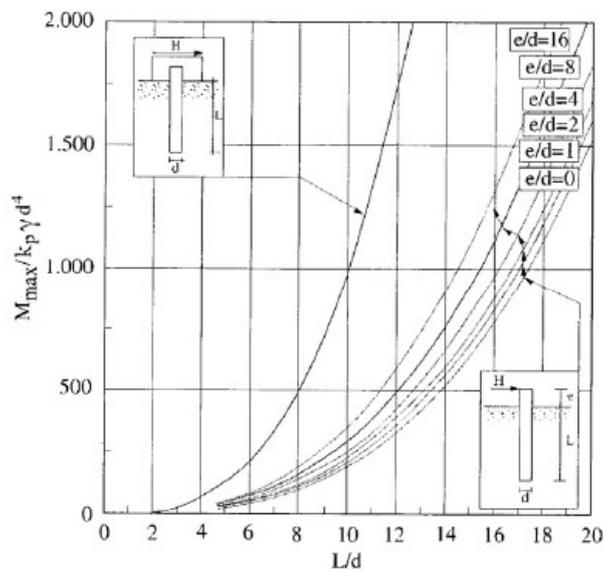
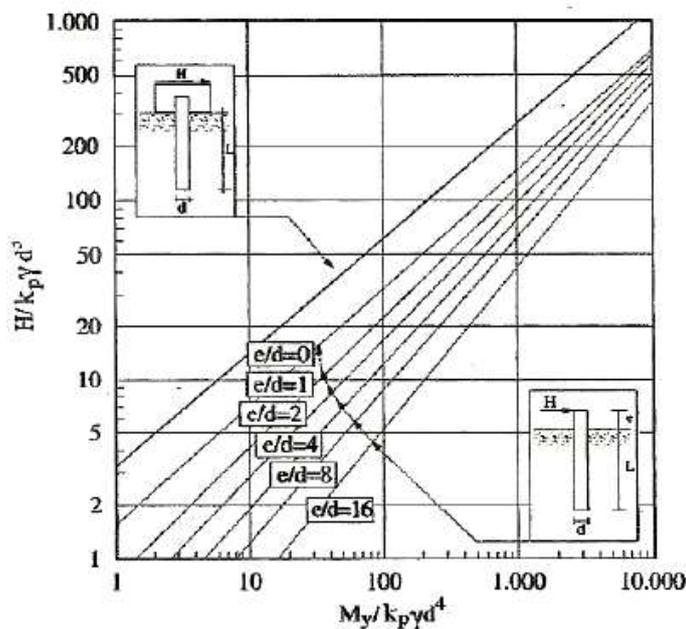


Figura 5-2 Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti



**Figura 5-3 Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti**

Il valore caratteristico del carico limite orizzontale  $H_{lim,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata ( $H_{lim}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 3-7 in funzione delle verticali di sondaggio indagate.

Il valore della resistenza di progetto  $H_{lim,d}$  si ottiene applicando a  $H_{lim,k}$  il coefficiente  $\gamma_t=1,3$  definito nella Tabella 3-6.

Si avrà pertanto:

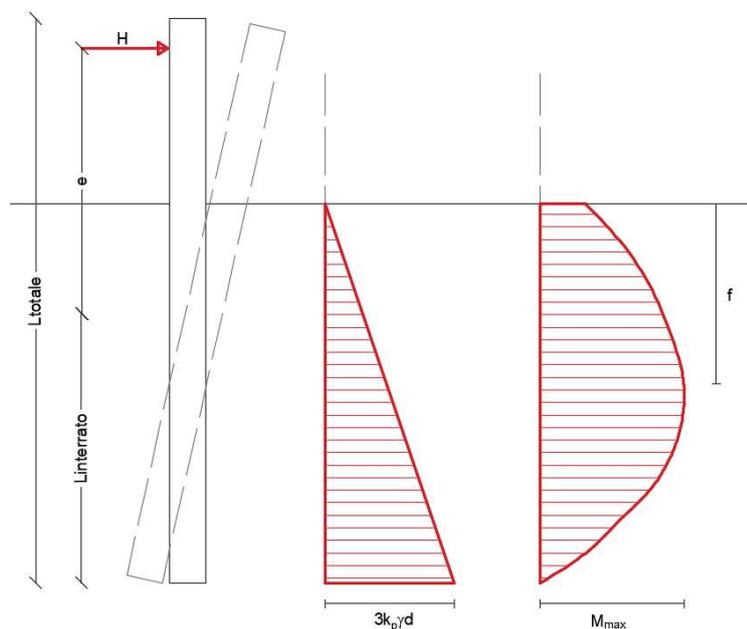
$$H_{lim,d} = \frac{H_{lim,k}}{\gamma_t}$$

Si osservi, tuttavia, che, operando secondo l'Approccio 2 è necessario applicare un ulteriore coefficiente parziale sulle azioni o sull'effetto delle azioni, secondo quanto riportato nella Tab. 2.6.I del D.M. 17/01/2018, per cui, considerato che nel caso in esame le azioni sono di tipo variabile, il carico trasversale massimo consentito  $H_{amm}$  sarà:

$$H_{amm} = \frac{H_{lim,d}}{\gamma_{Qi}} = \frac{H_{lim,d}}{1.5}$$

Tale valore deve essere confrontato con il carico orizzontale massimo agente sul singolo palo che, come visto nell'elaborato C.03 "Relazione di calcolo opere marittime", è pari a  $F_{max}=13,53$  kN.

Si riportano a seguire le verifiche relative al palo più sollecitato.



**Caratteristiche palo:**

$L_{totale} = 11,30 \text{ m}$   
 $L_{interrato} = 5,50 \text{ m}$   
 $e = 5,60 \text{ m}$   
 $diametro = 0,318 \text{ m}$   
 $M_y = 394,65 \text{ kNm}$

**Caratteristiche terreno:**

$\gamma_s = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma' = \gamma_s - \gamma_w = 8,90 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi = 26^\circ$   
 $k_p = 2,56$

Il  $M_{max}$  è pari a 293,31 kNm, che risulta inferiore al momento di plasticizzazione del palo, infatti  $M_y = 394,65 \text{ kNm}$ , per cui il meccanismo di rottura si è rivelato essere quello di **palo corto**.

Per cui:

$H_{lim} = 45,76 \text{ kN}$

Considerando:

$\xi_3 = 1,65$  (corrispondente a n.2 verticali di indagine)

$\gamma_T = 1,3$

$\gamma_{Qi} = 1,5$

$H_{amm} = 14,22 \text{ kN}$

La verifica è pertanto **soddisfatta**, essendo  $F_{max} \leq H_{amm}$ .