

MATRICE DELLE REVISIONI			
REVISIONE	DATA	MOTIVAZIONE	PROPONENTE
00	Febbraio 2010	PRIMA EMISSIONE	S.J.S. Engineering s.r.l.
01	Maggio 2010	AGGIORNAMENTO IN RISCONTRO AL VOTO N°81 dell'adunanza del 16/04/2010	C.T.A.

Main job			
<b>AUTORITA' PORTUALE DI BRINDISI PORTO DI BRINDISI</b>			
Customer  <b>AUTORITÀ PORTUALE DI BRINDISI</b>	Project level <b>PROGETTO ESECUTIVO</b>		Nr. <b>RT05</b>
	Job title <b>CONSOLIDAMENTO DELLA BANCHINA DEDICATA ALL'AMMIRAGLIO MILLO, DELLE BANCHINE DEL MONUMENTO AL MARINAIO E DEL CANALE PIGONATI</b> <b>LOTTO I: CONSOLIDAMENTO DELLA BANCHINA DEDICATA ALL'AMMIRAGLIO MILLO</b>		Code <b>113RT05DMML-01</b> Progettista Responsabile <b>Dott. Ing. M. Lentini</b> Designers <b>Dott. Ing. D. Mancarella, Ph.D</b> <b>Dott. Ing. M. Filippone</b> <b>Dott. Ing. B. Lentini</b> <b>Dott. Ing. M. Mele</b> <b>Dott. Arch. A. Adamo</b> <b>Ing. M. Capita</b>
Design by  <b>S.J.S. Engineering s.r.l.</b> Roma (00187) Via XX Settembre, n. 89 Civitavecchia RM (00053) Via Aurelia Nord, 8 Taranto (74100) Via Lacaia, n. 29 	Subtitle <b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		File name RT05 - Relazione geotecnica REV01 11sm.doc
	Drawn <b>Ing. D. Mancarella</b>	Checked <b>Ing. M. Lentini</b>	Date <b>Maggio 2010</b>

# INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. ESITI DELLE INDAGINI .....</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA .....</b>	<b>6</b>
<b>4. CARATTERI GEOTECNICI .....</b>	<b>8</b>
4.1 PARAMETRI GEOTECNICI .....	8
4.1.1 MATERIALE DI RIEMPIMENTO ANTROPICO: .....	8
4.1.2 SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE: .....	8
4.1.3 LIMI SABBIOSO-ARGILLOSI: .....	8
4.1.4 ARGILLE LIMOSE GRIGIO-AZZURRE: .....	8
4.1.5 LIMO SABBIOSO ALLO STATO SCIOLTO: .....	9
4.2 IL MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	9
4.3 SPINTA DELLE TERRE .....	10
4.3.1 TEORIA DI COULOMB .....	11
4.4 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE .....	12
4.4.1 COEFFICIENTI DI INTENSITÀ SISMICA .....	14
4.5 COEFFICIENTI DI SPINTA (M1) .....	14
4.5.1 MATERIALE ANTROPICO .....	15
4.5.2 SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE .....	17
4.5.3 LIMI SABBIOSO-ARGILLOSI .....	19
4.5.4 ARGILLE LIMOSE .....	21
4.6 COEFFICIENTI DI SPINTA (M2) .....	23
4.6.1 MATERIALE ANTROPICO .....	24
4.6.2 SABBIE LIMOSE .....	25
4.6.3 LIMI SABBIOSI .....	26
4.6.4 ARGILLE LIMOSE .....	27
<b>5. CARICHI .....</b>	<b>28</b>
5.1 CARICHI PERMANENTI .....	28
5.2 SOVRACCARICHI VARIABILI .....	28
5.3 COEFFICIENTI PARZIALI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	28
<b>6. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....</b>	<b>29</b>
6.1 SCOPO DELLE VERIFICHE DI STABILITA' .....	29
6.2 ANALISI DI STABILITA' GLOBALE .....	29
6.3 ESITI DELLE VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....	33

---

6.3.1	PARATIE DI MICROPALI (INTERVENTO DI TIPO A) .....	33
6.3.2	REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA BANCHINA (INTERVENTO DI TIPO B) .....	35
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>36</b>
<b>8.</b>	<b>ALLEGATI DI CALCOLO .....</b>	<b>37</b>
8.1	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE STATO DEI LUOGHI (FONDALI DI 3 M) .....	38
8.2	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE POST-INTERVENTO (FONDALI DI 3 M).....	44
8.3	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DEL NUOVO MURO DI BANCHINA (FONDALI DI 3 M) .....	50

## 1. PREMESSA

La presente relazione riassume i principali parametri adottati nelle calcolazioni geotecniche e strutturali degli interventi di consolidamento per la banchina dedicata all'Ammiraglio Millo a Brindisi.

L'elenco dei parametri nella presente relazione, è basato sulle risultanze delle indagini riportate nella relazione geologica e delle osservazioni dirette durante l'esecuzione delle indagini stesse. Tali indagini sono state di tipo geognostico, ed hanno compreso carotaggi per la ricostruzione stratigrafica, saggi sulle murature della banchina, prove penetrometriche SPT, prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni e materiali, prove geosismiche, utilizzate per la determinazione delle potenze dei rinfianchi, che per la caratterizzazione simica del sottosuolo nell'area in cui si trovano le opere.

La campagna di indagini è stata preliminarmente impostata dal progettista, con la stesura di un apposito piano delle indagini, che ha rappresentato la linea guida per lo svolgimento della stesse. Le indagini sono state condotte da u geologo incaricato dall'Autorità Portuale di Brindisi alla presenza diretta dei tecnici del team di progettazione.

## 2. ESITI DELLE INDAGINI

Le indagini hanno riguardato la banchina dedicata all'Amm. Millo (Lotto 1 del progetto), avente una estensione di 425 m, e le banchine del Monumento al Marinaio e Canale Pigonati (Lotto 2 del progetto) aventi un'estensione complessiva di 845 m. L'elenco delle indagini richieste comprendeva il censimento degli sgrottamenti sul fronte banchina per tutte le banchine, i rilievi plano-altimetrici delle banchine e dei fondali, e rilievi geognostici e prove, sia di tipo diretto che indiretto, finalizzate a ricostruire la stratigrafia dei terreni interagenti, le caratteristiche geotecniche, lo stato e le sezioni dei muri di banchina. Le indagini e le prove geognostiche sono state poi eseguite dal Geologo incaricato dalla stesso Ente, in presenza diretta dei tecnici del team di progettazione.

Si sottolinea che il quadro geologico-geotecnico su cui è basato il progetto, è stato formulato tenendo conto della summa delle risultanze complessive delle indagini eseguite su tutta l'area, sia quelle riguardanti le banchine del lotto 1 che 2.

Nell'ambito delle indagini di tipo diretto, è stato chiesto di effettuare carotaggi nel materiale di rinterro del terrapieno retrostante la banchina. Sono stati eseguiti n. 3 carotaggi conoscitivi nel rinterro della Banchina dedicata all'Ammiraglio Millo (Lotto 1), e n. 2 Carotaggi, uno per ciascuna sponda, per La Banchina del Canale Pigonati (Lotto 2) per un totale di 5 carotaggi geognostici, di cui 4 a tergo del muro di banchina ed uno in mare, in un punto del fondale prospiciente la banchina (circa 2 m dal filo banchina). I sondaggi sono stati spinti tutti ad una profondità pari o superiore a 10 m. Uno di questi sondaggi è stato spinto fino alla profondità di 30 m, allo scopo di effettuare la determinazione del parametro Vs30 (velocità delle onde di taglio nei 30 m superficiali) attraverso una prova sismica MASW di tipo Down Hole, ed indagare la stratigrafia fino ad una profondità di 30 m. Nell'ambito di questi carotaggi sono stati estratti n. 4 campioni di terreno indisturbati a profondità significative per le banchine (1 per il 1° Lotto e 3 per il 2° lotto) per prove di resistenza al taglio, rispettivamente ad una profondità di 5 m per la banchina del Canale Pigonati Est (materiale di riempimento profondo), una a profondità di 2.50 m per la banchina Pigonati Ovest (materiale di riempimento sub-superficiale), ed una a profondità di 7 m per la Banchina dell' Ammiraglio Millo (terreni di fondazione). I risultati delle prove, certificati dal geologo, Dott. Bruno, incaricato dall'Autorità Portuale di eseguire le indagini e le prove, sono contenuti nell'Allegato D, all'interno delle due relazioni geologiche per i due lotti. Per il materiale di riempimento della banchina Pigonati Ovest, i terreni, caratterizzati da forti analogie con i materiali di riempimento estratti dal rinterro della banchina Millo, hanno mostrato, sulla base delle prove di laboratorio condotte, una resistenza al taglio di  $1.43 \text{ kg/cm}^2$  ed un coefficiente di compressione Cc pari a 0.21. I terreni di riempimento della banchina Pigonati Est hanno invece mostrato un angolo di attrito interno pari a  $27.1^\circ$  ed una coesione drenata di  $0.08 \text{ kg/cm}^2$  ed un coefficiente di compressione Cc pari a 0.18. La prova triassiale consolidata drenata sul campione estratto a 7 m di profondità in corrispondenza della banchina Millo, ha dato un angolo di attrito interno pari a  $28.6^\circ$  con una coesione di  $0.05 \text{ k/cm}^2$ . Per un numero di campioni pari a 5, sono stati inoltre misurati altri parametri di interesse geotecnico, quali il peso di volume naturale, il contenuto d'acqua, la porosità. In particolare il peso di volume naturale per i terreni di fondazione del muro di banchina oscilla

tra 2.03 e 2.05 t/m<sup>3</sup>. Le prove ed i sondaggi in situ sono stati eseguiti sotto la stretta supervisione dei tecnici del team di progetto. Si ritiene che questi dati siano adeguatamente compatibili con le assunzioni progettuali.

Si sono inoltre, grazie all'assistenza prestata senza soluzione di continuità, valutate le analogie tra i terreni estratti dai carotieri, anche di concerto con il geologo. Tutte le carote estratte sono state fotografate e referenziate all'interno della relazione geologica. Per ciascuna delle 3 banchine (Millo, Pigonati Est, Pigonati Ovest) sono state effettuate almeno n. 2 prove SPT all'interno di uno dei fori di sondaggio eseguiti al fine di avere stime dei parametri di resistenza in situ a varie profondità. Nel materiale di riempimento e nelle sabbie debolmente limose, i valori di  $N_{SPT}$  nei 30 cm considerati, sono compresi tra 36° e 40°, correlabile per le sabbie, in funzione delle pressioni efficaci, con angoli di attrito comunque compresi tra 32 e 40° (Terzaghi-Peck e Pasqualini). I parametri geotecnici di partenza assunti per questi materiali (rispettivamente 23 e 30°) sono adeguatamente inferiori. Inoltre, nelle verifiche per la combinazione statica fondamentale (A2+M2 per le NTC), i parametri sono stati ulteriormente decrementati. Ulteriori riscontri sui caratteri geotecnici si sono avuti utilizzando i profili delle resistenze al pocket penetrometro, certamente meno affidabili e svolti su campioni disturbati, ma che hanno comunque dato valori di resistenza compresi tra 0.80 e 1.40 kg/cm<sup>2</sup>. Per le argille grigio-azzurre costituenti il substrato dell'area, si è fatto anche riferimento alle esperienze di letteratura, personali e di colleghi, nella definizione dei parametri.

Altri sondaggi diretti sono stati disposti allo scopo di estrarre campioni di materiale dal muro di banchina, in modo da valutarne le caratteristiche meccaniche e constatarne visivamente lo stato delle carote estratte. Il valore della resistenza a compressione dei campioni sani di carota estratti dal muro è risultato compreso tra 97 e 122 kg/cm<sup>2</sup>. Questi dati sono stati confermati sia per la banchina Millo, che per Pigonati Ovest e Sant'Apollinare (Pigonati Est). Per la banchina Pigonati è stata riscontrata una maggiore presenza di vacuoli rispetto a Sant'Apollinare, testimoniando un maggiore stato di degrado del muro di sostegno della prima rispetto alla seconda.

Anche nel corso di queste indagini i tecnici del team di progettazione erano presenti. Tutte le carote estratte sono state fotografate e referenziate all'interno della relazione geologica. Questi sondaggi sono stati effettuati trasversalmente al muro di banchina, in maniera tale da verificare la larghezza della sezione trasversale.

Per sincerarsi della validità dei risultati dei sondaggi geognostici, a carattere puntuale, sono state disposte indagini indirette. Sono stati posti stendimenti geosismici longitudinalmente alla banchina in modo da poter ricostruire approssimativamente l'andamento delle eventuali variazioni stratigrafiche lungo tutta la banchina tra un sondaggio e l'altro. Il profili sismici hanno confermato un andamento del riporto antropico corrispondente approssimativamente alle quote di fondale per tutta la banchina, mentre per Pigonati Est i materiali con alte velocità sismiche si rintracciano a profondità bassissime rispetto al piano campagna.

### 3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Sulla base dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003 relativa ai primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, il Comune di Brindisi, è stato classificato di 4 categoria a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale di 0.05 g.

Inoltre sulla base dell'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 che fissa i criteri per la redazione delle mappe ag il Comune di Brindisi può essere classificato in zona 4, accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni  $\leq 0.05$  g.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su di un suolo rigido ( $V_{s30} > 800$  m/s) viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e la classificazione sismica del territorio non è più collegata alla determinazione dell'azione sismica di progetto.

Pertanto secondo quanto riportato nell'ALLEGATO A del D.M. 14 gennaio 2008, la stima dei parametri spettrali, necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto, viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (tabella 1, allegato B, 14 gennaio 2008).

Questa griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati a non più di 10 Km) e copre l'intero territorio tranne le isole dove vengono forniti altri parametri (tabella 2, allegato B, 14 gennaio 2008). Per ciascuno dei nodi vengono forniti, per 9 valori del periodo di ritorno (da 30 anni a 2,475 anni), i valori dei parametri:

ag (espresso in g/10);

F0 (dimensionale);

T\*c (espresso in secondi).

Il Decreto Ministeriale del 14.01.2008, recante le "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni, al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità per meglio definire il valore dell'accelerazione orizzontale massima, sempre riferita ad un suolo appartenente alla categoria A. Per il sito oggetto di studio, considerando:

- le opere in progetto di III Classe, (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.);
- una vita nominale delle opere strutturali VN pari a 100 anni, intesa come il numero di anni nel quale le strutture, purché soggette alla manutenzione ordinaria, devono poter essere usate per lo scopo al quale sono destinate;
- un periodo di riferimento per l'azione sismica VR paria a 150 anni, che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso  $CU_{VR} = VN \cdot CU$  dove CU è definito al variare della classe d'uso e che nel nostro caso è pari ad 1,5 (Tab.2.4.II delle NTC);

si ricavano i seguenti valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun SL. Questi valori sono stati determinati per il sito di interesse, considerando le coordinate geografiche: Latitudine  $40.6433^\circ$  e Longitudine  $17.9523^\circ$ .

Le indagini sismiche MASW in foro hanno rivelato che l'area oggetto di studio è caratterizzata da una velocità media ( $V_{s,30}$ ) delle onde di taglio nei primi 30 metri di sottosuolo compresi tra 360m/s e 800 m/s.

Per la classificazione, nell'area oggetto di studio è stata riscontrata, in base ai valori di velocità media delle onde di taglio, la categoria di sottosuolo B, che da D.M. del 14.01.2008 viene così descritta:

*Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $C_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Considerando, per l'azione sismica, lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV i parametri  $a_g=0.059$ ,  $F_0=2.672$ ,  $T_C=0.523$  e  $T_R=1424$  anni.

Il valore di  $S_s$ , che rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica, risulta essere, per l'area oggetto di studio, pari a 1.2 e  $C_c$  (coefficiente che è funzione della categoria di sottosuolo) è pari a 1.252.

Considerando, infine, l'area oggetto di studio con una inclinazione media inferiore ai  $15^\circ$ , il coefficiente  $S_T$ , che tiene conto delle condizioni topografiche pari a 1.0, risulta:

$$RSL_{SLV} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.059g = 0.0708g$$

Considerando, per l'azione sismica, lo Stato Limite di Collasso SLC (dove a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali) e quindi i parametri  $a_g=0.068$ ,  $F_0=2.790$ ,  $T_C=0.535$  e  $T_R=2475$  anni, e  $C_c$  (coefficiente che è funzione della categoria di sottosuolo) è pari a 1.247.

Considerando, infine, l'area oggetto di studio con una inclinazione media inferiore ai  $15^\circ$ , il coefficiente  $S_T$ , che tiene conto delle condizioni topografiche pari a 1.0, risulta:

$$RSL_{SLC} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.068g = 0.0816g$$

Considerando, per l'azione sismica, lo Stato Limite di Danno SLD, i parametri  $a_g=0.030$ ,  $F_0=2.383$ ,  $T_C=0.343$  e  $T_R=151$  anni, il valore di  $S_s$ , che rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica, risulta essere, per l'area oggetto di studio, pari a 1.2 e  $C_c$  (coefficiente che è funzione della categoria di sottosuolo) è pari a 1.362.

Considerando, infine, l'area oggetto di studio con una inclinazione media inferiore ai  $15^\circ$ , il coefficiente  $S_T$ , che tiene conto delle condizioni topografiche pari a 1.0, risulta:

$$RSL_{SLD} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.030g = 0.0360g$$

## 4. CARATTERI GEOTECNICI

Nel presente capitolo si sintetizzano le principali caratteristiche geomeccaniche ed idrauliche dei suoli coinvolti nelle verifiche geotecniche ed il modello di riferimento utilizzato. Sulla base dei sondaggi e delle prove effettuate, nonché sulla base dei profili geosismici, è stata individuata una successione di suoli che sono di seguito caratterizzati, ed i cui spessori sono indicati nel modello geotecnico di seguito descritto.

### 4.1 PARAMETRI GEOTECNICI

#### 4.1.1 Materiale di Riempimento Antropico:

- Peso di volume naturale  $\gamma = 1.85 \text{ g/cm}^3$
- Angolo d'attrito  $\varphi' = 23^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 0,00 \text{ kg/cm}^2$

#### 4.1.2 Sabbie Debolmente Limose:

- Peso di volume naturale  $\gamma = 2.05 \text{ g/cm}^3$
- Angolo d'attrito interno  $\varphi' = 30^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
- Permeabilità idraulica  $K = 10^{-2} \text{ cm/s}$

#### 4.1.3 Limi Sabbioso-Argillosi:

- Peso di volume naturale  $\gamma = 2.10 \text{ g/cm}^3$
- Angolo d'attrito interno  $\varphi' = 24^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 0.10 \text{ kg/cm}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 1,20 \text{ kg/cm}^2$
- Permeabilità idraulica  $K = 10^{-4} \text{ cm/s}$

#### 4.1.4 Argille Limose Grigio-Azzurre:

- Peso di volume naturale  $\gamma = 2.10 \text{ g/cm}^3$
- Angolo d'attrito interno  $\varphi' = 26^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 1,50 \text{ kg/cm}^2$

- Permeabilità idraulica  $K = 10^{-7}$  cm/s

#### 4.1.5 Limo Sabbioso Allo Stato Sciolto:

- Peso di volume naturale  $\gamma = 1.7$  g/cm<sup>3</sup>
- Scadenti proprietà geomeccaniche

### 4.2 IL MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Dalle indagini geognostiche è risultata tipica una successione stratigrafica, caratterizzata dall'alto verso il basso, da:

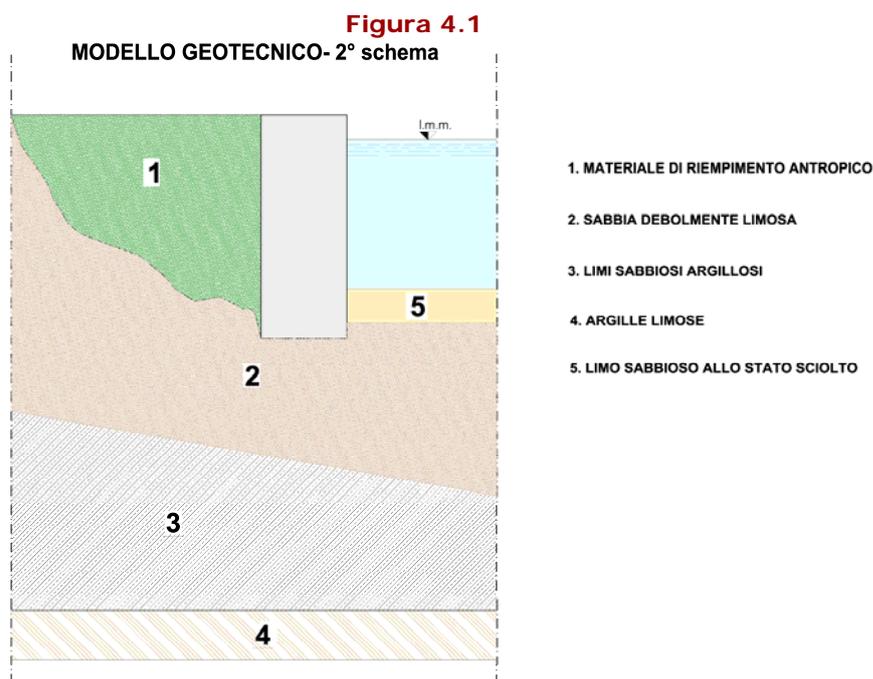
1. materiale antropico caotico con abbondante matrice sabbioso-limosa di modeste proprietà meccaniche;
2. sabbia debolmente limosa caratterizzata da discrete proprietà geotecniche;
3. limi sabbioso-argillosi con discrete proprietà geotecniche;
4. argille limose con buone caratteristiche geotecniche.

I parametri di questi materiali sono stati indicati nel precedente paragrafo. La successione è caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà geotecniche con l'incremento della profondità.

Sui fondali marini antistanti la banchina, si è accertata la presenza di limi sabbiosi allo stato sciolto, di esiguo spessore, a cui non si può attribuire alcuna proprietà geotecnica significativa.

La banchina è costruttivamente rappresentata da un muro a gravità, appoggiato per lo più sulle sabbie limose, all'interno di un superficiale scanno di imbasamento, che pone la quota della base del muro ad una profondità maggiore rispetto al fondale. Nelle aree più occidentali della banchina, laddove i fondali sono più profondi, arrivando anche a 3 metri, la base del muro si trova a circa un metro sotto del fondale naturale antistante la banchina.

I suoli della successione stratigrafica passano gradualmente da sabbie debolmente limose ad argille debolmente sabbiose secondo una transizione assai graduale. Nel modello geotecnico, sulla base dei carotaggi eseguiti, si è schematizzata la presenza di materiale antropico per tutta la profondità del muro, poi uno strato di sabbia limosa di circa 3 m, poi uno strato di limi sabbioso-argillosi fino alla profondità approssimativa di 9-10 m dal piano campagna, a cui si rinvergono le argille limose.



### 4.3 SPINTA DELLE TERRE

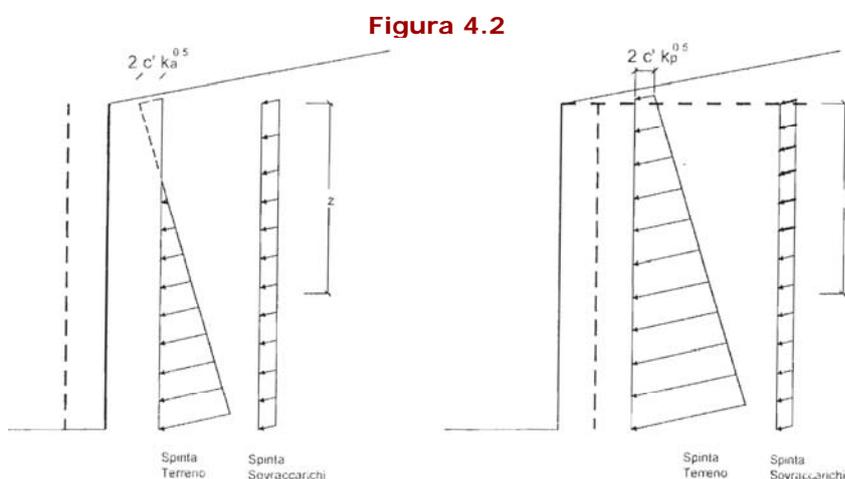
Si riporta nel seguito una breve sintesi delle diverse procedure proposte per calcolare la spinta agente sulla parete di un'opera di sostegno, seguito nella procedura di calcolo.

Detto  $\gamma$  il peso di unità di volume del terreno e  $q$  il sovraccarico uniforme agente sul terrapieno, in condizioni drenate e in assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportate in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..** La pressione esercita sulla parete alla generica profondità  $z$  dal piano campagna si assume:

$$\text{stato attivo } \sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\text{stato passivo } \sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema in tal modo è ricondotto alla valutazione dei coefficienti di spinta attiva  $k_a$  e passiva  $k_p$ .



In presenza di falda (mare) è stato considerato il peso di volume efficace  $\gamma'$  in luogo di  $\gamma$ .

### 4.3.1 Teoria di Coulomb

Con ipotesi analoghe a quelle di Rankine, ma nella condizione più generale di:

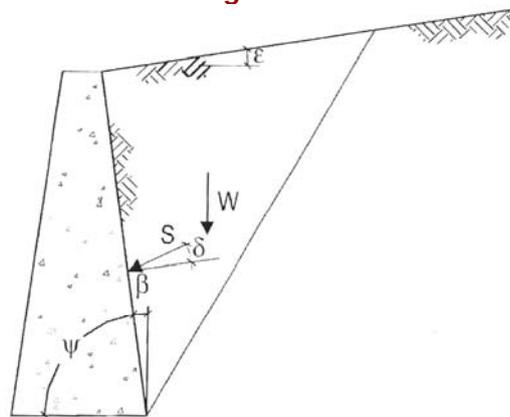
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento non necessariamente verticale,

Muller-Breslau (1924) ha esteso il procedimento limite di Coulomb giungendo alle seguenti espressioni dei coefficienti di spinta:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta)\text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta)\text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Figura 4.3



Queste espressioni si riducono a quelle di Rankine nelle ipotesi di paramento verticale, attrito nullo tra paramento e terreno ( $\varepsilon=0$ ) e terrapieno orizzontale ( $\delta=0$ ). Alla stessa conclusione si giunge per  $\varepsilon \neq 0$  con  $\delta=\varepsilon$ . La spinta è inclinata in questo caso di un angolo  $\beta+\delta$  rispetto all'orizzontale. L'angolo d'attrito  $\delta$  esprime la resistenza al taglio che viene mobilitata a livello d'interfaccia muro-terreno. L'Eurocodice 7 in proposito suggerisce di utilizzare valori pari a  $\varphi$  per strutture in calcestruzzo gettato in opera. Valori alti dell'angolo  $\delta$  sono in genere poco cautelativi poiché comportano una riduzione della componente orizzontale della spinta attiva. Per queste ragioni altri autori ed alcune normative propongono valori non superiori a  $2/3\varphi$ . Nel presente progetto, a scopo cautelativo, il valore dell'angolo di attrito tra opera e terreno è stato mantenuto basso, inferiore a metà dell'angolo di attrito del terreno.

## 4.4 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica i criteri più comunemente utilizzati sono quelli classificabili come metodi pseudo-statici richiamati espressamente sia dall'ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 "Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno dei terreni" sia dall'Eurocodice 8 -parte 5 (UNI EN 1998-5 gennaio 2005), e nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, al capitolo 7.

Il metodo proposto è quello di Mononobe-Okabe (1929); questo può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato, quindi ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più si considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura") si comporta come un corpo rigido soggetto a un'accelerazione orizzontale  $a_h$  e verticale  $a_v$  uniformi all'interno del cuneo, così espresse:

$$a_h = k_h g \qquad a_v = k_v g ;$$

in cui:  $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;  
 $k_v$  è il coefficiente di intensità sismica verticale;  
 $g$  è l'accelerazione gravitazionale.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica, appunto) di componenti  $k_h W$  in orizzontale e  $\pm k_v W$  in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto  $\theta$  l'angolo:

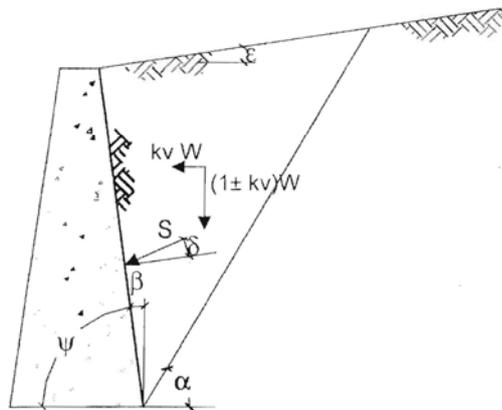
$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

i coefficienti di spinta sono così espressi:

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$



La formula per gli stati passivi deve essere usata in genere per pareti verticali ( $\psi=90^\circ$ ).

La spinta del terreno in condizioni sismiche si assume, pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

L'inclinazione del piano di rottura può essere calcolata con l'espressione:

$$\alpha = \varphi' - \theta + \arctan \left[ \sqrt{\frac{P \cdot (P + Q) \cdot (1 + Q \cdot R) - P}{1 + R \cdot (P + Q)}} \right]$$

in cui:  $P = \tan(\varphi' - \theta - \varepsilon)$

$Q = \cot an(\varphi' - \theta - \beta)$

$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$

In caso di presenza di falda con terreno dotato di permeabilità inferiore a  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s, si adotta un criterio di natura empirica che consiste nel trascurare gli effetti dinamici dell'acqua, maggiorando l'angolo  $\theta$  secondo l'espressione:

$$\theta = \arctan \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

in cui:  $\gamma_{sat}$  è il peso d'unità di volume del terreno saturo;

$\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua.

Questa espressione nasce dalla considerazione che, con permeabilità basse, l'acqua interstiziale, in condizioni dinamiche, non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, si realizza così, durante il sisma, un comportamento di tipo non drenato.

#### 4.4.1 Coefficienti di intensità sismica

La normativa vigente impone che, in assenza di studi specifici, i coefficienti d'intensità sismica orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) siano i seguenti:

$$k_h = S a_g / (g \cdot r)$$

$$k_v = 0,5 k_h$$

Il valore di  $a_g/g$  è assegnato in base alla classificazione sismica del sito. Il coefficiente  $S$  è invece legato al profilo stratigrafico ed esprime l'amplificazione dello spettro di risposta dovuto alle diverse velocità delle onde sismiche nei terreni presenti nel sito.

Il fattore  $r$  dipende dallo spostamento ammissibile del muro. L'Eurocodice 8 suggerisce i valori riportati in Tabella 4.1.

**Tabella 4.1**

Tipo di struttura di contenimento	r
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 300$ ( $S a_g/g$ ) [mm]	2
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 200$ ( $S a_g/g$ ) [mm]	1,5
Muri di calcestruzzo armato resistenti a flessione, muri tiranti o puntellati, muri in c.a. fondati su pali verticali, muri di cantinato con movimento impedito e spalle di ponti	1

Gli stessi valori dei coefficienti di intensità sismica devono essere utilizzati per valutare le azioni sismiche sulle masse strutturali. La componente verticale dell'accelerazione può essere in genere trascurata, ad eccezione dei muri a gravità. All'interno dei calcoli, è stato assunto  $r=1$ .

#### 4.5 COEFFICIENTI DI SPINTA (M1)

La seguente tabella riporta i coefficienti di spinta ed i principali parametri di calcolo per l'interazione terreno-strutture con la paratia, considerando i parametri geotecnici illustrati nella relazione geotecnica e geologica.

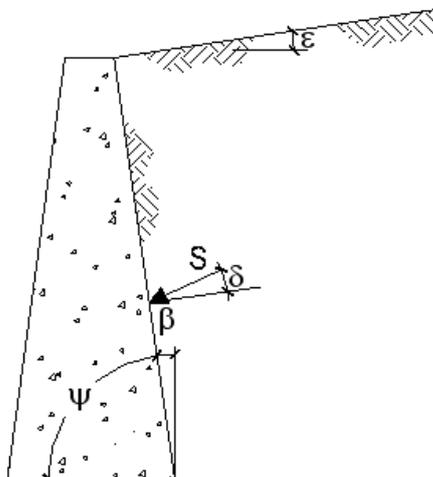
Y	Y'	ka	kp	kas	kps	kas	kps	
18.5	8.5	0.39	3.11	0.52	2.04	0.52	2.04	Materiale antropico
20.5	10.5	0.29	4.8	0.39	2.77	0.39	2.77	Sabbie limose
21	11	0.37	3.26	0.48	2.17	0.48	2.17	Limi sabbiosi
21	11	0.34	3.69	0.44	2.35	0.44	2.35	Argille limose

In cui, Y e Y' sono i pesi di volume ed i pesi di volume in acqua dei terreni, mentre ka e kp, kas e kps sono i coefficienti di spinta attiva e passiva, in condizioni statiche e sismiche. Il dettaglio del calcolo è riportato nelle seguenti tabelle. Il procedimento di calcolo è stato illustrato nel precedente capitolo.

**4.5.1 Materiale antropico**

**COEFFICIENTI DI SPINTA**

- $\varphi' = 23.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\varepsilon = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\delta = 12.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\beta = 0.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
- $\psi = 90.0 \text{ (}^\circ\text{)}$



**STATICO**

**COULOMB**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

**RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )**

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

**coefficiente di spinta attiva**

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	<b>0.3962</b>	(-)	$k_a =$	<b>0.4381</b>	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	<b>0.3875</b>	(-)	$k_{ah} =$	<b>0.4381</b>	(-)

**coefficiente di spinta passiva**

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	<b>3.1872</b>	(-)	$k_p =$	<b>2.2826</b>	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	<b>3.1176</b>	(-)	$k_{ph} =$	<b>2.2826</b>	(-)

## SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1.  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       2.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       3.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo  $a_g/g = 0.07$  (-)  
coefficiente stratigrafico  $S = 1.20$  (-)

peso di volume naturale del terreno  $\gamma = 18.5$  (kN/mc)  
peso di volume secco del terreno  $\gamma_d = 14.5$  (kN/mc)  
peso specifico dell'acqua  $\gamma_w = 10.0$  (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ( $\gamma = \gamma_{sat}$ )
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro  $r = 1$

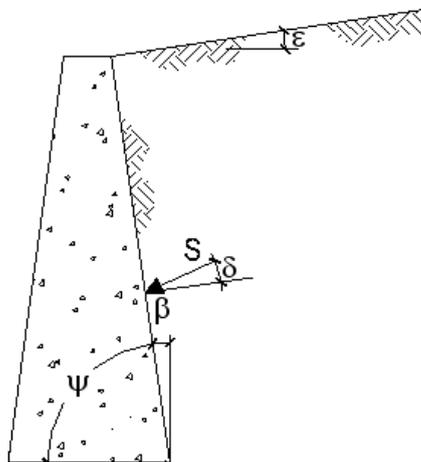
$k_h = 0.0816$        $k_v = 0.0408$   
 $\theta^+ = 7.62$  (°)       $\theta^- = 8.26$  (°)

coefficienti di spinta attiva			coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )		
$kas^+$	0.5066	(-)	$kps^+$	2.0669	(-)
$kas^-$	0.5181	(-)	$kps^-$	2.0469	(-)

### 4.5.2 Sabbie debolmente limose

#### COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi'$ =	30.0	(°)
$\varepsilon$ =	0.0	(°)
$\delta$ =	15.0	(°)
$\beta$ =	0.0	(°)
$\psi$ =	90.0	(°)



#### STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

#### coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.3014	(-)	$k_a =$	0.3333	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.2911	(-)	$k_{ah} =$	0.3333	(-)

#### coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	4.9765	(-)	$k_p =$	3.0000	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	4.8069	(-)	$k_{ph} =$	3.0000	(-)

## SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1.  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       2.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       3.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo  $a_g/g = 0.07$  (-)  
coefficiente stratigrafico  $S = 1.20$  (-)

peso di volume naturale del terreno  $\gamma = 20.5$  (kN/mc)  
peso di volume secco del terreno  $\gamma_d = 16.0$  (kN/mc)  
peso specifico dell'acqua  $\gamma_w = 10.0$  (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ( $\gamma = \gamma_{\text{sat}}$ )
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro  $r = 1$

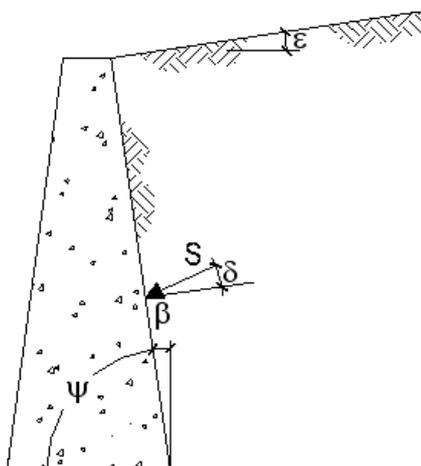
$k_h = 0.0816$        $k_v = 0.0408$   
 $\theta^+ = 6.81$  (°)       $\theta^- = 7.39$  (°)

coefficienti di spinta attiva			coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )		
$kas^+$	0.3827	(-)	$kps^+$	2.7851	(-)
$kas^-$	0.3907	(-)	$kps^-$	2.7660	(-)

### 4.5.3 Limi sabbioso-argillosi

#### COEFFICIENTI DI SPINTA

$$\begin{aligned} \varphi' &= 24.0 \quad (^\circ) \\ \varepsilon &= 0.0 \quad (^\circ) \\ \delta &= 12.0 \quad (^\circ) \\ \beta &= 0.0 \quad (^\circ) \\ \psi &= 90.0 \quad (^\circ) \end{aligned}$$



#### STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\sqrt{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

#### coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.3821 (-)	$k_a =$	0.4217 (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
$k_{ah} =$	0.3737 (-)	$k_{ah} =$	0.4217 (-)

#### coefficiente di spinta passiva

Coulomb		Rankine	
$k_p =$	3.3374 (-)	$k_p =$	2.3712 (-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$	
$k_{ph} =$	3.2645 (-)	$k_{ph} =$	2.3712 (-)

## SISMICO

per $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$	
per $\varepsilon > \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$	
$k_p =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$	
1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo  $a_g/g = 0.07$  (-)  
coefficiente stratigrafico  $S = 1.20$  (-)

peso di volume naturale del terreno  $\gamma = 21.0$  (kN/mc)  
peso di volume secco del terreno  $\gamma_d = 16.0$  (kN/mc)  
peso specifico dell'acqua  $\gamma_w = 10.0$  (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ( $\gamma = \gamma_{sat}$ )
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro  $r = 1$

$k_h = 0.0816$                        $k_v = 0.0408$

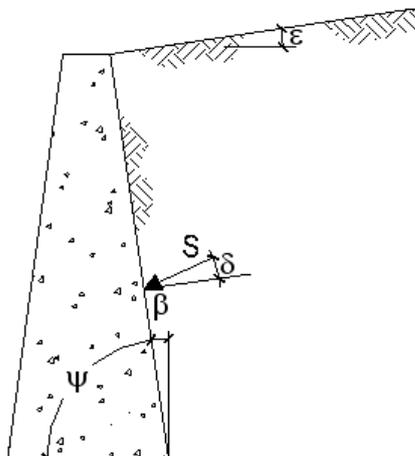
$\theta^+ = 6.51$  (°)                       $\theta^- = 7.05$  (°)

coefficienti di spinta attiva	coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )
$kas^+ = 0.4710$ (-)	$kps^+ = 2.1864$ (-)
$kas^- = 0.4799$ (-)	$kps^- = 2.1696$ (-)

**4.5.4 Argille Limose**

**COEFFICIENTI DI SPINTA**

- $\varphi' = 26.0$  (°)
- $\varepsilon = 0.0$  (°)
- $\delta = 13.0$  (°)
- $\beta = 0.0$  (°)
- $\psi = 90.0$  (°)



**STATICO**

**COULOMB**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

**RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )**

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

**coefficiente di spinta attiva**

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	<b>0.3532</b> (-)	$k_a =$	<b>0.3905</b> (-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$	
$k_{ah} =$	<b>0.3441</b> (-)	$k_{ah} =$	<b>0.3905</b> (-)

**coefficiente di spinta passiva**

Coulomb		Rankine	
$k_p =$	<b>3.7870</b> (-)	$k_p =$	<b>2.5611</b> (-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$		$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$	
$k_{ph} =$	<b>3.6899</b> (-)	$k_{ph} =$	<b>2.5611</b> (-)

## SISMICO

$$\text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

1.  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       2.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$       3.  $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

massima accelerazione al suolo  $a_g/g = 0.07$  (-)  
coefficiente stratigrafico  $S = 1.20$  (-)

peso di volume naturale del terreno  $\gamma = 21.0$  (kN/mc)  
peso di volume secco del terreno  $\gamma_d = 16.0$  (kN/mc)  
peso specifico dell'acqua  $\gamma_w = 10.0$  (kN/mc)

- 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ( $\gamma = \gamma_{sat}$ )
- 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro  $r = 1$

$k_h = 0.0816$        $k_v = 0.0408$   
 $\theta^+ = 6.51$  (°)       $\theta^- = 7.05$  (°)

coefficienti di spinta attiva			coefficienti di spinta passiva ( $\delta = 0$ )		
$kas^+$	0.4379	(-)	$kps^+$	2.3701	(-)
$kas^-$	0.4463	(-)	$kps^-$	2.3530	(-)

## 4.6 COEFFICIENTI DI SPINTA (M2)

La seguente tabella riporta i coefficienti di spinta ed i principali parametri di calcolo per l'interazione terreno-strutture con la paratia, considerando i parametri geotecnici illustrati nella relazione geotecnica e geologica, decrementati secondo i coefficienti della colonna M2 della tab. 6.2.II delle NTC. In particolare la tangente dell'angolo di attrito interno è stata ridotta del 25% mentre la coesione drenata è stata ridotta del 40%.

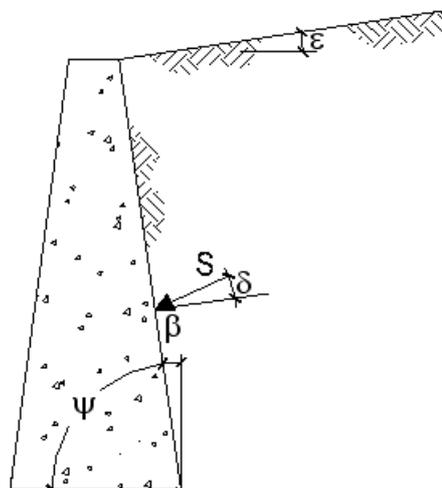
	Y	Y'	ka (M2)	kp (M2)	C' (kPa)
Materiale antropico	18.5	8.5	0.45	2.57	0
Sabbie limose	20.5	10.5	0.35	3.68	0
Limi sabbiosi	21	11	0.43	2.67	8
Argille limose	21	11	0.4	3	10

In cui, Y e Y' sono i pesi di volume ed i pesi di volume in acqua dei terreni, mentre ka e kp, kas e kps sono i coefficienti di spinta attiva e passiva, in condizioni statiche e sismiche. Il dettaglio del calcolo è riportato nelle seguenti tabelle. Il procedimento di calcolo è stato illustrato nel precedente capitolo.

**4.6.1 Materiale antropico**

**COEFFICIENTI DI SPINTA**

- $\varphi' = 18.8$  (°)
- $\varepsilon = 0.0$  (°)
- $\delta = 12.0$  (°)
- $\beta = 0.0$  (°)
- $\psi = 90.0$  (°)



**STATICO**

**COULOMB**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

**RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )**

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

**coefficiente di spinta attiva**

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	<b>0.4612</b>	(-)	$k_a =$	<b>0.5135</b>	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	<b>0.4511</b>	(-)	$k_{ah} =$	<b>0.5135</b>	(-)

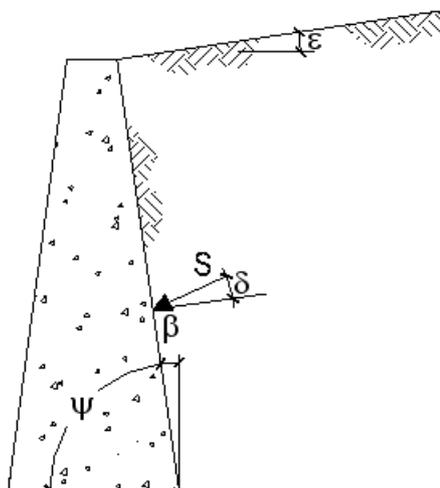
**coefficiente di spinta passiva**

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	<b>2.6326</b>	(-)	$k_p =$	<b>1.9474</b>	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	<b>2.5751</b>	(-)	$k_{ph} =$	<b>1.9474</b>	(-)

## 4.6.2 Sabbie Limose

### COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi'$ =	24.8	(°)
$\varepsilon$ =	0.0	(°)
$\delta$ =	15.0	(°)
$\beta$ =	0.0	(°)
$\psi$ =	90.0	(°)



### STATICO

COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

#### coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.3658	(-)	$k_a =$	0.4090	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.3533	(-)	$k_{ah} =$	0.4090	(-)

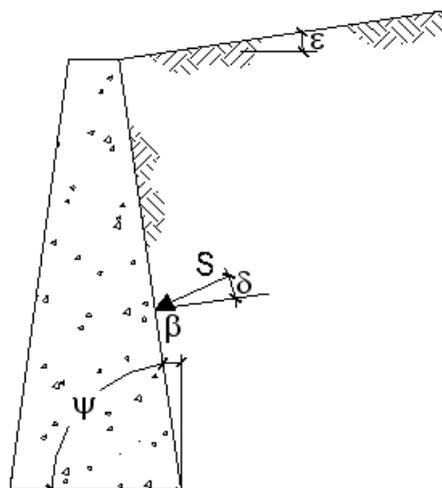
#### coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	3.8169	(-)	$k_p =$	2.4450	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	3.6868	(-)	$k_{ph} =$	2.4450	(-)

**4.6.3 Limi sabbiosi**

**COEFFICIENTI DI SPINTA**

- $\varphi' = 19.6$  (°)
- $\varepsilon = 0.0$  (°)
- $\delta = 12.0$  (°)
- $\beta = 0.0$  (°)
- $\psi = 90.0$  (°)



**STATICO**

**COULOMB**

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

**RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )**

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

**coefficiente di spinta attiva**

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	<b>0.4475</b>	(-)	$k_a =$	<b>0.4976</b>	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	<b>0.4377</b>	(-)	$k_{ah} =$	<b>0.4976</b>	(-)

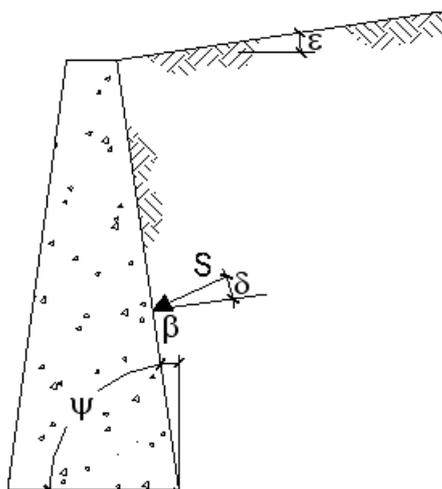
**coefficiente di spinta passiva**

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	<b>2.7338</b>	(-)	$k_p =$	<b>2.0096</b>	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	<b>2.6741</b>	(-)	$k_{ph} =$	<b>2.0096</b>	(-)

#### 4.6.4 Argille limose

### COEFFICIENTI DI SPINTA

$\varphi' =$	21.3	(°)
$\varepsilon =$	0.0	(°)
$\delta =$	13.0	(°)
$\beta =$	0.0	(°)
$\psi =$	90.0	(°)



### STATICO

#### COULOMB

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

#### RANKINE ( $\psi = 90^\circ$ )

$$k_a = \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

$$k_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$$

#### coefficiente di spinta attiva

Coulomb			Rankine		
$k_a =$	0.4189	(-)	$k_a =$	0.4671	(-)
$k_{ah} = k_a \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ah} = k_a \cos(\varepsilon)$		
$k_{ah} =$	0.4081	(-)	$k_{ah} =$	0.4671	(-)

#### coefficiente di spinta passiva

Coulomb			Rankine		
$k_p =$	3.0366	(-)	$k_p =$	2.1410	(-)
$k_{ph} = k_p \cos(\delta_{muro} + \beta)$			$k_{ph} = k_p \cos(\varepsilon)$		
$k_{ph} =$	2.9588	(-)	$k_{ph} =$	2.1410	(-)

## 5. CARICHI

### 5.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi di tipo permanente considerati sono quelli relativi alla presenza di strutture e del terrapieno.

- a. Peso del muro in conglomerato cementizio (24 kN/m<sup>3</sup>)
- b. Peso delle strutture in C.A. (25 kN/m<sup>3</sup>)
- c. Peso dovuto ai rivestimenti lapidei (23 kN/m<sup>3</sup>)
- d. Spinta del terreno (statiche)

### 5.2 SOVRACCARICHI VARIABILI

I carichi variabili considerati sono quelli dovuti all'utilizzo prevedibile in esercizio della banchina, previsti nell'attuale normativa DM 14-1-2008, cap. 2, 3, 4, 5, 6 e 7.

1. Carichi dovuti alla carrabilità della banchina: 9,00 kN/m<sup>2</sup>
2. Carichi dovuti alle imbarcazioni, con riferimento alla apposita relazione di calcolo: Tiro della bitta: 50 kN (5 t), di cui 36 kN nella direzione orizzontale
3. Azioni sismiche stimate sulla base della caratterizzazione sismica del sito (rif. RT04 ed RT05), calcolate secondo il capitolo 2, 3, 6 e 7, da cui si ricavano le spinte dinamiche delle terre, calcolate con approccio pseudo-statico, come previsto al capitolo 6 e 7 del DM 14-1-2008 per le opere di sostegno.

Nei calcoli sono state considerate di volta in volta le azioni più gravose nella scelta dei coefficienti di contemporaneità.

### 5.3 COEFFICIENTI PARZIALI E COMBINAZIONI DI CARICO

I Valori dei coefficienti di combinazione per i carichi variabili (Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento) sono riportati nella tabella 2.5.I delle NTC e corrispondono a  $\Psi_{0j}=0.7$ ;  $\Psi_{1j}=0.7$ ;  $\Psi_{2j}=0.6$ .

Per quanto riguarda i coefficienti parziali da applicare alle azioni (EQU A1, A2) ed alle resistenze (R1,R2,R3), di volta in volta sono state considerate le combinazioni previste dalla normativa per la specifica opera. Nel seguito si riportano le tab. 6.2.I e 6.2.II delle NTC, rispettivamente per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di riduzione dei parametri geotecnici.

## 6. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

### 6.1 SCOPO DELLE VERIFICHE DI STABILITA'

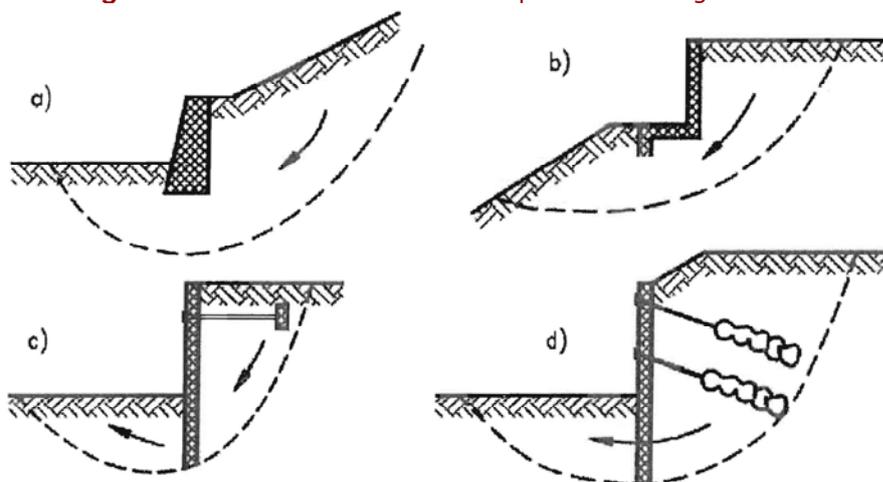
Nel presente capitolo vengono espsti i principali risultati delle verifiche di stabilità eseguite. Le verifiche di stabilità del complesso opera-fondazione sono esplicitamente prescritte nel capitolo 6 del DM 14-1-2008. Preliminarmente è stata effettuata una verifica di stabilità globale del profilo di banchina allo stato dei luoghi. Successivamente l'analisi è stata ripetuta, simulando la presenza delle opere previste per il consolidamento, ipotizzando superfici di scorrimento più profonde compatibili con la presenza delle nuove opere, e variando i carichi agenti per tenere conto della presenza delle nuove strutture.

Le verifiche del complesso opera-terreno, è stata condotta agli stati limite ultimi, tenendo conto dei prescritti coefficienti parziali di sicurezza per le azioni ( $\gamma F$ ) per i parametri geotecnici ( $\gamma M$ ), e per le resistenze ( $\gamma R$ ).

### 6.2 ANALISI DI STABILITA' GLOBALE

La normativa prevede verifiche di stabilità globale. I meccanismi di collasso da considerare per le verifiche di questo tipo di opere. Secondo questa normativa sono da prevedersi verifiche di stabilità globale, come illustrato in Figura 6.1. In genere questo tipo di collasso risulta essere maggiormente preoccupante per i muri di sostegno a fondazione diretta, mentre nei casi più comuni lo è meno per quanto riguarda le paratie, con superfici di scivolamento obbligate a passare al disotto del piede della parete.

**Figura 6.1 – Meccanismi di rottura per instabilità globale**



Le verifiche di stabilità sono state effettuate seguendo il metodo di Jambu, ed usando il software PEFS (casa editrice DEI – Tipografia del Genio Civile). Nel seguito si descrive la procedura di calcolo.

Le verifiche del complesso opera-terreno, è stata condotta agli stati limite ultimi, tenendo conto dei prescritti coefficienti parziali di sicurezza per le azioni ( $\gamma_F$ ) per i parametri geotecnici ( $\gamma_M$ ), e per le resistenze ( $\gamma_R$ ).

In ogni caso occorre che sia sempre rispettata la condizione:

$$1) \quad R_d \geq E_d$$

oppure:

$$2) \quad \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

dove:

- $E_d$  rappresenta lo sforzo di taglio mobilitato dalla superficie di scorrimento (o nell'ipotesi di cinematismo rotazionale del momento destabilizzante), sinteticamente:

$$E_d = E[\gamma_F \cdot F_k; X_k / \gamma_M]$$

- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento (o nell'ipotesi di cinematismo rotazionale del momento delle azioni resistenti):

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}[\gamma_F \cdot F_k; X_k / \gamma_M]$$

Le azioni di progetto sono dunque espresse dal prodotto:

$$\gamma_F \cdot F_k$$

I parametri di progetto dei materiali si ottengono dal rapporto:

$$X_k / \gamma_M$$

In zona sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite ponendo  $\gamma_F = 1$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente il coefficiente  $\gamma_R$ , che opera direttamente sulla resistenza del sistema e quindi la relazione di verifica 2) può essere espressa dalla condizione:

$$\frac{R[\gamma_F \cdot F_k; X_k / \gamma_M]}{E_d[\gamma_F \cdot F_k; X_k / \gamma_M]} \geq \gamma_R$$

Per i pendii naturali, le verifiche di stabilità vengono condotte normalmente utilizzando i parametri di resistenza meccanici caratteristici ( $c'_k; \Phi'_k$ ), e quindi ponendo coefficienti parziali dei materiali  $\gamma_M = 1$ . Ciò non toglie di poter adottare coefficienti di sicurezza parziali prudenziali, maggiori dell'unità (magari pari a quelli dei pendii e fronti di scavo artificiali seguenti).

In ogni caso il coefficiente di sicurezza di resistenza minimo deve essere scelto e motivato dal professionista, in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti ed al modello di calcolo utilizzato (almeno  $\gamma_R \geq 1,1$ ).

Per i pendii artificiali di materiali sciolti e fronti di scavo, le verifiche di stabilità vengono di norma eseguite secondo l'approccio di Verifica 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2), i coefficienti di sicurezza parziali geotecnici sono quelli della tabella seguente:

**Tabella 6.1 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

TIPOLOGIA CARICHI	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	VALORE $\gamma$
Tangente dell'angolo di resistenza del taglio	$\tan\phi'_k$	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	1,25
Coazione non drenata	$c_u$	1,40
Peso specifico	$\gamma$	1,0

Per il coefficiente parziale di resistenza  $R_2$ , si considera almeno il valore:  $C_s = \gamma_R = 1,1$

Il grado di stabilità di un pendio in condizioni statiche o dinamiche sismiche, può essere valutato con riferimento al concetto di *equilibrio limite*, mediante il cosiddetto "Coefficiente di sicurezza ( $C_s$ )", inteso generalmente quale rapporto tra la somma delle forze resistenti a taglio (o momenti) disponibili lungo la superficie di scorrimento, che si oppongono al movimento della massa, e la somma delle forze attive (o momenti) mobilitate, che tendono a provocare il moto lungo la stessa superficie di scorrimento. In via generale si può indicare:

$$C_s = \frac{\sum F_{resistenti}}{\sum F_{attive}}$$

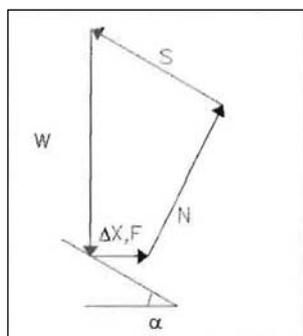
E' opportuno ricordare che la superficie di scorrimento è quella che divide la massa del pendio in due parti: quella inferiore stabile e quella superiore potenzialmente instabile.

I valori  $C_s < 1$  evidenziano condizioni di instabilità, mentre  $C_s > 1$  indica la stabilità del pendio; la normativa prescrive per i pendii e fronti di scavo artificiali allo SLU almeno valori  $C_s > \gamma_R = 1,1$ .

Ogni coefficiente di sicurezza è legato alla particolare superficie di scorrimento potenziale di verifica; il *coefficiente di sicurezza del pendio* sarà invece quello più basso che compete ad una superficie particolare, detta "Superficie Critica".

Le verifiche sono state condotte secondo il metodo di Janbu, il quale permette di verificare la stabilità del rilevato rispetto a qualunque superficie critica.

La determinazione della superficie critica è stata condotta mediante l'uso della procedura PEFS di Iacobellis. La ricerca della superficie critica procede per tentativi, esaminando superfici cinematicamente possibili, in numero sufficiente per definire quella alla quale corrisponda il coefficiente di sicurezza minimo.



Il metodo *Janbu* semplificato deriva dal metodo *Bishop* che considera superfici circolari, ma a differenza di esso viene definito un *coefficiente di sicurezza relativo all'equilibrio globale rispetto alle forze orizzontali*, anziché quello rispetto ai momenti.

In tal modo si ha una buona chiusura del poligono delle forze ed il metodo è applicabile a superfici di scorrimento qualsiasi.

Con il noto significato simbolico, la procedura considera dunque:

1) forze di interconoscimento orizzontali, ovvero:  $V_{si} = V_{di} = 0$

I valori della forza  $N$  sulla base della superficie di scorrimento sono dipendenti dalle forze d'interconco e si ottengono dalle condizioni di equilibrio delle forze verticali, come per il metodo Bishop:

$$N_i = \frac{(W_i + S_{wi} - S_i \cdot \text{sen} \alpha_i)}{\cos \alpha_i}$$

Il termine  $W_i$  è inclusivo dell'eventuale sovraccarico verticale permanente posto sul pendio in equilibrio ( $q$ ). Dall'equilibrio delle forze verticali si può calcolare per ogni conco:

$$N_i = \frac{(W_i + S_{wi}) - \frac{c'_i l_i \text{sen} \alpha_i + U_i \tan \phi'_i \text{sen} \alpha_i}{C_s}}{\cos \alpha_i + \frac{\text{sen} \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{C_s}}$$

Si può definire senza apprezzabili errori il coefficiente globale alla traslazione:

$$C_s = \frac{\sum F_{resistenti}}{\sum F_{attive}} = \frac{\sum [c'_i l_i \cdot \cos \alpha_i + (N_i - U_i) \tan \phi'_i \cdot \cos \alpha_i]}{\sum (N_i \cdot \text{sen} \alpha_i) + \sum F_i}$$

Anche ora il coefficiente di sicurezza si determina per iterazioni delle due precedenti equazioni, ma il procedimento è sempre rapidamente convergente.

Le condizioni al contorno sono imposte dalla presenza della falda, dai carichi dovuti al transito dei mezzi d'opera, e dalle forze sismiche. Sulla sommità del rilevato è stato considerato un carico equivalente alla presenza di due mezzi d'opera da 40 t, ed il carico è stato moltiplicato per il coefficiente moltiplicativo per carichi accidentali pari ad 1.5. Le forze sismiche sono state calcolate con il metodo pseudo-statico indicato nelle NTC.

Il metodo pseudo-statico allo stato limite ultimo è stato impiegato per verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze d'inerzia orizzontali e verticali dovute all'azione sismica:

$$F_h = K_h \cdot W \quad F_v = K_v \cdot W$$

con:

$$K_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \quad K_v = \pm 0.5 K_h$$

Conformemente alla normativa (NTC):

- $W$  peso del volume di terreno potenzialmente instabile;
- $\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito;
- $a_{\max}$  accelerazione sismica massima prevista per il sito in esame;
- $g$  accelerazione di gravità (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Normalmente l'accelerazione massima prevista per il sito in esame può essere valutata con riferimento alla situazione stratigrafica (coefficiente stratigrafico  $S_s$ ) e topografica (coefficiente topografico  $S_T$ ):

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

In questa espressione  $a_g$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima per il sito in esame ma per terreno rigido (A). I coefficienti riduttivi  $\beta_s$  sono riportati nella seguente tabella seguente

**Tabella 6.2 - Coefficienti riduttivi sismici**

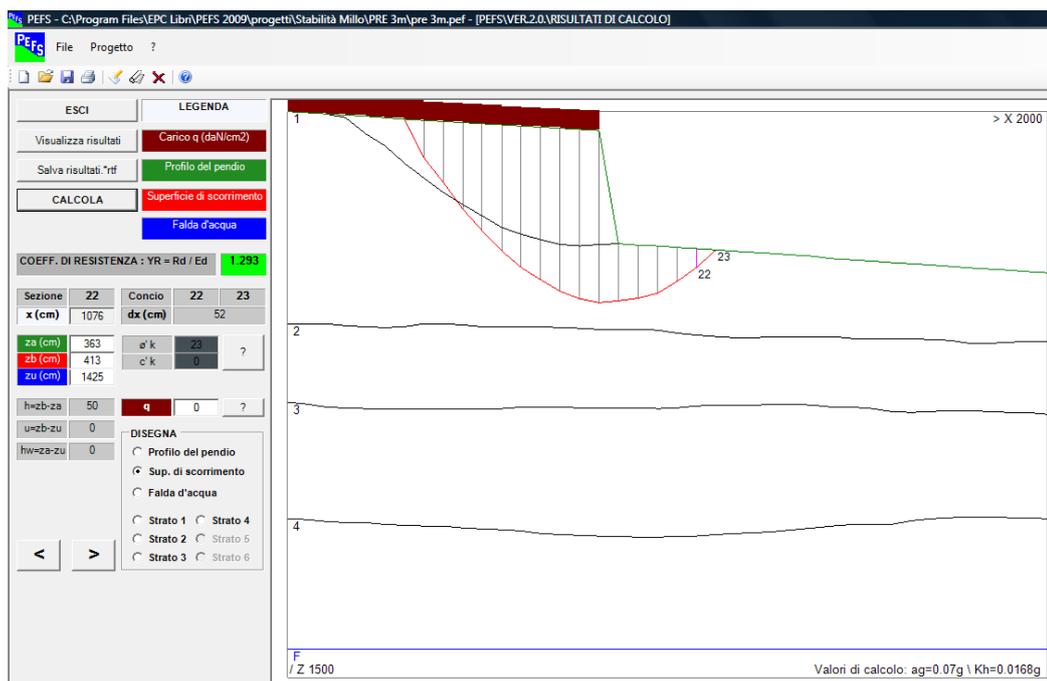
ACCELERAZIONE $a_g$	CATEGORIA SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2g < a_g \leq 0,4g$	0,30	0,28
$0,1g < a_g \leq 0,2g$	0,27	0,24
$a_g \leq 0,1g$	0,20	0,20

## 6.3 ESITI DELLE VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

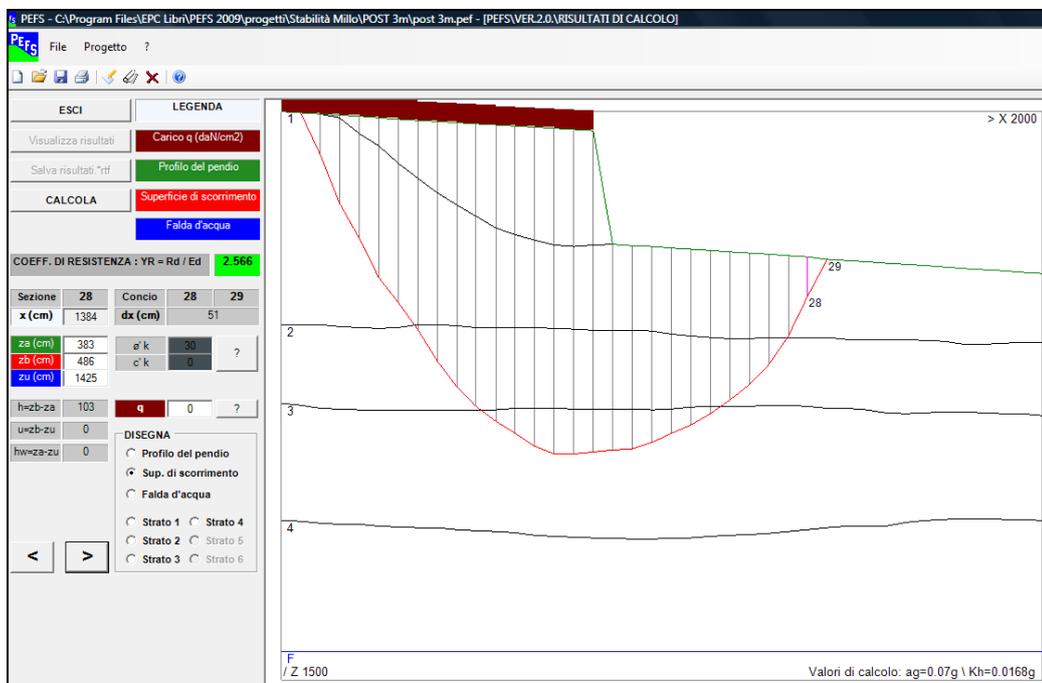
### 6.3.1 Paratie di micropali (intervento di tipo A)

Preliminarmente è stata effettuata una verifica di stabilità globale del profilo di banchina allo stato dei luoghi. Successivamente l'analisi è stata ripetuta, simulando la presenza delle opere previste per il consolidamento (paratia di micropali a tergo del muro), ipotizzando superfici di scorrimento più profonde compatibili con la presenza delle nuove opere. Il peso del terreno è stato sostituito con il peso delle strutture per quelle strisce di pendio interessate dalla presenza di opere. Poiché gli interventi di consolidamento prevedono l'utilizzo di pali e micropali, si sono ricercate superfici critiche più profonde, la cui posizione fosse compatibile con la presenza delle suddette opere. Le superfici di rottura sono state ottenute ricercando le geometrie di tipo circolare o sub-circolare che dessero luogo ai minimi coefficienti di sicurezza globale.

Nella seguente figura si riporta il risultato dell'analisi di stabilità del profilo di banchina precedentemente all'esecuzione dell'opera per fondali di 3 m, prima della realizzazione dell'opera di sostegno. Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale del complesso opera-fondazione è risultato di 1.293. Il tabulato di calcolo è allegato alla presente relazione.



Nella seguente figura si riporta il risultato dell'analisi di stabilità del profilo di banchina successivamente all'esecuzione dell'intervento per fondali di 3 m. Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale del complesso opera-fondazione è risultato di 2.566. **La verifica di stabilità globale opera-fondazione, è pertanto soddisfatta.** Il tabulato di calcolo è allegato alla presente relazione.

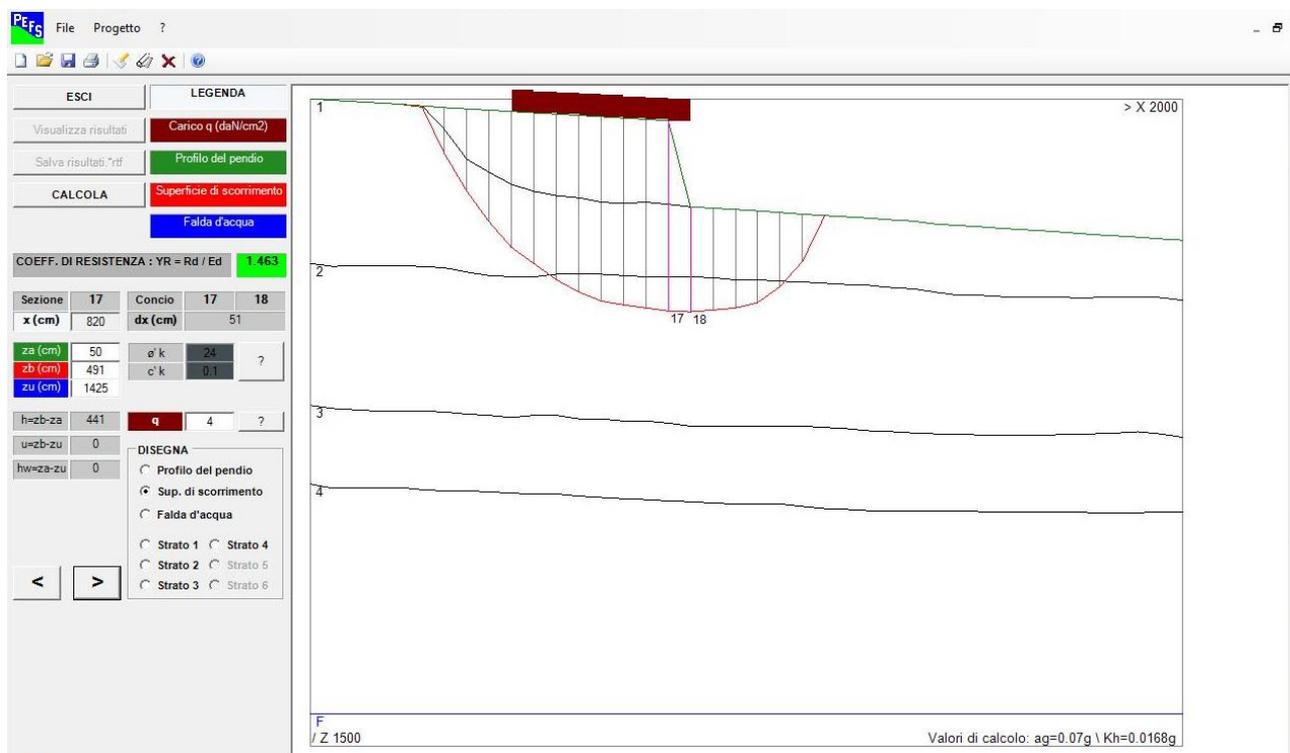


### 6.3.2 Realizzazione di una nuova banchina (intervento di tipo B)

Nella seguente figura si riporta il risultato dell'analisi di stabilità del profilo relativo alla nuova banchina. Il sovraccarico accidentale adottato nella verifica è pari a 9 kN/m<sup>2</sup>, mentre il peso del muro è stato assunto pari a 40 kN/m<sup>2</sup>. I parametri geotecnici, sia l'angolo di attrito, che la coesione, sono stati ridotti, cautelativamente, del 40%.

L'analisi di stabilità generale lungo la superficie critica è stata condotta con il metodo di Jambu.

**Il coefficiente di sicurezza rispetto alla stabilità globale del complesso opera-fondazione è risultato di 1.460. Poiché il coefficiente di sicurezza minimo previsto dalla normativa è 1.1, l'opera è verificata rispetto alla stabilità generale del complesso opera-fondazione.** Il tabulato di calcolo è allegato alla presente relazione.



## 7. CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stato delineato il modello di riferimento per le verifiche di tipo geotecnico e strutturale. Sono state inoltre condotte le verifiche di stabilità globale del complesso opera-fondazione sia per l'intervento di realizzazione della paratia di pali a tergo del muro di banchina che per il nuovo muro di banchina. Le verifiche sono risultate favorevoli, in quanto il coefficiente di sicurezza determinato come rapporto tra forze agenti lungo le superfici critiche di scorrimento e le resistenze è risultato ampiamente maggiore del valore minimo previsto dalla normativa.

Roma, Maggio 2010

Il Progettista Responsabile  
**Dott. Ing. Michelangelo Lentini**

## 8. ALLEGATI DI CALCOLO

- **8.1** Verifica di stabilità globale stato dei luoghi (fondali di 3 m);
- **8.2** Verifica di stabilità globale post-intervento (fondali di 3 m);
- **8.3** Verifica di stabilità globale per il nuovo muro di banchina (fondali di 2 m);

## 8.1 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE STATO DEI LUOGHI (FONDALI DI 3 m)

PEFS/VER.2.0/PENDII E FRONTI DI SCAVO IN ZONA SISMICA

-----  
COMUNE\UBICAZIONE: Brindisi  
LAVORI: Consolidamento Banchina Amm. Millo  
COMMITTENTE: Autorità Portuale di Brindisi  
PROGETTISTA: SJS Engineering  
DATA: 13-02-2010  
DATA REVISIONE:  
FILE: pre 3m.pef  
-----

### 1. NORME DI CALCOLO E UNITA' DI MISURA

I calcoli vengono eseguiti in osservanza alle vigenti Leggi ed in particolare del D.M. 14 Gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

Si usano in modo congruente le seguenti unita' di misura del S.I.:  
Forze [daN] - Lunghezze [cm]

### 2. DATI SISMICI

Riferimenti: Banchina Millo - Area da stabilizzare  
Zona sismica ..... 4  
Categoria del suolo ..... B  
Accelerazione orizzontale sismica su suolo A,  $a_g$  .. 0.07g  
Fattore amplificazione massima su suolo A,  $F_o$  .... 2.795  
Fattore stratigrafico,  $1 < S_s = 1,4 - 0,4 F_o * a_g / g < 1,2$  .... 1.2  
Fattore di amplificazione topografico,  $S_t$  ..... 1  
Coefficiente correttivo dell'azione sismica,  $\beta_s$  ... 0.2  
Accelerazione sismica massima,  $a_{max} = a_g * S_s * S_t$  .... 0.084  
Accelerazione sismica di calcolo,  $K_h = \beta_s * a_{max}$  .... 0.017  
Accelerazione sismica verticale,  $K_v = K_h / 2$  ..... 0.008  
Coeff. di sicurezza ai parametri geotecnici,  $Y_M$  ... 1  
Coeff. di sicurezza parziale per le azioni,  $Y_F$  .... 1

### 3. DATI STRATIGRAFICI

$Y_t$  = peso specifico del terreno (daN/cm<sup>3</sup>)  
 $\phi'k$  = angolo di attrito efficace caratteristico del terreno (gradi)  
 $c'k$  = coesione caratteristica del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Strato n.	$Y_t$	$\phi'k$	$c'k$
1	0.001850	23.00	0.00
2	0.002050	30.00	0.00
3	0.002100	24.00	0.10
4	0.002100	26.00	0.15

Posizione degli strati

Sez.	X	Zs1	Zs2	Zs3	Zs4	Zs5	Zs6
1	0	0	562	770	1079	0	0
2	51	3	562	775	1081	0	0
3	102	6	562	783	1086	0	0
4	153	16	567	785	1089	0	0
5	205	58	570	787	1089	0	0
6	256	90	572	787	1094	0	0
7	307	136	570	787	1096	0	0
8	358	175	562	787	1098	0	0
9	410	214	562	787	1098	0	0
10	461	246	565	787	1103	0	0
11	512	276	570	787	1106	0	0
12	564	307	570	787	1108	0	0
13	615	325	570	783	1111	0	0
14	666	339	570	783	1118	0	0
15	717	352	572	783	1121	0	0
16	769	356	574	785	1123	0	0
17	820	352	577	785	1125	0	0
18	871	350	577	785	1125	0	0
19	923	354	577	785	1128	0	0
20	974	356	579	787	1128	0	0
21	1025	360	587	785	1125	0	0
22	1076	363	592	780	1125	0	0
23	1128	366	596	778	1121	0	0
24	1179	370	599	778	1118	0	0
25	1230	373	599	778	1116	0	0
26	1282	376	596	775	1113	0	0
27	1333	380	596	775	1108	0	0
28	1384	383	596	778	1103	0	0
29	1435	390	596	783	1098	0	0
30	1487	393	601	783	1094	0	0
31	1538	396	601	787	1094	0	0
32	1589	400	601	795	1094	0	0
33	1641	403	601	797	1084	0	0
34	1692	406	604	795	1079	0	0
35	1743	410	606	792	1076	0	0
36	1794	414	614	792	1074	0	0
37	1846	417	614	795	1074	0	0
38	1897	420	611	797	1076	0	0
39	1948	424	609	797	1076	0	0
40	2000	427	609	802	1079	0	0

#### 4. I P O T E S I , M E T O D I , C O D I C I D I C A L C O L O

La procedura di calcolo fa riferimento al metodo:  
 Janbu

Le ipotesi di calcolo considerano essenzialmente:

- che l'instabilità per slittamento possa avvenire secondo una superficie qualsiasi, con generatrici orizzontali;
- che prudenzialmente per vibrazioni sismiche sia nulla la variazione delle forze verticali d'interconco.

Le equazioni di equilibrio utilizzate si riferiscono alle forze normali alla base dei conci ed all'equilibrio globale delle forze orizzontali.

Il calcolo si riferisce a conci di lunghezza e altezza qualsiasi e spessore 1 cm.

Il procedimento è iterativo fino alla convergenza.

Il coefficiente di resistenza si esprime dunque con il rapporto tra le forze resistenti di progetto e le forze attive di scorrimento di progetto:

$$YR = Rd / Ed$$

avendo per ogni concio:

$$N = \{W+Sa - [c*L*\text{sen}(\beta)+U*\text{tan}(\varnothing)*\text{sen}(\beta)]\}/YR / \{\text{cos}(\beta) + [\text{sen}(\beta)*\text{tan}(\varnothing)]/YR\}$$

si ottiene:

$$Rd = \text{sum} [(N+U)*\text{tan}(\varnothing)*\text{cos}(\beta) + c*L]$$

$$Ed = \text{sum} [N*\text{sen}(\beta)] + \text{sum}(SS)$$

Le sommatorie sono estese a tutti gli <n> conci.

In ogni caso si assume:

YR = coefficiente di sicurezza parziale di resistenza  
 YM = coefficiente di sicurezza parziale geotecnico  
 YF = coefficiente di sicurezza parziale per le azioni  
 $\beta$  = angolo di pendenza della base del concio  
 L = lunghezza della base del concio  
 h = altezza del concio di terreno di scorrimento  
 hw = altezza colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)  
 u = altezza di terreno immerso dalla base del concio  
 dx =  $L/\text{cos}(\beta)$ , lunghezza orizzontale del concio  
 c'k = coesione caratt. alla base del concio (cu-per ver. a breve termine)  
 c = c'k/YM, coesione di calcolo  
 $\varnothing'$ k = angolo di attrito interno effettivo, caratt. alla base del concio  
 $\varnothing$  =  $\text{Atn}(\varnothing'k/YM)$ , angolo di attrito di calcolo  
 Yt = peso/volume saturo terreno del concio  
 Ya = peso/volume acqua (0.001 daN/cm<sup>3</sup>)  
 q = carico esterno verticale/superficie sul concio  
 W = (Yt\*h+q)dx, peso agente sulla base del concio  
 Sa = (Ya\*hw)dx, sovraccarico colonna acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)  
 U = (u+hw)Ya\*L, forza interstiziale dell'acqua alla base del concio  
 SS = W\*Kh, forza orizzontale sismica su ogni concio

## 5.1 SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

Si verifica per la seguente superficie critica di scorrimento:

x = posizione della sezione nel sistema di riferimento prescelto X-Z  
 za = quota del pendio nel sistema di riferimento X-Z  
 zb = quota base sezione scorrimento  
 zu = quota falda d'acqua

Sezione n.	x(cm)	za(cm)	zb(cm)	zu(cm)
1	0	0	0	1425
2	51	3	3	1425
3	102	6	6	1425
4	153	9	9	1425
5	205	12	12	1425
6	256	16	16	1425
7	307	20	20	1425
8	358	23	121	1425

9	410	26	187	1425
10	461	29	258	1425
11	512	32	315	1425
12	564	35	369	1425
13	615	38	413	1425
14	666	41	445	1425
15	717	44	476	1425
16	769	47	496	1425
17	820	50	506	1425
18	871	350	501	1425
19	923	354	494	1425
20	974	356	481	1425
21	1025	360	450	1425
22	1076	363	413	1425
23	1128	366	366	1425
24	1179	370	370	1425
25	1230	373	373	1425
26	1282	376	376	1425
27	1333	380	380	1425
28	1384	383	383	1425
29	1435	390	390	1425
30	1487	393	393	1425
31	1538	396	396	1425
32	1589	400	400	1425
33	1641	403	403	1425
34	1692	406	406	1425
35	1743	410	410	1425
36	1794	414	414	1425
37	1846	417	417	1425
38	1897	420	420	1425
39	1948	424	424	1425
40	2000	427	427	1425

## 5.2 SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

Si considerano i seguenti valori in asse dei conci:

- dx = lunghezza orizzontale del concio
- L =  $dx/\cos(\beta)$ , lunghezza della base del concio
- h = altezza del concio
- hw = altezza sovraccarico colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- u = altezza d'acqua dalla base del concio (u=0=assenza di falda d'acqua)
- $\theta$  = angolo di attrito di calcolo sulla base del concio
- $\beta$  = angolo di inclinazione della base del concio
- c = coesione di calcolo sulla base del concio
- q = sovraccarico esterno sul concio

Concio n.	sez. i - j	dx cm	L cm	h cm	hw cm	u cm	$\theta$ gradi	$\beta$ gradi	c daN/cm <sup>2</sup>	q daN/cm <sup>2</sup>
1	1 - 2	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
2	2 - 3	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
3	3 - 4	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
4	4 - 5	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.09
5	5 - 6	51	51	0	0	0	23.00	4.49	0.00	0.09
6	6 - 7	51	51	0	0	0	23.00	4.49	0.00	0.09
7	7 - 8	51	113	49	0	0	23.00	63.22	0.00	0.09
8	8 - 9	52	84	130	0	0	23.00	51.78	0.00	0.09
9	9 - 10	51	87	195	0	0	23.00	54.32	0.00	0.09

10	10	11	51	76	256	0	0	30.00	48.19	0.00	0.09
11	11	12	52	74	308	0	0	30.00	46.09	0.00	0.09
12	12	13	51	67	354	0	0	30.00	40.79	0.00	0.09
13	13	14	51	60	390	0	0	30.00	32.11	0.00	0.09
14	14	15	51	59	418	0	0	30.00	31.30	0.00	0.09
15	15	16	52	55	440	0	0	30.00	21.04	0.00	0.09
16	16	17	51	51	452	0	0	30.00	11.10	0.00	0.20
17	17	18	51	51	304	0	0	30.00	-5.60	0.00	0.00
18	18	19	52	52	146	0	0	30.00	-7.67	0.00	0.00
19	19	20	51	52	132	0	0	30.00	-14.30	0.00	0.00
20	20	21	51	59	108	0	0	30.00	-31.30	0.00	0.00
21	21	22	51	63	70	0	0	30.00	-35.97	0.00	0.00
22	22	23	52	70	25	0	0	30.00	-42.12	0.00	0.00
23	23	24	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
24	24	25	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
25	25	26	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
26	26	27	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
27	27	28	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
28	28	29	51	51	0	0	0	23.00	7.82	0.00	0.00
29	29	30	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
30	30	31	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
31	31	32	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
32	32	33	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
33	33	34	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
34	34	35	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
35	35	36	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
36	36	37	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
37	37	38	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
38	38	39	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
39	39	40	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00

## 6. R I S U L T A T I D E L L ' A N A L I S I

Indicando con:

Rd = forze resistenti

Ed = forze motrici

Si ottengono i seguenti risultati, per spessore 1 cm dei conci:

Concio n.	W daN	Sa daN	U daN	c*L daN	SS daN	Rd daN	Ed daN
1	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.91	0.34
2	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.91	0.34
3	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.91	0.34
4	4.68	0.00	0.00	0.00	0.08	1.95	0.34
5	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.90	0.43
6	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.90	0.43
7	9.31	0.00	0.00	0.00	0.16	2.40	11.33
8	17.25	0.00	0.00	0.00	0.29	5.17	15.75
9	23.09	0.00	0.00	0.00	0.39	6.73	22.45
10	29.14	0.00	0.00	0.00	0.49	11.22	22.21
11	35.11	0.00	0.00	0.00	0.59	13.85	25.50
12	39.07	0.00	0.00	0.00	0.66	16.29	24.99
13	42.58	0.00	0.00	0.00	0.72	19.20	21.59
14	45.31	0.00	0.00	0.00	0.76	20.57	22.42
15	48.61	0.00	0.00	0.00	0.82	23.95	16.77
16	54.69	0.00	0.00	0.00	0.92	29.03	10.78
17	30.39	0.00	0.00	0.00	0.51	18.35	-2.61

18	15.64	0.00	0.00	0.00	0.26	9.61	-1.98
19	14.00	0.00	0.00	0.00	0.24	9.12	-3.79
20	11.40	0.00	0.00	0.00	0.19	9.03	-9.32
21	7.43	0.00	0.00	0.00	0.12	6.34	-7.84
22	2.76	0.00	0.00	0.00	0.05	2.67	-4.13
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sommando, si ha globalmente:

Forza resistente,  $R_d$  ..... 215.02  
 Forza attiva motrice,  $E_d$  ..... 166.36

$R_d - E_d = 48.66$  daN

pertanto risulta:

Coeff. di resistenza del pendio,  $YR = R_d/E_d = 1.293$

Risulta:  $YR > 1,1$

## 8.2 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE POST-INTERVENTO (FONDALI DI 3 m)

PEFS/VER.2.0/PENDII E FRONTI DI SCAVO IN ZONA SISMICA

COMUNE\UBICAZIONE: Brindisi  
LAVORI: Consolidamento Banchina Amm. Millo  
COMMITTENTE: Autorità Portuale di Brindisi  
PROGETTISTA: SJS Engineering  
DATA: 13-02-2010  
DATA REVISIONE:  
FILE: Post.pef

### 1. NORME DI CALCOLO E UNITA' DI MISURA

I calcoli vengono eseguiti in osservanza alle vigenti Leggi ed in particolare del D.M. 14 Gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

Si usano in modo congruente le seguenti unita' di misura del S.I.:  
Forze [daN] - Lunghezze [cm]

### 2. DATI SISMICI

Riferimenti: Banchina Millo - Area da stabilizzare  
Zona sismica ..... 4  
Categoria del suolo ..... B  
Accelerazione orizzontale sismica su suolo A,  $a_g$  .. 0.07g  
Fattore amplificazione massima su suolo A,  $F_o$  ..... 2.795  
Fattore stratigrafico,  $1 < S_s = 1,4 - 0,4 F_o * a_g / g < 1,2$  .... 1.2  
Fattore di amplificazione topografico,  $S_t$  ..... 1  
Coefficiente correttivo dell'azione sismica,  $\beta_s$  ... 0.2  
Accelerazione sismica massima,  $a_{max} = a_g * S_s * S_t$  .... 0.084  
Accelerazione sismica di calcolo,  $K_h = \beta_s * a_{max}$  .... 0.017  
Accelerazione sismica verticale,  $K_v = K_h / 2$  ..... 0.008  
Coeff. di sicurezza ai parametri geotecnici,  $Y_M$  ... 1  
Coeff. di sicurezza parziale per le azioni,  $Y_F$  .... 1

### 3. DATI STRATIGRAFICI

$Y_t$  = peso specifico del terreno (daN/cm<sup>3</sup>)  
 $\phi'k$  = angolo di attrito efficace caratteristico del terreno (gradi)  
 $c'k$  = coesione caratteristica del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Strato n.	$Y_t$	$\phi'k$	$c'k$
1	0.001850	23.00	0.00
2	0.002050	30.00	0.00
3	0.002100	24.00	0.10
4	0.002100	26.00	0.15

Posizione degli strati

Sez.	X	Zs1	Zs2	Zs3	Zs4	Zs5	Zs6
1	0	0	381	710	892	0	0

2	51	3	388	717	902	0	0
3	102	6	386	720	900	0	0
4	153	9	386	723	900	0	0
5	205	12	386	723	900	0	0
6	256	16	388	723	905	0	0
7	307	131	391	725	908	0	0
8	358	165	401	730	908	0	0
9	410	188	409	733	910	0	0
10	461	198	412	738	913	0	0
11	512	214	412	733	915	0	0
12	564	224	406	733	915	0	0
13	615	229	406	741	920	0	0
14	666	239	406	741	923	0	0
15	717	242	409	746	926	0	0
16	769	239	412	746	928	0	0
17	820	244	412	751	931	0	0
18	871	250	412	758	933	0	0
19	923	253	414	758	936	0	0
20	974	256	419	758	938	0	0
21	1025	259	419	758	938	0	0
22	1076	263	422	758	938	0	0
23	1128	267	424	758	944	0	0
24	1179	270	427	761	949	0	0
25	1230	273	430	764	951	0	0
26	1282	276	432	769	954	0	0
27	1333	280	437	771	954	0	0
28	1384	283	440	774	954	0	0
29	1435	290	448	776	954	0	0
30	1487	293	455	776	954	0	0
31	1538	296	455	779	956	0	0
32	1589	300	458	779	956	0	0
33	1641	303	458	779	956	0	0
34	1692	306	458	779	956	0	0
35	1743	310	460	776	956	0	0
36	1794	314	460	776	959	0	0
37	1846	317	458	774	959	0	0
38	1897	320	458	771	959	0	0
39	1948	324	460	776	956	0	0
40	2000	327	466	784	956	0	0

#### 4. I P O T E S I , M E T O D I , C O D I C I D I C A L C O L O

La procedura di calcolo fa riferimento al metodo:  
 Janbu

Le ipotesi di calcolo considerano essenzialmente:

- che l'instabilità per slittamento possa avvenire secondo una superficie qualsiasi, con generatrici orizzontali;
- che prudenzialmente per vibrazioni sismiche sia nulla la variazione delle forze verticali d'interconcio.

Le equazioni di equilibrio utilizzate si riferiscono alle forze normali alla base dei conci ed all'equilibrio globale delle forze orizzontali.

Il calcolo si riferisce a conci di lunghezza e altezza qualsiasi e spessore 1 cm.

Il procedimento è iterativo fino alla convergenza.

Il coefficiente di resistenza si esprime dunque con il rapporto tra le forze

resistenti di progetto e le forze attive di scorrimento di progetto:

$$YR = Rd / Ed$$

avendo per ogni concio:

$$N = \{W + Sa - [c \cdot L \cdot \sin(\beta) + U \cdot \tan(\theta) \cdot \sin(\beta)] / YR\} / \{\cos(\beta) + [\sin(\beta) \cdot \tan(\theta)] / YR\}$$

si ottiene:

$$Rd = \text{sum} [(N + U) \cdot \tan(\theta) \cdot \cos(\beta) + c \cdot L]$$

$$Ed = \text{sum} [N \cdot \sin(\beta)] + \text{sum}(SS)$$

Le sommatorie sono estese a tutti gli <n> conci.

In ogni caso si assume:

- YR = coefficiente di sicurezza parziale di resistenza
- YM = coefficiente di sicurezza parziale geotecnico
- YF = coefficiente di sicurezza parziale per le azioni
- $\beta$  = angolo di pendenza della base del concio
- L = lunghezza della base del concio
- h = altezza del concio di terreno di scorrimento
- hw = altezza colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- u = altezza di terreno immerso dalla base del concio
- dx =  $L / \cos(\beta)$ , lunghezza orizzontale del concio
- c'k = coesione caratt. alla base del concio (cu-per ver. a breve termine)
- c =  $c'k / YM$ , coesione di calcolo
- $\theta'k$  = angolo di attrito interno effettivo, caratt. alla base del concio
- $\theta$  =  $\text{Atn}(\theta'k / YM)$ , angolo di attrito di calcolo
- Yt = peso/volume saturo terreno del concio
- Ya = peso/volume acqua ( $0.001 \text{ daN/cm}^3$ )
- q = carico esterno verticale/superficie sul concio
- W =  $(Yt \cdot h + q) dx$ , peso agente sulla base del concio
- Sa =  $(Ya \cdot hw) dx$ , sovraccarico colonna acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- U =  $(u + hw) Ya \cdot L$ , forza interstiziale dell'acqua alla base del concio
- SS =  $W \cdot Kh$ , forza orizzontale sismica su ogni concio

## 5.1 SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

Si verifica per la seguente superficie critica di scorrimento:

- x = posizione della sezione nel sistema di riferimento prescelto X-Z
- za = quota del pendio nel sistema di riferimento X-Z
- zb = quota base sezione scorrimento
- zu = quota falda d'acqua

Sezione n.	x(cm)	za(cm)	zb(cm)	zu(cm)
1	0	0	0	1425
2	51	3	3	1425
3	102	6	6	1425
4	153	9	9	1425
5	205	12	12	1425
6	256	16	16	1425
7	307	20	108	1425
8	358	23	175	1425
9	410	26	293	1425
10	461	29	396	1425
11	512	32	486	1425

12	564	35	522	1425
13	615	38	553	1425
14	666	41	586	1425
15	717	44	609	1425
16	769	47	615	1425
17	820	50	617	1425
18	871	250	620	1425
19	923	253	615	1425
20	974	256	604	1425
21	1025	259	589	1425
22	1076	263	573	1425
23	1128	267	543	1425
24	1179	270	507	1425
25	1230	273	458	1425
26	1282	276	373	1425
27	1333	280	280	1425
28	1384	283	283	1425
29	1435	290	290	1425
30	1487	293	293	1425
31	1538	296	296	1425
32	1589	300	300	1425
33	1641	303	303	1425
34	1692	306	306	1425
35	1743	310	310	1425
36	1794	314	314	1425
37	1846	317	317	1425
38	1897	320	320	1425
39	1948	324	324	1425
40	2000	327	327	1425

Si considerano i seguenti valori in asse dei conci:

- dx = lunghezza orizzontale del concio
- L =  $dx/\cos(\beta)$ , lunghezza della base del concio
- h = altezza del concio
- hw = altezza sovraccarico colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- u = altezza d'acqua dalla base del concio (u=0=assenza di falda d'acqua)
- $\theta$  = angolo di attrito di calcolo sulla base del concio
- $\beta$  = angolo di inclinazione della base del concio
- c = coesione di calcolo sulla base del concio
- q = sovraccarico esterno sul concio

Concio	sez.		dx	L	h	hw	u	$\theta$	$\beta$	c	q
n.	i	j	cm	cm	cm	cm	cm	gradi	gradi	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
1	1	2	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
2	2	3	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
3	3	4	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.09
4	4	5	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.09
5	5	6	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.09
6	6	7	51	105	44	0	0	23.00	61.01	0.00	0.09
7	7	8	51	84	120	0	0	23.00	52.73	0.00	0.09
8	8	9	52	128	210	0	0	30.00	66.23	0.00	0.09
9	9	10	51	114	317	0	0	30.00	63.67	0.00	0.09
10	10	11	51	103	410	0	0	24.00	60.47	0.10	0.09
11	11	12	52	63	470	0	0	24.00	34.70	0.10	0.09
12	12	13	51	59	501	0	0	24.00	31.30	0.10	0.09
13	13	14	51	60	530	0	0	24.00	32.91	0.10	0.09
14	14	15	51	55	555	0	0	24.00	24.28	0.10	0.09
15	15	16	52	52	566	0	0	24.00	6.58	0.10	0.20
16	16	17	51	51	568	0	0	24.00	2.25	0.10	0.20
17	17	18	51	51	468	0	0	24.00	3.37	0.10	0.00

18	18	19	52	52	366	0	0	24.00	-5.49	0.10	0.50
19	19	20	51	52	355	0	0	24.00	-12.17	0.10	0.00
20	20	21	51	53	339	0	0	24.00	-16.39	0.10	0.00
21	21	22	51	53	320	0	0	24.00	-17.42	0.10	0.00
22	22	23	52	60	293	0	0	24.00	-29.99	0.10	0.00
23	23	24	51	62	256	0	0	24.00	-35.22	0.10	0.00
24	24	25	51	70	211	0	0	24.00	-43.86	0.10	0.00
25	25	26	52	99	141	0	0	30.00	-58.55	0.00	0.00
26	26	27	51	106	48	0	0	30.00	-61.27	0.00	0.00
27	27	28	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
28	28	29	51	51	0	0	0	23.00	7.82	0.00	0.00
29	29	30	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
30	30	31	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
31	31	32	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
32	32	33	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
33	33	34	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
34	34	35	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
35	35	36	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
36	36	37	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00
37	37	38	51	51	0	0	0	23.00	3.37	0.00	0.00
38	38	39	51	51	0	0	0	30.00	4.49	0.00	0.00
39	39	40	52	52	0	0	0	23.00	3.30	0.00	0.00

## 6. R I S U L T A T I D E L L ' A N A L I S I

Indicando con:

Rd = forze resistenti

Ed = forze motrici

Si ottengono i seguenti risultati, per spessore 1 cm dei conci:

Concio n.	W daN	Sa daN	U daN	c*L daN	SS daN	Rd daN	Ed daN
1	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.93	0.34
2	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.93	0.34
3	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	1.93	0.34
4	4.68	0.00	0.00	0.00	0.08	1.97	0.35
5	4.59	0.00	0.00	0.00	0.08	2.61	0.43
6	8.83	0.00	0.00	0.00	0.15	2.92	12.56
7	16.03	0.00	0.00	0.00	0.27	5.64	17.73
8	25.54	0.00	0.00	0.00	0.43	9.93	39.45
9	36.28	0.00	0.00	0.00	0.61	14.63	51.78
10	46.20	0.00	0.00	10.30	0.78	19.87	59.40
11	53.56	0.00	0.00	6.30	0.90	26.05	33.36
12	55.69	0.00	0.00	5.90	0.94	27.12	31.08
13	58.65	0.00	0.00	6.00	0.99	28.15	34.57
14	61.20	0.00	0.00	5.50	1.03	30.03	26.37
15	69.56	0.00	0.00	5.20	1.17	35.46	9.02
16	68.43	0.00	0.00	5.10	1.15	35.33	3.81
17	48.69	0.00	0.00	5.10	0.82	26.51	3.65
18	65.78	0.00	0.00	5.20	1.11	35.02	-5.34
19	37.66	0.00	0.00	5.20	0.63	22.66	-7.88
20	36.13	0.00	0.00	5.30	0.61	22.25	-10.73
21	34.11	0.00	0.00	5.30	0.57	21.35	-10.91
22	31.84	0.00	0.00	6.00	0.53	21.41	-20.47
23	27.16	0.00	0.00	6.20	0.46	19.42	-22.30
24	22.28	0.00	0.00	7.00	0.37	17.78	-27.11
25	15.10	0.00	0.00	0.00	0.25	13.40	-37.70
26	5.21	0.00	0.00	0.00	0.09	4.93	-15.50
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

---

28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sommando, si ha globalmente:

Forza resistente, Rd ..... 450.23  
Forza attiva motrice, Ed ..... 166.65

$Rd - Ed = 283.57 \text{ daN}$

pertanto risulta:

Coeff. di resistenza del pendio,  $YR = Rd/Ed = 2.702$

Risulta:  $YR > 1,1$

### 8.3 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DEL NUOVO MURO DI BANCHINA (FONDALI DI 3 m)

PEFS/VER.2.0/PENDII E FRONTI DI SCAVO IN ZONA SISMICA

COMUNE\UBICAZIONE: Brindisi  
LAVORI: Consolidamento Banchina Amm. Millo  
COMMITTENTE: Autorità Portuale di Brindisi  
PROGETTISTA: SJS Engineering  
DATA: 13-02-2010  
DATA REVISIONE:  
FILE: sup critica.pef

#### 1. NORME DI CALCOLO E UNITA' DI MISURA

I calcoli vengono eseguiti in osservanza alle vigenti Leggi ed in particolare del D.M. 14 Gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

Si usano in modo congruente le seguenti unita' di misura del S.I.:  
Forze [daN] - Lunghezze [cm]

#### 2. DATI SISMICI

Riferimenti: Banchina Millo - Area da stabilizzare  
Zona sismica ..... 4  
Categoria del suolo ..... B  
Accelerazione orizzontale sismica su suolo A,  $a_g$  .. 0.07g  
Fattore amplificazione massima su suolo A,  $F_o$  ..... 2.795  
Fattore stratigrafico,  $1 < S_s = 1,4 - 0,4 F_o * a_g / g < 1,2$  .... 1.2  
Fattore di amplificazione topografico,  $S_t$  ..... 1  
Coefficiente correttivo dell'azione sismica,  $\beta_s$  ... 0.2  
Accelerazione sismica massima,  $a_{max} = a_g * S_s * S_t$  .... 0.084  
Accelerazione sismica di calcolo,  $K_h = \beta_s * a_{max}$  .... 0.017  
Accelerazione sismica verticale,  $K_v = K_h / 2$  ..... 0.008  
Coeff. di sicurezza ai parametri geotecnici,  $Y_M$  ... 1.4  
Coeff. di sicurezza parziale per le azioni,  $Y_F$  .... 1.5

#### 3. DATI STRATIGRAFICI

$Y_t$  = peso specifico del terreno (daN/cm<sup>3</sup>)  
 $\phi'k$  = angolo di attrito efficace caratteristico del terreno (gradi)  
 $c'k$  = coesione caratteristica del terreno (daN/cm<sup>2</sup>)

Strato n.	$Y_t$	$\phi'k$	$c'k$
1	0.001850	23.00	0.00
2	0.002050	30.00	0.00
3	0.002100	24.00	0.10
4	0.002100	26.00	0.15

Posizione degli strati

Sez.	X	Zs1	Zs2	Zs3	Zs4	Zs5	Zs6
1	0	0	381	710	892	0	0

2	51	3	388	717	902	0	0
3	102	6	386	720	900	0	0
4	153	9	386	723	900	0	0
5	205	12	386	723	900	0	0
6	256	16	388	723	905	0	0
7	307	70	391	725	908	0	0
8	358	139	401	730	908	0	0
9	410	170	409	733	910	0	0
10	461	198	412	738	913	0	0
11	512	214	412	733	915	0	0
12	564	224	406	733	915	0	0
13	615	229	406	741	920	0	0
14	666	239	406	741	923	0	0
15	717	242	409	746	926	0	0
16	769	239	412	746	928	0	0
17	820	244	412	751	931	0	0
18	871	250	412	758	933	0	0
19	923	253	414	758	936	0	0
20	974	256	419	758	938	0	0
21	1025	259	419	758	938	0	0
22	1076	263	422	758	938	0	0
23	1128	267	424	758	944	0	0
24	1179	270	427	761	949	0	0
25	1230	273	430	764	951	0	0
26	1282	276	432	769	954	0	0
27	1333	280	437	771	954	0	0
28	1384	283	440	774	954	0	0
29	1435	290	448	776	954	0	0
30	1487	293	455	776	954	0	0
31	1538	296	455	779	956	0	0
32	1589	300	458	779	956	0	0
33	1641	303	458	779	956	0	0
34	1692	306	458	779	956	0	0
35	1743	310	460	776	956	0	0
36	1794	314	460	776	959	0	0
37	1846	317	458	774	959	0	0
38	1897	320	458	771	959	0	0
39	1948	324	460	776	956	0	0
40	2000	327	466	784	956	0	0

#### 4. I P O T E S I , M E T O D I , C O D I C I D I C A L C O L O

La procedura di calcolo fa riferimento al metodo:  
 Janbu

Le ipotesi di calcolo considerano essenzialmente:

- che l'instabilità per slittamento possa avvenire secondo una superficie qualsiasi, con generatrici orizzontali;
- che prudenzialmente per vibrazioni sismiche sia nulla la variazione delle forze verticali d'interconcio.

Le equazioni di equilibrio utilizzate si riferiscono alle forze normali alla base dei conci ed all'equilibrio globale delle forze orizzontali.

Il calcolo si riferisce a conci di lunghezza e altezza qualsiasi e spessore 1 cm.

Il procedimento è iterativo fino alla convergenza.

Il coefficiente di resistenza si esprime dunque con il rapporto tra le forze

resistenti di progetto e le forze attive di scorrimento di progetto:

$$YR = Rd / Ed$$

avendo per ogni concio:

$$N = \{W+Sa - [c*L*\sin(\beta)+U*\tan(\theta)*\sin(\beta)]/YR / \{\cos(\beta) + [\sin(\beta)*\tan(\theta)]/YR\}$$

si ottiene:

$$Rd = \text{sum} [(N+U)*\tan(\theta)*\cos(\beta) + c*L]$$

$$Ed = \text{sum} [N*\sin(\beta)] + \text{sum}(SS)$$

Le sommatorie sono estese a tutti gli <n> conci.

In ogni caso si assume:

- YR = coefficiente di sicurezza parziale di resistenza
- YM = coefficiente di sicurezza parziale geotecnico
- YF = coefficiente di sicurezza parziale per le azioni
- $\beta$  = angolo di pendenza della base del concio
- L = lunghezza della base del concio
- h = altezza del concio di terreno di scorrimento
- hw = altezza colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- u = altezza di terreno immerso dalla base del concio
- dx =  $L/\cos(\beta)$ , lunghezza orizzontale del concio
- c'k = coesione caratt. alla base del concio (cu-per ver. a breve termine)
- c =  $c'k/YM$ , coesione di calcolo
- $\theta'k$  = angolo di attrito interno effettivo, caratt. alla base del concio
- $\theta$  =  $\text{Atn}(\theta'k/YM)$ , angolo di attrito di calcolo
- Yt = peso/volume saturo terreno del concio
- Ya = peso/volume acqua ( $0.001 \text{ daN/cm}^3$ )
- q = carico esterno verticale/superficie sul concio
- W =  $(Yt*h+q)dx$ , peso agente sulla base del concio
- Sa =  $(Ya*hw)dx$ , sovraccarico colonna acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)
- U =  $(u+hw)Ya*L$ , forza interstiziale dell'acqua alla base del concio
- SS =  $W*Kh$ , forza orizzontale sismica su ogni concio

## 5.1 SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

Si verifica per la seguente superficie critica di scorrimento:

- x = posizione della sezione nel sistema di riferimento prescelto X-Z
- za = quota del pendio nel sistema di riferimento X-Z
- zb = quota base sezione scorrimento
- zu = quota falda d'acqua

Sezione n.	x(cm)	za(cm)	zb(cm)	zu(cm)
1	0	0	0	1425
2	51	3	3	1425
3	102	6	6	1425
4	153	9	9	1425
5	205	12	12	1425
6	256	16	19	1425
7	307	20	126	1425
8	358	23	213	1425
9	410	26	285	1425
10	461	29	344	1425
11	512	32	381	1425
12	564	35	419	1425
13	615	38	447	1425

14	666	41	468	1425
15	717	44	477	1425
16	769	47	484	1425
17	820	50	491	1425
18	871	250	493	1425
19	923	253	489	1425
20	974	256	484	1425
21	1025	259	472	1425
22	1076	263	435	1425
23	1128	267	376	1425
24	1179	270	270	1425
25	1230	273	273	1425
26	1282	276	276	1425
27	1333	280	280	1425
28	1384	283	283	1425
29	1435	290	290	1425
30	1487	293	293	1425
31	1538	296	296	1425
32	1589	300	300	1425
33	1641	303	303	1425
34	1692	306	306	1425
35	1743	310	310	1425
36	1794	314	314	1425
37	1846	317	317	1425
38	1897	320	320	1425
39	1948	324	324	1425
40	2000	327	327	1425

Si considerano i seguenti valori in asse dei concii:

- dx = lunghezza orizzontale del concio  
L =  $dx/\cos(\beta)$ , lunghezza della base del concio  
h = altezza del concio  
hw = altezza sovraccarico colonna d'acqua sopra il pendio (scarpate sommerse)  
u = altezza d'acqua dalla base del concio (u=0=assenza di falda d'acqua)  
 $\theta$  = angolo di attrito di calcolo sulla base del concio  
 $\beta$  = angolo di inclinazione della base del concio  
c = coesione di calcolo sulla base del concio  
q = sovraccarico esterno sul concio

Concilio	sez.		dx	L	h	hw	u	$\theta$	$\beta$	c	q
n.	i	j	cm	cm	cm	cm	cm	gradi	gradi	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
1	1	2	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
2	2	3	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
3	3	4	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
4	4	5	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00
5	5	6	51	51	2	0	0	22.41	7.82	0.00	0.00
6	6	7	51	118	54	0	0	22.41	64.53	0.00	0.00
7	7	8	51	100	148	0	0	22.41	59.63	0.00	0.00
8	8	9	52	88	224	0	0	22.41	54.17	0.00	0.00
9	9	10	51	77	287	0	0	22.41	49.17	0.00	0.00
10	10	11	51	63	332	0	0	22.41	35.97	0.00	1.35
11	11	12	52	64	366	0	0	22.41	36.17	0.00	1.35
12	12	13	51	58	396	0	0	17.64	28.77	0.07	1.35
13	13	14	51	55	418	0	0	17.64	22.39	0.07	1.35
14	14	15	51	51	430	0	0	17.64	10.01	0.07	1.35
15	15	16	52	52	435	0	0	17.64	7.67	0.07	1.35
16	16	17	51	51	439	0	0	17.64	7.82	0.07	1.35
17	17	18	51	51	342	0	0	17.64	2.25	0.07	4.00
18	18	19	52	52	240	0	0	17.64	-4.40	0.07	0.00

19	19	20	51	51	232	0	0	17.64	-5.60	0.07	0.00
20	20	21	51	52	220	0	0	17.64	-13.24	0.07	0.00
21	21	22	51	63	192	0	0	17.64	-35.97	0.07	0.00
22	22	23	52	78	140	0	0	22.41	-48.62	0.00	0.00
23	23	24	51	117	54	0	0	22.41	-64.32	0.00	0.00
24	24	25	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
25	25	26	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00
26	26	27	51	51	0	0	0	22.41	4.49	0.00	0.00
27	27	28	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
28	28	29	51	51	0	0	0	16.87	7.82	0.00	0.00
29	29	30	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00
30	30	31	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
31	31	32	51	51	0	0	0	22.41	4.49	0.00	0.00
32	32	33	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00
33	33	34	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
34	34	35	51	51	0	0	0	22.41	4.49	0.00	0.00
35	35	36	51	51	0	0	0	22.41	4.49	0.00	0.00
36	36	37	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00
37	37	38	51	51	0	0	0	16.87	3.37	0.00	0.00
38	38	39	51	51	0	0	0	22.41	4.49	0.00	0.00
39	39	40	52	52	0	0	0	16.87	3.30	0.00	0.00

## 6. R I S U L T A T I D E L L ' A N A L I S I

Indicando con:

Rd = forze resistenti

Ed = forze motrici

Si ottengono i seguenti risultati, per spessore 1 cm dei conci:

Concio n.	W daN	Sa daN	U daN	c*L daN	SS daN	Rd daN	Ed daN
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.30	0.00	0.00	0.00	0.01	0.12	0.05
6	5.59	0.00	0.00	0.00	0.09	1.45	7.46
7	14.72	0.00	0.00	0.00	0.25	4.10	17.20
8	22.71	0.00	0.00	0.00	0.38	6.74	23.00
9	28.54	0.00	0.00	0.00	0.48	8.88	25.38
10	102.04	0.00	0.00	0.00	1.71	34.93	63.17
11	107.50	0.00	0.00	0.00	1.81	36.76	66.94
12	108.64	0.00	0.00	4.14	1.83	34.11	54.44
13	111.06	0.00	0.00	3.93	1.87	35.75	43.45
14	112.05	0.00	0.00	3.64	1.88	37.77	20.85
15	114.76	0.00	0.00	3.71	1.93	39.03	16.89
16	113.18	0.00	0.00	3.64	1.90	38.45	16.94
17	239.23	0.00	0.00	3.64	4.02	79.05	13.32
18	25.96	0.00	0.00	3.71	0.44	12.16	-1.61
19	24.49	0.00	0.00	3.64	0.41	11.66	-2.07
20	23.45	0.00	0.00	3.71	0.39	11.67	-5.57
21	20.37	0.00	0.00	4.50	0.34	12.02	-18.76
22	15.14	0.00	0.00	0.00	0.25	9.18	-25.01
23	5.84	0.00	0.00	0.00	0.10	5.82	-29.22
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sommando, si ha globalmente:

Forza resistente,  $R_d$  ..... 419.65  
Forza attiva motrice,  $E_d$  ..... 286.86

$R_d - E_d = 132.79$  daN

pertanto risulta:

Coeff. di resistenza del pendio,  $YR = R_d/E_d = 1.463$

Risulta:  $YR > 1,1$