



COMUNE DI CETARA

**ADEGUAMENTO INFRASTRUTTURALE E REALIZZAZIONE DI LOCALI PER ATTIVITA' DI
ESPOSIZIONE E VENDITA DEL PESCATO NEL MOLO DI SOTTOFLUTTO**

Progetto Esecutivo: R.6.4 - Relazione Geotecnica: Verifica di Stabilità Globale

INDICE

PREMESSA	2
1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	3
2.1. Caratterizzazione Geotecnica	3
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO.....	6
3.1 Realizzazione di locali per le attività mercatali della pesca	6
3.2 Allargamento ed allungamento del molo di sottoflutto	6
4. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALI.....	10
3.3 RISULTATI VERIFICA DI STABILITA' LATO BACINO PORTUALE	19
3.4 RISULTATI VERIFICA DI STABILITA' LATO LARGO MARINA	27

PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la verifica alla stabilità globale della sezione di progetto del molo sottoflutto. Le verifiche sono state effettuate sulla scorta delle Indagini geognostiche eseguite dalla Isogea s.r.l..

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state effettuate sulla base delle Normative e Circolari Tecniche vigenti in materia, in particolare:

- *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione”*- Decreto Ministeriale 11 marzo 1988;
- *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione di cui al Decreto Ministeriale 11 marzo 1988”*- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, n. 30483;
- *“Norme tecniche per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”* - Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996;
- *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”*- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC.;
- *“Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime”* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI), 1996;
- Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 (e succ. modifiche): Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 NTC 2008

2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la conoscenza della struttura del sottosuolo e delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni che saranno interessati dalle opere in progetto è stata eseguita una campagna di indagini in sito e in laboratorio da parte della "ISOGEA s.r.l." su incarico diretto del Comune di Cetara. Le indagini in sito, sono consistite nella esecuzione di n. 3 sondaggi geognostici, di cui n.2 sul molo di sopraflutto in testata e n.1 sul molo di sottoflutto, quest'ultimo spinto fino alla profondità di 25m. Qui di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica del suolo sottostante il molo di sottoflutto.

2.1. Caratterizzazione Geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti è stata effettuata attraverso prove in sito ed in laboratorio. In particolare sono state eseguite n. 4 prove SPT e prelevati n.4 campioni rimaneggiati. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state rilevate attraverso l'elaborazione di n.4 prove SPT eseguite nei fori di sondaggio e sui 4 campioni rimaneggiati che è stato possibile prelevare sono state effettuate prove di laboratorio. Le tabelle che seguono riportano i risultati delle prove e delle analisi eseguite:

N°	Prova	Profondità	N° colpi	Nspt	Tipo	Descrizione
5.	S2 SPT1	10,00 ÷ 10,45	8 - 7 - 1	8	Punta Aperta	Sabbia grigia con sparsi litici calcarei (Dmax=2cm) a spigoli vivi
6.	S2 SPT2	15,00 ÷ 15,45	4 - 1 - 1	2	Punta Aperta	Sabbia grigio scuro con sparsi litici calcarei arrotondati e frequenti millimetrici
7.	S2 SPT3	17,50 ÷ 17,95	2 - 2 - 1	3	Punta Aperta	Sabbia grigio scuro con sparsi litici calcarei arrotondati e frequenti millimetrici
8.	S2 SPT4	21,00 ÷ 21,45	6 - 7 - 11	18	Punta Aperta	Clasti calcarei subarrotondati in abbondante matrice sabbiosa grigio scuro

Tab. 1 – Risultati Prove SPT

Campione	Tipo	Profondità	Granulometria
S2C1	Rimaneggiato	9,00 ÷ 9,50	Sabbia con ghiaia debolmente limosa
S2C2	Rimaneggiato	13,50 ÷ 14,00	Sabbia debolmente limosa
S2C3	Rimaneggiato	19,30 ÷ 19,70	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa
S2C4	Rimaneggiato	20,00 ÷ 20,50	Ghiaia con sabbia limosa

Tab. 2 – Risultati Campioni rimaneggiati

SONDAGGIO GEOGNOSTICO			
Comititante :	Comune di Cetara	Quota (m s.l.m.):	
Località:	Porto di Cetara (SA)	P.C.	1,20
Lavori:	Realizzazione di Infrastrutture e Servizi nel Porto Turistico di Cetara	Fondo foro	-23,80
Sondaggio n°:	52	Tipo perforazione: a carotaggio continuo	
Data:	Inizio h 08.40 09/04/2021 Fine h 15.10 09/04/2021	Tipo carotiere: semplice Ø101mm	
Coordinate:	40°38'44,18"N 14°42'08,58"E	Macchina perforatrice: CMV 600	

		STRATIGRAFIA		Simbologia	Rivestimento e quota falda	Campioni Indicatori Rinnovo - e Carote da prelevare e Strum in facilon e in ballata	Prove in foro	Percentuale di Carotaggio (%)	30,00
profondità dal p.c. (m)	potenza (m)	Descrizione Litologica							
-16,00									
-16,05									30,25
-16,30									30,50
-16,55									30,75
-16,80	26,80	1,30	Clasti calcarei (Dmax=3cm) a spigoli subarrotondati in matrice sabbiosa di colore ocra.				S.P.T. 4 (21,00-21,45) (5-7-11)		21,00
-20,05									21,25
-20,30									21,50
-20,55									21,75
-20,80									22,00
-21,05									22,25
-21,30									22,50
-21,55									22,75
-21,80									23,00
-22,05									23,25
-22,30									23,50
-22,55									23,75
-22,80	24,00	3,30	Clasti calcarei a spigoli subarrotondati (Dmax=2,5cm) in abbondante matrice sabbiosa limosa di colore grigiastro scuro.		Ø127				24,00
-23,05									24,25
-23,30									24,50
-23,55									24,75
-23,80	25,00	1,00	Clasti calcarei arrotondati (Dmax=0,5cm) in scarsa matrice sabbiosa.		24,00m				25,00
-24,05									25,25
-24,30									25,50
-24,55									25,75
-24,80									26,00
-25,05									26,25
-25,30									26,50
-25,55									26,75
-25,80									27,00
-26,05									27,25
-26,30									27,50
-26,55									27,75
-27,00									28,00
-27,25									28,25
-27,50									28,50
-27,75									28,75
-28,00									29,00
-28,25									29,25
-28,50									29,50
-28,75									29,75
-29,00									30,00
-29,25									30,25
-29,50									30,50
-29,75									30,75
-30,00									31,00

Fig. 1 - Stratigrafia

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

Il progetto comprende le seguenti opere (Vedi figure Fig. 2 - Fig. 3 - Fig. 4):

1. Realizzazione dei locali per le attività mercatali della pesca nella banchina del molo di sottoflutto.
2. Allargamento ed allungamento del molo di sottoflutto

3.1 Realizzazione di locali per le attività mercatali della pesca

Nella parte centrale della banchina del molo di sottoflutto il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato da destinare allo svolgimento delle attività mercatali della pesca.

Il fabbricato, di altezza interna utile pari a 2,70m e solaio piano a terrazzo praticabile, sarà caratterizzato da un porticato d'ombra antistante, con aperture di accesso conformate ad archi e configurazione architettonica del tutto simile a quella degli altri locali esistenti sul molo di sopraflutto.

Dal punto di vista dimensionale il fabbricato da realizzare è ad un unico livello praticamente incassato nello sviluppo del molo di sottoflutto che attualmente presenta rampe e dislivelli. Per accedere al terrazzo praticabile si riconfigurerà una rampa attualmente esistente, portandola in adiacenza (prospetto lato mare) al fabbricato e con pendenza adeguata a raggiungere la quota (+3.20m) del terrazzo.

Costruttivamente il fabbricato sarà realizzato con una struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato, con fondazioni sul sottostante esistente solettone, reticolo di travi e pilastri incassati, solaio latero cementizio nervato, tompagnature perimetrali in doppia foderia di laterizi, rivestimento esterno in lastre squadrate di pietra simili a quelle dei fabbricati già esistenti, cornici in pietra vulcanica scura.

3.2 Allargamento ed allungamento del molo di sottoflutto

Il Progetto prevede l'allargamento del molo sottoflutto nella parte esterna al bacino (Lato Largo Marina) di 5.25 m, e l'estensione della parte terminale del medesimo molo per una lunghezza di 6.00 m e larghezza di 8.00 m.

Gli interventi saranno strutturalmente eseguiti tramite elementi modulari prefabbricati con sezione trasversale a "T capovolta", i quali sono poggiati sul piano di fondazione in posizione accostata, e solidarizzati da un getto cementizio di completamento della platea. La gamba della T costituisce un contrafforte sulla cui estremità viene poggiato il piastrone di coronamento sommitale.

SEZIONE A-A' : STATO DI PROGETTO
 scala 1:100

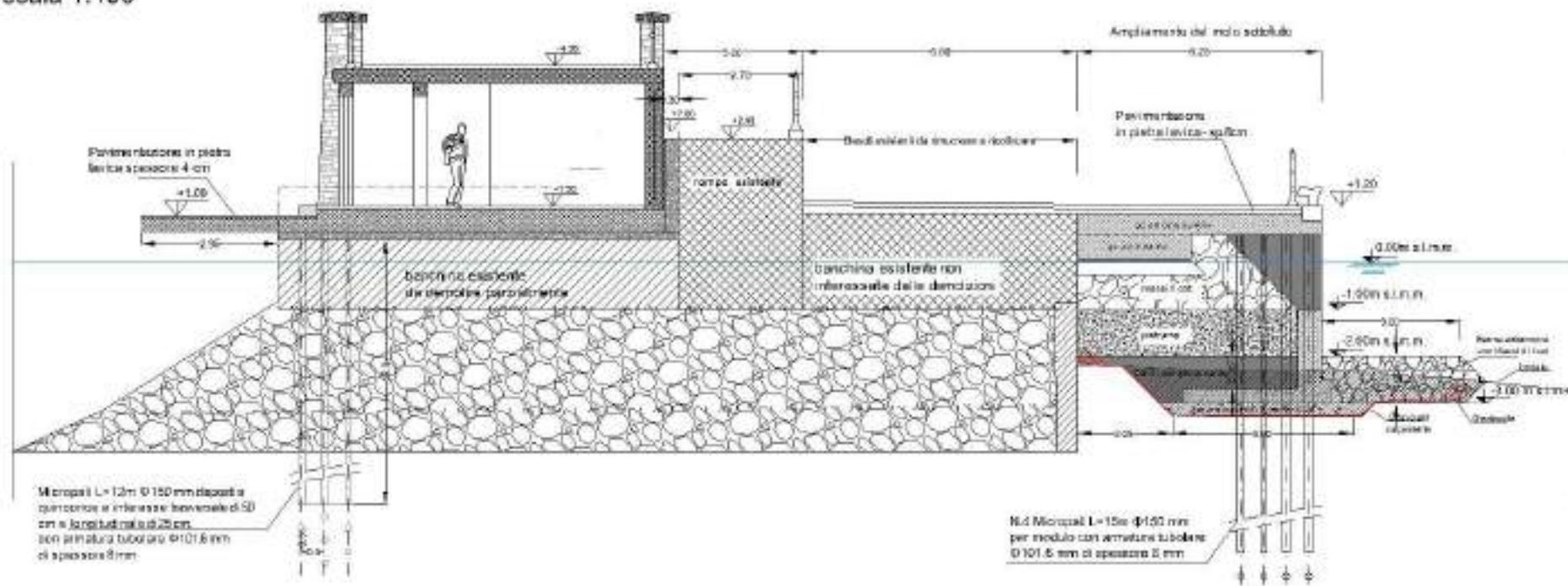


Fig. 3 – Sezione Tipo di Progetto – Sez. A – A'

4. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALI

Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite con il metodo di Bishop ed è stato utilizzato il software di calcolo SLOPE del marchio GEOSTRU in licenza allo Studio SAIL progettista.

Slope è un software di analisi di stabilità dei pendii che utilizza metodi di equilibrio limite unitamente a modelli numerici avanzati quali (Element Discrete Method).

Le verifiche, trattandosi di un rilevato a mare, sono state eseguite lungo le superfici di scivolamento generate da n.2 maglie di centri di rotazione, una da cui sono generate superfici di scivolamento verso il lato del bacino portuale e l'altra da cui sono generate superfici di scivolamento verso il lato Largo Marina. Le figure Fig. 5 e Fig. 6 riportano le due maglie indagate



Fig. 5 – Maglia con centri di rotazione da cui sono generate le superfici di scivolamento verso il lato bacino portuale

LATO LARGO MARINA



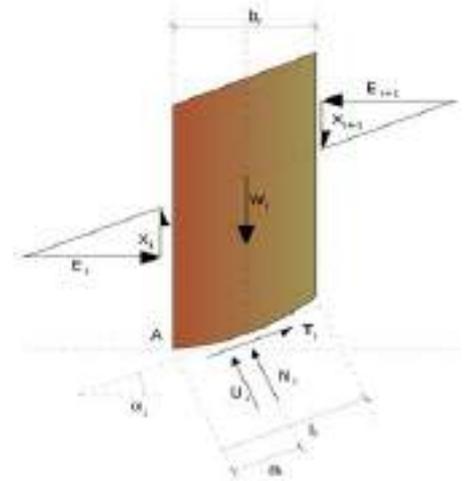
Fig. 6 – Maglia con centri di rotazione da cui sono generate le superfici di scivolamento verso il lato Largo Marina

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

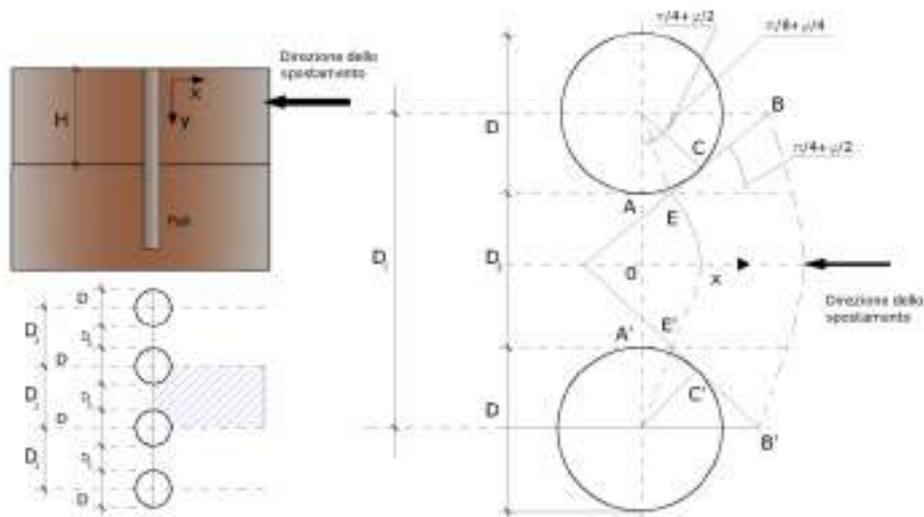
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$$N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limite ($D_2 = 0 \text{ P} \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \text{ P} \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento .

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.

3.3 RISULTATI VERIFICA DI STABILITA' LATO BACINO PORTUALE

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====

Zona	cetara
Lat./Long.	40,645153/14,701003
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

=====

Maglia dei Centri

=====

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	20,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	6,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	60,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	18,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	10,0

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,36	2,36	0,28
S.L.D.	50,0	0,45	2,38	0,32
S.L.V.	475,0	0,96	2,62	0,44
S.L.C.	975,0	1,16	2,72	0,46

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,432	0,2	0,0088	0,0044
S.L.D.	0,54	0,2	0,011	0,0055
S.L.V.	1,152	0,2	0,0235	0,0117
S.L.C.	1,392	0,24	0,0341	0,017

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,034

Coefficiente azione sismica verticale 0,017

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	3,0
2	17,6	3,0
3	41,23	4,2
4	41,73	4,7
5	44,69	4,7
6	44,69	8,0
7	67,19	8,0
8	67,19	8,0
9	81,0	0,0
10	100,0	0,0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	8,0
2	19,0	8,0
3	32,81	8,0
4	32,81	8,0
5	55,31	8,0
6	55,31	8,0
7	58,27	8,0
8	58,77	8,0
9	82,4	8,0
10	100,0	8,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	3,0
2	18,0	3,0
3	41,23	4,2
4	34,0	0,0
5	42,0	0,0
6	46,22	0,08
7	67,87	-0,18
8	93,89	0,0
9	100,0	0,0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-2,5
2	50,0	-2,5
3	100,0	-2,5

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-10,5
2	50,0	-10,5
3	100,0	-10,5

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,0

Coesione efficace 1,0

Coesione non drenata 1,0

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	50	1820	2100	MASSI NATURALI	
2	0	0	30	1800	2000	SABBIA	
3	0	0	27	1700	2000	SABBIA LIMOSA	
4	0	0	31	1900	2000	SABBIA GHIAIOSA	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	44,63	4,7	4	0,5	5	0,5	0,5	2,4

Pali...

N°	x (m)	y (m)	Diametro (m)	Lunghezza a (m)	Inclinazio ne (°)	Interasse (m)	Resistenz a al taglio (kg/cm ²)	Momento plasticizza zione (kN*m)	Metodo stabilizzaz ione
1	67	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limiteT. Ito & T. Matsui (1975)
2	66,5	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limiteT. Ito & T. Matsui (1975)
3	66	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limiteT. Ito & T. Matsui (1975)

Tiranti

N°	x (m)	y (m)	Lunghezza libera (m)	Lunghezza ancorata (m)	Diametro del bulbo (m)	Inclinazione (°)	Tiro (Kg)
1	33	8	0	21	0	0	0

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	67	8	45	8	0,25
2	65	8	55	8	0,05

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

=====

Fs minimo individuato	1,19
Ascissa centro superficie	27,0 m
Ordinata centro superficie	17,4 m
Raggio superficie	25,3 m

=====

xc = 27,00 yc = 17,40 Rc = 25,305 Fs=1,19

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	4,19	-40,3	5,49	8272,68	281,27	140,64	0,0	30,0	41752,618453,2	8954,5	
2	4,19	-28,7	4,77	20239,96	688,16	344,08	0,0	27,0	53707,530133,5	12904,7	
3	4,19	-18,3	4,41	28079,42	954,7	477,35	0,0	27,0	61284,534443,6	14750,4	
4	4,19	-8,5	4,23	43414,46	1476,09	738,05	0,0	27,0	65437,646889,4	20080,4	
5	4,19	1,1	4,19	55729,11	1894,79	947,4	0,0	27,0	66570,355299,9	23682,2	
6	3,25	9,5	3,3	49843,21	1694,67	847,33	0,0	27,0	50550,147148,7	20191,4	
7	5,12	19,4	5,43	166359,6	5656,23	2828,11	0,0	27,0	74192,484906,3	36361,1	
8	4,19	31,1	4,89	118886,4	4042,14	2021,07	0,0	27,0	51470,462575,9	26798,1	
9	4,19	43,2	5,74	91865,9	3123,44	1561,72	0,0	30,0	38297,850484,4	24497,8	
10	4,19	59,0	8,12	46293,75	1573,99	786,99	0,0	50,0	17179,521191,7	21226,7	



Fig. 7 – Superficie di scivolamento con FS min = 1.19

3.4 RISULTATI VERIFICA DI STABILITA' LATO LARGO MARINA

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

=====	
Zona	cetara
Lat./Long.	40,645153/14,701003
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	
=====	

Maglia dei Centri

=====	
Ascissa vertice sinistro inferiore xi	32,04 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	6,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	72,04 m
Ordinata vertice destro superiore ys	18,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	10,0
=====	

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,36	2,36	0,28
S.L.D.	50,0	0,45	2,38	0,32
S.L.V.	475,0	0,96	2,62	0,44
S.L.C.	975,0	1,16	2,72	0,46

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,432	0,2	0,0088	0,0044
S.L.D.	0,54	0,2	0,011	0,0055
S.L.V.	1,152	0,2	0,0235	0,0117
S.L.C.	1,392	0,24	0,0341	0,017

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,034

Coefficiente azione sismica verticale 0,017

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	3,0
2	17,6	3,0
3	41,23	4,2
4	41,73	4,7
5	44,69	4,7
6	44,69	8,0
7	67,19	8,0
8	67,19	8,0
9	81,0	0,0
10	100,0	0,0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	8,0
2	19,0	8,0
3	32,81	8,0
4	32,81	8,0
5	55,31	8,0
6	55,31	8,0
7	58,27	8,0
8	58,77	8,0
9	82,4	8,0
10	100,0	8,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	3,0
2	18,0	3,0
3	41,23	4,2
4	34,0	0,0
5	42,0	0,0
6	46,22	0,08
7	67,87	-0,18
8	93,89	0,0
9	100,0	0,0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-2,5
2	50,0	-2,5
3	100,0	-2,5

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-10,5
2	50,0	-10,5
3	100,0	-10,5

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

=====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,0

Coazione efficace 1,0

Coazione non drenata 1,0

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

=====

Stratigrafia

Strato	Coazione (kg/cm ²)	Coazione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	50	1820	2100	MASSI NATURALI	
2	0	0	30	1800	2000	SABBIA	
3	0	0	27	1700	2000	SABBIA LIMOSA	
4	0	0	31	1900	2000	SABBIA GHIAIOSA	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	44,63	4,7	4	0,5	5	0,5	0,5	2,4

Pali...

N°	x (m)	y (m)	Diametro (m)	Lunghezza (m)	Inclinazione (°)	Interasse (m)	Resistenza al taglio (kg/cm ²)	Momento plasticizzazione (kN*m)	Metodo stabilizzazione
1	67	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limite T. Ito & T. Matsui (1975)
2	66,5	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limite T. Ito & T. Matsui (1975)
3	66	8	0,15	12	90	1	120	--	Carico limite T. Ito & T. Matsui (1975)

Tiranti

N°	x (m)	y (m)	Lunghezza libera (m)	Lunghezza ancorata (m)	Diametro del bulbo (m)	Inclinazione (°)	Tiro (Kg)
1	33	8	0	21	0	0	0

Carichi distribuiti

N°	x _i (m)	y _i (m)	x _f (m)	y _f (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	67	8	45	8	0,25
2	65	8	55	8	0,05

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	1,45
Ascissa centro superficie	41,04 m
Ordinata centro superficie	13,8 m
Raggio superficie	15,79 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

$$xc = 41,04 \quad yc = 13,797 \quad Rc = 15,791 \quad Fs=1,446$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2,67	-43,0	3,66	3905,89	132,8	66,4	0,0	30,0	15539,08517,9	3400,5	3400,5
2	2,67	-30,7	3,11	9577,8	325,65	162,82	0,0	30,0	20848,714610,4	5832,7	5832,7
3	2,67	-19,9	2,84	14347,83	487,83	243,91	0,0	30,0	24210,517841,5	7122,6	7122,6
4	2,67	-9,8	2,71	16636,05	565,63	282,81	0,0	30,0	26099,718137,8	7240,9	7240,9
5	1,54	-2,1	1,54	10094,97	343,23	171,61	0,0	30,0	15361,710252,2	4092,8	4092,8
6	0,5	1,6	0,5	3441,7	117,02	58,51	0,0	30,0	4994,2 3405,1	1359,4	1359,4
7	3,01	8,0	3,04	21114,41	717,89	358,95	0,0	30,0	29622,120186,7	8058,9	8058,9
8	5,64	24,9	6,22	101363,5	3446,36	1723,18	0,0	30,0	48443,649222,6	19650,4	19650,4
9	2,67	42,9	3,65	32755,77	1113,7	556,85	0,0	50,0	15598,013264,8	10930,9	10930,9
10	2,67	59,0	5,19	14784,91	502,69	251,34	0,0	50,0	7040,4 6340,9	5225,2	5225,2



Fig. 8 – Superficie di scivolamento con FS min = 1.45

