



# COMUNE di BELLARIA IGEA MARINA

*Provincia di Rimini*

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO CANALE  
DI BELLARIA IGEA MARINA  
E REALIZZAZIONE DI UNA DARSENA PER USI TURISTICI

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO  
1<sup>^</sup> STRALCIO

ELABORATO: RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURE



ELAB.:

4

SCALA:

Tecnico incaricato :  
PROF. ING. ALESSANDRO MANCINELLI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Arch. Nicoletta Morri

Collaboratore :  
DOTT. ING. ELISA SETA

NOME FILE:  
"Elab\_4\_Relazione\_Geotecnica\_strutture.pdf"

DATA:  
Giugno 2023

## Sommario

1. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E SISMICHE DEL SITO.....	1
2. CRITERI DI VERIFICA.....	1
3. VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	5
4. VERIFICA DI STABILITA'GLOBALE INSIEME RILEVATO LAPIDEO – TERRENO DI FONDAZIONE .....	7
5. VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	12

## 1. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E SISMICHE DEL SITO

Per le caratteristiche geomeccaniche del sito, necessarie per le successive verifiche geotecniche, e per la definizione di pericolosità sismica del sito di progetto si fa riferimento alle informazioni riportate nella Relazione Geologica Elab\_03 del Presente Progetto Definitivo/Esecutivo alla quale si rimanda per approfondimenti. La seguente tabella riassume le caratteristiche assunte per il fondale alla profondità di riferimento di progetto di -4.0m l.m.m.:

m l.m.m.	Litotipo	$\gamma_u$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\varphi^\circ$	$E_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
da -4 a -7.70	sabbia limosa sciolta	1.85	28	95	0.02	0.125
da -7.70 a -12.70	argilla limosa e sabbiosa	1.77	22	67.5	0.10	0.8
da -12.70 a -28.70	argilla limosa	1.87	15	85	0.16	1.3



Tab. 1/1 – Parametri geotecnici del terreno di fondazione dell’opera – stratigrafia

## 2. CRITERI DI VERIFICA

Nella realizzazione di opere foranee l’interazione dell’intervento con il terreno di fondazione si esplica in un sovraccarico dovuto al materiale lapideo costituente l’opera rispetto alla condizione pre-esistente.

Nei successivi paragrafi viene affrontata la verifica di stabilità globale dell’opera in condizioni sismiche, secondo quanto specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 “*Aggiornamento delle <<Norme Tecniche delle Costruzioni>>*”.

Il Decreto Ministeriale Infrastrutture e Trasporti che aggiorna il D.M. 14 Gennaio 2008 “*Norme tecniche per le costruzioni*” (NTC’08), dedica il Capitolo 6 alla progettazione geotecnica, che si basa sul metodo degli stati limite e sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali, che si combinano in funzione del tipo di

opera e di verifica, sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

La condizione che va rispettata per ogni stato limite è la classica:

$$E_d \leq R_d$$

con  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] = \gamma_F E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

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

La normativa suggerisce la combinazione dei coefficienti parziali di sicurezza applicati alle azioni, ai parametri geotecnici e alle resistenze a seconda della tipologia di opera e della specifica verifica.

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

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

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

Tab. 2/1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I NTC'18)

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 2/2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC'18)

Nel caso della scogliera in progetto si considerano, per la verifica di sicurezza, gli stati limite "geotecnici" rappresentati:

- dalla stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione,
- dal raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione sotto il peso del rilevato,
- dai cedimenti differenziali del terreno di fondazione.

La nuova normativa disciplina (nel Paragrafo 7.11) inoltre la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere devono soddisfare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti nel paragrafo 3.2.1 della suddetta norma, per ciascuno dei quali varia il tempo di ritorno  $T_R$  di riferimento per l'evento sismico di progetto. Il tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto per la struttura in esame è calcolato, a partire dalla vita nominale dell'opera  $V_N$  (anni), dal coefficiente d'uso  $C_U$  riferito alla classe d'uso dell'opera e dalla probabilità di non superamento  $P_{V_R}$ , secondo l'espressione:

$$T_R = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -V_R / \ln(1 - P_{V_R})$$

Per la vita nominale dell'opera si fa riferimento ai valori forniti da normativa, il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$  si ricava a partire dalla vita nominale e dalla classe d'uso:

$$V_R = C_U V_N$$

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 2/3 – Valori minimi della Vita nominale di progetto per i diversi tipi di costruzioni (Tab.2.4.I NTC'18)

#### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* 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.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 2/4 – Classificazione e coefficienti delle classi d'uso delle costruzioni (Par. 2.4.2 e Tab.2.4.II NTC'18)

La normativa fornisce per ciascuno dei quattro Stati Limite i valori della probabilità di superamento dell'evento sismico nel periodo di riferimento:

- Stato Limite di Operatività (SLO)  $P=81\%$ ;
- Stato Limite di Danno (SLD)  $P=63\%$ ;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)  $P=10\%$ ;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)  $P=5\%$ .

In particolare, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione che è definita dall'accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  (in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, sottosuolo di categoria A, e superficie topografica orizzontale) e dalle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  corrispondente all'accelerazione massima, con riferimento alle prefissate probabilità di superamento  $P_{V_R}$  dell'evento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Per ottenere la risposta sismica locale di progetto si deve tener conto dell'amplificazione stratigrafica (l'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale viene valutata in funzione dell'effettiva categoria di sottosuolo presente nel sito) e dell'amplificazione topografica. La normativa richiede inoltre, nell'ambito della progettazione per azioni sismiche, la verifica alla stabilità nei confronti del fenomeno di liquefazione dei terreni.

In condizioni sismiche l'analisi di stabilità di un pendio viene eseguita con metodo pseudo-statico considerando, cioè, l'azione sismica come un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza, e le componenti si esprimono con:

$$F_h = k_h W \quad ; \quad F_v = k_v W$$

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

con  $g$  accelerazione di gravità,  $\beta_s$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al suolo  $a_{\max} = S_s S_T a_g$ , e  $S_s$  e  $S_T$  i coefficienti di amplificazione stratigrafica (in funzione della categoria di sottosuolo, D) e di amplificazione topografica (1 per superfici orizzontali) dell'accelerazione massima  $a_g$  su suolo rigido.

### 3. VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

#### VERIFICA STATICA

Per la verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno, che rappresenta uno stato limite ultimo, le NCT 2018 indicano che le verifiche debbano essere effettuate secondo **l'Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)** adeguando i coefficienti parziali sulle azioni, sui parametri geotecnici del terreno e sulle resistenze.

La verifica di stabilità dell'insieme terreno-fondazione consiste nella determinazione di quella che viene definita capacità portante (o carico limite,  $q_{lim}$ ) e che rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura e nel confronto del carico limite con il carico di esercizio trasmesso dalla fondazione al terreno.

Per il calcolo del carico limite, si applica la formula trinomia del carico limite di fondazioni superficiali:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c + \gamma' D N_q s_q d_q + 0.5 \gamma' B_1 N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

dove  $\gamma'$  è il peso di volume del terreno immerso = 0.826 t/m<sup>3</sup>. Il piano di posa si assume approssimativamente coincidente con il fondale marino ( $D = 0$ ), i coefficienti  $N_c, N_\gamma, N_q$  sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno,  $s_c, s_\gamma, s_q$  sono fattori di forma della fondazione e  $d_c, d_\gamma, d_q$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa. Il primo strato costituente il fondale è costituito da sabbia limosa sciolta con angolo di attrito interno del terreno  $\varphi = 28^\circ$ , trascurando, a favore di sicurezza lo strato di basamento di 0.50m in pietrame scapolo appositamente collocato per assorbire e distribuire i carichi della struttura in massi naturali sul fondale esistente.

Applicando la formula di Hansen, le relazioni che occorre considerare nello sviluppo della formula sono:

Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi$$

Fattori di forma:

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

$$s_q = 1 + (B/L) \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

Fattori di profondità:

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$k = (D/B) \text{ se } (D/B) \leq 1 \quad k = \tan^{-1}(D/B) \text{ se } (D/B) > 1$$

Sviluppando la formula ed applicando i parametri di progetto, si ottiene un valore del carico limite pari a 200.0 t/m<sup>2</sup> e 380 t/m<sup>2</sup> rispettivamente per la sezione corrente e quella di testata. Tenendo conto del coefficiente parziale sulle resistenze prescritto da Normativa NTC 2018, tali valori diventano  $R_d$  90 t/m<sup>2</sup> e 160 t/m<sup>2</sup>

Il carico della scogliera agente sul terreno, determina una pressione media di 11 t/m<sup>2</sup>, che, incrementato del coefficiente parziale prescritto da Normativa NTC 2018, diventa:



$$E_d = 14,3 \text{ t/m}^2$$

La verifica statica  $E_d \leq R_d$  risulta quindi soddisfatta.

#### VERIFICA SISMICA

Nel caso di azione sismica gli effetti delle accelerazioni nel sottosuolo possono essere portati in conto, modellando l'azione sismica mediante la sola componente orizzontale, mediante i coefficienti sismici  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi al terreno e il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del parametro  $K_{hi}$ , e viene portato in conto applicando formule analoghe a quelle utilizzate per i parametri  $i_\gamma$ ,  $i_c$  e  $i_q$ .

L'effetto cinesico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente  $K_{hk}$ .

Per la verifica del carico limite in condizioni sismiche si fa riferimento alla correzione del fattore di capacità portante  $N_\gamma$  ottenuta dal metodo delle caratteristiche (*MdC*):

$$N_{\gamma e} = N_\gamma e_{\gamma k} e_{\gamma i}$$

con  $e_{\gamma k} = (1 - K_{hk} / \tan \varphi)^{0.45}$  coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto cinematico del terreno,  $e_{\gamma i} = (1 - 0.7 K_{hi})^5$  coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto inerziale della struttura.

In assenza di sisma il carico ultimo risulta, per la sezione corrente, pari a  $90 \text{ t/m}^2$ , in presenza del sisma, considerando l'accelerazione sismica locale  $a_g = 0.182g$  (vedi Relazione Geologica) il carico ultimo si riduce a circa  $30 \text{ t/m}^2$ , ma risulta ancora superiore rispetto al carico trasmesso, costituito dal peso proprio della scogliera (vedi paragrafo precedente), la verifica risulta pertanto soddisfatta in entrambe le condizioni, statiche e sismiche.

#### **4. VERIFICA DI STABILITA'GLOBALE INSIEME RILEVATO LAPIDEO – TERRENO DI FONDAZIONE**

L'analisi della stabilità globale dell'insieme rilevato-terreno di fondazione è stata eseguita con l'applicazione di un programma di calcolo geotecnico STAP 16 (distribuito dalla *Aztec Informatica*)

che valuta la stabilità di pendii in terreni sciolti sia in condizioni statiche che in presenza di sisma, applicando, come normativa di riferimento le N.T.C. 2018 (D.M. 17/01/2018).

Per la verifica di stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione, intesa come stabilità di un generico pendio, le Norme indicano che le verifiche debbano essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) adeguando i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici del terreno alle disposizioni del nuovo decreto N.T.C. 2018 (in condizioni sismiche i coefficienti su azioni e caratteristiche del terreno vanno considerati pari a 1), nelle verifiche di stabilità di un pendio naturale il coefficiente di sicurezza è assunto pari a 1.0 sia in condizioni sismiche che in condizioni statiche.

La verifica è stata condotta considerando la sagoma di progetto, di forma trapezoidale, per il paramento lato mare con pendenza 1/2 della sezione corrente.

Nella verifica in condizioni statiche si è assunta la presenza di mareggiata estrema (Tr 30anni) nell'istante più gravoso rappresentato dalla condizione di Run-down dell'onda. Il valore di riferimento della ridiscesa dell'onda sul paramento della scogliera è pari a 1.86m (si rimanda alla Relazione Tecnica – Specialistica Idraulica Elab\_02).

La stratigrafia tipo per le verifiche è rappresentata nella seguente figura.

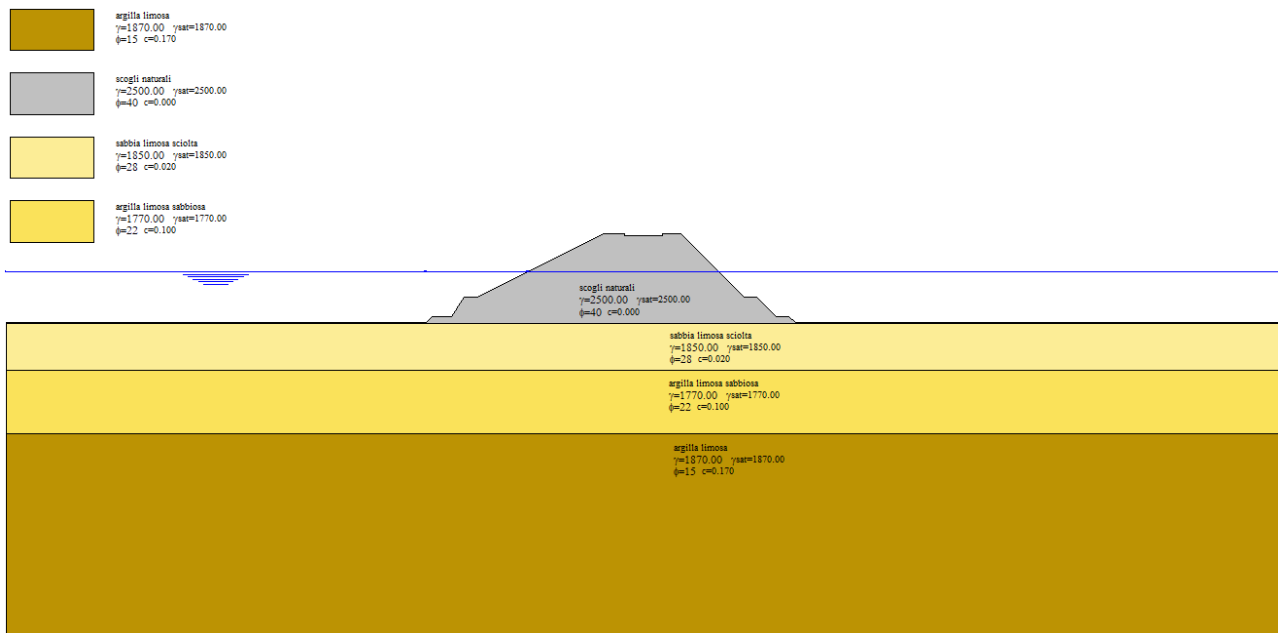


Fig. 4/1 – Profilo stratigrafico del terreno – sezione corrente lato mare - pendenza 1:2

In condizioni sismiche l'analisi di stabilità di un pendio viene eseguita con metodo pseudo-statico considerando, cioè, l'azione sismica come un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza, e le componenti si esprimono con:

$$F_h = k_h W \quad ; \quad F_v = k_v W$$

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

con  $g$  accelerazione di gravità,  $\beta_s$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al suolo  $a_{\max} = S_S S_T a_g$ , e  $S_S$  e  $S_T$  i coefficienti di amplificazione stratigrafica (in funzione della categoria di sottosuolo, D) e di amplificazione topografica (1 per superfici orizzontali) dell'accelerazione massima  $a_g$  su suolo rigido.

Lo stato limite scelto per la verifica è lo Stato Limite di Vita a cui corrisponde per il sito di progetto un'accelerazione massima circa  $a_g = 0.335g$  e un tempo di ritorno dell'evento sismico di riferimento di circa 475anni (considerando una vita nominale dell'opera di 50anni e classe d'uso II vd. Tab. 2/3 e 2/4).

Si ricorda che il tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto per la struttura in esame è calcolato, a partire dalla vita nominale dell'opera  $V_N$  (50 anni), dal coefficiente d'uso  $C_U$  (1.0 per classe II) riferito alla classe d'uso e alla probabilità di non superamento  $P_{V_R}$ , secondo l'espressione:

$$T_R = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -V_R / \ln(1 - P_{V_R})$$

e nel caso più gravoso (Stato Limite Ultimo di Collasso SLC, paragrafo 3.2.1 della NTC) vale 975 anni.

Lo stato limite scelto per le verifiche presenta, a favore di sicurezza, un'accelerazione sismica più alta di quella locale determinata nella Relazione Geologica.

Il risultato delle verifiche è dato dal coefficiente di sicurezza espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento, (assunto pari a 1.0).

Il metodo di analisi scelto è quello di Bishop, che ipotizza superfici di rottura del terreno di forma circolare.

Le seguenti figure riportano i risultati dell'analisi relativi alla superficie più critica tra quelle analizzate.

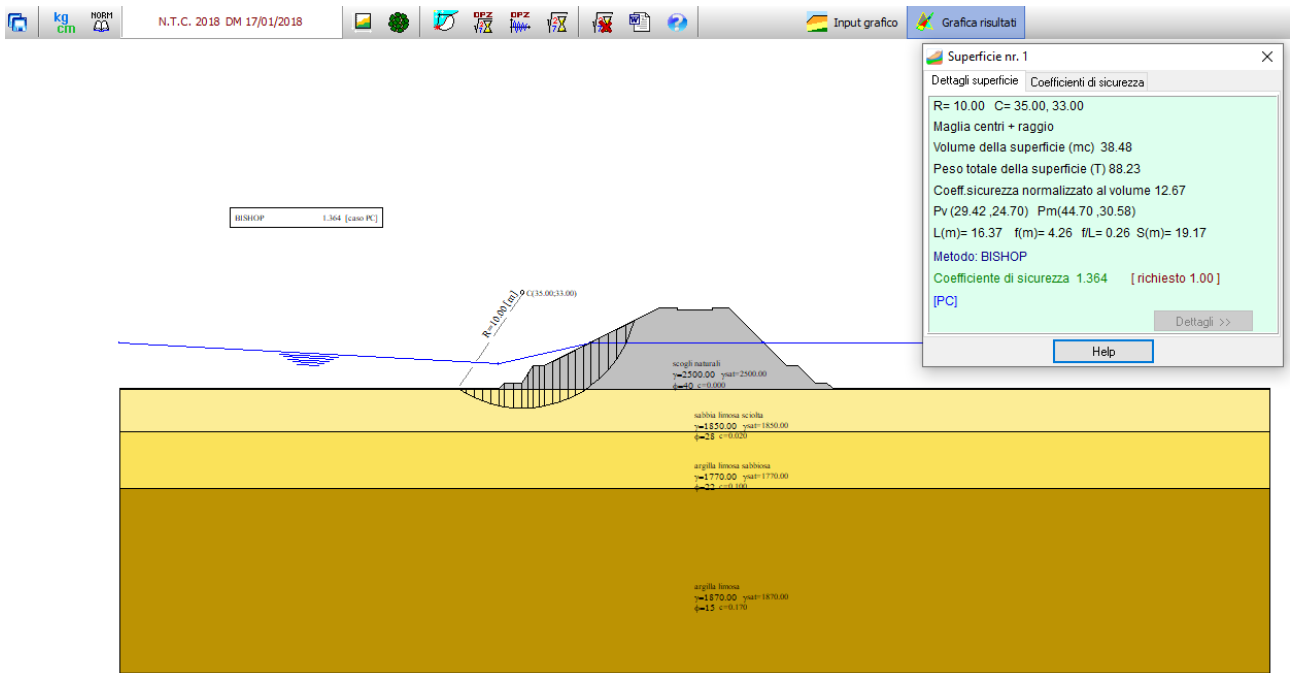


Fig. 4/2 – Superficie di rottura più critica (minor fattore di sicurezza FS= 1364) – condizioni statiche + run-down dell’onda

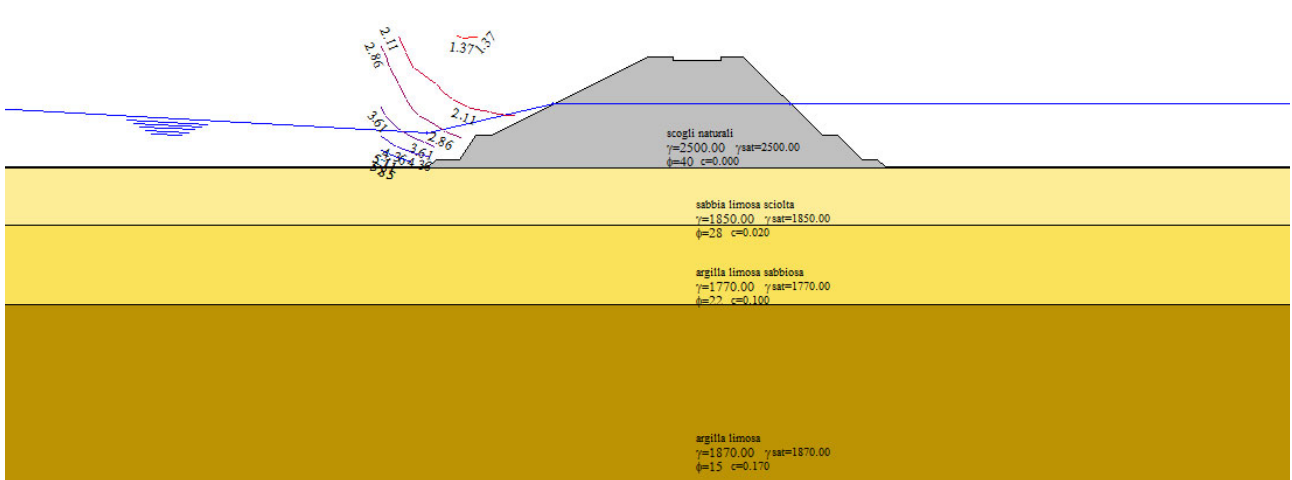


Fig. 4/3 – Distribuzione dei fattori di sicurezza per le superfici analizzate – condizioni statiche + run-down dell’onda

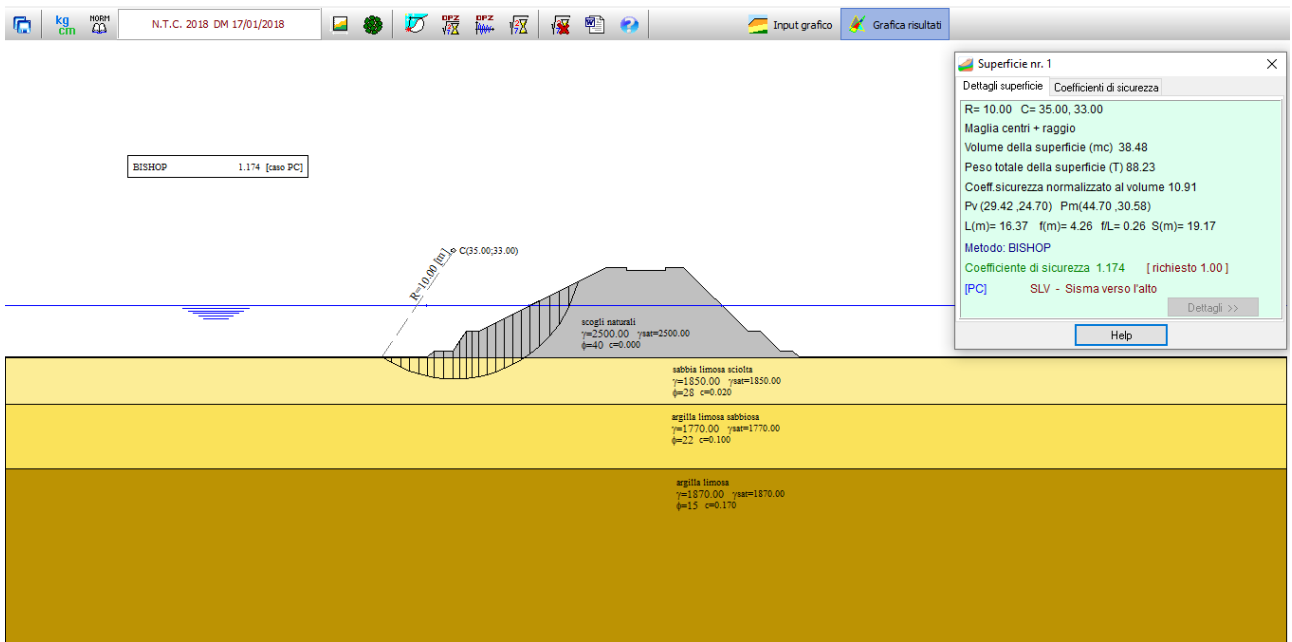


Fig. 4/4 – Superficie di rottura più critica (minor fattore di sicurezza FS= 1.174) – condizioni sismiche

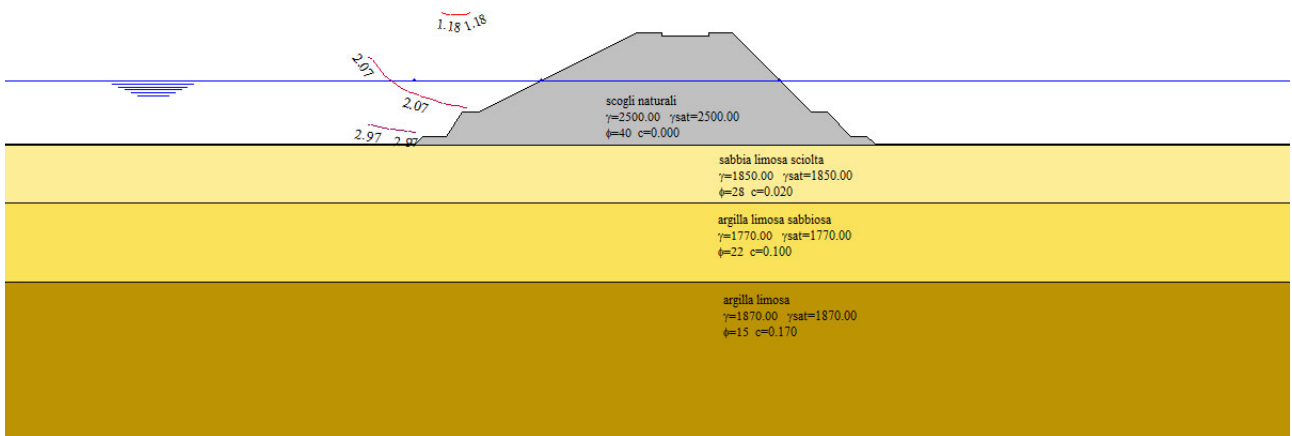


Fig. 4/5 – Distribuzione dei fattori di sicurezza per le superfici analizzate – condizioni sismiche

Le verifiche sono soddisfatte in tutte le condizioni analizzate, il minor coefficiente di sicurezza rilevato pari a 1.174 e si riferisce ad una superficie in condizioni sismiche con sisma diretto verso l'alto.

## 5. VERIFICA DEI CEDIMENTI

La verifica di possibili cedimenti differenziali del terreno di fondazione sottoposto al carico proprio del rilevato rappresenta una verifica di SLE. La normativa impone, nell'analisi dei cedimenti differenziali sotto una fondazione superficiale che i valori delle proprietà meccaniche del terreno siano quelli caratteristici e che i coefficienti parziali sui parametri di resistenza siano sempre unitari.

Per la verifica dei cedimenti sono state dapprima calcolate le tensioni litostatiche e successivamente, adottando il metodo edometrico, sono stati valutati i cedimenti in dieci punti alla base della scogliera. L'opera è stata schematizzata di forma trapezoidale sottoposta ad un carico anch'esso trapezoidale (massimo nella parte centrale e linearmente tendente a zero agli estremi della struttura).

Il carico massimo verticale, calcolato considerando le diverse parti della scogliera (mantellata, strato filtro, nucleo e strato di pietrame di imbasamento) e tenendo conto delle parti emerse e sommerse dell'opera, è risultato pari a 105 e 108KN/m<sup>2</sup> rispettivamente per la sezione corrente e quella di testata.

L'incremento di sollecitazione verticale nel terreno di fondazione sottoposto al peso della scogliera è stato calcolato mediante la teoria di Boussinesq, considerando un carico nastroforme di sezione rettangolare nella parte centrale e di sezione triangolare nelle parti laterali. Nei calcoli viene indicato con  $h$  l'affondamento in metri rispetto al fondale posto a -4m l.m.m., che coincide con il piano di posa del carico.

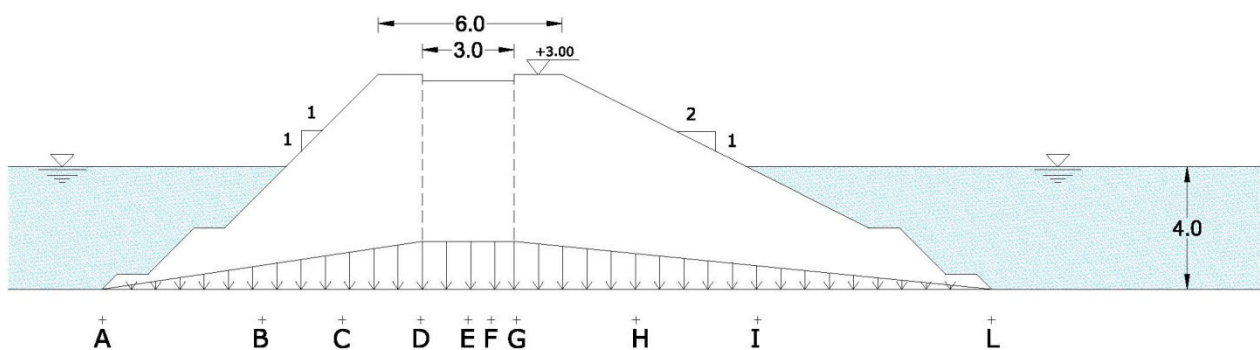


Fig. 5/1 – Schema della sezione corrente della scogliera

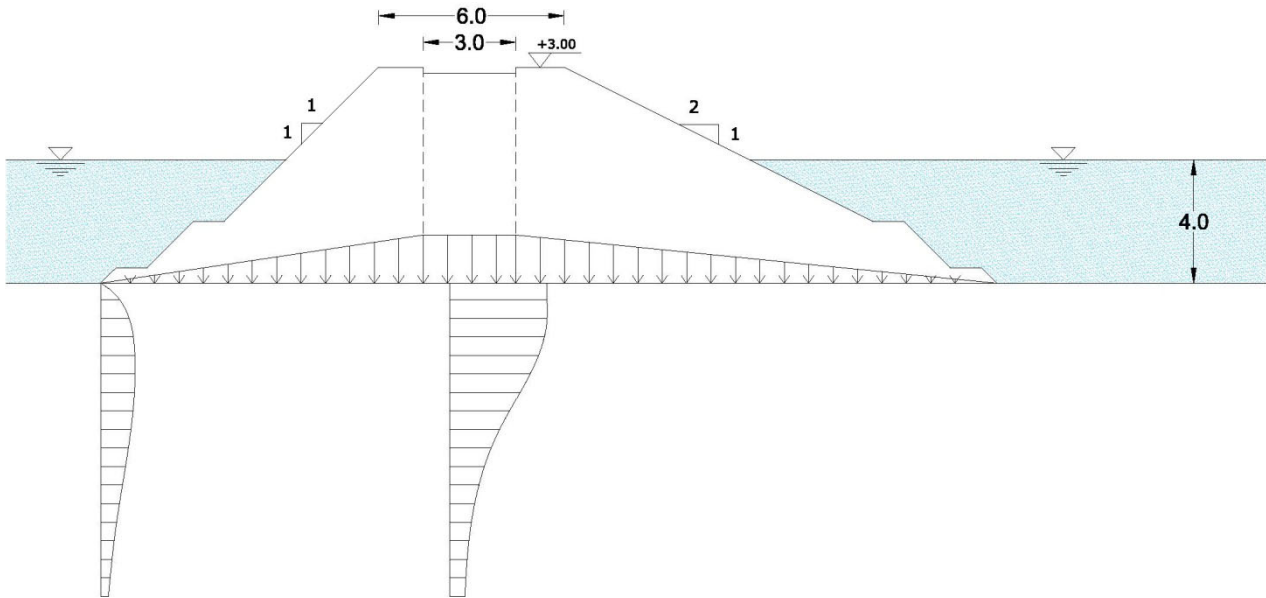


Fig. 5/2 – Incremento tensioni verticali, secondo la teoria di Boussinesq, in due sezioni della scogliera.

PROFONDITA' h (m)	$\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	u (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )
-1	59.54	51.3	8.24
-1.5	68.79	56.43	12.36
-2	78.04	61.56	16.48
-3	96.54	71.82	24.72
-4	114.24	82.08	32.16
-5	131.94	92.34	39.6
-6	149.64	102.6	47.04
-7	176.19	117.99	58.2
-8	185.04	123.12	61.92
-10	222.44	143.64	78.8
-14	297.24	184.68	112.56

Tab. 5/1 – Tensioni litostatiche al di sotto del piano di posa della scogliera.

#### RISULTATI PER LA SEZIONE CORRENTE

h (m)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
-1	3.16	53.25	75.39	103.33	152.88	147.61	104.38	78.02	53.77	3.16
-1.5	5.27	51.66	73.81	101.22	148.66	140.23	103.33	75.91	52.72	4.22
-2	7.38	51.66	73.81	98.06	140.23	131.79	102.27	74.86	51.66	4.74
-3	10.54	52.72	70.64	95.95	128.63	121.25	101.22	73.81	51.66	5.80
-4	13.18	50.61	65.37	93.84	117.03	110.71	100.16	70.64	50.61	6.33
-5	14.76	48.50	63.26	89.62	107.54	100.16	99.11	68.53	50.61	7.38
-6	16.34	47.45	63.26	88.57	97.00	90.67	98.06	65.90	49.55	8.43
-7.5	17.92	44.28	61.15	80.13	87.51	85.40	91.73	64.32	48.50	9.49
-8	20.03	42.17	61.15	74.86	78.02	75.91	86.46	61.68	47.45	10.54
-10	21.09	40.07	60.10	67.48	67.48	65.37	75.91	54.83	45.34	11.60
-14	21.09	31.63	52.72	55.88	57.99	57.99	70.64	47.45	40.07	15.82

Tab. 5/2 – Incremento delle tensioni verticali (teoria di Boussinesq), nelle sezioni verticali dei dieci punti di riferimento.

**PUNTO A**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	3.163076813	-5.0769232	9500	/
-1.5	12.36	5.271794688	-7.0882053	9500	/
-2	16.48	7.380512563	-9.0994874	9500	/
-3	24.72	10.54358938	-14.176411	9500	/
-4	32.16	13.17948672	-18.980513	6750	/
-5	39.6	14.76102513	-24.838975	6750	/
-6	47.04	16.34256353	-30.697436	6750	/
-7.5	58.2	17.92410194	-40.275898	6750	/
-8	61.92	20.03281981	-41.88718	6750	/
-10	78.8	21.08717875	-57.712821	8500	/
-14	112.56	21.08717875	-91.472821	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	0.000

**PUNTO B**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	53.24512634	45.0051263	9500	0.474
-1.5	12.36	51.66358794	39.3035879	9500	0.207
-2	16.48	51.66358794	35.1835879	9500	0.185
-3	24.72	52.71794688	27.9979469	9500	0.295
-4	32.16	50.609229	18.449229	6750	0.273
-5	39.6	48.50051113	8.90051113	6750	0.132
-6	47.04	47.44615219	0.40615219	6750	0.006
-7.5	58.2	44.28307538	-13.916925	6750	/
-8	61.92	42.1743575	-19.745643	6750	/
-10	78.8	40.06563963	-38.73436	8500	/
-14	112.56	31.63076813	-80.929232	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	1.572

**PUNTO C**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	75.38666403	67.146664	9500	0.707
-1.5	12.36	73.80512563	61.4451256	9500	0.323
-2	16.48	73.80512563	57.3251256	9500	0.302
-3	24.72	70.64204881	45.9220488	9500	0.483
-4	32.16	65.37025413	33.2102541	6750	0.492
-5	39.6	63.26153625	23.6615363	6750	0.351
-6	47.04	63.26153625	16.2215363	6750	0.240
-7.5	58.2	61.15281838	2.95281838	6750	0.066
-8	61.92	61.15281838	-0.7671816	6750	/
-10	78.8	60.09845944	-18.701541	8500	/
-14	112.56	52.71794688	-59.842053	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	2.964

**PUNTO D**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	103.3271759	95.0871759	9500	1.001
-1.5	12.36	101.218458	88.858458	9500	0.468
-2	16.48	98.05538119	81.5753812	9500	0.429
-3	24.72	95.94666331	71.2266633	9500	0.750
-4	32.16	93.83794544	61.6779454	6750	0.914
-5	39.6	89.62050969	50.0205097	6750	0.741
-6	47.04	88.56615075	41.5261508	6750	0.615
-7.5	58.2	80.13127925	21.9312793	6750	0.487
-8	61.92	74.85948456	12.9394846	6750	0.096
-10	78.8	67.478972	-11.321028	8500	/
-14	112.56	55.88102369	-56.678976	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	5.501



**PUNTO E**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	152.8820459	144.642046	9500	1.523
-1.5	12.36	148.6646102	136.30461	9500	0.717
-2	16.48	140.2297387	123.749739	9500	0.651
-3	24.72	128.6317904	103.91179	9500	1.094
-4	32.16	117.0338421	84.8738421	6750	1.257
-5	39.6	107.5446116	67.9446116	6750	1.007
-6	47.04	97.00102225	49.9610223	6750	0.740
-7.5	58.2	87.51179181	29.3117918	6750	0.651
-8	61.92	78.02256138	16.1025614	6750	0.119
-10	78.8	67.478972	-11.321028	8500	/
-14	112.56	57.98974156	-54.570258	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	7.760

**PUNTO F**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	147.6102513	139.370251	9500	1.467
-1.5	12.36	140.2297387	127.869739	9500	0.673
-2	16.48	131.7948672	115.314867	9500	0.607
-3	24.72	121.2512778	96.5312778	9500	1.016
-4	32.16	110.7076884	78.5476884	6750	1.164
-5	39.6	100.1640991	60.5640991	6750	0.897
-6	47.04	90.67486863	43.6348686	6750	0.646
-7.5	58.2	85.40307394	27.2030739	6750	0.605
-8	61.92	75.9138435	13.9938435	6750	0.104
-10	78.8	65.37025413	-13.429746	8500	/
-14	112.56	57.98974156	-54.570258	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	7.179

**PUNTO G**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	104.3815348	96.1415348	9500	1.012
-1	12.36	103.3271759	90.9671759	9500	0.479
-1.5	16.48	102.2728169	85.7928169	9500	0.452
-2	24.72	101.218458	76.498458	9500	0.805
-3	32.16	100.1640991	68.0040991	6750	1.007
-4	39.6	99.10974013	59.5097401	6750	0.882
-5	47.04	98.05538119	51.0153812	6750	0.756
-6	58.2	91.72922756	33.5292276	6750	0.745
-7.5	61.92	86.45743288	24.5374329	6750	0.182
-8	78.8	75.9138435	-2.8861565	8500	/
-10	112.56	70.64204881	-41.917951	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	6.319

**PUNTO H**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	78.02256138	69.7825614	9500	0.735
-1.5	12.36	75.9138435	63.5538435	9500	0.334
-2	16.48	74.85948456	58.3794846	9500	0.307
-3	24.72	73.80512563	49.0851256	9500	0.517
-4	32.16	70.64204881	38.4820488	6750	0.570
-5	39.6	68.53333094	28.9333309	6750	0.429
-6	47.04	65.89743359	18.8574336	6750	0.279
-7.5	58.2	64.31589519	6.11589519	6750	0.136
-8	61.92	61.67999784	-0.2400022	6750	/
-10	78.8	54.82666475	-23.973335	8500	/
-14	112.56	47.44615219	-65.113848	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	3.307

PUNTO I					
h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	53.77230581	45.5323058	9500	0.479
-1.5	12.36	52.71794688	40.3579469	9500	0.212
-2	16.48	51.66358794	35.1835879	9500	0.185
-3	24.72	51.66358794	26.9435879	9500	0.284
-4	32.16	50.609229	18.449229	6750	0.273
-5	39.6	50.609229	11.009229	6750	0.163
-6	47.04	49.55487006	2.51487006	6750	0.037
-7.5	58.2	48.50051113	-9.6994889	6750	/
-8	61.92	47.44615219	-14.473848	6750	/
-10	78.8	45.33743431	-33.462566	8500	/
-14	112.56	40.06563963	-72.49436	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	1.634

PUNTO L					
h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	3.163076813	-5.0769232	9500	/
-1.5	12.36	4.21743575	-8.1425642	9500	/
-2	16.48	4.744615219	-11.735385	9500	/
-3	24.72	5.798974156	-18.921026	9500	/
-4	32.16	6.326153625	-25.833846	6750	/
-5	39.6	7.380512563	-32.219487	6750	/
-6	47.04	8.4348715	-38.605129	6750	/
-7.5	58.2	9.489230438	-48.71077	6750	/
-8	61.92	10.54358938	-51.376411	6750	/
-10	78.8	11.59794831	-67.202052	8500	/
-14	112.56	15.81538406	-96.744616	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	0.000

Tab. 5/3 – Cedimenti sulle dieci verticali.

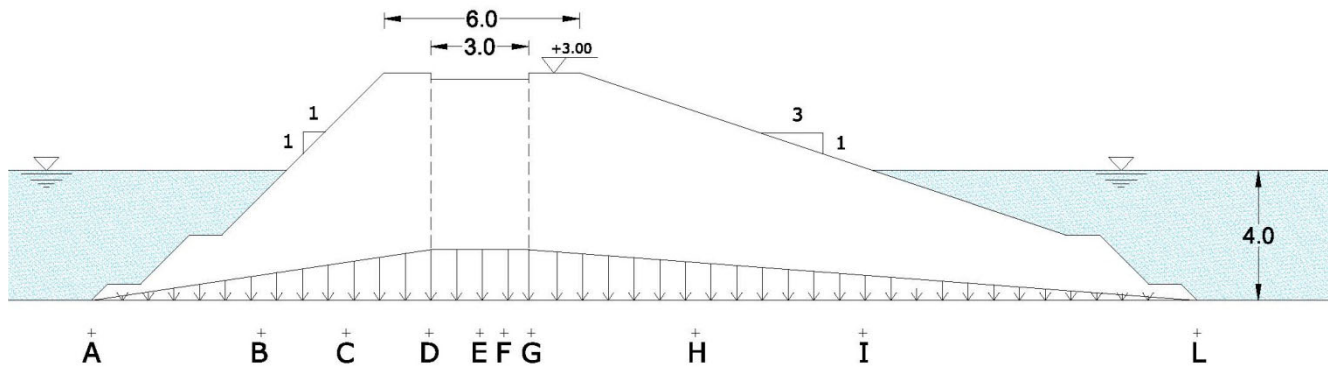


Fig. 5/3 – Schema della sezione di testata della scogliera.

**RISULTATI PER LA SEZIONE DI TESTATA**

h (m)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
-1	3.23	54.41	77.04	105.59	156.23	150.85	106.67	79.73	54.95	3.23
-1.5	5.39	52.80	75.42	103.44	151.92	143.30	105.59	77.58	53.87	4.31
-2	7.54	52.80	75.42	100.20	143.30	134.68	104.51	76.50	52.80	4.85
-3	10.77	53.87	72.19	98.05	131.45	123.91	103.44	75.42	52.80	5.93
-4	13.47	51.72	66.80	95.89	119.60	113.13	102.36	72.19	51.72	6.46
-5	15.08	49.56	64.65	91.58	109.90	102.36	101.28	70.04	51.72	7.54
-6	16.70	48.49	64.65	90.51	99.13	92.66	100.20	67.34	50.64	8.62
-7.5	18.32	45.25	62.49	81.89	89.43	87.27	93.74	65.73	49.56	9.70
-8	20.47	43.10	62.49	76.50	79.73	77.58	88.35	63.03	48.49	10.77
-10	21.55	40.94	61.42	68.96	68.96	66.80	77.58	56.03	46.33	11.85
-14	21.55	32.32	53.87	57.11	59.26	59.26	72.19	48.49	40.94	16.16

Tab. 5/4 – Incremento delle tensioni verticali (teoria di Boussinesq), nelle sezioni verticali dei dieci punti di riferimento.

**PUNTO A**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	3.232397514	-5.0076025	9500	/
-1.5	12.36	5.387329189	-6.9726708	9500	/
-2	16.48	7.542260865	-8.9377391	9500	/
-3	24.72	10.77465838	-13.945342	9500	/
-4	32.16	13.46832297	-18.691677	6750	/
-5	39.6	15.08452173	-24.515478	6750	/
-6	47.04	16.70072049	-30.33928	6750	/
-7.5	58.2	18.31691924	-39.883081	6750	/
-8	61.92	20.47185092	-41.448149	6750	/
-10	78.8	21.54931676	-57.250683	8500	/
-14	112.56	21.54931676	-91.010683	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	0.000

**PUNTO B**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	54.41202481	46.1720248	9500	0.486
-1.5	12.36	52.79582605	40.4358261	9500	0.213
-2	16.48	52.79582605	36.3158261	9500	0.191
-3	24.72	53.87329189	29.1532919	9500	0.307
-4	32.16	51.71836022	19.5583602	6750	0.290
-5	39.6	49.56342854	9.96342854	6750	0.148
-6	47.04	48.4859627	1.4459627	6750	0.021
-7.5	58.2	45.25356519	-12.946435	6750	/
-8	61.92	43.09863351	-18.821366	6750	/
-10	78.8	40.94370184	-37.856298	8500	/
-14	112.56	32.32397514	-80.236025	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	1.656

**PUNTO C**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	77.03880741	68.7988074	9500	0.724
-1.5	12.36	75.42260865	63.0626086	9500	0.332
-2	16.48	75.42260865	58.9426086	9500	0.310
-3	24.72	72.19021114	47.4702111	9500	0.500
-4	32.16	66.80288195	34.6428819	6750	0.513
-5	39.6	64.64795027	25.0479503	6750	0.371
-6	47.04	64.64795027	17.6079503	6750	0.261
-7.5	58.2	62.49301859	4.29301859	6750	0.095
-8	61.92	62.49301859	0.57301859	6750	0.004
-10	78.8	61.41555276	-17.384447	8500	/
-14	112.56	53.87329189	-58.686708	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	3.111

**PUNTO D**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	105.5916521	97.3516521	9500	1.025
-1.5	12.36	103.4367204	91.0767204	9500	0.479
-2	16.48	100.2043229	83.7243229	9500	0.441
-3	24.72	98.04939124	73.3293912	9500	0.772
-4	32.16	95.89445957	63.7344596	6750	0.944
-5	39.6	91.58459622	51.9845962	6750	0.770
-6	47.04	90.50713038	43.4671304	6750	0.644
-7.5	58.2	81.88740368	23.6874037	6750	0.526
-8	61.92	76.50007449	14.5800745	6750	0.108
-10	78.8	68.95781362	-9.8421864	8500	/
-14	112.56	57.10568941	-55.454311	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	5.709

**PUNTO E**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	156.2325465	147.992546	9500	1.558
-1.5	12.36	151.9226831	139.562683	9500	0.735
-2	16.48	143.3029564	126.822956	9500	0.667
-3	24.72	131.4508322	106.730832	9500	1.123
-4	32.16	119.598708	87.438708	6750	1.295
-5	39.6	109.9015155	70.3015155	6750	1.042
-6	47.04	99.12685708	52.0868571	6750	0.772
-7.5	58.2	89.42966454	31.2296645	6750	0.694
-8	61.92	79.732472	17.812472	6750	0.132
-10	78.8	68.95781362	-9.8421864	8500	/
-14	112.56	59.26062108	-53.299379	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	8.018

**PUNTO F**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	150.8452173	142.605217	9500	1.501
-1.5	12.36	143.3029564	130.942956	9500	0.689
-2	16.48	134.6832297	118.20323	9500	0.622
-3	24.72	123.9085714	99.1885714	9500	1.044
-4	32.16	113.133913	80.973913	6750	1.200
-5	39.6	102.3592546	62.7592546	6750	0.930
-6	47.04	92.66206205	45.6220621	6750	0.676
-7.5	58.2	87.27473286	29.0747329	6750	0.646
-8	61.92	77.57754032	15.6575403	6750	0.116
-10	78.8	66.80288195	-11.997118	8500	/
-14	112.56	59.26062108	-53.299379	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	7.424

**PUNTO G**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	106.6691179	98.4291179	9500	1.036
-1	12.36	105.5916521	93.2316521	9500	0.491
-1.5	16.48	104.5141863	88.0341863	9500	0.463
-2	24.72	103.4367204	78.7167204	9500	0.829
-3	32.16	102.3592546	70.1992546	6750	1.040
-4	39.6	101.2817888	61.6817888	6750	0.914
-5	47.04	100.2043229	53.1643229	6750	0.788
-6	58.2	93.73952789	35.5395279	6750	0.790
-7.5	61.92	88.3521987	26.4321987	6750	0.196
-8	78.8	77.57754032	-1.2224597	8500	/
-10	112.56	72.19021114	-40.369789	8500	/
-14				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	6.546

**PUNTO H**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	79.732472	71.492472	9500	0.753
-1.5	12.36	77.57754032	65.2175403	9500	0.343
-2	16.48	76.50007449	60.0200745	9500	0.316
-3	24.72	75.42260865	50.7026086	9500	0.534
-4	32.16	72.19021114	40.0302111	6750	0.593
-5	39.6	70.03527946	30.4352795	6750	0.451
-6	47.04	67.34161486	20.3016149	6750	0.301
-7.5	58.2	65.72541611	7.52541611	6750	0.167
-8	61.92	63.03175151	1.11175151	6750	0.008
-10	78.8	56.02822357	-22.771776	8500	/
-14	112.56	48.4859627	-64.074037	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	3.466

**PUNTO I**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	54.95075773	46.7107577	9500	0.492
-1.5	12.36	53.87329189	41.5132919	9500	0.218
-2	16.48	52.79582605	36.3158261	9500	0.191
-3	24.72	52.79582605	28.0758261	9500	0.296
-4	32.16	51.71836022	19.5583602	6750	0.290
-5	39.6	51.71836022	12.1183602	6750	0.180
-6	47.04	50.64089438	3.60089438	6750	0.053
-7.5	58.2	49.56342854	-8.6365715	6750	/
-8	61.92	48.4859627	-13.434037	6750	/
-10	78.8	46.33103103	-32.468969	8500	/
-14	112.56	40.94370184	-71.616298	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	1.719

**PUNTO L**

h (m)	$\sigma_v'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (KN/m <sup>2</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\Delta z$ (cm)
-1	8.24	3.232397514	-5.0076025	9500	/
-1.5	12.36	4.309863351	-8.0501366	9500	/
-2	16.48	4.84859627	-11.631404	9500	/
-3	24.72	5.926062108	-18.793938	9500	/
-4	32.16	6.464795027	-25.695205	6750	/
-5	39.6	7.542260865	-32.057739	6750	/
-6	47.04	8.619726703	-38.420273	6750	/
-7.5	58.2	9.697192541	-48.502807	6750	/
-8	61.92	10.77465838	-51.145342	6750	/
-10	78.8	11.85212422	-66.947876	8500	/
-14	112.56	16.16198757	-96.398012	8500	/
				$\Delta z_{TOT}$ (cm)	0.000

Tab. 5/5 – Cedimenti sulle dieci verticali.

I risultati mostrano cedimenti massimi, nella parte centrale dell'opera di circa 8-10cm per la sezione corrente e per quella di testata, che sono del tutto sopportabili dall'opera trattandosi di

una struttura flessibile e non rigida. È pratica usuale prevedere, già nella fase di progettazione, la ricarica di massi naturali, proprio in previsione di possibili cedimenti, per ristabilire la forma geometrica dell'opera. Nel calcolo dei quantitativi di scogli naturali per creare la sagoma di progetto è previsto un grado di costipamento di circa il 10% che tiene conto anche dei cedimenti che si verificheranno durante la posa in opera dei massi stessi.

Per quanto riguarda l'assestamento del terreno di fondazione va evidenziato che si tratta di un terreno sabbioso-limoso, pertanto la consolidazione sotto il peso della scogliera avviene in tempi relativamente brevi, e una volta esaurita la fase di consolidazione il cedimento si arresta; lo strato di 0.50m di pietrame scapolo di imbasamento è posto in opera per distribuire i carichi sul fondale esistente e limitare cedimenti differenziali.

Nella Relazione Geologica (Elab\_03) è stata eseguita la verifica del potenziale di liquefazione del terreno di fondazione dell'opera. Dalle indagini geotecniche effettuate si può affermare che il sito di progetto è da ritenersi a rischio molto alto di liquefazione con cedimenti post-sismici dei terreni granulari calcolati dell'ordine di 15cm. Si fa notare a tal proposito che l'opera in progetto è un'opera a gravità in gettata di massi naturali, con un'estensione del piano di posa di circa 40m, di per se stessa rappresenta un intervento di mitigazione del fenomeno di liquefazione a livello locale, in quanto costituisce un notevole sovraccarico del terreno di fondazione che comporterà un consolidamento dello stesso terreno. Non sono inoltre previste opere strutturali rigide, se non la sovrastruttura di camminamento in calcestruzzo, che potrebbero essere compromesse nella funzionalità da cedimenti di quell'ordine, l'opera a scogliera per la realizzazione del prolungamento del molo, rispetto ad un'opera a cassoni cellulari, presenta il vantaggio di essere un'opera flessibile, deformabile, la cui geometria di progetto può essere ripristinata con operazioni di rifiorimento e ricollocazione in opera dei massi naturali.