



REGIONE CALABRIA  
PROVINCIA DI COSENZA



COMUNE DI AMANTEA

MIGLIORAMENTO INFRASTRUTTURALE DEL PORTO  
TURISTICO DI AMANTEA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

PROGETTISTI: RTP

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

MANDANTE:



Viale Lazio, n°13  
90144 Palermo (PA)



Corso Umberto I, n°154  
80138 Napoli (NA)

Progettista Responsabile integrando prestazioni specialistiche  
Ing. *Guilermo Migliorino*



Elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

CODIFICA

2019-03

CODICE DOCUMENTO ITC

1	0,1	WW	F.H	0,6
---	-----	----	-----	-----

REV.

0

SCALA

ELABORATO

R6

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
0	12/03/2020	1° EMISSIONE	P. IANNI	G. CANTISANI	A. BORSANI

Visto:

Il Responsabile Unico del Procedimento

**Ing. Francesco STELLATO**

## SOMMARIO

1. PREMESSA .....	3
2. NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	3
2.1. Normativa italiana sulle costruzioni .....	3
2.2. Norme straniere e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime .....	4
2.3. Bibliografia di riferimento .....	4
3. INDAGINI ESEGUITE .....	4
3.1. Elaborazione prove SPT .....	6
3.2. Elaborazione prove di laboratorio .....	14
3.3. Indagine MASW .....	16
3.4. Prospezione geoelettrica in configurazione multielettrodoica .....	18
3.5. Indagine geofisica con il metodo georadar .....	19
4. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	21
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE .....	21
6. RISPOSTA SISMICA E STABILITA' DI SITO .....	22
6.1. Azione sismica .....	22
6.2. Risposta sismica locale .....	23
6.3. Stabilità nei confronti della liquefazione .....	25
6.3.1. Inquadramento del fenomeno .....	25
6.3.2. Criterio di verifica .....	27
6.3.3. Valutazione di CSR .....	28

6.3.4. Valutazione di CRR.....	28
6.3.5. Risultati dei calcoli.....	30
7. VERIFICHE AGLI SLE .....	31
7.1. Software di calcolo utilizzato.....	32
7.2. Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità.....	33
7.3. Analisi agli sle del prolungamento della diga .....	33
8. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE .....	42

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e le verifiche geotecniche delle opere previste nel progetto per i lavori di “Miglioramento infrastrutturale del Porto Turistico di Amantea”.

Le opere in progetto di rilevanza geotecnica sono:

- Il prolungamento della della diga fornea;
- Il pennello di contenimento dei sedimenti.

Poiché il prolungamento della diga foranea presenta condizioni ben più gravose (maggiore altezza di sezione, azione del moto ondoso, ecc. ) rispetto al pennello, le verifiche vengono eseguite soltanto per il primo.

In particolare, lo studio comprende:

- Caratterizzazione e modellazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- Verifiche di stabilità globale del prolungamento della diga foranea;
- Stima dei cedimenti del prolungamento della diga foranea.

Per l’inquadramento geologico si rimanda interamente alla Relazione Geologica.

## 2. NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO

### 2.1. Normativa italiana sulle costruzioni

- **Legge 05/11/71 n. 1086** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **Legge 02/02/74 n. 64** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **D.M. 14/01/2008** “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n°617 del 02/02/2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** “Istruzioni per l’applicazione delle *Norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 14/01/2008”;
- **Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Febbraio 2008** “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”;
- **D.M. 17/01/2018** “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n°7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 17/01/2018”.

## 2.2. Norme straniere e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime

- **BS 6349-1:2000** “Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria”. British Standards Institution, London;
- **BS 6349-7:1991** “Maritime structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters”. British Standards Institution, London;
- **C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996)** “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”. Pubbl. GNDCI n.1450;
- **PIANC (1997)** “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”. Report of WG 22, Supplement to Bulletin no. 96, PIANC, Brussels;
- **ROM 0.2-90** “Actions in the design of maritime and harbour works”. Maritime Works Recommendations, Puertos del Estado, Madrid;

## 2.3. Bibliografia di riferimento

- **CIRIA, CUR, CETMEF (2007)** “The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)”. C683, CIRIA, London;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” Linee guida – Edizione provvisoria marzo 2005;
- **EAU 2004** - “Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways”;
- **PIANC (2001)** - “Seismic Design Guidelines For Port Structures” Working Group n°34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Balkema, Lisse 2001;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” – Gennaio 1994;
- **OCDI** - Technical standards for port and harbour facilities in Japan” - OCDI 1991;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche” - Giugno 1977

## 3. INDAGINI ESEGUITE

La campagna di indagini geognostiche realizzata a supporto del progetto per i lavori di “Miglioramento infrastrutturale del Porto Turistico di Amantea”, finalizzata alla ricostruzione del modello geologico e geologico – tecnico del sottosuolo della zona di interesse, è consistita nell’esecuzione di:

- N. 1 sondaggio con carotaggio continuo;
- N. 1 prospezione sismica di superficie con metodologia MASW ;
- N. 1 prospezione geoelettrica in configurazione multielettrodica;
- N. 1 indagine geofisica con il metodo elettromagnetico impulsivo noto come Ground Penetrating Radar (GPR) o Georadar.



Figura 1 – Ortofoto del porto di Amantea con indicazione delle indagini eseguite

Il sondaggio a rotazione con carotaggio continuo, denominato S1, ubicato in corrispondenza della testa della “Banchina Amerigo Vespucci” è stato spinto fino alla profondità di 30 metri dal p.c.. La perforazione è stata eseguita dal 27 al 28 Novembre 2019, mediante una sonda perforatrice “CMV 1400” a testa rotante alla quale è collegato un mandrino filettato solidale con le aste di perforazione. Il sondaggio ha rilevato che i terreni di fondazione sono costituiti da sabbia ghiaiosa limosa o debolmente limosa. Sono state eseguite n. 7 prove SPT in foro e prelevati n. 4 campioni indisturbati e n.2 campioni rimaneggiati sui quali sono state effettuate le analisi di laboratorio. Le prove di laboratorio sui campioni prelevati sono state eseguite dal Laboratorio geotecnico *GEO. CAL. S.r.l. di Rende (CS)*. Per i risultati delle indagini si rimanda all’elaborato *R05 – Rapporto sulle indagini*.

Sondaggio	Ubicazione	Campione	Profondità [m]	Analisi granulometrica	$\gamma_n$	$\gamma_s$	$\gamma_d$	Cont. Nat. d'acqua $w_n$	Limiti di Atterberg $w_l, w_p$	Prove di Taglio Diretto TD	Prove Edometriche EDO	Prove Espansione Laterale libera
S1	terra	S1C1	6,00-6,20	X		X						
		S1C2	10,80-11,00	X		X						
		S1C3	12,00-12,50	X	X	X	X	X		X	X	
		S1C4	18,50-19,00	X	X	X	X	X	X	X	X	
		S1C5	24,00-24,50	X	X	X	X	X		X	X	X
		S1C6	28,00-28,50	X	X	X		X				

Tabella 1 – Riepilogo indagini di laboratorio

### 3.1. Elaborazione prove SPT

Nelle figure seguenti sono riportate le correlazioni tra i valori di NSPT e, rispettivamente, tra la Densità relativa  $D_r$  e l'Angolo di Resistenza a Taglio  $\varphi'$ .

I valori di NSPT sono stati ridotti applicando la correzione suggerita da Hudson (1969), valida per i valori  $NSPT > 15$  relativi a sabbie fini limose in presenza di falda:

$$N_{SPT \rightarrow CORR} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$$

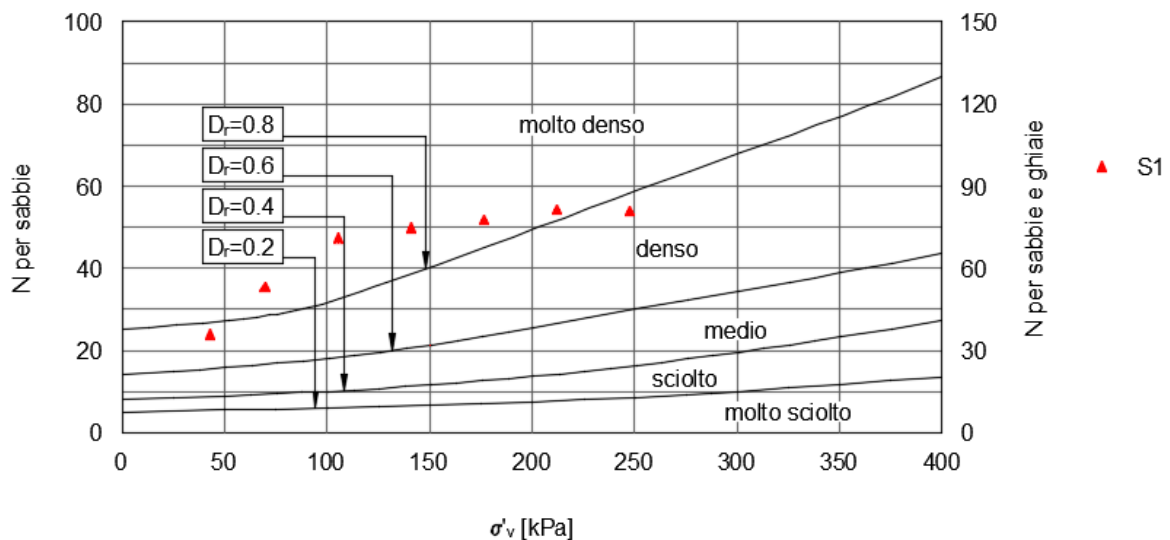


Figura 2 – Correlazione fra il numero di colpi  $N_{SPT}$  e la Densità Relativa  $D_r$

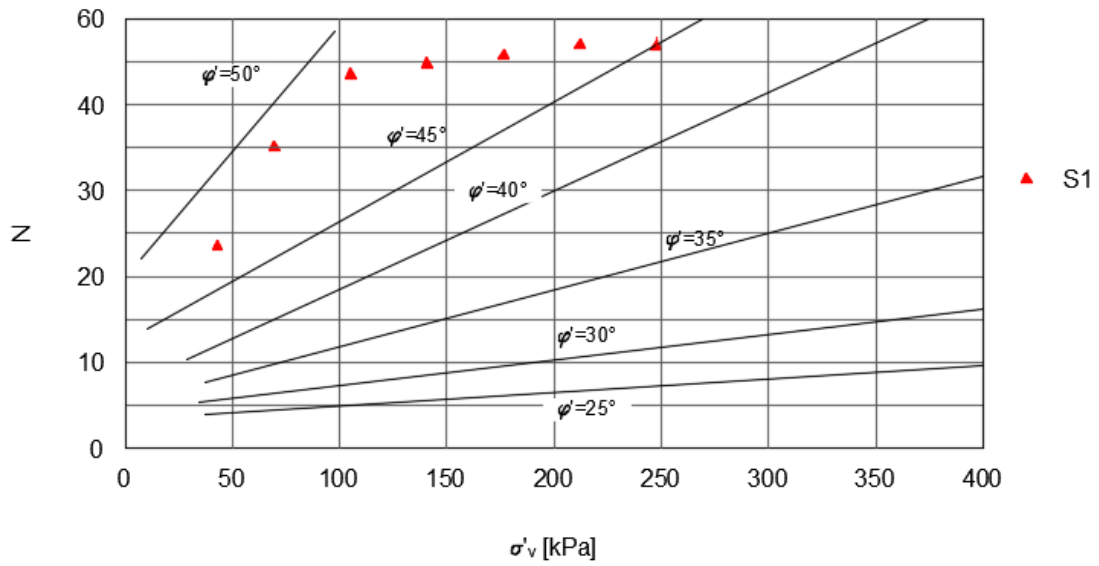


Figura 3 - Correlazione fra il numero di colpi  $N_{SPT}$  e l'Angolo di Resistenza a Taglio  $\phi$

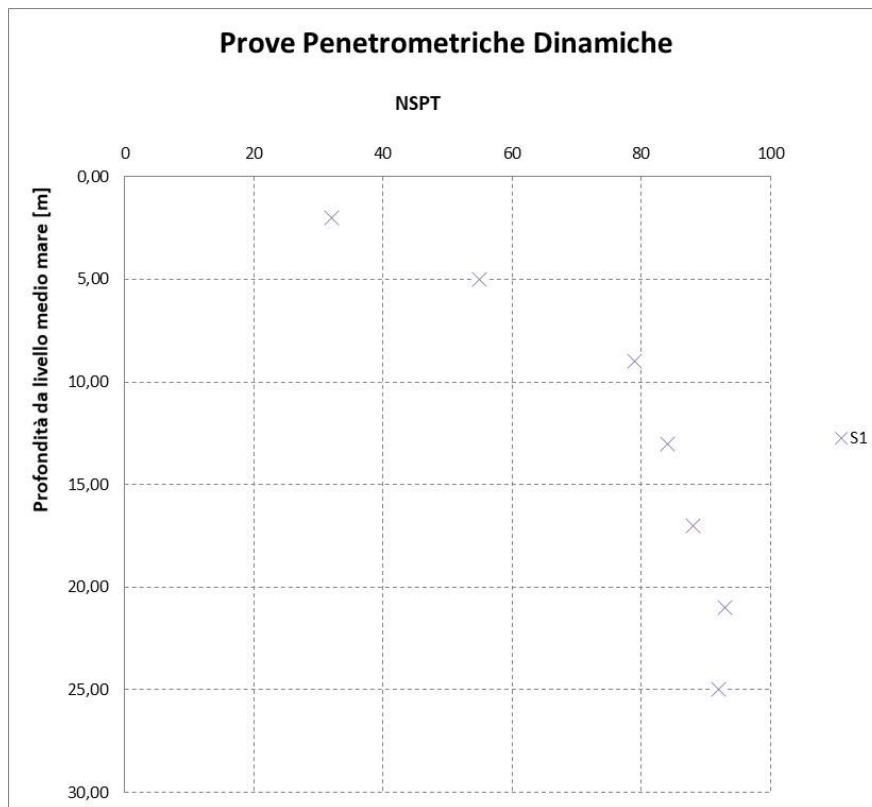


Figura 4- Distribuzione di NSPT con la profondità dal l.m.m.



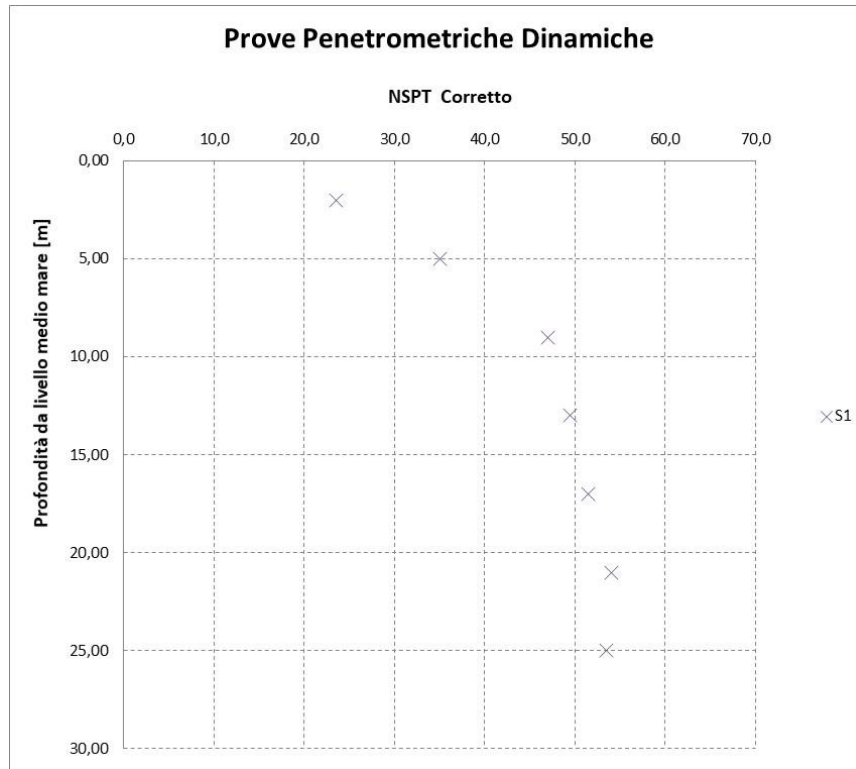


Figura 5 -- Distribuzione di NSPT corretto con la profondità dal l.m.m.

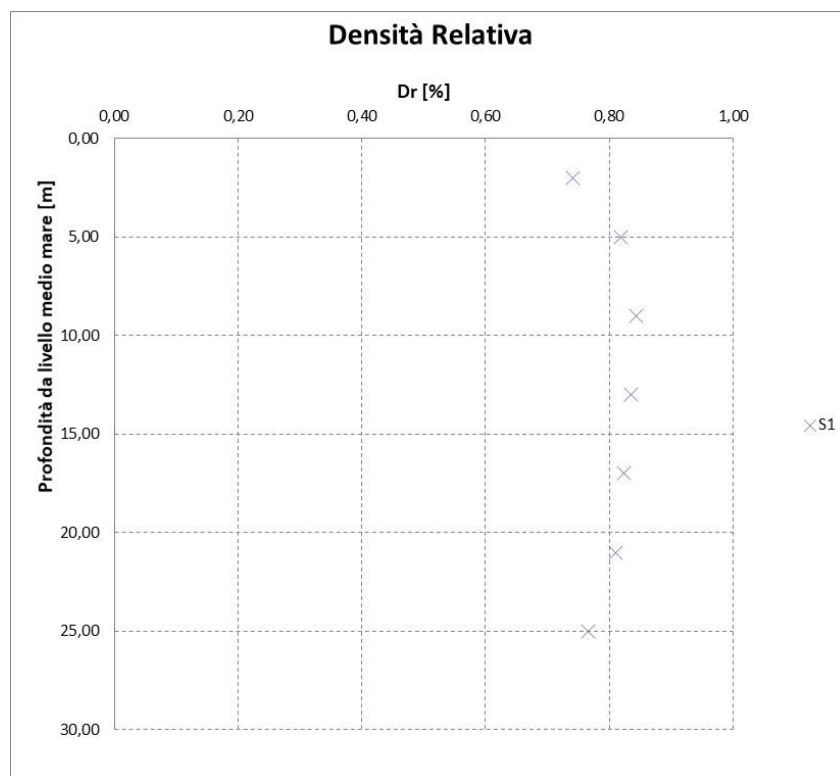


Figura 6-- Distribuzione di Densità Relativa Dr con la profondità dal l.m.m.

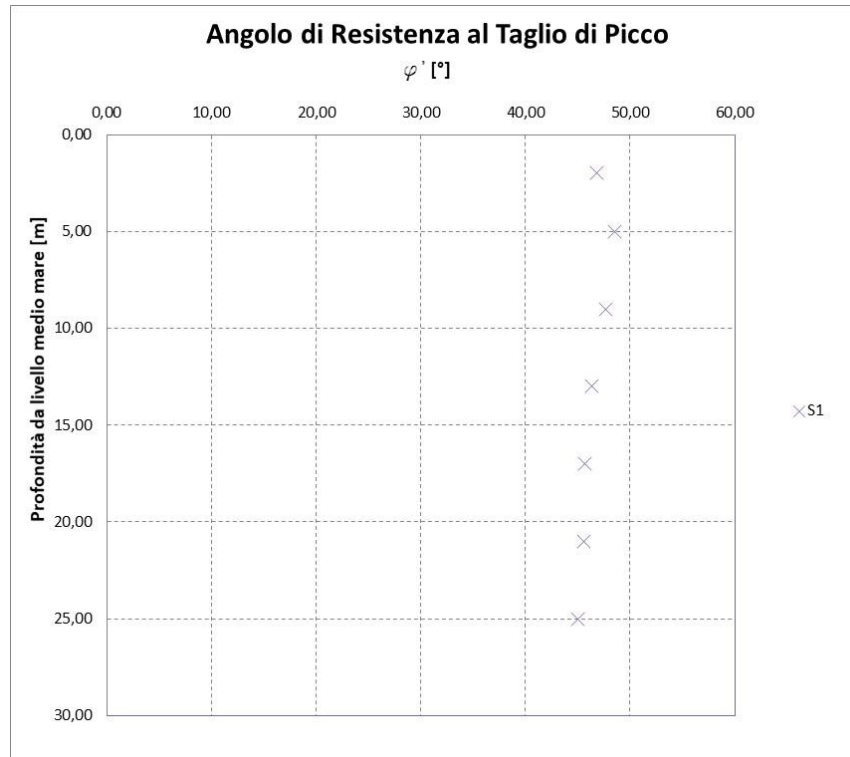


Figura 7– Distribuzione dell'Angolo di Resistenza a Taglio di Picco  $\varphi'$  con la profondità dal l.m.m

Per la stima del Modulo di Elasticità  $E'$  si è fatto riferimento a consolidate correlazioni empiriche di letteratura che legano il valore di  $E'$  al valore di NSPT.

Denver (1982)

Secondo tale correlazione  $E'$  è combinazione lineare di NSPT per mezzo dei parametri  $s_1$  ed  $s_2$  che sono funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni di imposta (Tabella 2):

$$E' = s_1 N_{SPT} + s_2$$

$s_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$s_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Terreno
7.56	187.5	Sabbia e ghiaia
10.43	367.9	Sabbia
5.17	74.6	Sabbia
4.78	71.7	Sabbia satura
3.16	15.8	Sabbia argillosa

Tabella 2 - Parametri  $s_1$  ed  $s_2$

I valori di  $s_1$  e  $s_2$  considerati sono le medie di quelli relativi a "sabbia satura".

Stroud (1989)

Il rapporto tra il valore di  $N_{60}$  (valore di NSPT corretto per un livello di energia pari al 60%, pari a  $N_{SPT} C_E C_B C_R C_S$ , in cui nella fattispecie  $C_E C_B C_R C_S$  possono essere assunti pari ad uno) ed il valore del modulo elastico è rapportato al grado di applicazione del carico, che è corrispondente al grado di mobilitazione della resistenza ovvero l'inverso del fattore di sicurezza. Stroud, come si vede nella seguente figura, propone due curve nel caso di depositi sabbioso-ghiaiosi sovra consolidati o normalconsolidati.

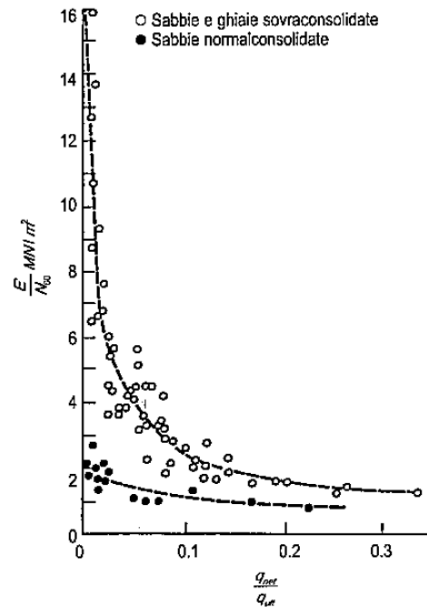


Figura 8 – Interpretazione SPT – Correlazione tra  $E'/N_{60}$  secondo Stroud 1989

Nel caso in esame si è considerato, a vantaggio di sicurezza, la correlazione seguente:

$$\frac{E'}{N_{60}} = 1,0 \text{ [MPa]}$$

Jamiolkowski, 1988 ( $E'_{25}$ )

Il modulo di Young viene fornito per una tensione pari al 25% di quella di rottura, con le seguenti relazioni variabili a seconda che il deposito sia normalconsolidato o sovraconsolidato.

$$\begin{cases} E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot Dr) \cdot N_{60} & (\text{kg/cm}^2) \text{ per NC} \\ E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot Dr) \cdot N_{60} & (\text{kg/cm}^2) \text{ per OC} \end{cases}$$

Nel caso in oggetto la correlazione utilizzata è quella per deposito NC.

Jamiolkowski, ( $E_{ed}$ )

Infine, è stato valutato il Modulo Edometrico  $E_{ed}$  in funzione della resistenza alla punta  $q_c$ . La relazione utilizzata è la seguente:

$$E_d = k q_c$$

tale relazione è stata proposta da diversi autori con differenti valori del coefficiente  $k$ . Jamiolkowski et al. suggeriscono un valore di  $k$  compreso fra 1,8 e 2,6 per sabbie normalconsolidate, mentre per sabbie sovra consolidate suggeriscono valori compresi fra 6 e 19; nel caso in esame si è assunto  $k=2,3$ .

La resistenza alla punta  $q_c$  è stata valutata in funzione di  $N_{SPT}$  mediante la seguente relazione:

$$q_c = N_{SPT} 4/10 \quad [\text{MPa}]$$

Si riportano di seguito i diagrammi di quanto ottenuto.

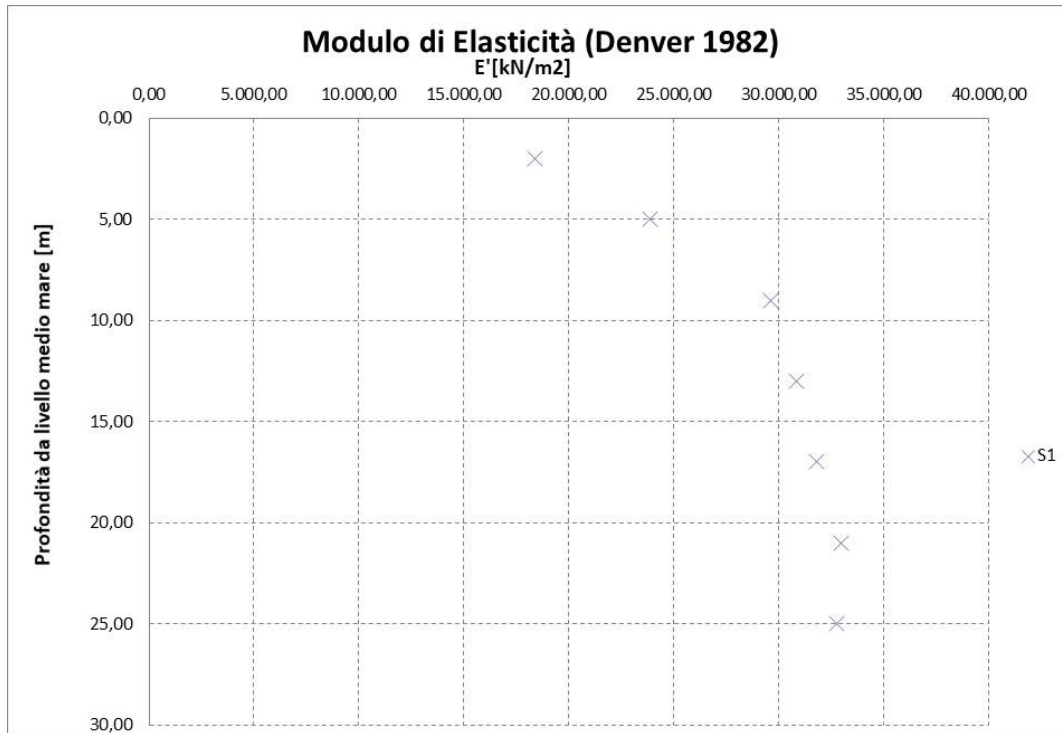


Figura 9 - - Distribuzione di  $E'$  con la profondità dal l.m.m. (Denver 1982)

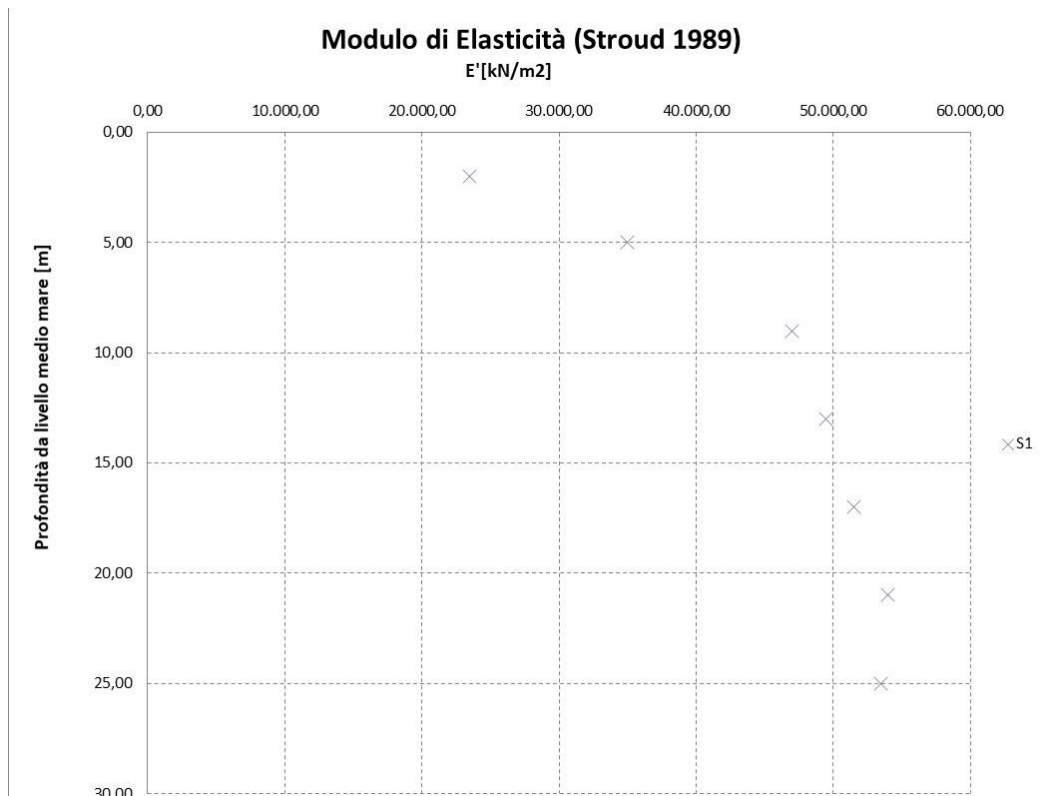


Figura 10- Distribuzione di  $E'$  con la profondità dal l.m.m. (Stroud 1989)

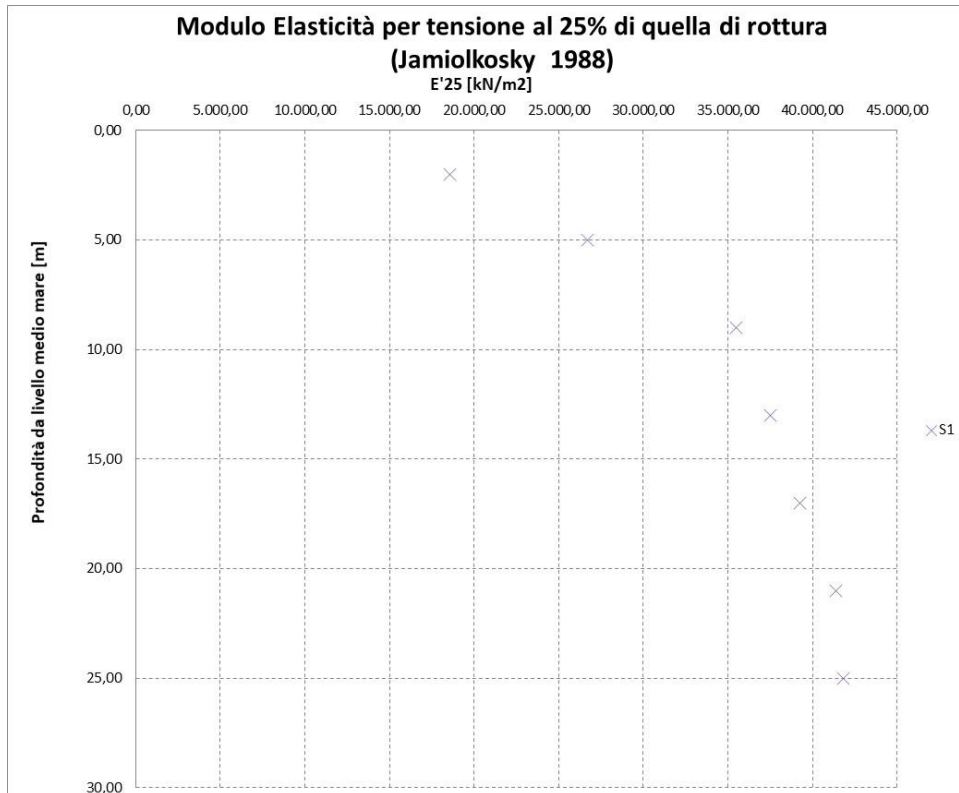


Figura 11- Distribuzione di  $E'$  con la profondità dal l.m.m. (Jamiołkosky 1988)

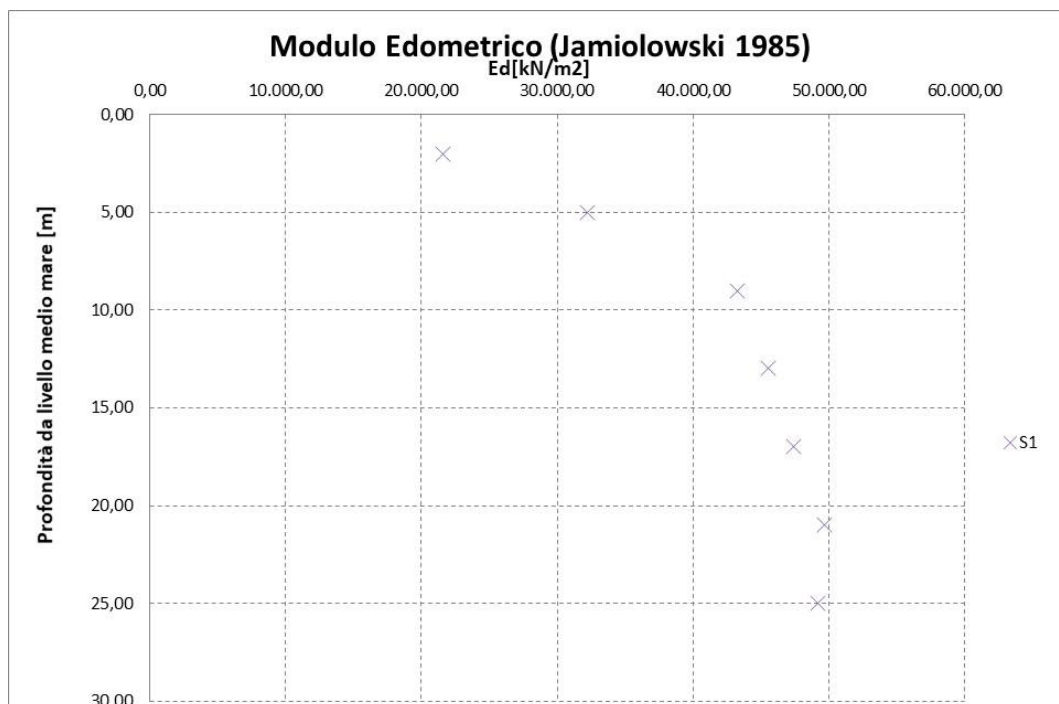


Figura 12- Distribuzione di  $E_d$  con la profondità dal l.m.m. (Jamiołowski 1985)

### 3.2. Elaborazione prove di laboratorio

Di seguito vengono illustrati, in sintesi, i risultati delle analisi e prove di laboratorio relative ai campioni estratti dai sondaggi.

Si precisa che:

- $\gamma_n$  è il peso naturale dell'unità di volume;
- $\gamma_d$  è il peso secco dell'unità di volume;
- $\gamma_s$  è il peso specifico dei granuli;
- $\gamma_{sat}$  è il peso saturo dell'unità di volume;
- $e$  è l'indice di porosità;
- $n$  è la porosità;
- $w_n$  è il contenuto naturale d'acqua;
- $w_l$   $w_p$  sono i limiti di Atterberg (liquido e plastico);
- $U_c$  è il coefficiente di uniformità granulometrica;
- $P_{200ASTM}$  è il passante allo staccio ASTM 200 (0,075mm);
- $c'$  e  $\varphi'$  sono la coesione intercetta e l'angolo di resistenza a taglio dell'involuppo di rottura Mohr-Coulomb delle prove di Taglio Diretto.

Nella tabella seguente vengono riportati per ciascun campione di terreno i risultati delle prove di laboratorio.

Campione		RIEPILOGO INDAGINI DI LABORATORIO																
Sigla	Profondità [m]	SIGLA	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA A.G.I.	Ghiala %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	P <sub>200</sub> ASTM %	W <sub>n</sub> %	W <sub>i</sub> %	W <sub>p</sub> %	$\gamma_n$ Mg/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ Mg/m <sup>3</sup>	$\gamma_s$ Mg/m <sup>3</sup>	e <sub>0</sub>	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	ELL $\sigma_c$ [kPa]
S1C1	6,00-6,20	B	Sabbia debolmente limosa e ghialosa	10	76	12	2	13,9							2,747			
S1C2	10,80-11,00	SF	Sabbia con limo	0	68	32	0	35,3							2,764			
S1C3	12,00-12,50	SF	Sabbia	1	91	8	0	10,3	26,88			1,982	1,537	2,808	0,827	27,1	31	
S1C4	18,50-19,00	SF	Ghiala limosa e sabbiosa	59	18	23	0	25	21,59	41,62	28,93	1,986	1,515	2,593	0,712	29,1	45,5	
S1C5	24,00-24,50	SF	Limo sabbioso debolmente ghialoso	6	22	69	3	89,6	52,36			1,563	0,872	2,595	1,977	23,9	30,3	160
S1C6	28,00-28,50	SF	Sabbia ghialosa debolmente limosa	23	69	8	0	8,9	9,01			3,132		2,749				

Tabella 3 – Prove eseguite su ciascun campione estratto dai sondaggi



### 3.3. Indagine MASW

È stata eseguita un'indagine sismica MASW nella “Banchina Amerigo Vespucci”, la cui ubicazione è riportata in Figura 1.

Le caratteristiche della prova sono riportati nella seguente tabella.

Sotto i depositi della banchina e fino alla profondità di 13,8 m, si registrano velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) comprese tra 209 e 281 m/sec, riferibili a depositi granulari eterometrici, nell'insieme mediamente addensati. Da -13,8 m si registrano velocità delle onde S superiori ai 400 m/sec, che sembrano indicare la presenza di litotipi granulari eterometrici addensati.

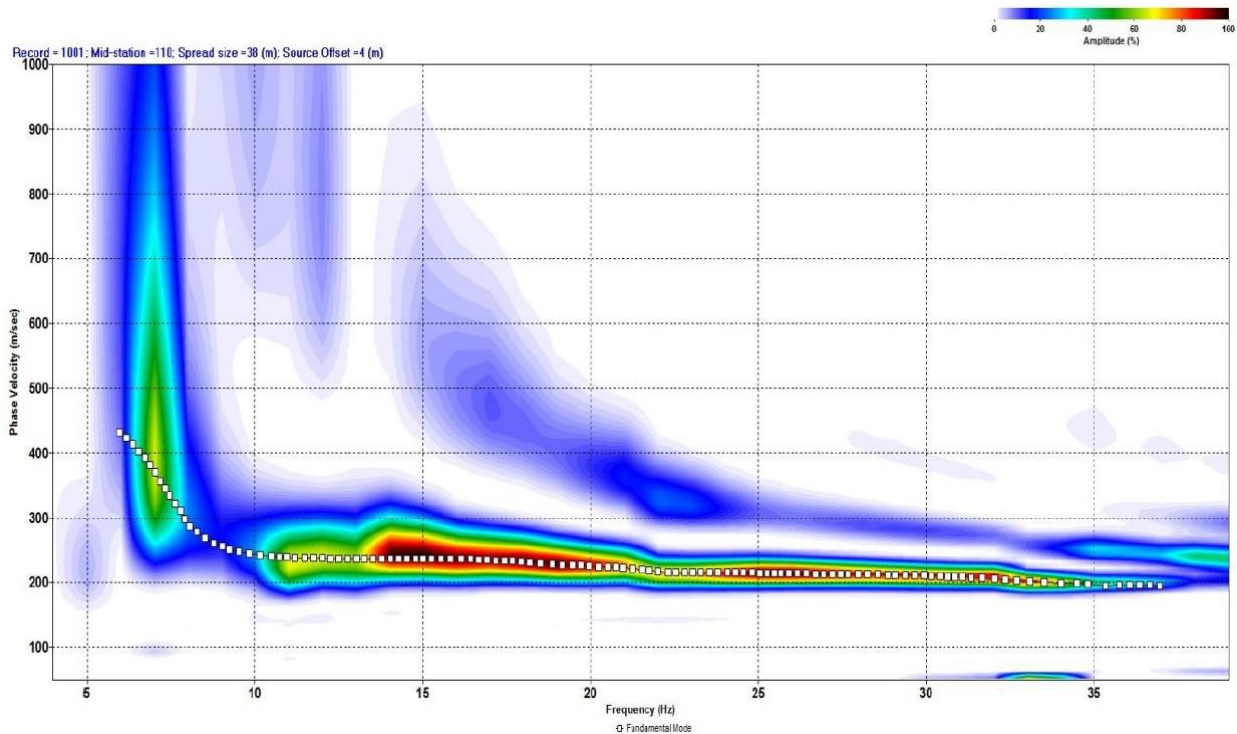


Figura 13 – Curva di dispersione

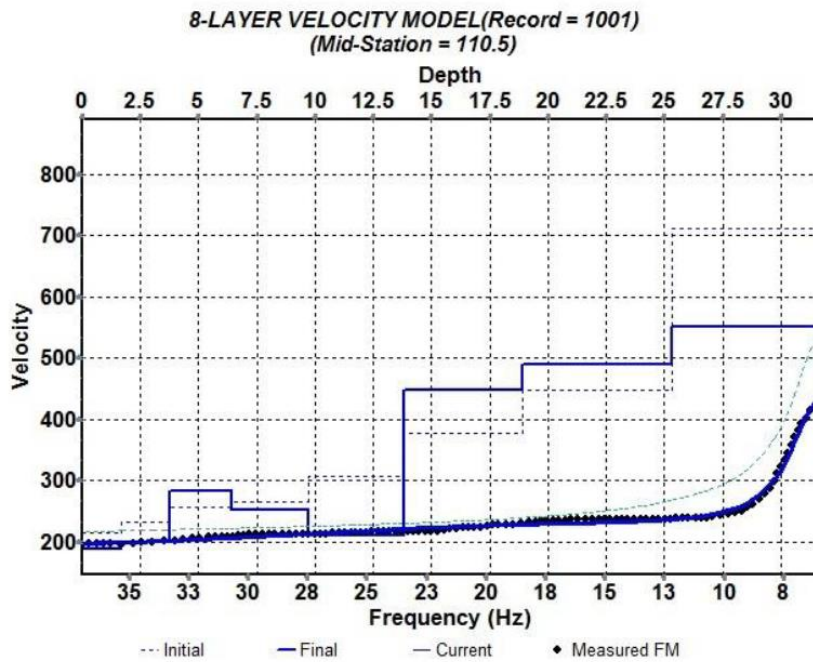


Figura 14 – Curve di inversione

Profilo delle velocità onde S

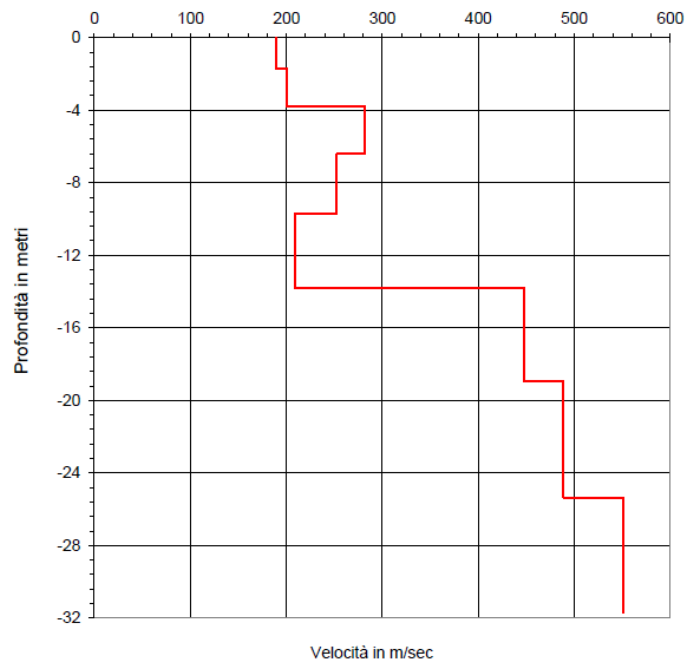


Figura 15 – Diagramma delle velocità delle onde S in funzione della profondità

Dall'elaborazione della prova MASW è risultato un valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{seq}$  pari a 324 m/s.

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

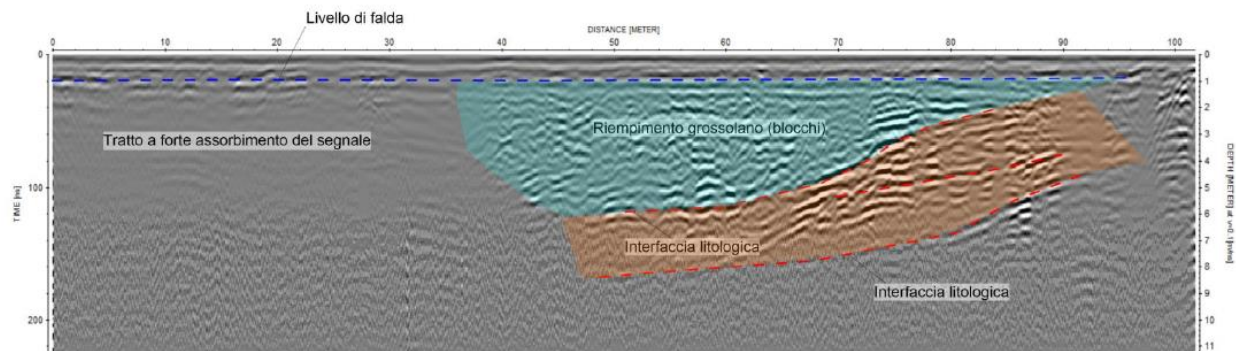
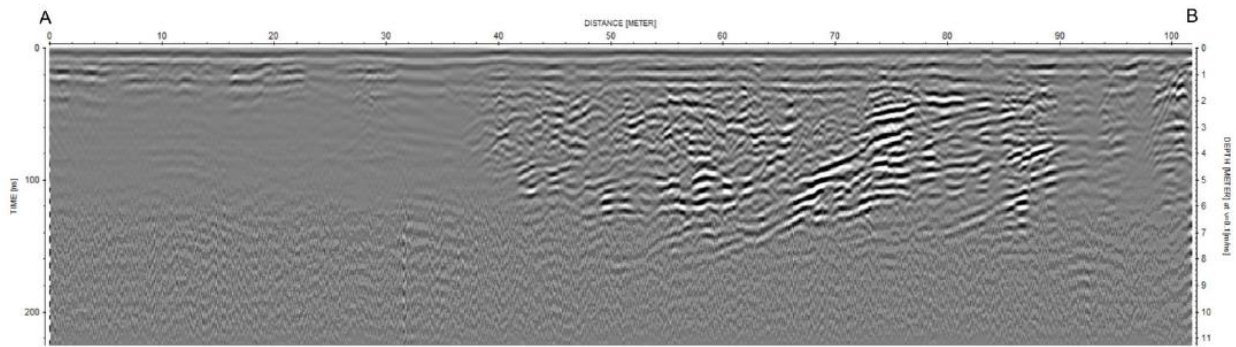
### 3.4. Prospezione geoelettrica in configurazione multielettrodica

E' stata realizzata una stesa geoelettrica di lunghezza pari a 135 m, costituita da 28 elettrodi intervallati a 5 m. Tale disposizione ha consentito, in fase di elaborazione, di operare attraverso software ai fini del calcolo delle resistività reali, in maniera tale da ottenere un modello tomografico 2D delle resistività reali. Il modello di resistività ottenuto ha consentito d'investigare una profondità massima di circa 28 m (parte centrale). S'individua un elettrostrato superficiale, dove si registrano valori di resistività ( $\rho$ ) riferibili al sottofondo della banchina e, laddove si riscontrano valori relativamente più elevati, al riporto eterometrico. Nell'elettrostrato sottostante, che si approfondisce nella parte iniziale del modello, si riscontrano valori di  $\rho$  inferiori ai 10  $\Omega$ m, che sembrano indicare la presenza di litotipi sabbiosi e limosi in falda salata. Sotto questo secondo orizzonte elettrostratigrafico si registra un aumento relativo dei valori di resistività ( $\rho$ ), che sembrerebbe indicare la presenza di litotipi sabbioso limosi in falda salmastra.

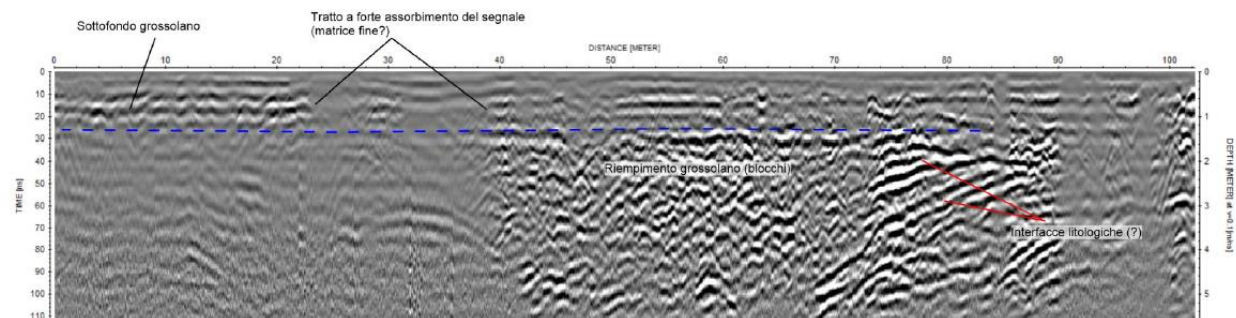
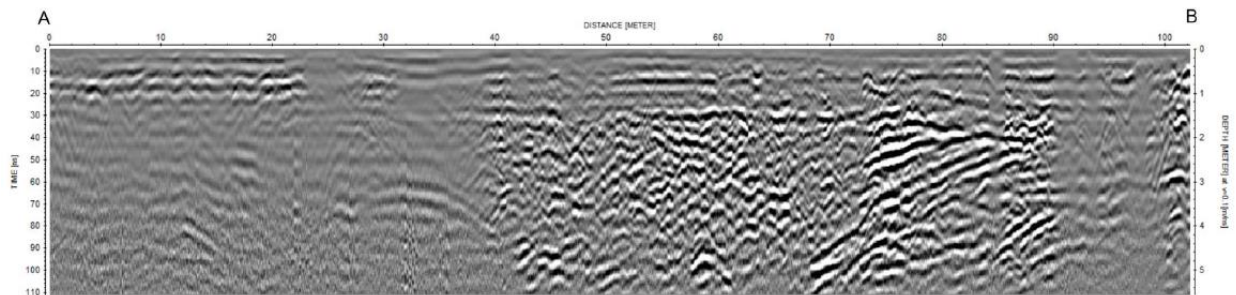
### 3.5. Indagine geofisica con il metodo georadar

Sono state eseguite delle indagini geofisiche con metodo radar lungo la “Banchina Cristoforo Colombo” del Porto Turistico di Amantea (CS). La superficie di indagine si sviluppa lungo un lato della banchina centrale del bacino portuale. Le scansioni, effettuate con antenne a differenti frequenze, sono state eseguite iniziando dalla zona occidentale (mare) a procedere verso Est (terra), per una lunghezza di oltre 100 m. I radargrammi risultanti dalle scansioni realizzate con le due antenne sono tra loro ben coerenti e mostrano profondità di investigazione di 6-7 m con quella a più bassa frequenza (80 Mz) e di 3-4 m con l’antenna da 160 Mhz. In entrambi i radargrammi, si osserva una riflessione sub-superficiale, riconducibile al contatto tra la pavimentazione in calcestruzzo e il sottostante terreno di riempimento. Quindi, una ulteriore superficie di riflessione, netta e continua, si osserva intorno ad un metro dalla superficie di scansione, che si sviluppa per tutta la lunghezza di entrambi i radargrammi, riconducibile alla superficie di falda, che determina una intensa riflessione del segnale elettromagnetico. Al di sotto, si rivengono evidenti variazioni laterali e di continuità degli orizzonti elettromagnetici. Nei primi 40 m di scansione, il segnale è fortemente assorbito, non mostrando eventi di ritorno apprezzabili al di sotto dei due metri di profondità. Tra le progressive 40 e 80 m circa, è evidente un pattern di risposta elettromagnetica caratterizzato da anomalie diffuse, presumibilmente dovute a terreno grossolano (forse blocchi) immersi in matrice sabbiosa, che sembrano “adagiati” verso Est (terra) su una superficie fortemente riflettente (probabilmente uno stacco litologico) inclinata verso mare, che si sviluppa tra le progressive 65 e 90 m. Altre superfici di riflessione, con lo stesso andamento, si osservano più in profondità, riconducibili sempre ad interfacce litologiche naturali, o superfici derivanti da riempimenti di riporto adagiati a mo’ di drappoggio. La superficie con tali caratteri geometrici più profonda, visibile solo nel radargramma relativo alla scansione a bassa frequenza, si sviluppa tra le profondità di 4 e 8 m dal piano di scansione, nel settore orientale del radargramma.

RADARGRAMMA DA SCANSIONE CON ANTENNA DA 80 Mhz



RADARGRAMMA DA SCANSIONE CON ANTENNA DA 160 Mhz



## 4. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici risulta necessario fare alcune precisazioni.

Il D.M.14/01/2008 (§6.2.2) definisce che “... **Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.**

*Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.*

La stima del valore caratteristico deve quindi tenere conto del volume ingegneristicamente significativo per la particolare opera in progetto, e per la specifica verifica, della quantità e rappresentatività delle indagini eseguite, nonché dell’accuratezza della modello geotecnico di riferimento.

Sulla base delle considerazioni illustrate sopra, del quadro geologico rappresentato nella relazione geologica, e alla luce delle risultanze della recente campagna di indagini, si assume quindi un modello geotecnico costituito da un terreno di fondazione così definito:

- Sabbia ghiaiosa limosa o debolmente limosa da 0,00 a -30,00 m

Le profondità sono riferite al p.c..

Nella seguente tabella sono riportati i parametri meccanici caratteristici, dove:

- $E'$  è il modulo di Young dello scheletro solido.

STRATO	Profondità iniziale (da p.c.)	Profondità finale (da p.c.)	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\varphi'$	$E'$
	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Sabbia di fondale	0,00	-30,00	15,00	19,00	0	30 ÷ 40	40.000 ÷ 50.000

*Tabella 4 - Parametri meccanici caratteristici del modello geotecnico*

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

In Tabella 5 sono riepilogati valori caratteristici e di progetto dei parametri fisico meccanici adottati nei calcoli, per i diversi materiali individuati

STRATO	$\gamma_d$	n	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	c'	$\varphi'$	E'	$\nu'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
Pietrame	25,00	0,30	17,50	20,53	0,00	40,00	30.000,00	0,30
Scogli di 2a cat.	25,00	0,37	15,75	19,49	0,00	40,00	50.000,00	0,30
Scogli di 3a cat.	25,00	0,37	15,75	19,49	0,00	40,00	50.000,00	0,30
Massi Antifer	24,00	0,47	12,72	17,47	0,00	40,00	50.000,00	0,30

*Tabella 5 – Parametri meccanici caratteristici dei materiali da costruzione*

Al pietrame è stato attribuito un modulo di compressibilità iniziale  $E'$  pari a 30 MPa, per tenere conto dello scarso addensamento iniziale del materiale conseguente alle modalità della sua collocazione in opera.

Per il pietrame si è ipotizzato una porosità equivalente pari al 30%. Per gli scogli di 2° cat e 3° cat. e i massi Antifer in cls i valori di porosità sono stati ricavati da letteratura. Tutti i materiali di cui sopra hanno un comportamento di tipo drenato.

## 6. RISPOSTA SISMICA E STABILITA' DI SITO

### 6.1. Azione sismica

La “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), e riferita ad una probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  del 10% nel periodo di riferimento  $V_R$  corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

In particolare, sono stabiliti una *Vita Nominale dell'opera* ( $V_N$ ) pari a 50 anni (opera rientrante nella tipologia 2) e una *Classe d'Uso II*, cioè *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 1,0*. Il Periodo di Riferimento per l'azione sismica risulta quindi pari a:

$$V_R = C_u \cdot V_N = 50 \text{ anni}$$

La tabella seguente fornisce la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica per ciascun Stato limite.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella 6** - Probabilità di superamento PVR al valore dello stato limite considerato

Il *Periodo di Ritorno*  $T_R$  corrispondente si determina dalla relazione:

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

Pertanto, si ha:

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.056	2.358	0.287
Danno (SLD)	50	0.073	2.351	0.319
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.200	2.449	0.403
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.265	2.487	0.433
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Tabella 7** - Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale associati a ciascun Stato Limite

## 6.2. Risposta sismica locale

Ai fini dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie mediante studi specifici di risposta sismica locale. Nei casi che non presentano condizioni di particolare complessità è possibile utilizzare la classificazione dei terreni riportata nel § 3.2.2 del D.M. 17/01/2018.



Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 8 - *Categorie di sottosuolo (Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018)*

Dall'elaborazione della prova MASW è risultato un valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{seq}$  pari a 324 m/s, e pertanto, secondo quanto previsto dal §3.2.2 del DM17/01/2018, si ha una **Categoria di sottosuolo tipo C** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/3 e 360 m/s.*

Applicando le espressioni riportate nella Tabella 9, è possibile calcolare il Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica  $S_s$ .

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 9 - *Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  previste dal D.M. 17 Gennaio 2018*

Per quanto riguarda l'influenza della morfologia sulla risposta sismica locale, è stato fatto riferimento alla classificazione del D.M. 17/01/2018:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 10 - *Categorie topografiche (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018)*

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

Tabella 11 - *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018)*

Come è possibile osservare in *Tabella 10* ed in *Tabella 11*, alle condizioni topografiche del sito (inclinazione media  $i < 15^\circ$ ) corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione  $S_T = 1$ .

Il valore di accelerazione massima  $a_{\max}$  attesa in superficie può quindi essere ricavato dalla relazione seguente:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

Pertanto, per SLV, si ha  $a_{\max} = 0,28$  g, essendo  $S_s$  pari a 1,40 e  $S_T$  pari a 1,00.

### 6.3. Stabilità nei confronti della liquefazione

In considerazione del fatto che i terreni di fondazione sono caratterizzati da una granulometria prevalentemente sabbiosa ed ovviamente da una condizione di completa saturazione, è stato necessario valutare la suscettibilità alla liquefazione.

#### 6.3.1. Inquadramento del fenomeno

La liquefazione è un fenomeno di “diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno” (O.P.C.M. n°3274).

Le azioni cicliche di un sisma hanno l'effetto di incrementare notevolmente il potenziale di liquefazione del terreno, provocandone la compattazione. A causa della rapidità dei processi di sollecitazione agenti, si innesca nel terreno una sovrappressione interstiziale che comporta una diminuzione di resistenza. Dallo studio dei casi verificatisi in passato si è compreso che questo fenomeno è profondamente influenzato dal numero dei cicli  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, naturalmente, al crescere di  $N$ .

Da quanto detto sopra si evince che il pericolo riguarda principalmente i depositi superficiali di terreni incoerenti o debolmente coerenti, in presenza di falde acquifere anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa. Il D.M. 17/01/2018 prevede che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- profondità stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella (figura 7.11.1 del D.M. 17/01/2018), per terreni con coefficienti di uniformità  $U_c < 3,5$  e  $U_c > 3,5$ .

Nella *Figura 1* vengono presentati i risultati della valutazione preliminare di suscettibilità alla liquefazione, in funzione della distribuzione granulometrica (relativa a Coefficiente di Uniformità  $U_c < 3,5$ ). I terreni di fondazione nel volume ingegneristicamente significativo sono costituiti prevalentemente da sabbie, come rilevato dal campione S1C2, la cui curva granulometrica ricade nel fuso di possibilità di liquefazione. Risulta pertanto necessario eseguire la verifica a liquefazione. Il campione S2C2 è invece stato prelevato da uno strato di argilla limosa della potenza di alcuni metri (da -16 m a -19 m dal p.c.), e pertanto la relativa curva granulometrica non ricade nel fuso di possibilità di liquefazione.

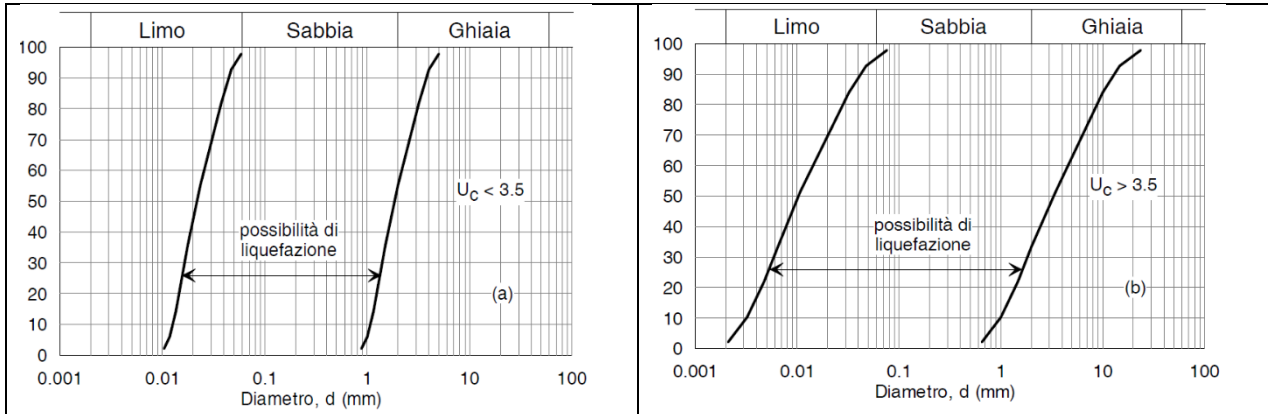


Figura 16 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

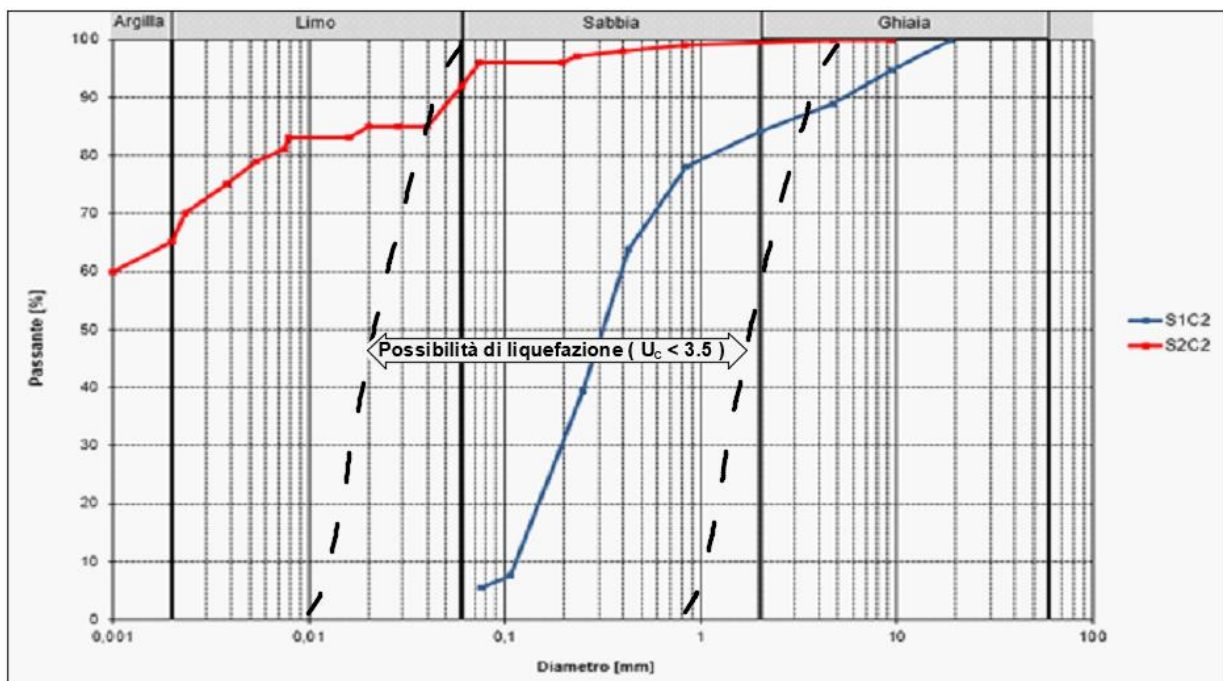


Figura 1 – Valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione  $U_c < 3,5$

### 6.3.2. Criterio di verifica

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata in condizioni di free-field, cioè di assenza dei manufatti di progetto sulla superficie del deposito. L'analisi della pericolosità di liquefazione per l'area in esame viene eseguita in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative, alle profondità in cui sono presenti materiali potenzialmente liquefacibili.

La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza,  $F_L$ , definito come rapporto fra resistenza disponibile alla liquefazione e sollecitazione indotta dall'azione sismica. Entrambi i parametri tensionali sono correntemente

normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un *Rapporto di Resistenza Ciclica*, *CRR*, e un *Rapporto di Tensione Ciclica*, *CSR*. Pertanto, si ha:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

### 6.3.3. Valutazione di CSR

Il rapporto *CSR*, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{F_{max}}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g}$$

Dove  $a_{max}$  è l'accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente  $r_d$  può ricavarsi mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004):



essendo  $z$  la profondità dal piano campagna espressa in metri ( $z \leq 20$  m) ed  $M$  la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso. Per  $z \geq 20$  m è opportuno assegnare a  $r_d$  un valore non inferiore a 0,7.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento pari a 7,5, per eventi di magnitudo diversa, occorre ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7,5  $(CSR)_{M=7,5}$  attraverso la relazione seguente:

$$(CSR)_M = \frac{CSR_{M=7,5}}{MSF}$$

In cui  $MSF$  è un fattore di scala per la magnitudo, così ricavabile (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6,9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0,058 \quad MSF \leq 1,8$$

### 6.3.4. Valutazione di CRR

La valutazione di *CRR* può essere condotta a partire dai risultati di prove SPT o alternativamente da misure della velocità delle onde di taglio.

Da prove SPT

La resistenza penetrometrica espressa attraverso  $N_{SPT}$  è ricondotta ad un valore normalizzato e corretto mediante la seguente espressione:

$$N = \frac{N_{SPT}}{160} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

Il coefficiente  $C_N$  è un fattore correttivo per tenere conto dell'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente espressione:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} \cdot \left( \frac{100}{\sigma'_v} \right)^{0,5}$$

dove  $p_a$  (pressione atmosferica  $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ ) e  $\sigma'_v$  devono essere espresse nelle stesse unità di misura.

Il coefficiente  $C_E$  riconduce le misure ad un rendimento energetico dell'attrezzatura pari al 60% e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

dove  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per eseguire la prova. Nella fattispecie può porsi  $ER_m = 60$ .

I coefficienti  $C_B$   $C_R$   $C_S$  sono rispettivamente i fattori correttivi per le dimensioni del foro di sondaggio, per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice e per il tipo di campionario.

Nella fattispecie  $C_E$   $C_B$   $C_R$   $C_S$  possono essere assunti pari ad uno.

Dal valore di  $(N_1)_{60}$  può essere infine ricavato il valore della resistenza alla liquefazione  $CRR$  mediante l'impiego dell'abaco di *Figura 2*, ottenuto dall'osservazione dei casi storici, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione per eventi sismici di magnitudo di momento  $M=7,5$  e per diversi valori di  $FC$  (*Fine Content*, definito come la percentuale del passante allo staccio 0,075 mm).

Il  $CRR$  così determinato è relativo a una condizione con piano campagna lievemente inclinato.

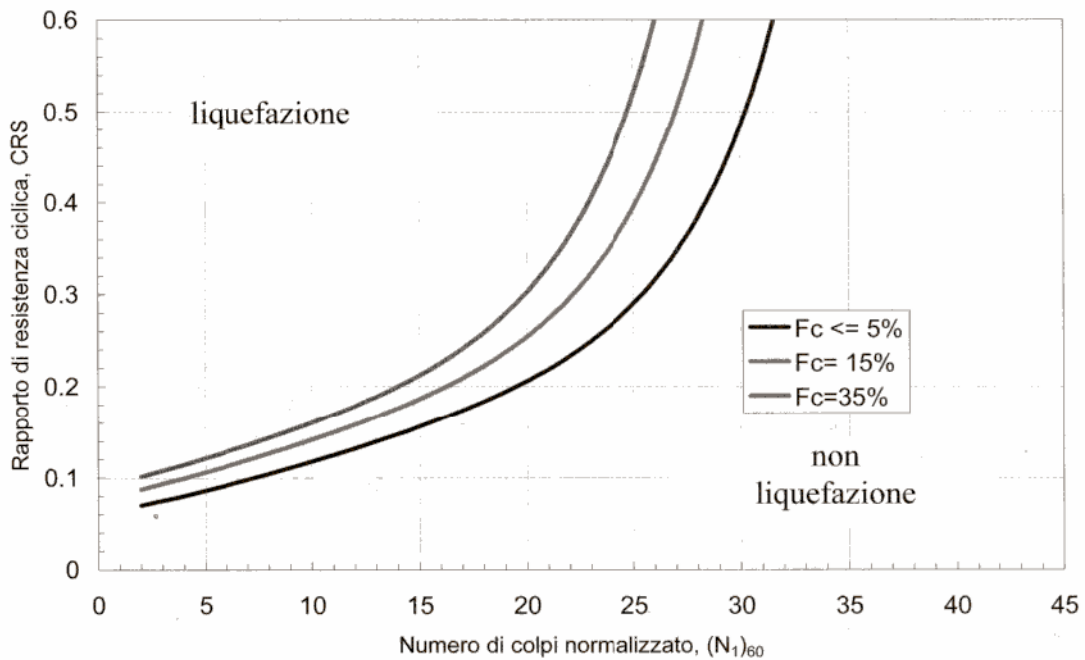


Figura 2 – Correlazione empirica tra CRR ed il valore di  $N'(60)$  per diversi valori del contenuto di fine, per terremoti di Magnitudo  $M=7,5$

### 6.3.5. Risultati dei calcoli

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'accelerazione di picco al piano campagna pari a:

$$a_{s\ max} = S_s S_T a_g = 0,28\ g$$

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche di suscettibilità di liquefazione lungo le verticali dei sondaggi eseguiti a terra, alle varie profondità in cui sono state eseguite le prove SPT. Sono stati considerati terremoti di magnitudo di momento  $M$  variabile da 6,00 a 7,50.

I valori di  $N_{SPT}$  sono stati ridotti applicando la correzione suggerita da Hudson (1969), valida per i valori  $N_{SPT} > 15$  relativi a sabbie fini limose in presenza di sabbie:

$$N_{SPT, CORR} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$$

I coefficienti di sicurezza sono ampiamente superiori all'unità, pertanto la verifica a liquefazione è soddisfatta.

SONDAGGIO	z dal p.c. [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT,CORR</sub>	C <sub>N</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	FC [%]	(N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub>	M	r <sub>d</sub>	CSR	MSF	(CSR) <sub>M=7,5</sub>	(CRR) <sub>M=7,5</sub>	F <sub>L</sub>
S1	3,45	58,65	58,65	39	27,0	1,20	32,48	5,00	32,48	6,00	0,95	0,19	1,48	0,13	0,696	5,56
										6,50	0,96	0,19	1,30	0,14		4,84
										7,00	0,97	0,19	1,14	0,17		4,20
										7,50	0,98	0,19	1,00	0,19		3,65
	6,45	119,55	69,56	55	35,0	1,12	39,07	5,00	39,07	6,00	0,89	0,30	1,48	0,20	3,089	15,42
										6,50	0,90	0,30	1,30	0,23		13,25
										7,00	0,92	0,31	1,14	0,27		11,38
										7,50	0,94	0,32	1,00	0,32		9,77
	10,45	195,55	105,16	79	47,0	0,99	46,39	5,00	46,39	6,00	0,79	0,29	1,48	0,19	63,999	331,80
										6,50	0,82	0,30	1,30	0,23		279,75
										7,00	0,85	0,31	1,14	0,27		235,69
										7,50	0,89	0,32	1,00	0,32		198,40
	14,45	245,65	245,65	84	49,5	0,75	37,30	5,00	37,30	6,00	0,69	0,13	1,48	0,09	1,890	20,77
										6,50	0,73	0,14	1,30	0,11		17,15
										7,00	0,78	0,15	1,14	0,13		14,15
										7,50	0,83	0,16	1,00	0,16		11,67
	18,45	347,55	176,36	88	51,5	0,86	44,09	5,00	44,09	6,00	0,61	0,23	1,48	0,16	20,271	129,10
										6,50	0,66	0,25	1,30	0,19		104,52
										7,00	0,71	0,27	1,14	0,24		84,56
										7,50	0,77	0,30	1,00	0,30		68,35
	22,45	423,55	211,96	93	54,0	0,81	43,92	5,00	43,92	6,00	0,54	0,21	1,48	0,14	18,769	133,10
										6,50	0,59	0,23	1,30	0,18		106,01
										7,00	0,65	0,25	1,14	0,22		84,38
										7,50	0,72	0,28	1,00	0,28		67,10
26,45	499,55	247,56	93	54,0	0,77	41,56	5,00	41,56	6,00	0,54	0,21	1,48	0,14	7,120	133,10	
									6,50	0,59	0,23	1,30	0,18		106,01	
									7,00	0,65	0,25	1,14	0,22		84,38	
									7,50	0,72	0,28	1,00	0,28		67,10	

Tabella 12 - Verifiche a liquefazione sui sondaggi eseguiti

## 7. VERIFICHE AGLI SLE

L'interazione tra gli elementi strutturali ed il terreno costituenti il sistema geotecnico in oggetto, è stato studiato con l'ausilio di analisi numeriche agli elementi finiti bidimensionali. Il modello geometrico è stato creato nel piano x-y del sistema di coordinate globali (vedi Figura 17), ove la direzione z è la direzione dell'utente. Le tensioni sono riferite allo stesso sistema di coordinate.

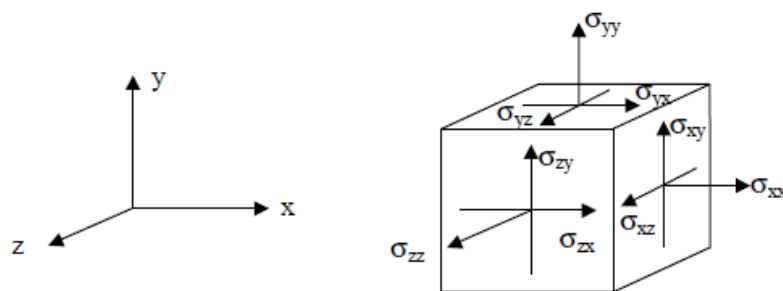


Figura 17 - Sistema di coordinate ed indicazioni delle componenti positive di tensione

In tutti i valori di output le forze e le tensioni, ivi comprese le pressioni neutre, sono considerate negative se di compressione. La Figura 17 mostra i versi positivi delle tensioni.



Le analisi dei cedimenti fanno riferimento allo SLE combinazione rara:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2}$$

dove:

- $G_1$  = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- $G_2$  = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $Q_{k1}$  = azione variabile dominante;
- $Q_{kj}$  = azioni variabili concomitanti con quella dominante;
- $\gamma_{Qi}$  = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\gamma_{G1}$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2}$  = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$  = coefficienti di combinazione delle azioni.

Nelle espressioni sopra riportate il simbolo + sta per *combinato con*.

## 7.1. Software di calcolo utilizzato

Il programma di calcolo utilizzato è Plaxis2D, Agreement No. C1416518.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributori del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Gli sviluppatori hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine delle analisi, controlli automatici identificano la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

## 7.2. Valutazione dei risultati e giudizio sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura e del terreno utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni e della Geotecnica.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

## 7.3. Analisi agli sle del prolungamento della diga

### Modello di calcolo e fasi costruttive

Al fine di determinare un modello geotecnico di calcolo compatibile con i terreni in situ ed affidabile dal punto di vista computazionale, è stata effettuata una procedura di taratura del modello in termini di estensione geometrica ed in termini di caratteristiche fisico-meccaniche dedotte dalla campagna d'indagini. Inoltre, il modello contiene al suo interno l'opera da realizzare, in modo tale da determinare quali sono gli spostamenti che la interessano per effettuare le dovute verifiche.

Ai fini della modellazione geotecnica è stata individuata un'unità stratigrafica avente le proprietà fisico-meccaniche descritte in *Tabella 13*.

Per quanto concerne i materiali da costruzione si fa riferimento nei calcoli a seguire alle caratteristiche fisico-meccaniche riportate ancora in *Tabella 13*.

	MATERIAL MODEL	DRAINAGE TYPE	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E_{50}^{ref}$	$E_{ed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$	$\nu$
			[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
SF	HS	DR	15,00	19,00	0,00	35,00	0,00	27000,00	27000,00	81000,00	0,30
Pietrame	HS	DR	17,50	20,53	0,00	40,00	0,00	30000,00	30000,00	90000,00	0,30
Scogli di 2a cat	HS	DR	15,75	19,49	0,00	40,00	0,00	50000,00	50000,00	150000,00	0,30
Scogli di 3a cat	HS	DR	15,75	19,49	0,00	40,00	0,00	50000,00	50000,00	150000,00	0,30
Massi Antifer	HS	DR	12,72	17,47	0,00	40,00	0,00	50000,00	50000,00	150000,00	0,30

*Tabella 13 – Caratteristiche fisico – meccaniche dei materiali*

I terreni di fondazione ed i materiali di costruzione sono stati modellati con il legame costitutivo Hardening Soil (HS); il comportamento degli stessi è stato considerato drenato (DR), al fine di simulare il rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni.

Il modello di calcolo Hardening Soil è in grado di descrivere in maniera soddisfacente alcuni aspetti fondamentali del comportamento meccanico dei terreni quali la non linearità del legame tensione - deformazione, rappresentato da una relazione di forma iperbolica tra il deviatore di tensione e la deformazione assiale; la rigidità in un ciclo di scarico-ricarico molto maggiore di quella che si ha in primo carico; la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale corrente; la dipendenza della rigidità, lungo un percorso di carico di compressione, dal grado di sovra consolidazione OCR; lo sviluppo di deformazioni plastiche anche in condizioni di sovra consolidazione grazie alla separazione delle due superfici di plasticizzazione  $f_s$  e  $f_v$ .

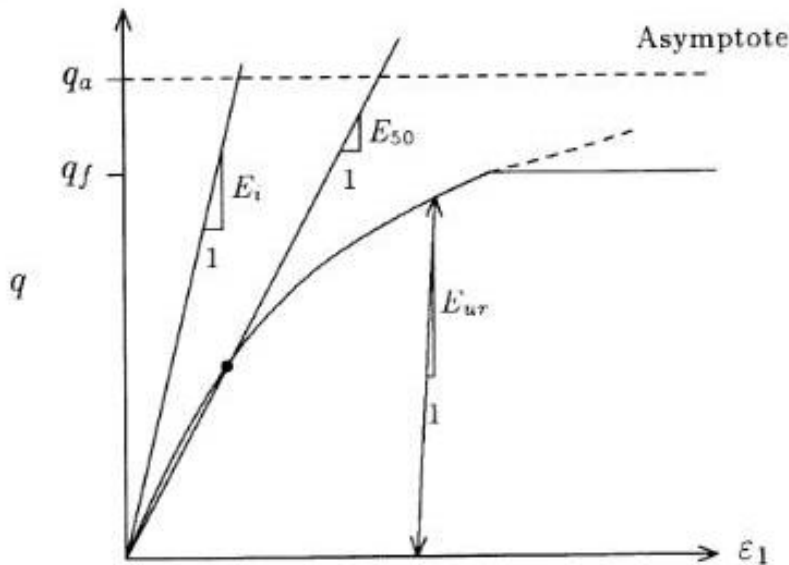


Figura 3– Legame iperbolico tensione – deformazione per un carico primario in una prova triassiale standard

La definizione del modello Hardening Soil, comprende tra l'altro:

$c'$  = coesione;

$\varphi'$  = angolo d'attrito;

$\psi$  = angolo di dilatanza.

La rigidità del terreno è descritta da tre differenti valori input; tutti e tre relativi alla pressione di riferimento di 100 kPa [1 bar].

$E_{oed}^{ref}$  = modulo di rigidità tangente per il primario carico edometrico;

$E_{50}^{ref}$  = modulo di rigidità secante in una prova standard triassiale drenata;

$E_{ur}^{ref}$  = modulo di rigidità nella fase di scarico/ricarico;

$m$  = esponente per il livello tensionale dipendente dalla rigidità.

Esistono dati sperimentali sui moduli di rigidezza e sul parametro  $m$  (in generale  $\approx 0,5 - 1$ ).

Per la natura del terreno in questione abbiamo scelto 0,5.

$E_{50}^{ref}$  è difficile da determinare accuratamente durante le prove triassiali, così in generale viene impiegato  $E_{oed}^{ref}$ .

Per la definizione degli altri moduli di rigidezza si fa riferimento alle seguenti relazioni empiriche:

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref} \quad E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$$

Nella definizione del modello HS il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è determinato con la correlazione di Jacky:

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$$

In Figura 18 si riporta la sezione trasversale oggetto di calcolo.

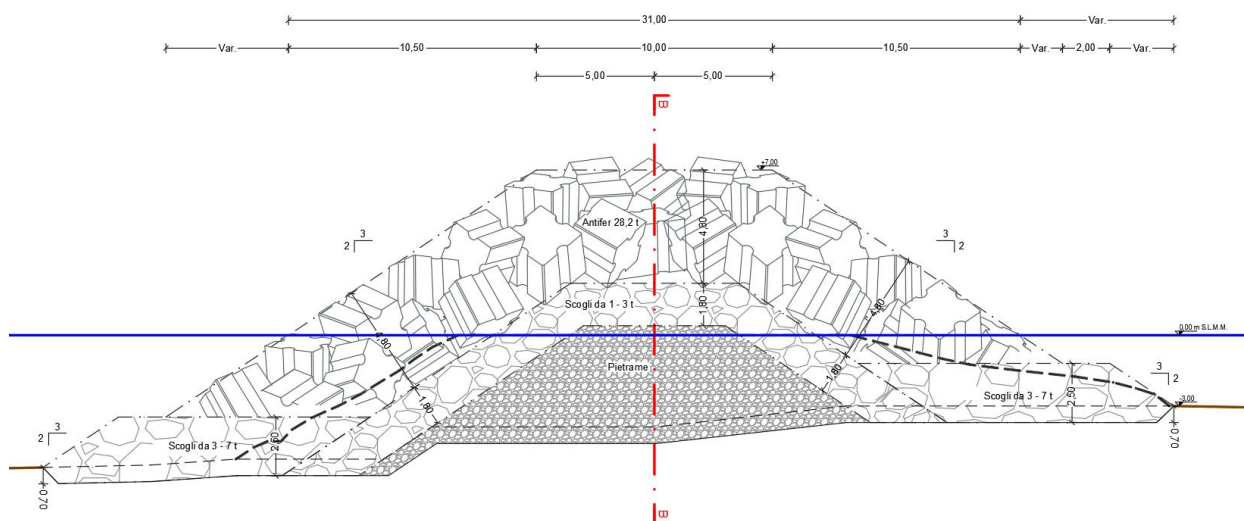


Figura 18 - Sezione trasversale della diga a gettata

Ai fini dell'implementazione nel programma di calcolo, la geometria del modello è stata semplificata rappresentando le dimensioni ritenute ingegneristicamente significative. In Figura 19 si riporta il modello geometrico del sistema geotecnico utilizzato per l'analisi. In Figura 20 si riporta la discretizzazione del modello con elementi finiti triangolari a 15 nodi.

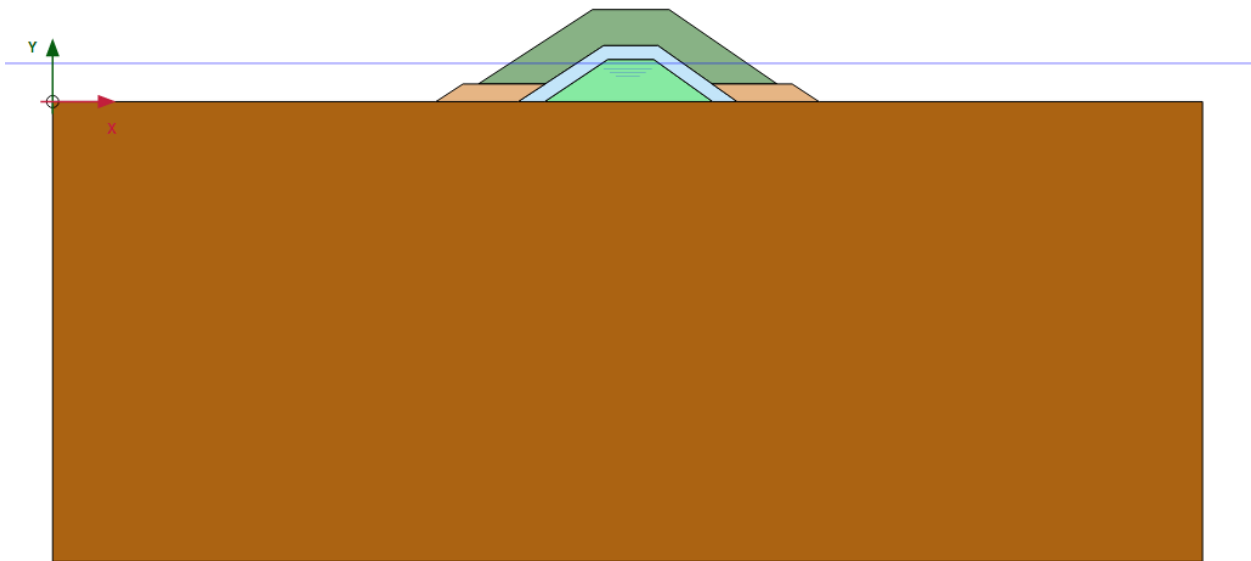


Figura 19 – Modello geometrico

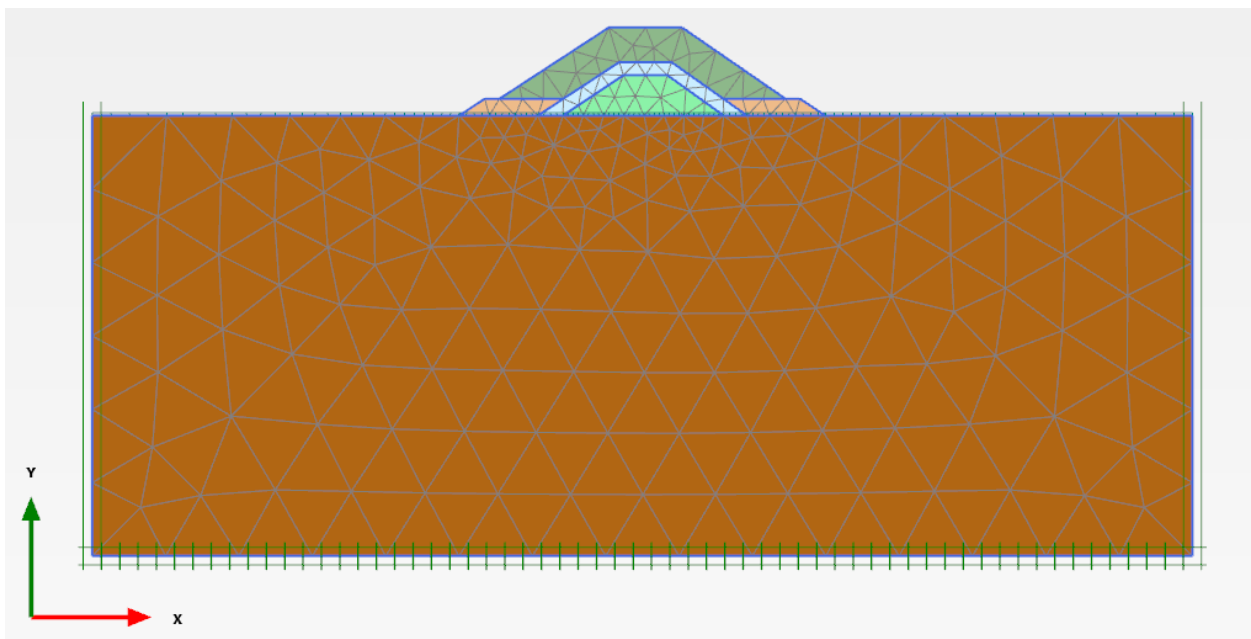


Figura 20 – Discretizzazione in elementi finiti

Le analisi sono state eseguite schematizzando le seguenti fasi esecutive:

Fasi	Descrizione	Calculation type
0	Condizioni litostatiche ante-operam	Ko procedure
1	Posa pietrame e scogli di 2 cat	plastic
2	Posa scogli di 3 cat	plastic
3	Posa massi antifer	plastic

Figura 21 – Fasi di calcolo

L’inizializzazione dello stato tensionale efficace è stata effettuata mediante la procedura  $K_0$ , attraverso la quale si attiva la gravità e si procede al calcolo delle tensioni efficaci verticali e delle tensioni orizzontali sulla base dei valori del coefficiente di spinta a riposo assunti. Questa procedura è particolarmente adatta nei casi di strati di terreno sub-orizzontali; in tali casi, l'equilibrio è soddisfatto sistematicamente (risultante sforzi verticali = peso gravitazionale, risultante sforzi orizzontali = reazioni laterali lungo il contorno del modello).

Dalla Figura 22 alla Figura 25 vengono illustrate le fasi caratteristiche di calcolo considerate nel programma, operando un ingrandimento della finestra di osservazione sull’opera da realizzare per rendere più agevole l’apprrezzamento dei vari step esecutivi. .

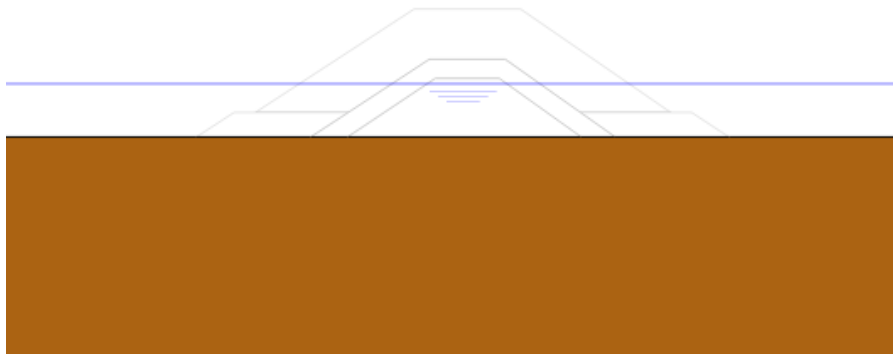


Figura 22 – Fase 0: Condizioni litostatiche ante-operam

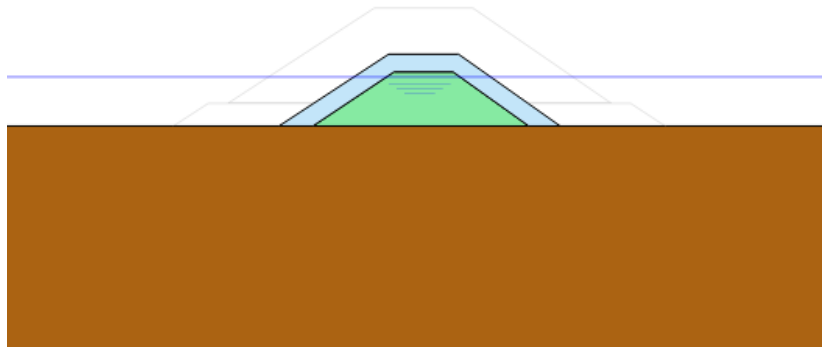


Figura 23 – Fase 1: Posa pietrame e scogli di 2 cat

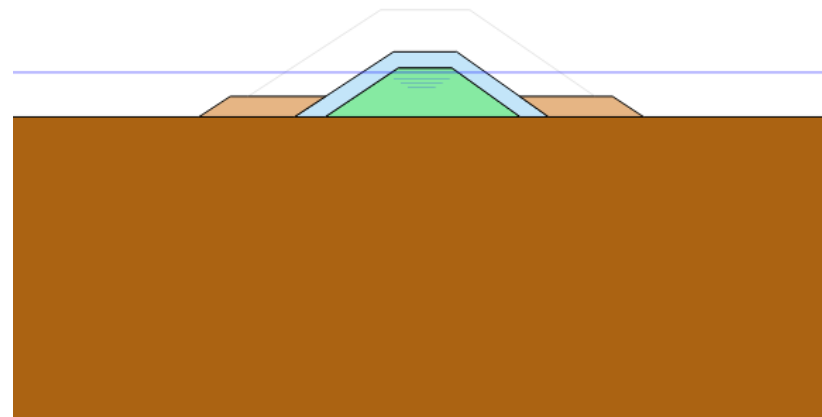


Figura 24 – Fase 2: Posa scogli di 3 cat

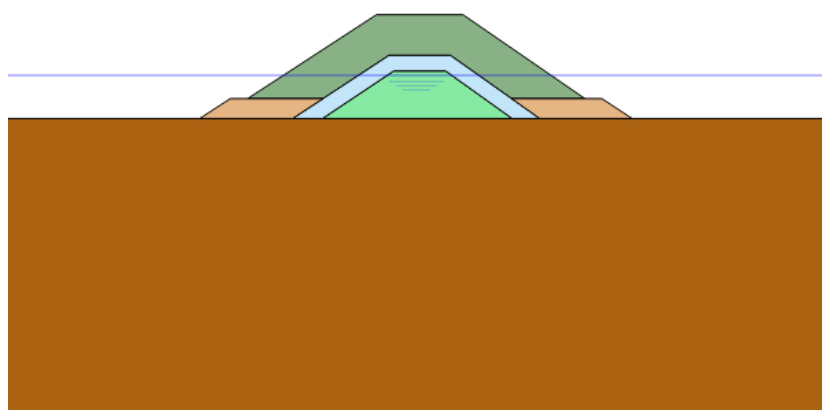


Figura 25 – Fase 3: Posa massi Antifer

Risultati analisi e valutazione dei cedimenti SLE

Dalla Figura 26 alla Figura 28 vengono riportate le shadings degli spostamenti verticali  $u_y$ .

Dalla Figura 29 alla Figura 31 vengono riportate le shadings delle tensioni verticali efficaci.

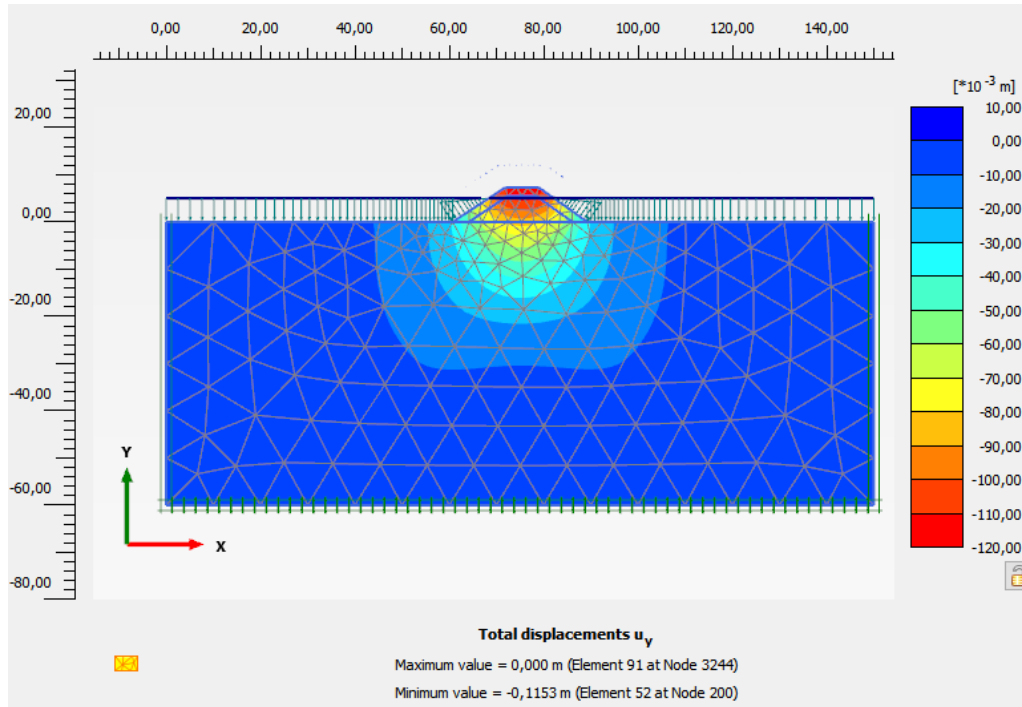


Figura 26 – Spostamenti verticali – Fase 1



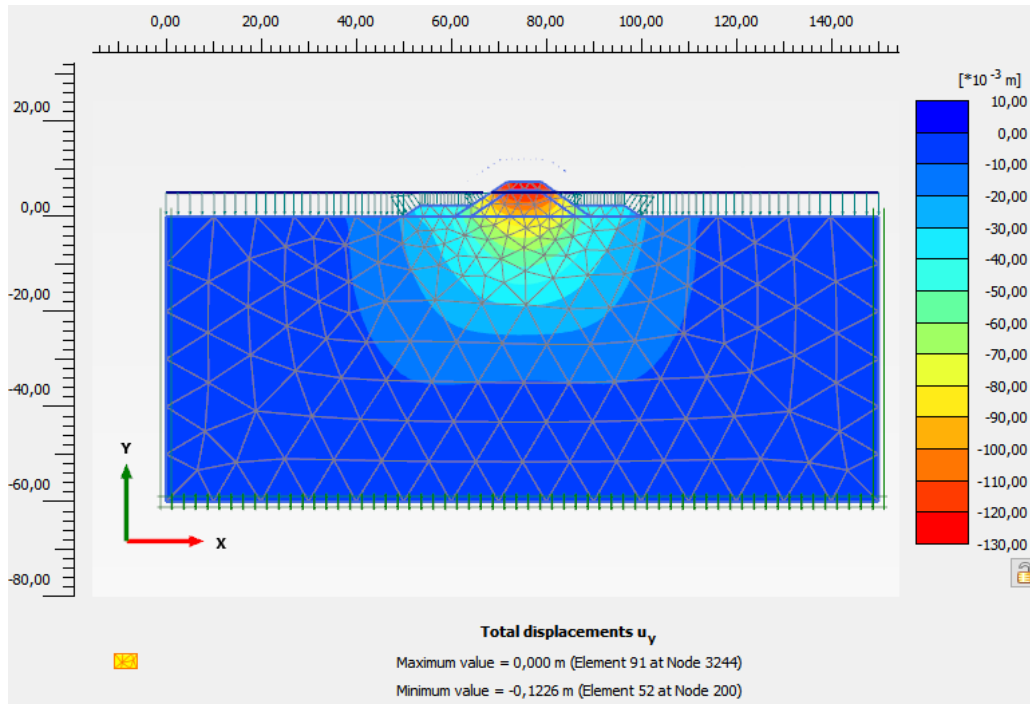


Figura 27 - Spostamenti verticali – Fase 2

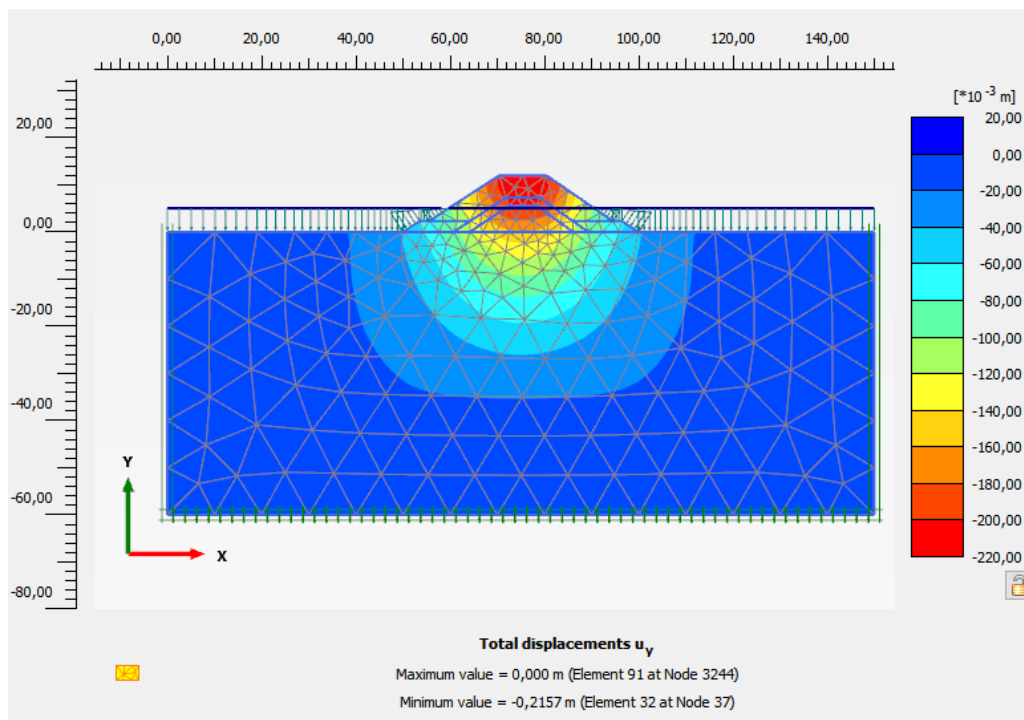


Figura 28 - Spostamenti verticali – Fase 3

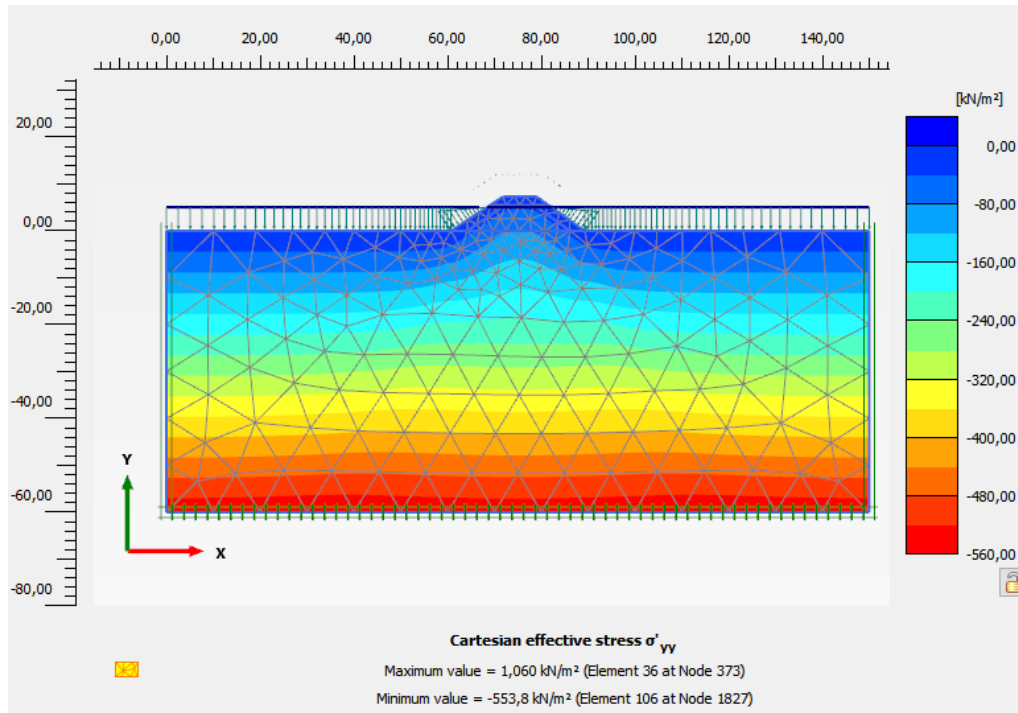


Figura 29 - Tensioni verticali efficaci – Fase 2

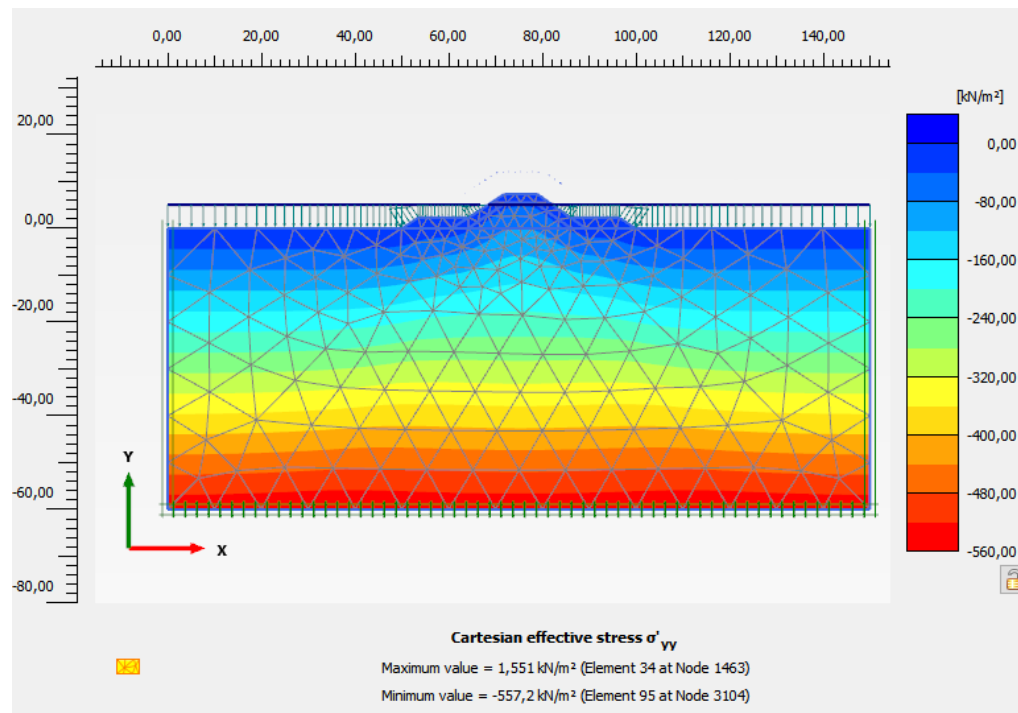


Figura 30 - Tensioni verticali efficaci – Fase 2

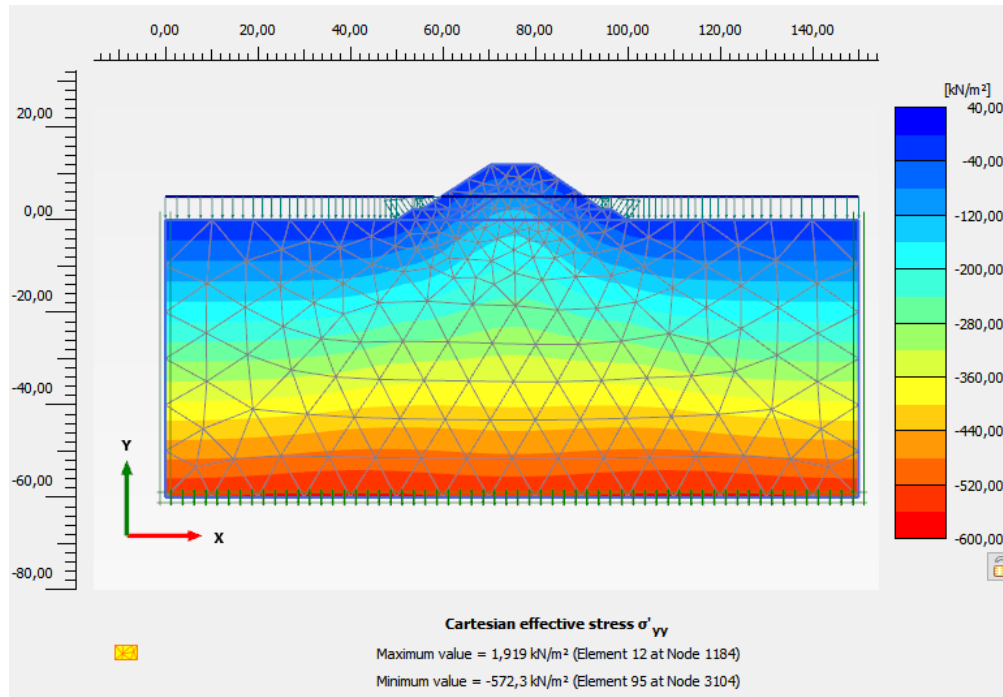


Figura 31 – Tensioni verticali efficaci – Fase 3

## Conclusioni

Le stime dei cedimenti sono state condotte attraverso un modello agli elementi finiti bidimensionale, schematizzando la successione delle fasi operative. Il cedimento massimo si verifica nella fase 3 ed è pari a 21 cm.

Tenuto conto dei limiti della modellazione eseguita (2D) e della cautela del modello geotecnico adottato, i cedimenti assoluti (max 21 cm) e differenziali in corso d'opera e in esercizio previsti sono ritenuti compatibili con la funzionalità dell'opera in progetto.

## 8. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di Stabilità Globale del sistema costituito da Opera a gettata e terreni di fondazione del prolungamento della diga sono state condotte utilizzando il Codice di calcolo PALXIS adottando la procedura di calcolo automatico denominata *Phi-c reduction* che prevede la progressiva riduzione delle caratteristiche di resistenza terreno ( $c'$  e  $\tan\varphi'$ ) fino allo sviluppo completo di un meccanismo di rottura.

Ai fini della verifica di stabilità globale, per i massi Antifer e gli scogli di 2° e 3° categoria è stata considerata una coesione pari a  $c' = 10$  kPa, trattandosi di elementi discreti.

Il coefficiente di sicurezza è definito come segue:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}}$$

Per l'opera in esame la condizione di stabilità globale è stata eseguita secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), adottando un coefficiente parziale di resistenza  $\gamma_R$  pari a 1,1 per SLU e pari a 1,2 per SLV.

L'azione sismica è stata schematizzata, secondo il metodo pseudo-statico, come un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità  $W_i$  per il coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ), in funzione di  $a_{max}$  e  $\beta_m$ , dove  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,  $\beta_m$  è il coefficiente funzione delle caratteristiche del sottosuolo.

Si riportano i parametri utilizzati per l'analisi sismica:

- Accelerazione al suolo  $a_g/g = 0,200$
- Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo  $S_s = 1,40$
- Coefficiente di amplificazione topografica  $S_t = 1,00$
- Coefficiente riduzione  $\beta_s = 0,38$
- Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0,50
- Coefficiente di intensità sismica orizzontale  $k_h = \frac{a_g}{g} \cdot \beta_s \cdot S_t \cdot S_s = 10,69[\%]$
- Coefficiente di intensità sismica verticale  $k_v = 0,50 \cdot k_h = 5,34 [\%]$
- Coefficiente di sicurezza richiesto  $\gamma_R$  pari a 1,10 (statico) e 1,20 (sismico).

Il coefficiente di sicurezza ottenuto per la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2) allo SLU è risultato pari a 1,776.

Le verifiche sono soddisfatte, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a:

$$\gamma_M \times \gamma_R = 1,25 \times 1,10 = 1,375$$

dove  $\gamma_M$  è il fattore riduttivo di normativa per i parametri meccanici del terreno, mentre  $\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto per la Combinazione sismica (SLV) è risultato pari a 1,211.

Le verifiche sono soddisfatte, in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1,2.

Le figure seguenti mostrano, la mappa degli spostamenti totali e la distribuzione dei punti di plasticizzazione.

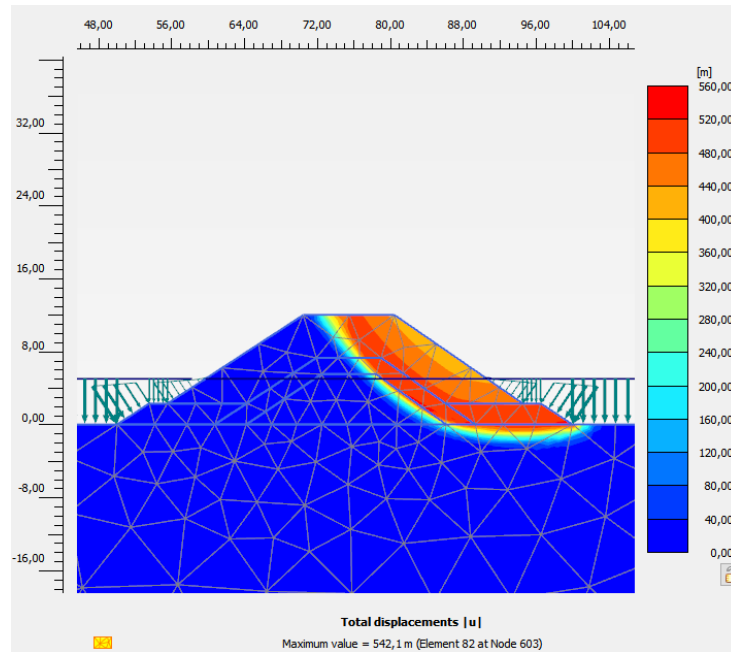


Figura 32 – Combinazione 2 dell'approccio 1: mappa degli spostamenti che indica il meccanismo di rottura più probabile della fase finale da SLU

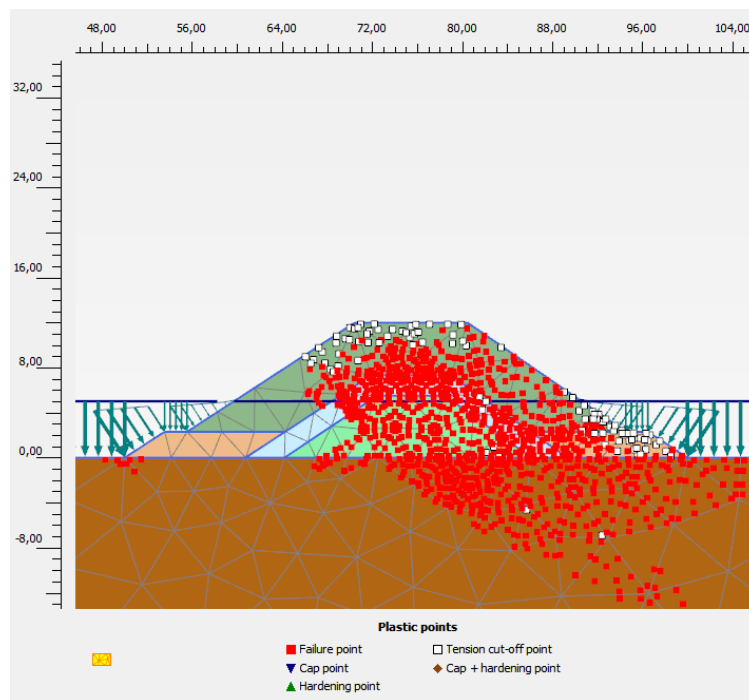


Figura 33 – Combinazione 2 dell'approccio 1: punti di distribuzione che hanno raggiunto le condizioni di plasticità in condizioni di collasso da SLU

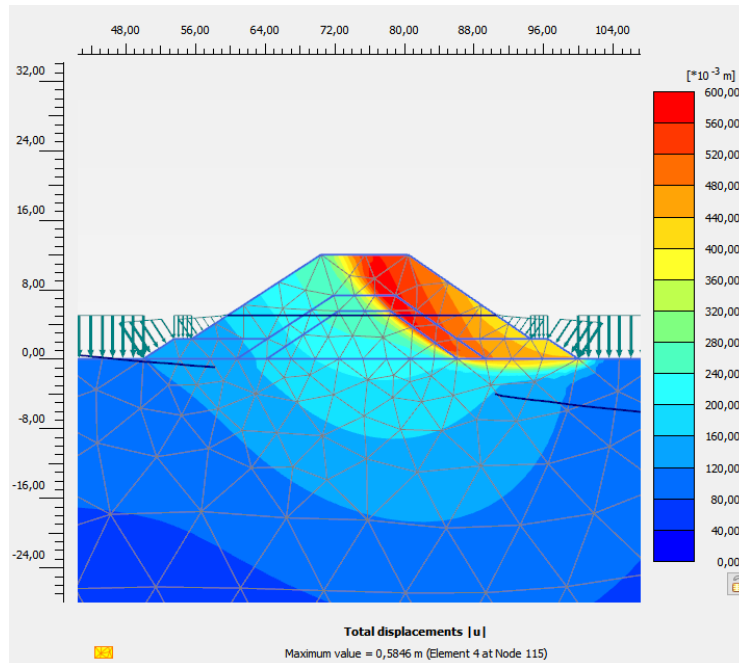


Figura 34 - Combinazione sismica: mappa degli spostamenti che indica il meccanismo di rottura più probabile della fase finale

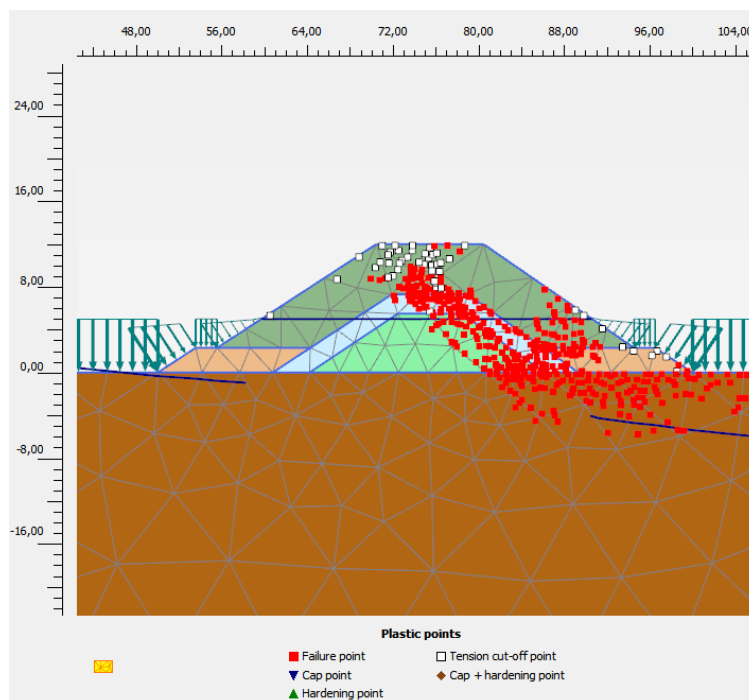


Figura 35 – Combinazione sismica: punti di distribuzione che hanno raggiunto le condizioni di plasticità in condizioni di collasso