



## Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

COMUNE DI MESSINA - PROCEDURA APERTA, AI SENSI DELL'ART. 53 COMMA 2 LETTERA C) DEL D.LGS 163/06 E S.M.I. PER L'AFFIDAMENTO DELLA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI LAVORI INERENTI LA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE DI TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - 1° STRALCIO FUNZIONALE - € 80.000.000,00 - O.P.C.M. 3721/08 - CIG. 0429752291. Opera inserita nell'elenco di cui all'art.1 dell'O.P.C.M. 3633 del 2007

### PROGETTO DEFINITIVO

(Redatto ai sensi dell'art.25 del D.P.R. n. 554/99 e ai sensi dell'art.8 del Disciplinare di Gara)

PROPONENTE:

**SIGENCO S.p.A.**



**SIGENCO**  
SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE

ELABORATO:	TITOLO:	DATA:
<b>B2bis</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA - DEFINITIVO</b>	<b>MAGGIO 2010</b>

#### PROGETTISTI:

##### INTERPROGETTI

INTERPROGETTI S.r.l.

Ing. Marco PITTORI

Ing. Sergio PITTORI

collaboratori:

ing. Plinio MONTI, ing. Silvia POTENA

ing. Andrea PAGNINI, ing. Giulia ZANZA

ing. Christian SFERRA

arch. Francesca Romana MONASS

geom. Alessandro MARCHISELLA



SEACON s.r.l.

SEACON S.r.l.

Ing. Massimo VITELLOZZI

collaboratori:

Ing. Corrado MONTEFOSCHI

Geom. Lorenzo DI BIASE

CIPRA S.r.l.

Ing. Marco MENEGOTTO

collaboratori:

Ing. Alessandro CONCETTI

#### CONSULENTI:

Consulenza geotecnica:

Prof. Ing. Giuseppe SCARPELLI

Dipartimento F.I.M.E.T.

dell'Università Politecnica

delle Marche



Consulenza opere idrauliche

e modellazione fisica delle opere:

Prof. Ing. Pierluigi AMINTI

Dipartimento di ingegneria civile

e ambientale dell'Università di Firenze



Prof. Ing. Enio PARIS

Dipartimento di ingegneria civile

e ambientale dell'Università di Firenze

Consulenza ambientale:

Prof.ssa Angela POLETTI

Dipartimento di architettura

e pianificazione del Politecnico di Milano



Consulenza impiantistica:

NEOS Engineering

Ing. Emiliano GUCCI

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Marco PITTORI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco DI SARCINA

Rev. n°	DESCRIZIONE	DATA	REDATTA	APPROVATO
00	Emissione	Mag-10	Prof. Ing. G. Scarppelli	Ing. M. Pittori
	Doc.: 1477			
INTERPROGETTI S.r.l. Via di Priscilla, 116 - 00199 ROMA - Tel. 0686200297 fax: 0686200298 E-mail: INFO@INTERPROGETTI.NET			Società certificata ISO 9001 : 2008 Certificato n° 214513	



Relazione n. 28 del 14.05.2010

Committente: **INTERPROGETTI**  
(Prot. n.11 del 10/03/2010)

## PIATTAFORMA INTERMODALE DI TREMESTIERI IN PROVINCIA DI MESSINA

### CONSULENZA GEOTECNICA

Responsabile scientifico  
**Prof. Ing. Giuseppe Scarpelli**

Collaboratori  
Ing. Paolo Ruggeri  
Ing. Viviane Fruzzetti  
Ing. David Segato

Il Direttore del Dipartimento  
**Prof. Ing. Giacomo Moriconi**

## Indice

1	PREMESSA.....	5
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
4	CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEI TERRENI.....	7
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI COINVOLTI DALLE OPERE.....	11
5.1	Caratterizzazione dei terreni del molo foraneo.....	13
5.2	Caratterizzazione dei terreni delle banchine di riva.....	14
5.3	Caratterizzazione dei terreni delle scogliere a protezione dei piazzali.....	15
5.4	Valutazioni sulla scelta dei modelli geotecnici di riferimento.....	16
6	SICUREZZA DELL'OPERA.....	17
6.1	Quadro normativo.....	17
6.2	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV).....	17
6.2.1	Approcci e combinazioni utilizzate.....	20
6.3	Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD).....	20
6.4	Azioni sulle opere.....	21
6.4.1	Azioni sismiche.....	21
6.4.1.1	Azione idrodinamica (Westergaard).....	23
6.4.2	Azioni del moto ondoso.....	24
6.4.3	Combinazione delle azioni.....	25
7	ANALISI DELLE OPERE.....	26
7.1	Modelli geotecnici.....	28
7.1.1	Molo foraneo.....	28
7.1.1.1	Tratto di testata.....	29
7.1.1.2	Tratto di radice.....	32
7.1.2	Banchina di riva.....	35
7.1.3	Scogliere.....	38
7.1.3.1	Scogliera in prosecuzione della banchina di riva.....	39
7.1.3.2	Scogliera a protezione dei piazzali.....	41
7.1.3.3	Resistenza allo sfilamento delle geogriglie.....	42
7.2	Risultati delle analisi.....	45
7.2.1	Molo foraneo.....	45
7.2.1.1	Tratto di testata.....	45
7.2.1.2	Tratto di radice.....	51
7.2.2	Banchina di riva.....	57
7.2.3	Scogliere.....	62
7.2.3.1	Scogliera in prosecuzione della banchina di riva.....	62
7.2.3.2	Scogliera a protezione dei piazzali.....	63
7.3	Sintesi dei risultati delle analisi.....	67
7.4	Verifica dei pali di appoggio della cella antiriflettente.....	69
7.5	Verifica del tirante di ancoraggio a bulbo iniettato.....	70
7.5.1	Verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.....	71
7.5.2	Verifica alla rottura dei trefoli.....	72
7.5.3	Tiranti di progetto.....	73
7.5.4	Prove di verifica e modalità di tesatura.....	74
7.5.5	Protezione dalla corrosione.....	74
7.6	Sollecitazioni in corrispondenza delle bitte.....	75
7.7	Indicazioni sul Jet Grouting.....	75
8	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	78
9	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO.....	80
9.1	Sintesi della strumentazione di monitoraggio sulle opere principali.....	81
	APPENDICE: VALUTAZIONI GEOTECNICHE RELATIVE ALLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE ACCESSORIE.....	82

## Indice Tabelle

Tabella 6-1 Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) .....	19
Tabella 6-2 Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: $\gamma_M$ .....	19
Tabella 6-3 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi .....	19
Tabella 6-4 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo .....	19
Tabella 6-5 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: $\gamma_R$ .....	19
Tabella 6-6 Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate .....	19
Tabella 6-7 Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali in funzione del numero di verticali indagate .....	20
Tabella 6-8 Coefficienti di combinazione delle azioni variabili .....	26
Tabella 7-1: Parametri geotecnici dei materiali della banchina di riva .....	40
Tabella 7-2 Parametri geotecnici di materiali della banchina dei piazzali .....	42
Tabella 7-3 Molo foraneo tratto testata: risultati delle analisi a rottura .....	45
Tabella 7-4 Molo foraneo tratto testata: risultati delle analisi di funzionalità .....	46
Tabella 7-5 Molo foraneo tratto radice: risultati delle analisi a rottura .....	51
Tabella 7-6 Molo foraneo tratto radice: risultati delle analisi di funzionalità .....	52
Tabella 7-7 Banchine di riva: risultati delle analisi in condizioni statiche.....	57
Tabella 7-8 Banchine di riva: risultati delle analisi in condizioni sismiche .....	57
Tabella 7-9 Valutazione della sicurezza delle opere geotecniche .....	67
Tabella 7-10 Carico limite pali: parametri di correlazione da prove SPT .....	69
Tabella 7-11 Caratteristiche geometriche e meccaniche tipiche delle colonne consolidate. (da Croce et al., Jet grouting, 2004) .....	77

## Indice Figure

Figura 1: Ubicazione delle indagini geognostiche e traccia delle sezioni geologico-tecnico .....	8
Figura 2: Sezioni geologico tecniche E-E' e F-F' .....	10
Figura 3: Planimetria delle opere con indicazione delle indagini eseguite.....	12
Figura 4: Molo foraneo: $N_{SPT}$ dedotti da prove DPSH (a sx) e $N_{SPT}$ misurati in prove SPT (a dx) .	13
Figura 5: Banchine di riva: $N_{SPT}$ dedotti da prove DPSH (a sx) e $N_{SPT}$ misurati in prove SPT .....	15
Figura 6: Piazzali: $N_{SPT}$ misurati in prove SPT .....	16
Figura 7: Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard) .....	24
Figura 8: Modello di calcolo utilizzato per il molo foraneo (tratto di testata) .....	29
Figura 9: Azioni idrodinamiche di Westergaard per il tratto di testata del molo foraneo .....	31
Figura 10: Modello di calcolo utilizzato per il molo foraneo (tratto di radice) .....	32
Figura 11: Azioni idrodinamiche di Westergaard per il tratto di radice del molo foraneo .....	33
Figura 12: Modello di calcolo utilizzato per le banchine di riva .....	35
Figura 13: Azioni idrodinamiche di Westergaard per le banchine di riva .....	36
Figura 14: Modello di calcolo utilizzato per le scogliere nord, in prosecuzione della banchina di riva .....	40
Figura 15: Modello di calcolo utilizzato per le scogliere sud, a protezione dei piazzali .....	41
Figura 16 Meccanismi di interazione fra terreno e geogriglia.....	42
Figura 17: Molo testata: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE (frequente, cavo onda) .....	47
Figura 18: Molo testata: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD .....	47
Figura 19: Molo testata: momenti flettenti sui palancolati nelle condizioni statiche SLUI.2 (cresta onda) .....	48
Figura 20: Molo testata: momenti flettenti sui palancolati nelle condizioni sismiche SLV .....	48
Figura 21: Analisi di stabilità globale su molo testata: condizioni statiche .....	49
Figura 22: Analisi di stabilità globale su molo testata: condizioni sismiche SLV .....	50
Figura 23: Molo radice: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE .....	53
Figura 24: Molo radice: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD .....	53
Figura 25: Molo radice: momenti flettenti sui palancolati nelle condizioni statiche SLUI.2 .....	54
Figura 26: Molo radice: momenti flettenti sui palancolati nelle condizioni sismiche SLV .....	54
Figura 27: Analisi di stabilità globale su molo radice: condizioni statiche .....	55
Figura 28: Analisi di stabilità globale su molo radice: condizioni sismiche SLV .....	56
Figura 29: Banchina di riva: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE .....	58
Figura 30: Banchina di riva: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD .....	58
Figura 31 Banchina di riva: momenti flettenti sul palancolato nelle condizioni statiche SLUI.2 .....	59
Figura 32: Banchina di riva: momenti flettenti sul palancolato nelle condizioni sismiche SLV .....	59
Figura 33: Analisi di stabilità globale su banchine di riva: condizioni statiche .....	60
Figura 34: Analisi di stabilità globale su banchine di riva: condizioni sismiche SLV .....	60
Figura 35: Analisi di stabilità su scogliere in prosecuzione banchina di riva: condizioni statiche .....	62
Figura 36: Analisi di stabilità su scogliere in prosecuzione banchina di riva: condizioni sism. ....	63
Figura 37 Analisi di stabilità su scogliera a protezione dei piazzali: condizioni statiche .....	64
Figura 38 Analisi di stabilità su scogliera a protezione dei piazzali: condizioni sismiche .....	65
Figura 39 Analisi di stabilità del pendio naturale: condizioni statiche (parametri geotecnici caratteristici) .....	66
Figura 40 Analisi di stabilità del pendio naturale: condizioni sismiche (parametri geotecnici caratteristici) .....	67
Figura 41: Ostermayer: capacità portante di tiranti di ancoraggio in terreni incoerenti. ....	72
Figura 42: Testate di ancoraggio: dispositivi di protezione. ....	75
Figura 43: Disposizione planimetrica del trattamento in jet-grouting sul molo foraneo .....	76

# 1 PREMESSA

La Società di Ingegneria INTERPROGETTI, con sede a Roma in via di Priscilla 116, ha richiesto agli scriventi di fornire un'attività di supporto alla redazione del progetto della piattaforma logistica intermodale di Tremestieri in Provincia di Messina, con annesso scalo portuale.

In particolare l'incarico comprende l'esame delle problematiche geotecniche e strutturali delle principali opere coinvolte nell'intervento, tra cui il molo foraneo, il banchinamento di riva e le scogliere a protezione dei piazzali del nuovo scalo portuale.

La presente relazione intende fornire tutti gli elementi necessari al dimensionamento strutturale delle opere in progetto ed alla verifica delle relative condizioni di sicurezza nel corso del normale esercizio delle banchine e nell'eventualità di eventi sismici, così come prescritto dalle vigenti Normative in materia di sicurezza delle costruzioni, nonché delle prescrizioni aggiuntive previste dal Disciplinare di gara così come specificate all'art.7 del documento.

In particolare, la relazione viene sviluppata con l'esame dei seguenti specifici aspetti:

- definizione del quadro geotecnico di riferimento, come risulta dai documenti a base di gara ed in particolare della relazione geotecnica (elaborato F24);
- analisi della sicurezza dei litotipi presenti in relazione a possibili fenomeni di liquefazione da carico sismico;
- scelta delle soluzioni costruttive più adeguate in relazione alle diverse esigenze tecniche prospettate nel progetto preliminare;
- analisi delle condizioni di esercizio e limite delle diverse opere con la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali;
- analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell'insieme terreno-struttura.

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

- a) D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- b) Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- c) Norma UNI EN1537/2002 “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio”.

## 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- a) Bando di gara, Disciplinare ed Allegati relativi alla “Procedura aperta, ai sensi dell’art. 53 comma 2 lettera c) del d.lgs 163/06 e s.m.i. per l’affidamento della progettazione e costruzione dei lavori inerenti la piattaforma logistica intermodale di tremestieri con annesso scalo portuale – 1° STRALCIO FUNZIONALE – Comune di Messina”.

## 4 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEI TERRENI

La caratterizzazione geologica e stratigrafica dei terreni presenti lungo la costa del comune di Tremestieri, in corrispondenza dell'area di interesse per la realizzazione del nuovo scalo portuale, deriva dallo studio geologico-tecnico redatto dal Prof. Antonio Bottari nell'ambito del progetto preliminare (relazione specialistica SS-RG).

Tale documento è stato redatto sia sulla base di dati biblio-cartografici che di rilievi di superficie, indagini geognostiche e geofisiche eseguite in pozzo. Le conoscenze acquisite in tal modo hanno consentito di definire i lineamenti geomorfologici, delineare le caratteristiche tettoniche e sismotettoniche dell'area, ricostruire la successione litostratigrafica locale, individuare le condizioni idrogeologiche, valutare la stabilità d'insieme dell'area e le caratteristiche tecniche dei litotipi direttamente interessati dalle opere di progetto.

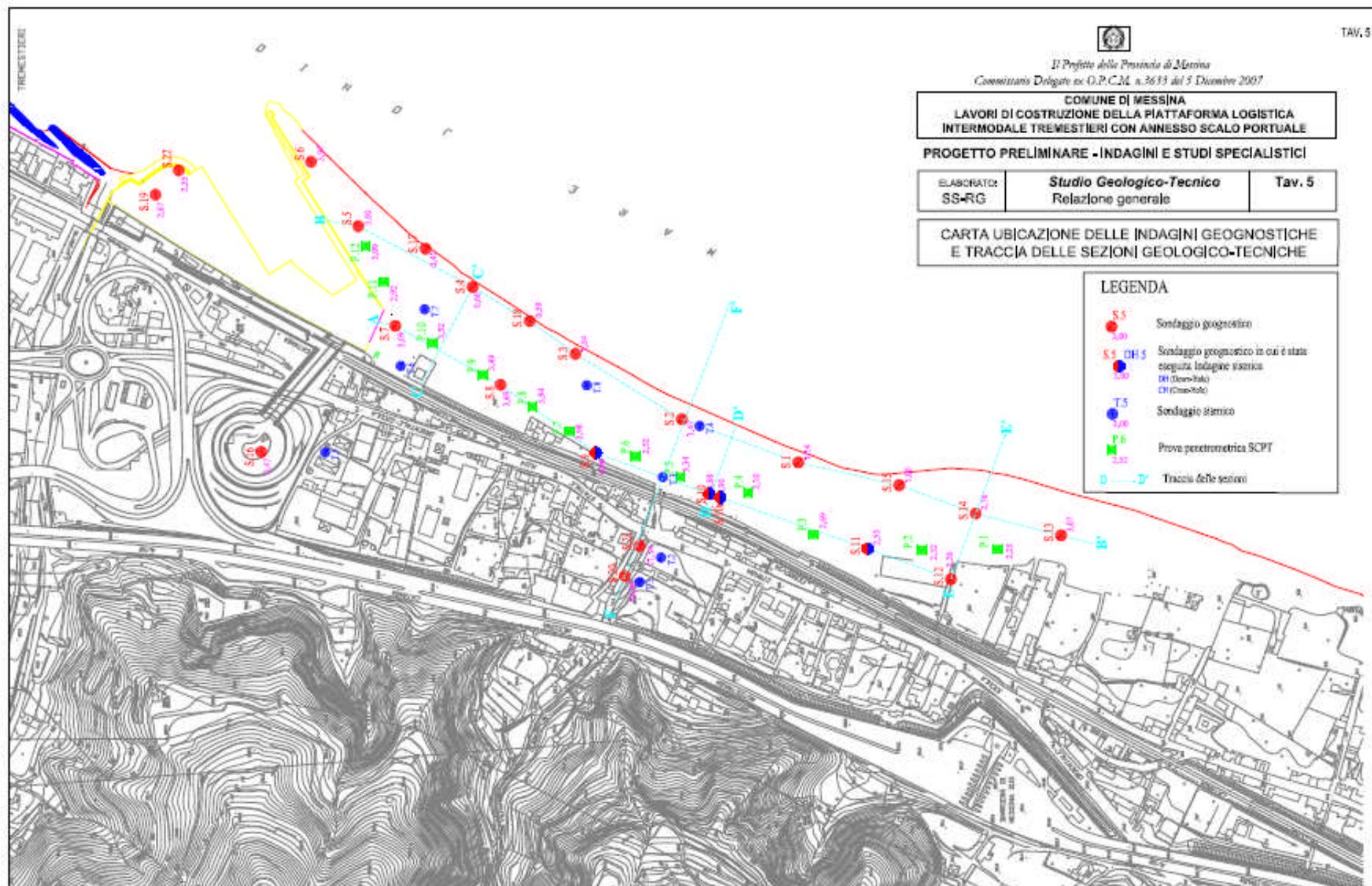
Sulla base dei rilievi di superficie allargati ad un congruo intorno dell'area in esame e dal raffronto con la cartografia geologica ufficiale i tecnici incaricati redigevano una carta geologica in scala 1:5000 che evidenzia la distribuzione areale dei litotipi affioranti e consente la ricostruzione della successione litostratigrafica locale che vede dall'alto verso il basso i seguenti corpi litologici:

- rilevati di origine antropica (autostrada e ferrovia);
- alluvioni attuali e spiagge;
- alluvioni recenti;
- sabbie e ghiaie di Messina;
- metamorfiti di alto grado dell'Unità dell'Aspromonte.

Allo scopo di definire le successione stratigrafica locale e le caratteristiche tecniche dei terreni impegnati dalle opere in progetto è stata realizzata una campagna di indagini geognostiche. La campagna di indagine è consistita in:

- n.22 sondaggi;
- n.110 prove penetrometriche dinamiche SPT;
- n.12 prove penetrometriche dinamiche continue di tipo SCPT;
- n.13 analisi e prove di laboratorio su campioni prelevati nel corso dei sondaggi;
- rilievi geofisici in foro di tipo Down-Hole e Cross-Hole.

Nella planimetria riportata in Figura 1 è rappresentata l'ubicazione delle indagini geognostiche eseguite e la traccia delle sezioni geologico-tecniche.



**Figura 1:** Ubicazione delle indagini geognostiche e traccia delle sezioni geologico-tecnico

In Figura 2 si riportano le sezioni geologico-tecniche E-E' ed F-F', particolarmente significative in quanto estese per alcune decine di metri oltre la linea di costa. Tali sezioni, così come richiesto dal Disciplinare di gara, sono state prese come riferimento per la verifica della stabilità globale delle principali opere in progetto. La sezione F-F' interessa infatti sia la Banchina di Riva, che il Molo foraneo e la sezione E-E' interseca la Scogliera a protezione dei piazzali Sud.

In conclusione i carotaggi effettuati hanno consentito di definire la successione stratigrafica locale, rappresentata essenzialmente dai terreni delle **alluvioni recenti**. Soltanto nella porzione nord-orientale dell'area di interesse progettuale i livelli più superficiali della successione stratigrafica registrano la presenza di depositi di spiaggia. Nei sondaggi S5 ed S6 sono stati intercettati fino alla profondità di 10 e 14 m i blocchi basaltici costituenti la massicciata a protezione del molo di sopraflutto del porto di Tremestieri.

I depositi alluvionali recenti sono costituiti da materiali granulometricamente molto eterogenei, dalle ghiaie alle sabbie, ai limi che costituiscono lenti talora ridotte in senso areale, con frequenti variazioni di facies litologiche ed interdigitazioni; presentano un'organizzazione interna che riflette il caratteristico regime deposizionale che si traduce in una scarsa classazione dei materiali oltre alla anzidetta strutturazione interna del deposito.

Sezioni C-C' D-D' E-E'

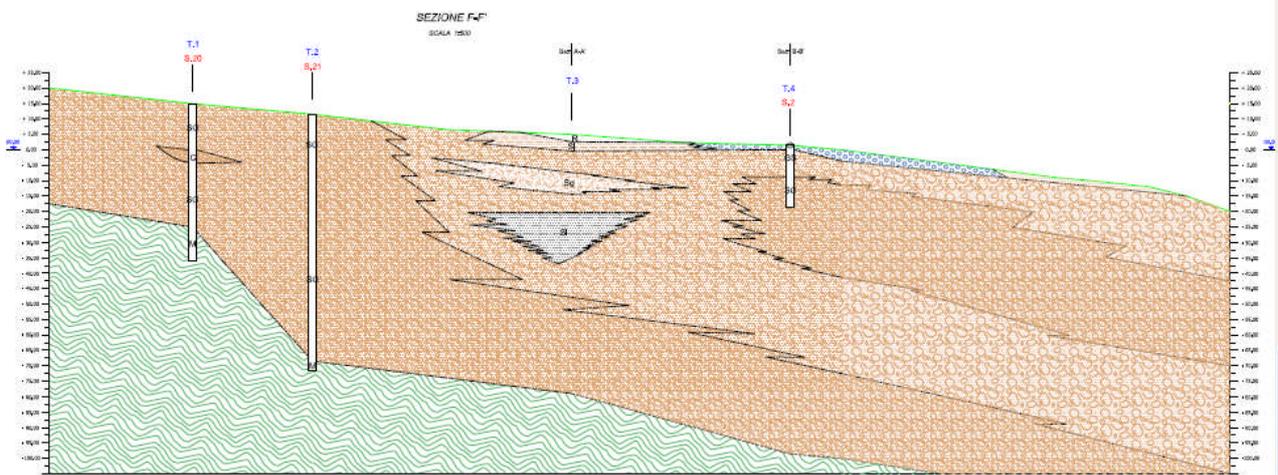
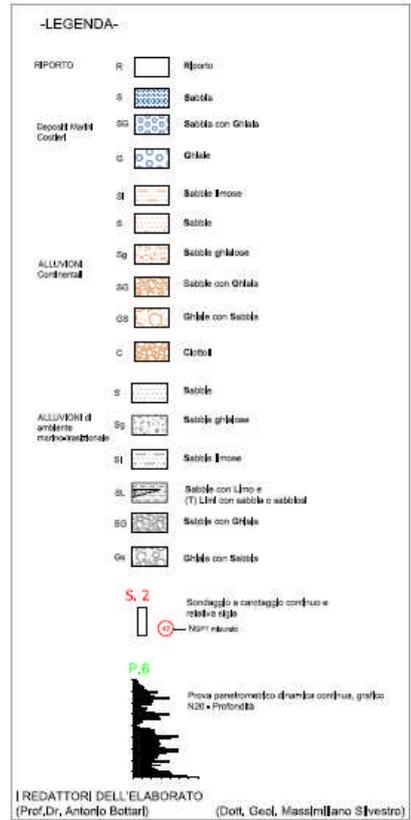
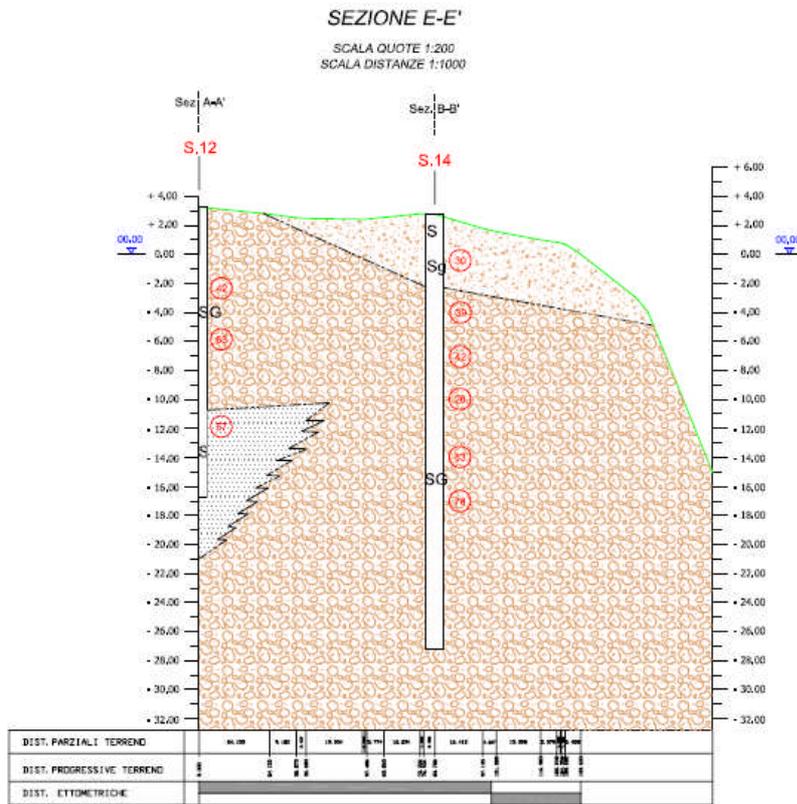
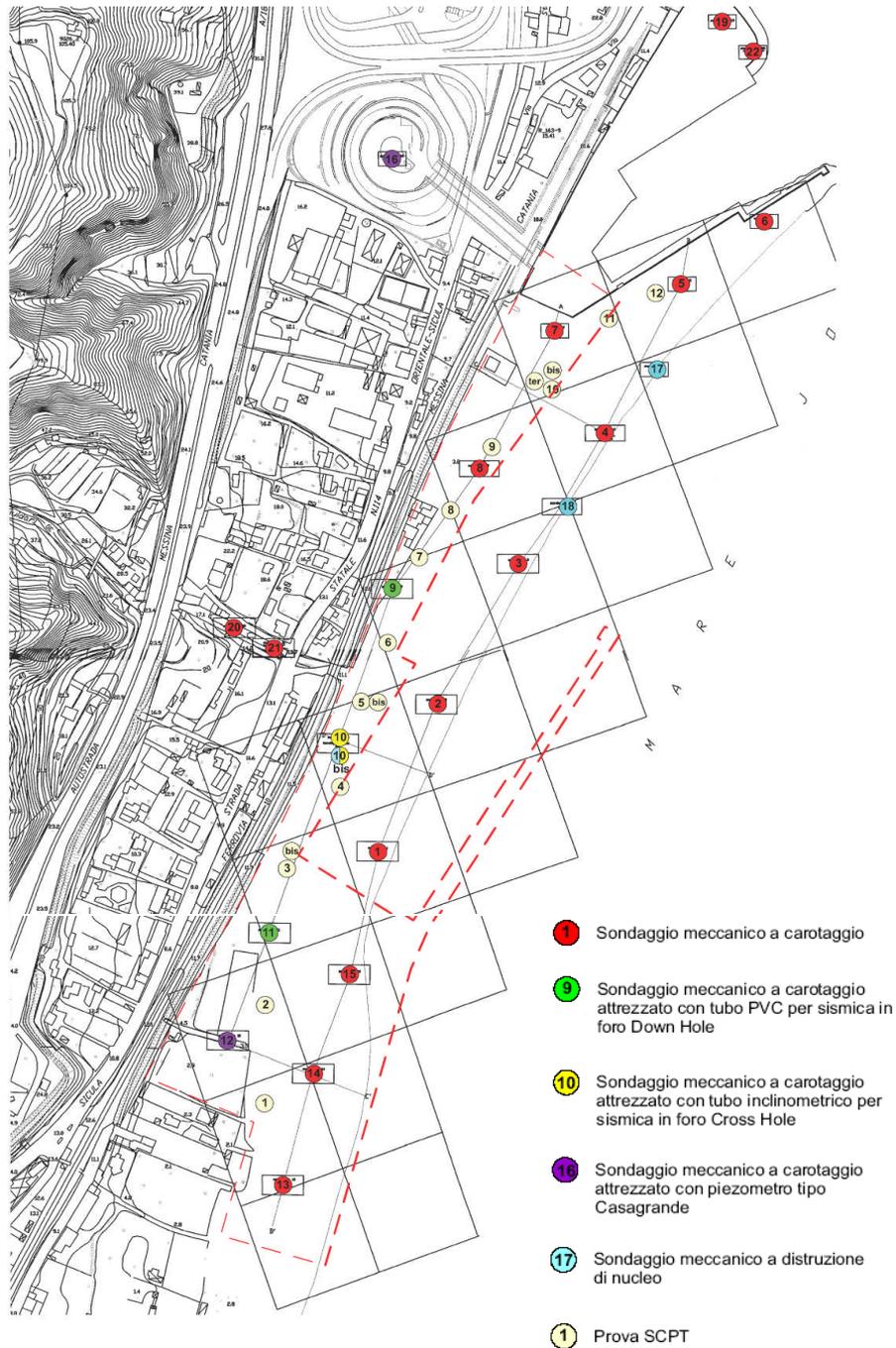


Figura 2: Sezioni geologico tecniche E-E' e F-F'.

## **5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI COINVOLTI DALLE OPERE**

La caratterizzazione dei terreni su cui devono essere realizzate le opere in progetto è basata su una campagna di indagini geognostiche, prove in situ e prove di laboratorio condotte su incarico del Prefetto di Messina dalla Società Geognostica Mediterranea s.r.l. elaborate ed interpretate dall'Ufficio 4° Opere Marittime Sicilia (Elaborato F25 –Relazione geotecnica). Nella planimetria presentata in Figura 3 è riportata la sagoma delle opere in progetto con l'indicazione delle indagini eseguite



**Figura 3:** Planimetria delle opere con indicazione delle indagini eseguite

Ai fini della definizione del modello geotecnico di riferimento si distinguerà, così come è stato fatto nella relazione geotecnica del progetto preliminare, tre zone caratteristiche, anche in relazione al tipo di opera da realizzare:

- molo foraneo;
- banchine di riva;
- area piazzali.

## 5.1 Caratterizzazione dei terreni del molo foraneo

In assenza di sondaggi a mare lungo gli allineamenti delle nuove opere, la caratterizzazione dei terreni del molo foraneo deriva da una estrapolazione delle prove geognostiche eseguite sulla spiaggia.

Nella relazione geotecnica F25 si desume comunque che i terreni in corrispondenza delle opere foranee sono caratterizzati stratigraficamente da un primo strato di sabbie dello spessore massimo di qualche metro, da uno strato di sabbie con orizzonti decimetrici di sabbie con ghiaie e ciottoli e sabbie limose per uno spessore variabile da 10 a 15m cui segue uno strato che si estende fino alla profondità di indagine di sabbie con ghiaie e ciottoli. La caratterizzazione geotecnica è stata affidata all'interpretazione di 12 prove penetrometriche dinamiche continue eseguite con penetrometro super pesante (DPSH) e di 8 prove SPT. In Figura 4 sono mostrati i valori di  $N_{SPT}$  dedotti dalle prove DPSH (grafico a sinistra) e i valori di  $N_{SPT}$  misurati nelle prove SPT (grafico a destra).

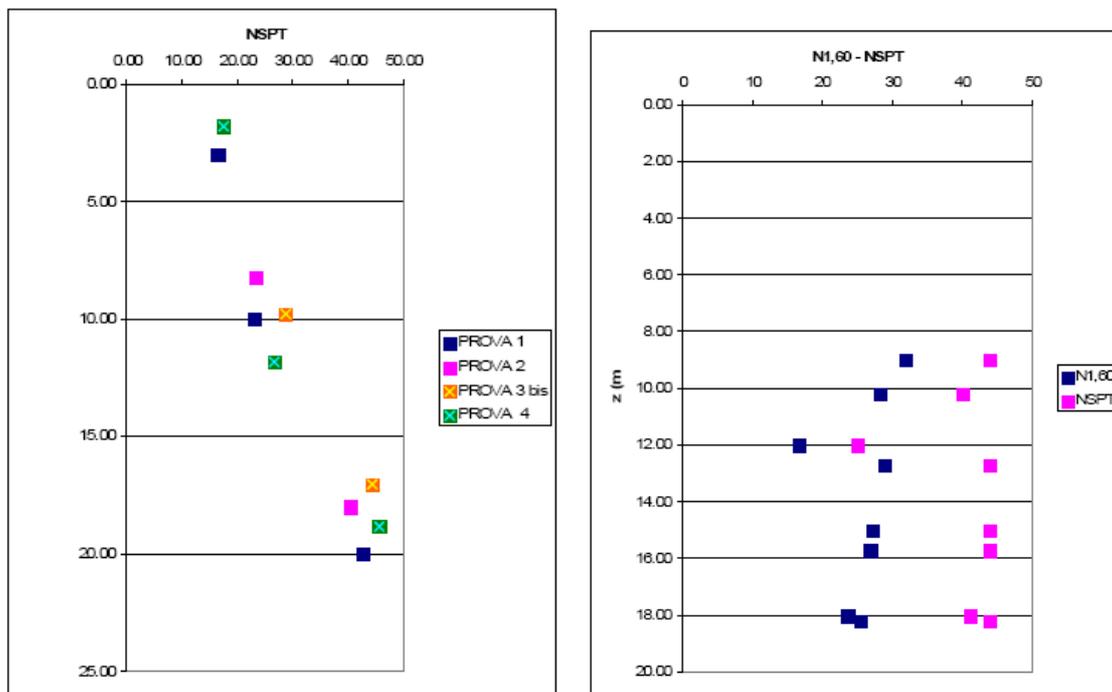


Figura 4: Molo foraneo:  $N_{SPT}$  dedotti da prove DPSH (a sx) e  $N_{SPT}$  misurati in prove SPT (a dx)

Le elaborazioni di tali prove in sito hanno portato alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo da utilizzare per le verifiche delle opere costituenti il molo foraneo:

### Primo strato di terreno dello spessore di 10,00 m

Peso dell'unità di volume  $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$



Angolo di attrito interno	$\varphi' = 34^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo di elasticità	$E' = 35000 \text{ kPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,30$

### **Secondo strato di terreno di spessore indefinito**

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 38^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo di elasticità	$E' = 35000 \text{ kPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,27$

## **5.2 Caratterizzazione dei terreni delle banchine di riva**

I terreni interessati dalla costruzione delle banchine di riva sono rappresentati dai sondaggi 7-8-9-10. Anche in questo caso la caratterizzazione meccanica deriva da prove DPSH ed NSPT. In Figura 5 sono mostrati i valori di  $N_{SPT}$  dedotti dalle prove DPSH (grafico a sinistra) e i valori di  $N_{SPT}$  misurati nelle prove SPT (grafico a destra).

Le elaborazioni di tali prove in sito hanno portato alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo da utilizzare per le verifiche delle opere costituenti le banchine di riva:

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 38^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo di elasticità	$E' = 30000 \text{ kPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,28$

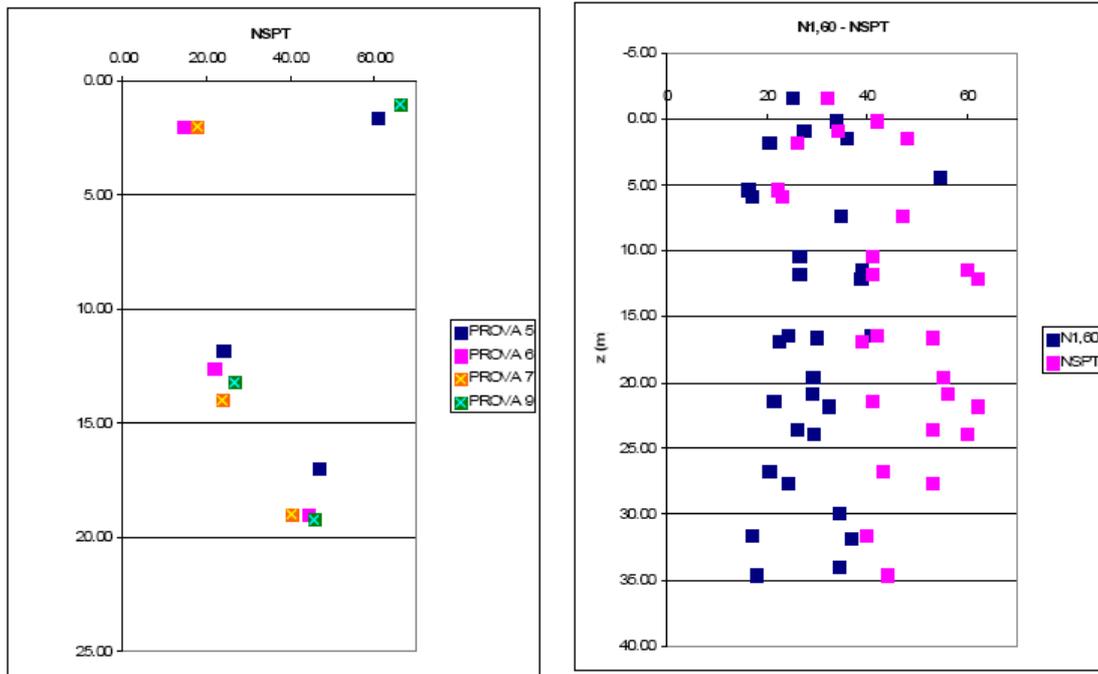


Figura 5: Banchine di riva:  $N_{SPT}$  dedotti da prove DPSH (a sx) e  $N_{SPT}$  misurati in prove SPT (a dx)

### 5.3 Caratterizzazione dei terreni delle scogliere a protezione dei piazzali

La caratterizzazione dei terreni che coinvolgono le opere a scogliera a protezione dei piazzali è stata eseguita con riferimento ai sondaggi 11, 13, 14, 15 e alle prove penetrometriche eseguite in corrispondenza di tali sondaggi. I terreni in esame sono costituiti da sabbie con ghiaie di colore grigio alternate con strati di sabbie debolmente limose con ghiaie e ciottoli di colore bruno giallastro.

In Figura 6 sono mostrati i valori di  $N_{SPT}$  misurati nelle prove SPT (grafico a destra).

Le elaborazioni di tali prove in sito hanno portato alla definizione del modello geotecnico da utilizzare per le verifiche delle opere:

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 38^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo di elasticità	$E' = 41000 \text{ kPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,28$

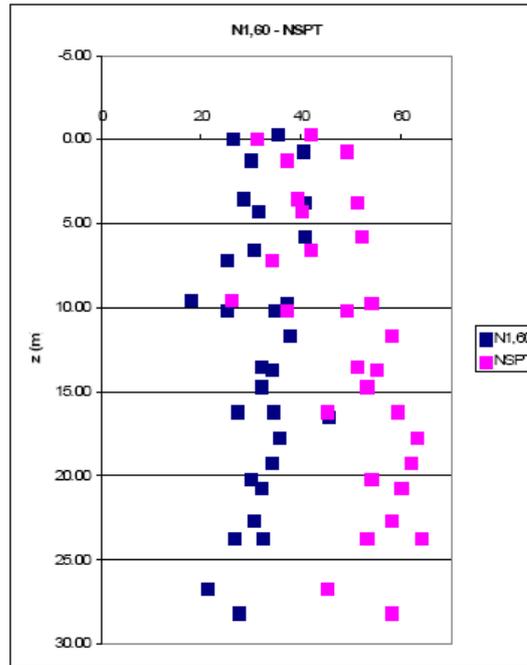


Figura 6: Piazzali:  $N_{SPT}$  misurati in prove SPT

#### 5.4 Valutazioni sulla scelta dei modelli geotecnici di riferimento

La campagna di indagine che è stata svolta nell'ambito del Progetto Preliminare per arrivare alla definizione della stratigrafia e delle proprietà dei litotipi interessati dalle opere appare adeguata in relazione al numero di verticali indagate, alla tipologia di prove svolte e alla caratterizzazione geotecnica fornita utilizzando e confrontando diverse e consolidate correlazioni di letteratura, sebbene limitatamente alle opere strettamente portuali.

Considerando però anche l'esplicita richiesta formulata nel Disciplinare (*"il calcolo delle opere di banchina principali [...] vanno estesi a livello esecutivo"*) e l'eventuale rischio liquefazione è necessario rilevare che:

- il modello geotecnico di riferimento per il molo foraneo è basato su sondaggi eseguiti sulla spiaggia, mentre mancano indagini a mare, in corrispondenza dell'effettiva collocazione dell'opera;
- tutti i modelli geotecnici proposti prevedono un criterio di resistenza per i terreni caratterizzato da un angolo di attrito costante; è ben noto però che i materiali granulari addensati, come quelli di Tremestieri, hanno un iniluppo di rottura curvilineo che consentirebbe di assumere angoli d'attrito di picco, ai bassi stati tensionali, decisamente superiori rispetto a quelli proposti.

D'altra parte il Disciplinare di gara sembra voler orientare i progettisti ad attenersi a tali modelli geotecnici prevedendo un *"giudizio di ammissibilità"* nel caso vengano utilizzati modelli

geotecnici alternativi. Pertanto nell'ambito della presente progettazione definitiva si è creduto opportuno attenersi ai modelli geotecnici definiti nel Progetto Preliminare rimandando alla fase di progettazione Esecutiva lo svolgimento delle opportune indagini integrative.

## 6 SICUREZZA DELL'OPERA

### 6.1 Quadro normativo

Con l'emanazione della legge n.77 del 24 giugno 2009, legge di conversione del DL 28 aprile 2009 n.39 il complesso iter di riforma della normativa sulle costruzioni è giunto definitivamente a termine, fissando al 30 giugno 2009 l'entrata in vigore delle NTC2008 (**DM Infrastrutture 14 gennaio 2008**). Il presente documento è quindi redatto in conformità ai dettami di tale recente decreto e della relativa circolare applicativa (**Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.**).

Le verifiche di sicurezza sono quindi state svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo etc... viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato alla influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

Le verifiche di sicurezza sono quindi state eseguite facendo riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU) per le condizioni statiche e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per le condizioni sismiche.

### 6.2 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d),$$



$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k/\gamma_M, a_d).$$

$E_d$  = effetti delle azioni di progetto, azioni di progetto

$F_k$  = azioni di progetto caratteristiche

$X_k$  = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficienti parziali per le azioni

$\gamma_E$  = coefficienti parziali per gli effetti delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziali per i materiali

Il Decreto del 2008 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per  $\gamma_F$  che per  $\gamma_E$ .

Le azioni di progetto  $E_d$ , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe.

L'entità delle azioni influenza anche i valori delle resistenze geotecniche di progetto, per le quali la fattorizzazione può avvenire, a sua volta, agendo sui parametri del terreno, sulle resistenze calcolate o su entrambe.

Le resistenze  $R_d$ , possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe. L'entità delle azioni influenza infatti anche i valori delle resistenze geotecniche:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)/\gamma_R$$

$R_d$  = resistenza di progetto

$F_k$  = azioni di progetto caratteristiche

$X_k$  = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficienti parziali per le azioni

$\gamma_M$  = coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici dei terreni)

$\gamma_R$  = coefficienti parziali per le resistenze

Il Decreto 2008 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

**Tabella 6-1** Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche):  $\gamma_F$  (o  $\gamma_E$ ).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permanenti	Sfav.	$\gamma_{G1}$	1.3	1.0
	Fav.	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
Permanenti non strutturali	Sfav.	$\gamma_{G2}$	1.5	1.3
	Fav.	$\gamma_{G2}$	0	0
Variabili	Sfav.	$\gamma_{Qi}$	1.5	1.3
	Fav.	$\gamma_{Qi}$	0	0

**Tabella 6-2** Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno:  $\gamma_M$

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente della resistenza a taglio	$\phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	$c_u$	$\gamma_{c_u}$	1	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1

**Tabella 6-3** Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi

Resistenza	Simbolo	R2
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

**Tabella 6-4** Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	$\gamma_R$	1.1

**Tabella 6-5** Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione:  $\gamma_R$

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3	R1	R2	R3
	$\gamma_R$						
		infissi			trivellati		
Base	$\gamma_b$	1	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

**Tabella 6-6** Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_3$	1.8	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_4$	1.8	1.70	1.65	1.60	1.55

**Tabella 6-7** Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	7	≥10
$\xi_3$	1.7	1.65	1.6	1.55	1.50	1.45	1.48	1.4
$\xi_4$	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.28	1.21

### 6.2.1 Approcci e combinazioni utilizzate

Nel presente progetto si sono utilizzati:

- per la verifica delle opere di sostegno: Approccio 1. Per le strutture di sostegno flessibili l'Approccio 1 (con le due combinazioni: A1+M1+R1 e A2+M2+R1) è l'unico approccio progettuale previsto dalla norma.
- per la verifica allo stato limite di sfilamento dei tiranti di ancoraggio: la combinazione A1+M1+R3
- per la verifica dei pali di fondazione: Per i pali la combinazione di riferimento è quella prevista dall'Approccio 2, e più precisamente con A1+M1+R3.
- per la verifica della stabilità globale delle opere: Per la stabilità globale la combinazione di riferimento è A2+M2+R2. La verifica è soddisfatta quando il fattore di stabilità in output risulta maggiore di 1,21, corrispondente al prodotto fra il valore  $\gamma_R = 1,1$  imposto dalla Norma e l'**ulteriore fattore di sicurezza 1,1 previsto dal Disciplinare**.

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche si ricorda che le azioni vengono combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 3.2.4 della DM 14.1.08.

### 6.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

In relazione alla struttura in elevazione è stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni  $E_d$  risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni  $C_d$ , esplicitando pertanto le prestazioni attese per l'opera stessa e confrontandole con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

## 6.4 Azioni sulle opere

Per le opere in progetto è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, ai sovraccarichi, all'acqua, al tiro alla bitta, al moto ondoso e al sisma; nel seguito vengono fornite alcune specifiche sull'azione sismica e sull'onda.

### 6.4.1 Azioni sismiche

La Norma Nazionale prescrive che sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In particolare il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (§7.1 NTC2008):

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (**SLD**);
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Al riguardo, la Norma non considera necessario eseguire le verifiche di sicurezza dei manufatti nei confronti dello Stato Limite di Collasso (**SLC**), riservate alle sole costruzioni provviste di isolamento sismico, come espressamente richiamato al §C7.1 della Circolare applicativa della Norma ed esplicitato nella Tabella C.7.1.I della medesima Circolare. In particolare, la Tabella C.7.1.I individua lo stato limite SLV come unico Stato Limite Ultimo da considerare per l'analisi in condizioni sismiche di muri di sostegno, paratie, ancoraggi, rilevati e scavi, fondazioni.

Pertanto, con riferimento agli stati limite pertinenti, la norma fornisce le seguenti definizioni:

**Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle*

azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per le opere in progetto il Disciplinare di gara prevede di considerare :

- vita nominale dell'opera: 50 anni;
- classe d'uso dell'opera: III (coefficiente d'uso 1,5);

Il periodo di riferimento da considerare ( $V_R$ ) è quindi pari a 75anni.

In base allo Stato Limite considerato l'azione sismica sarà dunque valutata (Tab.3.2.I, delle NTC2008):

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Danno;
- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di progettazione, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a  $T_R=75$  anni per lo **SLD** e  $T_R=712$  anni per lo **SLV**.

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica del sito di Tremestieri (lat.38,138; long. 15,525) si ottengono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

**SLD**  $a_g = 0,105g$

**SLV**  $a_g = 0,305g$

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) per la categoria di sottosuolo C, e di amplificazione topografica ( $S_T$ ) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) di Tremestieri:

	$a_g$	$F_0$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}/g$
<b>SLD</b>	0,105	2,297	1,50	1,00	0,158
<b>SLV</b>	0,305	2,410	1,26	1,00	0,384

Utilizzando il metodo di analisi pseudo-statico, i coefficienti sismici orizzontali e verticali per SLV assumono i seguenti valori per le opere in progetto:

$$\begin{aligned} \text{- Banchine di riva:} \quad k_h &= \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 0,384 = 0,115 \\ k_v &= 0 \end{aligned}$$

Il valore di  $\alpha = 0,75$  discende dal considerare un palancoato di  $H=20\text{m}$  su suolo C, mentre il valore di  $\beta = 0,4$  deriva dall'ammettere uno spostamento massimo di  $0,005 \cdot H = 10\text{cm}$ .

$$\begin{aligned} \text{- Palancoato costituente il Molo foraneo:} \quad k_h &= \alpha \cdot \beta \cdot (a_{\max}/g) &= 0,8 \cdot 0,35 \cdot 0,384 = 0,108 \\ k_v &= 0 \end{aligned}$$

Il valore di  $\alpha = 0,50$  (utilizzabile per un palancoato di  $H=30\text{m}$  su suolo C) è stato cautelativamente portato al valore  $\alpha = 0,80$  per tenere conto della rigidità del sistema; il valore di  $\beta = 0,35$  deriva dall'ammettere uno spostamento massimo di  $0,005 \cdot H = 15\text{cm}$ .

$$\begin{aligned} \text{- Analisi di stabilità globale:} \quad k_h &= \beta_s \cdot (a_{\max}/g) &= 0,28 \cdot 0,384 = 0,108 \\ k_v &= \pm 0,5 k_h &= \pm 0,054 \end{aligned}$$

Il valore di  $\beta_s = 0,28$  tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.

#### 6.4.1.1 Azione idrodinamica (Westergaard)

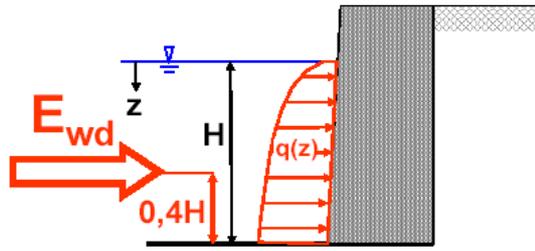
La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni simiche su opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, dopo e durante lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua

Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in Figura 7.

Incremento dinamico  
(Westergaard 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$



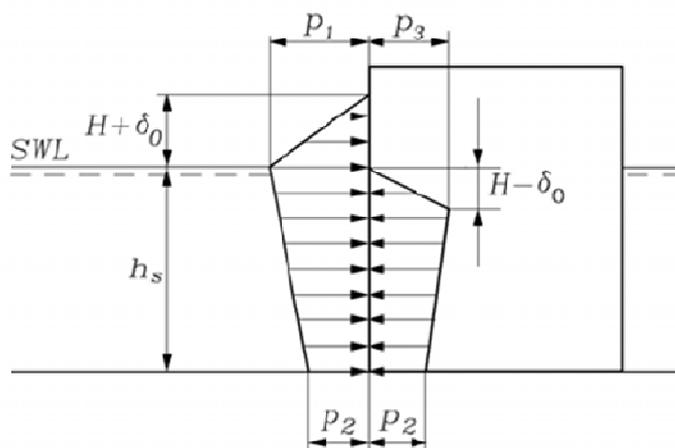
**Figura 7:** Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

Va sottolineato che l'effetto idrodinamico va tenuto in conto anche nella valutazione della spinta esercitata dal terreno sommerso, quando l'acqua si può muovere in maniera indipendente dallo scheletro solido. Tale situazione si verifica in condizioni di elevata permeabilità del terreno, definendo convenzionalmente "elevata" una permeabilità superiore a  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s.

#### 6.4.2 Azioni del moto ondoso

L'azione del moto ondoso è stata stimata tramite la classica formula semplificata Sainflou (1928), che fornisce la distribuzione della pressione dell'onda nella condizione di cresta e di cavo d'onda.



$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s) \frac{H + \delta_o}{h_s + H + \delta_o}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)}$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_o)$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L}$$

- $H$  Wave height. In case of irregular waves,  $H$  should be taken as a characteristic wave height. In Japan  $H_{1/3}$  is used, while in other countries  $H_{1/10}$  might be used.
- $p_1$  Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest
- $p_2$  Wave pressure at the base of the vertical wall
- $p_3$  Wave pressure at the still water level, corresponding to wave trough
- $\delta_o$  Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall
- $\rho_w$  Water density
- $h_s$  Water depth at the foot of the structure
- $L$  Local wave length.

L'azione del moto ondoso viene valutata con riferimento ad un'altezza d'onda  $H$  pari a 4,54 m, caratterizzata da un tempo di ritorno di 250 anni.

**Cresta d'onda**

Gamma w	kN/m <sup>3</sup>	10,29
Profondità $h_s$	m	15,34
H onda	m	4,54
Periodo	sec	10,08
L onda largo	m	158,72
L onda	m	112,51
Arg	-	0,69
Arg2	-	0,86
Delta 0	m	0,83
H + Delta0	m	5,37
$h_s + (H + \Delta 0)$	m	20,71
P1	kN/m <sup>2</sup>	49,64
P2	kN/m <sup>2</sup>	33,61

**Cavo d'onda**

Gamma w	kN/m <sup>3</sup>	10,29
Profondità $h_s$	m	15,34
H onda	m	4,54
Periodo	sec	10,08
L onda largo	m	158,72
L onda	m	112,51
Arg	-	0,69
Arg2	-	0,86
Delta 0	m	0,83
H - Delta0	m	3,71
$h_s - (H - \Delta 0)$	m	11,63
P3	kN/m <sup>2</sup>	38,19
P2	kN/m <sup>2</sup>	33,61

**6.4.3 Combinazione delle azioni**



Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche agli stati limite sono definite al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

Le azioni variabili sono state combinate come indicato nella Tabella 6-8

**Tabella 6-8** *Coefficienti di combinazione delle azioni variabili*

	Sovraccarico		Bitta		Onda		
						Cavo	Cresta
<b>SLE</b> (quasi perm.)	$\psi_{21}$	1	$\psi_{22}$	1	$\psi_{23}$	0	0
<b>SLE</b> (frequente, cavo onda)	$\psi_{21}$	1	$\psi_{22}$	1	$\psi_{11}$	0,2	0
<b>SLE</b> (frequente, cresta onda)	$\psi_{21}$	1	$\psi_{22}$	1	$\psi_{11}$	0	0,2
<b>SLE</b> (rara, cavo onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	1	0
<b>SLE</b> (rara, cresta onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	0	1
<b>SLU1.1</b> (cavo onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	1	0
<b>SLU1.1</b> (cresta onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	0	1
<b>SLU1.2</b> (cavo onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	1	0
<b>SLU1.2</b> (cresta onda)	$\psi_{01}$	1	$\psi_{02}$	1	$\psi_{03}$	0	1
<b>SLD</b>	$\psi_{21}$	0,25	$\psi_{22}$	0	$\psi_{23}$	0	0
<b>SLV</b>	$\psi_{21}$	0,25	$\psi_{22}$	0	$\psi_{23}$	0	0

Si sottolinea che in presenza dell'azione sismica:

- il tiro alla bitta viene considerato nullo, in quanto è ragionevole che il tiro delle imbarcazioni non agisca in fase con l'azione sismica;
- l'azione dell'onda viene considerata con un coefficiente di combinazione pari a zero, in quanto da un lato l'effetto idrodinamico viene già considerato con Westergaard, dall'altro risulta improbabile la contemporaneità di una mareggiata con l'evento sismico, in analogia a quanto previsto esplicitamente dalla norma per l'azione del vento.

## 7 ANALISI DELLE OPERE

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di alcuni software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis**, **Slope/w** e **Bulcad**, regolarmente registrati con licenza d'uso in favore di questo Dipartimento.

Il codice di calcolo **Plaxis** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.), si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza,

attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffittire gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del suolo circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb;

Staged construction: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Per la valutazione delle condizioni di stabilità globale si è adottato il metodo dell'equilibrio limite nella formulazione di Morgenstern & Price (1965) che tiene conto delle azioni normali e tangenziali che si sviluppano lungo la superficie laterale delle singole strisce imponendo sia l'equilibrio delle forze che quello dei momenti.

Tenendo conto di queste ipotesi di lavoro sono state condotte una serie di analisi di stabilità, avvalendosi dell'impiego del codice di calcolo **Slope/w**, sviluppato prima in ambito universitario e poi, a partire dagli anni '80, dalla GEO-SLOPE International di Calgary. Il software consente di risolvere problemi di equilibrio limite di pendii in condizioni piane, tenendo conto della presenza di azioni sismiche in maniera pseudo-statica con forze inerziali applicate nel baricentro delle singole strisce.

Per la verifica delle paratie a sostegno degli scavi sono state condotte analisi di interazione semplificata utilizzando il codice di calcolo commerciale **Bulkcad 5.12** della Concrete Srl. Tale software schematizza il terreno con una serie di molle elastico lineari-plastico perfette ed esamina l'equilibrio della struttura partendo da una configurazione indeformata con le seguenti condizioni:

- la struttura, indeformata, è inizialmente soggetta agli sforzi orizzontali che si producono nel terreno in condizioni di quiete (condizioni  $K_0$ );

- lo scavo del terreno è simulato annullando gli sforzi orizzontali a valle, dalla sommità dell'opera fino alla profondità di scavo;
- la reazione elastica delle molle si ricava sulla base dei valori ipotizzati per la rigidità elastica del terreno, pensato come mezzo continuo;
- con un processo iterativo, il software ricerca la configurazione di equilibrio sotto la condizione che la reazione puntuale delle molle non possa mai superare quella corrispondente agli sforzi unitari limite (in condizioni attive o passive secondo la direzione dello spostamento orizzontale);
- l'ancoraggio viene simulato come un ulteriore elemento elastico lineare-plastico perfetto, con costante di reazione elastica ( $K = EA/Lt$ ).

L'analisi fornisce gli andamenti con la profondità dello spostamento orizzontale della paratia, del momento flettente, del taglio, del tiro all'ancoraggio ed, infine, i diagrammi degli sforzi di interazione.

## **7.1 Modelli geotecnici**

### **7.1.1 Molo foraneo**

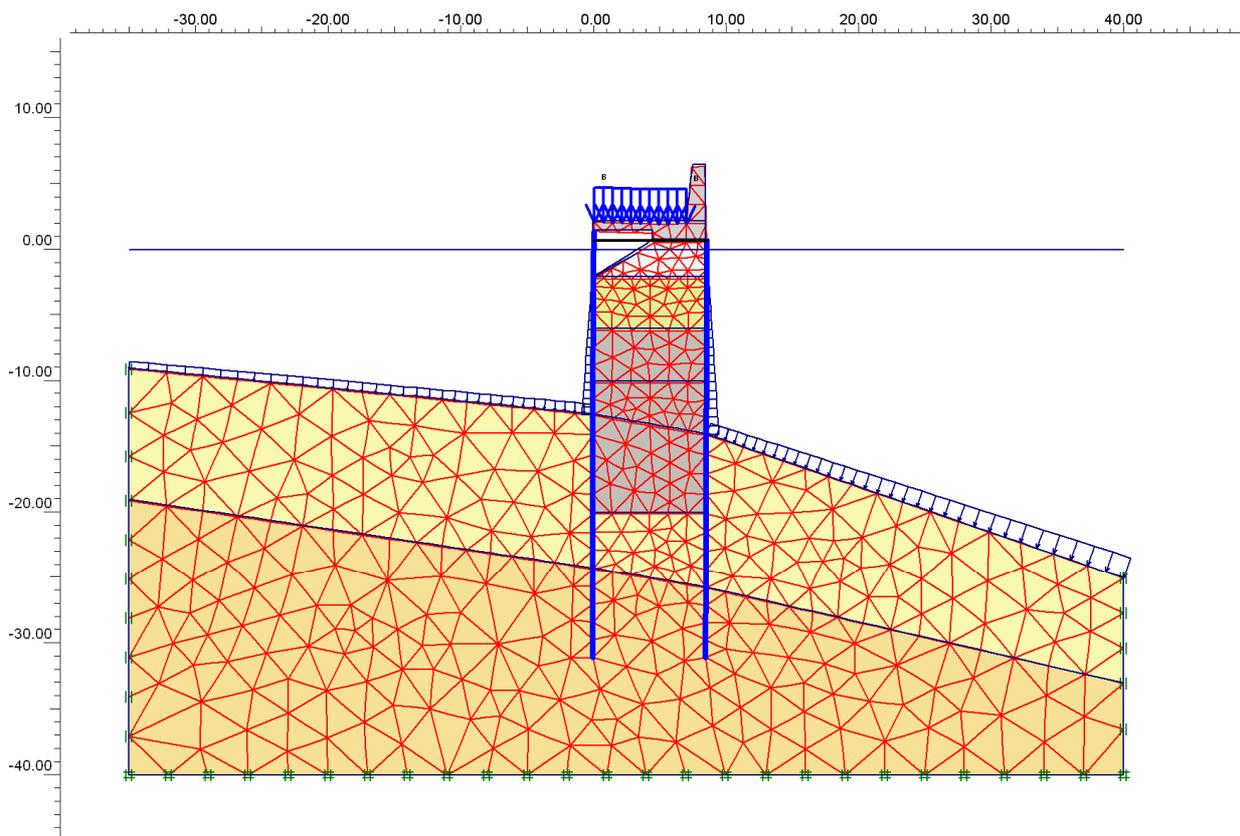
Il molo foraneo del nuovo scalo portuale di Tremestieri è costituito da un doppio palancolato metallico composto da travi tipo HZ1080M A collegate da elementi secondari AZ13-770, infisso nel fondale marino, riempito con materiale arido consolidato con la realizzazione di colonne in jet-grouting, con coronamento costituito da un solettone in c.a. solidale al palancolato metallico ed in grado di sostenere il muro paraonde sul lato mare. Sul lato interno del molo viene realizzata una cella antiriflettente in modo da mitigare l'agitazione ondosa all'interno dello scalo portuale.

La larghezza del molo non è uniforme lungo tutto lo sviluppo dell'opera, ma è pari a circa 17 m nel tratto di radicamento e circa 10 m nel tratto di testata ottenuti arretrando il filo interno di circa 7 m per ottenere uno spazio di attracco che non interferisca con il bacino interno per l'ormeggio accostato delle unità navali dei servizi portuali.

Questa richiesta esplicita del Disciplinare di gara ha reso necessario sviluppare due tipologie strutturali leggermente diverse per i due tratti di molo: nel tratto di testata la cella viene creata all'interno del doppio palancolato, lasciando un'apertura tra le travi HZ costituenti l'allineamento interno dell'opera; nel tratto di radice, più largo, la cella antiriflettente viene realizzata con un elemento prefabbricato in c.a. poggiante sul palancolato interno del molo e su una fila di pali da 1200 mm infissi nel fondale.

### 7.1.1.1 Tratto di testata

In Figura 8 è presentato il modello utilizzato nel programma agli elementi finiti per la valutazione della sicurezza dell'opera.



**Figura 8:** Modello di calcolo utilizzato per il molo foraneo (tratto di testata)

Caratteristiche salienti del tratto :

- profondità di riferimento del fondale di progetto lato esterno -14,00 m da l.m.m.;
- profondità di riferimento del fondale di progetto lato interno -12,50 m da l.m.m.;
- sovraccarico su molo 40 kPa;
- quota molo +2,20 m da l.m.m.;
- 2 palancole metalliche HZ1080MA-12/AZ13-770 fino a -31,0 m da l.m.m.;
- barre tipo Gewi  $\phi$  40, interasse 2,07 m;

- consolidamento in jet-grouting all'interno del palancoato, esteso da -6 m a -20 m l.m.m.;
- solettone in calcestruzzo armato, in sommità del palancoato metallico.

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

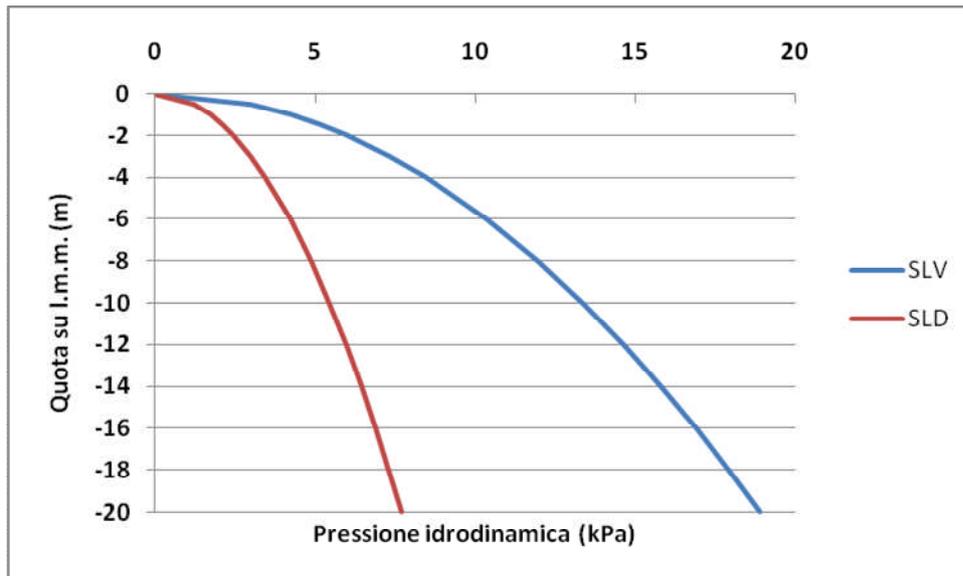
No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	$\nu$ [-]
1	palancola HZ1080MA-12/AZ13-770	6.174E+06	8.485E+05	0.15

No.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	barra $\phi$ 40/2,07m	2.000E+05	1

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$ (°)
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4
	Strato 2 G+Ciot	19,50	35000	0,27	-	38	32
	Riempimento	19,50	35000	0,30	-	34	28,4
	Jet-grouting	20,00	70000	0,20	1000	-	-
	calcestruzzo	25,00	35000000	0,20	Modello elastico		
	Massi	19,00	50000	0,30	-	45	-

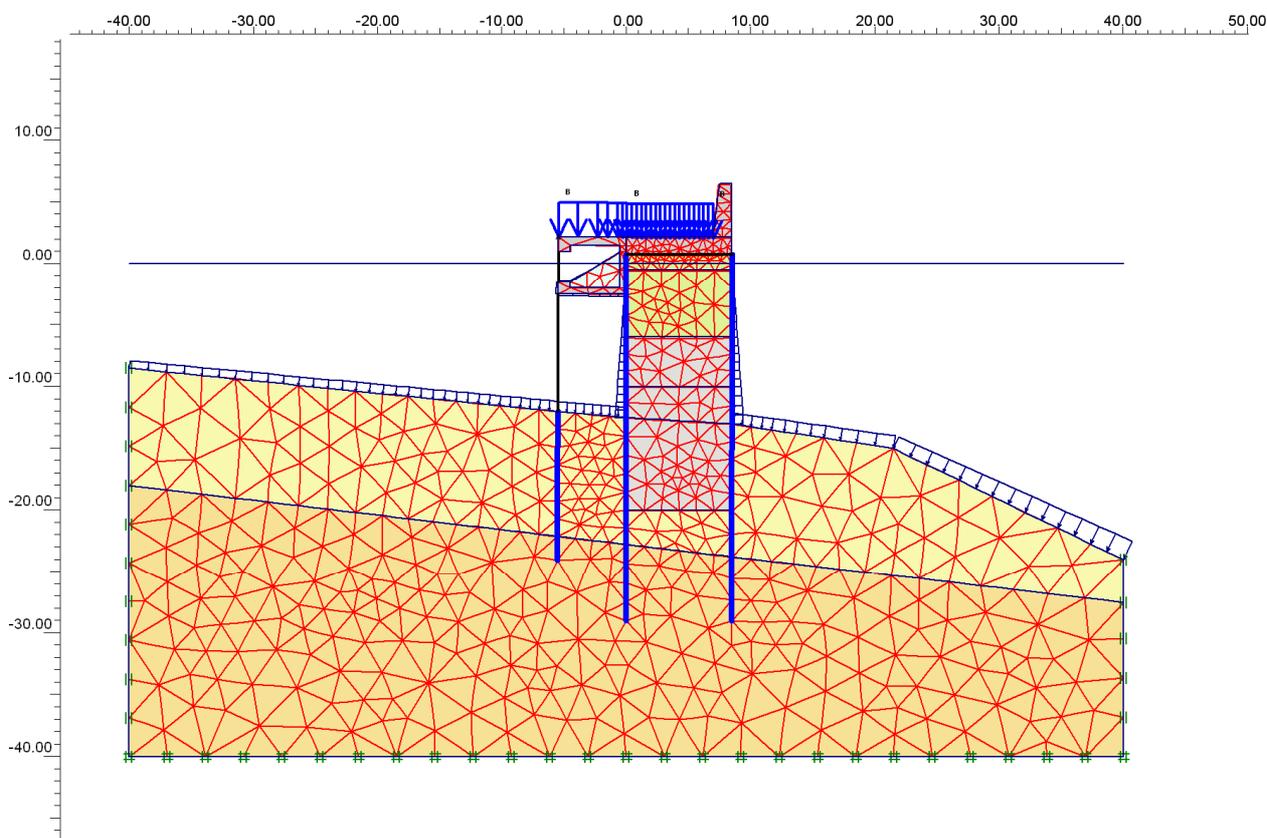
L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 20 m (porzione impermeabile del palancoato metallico), ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 9.



**Figura 9:** Azioni idrodinamiche di Westergaard per il tratto di testata del molo foraneo

### 7.1.1.2 Tratto di radice

In Figura 10 è presentato il modello utilizzato nel programma agli elementi finiti per la valutazione della sicurezza dell'opera.



**Figura 10:** Modello di calcolo utilizzato per il molo foraneo (tratto di radice)

Caratteristiche salienti del tratto :

- profondità di riferimento del fondale di progetto lato esterno -13,00 m da l.m.m.;
- profondità di riferimento del fondale di progetto lato interno -12,50 m da l.m.m.;
- sovraccarico su molo 40 kPa;
- quota molo +2,20 m da l.m.m.;
- 2 palancole metalliche HZ1080MA-12/AZ13-770 fino a -29,0 m da l.m.m.;
- pali in acciaio  $\phi 1219$ , spessore 14 mm, interasse 6,20 m, infissi 12 m nel fondale;
- barre tipo Gewi  $\phi 40$ , interasse 2,07 m;
- consolidamento in jet-grouting all'interno del palancolato, esteso da -6 m a -20 m l.m.m.;
- solettone in calcestruzzo armato, in sommità del palancolato metallico.

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri:

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	$\nu$ [-]
1	palancola HZ1080MA-12/AZ13-770	6.174E+06	8.485E+05	0.15
2	palo $\phi$ 1219, s=14 mm, i=6,20m	1.788E+05	3.260E+05	0.15

No.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	barra $\phi$ 40/2,07m	2.000E+05	1

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$\frac{\phi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4
	Strato 2 G+Ciot	19,50	35000	0,27	-	38	32
	Riempimento	19,50	35000	0,30	-	34	28,4
	Jet-grouting	20,00	70000	0,20	1000	-	-
	calcestruzzo	25,00	35000000	0,20	Modello elastico		
	Massi	19,00	50000	0,30	-	45	-

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 20 m (porzione impermeabile del palancolato metallico), ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 11.

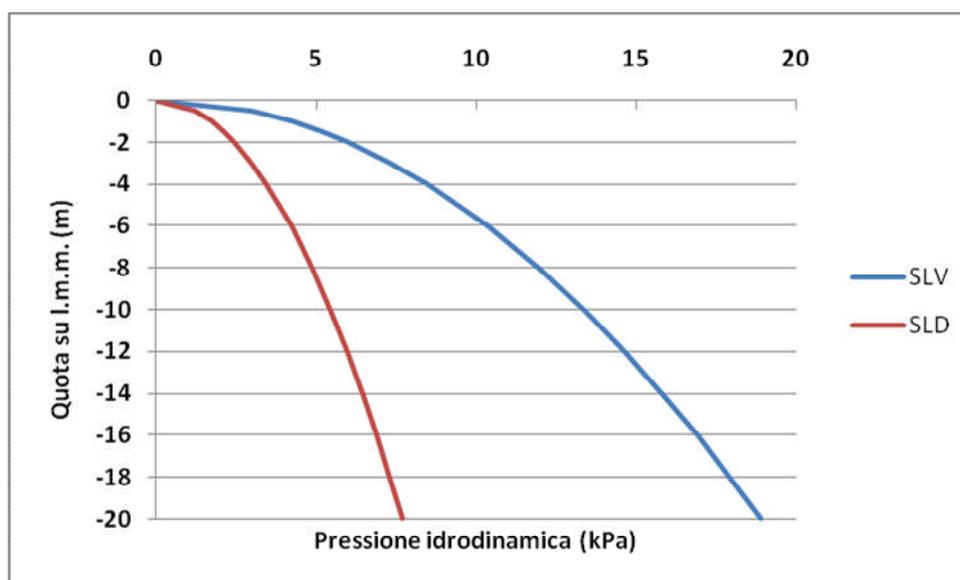
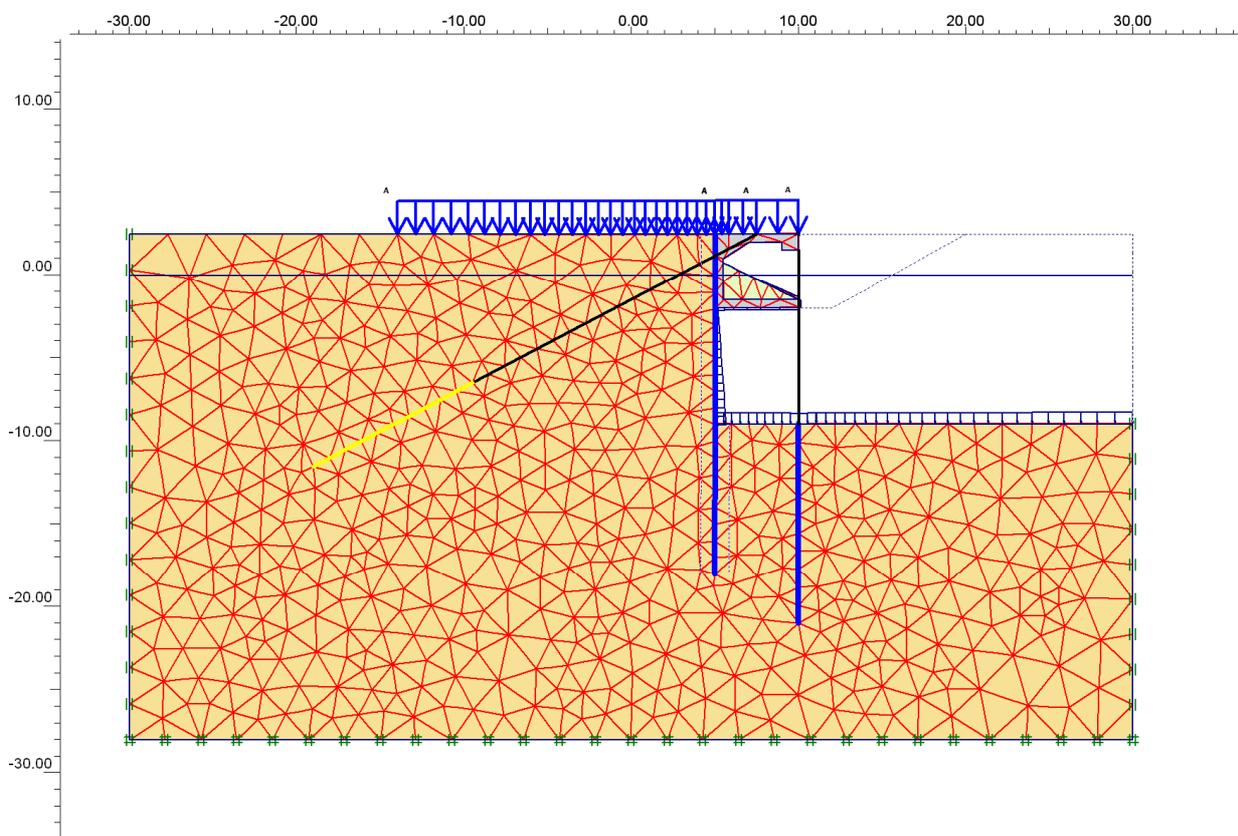


Figura 11: Azioni idrodinamiche di Westergaard per il tratto di radice del molo foraneo



## 7.1.2 Banchina di riva

In Figura 12 è presentato il modello utilizzato nel programma agli elementi finiti per la valutazione della sicurezza dell'opera.



**Figura 12:** Modello di calcolo utilizzato per le banchine di riva

Caratteristiche salienti del tratto :

- profondità del fondale di progetto -9,00 m da l.m.m.;
- sovraccarico su molo 40 kPa;
- quota molo +2,20 m da l.m.m.;
- palancole metalliche HZ1080MA-12/AZ13-770 fino a -18,0 m da l.m.m.;
- cella antiriflettente in c.a. poggiata sulla sommità del palancolato metallico e sui pali antistanti;
- pali fino a -21,0 m da l.m.m in acciaio  $\phi 1219$ , spessore 14 mm, interasse 6,20 m;
- tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato in sommità al palancolato, con 6 trefoli, interasse medio 2,10 m (15m tratto libero, 10m tratto vincolato, pendenza 25°).

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	v [-]
1	palancola HZ1080MA-12/AZ13-770	6.174E+06	8.485E+05	0.15
2	palo $\phi$ 1219, s=14 mm, i=6,20m	1.788E+05	3.260E+05	0.15

No.	Identification	EA [kN/m]
1	bulbo tirante di ancoraggio	2.010E+5

No.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	6trefoli /2,1m	8.180E+4	1

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	v (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$
	Strato 2 G+Ciot	19,50	35000	0,27	-	38	32
	calcestruzzo	25,00	35000000	0,20	Modello elastico		
	Massi	19,00	50000	0,30	-	45	-

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 15 m (porzione impermeabile del palancolato metallico), ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 13.

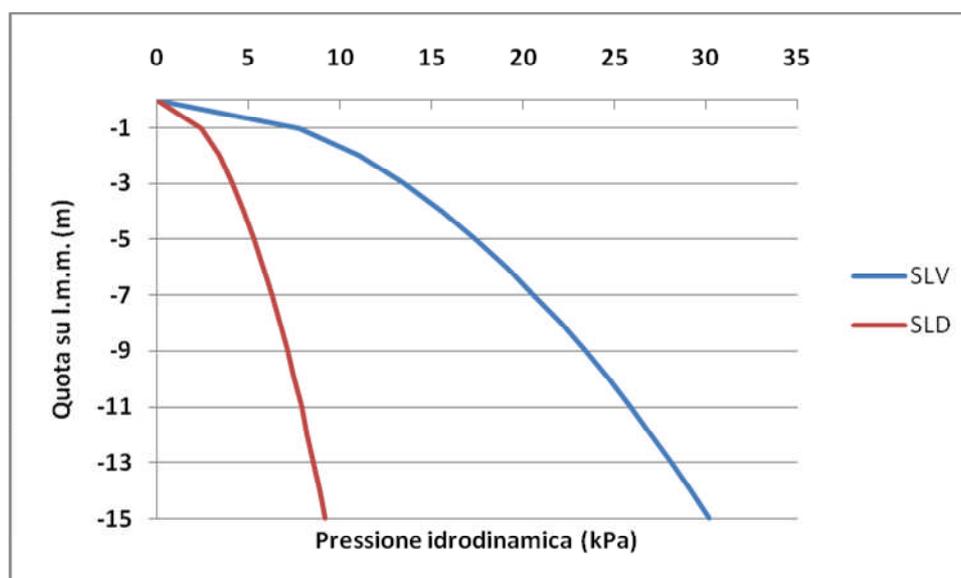


Figura 13: Azioni idrodinamiche di Westergaard per le banchine di riva



### 7.1.3 Scogliere

Nell'ambito della sistemazione del nuovo scalo portuale sono previsti due tratti che devono essere realizzati con scogliere. Un tratto riguarda la prosecuzione verso nord della banchina di riva nel tratto non più utile all'attracco (a causa degli spazi di manovra necessari alle imbarcazioni per entrare in porto), l'altro riguarda la protezione dei piazzali a sud della darsena portuale.

Ambedue i tratti da realizzare a scogliera sono direttamente esposti al mare aperto, per cui il coronamento della scogliera viene portato a +5,50 m attraverso un muro paraonde protetto dalla mantellata di tetrapodi.

La realizzazione della scogliera avviene attraverso riprofilatura del fondale, preparazione del fondo con tout-venant, realizzazione di un'unghia al piede e di uno strato filtro con massi di II categoria, quindi completamento con mantellata di tetrapodi.

Tutte le scogliere sono impostate a circa -9,00 m sul l.m.m. La morfologia del fondale è però decisamente diversa nei due casi:

- nella scogliera nord, in prosecuzione della banchina di riva, siamo all'interno della darsena portuale, con fondale orizzontale ottenuto dragando i sedimenti presenti fino a -9 m l.m.m;

- nella scogliera a sud, a protezione dei piazzali, l'imbasamento va ad insistere in prossimità del ciglio di un'ampia scarpata sottomarina; tale scarpata, orientata all'incirca parallelamente alla costa, ha il ciglio superiore intorno alla batimetrica 10 m e prosegue con una pendenza praticamente costante pari a circa 28 gradi per l'intera estensione del rilievo batimetrico noto, portando il fondale a diverse decine di metri.

Oltre alla morfologia e alla caratterizzazione geotecnica dei materiali, la soluzione progettuale della scogliera ha dovuto tenere conto di alcuni precisi e stringenti requisiti di sicurezza richiesti esplicitamente nel Disciplinare di gara. Tale documento infatti, all'art.7, prevede che *“la stabilità globale dei pendii interessati dalle opere, valutata in configurazione post-operam, deve assicurare la sussistenza di coefficienti non inferiori ad almeno 1,10 volte i coefficienti di normativa...”*.

Il soddisfacimento di tale requisito ha richiesto l'utilizzo di alcuni dispositivi di rinforzo strutturale/geotecnico in entrambi i tratti di scogliera in progetto.

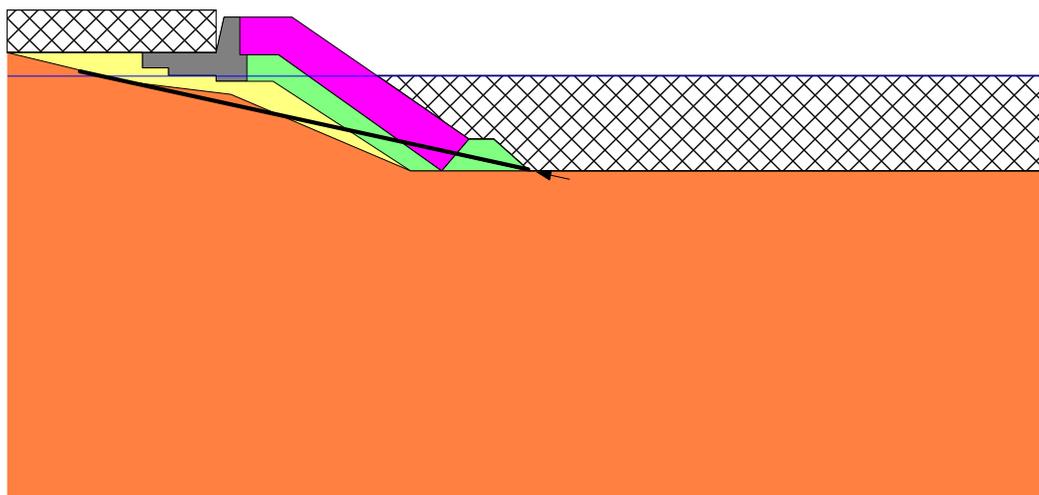
Per la scogliera Nord è stato previsto il rinforzo dello strato di fondo di tout venant su cui insisterà l'opera mediante geogriglie ad elevata resistenza con funzione di confinamento. In tal modo è possibile conferire al rilevato ed ai retrostanti piazzali una capacità di risposta di insieme rispetto agli eventuali fenomeni di instabilità che la interessino.

Per la scogliera a Sud, la vicinanza del ciglio della scarpata sottomarina di pendenza rilevante rende necessari l'arretramento dei piazzali di 3 m al fine di ridurre le pendenze medie in gioco e la difesa del sistema da superfici di scorrimento superficiali sub parallele al pendio; a tale scopo, in aggiunta alla geogriglia, è prevista la realizzazione di un allineamento di pali HZ al di sotto del muro paraonde aventi funzione di rinforzo del terreno. Tali pali, infissi fino alla profondità di - 22,0 m, intercettano le superfici di potenziale scorrimento meno profonde, conferendo a tali cinematismi, in virtù della propria resistenza a taglio, i requisiti di sicurezza richiesti nel Disciplinare di gara.

La definizione delle strategie di rinforzo più opportune è derivata dall'analisi di diverse opzioni di intervento, anche meno costose, che non hanno però raggiunto il livello di sicurezza richiesto. Infatti i calcoli svolti avevano individuato la necessità di ridurre la pendenza della mantellata (da 4:3 a 3:2) per evitare l'instaurarsi di cinematismi critici all'interno della scogliera stessa, ma permanevano comunque superfici critiche che coinvolgevano l'intera scogliera. Si è così tentato di allontanare di 10 m la scogliera dal ciglio della scarpata marina, con un miglioramento della stabilità generale dell'opera ma senza raggiungere i prescritti margini di sicurezza. L'estensione della scarpata marina, infatti rendeva praticamente vano ogni tentativo di raggiungimento dei requisiti progettuali, a meno di non arretrare la scogliera di diverse decine di metri, soluzione improponibile per l'effetto di riduzione dell'area dei piazzali. Si è così palesata la necessità di cambiare strategia per limitare al massimo la riduzione dei piazzali intercettando le superfici di scorrimento più superficiali con strutture resistenti a taglio (pali HZ). Questa soluzione tutelava i piazzali ma non garantiva i margini di sicurezza richiesti alla scogliera. Si è quindi scelto di adottare una soluzione combinata di pali HZ, geogriglia strutturale nella scogliera così da collegarla all'area stabile dei piazzali limitando l'arretramento a soli 3 m.

### **7.1.3.1 Scogliera in prosecuzione della banchina di riva**

In Figura 14 è presentato lo schema di calcolo utilizzato nel programma Slope/W per la valutazione della sicurezza dell'opera. Si fa presente che nel modello numerico, non essendo possibile riprodurre la reale disposizione della geogriglia che verrà posta all'interfaccia fra deposito di riva e tout venant, il rinforzo è stato simulato attraverso un elemento lineare avente una direzione di azione comparabile con quella reale.



**Figura 14:** Modello di calcolo utilizzato per le scogliere nord, in prosecuzione della banchina di riva

Caratteristiche geometriche e costruttive del tratto di scogliera :

- profondità del fondale di progetto -9,00 m da l.m.m.;
- sovraccarico su piazzale 40 kPa;
- quota piazzale +2,20 m da l.m.m.;
- spessore strato filtro e unghia con massi di II categoria 2,00 m;
- spessore mantellata in tetrapodi 3,50 m;
- muro paraonde in calcestruzzo armato a ridosso della scogliera fino a +5,50m l.m.m.;
- Geogriglia tipo Huesker 1250kN/m da unghia scogliera L = 40m.

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

**Tabella 7-1:** Parametri geotecnici dei materiali della banchina di riva

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$
	Tout Venant	19.0	-	45	38.66
	Tetrapodi	15.0	-	55	48.81
	Deposito naturale di riva	19.5	-	38	32.01
	Massi	19.0	-	47	43.63

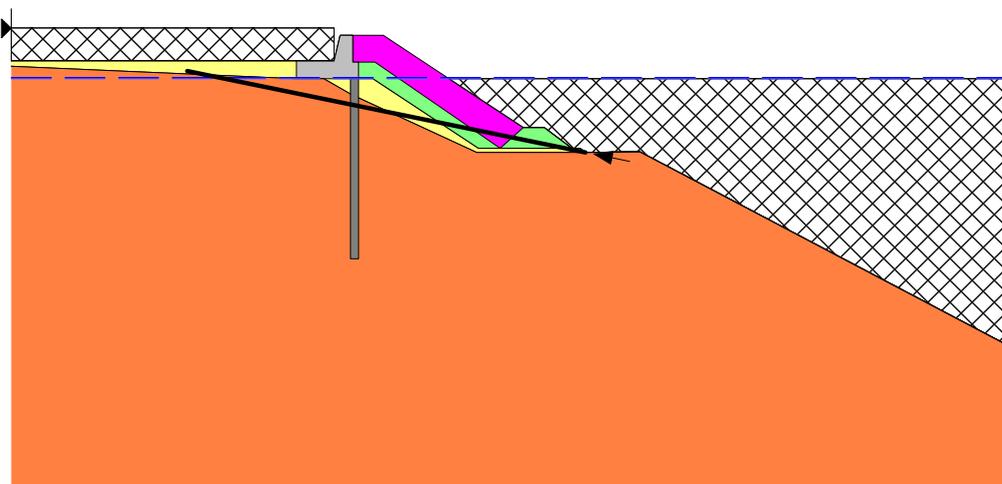
Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

No.	resistenza di aderenza [kPa]	resistenza ultima a trazione [kN/m]

1	Geogriglia	40	850
---	------------	----	-----

### 7.1.3.2 Scogliera a protezione dei piazzali

In Figura 15 è presentato il modello di calcolo utilizzato nel programma SLOPE/W per la valutazione della sicurezza dell'opera. Si fa presente che nel modello numerico, non essendo possibile riprodurre la reale disposizione della geogriglia che verrà posta all'interfaccia fra deposito di riva e tout venant, il rinforzo è stato simulato attraverso un elemento lineare avente una direzione di azione simile.



**Figura 15:** Modello di calcolo utilizzato per le scogliere sud, a protezione dei piazzali

Caratteristiche geometriche e costruttive del tratto di scogliera :

- profondità di imposta della scogliera -9,00 m da l.m.m.;
- pendenza della scarpata di valle 28°;
- sovraccarico su piazzale 40 kPa;
- quota piazzale +2,20 m da l.m.m.;
- spessore strato filtro e unghia con massi di II categoria 2,00 m;
- spessore mantellata in tetrapodi 3,50 m;
- muro paraonde in calcestruzzo armato a ridosso della scogliera;
- Geogriglia tipo Huesker 1250 kN/m da unghia scogliera L = 40m.
- palancole metalliche HZ1080MA ogni 5m fino a -22,0 m da l.m.m.

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

**Tabella 7-2** Parametri geotecnici di materiali della banchina dei piazzali

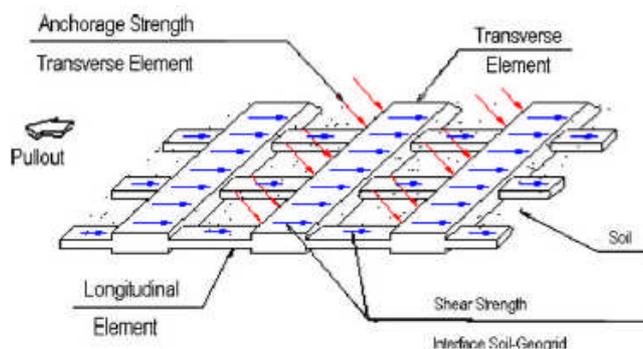
		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_M (A2)}$ (°)
	Tout Venant	19.0	-	45	38.66
	Tetrapodi	15.0	-	55	48.81
	Deposito naturale di riva	19.5	-	38	32.01
	Massi	19.0	-	47	43.63

Gli elementi strutturali inseriti nel modello sono caratterizzati dai seguenti parametri.

No.		resistenza di aderenza [kPa]	resistenza ultima a trazione [kN/m]
1	Geogriglia	40	850

### 7.1.3.3 Resistenza allo sfilamento delle geogriglie

Per il dimensionamento geotecnico della geogriglia deve risultare rispettata la condizione di stato limite ultimo di sfilamento. La verifica di tale condizione può essere effettuata confrontando la resistenza di aderenza adottata nelle analisi di stabilità di cui al capitolo 7.1.3.



**Figura 16** Meccanismi di interazione fra terreno e geogriglia

L'interazione fra terreno e geogriglia è la somma di due distinti meccanismi di resistenza: la resistenza allo scorrimento all'interfaccia ( $F_{sg}$ ) e la resistenza passiva degli elementi trasversali ( $F_p$ ) come illustrato in figura.

Entrambi i meccanismi vengono attivati a seguito dell'allungamento della geogriglia; il contributo dell'interfaccia è significativo già a bassi tassi di deformazione

La resistenza totale può essere dunque espressa come:

$$F_{tot} = F_{sg} + F_p$$

Jewell et al (1984) propongono di valutare la resistenza di interfaccia adottando la relazione:

$$F_{sg} = 2 \cdot A_a \cdot \sigma'_v \cdot \alpha_s \cdot \tan \varphi'_{s/GGR}$$

dove

$A_a$  = area totale immorsata;

$\alpha_s$  = rapporto fra area di interfaccia ed area totale;

$\varphi'_{s/GGR}$  = angolo di attrito di interfaccia ( $2/3 \varphi'$ )

Mentre in analogia all'equazione del carico limite formulata da Terzaghi lo stesso propone per la resistenza degli elementi trasversali la formula

$$F_p = (c' N_c + \sigma'_v N_q) \cdot A_p$$

dove

$$A_p = \text{area di punzonamento} = \frac{L}{S} (\alpha_p \cdot B \cdot e)$$

$L$  = lunghezza di immorsamento della griglia;

$B$  = larghezza di immorsamento della griglia;

$e$  = spessore dell'elemento trasversale;

$S$  = spaziatura trasversale degli elementi della griglia;

$\alpha_p$  = rapporto fra l'area degli elementi trasversali della griglia dove si mobilita la resistenza passiva e l'area totale corrispondente

Volendo considerare i suddetti valori su un metro quadrato di superficie è possibile stimare la resistenza di aderenza come:

$$\tau_{bond} = \sigma'_v \cdot \left( 2 \cdot \alpha_s \cdot \tan \varphi'_{s/GGR} + \frac{N_q \cdot \alpha_p \cdot e}{S} \right) = \sigma'_v \cdot (2 \cdot 0.76 \cdot 0.465 + 60 \cdot 0.009) = \sigma'_v \cdot (0.7 + 0.54) = 1.2 \cdot \sigma'_v$$

Considerando un ricoprimento minimo di 2 m di terreno fuori acqua al di sotto del piazzale si adotta una resistenza di aderenza minima pari a

$$\tau_{bond} = 40 \text{ kN/m}^2.$$



## 7.2 Risultati delle analisi

I risultati delle analisi vengono presentati distinguendo in **molo foraneo** (tratto di radice e tratto di testata) **banchina di riva** e **scogliere** (scogliera in prosecuzione banchina di riva, scogliera a protezione dei piazzali).

Si forniscono pertanto a seconda dei tratti presi in considerazione:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno;

La verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno è stata svolta con il classico metodo dell'equilibrio limite (metodo delle strisce) utilizzato dal programma Geoslope.

### 7.2.1 Molo foraneo

#### 7.2.1.1 Tratto di testata

In Tabella 7-3 si forniscono i risultati delle analisi allo stato limite ultimo: **SLU** per le condizioni statiche e **SLV** per le condizioni sismiche.

**Tabella 7-3** Molo foraneo tratto testata: risultati delle analisi a rottura

		Statica (SLU)				Sismica (SLV)	
		SLU11		SLU12		Pseu.statica + Westergaard	
		Cavo onda	Cresta onda	Cavo onda	Cresta onda		
		1,5Q (sovraccarico) 1,5Q (onda) 1,5Q (bitta) $\phi_k$		1,3Q (sovraccarico) 1,3Q (onda) 1,3Q (bitta) $\phi_d, rid$		0,25Q (sovracc.) No onda No bitta $\phi_k$	0,25Q (sovracc.) No onda No bitta $\phi_d, rid$
PARATIA lato mare	M (kNm/m)	1872	1898	1770	1790	1290	2450
	T (kN/m)	450	328	365	312	250	783
PARATIA lato terra	M (kNm/m)	1833	983	1790	1140	990	1860
	T (kN/m)	377	360	345	311	189	381
Sollecitazione assiale in sommità (kN/m)		321	38	335	5	190	535

In Tabella 7-4 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità: **SLE** per le condizioni statiche e **SLD** per le condizioni sismiche.

**Tabella 7-4** Molo foraneo tratto testata: risultati delle analisi di funzionalità

		Statica (SLE)					Sismica (SLD)
		Comb. Quasi perman.	Comb. Frequente		Comb. Rara		Pseu.stat + Westergaard
			Cavo onda	Cresta onda	Cavo onda	Cresta onda	
		1Q (sovracc.) No onda 1Q bitta $\phi_k$	1Q (sovraccarico) 0,2Q (onda) 1Q (bitta) $\phi_k$		1Q (sovraccarico) 1Q (onda) 1Q (bitta) $\phi_k$		0,25Q (sovracc.) No bitta No onda $\phi_k$
PARATIA lato mare	M (kNm/m)	511	565	583	1240	1240	572
	T (kN/m)	167	167	161	307	217	169
PARATIA lato terra	M (kNm/m)	703	734	600	1230	567	687
	T (kN/m)	112	131	132	255	234	114
Sollecitazione assiale in sommità (kN/m)		116	132	102	213	46	122
Spostam. paratia lato mare* (cm)	+2.20m	11	13	5	29	-13	18
	MAX	11	13	6	29	-13	18

Gli spostamenti presentati in tabella per la paratia lato “mare aperto” sono positivi quando la struttura si sposta verso mare e negativi verso terra. I valori tengono conto della deformazione cumulata dall’inizio della costruzione dell’opera. Per sapere l’effetto, in termini di spostamento, di ciascuna combinazione è necessario sottrarre lo spostamento a fine costruzione, che nel caso del molo di testata è pari a 9 cm.

Nelle figure seguenti sono mostrati gli spostamenti del sistema nelle condizioni di esercizio SLE (frequente) e SLD e i momenti flettenti nella combinazione più critica SLV.

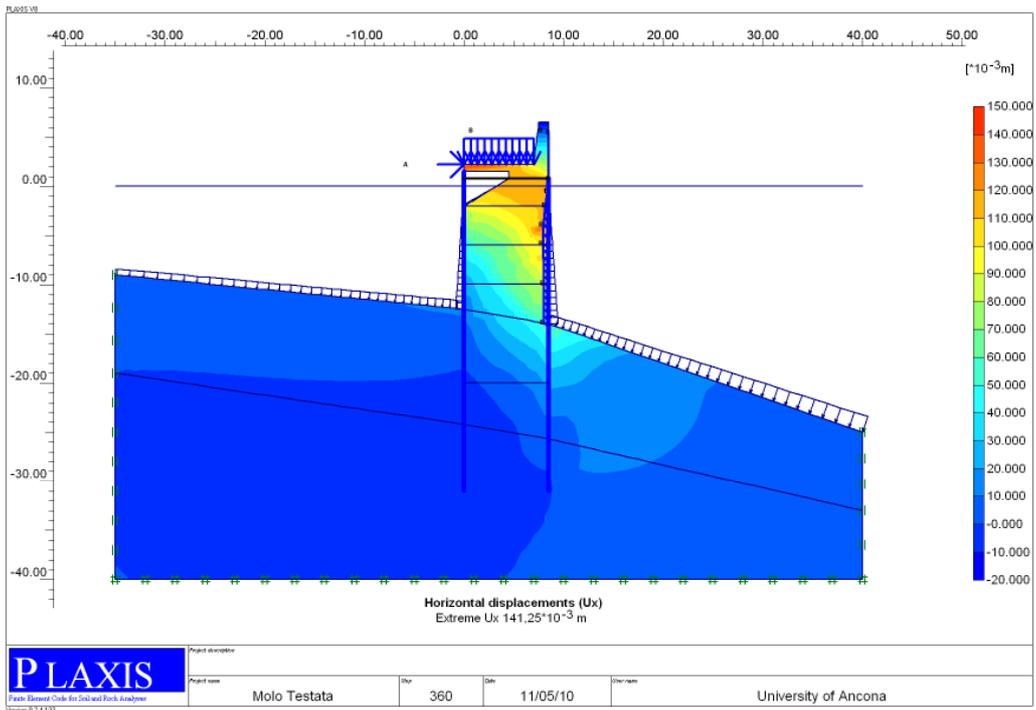


Figura 17: Molo testata: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE (frequente, cavo onda)

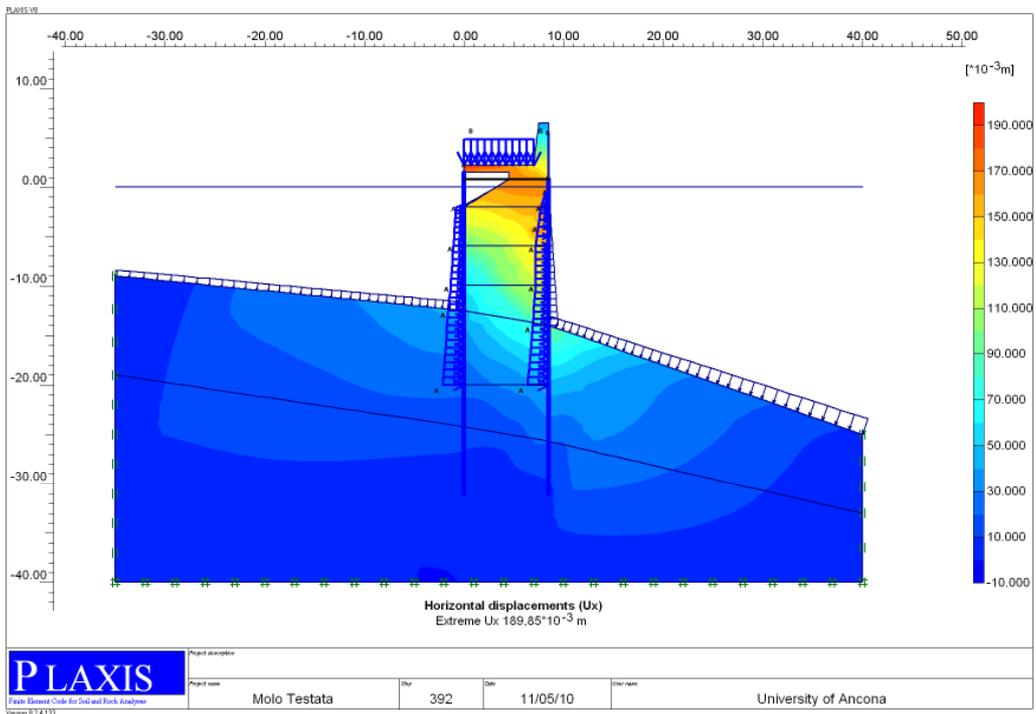


Figura 18: Molo testata: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD

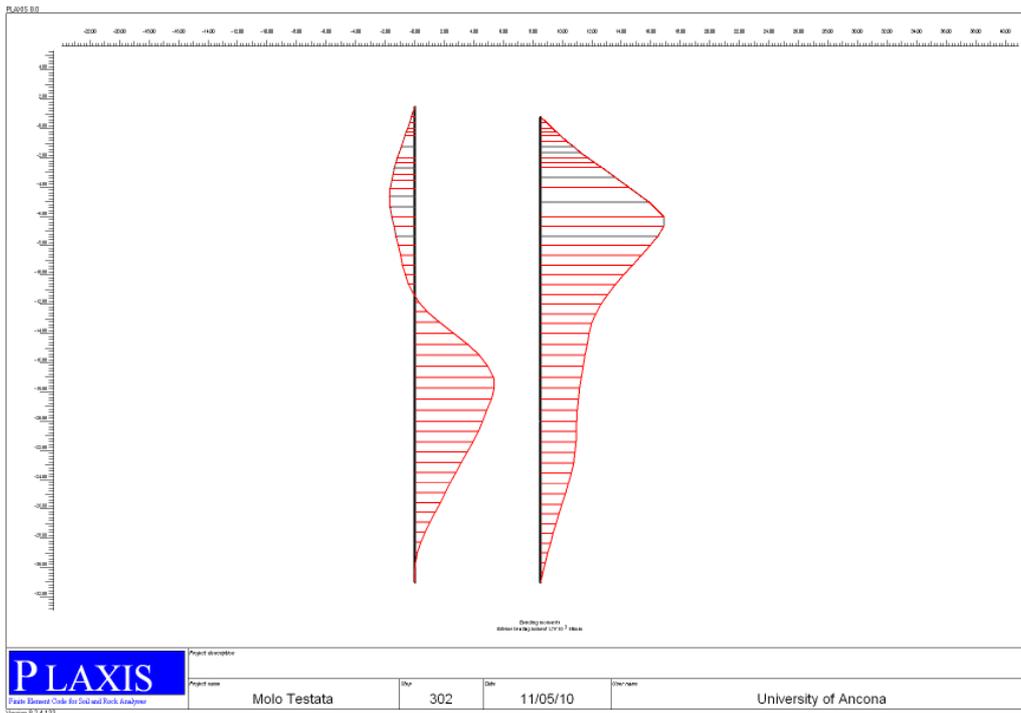


Figura 19: Molo testata: momenti flettenti sui palancoati nelle condizioni statiche SLU1.2 (cresta onda)

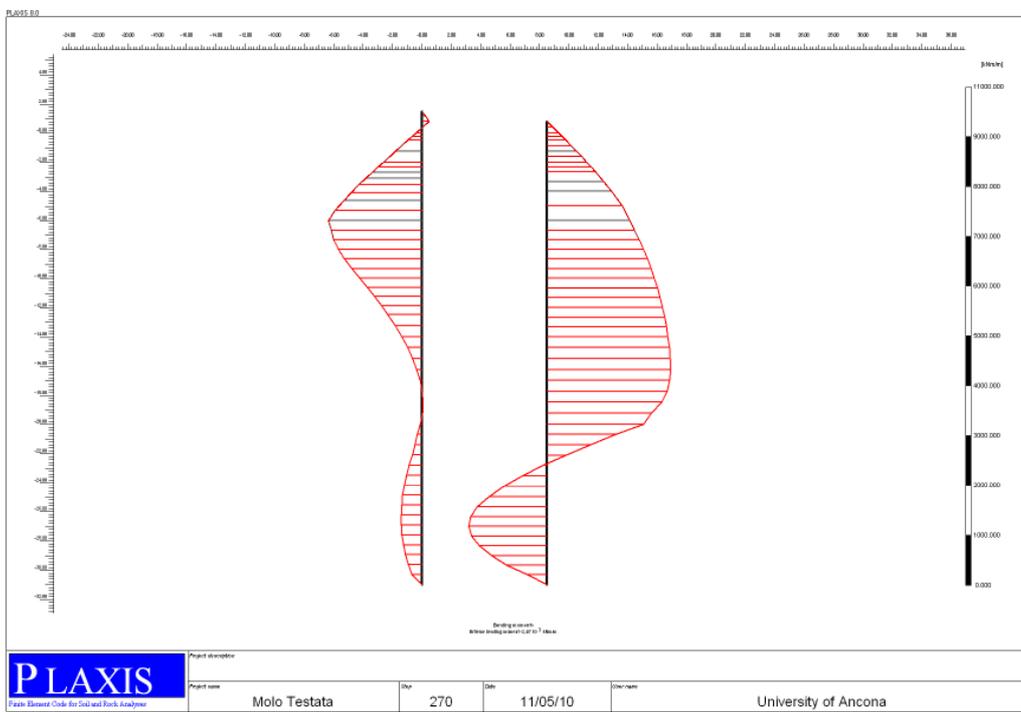
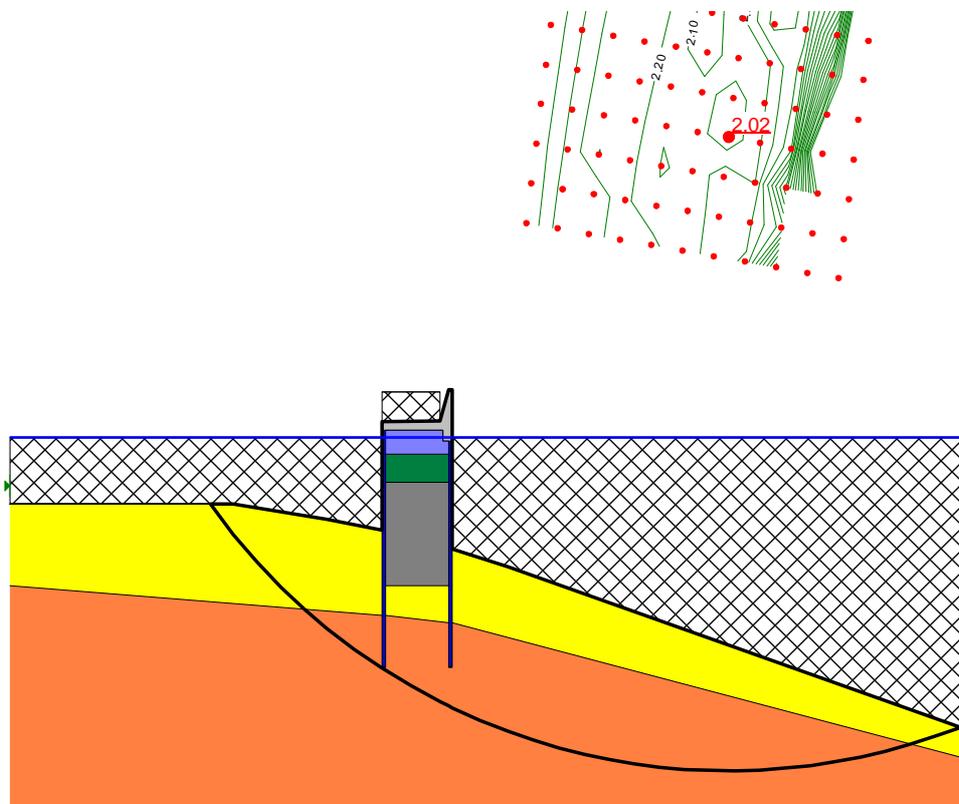
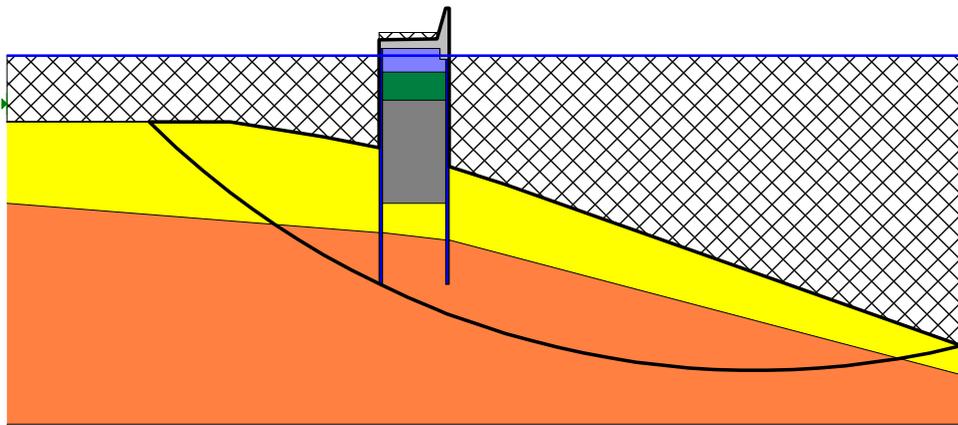
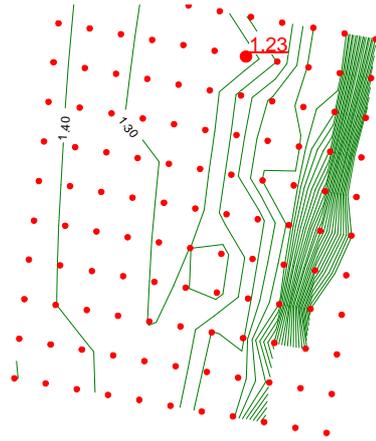


Figura 20: Molo testata: momenti flettenti sui palancoati nelle condizioni sismiche SLV

In Figura 21 e Figura 22 sono indicate le superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza più basso rispettivamente in condizioni statiche e sismiche (con  $k_h = 0,108$  e  $k_v = -0,054$ ), ottenute dall'analisi di stabilità globale eseguita con Slope/w.



**Figura 21:** *Analisi di stabilità globale su molo testata: condizioni statiche*



**Figura 22:** *Analisi di stabilità globale su molo testata: condizioni sismiche SLV*

## 7.2.1.2 Tratto di radice

In Tabella 7-5 si forniscono i risultati delle analisi allo stato limite ultimo: **SLU** per le condizioni statiche e **SLV** per le condizioni sismiche.

**Tabella 7-5** *Molo foraneo tratto radice: risultati delle analisi a rottura*

		Statica (SLU)				Sismica (SLV)	
		SLU11		SLU12		Pseu.statica + Westergaard	
		Cavo onda	Cresta onda	Cavo onda	Cresta onda		
		1,5Q (sovraccarico) 1,5Q (onda) 1,5Q (bitta) $\phi_k$		1,3Q (sovraccarico) 1,3Q (onda) 1,3Q (bitta) $\phi_{d,rid}$		0,25Q (sovracc.) No onda No bitta $\phi_k$	0,25Q (sovracc.) No onda No bitta $\phi_{d,rid}$
PARATIA lato mare	M (kNm/m)	<b>1443</b>	<b>872</b>	<b>1330</b>	<b>807</b>	<b>752</b>	<b>1070</b>
	T (kN/m)	<b>395</b>	<b>162</b>	<b>323</b>	<b>146</b>	<b>187</b>	<b>275</b>
PARATIA lato terra	M (kNm/m)	<b>699</b>	<b>1742</b>	<b>479</b>	<b>1570</b>	<b>442</b>	<b>605</b>
	T (kN/m)	<b>628</b>	<b>1573</b>	<b>479</b>	<b>1460</b>	<b>625</b>	<b>709</b>
Sollecitazione assiale in sommità (kN/m)		<b>142</b>	<b>144</b>	<b>109</b>	<b>112</b>	<b>105</b>	<b>112</b>

In Tabella 7-6 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità: **SLE** per le condizioni statiche e **SLD** per le condizioni sismiche.

**Tabella 7-6 Molo foraneo tratto radice: risultati delle analisi di funzionalità**

		Statica (SLE)					Sismica (SLD)
		Comb. Quasi perman.	Comb. Frequente		Comb. Rara		Pseu.stat + Westergaard
			Cavo onda	Cresta onda	Cavo onda	Cresta onda	
		1Q (sovracc.) No onda 1Q bitta $\phi k$	1Q (sovraccarico) 0,2Q (onda) 1Q (bitta) $\phi k$	1Q (sovraccarico) 1Q (onda) 1Q (bitta) $\phi k$	1Q (sovraccarico) 1Q (onda) 1Q (bitta) $\phi k$	0,25Q (sovracc.) No bitta No onda $\phi k$	
PARATIA lato mare	M (kNm/m)	511	548	506	987	614	508
	T (kN/m)	150	168	147,8	269	115	162
PARATIA lato terra	M (kNm/m)	502	496	564	522	1170	501
	T (kN/m)	219	277	381	420	1040	137
Sollecitazione assiale in sommità (kN/m)		108	104	109	108	110	104
Spostam. paratia lato mare* (cm)	+2.20m	2	2,7	-1,7	10,5	-9,7	7,9
	MAX	3,6	4,2	2,3	11,2	-9,7	8,2

Gli spostamenti presentati in tabella per la paratia lato “mare aperto” sono positivi quando la struttura si sposta verso mare e negativi verso terra. I valori tengono conto della deformazione cumulata dall’inizio della costruzione dell’opera. Per sapere l’effetto, in termini di spostamento, di ciascuna combinazione è necessario sottrarre lo spostamento a fine costruzione, che nel caso del molo di testata è pari a 4 cm.

Nelle figure seguenti sono mostrati gli spostamenti del sistema nelle condizioni di esercizio SLE (frequente) e SLD e i momenti flettenti nella combinazione più critica SLV.

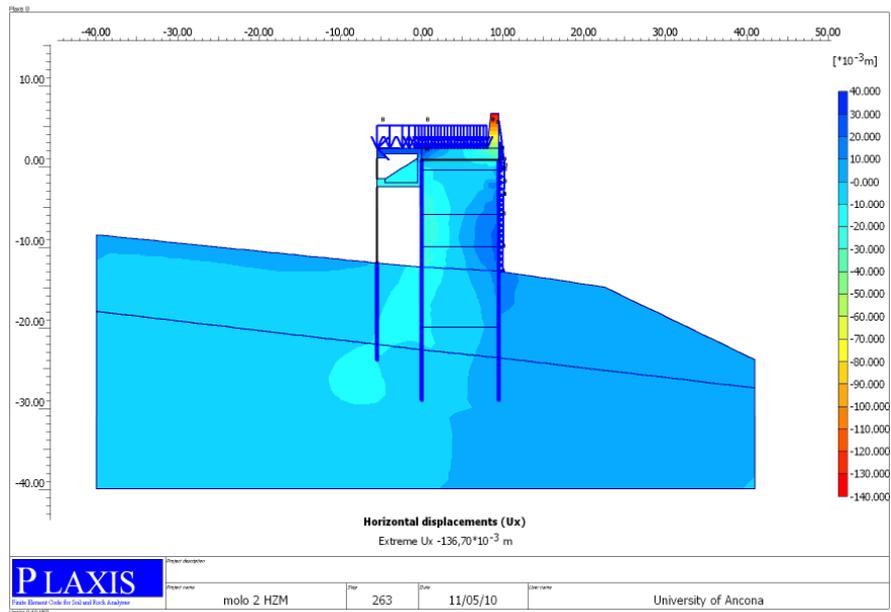


Figura 23: Molo radice: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE (frequente, cresta onda)

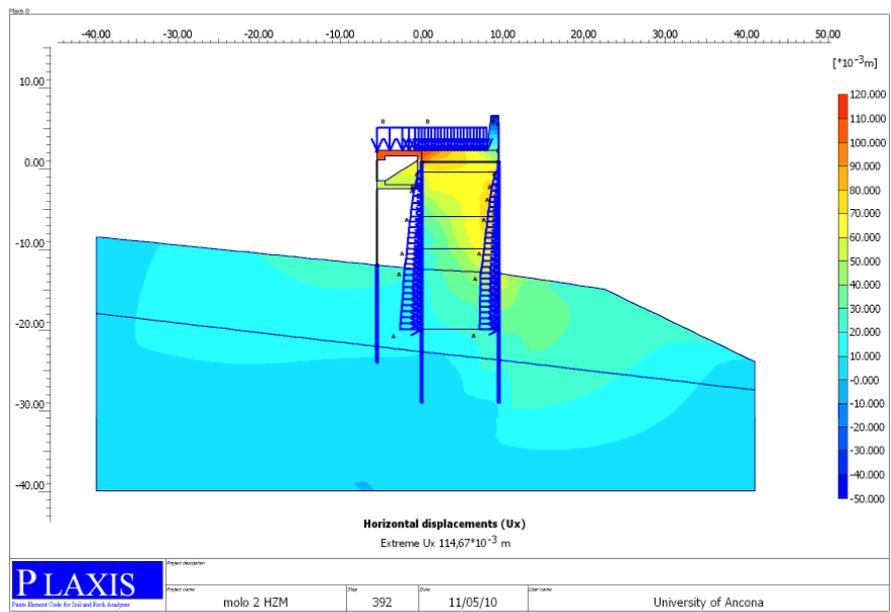


Figura 24: Molo radice: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD

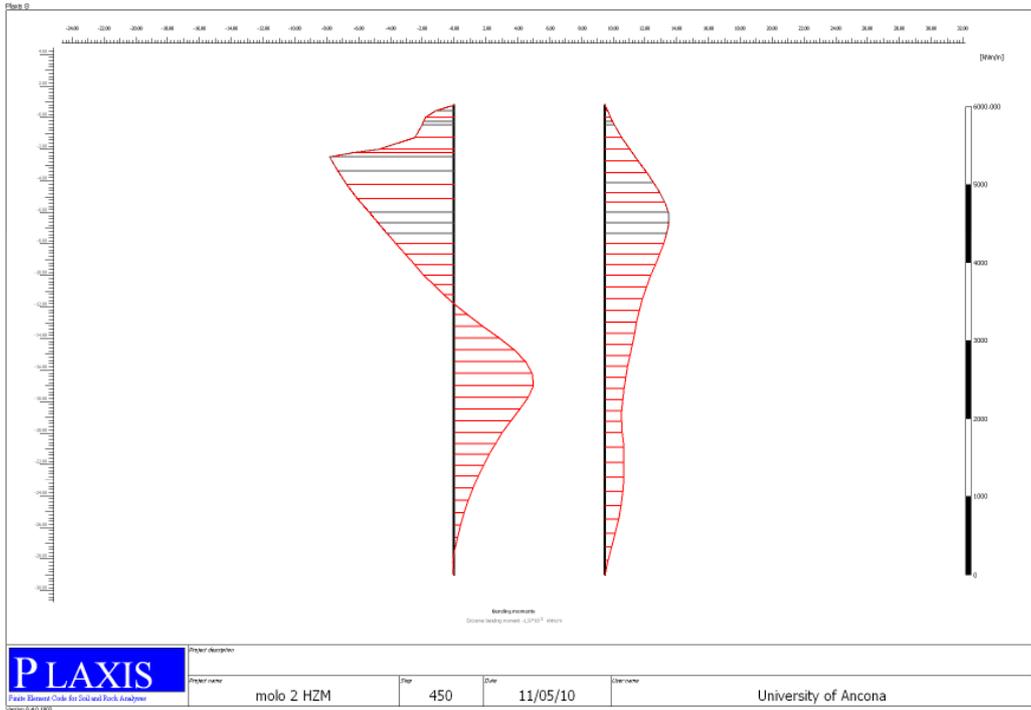


Figura 25: Molo radice: momenti flettenti sui palancoati nelle condizioni statiche SLU1.2 (cresta onda)

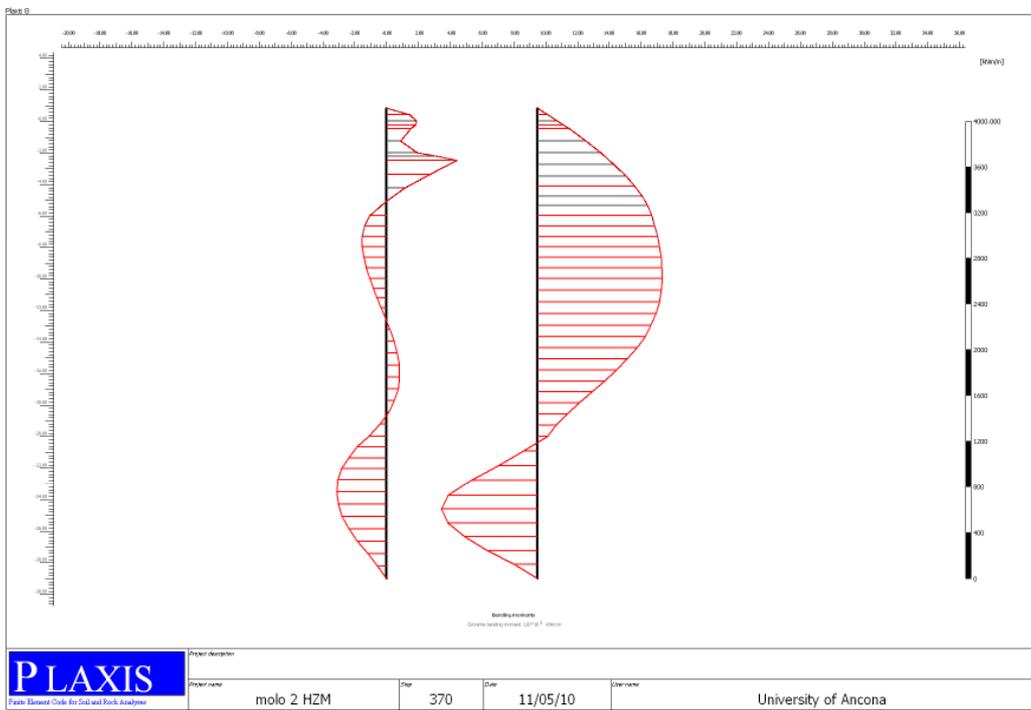
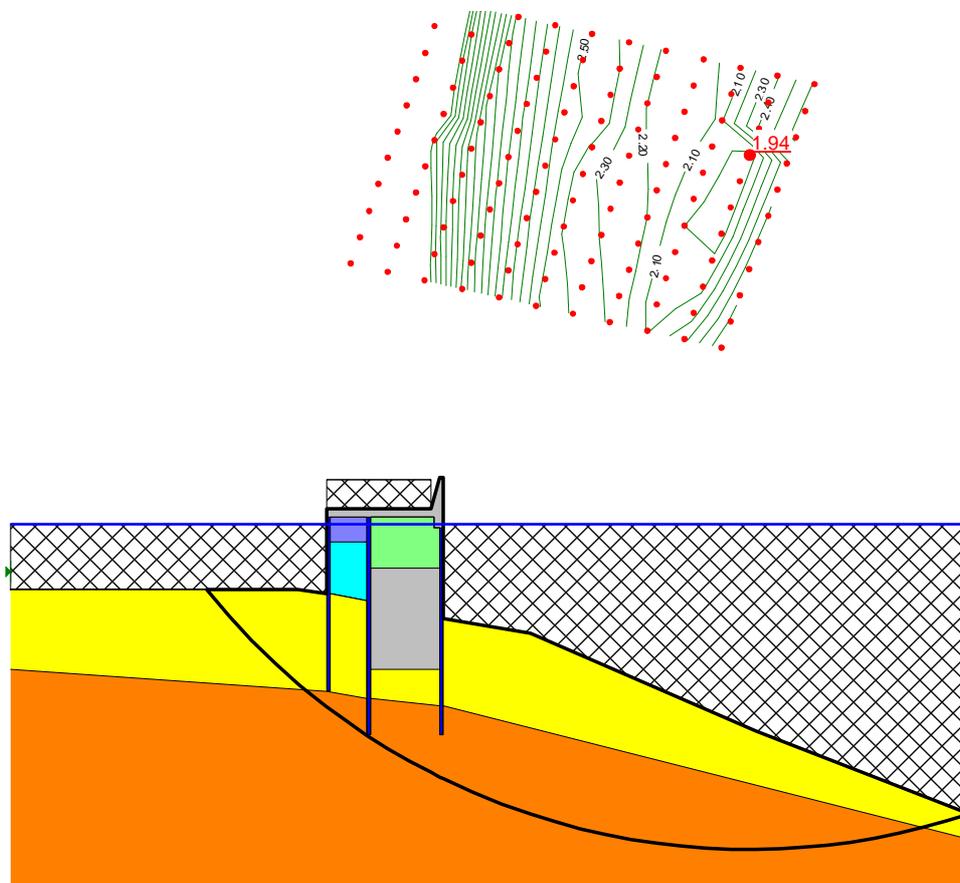
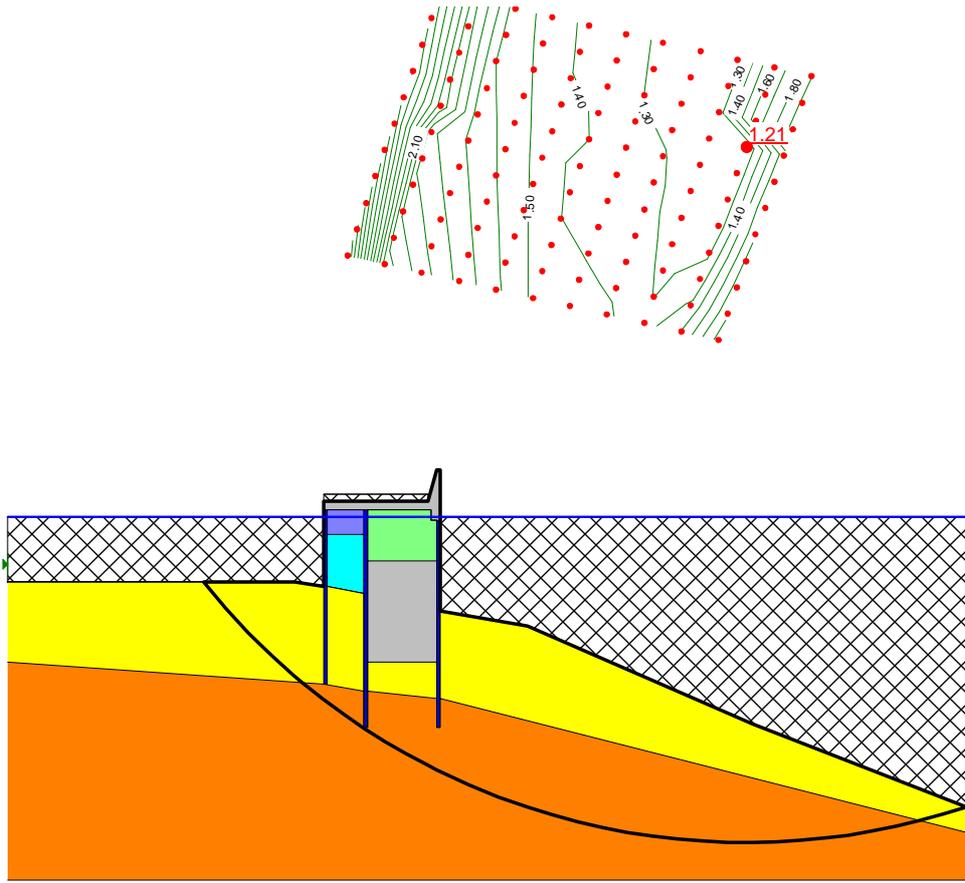


Figura 26: Molo radice: momenti flettenti sui palancoati nelle condizioni sismiche SLV

In Figura 27 e Figura 28 sono indicate le superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza più basso rispettivamente in condizioni statiche e sismiche (con  $k_h = 0,108$  e  $k_v = -0,054$ ), ottenute dall'analisi di stabilità globale eseguita con Slope/w.



**Figura 27:** Analisi di stabilità globale su molo radice: condizioni statiche



**Figura 28:** *Analisi di stabilità globale su molo radice: condizioni sismiche SLV*

## 7.2.2 Banchina di riva

In Tabella 7-7 si forniscono i risultati delle analisi in condizioni statiche: le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU), le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) valutati con la combinazione rara delle azioni.

**Tabella 7-7** Banchine di riva: risultati delle analisi in condizioni statiche

		Combinazioni statiche NTC2008		
		SLU		SLE
		SLU 1.1.	SLU 1.2.	
PARATIA H2M	M (kNm/m)	962	1150	682
	T (kN/m)	980	1170	692
Tiro su Tirante (kN/m)		592	606	434
Spost. max paratia (cm)	+2.20m	-	-	2,3
	max	-	-	3,6

In Tabella 7-8 si forniscono i risultati delle analisi in condizioni sismiche: le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLV), le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLD).

**Tabella 7-8** Banchine di riva: risultati delle analisi in condizioni sismiche

		Combinazioni sismiche NTC2008		
		SLV		SLD
		$\varphi_k$ (param. caratt.)	$\varphi_d$ (param. ridotti)	$\varphi_k$ (param. caratt.)
PARATIA H2M	M (kNm/m)	1180	1610	891
	T (kN/m)	1160	1560	899
Tiro su Tirante (kN/m)		567	700	517
Spost. max paratia (cm)	+2.20m	-	-	5,2
	max	-	-	6,4

Nelle figure seguenti sono mostrati gli spostamenti del sistema nelle condizioni di esercizio SLE e SLD e i momenti flettenti del palancolato nella combinazione statica SLU 1.2 e sismica SLV.

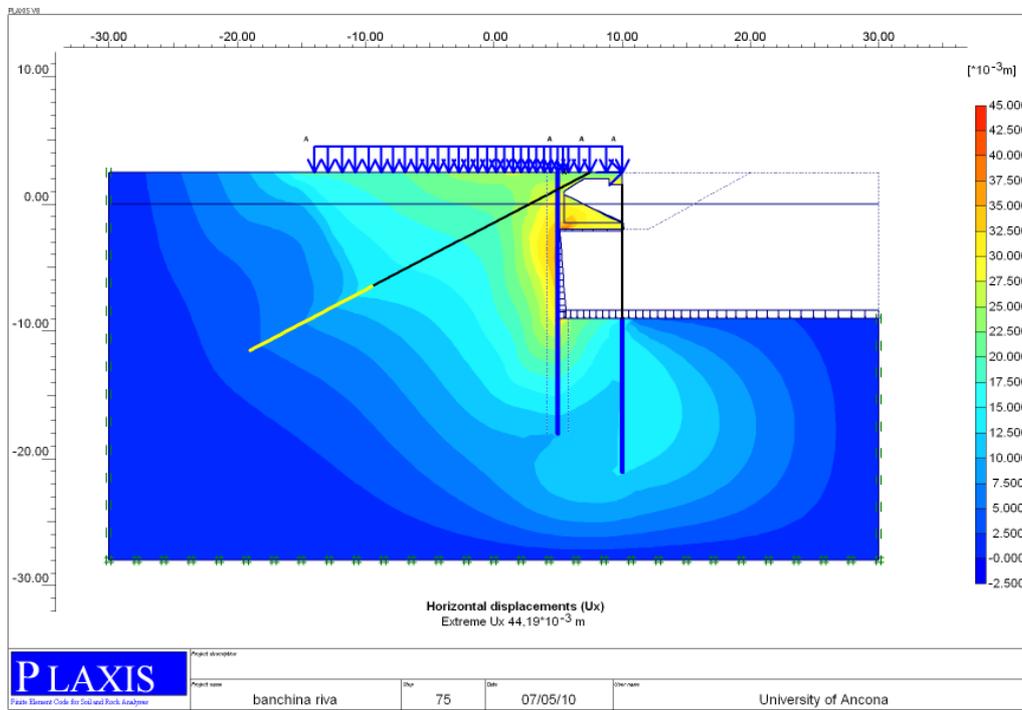


Figura 29: Banchina di riva: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE

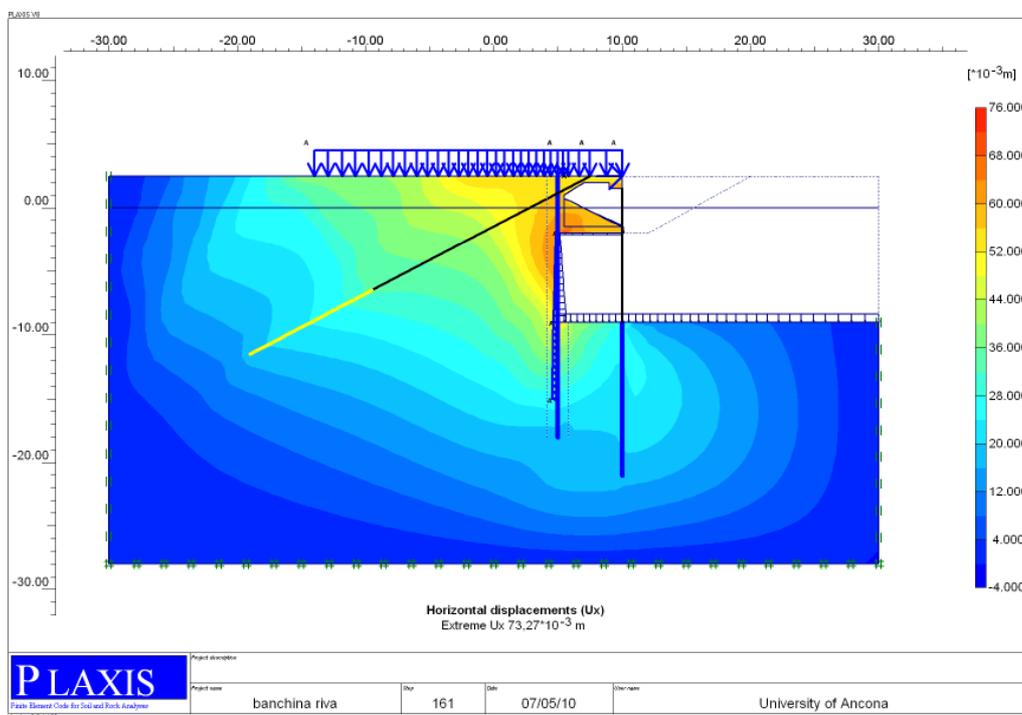
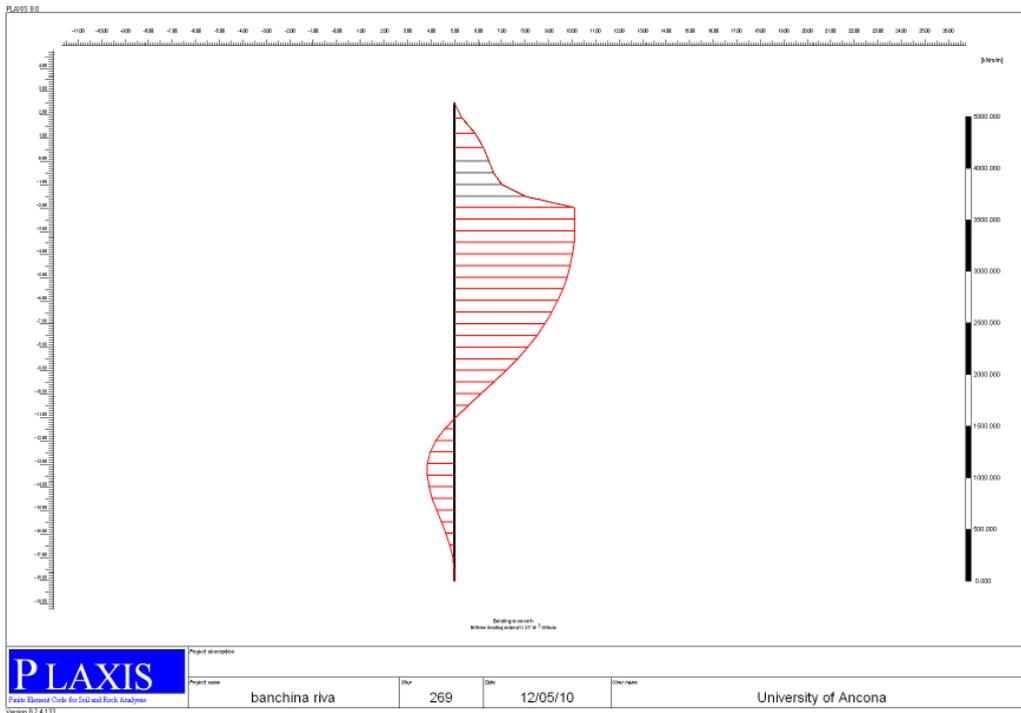
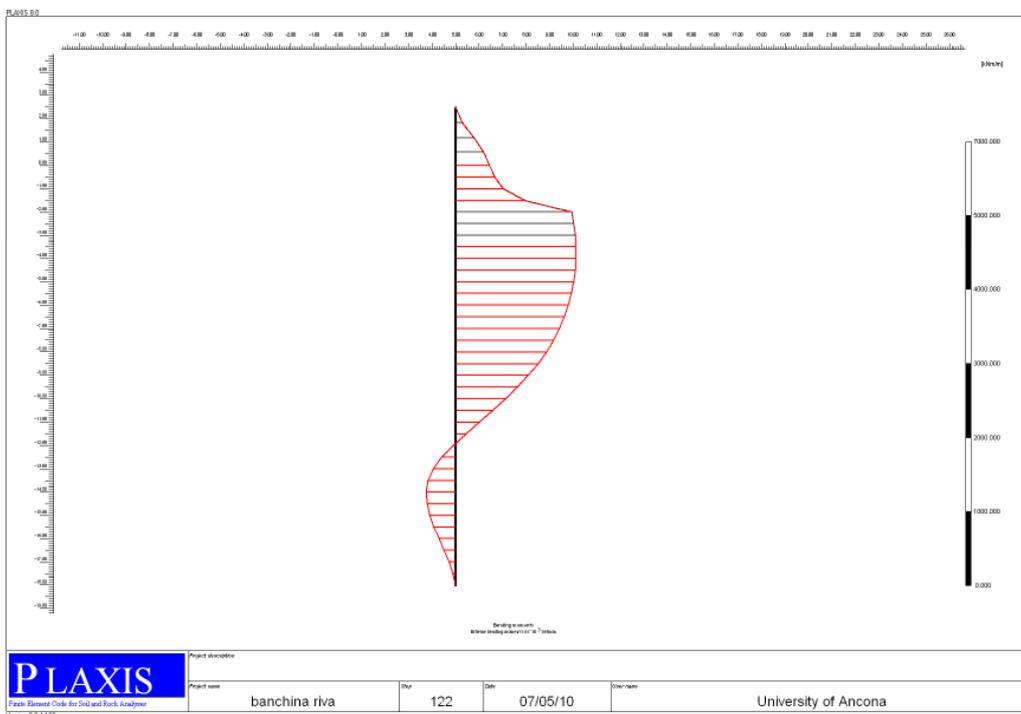


Figura 30: Banchina di riva: campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD

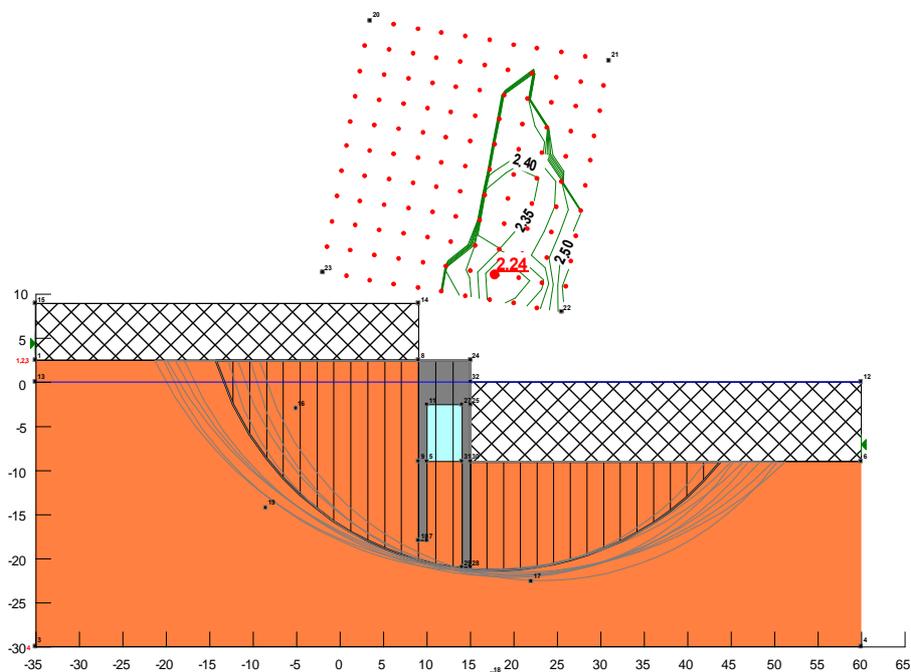


**Figura 31** Banchina di riva: momenti flettenti sul palancoato nelle condizioni statiche SLU1.2

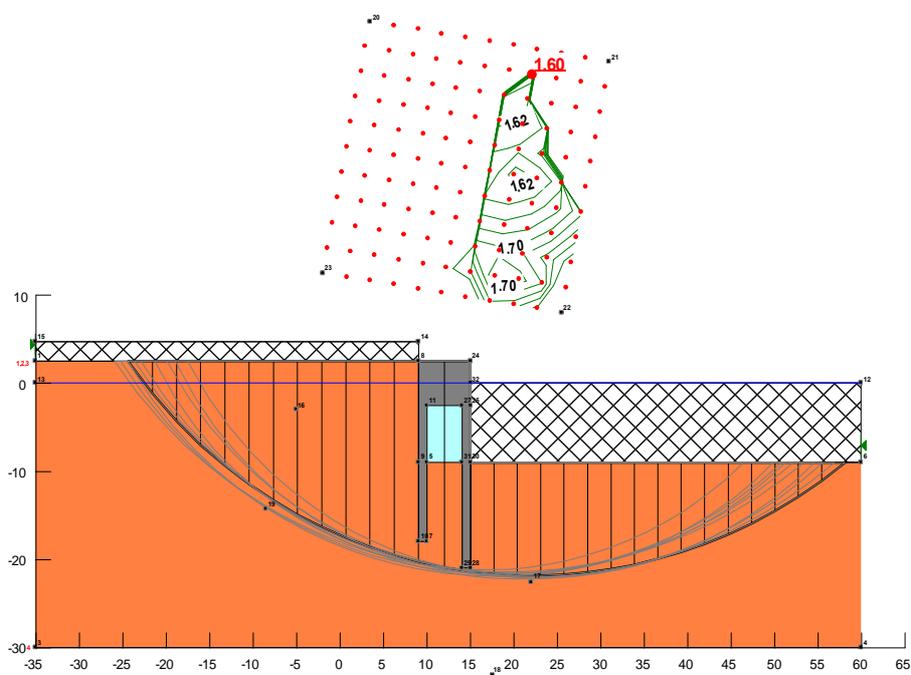


**Figura 32:** Banchina di riva: momenti flettenti sul palancoato nelle condizioni sismiche SLV

In Figura 33 e Figura 34 sono indicate le superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza più basso rispettivamente in condizioni statiche e sismiche (con  $k_h = 0,108$  e  $k_v = -0,054$ ), ottenute dall'analisi di stabilità globale eseguita con Slope/w.



**Figura 33:** Analisi di stabilità globale su banchine di riva: condizioni statiche



**Figura 34:** Analisi di stabilità globale su banchine di riva: condizioni sismiche SLV



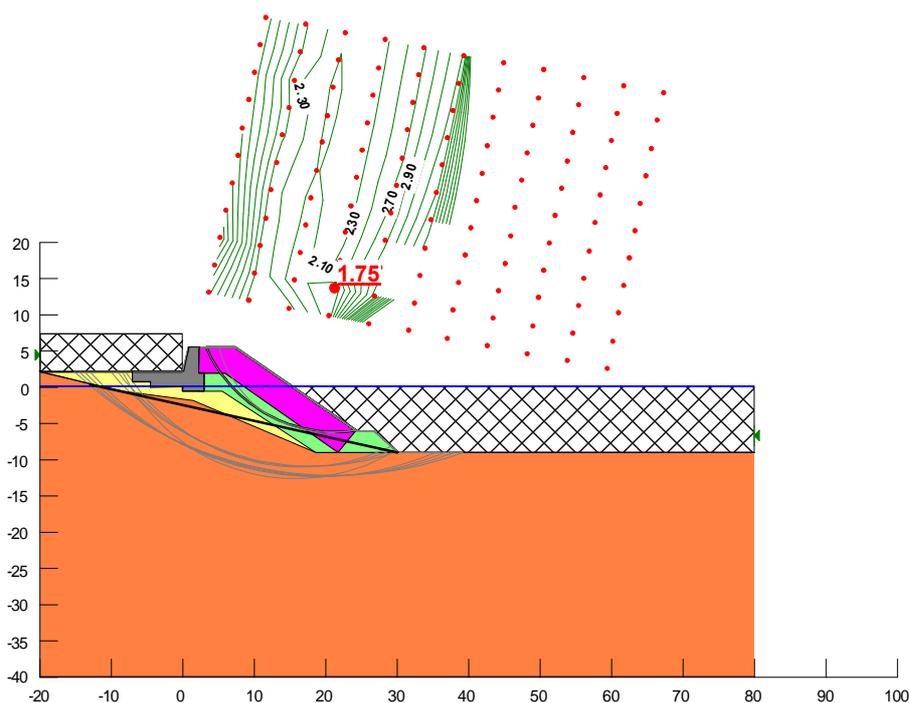
## 7.2.3 Scogliere

In questo paragrafo vengono presentati i risultati delle analisi di stabilità in condizioni statiche allo stato limite ultimo (SLU) e sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), individuando il fattore parziale sulla resistenza relativo alla superficie più critica individuata dall'analisi con il software Slope/W.

La verifica è soddisfatta quando il fattore di stabilità in output risulta maggiore di 1,21, corrispondente al prodotto fra il valore  $\gamma_R = 1,1$  imposto dalla Norma e l'ulteriore fattore di sicurezza 1,1 previsto dal Disciplinare per le opere in oggetto.

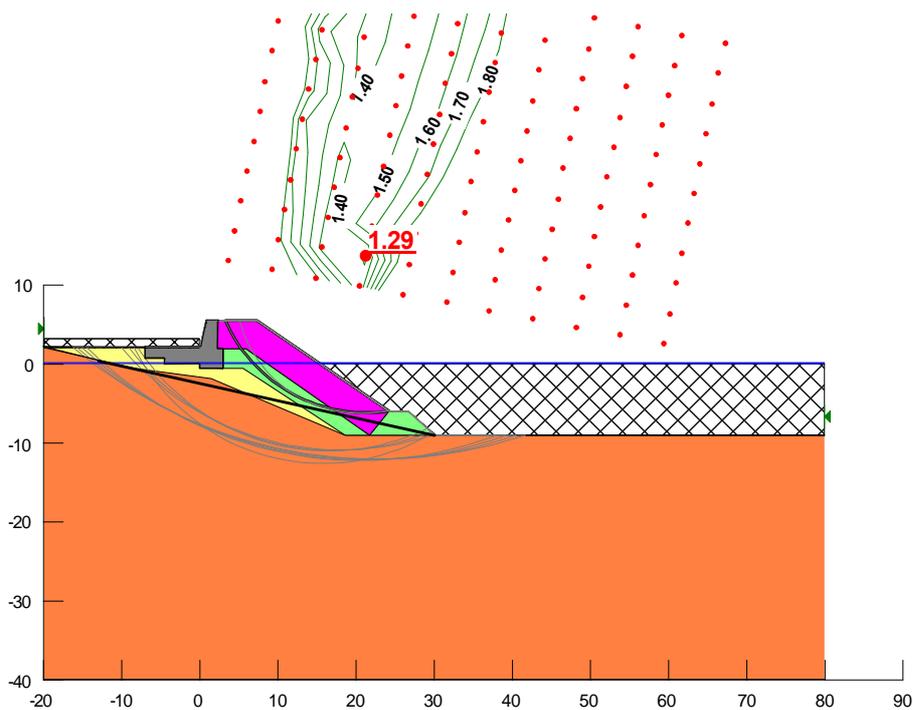
### 7.2.3.1 Scogliere in prosecuzione della banchina di riva

In Figura 35 è riportata la sezione di progetto della scogliera con l'indicazione delle 10 superfici più critiche in condizioni statiche SLU.



**Figura 35:** Analisi di stabilità su scogliere in prosecuzione banchina di riva: condizioni statiche

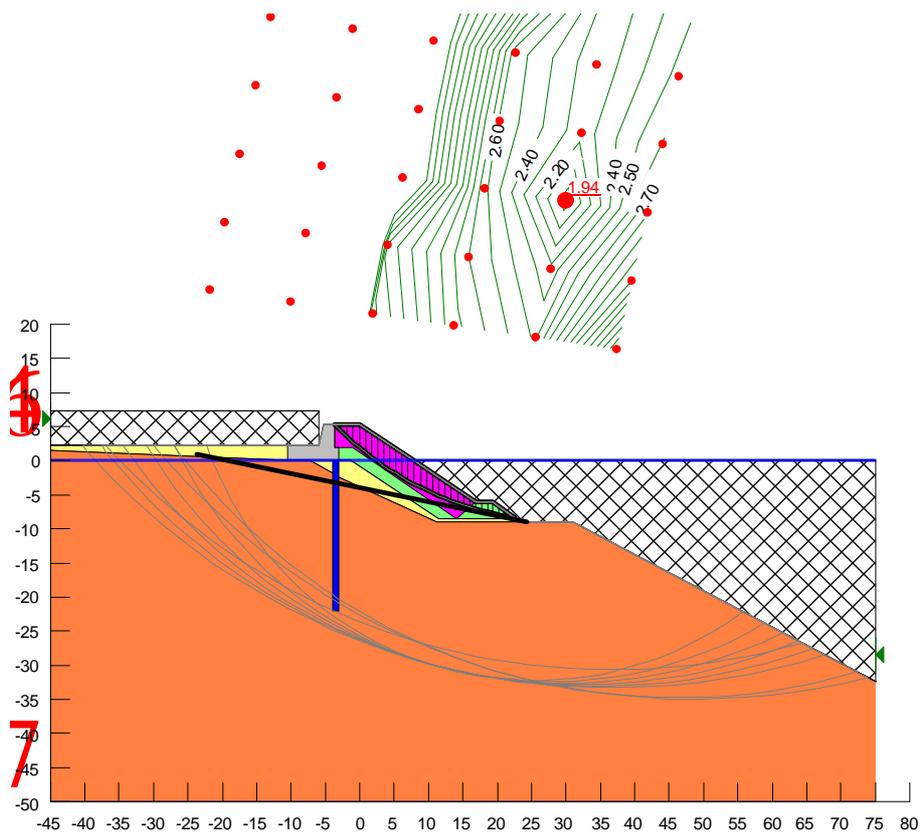
In Figura 36 è riportata la sezione di progetto della scogliera con l'indicazione delle superfici più critiche in condizioni statiche SLV.



**Figura 36:** *Analisi di stabilità su scogliere in prosecuzione banchina di riva: condizioni sismiche*

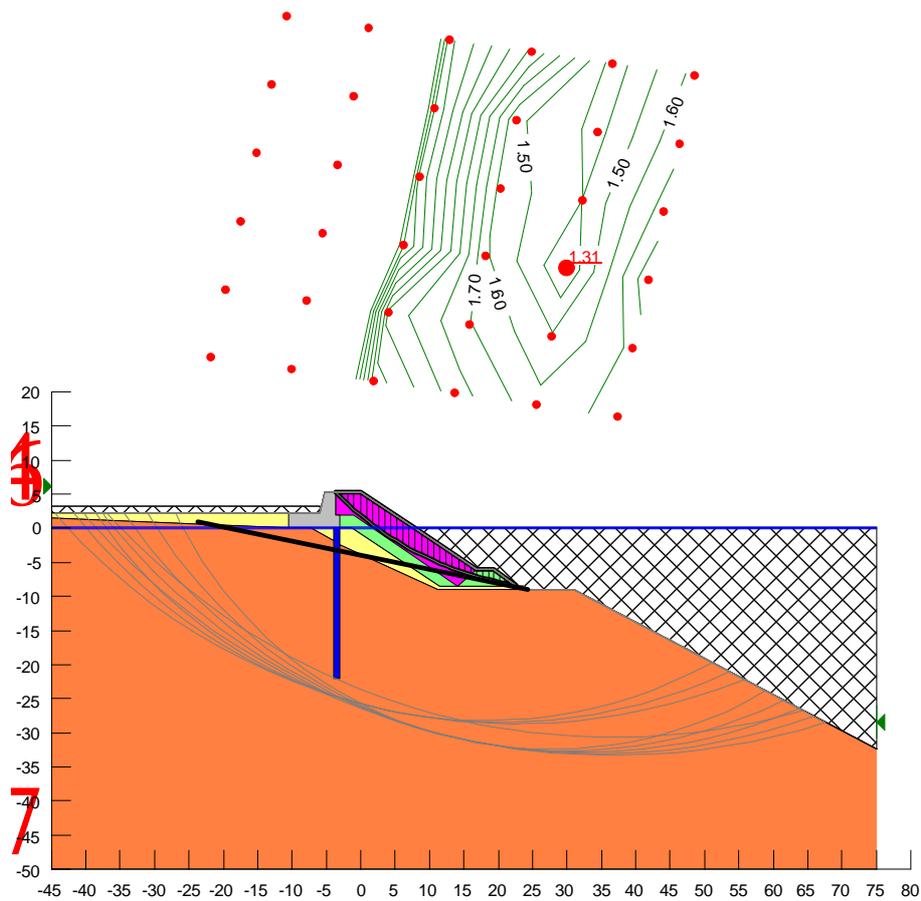
### 7.2.3.2 Scogliere a protezione dei piazzali

In Figura 37 è riportata la sezione di progetto del molo con l'indicazione delle superfici più critiche in condizioni statiche **SLU**, relative a cinatismi che coinvolgono l'opera.



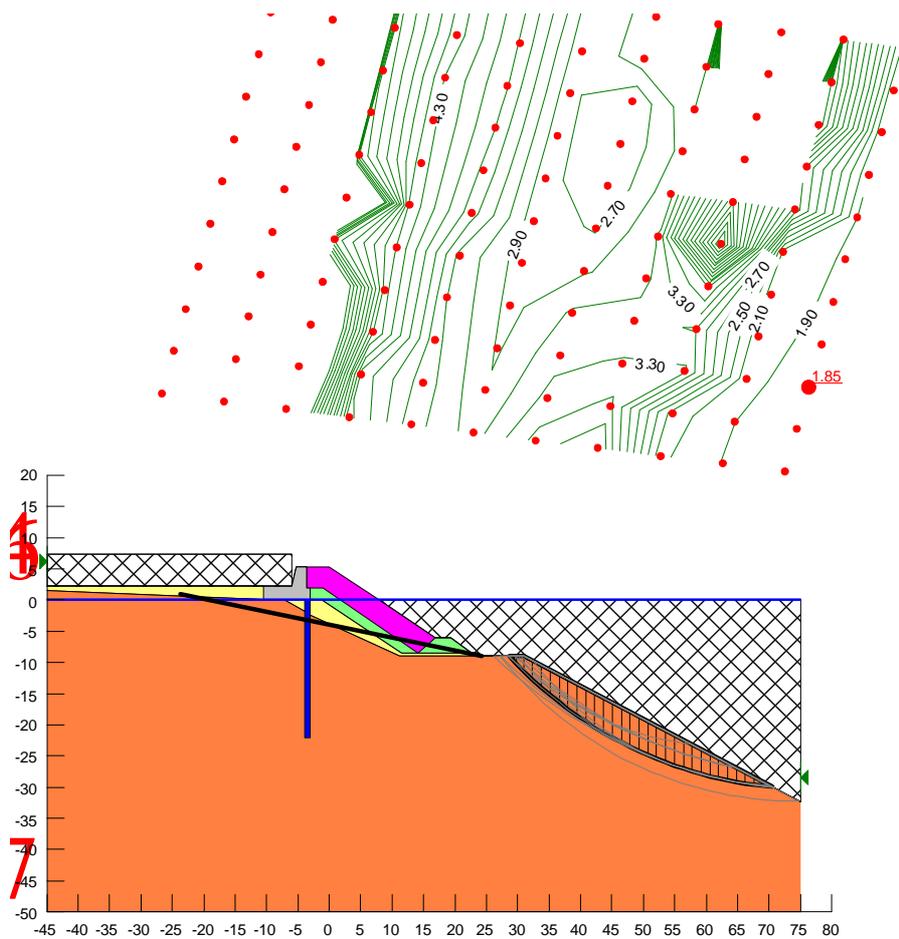
**Figura 37** *Analisi di stabilità su scogliera a protezione dei piazzali: condizioni statiche*

In Figura 38 è riportata la sezione di progetto del molo con l'indicazione delle superfici più critiche in condizioni statiche **SLV**, relative a cinatismi che coinvolgono l'opera.



**Figura 38** Analisi di stabilità su scogliera a protezione dei piazzali: condizioni sismiche

Come si può osservare a valle della scogliera a protezione dei piazzali il pendio naturale è particolarmente acclive, essendo caratterizzato da una pendenza media di circa  $28^\circ$ . Si è ritenuto pertanto di valutare anche la sicurezza di tale **pendio naturale** nei confronti di eventuali cinematismi che possono interessarlo. In tale situazione (§6.3.4 NTC2008) il “livello di sicurezza è espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale”.



**Figura 39** Analisi di stabilità del pendio naturale: condizioni statiche (parametri geotecnici caratteristici)

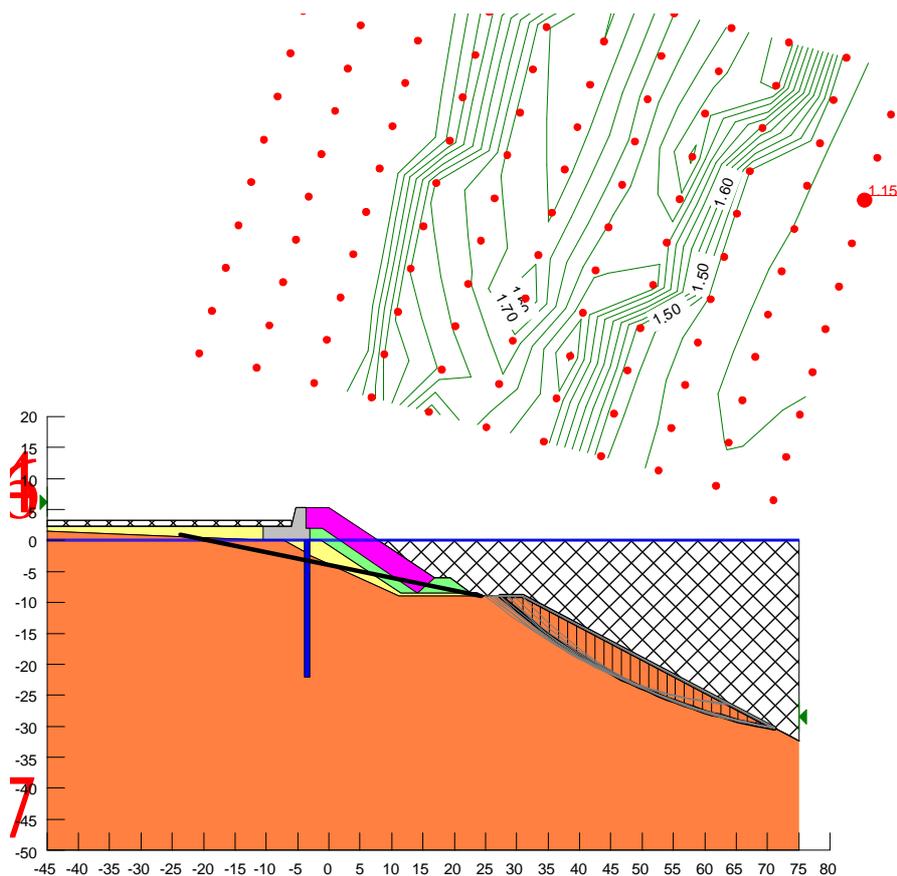


Figura 40 Analisi di stabilità del pendio naturale: condizioni sismiche (parametri geotecnici caratteristici)

### 7.3 Sintesi dei risultati delle analisi

Tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU e SLV) analizzati nel presente capitolo 7 per le diverse opere in progetto rispettano i requisiti di sicurezza geotecnica imposti dalla Norma vigente, essendo verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

In Tabella 7-9 sono riassunti, inoltre, i risultati delle analisi di stabilità globale, in termini di rapporto tra gli effetti delle azioni di progetto ( $E_d$ ) e le resistenze di progetto ( $R_d$ ).

Tabella 7-9 Valutazione della sicurezza delle opere geotecniche

Opere analizzate	$E_d / R_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Molo foraneo di testata	2,02	1,23

Molo foraneo di radice	1,94	1,21
Banchina di riva	2,24	1,60
Scogliera in prosecuzione della banchina di riva	1,75	1,29
Scogliera a protezione dei piazzali	1,94	1,31

Come si può osservare per tutti i casi le condizioni di sicurezza , rispetto alla stabilità globale, sono garantite sia con i margini prescritti dalla Norma Nazionale  $\gamma_R \geq 1,1$  che con quelli richiesti dal Disciplinare di gara  $\gamma_R^* \geq 1,21$  ( $=1,1 \times 1,1$ ).

Anche la verifica della funzionalità (**SLE** e **SLD**), in relazione alla tipologia di opere analizzate e al livello di progettazione in corso, può ritenersi soddisfatta.

## 7.4 Verifica dei pali di appoggio della cella antiriflettente

Sia lungo la banchina di riva che lungo lo sviluppo interno di buona parte del molo foraneo è presente la cella antirisacca che risulta appoggiata su una serie di tubolar pile, disposti a 6,20 m di interasse. Tali pali in acciaio hanno un diametro di 1219 mm, uno spessore di 14 mm e sono infissi 12 m nel fondale (lunghezza fino a -21 m da l.m.m. per i pali lungo la banchina di riva dove il fondale è a -9 m da l.m.m. e fino a -23 m da l.m.m. per i pali lungo il molo foraneo dove il fondale è circa a -11 m da l.m.m.). L'installazione di questi elementi avviene attraverso vibro-infissione; dal punto di vista geotecnico risultano quindi dei pali battuti a punta aperta.

La valutazione del carico limite può essere fatta sulla base dei valori delle prove  $N_{SPT}$  eseguite nell'ambito del progetto preliminare. In sintesi risulta possibile considerare un valore  $N_{SPT} = 30$  per la valutazione del carico limite dei pali. Usando nelle relazioni seguenti i classici coefficienti di correlazione presentati in Tabella 7-10 (Viggiani, *Fondazioni*) è possibile valutare il carico limite del singolo palo.

$$\text{Resistenza laterale unitaria} \quad s = \alpha + \beta N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

$$\text{Resistenza alla punta unitaria} \quad p = K N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

**Tabella 7-10** Carico limite pali: parametri di correlazione da prove SPT

Palo	Terreno	$\alpha$	$\beta$	Note	Fonte
Battuto prefabbricato	Incoerente	0	2		Meyerhof, 1956 Shioi, Fukui, 1982
	Qualsiasi	10	3,3	$3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Decourt, 1982
	Coesivo	0	10		Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	30	2	$s \leq 200 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
		0	5		
	Coesivo	0	5	$s \leq 150 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
Trivellato	Incoerente	0	1		Findlay, 1984 Shioi, Fukui, 1982
		0	3,3		Wright, Reese, 1979 Shioi, Fukui, 1982
	Coesivo	0	5		
		10	3,3	Per pali in fango $3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Decourt, 1982

Palo	Terreno	K	Fonte
Battuto prefabbricato	Sabbia	0,45	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Sabbia	0,40	Decourt, 1982
	Limo, limo sabbioso	0,35	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Limo glaciale	0,25	Thorburn, MacVicar, 1971
	Limo sabbioso residuale	0,25	Decourt, 1982
	Limo argilloso residuale	0,20	Decourt, 1982
	Argilla	0,20	Martin <i>et al.</i> , 1987
Battuto gettato in opera	Argilla	0,12	Decourt, 1982
	Qualsiasi	0,30	Shioi, Fukui, 1982
	Incoerente	0,15	Yamashita, 1987 ( $p \leq 7,5 \text{ MPa}$ )
Trivellato	Sabbia	0,10	Shioi, Fukui, 1982
	Argilla	0,15	Shioi, Fukui, 1982

Nel caso in oggetto risulta quindi una portata unitaria laterale pari a 60 kPa ed una portata alla punta unitaria limite di 3 MPa. L'ultimo valore deriva dal considerare cautelativamente la non formazione del "tappo" di base durante l'infissione e dal tener conto del grande diametro del palo. Per un palo da  $\phi 1200$  infisso 12 m nel fondale risulta quindi:

$$\text{Portata laterale} \quad 2700 \text{ kN}$$

$$\text{Portata alla punta} \quad 3390 \text{ kN}$$

La combinazione utilizzata per le verifiche è la seguente (§6.4.3.1 NTC2008): **A1+M1+R3**.

Le azioni agenti sul palo risultano:

- carichi permanenti:

- peso proprio palo 400 kN

- cella cls+solettone  $200 \text{ kN/m} \times 6,20 \text{ m} / 2 = 620 \text{ kN}$

- massi riempimento  $100 \text{ kN/m} \times 6,20 \text{ m} / 2 = 310 \text{ kN}$

- setti intercella  $110 \text{ kN/m} \times 6,20 \text{ m} / 2 = \underline{340 \text{ kN}}$

$G_k = 1670 \text{ kN}$

- carichi variabili:  $Q_k = 40 \text{ kPa} \times 6,20 \text{ m} \times 6,80 \text{ m} / 2 = 850 \text{ kN}$

Azione di progetto:  $E_d = 1,3 \times G_k + 1,5 \times Q_k = 643 \text{ kN/m} = 3450 \text{ kN}$

Resistenza di progetto:  $R_d = 2700 \text{ kN} / (1,15 \times 1,40) + 3390 \text{ kN} / (1,15 \times 1,40) = 3780 \text{ kN}$

Verifica:  **$E_d = 3450 \text{ kN} < 3780 = R_d$**

La verifica di stabilità a carico verticale risulta soddisfatta.

## **7.5 Verifica del tirante di ancoraggio a bulbo iniettato**

Nelle banchine di riva, il vincolo orizzontale in sommità della paratia è realizzato tramite un tirante di ancoraggio a bulbo iniettato. Tale tirante è costituito da:

- perforazione di lunghezza pari a 25 m, con 15 m di tratto libero e 10 m di fondazione;
- armatura con 6 trefoli da 0,6''.

La sollecitazione di progetto ( $P_d$ ) allo stato limite ultimo a cui far riferimento per le verifiche dell'ancoraggio è stata assunta come il carico più gravoso tra le analisi SLU/SLV della banchina:

o SLU 11  $P_d = 592 \text{ kN}$

o SLU 12  $P_d = 606 \text{ kN}$

o SLV  $P_d = 700 \text{ kN}$

Quindi il valore di progetto risulta:

$$P_d = 700 \text{ kN}$$

La verifica dei tiranti di ancoraggio si compone di due fasi:

- verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio;
- verifica alla rottura dei trefoli (verifica lato acciaio).

### 7.5.1 Verifica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio

Per il dimensionamento geotecnico deve risultare rispettata la condizione di stato limite ultimo di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto  $P_d$ , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  che, nel caso in questione, trattandosi di tiranti permanenti, è pari a 1,2.

La norma nazionale prevede che la valutazione del carico limite può essere effettuata “*in prima approssimazione*” con formule teoriche o correlazioni empiriche, ma la conferma della congruità delle assunzioni fatte deve essere sempre fatta attraverso prove di trazione in sito.

In questa fase si procede quindi al predimensionamento dei bulbi di ancoraggio. Data la natura dei terreni presenti, essenzialmente granulari, si fa riferimento ai noti e consolidati diagrammi di Ostermayer (H. Ostermayer, *Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors*, 1975). In Figura 41 è presentato il diagramma di capacità portante di ancoraggi in terreni granulari in funzione delle caratteristiche del terreno e della lunghezza del bulbo di fondazione.

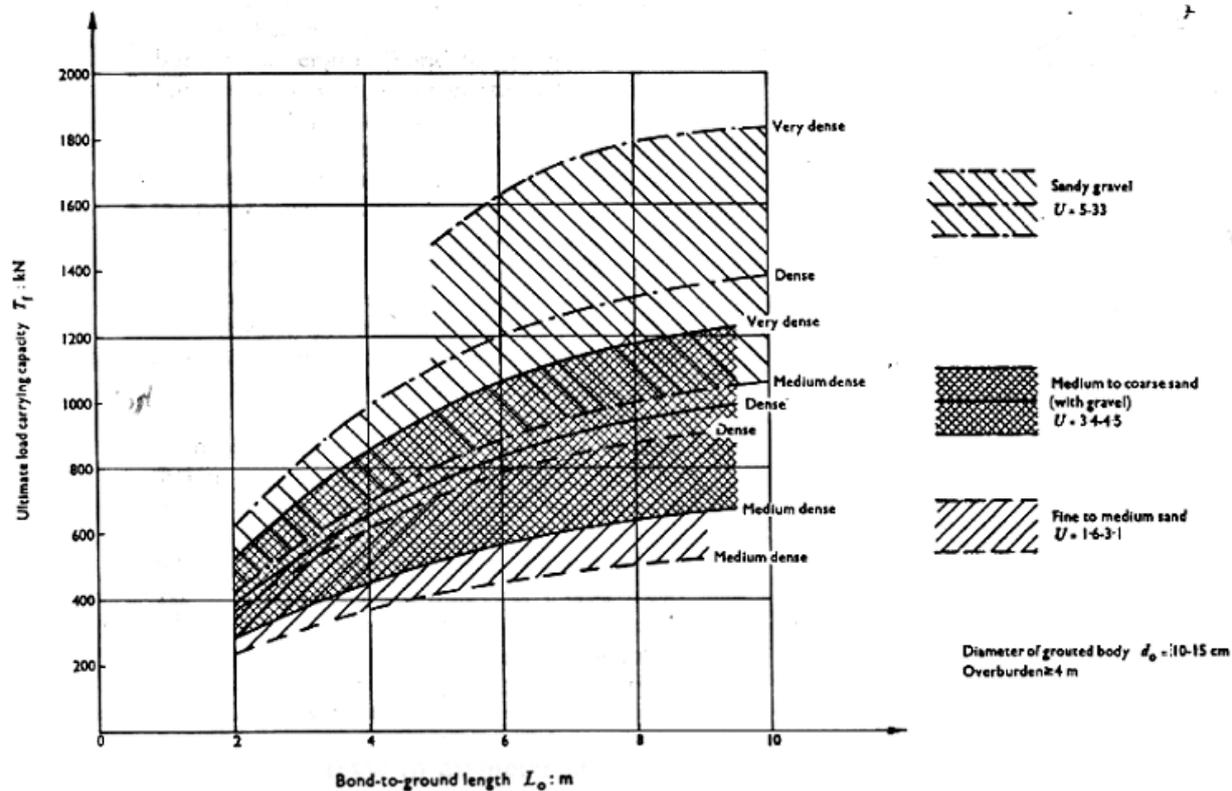


Figura 41: Ostermayer: capacità portante di tiranti di ancoraggio in terreni incoerenti.

Dal diagramma possiamo stimare per Tremestieri una resistenza media a sfilamento per un bulbo di fondazione su terreni grossolani addensati, di lunghezza 10m, pari a 1350 kN (tirante tipo IRS). Tenendo conto che la stratigrafia di progetto è basata su numerose verticali di sondaggio si può assumere un valore del fattore di correlazione  $\xi_{a3}=1,6$  ed ottenere una resistenza di progetto della fondazione pari a:

$$R_{ad} = 1350 \text{ kN} / (1,6 \times 1,2) = 703 \text{ kN}$$

Quindi:

$$P_d = 700 \text{ kN} < 703 \text{ kN} = R_{ad}$$

## 7.5.2 Verifica alla rottura dei trefoli

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio (§6.6.2, NTC2008).

Il tirante utilizzato per la banchina di riva è costituito da 6 trefoli da 0,6". L'area della sezione vale quindi  $834 \text{ mm}^2$ . Il limite elastico caratteristico ad una deformazione dell'1% dell'acciaio

costituente il trefolo (da utilizzare in sostituzione del valore di snervamento per questi tipi di acciaio) è pari a  $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$ .

La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero risulta dunque:

$$R_{ak} = A f_{p(1)k} = 834 \text{ mm}^2 \times 1670 \text{ N/mm}^2 = 1393 \text{ kN.}$$

Ne consegue che il tiro di progetto non deve superare:

$$R_{sd} = A f_{p(1)k} / \gamma_{M0} = 834 \text{ mm}^2 \times 1670 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 1326 \text{ kN}$$

con  $\gamma_{M0} = 1,05$

$$P_d = 700 \text{ kN} < 1326 \text{ kN} = R_{sd} \text{ (verifica dell'acciaio)}$$

$$R_{a,c} = 1350 \text{ kN} < 1393 \text{ kN} = R_{ak} \text{ (rispetto della gerarchia delle resistenze)}$$

Pertanto le precedenti disuguaglianze completano anche da un punto di vista strutturale le verifiche relative agli elementi di ancoraggio.

Si sottolinea che i tiranti di ancoraggio, ai sensi del §6.6.1 NTC2008, possono essere predimensionati con formule teoriche o con correlazioni empiriche in fase di progetto, ma è sempre necessaria una conferma sperimentale con prove di trazione (tiranti di progetto).

### 7.5.3 Tiranti di progetto

Le banchine di riva di Tremestieri hanno uno sviluppo di circa 500 m, comprendendo quindi l'esecuzione di oltre 200 tiranti di ancoraggio. Ai sensi del §6.6.4 NTC2008, devono prevedersi **8 tiranti di progetto**.

In generale l'esecuzione dei tiranti di progetto, le modalità di prova e la valutazione dei risultati dovrà fare riferimento alla Norma UNI EN1537/2002 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio".

La Direzione Lavori provvederà ad individuare le caratteristiche di dettaglio dei tiranti di prova, nonché l'esatta localizzazione che sarà ritenuta più opportuna per rendere significativi i risultati delle prove.

In via orientativa, salvo diversa valutazione della Direzione Lavori, si ritiene opportuno prevedere l'esecuzione di 4 prove a sfilamento, eventualmente con bulbo di fondazione di dimensioni ridotte e/o armatura metallica supplementare, e di 4 prove con tirante identico a quello di progetto per la verifica di eventuali deformazioni viscosse del tirante.

Nell'esecuzione delle prove di carico sui tiranti di progetto risulta necessario eseguire il monitoraggio topografico della testa del tirante e della struttura di contrasto per valutare l'effettivo allungamento dei trefoli, come pure la misura della forza applicata tramite cella di carico.

#### **7.5.4 Prove di verifica e modalità di tesatura**

Per quanto riguarda il programma delle operazioni di tesatura si farà riferimento alla Norma UNI EN1537/2002 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio".

Il carico massimo di prova è quello corrispondente al valore  $P_p = 1,2 P_o = 1,2 \times 517 \text{ kN} = 620 \text{ kN}$ , con  $P_o$  che si verifica sotto massimo carico di esercizio.

Seguendo la procedura richiamata, ogni singolo ancoraggio dovrà pertanto essere tesato fino a 620 kN in almeno 4 incrementi successivi, partendo dal carico iniziale di assestamento. Il valore massimo dovrà essere mantenuto costante per almeno 15 minuti. Al termine dell'attesa, si eseguirà uno scarico completo ed un ricarico dell'ancoraggio fino al valore di pre-sollecitazione di progetto, pari a 300 kN; i trefoli verranno quindi bloccati con l'inserimento automatico dei cunei.

Nel corso della prova di accettazione si dovranno rilevare gli allungamenti dei trefoli in funzione delle forze di tesatura applicate. Particolarmente significativo è il rilievo della deformazione residua dei trefoli al termine dello scarico.

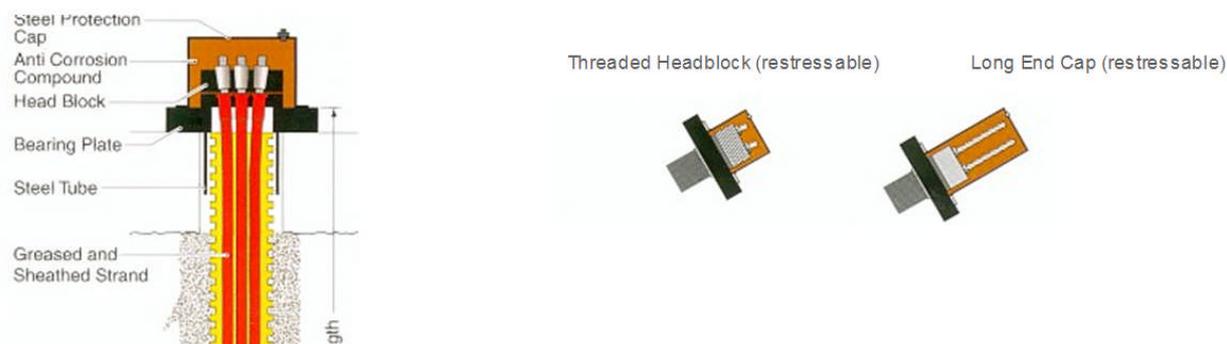
#### **7.5.5 Protezione dalla corrosione**

I tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato risultano particolarmente sensibili alla corrosione. Infatti la presenza di acciai ad elevata resistenza (trefoli) e di dispositivi di bloccaggio particolari (incuneaggio), unita all'ambiente di installazione aggressivo (ambiente marino) rende necessario adottare dei provvedimenti specifici per garantire la durabilità in condizioni di piena efficienza dell'ancoraggio. Per il tratto ancorato così come per la parte libera l'uso della cosiddetta "doppia protezione", diventata oramai una pratica usuale per i tiranti permanenti, risulta in grado di garantire un ottimo grado di isolamento dei trefoli dall'ambiente e preservarne l'integrità. Più complessa risulta invece la protezione della testa di ancoraggio, che tradizionalmente veniva affidata alla chiusura della nicchia con un getto in calcestruzzo. Le recenti esigenze normative sull'ispezionabilità nel tempo e la necessità di rendere possibile la ritesatura dei tiranti permanenti obbligano oggi all'uso di testate di ancoraggio dotate di una calotta di protezione rimovibile, che permettano la conservazione di alcuni decimetri di trefolo necessari al posizionamento dei

martinetti di tesatura. In Figura 42 sono mostrati alcuni esempi di testate di ancoraggio con adeguati dispositivi di protezione dalla corrosione.

#### Permanent Bar Anchor with Double Corrosion Protection

(Lifespan: up to 120 years)



**Figura 42:** Testate di ancoraggio: dispositivi di protezione.

## 7.6 Sollecitazioni in corrispondenza delle bitte

Lungo lo sviluppo delle banchine di riva sono presenti bitte per l'attracco delle imbarcazioni. Tali elementi, posti ogni 25 m circa, devono essere progettati per un tiro di esercizio pari a 1000 kN. In generale la bitta rappresenta per la struttura di banchina nel suo complesso una sollecitazione di modesta rilevanza, data anche la distanza tra un punto di attracco ed il successivo. Tra l'altro la presenza di un robusto solettone in sommità delle celle antirisacca porta ad una ripartizione delle sollecitazioni concentrate all'ormeggio su numerosi tiranti di ancoraggio.

L'effetto globale del tiro sulla struttura è stato già messo in conto nelle diverse combinazioni di carico. In ogni caso, seguendo una prassi progettuale consolidata, si è deciso anche di rinforzare i due tiranti di ancoraggio più vicini alle bitte, aggiungendo due trefoli all'armatura ordinaria. Quindi in corrispondenza di ogni bitta, due tiranti di ancoraggio saranno realizzati con 8 trefoli di armatura.

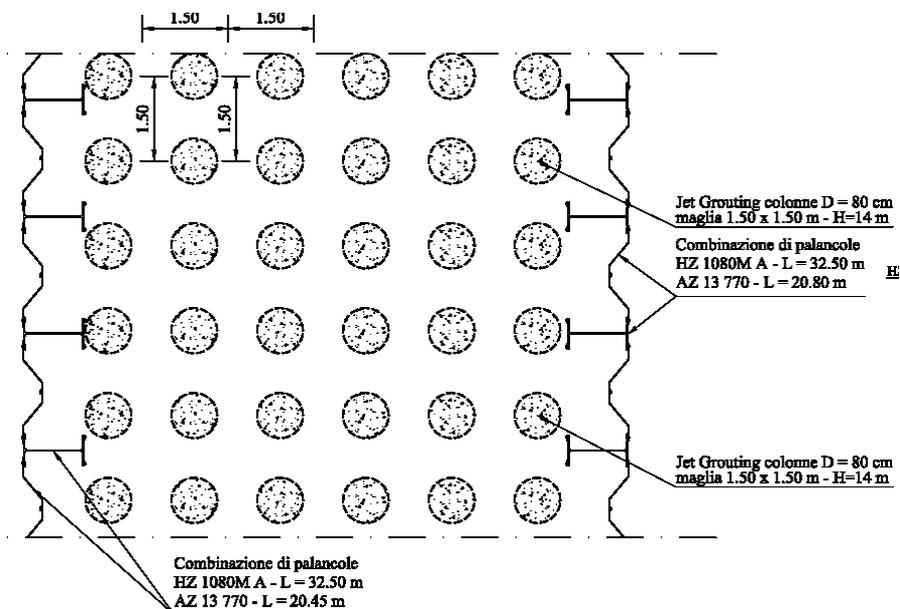
## 7.7 Indicazioni sul Jet Grouting

Nel progetto delle strutture del molo foraneo è stato necessario prevedere un miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento interno al palancoato, ottenuto attraverso la realizzazione di colonne in jet grouting, allo scopo di ridurre la deformabilità e le sollecitazioni sulle strutture.

L'intervento in oggetto consiste in un trattamento estensivo del materiale compreso tra i palancolati metallici tra le quote di -6 m e -20 m da l.m.m. L'obiettivo dell'intervento è di poter considerare per il volume di materiale trattato i seguenti parametri meccanici medi equivalenti:

- coesione efficace  $c' = 1 \text{ MPa}$
- modulo elastico medio efficace  $E' = 70 \text{ MPa}$

I parametri precedenti si riferiscono chiaramente al risultato complessivo, che tiene cioè conto dell'interazione tra le colonne in jet-grouting molto più rigide e resistenti ed il terreno non trattato caratterizzato da parametri meccanici molto più modesti. Dal punto di vista deformativo, in particolare, si assume che il consolidamento permetta di considerare una rigidità equivalente almeno doppia di quella attribuibile al terreno di riempimento tal quale. In Figura 43 si mostra la disposizione planimetrica del trattamento, con colonne da 80 cm disposte su una maglia quadrata  $1,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$ .



**Figura 43:** *Disposizione planimetrica del trattamento in jet-grouting sul molo foraneo*

Sulla scorta dei risultati di letteratura disponibili, si forniscono alcuni elementi di supporto alle assunzioni fatte.

La tecnica del trattamento jet-grouting consiste nella disgregazione del terreno e nella miscelazione dello stesso con fluidi a base cementizia mediante getti ad alta pressione. Tale tecnica consente di operare in una gamma di terreni estremamente ampia ed offre una notevole flessibilità di applicazioni. I migliori risultati si ottengono su terreni granulari, dove la formazione della colonna avviene anche per permeazione del materiale permettendo di ottenere diametri

maggiori. In Tabella 7-11 sono indicate le caratteristiche geometriche e meccaniche tipiche ottenibili su diversi terreni e con l'uso di diverse tecnologie di iniezione.

**Tabella 7-11** Caratteristiche geometriche e meccaniche tipiche delle colonne consolidate. (da Croce et al., *Jet grouting*, 2004)

Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione $\sigma_c$ (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1,0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. ( $c_u < 50$ kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Sui materiali di Tremestieri è facilmente ipotizzabile la realizzazione di colonne da 80 cm di diametro anche con iniezioni monofluido. I valori di resistenza a compressione monoassiale sulla singola colonna sono stimabili in 15 MPa ed il modulo elastico in 8000MPa.

I valori assunti in progetto appaiono quindi ragionevoli per un trattamento su materiale granulare; in ogni caso, data l'estrema variabilità dei risultati in funzione della tecnologia adottata, **risulta necessaria la realizzazione di un campo prove** che permetta la calibrazione e la verifica della qualità ed affidabilità di un tale intervento migliorativo.

## 8 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

La Norma Tecnica nazionale NTC 2008 impone una verifica di stabilità del sito dove sono ubicati i manufatti nei confronti dei possibili fenomeni di liquefazione, ovverosia della perdita di resistenza del terreno di fondazione per lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali a seguito dello scuotimento sismico.

La verifica nei confronti del fenomeno della liquefazione può essere omessa solo nei casi in cui si verifichi almeno una delle seguenti condizioni: gli eventi sismici siano di magnitudo  $M < 5$ , le accelerazioni attese siano inferiori a  $0,1g$ , il livello della falda sia collocato oltre 15 metri da piano campagna, i terreni presentino elevati valori della resistenza penetrometrica (da prove statiche o dinamiche SPT), l'assortimento granulometrico dei materiali interessati ricada all'esterno del fuso granulometrico che caratterizza il campo della liquefazione.

A seguito di un approfondito esame di tutti i precedenti aspetti condotto in sede di progettazione preliminare sulla base della caratterizzazione geotecnica disponibile, nessuna delle precedenti condizioni risulta verificata (cfr. §3.2 dell'elaborato F26 "Relazione Sismica") ed è pertanto necessario procedere alla verifica delle condizioni di stabilità alla liquefazione.

A tal fine, sempre in sede di progettazione preliminare, la sicurezza alla liquefazione viene valutata con una procedura di carattere semi-empirico di tipo puntuale, confrontando fra loro i valori del parametro  $N_{SPT}$  (resistenza del terreno) con i valori critici  $N_{CR}$  (azioni sismica) alle diverse profondità. Poiché il parametro  $N_{CR}$  dipende dall'accelerazione sismica, ne consegue che i depositi indagati risultano stabili nei confronti della liquefazione per terremoti di progetto corrispondenti alle condizioni di stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV), mentre risulterebbero instabili, cioè soggetti a liquefare, con terremoti di progetto corrispondenti allo stato limite di collasso (SLC). Questa circostanza si verificherebbe sia per il molo foraneo, alle profondità comprese fra 15 e 18 metri dal fondale, sia per i piazzali, fra 20 e 30 metri dal l.m.m., sebbene le indagini non riguardino, per esempio, il molo foraneo. La verifica di stabilità alla liquefazione viene poi ripetuta dai progettisti del progetto preliminare con un secondo metodo che conferma i risultati precedenti: la liquefazione si verifica solo con il terremoto dello stato limite di collasso (SLC), sebbene le profondità più a rischio siano leggermente diverse ed in genere il rischio alla liquefazione risulti concreto solo localmente, per alcuni livelli di terreno.

In merito ai precedenti risultati, così come sintetizzati nelle conclusioni del capitolo 5 della Relazione Sismica di progetto, si osserva che il DM 2008, al § 7.1 sui “Requisiti nei confronti degli stati limite” per le opere sotto azioni sismiche prescrive che siano soddisfatte le verifiche di stabilità solo nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita, (SLV). Con riferimento allo stesso punto, la Circolare applicativa delle Norme Tecniche n.617/2009, al punto C7.1, esplicita gli stati limite che devono essere considerati per ogni tipologia di manufatto attraverso la Tabella C7.1.I – Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d’uso. Secondo tale tabella, le verifiche allo Stato Limite di Collasso (SLC) sono ritenute necessarie solo per le strutture dotate di isolamento sismico, mentre per la stabilità del sito, dei muri di sostegno, delle paratie, degli ancoraggi, dei fronti di scavo e dei rilevati si limita a prescrivere solo le verifiche sotto azioni sismiche tipo SLV.

Tenuto conto dei risultati ottenuti in sede di progettazione preliminare, si ritiene pertanto possibile affermare che non esistano rischi concreti di liquefazione dei siti di fondazione e dei terrapieni per le azioni sismiche attese, in base ai criteri richiesti dalla Normativa.

Peraltro è opportuno segnalare che la verifica puntuale ed approfondita del problema della liquefazione potrà essere eseguita solo a seguito di indagini geotecniche altrettanto puntuali ed approfondite da condurre in mare, lungo gli allineamenti di tutti i manufatti in fase di progettazione esecutiva. Sulla base delle conoscenze attuali, infatti nulla si potrebbe aggiungere in questa sede a quanto è già emerso a seguito delle valutazioni del progetto preliminare.

## 9 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e la corrispondenza con le previsioni del modello numerico dovranno essere accertate mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio.

I controlli comprenderanno misure di assestamento verticale del terreno e dei palancolati nelle diverse sezioni tipo, misure di spostamento orizzontale della trave di coronamento dei palancolati e monitoraggio delle forze di ancoraggio.

Per quanto riguarda gli assestamenti verticali e gli spostamenti orizzontali, questi dovranno essere rilevati in modo estensivo lungo l'intero sviluppo delle banchine in progetto, tramite misurazione topografica di precisione, riferendo le misure a capisaldi esterni all'area interessata dai lavori. In fase esecutiva verrà stabilito il numero e l'esatta collocazione dei capisaldi topografici sulle travi di coronamento dei palancolati, in modo da facilitare la lettura degli stessi con il minor numero di stazioni dello strumento. In ogni caso si provvederà al monitoraggio topografico di tutte le bitte, che rappresentano certamente dei punti di riferimento stabili. Il posizionamento dei capisaldi (che potrebbero essere anche semplici chiodi segnalati con vernice o target topografici riflettenti) dovrà avvenire subito dopo il getto della trave, e in ogni caso prima di qualunque lavorazione che possa portare a spostamenti della banchina, in particolare certamente prima delle fasi di dragaggio.

In due verticali della banchina di riva e in due verticali del molo foraneo, si prevede l'installazione di inclinometri di lunghezza 35 m collocati all'interno delle "ali" della trave HZ costituente il palancolato. La collocazione del tubo potrà convenientemente avvenire predisponendo un tubo verticale  $\varnothing 200$  mm al momento del getto della trave di coronamento in modo da eseguire il sondaggio per l'installazione del tubo lavorando con la sonda sulla sommità della trave stessa. Tali inclinometri forniranno indicazioni sulle deformazioni e quindi sulle sollecitazioni dei palancolati. Per questi motivi l'installazione degli inclinometri deve avvenire prima di qualunque operazione di dragaggio.

Sulla banchina di riva, oltre agli inclinometri, si predisporranno almeno quattro celle di carico toroidali sulle teste di ancoraggio dei tiranti: due in corrispondenza di un inclinometro e due sull'altro. Per consentire una maggiore protezione e durabilità del sistema di monitoraggio si

curerà la predisposizione di un pozzetto a tergo della trave di sommità della paratia, dove verrà condotto il cavo elettrico per la lettura della cella di carico toroidale.

In conclusione il programma di monitoraggio della struttura, che dovrà essere dettagliato con la redazione del progetto esecutivo, permetterà di stabilire un quadro sperimentale di riferimento relativo al comportamento iniziale dell'opera. Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina potrà essere realizzato poi attraverso l'escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all'applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la disponibilità di strumenti di misura per gli assestamenti dell'opera e per le forze di ancoraggio unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza potrà consentire di stabilire la risposta reale dell'opera realizzata alle sollecitazioni imposte e la sua funzionalità in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.

Particolare attenzione andrà rivolta agli effetti dell'esecuzione dei tiranti di ancoraggio al di sotto dell'edificio esistente. Per questo si ritiene importante che vengano stabilite le seguenti prescrizioni:

## **9.1 Sintesi della strumentazione di monitoraggio sulle opere principali**

### **Banchine di riva**

- 1) **2 tubi inclinometrici** in alluminio posti in corrispondenza della trave di banchina, L=35m;
- 2) Mire topografiche stabili (anche chiodi) sulla trave di coronamento e su **tutte le bitte**;
- 3) **4 celle** di carico toroidali sulle teste di ancoraggio dei tiranti, in prossimità dei tubi inclinometrici;
- 4) **1 centralina di acquisizione** in continuo dei dati delle celle di carico toroidali.

### **Molo foraneo**

- 1) **2 Tubi inclinometrici** in alluminio posto in corrispondenza della trave di coronamento, L=35m, tra le ali delle palancole HZM.
- 2) Mire topografiche stabili (anche chiodi) sulla trave di coronamento e su **tutte le bitte**.

# APPENDICE

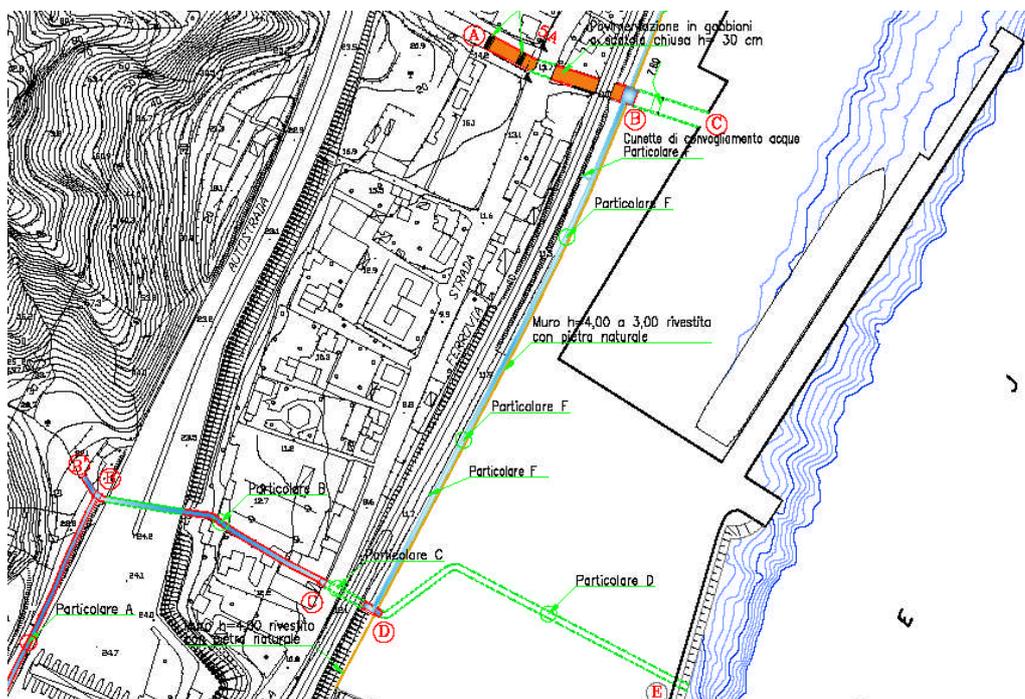
## VALUTAZIONI GEOTECNICHE RELATIVE ALLA PROGETTAZIONE DELLE OPERE ACCESSORIE

A.1. SICUREZZA DELLE STRUTTURE .....	87
A.1.1. Azione sismica di Mononobe Okabe .....	88
A.1.2. Azione sismica di Wood .....	89
A.2. ANALISI DELLE OPERE.....	91
A.2.1. Modelli geotecnici Torrente Farota.....	91
A.2.1.1. Sezione B.....	91
A.2.1.2. Sezione C .....	94
A.2.2. Risultati analisi Torrente Farota.....	96
A.2.2.1. Sezione B .....	96
A.2.2.2. Sezione C .....	97
A.2.3. Modelli geotecnici Torrente Guidari.....	97
A.2.3.1. Sezione B .....	97
A.2.3.2. Sezione C .....	99
A.2.4. Risultati analisi Torrente Guidari.....	100
A.2.4.1. Sezione B .....	100
A.2.4.2. Sezione C .....	101
A.2.5. Modello geotecnico del muro perimetrale dei piazzali .....	102
A.2.6. Risultati del muro perimetrale dei piazzali .....	103

Il progetto della piattaforma logistica intermodale di Tremestieri in Provincia di Messina coinvolge anche alcune opere accessorie tra cui il muro perimetrale tra piazzali e ferrovia e alcune opere di regimentazione dei corsi d'acqua gravanti sull'area portuale ed interferenti con l'intervento in progetto (vedi Figura XLIV e Figura XLV).



Figura XLIV: Foto aerea con l'individuazione dei torrenti Farota e Guidari



**Figura XLV:** Planimetria con individuazione dei torrenti Farota e Guidarinella situazione di progetto (stralciato dai documenti di gara)

Nel paragrafo § 5.4 della consulenza geotecnica si è già rilevata la necessità di indagini integrative per le opere foranee, in quanto la campagna di indagine svolta nell'ambito della progettazione preliminare appare adeguata in termini di numero di verticali indagate e tipologia di prove svolte ma non in relazione all'ubicazione delle stesse (vedi assenza indagini a mare). L'esecuzione di indagini integrative risulta invece assolutamente necessaria per la redazione del progetto esecutivo delle opere di sostegno lungo i torrenti, visti anche i numerosi dettagli che dovranno essere considerati in considerazione delle condizioni al contorno, tra cui:

- vicinanza, in alcuni casi, ad edifici esistenti
- interferenza con infrastrutture esistenti (SS114 e FS).

Per quanto precede dunque, i risultati dei calcoli eseguiti, e nel seguito riportati, per la verifica delle strutture di sostegno previste lungo i Torrenti Farota e Guidari fanno riferimento a modelli geotecnici del sottosuolo non supportati da idonee indagini geotecniche;

I terreni che coinvolgono le opere di sostegno sono stati comunque caratterizzati, per il fine della progettazione definitiva, facendo riferimento alle indagini limitrofe svolte nell'area dei futuri piazzali portuali:

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 34^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Modulo di elasticità	$E' = 35000 \text{ kPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,28$

Nelle figure seguenti sono indicate le posizioni delle sezioni tipiche analizzate.



**Figura XLVI:** Vista di un tratto Torrente Farota; in adiacenza alle case (sezione B), in corrispondenza della strada SS114, in corrispondenza della ferrovia (sezione C\*).



**Figura XLVII:** Altra vista di un tratto Torrente Farota. In adiacenza alle case (sezione B), in corrispondenza della strada SS114, in corrispondenza della ferrovia (sezione C\*), al di sotto dei futuri piazzali (sezione D)



**Figura XLVIII:** Vista di un tratto Torrente Guidari; a monte della strada statale SS114 (sezione B), in corrispondenza della strada SS114 (sezione C).



**Figura XLIX:** Vista di un tratto Torrente Guidari; a monte della strada statale SS114 (sezione B), in corrispondenza della strada SS114 (sezione C), al di sotto dei futuri piazzali (sezione D).

## A.1. SICUREZZA DELLE STRUTTURE

Le verifiche di sicurezza sono state svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali, facendo riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU) per le condizioni statiche e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per le condizioni sismiche (§ 5.4).

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$ , utilizzando l'Approccio 1 previsto dalla norma con le sue due combinazioni.

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche si ricorda che le azioni sono state combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 3.2.4 della DM 14.1.08.

Per tali opere si sono assunte :

- tempo di vita dell'opera: 50 anni;
- classe d'uso dell'opera: III (coefficiente d'uso 1,5);
- periodo di riferimento( $V_R$ ): 75 anni.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di progettazione, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a  $T_R=712$  anni per lo SLV.

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica del sito di Tremestieri (lat.38,138; long. 15,525) si ottengono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

$$\text{SLV } a_g = 0,305g$$

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) per la categoria di sottosuolo C, e di amplificazione topografica ( $S_T$ ) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) di Tremestieri:

**Tabella A.1-1** Accelerazione massima per SLV

	$a_g$	$F_0$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}/g$
<b>SLV</b>	0,305	2,410	1,26	1,00	<b>0,384</b>

### **A.1.1. Azione sismica di Mononobe Okabe**

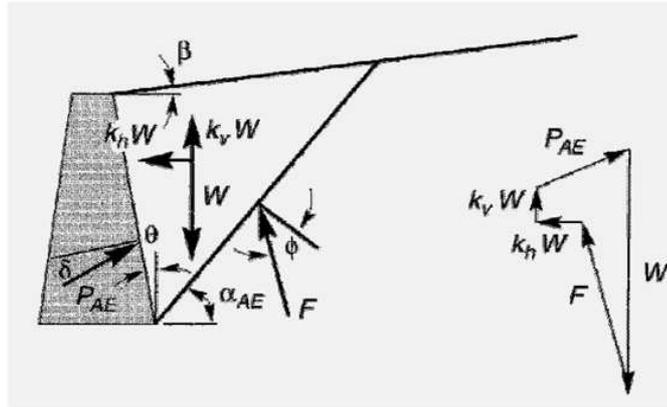
Riferendosi alla classica valutazione cinematica della spinta delle terre a tergo di opere di sostegno di Coulomb (1776), Okabe (1926) e Mononobe e Matsuo (1929) hanno sviluppato una metodologia di calcolo della spinta delle terre in condizioni sismiche (cosiddetto metodo pseudo-statico) che da tempo rappresenta un punto di riferimento consolidato nella letteratura scientifica specialistica. Con le ipotesi di terreno granulare asciutto, piano campagna regolare (orizzontale o inclinato), e spostamenti sufficienti a raggiungere una condizione limite attiva, la spinta complessiva in condizioni sismiche si ottiene dall'equilibrio delle forze sul cuneo di terreno spingente ottenuto aggiungendo alle azioni geotecniche gli effetti sismici inerziali. In Figura L è mostrato il modello di riferimento per l'analisi di Mononobe-Okabe.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

Dove:

$$K_h = a_h / g \quad K_v = a_v / g$$

$$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$$



$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad \text{per } \phi - \beta \geq \psi$$

Figura L Equilibrio delle forze sul cuneo attivo a nell'analisi di Mononobe-Okabe e relazioni di calcolo utilizzate.

### A.1.2. Azione sismica di Wood

Alcune strutture di sostegno, particolarmente vincolate, non hanno la possibilità di mobilitare la resistenza del terreno a tergo non consentendo il raggiungimento dello stato limite attivo. Cade quindi l'ipotesi fondamentale di Coulomb sulla determinazione delle spinte statiche e diventa di conseguenza inutilizzabile il modello di Mononobe-Okabe per la valutazione della spinta in condizioni sismiche.

Wood (1973) analizza la risposta di un terreno omogeneo elastico intrappolato tra due pareti rigide (Figura LI) che non possono ruotare, una condizione analoga alle strutture di sostegno che non ammettono spostamenti.

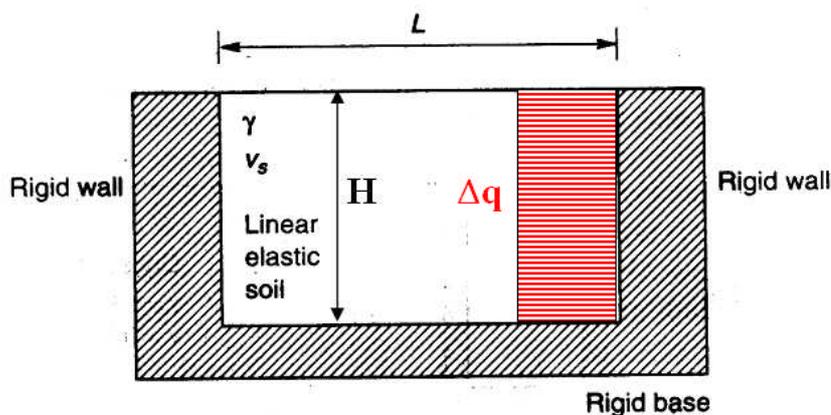


Figura LI Geometria del muro nel modello di Wood (1973).

Le analisi sperimentali su tavola vibrante permettono a Wood di osservare un'amplificazione dinamica pressochè assente alle basse frequenze (determinanti nel definire la spinta). In sostanza quindi l'incremento di spinta sismica può essere assunto con un andamento rettangolare, indipendente dalla profondità. Il valore dell'incremento di spinta sismico può essere assunto pari a:

$$\Delta q = \gamma H K_R F_p$$

dove, oltre ai dati noti,  $F_p$  rappresenta un coefficiente compreso tra 0 e 1,1 (nei casi pratici usualmente assunto pari ad 1) funzione della geometria del muro e del coefficiente di Poisson.

## A.2. ANALISI DELLE OPERE

Le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte il software **Bulcad**.

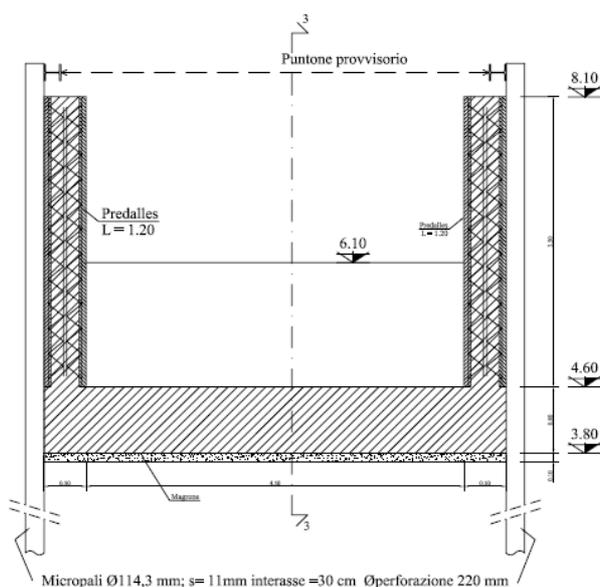
In alcuni casi è stato necessario verificare le diverse sezioni sia nella loro configurazione provvisoria, sia nella loro configurazione finale. Le analisi in condizioni sismiche sono state eseguite per la sola configurazione finale.

### A.2.1. Modelli geotecnici Torrente Farota

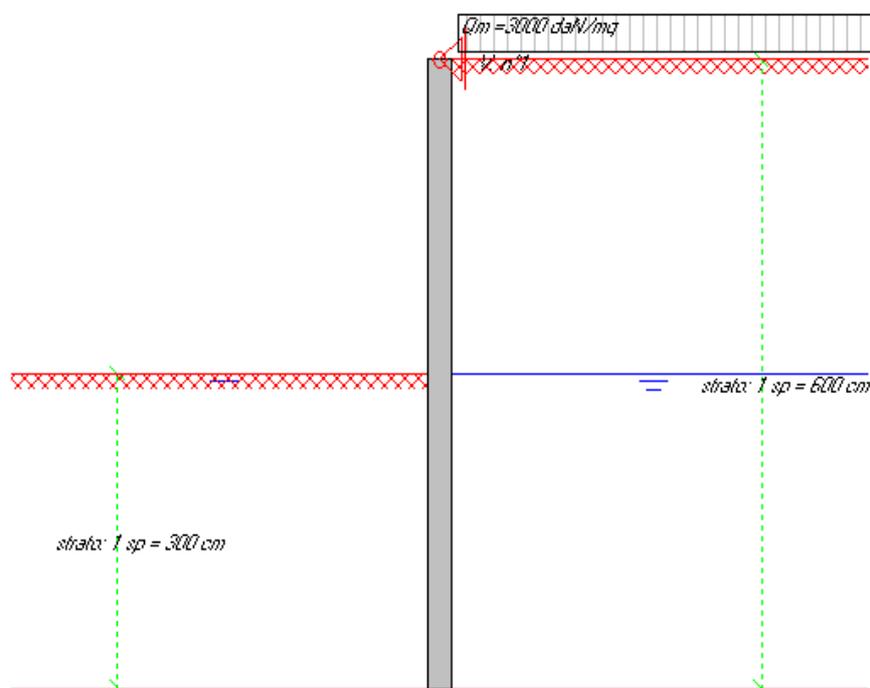
#### A.2.1.1. Sezione B

Per il tratto del Torrente Farota, che viene individuato con la sezione tipologica B, è necessario prevedere l'esecuzione di opere provvisorie per il sostegno dello scavo, prima della realizzazione delle opere definitive. Tale configurazione provvisoria risulta comunque particolarmente delicata, in considerazione della vicinanza degli edifici e della conseguente necessità di indurre un campo di spostamenti quanto più limitato possibile (vedi immagini di Figura XLVI e Figura XLVII).

Va pertanto preso in considerazione un primo modello di riferimento che riguarda tale configurazione provvisoria, nella quale si intende sostenere lo scavo con un'opera costituita da micropali puntonati in testa con puntoni provvisori, permettendo così le operazioni di messa in opera della struttura finale costituita da uno scatolare ad "U".



**Figura LII** Torrente Farota - Sezione B



**Figura LIII:** Modello di calcolo utilizzato per configurazione provvisoria della sezione B del Torrente Farota

Caratteristiche salienti del tratto :

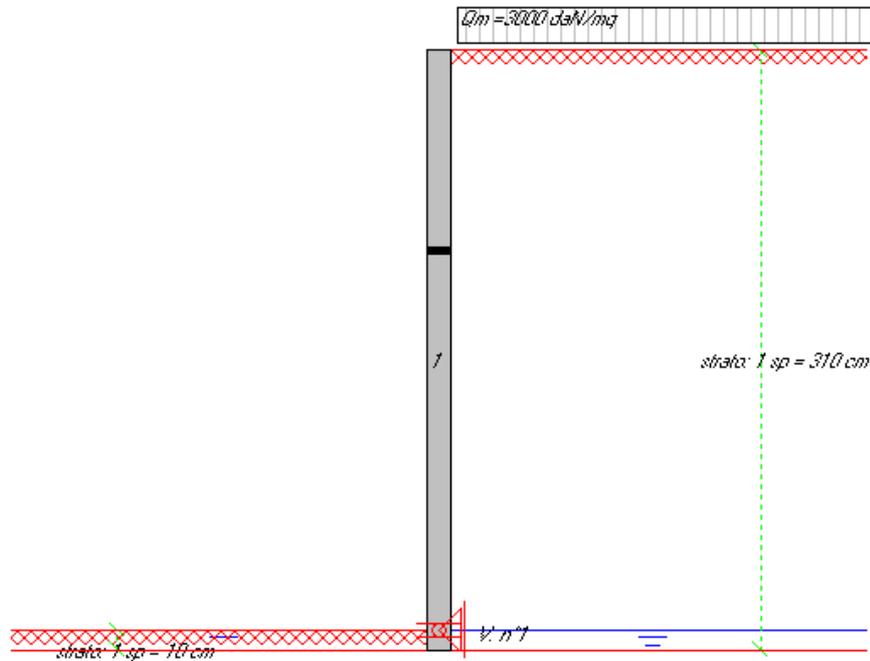
- profondità di riferimento di fondo alveo 3,00 m da p.c.
- sovraccarico a monte (permanente = abitazioni) 30 kPa
- Pali di piccolo diametro di lunghezza 6m, dal diametro di 114,3 mm (diametro di perforazione 220 mm), spessore = 11mm, disposti ad interasse 30 cm;
- Puntoni in acciaio (con interasse da scegliere in base sforzo assiale derivante dai calcoli e fornito al metro lineare)

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	v (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$ (°)
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

La configurazione finale della sezione B prevede la realizzazione di uno scatolare ad U con pareti laterali dello spessore di 50 cm ed un solettone di fondo dello spessore di 80 cm.

Lo schema statico di calcolo è il seguente:



**Figura LIV:** Modello di calcolo utilizzato per configurazione finale della sezione B del Torrente Farota

Caratteristiche salienti del tratto :

- profondità di riferimento di fondo alveo 3,00 m da p.c.
- sovraccarico a monte (permanente = abitazioni) 30 kPa
- Parete in c.a. di 50 cm
- Solettone di base da 80 cm (con fusione di puntone alla base= vincolo)

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$ (°)
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

## A.2.1.2. Sezione C

La sezione tipologica, definita come sezione C, individua il tratto del Torrente Farota in corrispondenza dell'intersezione con la strada SS114. Anche in questo caso si è resa necessaria l'analisi di due diverse configurazioni di calcolo: una nella quale l'opera, costituita da pali di lunghezza 12 m, diametro 80 cm ed interasse 1m, risulta puntinata in testa grazie all'impalcato, l'altra configurazione (quella finale) che possiede un ulteriore puntone alla base costituito dallo scatolare ad "U".

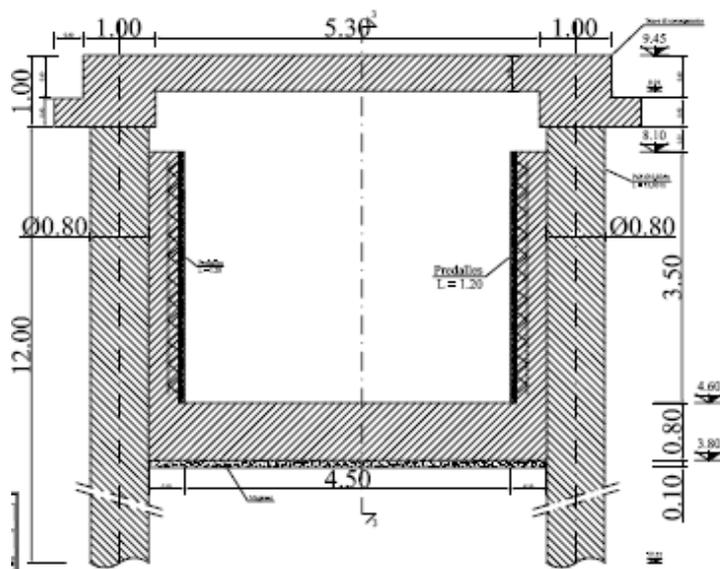
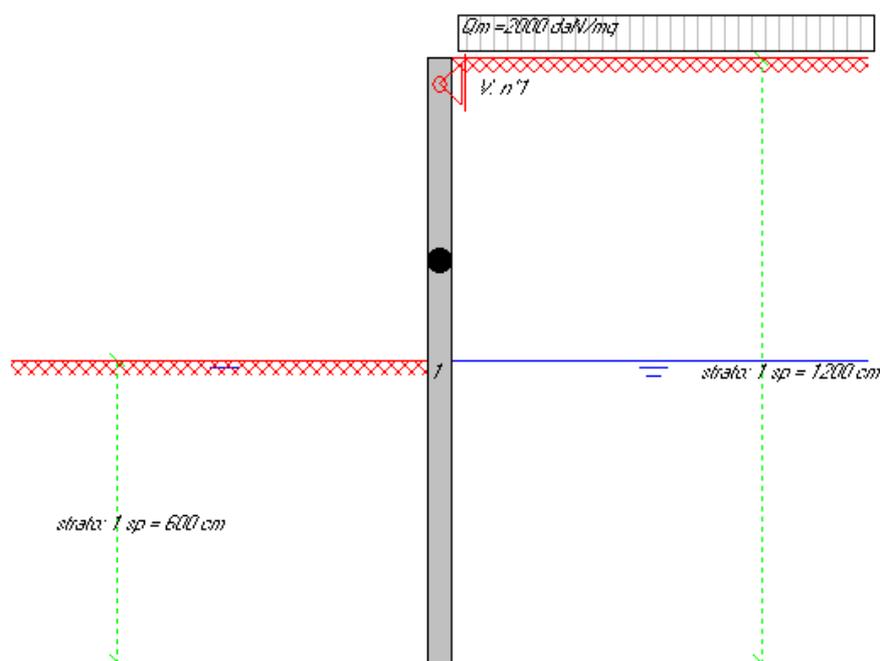


Figura LV Torrente Farota - Sezione C



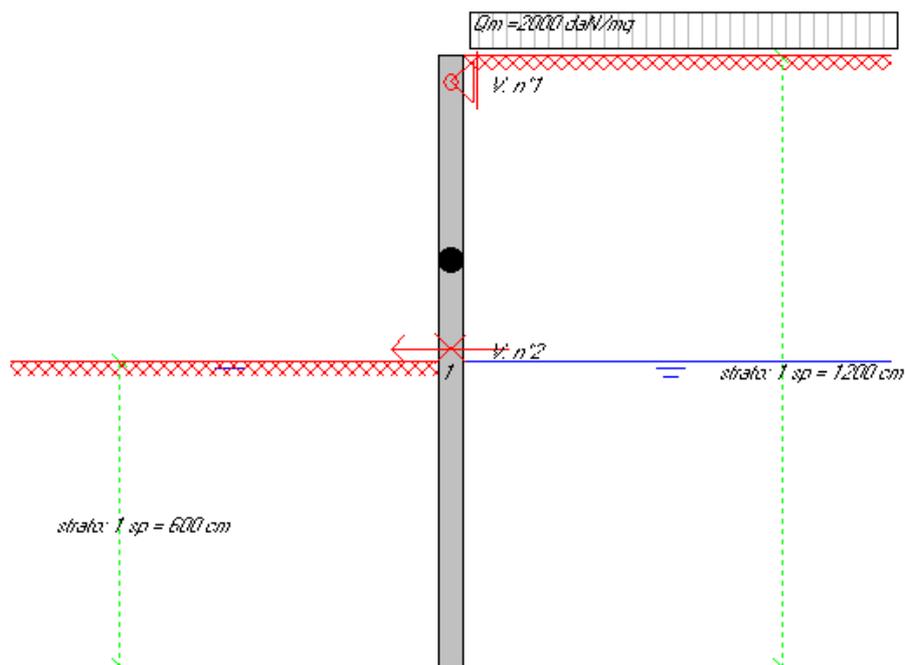
**Figura LVI:** Modello di calcolo utilizzato per configurazione provvisoria della sezione C del Torrente Farota

- Caratteristiche salienti del tratto :
- profondità di riferimento di fondo alveo 6,00 m da p.c.
  - sovraccarico a monte (variabile= strada) 20 kPa
  - Pali di diametro  $\phi$  80 cm, lunghezza 12 m, interasse 1m
  - Puntone in testa costituito da impalcato ponte (= vincolo)

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	v (-)	c <sub>k</sub> ' (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}} (°)$
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

### 9.1.1.1



**Figura LVII:** Modello di calcolo utilizzato per configurazione finale della sezione C del Torrente Farota

Caratteristiche salienti del tratto :

- profondità di riferimento di fondo alveo 6,00 m da p.c.
- sovraccarico a monte (variabile= strada) 20 kPa
- Pali di diametro  $\phi$  80 cm, lunghezza 12 m, interasse 1m

- Puntone in testa costituito da impalcato ponte (= vincolo)
- Puntone alla base costituito dallo scatolare (= vincolo cinematico coincidente con lo spostamento accumulato nella configurazione provvisoria)

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	v (-)	c <sub>k</sub> ' (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$ (°)
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

## A.2.2. Risultati analisi Torrente Farota

Nel seguito si riportano i principali risultati delle analisi numeriche svolte in condizioni statiche SLE e SLU e in condizioni sismiche SLV.

### A.2.2.1. Sezione B

Tabella A.2.2.1-1 Risultati delle analisi per la sezione B – Torrente Farota

		Condizione statica SLU		Condizione sismica SLV		Condizione statica SLE
		SLU11	SLU12	Pseu.stat (Mononobe Okabe)	Pseu.stat (Wood)	
Configurazione provvisoria	M (kNm/m)	31,4	42,2	-	-	24,12
	T (kN/m) sul vincolo in testa	27	32	-	-	21
	spostamento (cm)	-	-	-	-	1,2
Configurazione finale	M (kNm/m)	89,4	73,9	191	254	68,8
	T (kN/m) sul vincolo alla base	65	52	119	96	49
	spostamento (cm)	-	-	-	-	0,04

Nelle analisi della configurazione finale della sezione B viene trascurato il contributo modesto fornito dai soli micropali (oramai non più puntonati).

## A.2.2.2. Sezione C

Tabella A.2.2.2-1 Risultati delle analisi per la sezione C – Torrente Farota

		Condizione statica SLU		Condizione sismica SLV		Condizione statica SLE
		SLU11	SLU12	Pseu.stat (Mononobe Okabe)	Pseu.stat (Wood)	
Configurazione provvisoria	M (kNm/m)	222,36	255,49	-	-	165,42
	T (kN/m) sul vincolo in testa	90	96	-	-	66
	spostamento (cm)	-	-	-	-	0,4
Configurazione finale	M (kNm/m)	-	-	226,34	254,9	-
	T (kN/m) sul vincolo in testa	-	-	130	154	-
	T (kN/m) sul vincolo alla base	-	-	119	148	-

La configurazione finale aggiunge alla configurazione provvisoria della sezione C un ulteriore vincolo alla base costituito dallo scatolare ad U; per tale motivo non si riportano i risultati delle analisi statiche della configurazione finale, in quanto la stessa è sicuramente migliorativa rispetto a quella provvisoria già verificata in precedenza.

## A.2.3. Modelli geotecnici Torrente Guidari

### A.2.3.1. Sezione B

La sezione tipologica, definita come sezione B, individua il tratto del Torrente Guidari a monte della strada SS114. La costruzione della nuova sezione avviene in due fasi: realizzazione di paratie di pali ai due lati, puntonate provvisoriamente in sommità, quindi scavo della sezione fino al fondale di progetto e realizzazione di un puntone discontinuo al piede con travi 80x80. In questo modo il fondo dell'alveo rimane permeabile, protetto da gabbionate.

SEZIONE TIPICA  
Scala 1:25

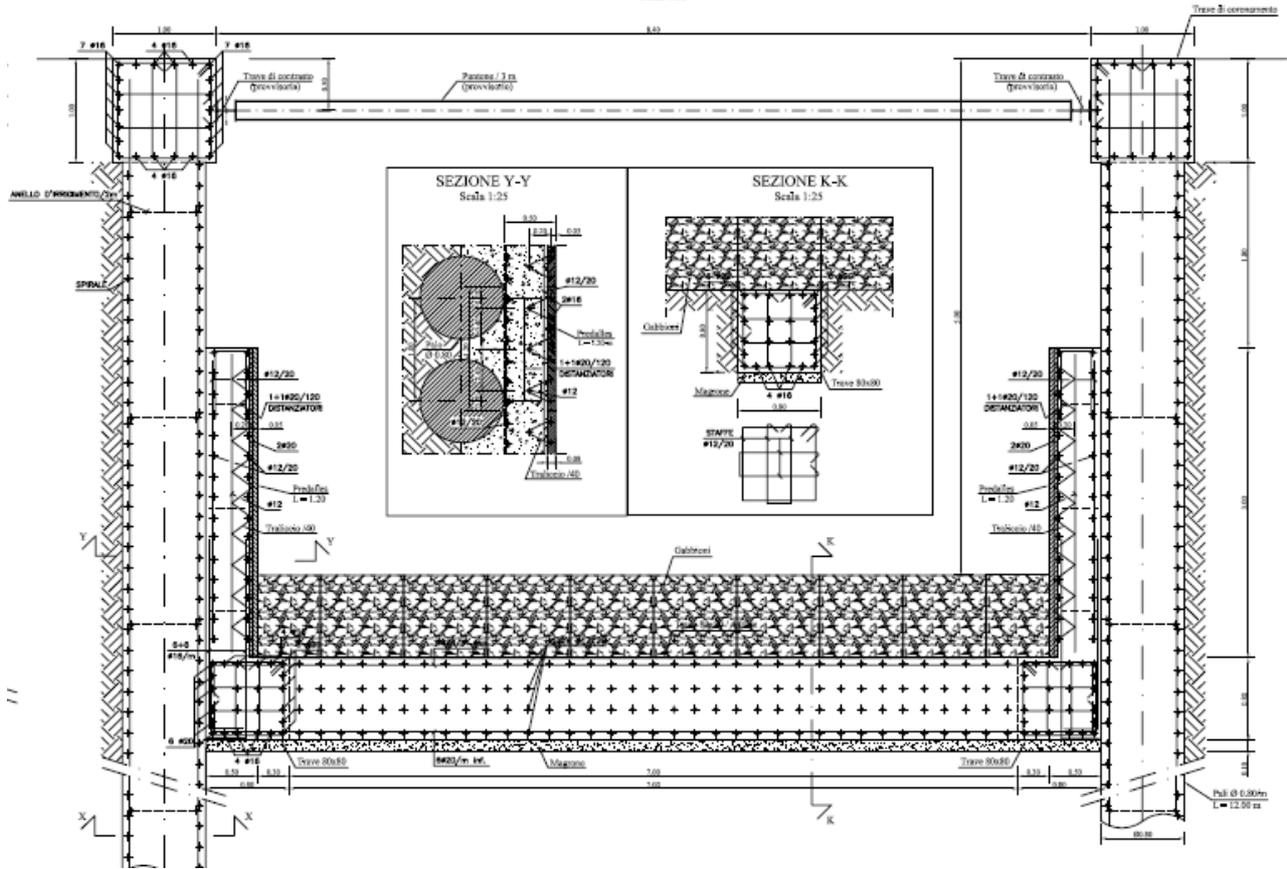
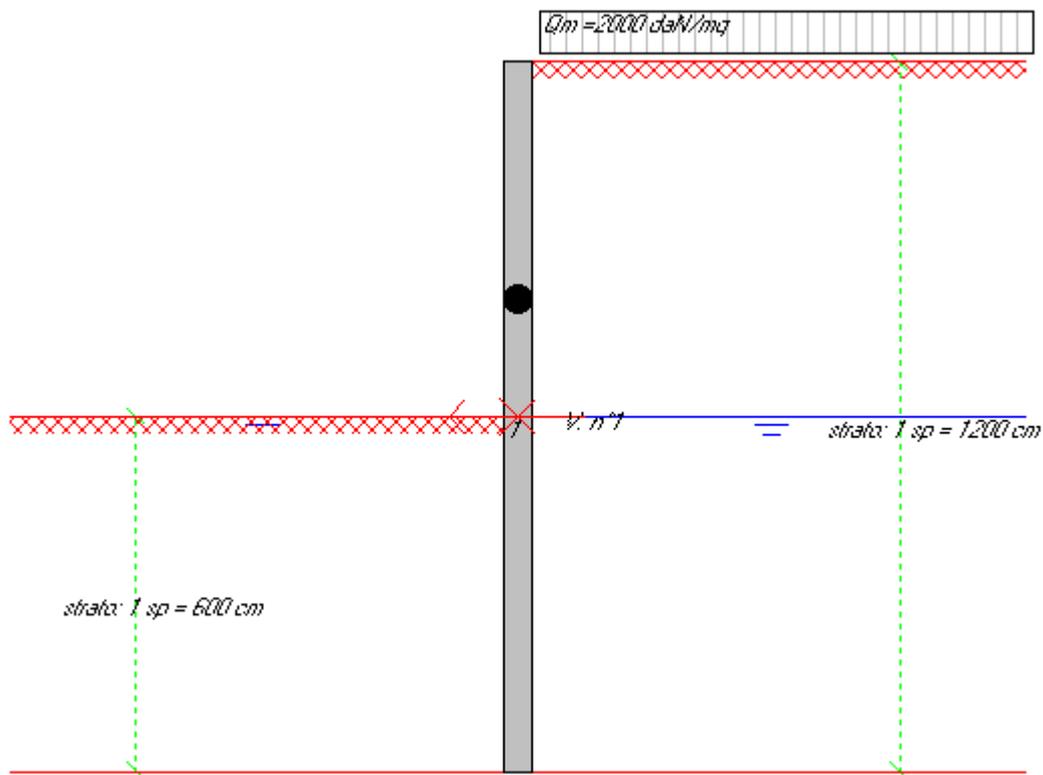


Figura LVIII Torrente Guidari - Sezione B



**Figura LIX:** Modello di calcolo utilizzato per sezione B del Torrente Guidari  
 Caratteristiche salienti del tratto:

- dislivello terreno di riferimento 6,00 m;
- sovraccarico a monte (variabile= strada) 20 kPa
- Pali di diametro  $\phi$  80 cm, lunghezza 12 m, interasse 1m
- Puntone in testa in fase provvisoria e alla base in condizioni definitive.

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$ (°)
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

### 9.1.1.2

## A.2.3.2. Sezione C

Anche lungo il Torrente Guidari si rileva la necessità di sostenere gli scavi nel tratto in cui si interseca la strada SS114. Così come il Torrente Farota sono state analizzate due diverse

configurazioni di calcolo; per le verifiche geotecniche la situazione della sezione C del Torrente Guidari (vedi Figura LX) è del tutto analoga a quella della sezione C del Torrente Farota (vedi Figura LV).

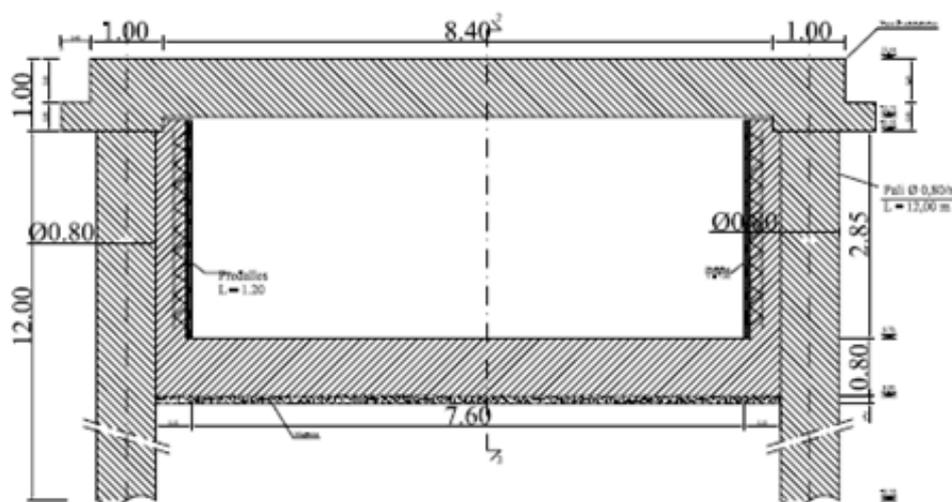


Figura LX Torrente Guidari - Sezione C

## A.2.4. Risultati analisi Torrente Guidari

Nel seguito si riportano i principali risultati delle analisi numeriche svolte in condizioni statiche SLE e SLU e in condizioni sismiche SLV.

### A.2.4.1. Sezione B

Tabella A.2.4.1-1 Risultati delle analisi per la sezione B – Torrente Guidari

		Condizione statica SLU		Condizione sismica SLV	Condizione statica SLE
		SLU11	SLU12	Pseu.stat (Mononobe Okabe)	
Configurazione finale	M (kNm/m)	341	340	588	250
	T (kN/m) sul vincolo alla base	133	132	253	98
	spostamento (cm)	-	-	-	1,50

## **A.2.4.2. Sezione C**

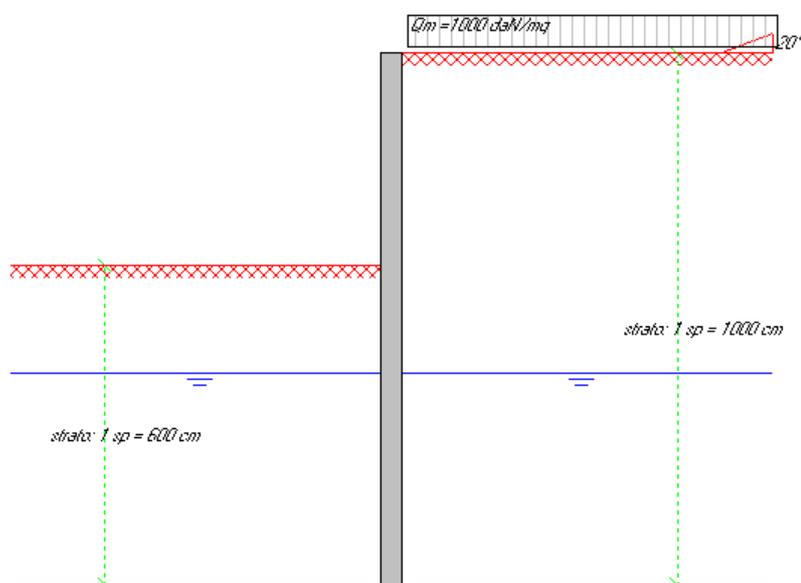
In relazione alle verifiche geotecniche i risultati della sezione C del Torrente Guidari coincidono con i risultati della sezione C del Torrente Farota, in quanto gli schemi statici di riferimento sono i medesimi: paratia di pali con vincolo in testa (fornito dall'impalcato) per la configurazione provvisoria, paratia di pali con vincolo in testa (fornito dall'impalcato) e vincolo cinematico alla base (coincidente con lo spostamento accumulato nella configurazione provvisoria) per la configurazione finale. I risultati in termini di sollecitazioni sulle strutture di sostegno sono i medesimi.

**Tabella A.2.4.2-1** Risultati delle analisi per la sezione C – Torrente Guidari

		Condizione statica SLU		Condizione sismica SLV		Condizione statica SLE
		SLU11	SLU12	Pseu.stat (Mononobe Okabe)	Pseu.stat (Wood)	
Configurazione provvisoria	M (kNm/m)	222,36	255,49	-	-	165,42
	T (kN/m) sul vincolo in testa	90	96	-	-	66
	spostamento (cm)	-	-	-	-	0,4
Configurazione finale	M (kNm/m)	-	-	226,34	254,9	-
	T (kN/m) sul vincolo in testa	-	-	130	154	-
	T (kN/m) sul vincolo alla base	-	-	119	148	-
	spostamento (cm)	-	-	-	-	-

### A.2.5. Modello geotecnico del muro perimetrale dei piazzali

L'area di cantiere è delimitata verso ovest dalla linea ferroviaria. La realizzazione dei piazzali a quota +2,20 m comporta la riprofilatura della morfologia esistente che sul confine con l'area di pertinenza ferroviaria si trova a quote superiori. Il dislivello massimo, tra lo stato attuale e quello di progetto, è di 4 m. Si ritiene opportuno sostenere tale scavo tramite un palancolato metallico con profilo AZ18 di lunghezza pari a 10 m.



**Figura LXI:** Modello di calcolo utilizzato per muro perimetrale piazzali

Caratteristiche salienti del tratto :

- altezza di scavo 4,00 m da p.c.
- sovraccarico a monte 10 kPa
- Palancole AZ18 di lunghezza 10 m

I terreni coinvolti dall'opera presentano i seguenti parametri geotecnici:

		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kN/m <sup>2</sup> )	v (-)	c <sub>k</sub> ' (kPa)	$\varphi_k'$ (°)	$\frac{\varphi_k'}{\gamma_{M(A2)}} (°)$
	Strato 1 S+G	19,50	35000	0,30	-	34	28,4

## A.2.6. Risultati del muro perimetrale dei piazzali

In Tabella A.2.6-1 sono presentati i risultati delle analisi in condizioni statiche e sismiche.

**Tabella A.2.6-1** Risultati delle analisi per muro perimetrale

		Condizione statica SLU		Condizione sismica SLV	Condizione statica SLE
		SLU11	SLU12	Pseu.stat (Mononobe Okabe)	
Configurazione definitiva	M (kNm/m)	234	287	480	157
	T (kN/m)	92	111	228	64
	spostamento (cm)	-	-	-	5.25