



COMUNE DI ORTONA

Titolo progetto

**"COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL
PORTO DI ORTONA"**
APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO
DIGA SUD
CIG 7822604907 CUP D74B16000360001

Soggetto attuatore



**Azienda Regionale
Attività Produttive**

Via Nazionale SS 602 km 51+355, Centro Direzionale 2°
Piano - 65012 Villanova di Cepagatti (PE)
C.F. 91127340684 - P.I. 02083310686
arapabruzzo@pec.it - vasto@arapabruzzo.it

**DIPARTIMENTO LAVORI &
MANUTENZIONI - DL**
Resp: Ing. Nicola BERNABEO

**RESPONSABILE UNICO DEL
PROCEDIMENTO**
Arch. Sergio PEPE

IL GRUPPO DI LAVORO

Ing. Tommaso IMPICCIATORE
Arch. Lorenzo DI GIROLAMO
Geologo Mattia IPPOLITO

Data	12/08/2023	2	3	0	0	4	D	T	0	0	3	-	0	G	E	O
------	------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Fase progettuale

- PROGETTO DEFINITIVO -

Titolo elaborato

**B.02
RELAZIONE GEOTECNICA**

Raggruppamento temporaneo di professionisti

Mandataria



MODIMAR s.r.l. Via Monte Zebio 40 00195 Roma
06.3269461 - www.modimar.it

Prof. Ing. Alberto NOLI
Dott. Ing. Paolo CONTINI
Prof. Ing. Paolo DE GIROLAMO
Dott. Ing. Giancarlo MILANA
Dott. Ing. Alessia CURATOLO
Dott. Ing. Giuseppe VELLA
Dott. Ing. Valerio TRULLI

Mandanti

Giovane Professionista
Dott. Ing. Myrta CASTELLINO
Geologo
Dott. Geol. Nicola TULLO



Azienda Regionale Attività Produttive

D.L. – DIPARTIMENTO LAVORI & MANUTENZIONI

DL2 – Servizio lavori Pubblici

**Completamento interventi sul porto di Ortona (approfondimento
dragaggio, prolungamento diga sud)**

CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907

PROGETTO DEFINITIVO

B.02 - Relazione Geotecnica

PROGETTAZIONE:



MODIMAR S.r.l.
VIA MONTE ZEBIO, 40 ROMA

Dott. Ing. Myrta CASTELLINO

ROMA

Dott. Geol. Nicola TULLO

ATESSA (CH)

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Indice

Capitolo 1	Premesse	2
Capitolo 2	Descrizione delle opere	3
	2.1 Prolungamento diga Sud.....	3
	2.2 Resecuzione ex molo Nord	6
Capitolo 3	Indagini disponibili e costituzione del sottosuolo	7
	3.1 Indagini eseguite.....	7
	3.2 Lineamenti geologici, geomorfologici e stratigrafici del territorio	9
	3.3 Schemi stratigrafici di riferimento.....	9
Capitolo 4	Caratteristiche geotecniche dei terreni	11
	4.1 Depositi sabbiosi di fondale B1.....	12
	4.2 Complesso sabbioso-pelitico B2	13
	4.3 Limi sabbiosi e sabbie limose argillose grigio azzurre - Unità C1.....	14
	4.4 Materiali di riempimento e di costruzione	19
	4.5 Parametri geotecnici di riferimento.....	20
Capitolo 5	Aspetti sismici.....	21
	5.1 Azioni sismiche di progetto	21
	5.2 Categoria sismica di sottosuolo	23
	5.3 Stabilità sismica del sito di costruzione	24
Capitolo 6	Problematiche geotecniche.....	30
Capitolo 7	Verifiche di stabilità opere a gettata	31
	7.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite.....	31
	7.2 Verifiche di stabilità resecuzione ex Molo Nord.....	33
	7.3 Verifiche di stabilità globali del Prolungamento Molo Sud	35
Capitolo 8	Previsione dei cedimenti diga Sud.....	36
	8.1 Analisi dei cedimenti	36
	8.2 Risultati ottenuti.....	38
Capitolo 9	Allegati di calcolo.....	43
	9.1 Modelli geotecnici di calcolo.....	43
	9.2 Verifiche di stabilità globale	46

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Capitolo 1 Premesse

Una parte qualificante del nuovo assetto del Porto di Ortona prevede il definitivo prolungamento del Molo sud per dare una maggiore protezione alle banchine portuali dagli eventi di moto ondoso provenienti dal settore di Levante. Un allargamento del canale di accesso mediante resecazione e riprofilatura dell'attuale ex Molo Nord si rende contestualmente necessario.

Scopo della presente Relazione è quello di inquadrare le principali problematiche geotecniche e verificare la compatibilità dell'opera con le condizioni di stabilità, sicurezza e funzionalità dei diversi manufatti.

Le nuove opere si inseriscono in un quadro geologico sicuramente articolato quale è la fascia costiera di Ortona, ma nell'insieme ben studiato in quanto supportato dai risultati di una specifica e mirata campagna di indagini stratigrafiche e geotecniche recentemente eseguita, oltre che da dati ed informazioni relative anche ad opere già realizzate in passato.

Per quanto riguarda le opere marittime comprese nel presente progetto, in particolare, queste ricadono in un comprensorio direttamente interessato da alcuni specifici interventi complementari quali, in tempi recenti, il nuovo molo foraneo nord a difesa del porto, già realizzato, e la rettifica della Banchina di Riva, su cui è previsto un ulteriormente intervento di potenziamento attualmente in fase di progettazione. Ciò ha consentito di disporre di pertinenti dati stratigrafici e geotecnici a suo tempo specificatamente raccolti ed elaborati.

Nello spirito del lavoro, alla mirata campagna di specifiche indagini complementari e di verifica recentemente eseguita è stato comunque affidato un fondamentale carattere di doveroso definitivo controllo e verifica e di eventuale ottimizzazione di dimensionamento delle soluzioni e degli interventi preliminarmente proposti.

Tale procedura ha consentito di disporre nei tempi opportuni di dati utili e congruenti e, in tale ambito, l'importante esperienza maturata dal gruppo di lavoro Geotecnico nella progettazione degli interventi di consolidamento e adeguamento funzionale della limitrofa Banchina di Riva è risultata importante nella elaborazione delle prove, interpretazione delle stesse e nella scelta dei parametri di progetto.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018. Si rimanda infine alla specifica relazione di calcolo per la definizione delle rispettive azioni ed il dimensionamento idraulico delle opere a gettata.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Capitolo 2 Descrizione delle opere

Come noto, gli interventi previsti si inseriscono in un più ampio ed organico programma di revisione e potenziamento delle attività del Porto, già sottoposto in un recente passato ad imponenti programmi di trasformazione ed ampliamento.

Il progetto in esame prevede in particolare il prolungamento del molo sud del porto di Ortona al fine di offrire una maggiore protezione alle banchine portuali dagli eventi di moto ondoso provenienti dal settore di Levante. Contestualmente un allargamento del canale di accesso mediante resecazione e riprofilatura dell'attuale ex Molo Nord si rende contestualmente necessario.

2.1 Prolungamento della diga Sud

Il prolungamento della diga Sud è realizzato con la tradizionale tipologia a scogliera tracimabile, senza muro paraonde; tale soluzione risulta particolarmente adatta a terreni di fondazione che presentano anche modeste caratteristiche geotecniche. L'opera a gettata infatti è in grado di assorbire i cedimenti anche importanti dovuti agli assestamenti sia del corpo diga (che si esauriranno durante la realizzazione dell'opera) che del terreno di imbasamento; dal punto di vista idraulico-marittimo, le scogliere sia in massi naturali che artificiali sono in grado di assorbire gran parte dell'energia del moto ondoso incidente, limitandone la sua riflessione e quindi l'agitazione interna portuale.

La nuova scogliera è radicata alla testata del molo sud esistente, sviluppandosi per una lunghezza di circa 780 m, secondo una linea spezzata di cui il primo tratto lungo 730 m ha una direzione ENE (65°N), mentre gli ultimi 50 m hanno una direzione NE con fondali massimi di circa - 10.50 m. s.l.m.

Il prolungamento della diga Sud (Figura 2-1) è costituito nel seguente modo:

- primi 450 m dal radicamento (tratto A - Figura 2-2):
 - mantellata in massi naturali in doppio strato con pezzatura 3-7 t e pendenza 1 a 2, con la quota di sommità posta +4.00 m s.l.m.;
 - berma al piede della mantellata di massi naturali di 2° categoria e con quota e larghezza di sommità rispettivamente pari a -6.90 m s.l.m. e di 3.20 m.
 - uno strato filtro, disposto in doppio strato e costituito da massi naturali di 1° categoria (300-700 kg).
- Successivi 280 m (tratto B - Figura 2-3):
 - mantellata in massi artificiali prefabbricati in singolo strato tipo accropodi; il volume di ciascun elemento è pari a 8.0 m³ per il lato interno e di 4.0 m³ per quello esterno con pendenza 3 a 4, e con la quota di sommità posta +4.68 m s.l.m.;
 - berma al piede per sostenere la mantellata costituita da massi naturali di 2° categoria in doppio strato e con larghezza di sommità pari a 3.80 m.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

- due strati filtro, ciascuno disposto in doppio strato e costituiti da massi naturali di pezzatura 1-3 t lato porto e 0.5 -1.0 t lato mare per lo strato più esterno e di 1° categoria per quello più interno.
- Ultimi 50 m (tratto di testata - Figura 2-4 e Figura 2-5):
 - mantellata in massi artificiali prefabbricati in singolo strato tipo accropodi; il volume di ciascun elemento è pari a 10.0 m³ per il lato interno ed esterno con pendenza 3 a 4, e con la quota di sommità posta +5.28 m s.l.m.;
 - berma al piede per sostenere la mantellata costituita da massi naturali di 2° categoria in doppio strato e con larghezza di sommità pari a 3.80 m.
 - due strati filtro, ciascuno disposto in doppio strato e costituiti da massi naturali di pezzatura 2-4 t per lo strato più esterno e di 1° categoria per quello più interno.

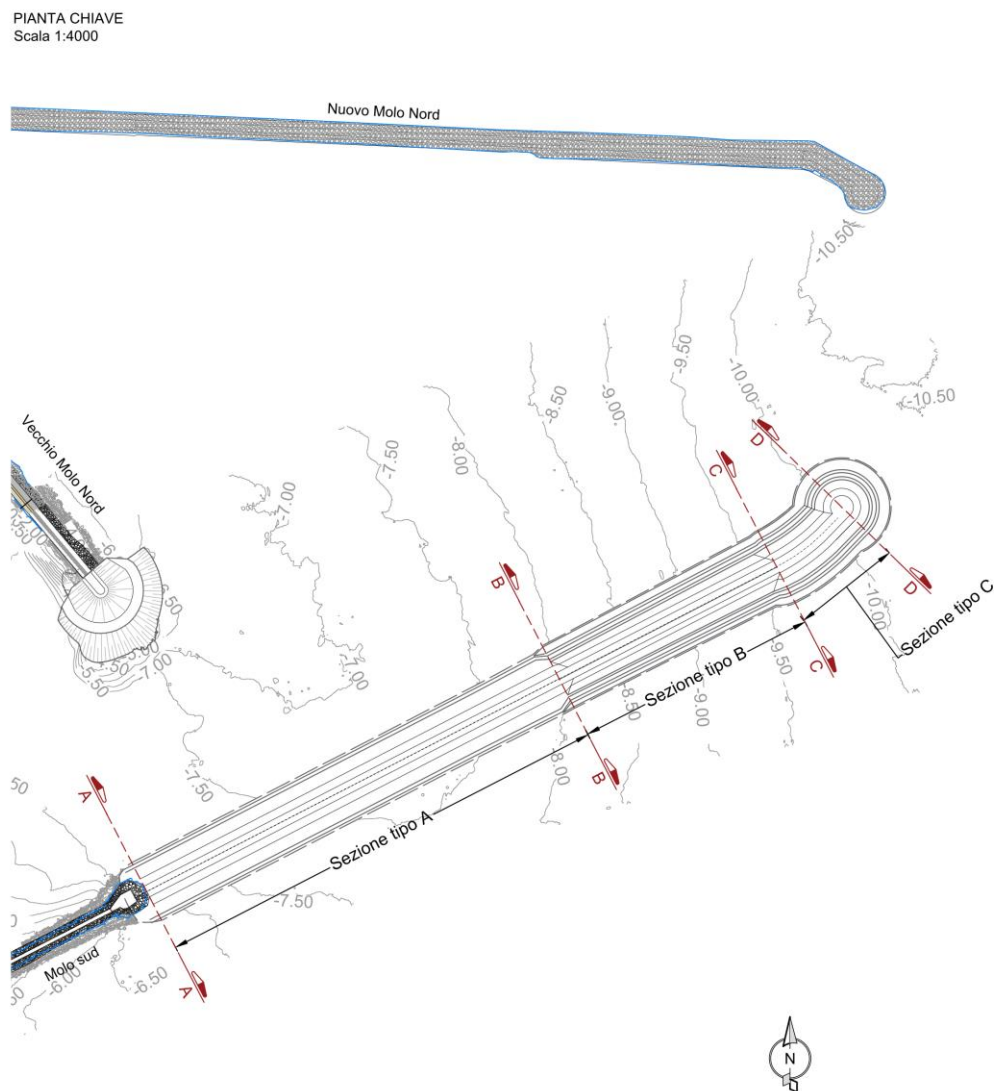


Figura 2-1 – Planimetria delle sezioni per il prolungamento della Diga Foranea Sud

Le sezioni tipologiche sono riportate nelle figure seguenti.

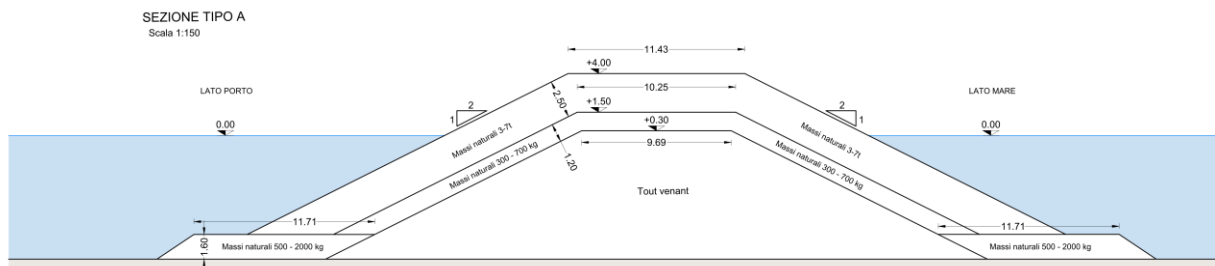


Figura 2-2 – Sezione tipo A del Prolungamento della Diga Foranea Sud

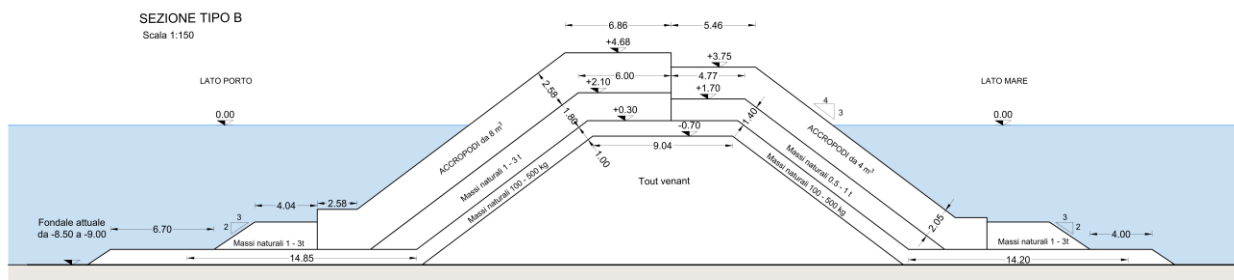


Figura 2-3 – Sezione tipo B del Prolungamento della Diga Foranea Sud

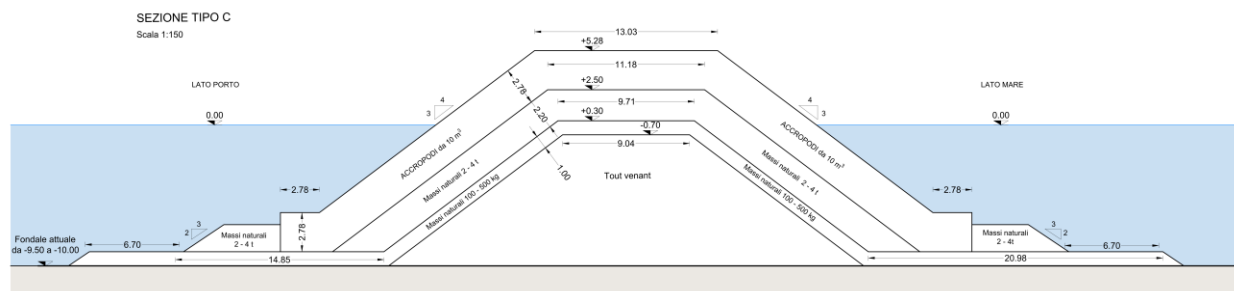


Figura 2-4 – Sezione tipo C del Prolungamento della Diga Foranea Sud

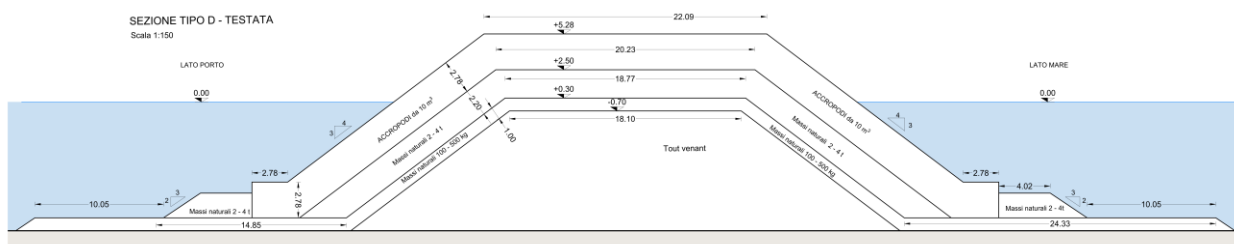


Figura 2-5 – Sezione tipo D del Prolungamento della Diga Foranea Sud

Le principali lavorazioni previste possono essere così riassunte:

- salpamento degli elementi di mantellata (massi artificiali parallelepipedi) presenti nella testata del molo attuale, con la contestuale riprofilatura degli strati inferiori in massi naturali;
- costruzione della nuova diga con versamento di tout-venant di cava a partire dall'attuale testata e successiva sistemazione del pietrame con la funzione di strato filtro; posa in opera della mantellata di protezione, posta con una inclinazione di 2/1 nel tratto iniziale

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA				
		23	004	DR	003	0

e di 4/3 nei tratti seguenti. La mantella è costituita da un doppio strato di massi naturali nel tratto iniziale e da massi prefabbricati di calcestruzzo tipo accropodi (strato singolo) nella parte rimanente. Questi elementi artificiali sono di nuova prefabbricazione. Gli elementi salpati dalla testata esistente verranno utilizzati a riempimento del nucleo.

- realizzazione della testata di chiusura con la mantellata di protezione sempre in accropodi da 10 m³ e posti con una inclinazione di 4/3.

2.2 Resezione ex molo Nord

Per l'allargamento del canale di accesso si rende necessario il preventivo salpamento degli elementi di mantellata e lo scavo della testata dell'ex molo nord attuale su cui insiste la torre faro previo demolizione di un tratto di massiccio esistente. È successivamente previsto il dragaggio fino alla -8 m slm con contestuale riprofilatura del nucleo in tout-venant di cava mediante scarpata con pendenza 4/3.

La mantella di protezione è costituita da uno strato di massi di calcestruzzo di 5-8 mc mentre è previsto un doppio strato filtro, il primo più esterno costituito da massi 1-3 ton e quello a contatto con il nucleo esistente e i terreni di imposta, di peso 100-300 kg.

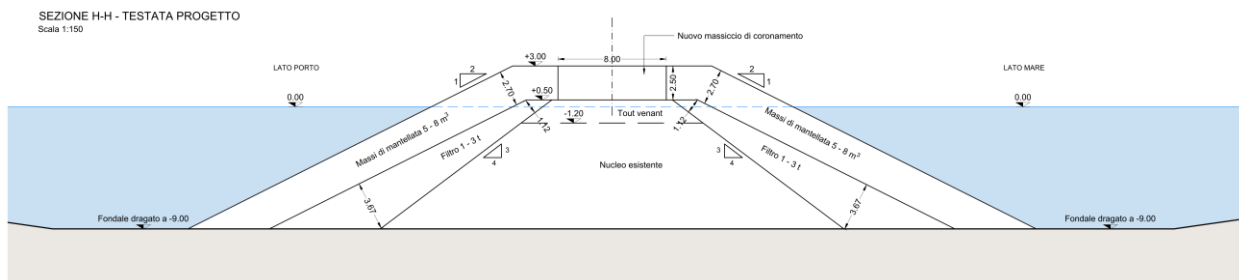


Figura 2-6 – Sezione tipo H della resecazione del vecchio Molo Nord

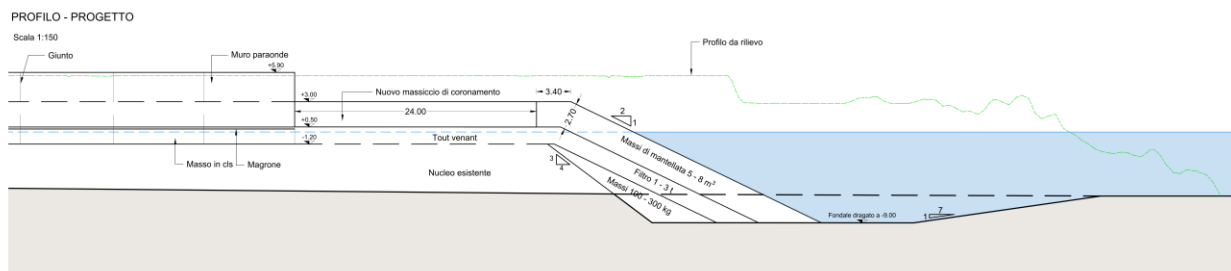


Figura 2-7 – Profilo longitudinale di progetto della resecazione del vecchio Molo Nord

Capitolo 3 Indagini disponibili e costituzione del sottosuolo

3.1 Indagini eseguite

Come accennato in premessa, le opere marittime comprese nel presente progetto ricadono nell'area portuale di Ortona interessata nel recente passato da diversi specifici interventi complementari quali, il nuovo molo nord e la rettifica della Banchina di Riva, su cui è previsto un ulteriormente intervento di potenziamento attualmente in fase di progettazione.

In particolare, si dispone di diverse campagne di indagine eseguite per diversi fini progettuali tra il 2004 e 2023.



Figura 3-1 – Ubicazione campagne di indagine 2004 e 2023

Una prima campagna di indagine, eseguita nel 2004 dalla società TecnoSoil s.n.c., in particolare, ha riguardato l'area di sedime del nuovo prolungamento del molo Nord completato nel 2010, e i fondali su cui verrà impostato il nuovo Molo Sud oggetto di intervento.

La campagna ha previsto l'esecuzione di n.10 sondaggi meccanici a carotaggio continuo eseguiti tutti a mare, in particolare n.5 in corrispondenza del nuovo molo Nord (S1-S5) di lunghezza variabile circa 7 e 25 m, n. 1 in corrispondenza del vecchio molo Nord (S6) di lunghezza 18 m e i restanti n.4 in corrispondenza del prolungamento della Diga Foranea Sud (S7-S10) di lunghezza compresa tra 18 e 25 m. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate n.42 prove SPT in foro e prelevati n.34 campioni indisturbati (di cui n.6 rimaneggiati) su cui sono state effettuate, oltre alle usuali prove di identificazione e classifica, prove di compressione triassiale del tipo UU, prove di taglio diretto e di compressione edometrica.

A supporto dell'attuale Progetto Definitivo, le indagini sono state integrate ed estese sulla base di due sondaggi meccanici a carotaggio continuo di lunghezza pari a 30 m eseguiti nel 2023 dalla

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

ditta Terra Drilling Technology srl di Pescara. I nuovi sondaggi, opportunamente disposti nella parte terminale del Molo Sud e del vecchio Molo Nord, hanno consentito di completare ed estrapolare all'intero complesso delle opere in progetto il quadro stratigrafico di riferimento.

In fase di perforazione sono state effettuate n.9 prove SPT in foro e prelevati n.8 campioni (di cui n.3 rimaneggiati) successivamente sottoposti a specifiche prove geotecniche di laboratorio consistenti in prove di identificazione e classificazione (peso, parametri indice, contenuto d'acqua per i campioni indisturbati e granulometrie per i campioni rimaneggiati) e prove di caratterizzazione meccanica tipo triassiali TxUU e taglio diretto solo sui campioni indisturbati. I sondaggi sono stati infine attrezzati a prove sismiche del tipo Down-Hole per una classificazione sismica del sottosuolo.

L'ubicazione delle indagini eseguite tra il 2004 e 2023 è riportata in Figura 3-1. Per le stratigrafie dei sondaggi, insieme ai dettagli ed i risultati delle prove geotecniche di laboratorio si rinvia ai corrispondenti Rapporti Tecnici allegati alla Relazione Geologica di progetto a firma del Dott. Tullo.

Per una migliore caratterizzazione geotecnica dei terreni sono stati utilmente impiegati i dati forniti dalle campagne di indagini eseguite lungo la retrostante Banchina di Riva a terra, eseguite in due fasi tra il 2004 e il 2023 dalla società TecnoSoil. La seconda campagna è consistita nell'esecuzione di n.6 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, di cui n.4 (SM1, SM2, SM3 e SM4) di lunghezza 35 m eseguiti direttamente sulla banchina e n.2 sondaggi (ST1 e ST2) di lunghezza 30 m in corrispondenza dei piazzali retrostanti ad una distanza trasversale di circa 30 m.



LEGENDA
 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo
 Prova penetrometrica dinamica DPSH
 Stendimento indagine sismica a rifrazione

Figura 3-2 – Ubicazione indagini 2023 a supporto della progettazione degli interventi di consolidamento e potenziamento della Banchina di Riva

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

3.2 Lineamenti geologici, geomorfologici e stratigrafici del territorio

Considerata la accertata complessità geologica e stratigrafica della zona, si ritiene utile richiamarne preliminarmente i caratteri generali al fine di meglio correlare ed estrapolare tra loro i dati puntuali delle indagini specifiche.

Come più compiutamente illustrato nella specifica Relazione Geologica di progetto a firma del Dott. Geol. Tullo, il complesso geologico di base che fa da riferimento all'intera zona è quello dei Flysch della Laga profondi sul quale sono sovrapposti potenti complessi sedimentari di origine ed età diversa.

Direttamente sovrapposti ai termini basali si ritrovano i sedimenti marini appartenenti alle cosiddette associazioni "sabbioso-pelitica" e "pelitico-sabbiosa" plio-pleistoceniche del Bacino periadriatico. Queste sono costituite da variegati strati e banchi di terreni prevalentemente sabbioso-limosi e limosi-sabbiosi intercalati da livelli di limi argillosi consistenti argillosi passanti in profondità a limi argillosi a consistenza elevata a luoghi marnosa di colore grigio-azzurro, a stratificazione indistinta e solo localmente evidenziata da sottili livelli di sabbie limose di colore grigio.

I contatti tra i diversi complessi non sono sempre di semplice interpretazione a causa delle complesse vicende geologiche e tettoniche verificatesi nell'area che hanno determinato uno sprofondamento dell'intero settore, denominata "Bacino di Pescara", con il risultato che le formazioni marine, pur presentando caratteristiche abbastanza omogenee, sono caratterizzate da numerose eteropie e differenti situazioni deposizionali per cui sono possibili significative variazioni di costituzione tra siti posti anche a breve distanza tra loro.

La successione in esame è chiusa da depositi quaternari continentali associati alla regressione marina emiliana a composizione variabile tra quella delle sabbie limose con inclusi ghiaiose e delle sabbie ghiaiose.

Sul fondale marino sono presenti, infine, depositi recenti costituiti prevalentemente da sabbie di colore giallo-ocra da poco a mediamente addensate di modesto spessore.

3.3 Schemi stratigrafici di riferimento

In particolare, ai fini applicativi del presente progetto, il substrato di riferimento è costituito dai sedimenti pelitici della formazione "pelitico-sabbiosa" costituiti da variegati strati e banchi di terreni prevalentemente limosi-sabbiosi intercalati da livelli di limi argillosi consistenti ("Limi sabbiosi argillosi e sabbie limose argillose grigi" - "Unità C1").

Al di sopra dei limi sabbiosi argillosi si rinvencono i depositi marini sabbiosi-limosi di colore grigio-scuro e, infine, quelli sabbiosi recenti.

Dal punto di vista litologico, i primi sono costituiti da sabbie limose di colore grigio-scuro con resti di bivalvi e frustoli vegetali riconducibili alla associazione pleistocenica "sabbioso-pelitica" ("Unità B2"), generalmente da addensate a molto addensate anche in considerazione di un più o meno marcato grado di sovraconsolidazione legato alla storia geologica del complesso.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

In generale, come è possibile osservare dall'ampia mole di dati a disposizione, l'organizzazione dei diversi strati risulta piuttosto complessa e fortemente condizionata soprattutto dalla paleomorfologia della formazione "pelitico-sabbiosa" di substrato.

I termini più superficiali sono infine costituiti da sabbie prevalentemente monogranulari ("Depositi sabbiosi recenti di fondale" - "Unità B1") generalmente da poco a mediamente addensate, presenti con spessori compresi per lo più tra circa 1.80 e 3.00 m, localmente fino a 4.00 m nella zona del molo nord, che completano la successione tipica dell'area a mare.

Gli schemi stratigrafici di riferimento riportati nella Relazione Geologica a cui corrispondono le unità precedentemente definite sono rappresentati in Figura 3-3.

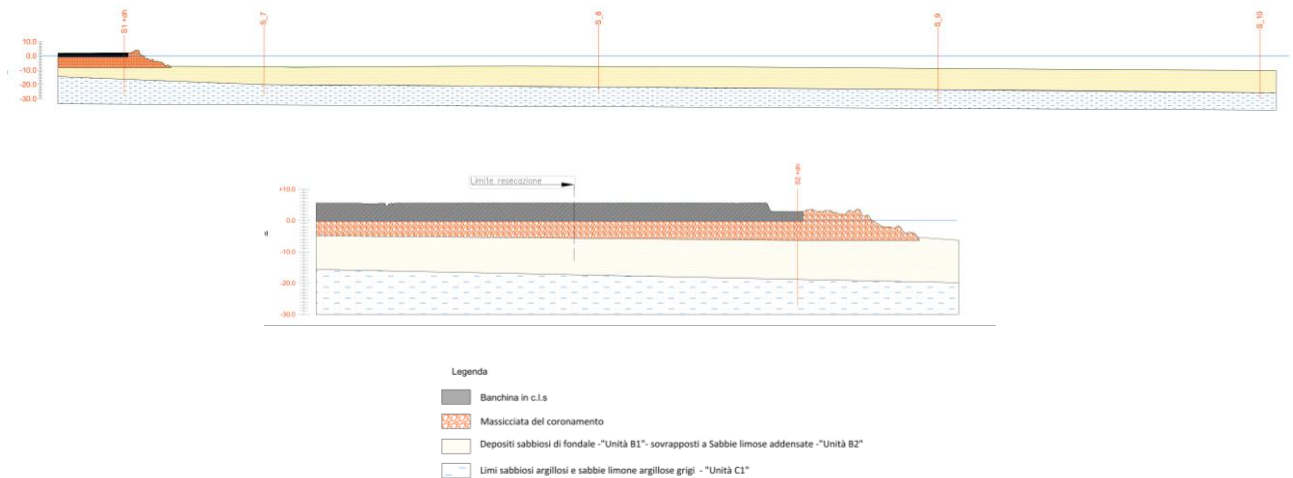


Figura 3-3 – Schemi stratigrafici di riferimento nuovo Molo Sud (in alto) e testata ex molo Nord

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Capitolo 4 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Gli esiti delle prove geotecniche eseguite sui campioni dei diversi terreni sono stati sistematicamente raccolti ed elaborati al fine di meglio tarare i modelli di comportamento da utilizzare nelle analisi. A tal fine le diverse prove reperite nel più ampio comprensorio portuale sono state riferite alle unità geotecniche precedentemente assunte che, per costituzione e comportamento atteso, possono essere ricondotte alle seguenti classi:

- a) *terreni a comportamento prevalentemente granulare*, riconducibili ai depositi sabbiosi di fondale (unità B1) ed alle sabbie limose sottostanti (Unità B2);
- b) *terreni "misti"* costituiti da alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose e livelli argillosi - Unità dei "limi sabbiosi argillosi" (Unità C1).

Completano il quadro i materiali impiegati per la realizzazione del nucleo e delle mantellate di protezione delle opere foranee esistenti e di nuova realizzazione (serie unità A).

In generale, i campioni di terreno sottoposti a prove di laboratorio appartengono prevalentemente ai livelli "coesivi" a grana fina più facilmente campionabili in modo indisturbato, e presenti nel complesso C1. Un significativo numero di prove prevalentemente di classificazione su campioni rimaneggiati ha inoltre riguardato i depositi sabbioso-limosi marini B1 e B2.

Per i valori di resistenza al taglio in condizioni drenate (c' , φ') dei termini riconducibili all'Unità C1 si è fatto riferimento all'interpretazione delle numerose prove di laboratorio (taglio diretto e triassiali del tipo Tx-UU e Tx-CIU) disponibili, mentre la caratterizzazione dei termini granulari è stata essenzialmente basata sulla interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT disponibili, utilizzando correlazioni di carattere empirico che legano i valori del numero di colpi per "piede di avanzamento", N_{SPT} , ai parametri geotecnici.

Per i termini C1 si dispone degli esiti di alcune prove edometriche che hanno permesso una stima del grado di sovraconsolidazione OCR mediante la nota costruzione di Casagrande.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni prevalentemente granulari è stata essenzialmente basata sulla interpretazione delle numerose prove penetrometriche dinamiche in foro tipo SPT e continue tipo DPSH eseguite, utilizzando correlazioni di carattere empirico che legano i valori del numero di colpi per "piede di avanzamento", N_{SPT} , ai parametri geotecnici, in funzione della classificazione granulometrica ottenuta dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati.

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato impiegato il noto metodo di correlazione indiretta proposto da Schmertmann (1978) riferita al caso di sabbie fini limose:

$$\varphi' = 28 + D_R \times 0,14$$

che fornisce il valore di φ'_p a partire dal valore di densità relativa D_R .

Quest'ultima è stata stimata con la formula di Skempton, mediante la nota formulazione:

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

$$D_R(\%) = 100 \times \left(\frac{N'_{SPT}}{A + B \times \sigma'_v} \right)^2$$

dove A e B sono costanti empiriche variabili tra $A=27.5 \div 43.3$ e $B=21.7 \div 27.5$ (sabbie fini NC/OC) e σ'_v (espresso in kg/cm^2) il valore della tensione verticale efficace alla profondità di prova. I valori di φ' ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante la nota correlazione diretta di Hatanaka e Uchida:

$$\varphi' = 17 + \sqrt{20 \times N_{78}}$$

Nella caratterizzazione geotecnica, nell'ambito del complesso stratigrafico prevalentemente sabbioso B2, sono stati inoltre distinti i terreni presenti in profondità a partire dal fondale marino esistente da quelli individuati al di sotto della diga esistente che, per effetto del maggiore confinamento offerto, presentano inevitabilmente migliori caratteristiche meccaniche.

Per la stima dei parametri di compressibilità dalle prove SPT si è fatto riferimento alle note correlazioni proposte da Jamiolkowski (1988)

$$E'_{25}(MPa) = (52.5 - 35 \times Dr) \times N_{SPT}/10 \text{ (terreni OC)}$$

$$E'_{25}(MPa) = (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT}/10 \text{ (terreni NC)}$$

dove E'_{25} rappresenta il modulo secante ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%.

In quanto segue, per ciascuna unità geotecnica vengono definiti i parametri geotecnici di riferimento da assumere per le successive analisi.

4.1 Depositi sabbiosi di fondale B1

Nell'ambito del complesso dei "depositi sabbiosi di fondale" superficiali B1 ricadono le sabbie da prevalentemente monogranulari a debolmente limose, generalmente da poco a mediamente addensate, che ricoprono la serie dei depositi pleistocenici (B2 e C1).

Come accennato gli spessori, ancorché modesti, sono risultati variabili lungo il nuovo allineamento del Molo Sud dove risultano compresi per lo più tra circa 2 e 3 metri.

I relativi valori del peso dell'unità di volume sottofalda γ_{sat} variano ragionevolmente tra 18.0 kN/m^3 e 19.0 kN/m^3 .

Le prove SPT a mare hanno fornito valori di N_{SPT} equivalenti pari a 3-20 colpi su piede di avanzamento. A tali valori, utilizzando note correlazioni empiriche competono valori del grado di addensamento D_R compresi tra circa il 20-30% fino al 40-45%, ad indice di uno stato di addensamento da medio-basso a medio.

Per quanto riguarda i parametri meccanici, le correlazioni impiegate forniscono valori di φ' variabili in un ampio range compresi tra $\varphi' = 29-34^\circ$, mentre il modulo di deformabilità E' , sia pure localmente più elevato, può essere ragionevolmente assunto compreso tra 2.5 e 5.0 MPa.

Sulla base di quanto esposto, a tali terreni possono essere cautelativamente attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici di riferimento iniziali: $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kN/m}^2$; $\varphi' = 30^\circ$; $E=3.0 \text{ MPa}$.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

4.2 Complesso sabbioso-pelitico B2

In questo complesso ricadono i sedimenti sabbioso-limosi su cui è direttamente impostata la diga in cui è stato eseguito il maggior numero di prove geotecniche sia in sito, ed è pertanto quello di maggiore interesse applicativo.

Dal punto di vista granulometrico si tratta di sabbie limose di origine marina, generalmente da addensate a molto addensate, contraddistinte da valori di densità relativa D_R nell'ordine del 70-80%. A conferma dello stato di naturale preconsolidazione collegato alla storia geologica del complesso, i terreni individuati al di sotto della diga esistente nonostante il maggiore confinamento offerto, presentano un limitato miglioramento di caratteristiche meccaniche.

In particolare, in corrispondenza del settore oggetto di intervento, i sondaggi disponibili evidenziano spessori variabili tra circa 5 e 12 metri, mentre il tetto della formazione C1 sottostante si ritrova a profondità comprese tra circa 8 e 15 metri da fondale, tendenzialmente in aumento verso la testata.

Anche in questo caso la caratterizzazione geotecnica si è basata sull'interpretazione delle numerose prove in sito tipo SPT in funzione della composizione granulometrica ottenuta alle varie profondità di prelievo dei contestuali campioni rimaneggiati. Nelle interpretazioni il numero dei colpi è stato ridotto con la formula di Terzaghi in considerazione della apprezzabile frazione limosa riscontrata.

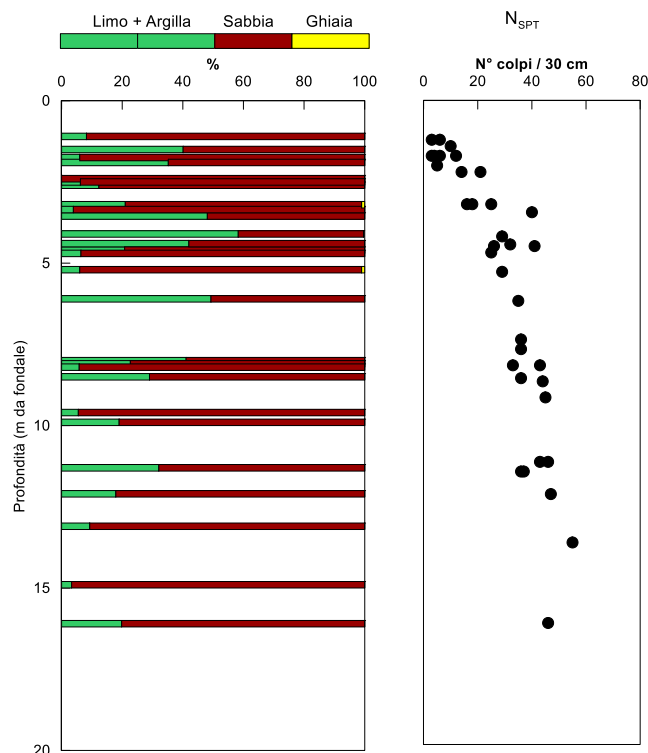


Figura 4-1 – Caratteristiche fisiche e risultati prove SPT – Unità B1 e B2

In particolare, il valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' è risultato compreso tra $\varphi' = 34$ e 38° , con valori superiori per quelli precaricati B2*.

Sulla base di tali considerazioni nelle successive modellazioni sono stati assunti come parametri di riferimento, un valore di $\varphi' = 34^\circ$ per i termini (B2) insistenti sui fondali e di $\varphi' = 36^\circ$ per quelli precaricati (B2*).

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA				
		23	004	DR	003	0

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità E' , le prove interpretate con i criteri precedentemente illustrati conducono alla seguente legge di variazione del modulo elastico E con la profondità:

$$E = E_{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}} \right)^m$$

con E_{ref} pari a 120 MPa con $m=0.5$. Ad ogni modo, considerata la presenza di livelli limosi variamente intercalati nel complesso, per una stima dei cedimenti si è ritenuto maggiormente rappresentativo considerare un valore del modulo $E'=50$ MPa costante con la profondità.

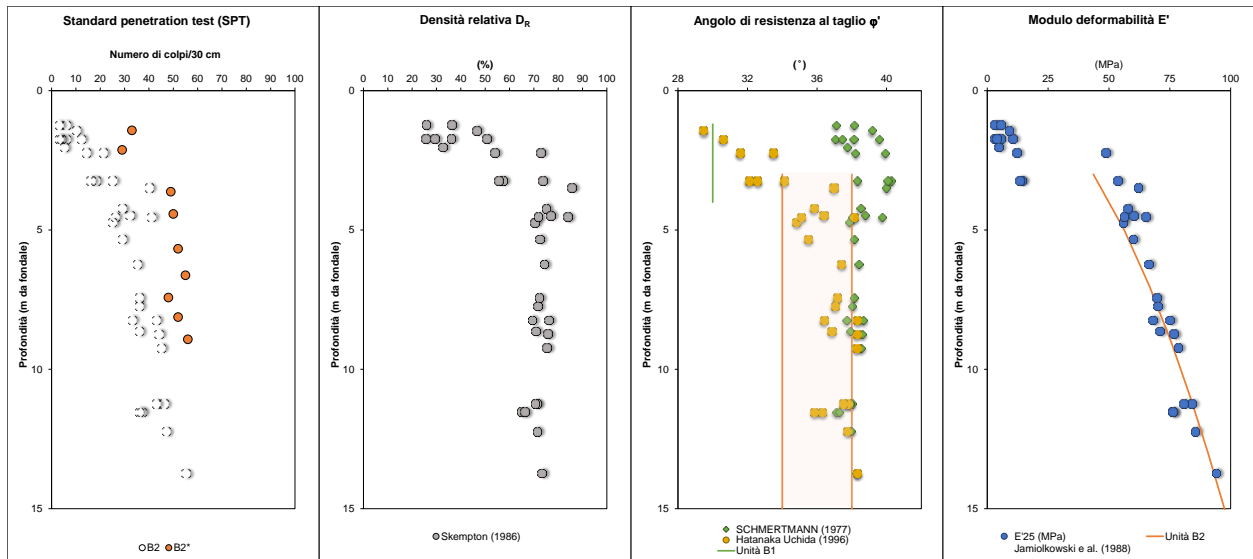


Figura 4-2 – Correlazioni prove SPT – Unità B1 e B2

Sulla base di quanto esposto, nell'ambito delle profondità di interesse ai termini sabbioso-limosi appartenenti al complesso delle "Depositi marini" B2 possono essere quindi attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici di riferimento: $\gamma=20.5$ kN/m³, $c' = 0$ kN/m², $\phi' = 34^\circ$, $E'=50$ MPa. Per quanto riguarda i terreni insistenti al di sotto dell'attuale molo nord possono essere attribuiti parametri di resistenza leggermente superiori: $\gamma=21$ kN/m³, $c' = 0$ kN/m², $\phi' = 36^\circ$.

4.3 Limi sabbiosi e sabbie limose argillose grigio azzurre - Unità C1

Da un punto di vista granulometrico si tratta di sabbie limose e limi sabbiosi con intercalati sottili strati di argilla. In generale tali terreni si riconoscono per valori di consistenza su carota mediante penetrometro tascabile generalmente compresi tra 1-2 kg/cm^q, valori influenzati dalla significativa frazione sabbiosa locale che li contraddistingue.

Tali terreni si contraddistinguono per una elevata consistenza/addensamento ben evidenziata dai valori di N_{SPT} che risultano compresi tra 30 e 50 colpi/30 cm.

I valori del peso per unità di volume γ del terreno in profondità sono risultati variabili e compresi tra i 20 e 21 kN/m³ circa, mediamente 20.5 kN/m³.

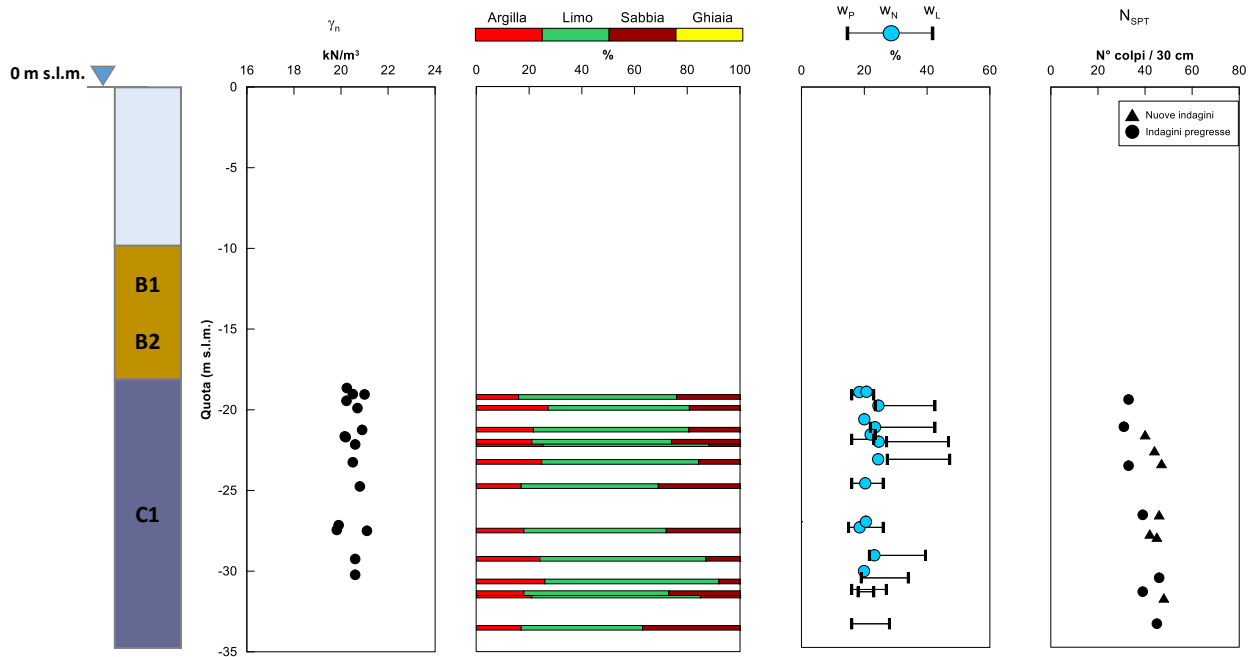


Figura 4-3 – Caratteristiche fisiche e meccaniche – Unità C1

Il comportamento atteso è quello tipico di terreni misti, come evidenza dalla carta di Casagrande che evidenzia una relazione tra composizione granulometrica e “plasticità”, confermata da una collocazione dei terreni in gran parte nell’ambito dei valori delle cosiddette “argille a medio-bassa plasticità” (classifica USCS: CL). L’attività è generalmente media-elevata.

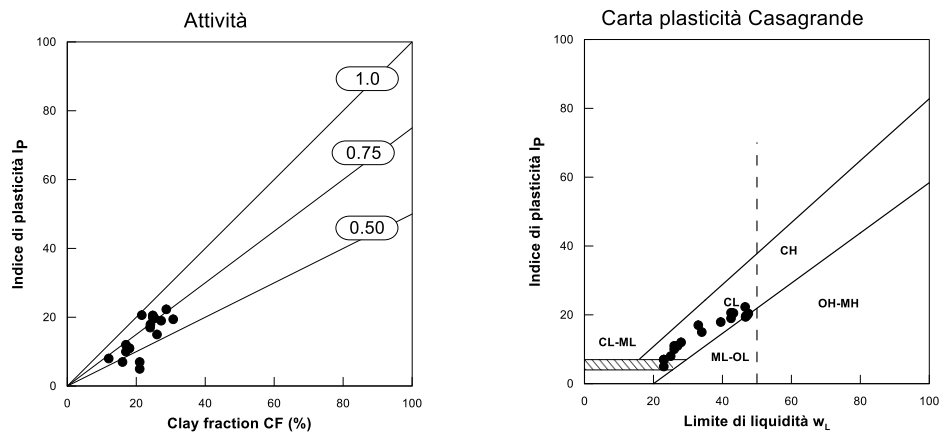


figura 4-4 – Carta di plasticità

I risultati ottenuti dalle prove di taglio diretto consolidate-drenate sono risultati sostanzialmente in buon accordo tra di loro ed hanno fornito i seguenti range di riferimento dei parametri di resistenza al taglio: $c'=5-20$ kPa e $\phi'=25-29^\circ$. Una prova triassiale Tx-CIU ha fornito parametri in linea: $c'=15$ kPa, $\phi'=29^\circ$. Nelle successive modellazioni sono stati quindi attribuiti valori dei parametri di resistenza al taglio sostanzialmente medi pari a: $c'=15$ kPa, $\phi'=26^\circ$. Alcune prove triassiali del tipo non consolidato non drenato Tx-UU hanno fornito valori di c_u nell’ordine di 100-150 kPa, in linea con i valori di pocket misurati su carota.

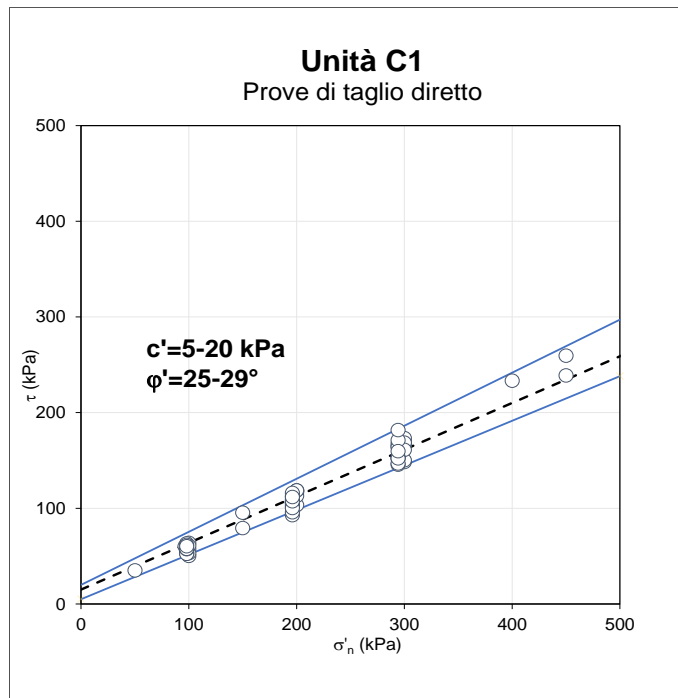


Figura 4-5 – Prove di taglio diretto– Unità C1

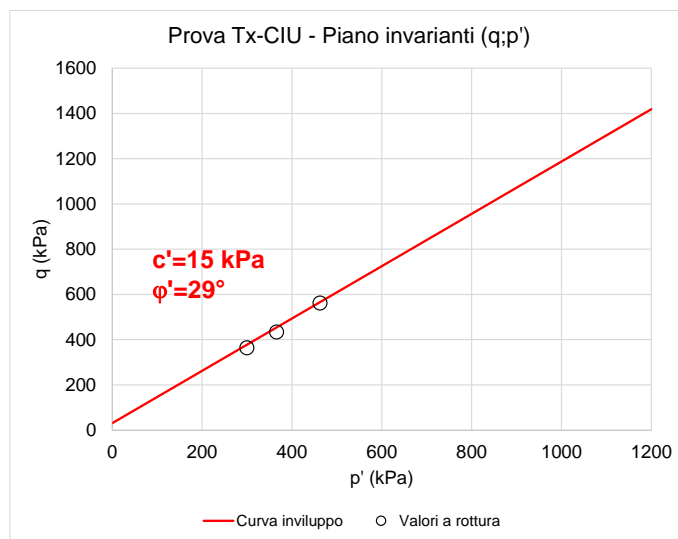


Figura 4-6 – Prova triassiale Tx-CIU – Unità C1

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Per quanto riguarda i parametri di compressibilità, considerata la particolare storia tensionale e vista la natura dei terreni, una indicazione del grado di sovraconsolidazione è fornita dalle curve cedimenti-carico, che opportunamente interpretate con la costruzione di Casagrande, forniscono valori della tensione di preconsolidazione generalmente compresa tra 200-250 kPa fino a 300-350 kPa.

Tali valori, a prescindere dal possibile disturbo subito dai campioni in fase di campionamento, sono ampiamente superiori alle tensioni litostatiche iniziali. In particolare, rapportando tali valori alla successione stratigrafica media ottenuta lungo il nuovo molo sud, deriverebbe un grado di sovraconsolidazione medio nell'ordine di 1.5-2.0 riferiti ad un fondale medio di -10 m s.l.m. ed a uno spessore medio dei termini sabbiosi-limosi di copertura compresi tra 8 e 12 m.

Considerato l'accertato stato di sovraconsolidazione del banco, è possibile fornire una stima ragionevole dei moduli elastici operativi da impiegare nelle analisi di previsione dei cedimenti a partire dai moduli iniziali a piccole deformazioni E_0 ricavati dal modulo di taglio G_0 stimato dalle prove sismiche attraverso la nota formulazione: $E_0 = 2 \times (1 + \nu') \times G_0$.

In particolare, in funzione delle deformazioni attese, il modulo elastico operativo E' può essere assunto pari a $E' = 1/10 \times E_0$. Sulla base di tali considerazioni, a partire dai valori di V_s ottenuti dalle prove down-hole compresi tra circa 350-400 m/s (Figura 4-7) è possibile attribuire un modulo operativo E pari a 75 MPa.

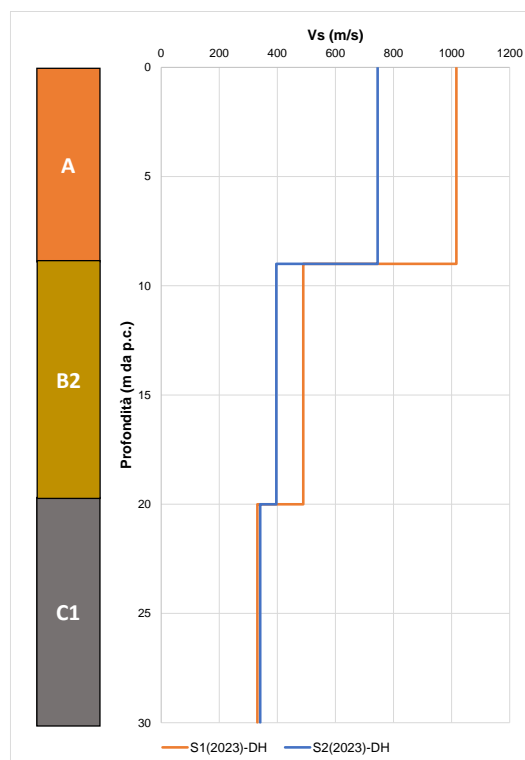


Figura 4-7 – Prove Down-Hole eseguite nei sondaggi S1 e S2 (Campagna d'indagine 2023)

Come ben evidenzia l'andamento delle curve $G/G_{MAX-\gamma_c}$ ottenute da alcune prove di colonna risonante eseguite su campioni prelevati lungo la banchina di Riva, si tratta di un valore in linea con l'elevata consistenza che contraddistingue tali materiali che durante le prove non hanno raggiunto una evidente soglia di deformazione volumetrica γ_v . L'analisi delle curve $G/G_{MAX-\gamma_c}$ consente inoltre di individuare entro certi limiti il valore della soglia di linearità, che individua

il limite del campo di deformazione entro il quale il comportamento del terreno può praticamente ritenersi elastico lineare ($G_{MAX}=G_0 \approx \text{cost.}$), in circa $\gamma_1 \approx 0.001\%$.

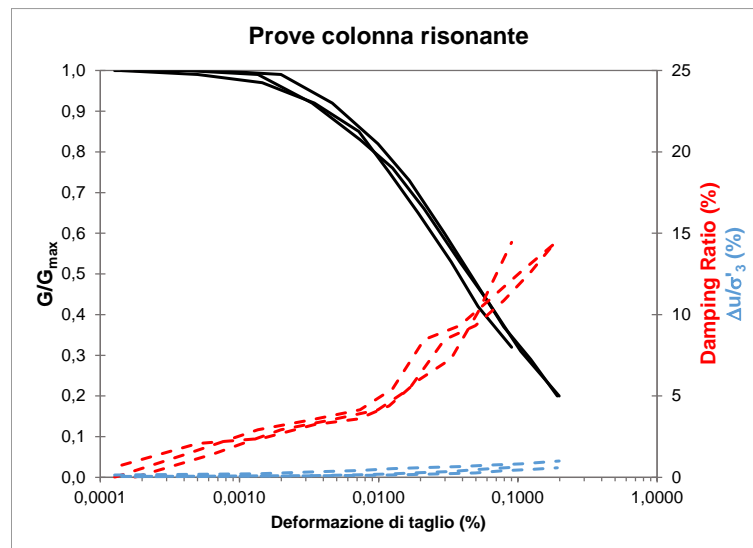


Figura 4-8 – Curve di decadimento $G/G_{MAX}-\gamma$ e damping ratio - Risultati a confronto prove RC

Tali valori risultano in linea e inferiori a quelli ottenuti dalle prove pressiometriche eseguite lungo la Banchina di riva che hanno fornito valori di pressione limite ($p_{lim} \approx 3500$ kPa) e del modulo elastico $E=E_{ur}$ in condizioni di scarico-ricarico compresi tra 100 e 150 MPa.

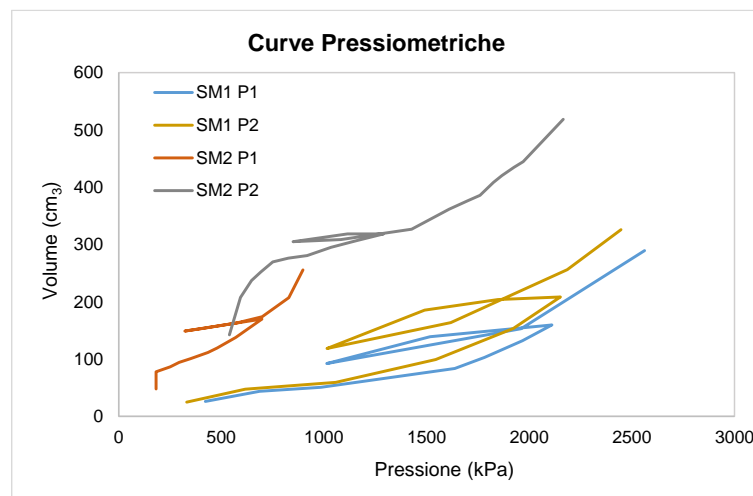


Figura 4-9 – Curve pressiometriche eseguite lungo la banchina di riva (campagna 2023)

Per completezza si riportano gli esiti delle prove edometriche da cui è risultato un coefficiente di compressibilità c_c compreso tra 0.15÷0.20. In particolare, per percorsi di carico superiori a quelli di progetto che comporterebbero condizioni di normalconsolidazione del banco, può essere adottata una legge di incremento con le tensioni del tipo:

$$E_{ed} = E_{ed,ref}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi' + \sigma'_1 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

in cui $E_{ed,ref}$ rappresenta il modulo edometrico di riferimento alla pressione $p_{ref}=100$ kPa risultato compreso tra circa 3.2 e 4.5 MPa ed “m” un parametro dipendente dalla litologia pari a 0.7.

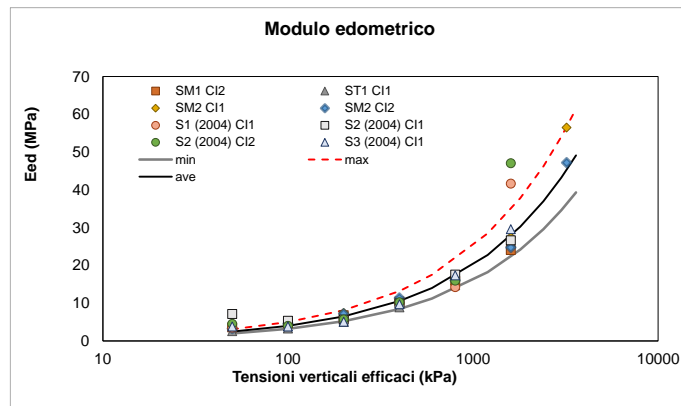


Figura 4-10 – Legge variazione del modulo edometrico – Unità C1

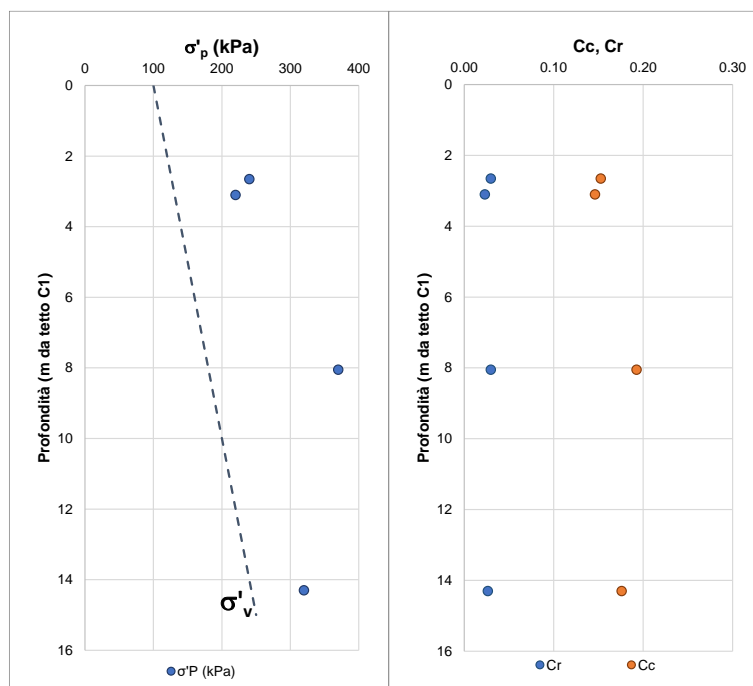


Figura 4-11 – Parametri di compressibilità – Unità C1

Infine per quanto riguarda le caratteristiche di consolidazione, il coefficiente di consolidazione ottenuto dalle prove edometriche varia tra $1.2 \cdot 10^{-6}$ e $3.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, in linea con i caratteri di composizione granulometrica dell'unità.

4.4 Materiali di riempimento e di costruzione

Per il nucleo della nuova diga foranea, in analogia a quello delle opere a gettata esistenti, è previsto l'impiego di materiale inerte di buone caratteristiche, riconducibile a quelle di un tout-venant di cava, cui possono essere attribuiti i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume $\gamma_{\text{sat}} \approx 20.5 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c'=0$, angolo di resistenza al taglio $\phi'=40^\circ$ e modulo di compressibilità iniziale $E'=10 \text{ MPa}$; tali valori pur risultando apparentemente bassi se correlati alle buone caratteristiche geotecniche del pietrame, trovano giustificazione con un presumibile

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

scarso addensamento iniziale del materiale conseguente alle modalità di sua collocazione in opera.

Ai massi di I categoria di peso fino ad 1 ton impiegati per gli strati filtro, transizione e berme in funzione delle esigenze di natura idraulica, possono essere ragionevolmente attribuiti i seguenti parametri geotecnici di riferimento: $\gamma_{sat} \approx 21 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c' = 0$, angolo di resistenza al taglio $\phi' = 45^\circ$ e modulo di compressibilità $E' = 15 \text{ MPa}$.

Per quanto riguarda i massi di 2° categoria (1-3 ton) e 3° categoria (3-7 ton) sono stati infine assunti i seguenti parametri geotecnici: peso $\gamma_{sat} \approx 20.5 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c' = 0$, angolo di resistenza al taglio $\phi' = 45^\circ$ e modulo di compressibilità $E' = 50 \text{ MPa}$.

Nelle sezioni della diga B, C e D, il rivestimento esterno verrà realizzato tramite accropodi con volume variabile tra 4 e 10 mc. Per tali elementi opportunamente collocati in opera, la letteratura consente di attribuire valori di coesione apparente associata all'ingrimento ("interlock") tra i diversi elementi anche nell'ordine di 10-30 kPa. Nelle successive modellazioni, in modo evidentemente cautelativo, attribuito un valore di $c' = 10 \text{ kPa}$ e di angolo di resistenza al taglio $\phi' = 45^\circ$. Il valore del peso dell'unità di volume è pari a $\gamma_{sat} \approx 17 \text{ kN/m}^3$, mentre per il modulo di compressibilità può essere confermato un valore di $E' = 25 \text{ MPa}$.

Infine, la mantellata esterna di rivestimento per la scogliera dell'ex molo nord oggetto di resecazione verrà realizzata mediante massi da 5-8 mc esprimibili con i seguenti parametri geotecnici: peso dell'unità di volume $\gamma_{sat} = 19.5 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c' = 0$, angolo di resistenza al taglio $\phi' = 45^\circ$, mentre per il modulo di compressibilità può essere confermato un valore di $E' = 50 \text{ MPa}$.

4.5 Parametri geotecnici di riferimento

Nella Tabella 4-1 riepilogativa sono riportati i parametri geotecnici di riferimento.

Unità	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ kPa}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$E' \text{ (MPa)}$
B1	18.5	18.5	0	30	3
B2	20.5	20.5	0	34	50
B2*	21	21	0	36	50
C1	20.5	20.5	15	26	75
Accropodi 4 mc	12	17	10	45	25
Accropodi 8 mc	12	17	10	45	25
Accropodi 10 mc	12	17	10	45	25
Massi 100-300 kg	18	21	0	45	15
Massi 100-500 kg	18	21	0	45	15
Massi 300-700 kg	18	21	0	45	15
Massi 0.5-1 t	18	21	0	45	15
Massi 0.5-2 t	17	20.5	0	45	50
Massi 1-3 t	17	20.5	0	45	50
Massi 2-4 t	15.5	19.5	0	45	50
Massi 3-7 t	15.5	19.5	0	45	50
Mantellata esterna 5-8 mc	15.5	19.5	0	45	50
Tout venant	17	20.5	0	40	10

Tabella 4-1 – Parametri geotecnici di riferimento dei materiali di costruzione

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA				
		23	004	DR	003	0

Capitolo 5 Aspetti sismici

5.1 Azioni sismiche di progetto

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 attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , nel periodo di riferimento V_R . L' accelerazione orizzontale attesa a_g viene ricavata dalla tabella in allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni o dai dati dell'INGV a partire dalla conoscenza delle coordinate geografiche del sito in esame e dal periodo di ritorno dell'azione sismica T_R .

Interpolando i valori dei parametri spettrali dei 4 punti del reticolo all'interno del quale si trova il sito in questione, si ottengono una serie di valori, associati ai diversi periodi di ritorno. Considerando che la vita nominale dell'opera (V_N) è pari a 50 anni e che il coefficiente d'uso C_U è pari a 1.5, si ha quale periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 75 \text{ anni}$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica si ricava con la seguente:

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

dove P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento in funzione dello stato limite considerato. Nel caso specifico è stato preso in esame lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), al quale corrisponde una probabilità di superamento (P_{V_R}) nel periodo di riferimento (V_R) pari al 10%. Pertanto, il relativo periodo di ritorno dell'azione sismica ($T_R = -V_R/\ln[1-P_{V_R}]$) è pari a 712 anni.

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.045	2.515	0.310
Danno (SLD)	75	0.054	2.566	0.338
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.106	2.690	0.443
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.137	2.733	0.463

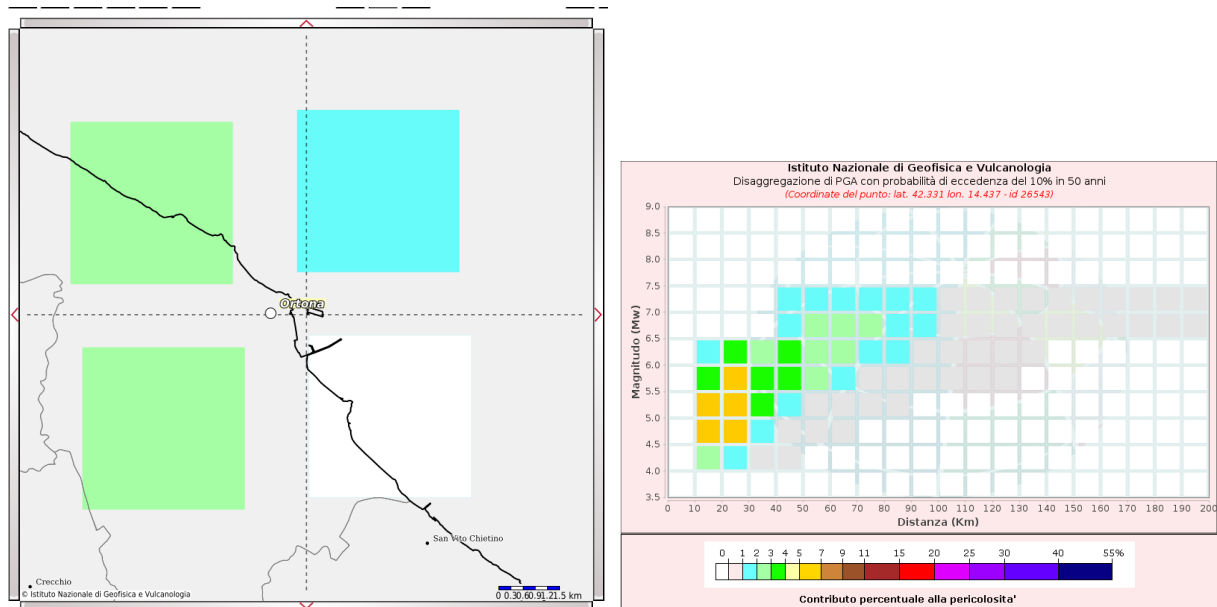
Tabella 5-1 - Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere

La valutazione della pericolosità sismica viene fatta utilizzando i dati pubblicati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ed impiegati per la redazione della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>). Lo studio INGV fornisce inoltre il grafico di disaggregazione della pericolosità sismica in termini di magnitudo, distanza ed epsilon (tale parametro è legato alla deviazione dello spettro del segnale sismico al sito rispetto a quanto predetto da una opportuna legge di attenuazione). Essi rappresentano i valori medi dei parametri

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

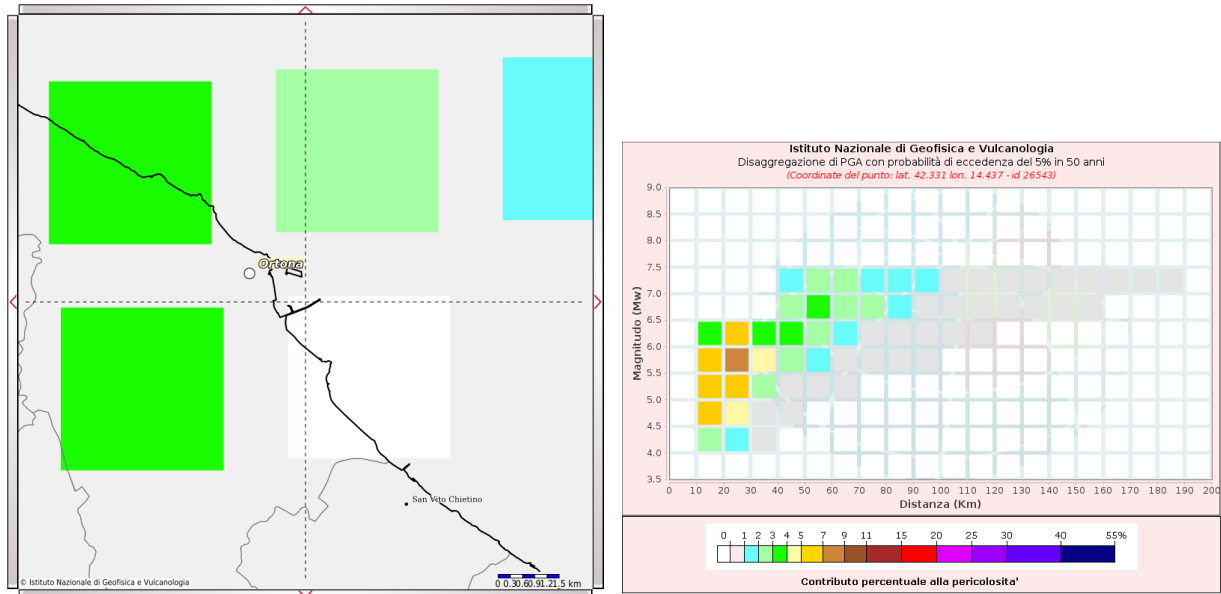
del terremoto che maggiormente contribuiscono a determinare il valore di PGA che ha una certa probabilità di essere superato nel sito in esame. In tal modo è possibile separare i diversi contributi alla pericolosità sismica, espressa da un determinato parametro (ad es. l'accelerazione su suolo rigido a_g) e quindi di identificare per alcuni prefissati tempi di ritorno, quale sorgente sismica contribuisce maggiormente alla pericolosità.

Nel caso del tempo di ritorno in esame, non avendo disponibile il grafico per tale tempo di ritorno si sono utilizzati i grafici corrispondenti a $T_R=975$ anni, ottenendo valori di $M=5.4$ e di $R \approx 40$ km e $T_R=495$ anni si ottiene un valore di $M \approx 5.9$ e di $R \approx 44$ km.



Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.87	43.9	1.46

Figura 5-1 – Grafico di disaggregazione, $T_R = 495$ anni.



Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.91	39.6	1.61

Figura 5-2 – Grafico di disaggregazione, TR = 975 anni.

5.2 Categoria sismica di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, da adottare nelle verifiche di stabilità, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 del DM 17/01/2018.

Il valore massimo dell'accelerazione a_{max} è calcolato sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, attraverso la relazione:

$$a_{max} = S_s \times S_t \times a_g$$

in cui:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica calcolato secondo la Tabella 3.2.IV del DM 17/01/18, variabile per ogni stato limite di riferimento;
- S_t = coefficiente di amplificazione topografico calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo Tabella 3.2.V;

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione può essere effettuata ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$, definita dall'espressione (Tab. 3.2.II):

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

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

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per la classificazione sismica dei terreni di imposta la presenza di sabbie B1 sul fondale ha consigliato prudenzialmente di assumere una Cat. C a cui corrisponde un $S_s = 1.50$.

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dalle opere di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna al più lievemente inclinati; per tale motivo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo Tabella 3.2.IV e Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_T = 1.0$.

I valori da utilizzare nelle verifiche sismiche sono riassunti in tabella:

Stato Limite	TR (anni)	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)
SLV	712	0.106	1.5	1.0	0.159

Tabella 5-2 - Porto di Ortona – Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica

5.3 Stabilità sismica del sito di costruzione

Come è noto, indicazioni preliminari sulla necessità o meno di eseguire verifiche di suscettibilità alla liquefazione possono essere ottenute da un'analisi della sismicità di riferimento e delle caratteristiche geotecniche dei sedimenti di fondale.

A tal proposito la letteratura scientifica mette a disposizione differenti metodologie di carattere speditivo che, sulla base di criteri di tipo empirico derivati dalle esperienze pregresse, consentono, in certe particolari condizioni, di escludere a priori la possibile insorgenza di un fenomeno di liquefazione.

Il problema è affrontato sia nelle Linee Guida riguardanti gli "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (A.G.I., 2005) sia nelle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18 che forniscono un criterio di esclusione della verifica alla liquefazione. In accordo con il contenuto del paragrafo "7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione" delle NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate figura seguente (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e in b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

Se la curva granulometrica ricade al di fuori del range che individua la possibilità di liquefazione, il terreno è considerato non liquefacibile, viceversa nel caso contrario è necessario procedere alla valutazione del potenziale di liquefazione.

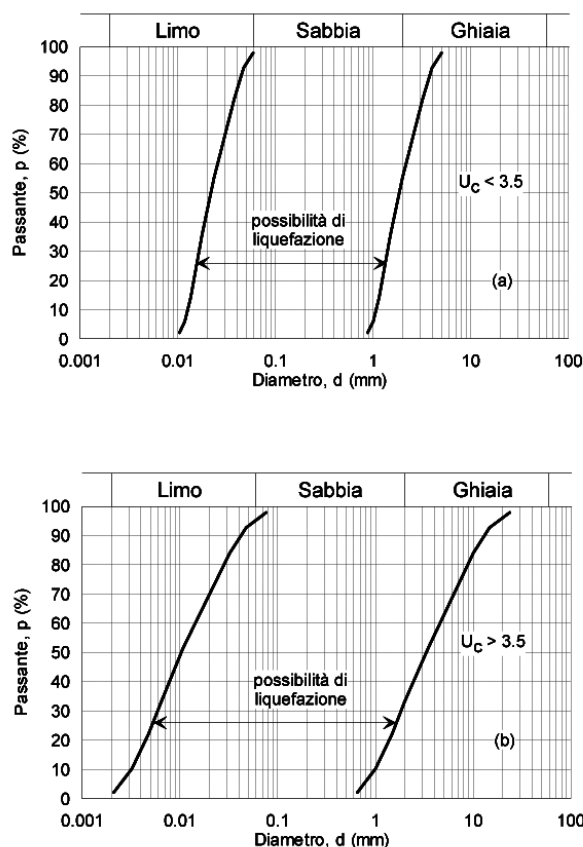


Figura 5-3 – Valori di fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nel caso in esame, risultando la massima magnitudo attesa pari a circa 5.9 e la massima accelerazione attesa di poco superiore a 0.1, e ricadendo gran parte dei fusi granulometrici dei terreni prevalentemente sabbiosi (Unità B1 e B2) nell'ambito dei limiti precedentemente

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

individuati, è stato eseguito uno specifico studio finalizzato a valutare la probabilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione.

Metodo di analisi adottato nelle verifiche

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione del sito in esame è stata valutata con i cosiddetti “metodi semplificati” proposti dalle linee guida A.G.I. 2005 “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, basati sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto.

Essi sono basati sui concetti di rapporto tensionale ciclico “CSR”, che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica “CRR”, che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, può essere valutata in termini di un coefficiente di sicurezza “F_L” definito come rapporto tra le due variabili:

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

La verifica a liquefazione può ritenersi soddisfatta per valori di F_L superiori ad 1.25.

Nelle successive analisi il coefficiente di sicurezza alla liquefazione è stato calcolato in condizioni *freefield* con riferimento allo strato sabbioso presente con continuità in profondità di cui si è precedentemente proceduto alla caratterizzazione geotecnica.

È bene sottolineare come tali valori si riferiscono al complesso dei sedimenti sabbioso-limosi localmente con scheletro ghiaioso (B1) e delle sabbie limose sottostanti (B2).

A tal proposito, il calcolo del coefficiente di sicurezza alla liquefazione è stato riferito per semplicità a due casi di materiale con frazione fine “F” pari mediamente al 10%.

Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere stato valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove $a_{max,s}$ è l’accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto; g è l’accelerazione di gravità; σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione verticale totale ed efficace alla profondità considerata; r_d è un coefficiente riduttivo dell’azione sismica che tiene conto la deformabilità dei terreni.

Il coefficiente di riduzione dell’azione sismica r_d è stato ricavato mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004) valida per profondità dal piano campagna inferiori ai 20 m:

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M la magnitudo di momento dell’evento sismico atteso.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5,

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

negli altri casi bisogna ricondurre la sollecitazione ciclica a quella equivalente di un terremoto di magnitudo 7,5 $(CRS)_{M=7,5}$ attraverso la relazione seguente:

$$(CRS)_{M \neq 7.5} = \frac{(CRS)_{M=7.5}}{MSF}$$

in cui “MSF” è un fattore di scala per la magnitudo che è stato ricavato da (Idriss e Boulanger, 2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{cases}$$

dove M è la magnitudo di momento dell’evento sismico.

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR

Il coefficiente CRR è stato calcolato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche della campagna geognostica effettuata in fase di progetto definitivo.

La resistenza penetrometrica espressa attraverso il numero di colpi N_{SPT} è stata ricondotta ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove C_N è un coefficiente di correzione dipendente dal valore della tensione verticale efficace σ'_{v0} (Liao e Whitman, 1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0.5}$$

con $P_a=100$ kPa.

Il coefficiente C_E (fattore correttivo per considerare il rendimento energetico, ER, dell’attrezzatura), riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60% è stato valutato nel seguente modo:

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

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell’energia del maglio all’attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per eseguire la prova. In accordo con Cestari (1996) la configurazione di prova correntemente adoperata in Italia ha un rendimento del 60%. E’ stato quindi adottato un coefficiente C_E pari ad 1.

I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari all’unità in quanto le prove penetrometriche sono state effettuate in accordo con le raccomandazioni fornite dall’Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977).

Il fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice C_R è stato assunto pari a 0.75 per $L < 4.0$ m, 0.85 per $4.0 \text{ m} \leq L \leq 6.0$ m e 0.95 per $6.0 \text{ m} \leq L \leq 10.0$ m (Cestari, 1996).

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Nelle analisi eseguite, i valori di $(N_1)_{60}$ sono stati successivamente riportati ad un valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60cs}$ attraverso la relazione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{F} - \left(\frac{15.7}{F}\right)^2\right)$$

ipotizzando per le unità B1 (sabbie limose ghiaiose) e B2 (sabbie limose) come accennato un valore di $F=10\%$.

Il rapporto di resistenza ciclica “CRR” può essere determinato a partire dall’espressione di Idriss e Boulanger (2004) valida per eventi sismici di magnitudo 7.5:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Nella Figura 5-4 sono riportate le curve ottenute in funzione del numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$ nel caso di frazione fine F pari a 5, 10 e 35%:

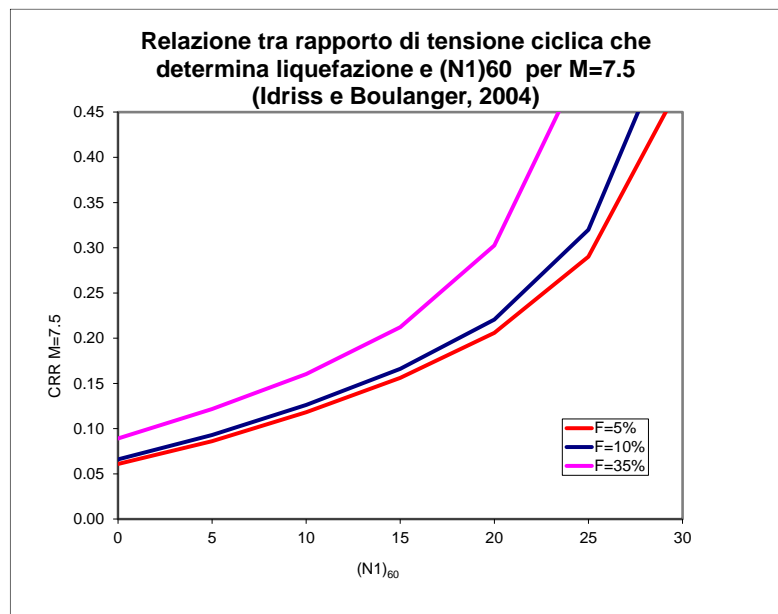


Figura 5-4 – Relazione tra CRR e resistenza penetrometrica normalizzata per $M=7.5$

Ogni curva separa i punti rappresentativi di case-histories per le quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (sopra la curva limite) da quelli dove la liquefazione non è avvenuta.

Parametri sismici necessari al calcolo di CSR

Il calcolo del CSR è stato adottato un valore dell’accelerazione massima a_{max} pari a 0.11g. Nelle analisi, il calcolo del CSR è stato effettuato con riferimento al massimo valore di magnitudo attesa nell’area in esame ($M=5.8$).

Valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione

Il calcolo del coefficiente di sicurezza locale alla liquefazione F_L è stato effettuato con riferimento alle quote in cui sono state eseguite le prove penetrometriche dinamiche SPT. In particolare, si è preliminarmente proceduto a calcolare il numero di colpi normalizzato N'_{60} a partire dalle prove N_{SPT} eseguite a varie profondità, e da questo il valore del rapporto di resistenza ciclica CRR puntuale. In particolare, la frazione fine F è risultata compresa tra il 10 e 30%, ad ogni modo nelle

successive analisi è stata prudenzialmente assunta pari a 10%. Dopo aver calcolato il rapporto di tensione ciclica CSR per un valore di magnitudo attesa $M=5.9$, sono stati determinati i valori assunti dal coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione F_L con la profondità:

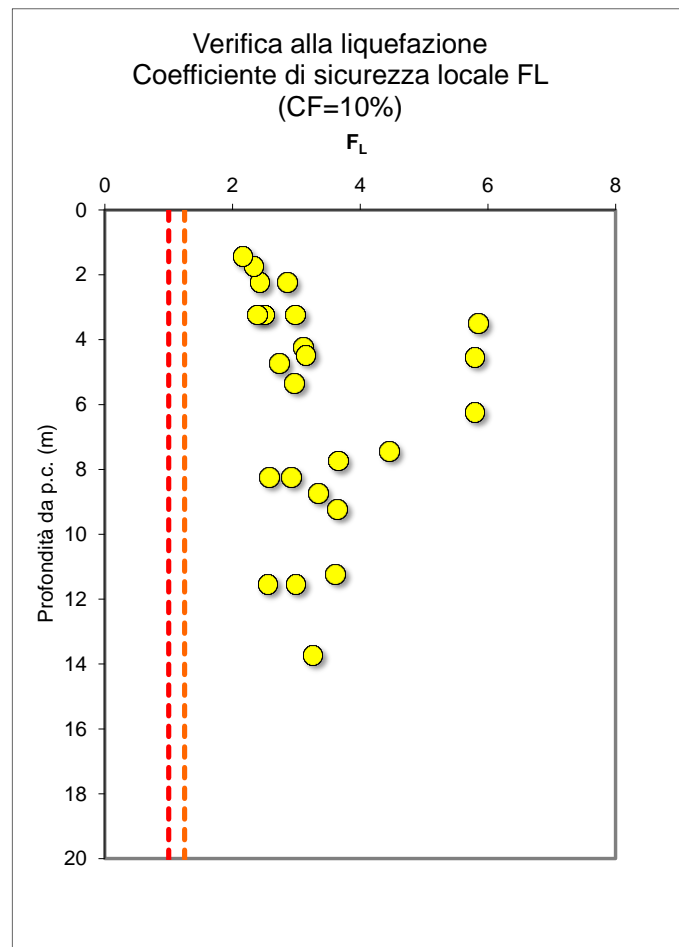


Figura 5-5 – Coefficiente di sicurezza alla liquefazione

Dalle verifiche eseguite non risultano situazioni dove il potenziale di liquefazione dei terreni è teoricamente inferiore al limite di accettabilità ($F_L=1.25$) per cui la verifica è da intendersi soddisfatta e il rischio di liquefazione è assente o “molto basso”.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Capitolo 6 Problematiche geotecniche

L'importante progetto comporta una serie di opere complementari tra loro comprendenti opere di protezione a mare e la resecazione dell'attuale ex Molo Nord con l'allargamento del canale di accesso interno.

Considerato il quadro geotecnico in cui si inseriscono, le principali problematiche geotecniche possono essere ricondotte alle seguenti:

- a) stabilità degli scavi previsti sull'ex molo Nord e della ricostituzione della sezione di testata di questa opera a gettata prevista per l'allargamento del canale interno;
- b) analisi delle condizioni di stabilità della diga a gettata che costituisce il prolungamento dell'attuale Molo Sud del porto di Ortona;
- c) previsioni dei cedimenti che le opere subiranno principalmente in fase di realizzazione.

Con riferimento all'apertura del canale interno, le verifiche di stabilità hanno riguardato la verifica globale degli scavi e quella nella configurazione finale in presenza della scogliera di protezione.

Uno specifico carattere del progetto ha riguardato la previsione dei cedimenti che subirà il Molo Sud nella fase di collocazione in opera del nucleo e, successivamente, delle mantellate di protezione e delle opere di finitura.

In appendice alla presente Relazione sono proposti gli schemi stratigrafici di riferimento e i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle varie configurazioni.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Capitolo 7 Verifiche di stabilità opere a gettata

Come anticipato in premessa, le verifiche di stabilità sono state riferite ai criteri propri delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/18, dei quali vengono preliminarmente richiamati i criteri applicativi.

7.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite

Stati Limite Ultimi. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1 del DM 17/01/2018, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione definito dalle relazioni seguenti:

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

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

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

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

L'effetto delle azioni e la resistenza di progetto sono espressi in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali, distinti ed alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1), le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti (A1+M1+R1 e A2+M2+R2), ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2), le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d , che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d \geq E_d$. Il valore di progetto delle azioni E_d è calcolata considerando i seguenti coefficienti parziali γ_F :

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

Il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Tabella 7-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specificati in funzione della tipologia di opera geotecnica e della verifica di stabilità da effettuare;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Tabella 7-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale, nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura (§ 6.2.4.1.3. del DM 17/01/2018), si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

7.2 Verifiche di stabilità resecazione ex Molo Nord

Considerata la natura degli interventi di progetto, si rendono necessari due tipi di analisi di stabilità: la verifica globale degli scavi propedeutici (SLU-GEO1) e quella nella configurazione finale in presenza della scogliera di protezione in condizioni statiche (SLU-GEO2) e sismiche (SLV-GEO1 e SLV-GEO2).

Le verifiche di stabilità sono state in tutti i casi indagate mediante delle verifiche condotte tramite il consolidato metodo all'equilibrio limite di "Bishop" secondo il quale il coefficiente di sicurezza risulta dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi'_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi'_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce secondo le quali viene suddiviso il volume di terreno potenzialmente instabile, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche geotecniche del terreno lungo la base della striscia ed u_i è il corrispondente valore della pressione neutra.

Con l'ausilio del codice di calcolo SLOPE/W della GEO-SLOPE International, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio con riferimento a diversi potenziali cinematismi di rottura.

Come anticipato, inizialmente sono state analizzate le condizioni di stabilità delle scarpate subacquee alle quali è stata attribuita una pendenza di scavo 4/3.

In particolare, una prima serie di verifiche è stata eseguita imponendo superfici di rottura relativamente profonde fatte passare per il piede della scarpata subacquea in modo da valutarne le effettive condizioni di stabilità globale; una seconda serie ha esaminato la possibilità di scivolamenti più superficiali, nell'ambito del fronte di scavo.

Trattandosi di interventi provvisori le analisi sono state riferite alle sole condizioni statiche.

In tutti i casi nelle verifiche svolte si ottengono condizioni di stabilità superiori ai limiti previsti dalla normativa. Nelle figure in allegato, per la sezione di riferimento assunta, sono riportati gli esiti delle verifiche, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s riferito alla superficie di scorrimento critica.

Sulla base dei risultati ottenuti c'è pertanto da ritenere che le pendenze di progetto di scavo siano nel complesso idonee a garantire sufficienti condizioni di stabilità di insieme.

C'è comunque da considerare che un ruolo importante gioca in questo senso la sistematica presenza, in tutte le zone da scavare, dello strato più superficiale di sabbie precaricate B2* che potrebbe localmente ostacolare la perfetta conformazione delle scarpate. La variabilità di costituzione dei terreni non fa pertanto escludere completamente che distacchi e scivolamenti, per lo più a carattere superficiale, possano verificarsi sui fronti di scavo anche in fase di progressiva configurazione.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Verifiche di stabilità globale - Resezione Molo Nord - Fronti di scavo provvisionali							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Profilo longitudinale	Scavo provvisionale	CDR	SLU-GEO1	1.217	1.10	1.11	Verifica soddisfatta

Tabella 7-3 – Verifiche Stabilità globale – Resezione molo Nord – fronti di scavo provvisionali

Successivamente sono state condotte delle verifiche di stabilità globale riferite alla configurazione finale considerando la presenza della scogliera di protezione con una pendenza delle scarpate di 2/1.

Le verifiche in condizioni sismiche (SLV-GEO) sono state riferite alla configurazione finale ed eseguite secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018 ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 del DM 17/01/2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente ("metodo pseudo-statico") pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico, secondo i criteri indicati al § 7.11.4 del citato decreto. In particolare, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

adottando nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV) un valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito: $\beta_s = 0.38$.

Nelle successive analisi di stabilità, in via cautelativa è stata assunta come classe di sottosuolo la categoria C. In tal modo per lo SLV si ottengono i seguenti valori dei coefficienti sismici in direzione orizzontale k_h e verticale k_v :

Classe sottosuolo	a_{max}/g	β_s	k_h	k_v
C	0.159	0.38	0.060	0.030

Tabella 7-4 – Valori dei coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale per lo SLV

Dalle verifiche di stabilità eseguite ai sensi delle NTC, risultano inoltre garantite condizioni di stabilità sia nei confronti di possibili rotture di insieme sia superficiali che si esauriscono nel corpo diga.

In tutti i casi, i valori dei coefficienti di sicurezza risultano superiori ai limiti di normativa, sia in condizioni statiche che sismiche.

In allegato, per ciascuna sezione di riferimento assunta, sono riportati gli esiti delle verifiche, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s riferito alla superficie di scorrimento critica.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

Verifiche di stabilità globale - Resezione Molo Nord - Fronti di scavo provvisionali							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Profilo longitudinale	-	CDR	SLU-GEO2	1.681	1.10	1.53	Verifica soddisfatta
Profilo longitudinale	Sisma ↑	CDR	SLV-GEO1	1.618	1.20	1.35	Verifica soddisfatta
Profilo longitudinale	Sisma ↓	CDR	SLV-GEO2	1.671	1.20	1.39	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sinistra	CDR	SLU-GEO1	1.633	1.10	1.48	Verifica soddisfatta
Sezione H	Destra	CDR	SLU-GEO1	1.642	1.10	1.49	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.583	1.20	1.32	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.589	1.20	1.32	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.634	1.20	1.36	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.640	1.20	1.37	Verifica soddisfatta

Tabella 7-5 – Verifiche Stabilità globale – Resezione molo Nord – configurazione finale

7.3 Verifiche di stabilità globali del Prolungamento Molo Sud

Le verifiche di stabilità dell'opera a gettata sono state riferite alle sezioni tipologiche A, B C e D, considerate le più gravose:

Dalle verifiche di stabilità condotte tramite il consolidato metodo all'equilibrio limite di "Bishop" sono risultate anche in questo caso garantite accettabili condizioni di stabilità di insieme.

Verifiche di stabilità globale - Prolungamento Molo Sud							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Sezione A	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.470	1.10	1.34	Verifica soddisfatta
Sezione A	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.471	1.10	1.34	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.410	1.20	1.18	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.408	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.459	1.20	1.22	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.457	1.20	1.21	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.572	1.10	1.43	Verifica soddisfatta
Sezione B	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.831	1.10	1.66	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.494	1.20	1.25	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.721	1.20	1.43	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.547	1.20	1.29	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.777	1.20	1.48	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.460	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione C	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.467	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.406	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.408	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.455	1.20	1.21	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.458	1.20	1.22	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.444	1.10	1.31	Verifica soddisfatta
Sezione D	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.460	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.422	1.20	1.19	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.430	1.20	1.19	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.470	1.20	1.23	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.478	1.20	1.23	Verifica soddisfatta

Tabella 7-6 – Verifiche Stabilità globale

In appendice, per ciascuna delle sezioni di riferimento assunte sono riportati gli esiti delle verifiche, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s riferito alla superficie di scorrimento critica.

Capitolo 8 Previsione dei cedimenti diga Sud

8.1 Analisi dei cedimenti

Uno specifico carattere del progetto riguarda la previsione dei cedimenti che subirà la nuova diga foranea nelle fasi costruttive e, successivamente, con il tempo, dopo il suo completamento.

Come precedentemente descritto nel caso in esame le opere risultano impostate su terreni sabbiosi superficiali caratterizzati da una elevata conducibilità idraulica di insieme, mentre i terreni più profondi risultano caratterizzati da un generale stato di sovraconsolidazione, per cui i cedimenti da attendersi saranno prevalentemente di tipo immediato e si svolgeranno contestualmente all'applicazione dei carichi.

I cedimenti relativi alle successive fasi esecutive sono stati calcolati con il codice di calcolo Plaxis 2D (Bentley) diffusamente impiegato in campo geotecnico.

In particolare, le analisi sono state riferite alle quattro sezioni tipologiche (Figura 8-1) della Diga foranea riferite rispettivamente alla zona di radice (MS-A), centrale (MS-B) e di testata (MS-C e MS-D). I valori ottenuti consentono comunque facili estrapolazioni applicative utili ai fini pratici anche alle altre sezioni.

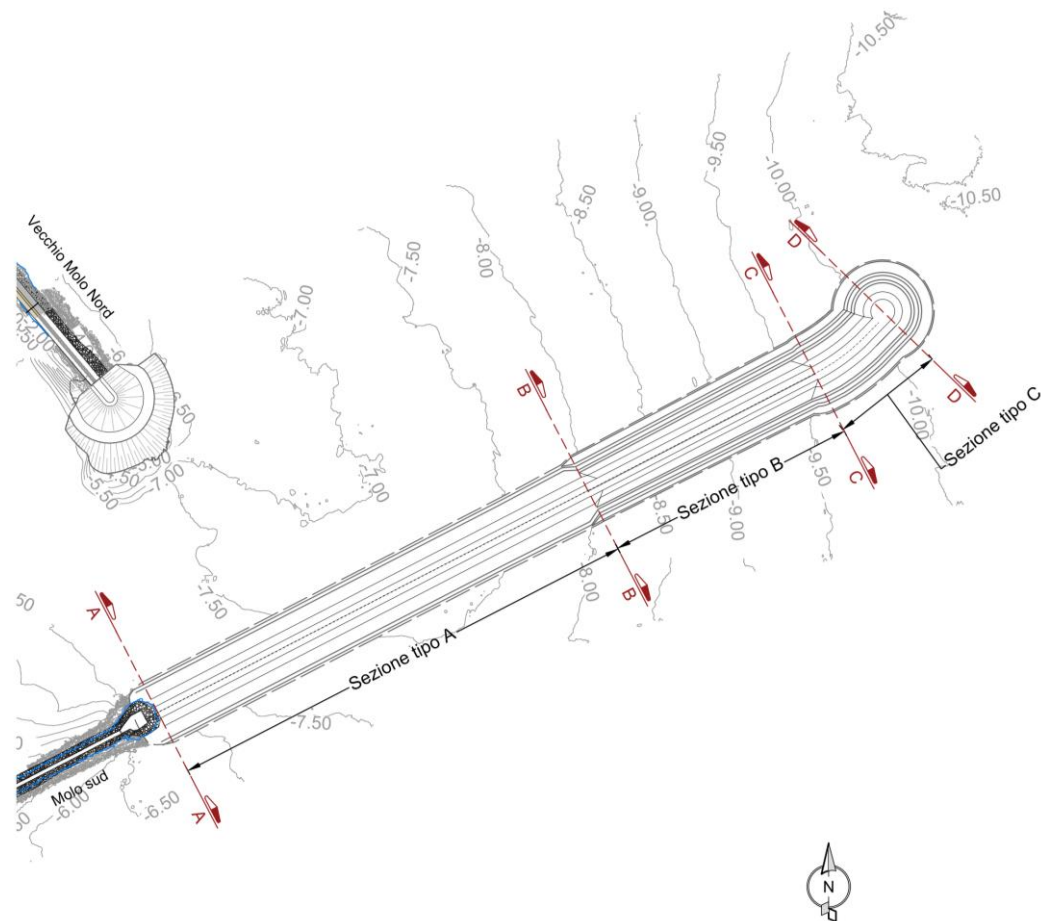


Figura 8-1 –Sezioni di riferimento della Diga Foranea Sud per la stima dei cedimenti

Modello reologico dei terreni. Nelle analisi, i terreni e i materiali di costruzione della diga foranea sono stati assimilati a un mezzo elasto-plastico perfetto (modello “Mohr – Coulomb”), che

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

prevede, nel piano ε - σ un primo ramo di carico lineare e successivamente, raggiunto il valore di snervamento un andamento indefinito delle deformazioni. A tutti i termini di riferimento è stato assegnato un comportamento drenato e i parametri geotecnici espressi in termini di tensioni efficaci (c' , φ' , E' e ν). Nella tabella seguente sono sinteticamente riportati i parametri geotecnici utilizzati nei modelli.

Termini	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	ν (-)	E' (MPa)
Unità B1	18.5	18.5	0	30	0,3	3
Unità B2	20.5	20.5	0	34	0,3	50
Unità C1	20.5	20.5	15	26	0,4	75
Accropodi 4 mc	12.0	17.0	10	45	0,3	25
Accropodi 8 mc	12.0	17.0	10	45	0,3	25
Accropodi 10 mc	12.0	17.0	10	45	0,3	25
Massi 100-500 kg	18.0	21.0	0	45	0,3	15
Massi 300-700 kg	18.0	21.0	0	45	0,3	15
Massi 0.5-1 t	18.0	21.0	0	45	0,3	15
Massi 0.5-2 t	17.0	20.5	0	45	0,3	50
Massi 1-3 t	17.0	20.5	0	45	0,3	50
Massi 2-4 t	15.5	19.5	0	45	0,3	50
Massi 3-7 t	15.5	19.5	0	45	0,3	50
Tout venant	17.0	20.5	0	40	0,3	10

Tabella 8-1 – Parametri dei complessi utilizzati nelle analisi dei cedimenti

In tutti i modelli sono state simulate le varie fasi costruttive, riconducibili in generale alle seguenti sequenze di realizzazione:

- Fase 1: condizione attuale (fondale compreso tra circa -7/-8 m s.l.m. per la zona di radice fino ad un massimo di -10 m s.l.m. per la zona di testata) e generazione delle tensioni litostatiche;
- Fase 2: realizzazione del nucleo della diga foranea in tout-venant di cava;
- Fase 3: posa del primo strato di transizione in massi naturali;
- Fase 4: posa del secondo strato di transizione con caratteristiche variabili in funzione della sezione di interesse;
- Fase 5: posa mantellata esterna in massi artificiali prefabbricati (accropodi) e posizionamento berme laterali in massi naturali.

Per ciascuna delle sezioni analizzate è stato implementato un modello agli elementi finiti (elementi a 15 nodi), specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno. La profondità e la larghezza del modello sono state opportunamente estese in modo tale che le condizioni di vincolo non influenzino la modellazione.

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA					
		23	004	DR	003	0	GEO

8.2 Risultati ottenuti

Le analisi hanno consentito una stima sufficientemente rappresentativa dei cedimenti attesi nelle varie fasi costruttive per ciascuna sezione di analisi.

In particolare, nelle figure seguenti sono stati distinti i cedimenti attesi per i terreni di imposta da quelli complessivi stimati per la diga foranea.

I cedimenti dei terreni d'imposta sono risultati variare in un range indicativo compreso tra circa 15 cm e 20 cm in funzione dei sovraccarichi applicati. A questi è possibile stimare un ulteriore contributo associabile essenzialmente al nucleo interno stimabile nell'ordine dei 10 cm circa, per un totale compreso tra circa 20-25 cm e 25-30 cm.

Si tratta in tutti i casi di valori di cedimento assolutamente compatibili con la tipologia d'opera che potranno essere facilmente corretti e compensati in fase costruttiva.

8.2.1 Sezione A

Per la sezione di radice della Diga foranea i cedimenti totali stimati si attestano su circa 22-23 cm, di cui circa 15-16 cm sono da attribuire ai terreni naturali di imposta.

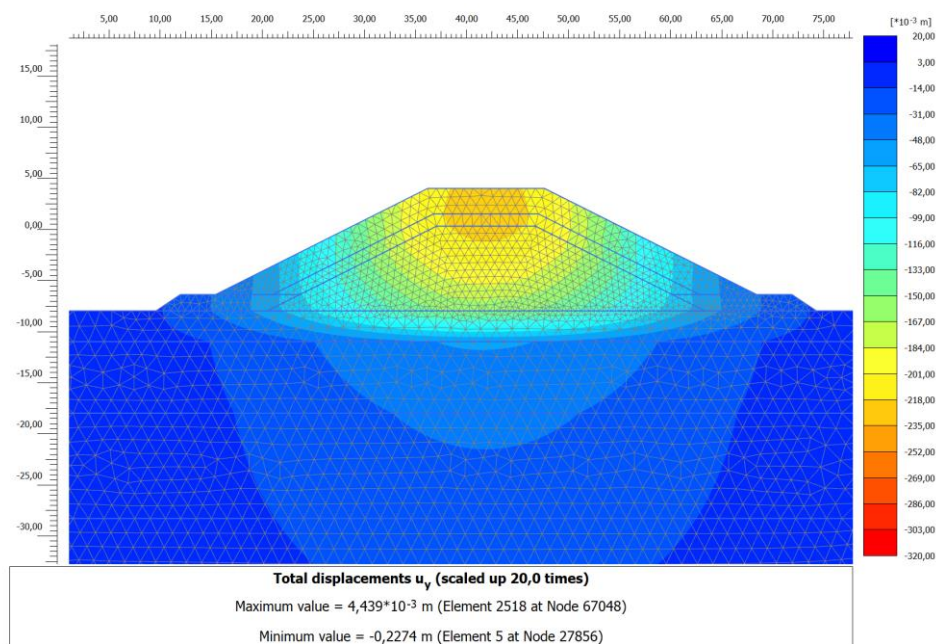


Figura 8-2 Sez. A: Previsione cedimenti Diga foranea Sud

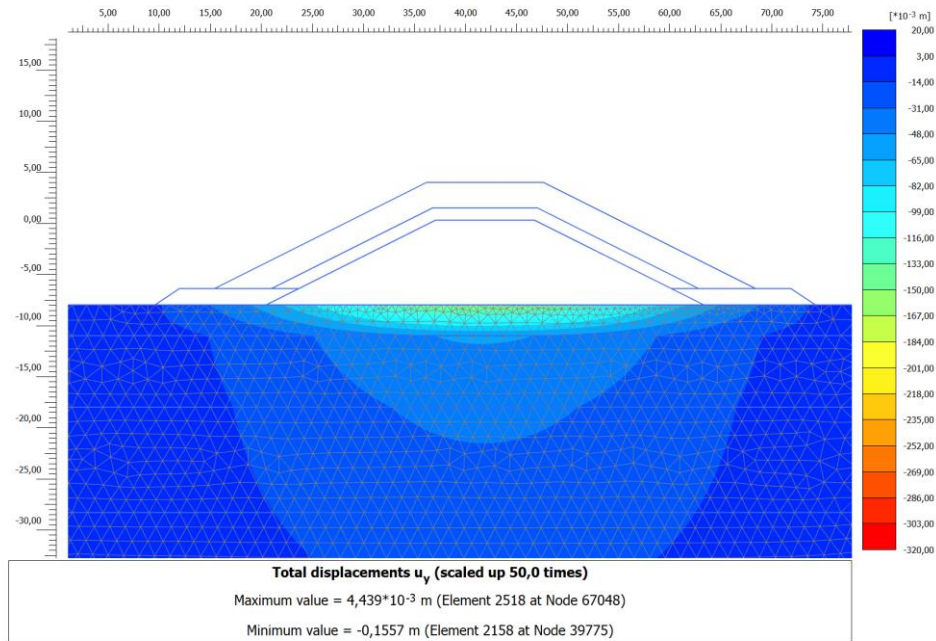


Figura 8-3 Sez. A: Aliquota cedimento terreni di imposta

8.2.2 Sezione B

Per la sezione corrente della Diga foranea i cedimenti totali stimati si attestano su circa 25 cm, di cui circa 16 cm sono da attribuire ai terreni naturali di imposta.

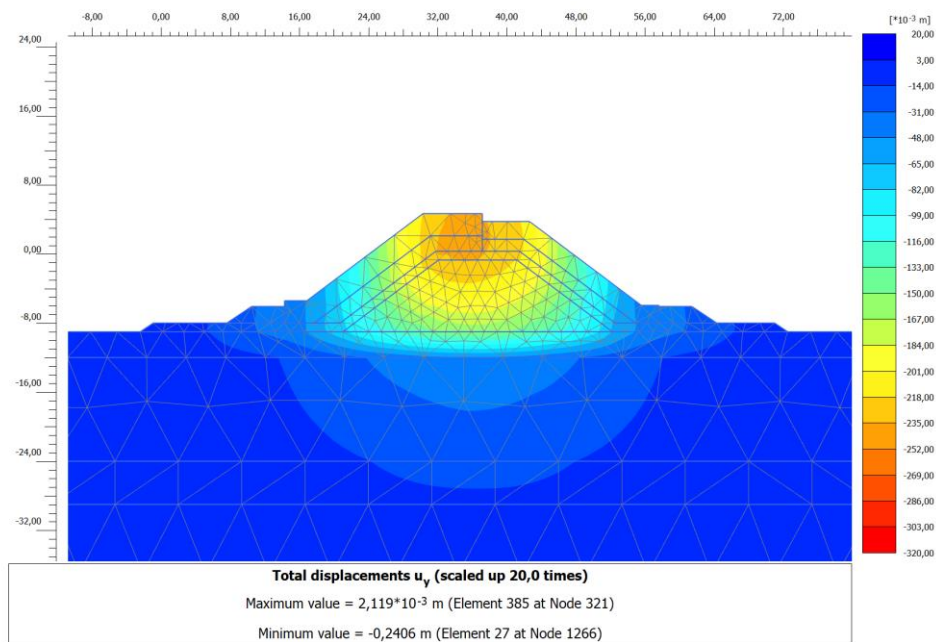


Figura 8-4 Sez. B: Previsione cedimenti Diga foranea Sud

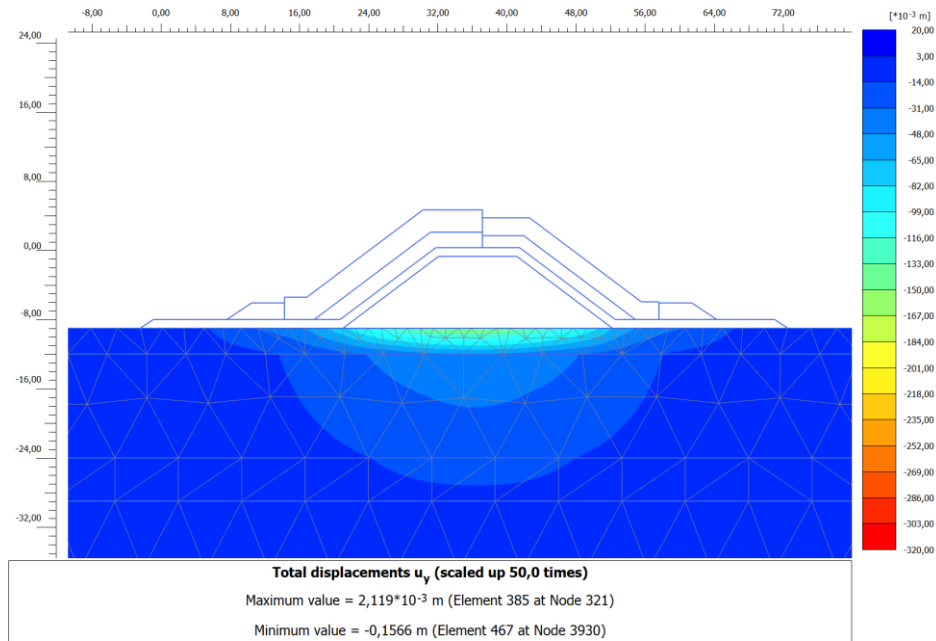


Figura 8-5 Sez. B: Aliquota cedimento terreni di imposta

8.2.3 Sezione C

Per la sezione centrale di collegamento con la testata i cedimenti totali stimati si attestano su circa 28 cm, di cui circa 18 cm sono da attribuire ai terreni naturali di imposta.

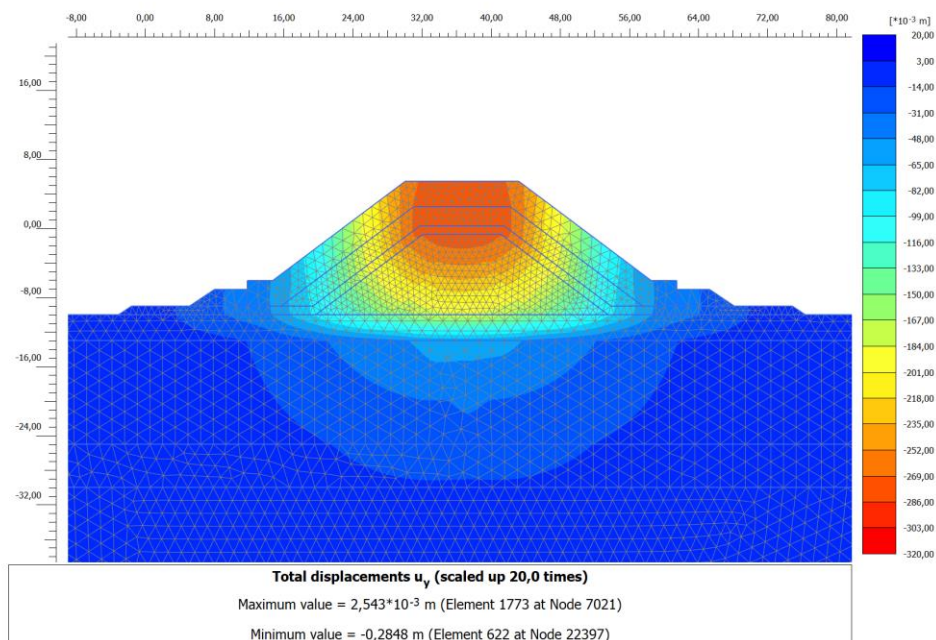


Figura 8-6 Sez. C: Previsione cedimenti Diga foranea Sud

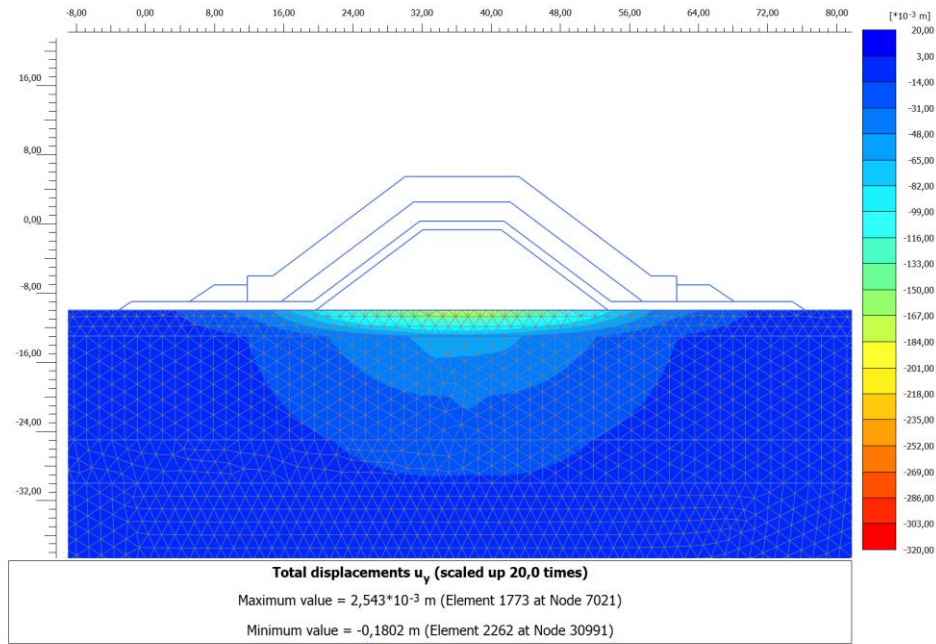


Figura 8-7 Sez. C: Aliquota cedimento terreni di imposta

8.2.4 Sezione D

Per la sezione di testata della Diga foranea risultano valori dei cedimenti leggermente più elevati e pari a circa 30 cm. Anche in questo caso, l'aliquota più significativa compete ai terreni sabbiosi di fondale con un cedimento dei terreni di imposta atteso pari a circa 20 cm.

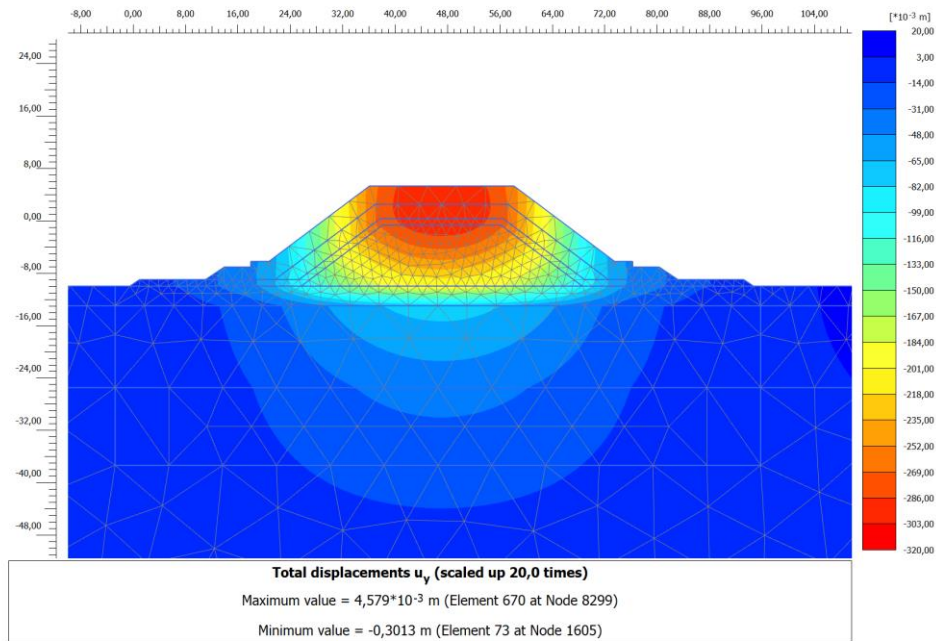


Figura 8-8 Sez. D: Previsione cedimenti Diga foranea Sud

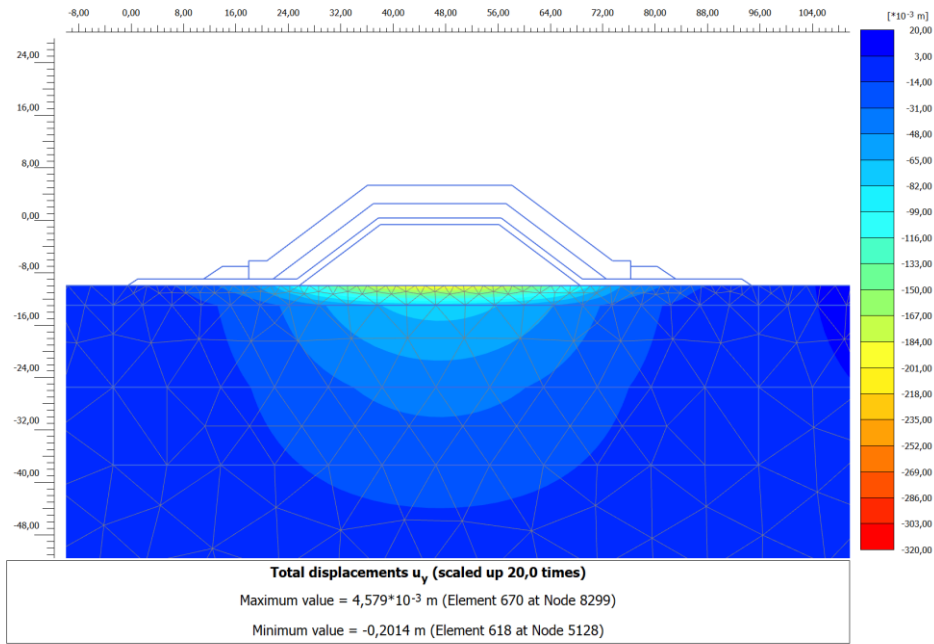


Figura 8-9 Sez. D: Aliquota cedimento terreni di imposta

Capitolo 9 Allegati di calcolo

9.1 Modelli geotecnici di calcolo

Di seguito si riportano i modelli geotecnici su cui sono state effettuate le analisi:

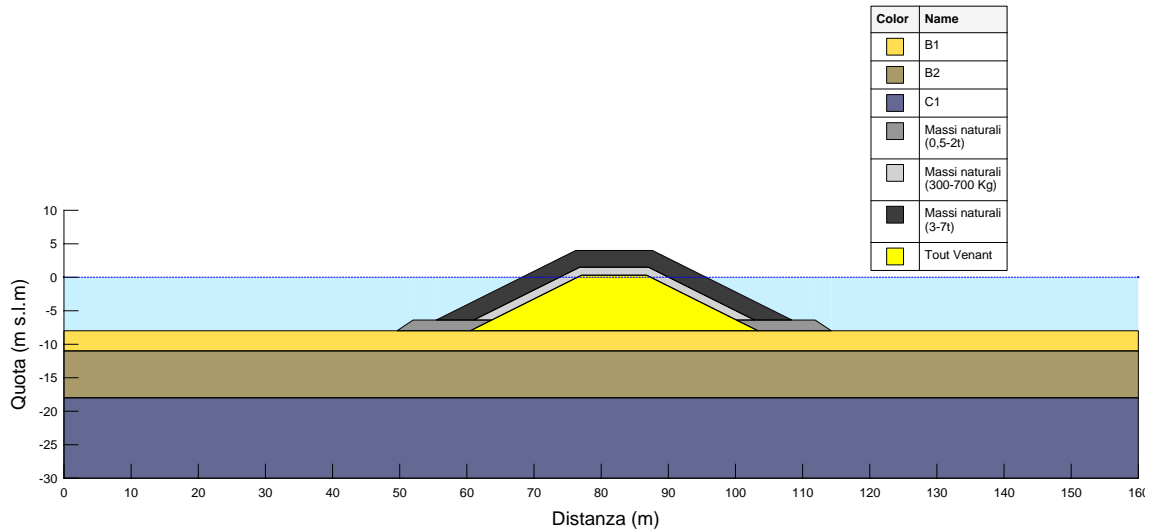


Figura 9-1 Sezione Tipologica A del prolungamento del Molo Sud

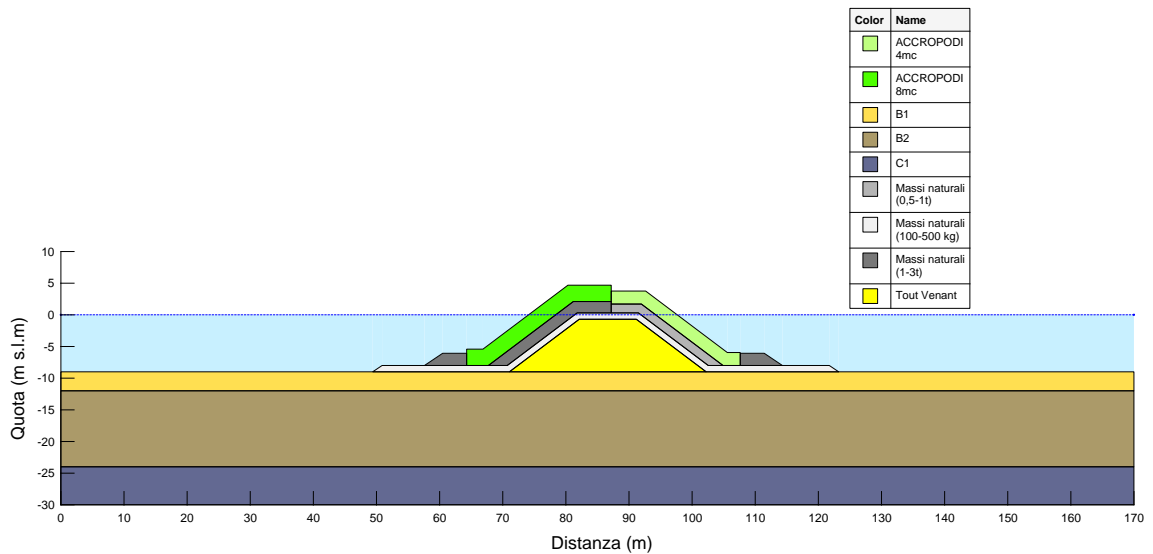


Figura 9-2 Sezione Tipologica B del prolungamento del Molo Sud

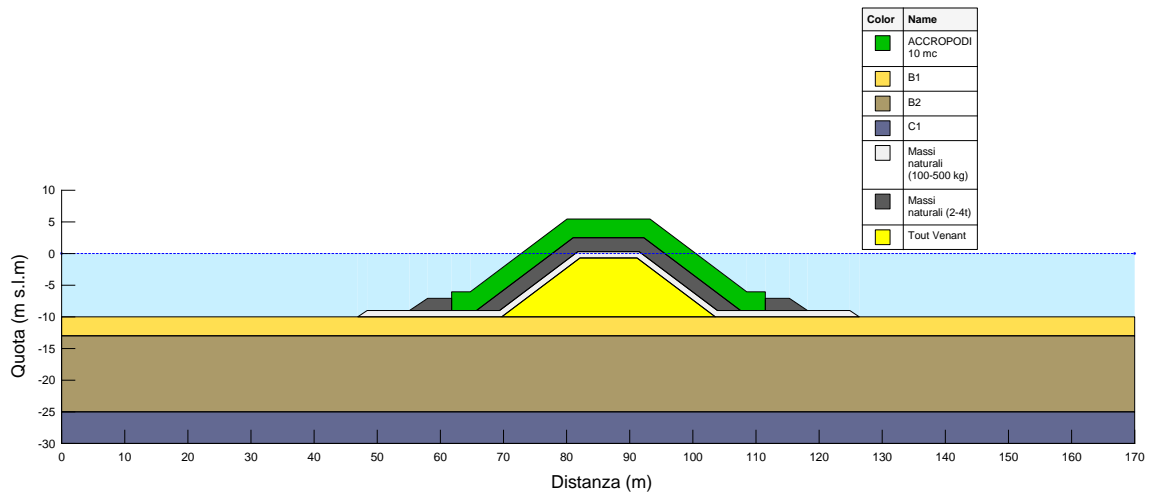


Figura 9-3 Sezione Tipologica C del prolungamento del Molo Sud

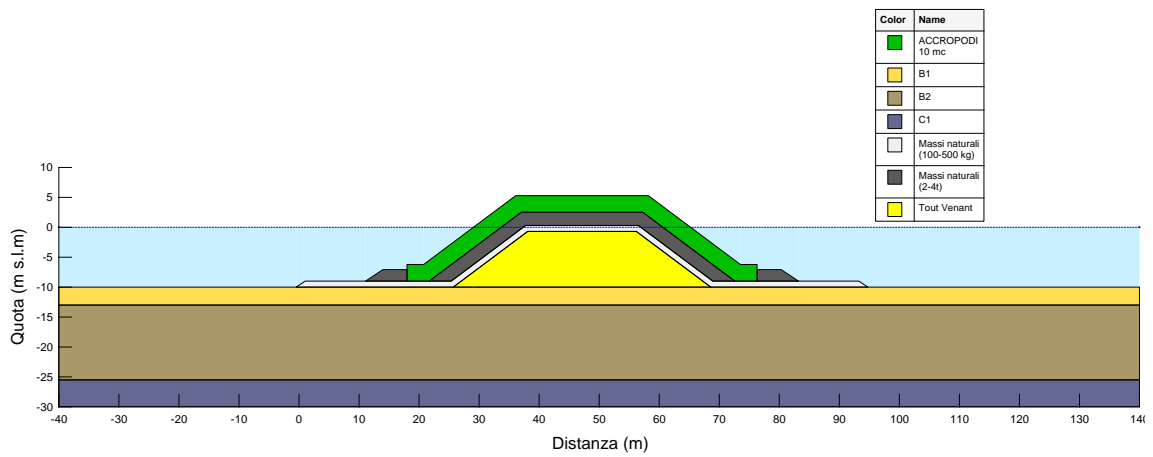


Figura 9-4 Sezione Tipologica D del prolungamento del Molo Sud

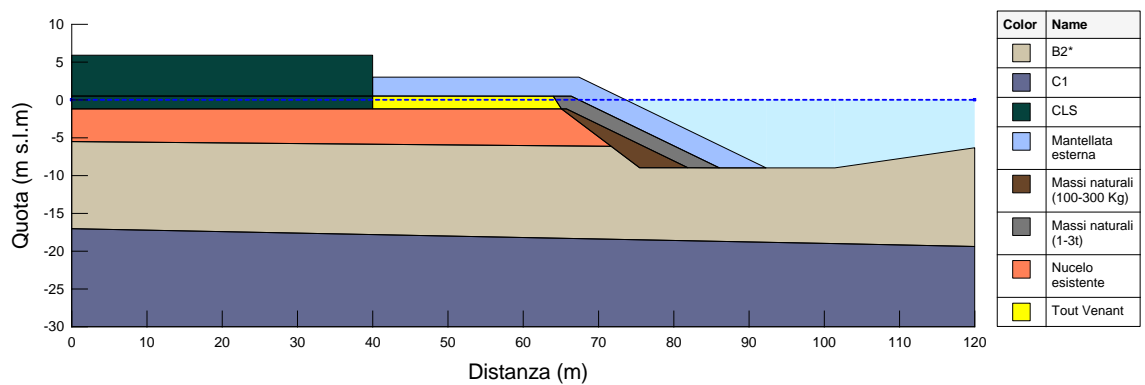


Figura 9-5 Profilo longitudinale della resecazione del vecchio Molo Nord

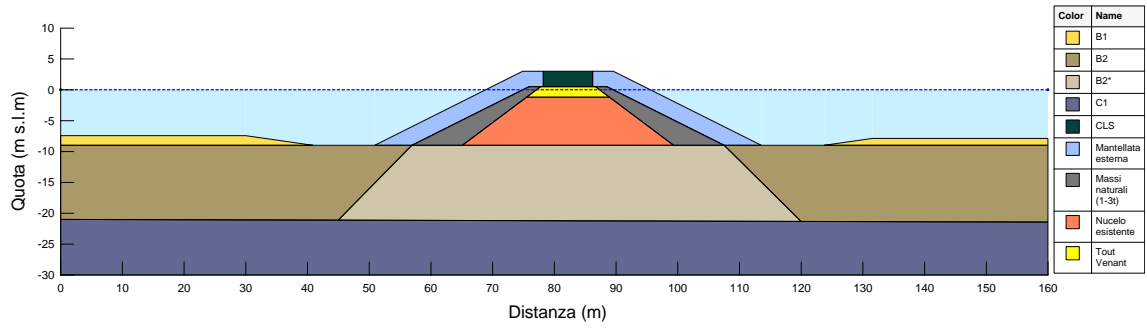


Figura 9-6 Sezione Tipologica H del vecchio Molo Nord

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA				
		23	004	DR	003	0

9.2 Verifiche di stabilità globale

9.2.1 Verifiche di stabilità globale della resecazione del vecchio Molo Nord

Analisi in fase costruttiva

Le analisi sono state riferite alla sezione longitudinale in cui la scarpata dello scavo ha una pendenza di 4 su 3. Di seguito sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti:

Verifiche di stabilità globale - Reseazione Molo Nord - Fronti di scavo provvisionali							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Profilo longitudinale	Scavo provvisoriale	CDR	SLU-GEO1	1.217	1.10	1.11	Verifica soddisfatta

Tabella 9-1 – Verifiche di stabilità in fase costruttiva (SLU-GEO1)

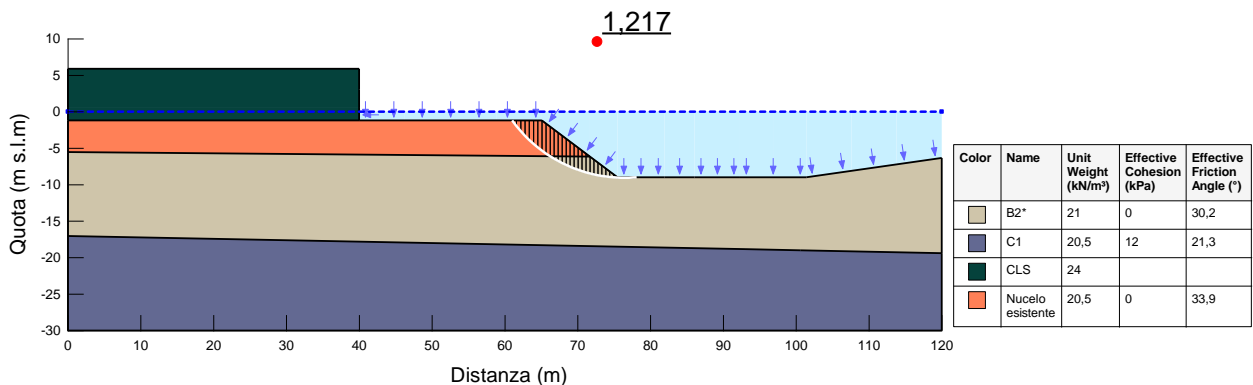


Figura 9-7 – Verifiche di stabilità globali in fase costruttiva – Superficie critica

Analisi resecazione completata

Le analisi sono state riferite a due sezioni maggiormente rappresentative dell'intervento di resecazione (sezione longitudinale e sezione H). Di seguito sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti:

Verifiche di stabilità globale - Reseazione Molo Nord - Fronti di scavo provvisionali							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Profilo longitudinale	-	CDR	SLU-GEO2	1.681	1.10	1.53	Verifica soddisfatta
Profilo longitudinale	Sisma ↑	CDR	SLV-GEO1	1.618	1.20	1.35	Verifica soddisfatta
Profilo longitudinale	Sisma ↓	CDR	SLV-GEO2	1.671	1.20	1.39	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sinistra	CDR	SLU-GEO1	1.633	1.10	1.48	Verifica soddisfatta
Sezione H	Destra	CDR	SLU-GEO1	1.642	1.10	1.49	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.583	1.20	1.32	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.589	1.20	1.32	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.634	1.20	1.36	Verifica soddisfatta
Sezione H	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.640	1.20	1.37	Verifica soddisfatta

Tabella 9-2 – Verifiche di stabilità della resecazione del vecchio Molo Nord

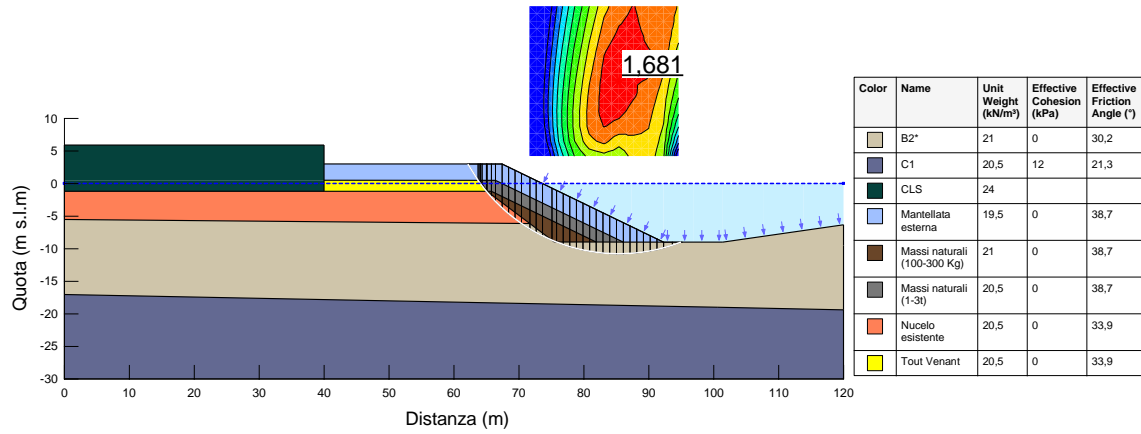


Figura 9-8 – Sezione longitudinale – SLU-GEO 2 – Superficie critica

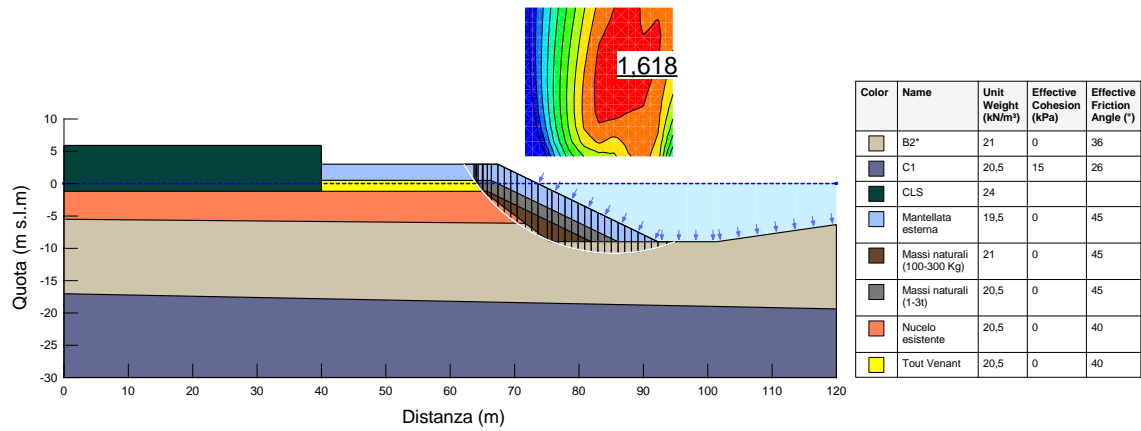


Figura 9-9 – Sezione longitudinale – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica

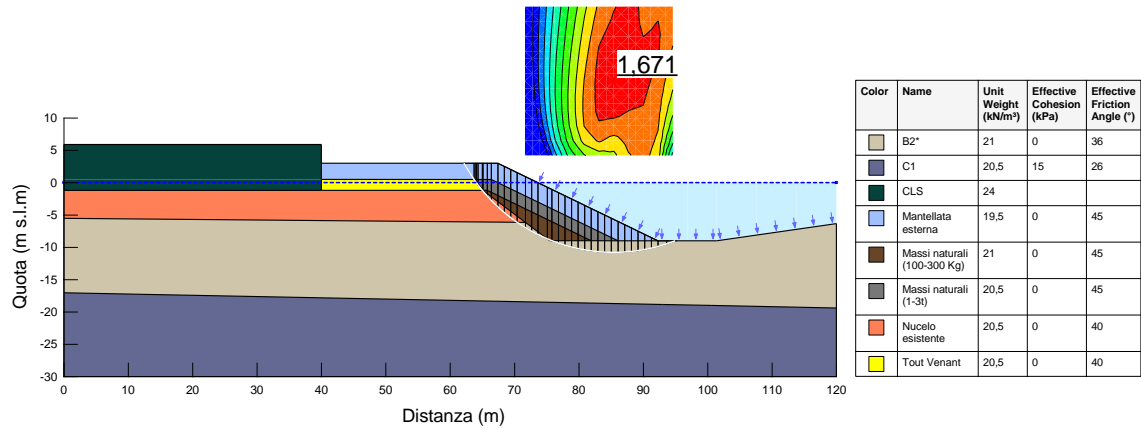


Figura 9-10 – Sezione longitudinale – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica

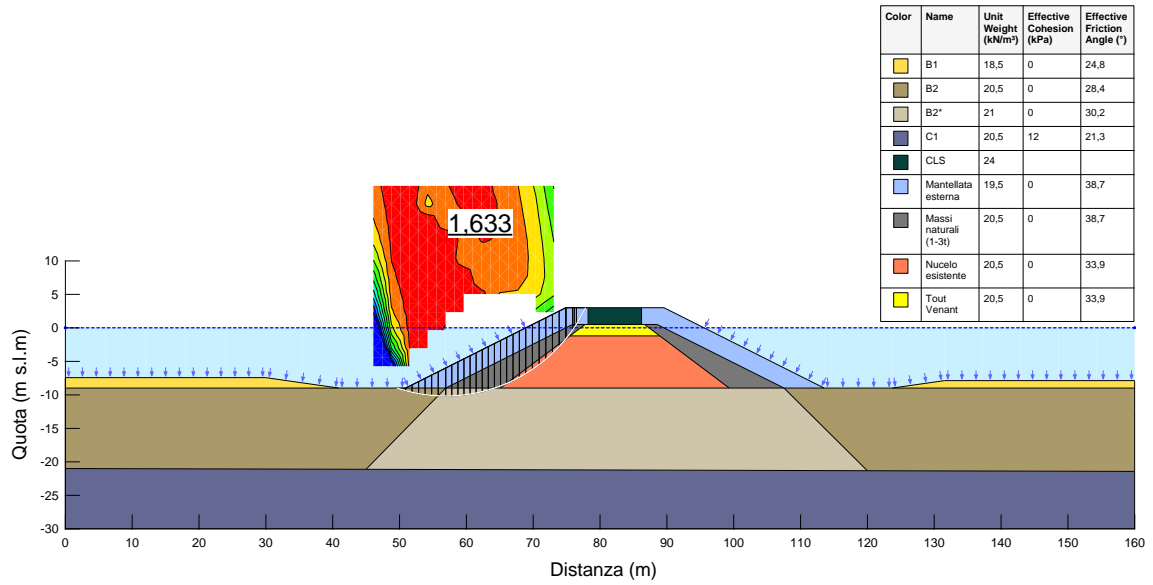


Figura 9-11 – Sezione H – SLU-GEO 2– Superficie critica verso sinistra

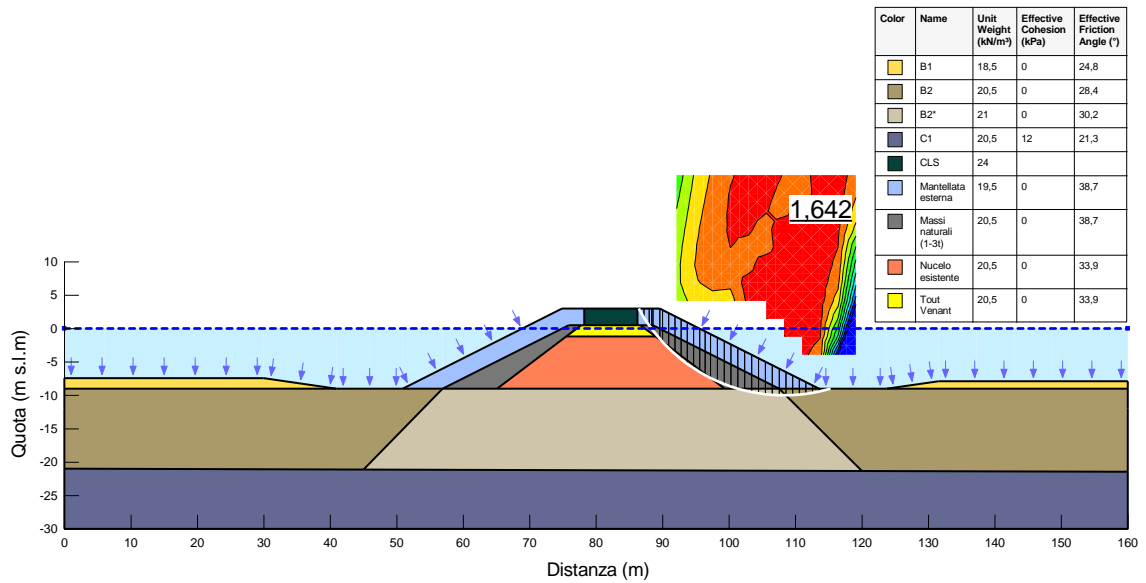


Figura 9-12– Sezione H – SLU-GEO 2– Superficie critica verso destra

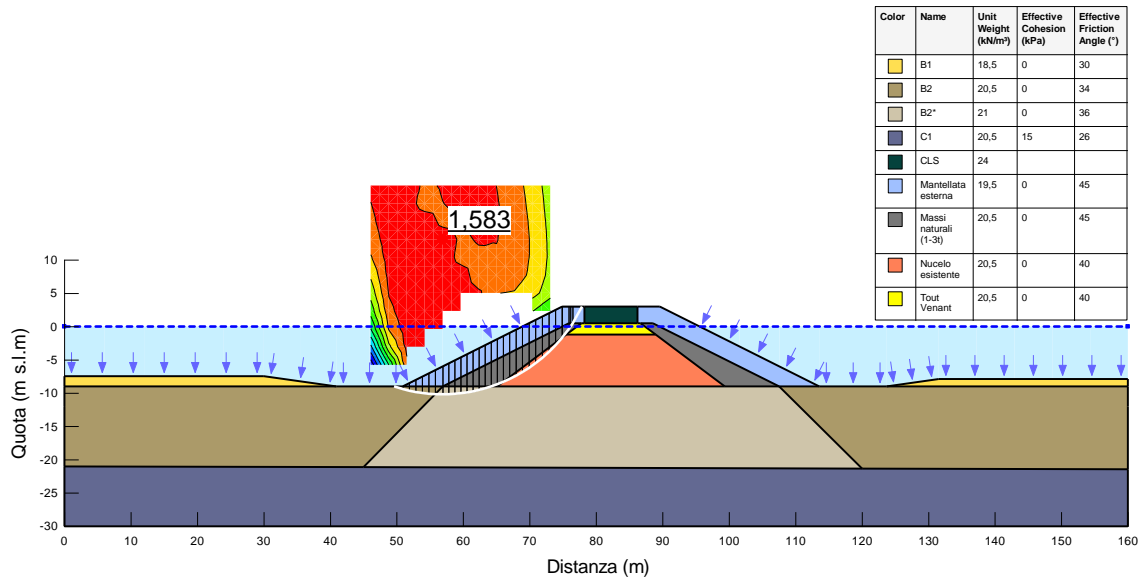


Figura 9-13 – Sezione H – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica sinistra

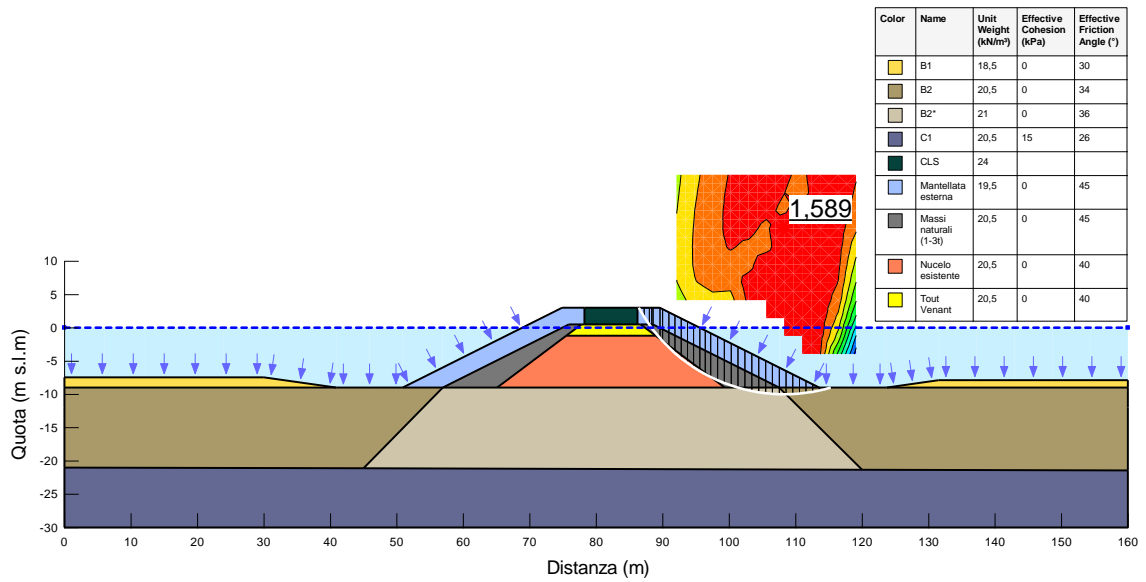


Figura 9-14 – Sezione H – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica destra

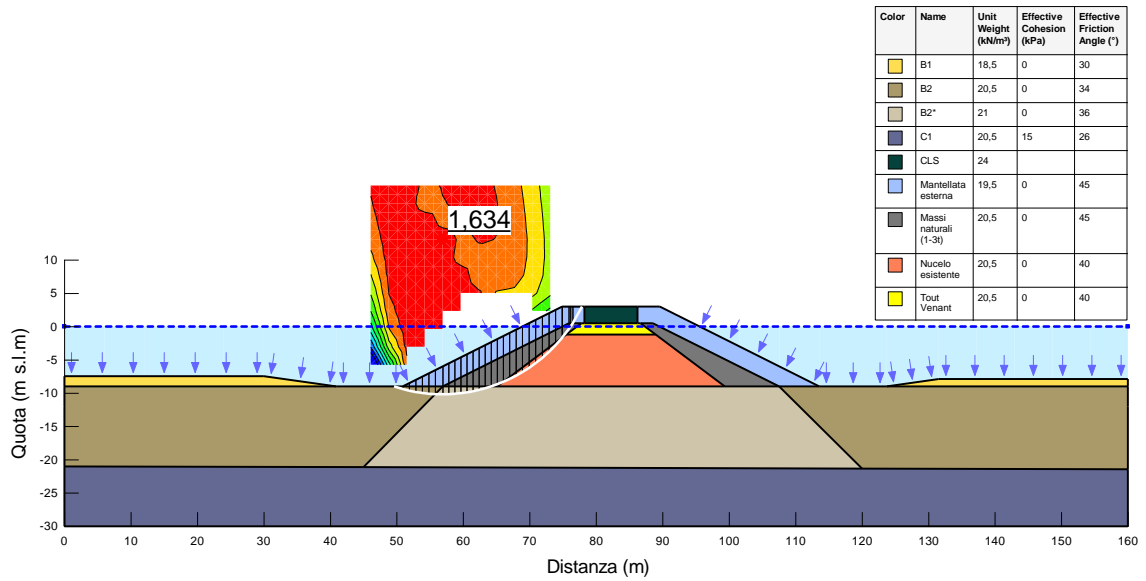


Figura 9-15 – Sezione H – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica sinistra

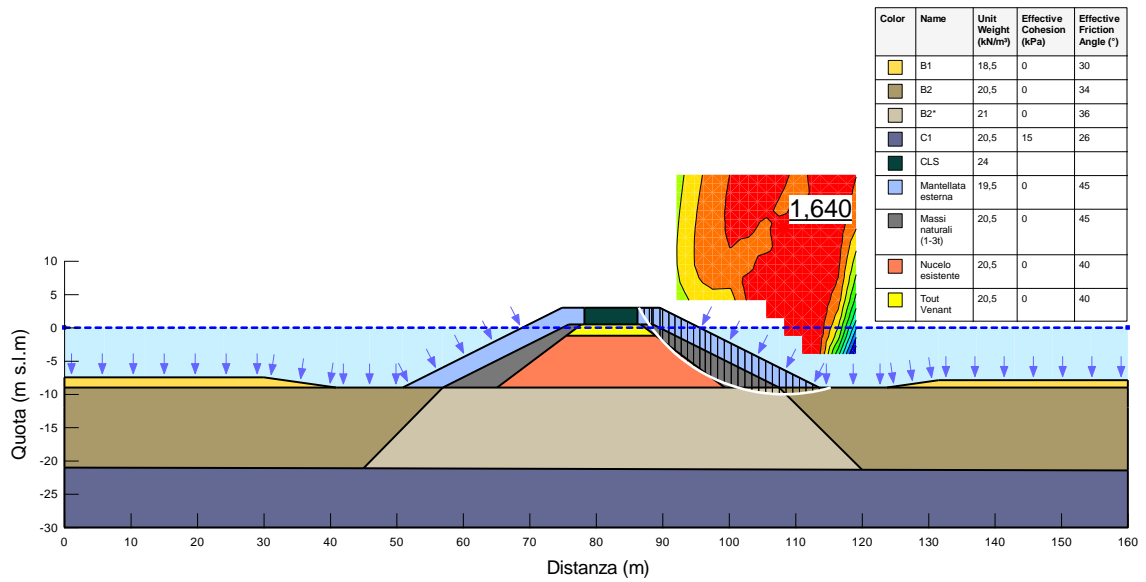


Figura 9-16 – Sezione H – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica destra

Azienda Regionale Attività Produttive	COMPLETAMENTO INTERVENTI SUL PORTO DI ORTONA (APPROFONDIMENTO DRAGAGGIO, PROLUNGAMENTO DIGA SUD) CUP: D74B16000360001 - CIG: 7822604907	B.02 – RELAZIONE GEOTECNICA				
		23	004	DR	003	0

9.2.2 Verifiche di stabilità globale del Prolungamento del Molo Sud – Diga completata

Le analisi sono state riferite a quattro sezioni e di seguito sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti:

Verifiche di stabilità globale - Prolungamento Molo Sud							
Sezione	Descrizione Modello	Condizioni	Combinazione di carico	FS	γ_R	R_d/E_d	Esito
Sezione A	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.470	1.10	1.34	Verifica soddisfatta
Sezione A	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.471	1.10	1.34	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.410	1.20	1.18	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.408	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.459	1.20	1.22	Verifica soddisfatta
Sezione A	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.457	1.20	1.21	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.572	1.10	1.43	Verifica soddisfatta
Sezione B	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.831	1.10	1.66	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.494	1.20	1.25	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.721	1.20	1.43	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.547	1.20	1.29	Verifica soddisfatta
Sezione B	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.777	1.20	1.48	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.460	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione C	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.467	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.406	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.408	1.20	1.17	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.455	1.20	1.21	Verifica soddisfatta
Sezione C	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.458	1.20	1.22	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sinistra	CDR	SLU-GEO2	1.444	1.10	1.31	Verifica soddisfatta
Sezione D	Destra	CDR	SLU-GEO2	1.460	1.10	1.33	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↑ - Sinistra	CDR	SLV-GEO1	1.422	1.20	1.19	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↑ - Destra	CDR	SLV-GEO1	1.430	1.20	1.19	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↓ - Sinistra	CDR	SLV-GEO2	1.470	1.20	1.23	Verifica soddisfatta
Sezione D	Sisma ↓ - Destra	CDR	SLV-GEO2	1.478	1.20	1.23	Verifica soddisfatta

Tabella 9-3 – Verifiche di stabilità del Prolungamento del Molo Sud

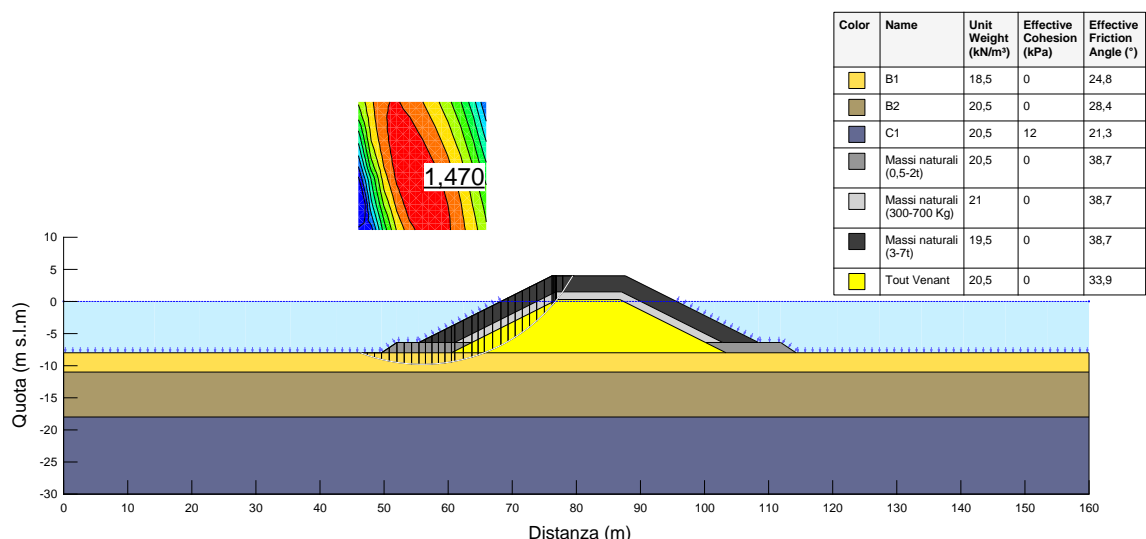


Figura 9-17 – Sezione A – SLU-GEO 2 – Superficie critica sinistra

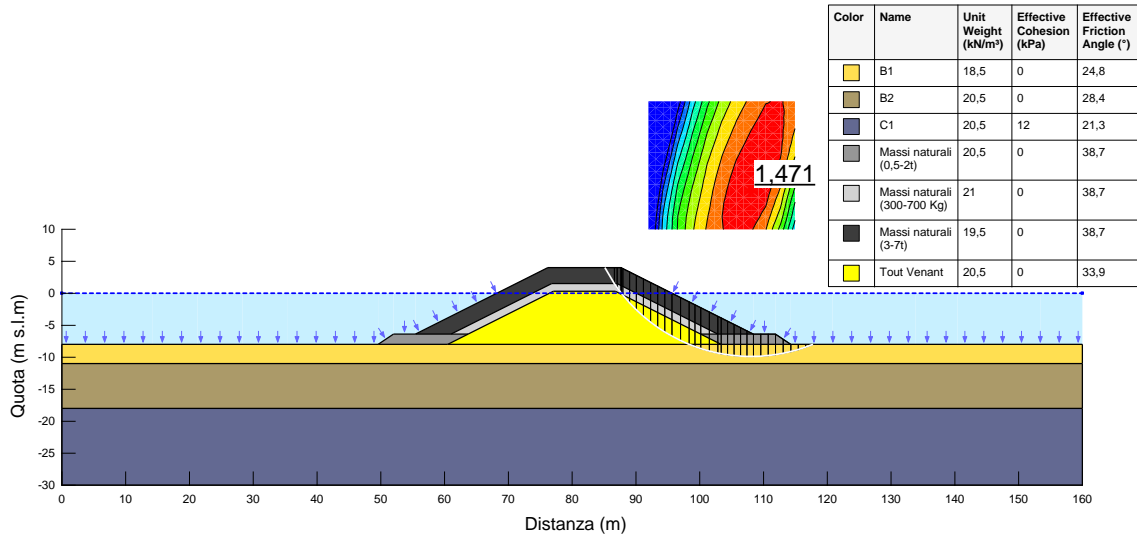


Figura 9-18 – Sezione A – SLU-GEO 2 – Superficie critica destra

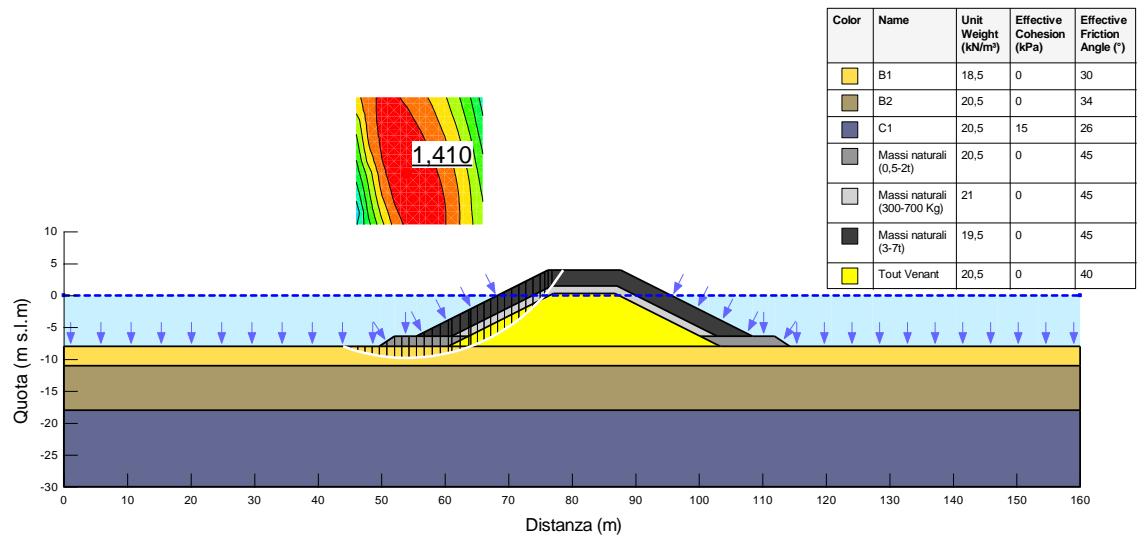


Figura 9-19 – Sezione A – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica sinistra

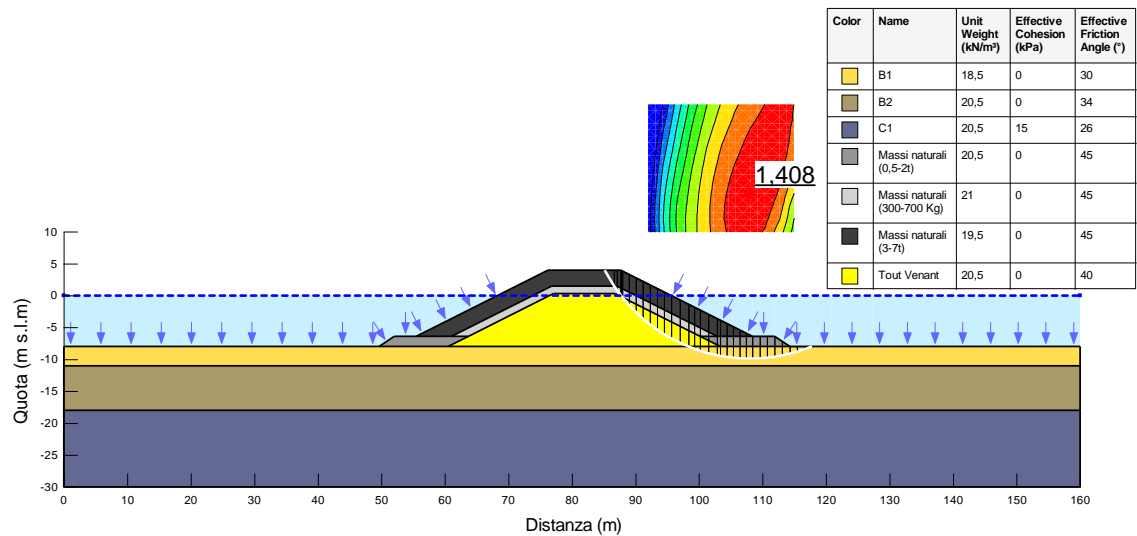


Figura 9-20 – Sezione A – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica destra

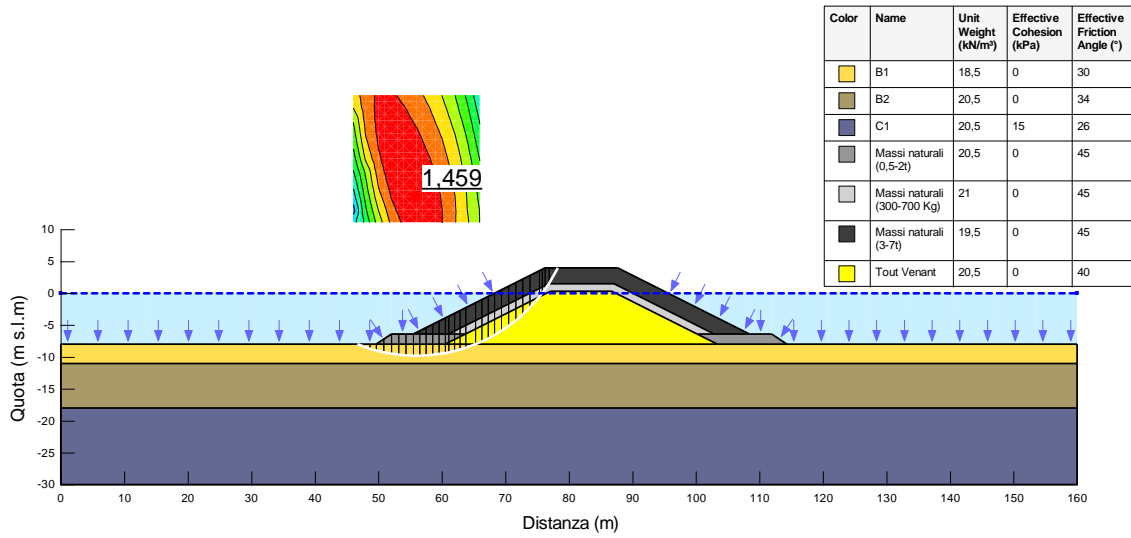


Figura 9-21 – Sezione A – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica sinistra

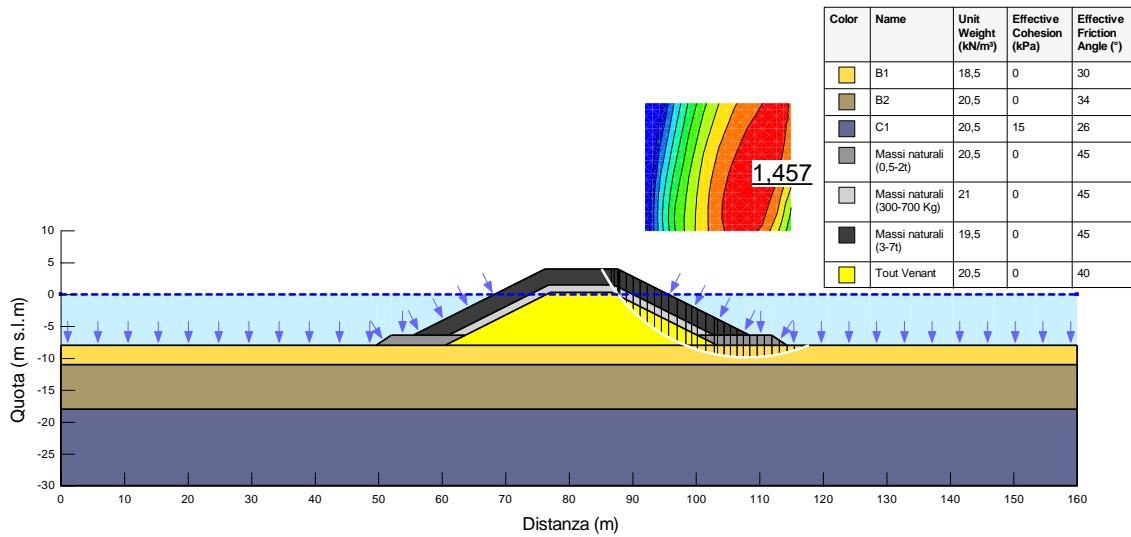


Figura 9-22 – Sezione A – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica destra

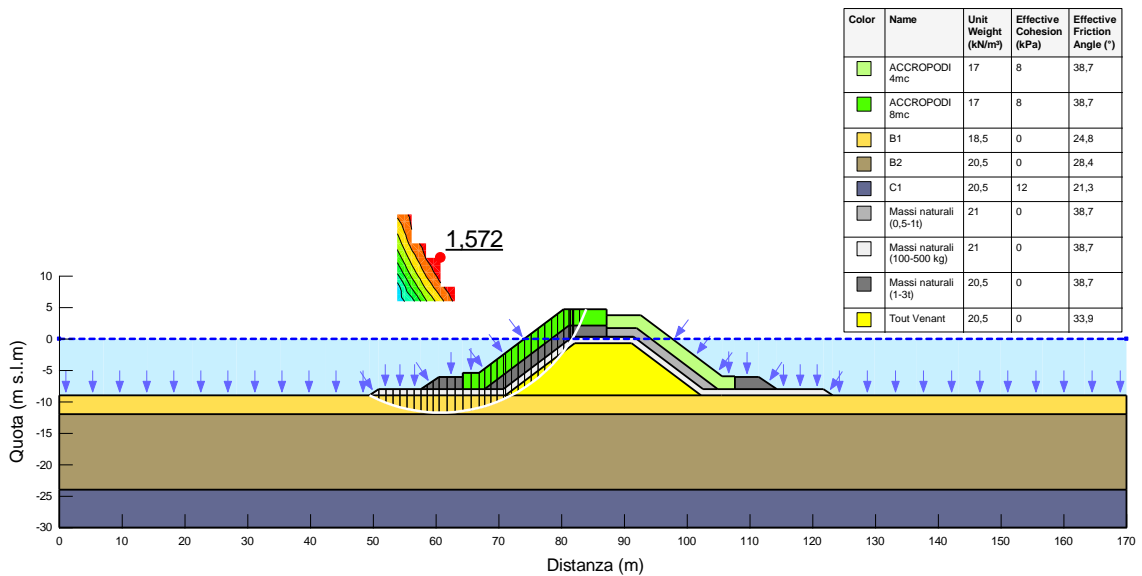


Figura 9-23 – Sezione B – SLU-GEO 2 – Superficie critica sinistra

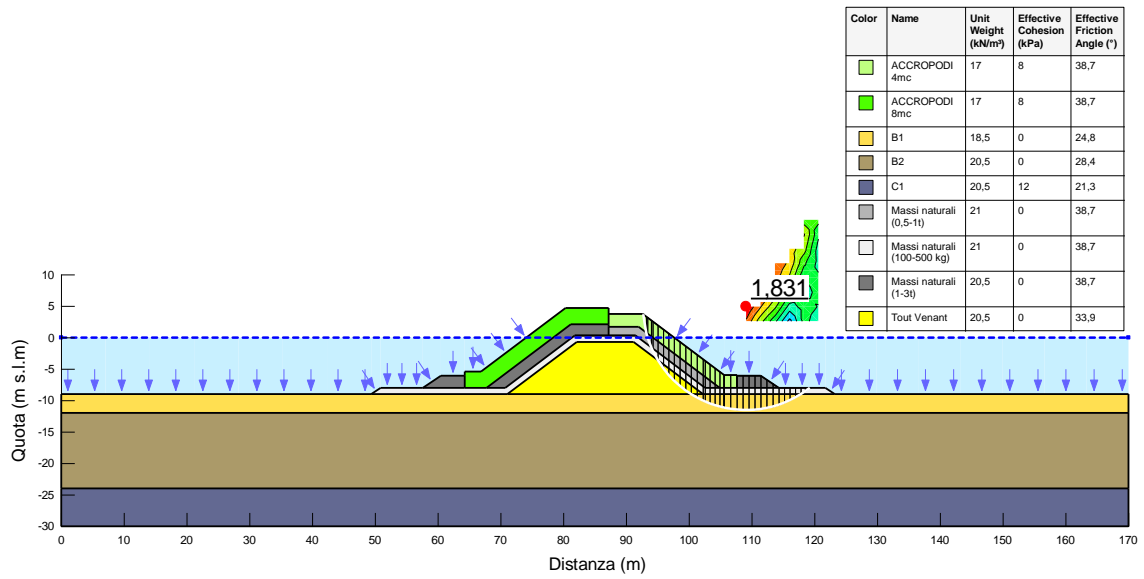


Figura 9-24 – Sezione B – SLU-GEO 2– Superficie critica destra

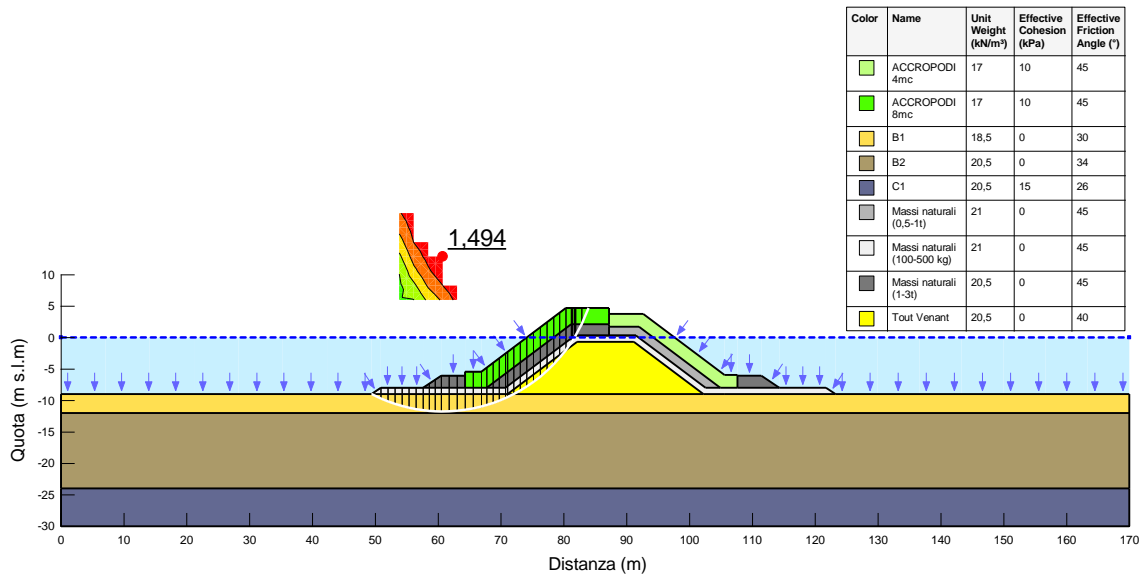


Figura 9-25 – Sezione B – SLV-GEO 1 – Sisma ↑– Superficie critica sinistra

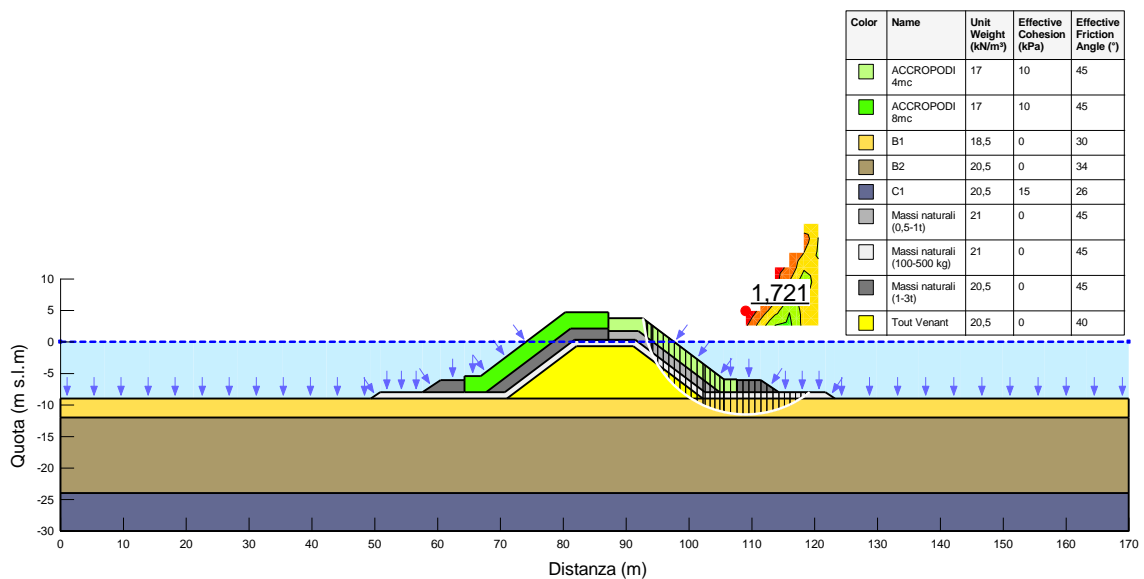


Figura 9-26 – Sezione B – SLV-GEO 1 – Sisma ↑– Superficie critica destra

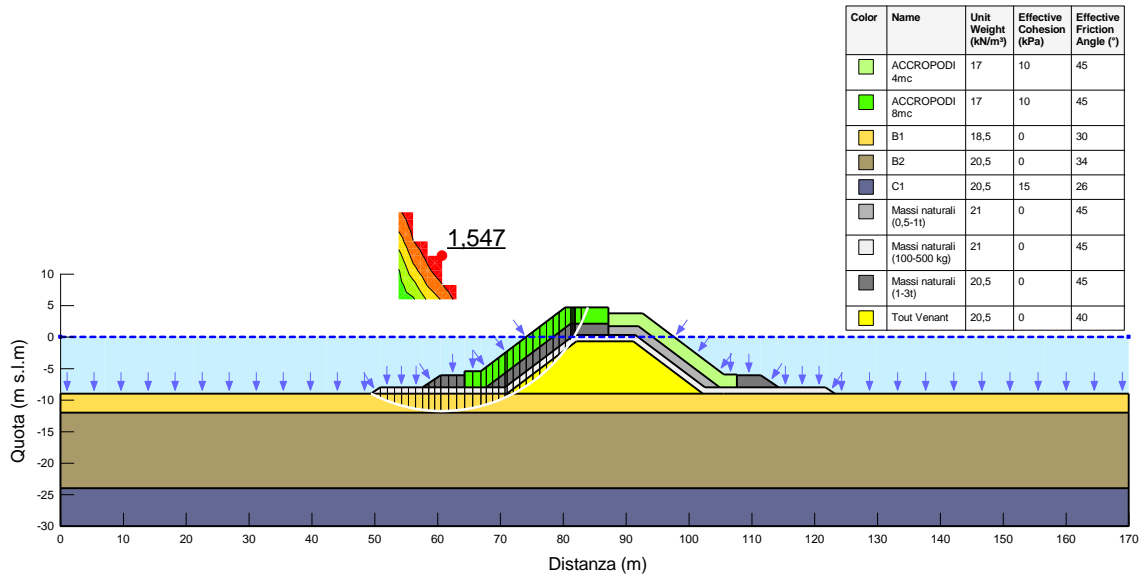


Figura 9-27 – Sezione B – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica sinistra

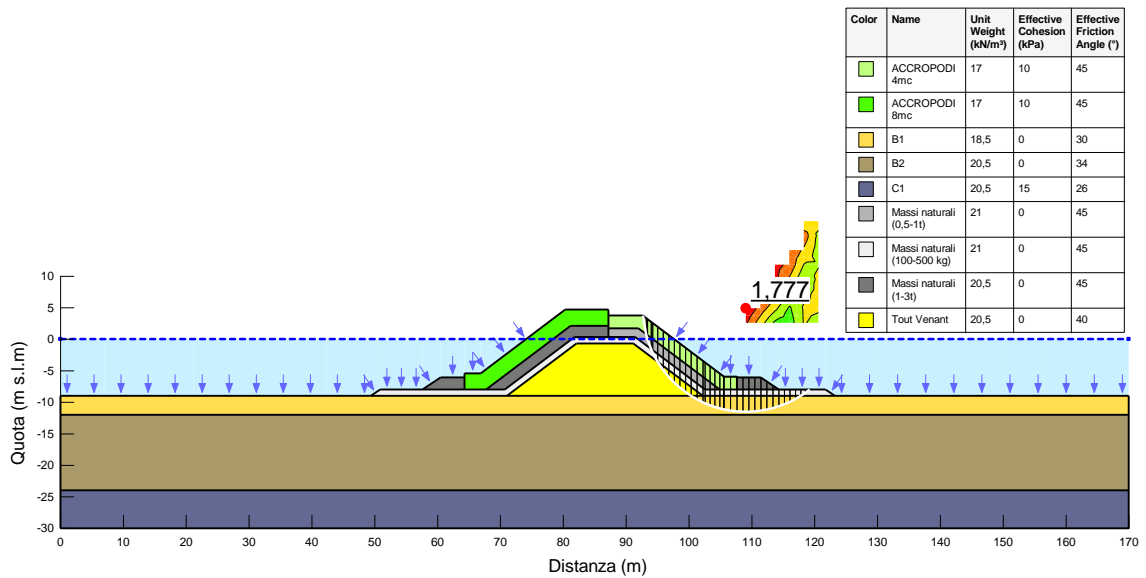


Figura 9-28 – Sezione B – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica destra

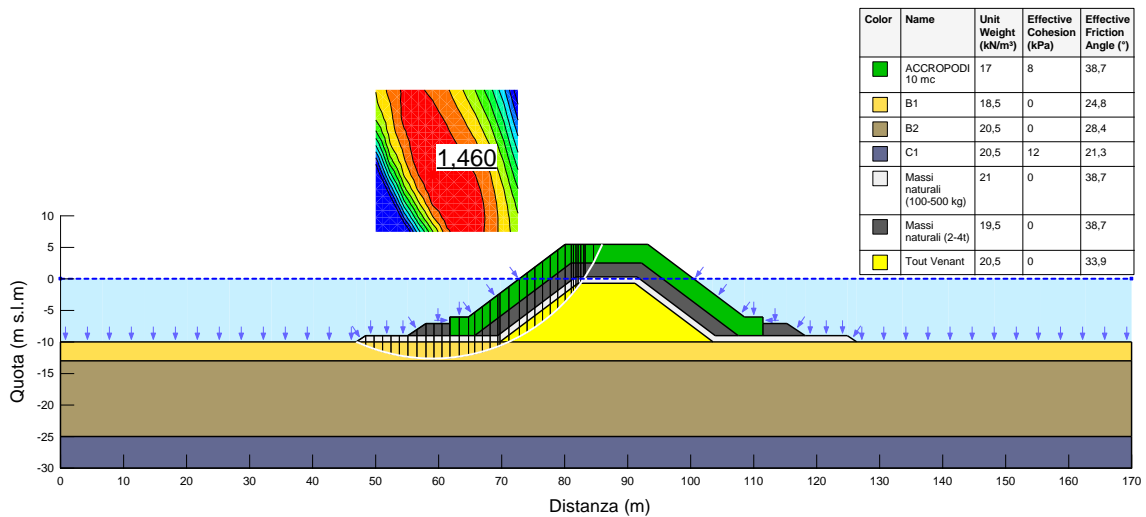


Figura 9-29 – Sezione C – SLU-GEO 2 – Superficie critica sinistra

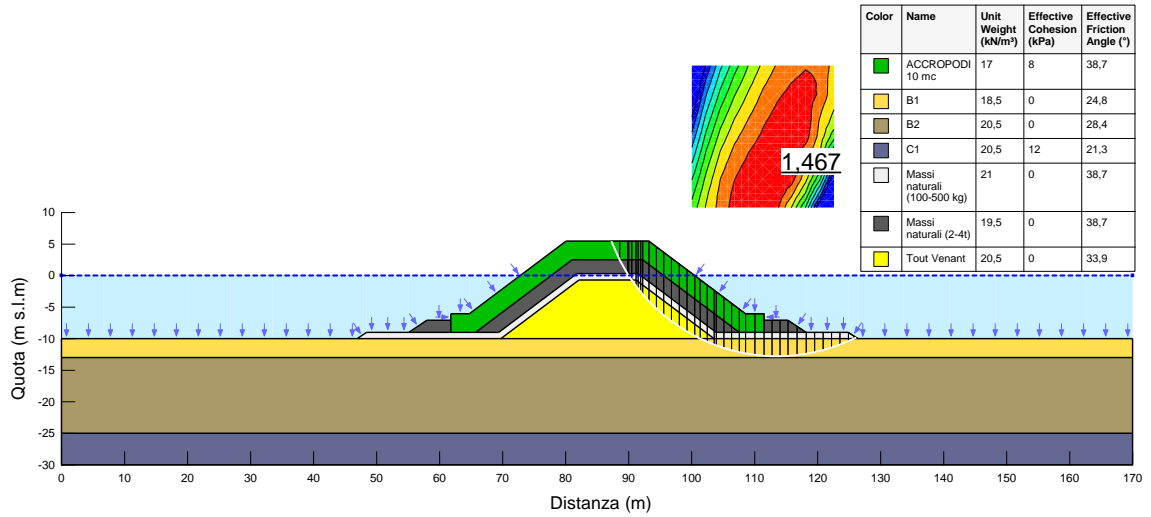


Figura 9-30 – Sezione C – SLU-GEO 2– Superficie critica destra

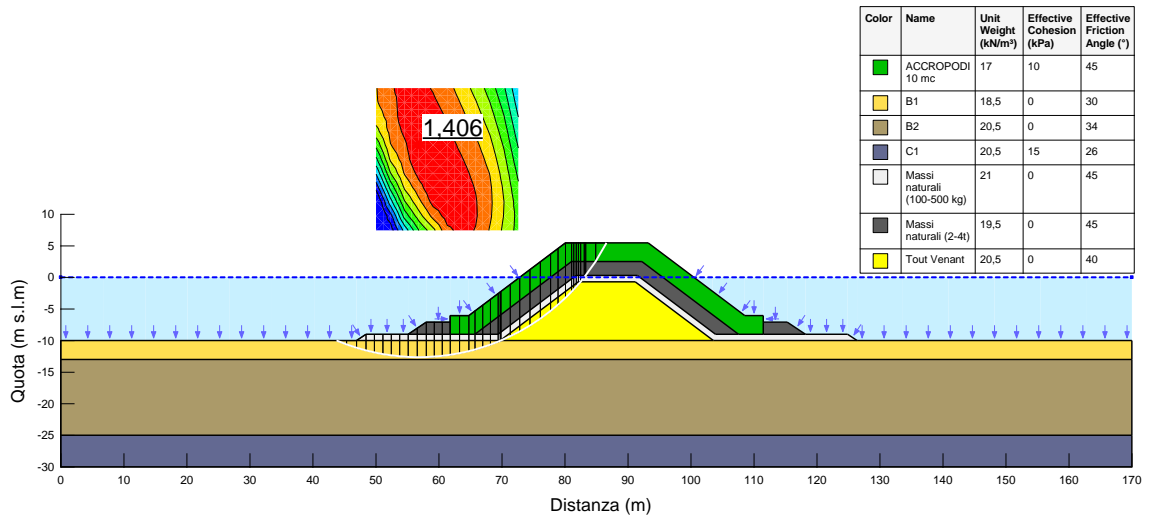


Figura 9-31 – Sezione C – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica sinistra

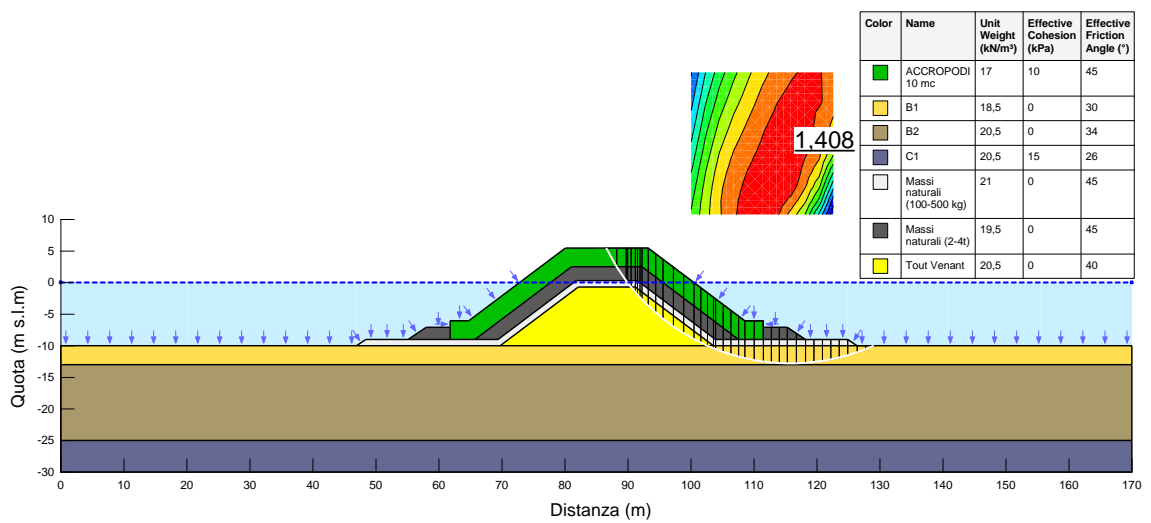


Figura 9-32 – Sezione C – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica destra

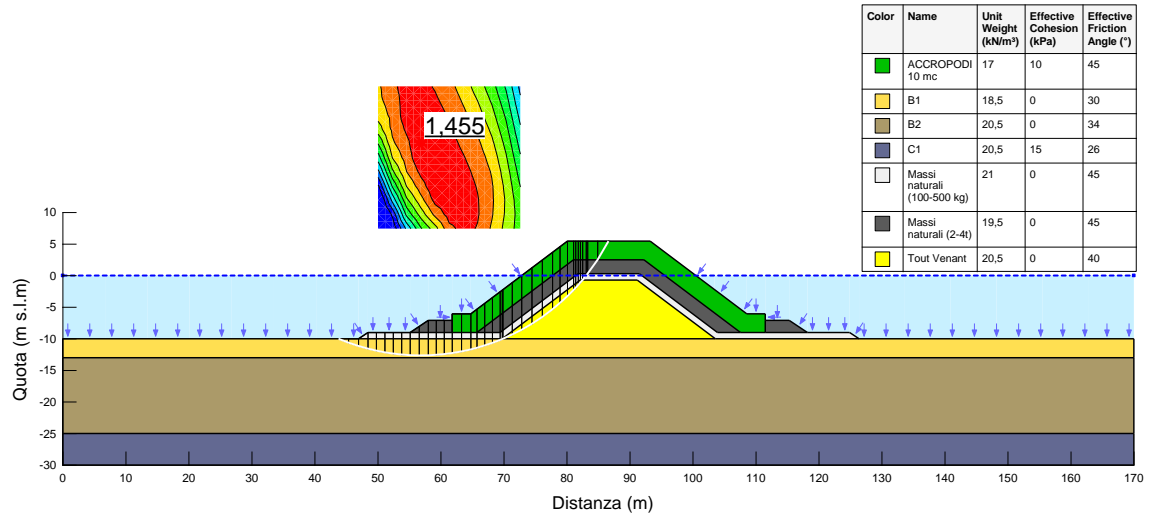


Figura 9-33 – Sezione C – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica sinistra

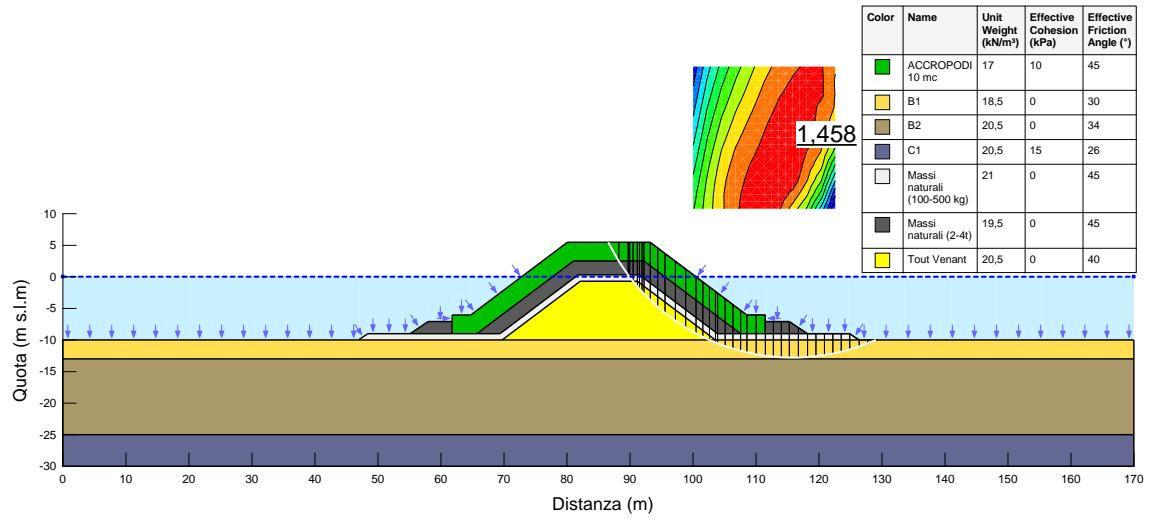


Figura 9-34 – Sezione C – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica destra

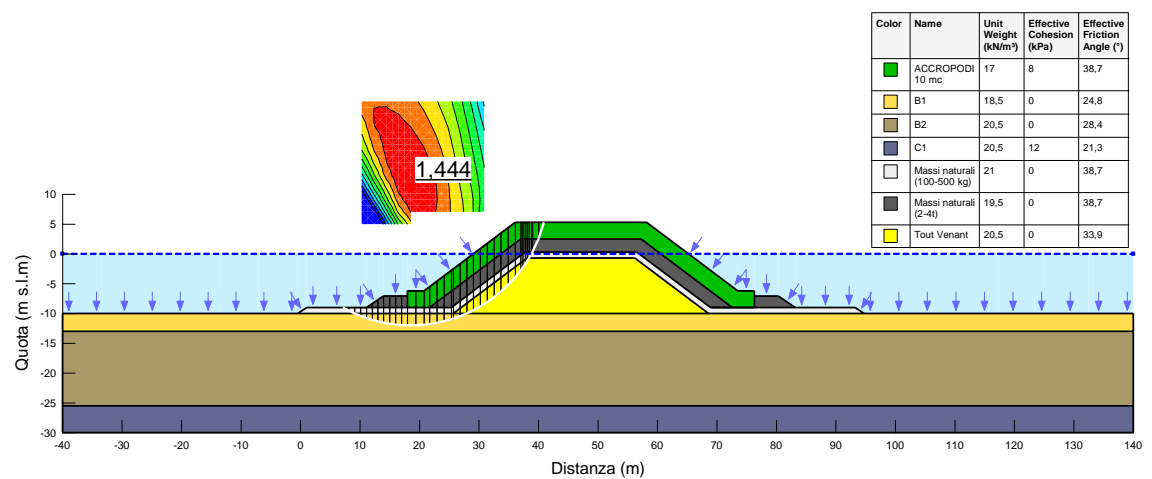


Figura 9-35 – Sezione D – SLU-GEO 2 – Superficie critica sinistra

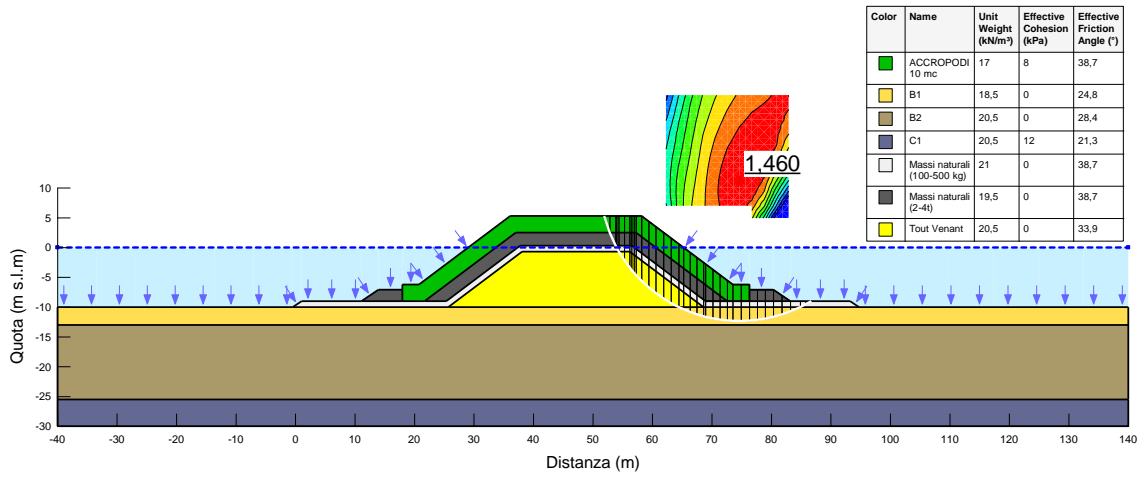


Figura 9-36 – Sezione D – SLU-GEO 2 – Superficie critica destra

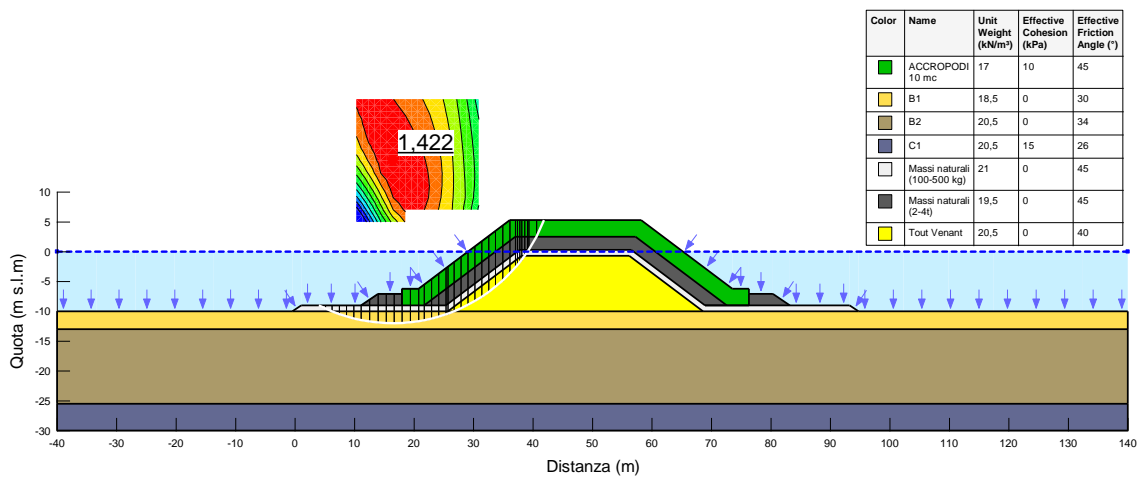


Figura 9-37 – Sezione D – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica sinistra

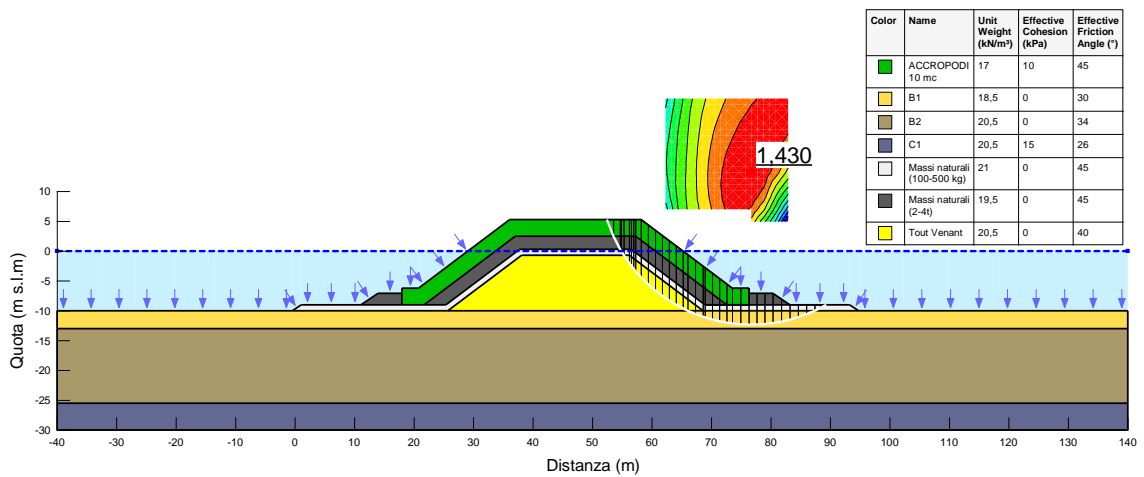


Figura 9-38 – Sezione D – SLV-GEO 1 – Sisma ↑ – Superficie critica destra

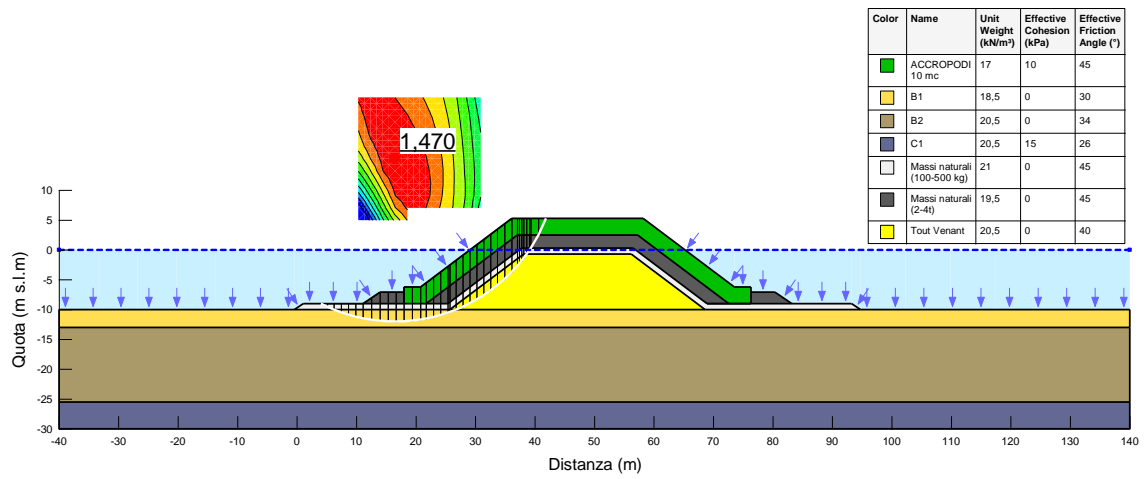


Figura 9-39 – Sezione D – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica sinistra

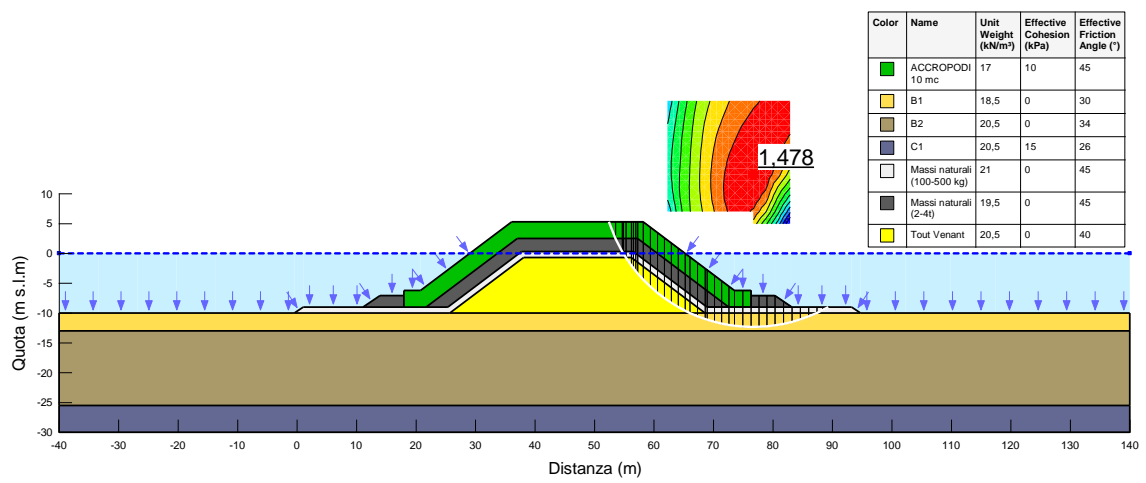


Figura 9-40 – Sezione D – SLV-GEO 2 – Sisma ↓ – Superficie critica destra