



AUTORITA' PORTUALE di ANCONA

## *PROGETTO ESECUTIVO*

Realizzazione di palancolato  
provvisorio propedeutico ad escavo  
e appalto della banchina n.27

PORTO DI ANCONA

## RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:



(Progettista e Direttore Tecnico)  
Ing. LIVIO GAMBACORTA

Collaboratori: Ingg. Elisabetta Bersanetti, Maurizia Curzi

VISTO: IL DIRIGENTE TECNICO  
Ing. Roberto Renzi

ANCONA – DICEMBRE 2014

## INDICE

1.	RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEGLI INTERVENTI.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3.	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	7
4.	RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO .....	7
4.1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO DELL'AREA.....	7
4.2.	SICUREZZA DELL'OPERA .....	9
4.2.1.	Quadro normativo .....	9
4.2.2.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	9
4.2.3.	Verifiche delle prestazioni (SLE) .....	11
4.2.4.	Azioni sulle opere .....	12
4.2.4.1.	Sovraccarico della banchina .....	12
4.2.5.	Approcci e combinazioni utilizzate.....	12
4.3.	ANALISI NUMERICA DELL'OPERA DI PROGETTO .....	13
4.3.1.	Caratteristiche generali del software impiegato.....	13
4.3.2.	Modello geotecnico della banchina.....	14
4.3.3.	Analisi delle fasi costruttive.....	17
4.3.4.	Risultati delle analisi numeriche .....	19
4.3.4.1.	Analisi di stabilità globale .....	19
4.3.4.2.	Risultati delle analisi di sicurezza SLU .....	24
4.3.4.3.	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE).....	26
5.	RELAZIONE SULLE VERIFICHE STRUTTURALI .....	28
5.1.	Criteri di verifica delle strutture .....	28
5.2.	Combinazioni di calcolo per verifiche strutturali.....	29
5.3.	Verifiche strutturali del palancolato .....	30
5.4.	Verifiche di deformabilità del palancolato (SLE) .....	32



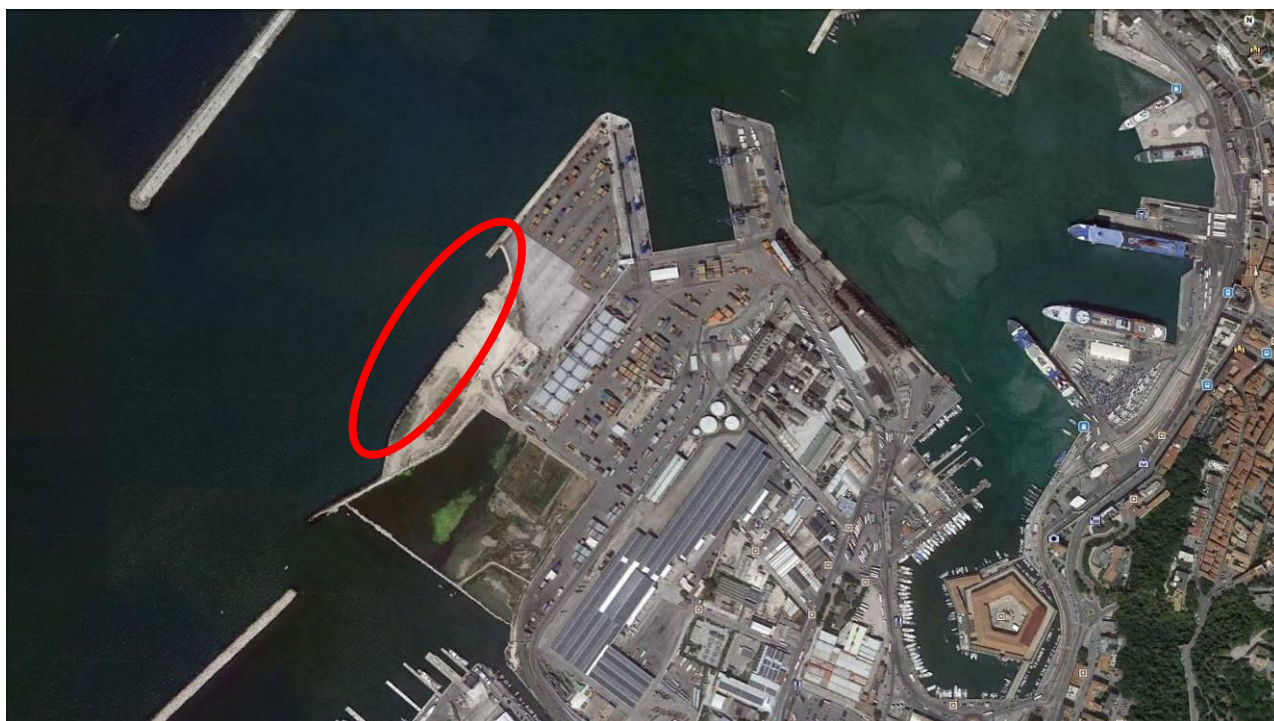
## 1. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEGLI INTERVENTI

La presente relazione accompagna gli elaborati di progetto relativi alla progettazione esecutiva per la “Realizzazione del palancolato provvisorio propedeutico ad escavo e appalto della banchina n.27” del porto di Ancona.

La zona oggetto di intervento è situata nella zona di espansione del porto di Ancona, all'esterno del bacino storico, nella zona compresa tra la foce del Fosso Conocchio e la banchina n.26 come riportato nell'immagine seguente.

L'intervento prevede la realizzazione di un palancolato metallico, previsto per una lunghezza di circa 300 m, da infiggere al piede di una esistente scogliera artificiale, nel lato verso mare, in quanto propedeutico alla realizzazione della banchina n.27, anche denominata banchina Marche, da costruire in prosecuzione della banchina n.26.

Il palancolato avrà il compito di sostenere la scogliera e i piazzali retrostanti quando verrà realizzato nel lato mare l'escavo del fondale marino per il successivo collocamento in opera della banchina n.27, realizzata con cassoni cellulari. Attualmente il fondale marino, nella zona che verrà interessata dai lavori, ha una profondità che si approfondisce allontanandosi dalla riva, variabile tra circa -6,00m dal l.m.m. a circa -8,25 m l.m.m. e verrà approfondito fino alla quota di -18,40m dal l.m.m., quota a cui imbasare i cassoni. Si riporta di seguito il dettaglio della zona di intervento.



*Figura 1: dettaglio zona di intervento*

L'escavo del fondale è previsto attraverso 3 fasi: in ciascuna fase verrà realizzata una porzione di banchina ed il corrispondente terrapieno a tergo .

Nella planimetria che segue, estratta dalla tavola del progetto esecutivo della banchina, “*Tav. C4 – Planimetria fasi esecutive intervento di escavo*” si vedono le predette 3 fasi e la posizione prevista indicativamente per il palancolato provvisorio.

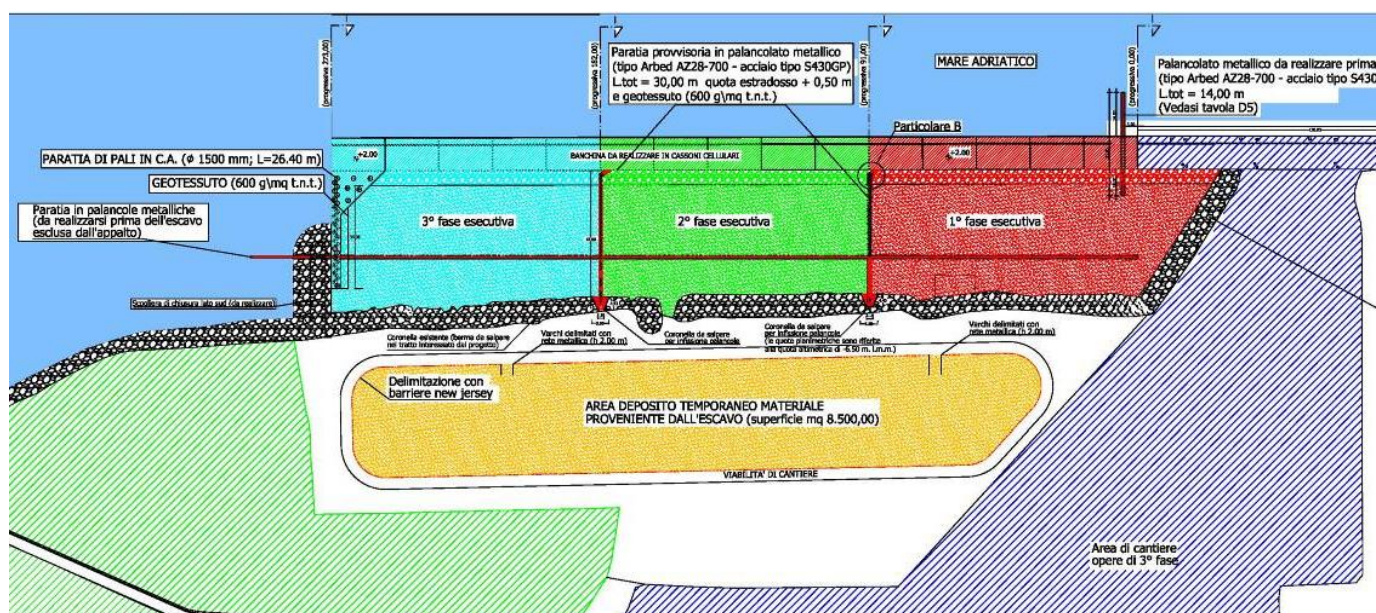


Figura 2: Dettaglio Tav. C4 – Planimetria fasi esecutive intervento di escavo

In particolare la nuova banchina ed il riempimento a tergo avverrà solamente dopo il dragaggio del fondale marino dalla quota attuale fino alla profondità di -12,00 m l.m.m. e l'allontanamento del materiale dragato. La sezione di fondale marino da dragare come primo intervento è riportato nel disegno che segue, estratto dalla tavola “*E1-sezione tipo escavo l. 200*”; la zona è quella al di sotto della linea tratteggiata in colore rosso, che simboleggia il profilo del preesistente fondale marino, fino alla quota di -12,00m l.m.m., al di sotto del quale con il colore giallo è indicato il successivo approfondimento del fondale necessario all'imbasamento dei cassoni (-18,40m l.m.m.); tale ultimo dragaggio è da eseguire attraverso le 3 fasi prima descritte.



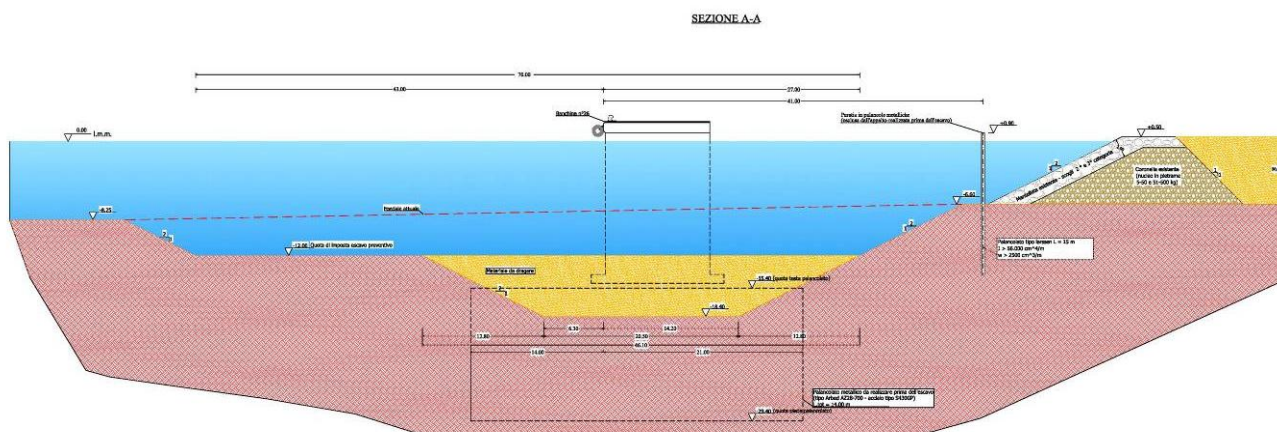


Figura 3: Sezione di escavo prevista in progetto esecutivo banchina 27

Successivamente, a banchina n.27 realizzata, la porzione di mare interclusa tra la predetta banchina e la scogliera di delimitazione degli attuali retrostanti piazzali verrà interrata: tale interrimento è previsto per fasi successive durante lo svolgimento dello stesso appalto inerente la realizzazione della banchina 27. Quindi il palancolato metallico è destinato ad essere inglobato all'interno del terrapieno che si realizzerà in prosecuzione della attuale scogliera e fino alla posizione della futura banchina 27.

Il palancolato viene realizzato in prossimità del piede della esistente scogliera, infiggendo la palanca a partire da poco sopra la quota del fondale marino e cioè dalla profondità di -5,00 m l.m.m. fino alla profondità di -20,00m l.m.m. per una lunghezza quindi di 15m. Tale posizione è risultata la più idonea per garantire la stabilità della scogliera, che risulterebbe in condizione di precaria stabilità in quanto posta alla sommità del pendio del nuovo dragaggio. Inoltre non è apparso vantaggioso allontanare di molto il palancolato metallico rispetto al piede della scogliera poichè si sarebbe venuto a trovare lungo il nuovo pendio che si origina a seguito del dragaggio.

Il palancolato viene realizzato tramite un sistema combinato da palancole H e palancole AZ, del tipo PEINER PSP 600 + PZI 610 COMBINAZIONE 12/21.

Il calcolo della paratia, trattandosi di opera provvisoria, è stato eseguito senza considerare l'aggravio di sollecitazione dovuto al sisma. Per l'opera del resto è prevista una durata della vita al massimo di un paio di anni e comunque inferiore al limite di due anni che la normativa tecnica NTC 2008 indica come termine massimo, oltre il quale è necessario inserire il contributo di sollecitazione causato dal sisma (NTC2008 punto 2.4.1).

Nel dettaglio la presente relazione contiene le risultanze delle analisi e verifiche geotecniche e strutturali del palancolato provvisorio in esame; le analisi numeriche complete sono contenute in Allegato alla presente relazione.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente relazione, nonché riguardo ai principi generali di progettazione, analisi e verifica, si fa riferimento alla vigente normativa ed in particolare:

- L. 5/11/1971 n. 1086 – *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica*;
- L. 2/2/1974 n. 64 – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29)*;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;
- UNI EN 1993-5 – Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole e relativa Appendice Nazionale*;

### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Per l'opera in oggetto è previsto esclusivamente l'utilizzo del materiale tipo acciaio da carpenteria metallica :

- Per palancole tipo HZ e AZ: Acciaio S355, avente una tensione di snervamento  $f_y = 355\text{MPa}$  e una tensione di rottura minima  $f_u = 490\text{MPa}$  per  $t \leq 40\text{mm}$

### 4. RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

Ai fini della classificazione degli aspetti geotecnici, si fa riferimento alla consulenza geotecnica svolta in passato dalle società ACALE SRL e SEACON SRL per la valutazione della stabilità della banchina n.27 incaricata dall'Ufficio delle Opere Marittime di Ancona, già recepita nel progetto esecutivo della suddetta banchina. Pertanto per ogni maggiore necessità si rimanda a tale relazione geotecnica.

#### 4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO DELL'AREA

I risultati delle indagini geognostiche disponibili permettono una ricostruzione abbastanza accurata dei depositi presenti nell'area portuale. La natura dei terreni presenti è infatti nota grazie ai risultati ricavati da carotaggi, prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove dilatometriche e indagini di laboratorio su numerose verticali di indagine acquisite in passato in occasione della progettazione e della realizzazione di altre opere nello stesso bacino portuale.

Nel caso specifico, è possibile riferirsi alla campagna di indagine condotta per la progettazione della banchina n.27 che ha comportato l'esecuzione di:

- n°4 sondaggi a carotaggio continuo effettuato dal piano campagna fino a circa 40m di profondità;
- n°5 sondaggi a perforazione di nucleo spinti fino a 40-50 metri ai fini delle prove sismiche in foro;
- prelievo di n.14 campioni indisturbati con prove di laboratorio e n.16 campioni rimaneggiati;
- esecuzione nei fori di sondaggio di n.13 prove SPT;
- n.6 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino alla profondità di 25 m.

In generale si riscontra una certa omogeneità dei terreni presenti nel sottosuolo al variare delle zone indagate.

Nella zona è presente in superficie, alla quota di -7 dal l.m.m. uno strato di terreno di recente deposizione dello spessore di circa 8 metri di sabbie fini limose piuttosto consistenti, seguito da uno



strato di circa 7 metri di argilla limosa poco consistente soprattutto nella parte superficiale di 3 metri.

Segue per circa 2 metri uno strato di sabbia fine e sabbia limosa mediamente densa. Questo banco sabbioso superficiale ricopre un potente banco di argilla limosa e limo argilloso poco sovraconsolidato; la base di questi depositi, collocata intorno a 22 metri di profondità corrisponde generalmente ad uno strato sabbioso ben riconoscibile nelle colonne stratigrafiche ed al di sotto del quale si ritrovano argille limose e limi argillosi della fine del Pleistocene, in genere più compatte e consistenti dei limi superiori per le più elevate profondità, leggermente sovraconsolidate.

In sito è poi presente uno strato di terreno di riporto, costipato solo nella parte superiore di circa 2 metri, che va dalla quota + 1,00 m.s.l.m.m. alla profondità di -7 metri, costituito da sabbie fini limose con una densità relativa dal 20 al 40% (poco consistente) e con una resistenza alla punta del penetrometro non superiore a 1000 KN/m<sup>2</sup>.

L'esame comparato delle verticali di indagine ha consentito di definire la seguente successione stratigrafica:

**LITOTIPO 1:** Terreno di riporto fra le quote +1 e -7 dal livello medio del mare

**LITOTIPO 2:** Sabbie fini limose fra le quote -7 e -15m da l.m.m.

**LITOTIPO 3:** Argilla limosa con sabbia poco consistente fra -15m e -22m da l.m.m. I primi due metri presentano deformabilità maggiore

**LITOTIPO 4:** Sabbie fini limose fra le quote -22 e -24m da l.m.m., dalle medesime caratteristiche del litotipo 2

**LITOTIPO 5:** Argille limose sovraconsolidate fra -24m e -40m da l.m.m., da considerarsi quale strato di base (marne - marne alterate)

Tutte le indagini dunque consentono di individuare, in un quadro coerente ed unitario, la successione stratigrafica dei terreni in cui ricade l'opere in progetto, con piccole variazioni che potranno essere eventualmente valutate in corso d'opera.

La tabella seguente sintetizza pertanto le principali caratteristiche geotecniche ottenute per le due unità geotecniche considerate.

		Litotipo 1	Litotipo 2	Litotipo 3	Litotipo 4	Litotipo 5
Parametro	U.M.	$-7 \leq z(m) \leq 1$	$-15 \leq z(m) < -7$	$-22 \leq z(m) < -15$	$-24 \leq z(m) < -22$	$-40 \leq z(m) < -26$
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17,7	18,80	19,00	18,80	19,50
E'	[kN/m <sup>2</sup> ]	3000	40000	2260/8000	80000	50000
v'	[-]	0,350	0,250	0,3	0,250	0,300

		Litotipo 1	Litotipo 2	Litotipo 3	Litotipo 4	Litotipo 5
$C_v$	[m <sup>2</sup> /s]	-	-	$6 \cdot 10^{-7}$	-	$6.5 \cdot 10^{-8}$
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	6	0,00	15
$\varphi'$	[°]	27	37	26	37	26
$C_u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	50	-	300

Tabella 1: parametri geotecnici dei terreni

Dove:

$\gamma$	Peso dell'unità di volume del terreno
$E'$	Modulo elastico
$\nu'$	Coefficiente di Poisson
$C_v$	Coeff.di consolidazione
$c'$	Coesione efficace
$\varphi'$	Angolo di attrito efficace

Va posta particolare attenzione al litotipo 3 che, presentando nei primi metri un modulo elastico particolarmente basso ( $E'=2260$ ), risulta altamente deformabile; tale strato ha influenzato in maniera rilevante le verifiche di stabilità geotecnica.

## 4.2. SICUREZZA DELL'OPERA

### 4.2.1. Quadro normativo

Il presente documento è redatto in conformità ai dettami del Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, nel seguito indicato come DM 2008) e della relativa circolare applicativa (Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.).

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

Le verifiche di sicurezza sono quindi eseguite facendo riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU) per le condizioni statiche, mentre, essendo l'opera provvisoria, non sono richieste le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per le condizioni sismiche.

### 4.2.2. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

$$E_d \leq R_d$$

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

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

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

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

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

$F_k$  = azioni di progetto caratteristiche

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

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficienti parziali per le azioni

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

$\gamma_M$  = coefficiente parziali per i materiali

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

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

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

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

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

$R_d$  = resistenza di progetto

$F_k$  = azioni di progetto caratteristiche

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

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficienti parziali per le azioni

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

$\gamma_R$  = coefficienti parziali per le resistenze

Il Decreto 2008 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i

coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). Tali coefficienti sono riportati nelle tabelle seguenti.

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

Tabella 2: coefficienti parziali sulle azioni o per l'effetto dell'azioni

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

Tabella 3: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 4: coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$

Tabella 5: coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di opere di sostegno

#### 4.2.3. Verifiche delle prestazioni (SLE)

La verifica agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) prevede che il valore di progetto dell'effetto delle azioni  $E_d$  risulti minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni  $C_d$  cioè che venga rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Nel caso in esame si sono valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e dei manufatti adiacenti.

Essendo un'opera provvisoria e poiché non sono presenti sulla banchina strutture che possono subire danneggiamenti, sono considerati accettabili anche spostamenti di significativa entità.

#### **4.2.4. Azioni sulle opere**

Per le opere in progetto è necessario considerare le azioni del peso proprio del terreno, dei sovraccarichi, dell'acqua e del peso proprio degli elementi strutturali. Essendo un'opera provvisoria, con durata inferiore ai due anni, le NTC2008 consentono l'omissione delle verifiche sismiche; pertanto l'effetto dell'azione sismica che non viene presa in considerazione nelle verifiche del presente progetto.

##### **4.2.4.1. Sovraccarico della banchina**

Il terrapieno esistente a tergo della coronella, nato come cassa di colmata, risulta attualmente non in uso continuativo, bensì come occasionale deposito di materiali. Sulla base del progetto esecutivo della banchina n.27, tale spazio risulta destinato a ospitare il terreno derivante dal dragaggio del fondale, in particolare del secondo escavo progettuale. In tale area, nel medesimo progetto, è previsto un deposito con capienza di 23.000 mc, esteso per una superficie di 8.500 m<sup>2</sup> posto ad una distanza minima, ricavata dagli elaborati grafici, di circa 12,0 m dall'inizio della scogliera componente la testa della coronella (vedere tavola P.03)

Per determinare il carico agente in corrispondenza di tale deposito, è stata calcolata l'altezza massima di tale deposito pari a 3,3 m circa, considerando una disposizione del terreno secondo il proprio angolo di attrito pari a 26° e un peso specifico di 19,0 kN/mc; risulta quindi un sovraccarico di forma trapezoidale con valore massimo caratteristico **62,7 kN/m<sup>2</sup>**.

Ai lati di questo sovraccarico è stato applicato, sempre sulla scorta delle previsioni progettuali dell'opera finale, un carico relativo alla viabilità di cantiere di 20 kN/m<sup>2</sup> per un'estensione di circa 5m lungo tutto il perimetro del deposito.

Tali valori sono da intendersi come valori caratteristici ai quali verranno poi applicati, a seconda dell'approccio utilizzato, gli opportuni coefficienti di sicurezza.

Tali carichi sono stati considerati come carichi variabili, agenti contemporaneamente con la massima entità.

#### **4.2.5. Approcci e combinazioni utilizzate**

Nel presente progetto, come prescritto nel §6.5.3.1.2 delle NTC2008, sono state analizzate le seguenti combinazioni:

- per la verifica della stabilità globale dell'insieme terreno-opera: Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2).

- per la verifica strutturale degli elementi e degli spostamenti: l'Approccio 1 con entrambe le combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1 (unico approccio progettuale previsto dalla norma).

### 4.3. ANALISI NUMERICA DELL'OPERA DI PROGETTO

#### 4.3.1. Caratteristiche generali del software impiegato

L'analisi numerica è stata condotta con l'impiego di un software dedicato alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quale **Plaxis versione 2d AE**, debitamente licenziata.

Il codice di calcolo **Plaxis** effettua un'analisi bidimensionale con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa, infatti, su una discretizzazione del terreno, inteso come mezzo continuo, tramite la determinazione di una mesh con l'ipotesi che gli elementi si scambino le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per definire la mesh vengono utilizzati elementi triangolari che sono generati in maniera automatica, lasciando però la possibilità di raffittire gli stessi laddove necessario. Nel caso di specie viene applicato un raffittimento in prossimità della paratia metallica per aver una maggiore precisione;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante. Nel modello è stato considerato un attrito terreno-struttura pari a  $\frac{2}{3} \varphi$ ;

Material model: Plaxis presenta vari modelli per simulare il comportamento del terreno a diversi livelli di complessità. Il modello usualmente utilizzato che descrive con discreta approssimazione il comportamento reale dei terreni è Mohr-Coulomb, in cui il terreno ha un comportamento elastico perfettamente plastico.

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



Phi-c reduction (o Safety Calculation): Plaxis presenta questa opzione di calcolo per determinare i fattori di sicurezza e per valutare le condizioni di stabilità globale. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ( $\tan\phi'$  e  $c'$ ) fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione è così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

e può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale.

Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematisma di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze:  $\gamma_R$ .

Secondo quanto imposto dalle NT2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove  $E_d$  è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno,  $R(\gamma_{M2})$  e il fattore parziale  $\gamma_{R2} = 1,1$ .

Il programma determina le sollecitazioni sugli elementi strutturali, ma non esegue alcuna verifica, per cui, a tale software è stata associata una verifica manuale puntuale di ciascuna sezione.

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno è stata valutata anche con il software di calcolo **Geoslope** che permette di studiare problemi di instabilità del terreno usando vari metodi basati sull'equilibrio limite e determina i fattori di sicurezza lungo le superfici di scivolamento più significative per l'opera.

#### **4.3.2. Modello geotecnico della banchina**

Caratteristiche principali del modello utilizzato:

- piano di banchina: +0,5m l.m.m.
- fondale iniziale al piede della coronella: circa -6,00m dal l.m.m. (da rilievo batimetrico)
- fondale nella prima fase di dragaggio: -12,00 m da l.m.m.
- fondale nella seconda fase di dragaggio -18.40m da l.m.m.
- sovraccarico in banchina di forma trapezoidale dovuto al terreno dragato pari a 62,7 kN/m
- sovraccarico dovuto al transito veicolare di cantiere pari a 20 kN/m
- palancolato metallico costituito da profili combinati tipo PSp600+ PZI 610 -combination 12/21 ( $J_{min}/m$  di palanca = 126.000 cm<sup>4</sup>/m e  $W=3.610$  cm<sup>3</sup>/m), di lunghezza 15,00m infisso da 1,00 m sopra il fondale esistente (quota minima -5,00m da l.m.m.) fino a quota -20m l.m.m.

La palanca, che verrà infissa a partire da poco sopra la quota del fondale, è stata modellata per semplicità a partire dalla quota +0.5m da l.m.m. in quanto, ai fini del calcolo globale di stabilità del sistema, il tratto fino al fondale risulta, come prevedibile, privo di sollecitazioni e il peso proprio della paratia è stato applicato manualmente a seguito delle analisi.

All'interno del programma di calcolo, per poter ottenere dall'analisi le sollecitazioni strutturali relative alle combinazioni sopra descritte, sono stati inserite le fattorizzazioni dei soli sovraccarichi con una entità tale per cui le sollecitazioni finali del software sono state ulteriormente amplificate con un coefficiente  $\gamma$  valido per i carichi permanenti quali la spinta del terreno. Ciò per considerare amplificate anche le spinte date dal terreno che diversamente non sarebbe stato possibile fattorizzare.

In particolare:

*Analisi SLU combinazione A1+M1+R1:* il sovraccarico deve essere moltiplicato per  $\gamma_Q=1.5$ , mentre la spinta del terreno per  $\gamma_G=1.3$ . E' stato applicato ai sovraccarichi un coefficiente pari a 1.5/1.3 (1,15 circa) e sono state moltiplicate le sollecitazioni provenienti dall'analisi per un coefficiente pari a 1.3;

*Analisi SLU combinazione A2+M2+R1:* il sovraccarico deve essere moltiplicato per  $\gamma_Q=1.3$  mentre la spinta del terreno per  $\gamma_G=1.0$ . E' stato applicato al sovraccarico un coefficiente  $\gamma_Q=1.3$ , e le sollecitazioni così determinate dall'analisi tengono già conto di tutti gli opportuni coefficienti di sicurezza.

*Per la combinazione SLU -A2+M2+R2 necessaria alle verifiche geotecniche di stabilità globale,* è stato applicato, analogamente a quanto sopra, un coefficiente di 1,3 al solo sovraccarico, e le opportune riduzioni  $\gamma_M$  ai parametri geotecnici.

Le analisi sono state svolte modellando le condizioni sia breve termine che al lungo termine con due distinti modelli che si differenziano per i parametri geotecnici dei terreni coesivi modellati rispettivamente in condizioni non drenate (breve termine) e drenate (lungo termine).

Per tenere conto di una possibile alterazione del pendio dello scavo dovuta all'azione del moto ondoso, che potrebbe portare ad un parziale scoprimiento della paratia nella parte sommitale, a causa dello scivolamento di una porzione di terreno, si è deciso, in maniera prudentiale, di modellare anche tale condizione in cui il palancolato risulta avere uno sbalzo nella parte sommitale di circa 2m.

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche strutturali del palancolato e quelle geotecniche dei terreni coinvolti adottate nel modello.

<b>Profondità (m l.m.m.)</b>	<b>Identificazione</b>	<b>EA [kN/m]</b>	<b>EJ [kNm<sup>2</sup>/m]</b>
Da +0,50 a -20,00	PSP 600+Pzi610	2,99 *10 <sup>6</sup>	227304

*Tabella 6: caratteristiche meccaniche del palancolato*

	<i>Profondità (m) da l.m.m</i>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\frac{\phi_k'}{\gamma_{M(A2)}}$	$\frac{c'}{\gamma_{M(A2)}}$	$\frac{c_u}{\gamma_{M(A2)}}$
Coronella		18	33333	0.2	0	45	0	38.66	0	0
Strato addensato	-0.5/+0.0	19.50	40000	0.2	0	40	0	33.87	0	0
Terreno riporto	+0.0/-7.0	17.7	3000	0.35	0	27	0	22.18	0	0
Sabbie fini limose	-1.0/-15.0	18.80	40000	0.25	0	37	0	31.08	0	0
Argilla limosa	-15.0/-22.0	19	2260/ 8000	0.3	6	26	50	21.32	4.8	35.71
Sabbie fini limose	-22.0/-24.0	18.80	80000	0.25	0	37	0	31.08	0	0
Argille limose sovraconsol.	-26.0/-40.0	19.50	50000	0.3	15	26	300	21.32	12	214.29

*Tabella 7: parametri geotecnici terreni*

Sono stati adottati accorgimenti di modellazione per evitare problematiche di collasso locale, considerate irrilevanti, e consentire al software di calcolo di proseguire nell'analisi di stabilità generale. Per ovviare, infatti, a problemi legati a limiti di calcolo del programma, sono stati introdotti nel modello, laddove necessario, dei valori di coesione molto piccoli (compresi fra 0.01 kPa e 0.5kPa) e migliorati o tolti, laddove richiesto, delle piccolissime zone di terreno in cui si verificavano collassi di ridottissima entità che interrompevano le analisi.

In Figura 4 si riporta lo schema geometrico e la mesh usati per definire il modello impiegato nell'analisi.

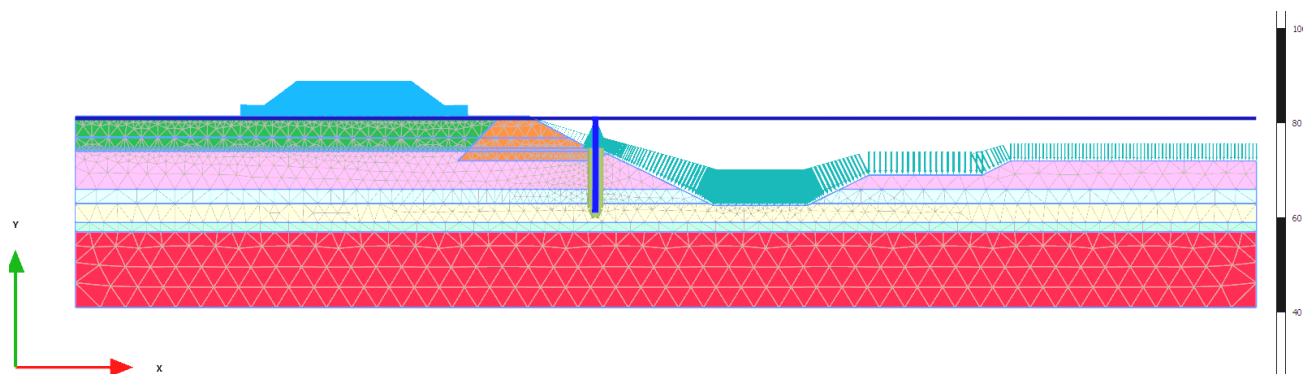


Figura 4 modello di calcolo utilizzato per le analisi della banchina

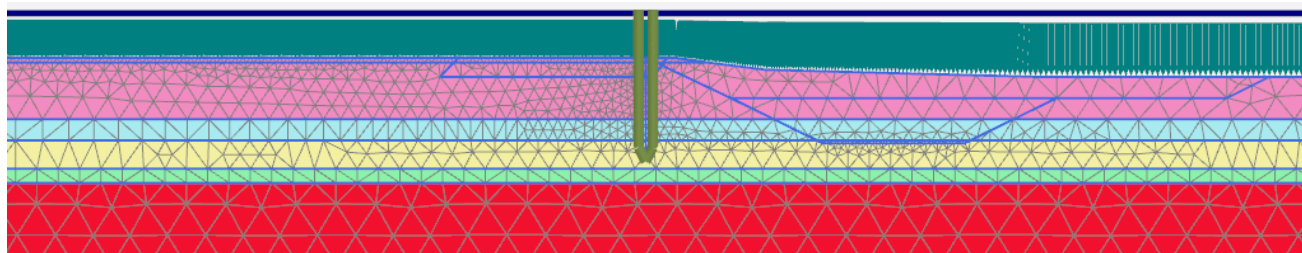
#### 4.3.3. Analisi delle fasi costruttive

La simulazione dei processi di costruzione e di scavo per fasi successive è fondamentale per valutare lo stato tenso-deformativo del terreno in sito prima della esecuzione di opere, durante le fasi intermedie, e ad opere concluse. Pertanto sono state modellate le fasi a partire dalla costruzione della coronella e del retrostante terrapieno, procedendo con l'infrissione del palancolato e le varie fasi di escavo del terreno antistante, e l'applicazione del sovraccarico.

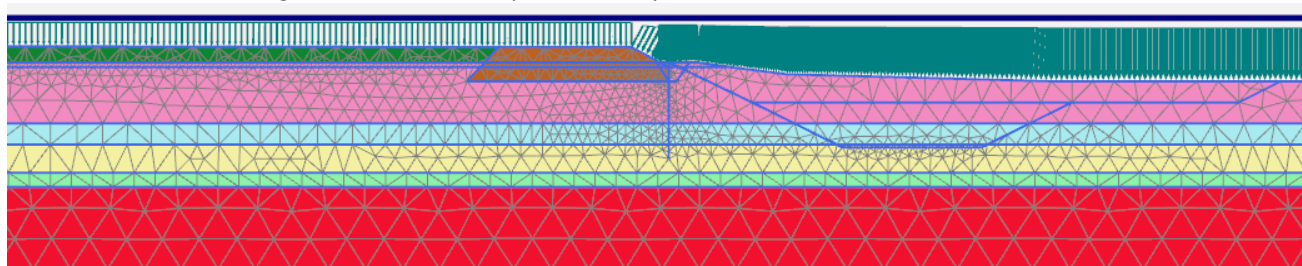
A seguire sono state quindi effettuate le diverse verifiche allo stato limite ultimo (SLU) per le condizioni statiche. Con l'opzione "*Phi-c reduction*" (o "*Safety Calculation*") sono stati valutati i margini di sicurezza delle fasi costruttive e i fattori di sicurezza della stabilità globale dell'insieme opera-terreno in condizioni statiche.

Di seguito si riportano le immagini della sequenza delle fasi costruttive.

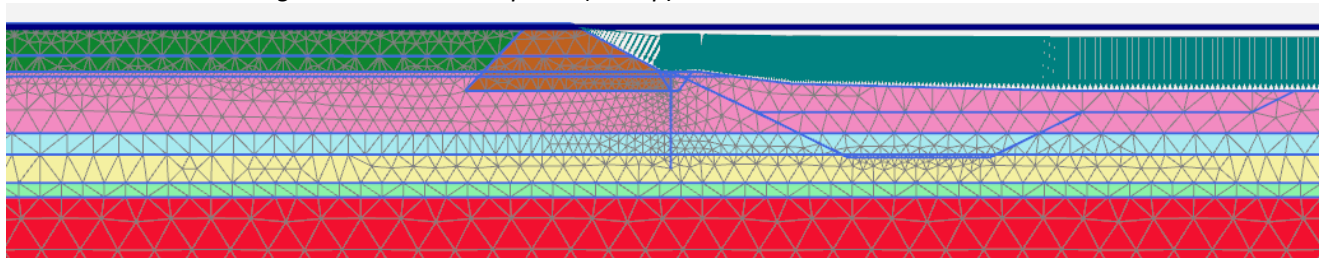
*Fase 0: condizione iniziale*



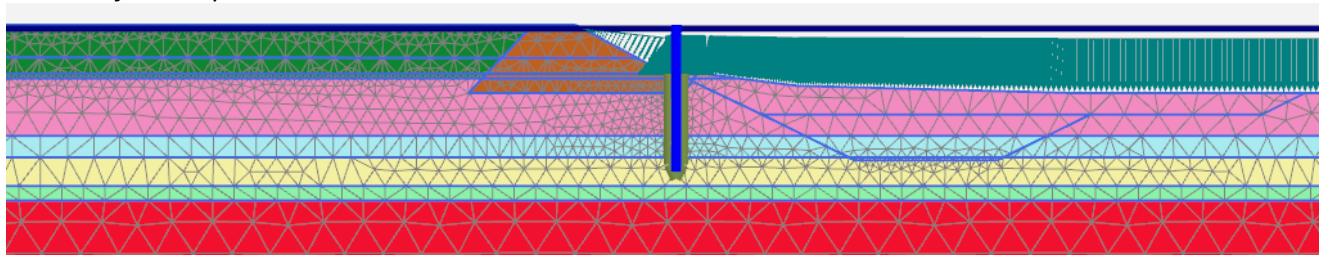
*Fase 1: costruzione scogliera e terreno di riporto (1°step)*



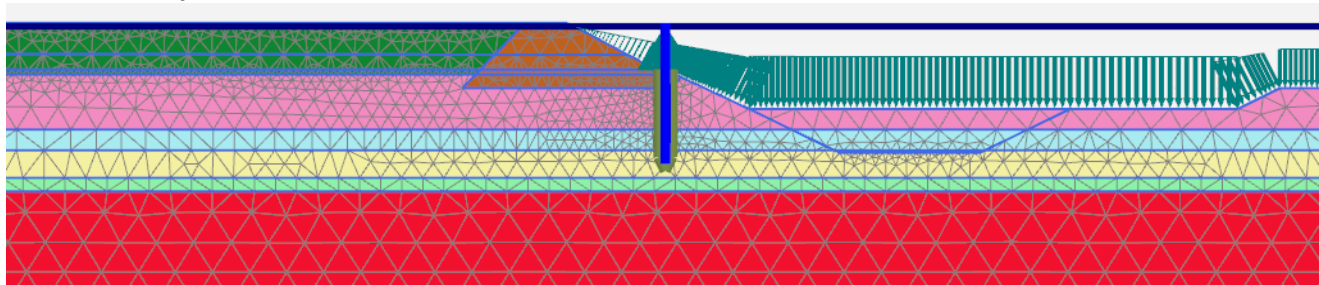
*Fase 2: costruzione scogliera e terreno di riporto (2°step)*



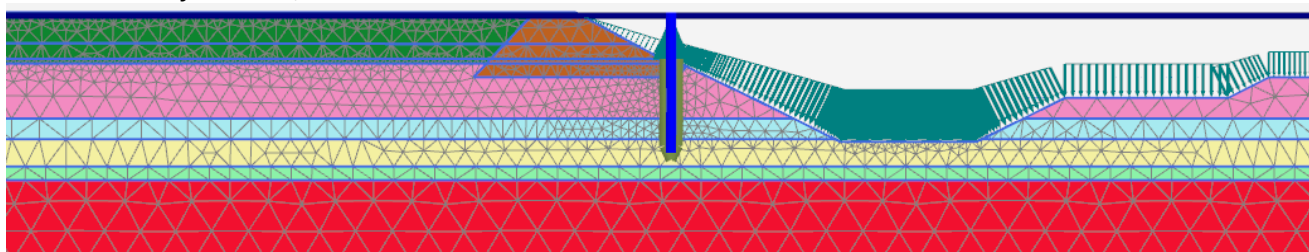
*Fase 4: infissione palancolato*



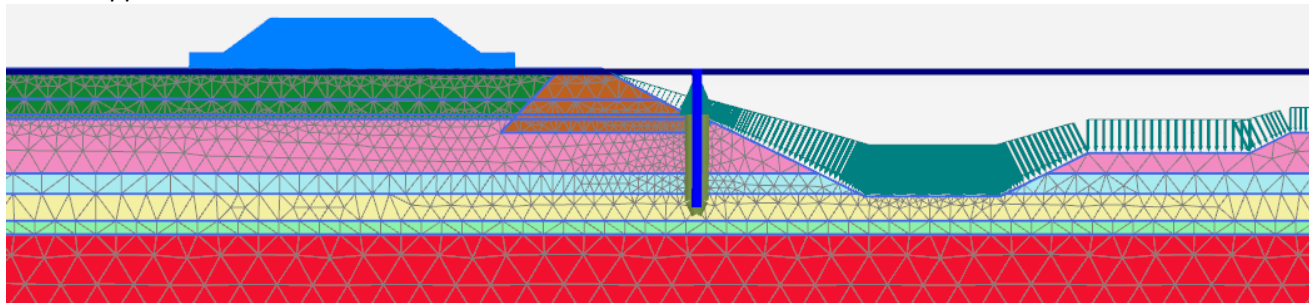
*Fase 5: escavo fino a -12,00 m da l.m.m.*



*Fase 6: escavo fino a -18,40 m da l.m.m.*



*Fase 7: applicazione del sovraccarico di banchina*



*Figura 5: sequenza delle fasi costruttive impostate nel programma. Le fasi escluse dalle rappresentazioni soprastante sono state utilizzate per effettuare controlli intermedi di stabilità del modello*



In dettaglio la sequenza delle fasi costruttive e delle analisi è riportata nella seguente tabella.

DESCRIZIONE	FASE DI MODELLAZIONE	FASE DI RIFERIMENTO PRECEDENTE
Condizione iniziale	0	/
Costruzione scogliera e terreno riporto (1° step)	1	0
Costruzione scogliera e terreno riporto (2° step)	2	1
Istallazione paratia	4	2
Dragaggio fino a -12m da l.m.m (1° scavo)	5	4
Dragaggio fino a -18.40m da l.m.m. (2° scavo)	6	5
Sovraccarico sulla banchina	7	6
Analisi SLU A1 M1 R1	8	7
Analisi SLU A2 M2 R2	9	7
Analisi stabilità globale SLU A2 M2 R2	10	9
Analisi stabilità globale _ SLU A1 M1 R1 (non necessaria)	12	8
Analisi stabilità della fase costruttiva_1° scavo	11	5
Analisi stabilità della fase costruttiva_ 2° scavo	13	6

Tabella 8: sequenza delle fasi costruttive e delle analisi

La verifica della **stabilità globale** dell'insieme terreno-opera è stata effettuata, come previsto nelle norme tecniche, secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2). Tale approccio è stato applicato all'ultima fase costruttiva, essendo la condizione più gravosa, caratterizzata dal fondale dragato fino a -18.40m dal l.m.m. e presenza del sovraccarico di banchina.

Sono stati calcolati i fattori di sicurezza anche della precedenti fasi costruttive (1° scavo, 2° scavo) con i parametri caratteristici per valutare il margine di sicurezza delle rispettive fasi.

I risultati di seguito esposti ( in termini di sollecitazioni, spostamenti e fattori di sicurezza) si riferiscono, quindi, a tale sequenza costruttiva.

#### 4.3.4. Risultati delle analisi numeriche

##### 4.3.4.1. Analisi di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo l'approccio SLU A2+M2+R2 come prescritto nella normativa tecnica sia nelle condizioni a breve che lungo termine per i modelli con paratia senza e con sbalzo in sommità. L'opera presenta tutti i requisiti di sicurezza geotecnica imposti dalla normativa tecnica come evidenziato nell'analisi agli stati limite ultimi SLU. Risulta infatti verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. In dettaglio la resistenza di progetto può essere valutata



come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno,  $R(\gamma_{M2})$ , e il fattore parziale  $\gamma_{R2} = 1,1$  per cui deve risultare verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

Si riportano in Tabella 9 i risultati dell'analisi numeriche relative allo SLU A2+M2+R2 dove vengono riassunti i fattori di sicurezza.

	BREVE TERMINE SLU A2+M2+R2	LUNGO TERMINE SLU A2+M2+R2
Palancolato senza sbalzo in sommità	<b>1,204</b>	1,301
Palancolato con sbalzo in sommità	1,209	1,331

Tabella 9: Fattori di sicurezza per la stabilità globale

Come si può osservare i valori dei fattori di sicurezza risultano sempre maggiori del valore minimo di 1,1 prescritto dalla Norma Nazionale.

Si osserva che la condizione più gravosa è individuata dai modelli a breve termine, come prevedibile poiché i terreni dotati di matrice coesiva, presenti nei primi strati e interessati dalle opere, hanno comunque una discreta frazione più grossolana che determina un discreto comportamento in condizioni drenate ma scarse caratteristiche in condizioni non drenate.

Di seguito si riportano le superfici di scivolamento relative ai diversi modelli individuate dai punti di plasticizzazione del terreno in condizioni di collasso (punti di colore rosso nelle immagini a seguire). Il codice di calcolo Plaxis individua la superficie di scivolamento più critica all'interno del modello in base alla quale determina il coefficiente di sicurezza; le altre di conseguenza presenteranno fattori di sicurezza uguali o maggiori. Le immagini sottostanti rappresentano le plasticizzazioni del terreno quando questo ha raggiunto il collasso; l'allineamento di tali punti individua di fatto la superficie di scorrimento più critica per il modello di calcolo.

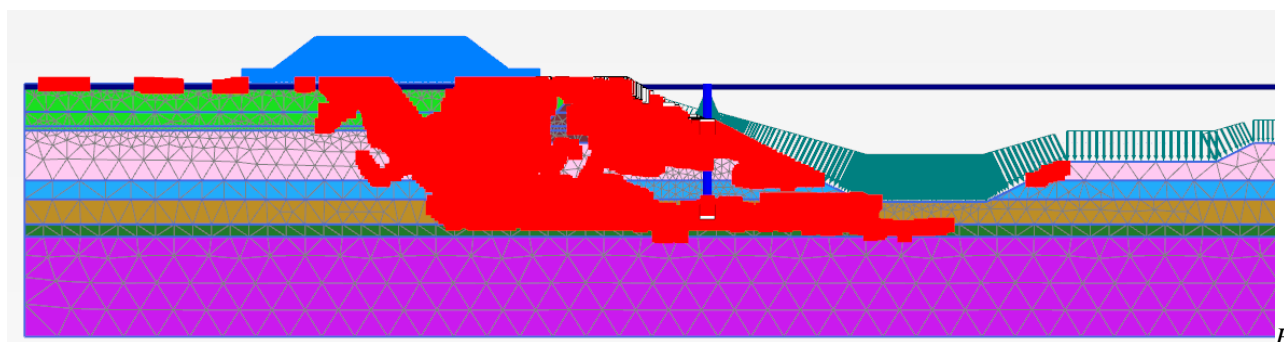


Figura 6: Analisi di stabilità globale\_breve termine, paratia senza sbalzo in sommità FS=1,204

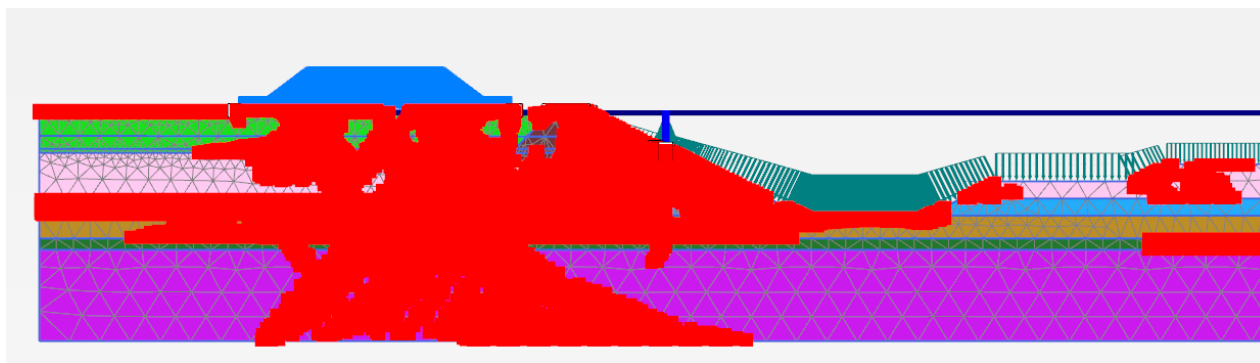


Figura 7: Analisi di stabilità globale\_ lungo termine, paratia senza sbalzo in sommità  $FS=1,301$

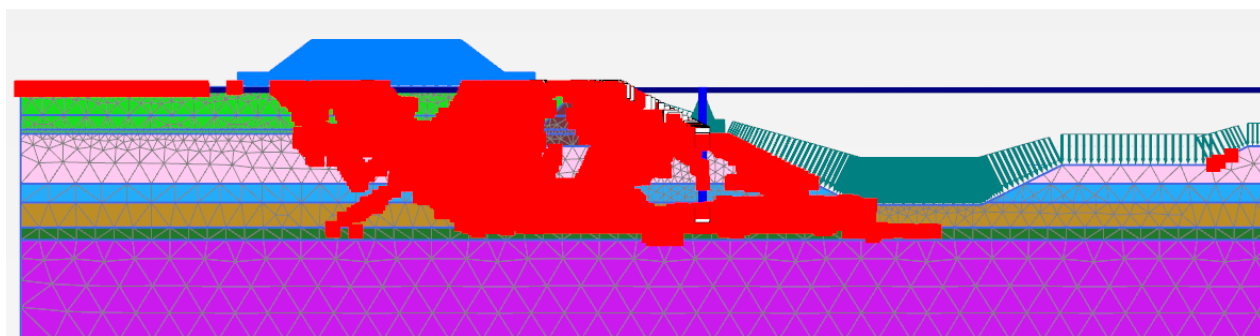


Figura 8: Analisi di stabilità globale\_ breve termine, paratia con sbalzo in sommità  $FS=1,209$

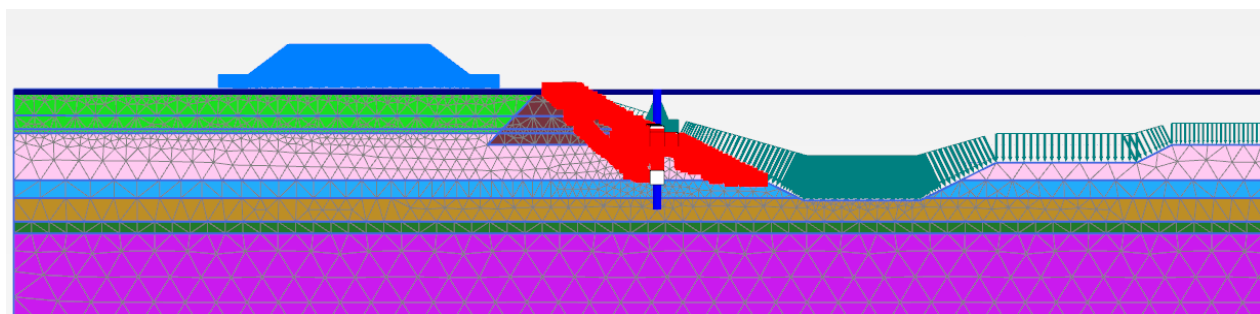


Figura 9: Analisi di stabilità globale\_ lungo termine, paratia con sbalzo in sommità  $FS=1,331$

Dall'osservazione dei punti di plasticizzazione si nota una certa instabilità del pendio dello scavo che potrebbe dar luogo a slittamenti dei terreni più superficiali.

Durante le fasi progettuali è risultato inoltre una fragilità della coronella per cui un salpamento poco attento dei massi al piede può comportare un cedimento verticale della porzione di coronella lato mare con conseguente rottura per taglio del nucleo della coronella stessa. Il salpamento dovrà essere eseguito per tratti e solo dove strettamente necessario, senza disporre i massi rimossi sulla coronella stessa.

È risultato inoltre che il terreno manifesta una certa fragilità nei confronti dei carichi concentrati sul terrapieno a tergo con collassi per raggiungimento del carico limite per i quali sarà opportuno evitare sovraccarichi diversi da quelli previsti in progetto, sia per entità sia per posizione.

Tuttavia, individuando il Plaxis la superficie di scivolamento più critica, quella che interesserà in meccanismo globale di instabilità dell'opera-terreno avrà un coefficiente di sicurezza uguale o maggiore rispetto a quello dell'instabilità locale.

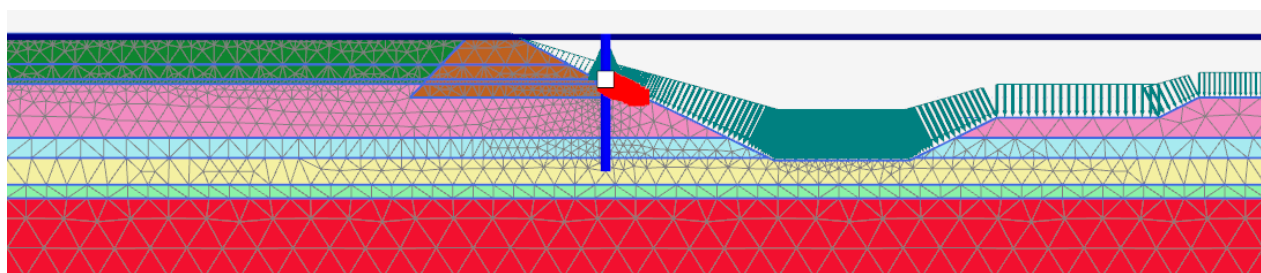
Sono stati analizzati anche i fattori di sicurezza con i parametri caratteristici (non ridotti con  $\gamma_M$ ) del terreno delle due fasi di dragaggio e quelli della combinazione SLU A1+M1+R1, non necessaria ai fini dell'analisi di stabilità.

Nella tabella a seguire si riportano i risultati delle analisi di sicurezza in tali casi.

	paratia senza sbalzo in sommità		Paratia con sbalzo in sommità	
	Breve termine	Lungo termine	Breve termine	Lungo termine
<b>1° scavo</b>	<b>1,589</b>	1,712	1,609	1,718
<b>2° scavo</b>	<b>1,516</b>	1,639	1,513	1,659
<b>SLU A1+M1+R1</b>	<b>1,523</b>	1,630	1,699	1,631

*Tabella 10: fattori di sicurezza con parametri caratteristici del terreno delle fasi costruttive e dell'analisi SLU A1+M1+R1*

La condizione più gravosa è generalmente rappresentata dalla situazione a breve termine della paratia senza sbalzo in sommità, in particolare dopo il secondo scavo. Si riportano a seguire nelle immagini i punti di plasticizzazione che individuano le superfici di scivolamento delle due fasi di dragaggio (ottenute con i parametri caratteristici) e della combinazione SLU A1+M1+R1.



*Figura 10: Analisi di stabilità della fase costruttiva del secondo dragaggio (con parametri caratteristici)\_breve termine paratia senza sbalzo in sommità*

Si osserva che le superfici di scivolamento interessano sempre il pendio di escavo. Ciò significa che durante le fasi di costruzione si potrebbe verificare uno scivolamento di materiale superficiale all'interno dello scavo.

Le superfici di scivolamento interessano entrambi i pendii di scavo (a destra e sinistra) essendo dotati della stessa pendenza e stratigrafia.

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

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

Come per il Plaxis, anche con Geoslope, la verifica è stata condotta, come prescritto dalla normativa tecnica, secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) sia a breve che lungo termine, lungo superfici di scivolamento circolari.

Le proprietà dei materiali inserite sono le medesime già indicate.

Il sovraccarico è inserito come costante con entità tale da avere il medesimo valore totale di quello inserito nell'altro modello di calcolo.

Si riportano nella tabella 11 di seguito i fattori di sicurezza delle diverse teorie.

	paratia senza sbalzo sommitale		paratia con sbalzo sommitale	
	breve termine	lungo termine	breve termine	lungo termine
Morgenstern-Price	<b>1,245</b>	1,667	1,265	1,691

*Tabella 11: analisi di stabilità globale (Geoslope)*

Si conferma che, come era stato affermato già in precedenza con l'analisi con il Plaxis, la condizione più gravosa è rappresentata dalla situazione a breve termine per la palancola senza sbalzo in sommità e i valori dei coefficienti di sicurezza tra le due condizioni coincidono. Si riporta di seguito la superficie di scivolamento della condizione più gravosa.

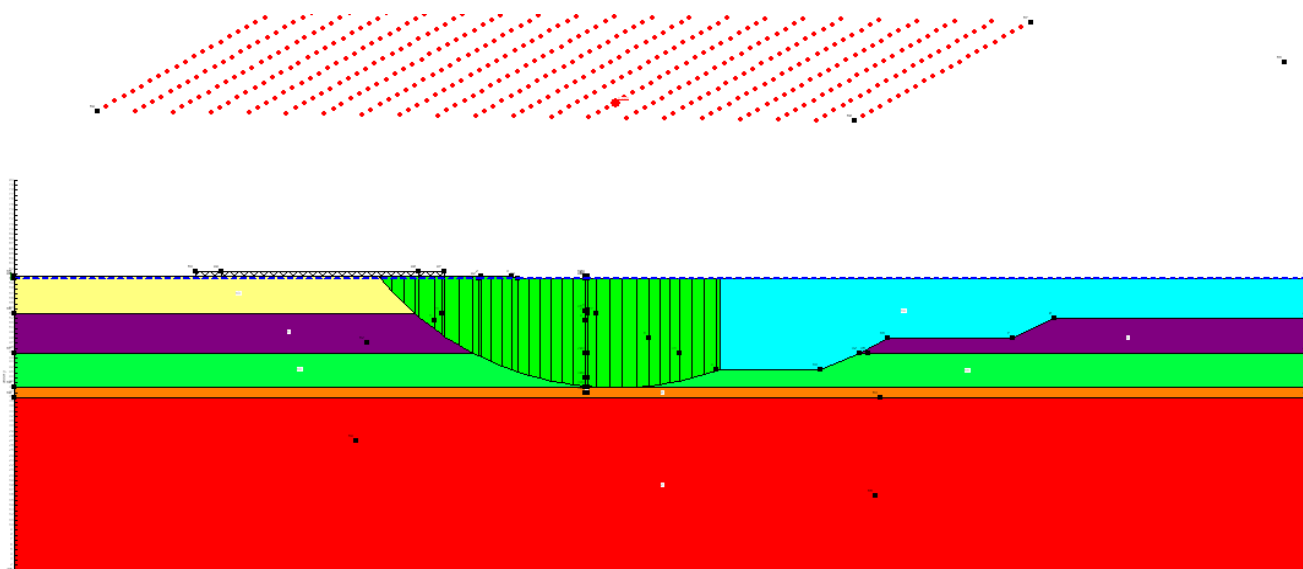


Figura 11: Analisi di stabilità globale\_ superficie di scivolamento breve termine paratia senza sbalzo

#### 4.3.4.2. Risultati delle analisi di sicurezza SLU

A seguito delle analisi sopra descritte si riportano i risultati più significativi della analisi svolte ai fini delle verifiche strutturali. Nella tabella seguente si riporta il riassunto delle analisi in condizioni SLU della modellazione con palancola senza sbalzo in sommità sia a breve che lungo termine.

	STATICA SLU			
	Breve termine		Lungo termine	
	SLU_A1+M1	SLU_A2+M2	SLU_A1+M1	SLU_A2+M2
$M_{\max}$ [kN/m/m]	332,6*1,3= <b>432,38</b>	331,0	246*1,3=319.8	270.1
z da p.c. [m]	-14,287	-14.525	-14,287	-14,287

Tabella 12: risultati della analisi SLU\_palancola senza sbalzo in sommità

	STATICA SLU			
	Breve termine		Lungo termine	
	SLU A1+M1	SLU A2+M2	SLU A1+M1	SLU A2+M2
$M_{\max}$ [kN/m/m]	327,2*1,3= <b>425,36</b>	323,55	246,5*1,3=320,45	266,56
z da p.c. [m]	-14,525	-14,525	-14,525	-14,525

Figura 12: risultati della analisi SLU\_palancola con sbalzo in sommità

Per lo stato limite più gravoso, lo SLU A1+M1+R1 a breve termine senza sbalzo, si presentano alcuni dettagli dei risultati dell'analisi; in particolare, in Figura 13 sono evidenziate le fasce dove si collocano i punti di plasticizzazione determinati nel terreno dalla combinazione di carico considerata.

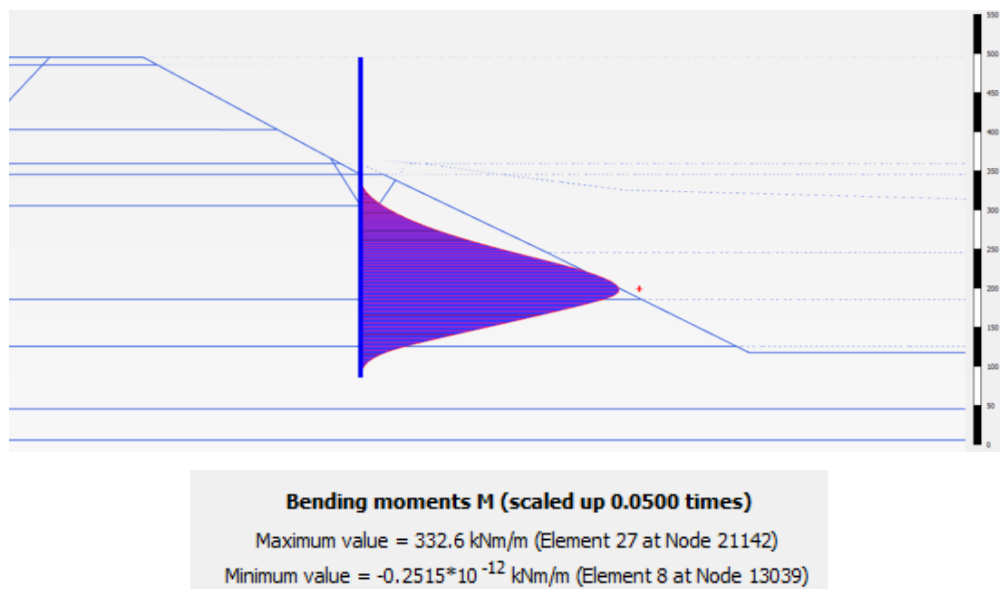


Figura 13: Analisi SLU A1+M1+R1 breve termine \_diagramma del momento flettente agente sul palancolato

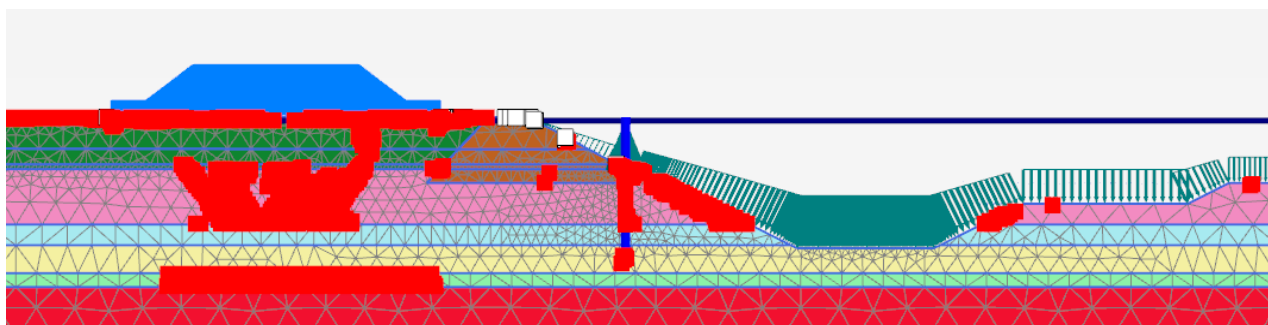


Figura 14: Analisi SLU A1+M1+R1 breve termine \_punti di plasticizzazione

La paratia ha una deformazione e un diagramma dei momenti che rappresentano l'effetto di contenimento che deve svolgere; la lunghezza della paratia è la minima strettamente necessaria al fine di non aggravare i costi di costruzione del palancolato provvisorio, pure ammettendo quindi significative deformazioni. La formazione dei punti di plasticizzazione è evidente nella parte di terreno davanti alla paratia, che deve esercitare la spinta passiva, e che è soggetta a leggeri scoscendimenti. È inoltre presente una plasticizzazione sotto ai carichi applicati e un meccanismo di rottura a taglio nelle sabbie nella zona retrostante la coronella.



#### 4.3.4.3. Risultati delle analisi di funzionalità (SLE)

Per l'opera in esame, vengono valutati gli spostamenti della struttura rispetto le condizioni di carico imposte solo secondo la combinazione rara che rappresenta essere la più gravosa.

Si riportano in tabella 9 i risultati delle analisi di funzionalità SLE.

	Paratia senza sbalzo in sommità		Paratia con sbalzo in sommità	
	Breve termine SLE	Lungo termine SLE	Breve termine SLE	Lungo termine SLE
Spostamenti [m]	0,115	0,066	0,117	0,068
z da p.c. [m]	-10,60	-15	-5,00	-15

Tabella 13: analisi di funzionalità SLE combinazione rara

Si osserva che la condizione più gravosa è quella a breve termine per i modelli con e senza sbalzo in sommità con uno spostamento di circa 12cm.

Nelle figure di seguito è rappresentato la sagoma della paratia nella combinazione di carico SLE rara e gli spostamenti del palancolato alla medesima combinazione di carico nelle condizione a breve termine delle sola palancola senza sbalzo in sommità poichè il modello con lo sbalzo in sommità presenta andamenti e valori molto simili.

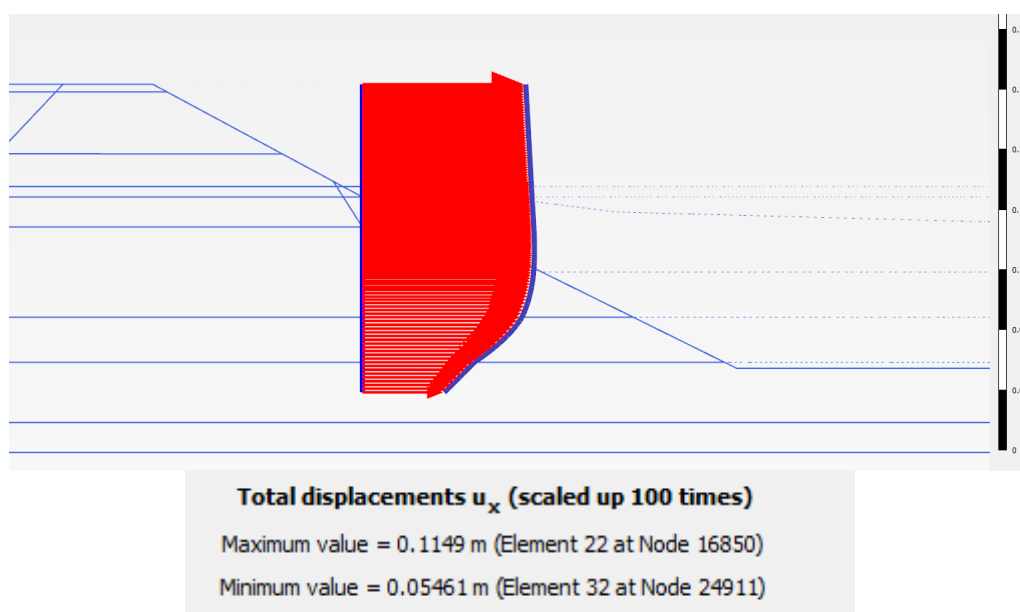
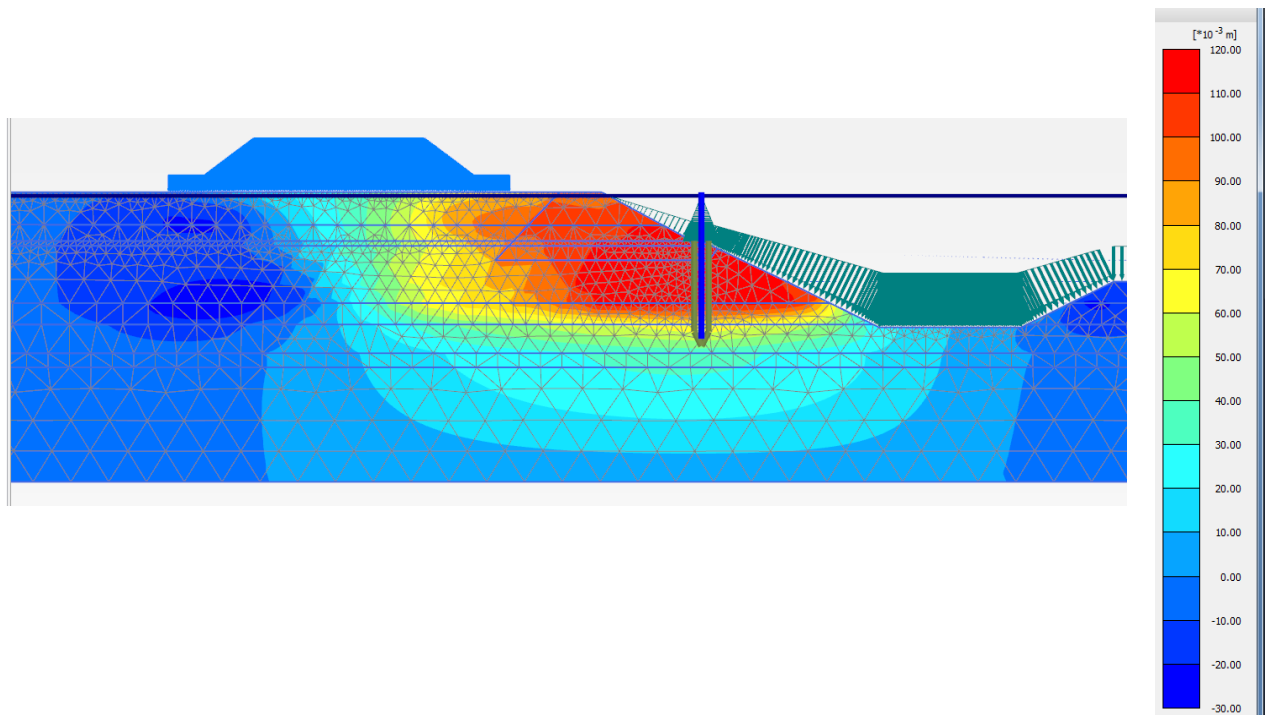


Figura 15: Analisi SLE Breve Termine - comb rara: campo degli spostamenti orizzontali del palancolato



*Figura 16 Analisi SLE Breve Termine- comb. rara: spostamenti orizzontali del terreno*

## 5. RELAZIONE SULLE VERIFICHE STRUTTURALI

Lo schema progettuale prevede la realizzazione della banchina di un palancolato metallico per il confinamento del terreno e il sostegno del terrapieno esistente, per prevenire un possibile collasso dovuto all'escavo del terreno antistante il terrapieno.

Le opere di cui al presente progetto sono di tipo provvisoriale.

La quota attuale del piazzale per cui l'opera risulta in funzione è di +0,50m sul l.m.m; su tale piazzale è previsto il carico di un deposito di terreno di 23.00mc, che comporta un carico trapezoidale con valore massimo 62,7 kN/ml di paratia.

Per garantire la resistenza durante la vita dell'opera è stata prevista una paratia composta da una parete combinata HZ+AZ di lunghezza 15,00m (entrambi gli elementi) infissa fino alla quota di almeno -20,00m da l.m.m.

Di seguito sono riportati i dati geometrici delle sezioni adottate nei modelli di calcolo sviluppati e nelle tavole.

### PALANCOLATO

Tipologia palancolato	HZ+AZ Larssen PSp600 + Pzi 610 combination 12/21
Lunghezza palancolato	15,00 m (HZ e AZ)
Q.ta testa palancolato	-5,00 m s.m.m.
Q.ta infissione palancolato	-20,00 m s.m.m.
$W_{min}$ della parete combinata	3.610 cm <sup>3</sup> /m
$J_{min}$ della parete combinata	126.000 cm <sup>4</sup> /m
Tipo di acciaio	S355

### 5.1. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) ed agli stati limite di esercizio (SLE) vengono effettuate in ottemperanza alla nuova normativa nazionale “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 e secondo quanto indicato nelle normative europee. In particolare, per quest'ultime, si è fatto riferimento a quanto prescritto per i *combined walls* (paratia composta da un elemento principale ed uno secondario) nel EN 1993-5 “Design of steel structures – Part 5: Piling”. Gli elementi primari agiscono come elementi di ritegno del terreno e dell'acqua e possono agire come pali di fondazione per i carichi verticali; gli elementi secondari riempiono solo il vuoto tra gli elementi primari e trasmettono i carichi del terreno e dell'acqua agli elementi primari.

Le verifiche strutturali sono state svolte per tutte le combinazioni già indicate nel capitolo 4 relativo alle verifiche geotecniche, secondo quanto prescritto al cap. 6.5.3.1.2 delle NTC2008.

Pertanto i calcoli e le verifiche sono state condotte per le due combinazioni

- A1+M1+R1;
- A2+M2+R1;

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I della norma.

Per le strutture di sostegno, con riferimento alle combinazioni sopra citate sono considerati i seguenti stati limite ultimi (SLU):

- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

Le verifiche sono condotte con riferimento sia a condizioni globali sia ad effetti locali.

Per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio sono state svolte le seguenti valutazioni:

- verifica degli spostamenti del palancolato

Le analisi numeriche complete sono contenute in Allegato alla presente relazione.

## 5.2. COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito si riportano nel dettaglio le combinazioni in condizioni non sismiche considerate in fase di calcolo relativamente alle verifiche GEO e STR.

- Combinazione (A1+M1+R1) – “SLU A1-M1”

$$1,30 \times G_1 + 1,50 \times Q_1$$

in cui  $Q_1$  è il sovraccarico sul piazzale in tale combinazione i parametri geotecnici non sono ridotti (applicazione coefficienti parziali M1);

- Combinazione (A2+M2+R1) – “SLU A2-M2”

$$1,00 \times G_1 + 1,30 \times Q_1$$

in tale combinazione i parametri geotecnici sono ridotti tramite l'applicazione dei coefficienti parziali M2;

Per gli stati limite di esercizio, le combinazioni considerate in fase di calcolo sono le seguenti:

- Combinazione RARA - 1

$$1,00 \times G_1 + 1,00 \times Q_1$$

in tale combinazione i parametri geotecnici non sono ridotti.

### 5.3. VERIFICHE STRUTTURALI DEL PALANCOLATO

Per la verifica degli elementi primari costituenti la parete combinata di progetto sono stati considerati gli effetti globali delle azioni dovute alle pressioni idrauliche e del terreno, come se tutta la spinta del terreno andasse ad agire sui soli elementi ad H. Tale ipotesi è sicuramente cautelativa ed in parte avvallata dalle teorie di formazione di un arco di spinta a tergo della paratia. Inoltre, a maggiore cautela, le verifiche hanno trascurato il contributo resistente della palanca intermedia; è stato invece considerato il contributo del gargame.

Le verifiche sono state condotte nel rispetto delle prescrizioni della normativa nazionale e di quella europea, garantendo il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio. Il soddisfacimento della verifica è stato controllato per ogni sezione e per ciascuna combinazione di carico, considerando le sollecitazioni e le caratteristiche inerziali a tempo iniziale senza effetti di corrosione. Le caratteristiche della palanca sono costanti lungo l'altezza.

La sezione trasversale del profilo PSp600 risulta essere in classe 3 in quanto

#### Verifica della classe dell'anima

Ai sensi della Tabella 4.2.I per profilo laminato soggetto a flessione

$$c = 520\text{mm}$$

$$t = 14\text{ mm}$$

$$f_{yk} = 355\text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235}/f_{yk} = 0,814$$

$$c/t = 520/14 = 37,1 < 72\varepsilon = 58,61 \rightarrow \text{anima in classe 1}$$

#### Verifica della classe della piattabanda compressa

Ai sensi della Tabella 4.2.II per profilo laminato soggetto a flessione

$$c = 180\text{mm}$$

$$t_{\text{medio}} = 17\text{ mm}$$

$$f_{yk} = 355\text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235}/f_{yk} = 0,814$$

$$c/t = 180/17 = 10,59 < 14\varepsilon = 11,4 \rightarrow \text{piattabande in classe 3}$$

La sezione risulta in classe 3.

Per la sezione le **verifiche di resistenza delle membrature** sono svolte in campo elastico con riferimento al metodo tensionale.

Per la **verifica di instabilità delle membrature presso-inflesse** si adotta il metodo B descritto al §.C.4.2.4.1.3.3.2 della Circolare applicativa n.617 del 2009.

Nel diagrammi riportati a seguire è riportato l'involuppo delle sollecitazioni nelle varie combinazioni del modello senza lo sbalzo che rappresenta la condizione più gravosa.

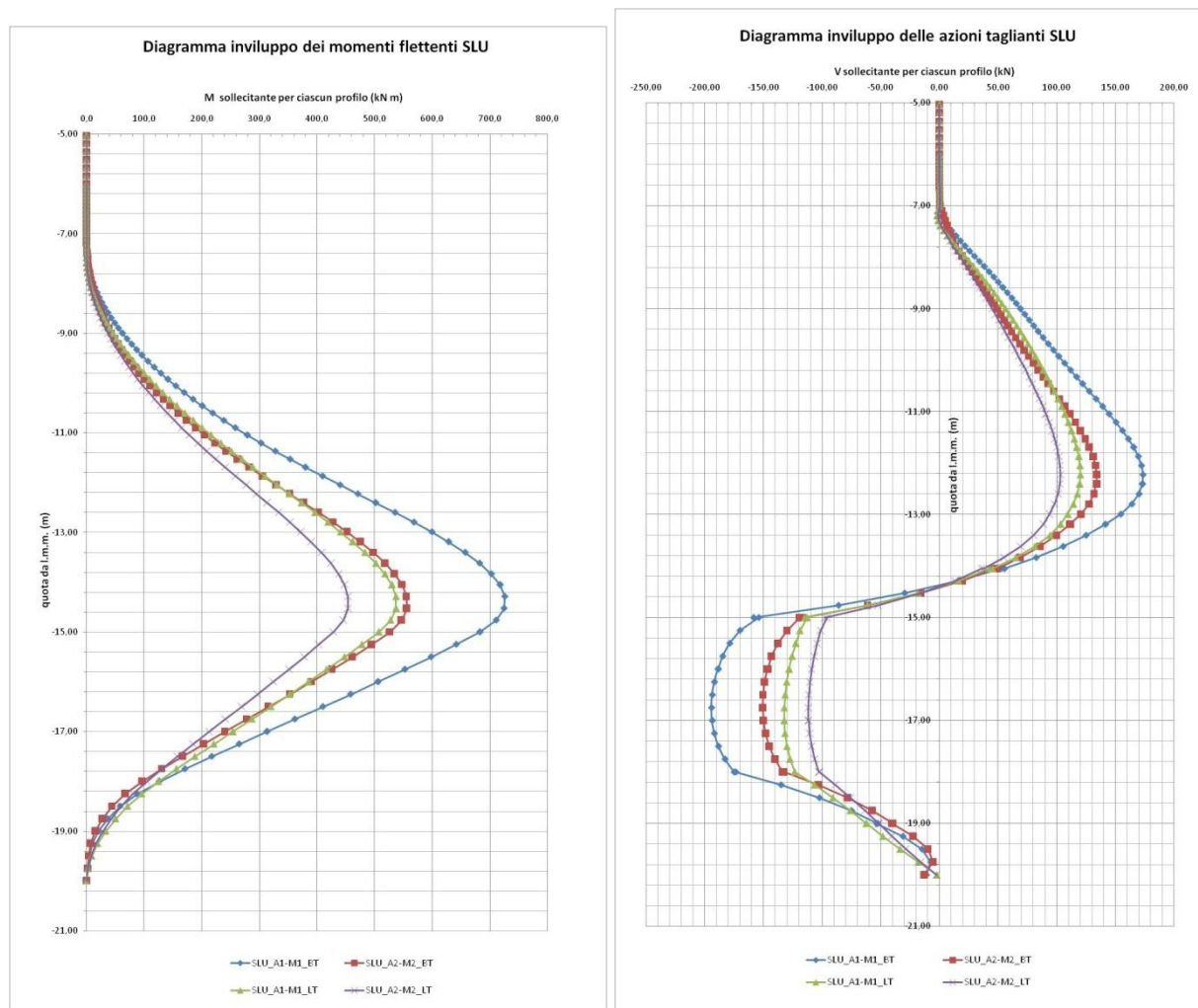


Figura 17: diagrammi delle sollecitazioni finali, nella condizione senza sbalzo

La combinazione di carico più gravosa è risultata essere la combinazione A1+M1 in condizioni di Breve Termine (colore blu nel grafico soprastante).

La sezione più sollecitata è risultata essere quella posta a -14,29m.

Si esplicita la verifica della sezione:

Combo	Quota (s.l.m.m)	NEd (kN)	MEd (kNm)	VEd (kN)	$\sigma_{id}^2 = \sigma^2 + 3\tau^2$ (MPa) <sup>2</sup>	$f_d^2 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$ (MPa)	Controllo verifica
SLU_A1-M1_BT	-14,29m	84,1	726,4	16,17	19.349,885	114.308,39	OK

Per la verifica di instabilità di profili in classe 3, secondo il metodo B, devono risultare soddisfatte le seguenti disuguaglianze, semplificate per la presenza di flessione retta



$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$

Di seguito è esplicitata la verifica più gravosa in termini di sollecitazione e combinazione, considerando soltanto il contributo inerziale dell'elemento HZ.

Comb	Quota (m l.m.m)	k <sub>YY</sub>	χ <sub>y</sub>	χ <sub>LT</sub>	N/(f <sub>yd</sub> χ <sub>y</sub> A) + (k <sub>yy</sub> * M)/(χ <sub>LT</sub> W <sub>el</sub> * f <sub>yd</sub> )	Verifica<1
SLU_A1-M1_BT	-14,05m	0,95	0,409	0,448	0,8395	Soddisfatta

k <sub>ZY</sub>	χ <sub>z</sub>	χ <sub>LT</sub>	N/(f <sub>yd</sub> χ <sub>z</sub> A) + (k <sub>zy</sub> * M)/(χ <sub>LT</sub> W <sub>el</sub> * f <sub>yd</sub> )	Verifica<1
0,760	0,373	0,448	0,6779	Soddisfatta

I dettagli delle verifiche di tutte le sezioni e di tutte le combinazioni sono riportate nell'Allegato al presente fascicolo. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

#### 5.4. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DEL PALANCOLATO (SLE)

In merito alla deformabilità della paratia, e in particolare con riferimento alle strutture di sostegno del terreno, è da riferirsi che non sono presenti all'interno delle normative italiane e europee prescrizioni circa un limite numerico delle deformazioni di tali opere geotecniche; infatti la valutazione delle deformazioni deve essere svolta con riferimento alla funzionalità delle sovrastrutture di banchina e all'esperienza professionale del progettista.

Nell'immagine riportata a seguire sono rappresentate le deformate nelle diverse condizioni (fasi costruttive, breve e lungo termine, con e senza sbalzo).

L'ordine di grandezza degli spostamenti finali è di quasi 12 cm.

Nel caso in esame, non sono presenti, durante la vita nominale dell'opera in progetto, sovrastrutture rigide di banchina che possono subire danni a seguito dello spostamento del terreno. Pertanto, non si rilevano controindicazioni nell'ammettere tali spostamenti massimi.

Si osservi inoltre come la deformata effettiva della struttura, intesa come spostamento massimo meno spostamento minimo è pari a 0,12-0,06 = 0,06m quindi inferiore al consueto limite di 1/200 = 15/200=0,07m della luce.

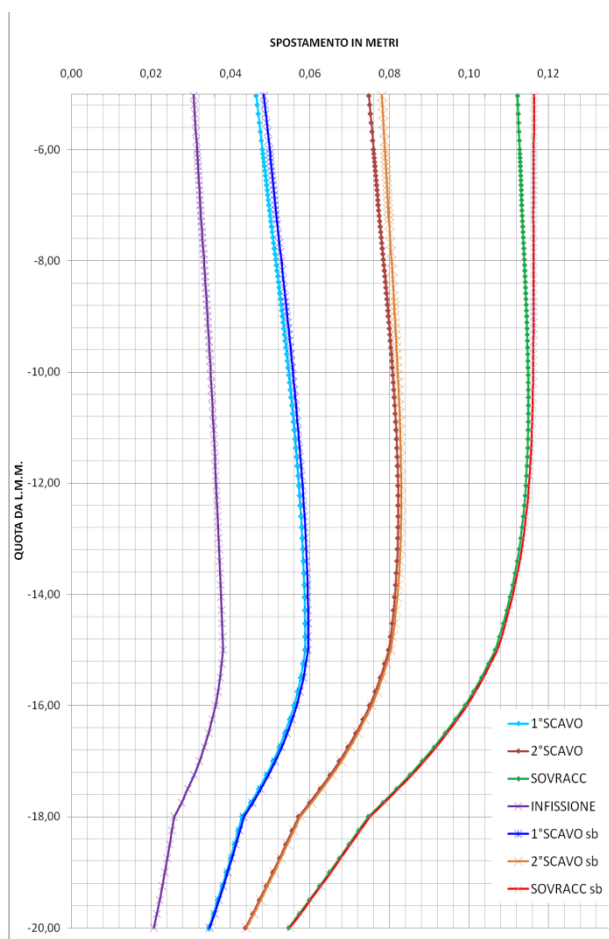


Figura 18: il diagramma soprastante rappresenta, in condizioni a breve termine, le deformazioni a partire dalla p1° fase di scavo fino al sovraccarico, nella condizione con e senza sbalzo

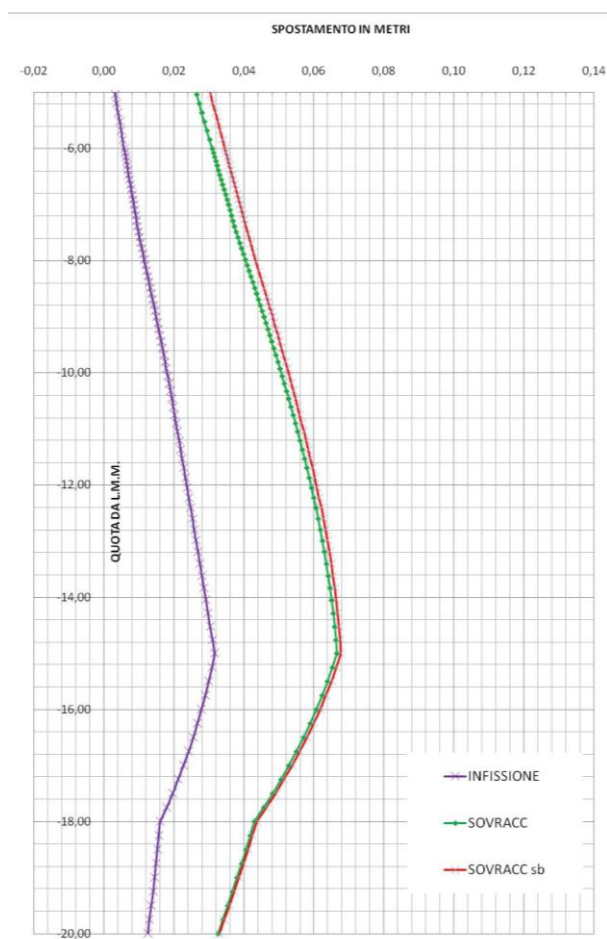


Figura 19: il diagramma soprastante rappresenta, in condizioni a lungo termine, le deformazioni finali SLE nella condizione con e senza sbalzo

Ancona, dicembre 2014.

**Il tecnico incaricato**  
**Ing. Livio Gambacorta**