



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



**Italiadomani**  
PIANO NAZIONALE  
DI RIPRESA E RESILIENZA



Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) – Piani Urbani Integrati - M5C2 – Intervento 2.2b



**COMUNE DI PALERMO**

AREA DEL PATRIMONIO, DELLE POLITICHE AMBIENTALI  
E TRANSIZIONE ECOLOGICA  
SETTORE POLITICHE AMBIENTALI E TRANSIZIONE ECOLOGICA  
SERVIZIO PROGETTAZIONE MARE, COSTE, PARCHI E RISERVE



**Riqualificazione del Porto Bandita e delle  
aree portuali**

CUP D79J22000650006

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

**STUDI IDRAULICO MARITTIMI E DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE FORANEE**

**AII.E - Verifiche strutturali e sismiche opere foranee**

Palermo: 03.08.2023

Il RUP:  
Arch. Giovanni Sarta

Redatto da:



**SIGMA INGEGNERIA s.r.l.**  
Via della Libertà, 201/A  
90143 PALERMO  
Tel. +39 091/6254742 - Fax 091/307909  
e-mail: sigmaingsrl@gmail.com  
Pec: sigmaingegneriasrl@pec.it

## Sommario

<b>Introduzione</b> .....	2
<b>Inquadramento geologico, geomorfologico e stratigrafico locale</b> .....	6
<b>Descrizione del sistema</b> .....	8
<b>Caratterizzazione sismica del sito</b> .....	9
<b>Verifiche allo Stato Limite Ultimo</b> .....	15
<b>Verifica della capacità resistente allo Stato Limite Ultimo</b> .....	32
<b>Conclusioni</b> .....	35

## Introduzione

Il Porto della bandita è ubicato nella costa sud del Comune di Palermo e ricade nel tratto di litorale compreso tra due promontori denominati “Sperone” e “Acqua dei Corsari”, formati negli anni '60-'70 da riporti antropici.



Fig. 1 – Estratto carta nautica del Golfo di Palermo con indicazione del Porto della Bandita.

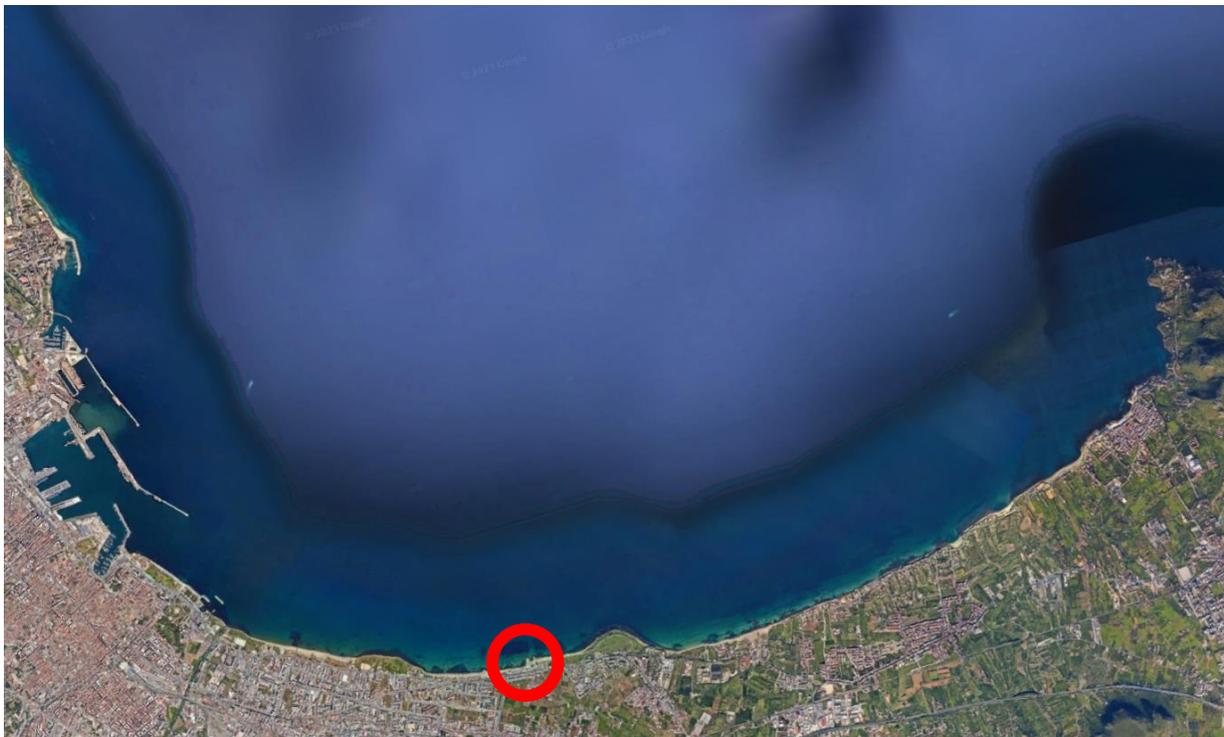


Fig. 2 - Foto aerea Golfo di Palermo estratta da Google Earth.



Fig. 3 -Localizzazione del Porto della Bandita nella costa sud del comune di Palermo.

Tale tratto di litorale ha subito delle evoluzioni della linea di riva dovute al modellamento idrodinamico nel tempo dei due promontori.

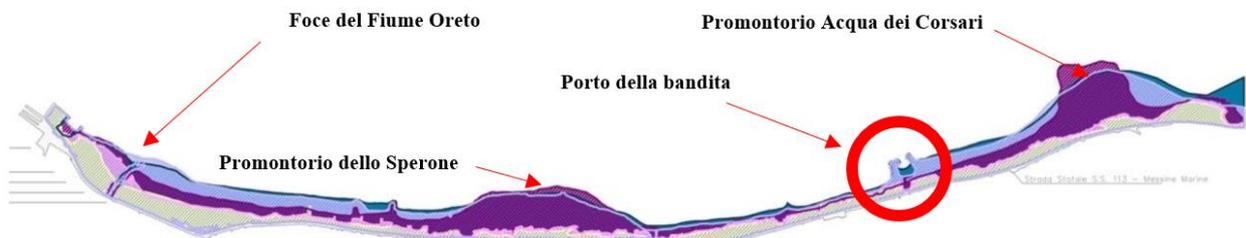


Fig. 4 - Evoluzione morfodinamica della linea di riva.

La struttura portuale ricade al centro del golfo di Palermo ed è esposta alle mareggiate provenienti da settore compreso da N-NW (Punta Priola) e NE-E (Capo Mongerbino).

Il porto è formato da due moli convergenti, di cui quello di ponente è costituito da due tronchi, il primo in direzione N per uno sviluppo di circa 75m e il secondo ortogonale al primo per uno sviluppo di circa 30m mentre il molo di levante è costituito da una scogliera che estende in direzione N-NW per circa 80,00m.

L'imboccatura portuale, della larghezza di 30m è esposta a gran parte delle mareggiate provenienti dal settore di traversia (Fig. 5).

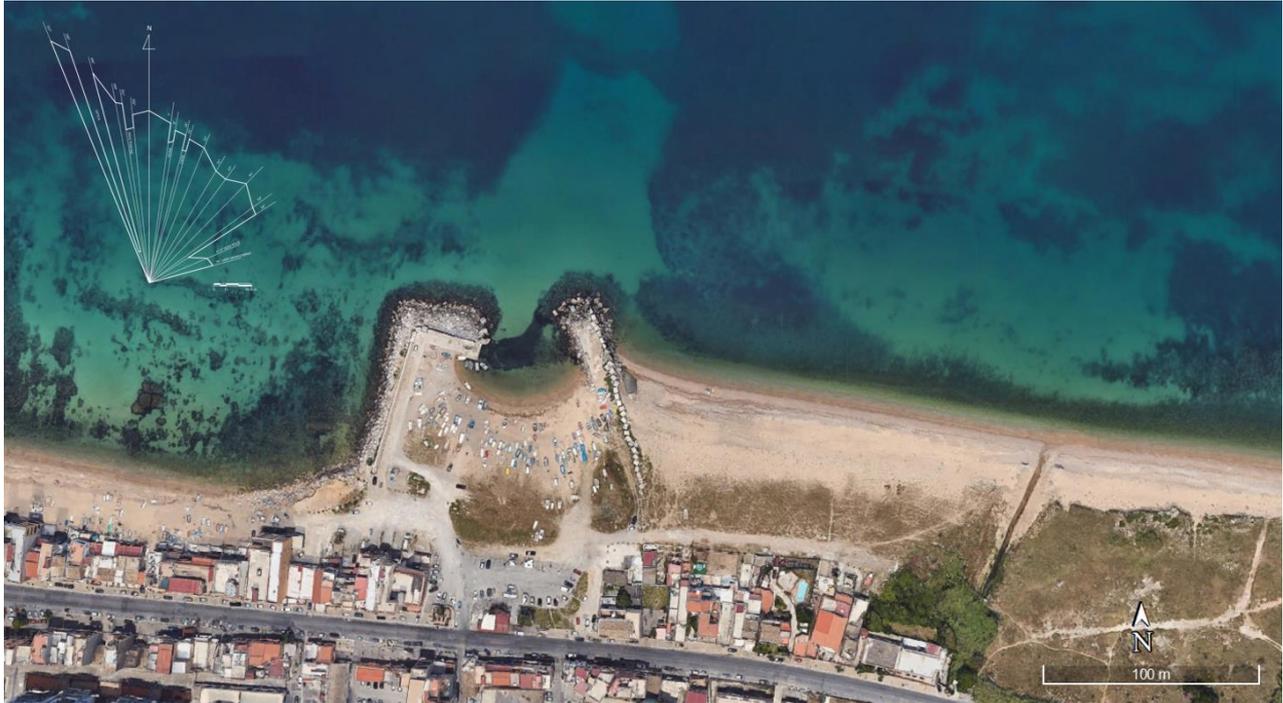


Fig. 5 - Foto aerea Porto della Bandita.

La struttura portuale è sempre stata esposta a fenomeni di insabbiamento dovuti soprattutto all'erosione dei due promontori "Sperone" e "Acqua dei Corsari" che forniscono una notevole quantità di apporti sedimentari al litorale. Per cui lo specchio acqueo, parzialmente ridossato, è, allo stato attuale, insabbiato per circa il 90% come si evince dalle fotografie riportate in Fig. 6.

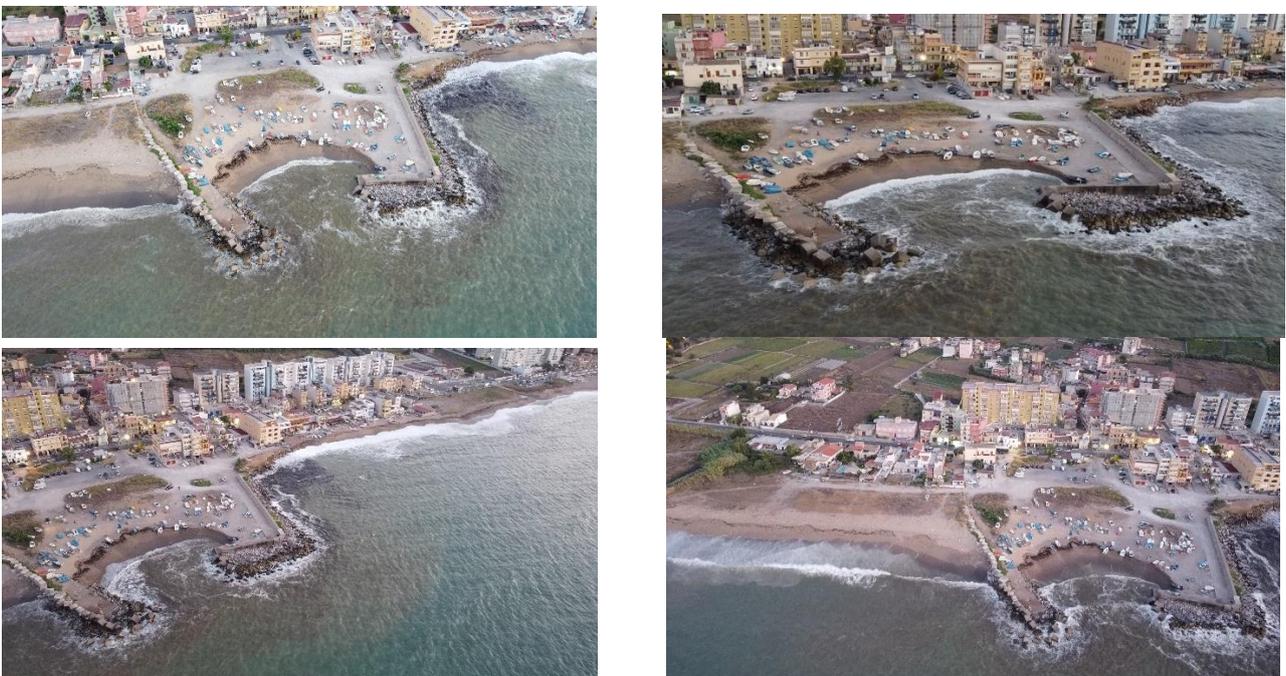


Fig. 6 - Fotografie dello stato attuale del Porto della Bandita.

L'imboccatura portuale, allo stato attuale, insiste su un fondale di circa -2,00m come si evince dall'estratto del D.E.M. terra mare riportato in Fig. 7.

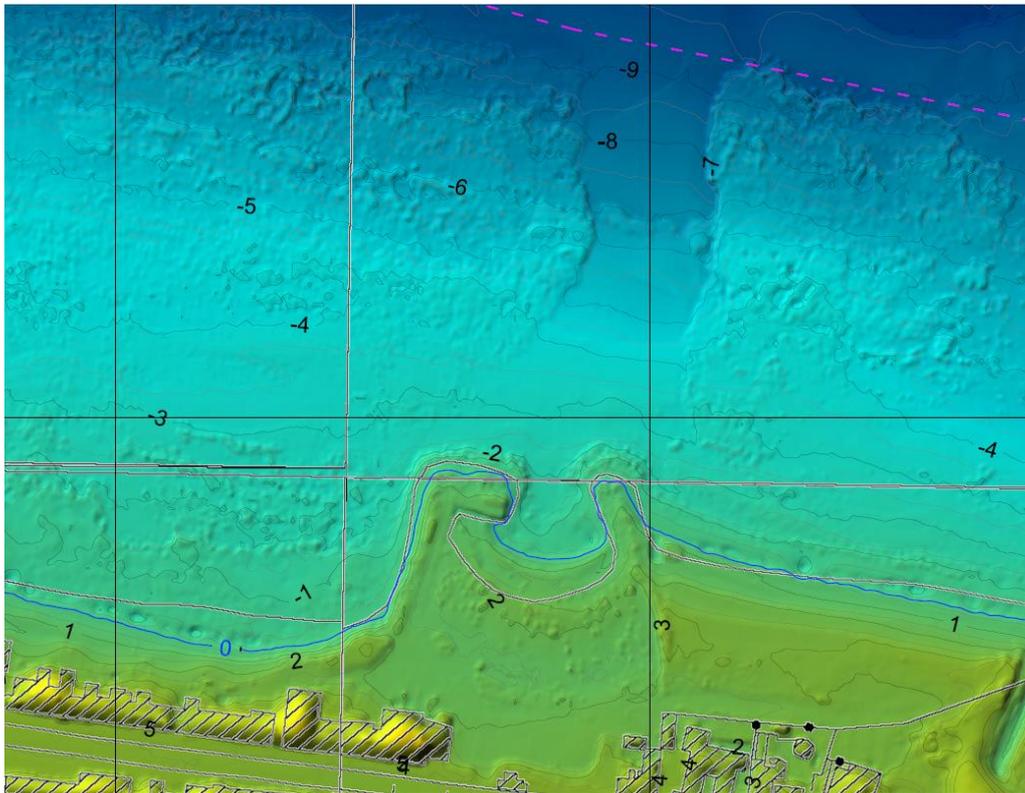


Fig. 7 - DEM Terra Mare.

Dal rilievo si evince un'escavazione di un canale d'ingresso al porto eseguito negli anni '80.

Per risolvere tali problematiche che affliggono la struttura portuale ormai da decenni, e riqualificare l'area portuale che versa in condizioni di grave degrado sia dal punto paesaggistico che dal punto di vista ambientale, l'Amministrazione Comunale ha determinato d'intervenire per la messa in sicurezza del porto e per riqualificare le aree limitrofe alla struttura portuale.

In particolare, per garantire un'agibilità allo specchio acqueo del bacino portuale è necessario proteggere l'imboccatura con l'adeguamento delle opere foranee al fine di attenuare il moto ondoso proveniente dal settore di traversia all'interno del bacino portuale.

L'intervento progettuale a tal fine prevede il prolungamento della diga di ponente con la realizzazione di un'opera a gettata ad andamento curvilineo in direzione SW-NE oltre al prolungamento del molo di sottoflutto in modo da garantire un'imboccatura su fondali di maggiore profondità e lavori di banchinamento all'interno dello specchio acqueo portuale.

A ponente e a levante del porto il progetto prevede di due aree a verde di cui quella di ponente sarà attrezzata con piscina, edifici a supporto dei servizi delle aree a verde e della struttura portuale.

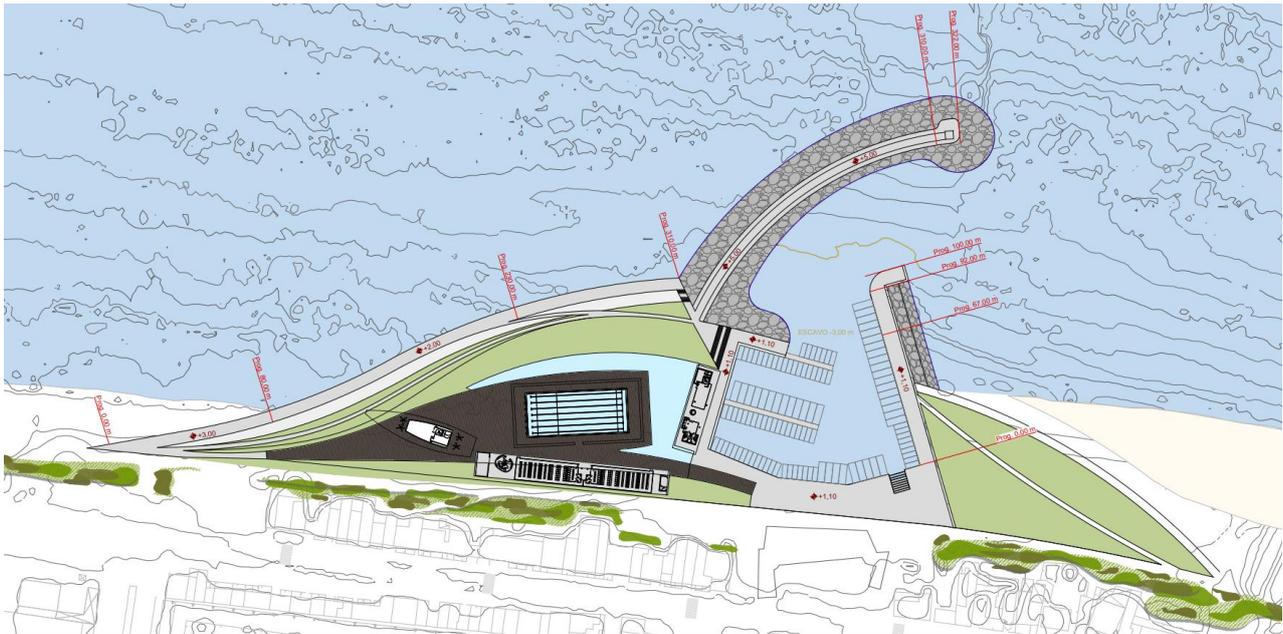


Fig. 8 - Planimetria generale delle opere in progetto.

In particolare, le opere marittime previste per la riqualifica del porto sono di seguito elencate:

1. Opere di presidio della nuova passeggiata a mare
2. Prolungamento della diga foranea di sopraflutto
3. Prolungamento e riqualifica del molo di sottoflutto
4. Nuove opere di banchinamento specchio acqueo interno
5. Escavo dello specchio acqueo portuale
6. Opere di arredo portuale

Nella presente relazione si sono eseguite analisi volte ad effettuare un predimensionamento della nuova passeggiata a mare.

**Le verifiche della stabilità del tratto di diga foranea realizzata con un'opera a gettata e mantellata in massi naturali sono riportate nell'allegato "Verifiche di stabilità e funzionalità idraulica".**

## Inquadramento geologico, geomorfologico e stratigrafico locale

Secondo quanto riportato nella relazione geologica l'area del Porto della Bandita ricade nella fascia costiera compresa tra il fiume Eleuterio ed il fiume Oretò. Quest'ultima è costituita da una piana costiera che degrada dolcemente verso mare da una quota massima di 100 m s.l.m.m., in corrispondenza delle pendici dei versanti spartiacque, sino ad arrivare alla quota del livello marino, laddove è collocata la linea di costa in prossimità della Bandita Acque dei Corsari. La linea di costa ha subito un'evoluzione nel tempo dovuta sia a fenomeni naturali, quali l'erosione, sia antropici, ovvero l'accumulo di materiali di varia natura e sfabbricidi. La costa è bassa, con altezze variabili fino a 10 m, è prevalentemente costituita da banchi calcarenitici con interstrati sabbiosi e sabbioso-limosi ricoperti da una coltre di limo rossastro, che ingloba ciottoli, direttamente esposta agli agenti atmosferici.

Le pendenze dei terreni nelle aree in esame sono molto modeste con piano campagna sub-pianeggiante, laddove la quota media varia tra 0 e 9 m s.l.m.m. Le condizioni locali sono tali da escludere situazioni di incipiente perdita dell'equilibrio vigente.

Il Porto della Bandita si colloca nella parte sud-orientale della Piana di Palermo. Qui sono presenti prevalentemente depositi marini calcarenitico-sabbiosi appartenenti ai sistemi pleistocenici di Barcarello e Marsala. I depositi marini suddetti sovrastano le cosiddette "Argille di Ficarazzi", ovvero argille, argille siltose o silt argillosi grigio-azzurri o grigio-bluastrri, sabbie fini con intercalazioni, a luoghi, di livelli bioclastici e/o arenitici con bioclasti, anche queste appartengono al sistema di Marsala.

I depositi sono ricoperti diffusamente da terreni di riporto di potenza anche plurimetrica. In affioramento di trovano i seguenti sistemi:

- AAR, ovvero l'accumulo antropico recente;
- Sistema di Capo Plaia (AFLg2), ovvero depositi di spiaggia (del Pleistocene superiore/Olocene);
- Sistema di Marsala (MRSd), ovvero le "Calcareniti di Palermo" costituite da calcareniti e sabbie bioclastiche e marne di colore giallo e grigio-biancastro.

Secondo quanto riportato nella relazione geologica del presente progetto l'area è caratterizzata dai seguenti litotipi affioranti:

- G1 – MATERIALI SCIOLTI:  
Costituiti dai depositi di spiaggia affioranti posti lungo la linea di costa. Presentano uno spessore modesto e sono riconducibili a materiali sciolti dei sedimenti a grana medio-fine;
- G2c – TERRENI DI RIPORTO:  
Terreni di copertura, generalmente alterati. Trattasi di roccia incoerente e/o pseudocoerente, formata principalmente da sabbie limose e limi sabbiosi e talora argilla torbosa, inglobanti frammenti lapidei carbonatici a spigoli arrotondati, di elevata complessità, non consigliata quale terreno di fondazione. Lo spessore in prossimità dell'area esaminata è modesto. Rientrano tra i materiali coesivi dei sedimenti a grana medio-fine;
- G3.2.2 – DEPOSITI CALCARENITICO-SABBIOSI  
Questi depositi appartengono ai depositi calcarenitico-sabbiosi dei sistemi di Barcarello e Marsala, possono essere considerati sedimenti a grana medio-fine a vario grado di cementazione. Hanno uno spessore dell'ordine della decina di metri.

Nell'area in esame sono state eseguite analisi geognostiche, prove in situ e di laboratorio:

- Esecuzione di n.6 sondaggi a carotaggio continuo profondi fino a -20 m da p.c.;
- Prove SPT eseguite in occasione dei sondaggi a carotaggio continuo;
- Prelievo di n.17 campioni di cui n.12 rimaneggiati e n.5 indisturbati.



Fig. 9 - Ortofoto con indicazione dei sondaggi effettuati.

## Descrizione del sistema

Tra gli interventi previsti nell'ambito del presente progetto vi è la realizzazione di una nuova banchina pedonale, definita "Passeggiata giardino a mare".

Il corpo adiacente alla struttura di banchina sarà costituito da materiale selezionato, proveniente da salpamenti ed escavi, e Tout – Venant. Lungo il versante lato mare della massicciata suddetta sarà disposto superficialmente uno strato di scogli naturali, aventi dimensioni tra 500 e 700 mm, ammorsati con conglomerato cementizio arretrato rispetto alla faccia a vista del ricoprimento. Al piede del versante sarà disposta la struttura utile alla realizzazione della "Passeggiata giardino a mare". Quest'ultima è costituita da un solettone in c.a. largo 5,80 m con estradosso a quota +2.00 m s.l.m.m. Il solettone in c.a. sarà retto da un sistema di due paratie di pali che dalla quota di intradosso della struttura sorretta, +1.20 m s.l.m.m., giungono alla profondità di -10.80 m s.l.m.m. (hanno lunghezza pari a 12 m). Entrambe le paratie di pali sono costituite da pali del Ø800 e sono disposte parallele mantenendo lungo il loro sviluppo distanza pari a 4.00 m. La paratia di pali verso mare è costituita da pali secanti e detiene un interasse tra pali primari (pari a quella tra pali secondari) di 1.36 m, mentre la paratia verso terra è costituita da pali con interasse di 4.08 m. Il fondale antistante la paratia verso mare è caratterizzato da una profondità massima di -3.00 m s.l.m.m.

A seguire si riporta la sezione tipo del sistema su descritto.

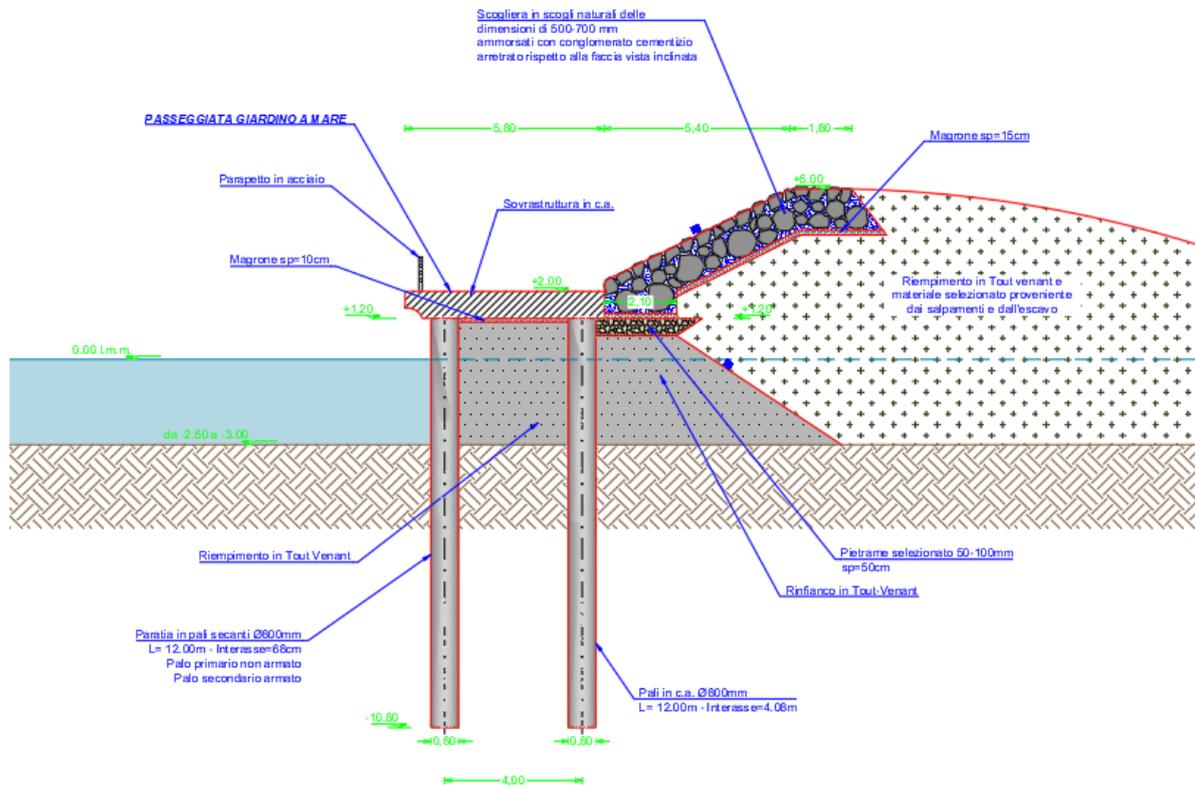


Fig. 10 - Sezione tipo del sistema oggetto dell'analisi numerica.

## Caratterizzazione sismica del sito

A differenza di quanto si ha nella parte Sud-Orientale della Sicilia, la città di Palermo ricade in una zona caratterizzata da una pericolosità sismica di base medio-bassa con accelerazione massima attesa su suolo pianeggiante di classe A compresa tra 0.150 g e 0.175 g (Fig. 1) e probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

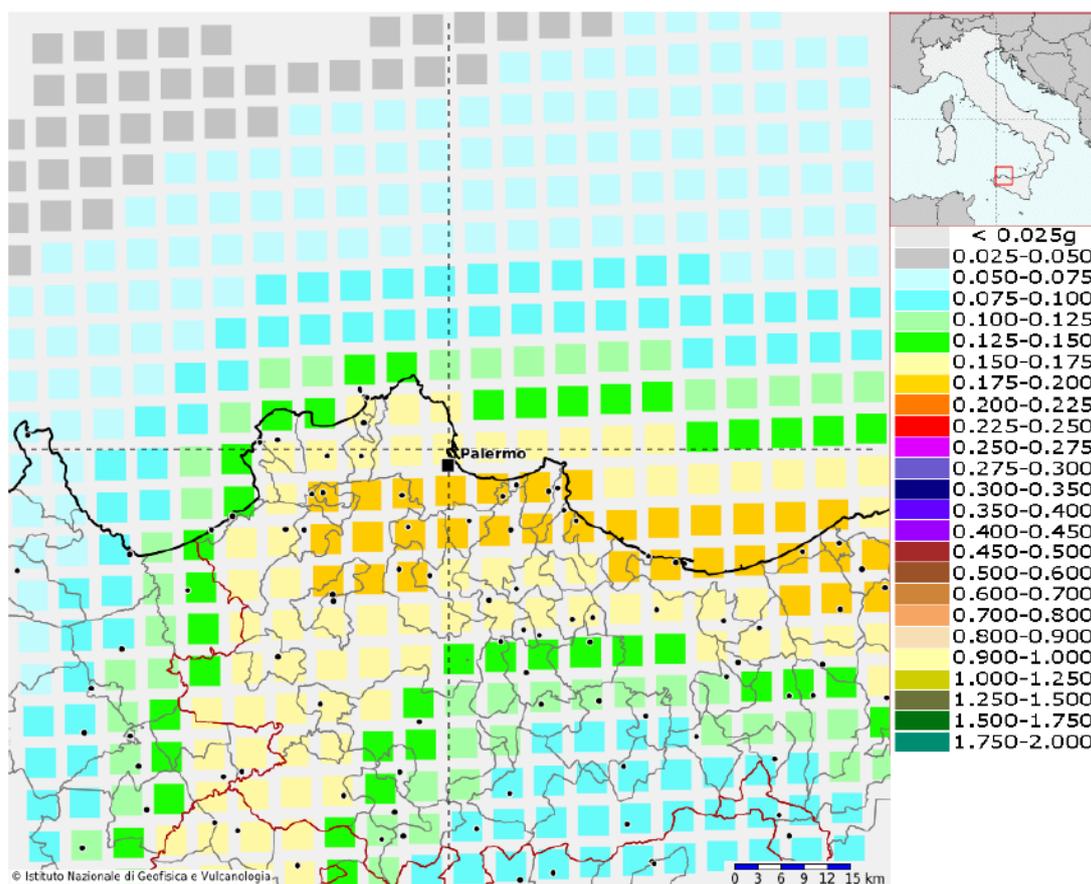


Fig. 11 - Estratto della mappa di pericolosità sismica con probabilità di superamento del 10% in 50 anni del modello MPS04 – S1 del 2004, fornita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Secondo quanto riportato al punto 3.2 delle NTC2018 il dimensionamento delle opere deve tener conto delle azioni sismiche di progetto che si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che ne condizionano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica di base è definita come accelerazione massima attesa,  $a_g$ , in condizioni di campo libero su suolo rigido e pianeggiante nonché delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$ . Le forme spettrali sono definite, per un determinato valore di  $P_{VR}$  in un dato periodo di riferimento,  $V_{Rv}$ , a partire dai valori su sito rigido e orizzontale delle seguenti grandezze:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$ , valore di riferimento del periodo a partire dal quale comincia il tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali grandezze sono riportati negli Allegati A e B del Decreto n.29 del Ministro delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 in funzione delle coordinate geografiche del sito di interesse. L'entità dei suddetti valori si è ottenuta per mezzo dell'applicativo Excel "Spettri di Risposta ver.1.0.3" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il quale effettua, al variare di  $T_R$ , un'interpolazione tra i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , definiti nei quattro punti più vicini al sito di interesse (Tab. 1).

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.043	2.338	0.228
50	0.060	2.337	0.249
72	0.075		0.258
101	0.090	2.311	0.264
140	0.106	2.317	0.270
201	0.124	2.326	0.278
475	0.177	2.377	0.290
975	0.229	2.422	0.305
2475	0.309	2.511	0.321

Tab. 1 - Entità dei parametri di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  al variare di  $T_R$  per la città di Palermo, dall'applicativo "Spettri di Risposta ver.1.0.3".

I valori dei parametri spettrali da assumersi sono da stabilirsi in funzione del tempo di ritorno dell'evento sismico di riferimento,  $T_R$ . In relazione allo stato limite di progettazione (SLO, SLD, SLV o SLC) le NTC 2018 definiscono il valore di  $P_{VR}$  (rispettivamente 81%, 63%, 10% e 5%) dell'azione sismica di riferimento da cui, fissato il valore di  $V_R$  (prodotto tra vita nominale e classe d'uso dell'opera) è possibile ottenere il valore di  $T_R$  da considerare. È possibile ottenere il valore di  $T_R$  considerando le seguenti relazioni:

$$P_{VR} = 1 - e^{-\lambda V_R}; \quad \lambda = -\frac{V_R}{\left(\ln \frac{1}{1-P_{VR}}\right)}; \quad T_R = \frac{1}{\lambda}$$

Al fine di determinare il valore di  $a_g$  occorre definire per il sistema oggetto di studio l'entità del periodo di riferimento,  $V_R$ , dato dal prodotto della vita nominale,  $V_N$ , per la classe d'uso dell'opera,  $c_u$ :

- per l'opera in esame si è considerato un valore di vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni, ovvero il valore afferente a costruzioni con livelli di prestazione ordinari secondo quanto riportato nella Tab. 2.4.I delle NTC 2018;
- per quanto concerne la classe d'uso si è considerata la classe II, con  $c_u = 1$ , afferente a costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Il periodo di riferimento è dunque pari a 50 anni.

Considerando il valore di probabilità di non superamento definito dalle NTC 2018 per ciascun stato limite si è determinato il valore del tempo di ritorno (Fig. 12 - Entità del  $T_R$  per valore di periodo di riferimento pari a 50 anni, dall'applicativo "Spettri di Risposta ver.1.0.3.).

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Fig. 12 - Entità del  $T_R$  per valore di periodo di riferimento pari a 50 anni, dall'applicativo "Spettri di Risposta ver.1.0.3".

In mancanza di analisi di risposta sismica locale per la considerazione degli effetti di sito sull'azione sismica di progetto è possibile far riferimento all'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2 delle NTC2018.

Per la considerazione delle caratteristiche stratigrafiche la classificazione del sottosuolo si effettua in base al valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  in m/s, definita dall'espressione:

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

Dove:

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

La Tab.3.2.II (Tab. 2) delle NTC 2018 specificano in funzione del valore di  $V_{s,eq}$  la categoria di sottosuolo in termini stratigrafici.

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

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

*Tab. 2 - Tab.3.2.II delle NTC 2018.*

Secondo quanto ottenuto dalle prove Down-Hole di cui nella relazione geologica la categoria di sottosuolo nel sito di interesse è la categoria B.

Oltre che l'aspetto stratigrafico anche la topografia del sito incide sulla definizione dell'azione sismica di progetto. Nella Tab.3.2.II (Tab. 3) le NTC 2018 definiscono quattro configurazioni superficiali semplici a cui è possibile far riferimento per classificare la tipologia topografica del sito.

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

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

Tab. 3 - Tab.3.2.III delle NTC 2018.

Secondo quanto descritto nella relazione geologica è possibile considerare una categoria topografica T1.

L'incidenza della topografia e stratigrafia del sito sull'azione sismica di riferimento si determina stimando il fattore moltiplicativo S dato dal prodotto di  $S_S$  ed  $S_T$ . Le NTC 2018 forniscono il valore di  $S_S$  ed  $S_T$  in funzione della categoria stratigrafica e topografica individuata per il sito nelle Tab.3.2.IV e Tab.3.2.V (in Tab. 4 e Tab. 5).

In Tab. 9 si riportano i valori di  $S_S$  ed  $S_T$ , e dunque S, per il sito oggetto di studio.

**Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$**

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

Tab. 4 - Tab.3.2.IV delle NTC 2018.

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

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

Tab. 5 - Tab.3.2.V delle NTC 2018.

Parametri sismici del sito in funzione del tempo di ritorno					
$T_R$	$a_g$	$F_0$	Cat. Stratigrafica	$S_S$	$S_T$
30	0.043	2.338	B	1.2	1
50	0.060	2.337	B	1.2	1
475	0.177	2.377	B	1.2	1
975	0.229	2.422	B	1.18	1

Tab. 6 - Parametri sismici del sito esaminato in funzione del tempo di ritorno.

Per quanto concerne la verifica del sistema in condizioni sismiche si fa riferimento a quanto riportato nelle NTC 2018 al punto 7.11.6.3.1 essendo paragonabile la configurazione del sistema in esame costituito da due paratie di pali secanti.

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nel tempo e nello spazio. Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

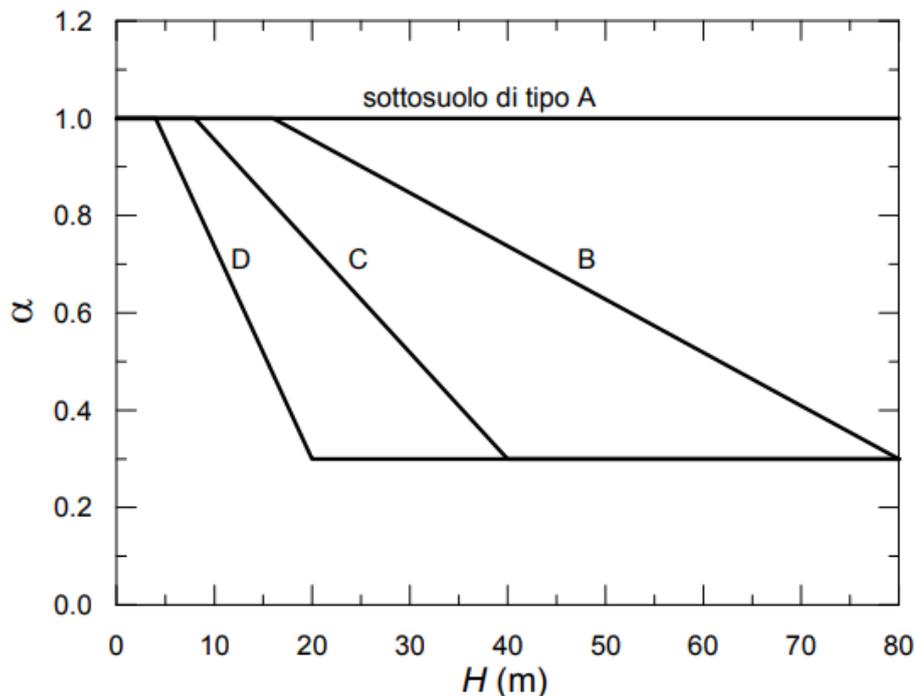
- $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;
- $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come:

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2 delle NTC 2018.



**Fig. 7.11.2** – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

*Fig. 13 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità delle NTC2018.*

Nel caso in esame avendo un sottosuolo appartenente alla categoria B e paratie lunghe 12 m il coefficiente di deformabilità è pari a 1.

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3 delle NTC 2018, in funzione del massimo spostamento permanente,  $u_s$ , che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, come nel caso in esame, il coefficiente  $\beta$  vale 1.

In Tab. 7 il valore di  $a_h$  assunto per le analisi sismiche del presente progetto allo SLV.

Determinazione dell'azione sismica all'SLV per le analisi pseudo-statiche						
$T_R$	$a_g$	S	$a_{max}$	$\alpha$	$\beta$	$a_h$
475 anni	0.177g	1.2	0.212g	1	1	0.212g

Tab. 7 - Determinazione dell'azione sismica all'SLV per le analisi pseudo-statiche.

## Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Con riferimento alla sezione tipologica individuata e alla stratigrafia di riferimento, sono state analizzate mediante un modello di calcolo ad elementi finiti le combinazioni di calcolo allo SLU utili ad eseguire una preliminare dimensionamento del sistema, coerente con il livello di progettazione.

La modellazione geotecnica strutturale è stata sviluppata utilizzando il programma Plaxis 2D vers. 22, sviluppato dalla Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda. Data la geometria e l'omogeneità della distribuzione stratigrafica, di cui si tratta a seguire, l'adozione di un modello 2D è stata ritenuta idonea all'esecuzione di un'analisi d'interazione terreno-struttura. La geometria è infatti riconducibile ad una sezione trasversale nel piano che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale per una lunghezza significativa.

Secondo quanto indicato nella relazione geologica del presente progetto i terreni di fondazione interessati dalla struttura in esame sono costituiti da sabbie e sottostanti calcareniti. Data la finalità di pre-dimensionamento della struttura, nelle analisi di cui a seguire, si è supposto il terreno di fondazione essere costituito interamente da sabbia, a vantaggio di sicurezza, caratterizzata da valori delle caratteristiche fisico-meccaniche generalmente riscontrabili per la tipologia di materiale.

Oltre al terreno di fondazione il modello prevede la presenza del materiale costituente il corpo retrostante la banchina pedonale, quale Tout-Venant e materiale scelto proveniente dai salpamenti e dagli escavi. Per questo si sono assunti valori dei parametri fisico-meccanici utili a rappresentare le buone capacità di resistenza meccanica.

La soletta in calcestruzzo armato retta dalle paratie di pali secanti si è introdotta come costituita da un materiale elastico avente un elevato modulo di rigidezza in quanto l'analisi delle condizioni di sollecitazione di tale elemento non è lo scopo delle analisi di cui si tratterà a seguire.

La sabbia del terreno di fondazione e il Tout – Venant sono stati modellati come continui elasto-plastici il cui comportamento meccanico è descritto dal legame costitutivo di Mohr-Coulomb. In Tab. 8 i parametri fisico-meccanici introdotti nel modello di calcolo.

Le paratie di pali secanti sono state invece descritte con un elemento di tipo *plate* (Tab. 9), a cui è stato assegnato un comportamento elastico-lineare ed isotropo. Le proprietà meccaniche attraverso cui l'elemento è stato caratterizzato sono la rigidezza flessionale  $EI$  e la rigidezza assiale  $EA$  per unità di lunghezza (funzione quindi dell'interasse dei pali) a partire dalle quali viene calcolato uno spessore equivalente di piastra  $d_{eq}$  a partire dalla relazione:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12 EI}{EA}}$$

Le verifiche condotte hanno consentito il dimensionamento e la valutazione degli spostamenti indotti.

Caratteristiche fisico-meccaniche delle unità modellate					
Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]	$E_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$
Sabbia	18	0	30	10 000	0.2
Tout-Venant	22	0	42	35 000	0.2
CLS	25			32 500 000	0.2

Tab. 8 - Parametri fisico-meccanici delle unità del modello.

Caratteristiche dei pali secanti – plate			
Diametro	D =	800	mm
Lunghezza	L =	12	m
Interasse tra pali secanti successivi	i =	0.68	m
Area sezione trasversale	A =	0.5024	m <sup>2</sup>
Momento d'inerzia	I =	0.020 096	m <sup>4</sup>
Modulo elastico	E =	30 000 000	kN/m
Area paratia di pali secanti in (2 x 0.68 m) 1.36 m	A (ogni 1.36 ml) =	2.1086	m <sup>2</sup>
	EA (ogni 1.36 ml) =	63 258 000	kNm <sup>2</sup> /m
	EI (ogni 1.36 ml) =	602 880	kNm <sup>4</sup> /m
Peso per unità di volume del terreno medio	$\gamma_{sat}$ =	20	kN/m <sup>3</sup>
Area paratia di pali secanti al ml	A (al ml) =	1.5504	m <sup>2</sup>
(EA (ogni 1.36 ml))/1.36 ml	EA (al ml) =	46 513 235.3	kNm <sup>2</sup> /m
(EI (ogni 1.36 ml))/1.36 ml	EI (al ml) =	443 294.1	kNm <sup>4</sup> /m
(1.5504 mq x 23 kN/mc) – (1.5504 mq x 20 kN/mc)	w =	4.65	kN/m
	$\nu$ =	0.2	
Mechanical Properties	Isotropic		

Tab. 9 - Parametri degli elementi plate introdotti nel modello.

Dato il carattere preliminare delle analisi di seguito esposte, le azioni variabili che si sono considerate agenti sul sistema sono state le seguenti (Tab. 10):

- Sovraccarico accidentale di banchina;
- Spinta idrodinamica da terra verso mare;
- Spinta idrodinamica da mare verso terra;
- Azione sismica in direzione positiva;
- Azione sismica in direzione negativa.

In particolare, si sono eseguite analisi di tipo *plastic*, volte a valutare gli spostamenti nel sistema e le sollecitazioni indotte sulle paratie di pali, in ciascuna delle quali una delle azioni variabili considerate detiene ruolo prevalente. In tutte le analisi, inoltre, si è tenuto conto a vantaggio di sicurezza, dell'effetto di una possibile erosione del fondale al piede della paratia verso mare, a causa di eventuali fenomeni di scouring innescati localmente dal moto ondoso incidente. Nello specifico si è considerato un cavo avente profondità pari ad 1 m. A seguire

- 1) Combinazione sovraccarico di banchina: il sovraccarico di banchina detiene ruolo prevalente con applicazione del coefficiente amplificativo della combinazione fondamentale SLU (§2.5.3 delle NTC 2018) sono assenti le spinte idrodinamiche;
- 2) Combinazione spinta idrodinamica verso mare: sono presenti sovraccarico di banchina e spinta idrodinamica verso mare entrambe con entità pari al loro valore caratteristico;
- 3) Combinazione spinta idrodinamica verso terra: sono presenti sovraccarico di banchina e spinta idrodinamica verso terra entrambe con entità pari al loro valore caratteristico.

- 4) Combinazione sismica positiva: sono presenti sovraccarico di banchina ed azione sismica pseudo-statica positiva;
- 5) Combinazione sismica negativa: sono presenti sovraccarico di banchina ed azione sismica pseudo-statica negativa;

Carichi caratteristici applicati			
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	da $y = 0.00$ a $y = -0.98$	$q_{x,start} = 0$ $q_{x,end} = 9.75$	kN/m kN/m
	da $y = -0.98$ a $y = -4.00$	$q_x = 9.75$	kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	da $y = 1.20$ a $y = 0.00$	$q_{x,start} = 25.00$ $q_{x,end} = 32.40$	kN/m kN/m
	da $y = 0.00$ a $y = -4.00$	$q_{x,start} = 32.40$ $q_{x,end} = 29.60$	kN/m kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g

Tab. 10 - Carichi variabili applicati al sistema.

I risultati delle analisi numeriche per la valutazione della sicurezza nelle condizioni di stato limite ultimo sono presentati nelle successive figure in termini di spostamenti attesi in termini di valore assoluto e componenti verticale ed orizzontale.

Sono altresì riportati i valori delle massime sollecitazioni indotte sugli elementi strutturali.

#### 1) Combinazione sovraccarico di banchina

Combinazione di carico – Sovraccarico di banchina				Coeff. amplif.	Azioni di progetto	
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>	1.5	$q =$	6 kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	$q_{x,start} =$	0	kN/m	0	$q_{x,start} =$	0 kN/m
	$q_{x,end} =$	9.75	kN/m	0	$q_{x,end} =$	0 kN/m
	$q_x =$	9.75	kN/m	0	$q_x =$	0 kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	$q_{x,start} =$	25.00	kN/m	0	$q_{x,start} =$	0 kN/m
	$q_{x,end} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x,end} =$	0 kN/m
	$q_{x,start} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x,start} =$	0 kN/m
	$q_{x,end} =$	29.60	kN/m	0	$q_{x,end} =$	0 kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g	0	$a_h =$	0 g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g	0	$a_h =$	0 g

Tab. 11 - Combinazione dei carichi variabili per la combinazione sovraccarico di banchina.

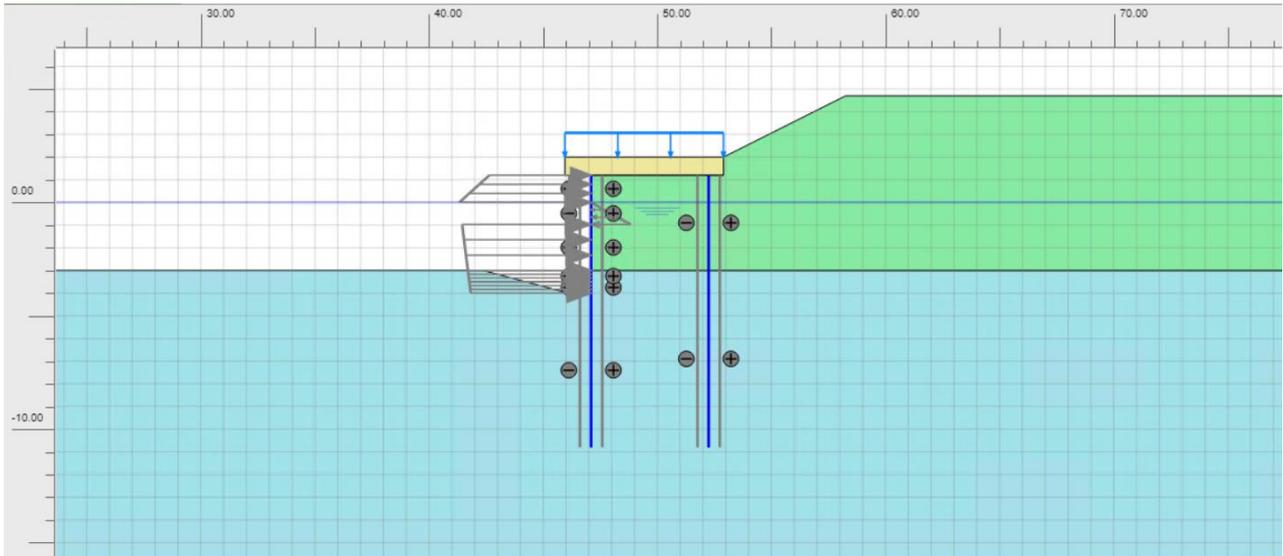


Fig. 14 - Modello numerico nell'ambito della combinazione sovraccarico di banchina.

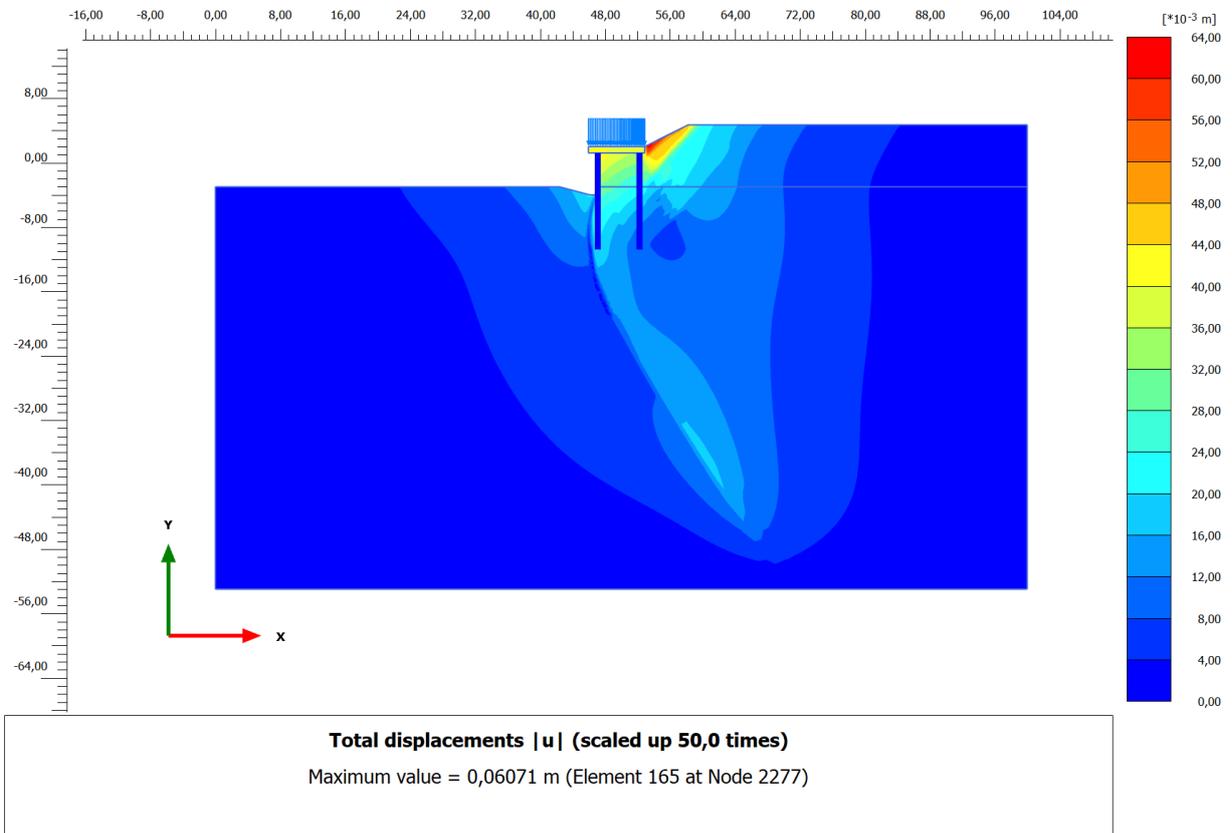
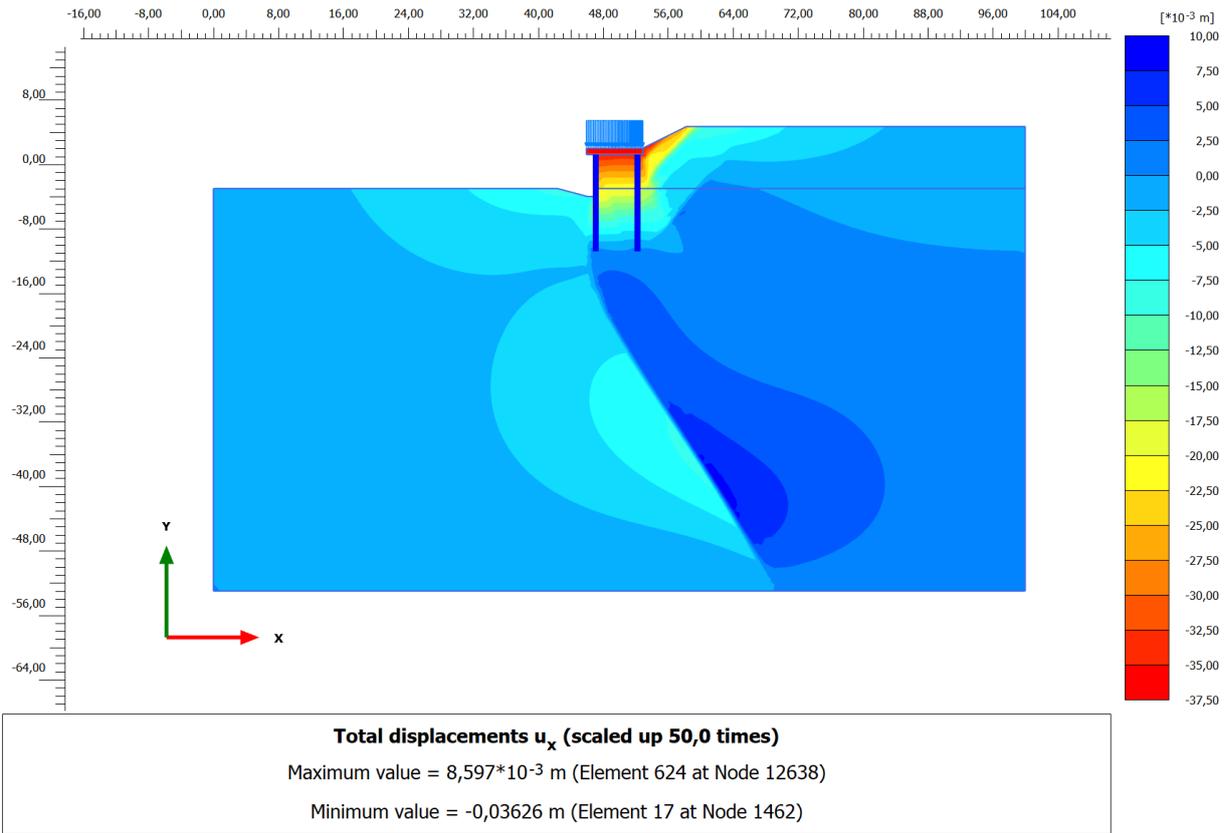


Fig. 15 - Modulo degli spostamenti indotti nella combinazione sovraccarico di banchina.



*Fig. 16 - Componente orizzontale degli spostamenti indotti nella combinazione sovraccarico di banchina.*

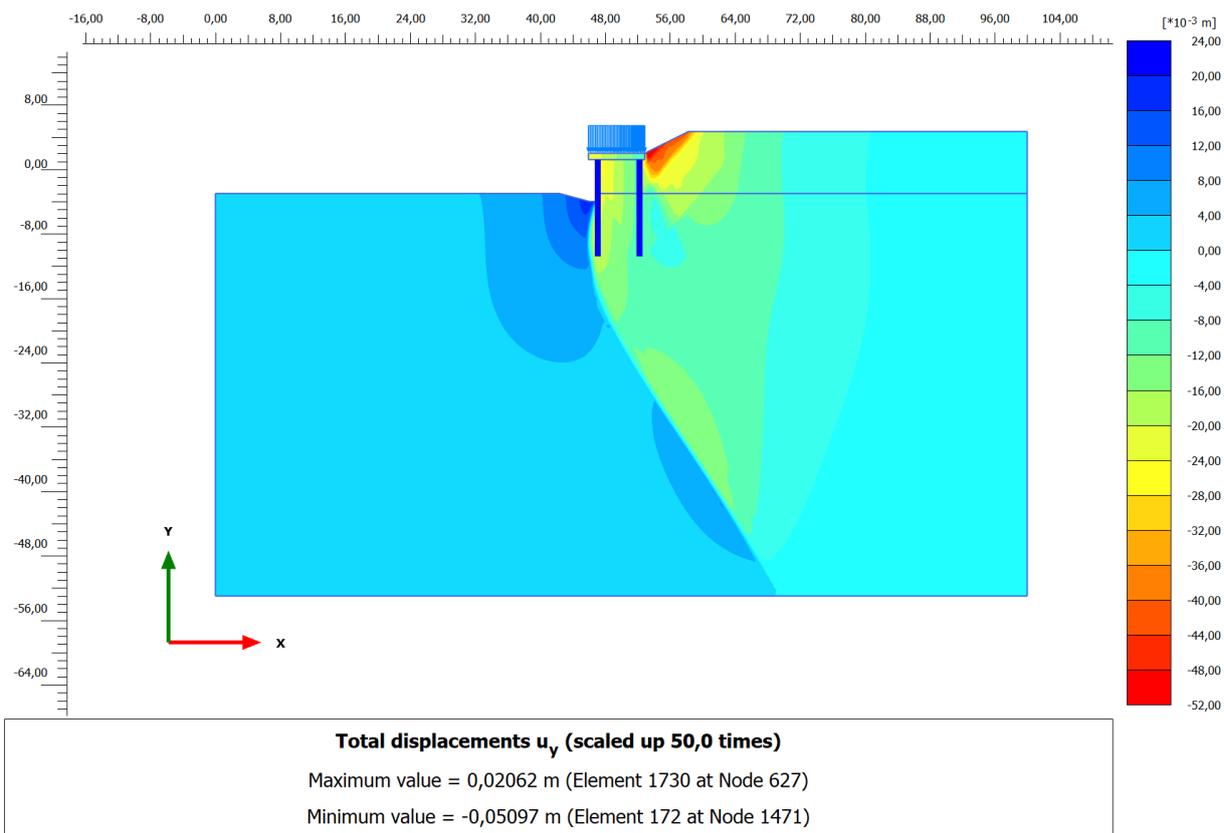


Fig. 17 - Componente verticale degli spostamenti indotti nella combinazione sovraccarico di banchina.

Caratteristiche della sollecitazione indotte sulle paratie di pali secanti							
Paratia verso mare				Paratia verso terra			
Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	178	kN/m	Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	201.9	kN/m
Max taglio	$T_{Sd, max} =$	40.20	kN/m	Max taglio	$T_{Sd, max} =$	38.57	kN/m
Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-24.10	kN/m	Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-27.79	kN/m
Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	63.05	kNm/m	Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	37.60	kNm/m
Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-28.75	kNm/m	Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-52.20	kNm/m

Tab. 12 - Entità delle massime sollecitazioni indotte sulle paratie di pali secanti nella combinazione sovraccarico di banchina.

## 2) Combinazione spinta idrodinamica verso mare

Combinazione di carico – Spinta idrodinamica (A)				Coeff. amplif.	Azioni di progetto		
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>	1	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	$q_{x, start} =$	0	kN/m	1	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	9.75	kN/m	1	$q_{x, end} =$	9.75	kN/m
	$q_x =$	9.75	kN/m	1	$q_x =$	9.75	kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	$q_{x, start} =$	25.00	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_{x, start} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	29.60	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g	0	$a_h =$	0	g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g	0	$a_h =$	0	g

Tab. 13 - Combinazione dei carichi variabili nell'ambito della combinazione spinta idrodinamica verso mare.

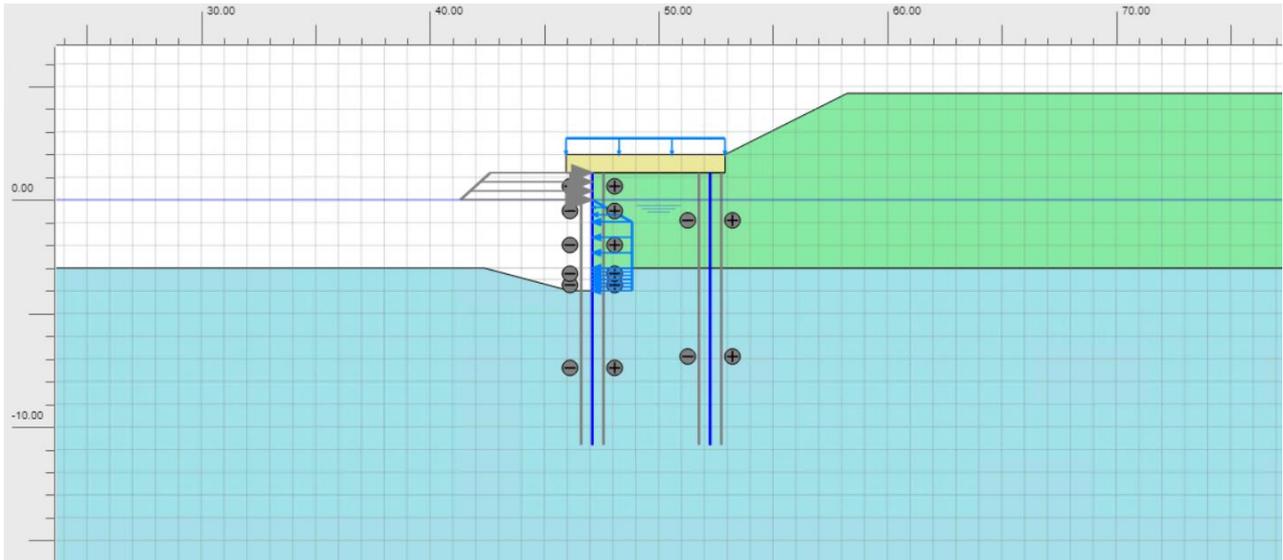


Fig. 18 - Modello numerico nell'ambito della combinazione spinta idrodinamica verso mare.

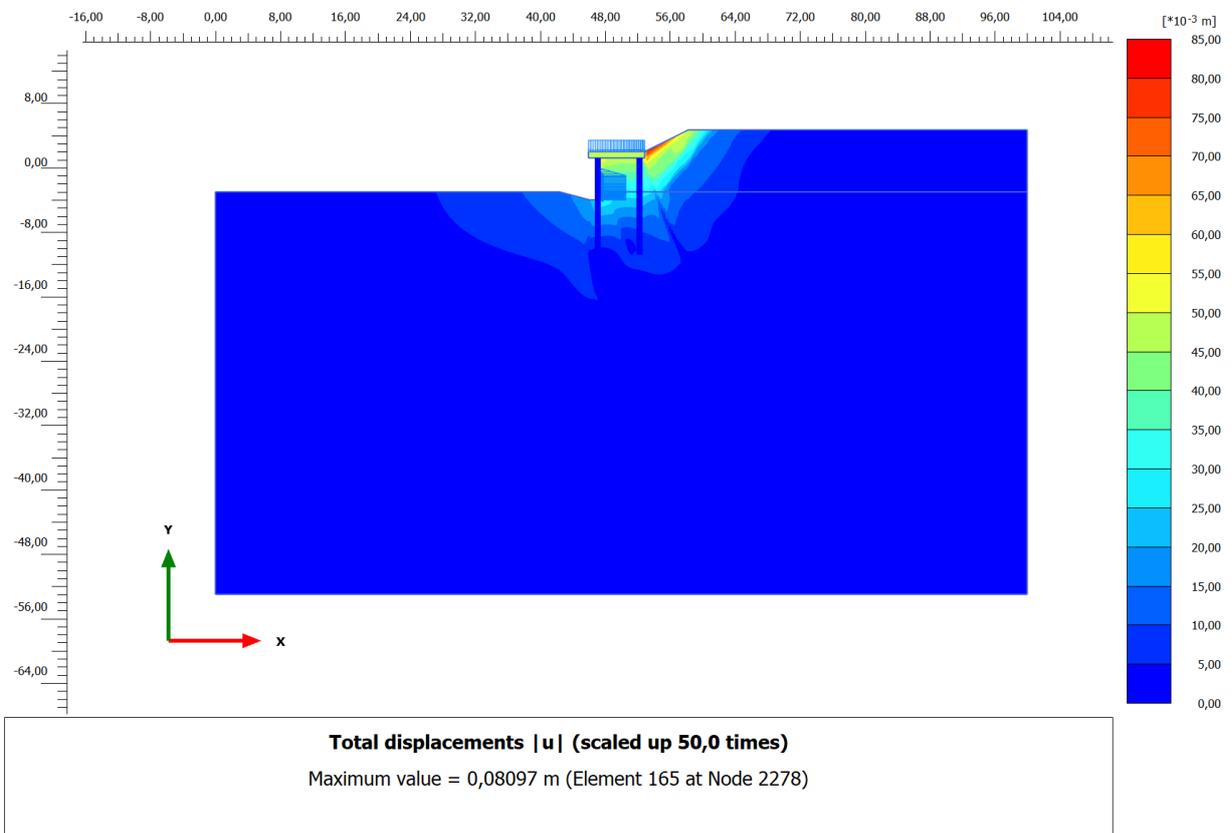
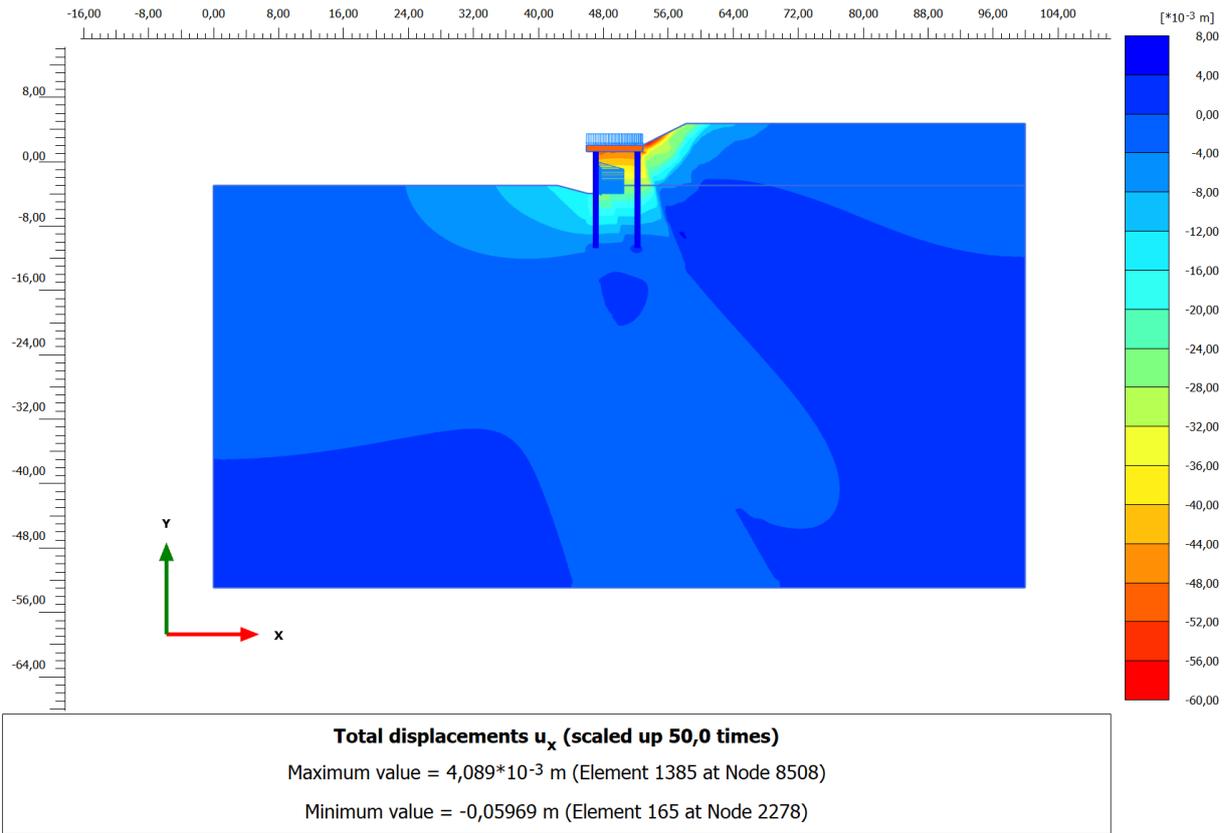


Fig. 19 - Modulo degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso mare.



*Fig. 20 - Componente orizzontale degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso mare.*

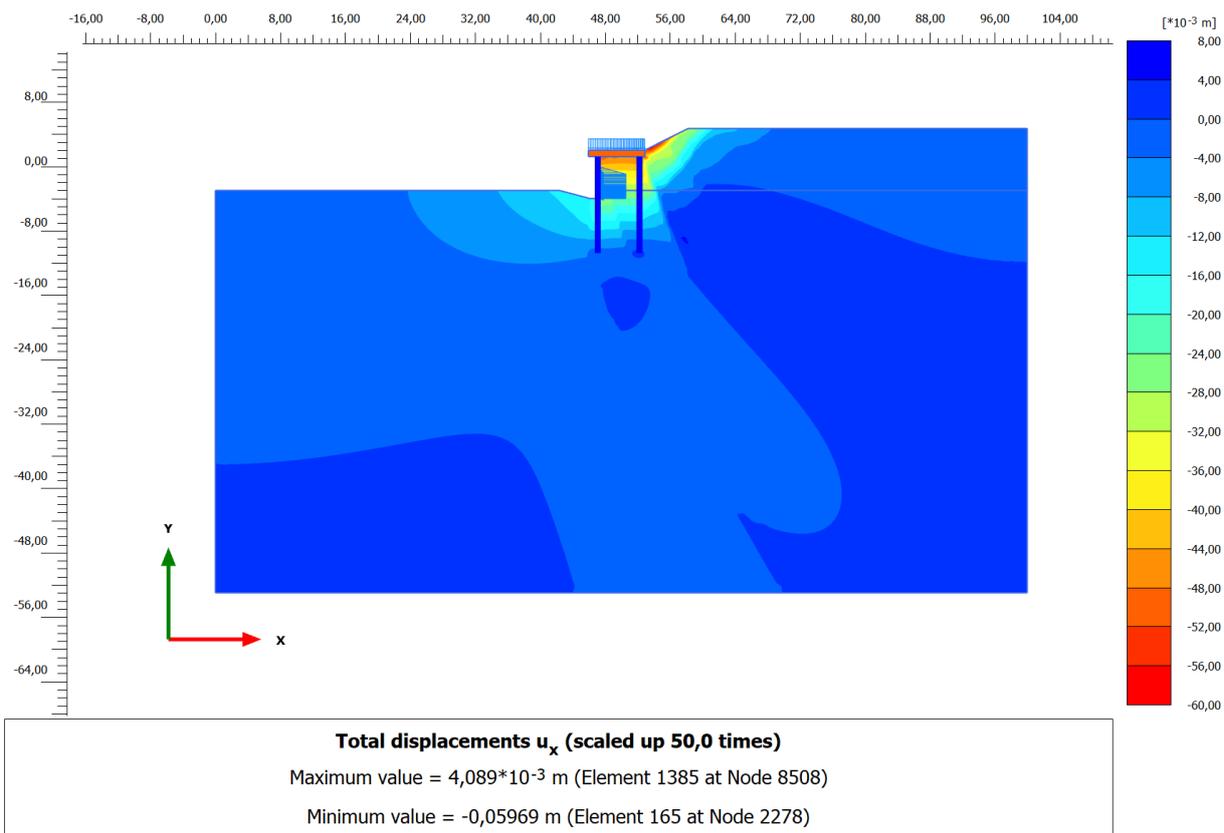


Fig. 21 - Componente verticale degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso mare.

Caratteristiche della sollecitazione indotte sulle paratie di pali secanti							
Paratia verso mare				Paratia verso terra			
Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	167.4	kN/m	Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	169.6	kN/m
Max taglio	$T_{Sd, max} =$	73.06	kN/m	Max taglio	$T_{Sd, max} =$	42.94	kN/m
Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-39.03	kN/m	Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-34.78	kN/m
Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	110.0	kNm/m	Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	108.9	kNm/m
Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-72.16	kNm/m	Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-3.109	kNm/m

Tab. 14 - Entità delle massime sollecitazioni indotte sulle paratie di pali secanti nella combinazione spinta idrodinamica verso mare.

### 3) Combinazione spinta idrodinamica verso terra

Combinazione di carico – Spinta idrodinamica (B)				Coeff. amplif.	Azioni di progetto		
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>	1	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	$q_{x, start} =$	0	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	9.75	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_x =$	9.75	kN/m	0	$q_x =$	0	kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	$q_{x, start} =$	25.00	kN/m	1	$q_{x, start} =$	25.00	kN/m
	$q_{x, end} =$	32.40	kN/m	1	$q_{x, end} =$	32.40	kN/m
	$q_{x, start} =$	32.40	kN/m	1	$q_{x, start} =$	32.40	kN/m
	$q_{x, end} =$	29.60	kN/m	1	$q_{x, end} =$	29.60	kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g	0	$a_h =$	0	g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g	0	$a_h =$	0	g

Tab. 15 - Combinazione dei carichi variabili nell'ambito della combinazione spinta idrodinamica verso terra.

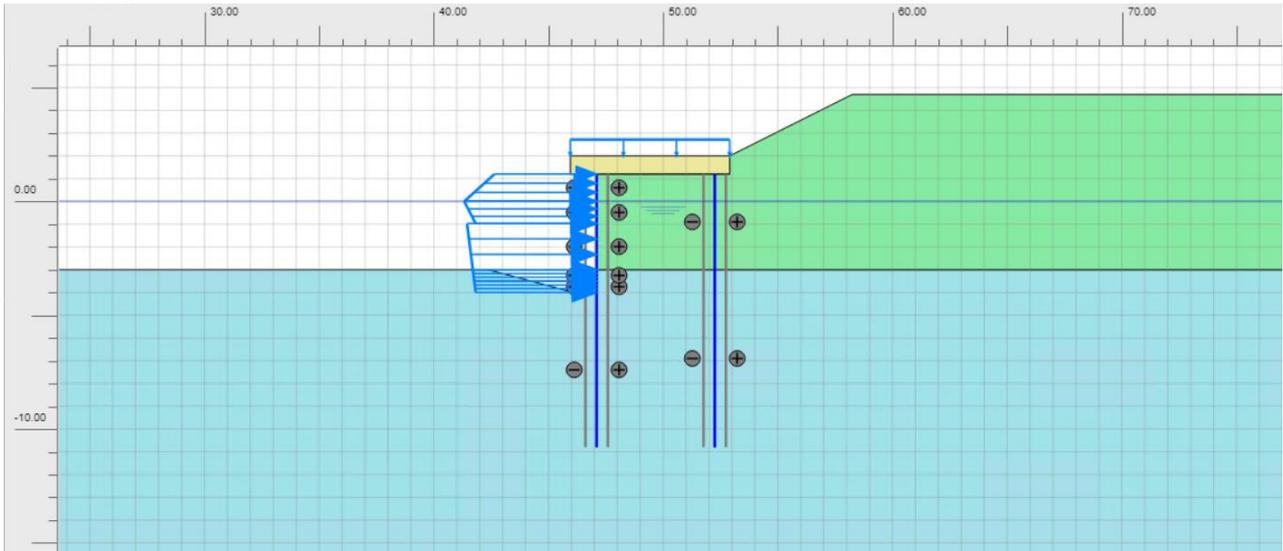


Fig. 22 - Modello numerico nell'ambito della combinazione spinta idrodinamica verso terra.

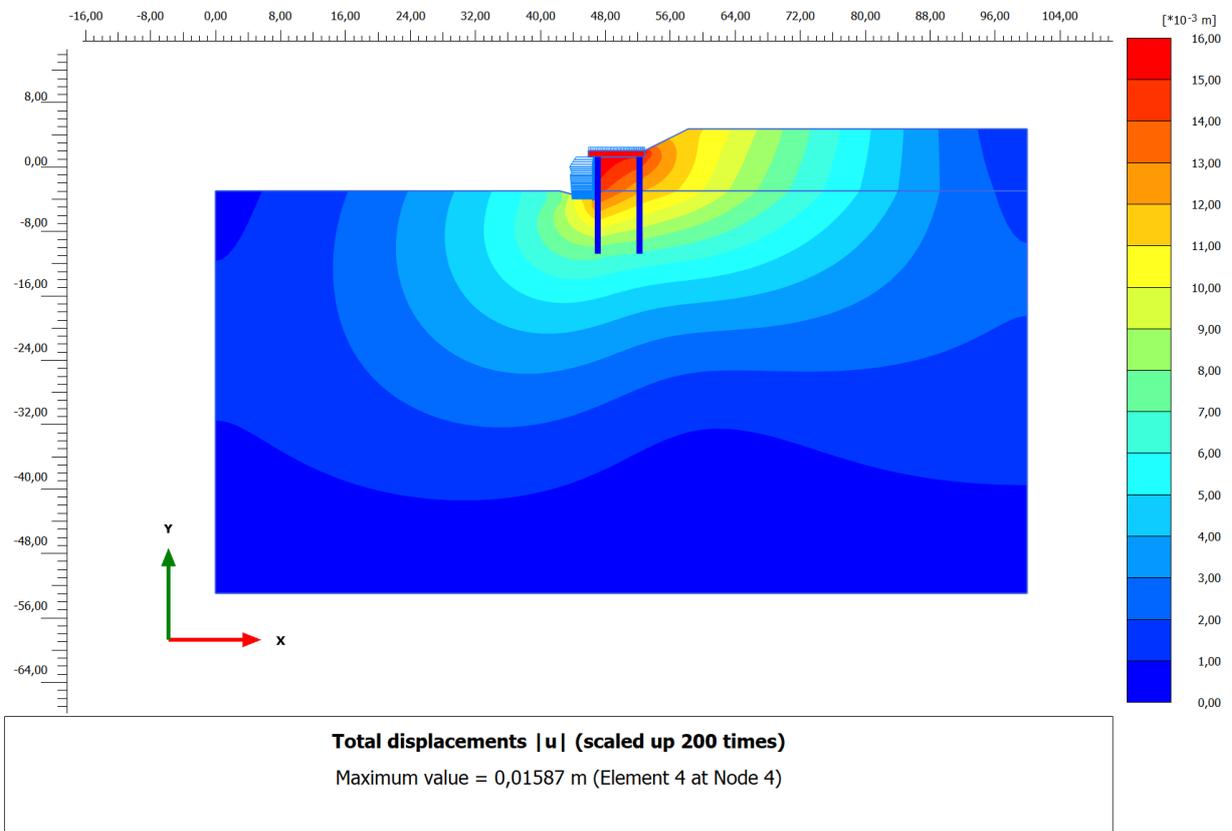


Fig. 23 - Modulo degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso terra.

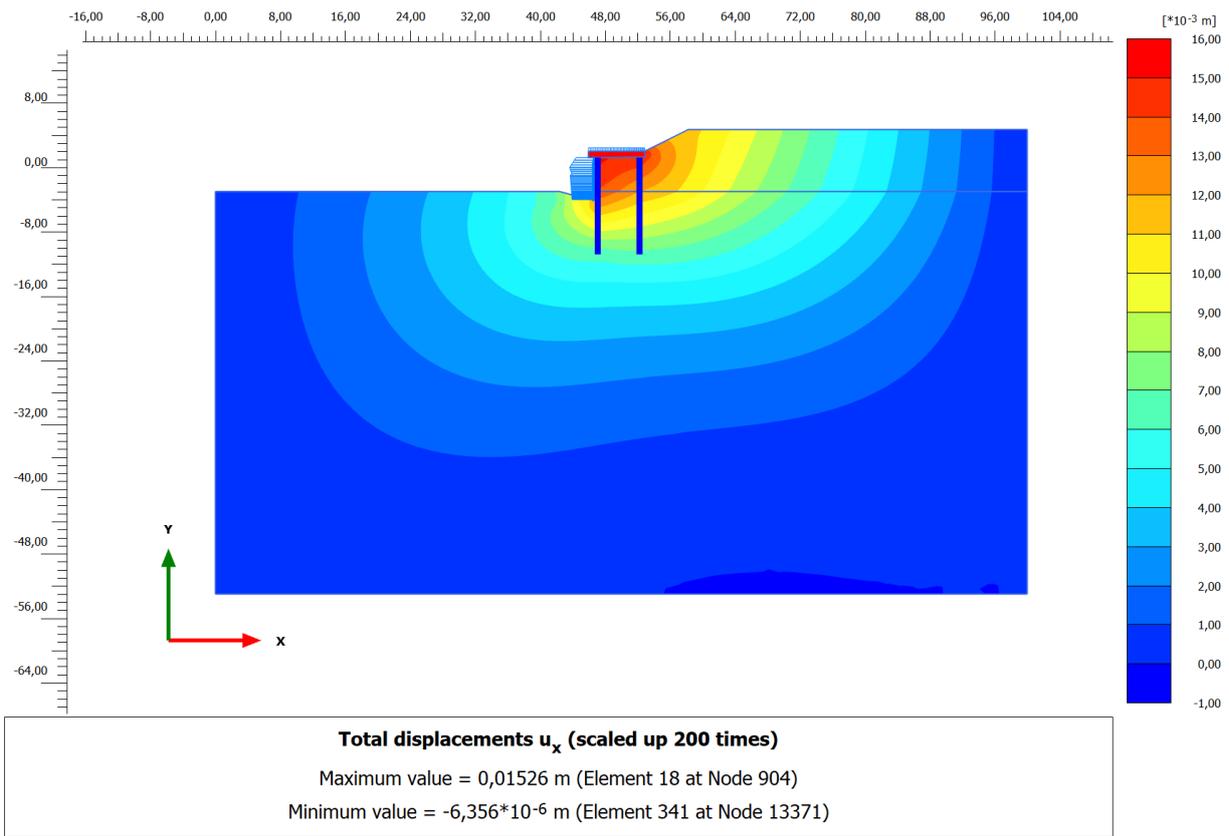


Fig. 24 - Componente orizzontale degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso terra.

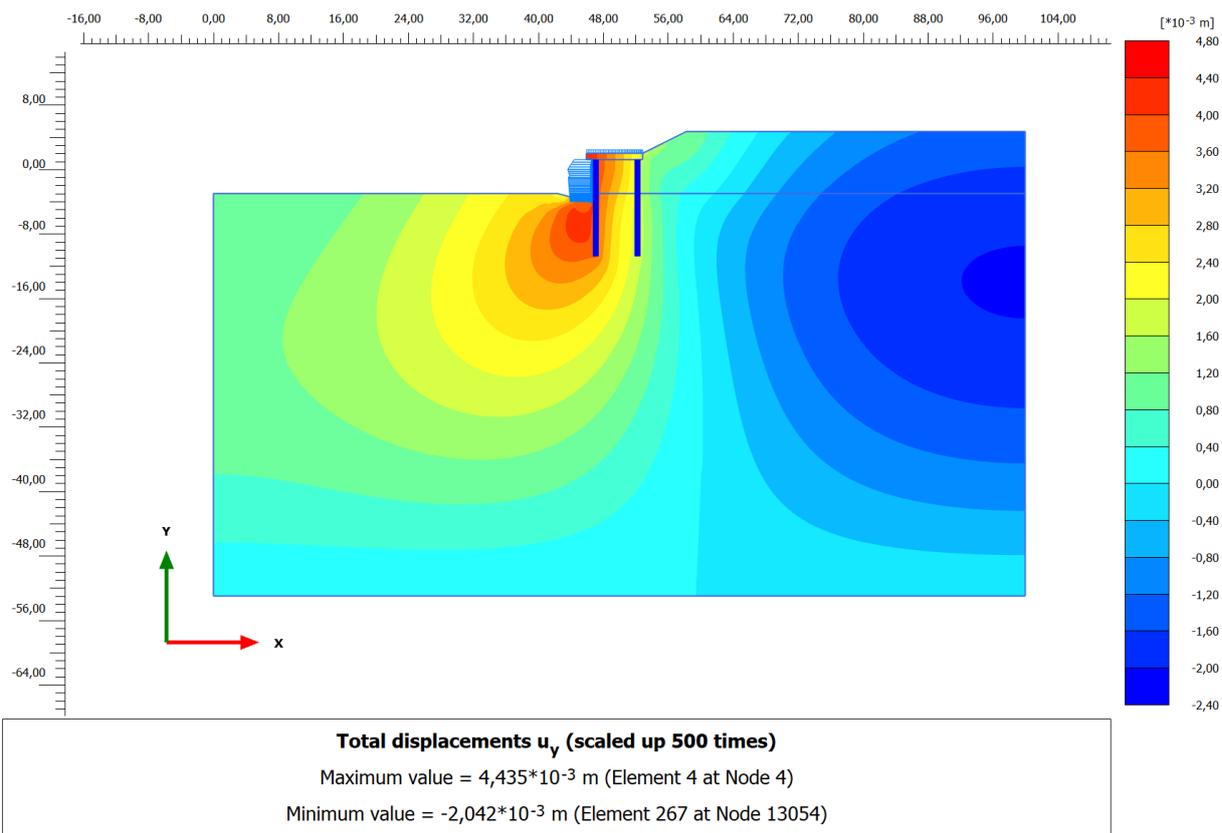


Fig. 25 - Componente verticale degli spostamenti indotti nella combinazione spinta idrodinamica verso terra.

Caratteristiche della sollecitazione indotte sulle paratie di pali secanti							
Paratia verso mare				Paratia verso terra			
Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	168.7	kN/m	Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	197.1	kN/m
Max taglio	$T_{Sd, max} =$	51.16	kN/m	Max taglio	$T_{Sd, max} =$	38.80	kN/m
Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-25.85	kN/m	Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-28.77	kN/m
Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	71.90	kNm/m	Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	40.04	kNm/m
Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-0.35	kNm/m	Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-52.37	kNm/m

Tab. 16 - Entità delle massime sollecitazioni indotte sulle paratie di pali secanti nella combinazione spinta idrodinamica verso terra.

#### 4) Combinazione sismica positiva

Combinazione di carico – Sovraccarico di banchina				Coeff. amplif.	Azioni di progetto		
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>	1	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	$q_{x, start} =$	0	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	9.75	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_x =$	9.75	kN/m	0	$q_x =$	0	kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	$q_{x, start} =$	25.00	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_{x, start} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	29.60	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g	1	$a_h =$	0.212	g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g	0	$a_h =$	0	g

Tab. 177 - Combinazione dei carichi variabili per la combinazione sismica positiva .

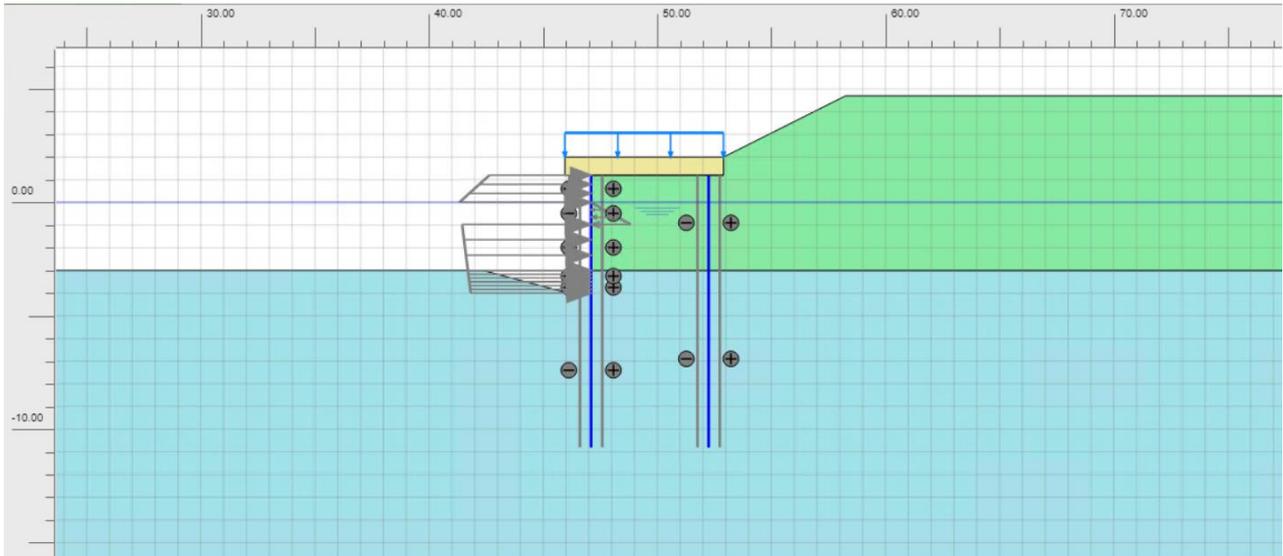


Fig. 25 - Modello numerico nell'ambito della combinazione sismica positiva

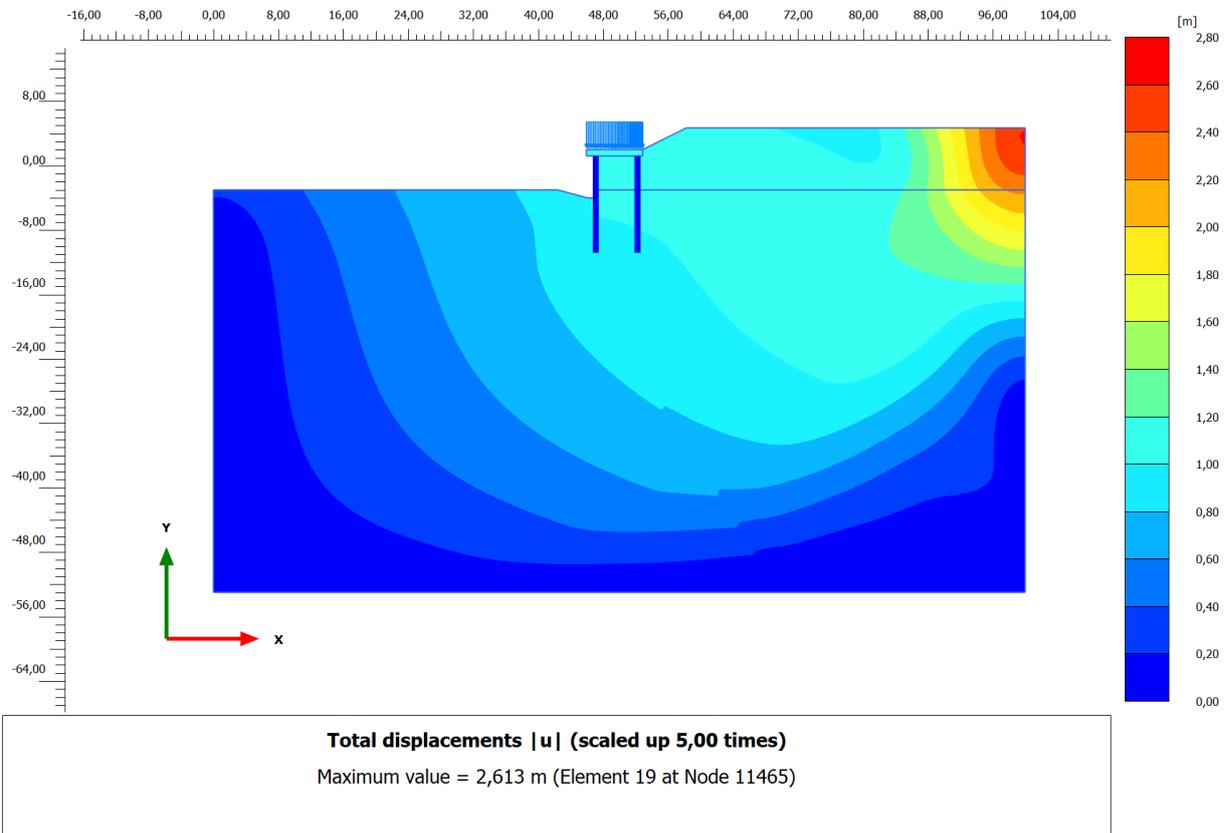


Fig. 26 - Modulo degli spostamenti indotti nella combinazione sismica positiva.

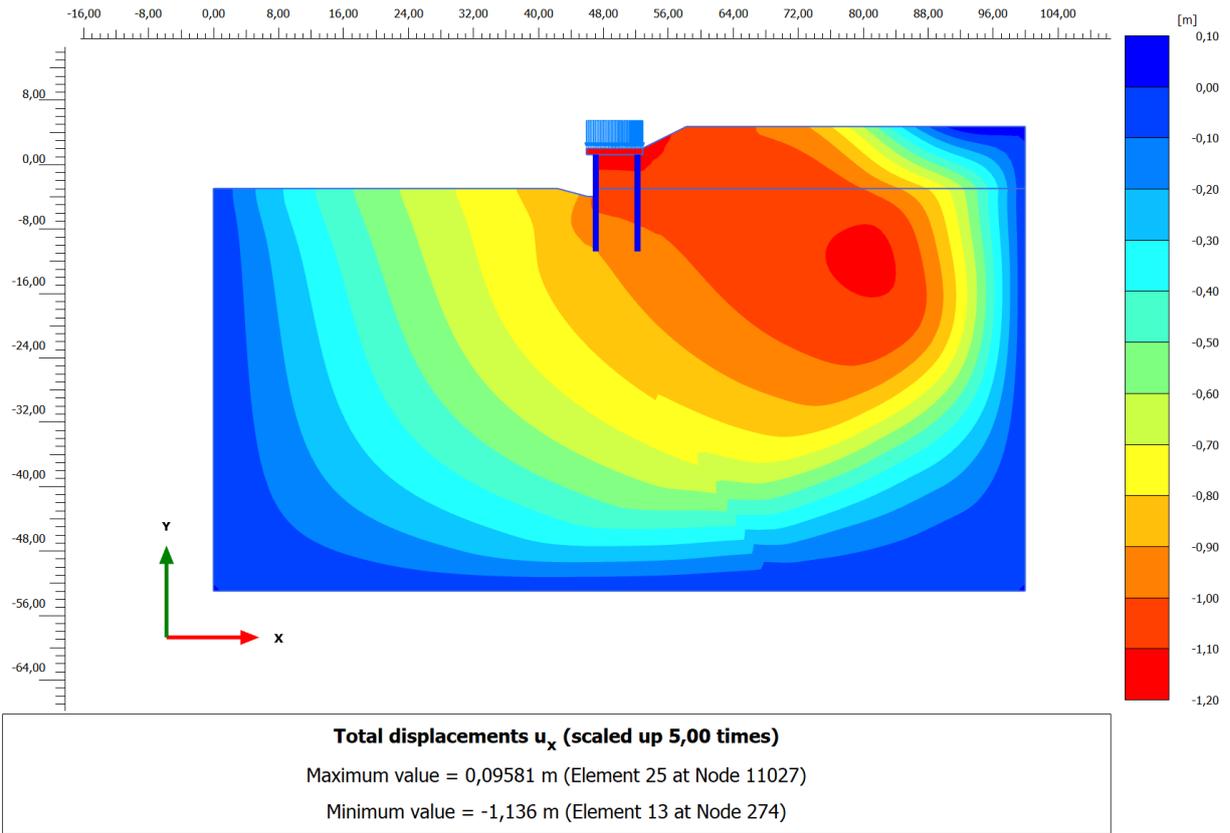


Fig. 27 - Componente orizzontale degli spostamenti indotti nella combinazione sismica positiva.

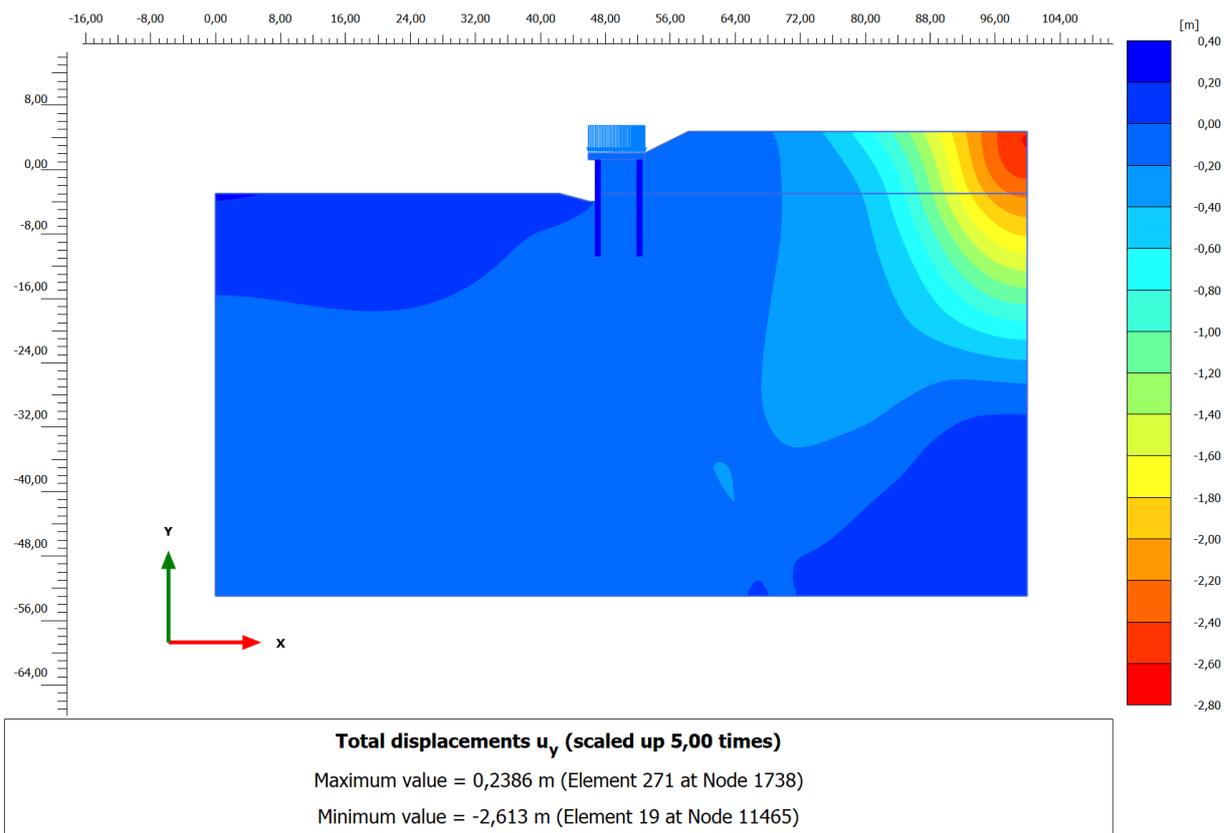


Fig. 28 - Componente verticale degli spostamenti indotti nella combinazione sismica positiva.

Caratteristiche della sollecitazione indotte sulle paratie di pali secanti							
Paratia verso mare				Paratia verso terra			
Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	286.7	kN/m	Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	93.26	kN/m
Max taglio	$T_{Sd, max} =$	152.3	kN/m	Max taglio	$T_{Sd, max} =$	112.6	kN/m
Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-146.5	kN/m	Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-74.97	kN/m
Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	58.21	kNm/m	Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	89.31	kNm/m
Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-469.4	kNm/m	Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-26.02	kNm/m

Tab. 18 - Entità delle massime sollecitazioni indotte sulle paratie di pali secanti nella combinazione sismica positiva.

### 5) Combinazione sismica negativa

Combinazione di carico – Sovraccarico di banchina				Coeff. amplif.	Azioni di progetto		
Sovraccarico di banchina	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>	1	$q =$	4	kN/m <sup>2</sup>
Spinta idrodinamica (A) verso mare	$q_{x, start} =$	0	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	9.75	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_x =$	9.75	kN/m	0	$q_x =$	0	kN/m
Spinta idrodinamica (B) verso terra	$q_{x, start} =$	25.00	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
	$q_{x, start} =$	32.40	kN/m	0	$q_{x, start} =$	0	kN/m
	$q_{x, end} =$	29.60	kN/m	0	$q_{x, end} =$	0	kN/m
Azione sismica positiva	$a_h =$	0.212	g	0	$a_h =$	0	g
Azione sismica negativa	$a_h =$	-0.212	g	1	$a_h =$	-0.212	g

Tab. 197 - Combinazione dei carichi variabili per la combinazione sismica negativa.

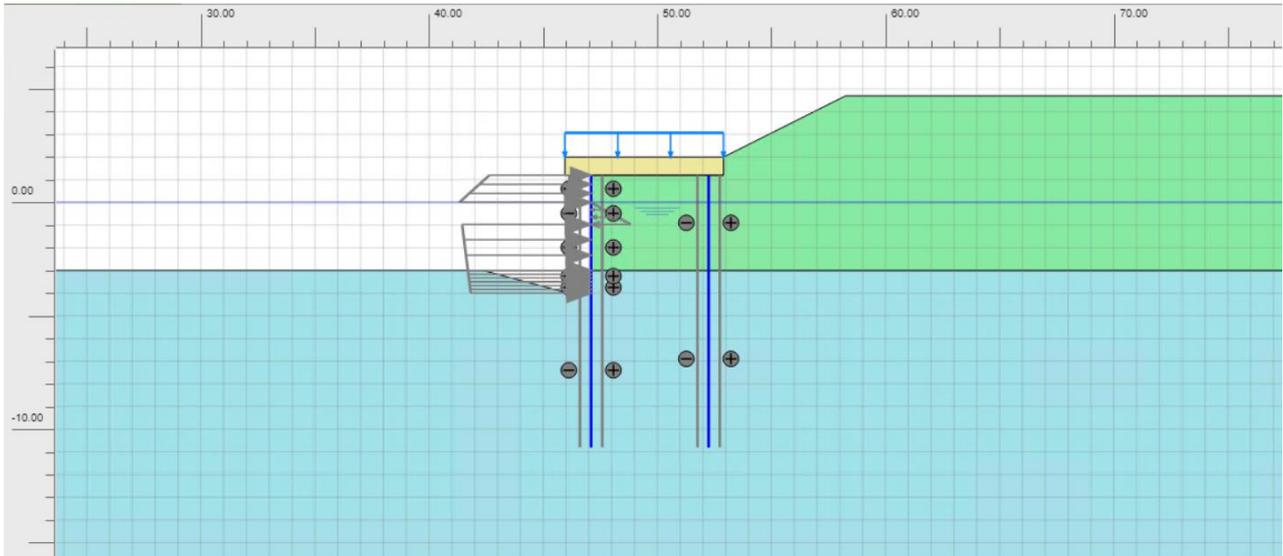


Fig. 25 - Modello numerico nell'ambito della combinazione sismica negativa.

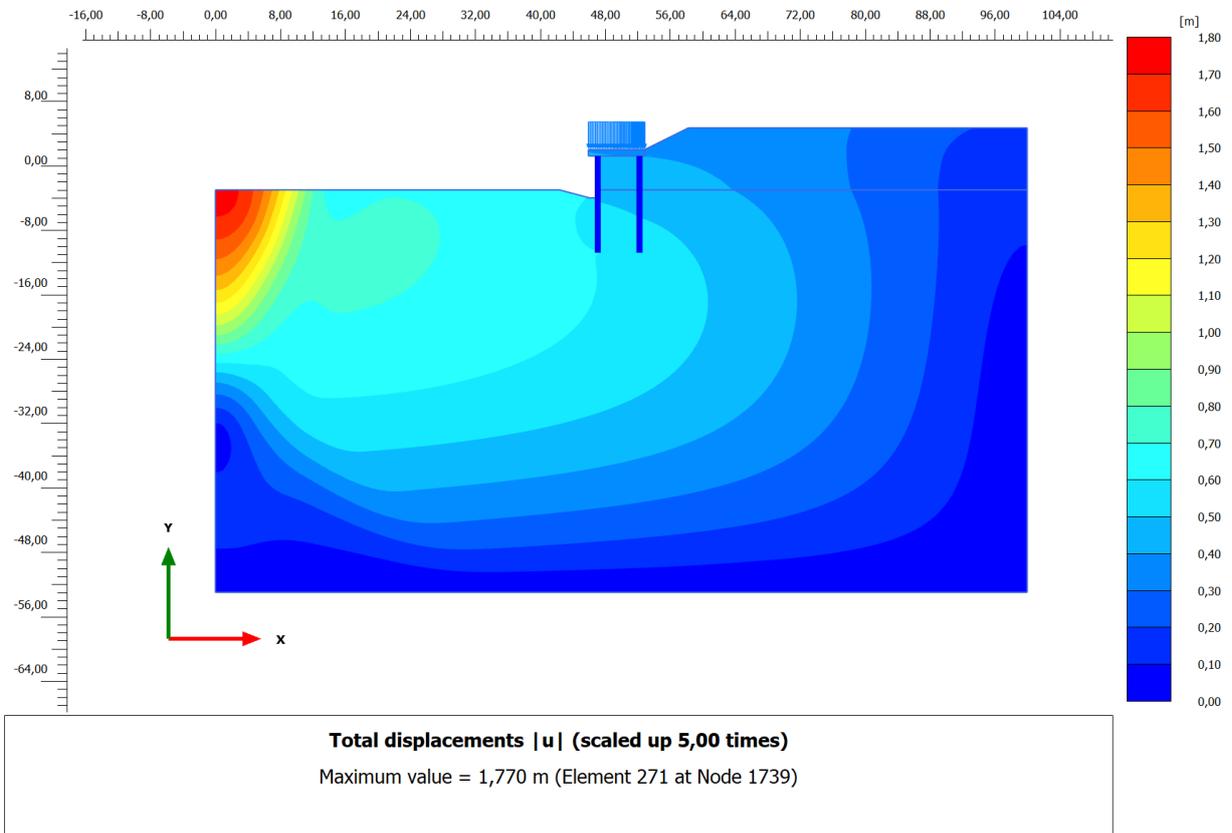


Fig. 29 - Modulo degli spostamenti indotti nella combinazione sismica negativa.

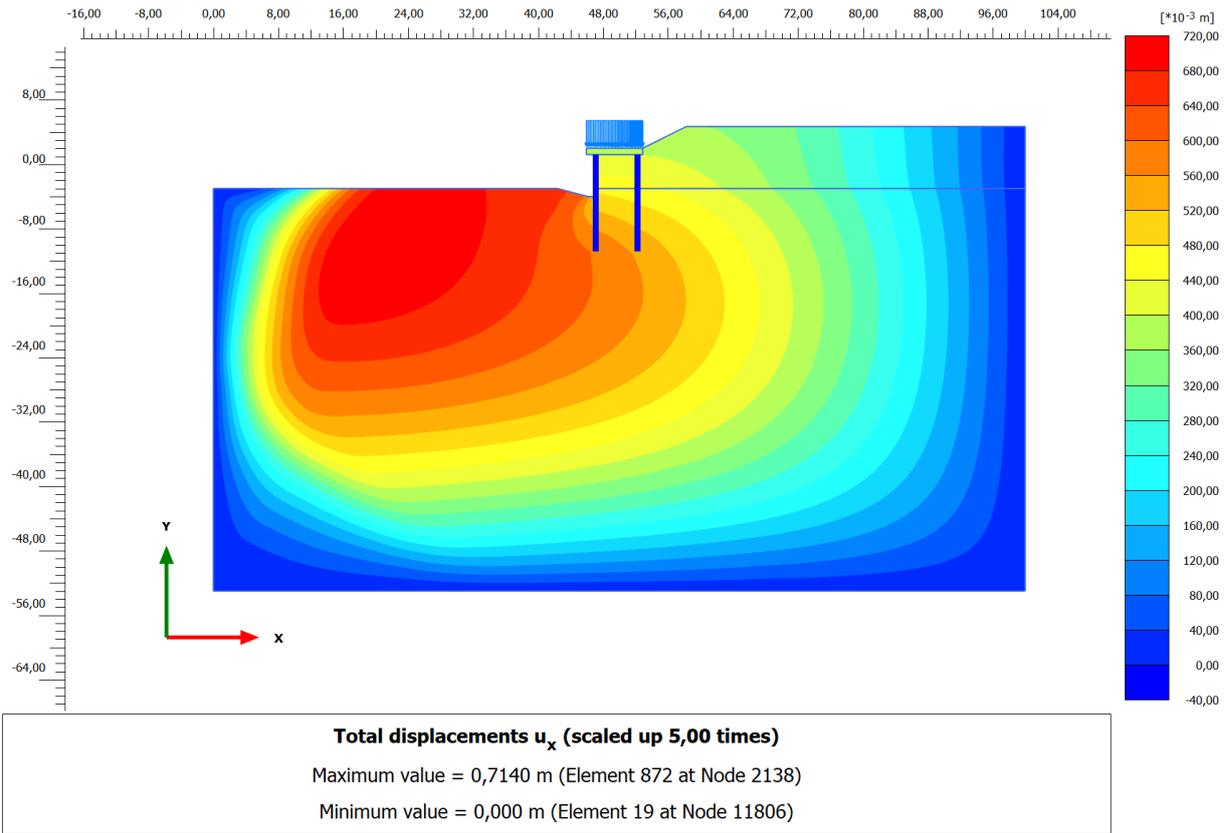


Fig. 30 - Componente orizzontale degli spostamenti indotti nella combinazione sismica negativa.

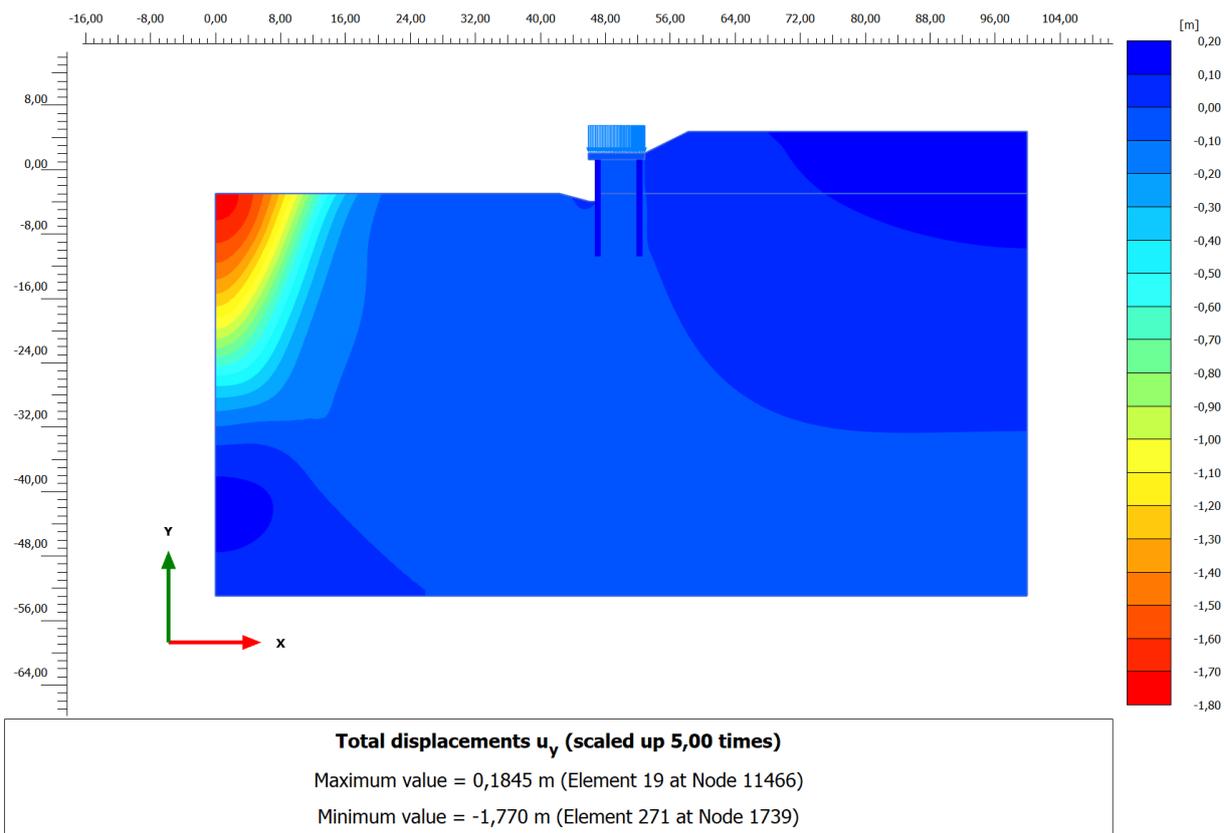


Fig. 31 - Componente verticale degli spostamenti indotti nella combinazione sismica negativa.

Caratteristiche della sollecitazione indotte sulle paratie di pali secanti							
Paratia verso mare				Paratia verso terra			
Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	270	kN/m	Max sforzo norm.	$N_{Sd, max} =$	132.2	kN/m
Max taglio	$T_{Sd, max} =$	194.7	kN/m	Max taglio	$T_{Sd, max} =$	78.58	kN/m
Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-151.9	kN/m	Min taglio	$T_{Sd, min} =$	-54.0	kN/m
Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	386.7	kNm/m	Max momento flet.	$M_{Sd, max} =$	99.32	kNm/m
Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-227.3	kNm/m	Min momento flet.	$M_{Sd, min} =$	-72.08	kNm/m

Tab. 20 - Entità delle massime sollecitazioni indotte sulle paratie di pali secanti nella combinazione sismica negativa.

## Verifica della capacità resistente allo Stato Limite Ultimo

L'armatura a flessione è costituita da una gabbia quantitativo costante di armatura lungo lo sviluppo in profondità del singolo palo. I pali in c.a. saranno realizzati in calcestruzzo C35/45 ed armati con n.34 barre del  $\varnothing 24$  in acciaio B450C.

Nelle figure a seguire si è valutato il momento resistente della sezione per mezzo del Software VCA-SLU del Prof. Gelfi.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 80 [cm]  
 Raggio interno [cm]  
 N° barre uguali 34  
 Diametro barre 2,4 [cm]  
 Copriferro (baric.) 4,5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 M-curvatura  
 Precompresso

Materiali

B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  19,83  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13,5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,8  
 $\tau_{c1}$  2,257

M<sub>xRd</sub> 4 046 kN m

$\sigma_c$  -19,83 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  17,49 ‰  
 d 155,5 cm  
 x 25,93 x/d 0,1668  
 $\delta$  0,7

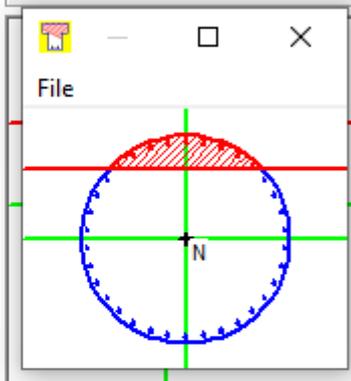


Fig. 32 - Momento resistente del singolo palo SLU+ determinato con VCA-SLU.

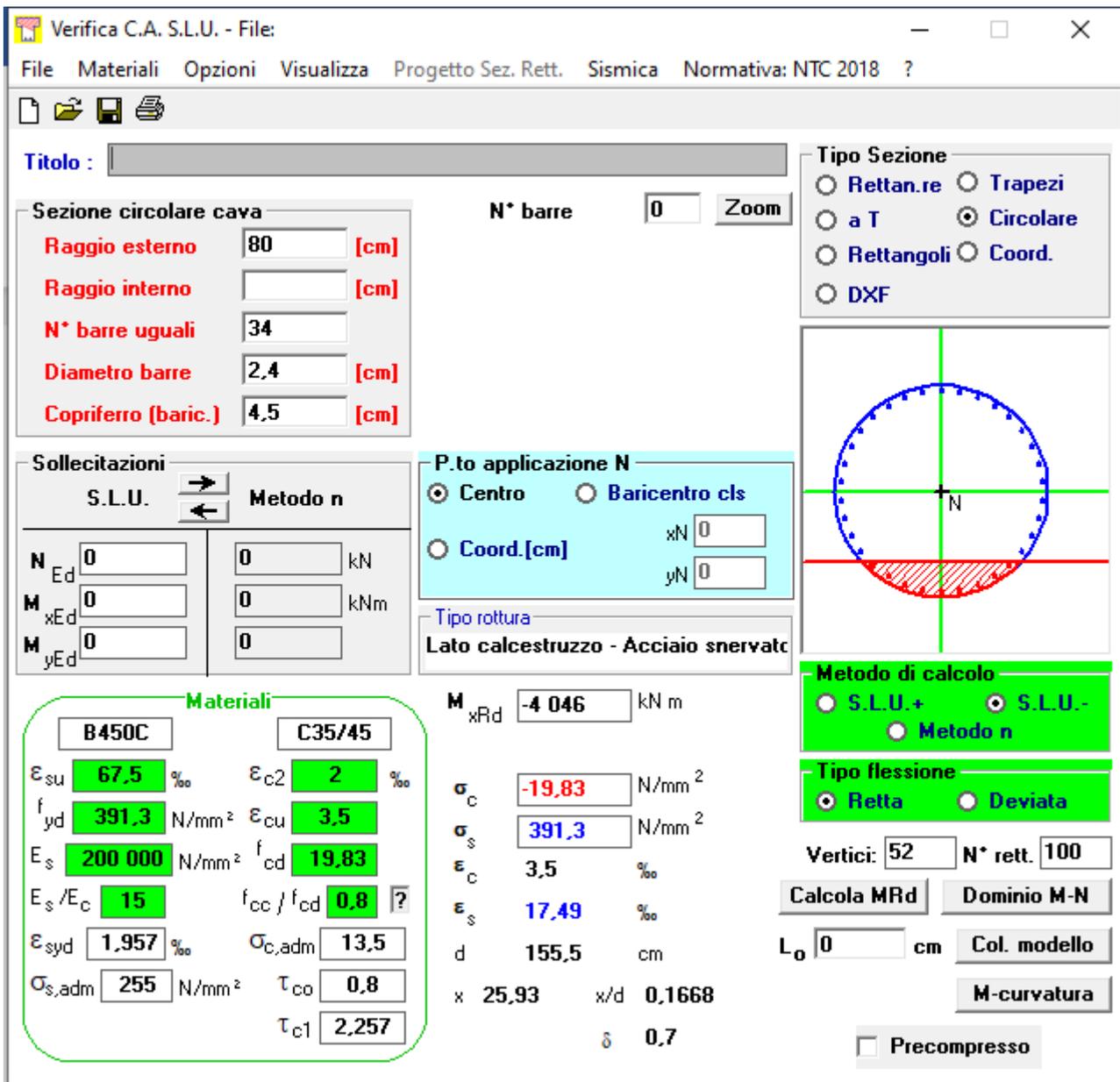


Fig. 33 - Momento resistente del singolo palo SLU- determinato con VCA-SLU.

Nelle tabelle a seguire il confronto tra il massimo momento sollecitante ed il momento resistente, insieme alla verifica di armatura minima.

Verifica capacità resistente dei pali della paratia verso mare			
Massimo momento sollecitante al ml (sismica positiva)	$ M_{Sd,max}  =$	469.4	kNm/m
Interesse tra pali secondari	$i =$	1.36	m
Momento sollecitante massimo agente sul singolo palo	$ M_{Sd,max}  =$	638.38	kNm
Momento resistente palo	$M_{Rd} =$	4 046	kNm
Coefficiente di sicurezza	$M_{Rd} / M_{Sd} =$	6.34	
Armatura minima pali di fondazione (0.3% §7.2.5 delle NTC2018)	$A_{min} =$	0.015	m <sup>2</sup>
Armatura pali secondari in c.a. (34Ø24)	$A =$	0.0153	m <sup>2</sup>

Tab. 21 - Verifica della capacità flessionale resistente per la paratia di pali secanti verso mare.

Verifica capacità resistente dei pali della paratia verso terra			
Massimo momento sollecitante al ml (spinta idrodinamica verso mare)	$ M_{Sd,max}  =$	108.9	kNm/m

Interesse tra pali secondari	$i =$	4.08	m
Momento sollecitante massimo agente sul singolo palo	$ M_{Sd,max}  =$	444.31	kNm
Momento resistente palo	$M_{Rd} =$	4 046	kNm
Coefficiente di sicurezza	$M_{Rd} / M_{Sd} =$	9.11	
Armatura minima pali di fondazione (0.3% §7.2.5 delle NTC2018)	$A_{min} =$	0.015	m <sup>2</sup>
Armatura pali secondari in c.a. (34Ø24)	$A =$	0.0153	m <sup>2</sup>

Tab. 22 - Verifica della capacità flessionale resistente per la paratia di pali secanti verso terra.

## Conclusioni

Dalle analisi eseguite si è potuto constatare che gli spostamenti indotti nel sistema sono compatibili con gli spostamenti attendibili nelle condizioni di Stato Limite Ultimo del sistema e che, a seguito di un dimensionamento preliminare, le caratteristiche delle paratie di pali secanti sono tali per cui queste detengono una capacità resistente flessionale idonea a rispondere alle condizioni di sollecitazione indotti nelle combinazioni SLU esaminate.