



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

**Corso di Laurea magistrale Ingegneria Civile**

**Analisi FEM 3D di opere portuali a gravità in presenza di gru  
semoventi**

**3D FEM analysis of gravity quay walls considering the effect of  
mobile cranes**

Relatore:

Dott. Ing. Paolo Ruggeri

Tesi di Laurea di:

Matteo Senigagliesi

Correlatore:

Prof.ssa Vivienne Marianne Esther Fruzzetti

**A.A. 2021 / 2022**



## SOMMARIO

---

1	Introduzione.....	1
2	Comportamento di opere di sostegno a gravità in condizioni statiche.....	3
2.1	Tipologie di opere di sostegno a gravità in ambito portuale.....	3
2.2	La spinta delle terre su pareti verticali in condizioni statiche .....	10
2.3	Azioni trasmesse da carichi esterni.....	16
3	Modellazione numerica .....	24
3.1	Metodo agli elementi finiti nella progettazione geotecnica .....	24
3.1.1	Modellazione 3D vs 2D .....	28
3.1.2	Il codice di calcolo Plaxis 3D.....	29
4	Modelli costitutivi .....	32
4.1	Modello elastico.....	32
4.2	Modello elastico con soglia plastica alla Mohr-Coulomb (MC) .....	33
4.3	Hardening Soil with small-strain stiffness.....	35
5	Il comportamento statico sotto carichi concentrati di due strutture portuali a gravità .....	40
5.1	Azioni sulle strutture.....	40
5.2	Caso studio I: Banchina a cassoni .....	45
5.2.1	Creazione e discretizzazione del modello numerico .....	47
5.2.2	Definizioni delle condizioni al contorno.....	52
5.2.3	Assegnazione delle proprietà dei materiali .....	52
5.2.4	Assegnazione dello stato tensionale.....	54
5.2.5	Definizione delle fasi di calcolo.....	56
5.3	Caso studio II: Banchina a massi sovrapposti .....	59
5.3.1	Creazione e discretizzazione del modello numerico .....	61
5.3.2	Definizione delle condizioni al contorno .....	65
5.3.3	Assegnazione delle proprietà dei materiali .....	66
5.3.4	Assegnazione dello stato tensionale.....	68
5.3.5	Definizione delle fasi di calcolo.....	70
6	Analisi dei risultati.....	72
6.1	Analisi dei risultati del caso studio I: banchina a cassoni .....	72
6.1.1	Confronto tensioni indotte ricavate da modelli numerici con soluzioni elastiche .....	72
6.1.2	Valutazione dell'effetto di carichi derivanti la presenza di una gru semovente .....	79
6.2	Analisi dei risultati del caso studio II: Banchina a massi sovrapposti .....	97

6.2.1	Valutazione dell'effetto di carichi derivanti la presenza di una gru semovente .....	97
6.3	Carico di collasso.....	101
7	Conclusioni.....	106
	Bibliografia.....	107

# 1 INTRODUZIONE

Il commercio marittimo rappresenta sin dai tempi più remoti una fonte di ricchezza assoluta e di importanza strategica. Al giorno d'oggi, shipping, porti e attività di logistica sono divenuti settori di rilievo nell'economia globale, rappresentando l'80% circa del trasporto mondiale di merci. Lo sviluppo tecnologico ha portato alla costruzione di navi sempre più grandi e potenti, fino a raggiungere capacità di carico di oltre 650 000 tonnellate e 25 000 *twenty-foot equivalent units* (TEUs). La costruzione di navi di grandi dimensioni, d'altro canto, implica la necessità di strutture e servizi portuali in grado di ospitare navi molto lunghe su fondali di elevata profondità.

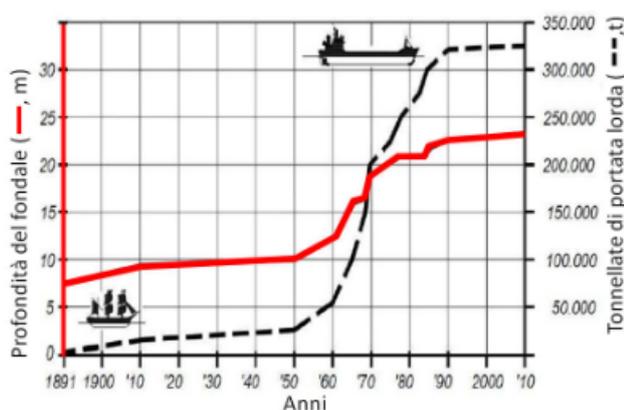


Figura 1 - Evoluzione del trasporto marittimo dal XX secolo (Wel et al., 2010)

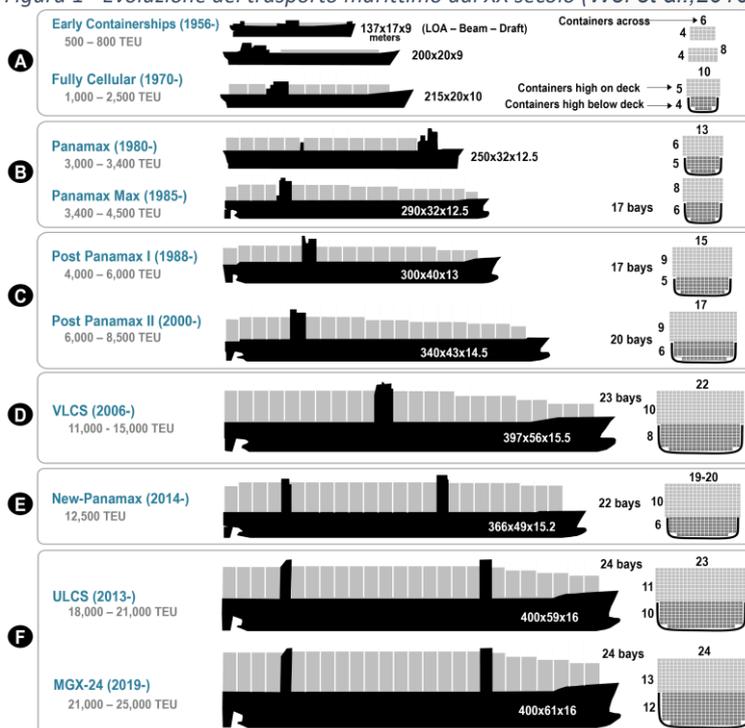


Figura 2 - Evoluzione dimensione navi porta containers

L'aumento di dimensione delle navi porta containers e porta rinfuse, ha portato all'obsolescenza anticipata delle attuali gru di banchina a rotaia di cui i porti italiani sono attualmente dotate. Per ovviare a questo problema, gli operatori portuali si stanno orientando verso soluzioni che prevedono l'utilizzo di gru semoventi (*mobile harbour cranes*) in sostituzione di quelle esistenti. Queste gru sono dotate di elevate capacità di sollevamento (fino a 170 t), elevati tassi di lavoro, mobilità e versatilità specialmente quando, come spesso succede, non si ha l'esigenza di scaricare l'intero carico della nave.

L'utilizzo di questi macchinari pone ai progettisti la necessità di valutare la compatibilità di queste gru semoventi con le strutture esistenti.

La normativa tecnica italiana per le costruzioni (NTC 2018) (1) definisce costruzione esistente quella struttura che sia, alla data di redazione della valutazione della sicurezza e/o progetto di intervento, completamente realizzata. La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dello stato delle conoscenze note al momento della realizzazione dell'opera, di eventuali difetti di impostazione e realizzazione, dello storico delle azioni, anche eccezionali subite dall'opera, del degrado e/o delle modifiche strutturali successive la realizzazione.

La valutazione della sicurezza si rende necessaria quando risulti:

- una riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti;
- l'evidenza di comprovati errori di progetto o di costruzione;
- un cambio di destinazione d'uso della costruzione o parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- l'esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano le capacità e/o ne modifichino le resistenze.

Il presente lavoro di tesi si pone quindi l'obiettivo di approfondire e analizzare la compatibilità tra le azioni di progetto di due banchine portuali, di tipologia a gravità, e le azioni trasmesse dall'utilizzo di gru semoventi attraverso una modellazione di tipo FEM 3D confrontando i risultati con soluzioni disponibili in letteratura.

## 2 COMPORTAMENTO DI OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITÀ IN CONDIZIONI STATICHE

---

Le opere di sostegno a gravità hanno la capacità di resistere alle azioni instabilizzanti di origine naturale ed antropiche attraverso il peso proprio. Tra le azioni naturali troviamo le spinte generate dal terreno, la presenza di acqua e le azioni sismiche. Tra le azioni antropiche troviamo, nel caso di strutture portuali, quelle dovute ai sovraccarichi in banchina riconducibili all'utilizzo di mezzi meccanici e allo stoccaggio di merci, containers, rinfuse di vario genere e alla forza di ormeggio delle navi.

### 2.1 TIPOLOGIE DI OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITÀ IN AMBITO PORTUALE

Le opere di sostegno a gravità in ambito portuale vengono realizzate quando il terreno di fondazione ha sufficiente capacità portante e queste risultano tipicamente la soluzione tipologica più economica e storicamente più diffusa. Inoltre, le strutture a gravità sono spesso realizzate mediante elementi prefabbricati.

Nel seguito, sulla base delle informazioni raccolte da Broeken e de Gijt (2) e Tsinker (3), le più comuni tipologie di strutture a gravità sono brevemente descritte.

#### - **Banchine a massi impilati o sovrapposti**

Sono la tipologia più semplice e consistono in blocchi di calcestruzzo o pietra naturale impilati uno sull'altro. Generalmente, i blocchi sono varati via mare e posizionati su uno scanno di imbasamento formato da ghiaia o pietra frantumata. Dopo il posizionamento dei blocchi, l'opera viene completata con la realizzazione di un rinfianco in materiale arido di cava grossolano. Il grande peso che queste strutture scaricano sul terreno richiede elevate caratteristiche meccaniche dello strato di fondazione affinché siano garantiti adeguata sicurezza in termini di capacità portante e cedimenti contenuti. Possono essere realizzate strutture con altezza massima di 20 m dal fondale, con valori tipici compresi tra 8 e 12 m. Per come sono costruite, le banchine a massi sovrapposti sono caratterizzate da giunti sia orizzontali che verticali.

Fino ad oggi, questa tipologia di struttura ha avuto un discreto successo, poiché garantisce un'eccellente durabilità, facilità di realizzazione, materiale facilmente reperibile e una buona risposta all'urto delle imbarcazioni.

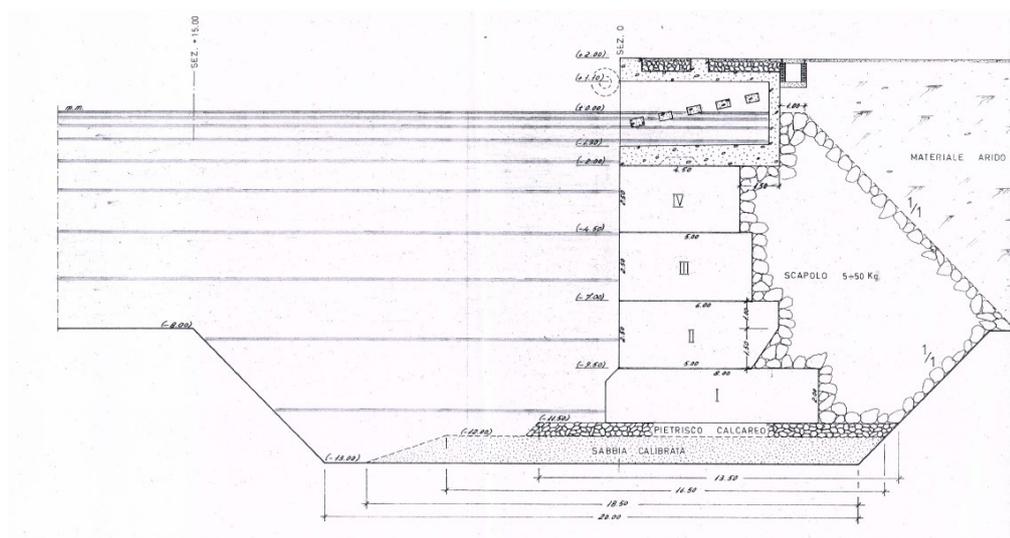
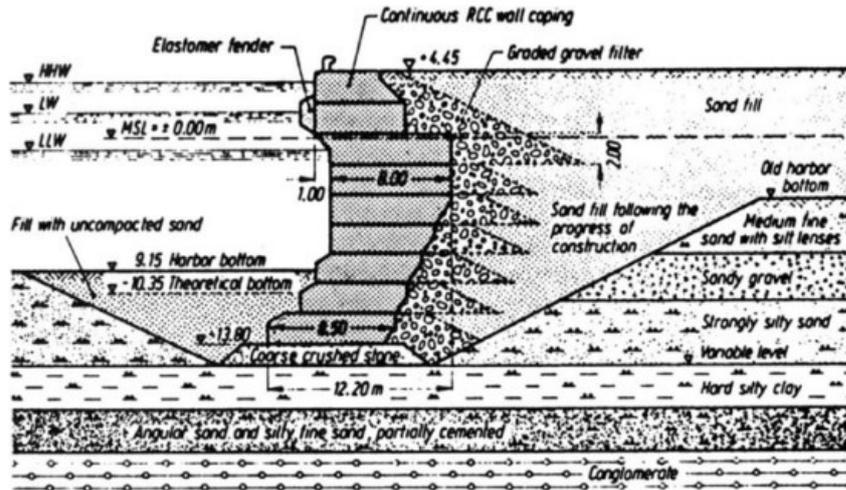


Figura 3 - Esempi di banchine a blocchi

Le fasi per la realizzazione delle banchine a massi sovrapposti sono:

- I. Realizzazione dei blocchi e trasporto;
- II. Realizzazione di una canaletta di imbasamento su cui realizzare uno scanno con pietrame;
- III. Posizionamento dei blocchi;
- IV. Realizzazione del rinfianco;
- V. Completamento con trave di coronamento;

- **Banchine "L – shaped"**

Questa tipologia di opera è generalmente usata in condizioni di elevata capacità portante dei terreni di fondazione, analogamente al caso delle banchine a blocchi. La struttura è realizzata in calcestruzzo con processi di prefabbricazione, la dimensione massima dei singoli elementi dipende dalla disponibilità di macchinari per il loro sollevamento.

Questa soluzione offre il grande vantaggio di richiedere meno materiale rispetto alle soluzioni come muri a massi e cassoni prefabbricati, anche se, essendo un'opera snella, il materiale utilizzato deve avere elevate prestazioni meccaniche.

Il comportamento delle banchine "L-shaped" è analogo ai muri di sostegno a mensola, costituiti cioè da tre elementi a sbalzo (paramento verticale, mensola di base interna, mensola di base esterna). Per questo motivo, non è possibile realizzare strutture troppo impegnative (5-7 m), senza dover inserire elementi irrigidenti come i contrafforti. La statica di queste opere prevede che il riempimento stesso che grava sulla mensola interna costituisca l'elemento stabilizzante del sistema.

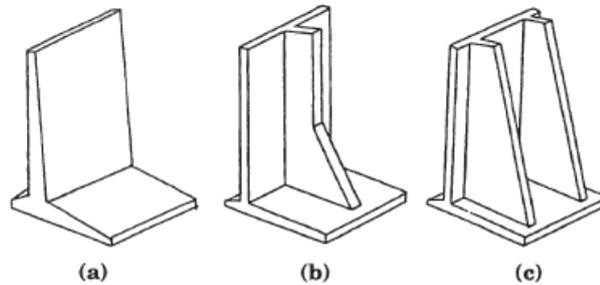


Figura 4 - Esempi di muri "L-Shaped": (a) semplice; (b) con singolo contrafforte; (c) con due (o più) contrafforti

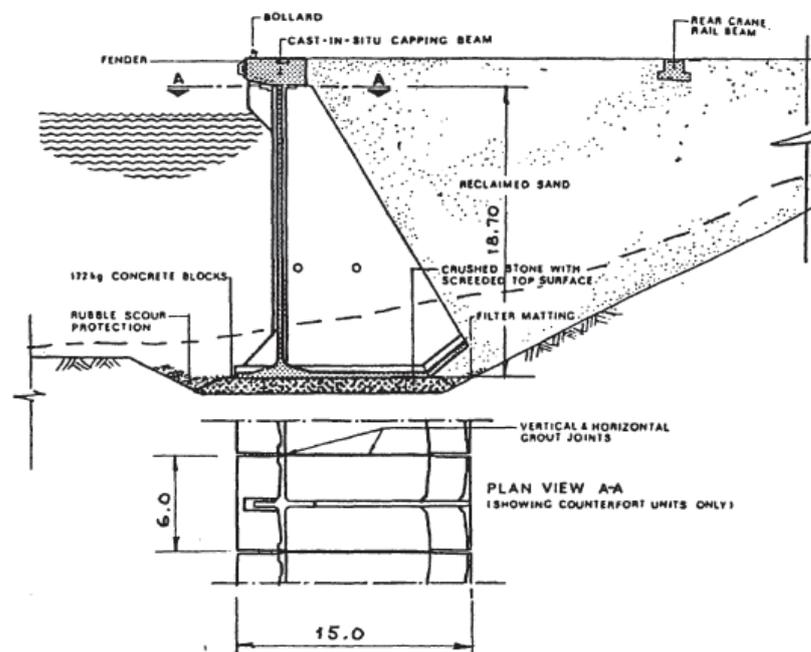


Figura 5 - Banchina di Bantry Bay, Australia [From Mass-Morris and Hodge (1981)]

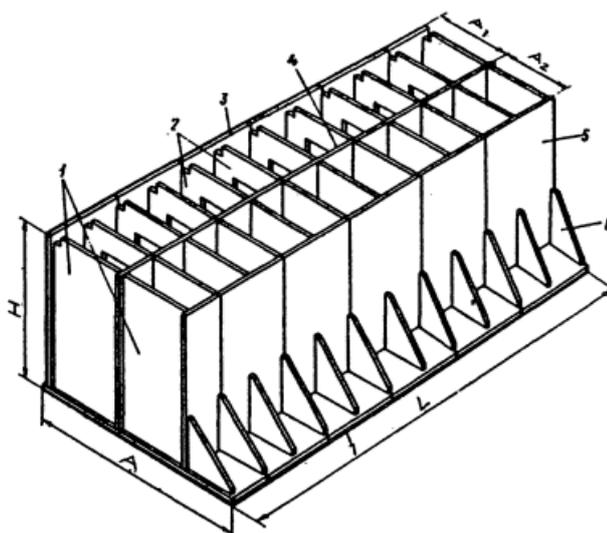
Le fasi di costruzione necessarie alla realizzazione della banchina sono:

- I. Progettazione, realizzazione e trasporto degli elementi prefabbricati;
- II. Preparazione piano di posa con materiale granulare (50 cm minimo, oppure quanto serve a raggiungere terreni di buone caratteristiche meccaniche);
- III. Posa degli elementi prefabbricati;
- IV. Realizzazione di uno strato filtro tra elementi prefabbricati adiacenti al fine di evitare l'asportazione di materiale nel riempimento;
- V. Riempimento a monte del muro con materiale granulare di buona qualità;
- VI. Realizzazione di una trave di coronamento in testa agli elementi.

#### - **Banchine a cassoni prefabbricati galleggianti**

I cassoni prefabbricati sono realizzati in calcestruzzo armato, sono di forma parallelepipedica irrigidita internamente da setti longitudinali e trasversali allo scopo di garantirne sufficiente rigidità mantenendo il cassone galleggiante. Quest'ultima caratteristica, risulta essere il punto di forza di questa tecnologia, poiché la struttura viene trasportata e posizionata via mare senza l'impiego di macchinari per il sollevamento.

Questa metodologia permette di realizzare cassoni di dimensioni fino a 40 m di lunghezza, tra 10 e 20 m di larghezza e fino a 20 m di altezza. Le celle interne sono generalmente di dimensione compresa tra i 3 e i 4 m.



*Figura 6 - Esempio di cassone prefabbricato*

I cassoni sono elementi prefabbricati che possono essere costruiti secondo tre metodologie, a terra in bacini di carenaggio, mediante bacini galleggianti o in scali di alaggio.



(a)



(b)

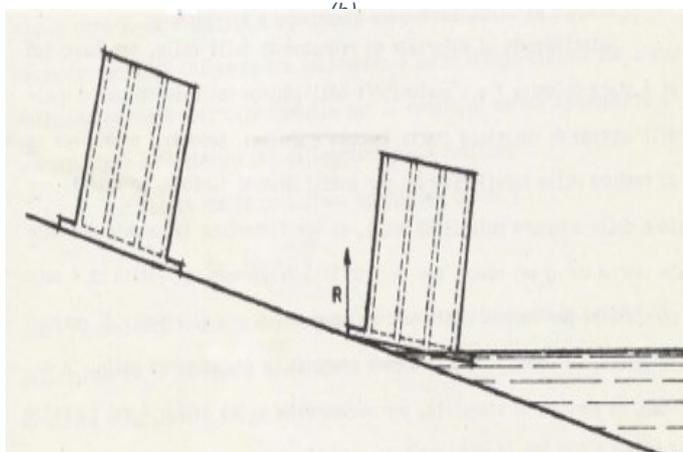


Figura 7 - Metodi di costruzione per cassoni: (a) a terra; (b) in bacini galleggianti; (c) in scali di alaggio.

L'utilizzo delle tre tecniche ai fini della realizzazione è la stessa, mentre differiscono le fasi di varo in acqua. L'utilizzo dello scalo di alaggio per il varo è da evitare, poiché la platea di base del cassone viene molto sollecitata e potrebbe danneggiarsi.

Le fasi per la realizzazione sono:

- I. Realizzazione cassone e varo in acqua;
- II. Realizzazione del piano di imposta del cassone mediante materiale grossolano (scanno di imbasamento in pietrame);
- III. Posizionamento del cassone galleggiante nella posizione definita e successivo affondamento mediante riempimento con terreno e/o calcestruzzo;
- IV. Realizzazione del rinfiacco con materiale grossolano;

#### - Muri cellulari

I muri cellulari sono costruiti mediante l'unione di profili in acciaio al fine di realizzare celle cilindriche unite l'un l'altro.

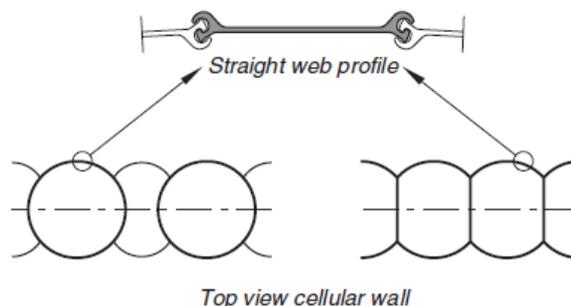
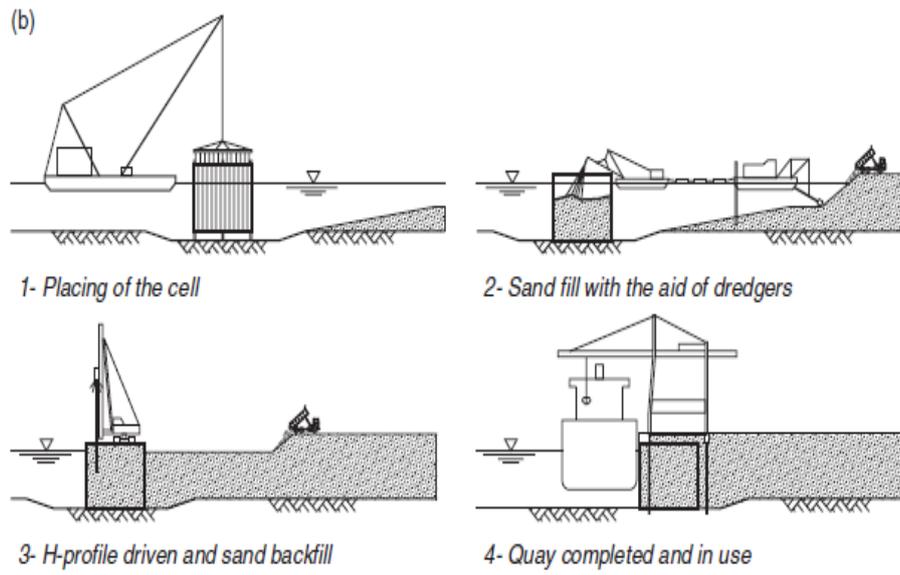


Figura 8 - Muri cellulari

I profili non vengono infissi nel terreno ma vengono posati sul fondale e tenuti in posizione attraverso grandi dime che consentono di realizzare la forma desiderata. Una volta chiusa la cella, viene riempita con sabbia o altro materiale arido, in modo tale da realizzare degli anelli in acciaio riempiti di terreno la cui forma circolare permette di equilibrare sforzi tramite azioni di sola trazione sul contorno metallico. Gli aspetti positivi di questa soluzione sono da ricercarsi nella facilità di esecuzione e nella ridotta quantità di acciaio necessaria per la sua realizzazione, mentre gli aspetti negativi sono legati ai piccoli spessori della parte metallica, sensibile alla corrosione e all'urto delle imbarcazioni (vi è infatti la possibilità di rottura del perimetro portante con conseguente svuotamento della cella e collasso dell'opera).



*Figura 9 - Fasi di realizzazione di muri cellulari*

## 2.2 LA SPINTA DELLE TERRE SU PARETI VERTICALI IN CONDIZIONI STATICHE

La determinazione della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno è un problema classico di ingegneria geotecnica che, ancora oggi, nonostante l'enorme ampliamento delle conoscenze, viene affrontato utilizzando due teorie storiche, opportunamente adattate e integrate alla luce del principio delle tensioni efficaci: la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776).

Negli anni '30 del secolo scorso, Karl Terzaghi, attraverso un'apparecchiatura molto semplice, composta da una scatola di forma parallelepipedica riempita di terreno con un lato mobile incernierato, dedusse l'andamento lineare della spinta orizzontale con la profondità. Il rapporto tra le tensioni orizzontali e verticali, venne definito come coefficiente di spinta (K):

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

dove  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_v$  rappresentano rispettivamente la tensione orizzontale e verticale efficace alla generica profondità al di sotto del piano campagna.

Un ulteriore aspetto osservato da Terzaghi fu la variazione della spinta al variare dello spostamento della parete. Per uno spostamento della parete in direzione opposta al terreno, la spinta orizzontale registrata diminuiva fino ad un valore minimo. Viceversa, se la parete si spostava in direzione del terreno, la spinta orizzontale registrata aumentava fino ad un valore massimo, valore che si raggiungeva per spostamenti molto elevati (Figura 10). Le due situazioni vennero definite rispettivamente stato attivo e stato passivo.

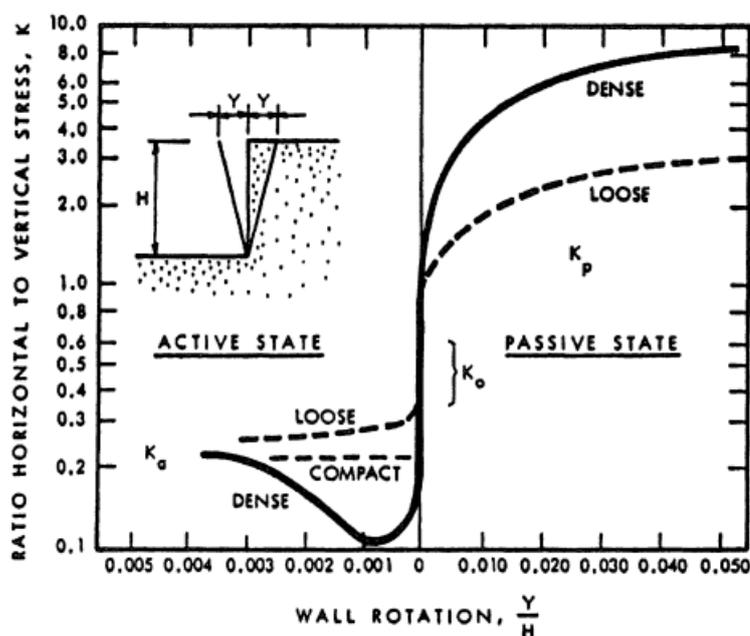


Figura 10 - Effetto del movimento della parete sulla pressione del terreno

Il valore minimo del coefficiente di spinta si ha quando la parete si allontana dal terreno e viene denominato coefficiente di spinta attiva  $K_a$ , mentre per il coefficiente di spinta quando la parete si sposta verso il terreno viene denominato coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

Se gli spostamenti orizzontali della parete sono impediti, il rapporto tra la tensione orizzontale e verticale efficace è detto coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

La ragione per cui il coefficiente di spinta varia, in funzione dello spostamento della parete, è il progressivo sviluppo di tensioni di taglio nel terreno via via che la parete si sposta dalla sua posizione iniziale (a riposo). Per spostamenti della parete elevati, si mobilita la massima resistenza a taglio del terreno lungo la superficie di rottura fino a raggiungere le condizioni di rottura.

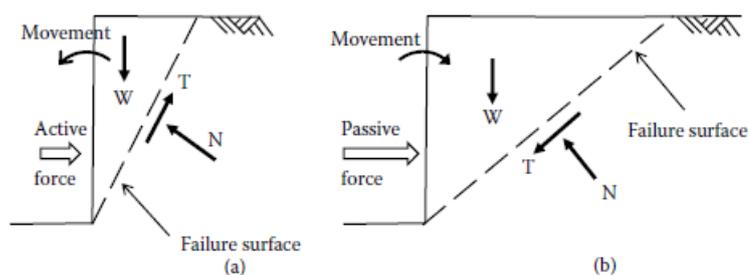


Figura 11 - Condizioni di rottura per un terreno sostenuto da un muro liscio: caso attivo (a); caso passivo (b)

Nel caso attivo, la tensione tangenziale  $\tau$  agisce per contrastare il peso del terreno  $W$ . Se il materiale da sostenere è sufficientemente resistente, la tensione tangenziale  $\tau$  non raggiunge la resistenza a taglio ed il fronte è stabile, anche senza sostegno. Viceversa, se la tensione supera la resistenza, nel terreno si sviluppa una rottura di tipo attivo, caratterizzata da un angolo di rottura, tra la superficie di scorrimento e l'orizzontale maggiore di  $45^\circ$ .

Nel caso passivo, la tensione tangenziale  $\tau$  si oppone alla spinta che la parete esercita sul terreno. In questo caso, la tensione normale che agisce sul piano di rottura ( $\sigma_n$ ) si compone di una tensione tangenziale e per arrivare a rottura, è necessaria una forza elevata.

Confrontando l'entità degli spostamenti necessari per raggiungere lo stato attivo e passivo, si nota che quest'ultimi siano maggiori. Questo è dato dal fatto che il terreno è un mezzo compressibile e il volume di terreno coinvolto è maggiore.

Quando gli spostamenti sono tali da poter mobilitare la resistenza a taglio del terreno, l'entità delle sollecitazioni applicate alla struttura dipendono dai parametri di resistenza del terreno. Si possono quindi riassumere i parametri da cui dipende il coefficiente di spinta:

- Spostamento dell'opera;
- Attrito mobilitato al contatto tra terreno e struttura;
- Parametri di resistenza del terreno;
- Geometria del muro e del terrapieno.

Come detto sopra, quando non si ha lo spostamento della parete, lo stato tensionale che si configura è quello a riposo ( $K_0$ ). Il valore del coefficiente, così come visto da studi e sperimentazioni, si colloca tra il valore del coefficiente attivo e passivo. Jaky (1994) (4), ha sviluppato la seguente equazione per la stima del coefficiente per terreni normal-consolidati, ovvero terreni che nella loro storia tensionale non hanno subito variazioni significative.

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

L'effetto della sovraconsolidazione provoca un aumento delle tensioni laterali nel terreno e ciò si traduce in un incremento del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ . Una valutazione del coefficiente di spinta in questi terreni può essere fatta attraverso l'utilizzo dell'equazione sperimentale ricavata da Mayne e Kulhawy (1982)

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$$

dove OCR è il grado di sovraconsolidazione del terreno, ovvero il rapporto tra il valore massimo di tensione verticale che il terreno ha subito e il valore attuale.

Per la stima del coefficiente di **spinta attiva** e **passiva** è possibile far riferimento alla teoria elaborata da Coulomb (1776), il quale ha determinato il valore dei coefficienti di spinta per una parete di altezza H che sostiene un terrapieno di sabbia omogenea e asciutta mediante un metodo basato sull'equilibrio delle forze in gioco. Le ipotesi su cui la teoria si basa sono (5):

1. Materiale isotropo, omogeneo, attritivo e coesivo
2. Superficie di rottura piana, il riempimento a monte regolare;
3. La resistenza per attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
4. Il cuneo di rottura si comporta come un corpo rigido soggetto a sola traslazione;
5. La rottura avviene in condizioni di deformazione piana.

Per determinare il valore della spinta attiva  $P_A$ , limite inferiore dell'equilibrio, si ipotizza di traslare gradualmente la parete verso l'esterno, fino a produrre la rottura del terreno. La rottura si manifesta come il distacco di terreno "ABC" che scorre verso l'esterno e verso il basso su una superficie piana e inclinata di un angolo  $\eta$  sull'orizzontale.

In condizioni di equilibrio limite le forze che agiscono sul cuneo, sono:

- Il peso proprio  $W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \eta$  che agisce in direzione verticale;
- La risultante R delle tensioni normali e tangenziali sulla superficie di scorrimento, che è inclinata di un angolo  $\Phi'$  rispetto alla normale alla superficie AC, con la componente tangente diretta verso l'alto;
- La spinta  $P_A$  che agisce in direzione orizzontale per ipotesi di assenza di attrito tra parete e terreno.

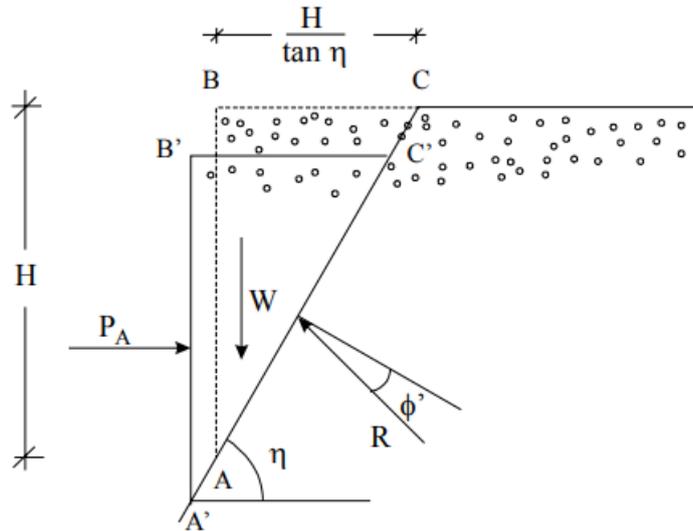


Figura 12 - Cuneo di spinta attiva di Coulomb

Per equilibrio, si ha:

$$P_A = W \tan(\eta - \phi') = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \eta \tan(\eta - \phi')$$

Per ricavare il valore di  $\eta$  che corrisponde alla condizione di equilibrio limite attivo, è necessario lo studio della funzione  $P_A=f(\eta)$ , imponendo  $\frac{\delta P_A}{\delta \eta} = 0$

$$\eta_{crit} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$$

Sostituendo otteniamo

$$P_A = W \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

L'espressione ricavata coincide con quella ricavata da Rankine (1857).

Se nelle ipotesi semplificative, introdotte precedentemente, si ipotizza che esista attrito tra terreno e la parete ( $\delta$ ), che la parete non sia verticale ( $\lambda$ ), che il terrapieno sia inclinato ( $\beta$ ), è possibile riscrivere l'equazione di cui sopra nel modo seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi' - \lambda)}{\sin^2 \lambda \sin(\lambda + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\lambda + \delta) \sin(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

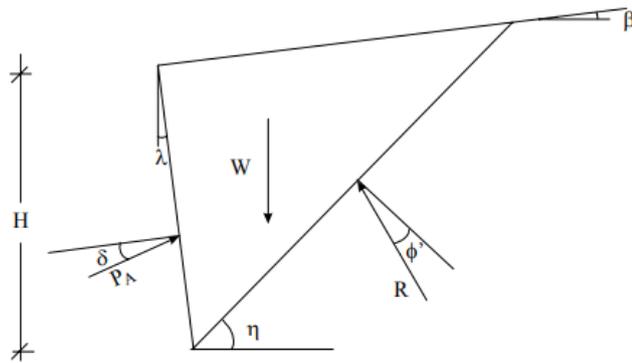


Figura 13 - Cuneo di spinta attiva di Coulomb (terrapieno e parete inclinati, presenza di attrito tra terreno e muro, terreno incoerente)

Analogamente, per determinare il valore della spinta passiva  $P_p$ , limite inferiore dell'equilibrio, si suppone di traslare gradualmente la parete verso l'interno fino a produrre la rottura del terreno.

In condizione di equilibrio limite le forze che agiscono sul cuneo sono:

- Il peso proprio  $W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \eta$  che agisce in direzione verticale;
- La risultante  $R$  delle tensioni normali e tangenziali sulla superficie di scorrimento, che è inclinata di un angolo  $\Phi'$  rispetto alla normale alla superficie  $AC$ , con la componente tangente diretta verso il basso;
- La spinta passiva  $P_p$ , che agisce in direzione orizzontale in assenza di attrito.

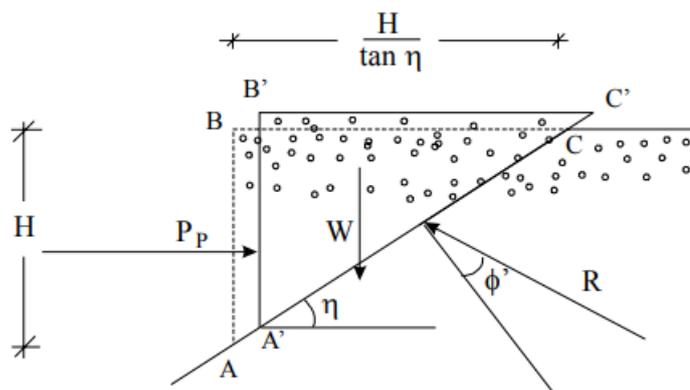


Figura 14 - Cuneo di spinta passiva di Coulomb

Per equilibrio, si ha:

$$P_p = W \tan(\eta + \phi') = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \eta \tan(\eta + \phi')$$

Per ricavare il valore di  $\eta$  che corrisponde alla condizione di equilibrio limite passivo, è necessario lo studio della funzione  $P_B=f(\eta)$ , imponendo  $\frac{\delta P_p}{\delta \eta} = 0$

$$\eta_{crit} = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}$$

Sostituendo otteniamo

$$P_p = W \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

L'espressione ricavata coincide con quella ricavata da Rankine (1857).

Come fatto per il caso attivo, se si introduce la presenza di attrito tra terreno e parete ( $\delta$ ), la parete è non verticale ( $\lambda$ ), il terrapieno è inclinato da una superficie piana ( $\beta$ ), è possibile riscrivere l'equazione qui sopra così:

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi' + \lambda)}{\sin^2 \lambda \sin(\lambda - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\lambda - \delta) \sin(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

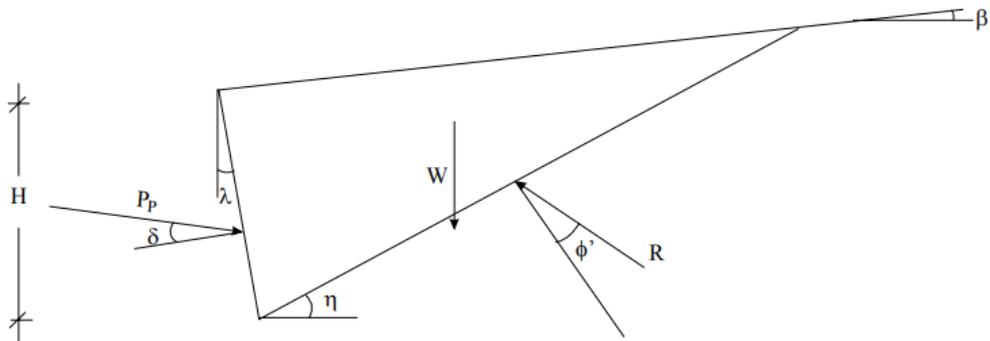


Figura 15 - Cuneo di spinta passiva di Coulomb (terrapieno e parete inclinati, presenza di attrito tra terreno e muro, terreno incoerente)

In presenza di angoli di attrito fra terreno e parete con valori elevati ( $\delta > \frac{\phi'}{2}$ ), è necessario considerare la non planarità delle superfici di scorrimento poiché si potrebbe ottenere stime non cautelative del valore della spinta. È quindi consigliabile utilizzare formulazioni alternative come quelle proposte da Caquot e Kerisel (1948), Sokolowskii (1965), Lancellotta (2002), oppure non considerare la presenza di attrito e ricondurre il problema alla soluzione di Rankine, ottenendo valori di spinte cautelativi.

## 2.3 AZIONI TRASMESSE DA CARICHI ESTERNI

Il terrapieno alle spalle di molte strutture di sostegno può essere soggetto a carichi esterni, ovvero carichi che non derivano dal peso proprio del terreno. Ad esempio, nel caso di strutture di sostegno in ambito portuale, la presenza di carichi sul terrapieno genera sollecitazioni nel terreno che si traducono in aumenti di pressione sui paramenti verticali.

In letteratura, esistono molti metodi per la stima degli effetti indotti da sovraccarichi ma, come affermano Clayton e Milititsky e Woods (6), le soluzioni verificate con misure di casi reali, sono scarsamente presenti in letteratura. Gli stessi autori dividono i metodi per la stima degli effetti indotti da sovraccarichi in tre categorie:

- Soluzioni “elastiche”;
- Soluzioni “plastiche”;
- Modellazione numerica.

Le soluzioni “elastiche” possono essere adoperate per determinare gli incrementi di carico delle tensioni verticale e orizzontale indotti da un’ampia varietà di carichi applicati. In queste soluzioni, il terreno è assimilato ad un mezzo elastico lineare, omogeneo ed isotropo; inoltre, si ammette di lavorare in un semispazio indefinito, ovvero si ipotizza che il muro di sostegno e lo scavo non esistano. La tensione orizzontale è calcolata integrando direttamente le equazioni dell’elasticità, dove, il valore è direttamente proporzionale al coefficiente di Poisson.

L’equazione comunemente usata è quella proposta da Boussinesq (7) per carichi puntiformi, nastriformi e distribuiti lungo una linea.

L’equazione generale può essere così scritta:

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[ 3 \sin^2 \theta \cos^3 \theta - \frac{(1-2\nu) \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right]$$

che attraverso le formule di trigonometria può semplificarsi in:

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[ \frac{3r^2 z}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right]$$

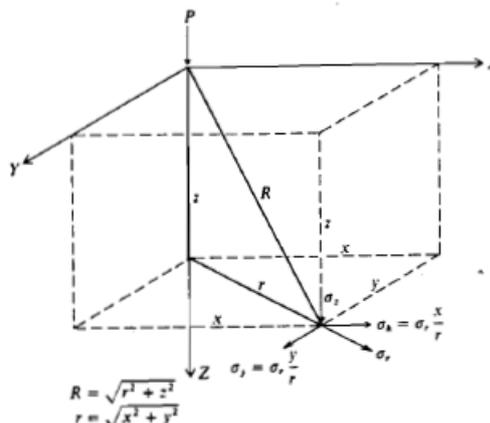


Figura 16 - Illustrazione dei termini che compaiono nell'equazione di Boussinesq generale

Nel caso di carichi distribuiti lungo una linea, si può riscrivere l'equazione questi termini (7):

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{R^4} \quad (\text{eq. 6})$$

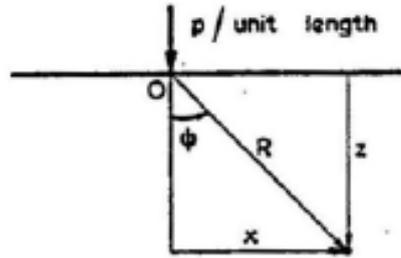


Figura 17 - Illustrazione dei termini che compaiono nell'equazione qui sopra scritta

Nel caso di carichi nastroforni, l'equazione può essere così scritta (7):

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)]$$

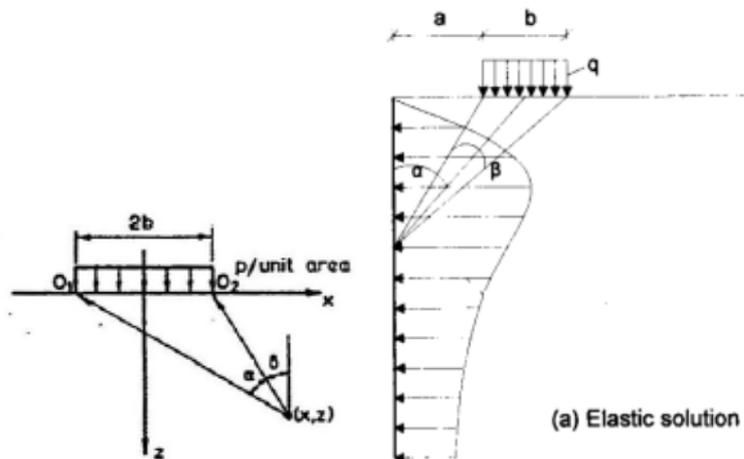


Figura 18 - Illustrazione dei termini presenti nell'equazione qui sopra scritta

In presenza di strutture di sostegno, la stima dell'incremento di carico dovuto alla presenza di un sovraccarico può essere condotta attraverso l'utilizzo di soluzioni elastiche, in accordo con Spangler (1936) e Gerber (1929) (8). Possono essere scritte, sulla base dell'equazione generale di Boussinesq, diverse soluzioni in funzione della forma del carico applicato:

- Carico di area:

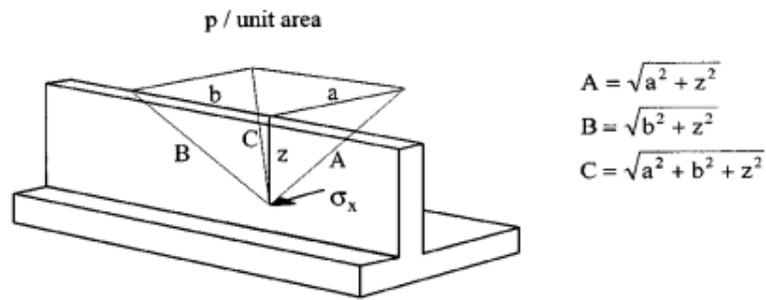


Figura 19 - Carico di area parallelo al muro (8)

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{ab}{zC} \right) + \frac{abz}{A^2C} - (1 - 2\nu) \left( \tan^{-1} \frac{b}{a} - \tan^{-1} \frac{zb}{aC} - \tan^{-1} \frac{ab}{zC} \right) \right]$$

- Carico nastroforme parallelo al muro:

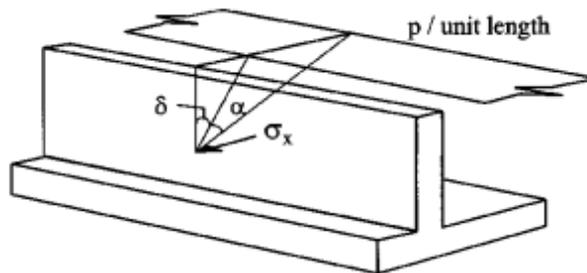


Figura 20 - Carico nastroforme parallelo al muro (8)

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)]$$

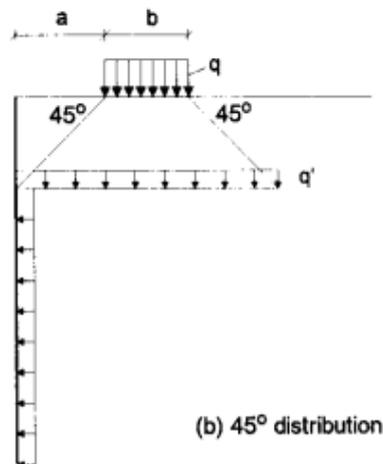


Figura 21 - Carico nastroforme parallelo al muro (9)

$$\sigma_x = K_a \cos \delta \frac{b}{b + 2a} q$$

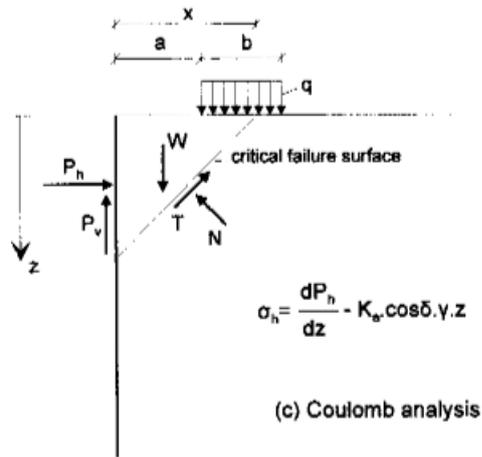


Figura 22 - Carico nastroforme parallelo al muro (Coulomb) (9)

$$\sigma_x = \frac{dP_h}{dz} - K_a \cos \delta \gamma z$$

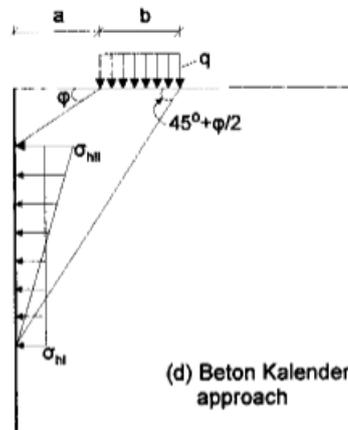


Figura 23 - Carico nastroforme parallelo al muro (Beton Kalender) (9)

$$\sigma_x = \frac{qb \cos \delta \sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{d \cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} - \delta\right)}$$

- Carico nastroforme perpendicolare al muro:

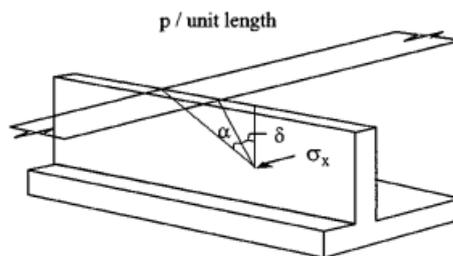


Figura 24 - Carico nastroforme perpendicolare al muro (8)

$$\sigma_x = \frac{2vp\alpha}{\pi}$$

Altre soluzioni sviluppate a partire da quelle elastiche, sono state proposte nel tempo, ad esempio, il "Canadian Foundation Engineering Manual", propone una soluzione modificata a partire da quella di Boussinesq. Nel caso di carico distribuito lungo una linea:

$$\sigma_h \left( \frac{H}{Q_L} \right) = \frac{0.2n}{(0.16+n^2)^2} \text{ per } \frac{x}{H} \leq 0.4 \quad (\text{eq. 8})$$

$$\sigma_h \left( \frac{H}{Q_L} \right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2+n^2)^2} \text{ per } \frac{x}{H} > 0.4 \quad (\text{eq. 9})$$

Nel caso di carico puntuale:

$$\sigma_h \left( \frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{0.28n^2}{(0.16+n^2)^3} \text{ per } \frac{x}{H} \leq 0.4 \quad (\text{eq. 10})$$

$$\sigma_h \left( \frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{1.77m^2n^2}{(m^2+n^2)^3} \text{ per } \frac{x}{H} > 0.4 \quad (\text{eq. 11})$$

Con i coefficienti delle formulazioni indicati in Figura 25

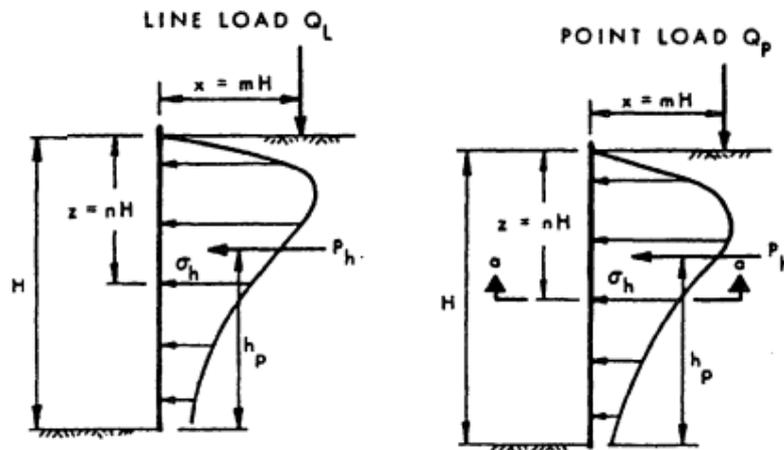


Figura 25 – Equazione di Boussinesq modificata sperimentalmente

Analizzando le tensioni nel piano verticale, tutte le soluzioni elastiche generano un andamento delle pressioni di tipo gaussiano con una asimmetria positiva, dove la coda lunga è in corrispondenza degli strati più profondi del terreno. Nel piano orizzontale, la forma delle tensioni assume un andamento di tipo gaussiano, dove il picco è posizionato in corrispondenza della verticale di carico.

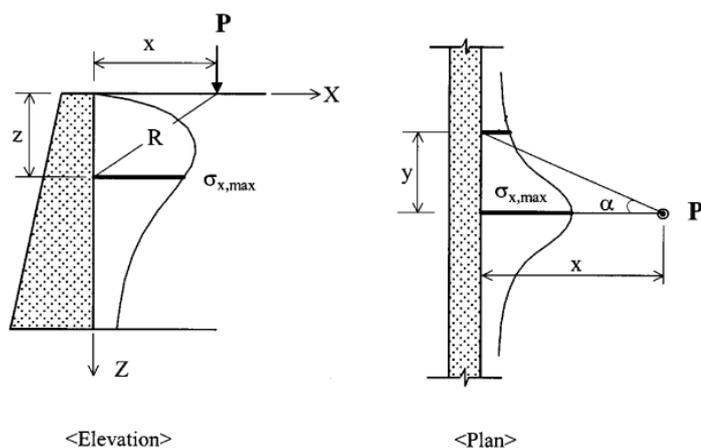


Figura 26 - Andamento delle tensioni orizzontali in elevazione e nel piano (8)

Le soluzioni “plastiche” si basano invece, sulla combinazione di elementi propri della teoria dell’elasticità con elementi propri della plasticità, come se il terreno fosse simultaneamente in condizioni di rottura e lontano da esse. L’incremento di tensione verticale a tergo del muro viene trovato attraverso le teorie dell’elasticità, mentre l’incremento di tensione orizzontale viene ricavato moltiplicando l’incremento verticale per un opportuno coefficiente di spinta ( $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_0$ ). Nel caso più semplice, quello di un carico uniformemente distribuito, l’incremento verticale sarà costante per ogni punto sulla verticale e quindi, si avrà che l’incremento di tensioni orizzontali sarà pari al valore del sovraccarico per il coefficiente di spinta. I risultati ottenuti con questi metodi “plastici” possono condurre a risultati illogici, come ad esempio nel caso di una linea di carico, applicando il metodo di Coulomb, si ricava una soluzione dove l’incremento di carico è costante per qualsiasi distanza dalla linea stessa fino ad una distanza critica.

È bene che in presenza di azioni, le quali vadano ad influenzare in modo significativo la progettazione di opere, adottare metodi numerici dove andare a simulare il comportamento del terreno attraverso legami elasto-plastici, le effettive fasi costruttive e il tempo adoperando anche modellazioni 3D per la corretta geometria dei carichi esterni e dello scavo.

Le soluzioni teoriche, basate su soluzioni “elastiche” o “plastiche”, nella loro formulazione, non tengono in considerazione in modo esplicito la capacità delle strutture di muoversi (10). Il movimento della superficie verticale implica differenti relazioni tra sforzo-deformazioni nel terreno, ovvero uno spostamento progressivo induce un lavoro di deformazione interno al terreno che va a ridurre o aumentare la pressione esercitata sulla parete verticale. Si ha quindi una differenza tra il valore calcolato mediante le teorie classiche e il valore reale.

Matteotti (10) per validare questa sua assunzione, attraverso una sperimentazione in scala (Figura 29), è andato a misurare il valore della spinta agente dovuta alla presenza di un sovraccarico, al variare dell’inclinazione della superficie verticale.

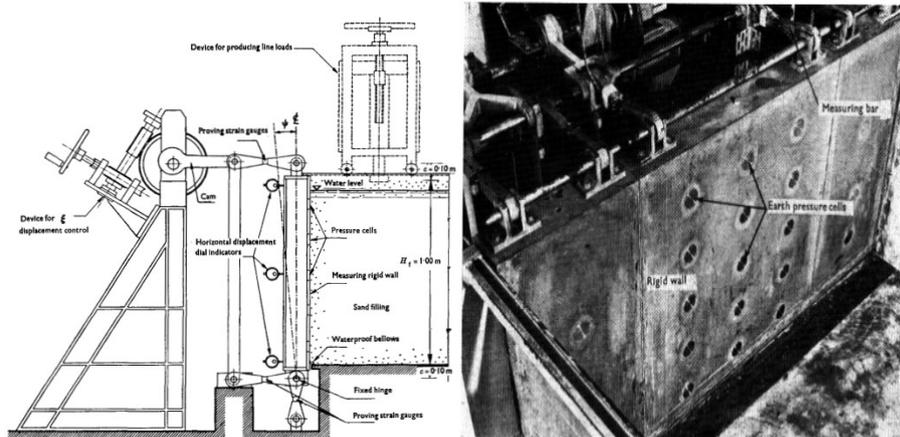


Figura 27 - Layout del modello utilizzato per la sperimentazione

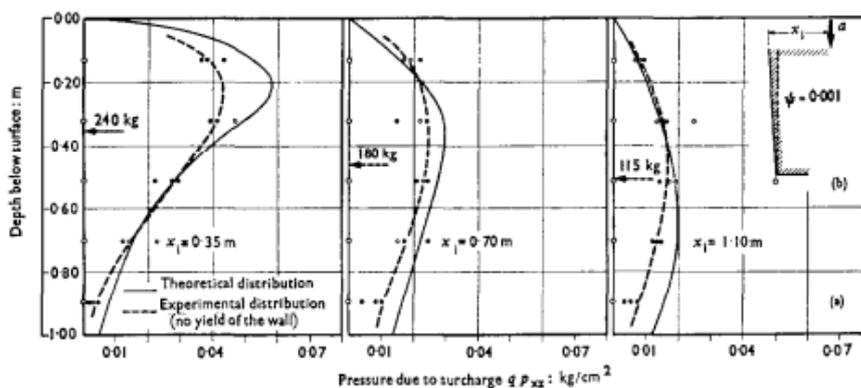


Figura 28 - Distribuzione tipica della pressione laterale al variare del punto di applicazione del carico  $q$

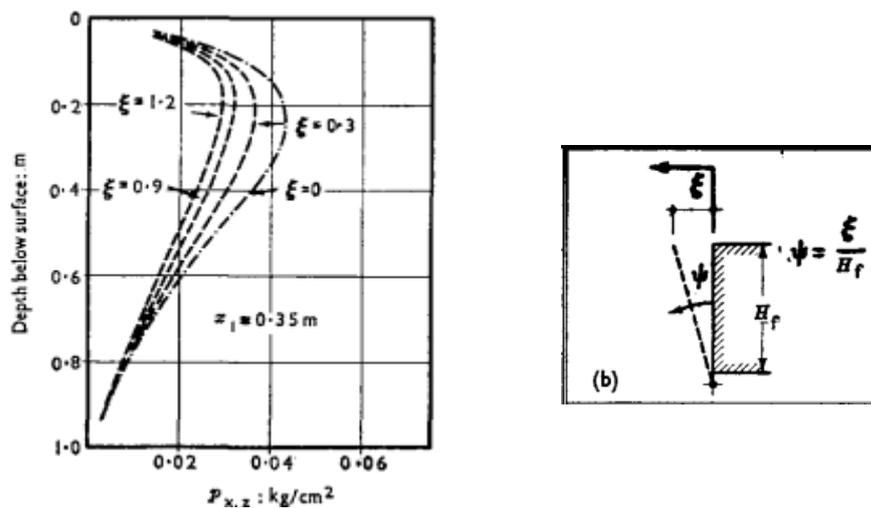


Figura 29 - Variazione della pressione laterale dovuta alla presenza di un sovraccarico al variare dell'inclinazione della parete verticale

La pressione esercitata dal sovraccarico è stata ottenuta attraverso l'integrazione dell'eq. di Boussinesq (7). Quest'ultima, confrontata con il valore misurato nella condizione in cui la parete è fissa, mostra delle discrepanze come mostrato nella Figura 28, in particolare avvicinando il carico alla parete.

Nella Figura 29, Matteotti, mostra come all'aumentare dello spostamento del muro ( $\xi$ ) vada a ridurre il valore della pressione immediatamente misurata dopo l'applicazione del carico, andando quindi a confermare l'assunzione iniziale, ovvero che in presenza di spostamento della parete, questo movimento è necessario tenerlo in considerazione.

### 3 MODELLAZIONE NUMERICA

In generale, una soluzione completa di un problema geotecnico deve soddisfare le equazioni di equilibrio e di compatibilità, rispettare le leggi costitutive dei materiali e le condizioni al contorno sia per forze che per spostamenti. I metodi di analisi usualmente applicati in geotecnica possono essere raggruppati in metodi in forma chiusa (forniscono soluzioni complete solo in presenza di forti ipotesi semplificative), metodi semplificati (forniscono soluzioni che non soddisfano tutti i requisiti di una soluzione completa) e i metodi numerici (forniscono soluzioni che approssimano la soluzione completa).

METHOD OF ANALYSIS	SOLUTION REQUIREMENTS					METHOD OF ANALYSIS	DESIGN REQUIREMENTS							
	Equilibrium	Compatibility	Constitutive behaviour	Boundary conditions			Stability			Wall & supports		Adjacent structures		
				Force	Disp		Wall & support	Base heave	Overall	Structural force	Displacement	Structural force	Displacement	
Closed form	S	S	Linear elastic	S	S	Closed form (Linear elastic)	No	No	No	Yes	Yes	Yes	Yes	
Limit equilibrium	S	NS	Rigid with a failure criterion	S	NS	Limit equilibrium	Yes	Separate calcul.	Separate calcul.	Yes	No	No	No	
Stress field	S	NS	Rigid with a failure criterion	S	NS	Stress field	Yes	Separate calcul.	Separate calcul.	Yes	No	No	No	
Limit analysis	Lower bound	S	Ideal plasticity with associated flow rule	S	NS	Limit analysis	Lower bound	Yes	Separate calcul.	Separate calcul.	Crude estimate	No	No	No
	Upper bound	NS		S	NS		Upper bound	Yes	Separate calcul.	Separate calcul.	Crude estimate	Crude estimate	No	No
Beam-Spring approaches	S	S	Soil modelled by springs or elastic interaction factors	S	S	Beam-Spring approaches	Yes	No	No	Yes	Yes	No	No	
Full Numerical analysis	S	S	Any	S	S	Full Numerical analysis	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	

S - Satisfied; NS - Not Satisfied

Figura 30 - Requisiti da rispettare nei vari metodi di analisi (11)

In particolare, in questo lavoro di tesi, si utilizzerà un modello numerico agli elementi finiti FEM (finite elements method) per risolvere il problema di interesse.

#### 3.1 METODO AGLI ELEMENTI FINITI NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica per la risoluzione di equazioni differenziali che governano il problema al contorno (Zienkiewicz 1977). Questo metodo è composto da sei fasi (11):

- 1- Discretizzazione degli elementi: la regione di interesse viene divisa in aree o elementi discreti (finiti), generalmente triangolari o rettangolari, definiti dai nodi presenti ai vertici e lungo i bordi. La geometria è quindi sostituita da una equivalente composta da mesh, ovvero gli elementi finiti. Questi elementi sono connessi dai bordi e dai nodi. I nodi vengono poi numerati in modo consequenziale da sinistra verso destra, dal basso verso l'alto. Allo stesso modo gli elementi. È necessario seguire alcune regole per la costruzione della mesh, ovvero:

- i. La geometria al contorno deve essere la più accurata possibile;
- ii. Se sono presenti dei contorni curvi e/o interfacce curve, questi devono essere descritti da funzioni con il più alto grado all'esponenziale;
- iii. In molti casi, le discontinuità geometriche suggeriscono una naturale forma di sottodivisione. In questo caso, è possibile modellarle posizionando i nodi sulla discontinuità;
- iv. La creazione della mesh può essere influenzata dalla presenza di discontinuità di carico, carichi puntuali. Possono essere risolte queste problematiche posizionando un nodo nel punto di discontinuità.

Tenendo conto dei precedenti fattori, le dimensioni ed il numero degli elementi dipendono in gran parte dal comportamento del materiale, poiché questo influenzerà la soluzione finale. Per materiali a comportamento lineare, la procedura di discretizzazione è relativamente semplice, poiché sono in alcune zone è necessario prestare attenzione, ovvero nelle zone di discontinuità, dove si andrà ad eseguire un raffinamento (aumento del numero degli elementi) della mesh.

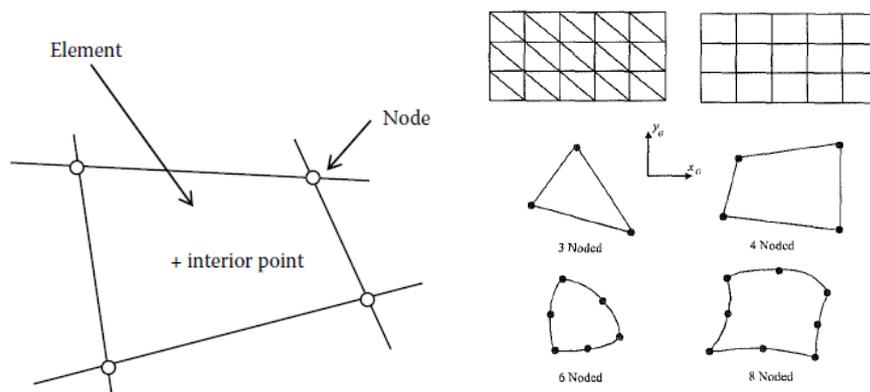


Figura 31 - Elemento finito

- 2- Approssimazione della variabile primaria: è necessario definire una variabile principale (spostamento, stress, ecc.) e la variazione di quest'ultima attraverso una legge per definire il comportamento dell'elemento finito. In generale, nel caso di problemi geotecnici viene scelto lo spostamento;

Nel metodo agli elementi finiti basato sugli spostamenti, l'incognita principale è il campo degli spostamenti che varia in tutto il dominio del problema. Tensioni e deformazioni vengono trattate come quantità secondarie poiché queste possono essere ricavate dal campo degli spostamenti una volta che questo è stato determinato.

Nel caso di deformazione piana, il campo di spostamenti è composto da due spostamenti  $u$  e  $v$  che corrispondono alle direzioni  $x$  e  $y$ .

La principale approssimazione del metodo FEM consiste nell'assumere una particolare forma della direzione di deformazione che varia nel dominio, questa assunzione deve soddisfare la condizione di compatibilità.

L'equazione che governa il problema degli spostamenti è di tipo polinomiale e il grado del polinomio corrisponde al numero di nodi. Per esempio,

considerando un elemento triangolare composto da tre nodi, le componenti di spostamento possono essere scritte come:

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y \end{aligned}$$

Le sei costanti  $a_1 \rightarrow b_3$  possono essere riscritte in termini di spostamento nodale sostituendo le coordinate nodali, ricavando due set di equazioni:

$$\begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2x_i + a_3y_i \\ u_j &= a_1 + a_2x_j + a_3y_j \\ u_m &= a_1 + a_2x_m + a_3y_m \\ \\ v_i &= b_1 + b_2x_i + b_3y_i \\ v_j &= b_1 + b_2x_j + b_3y_j \\ v_m &= b_1 + b_2x_m + b_3y_m \end{aligned}$$

Risolvendo in modo simultaneo le equazioni qui sopra scritte, è possibile ricavare il vettore spostamento:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i u_j u_m v_i v_j v_m\}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{nodi}$$

dove la matrice  $[N]$  rappresenta la matrice delle funzioni di forma.

In questo modo, gli spostamenti  $u$  e  $v$  sono espressi in termini di spostamento dei loro nodi.

L'accuratezza dell'analisi dipende dalla dimensione degli elementi e dalla natura dell'approssimazione dello spostamento, quest'ultima in particolare deve rispettare le seguenti condizioni di compatibilità:

- Continuità del campo degli spostamenti, ovvero non devono essere presenti elementi sovrapposti o buchi nelle maglie del modello;
  - L'approssimazione dello spostamento deve essere capace di rappresentare il movimento di un corpo rigido, come ad esempio movimenti di traslazione e rotazione;
  - L'approssimazione dello spostamento deve essere capace di rappresentare rapporti di deformazione costanti.
- 3- Equazione che lega gli elementi: è necessario utilizzare un appropriato principio variazionale (esempio: principio del minimo dell'energia potenziale) per ricavare l'equazione:

$$[K_E][\Delta d_E] = [\Delta R_E]$$

Dove:

$K_E$  = matrice di rigidezza degli elementi;

$\Delta d_E$  = vettore degli spostamenti incrementali;

$\Delta R_E$  = vettore delle forze nodali incrementali.

Per ricavare questa equazione, ovvero l'equazione che governa il comportamento deformativo di ogni elemento, è necessario combinare le equazioni di compatibilità, di equilibrio e le relazioni costitutive.

*Spostamenti:*

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}_n = [N] \{\Delta d\}_n$$

*Deformazioni:*

$$\Delta\varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}; \Delta\varepsilon_y = -\frac{\partial(\Delta v)}{\partial y}; \Delta\gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial(\Delta v)}{\partial x};$$

$$\Delta\varepsilon_z = \Delta\gamma_{xz} = \Delta\gamma_{zy} = 0; \{\Delta\varepsilon\}^T = \{\Delta\varepsilon_x \Delta\varepsilon_y \Delta\gamma_{xy} \Delta\varepsilon_z\}^T$$

Combinando gli spostamenti con le deformazioni, è possibile riscrivere

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n$$

dove [B] contiene solamente le derivate delle funzioni di forma  $N_i$ , mentre  $\{\Delta d\}_n$  contiene la lista degli spostamenti nodali di un singolo elemento.

*Relazione costitutiva:*

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\}$$

con  $\{\Delta\sigma\}^T = [\Delta\sigma_x \Delta\sigma_y \Delta\tau_{xy} \Delta\sigma_z]$ .

La matrice [D] rappresenta la matrice che lega gli spostamenti con le deformazioni, ovvero la matrice di rigidità. Essa dipende dal comportamento del materiale (isotropo, ortotropo, anisotropo...).

Applicando ora, il principio del minimo dell'energia potenziale, si va a ricercare la posizione di equilibrio statico che minimizza l'energia potenziale.

Il risultato può essere scritto come:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i (\{\Delta d\}_n)_i = \sum_{i=1}^N \{R_E\}$$

dove  $[K_E]$  rappresenta la matrice di rigidità degli elementi;  $\{R_E\}$  rappresenta il vettore delle forze.

4- Equazioni globali: per ricavarle è necessario combinare le equazioni

$$[K_G][\Delta d_G] = [\Delta R_G]$$

$K_G$  = matrice di rigidità globale;

$\Delta d_G$  = vettore di tutti gli spostamenti incrementali;

$\Delta R_G$  = vettore di tutte le forze nodali incrementali.

Note le matrici di ogni elemento, il passo successivo è quello di andare a comporre la matrice di rigidità globale del sistema. Questa procedura prende il nome di metodo di assemblaggio diretto della matrice di rigidità. I termini della matrice sono ottenuti attraverso la somma dei singoli contributi tenendo conto dei gradi di libertà comuni tra elementi.

La matrice [D], ovvero la matrice che rappresenta il legame costitutivo del materiale può essere simmetrica. Se questo è vero, avremo che la matrice di rigidità globale  $[K_G]$  è anch'essa simmetrica. La presenza di termini diversi da zero è dovuta alla presenza di connessione tra i gradi di libertà degli elementi. Dalla geometria della mesh, ogni grado di libertà è connesso ad un numero limitato di gradi di libertà, quindi la matrice di rigidità conterrà un grande numero di termini nulli. In particolare, la matrice finale sarà composta di molti termini non nulli vicino alla diagonale, mentre i termini lontani dalla diagonale saranno nulli (elementi lontani nel modello non hanno gradi di libertà in comune).

- 5- Condizioni al contorno: imporre le condizioni al contorno e modificare le equazioni globali del problema. I carichi modificano il vettore delle forze  $\Delta R_G$ , mentre gli spostamenti il vettore  $\Delta d_G$ ;
- 6- Risoluzione delle equazioni globali

### 3.1.1 Modellazione 3D vs 2D

Nella pratica attuale lo studio di problemi di carattere geotecnico vengono adoperati metodi di analisi bi-dimensionali. L'assunto principale nella modellazione 2D è quello di schematizzare un problema 3D ad esempio, un rilevato, come un elemento bidimensionale infinitamente esteso nella direzione perpendicolare al piano di riferimento. Ciò comporta ad assumere le caratteristiche stratigrafiche come invarianti nella terza direzione e la ricerca di una superficie di rottura non perfettamente coerente il reale comportamento. Duncan (1922) afferma che nell'analisi bidimensionale la stima del coefficiente di sicurezza porta a risultati conservativi, perciò più appropriati per la valutazione della sicurezza dei pendii. Tuttavia, come descritto da Auvine et al. (2000) nella loro ricerca, l'utilizzo di metodi di analisi 3D può essere necessario quando si hanno problemi dove le condizioni al contorno non possono essere trascurate, quando sono presenti carichi concentrati, in presenza di variazioni stratigrafiche in direzione longitudinali e quando è possibile avere una superficie di rottura non uniforme (12).

### 3.1.2 Il codice di calcolo Plaxis 3D

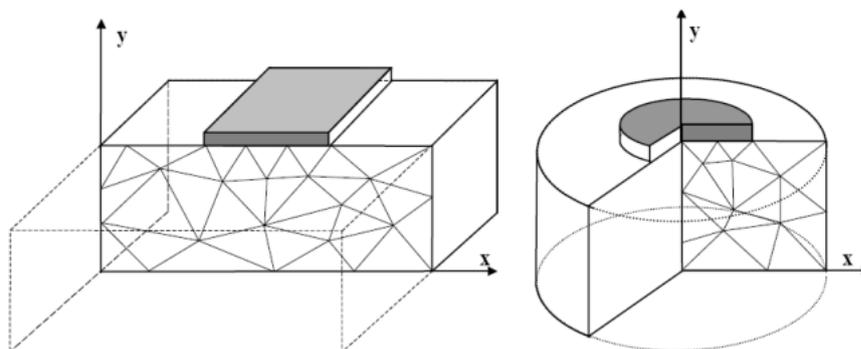


Figura 32 - Esempi di problemi di deformazione piana e assialsimmetria (Plaxis Reference Manual)

Il software propone un'interfaccia grafica disposta su cinque livelli:

- 1- Definizione della stratigrafia;
- 2- Definizione degli elementi strutturali;
- 3- Costruzione della mesh;
- 4- Definizione delle condizioni idrauliche;
- 5- Fasi di costruzione e calcolo.

Il primo passo è quello di andare a definire il modello stratigrafico, in particolare gli spessori degli strati, le proprietà del materiale in funzione del modello costitutivo scelto, la posizione del livello idrico e le condizioni iniziali.

Il secondo passo è quello di andare ad inserire eventuali elementi monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali (paratie, tiranti, geo-griglie, piastre, ecc.). Possono essere così riassunti:

- "Soil elements": sono elementi tridimensionali a 10 nodi, mentre per l'interazione terreno-struttura sono a 12 nodi;

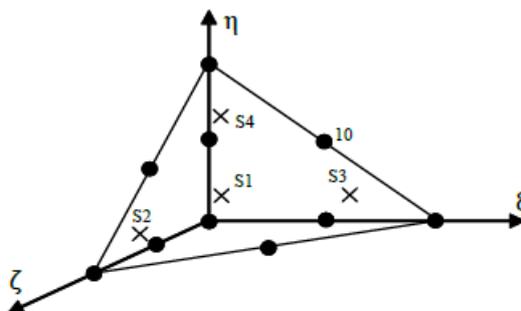


Figura 33 - Posizione dei nodi e stress point negli elementi a 10 nodi (Plaxis Reference Manual)

Gli elementi tetragonali a dieci nodi vengono creati durante la fase di costruzione della mesh e forniscono un'interpolazione del secondo ordine rispetto al campo degli spostamenti. Gli elementi hanno tre gradi di libertà per nodo,

$$u_x, u_y, u_z$$

La matrice che contiene le funzioni di forma può essere scritta come:

$$N_i = \begin{bmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{bmatrix}$$

e gli spostamenti nodali, contenuti nel vettore  $v_i$ , possono essere scritti come

$$v_i = [v_{ix} \ v_{iy} \ v_{iz}]^T$$

- "Interface elements": Gli elementi di interfaccia sono utilizzati per simulare l'interazione terreno-struttura. Possono essere usate le interfacce per simulare, ad esempio, le zone soggette ad elevati sforzi di taglio tra una piastra e il terreno circostante oppure tra due strati di terreno. Nel caso di interfacce 2D possiamo descriverle come elementi dove gli sforzi che si sviluppano sono di tipo normale  $\sigma$  e tagliante  $\tau$  e sono in relazione con le componenti di deformazione attraverso una matrice di rigidezza  $[D]$ :

$$\begin{bmatrix} \Delta\tau \\ \Delta\sigma \end{bmatrix} = [D] \begin{bmatrix} \Delta\gamma \\ \Delta\varepsilon \end{bmatrix}$$

Nel caso di comportamento lineare elastico, la matrice di rigidezza vale:

$$[D] = \begin{pmatrix} K_s & \\ & K_n \end{pmatrix}$$

Dove  $K_s$  e  $K_n$  sono rispettivamente la rigidezza a taglio e la rigidezza normale. Le deformazioni sono definite come lo spostamento relativo tra la parte superiore e inferiore dell'elemento interfaccia.

$$\gamma = \Delta u_i = u_i^{bot} - u_i^{top}$$

$$\varepsilon = \Delta v_i = v_i^{bot} - v_i^{top}$$

$$u_i = v \sin \alpha + u \cos \alpha$$

$$v_i = v \cos \alpha - u \sin \alpha$$

È possibile riscrivere nella forma di coordinate globali

$$\begin{pmatrix} \gamma \\ \varepsilon \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u^{bot} - u^{top} \\ v^{bot} - v^{top} \end{pmatrix}$$

Utilizzando la funzione di forma isoparametrica  $N_i$  possiamo scrivere l'equazione così:

$$\begin{pmatrix} \gamma \\ \varepsilon \end{pmatrix} = [B](\delta)$$

Con  $\delta$  vettore degli spostamenti nodali (gradi di libertà) definito come

$$\delta = \{u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4 \ u_5 \ v_5 \ u_6 \ v_6\}^T$$

e

$$[B] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & -N_3 & 0 & -N_4 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & -N_3 & 0 & -N_4 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 \end{bmatrix}$$

Plaxis definisce le interfacce come elementi composti da 12 nodi. Gli elementi dell'interfaccia sono costituiti da coppie di nodi che sono compatibili con elementi triangolari a sei nodi di elementi terreno o elementi piastra. Questi elementi, per definizione, sono elementi a spessore nullo ("finite elements with zero thickness")

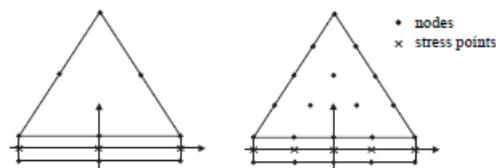


Figura 34 - Distribuzione dei nodi e stress point negli elementi interfaccia e la connessione con un soil elements

## 4 MODELLI COSTITUTIVI

---

Con il termine modello “modello costitutivo” o in alternativa “legge costitutiva”, si intende quella serie di relazioni, scritte in forma algebrica, che relazionano gli incrementi di sforzo agenti su un volume di terreno supposto infinitesimo agli incrementi di deformazione conseguenti (13). Si tratta quindi di stabilire una legge sforzo deformazione concettualmente simile a quella proposta da Hooke per l’elasticità lineare. Analiticamente si tratta di definire un tensore  $C_{ijhk}$  dipendente dalla “storia” dell’elemento e dall’incremento di carico tale per cui

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = C_{ijhk} \dot{\sigma}'_{hk}$$

dove:

- $\dot{\varepsilon}_{ij}$  = incremento infinitesimo di deformazione;
- $\dot{\sigma}'_{hk}$  = incremento infinitesimo efficacie di sforzo.

La ricerca ha impegnato, ed impiega tutt’ora, sforzi per la definizione di un tensore adatto a definire i comportamenti del terreno sufficientemente aderente ai risultati sperimentali ottenuti su campioni di terreno.

In questo lavoro di tesi, attraverso una modellazione di tipo FE con il software Plaxis 3D, i modelli costitutivi usati sono stati:

- Modello elastico;
- Modello elastico con soglia plastica alla Mohr – Coulomb (MC);
- Hardening Soil model with small-strain stiffness (HS small).

Tutte le modellazioni si sono svolte in condizioni drenate (“drainage type”), ovvero analisi a lungo termine. L’introduzione di questa ipotesi ci garantisce che, durante le fasi costruttive non si vadano a generare eventuali sovrappressioni interstiziali.

### 4.1 MODELLO ELASTICO

Il mezzo elastico è caratterizzato dall’esistenza di una relazione biunivoca tra sollecitazioni e deformazioni, indipendente dal tempo.

L’applicazione di un carico dà luogo ad una deformazione istantanea che si annulla nel momento in cui la sollecitazione viene rimossa. La stessa sollecitazione, applicata ripetutamente, produce sempre la stessa deformazione. Considerato uno stato iniziale prefissato del mezzo elastico, in assenza di forze, a tale stato il mezzo ritorna dopo l’applicazione della forza indipendentemente dalle modalità seguite nell’operazione. Il ciclo è di tipo reversibile, poiché l’energia spesa nella deformazione viene interamente restituita al termine del ciclo. È possibile quindi scrivere per un mezzo elastico “il lavoro di deformazione dipende solo dagli estremi della trasformazione e non dal percorso seguito”. La legge costitutiva di un modello elastico, ovvero l’espressione che descrive le proprietà nel caso in cui sia lineare, si definisce elastico lineare. Si può definire questa relazione come una generalizzazione della legge di Hooke (1978). Per

descrivere il comportamento di un mezzo elastico lineare isotropo sono sufficienti due costanti, il modulo elastico normale (E) e tangenziale (G).

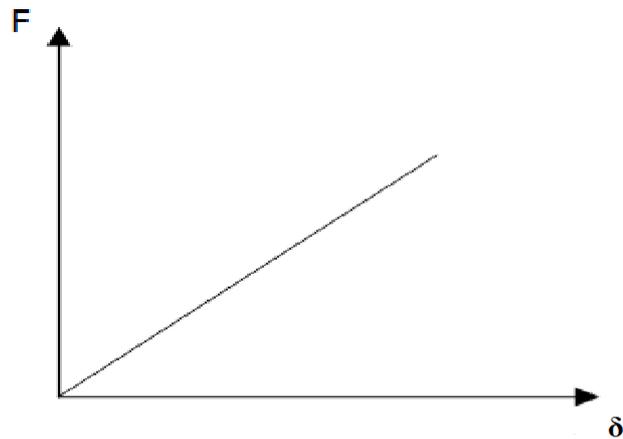


Figura 35 - Modello elastico – Rappresentazione 1D

## 4.2 MODELLO ELASTICO CON SOGLIA PLASTICA ALLA MOHR-COULOMB (MC)

Questo modello costitutivo può essere definito come l'unione di un modello elastico isotropo, basato sulla legge di Hooke, con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb di tipo plastico. La plasticità implica l'insorgere di deformazioni irreversibili. Per definire il comportamento è necessario introdurre una funzione di snervamento per legare gli stati tensionali con quelli deformativi. Questa funzione prende il nome di snervamento plastico ("plastic yielding"). Un modello perfettamente plastico è un modello costitutivo dove la superficie di plasticizzazione è ben fissata nello spazio, cioè dipende solamente dai parametri che caratterizzano il modello e non dalle deformazioni plastiche. Si ha quindi che se gli stati tensionali sono posizionati all'interno della superficie di snervamento, il comportamento associato è di tipo elastico con deformazioni reversibili.

La condizione di snervamento nel criterio di Mohr-Coulomb è una generalizzazione della legge attritiva proposta da Coulomb. Le condizioni di snervamento sono sei equazioni che possono essere così scritte (Smith & Griffiths, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

Nelle equazioni appaiono due parametri, l'angolo di attrito  $\varphi$  e la coesione  $c$ . Le equazioni qui sopra rappresentano un cono esagonale posizionato dello spazio tridimensionale delle tensioni, come illustrato nella seguente figura.

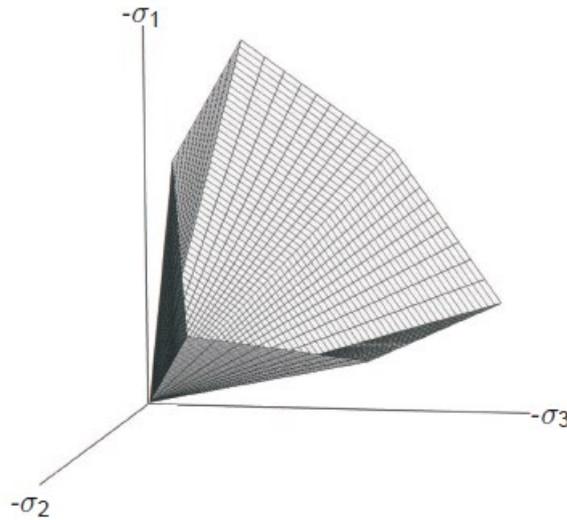


Figura 36 - Superfici di snervamento nel criterio Mohr-Coulomb ( $c = 0$ )

Si possono definire in aggiunta alle equazioni di snervamento, altre sei equazioni di plasticizzazione potenziale:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi$$

Le funzioni appena scritte contengono un terzo parametro  $\psi$ , l'angolo di dilatanza. Questo parametro è necessario per la modellazione di incrementi di deformazioni plastiche volumetriche osservabile nei terreni densi.

Il criterio di Mohr-Coulomb, per  $c > 0$ , permette l'esistenza di stati tensionali di trazione.

Per descrivere il modello di Mohr-Coulomb, il software Plaxis richiede i seguenti parametri per il terreno:

- $E$  = Modulo di Young [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $\nu$  = Coefficiente di Poisson;
- $c$  = Coesione [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $\varphi$  = Angolo di attrito [ $^\circ$ ];
- $\psi$  = Angolo di dilatanza [ $^\circ$ ];
- $\sigma_t$  = Resistenza a trazione [ $\text{kN/m}^2$ ].

In alternativa al modulo di Young, è possibile inserire il modulo edometrico ( $E_{\text{oed}}$ ) e il modulo di rigidezza a taglio ( $G$ ).

### 4.3 HARDENING SOIL WITH SMALL-STRAIN STIFFNESS

Il modello di materiale "Hardening Soil with small-strain stiffness" permette di simulare lo smorzamento isteretico e l'incremento di rigidezza dell'elemento di terreno in funzione della profondità.

In generale, la rigidezza di un terreno è caratterizzata da un comportamento che varia con legge non lineare in funzione dello stato tenso-deformativo. Anche all'interno di terreno omogeneo il modulo di rigidezza varia con la profondità e decresce con il livello di deformazione indotto dalle sollecitazioni statiche o dinamiche come mostrato in Figura 37.

Il modello permette di descrivere in una certa misura questo comportamento a partire dalla definizione di due parametri:

- $G_0$ : modulo di taglio massimo o rigidezza iniziale alle basse deformazioni;
- $\gamma_{0.7}$ : deformazione a taglio di riferimento per la quale il modulo di taglio secante  $G_s$  è ridotto del 70% rispetto  $G_0$ .

Il comportamento del terreno può essere considerato elastico solo a bassi livelli deformativi, dell'ordine di  $\gamma \leq 1 \times 10^{-6}$ . Entro questo range, la risposta del terreno ai carichi dinamici e statici non cambia né all'aumentare della deformazione di taglio né del numero di cicli di carico. Il parametro rappresentativo è il modulo di taglio massimo  $G_0$ , che è influenzato principalmente dallo stato tensionale e dall'indice dei vuoti  $e$  nel terreno. La dipendenza del modulo di taglio rispetto allo stato tensionale può essere descritta attraverso una legge matematica di tipo esponenziale:

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi'}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Dove:

- $G_0^{ref}$ : Modulo di taglio a piccole deformazioni ( $\varepsilon < 10^{-6}$ ) di riferimento [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $\sigma_3'$ : tensione orizzontale efficace [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $p^{ref}$ : pressione di riferimento (100 kPa);
- $m$ : coefficiente in funzione della tipologia di terreno ( $0,5 < m < 1,0$ ).

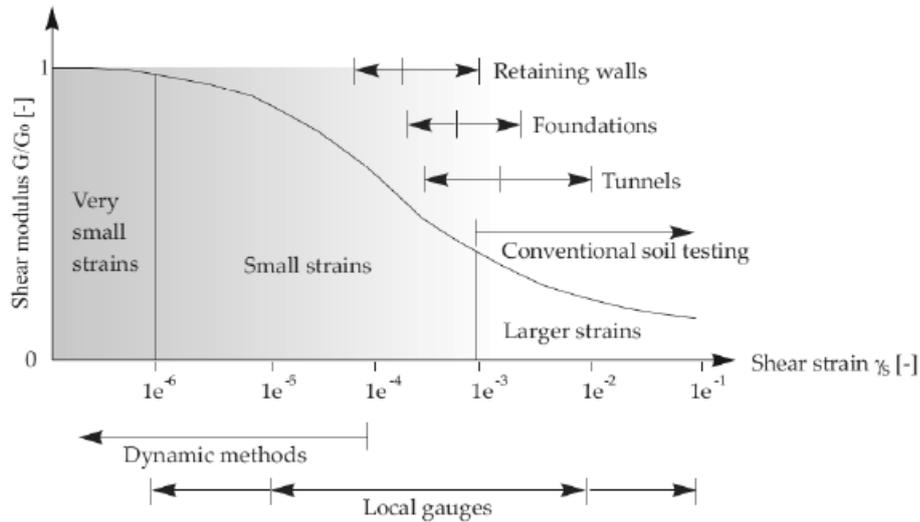


Figura 37 - Decadimento del modulo di taglio normalizzato con ampiezza della deformazione di taglio (14)

Un altro aspetto da considerare è la dipendenza del modulo di taglio  $G$  rispetto al livello di deformazione tagliante. Sperimentalmente, si è osservato [Crespellani e Facciorusso (2010)]:

- La curva di decadimento del modulo di taglio  $G/G_0$  ha un andamento simile ad un'iperbole;
- Esiste una correlazione fra  $G$  e il fattore di smorzamento  $D$ .

A partire da queste osservazioni, sono stati proposti diversi modelli iperbolici, tra i quali il modello di Hardin – Drnevich [1972]:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$$

Dove  $G$  è il modulo di taglio secante,  $\gamma_r$  è la deformazione di riferimento e  $\tau_{max}$  è la resistenza a rottura in condizioni di carico monotono.

Il software di calcolo Plaxis adotta una formulazione modificata per migliorare l'adattamento con i dati sperimentali, ovvero viene fissata la deformazione a taglio di riferimento  $\gamma_{0,7} = \alpha \gamma_r$  per il quale il modulo di taglio secante  $G$  è ridotto del 70% rispetto al valore di  $G_0$ . L'equazione può essere riscritta come:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \text{ con } \alpha = 0,385$$

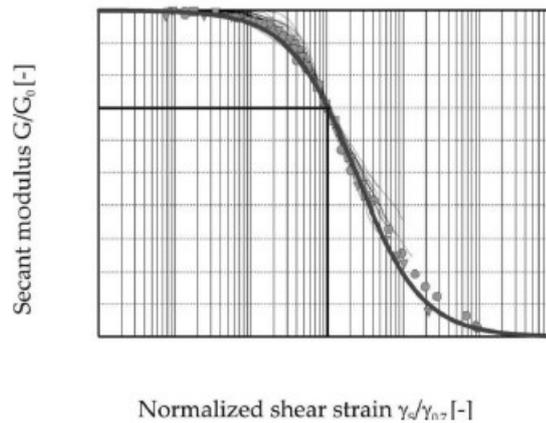


Figura 38 - Modello iperbolico di Hardin - Drnevich modificato confrontato con un set di dati sperimentali (14)

Il tipico comportamento isteretico del modello Hardening Soil model with small-strain deformation è rappresentato dalla curva di carico-deformazione in Figura 39. Il comportamento dissipativo nel modello HS small.

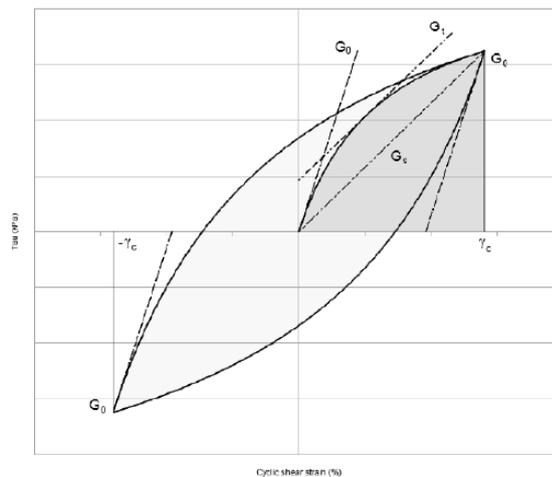


Figura 39 - Comportamento dissipativo nel modello HS small (14)

Il modulo di taglio tangente  $G_t$  e il modulo di taglio secante  $G$  (o  $G_s$ ) coincidono nel tratto iniziale della curva al valore di taglio massimo  $G_0$ . All'aumentare del livello di deformazione tagliante la rigidità decresce.

La relazione sforzo-deformazione è data dall'equazione:

$$\tau = G_s \gamma$$

Applicando l'equazione del modello iperbolico modificato, la relazione può essere riscritta come:

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}}$$

Derivando l'equazione rispetto la deformazione tagliante  $\gamma$  si ricava il modulo di taglio tangenziale:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + \frac{0,385\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)^2}$$

In questo modello, il degrado della rigidezza dovuto alla deformazione plastica viene simulato attraverso l'incrudimento. Per fare ciò, la curva è vincolata ad un limite inferiore, determinato attraverso prove di laboratorio convenzionali:

- Il limite inferiore in termini di modulo di rigidezza tangente  $G_t$  è definito dal parametro "unloading-reloading stiffness"  $G_{ur}$ :

$$G_t \geq G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu)}$$

- Il limite inferiore in termini di deformazione a taglio  $\gamma_{cut-off}$  può essere calcolato come:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7}$$

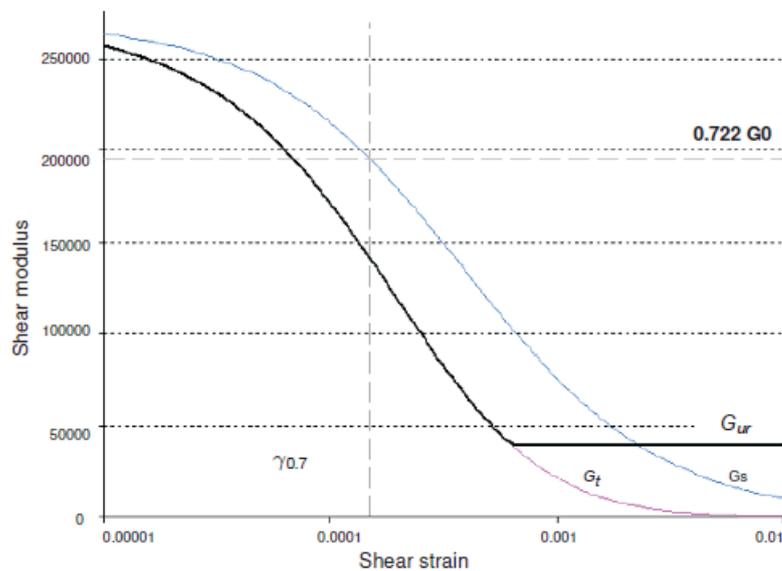


Figura 40 - Curva di riduzione dei moduli di taglio secante e tangente nel modello (14)

Come evidenziato dalla Figura 40, appena si raggiunge il valore  $G_{ur}$ , la riduzione del modulo di taglio per effetto delle deformazioni plastiche viene simulato dallo "strain hardening" caratteristico di questo modello.

I principali parametri da inserire nel modello "Hardening Soil model with small-strain stiffness" sono:

Symbol	Parameter	Unit
$c$	(Effective) cohesion	$\text{kN/m}^2$
$\varphi$	(Effective) angle of internal friction	$^\circ$
$\psi$	Angle of dilatancy	$^\circ$
$m$	Power for stress-level dependency of stiffness	-
$E_{50}^{ref}$	Secant stiffness in standard drained triaxial test	$\text{kN/m}^2$
$E_{oed}^{ref}$	Tangent stiffness in standard drained triaxial test	$\text{kN/m}^2$
$E_{ur}^{ref}$	Unloading/reloading stiffness for primary oedometer loading	$\text{kN/m}^2$
$\nu_{ur}$	Poisson's ratio for unloading/reloading	-
$G_0^{ref}$	Reference shear modulus at very small strains ( $\gamma < 1 \times 10^{-6}$ )	$\text{kN/m}^2$
$\gamma_{0.7}$	Threshold shear strain at which $G_s = 0,722G_0$	-

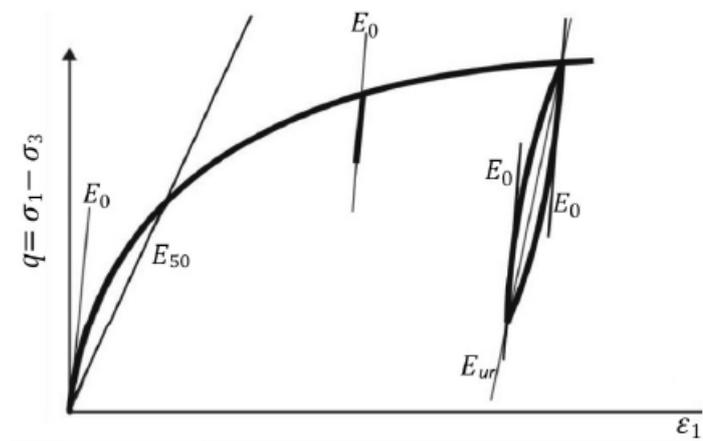


Figura 41 - Definizione dei parametri di rigidezza

$E_0^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  andrebbero definiti a partire dalla curva sperimentale di una prova triassiale eseguita in condizioni drena come quella in Figura 41. In mancanza di ciò, è possibile considerare:

- Il rapporto  $E_0^{ref}/E_{ur}^{ref}$  è generalmente compreso tra 2,5 e 10, spostandosi dai terreni granulari verso quelli coesivi. Per le sabbie il range è compreso tra 2 e 4;
- È appropriato per molti casi pratici assumere il rapporto  $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref} = 3$ . Il software Plaxis utilizza di default questo rapporto per il modello HSsmall.

## 5 IL COMPORTAMENTO STATICO SOTTO CARICHI CONCENTRATI DI DUE STRUTTURE PORTUALI A GRAVITÀ

---

Come visto precedentemente, lo studio del comportamento delle opere a gravità, portuali e non, sotto azioni derivanti da carichi concentrati, è un aspetto molto rilevante nella progettazione e nell'adeguamento di strutture nuove e/o esistenti.

Le pratiche progettuali frequentemente prevedono l'utilizzo di un valore unico di progetto per il sovraccarico nei terrapieni posti a monte delle strutture, non considerando la presenza di elevati carichi concentrati e localizzati.

In questo lavoro di tesi, si è scelto di andare a studiare l'effetto di questi carichi su due tipologie di strutture portuali a gravità, una a cassoni ed una a massi sovrapposti, al fine di andare a ricercare eventuali differenze di comportamento.

Nel presente capitolo, dedicato ai casi studio, si è proceduto, inizialmente alla descrizione delle opere portuali di interesse, focalizzando l'attenzione sulla tipologia ed i metodi costruttivi, la tipologia di carichi a cui l'opera è soggetta e successivamente, alla descrizione del modello geotecnico adottato nella modellazione del problema.

### 5.1 AZIONI SULLE STRUTTURE

Durante lo svolgimento del tirocinio universitario presso l'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale, con sede in Ancona, una delle questioni più rilevanti riscontrate sia da parte dell'amministrazione che da parte delle società operanti nel porto, è stata la compatibilità tra strutture esistenti e l'utilizzo di gru semoventi. Le gru semoventi sono macchine per il sollevamento dotate di elevate capacità di movimentazione merci (containers, rinfuse, ecc.) ma allo stesso tempo sono dotate di un elevato peso.

Le azioni considerate nei due casi studio posso essere così riassunte:

- Carichi uniformemente distribuiti (sovraccarichi di progetto);
- Carichi derivanti la presenza di bitte di ormeggio;
- Carichi derivanti la presenza di gru semoventi.

Come ricavato da documenti di progetto di strutture a gravità confrontabili con i casi studio, il carico uniformemente distribuito corrispondente ai sovraccarichi di banchina, è stato scelto pari a  $5 \text{ t/m}^2$  ( $50 \text{ kN/m}^2$ ), ovvero un carico riconducibile a strutture soggette a movimentazione containers, rinfuse e coils.

Per le strutture di ormeggio, viste la capacità attuali dei porti commerciali, il valore di tiro alla bitta scelto è stato fissato pari a 100 t (1000 kN).

Per le azioni derivanti la presenza di gru semoventi, si sono prese in considerazione le attuali gru in possesso alle aziende operanti nel porto di Ancona. Nella tabella successiva, sono riassunte le principali azioni generate dalla presenza di gru in banchina.

Il veicolo considerato è stato il modello n°7 della GOTTWALD serie G HMK 7608.



Figura 42 - Gottwald G GMK 7608

Massa totale della gru	480 t
Superficie coperta dalla gru	11,55 m x 5,0 m
Pressione media esercitata dalla gru in traslazione	2,67 t/m <sup>2</sup>
Linea di carico coperta dalle ruote	11,1 m
Carico lineare equivalente	20,7 t/m

Tabella 1 - Condizione di carico della gru in traslazione

N° assi	8
Carico sull'asse	62 t
N° ruote per asse	4
Carico su ogni ruota	15,50 t
Superficie contatto della ruota	0,169 m <sup>2</sup>
Pressione media esercitata dalla gru sull'area di contatto della ruota	9000 t/m <sup>2</sup>

Tabella 2 - Pressione esercitata dalla ruota della gru in traslazione

Massa totale della gru	480 t
Massa totale in servizio	630 t
Superficie media coperta dalla gru in servizio	11,55 m x 5 m
Pressione media esercitata dalla gru in servizio	2,46 t/m <sup>2</sup>
Pressione media esercitata dalla gru in sollevamento	8,31 t/m <sup>2</sup>

Tabella 3 – Pressione media esercitata dalla gru in traslazione

	Posizione del braccio		
	I	II	III
Carico	137,5 t	137,5 t	137,5 t
Raggio	21 m	21 m	21 m
Carico sulle piastre di appoggio	242,6 t	287,2 t	255,6 t
Piastra su cui agisce il carico	A, D	A	A, B
Superficie della piastra di appoggio	9,0 m <sup>2</sup>	9,0 m <sup>2</sup>	9,0 m <sup>2</sup>
Pressione esercitata sul suolo	27,0 t/m <sup>2</sup>	31,9 t/m <sup>2</sup>	28,4 t/m <sup>2</sup>

Tabella 4 - Pressione esercitata dalla piastra di appoggio con la gru in servizio

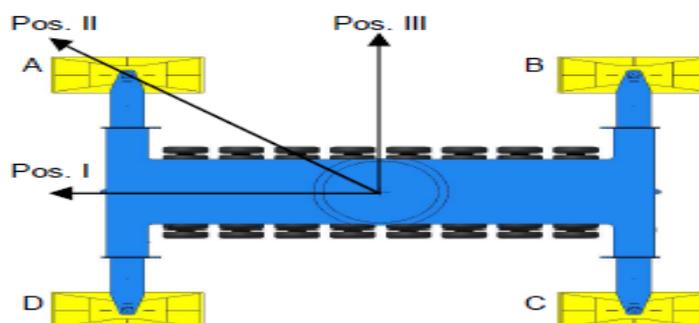


Figura 43 - Posizione del braccio della gru

Per avere un termine di confronto tra tre diverse configurazioni di carico, si è scelto di considerare come massa della gru quella in condizione di traslazione, ovvero di 480 t.

Possiamo definire configurazioni di carico per la gru semovente:

- Gru in **traslazione**: in questa configurazione, la gru trasmette il carico attraverso le ruote. Per poter schematizzare il carico, si è utilizzato due carichi uniformemente distribuiti (207,5 kPa) di dimensione 1,0x11,55 m (BxL) con interasse di 5,0 m.

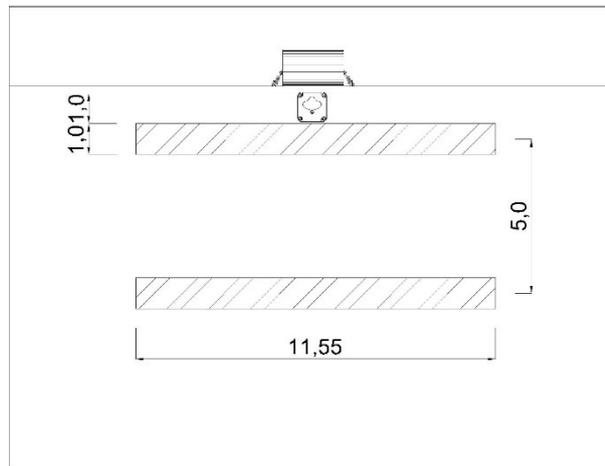


Figura 44 - Schema di carico "traslazione"

- Carico **distribuito**: la gru in condizioni di traslazione, definisce una impronta di carico di dimensione 5,0x11,55 m (BxL). Per poter schematizzare questo carico, si è scelto di utilizzare un carico uniformemente distribuito (83,5 kPa) di dimensione pari all'impronta di carico.

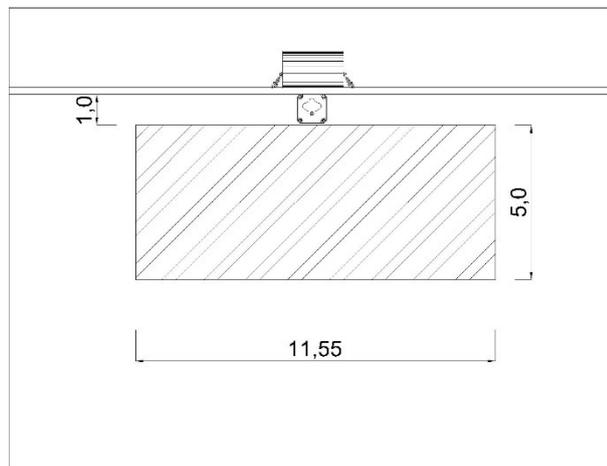


Figura 45 - Schema di carico "distribuito"

- Gru con **stabilizzatori** attivi: in questa modalità, la gru è posizionata sulla banchina attraverso quattro stabilizzatori di dimensione 2,0x4,5 m (BxL) con un interasse di 16,0 m. Poiché le dimensioni del singolo cassone sono di 18,0 m, è probabile che solo due stabilizzatori siano contemporaneamente presenti nella larghezza del cassone. Per schematizzare il carico, si sono utilizzati due carichi distribuiti rettangolari (133,33 kPa) di dimensione analoga agli stabilizzatori posizionati in posizione centrale alla banchina.

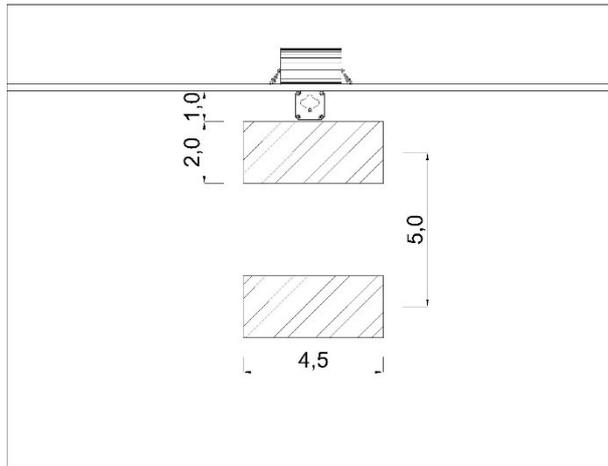


Figura 46 - Schema di carico "stabilizzatori"

## 5.2 CASO STUDIO I: BANCHINA A CASSONI

La banchina oggetto di studio, di lunghezza complessiva pari a 273,0 m, è costituita da 15 cassoni pluricellulari in calcestruzzo armato, separati da un giunto tecnico. Il sovrastante impalcato è costituito da un solettone in c.a. di spessore 1,10 m con una pavimentazione in calcestruzzo con finitura di tipo industriale che porta la quota di lavoro a +2,00 m da l.m.m..

Ogni cassone, è costituito di una platea di dimensione (BxLxH) 14,0 m x 18,0 m x 0,90 m mentre in altezza, le dimensioni del cassone diventano (BxLxH) 11,0 m x 18,0 m x 14,8 m.

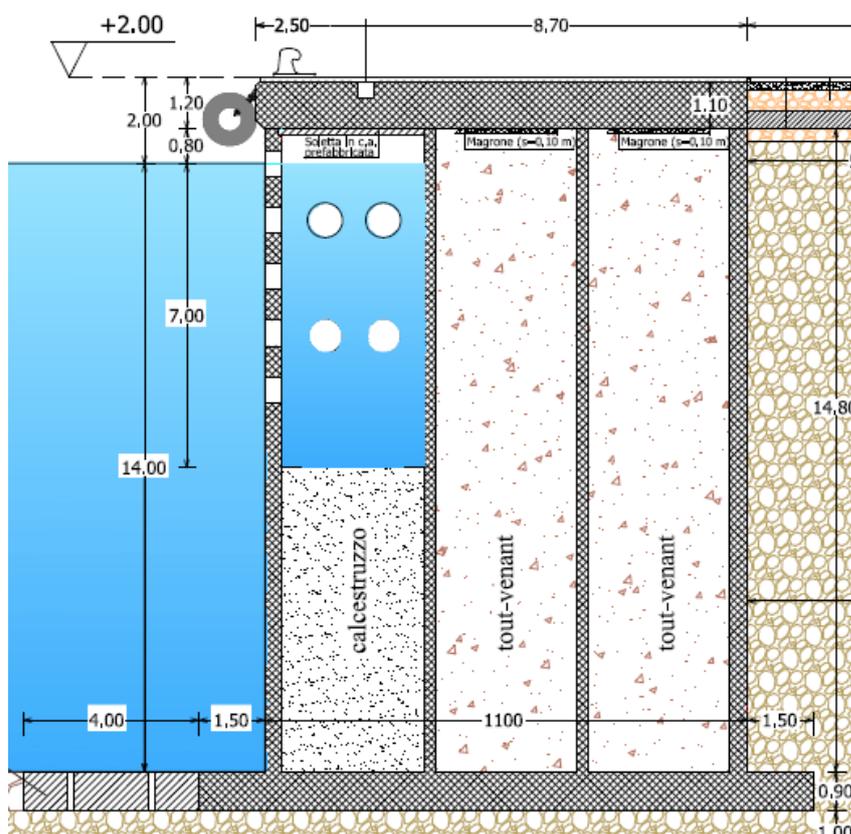


Figura 47 - Sezione trasversale della banchina a cassoni

Il cassone, è costituito da pareti esterne di spessore 0,40 m, mentre le pareti interne, che vanno a formare le celle, che verranno poi successivamente riempite di terreno e calcestruzzo, hanno uno spessore di 0,25 m.

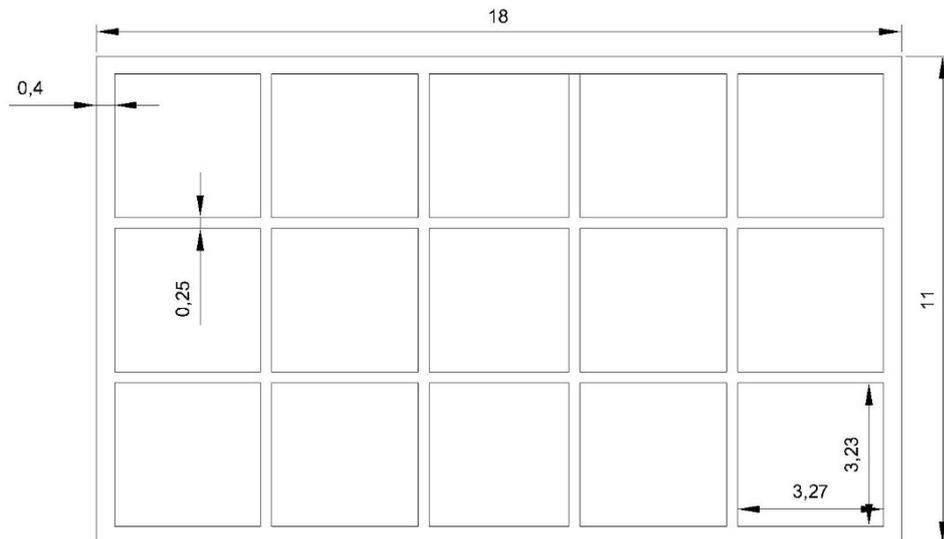


Figura 48 - Pianta del cassone

Il piano di imposta della struttura è ottenuto mediante escavo del fondale esistente e conseguente posa di materiale lapideo di adeguato spessore, pari a circa 3,50 m, il piano di fondazione è posto a quota -14.90 m da l.m.m..

Una volta terminata la fase di varo e posizionamento delle strutture, è stato completato il terrapieno a monte della banchina, fino a raggiungere +0,50 m da l.m.m., con terreno ricavato dall'escavo del fondale per il posizionamento dello strato di imposta. Al di sopra del riempimento, fino a raggiungere la quota di lavoro (+2,00 m), è stato posizionato uno strato di pietrame, la fondazione in misto stabilizzato e il pacchetto di pavimentazione (base, binder, strato di usura).

Per la definizione del modello stratigrafico di riferimento, è stato possibile recuperare la documentazione di progetto con relative relazioni geotecniche e geologiche. Sulla base dei documenti, è stato possibile ricostruire la stratigrafia (Figura 49) e ricavare i parametri di progetto dei terreni (Tabella 5).

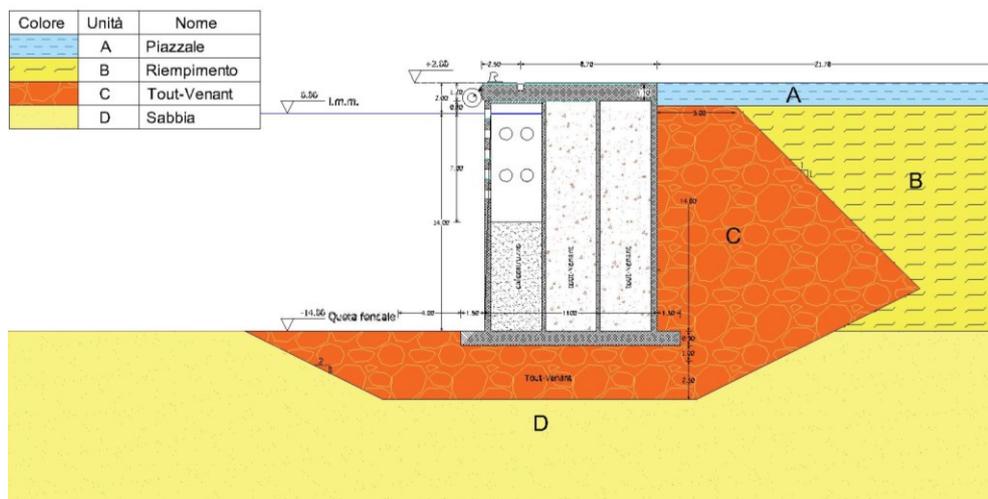


Figura 49 - Sezione stratigrafica

Caratteristiche geotecniche						
			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	19,5	18,5	19,5
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	35	39	41	39
Modulo di rigidità	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	40000	40000	40000
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,4	0,33	0,3	0,33

Tabella 5 - Caratteristiche geotecniche dei terreni nel caso studio I

### 5.2.1 Creazione e discretizzazione del modello numerico

Il primo passo nella creazione di un modello numerico agli elementi finiti consiste nel definire l'estensione del modello, in modo tale da garantire che le condizioni di vincolo imposte ai bordi non vadano ad influire sul risultato.

Una volta definita l'estensione del modello, si è proceduto alla creazione della sequenza stratigrafica come illustrato nella Figura 49, successivamente si è passati alla creazione degli elementi che compongono il cassone, ed infine al posizionamento delle interfacce per simulare l'interazione terreno struttura e struttura-struttura.

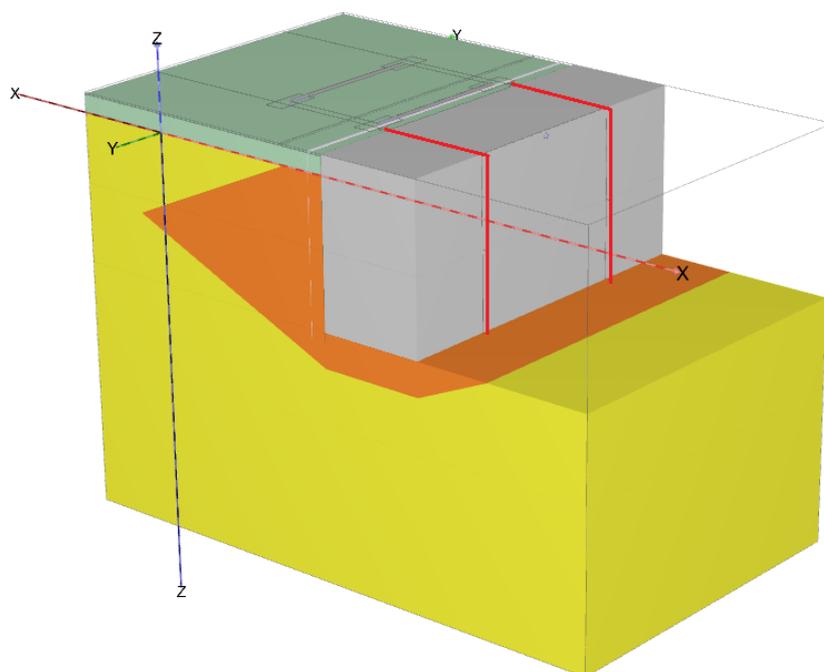
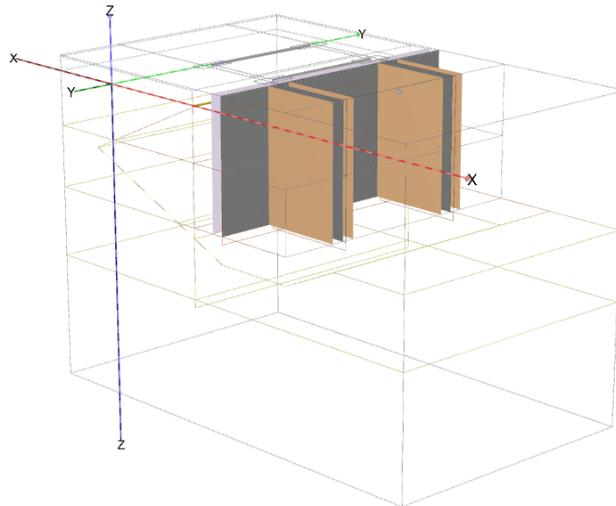


Figura 50 - Definizione stratigrafica e strutture

Le strutture che costituiscono i cassoni sono state modellate mediante “soil elements” tenendo conto delle reali dimensioni. In particolare, è stato scelto di ricreare nel modello il comportamento di interazione tra cassone e cassone. Come si può vedere in Figura 50, un cassone di dimensioni (BxLxH) 11,0 m x 18,0 m x 15,0 m in posizione centrale, è stato affiancato da due cassoni con dimensioni ridotte per andare a simulare l’interazione, lo scorrimento ed il mutuo movimento dovuto alle azioni.

In particolare, per una corretta modellazione delle interazioni è necessario utilizzare le interfacce, come già indicato al paragrafo 3.1. Per fare ciò, si sono inserite due tipologie di interfacce:

- Interfaccia terreno-struttura;
- Interfaccia struttura-struttura.



*Figura 51 - Posizione delle interfacce*

Le interfacce, come già precedentemente detto, permettono di “disconnettere” elementi di terreno, ovvero ci permettono di studiare cosa avviene tra due elementi di volume. Per mostrare ciò, si può prendere in considerazione il modello elastico della banchina a cassoni, che successivamente verrà presentato e spiegato, ed applicare una forza di trazione del valore di 1000 kN sull’elemento centrale in modo tale da far “attivare” le interfacce.

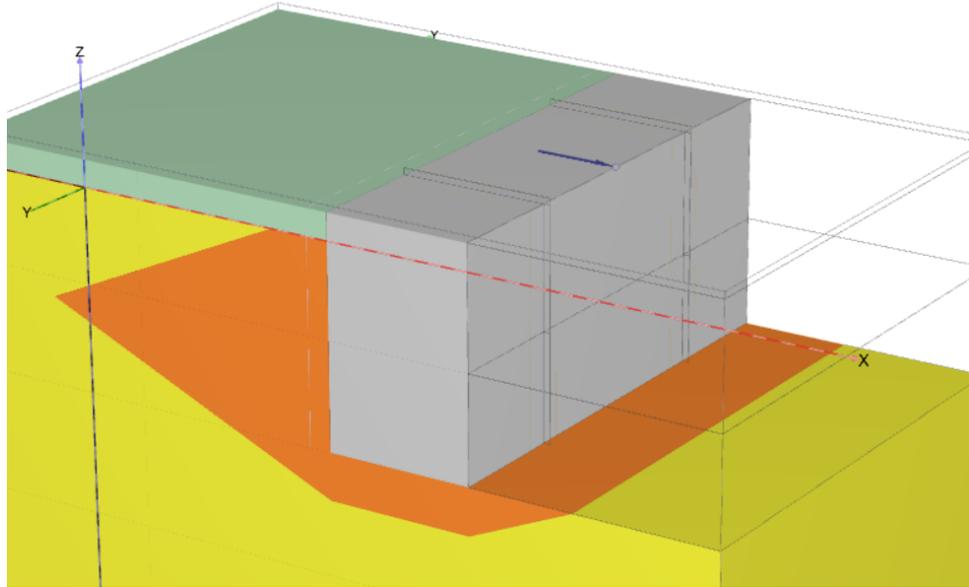


Figura 52 - Applicazione di una forza concentrata al centro di un cassone in un modello elastico

Se si pensa la banchina come oggetto rigido, questo per opporsi allo spostamento generato dalla forza può contare sull'attivazione di forze di attrito sulle interfacce.

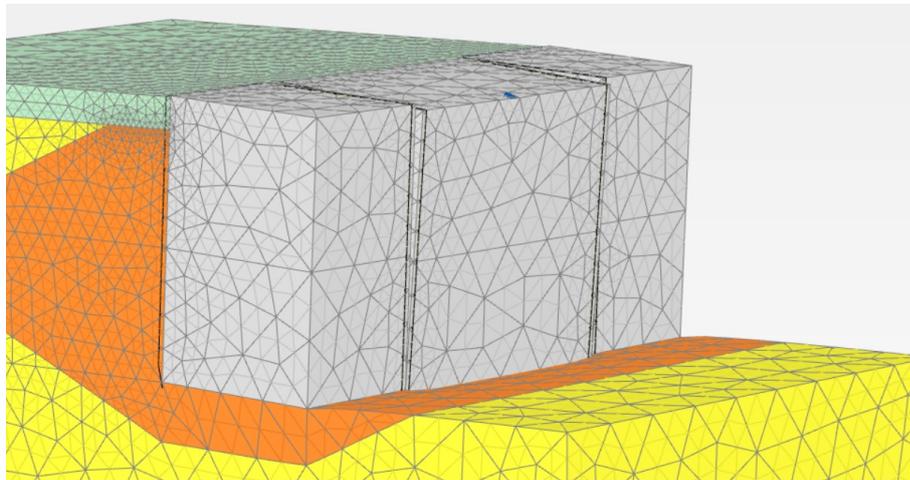


Figura 53 - Spostamento della banchina a seguito dell'applicazione di un carico concentrato

Lo spostamento a seguito dell'applicazione del carico fa attivare le interfacce, ovvero queste interfacce vengono sollecitate come descritto nel paragrafo 3.1. Le sollecitazioni che nascono sono di tipo normale ( $\sigma_N$ ) e tangenziale ( $\tau_1$  e  $\tau_2$ ).

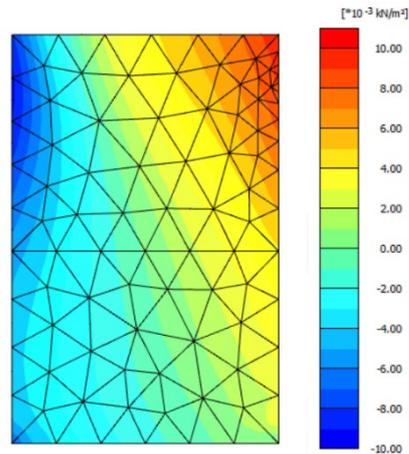


Figura 54 - Tensioni normali  $\sigma_N$  sull'interfaccia cassone-cassone

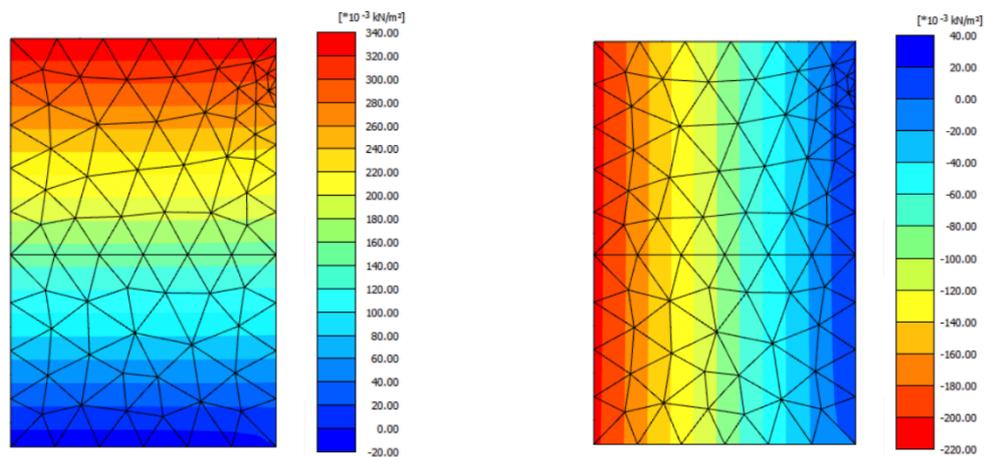
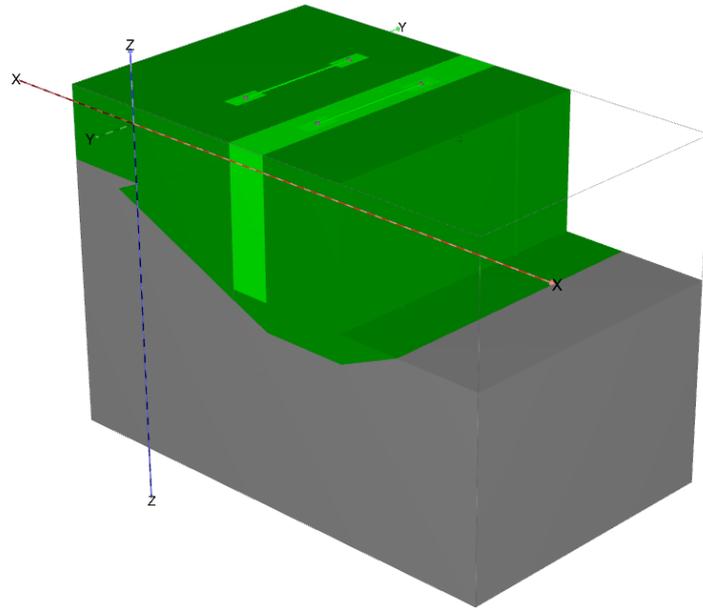


Figura 55 - Tensioni tangenziali  $\tau_1$  e  $\tau_2$  sull'interfaccia cassone-cassone

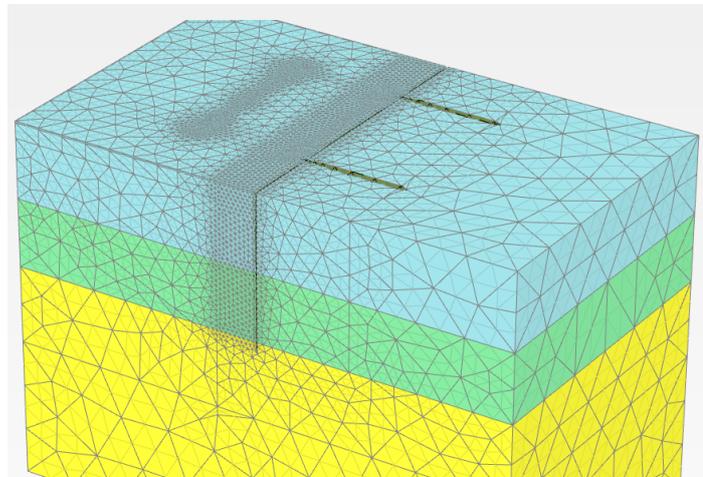
Dall'analisi delle tensioni che si sviluppano alle interfacce tra i blocchi, possiamo notare come non si sviluppino tensioni normali tra i cassoni; viceversa, le tensioni tangenziali, in particolare  $\tau_1$ , possiamo notare come si sviluppino valori di tensioni crescenti dal basso verso l'alto fino ad un massimo di  $0.34 \text{ kN/m}^2$ .

Il secondo passo, consiste nella discretizzazione del problema, ovvero nella definizione del reticolo di nodi ed elementi (mesh). Lo scopo è quello di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà (i nodi), in corrispondenza dei quali sono determinate le grandezze di interesse (spostamenti, tensioni, deformazioni); attraverso una legge di variazione spaziale tali grandezze sono determinate anche all'interno degli elementi, in modo da essere note in ogni punto del dominio. Per il problema in esame, sono stati utilizzati elementi tetragonali a 10 nodi come definito nel paragrafo 3.1.2.

Per una corretta definizione della mesh, attraverso l'interfaccia utente del software, si è andati a generare una mesh di tipo "medium". Nelle zone dove sono applicati carichi concentrati e distribuiti, nella zona immediatamente a monte della struttura, si è andati a raffinare la mesh mediante il coefficiente "coarseness factor" (Figura 56a).



(a)



(b)

Figura 56 - Definizione della mesh (a); Risultato del processo di mesh (b).

## 5.2.2 Definizioni delle condizioni al contorno

La definizione delle condizioni al contorno avviene generalmente introducendo dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello. I vincoli vanno a ridurre in numero di gradi di libertà del sistema o impongono uno stato tensionale al contorno. Nel caso in esame, si è imposto uno spostamento nullo al piano corrispondente a  $z_{min}$  e uno spostamento libero a  $z_{max}$ , mentre per le superfici verticali si è fissato lo spostamento in direzione normale al piano.

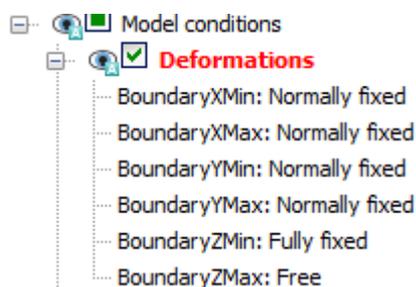


Figura 57 - Condizioni di vincolo del modello

## 5.2.3 Assegnazione delle proprietà dei materiali

Il passo successivo per la definizione del modello è l'assegnazione delle proprietà dei materiali ad ogni elemento finito. La definizione del materiale implica l'assegnazione di una legge che definisce il comportamento delle singole mesh.

In questo lavoro di tesi, per il qui presente caso studio, si è andato ad indagare il comportamento della struttura secondo due modalità, attraverso la definizione della legge di comportamento del terreno, che possiamo riassumere come:

- Studio del comportamento in un modello Mohr-Coulomb (MC);
- Studio del comportamento in un modello Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall).

Il cassone, essendo costituito da calcestruzzo armato, è stato modellato considerando un comportamento elastico lineare in entrambi i modelli. I parametri ed i relativi valori sono illustrati nella seguente tabella:

Cassone in calcestruzzo	Parametri	Valore
Peso di volume	$\gamma$	20,0 kN/m <sup>3</sup>
Modulo di rigidezza	E	32000000 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0,15

Tabella 6 - Parametri dalla struttura del cassone

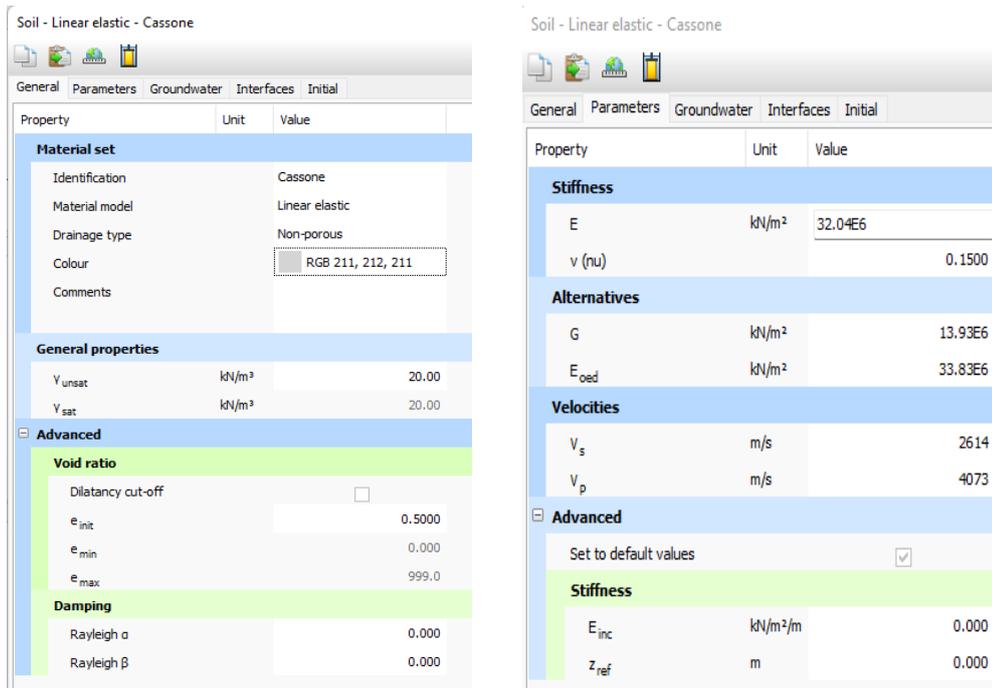


Figura 58 - Parametri del cassone - Plaxis 3D

Per lo studio del **modello elastico perfettamente plastico (M-C)**, come visto nel paragrafo 4.2, i parametri necessari per lo studio sono quattro, il modulo elastico, il coefficiente di Poisson, l'angolo di attrito e il peso di volume.

I terreni, sulla base delle informazioni geotecniche ricavate, sono stati così modellati:

Caratteristiche geotecniche del modello Mohr-Coulomb						
			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	19,5	18,5	19,5
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	35	39	41	39
Modulo di rigidezza	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	40000	40000	40000
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,4	0,33	0,3	0,33

Tabella 7 - Caratteristiche geotecniche del modello Mohr-Coulomb

La pavimentazione, composta da stati legati e non, è stata modellata attraverso un legame costitutivo di tipo lineare elastico, secondo i seguenti parametri:

Caratteristiche della pavimentazione			
			Pavimentazione
Modulo elastico	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	210000
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,4

Tabella 8 - Proprietà della pavimentazione

Le interfacce, che vanno a simulare l'iterazione terreno-struttura e struttura-struttura sono state così modellate:

Proprietà delle interfacce						
			Terreno-struttura	Struttura-Struttura		
Modulo elastico	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	1000		
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,3	0		
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	30	22		

Tabella 9 - Proprietà delle interfacce nel modello Mohr-Coulomb

Per lo studio del modello “**Hardening Soil with small-strain stiffness**”, come riportato nel paragrafo 4.3, i parametri necessari sono riportati nella Tabella 10.

Caratteristiche geotecniche del modello Hardening Soil with small-strain stiffness						
			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	19,5	18,5	19,5
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	35	39	41	39
Modulo di rigidezza secante	$E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000	30000	40000	40000
Modulo di rigidezza tangente	$E_{eod}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000	30000	40000	40000
Modulo di rigidezza “unloading-reloading”	$E_u^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	90000	90000	120000	120000
Rigidezza a taglio a piccole deformazioni	$G_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	76000	60000	75000	100000
Deformazione a taglio di riferimento	$\gamma_{0,7}$	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

Tabella 10 - Parametri modello HSsmall

Le proprietà delle interfacce e della pavimentazione sono le stesse adoperate nel modello M-C, perciò si rimanda alle tabelle precedenti (Tabella 9 e Tabella 8).

#### 5.2.4 Assegnazione dello stato tensionale

Lo stato tensionale iniziale è un aspetto molto rilevante nella modellazione geotecnica. Per una data distribuzione delle pressioni interstiziali, sulla base del peso di volume del materiale, si determina la tensione verticale efficace; lo stato tensionale efficace orizzontale è generalmente dato dal prodotto fra lo sforzo verticale efficace ed il coefficiente di spinta orizzontale a riposo (paragrafo 2.2).

I codici di calcolo utilizzano due diverse procedure per la determinazione dello stato tensionale iniziale:

- “K0 procedure”;
- “Gravity loading”.

Nel caso oggetto di studio, poiché alcuni strati non sono orizzontali, si è adoperata la procedura “gravity loading”, dove vale la seguente relazione:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v$$

I risultati sono condizionati dal valore del coefficiente di Poisson  $\nu$  ma è necessario comunque garantire il rispetto del criterio di resistenza adottato (Mohr-Coulomb) (14).

Nel caso del modello Mohr-Coulomb, questa condizione, al termine delle fasi costruttive è facilmente verificabile andando a calcolare lo stato tensionale a monte del riempimento. Per fare ciò è possibile andare ad interrogare il modello attraverso l'estrazione delle tensioni orizzontali ( $\sigma_1$ ) e confrontarle con un semplice calcolo manuale.

Z (l.m.m)	Riferimento	P. di Volume	$\nu$	$\phi'$	$\phi'$	$\delta$	$\delta$	$\sigma_v$	u	$\sigma'_v$	$k_0$	$\sigma'_h$	$\sigma_h$	Ka	$\sigma'_{ha}$	$\sigma_{ha}$
[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[grad]	[rad]	[grad]	[rad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
2	0	19	0.40	35	0.611	0	0	0	0	0	0.4264	0	0	0.271	0	0
1	-1	19	0.40	35	0.611	0	0	-19	0	-19	0.4264	-8.102	-8.102	0.271	-5.1488	-5.1488
0	-2	19	0.40	35	0.611	0	0	-38	0	-38	0.4264	-16.204	-16.204	0.271	-10.298	-10.298
0	-2	19.5	0.33	39	0.681	0	0	-38	0	-38	0.3707	-14.086	-14.086	0.2275	-8.6452	-8.6452
-25	-27	19.5	0.33	39	0.681	0	0	-525.5	-256.5	-269	0.3707	-99.713	-356.21	0.2275	-61.199	-317.7

Tabella 11 - Calcolo manuale tensioni verticali e orizzontali

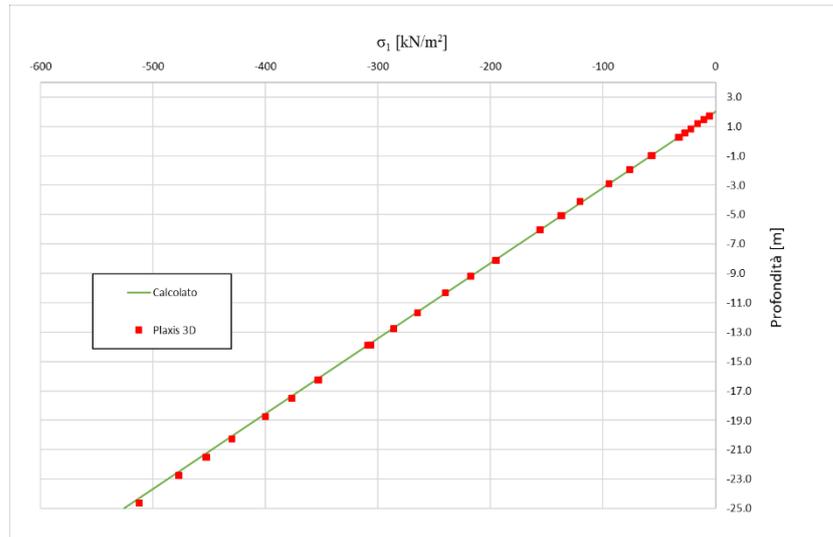


Figura 59 - Confronto tensioni verticali da calcolo e da modello

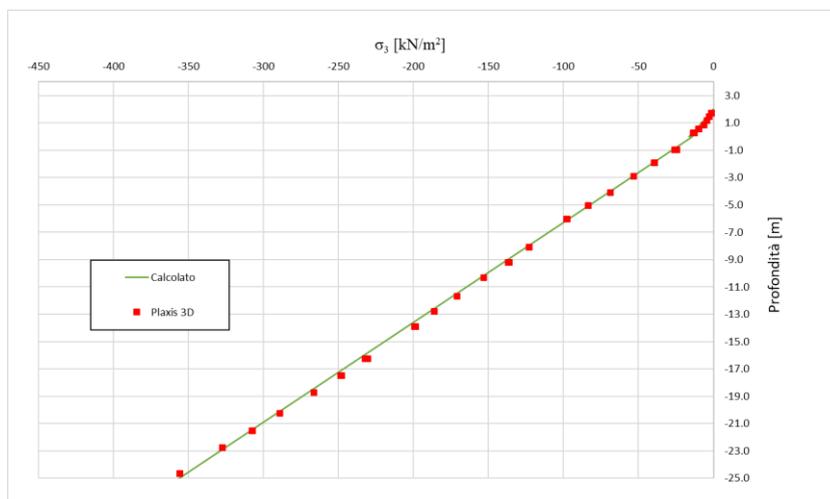


Figura 60 - Confronto tensioni orizzontali da calcolo e da modello

Si può notare come vi è una perfetta corrispondenza tra le ipotesi e il modello numerico.

### 5.2.5 Definizione delle fasi di calcolo

L'ultimo passo della modellazione numerica, che precede il calcolo e l'analisi dei risultati, consiste nella definizione delle fasi di calcolo, attraverso le quali si riproducono le fasi costruttive dell'opera oggetto di studio. La scelta delle fasi deve riprodurre in modo più accurato possibile le vere operazioni al fine di simulare le sollecitazioni e spostamenti agenti sulla banchina.

Per fare ciò il software permette di andare a simulare ogni fase attraverso un'interfaccia grafica.

Nel caso di modello elastico, lo stato tensionale non è influenzato dalle fasi costruttive, poiché solo i carichi esterni inducono tensioni sul terreno. Perciò, non sono state simulate le fasi costruttive.

Diversamente, nel modello Mohr-Coulomb, sono state simulate tutte le fasi costruttive. Di seguito si riporta un elenco dettagliato delle fasi costruttive:

- 1- Condizione geostatica. Per questa fase è stata adottata la procedura "gravity loading" con lo scopo di creare le condizioni di iniziali. Questa fase non comporta alcun quadro deformativo (Figura 61a).
- 2- Scavo della canaletta. In questa fase si è asportato il terreno per creare il nuovo terreno di fondazione (Figura 61b)
- 3- Riempimento della canaletta. Viene deposto il nuovo terreno nella canaletta al fine di creare un piano di fondazione adeguato alle caratteristiche del cassone (Figura 61c)
- 4- Posizionamento dei cassoni (Figura 61d)
- 5- Fase I del riempimento a monte del cassone con terreno di escavo e tout-venant del rinfianco (Figura 61e)

- 6- Fase II del riempimento a monte del cassone con terreno di escavo e tout-venant del rinfiacco (Figura 61f)
- 7- Deposizione del terreno per la creazione del piazzale (Figura 61g)
- 8- Posizionamento dei carichi per simulare la presenza di una gru (Figura 61h)

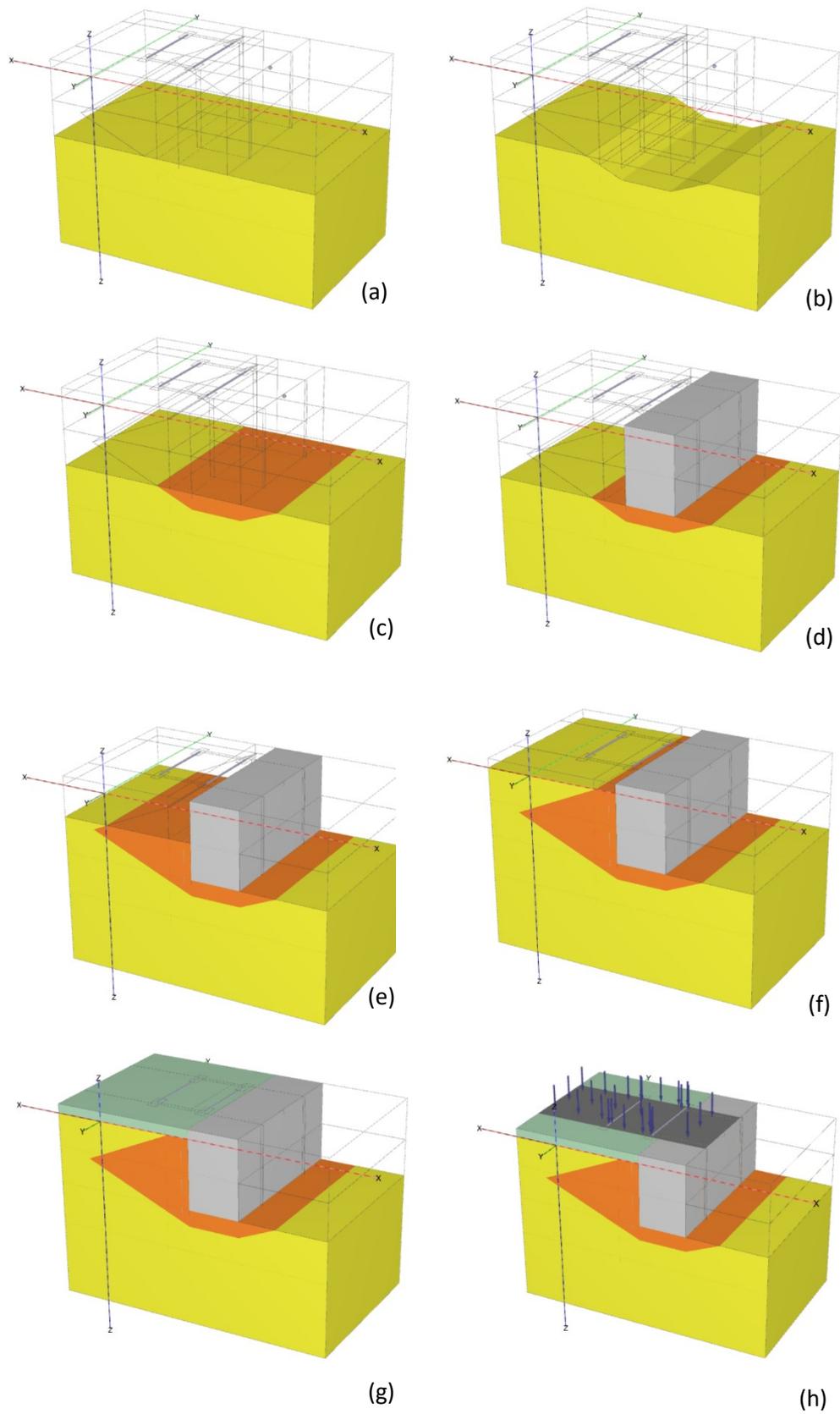


Figura 61 - Fasi costruttive

### 5.3 CASO STUDIO II: BANCHINA A MASSI SOVRAPPOSTI

L'opera oggetto di studio, fa parte del progetto di realizzazione di una nuova darsena elaborato nel 1976. Il progetto prevedeva la realizzazione di banchine a massi sovrapposti e sormontati da una cella antiriflettente. Il fondale della darsena era previsto a quota -11,00 m da l.m.m, con la possibilità di un ulteriore approfondimento a quota -13,00 m da l.m.m. Il piano finito è posizionato a quota +2,00 m da l.m.m..

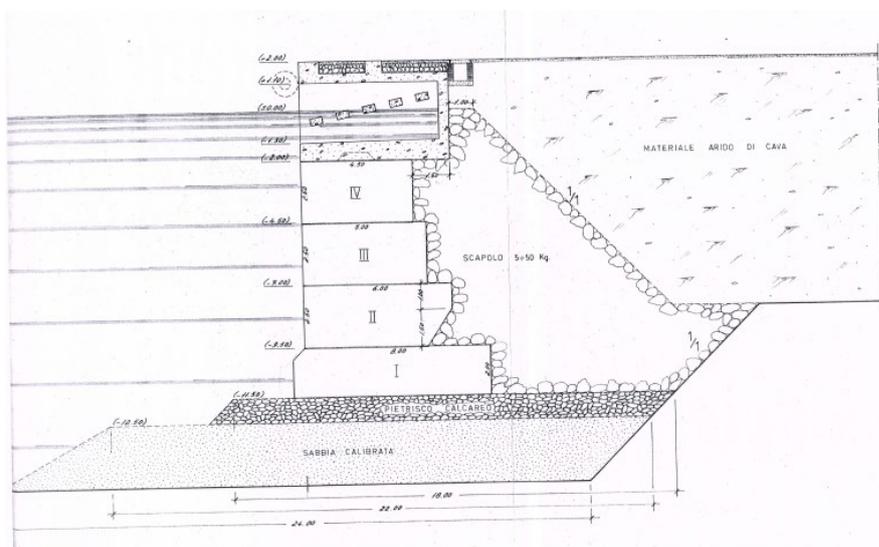


Figura 62 - Sezione trasversale

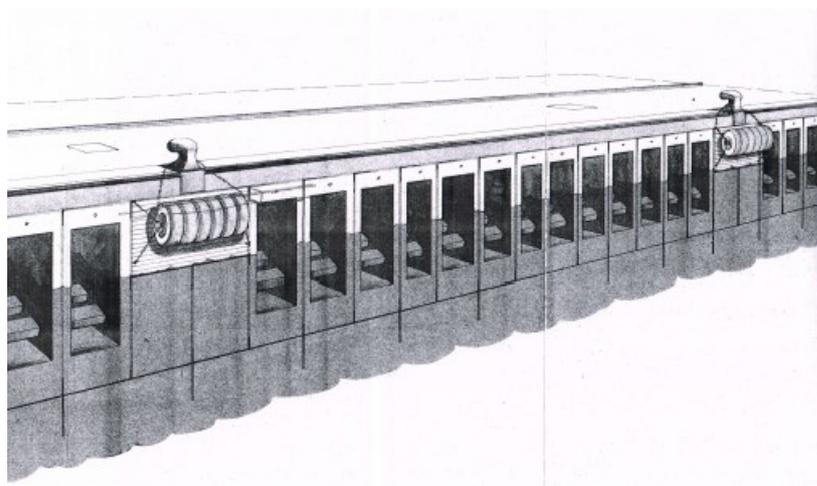


Figura 63 - Vista prospettica della banchina con celle di espansione e parabordi

Precisamente, l'opera è costituita da 4 massi sovrapposti in calcestruzzo, di larghezza 2,00 m e sezione (BxH, dal più alto) 4,50x2,50m; 5,00x2,50m; 6,00x2,50m; 8,00x2,00m.

Il primo masso è stato posizionato a quota -11,50 m da l.m.m. su uno stato di pietrisco di altezza circa 1,00 m, con al di sotto uno strato di sabbia calibrata versata nella canaletta di imbasamento posta a quota variabile da -13,00 m a -15,00 m da l.m.m.

Ogni 33 m le celle sono intervallate da blocchi di servizio in calcestruzzo per il posizionamento di bitte di ormeggio e parabordi. La cella antiriflettente è stata ancorata al masso sottostante mediante una trave in c.a..

Una volta posizionati i massi e completata la parte strutturale della banchina, è stato realizzato il terrapieno. Quest'ultimo è composto da tout-venant nella parte di rinfilanco mentre il restante, è composto da materiale di cava di tipo granulare.

Il fondale antistante la banchina, è stato oggetto di studio mediante un'indagine batimetrica, che ha confermato la posizione della base della banchina a -11.5m circa, come si può vedere nella Figura 64.

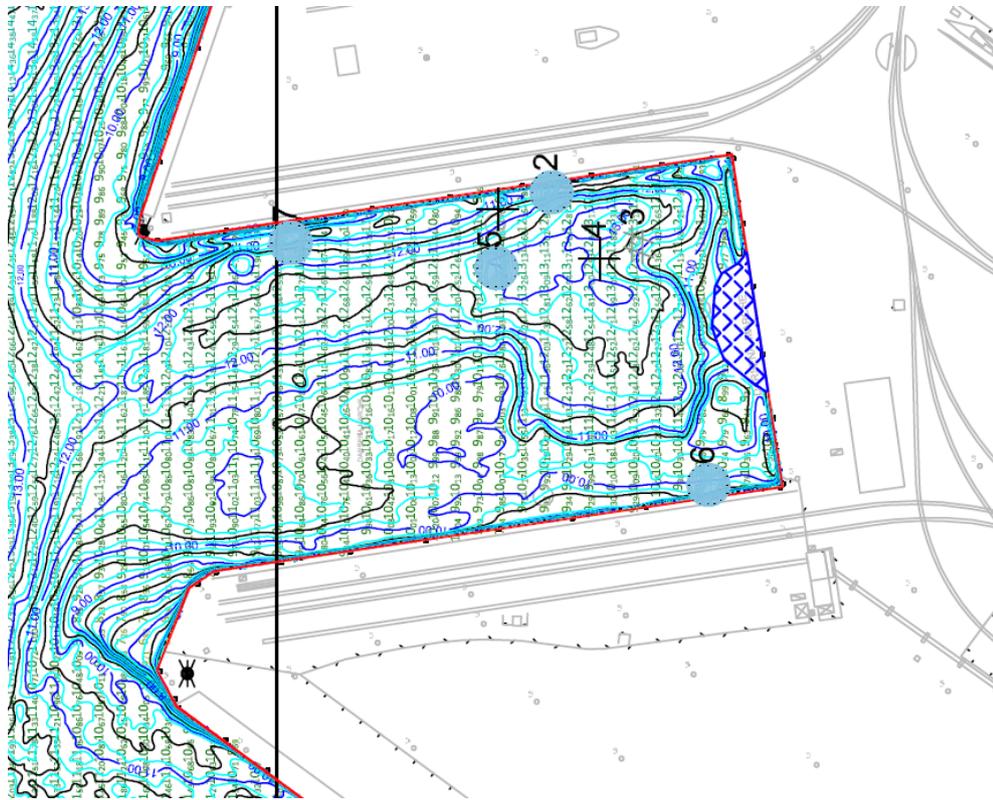


Figura 64 - Rilievo batimetrico

Per identificare lo stato di conservazione, la continuità strutturale e la presenza di eventuali danneggiamenti, alcuni anni fa sono state eseguite indagini di tipo multi-beam mediante ecoscandagli che non hanno rivelato danneggiamenti o movimenti dei singoli blocchi.

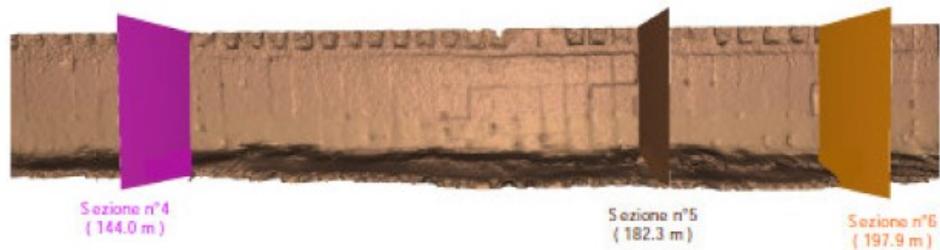


Figura 65 - Indagini multi-beam del paramento della banchina

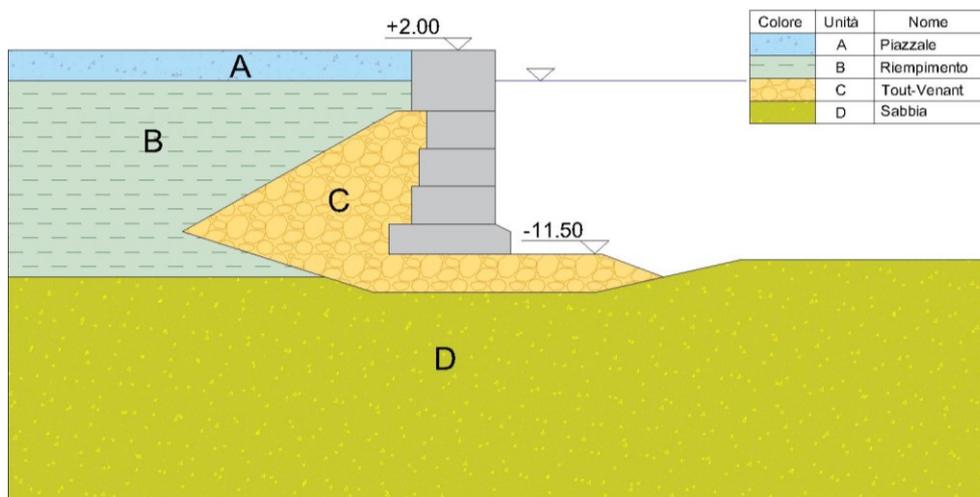


Figura 66 - Sezione trasversale della banchina a massi sovrapposti

			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	17.5	18.5	19.5
Angolo di attrito	$\phi$	[°]	35	28	41	39
Modulo di rigidezza	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	40000	40000	40000
Coef. di Poisson	$\nu$	[-]	0.40	0.38	0.20	0.35

Figura 67 - Parametri geotecnici

### 5.3.1 Creazione e discretizzazione del modello numerico

Il primo passo, nella creazione di un modello numerico agli elementi finiti, consiste nel definire l'estensione del modello, che deve essere tale da garantire la non interferenza delle condizioni di vincolo imposte ai bordi. Il modello si estende per una dimensione di 80 m in direzione trasversale alla banchina, 52 m in direzione longitudinale e con una profondità di 32 m.

Una volta definita l'estensione, si è proceduto a rappresentare la sequenza stratigrafica, come illustrato nella Figura 66. Una volta definita la stratigrafia, si è proceduto alla modellazione dei singoli blocchi. Come riportato nel manuale del software, nel caso di elementi non assimilabili a piastre o paratie, questi elementi devono essere modellati come "soil elements" a cui poi è stato assegnato un materiale a comportamento lineare elastico per simulare il comportamento del calcestruzzo armato.

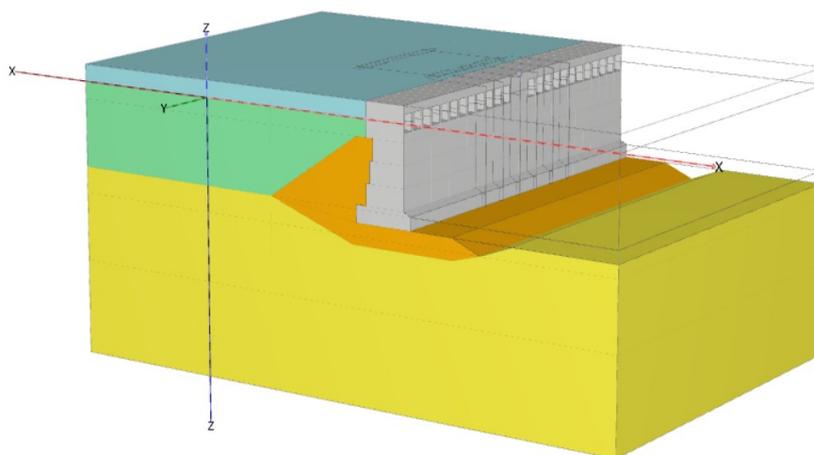


Figura 68 - Definizione stratigrafica e posizionamento delle strutture

Ogni elemento che compone la banchina è stato modellato singolarmente, mediante “soil elements”, al fine di andare a rappresentare il più fedelmente possibile la struttura reale. Le dimensioni dei blocchi sono riportate nella Figura 62.

Per tenere in considerazione le interazioni tre strutture e terreno, come fatto nel caso studio precedente, si sono inserite due tipologie di interfacce:

- Interfaccia blocco-blocco;
- Interfaccia terreno-struttura.

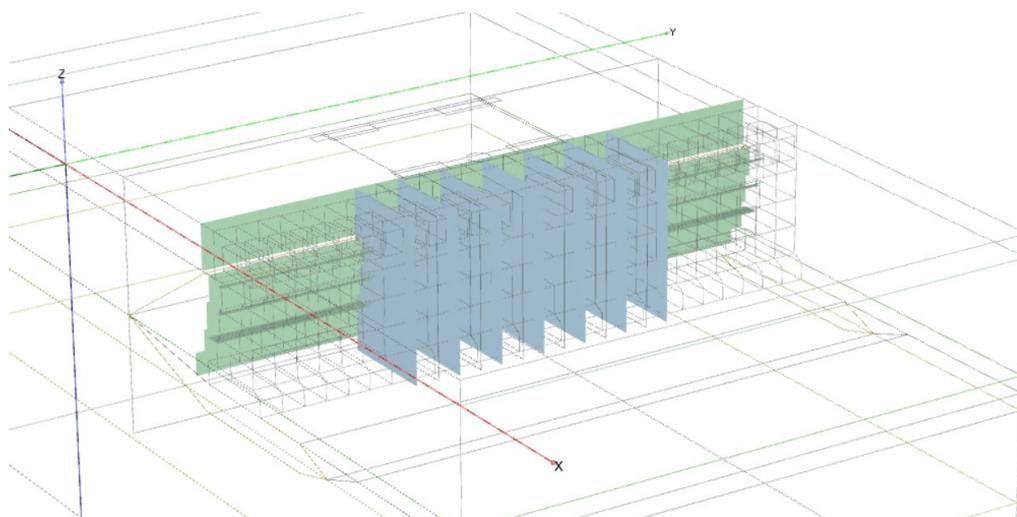


Figura 69 - Posizione delle interfacce

La scelta di andare a modellare unicamente le interfacce verticali rispetto ad una modellazione che comprenda anche la modellazione dei giunti orizzontali, è dovuta al fatto che lungo quest’ultimi le resistenze che impediscono il movimento sono di ordine superiore rispetto a quelle che possono svilupparsi lungo i piani verticali. Una seconda motivazione può essere ricercata nel fatto che strutture simili come quella oggetto di studio, presentano collegamenti verticali tra i blocchi tramite sistemi di chiodatura o di sagomatura delle superfici che impediscono i movimenti dei singoli blocchi. Sulla

base di queste motivazioni si è scelto di modellare unicamente i giunti verticali mediante le interfacce.

Per mostrare il comportamento di queste interfacce, mediante un modello elastico che verrà illustrato successivamente, si mostra come applicando un carico riconducibile a quello dovuto alla presenza di un tiro alla bitta di ormeggio le interfacce permettono di far scorrere i blocchi.

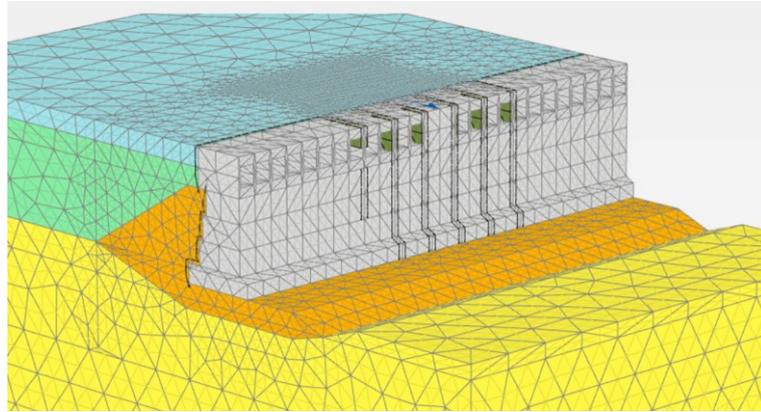


Figura 70 - Applicazione di una forza concentrata al blocco centrale

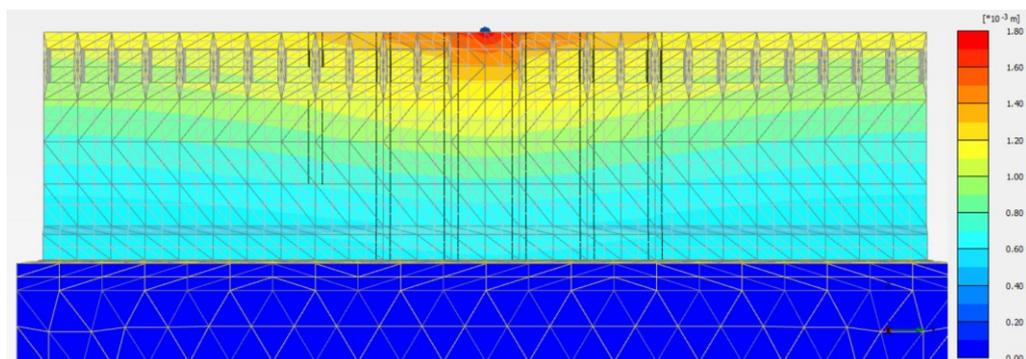
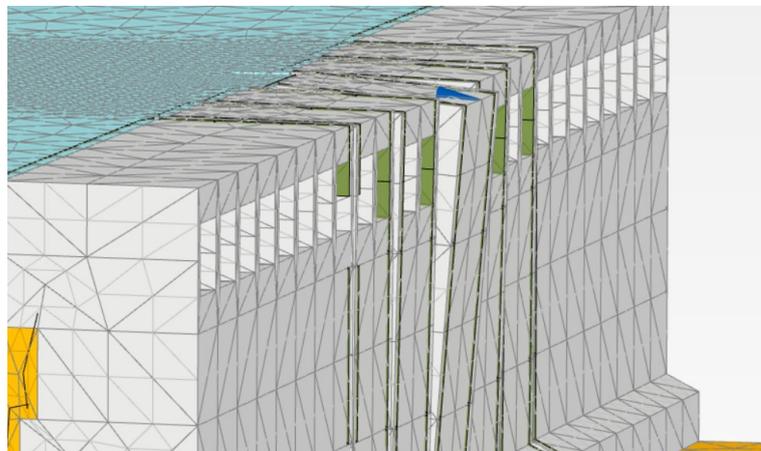


Figura 71 - Spostamento  $|u|$  dei blocchi a seguito di una forza applicata

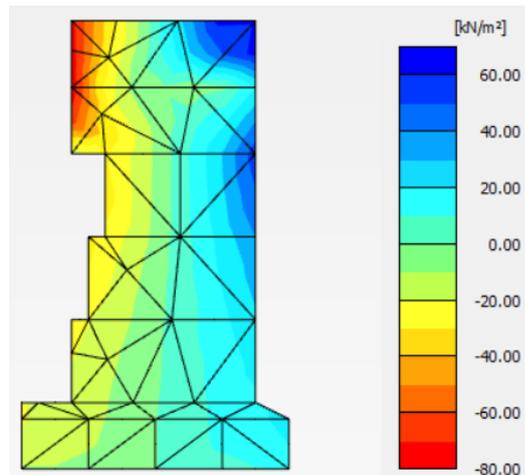


Figura 72 - Tensioni normali  $\sigma_N$  sull'interfaccia blocco-blocco

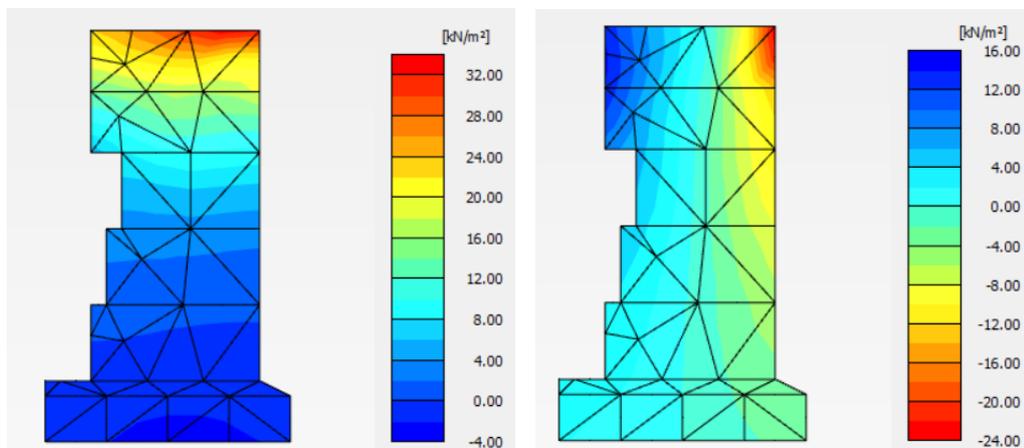
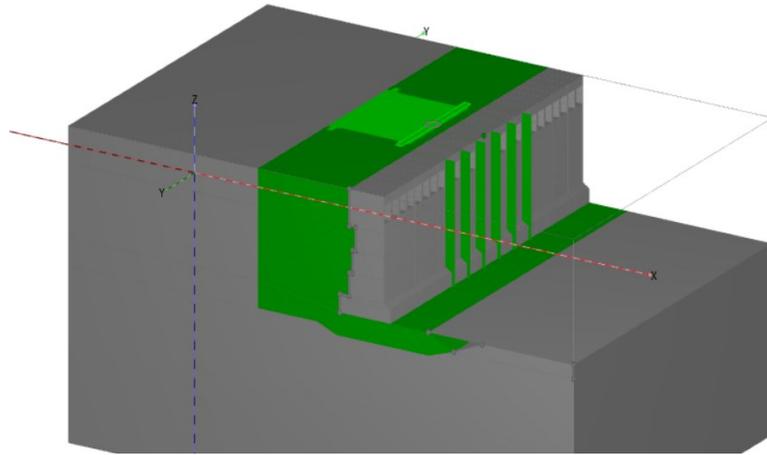


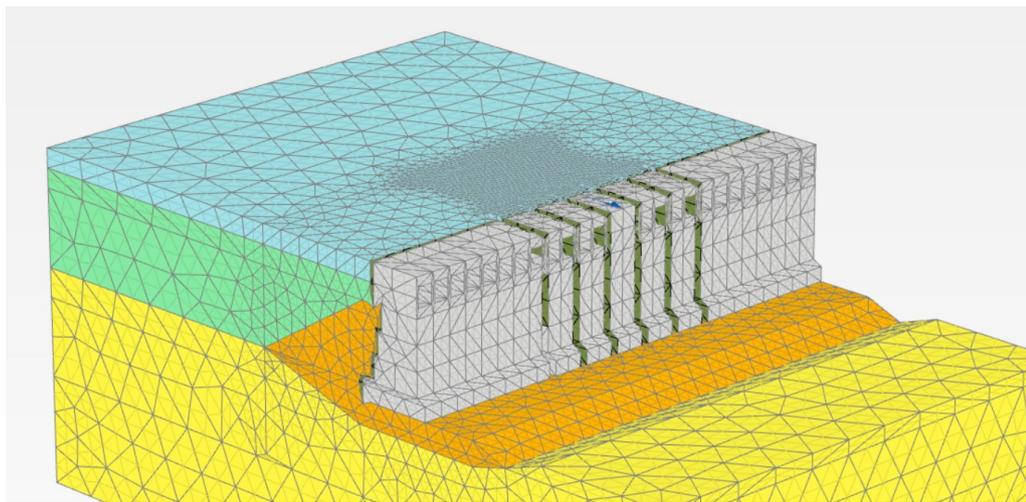
Figura 73 - Tensioni tangenziali  $\tau_1$  e  $\tau_2$  sull'interfaccia blocco-blocco

Il secondo passo, consiste nella discretizzazione del problema, ovvero nella definizione del reticolo di nodi ed elementi (mesh). Lo scopo è quello di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà (i nodi), in corrispondenza dei quali sono determinate le grandezze di interesse (spostamenti, tensioni, deformazioni); attraverso una legge di variazione spaziale tali grandezze sono determinate anche all'interno degli elementi, in modo da essere note in ogni punto del dominio. Per il problema in esame, sono stati utilizzati elementi tetragonali a 10 nodi come definito nel paragrafo 3.1.2.

Per una corretta definizione della mesh, attraverso l'interfaccia utente del software, si è andati a generare una mesh di tipo "medium". Nelle zone dove sono applicati carichi concentrati e distribuiti, nella zona immediatamente a monte della struttura, si è andati a raffinare la mesh mediante il coefficiente "coarseness factor" (Figura 74 a).



(a)



(b)

Figura 74 - Definizione della mesh (a); Risultati del processo di mesh (b)

### 5.3.2 Definizione delle condizioni al contorno

La definizione delle condizioni al contorno avviene generalmente introducendo dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello. I vincoli vanno a ridurre in numero di gradi di libertà del sistema o impongono uno stato tensionale al contorno. Nel caso in esame, si è imposto uno spostamento nullo al piano corrispondente a  $z_{min}$  e uno spostamento libero a  $z_{max}$ , mentre per le superfici verticali si è fissato lo spostamento in direzione normale al piano.

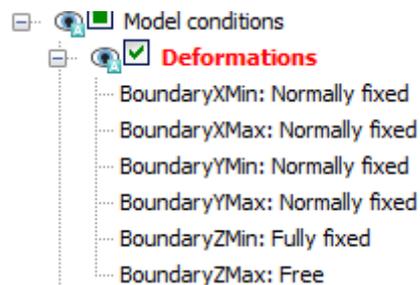


Figura 75 - Condizioni di vincolo del modello

### 5.3.3 Assegnazione delle proprietà dei materiali

Una volta definita la geometria e generata la mesh, si passa all'assegnazione delle proprietà dei materiali ad ogni elemento.

Come fatto già precedentemente, si è deciso di indagare il comportamento attraverso la definizione di due modelli mediante due leggi di comportamento diverse:

- Studio del comportamento in un modello Mohr-Coulomb;
- Studio del comportamento in un modello Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall).

I blocchi sono stati realizzati in calcestruzzo armato attraverso processi di prefabbricazione. Il materiale è stato modellato in entrambi i modelli attraverso un legame costitutivo elastico lineare, i parametri scelti sono:

Blocchi in calcestruzzo	Parametri	Valore
Peso di volume	$\gamma$	24,0 kN/m <sup>3</sup>
Modulo di rigidezza	E	15000000 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0,15

Tabella 12 - Parametri dei blocchi

Property	Unit	Value
<b>Stiffness</b>		
E	kN/m <sup>2</sup>	15.00E6
$\nu$ (nu)		0.000
<b>Alternatives</b>		
G	kN/m <sup>2</sup>	7.500E6
E <sub>oed</sub>	kN/m <sup>2</sup>	15.00E6
<b>Velocities</b>		
V <sub>s</sub>	m/s	1751
V <sub>p</sub>	m/s	2476
<b>Advanced</b>		
Set to default values <input checked="" type="checkbox"/>		
<b>Stiffness</b>		
E <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000
z <sub>ref</sub>	m	0.000
<b>Material set</b>		
Identification		Mass
Material model		Linear elastic
Drainage type		Non-porous
Colour		RGB 215, 215, 213
<b>General properties</b>		
Y <sub>unsat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	24.00
Y <sub>sat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	24.00
<b>Advanced</b>		
<b>Void ratio</b>		
Dilatancy cut-off		<input type="checkbox"/>
e <sub>init</sub>		0.5000
e <sub>min</sub>		0.000
e <sub>max</sub>		999.0
<b>Damping</b>		
Rayleigh $\alpha$		0.000
Rayleigh $\beta$		0.000

Tabella 13 - Parametri dei blocchi - Plaxis 3D

Per lo studio del modello Mohr-Coulomb, come visto nel paragrafo 4.2, i parametri necessari per lo studio sono 4, il modulo elastico, il coefficiente di Poisson, l'angolo di attrito e il peso di volume.

I terreni, sulla base delle informazioni geotecniche ricavate, sono stati così modellati:

Caratteristiche geotecniche del modello Mohr-Coulomb						
			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	17,5	18,5	19,5
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	35	28	41	39
Modulo di rigidità	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	40000	40000	40000
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,4	0,38	0,20	0,35

Tabella 14 - Caratteristiche geotecniche del modello Mohr-Coulomb

Le interfacce, che vanno a simulare l'iterazione terreno-struttura e struttura-struttura sono state così modellate:

Proprietà delle interfacce					
			Terreno-struttura	Struttura-Struttura	
Modulo elastico	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000	1000	
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,3	0	
Angolo di attrito	$\varphi$	[°]	30	22	

Tabella 15 - Proprietà delle interfacce nel modello Mohr-Coulomb

La pavimentazione, composta da stati legati e non, è stata modellata attraverso un legame costitutivo di tipo lineare elastico, secondo i seguenti parametri:

Caratteristiche della pavimentazione			
			Pavimentazione
Modulo elastico	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	2100000
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0,4

Tabella 16 - Proprietà della pavimentazione

Per lo studio del modello “**Hardening Soil with small-strain stiffness**”, come riportato nel paragrafo 4.3, i parametri necessari sono riportati nella Tabella 17.

Caratteristiche geotecniche del modello Hardening Soil with small-strain stiffness						
			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D
Peso di volume	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,0	19,5	18,5	19,5
Angolo di attrito	$\phi$	[°]	35	39	41	39
Modulo di rigidezza secante	$E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000	30000	40000	40000
Modulo di rigidezza tangente	$E_{eod}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000	30000	40000	40000
Modulo di rigidezza "unloading-reloading"	$E_u^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	90000	90000	120000	120000
Rigidezza a taglio a piccole deformazioni	$G_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	76000	60000	75000	100000
Deformazione a taglio di riferimento	$\gamma_{0,7}$	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

Tabella 17 - Caratteristiche geotecniche del modello HSsmall

### 5.3.4 Assegnazione dello stato tensionale

Lo stato tensionale iniziale, come già illustrato precedentemente al paragrafo 5.2.4, è una parte della modellazione molto importante. La procedura utilizzata è stata quella definita come "Gravity loading".

Per verificare che le ipotesi corrispondano al modello di calcolo è stato eseguito un calcolo manuale delle tensioni iniziali, di seguito sono riportati i risultati.

Z (L.m)	Riferimen to	P. di Volume	$n_i$	$\phi'$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$
[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[grad]	[rad]	[grad]	[rad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
2.0	0.0	19.0	0.4	35.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.426	0.0	0.0	0.271	0.0	0.0
1.0	-1.0	19.0	0.4	35.0	0.6	0.0	0.0	-19.0	0.0	-19.0	0.426	-8.1	-8.1	0.271	-5.1	-5.1
0.0	-2.0	19.0	0.4	35.0	0.6	0.0	0.0	-38.0	0.0	-38.0	0.426	-16.2	-16.2	0.271	-10.3	-10.3
0.0	-2.0	18.0	0.4	28.0	0.5	0.0	0.0	-38.0	0.0	-38.0	0.531	-20.2	-20.2	0.361	-13.7	-13.7
-10.0	-12.0	18.0	0.4	28.0	0.5	0.0	0.0	-218.0	-102.6	-115.4	0.531	-61.2	-163.8	0.361	-41.7	-144.3
-10.0	-12.0	19.5	0.4	41.0	0.7	0.0	0.0	-218.0	-102.6	-115.4	0.344	-39.7	-142.3	0.208	-24.0	-126.6
-25.0	-27.0	19.5	0.4	41.0	0.7	0.0	0.0	-510.5	-256.5	-254.0	0.344	-87.4	-343.9	0.208	-52.8	-309.3

Tabella 18 - Calcolo manuale delle tensioni verticale e manuale

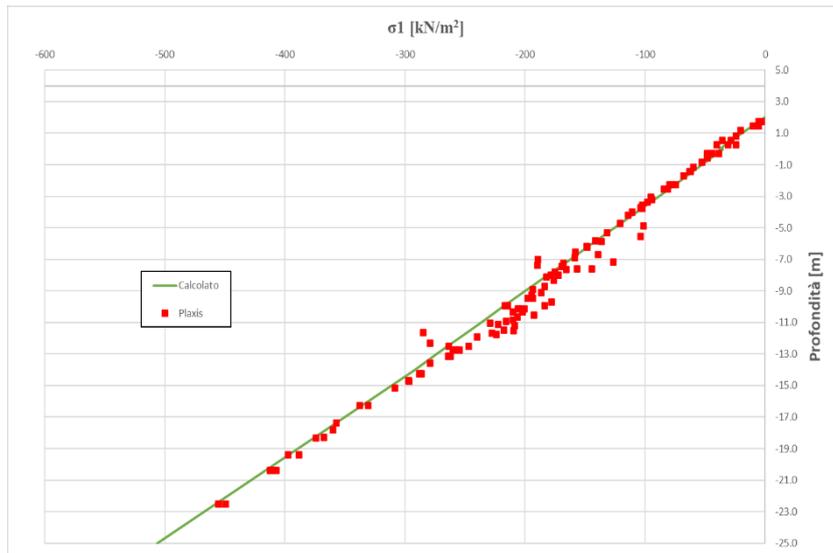


Figura 76 - Confronto tensioni verticali da calcolo e da modello

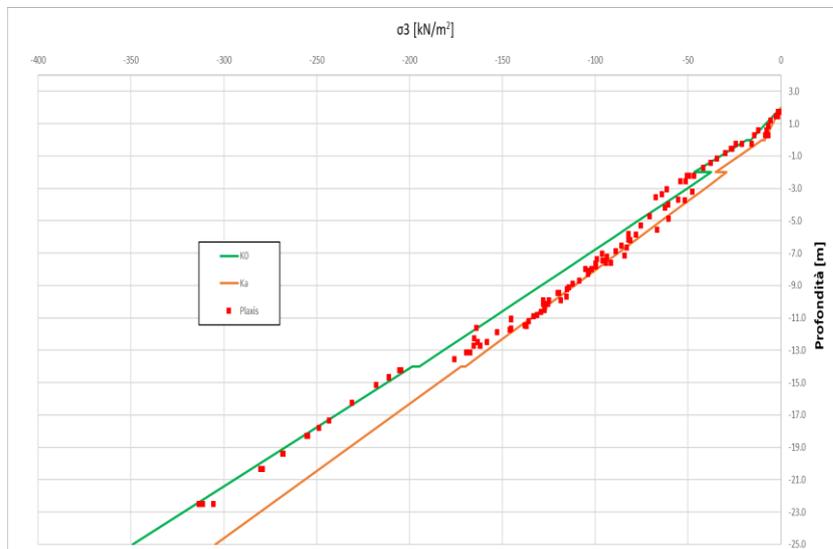


Figura 77 - Confronto tensioni orizzontali da calcolo e da modello

Si può notare come vi è una perfetta corrispondenza tra le ipotesi e il modello numerico.

### 5.3.5 Definizione delle fasi di calcolo

L'ultimo passo della modellazione numerica, che precede il calcolo e l'analisi dei risultati, consiste nella definizione delle fasi di calcolo, attraverso le quali si riproducono le fasi costruttive dell'opera oggetto di studio. La scelta delle fasi deve riprodurre in modo più accurato possibile le vere operazioni al fine di simulare le sollecitazioni e spostamenti agenti sulla banchina.

Per fare ciò il software permette di andare a simulare ogni fase attraverso un'interfaccia grafica.

Di seguito si riporta un elenco dettagliato delle fasi costruttive:

- 1- Condizione geostatica. Per questa fase è stata adottata la procedura "gravity loading" con lo scopo di creare le condizioni di iniziali. Questa fase non comporta alcun quadro deformativo (Figura 78 a);
- 2- Scavo della canaletta. In questa fase si è asportato il terreno per creare il nuovo terreno di fondazione (Figura 78 b);
- 3- Riempimento della canaletta. Viene deposto il nuovo terreno nella canaletta al fine di creare un piano di fondazione adeguato alle caratteristiche della banchina (Figura 78 c);
- 4- Posizionamento dei blocchi (Figura 78 d);
- 5- Posizionamento del rinfianco in tout-venant (Figura 78 e);
- 6- Riempimento del retro-banchina in colmata (Figura 78 f);
- 7- Deposizione del terreno per la creazione del piazzale (Figura 78 g);
- 8- Posizionamento dei carichi per simulare la presenza di una gru (Figura 78 h).

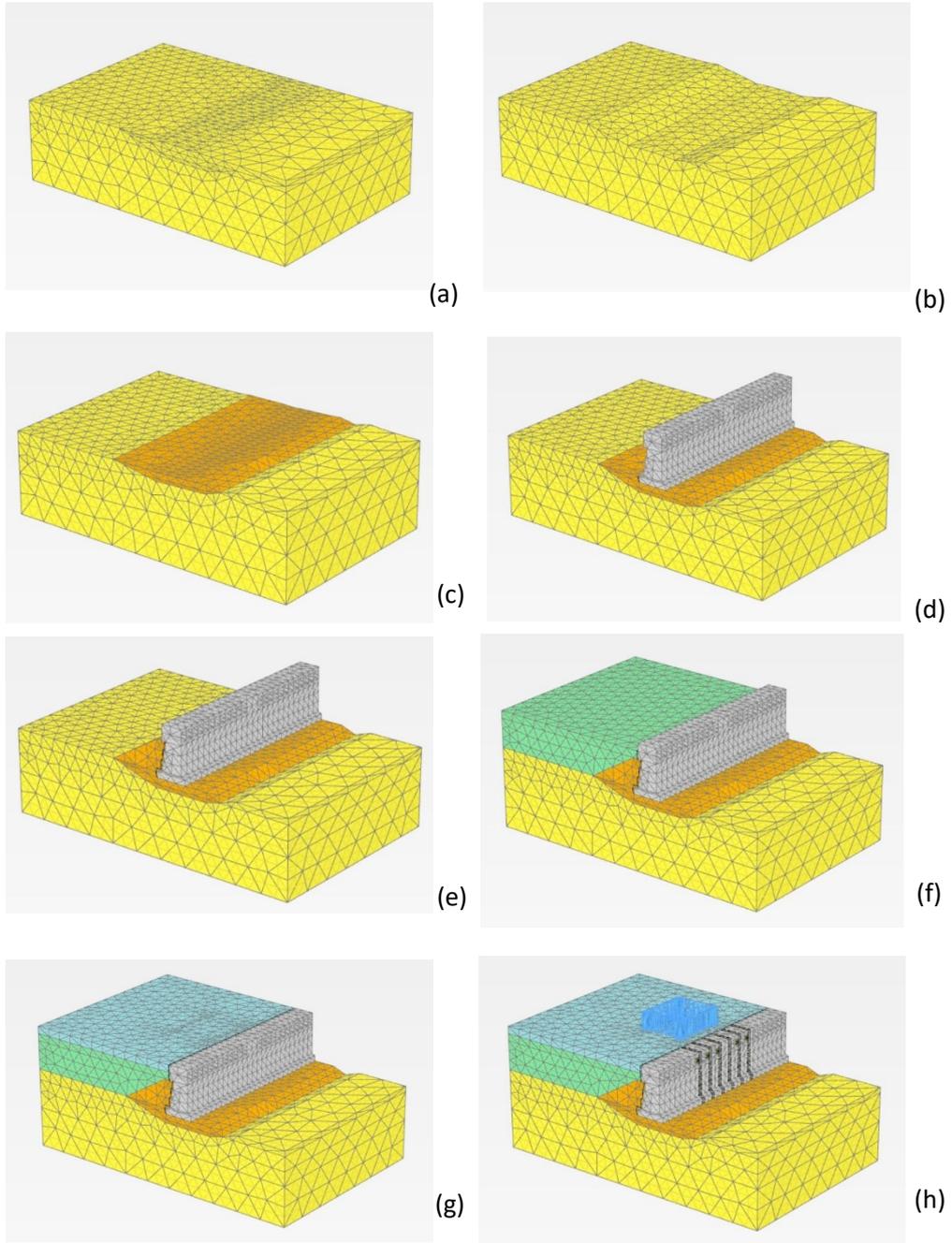


Figura 78 - Fasi costruttive

## 6 ANALISI DEI RISULTATI

In questo capitolo verranno presentati i risultati ottenuti da una modellazione FEM 3D svolta su due tipologie di banchine, una a cassoni e una a massi sovrapposti. Le analisi svolte hanno riguardato lo studio delle strutture sottoposte a carichi concentrati sui piazzali, con forma ed intensità variabile. I risultati delle analisi numeriche sono stati confrontati prima con valori ricavati da soluzioni teoriche di letteratura, poi con i risultati dell'applicazione di un carico distribuito in banchina, che è la situazione progettuale tipica di queste opere ed infine è stata valutata la sicurezza rispetto alla rotazione della struttura ed al collasso.

### 6.1 ANALISI DEI RISULTATI DEL CASO STUDIO I: BANCHINA A CASSONI

#### 6.1.1 Confronto tensioni indotte ricavate da modelli numerici con soluzioni elastiche

In questo paragrafo, si è proceduto a confrontare i risultati ottenuti utilizzando alcune soluzioni elastiche presenti in letteratura con quelli ricavati dalle analisi numeriche condotte nell'ambito del presente lavoro di tesi. In particolare, per il primo caso studio analizzato, che si riferisce ad una banchina a cassoni, verranno presentati i risultati dei modelli MC e HSsmall.

La prima condizione di carico analizzata è stata quella di un carico nastriforme posizionato a monte della banchina ad una distanza di 1,0 m.

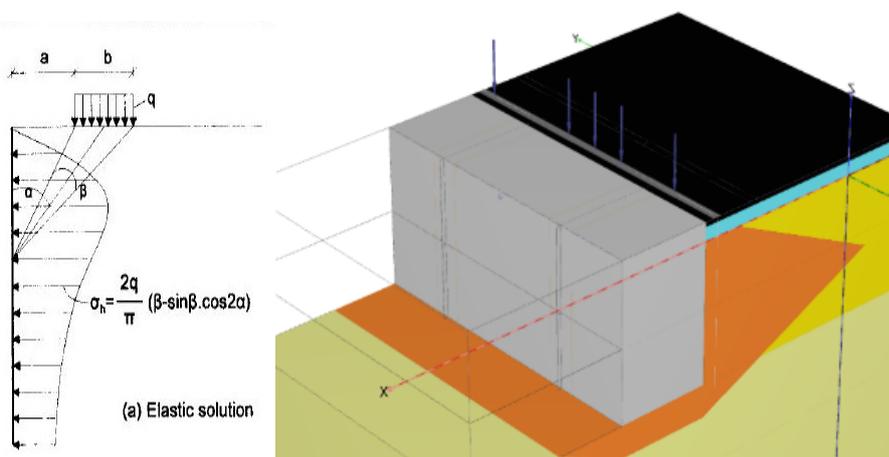


Figura 79 - Schema di carico

Per studiare il comportamento della struttura, si è scelto di applicare una serie di carichi di valore crescente (50, 100, 200, 400 kPa) e di confrontare i risultati ottenuti con i valori di incremento di tensione ricavabili attraverso la soluzione elastica di Boussinesq per carico nastriforme (Figura 80 a, b).

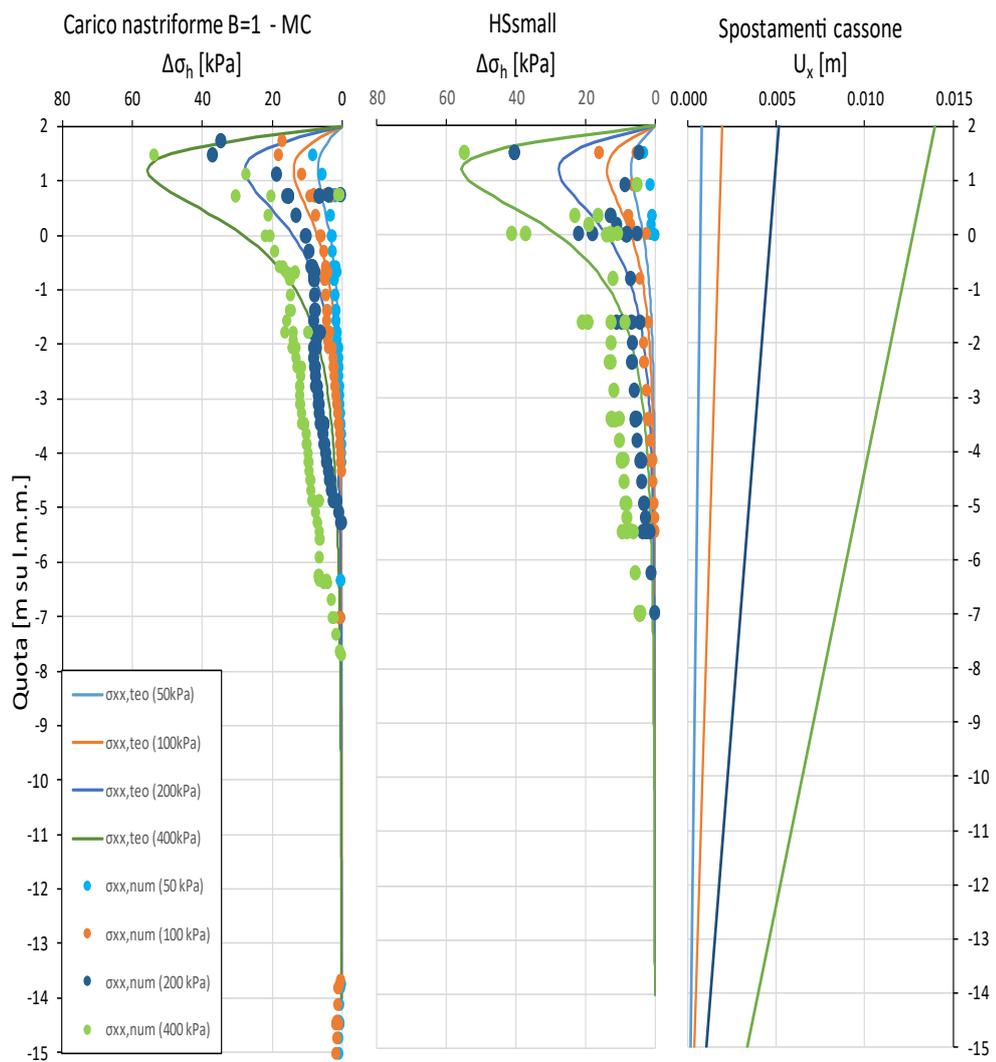


Figura 80 - Confronto tra soluzione numerica e soluzione elastica:  
 (a) modello MC; (b) modello HSsmall; (c) spostamenti del cassone.

La seconda analisi eseguita riguarda l'applicazione di un carico crescente (50, 100, 200, 400 kPa), su una striscia di dimensione 1,0x11,55m (BxL) (Figura 81).

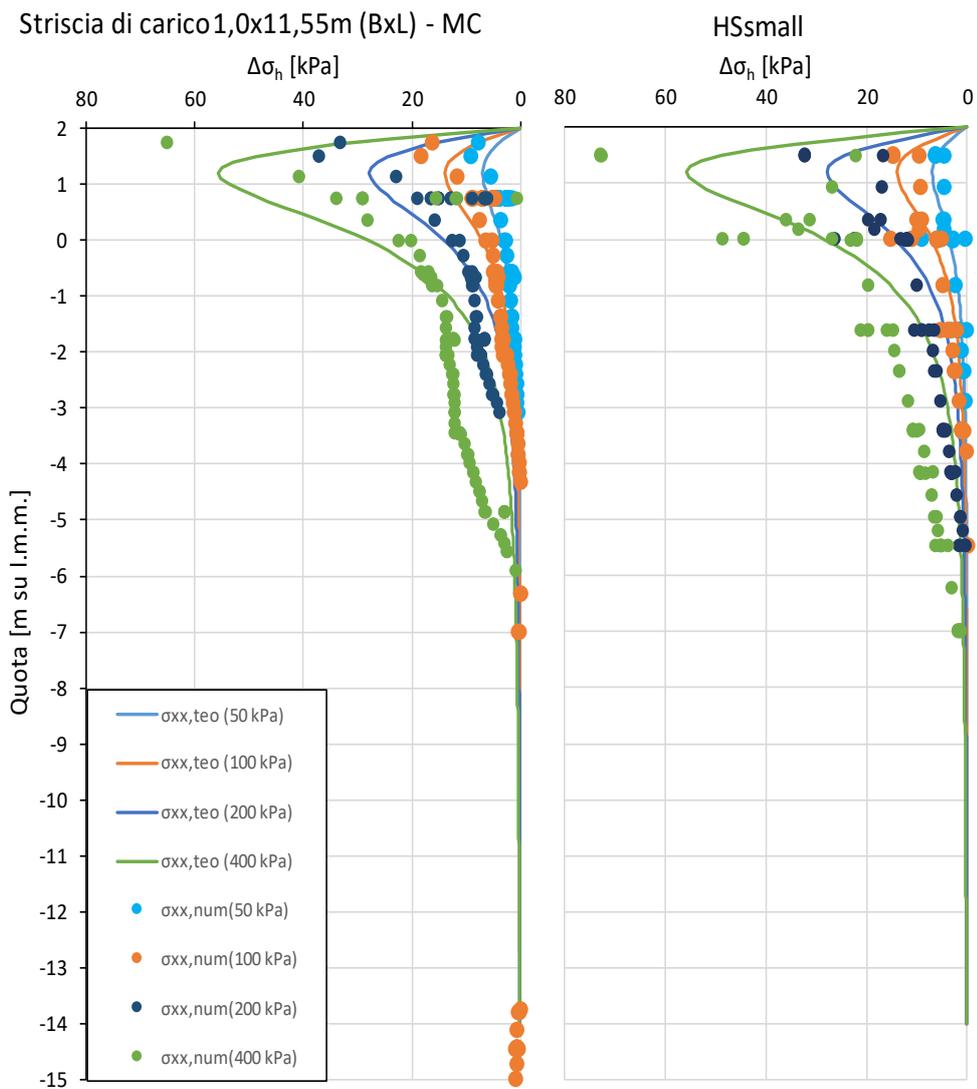
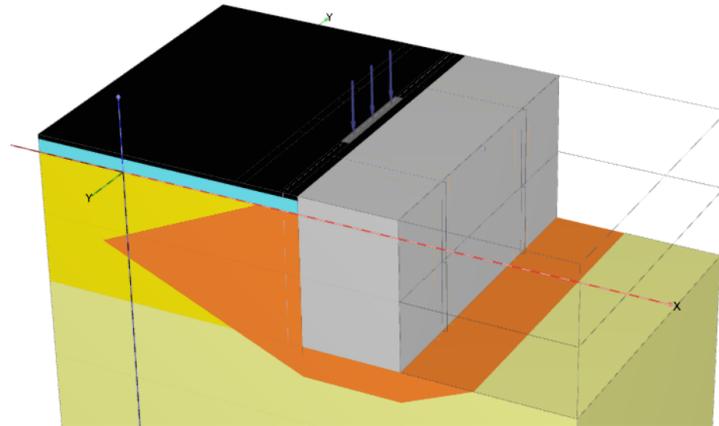


Figura 81 - Striscia di carico 1,0x11,55m (BxL)

La terza analisi eseguita riguarda l'applicazione di un carico crescente (50, 100, 200, 400 kPa), su un'area di dimensione 1,0x4,5 m (BxL) (Figura 82), rappresentativa dell'impronta di uno stabilizzatore della gru semovente in condizione operative.

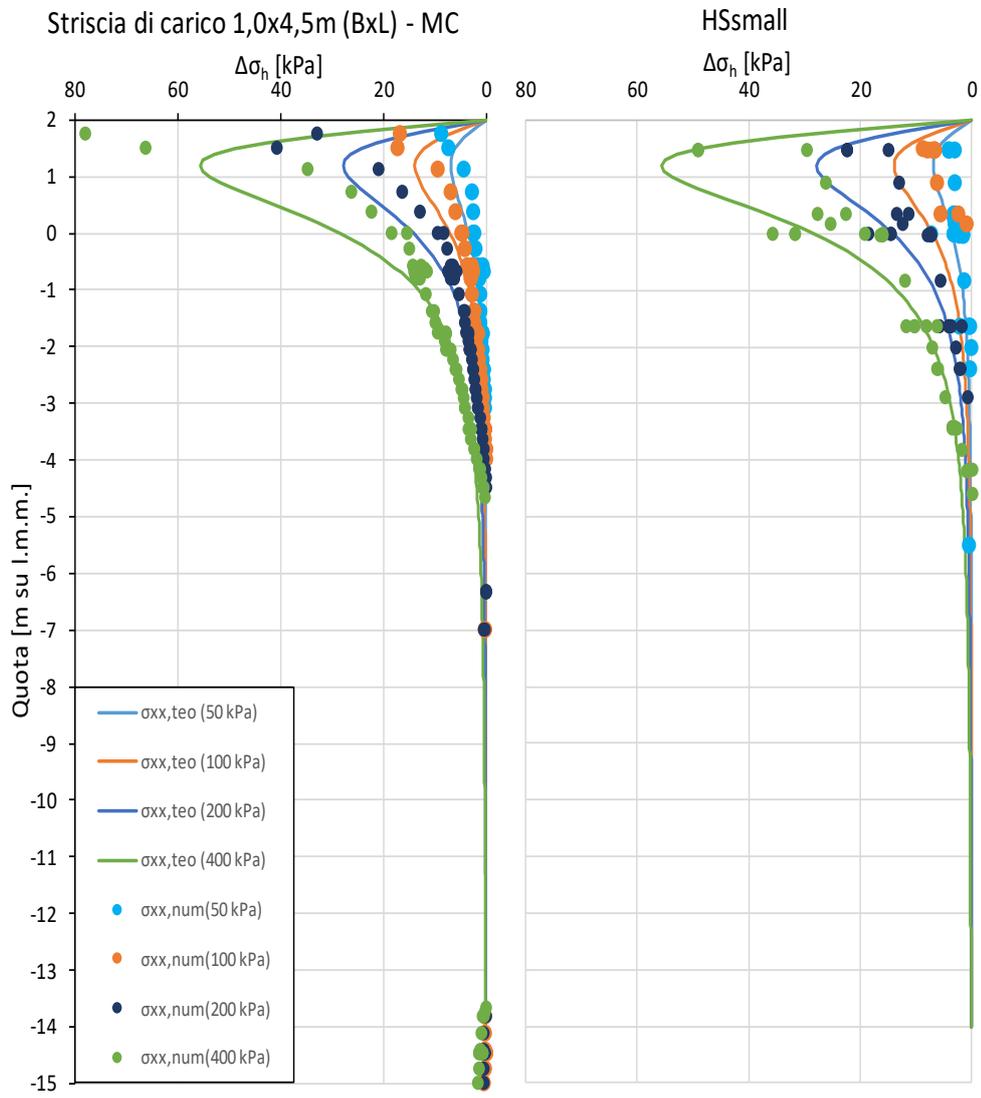
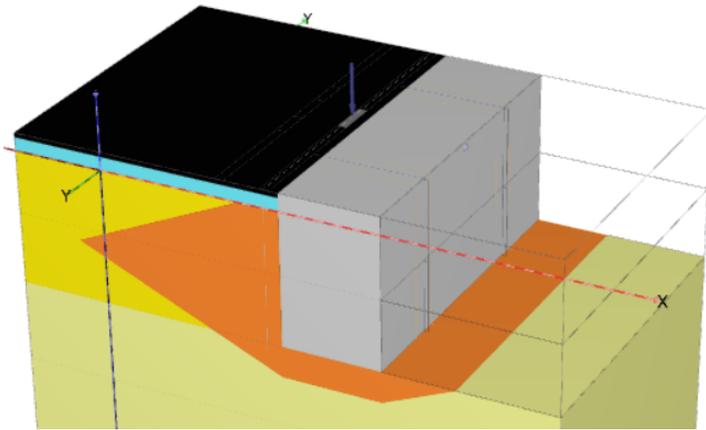
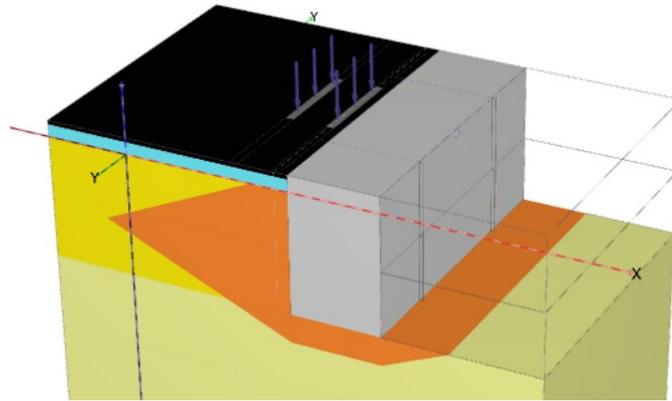


Figura 82 - Striscia di carico 1,0x4,5 (BxL)

La quarta analisi effettuata riguarda l'applicazione di un carico crescente (50, 100, 200, 400 kPa), su due strisce di carico gemelle di dimensione 1,0x11,55m (BxL) distanziate di 3 m (Figura 83), rappresentative dell'impronta della gru in traslazione.



Doppia striscia di carico 1,0x11,55m (BxL)

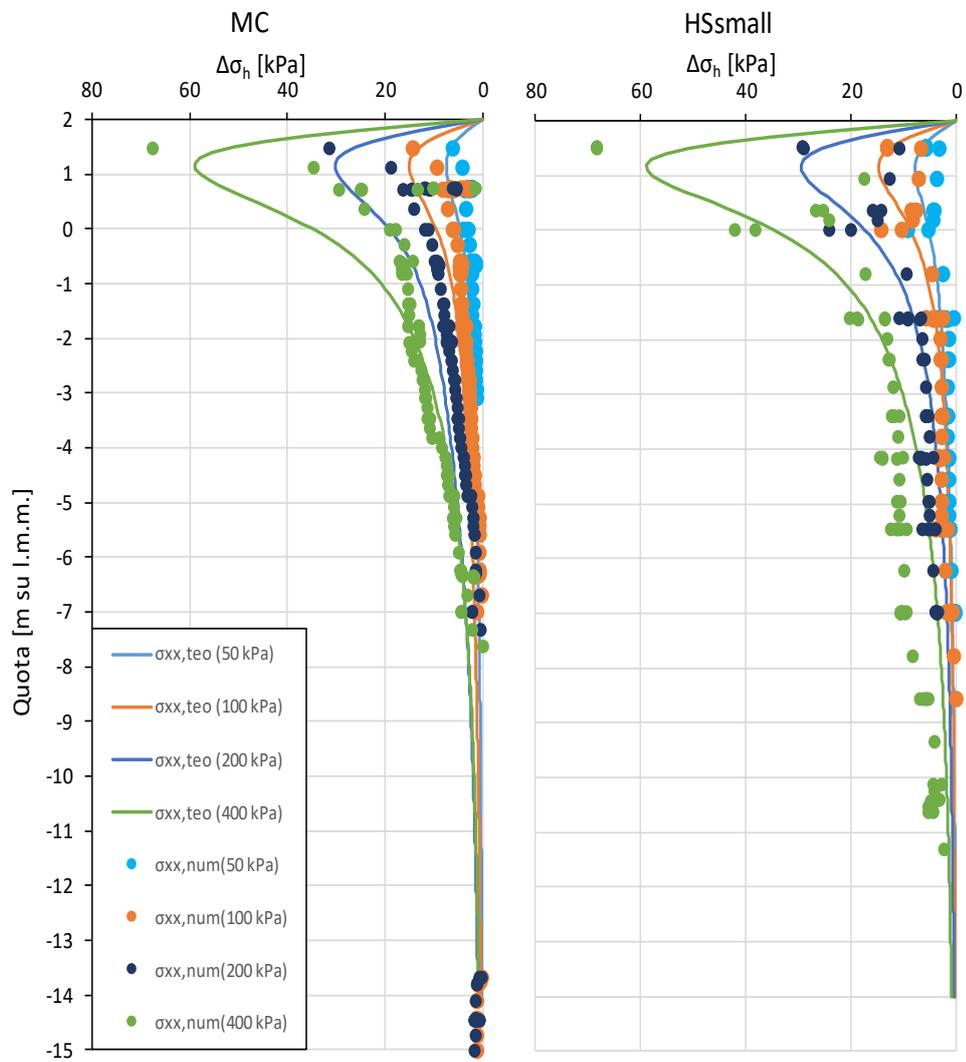


Figura 83 - Doppia striscia di carico 1,0x11,55m

La quinta analisi effettuata riguarda l'applicazione di un carico crescente (50, 100, 200, 400 kPa), su due aree uguali di dimensione 1,0x4,5m (BxL) (Figura 84), rappresentative dell'impronta di due stabilizzatori della gru semovente in condizioni operative.

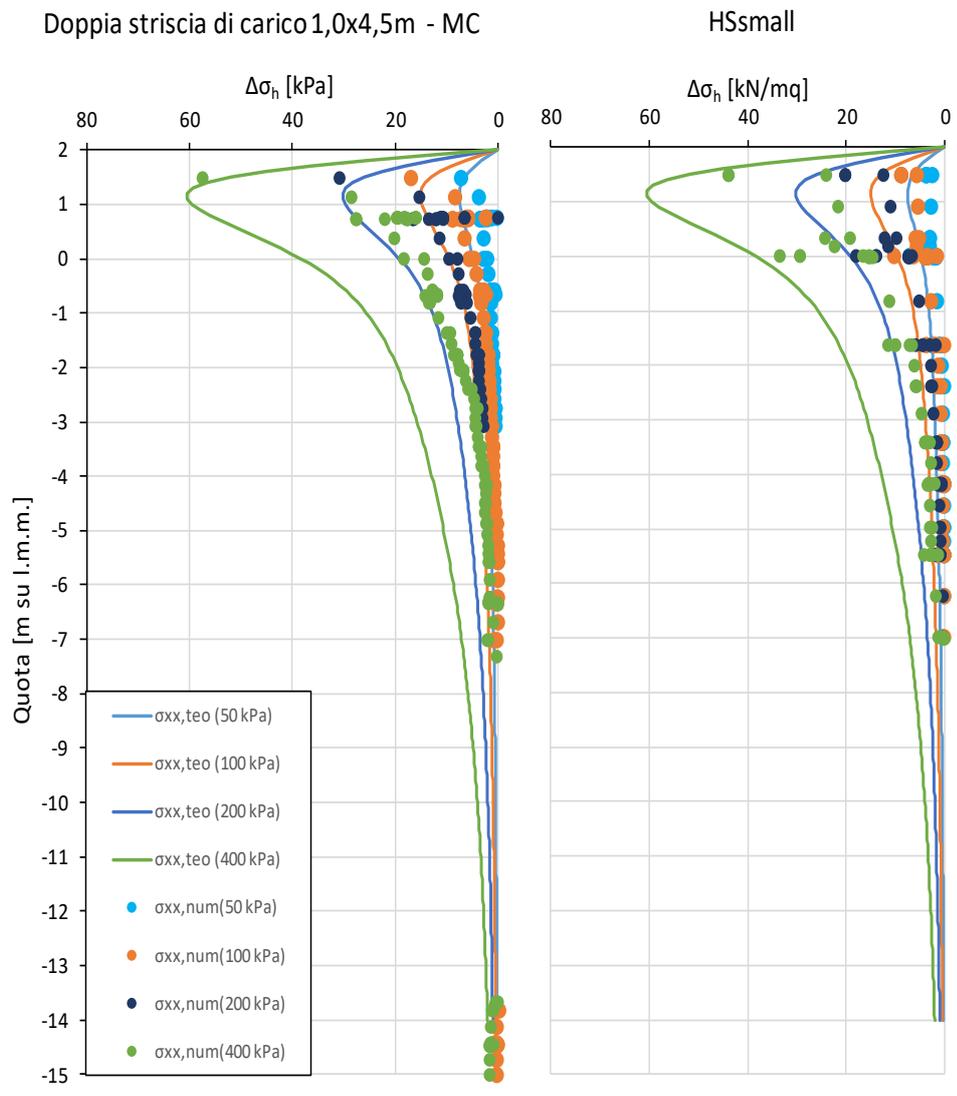
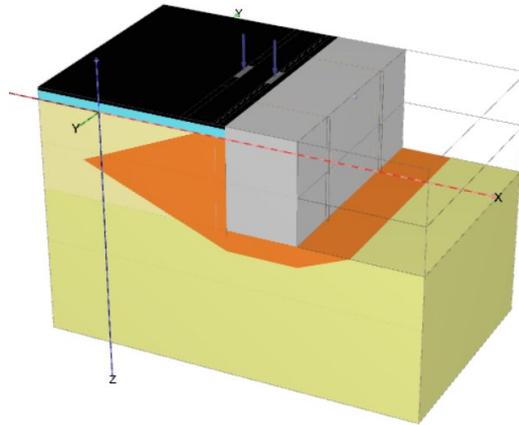


Figura 84 - Doppia striscia di carico 1,0x4,5m

Analizzando i risultati delle analisi numeriche possiamo notare un generale buon accordo dei risultati di tutti i modelli numerici considerati con le soluzioni elastiche, tanto migliore quanto più il carico applicato si avvicina alla condizione di carico nastriforme. Per questo motivo la situazione di carico costituita da un doppio carico di dimensioni 2,0x4,5m, che più si discosta da quella di carico singolo nastriforme, fornisce risultati significativamente diversi dalla soluzione elastica adottata.

Relativamente al modello di terreno, pur non osservando una significativa dipendenza dal modello adottato, appare comunque preferibile far riferimento al più realistico legame costitutivo HS small.

### 6.1.2 Valutazione dell'effetto di carichi derivanti la presenza di una gru semovente

Per valutare e confrontare l'effetto del carico di natura variabile fornito da una gru semovente che opera a tergo di una banchina a cassoni, si è predisposto un modello numerico con tre diverse configurazioni del carico applicato (paragrafo 2.3).

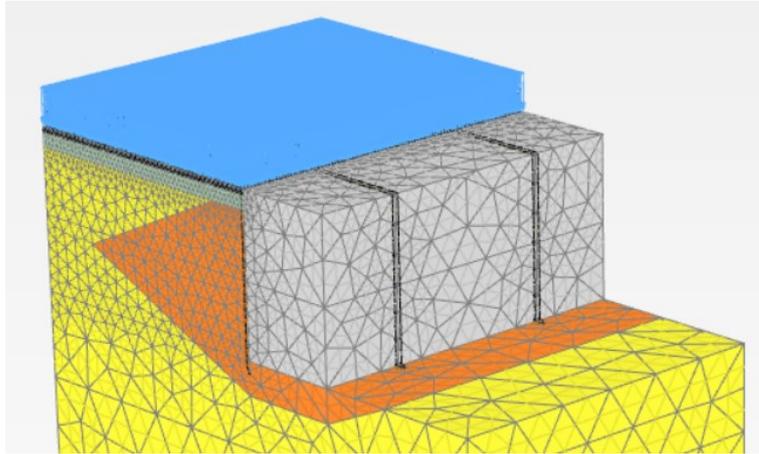
Le tre configurazioni di carico rappresentano le condizioni più sfavorevoli relative all'utilizzo di una gru semovente in traslazione e in posizione operativa sui piazzali di banchina.

Le tensioni indotte dalle tre configurazioni di carico generate dalla gru semovente sono state poi confrontate con un carico uniformemente distribuito su tutta l'area pavimentata a tergo della banchina. La scelta di questa configurazione di carico come termine di paragone è dovuta al fatto che le attuali normative tecniche italiane ed europee definiscono come tipico parametro di progetto il sovraccarico uniforme, dove l'intensità di tale carico dipende dalla tipologia di opera da realizzare.

Il calcolo del contributo del sovraccarico uniformemente distribuito sulle tensioni orizzontali è abitualmente determinato attraverso il prodotto tra il carico "q" e il coefficiente di spinta ( $q \times K$ ). Il coefficiente può assumere tre valori tipici in funzione della tipologia di spostamento relativo che si determina tra muro e terreno (paragrafo 2.2). Nel caso oggetto di studio, il muro di banchina si muove orizzontalmente determinando la decompressione del terreno a tergo e quindi uno stato limite attivo nel terrapieno sostenuto dall'opera. L'incremento di pressione orizzontale in condizioni limite attive, dovuto a un carico verticale uniformemente distribuito sui piazzali può quindi essere valutato come:

$$\Delta\sigma_h = q K_a$$

Andando a considerare una serie di valori del carico uniformemente distribuito (10, 20, 30, 40, 50 kPa) e confrontando i risultati previsti dalla formulazione teorica con quelli della modellazione numerica otteniamo il grafico di Figura 85.



Incremento di spinta dovuto ad un carico distribuito

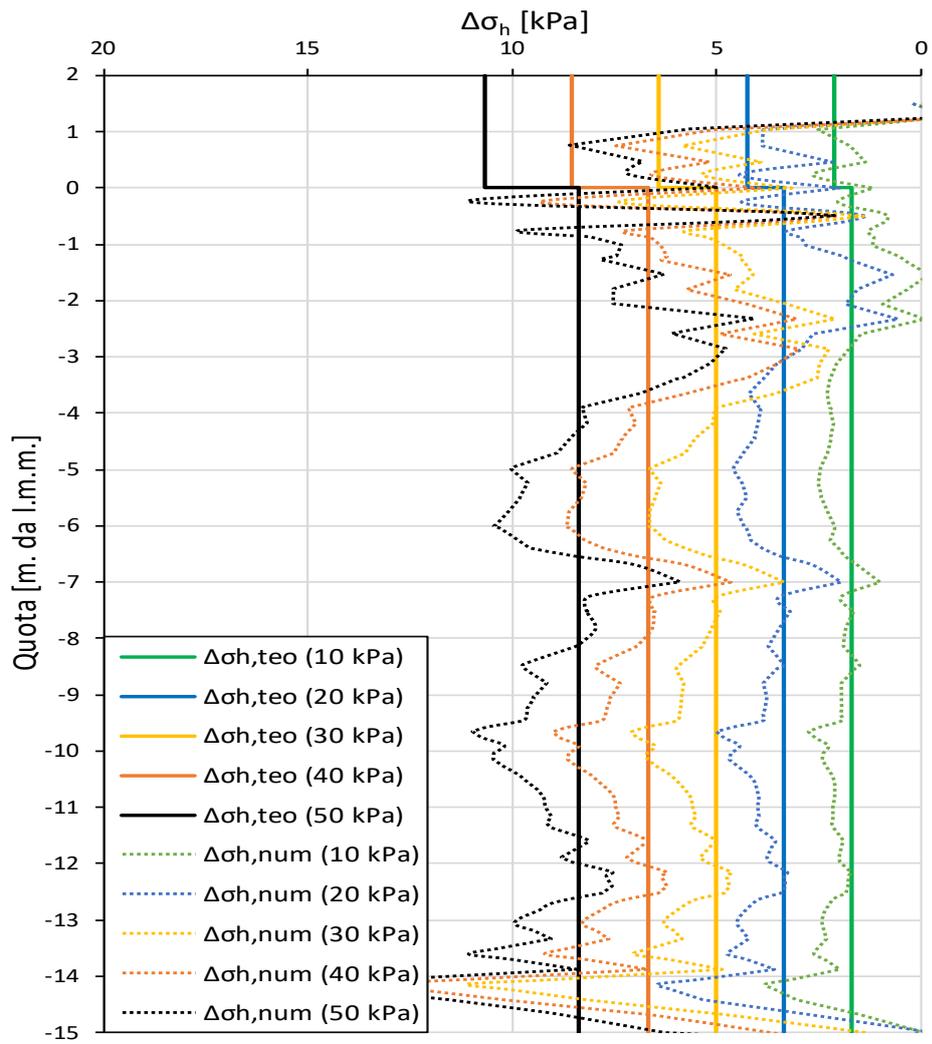


Figura 85 - Incremento di pressione orizzontale a tergo della banchina dovuto ad un carico uniformemente distribuito

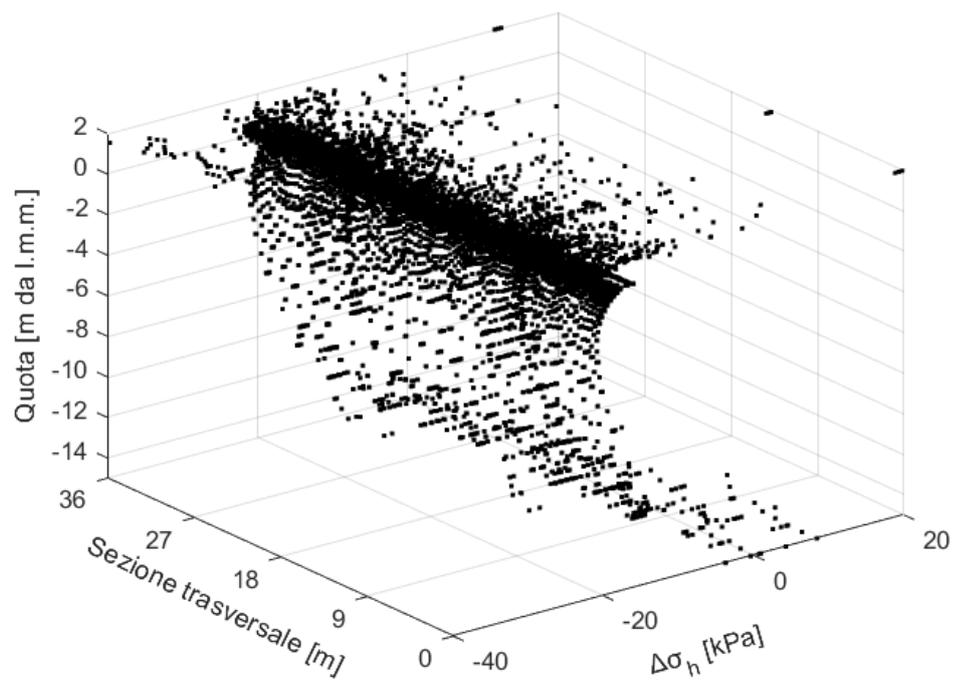
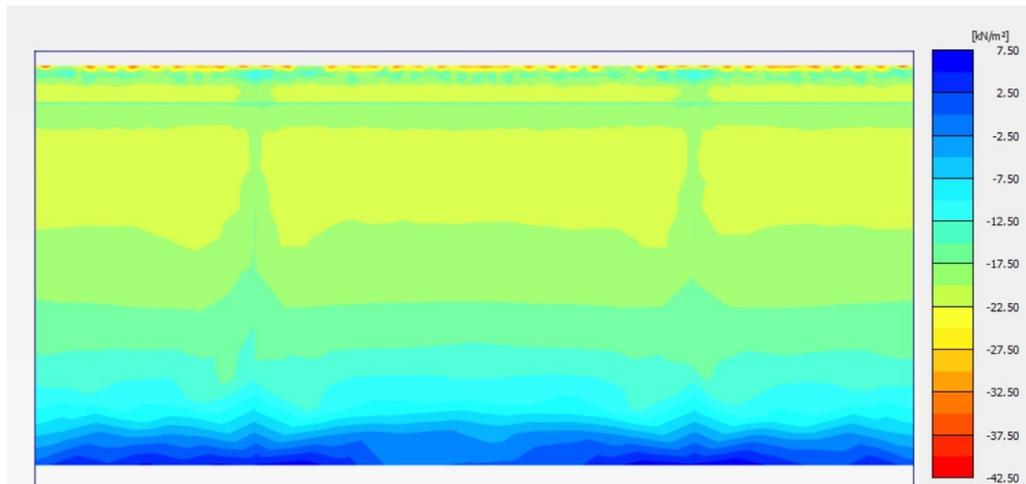


Figura 86 - Incremento di tensione orizzontale in un modello elastico - Carico uniformemente distribuito (50 [kPa])

Nelle figure seguenti, verranno riportati i risultati ottenuti dal confronto in termini di incremento di tensione orizzontale tra i carichi indotti dalla presenza di una gru e un carico crescente uniformemente distribuito (10 kPa, 20 kPa, 30 kPa, 40 kPa, 50 kPa). In tutte le elaborazioni eseguite, la sezione di valutazione delle pressioni è quella mediana del cassone centrale.

- Condizione di carico: gru in condizione di **traslazione**

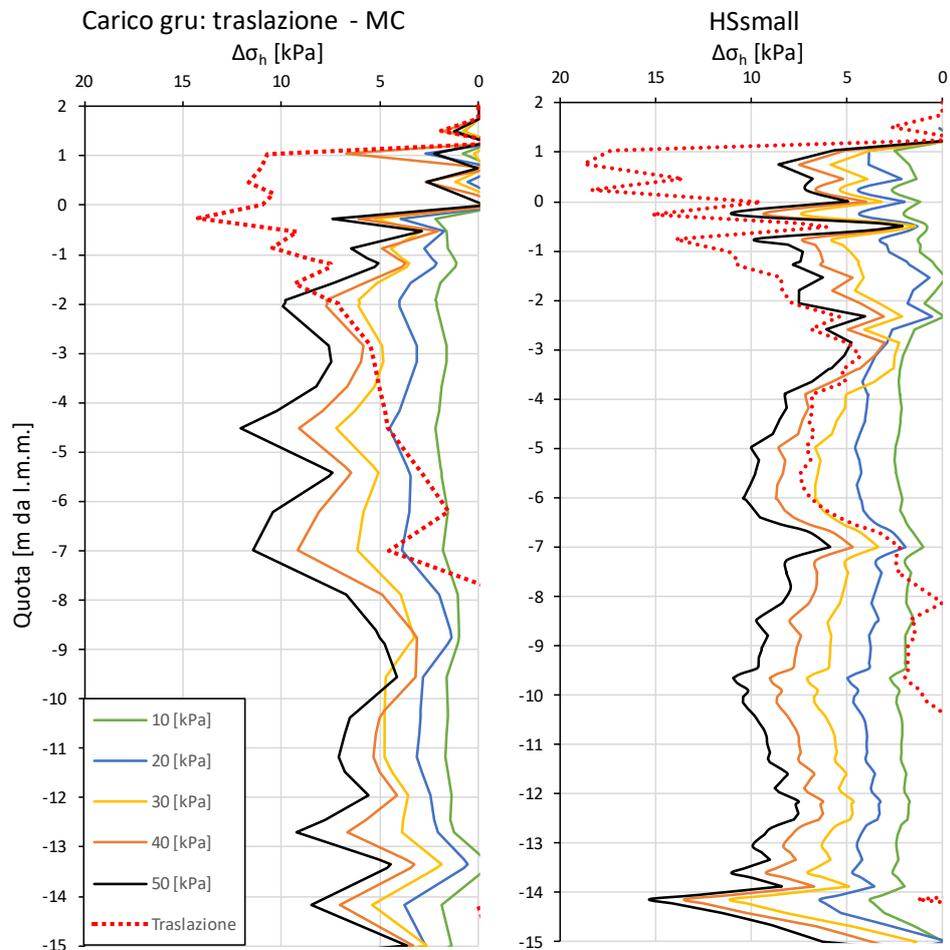
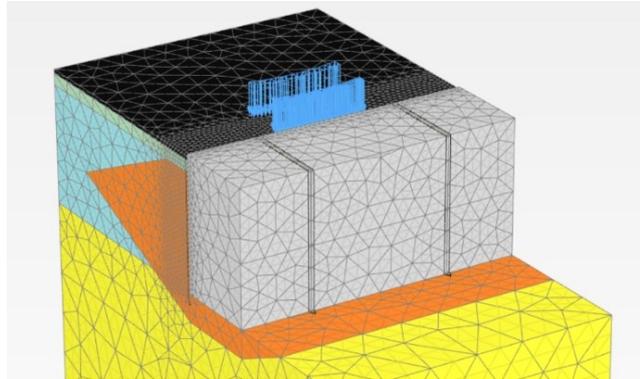


Figura 87 - Incremento di pressione orizzontale nella condizione di gru in traslazione

Eseguendo una sezione verticale, in direzione longitudinale alla banchina, subito dietro la struttura, è stato possibile ricavare l'andamento delle tensioni orizzontali totali in questa condizione di carico (Figura 88).

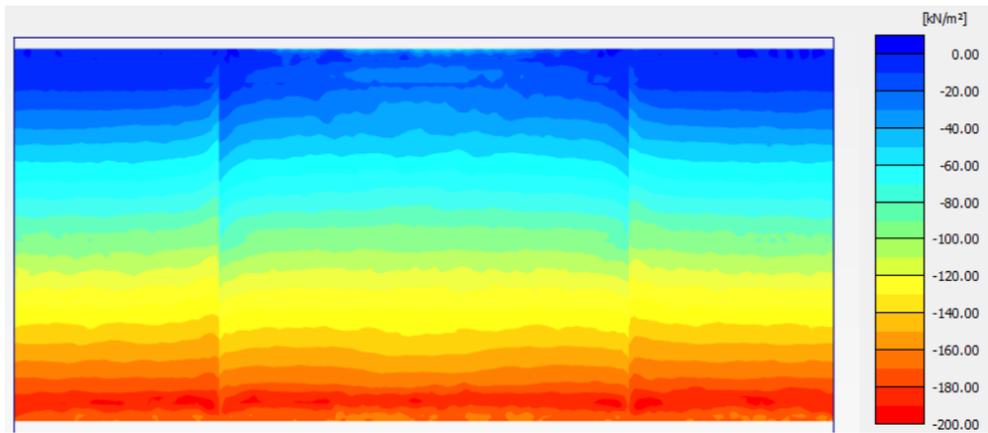


Figura 88 - Spinte orizzontali - sezione longitudinale a tergo della struttura – gru in traslazione

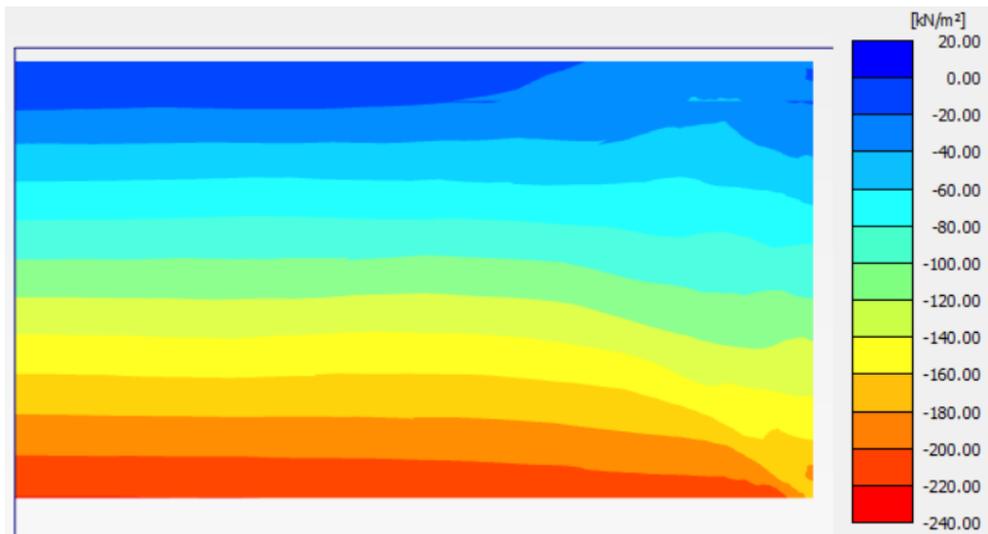


Figura 89 - Spinte orizzontali - Sezione trasversale a tergo della struttura – Gru in traslazione

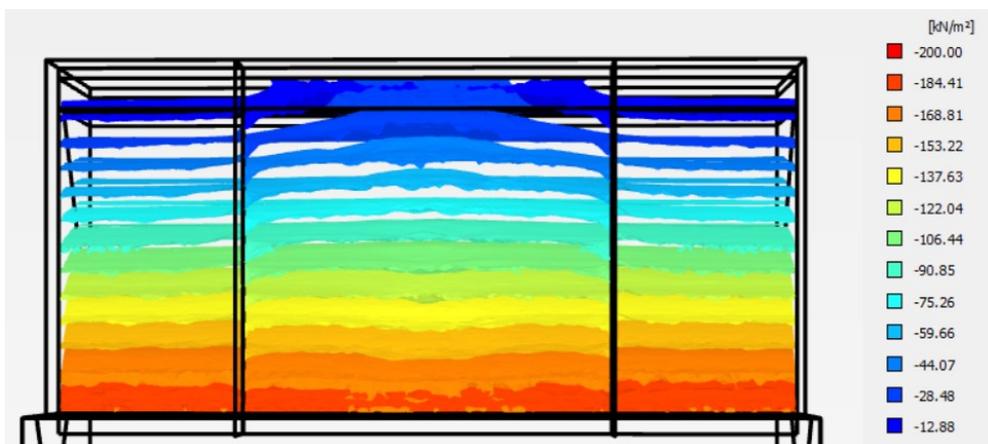


Figura 90 – Superfici 3D di equi-tensione orizzontale - Condizione di carico gru in traslazione

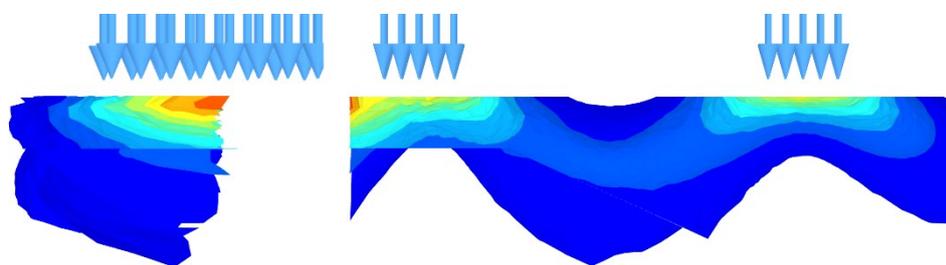
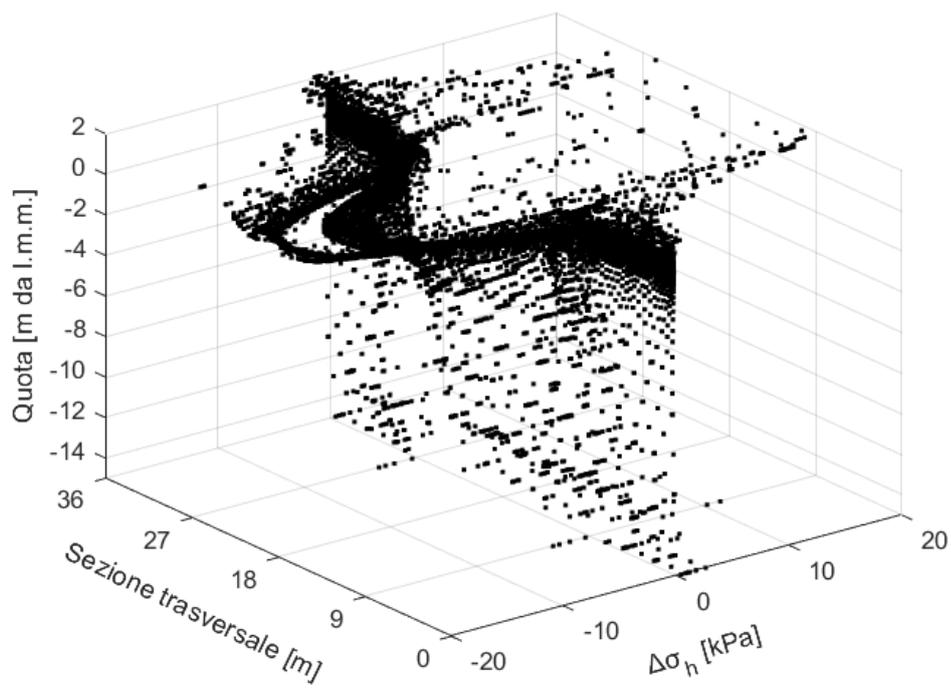
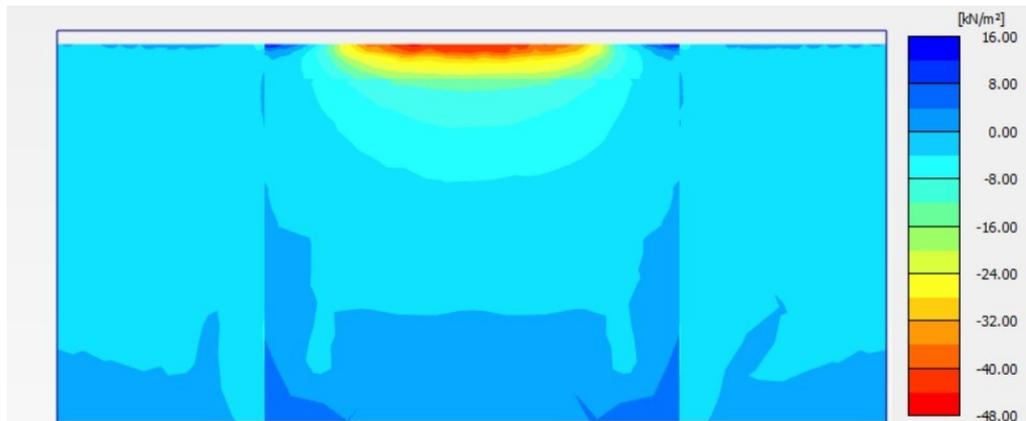


Figura 91 - Incremento di tensione orizzontale in un modello elastico - Carico distribuito

- Condizione di carico: carico **distribuito** equivalente la presenza di una gru in condizione di traslazione

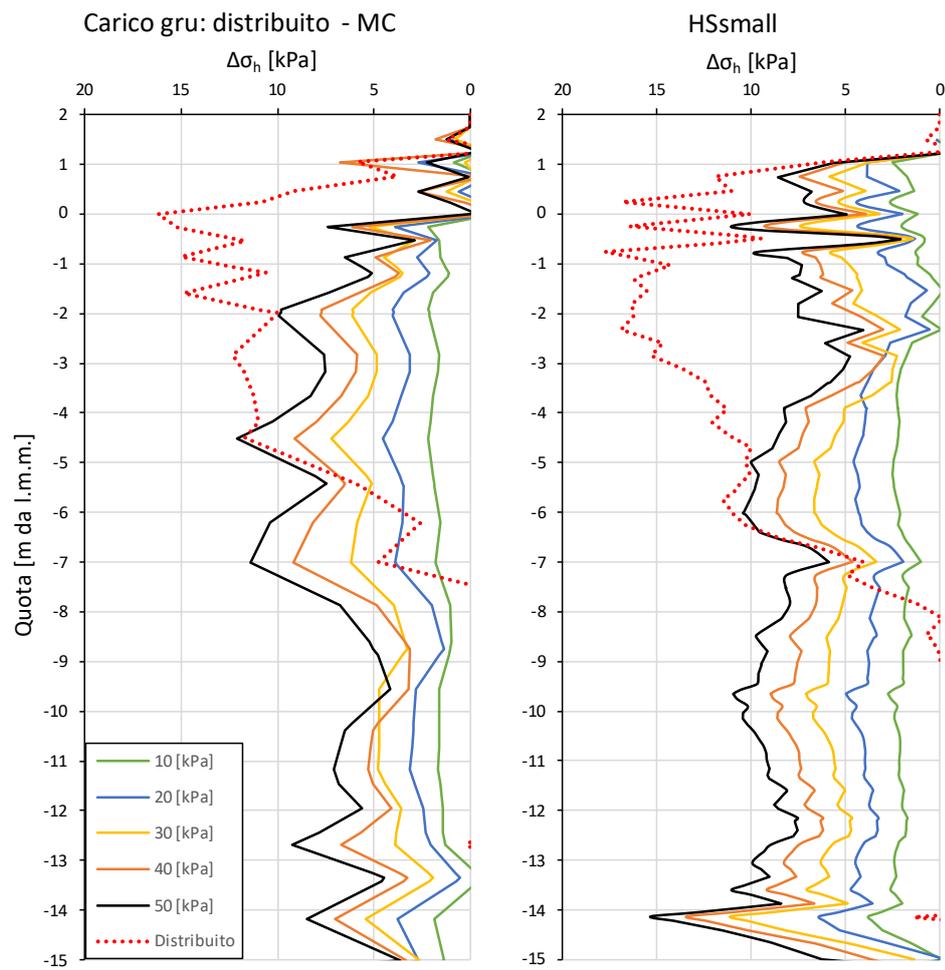
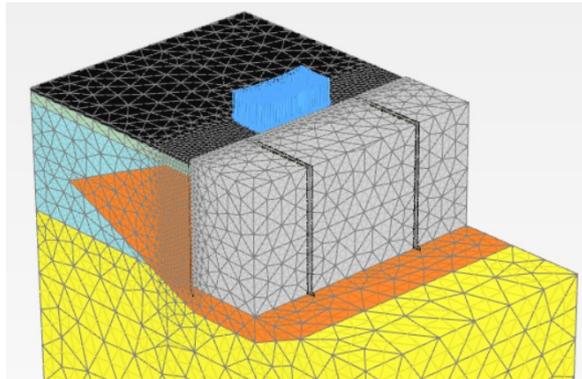


Figura 92 - Incremento di carico dovuto alla presenza di carico distribuito equivalente alla gru

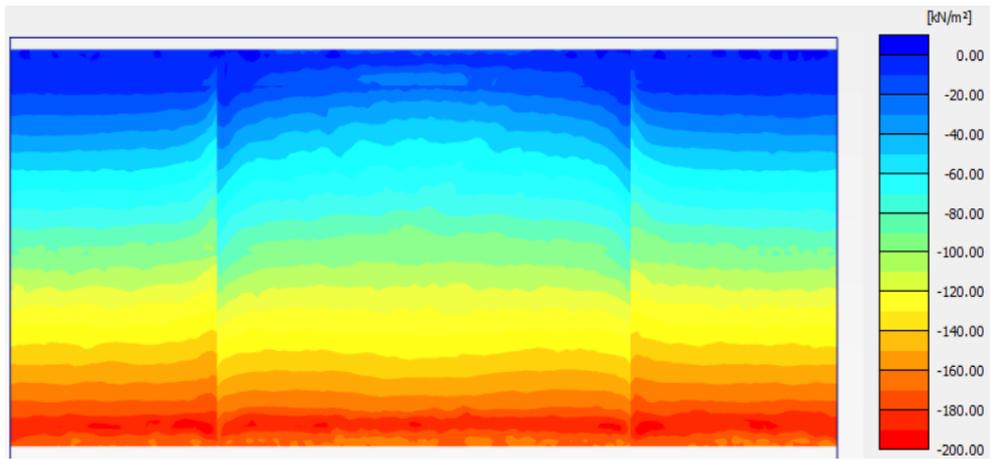


Figura 93 - Spinte orizzontali - Sezione longitudinale a tergo della struttura – Carico distribuito equivalente

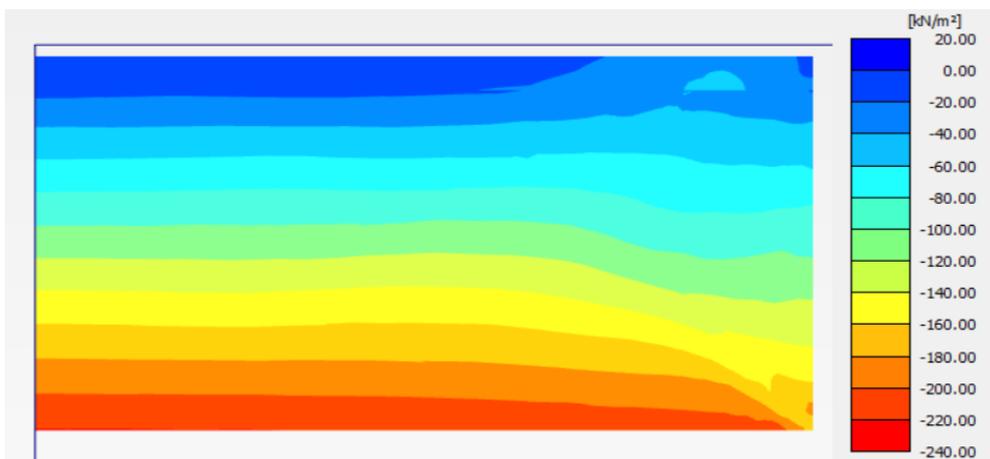


Figura 94 - Spinte orizzontali - Sezione trasversale a tergo della struttura – Carico distribuito equivalente

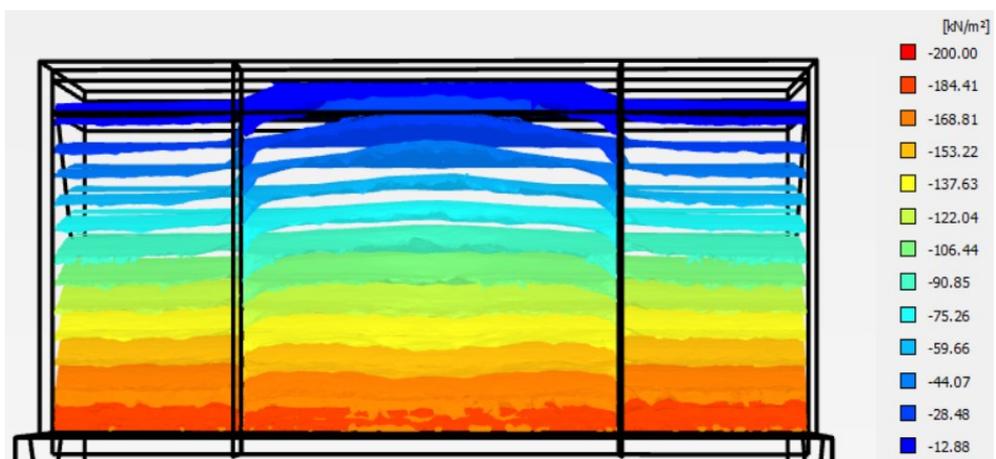


Figura 95 - Superfici 3D di equi-tensione orizzontali - Carico distribuito equivalente

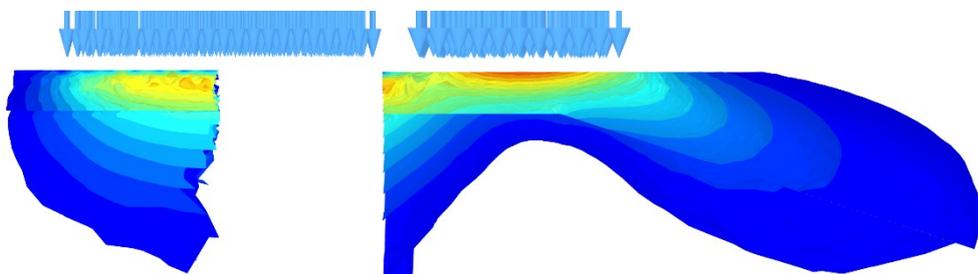
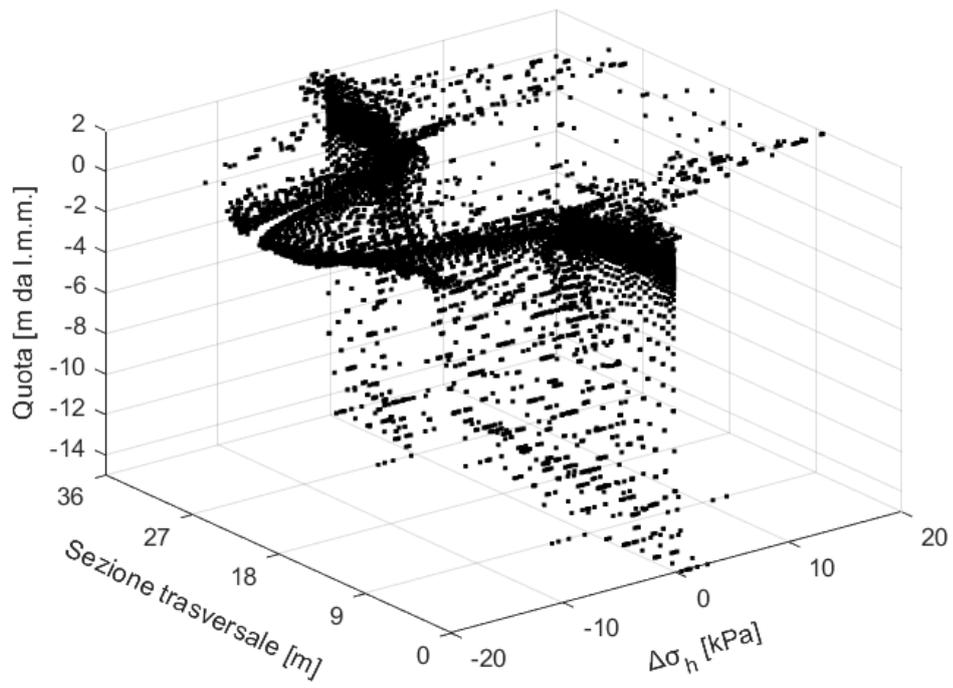
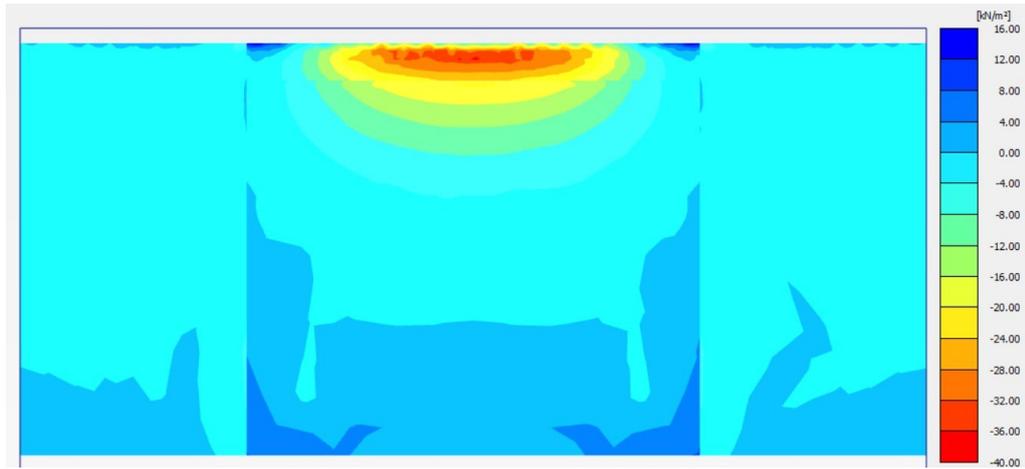


Figura 96 - Incremento di tensione orizzontale in un modello elastico - Carico equivalente

- Condizione di carico: gru operativa sugli **stabilizzatori**

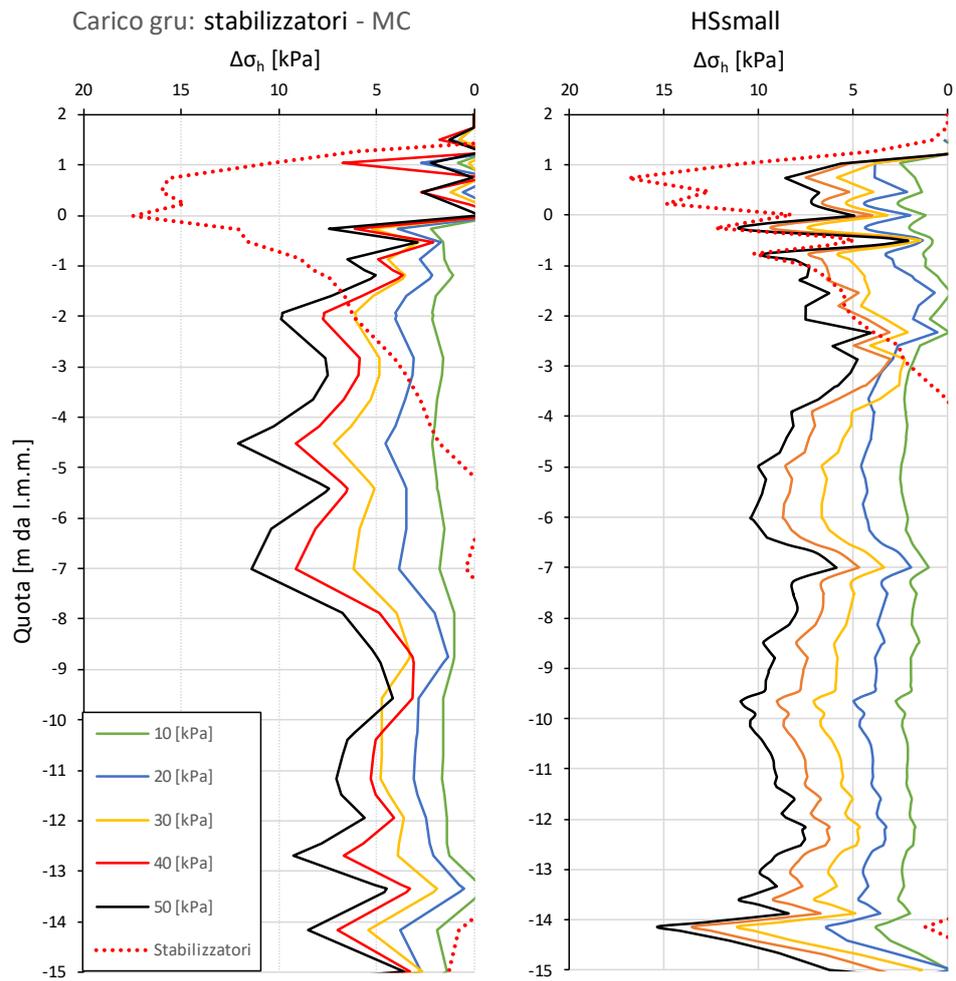
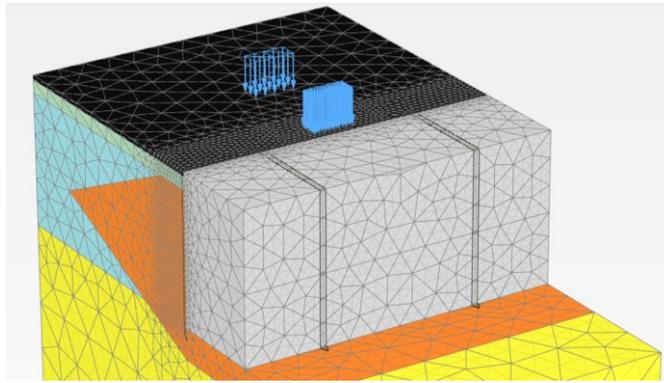


Figura 97 - Incremento di spinta orizzontale dovuto alla presenza di una gru con stabilizzatori attivi

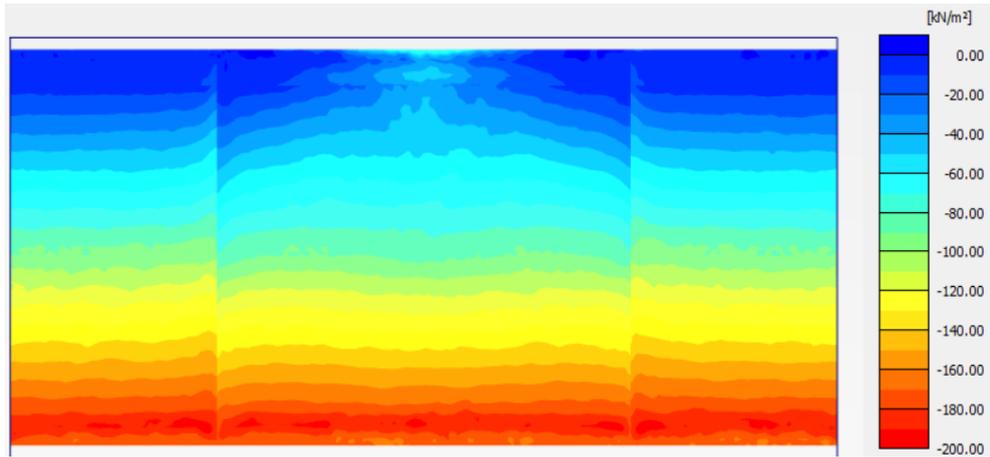


Figura 98 - Spinte orizzontali - Sezione longitudinale a tergo della struttura – Gru in esercizio con stabilizzatori attivi

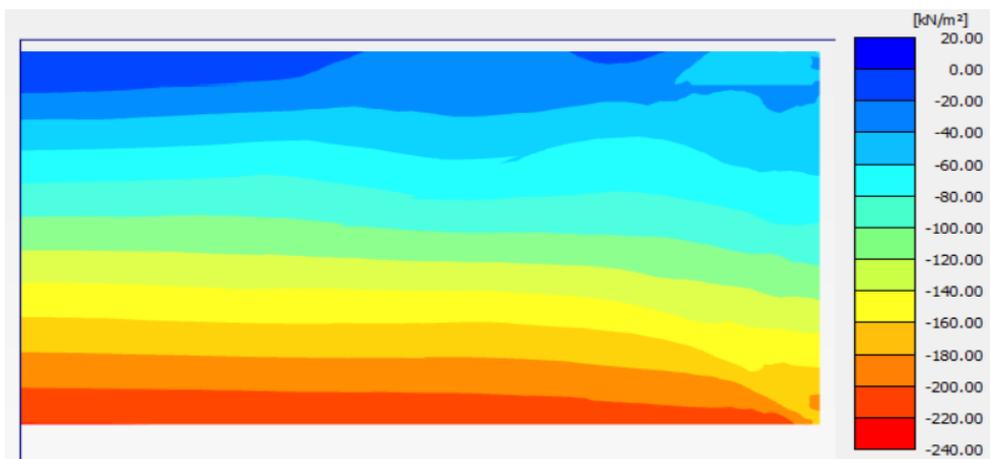


Figura 99 - Spinte orizzontali - Sezione trasversale a tergo della struttura – Gru in esercizio con stabilizzatori attivi

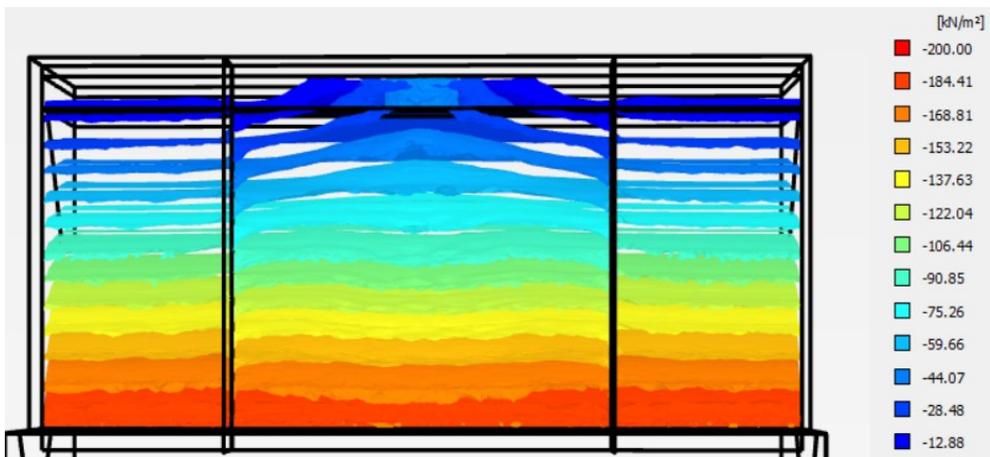


Figura 100 - Superfici 3D di equi-tensione orizzontale - Gru in esercizio con stabilizzatori attivi

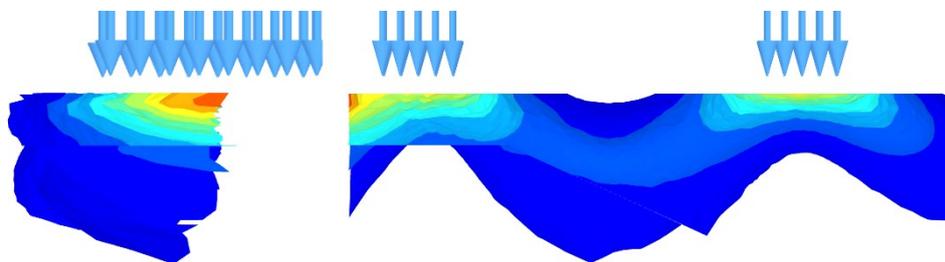
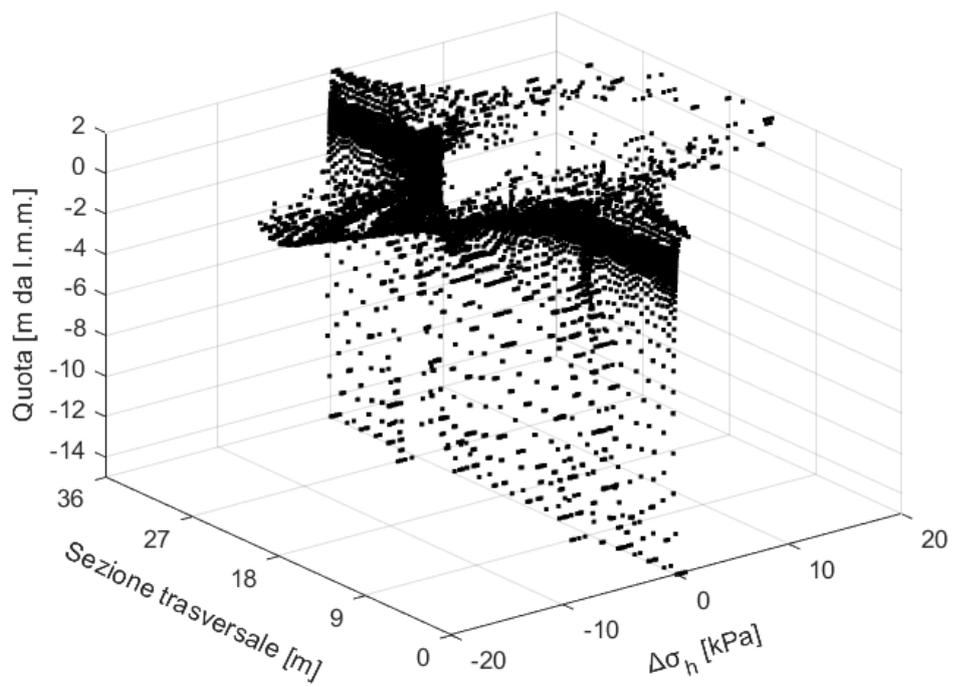
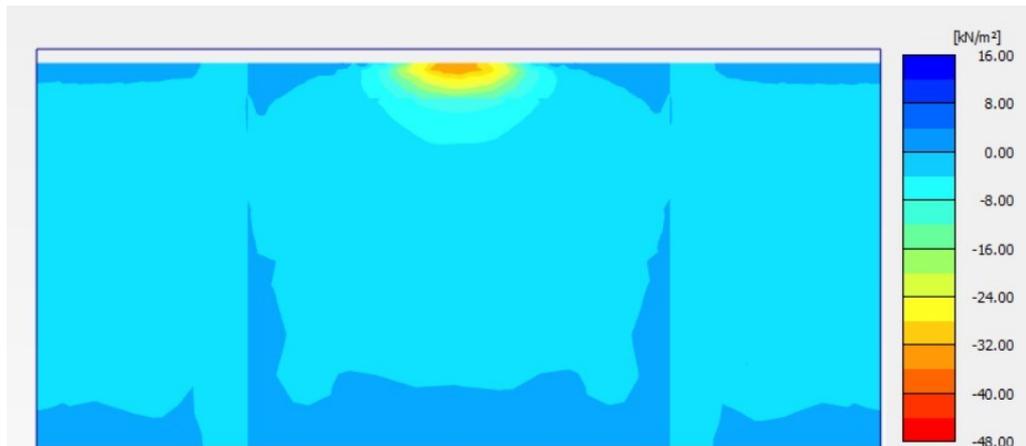
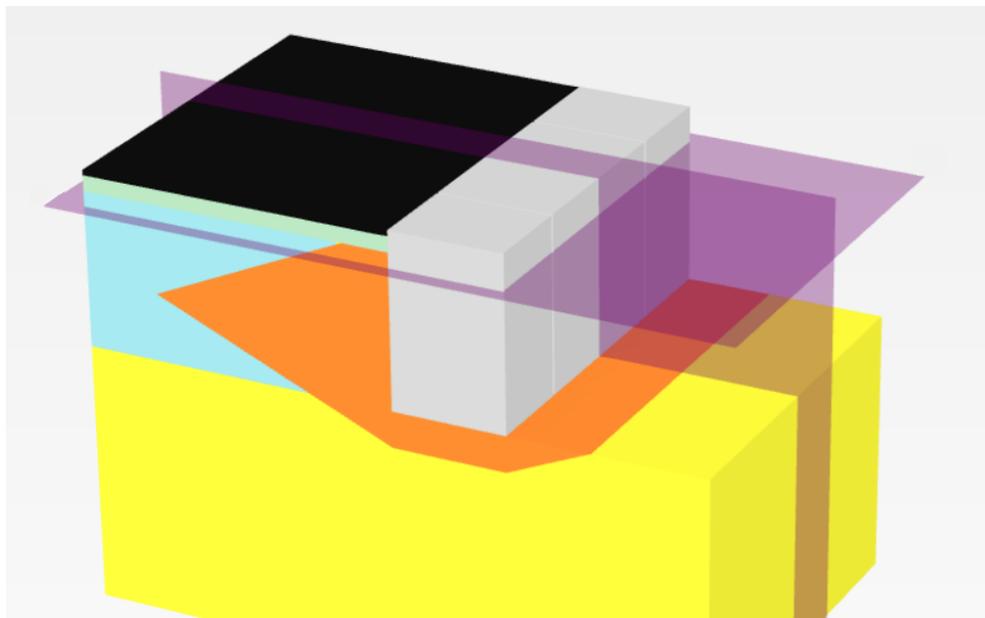


Figura 101 - Incremento di tensione orizzontale in un modello elastico - Carico stabilizzatori

Per valutare l'influenza dei carichi in presenza della gru in banchina, si è andati a valutare l'incremento di tensione indotto dalla presenza dei carichi attraverso l'estrazione di due sezioni dal modello numerico, una sezione trasversale alla banchina coincidente con l'asse dei carichi e una sezione orizzontale alla profondità di -1,5 m da l.m.m. (Figura 102).



*Figura 102 - Posizione delle sezioni*

Per ogni distribuzione delle pressioni orizzontali è stata valutata la risultante del diagramma delle pressioni orizzontali e la sua posizione a tergo dell'opera al fine di calcolare il momento ribaltante generato sulla struttura di banchina.

Nella Figura 103, viene mostrato l'andamento dell'incremento di tensione orizzontale dovuto ad un carico uniformemente distribuito di 50 kPa sui piazzali e gli incrementi di tensione orizzontale prodotti dalla gru semovente nelle tre configurazioni (operativa su stabilizzatori, in traslazione, distribuito sull'area di ingombro della gru), infine l'andamento delle tensioni litostatiche orizzontali in assenza di azioni.

L'effetto dell'azione del carico uniformemente distribuito sull'area di banchina, come visto nella Figura 85, è definibile come un incremento costante con risultante posizionata a circa la metà dell'altezza del cassone. Si ha quindi, un'azione che va a interessare fino in profondità i terreni che costituiscono il riempimento dei piazzali e se, sommiamo questo incremento di tensione alle tensioni litostatiche, il diagramma finale di spinta sarà quello dovuto alla condizione litostatiche traslato di una quantità  $q \times K_a$ .

Si può osservare che la presenza dei carichi concentrati dovuti alla gru semovente, induce effetti molto significativi nei primi metri di terreno al di sotto della pavimentazione, per poi ridursi ed esaurirsi con la profondità in funzione della forma e dell'entità del carico di superficie considerato. In particolare, la configurazione di carico con la gru operativa sugli stabilizzatori, per via dell'area ridotta di carico, produce effetti che si esauriscono a circa 6 m di profondità, mentre nelle altre configurazioni di carico osserviamo risentimenti fino a circa 10-12 m al disotto dei piazzali.

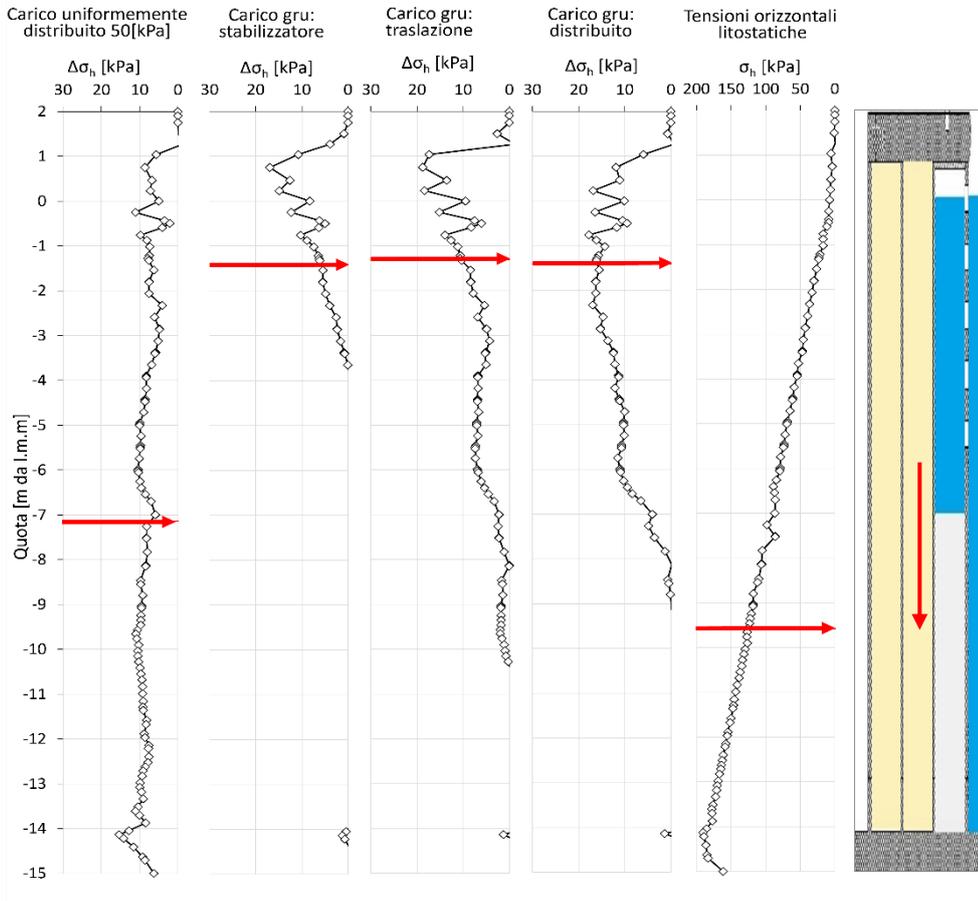
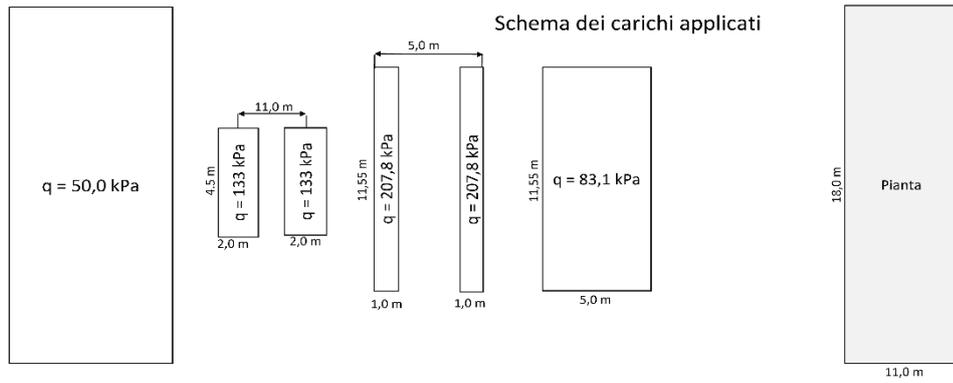


Figura 103 - Tensioni orizzontali e sovraccarichi a monte della banchina – Sezione trasversale

		Carico distribuito	Risultante
		[kPa]	[kN/m]
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	50	135
	40 [kPa]	40	110
	30 [kPa]	30	83
Gru (480 t)	Stabilizzatore	133,33 (x2)	23
	Traslazione	207,8	70
	Equivalente	83.1	94
	Tensioni orizzontali litostatiche	-	1489
	Cassone	-	3740

Tabella 19 - Risultante delle tensioni orizzontali

In termini di risultate delle tensioni orizzontali indotte (vedi Tabella 19), possiamo notare come l'effetto della gru operativa sugli stabilizzatori e in traslazione producano effetti comparabili ad un sovraccarico uniformemente distribuito in banchina pari a 30 kPa, mentre la condizione di carico distribuito della gru sull'ingombro è più gravosa e risulta comparabile ad un carico di banchina di 40 kPa.

In relazione alla distribuzione delle pressioni orizzontali indotte a tergo della banchina, appare importante valutare gli effetti in termini di momento ribaltante. Per calcolare il momento ribaltante, si è scelto il punto al piede del cassone, mostrato nella Figura 104.

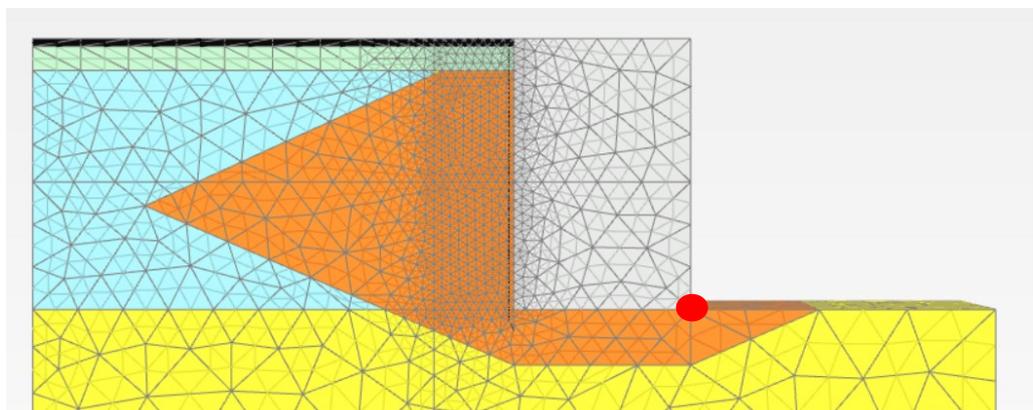


Figura 104 - Punto per la verifica alla rotazione

		Carico distribuito	Risultante	Posizione risultante	M <sub>stab</sub>	M <sub>inst</sub>
		[kPa]	[kN/m]	[m. da l.m.m.]	[kNm/m]	[kNm/m]
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	50	135	-7.14		1063
	40 [kPa]	40	110	-7.17		864
	30 [kPa]	30	83	-7.18		655
Gru (480 t)	Stabilizzatore	133,33 (x2)	23	-1.42		321
	Traslazione	207,8	70	-1.31		717
	Equivalentente	83.1	94	-1.40		1002
	Tensioni orizzontali litostatiche	-	1489	-9.57		8079
	Cassone	-	3740	5.50	20570	

Tabella 20 - Calcolo momenti stabilizzanti e instabilizzanti

Osservando i risultati in Tabella 20, possiamo dire che la configurazione di carico della gru semovente più gravosa ai fini del ribaltamento è relativa al carico distribuito sull'ingombro e produce un effetto comparabile ad un sovraccarico di 50 kPa uniformemente distribuito sui piazzali di banchina.

Da diverso punto di vista, possiamo valutare la variazione del fattore di sicurezza al ribaltamento indotto dai carichi applicati in banchina. Tale fattore di sicurezza è definito come il rapporto tra il momento stabilizzante e il momento ribaltante.

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}}$$

In Tabella 21 sono riassunti i risultati ottenuti. Si può osservare che il cassone considerato è particolarmente resistente rispetto ad un fenomeno di ribaltamento grazie al rinfiacco in scapolame che riduce sensibilmente la spinta del terrapieno sull'opera e all'ipotesi di rotazione rispetto al punto estremo di valle. Con queste ipotesi le risorse resistenti dell'opera risultano molto importanti.

	Caso	FS (Ribaltamento)
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	2,25
	40 [kPa]	2,30
	30 [kPa]	2,35
Gru (480 t)	Stabilizzatore	2,45
	Traslazione	2,34
	Equivalentente	2,27

Tabella 21 - Fattori di sicurezza

In termini di confronto tra carichi della gru semovente e carichi uniformemente distribuiti, anche questi risultati confermano la possibilità di poter rappresentare le azioni derivanti la presenza della gru attraverso l'applicazione di un sovraccarico distribuito di 50 kPa su tutta l'area di banchina.

In Figura 105 sono riportate le distribuzioni delle pressioni su una sezione orizzontale eseguita ad una profondità di  $-1,50$  m da l.m.m., per le diverse configurazioni di carico considerate. È possibile osservare che:

- Il modello numerico riproduce correttamente le tensioni litostatiche orizzontali e gli effetti di un carico uniformemente distribuito sui piazzali e che le tensioni indotte da queste due azioni non risultano influenzate dalla presenza delle interfacce tra le strutture del cassone;
- Il carico indotto dalla gru in traslazione e operativa sugli stabilizzatori genera un effetto paragonabile in termine di incremento di tensione, mentre il carico della gru distribuito sull'ingombro del mezzo produce un effetto superiore, in accordo con quanto osservato sulla sezione verticale (Figura 103).
- l'applicazione dei carichi concentrati della gru a tergo del cassone centrale determina uno spostamento relativo di questo rispetto agli adiacenti che si traduce nei salti di tensione osservabili ai giunti (ascissa longitudinale corrispondente a 9,0 e 27,0 m). in sostanza lo spostamento del cassone centrale determina la riduzione delle azioni alle sue estremità ed il trasferimento delle stesse al cassone contiguo che subisce spostamenti inferiori. Questo andamento si discosta dalla soluzione teorica (Figura 26) di andamento "gaussiano" proprio a seguito del mutuo scorrimento dei cassoni contigui che determinano una ridistribuzione locale delle azioni.

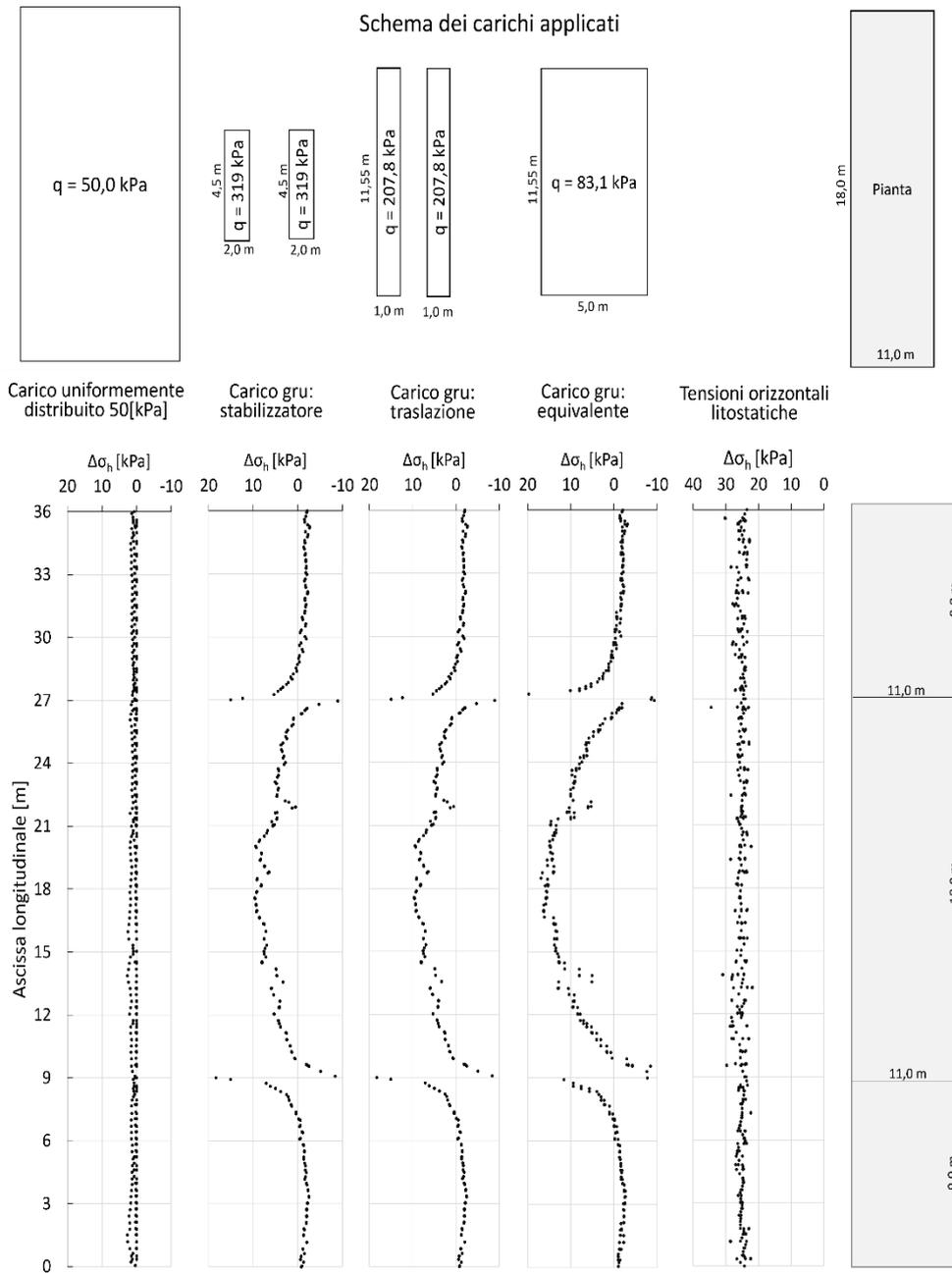


Figura 105 Tensioni orizzontali e sovraccarichi - Sezione orizzontale a z=-1,5 m

## 6.2 ANALISI DEI RISULTATI DEL CASO STUDIO II: BANCHINA A MASSI SOVRAPPosti

### 6.2.1 Valutazione dell'effetto di carichi derivanti la presenza di una gru semovente

In modo analogo per quanto fatto per il precedente caso studio, si è proceduto a valutare su una sezione verticale trasversale alla struttura, le tensioni indotte sulla banchina a massi sovrapposti (Figura 106).

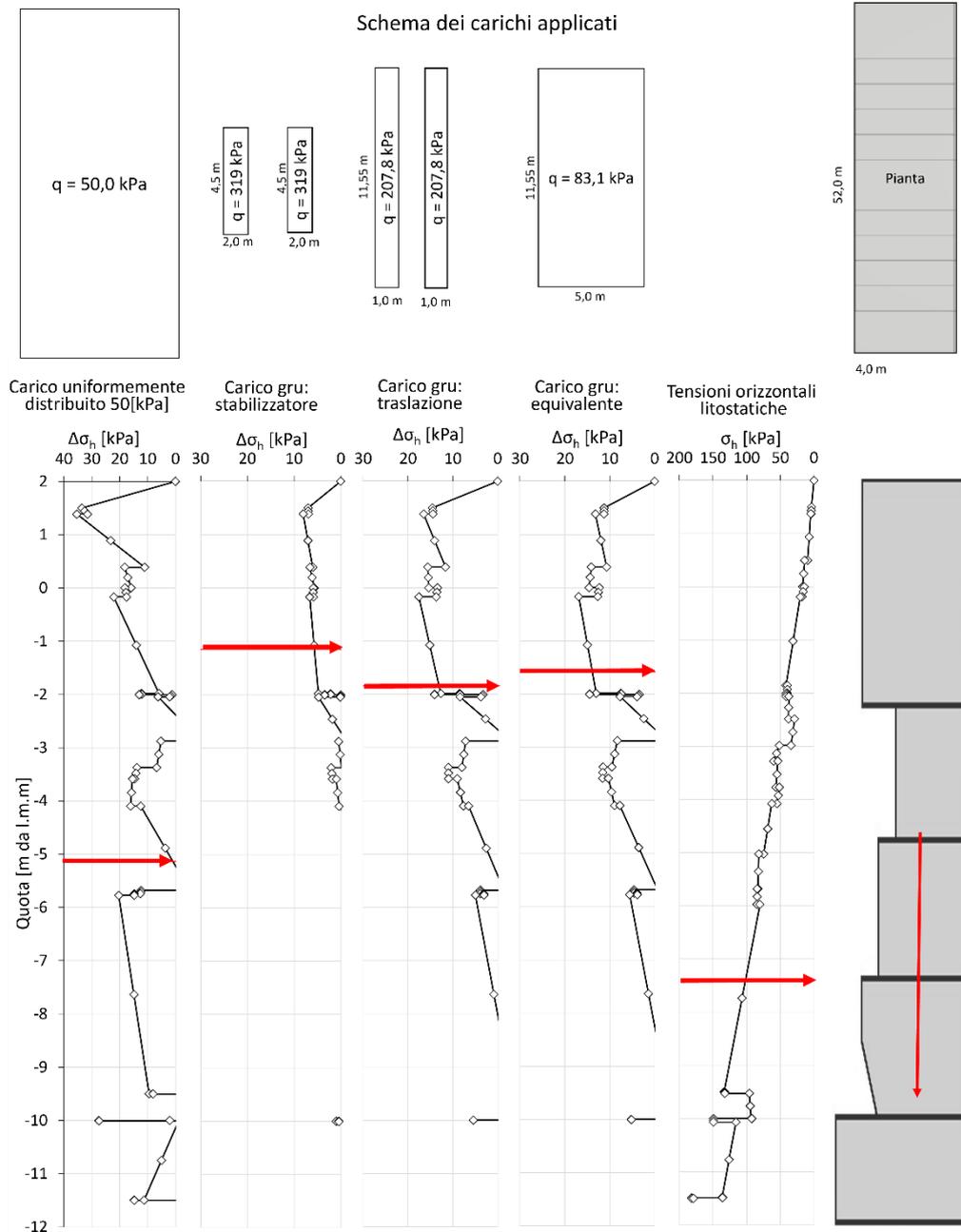


Figura 106 - Tensioni orizzontali e sovraccarichi a monte della banchina – Sezione trasversale

		Carico distribuito	Risultante
		[kPa]	[kN/m]
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	50	147
	40 [kPa]	40	116
	30 [kPa]	30	86
Gru (480 t)	Stabilizzatore	133,33 (x2)	14
	Traslazione	207,8	62
	Equivalente	83.1	63
	Tensioni orizzontali litostatiche	-	732
	Cassone	-	1506

Tabella 22 - Risultante delle tensioni orizzontali

Osservando i risultati ottenuti dal calcolo delle risultanti delle pressioni orizzontali (Tabella 22) si ha che l'effetto della gru è equivalente ad un carico uniformemente distribuito di 30 kPa applicato sui piazzali. Possiamo notare come, anche in questo caso, il carico indotto dalla configurazione della gru operativa sugli stabilizzatori, risulta ridotto e concentrato nei primi metri di terreno (Figura 106).

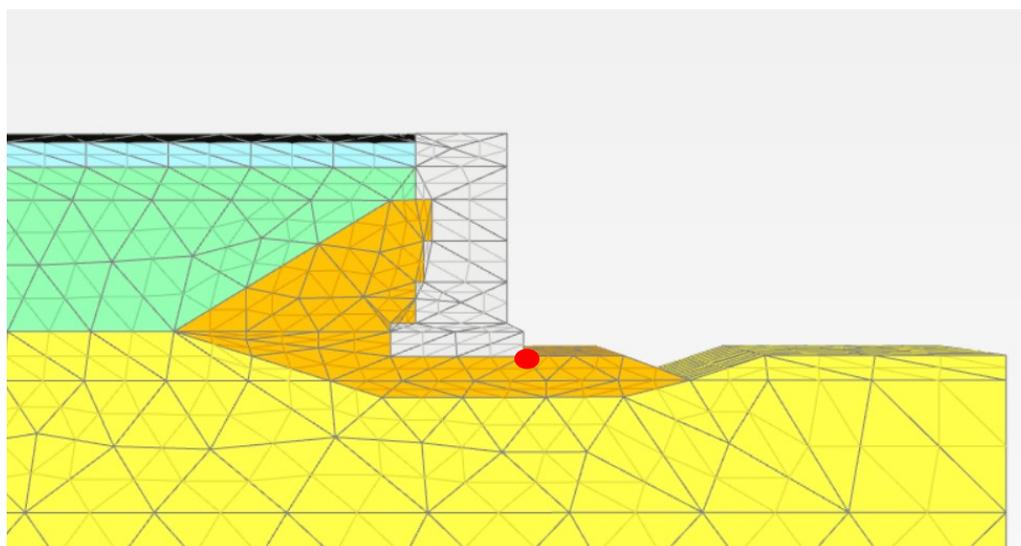


Figura 107 - Punto per la verifica alla rotazione

		Carico distribuito	Risultante	Posizione risultante	$M_{stab}$	$M_{inst}$
		[kPa]	[kNm]	[m. da l.m.m.]	[kNm/m]	[kNm/m]
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	50	147	-5.14		937
	40 [kPa]	40	116	-5.10		745
	30 [kPa]	30	86	-4.90		565
Gru (480 t)	Stabilizzatore	133,33 (x2)	14	-1.15		143
	Traslazione	207,8	62	-1.84		599
	Equivalente	83.1	63	-1.58		626
	Tensioni orizzontali litostatiche	-	732	-6.04		3994
	Cassone	-	1506	4.30	6474	

Tabella 23 - Calcolo momenti stabilizzanti e instabilizzanti

In termini di momento ribaltante, dalla Tabella 23 possiamo notare come l'effetto della presenza della gru in traslazione o modellata come carico equivalente sull'ingombro sia ben rappresentato da un sovraccarico di 40 kPa uniformemente distribuito sui piazzali.

	Caso	FS
Carico uniformemente distribuito	50 [kPa]	1.31
	40 [kPa]	1.37
	30 [kPa]	1.42
Gru (480 t)	Stabilizzatore	1.56
	Traslazione	1.41
	Equivalentente	1.40

*Tabella 24 - Fattori di sicurezza*

Dai risultati precedenti si capisce che la riduzione maggiore del fattore di sicurezza è data da un sovraccarico di banchina di 50 kPa. Possiamo in definitiva concludere che, applicando un sovraccarico di progetto di 50 kPa, è possibile rappresentare tutte le configurazioni di carico possibili generate dalla presenza di una gru semovente, poiché gli effetti generati dalla presenza di quest'ultima sono di minor rilevanza.

### 6.3 CARICO DI COLLASSO

Per collasso strutturale (15), s'intende la perdita di capacità portante nel sostenere o trasmettere determinate azioni relativamente ad un elemento strutturale, ad un sottosistema verticale o orizzontale, all'intera struttura in elevazione e fondazione. In generale, la perdita di capacità di una struttura o del sistema terreno-struttura, avviene quando il materiale di cui il sistema è composto è sollecitato al limite della sua capacità (duatile o fragile), provocando fratture o deformazioni eccessive. Il limite dello sforzo a cui il materiale è sottoposto, rappresenta la sua capacità portante. Il collasso può avvenire per:

- Collasso plastico;
- Collasso per instabilità o perdita di rigidità;
- Collasso per perdita di equilibrio globale.

Sulla base dell'assunto teorico, è quindi possibile associare ad ogni tipologia di azione un unico valore di carico di collasso. Sulla base del carico di collasso, è possibile definire il rapporto tra carico di collasso e carico generico il termine "moltiplicatore di collasso" ovvero una misura di quanto un generico carico è lontano o vicino al valore ultimo cui la struttura può essere soggetta.

Nel caso di una struttura di sostegno a gravità, come le banchine oggetto di studio in questa tesi, può essere interessante andare a determinare quel valore dell'azione che produce il collasso del sistema terreno-struttura.

Per la determinazione del carico di collasso, si è proceduto utilizzando un modello numerico, dove il comportamento del terreno è stato modellato attraverso un legame costitutivo di tipo "Hardening Soil with small-strain stiffness".

Lo schema di carico di cui si è valutato il valore che porta al collasso è illustrato nella Figura 109, ovvero un carico di tipo nastriforme di larghezza 1,0 m, collocato sul piazzale retrostante la banchina alla distanza di 1,0 m dal ciglio.

Per determinare il carico, si è proceduto applicando una serie di azioni crescenti fino ad ottenere il collasso del sistema e monitorando lo spostamento del cassone nel punto centrale (punto di controllo).

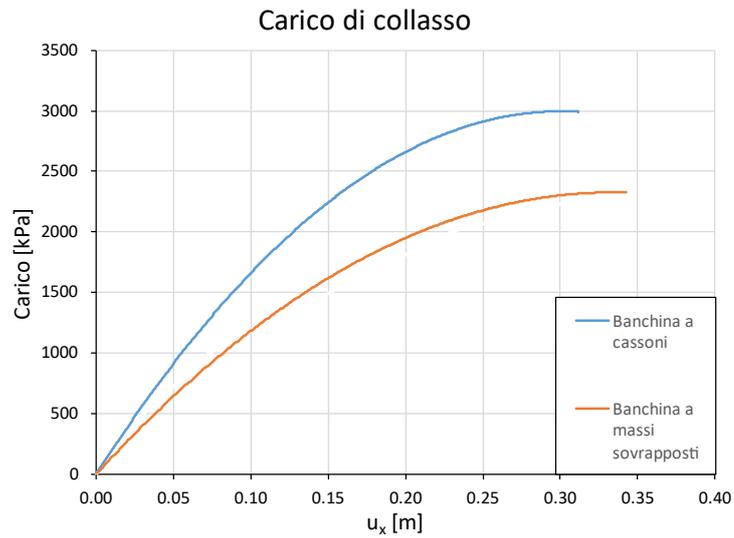


Figura 108 - "Curva di capacità" per una banchina sotto un carico nastriforme

In Figura 108, è riportato l'andamento dello spostamento del cassone al crescere del carico applicato. Tale curva può essere considerata una curva di capacità del sistema per il carico nastriforme applicato. Il carico per cui avviene il collasso nel caso della banchina a cassoni è pari a 2970 kPa, mentre per la banchina a massi sovrapposti è di 2470 kPa.

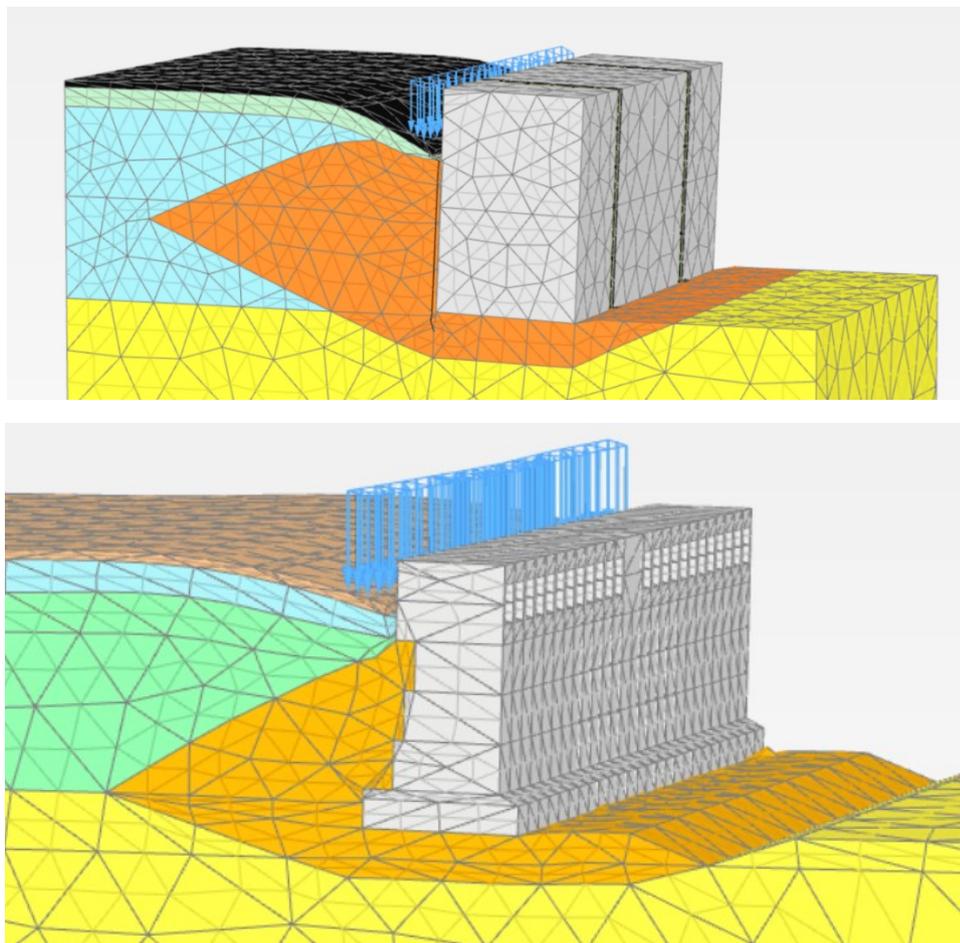
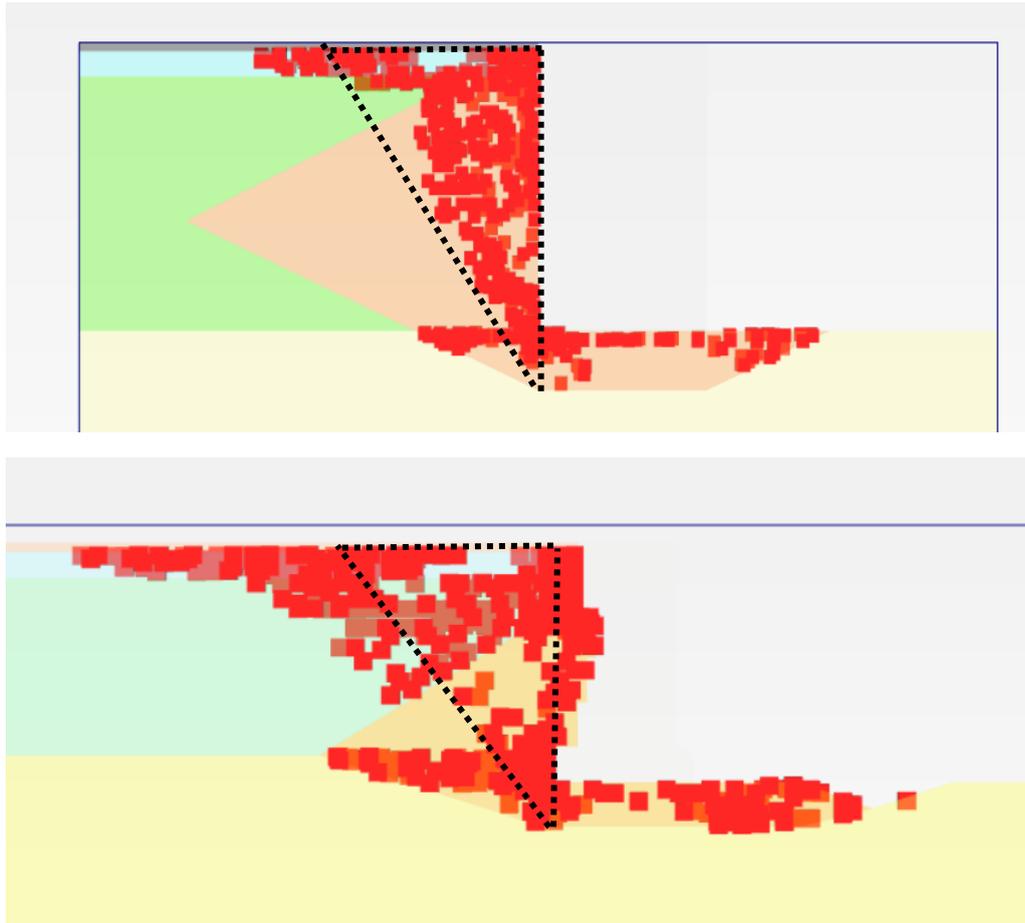


Figura 109 - Situazione al collasso



*Figura 110 - Superfici di rottura*

Nella Figura 110, possiamo osservare i punti di plasticizzazione del terreno ricavati da un modello HSsmall, ovvero i punti dove le tensioni uguagliano le tensioni limite definite dal legame costitutivo e dallo stato tensionale nel punto. I punti di plasticizzazione presenti nel terreno a monte delle banchina sono, nel caso della banchina a cassoni tutti all'interno della zona attiva, mentre nell'altro caso i punti di rottura si estendono fuori dal cuneo attivo.

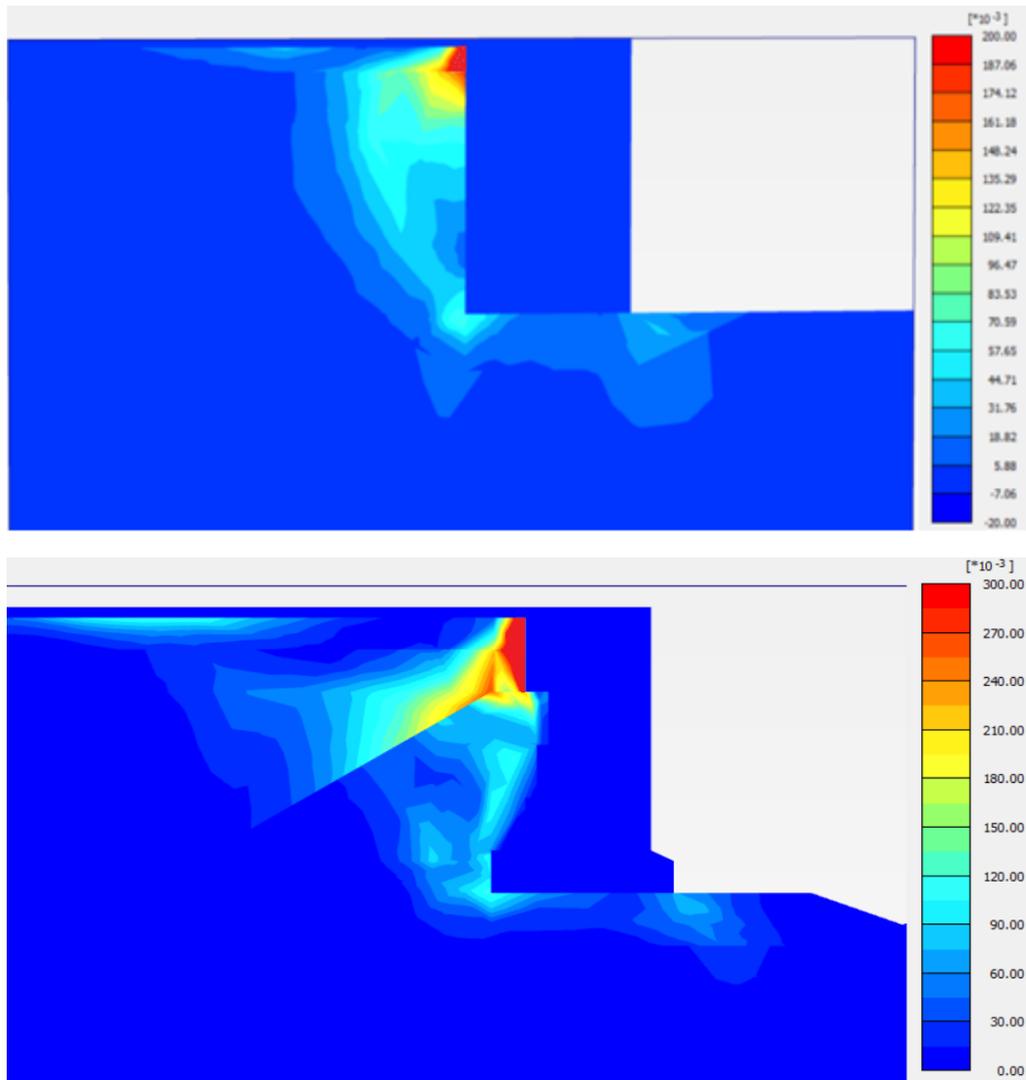


Figura 111 - Deformazioni  $\gamma_s$  al collasso

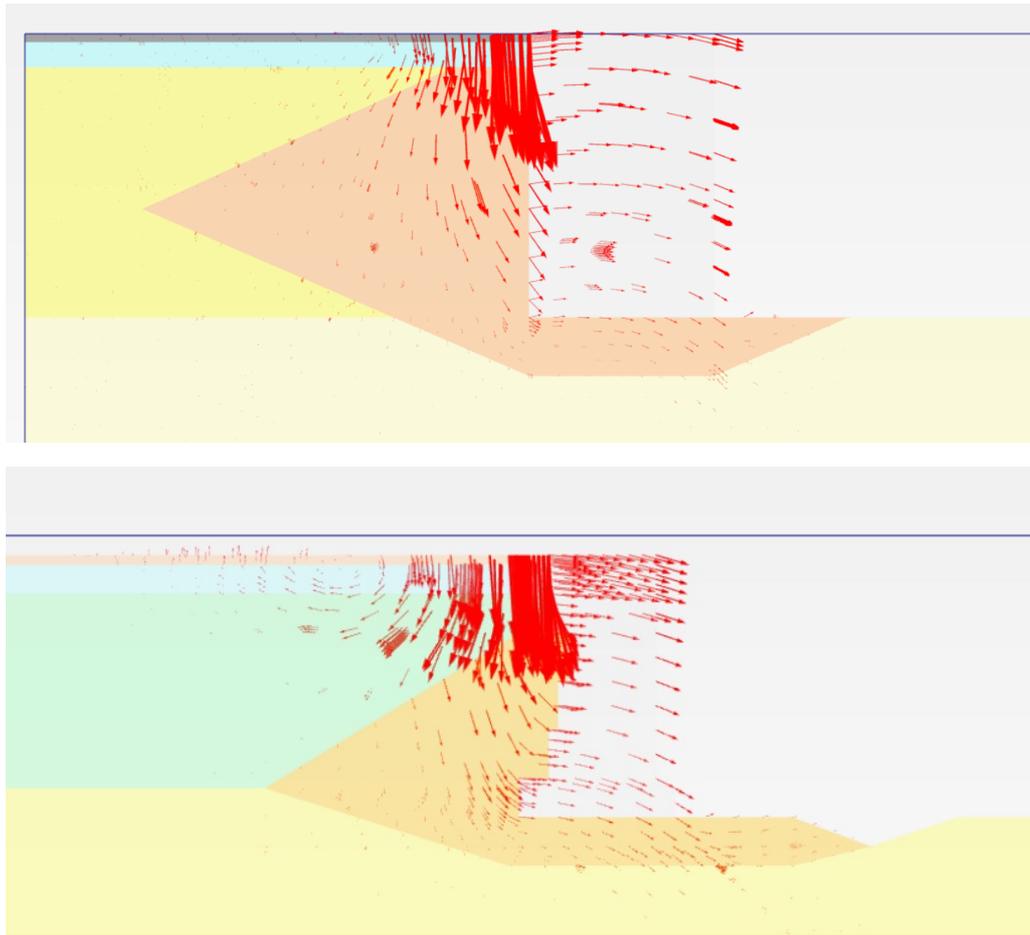


Figura 112 - Direzione degli spostamenti  $|u|$

## 7 CONCLUSIONI

---

Il presente lavoro di tesi ha l'obiettivo di approfondire ed analizzare, anche grazie all'ausilio di una modellazione numerica 3D, alcuni aspetti tecnici che caratterizzano la progettazione e la valutazione della sicurezza di strutture portuali a gravità esistenti.

Particolare attenzione è stata data all'esame degli effetti causati da carichi concentrati in banchina derivanti dalla presenza di gru semoventi; lo si è fatto in riferimento a due diverse opere facenti parte della stessa famiglia tipologica a gravità: una banchina a cassoni ed una banchina a massi sovrapposti.

Si sono quindi confrontate le soluzioni ottenute dalle analisi FEM 3D con alcune soluzioni teoriche di letteratura in forma chiusa basate sull'ipotesi di comportamento elastico del sistema. Le soluzioni di letteratura hanno permesso di verificare che il modello numerico, per carichi di tipo nastriforme infinitamente estesi, fornisca soluzioni ragionevoli. Ovviamente, quando la geometria del carico ha estensione finita, la soluzione di letteratura diverge dalla soluzione numerica. Anche in presenza di carichi molto elevati l'ipotesi di risposta elastica del sistema non è più realistica e le soluzioni teoriche mal si prestano a simulare la risposta del terreno e a tenere in considerazione l'interazione terreno-struttura. L'utilizzo di soluzioni numeriche basate sul metodo agli elementi finiti, ha quindi permesso di superare le approssimazioni dei classici metodi teorici e, attraverso l'utilizzo di modelli costitutivi sofisticati, cogliere meglio il comportamento complessivo del sistema in esame. I risultati ottenuti, hanno dimostrato come l'effetto di carichi concentrati possa influire in termini di sicurezza soprattutto nelle verifiche al ribaltamento di opere a gravità, evidenziando come gli effetti si concentrino nei primi metri al di sotto dei piazzali caricati.

Le analisi hanno permesso anche di valutare l'entità del sovraccarico uniformemente ripartito sulla banchina che produce i stessi effetti dei carichi concentrati di una gru semovente in condizioni di traslazione o di esercizio. È bene ricordare che tutte azioni sono state ricavate con riferimento ad una gru attualmente in commercio e in uso alle attuali società operanti in ambito portuale.

Non è stato invece possibile addivenire a considerazioni conclusive di carattere generale a partire dai risultati relativi alle due opere portuali esaminate; si è infatti rilevata una certa influenza sulla risposta ai carichi dipendente da altezza della struttura, dimensioni e caratteristiche geotecniche del rinfianco ma anche dalle particolari geometrie delle opere. Da diversa prospettiva si può d'altra parte ritenere che l'interazione terreno-struttura sia significativa in termini di mobilitazione delle resistenze e quindi delle azioni in gioco derivanti dal terreno.

Per questi motivi, sulla base di questa esperienza, appare interessante una prosecuzione della ricerca al fine di individuare chiaramente quali siano caratteristiche e parametri chiave delle opere funzionali a condurre corretti studi di fattibilità per valutare l'eventuale utilizzo delle stesse anche in presenza di azioni differenti da quelle per le quali sono state progettate e sino ad ora utilizzate.

È infatti quantomai opportuno valutare la possibilità di utilizzo in sicurezza o di ammodernamento mirato delle banchine portuali presenti nei porti italiani, attualmente spesso non competitive con altri scali concorrenti del Mediterraneo proprio per l'obsolescenza dei mezzi di movimentazione delle merci. Una possibilità reale di sviluppo, al fine di salvaguardare e potenziare l'attuale patrimonio infrastrutturale portuale, in un'ottica di prolungamento del ciclo di vita di infrastrutture generalmente robuste e resilienti.

## BIBLIOGRAFIA

---

1. **D.M. 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.** *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.
2. **Broeken, J.G. de Gijt & M.L.** *Quay walls*. : CRC Press, 2013.
3. **Tsinker, Gregory.** *Handbook of Port and Harbor Engineering: Geotechnical and Structural Aspects*. : Springer Science & Business Media, 1996.
4. **JAKY, Jozsef.** *The coefficient of earth pressure at rest*. s.l. : J. of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944.
5. **Bowles, Joseph E.** *Fondazioni. Progetto e analisi*. : McGraw-Hill, 1994. .
6. **Clayton, C.R.I, Milititsky, J. e Woods, R.I.** *La spinta delle terre e le opere di sostegno*. : Hevelius, 2006.
7. **Poulos, H.G. e Davis, E.H.** *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. New York, 1974.
8. **KIM, John S. e BARKER, Richard M.** *KIM, John S.; BARKER, Richard M. Effect of live load surcharge on retaining walls and abutments*. s.l. : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002.
9. **GEORGIADIS, Michael e ANAGNOSTOPOULOS, Christos.** *Lateral pressure on sheet pile walls due to strip load. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. , 1998.
10. **Matteotti, G, Boussinesq e Coulomb.** *Some results of quay-wall model tests on earth pressure. Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1970.
11. **Zdravkovic, Potts and L.** *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. s.l. : London: Thomas Telford, 2001.
12. **Habibnezhad, Zhaleh.** *Stability analysis of embankments founded on clay*. Stockholm : Royal Institute of Technology, 2014.
13. **Nova, R.** *Basi concettuali e impiego nella pratica progettuale dei modelli costitutivi del terreno*. : Associazione Geotecnica Italiana, 1980.
14. *Plaxis reference manual*.
15. <https://www.ingenio-web.it/articoli/il-collasso-strutturale/>. [Online]