



Comune di Castel Maggiore

“PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ED ECONOMICA DEL SOTTOPASSO
DI VIA CHIESA”

RELAZIONE TECNICA

Codice: S19184-PP-RT-002-0

REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO
0	02/10/2020	LT	CC
1			
2			

APPROVATO
GF



INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA DI PROGETTO, SOTTOPASSO CICLO-PEDONALE	6
4.	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DELLA STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	9
4.1.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
4.2.	LIVELLO DI FALDA ASSUNTO NELLE ANALISI.....	10
5.	CRITERI DI CALCOLO	11
5.1.	COMBINAZIONI STATICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	11
5.2.	COMBINAZIONI STATICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE E SLD).....	12
6.	SOFTWARE UTILIZZATO	13
7.	MODELLO DI CALCOLO	15
7.1.	GEOMETRIA.....	15
7.2.	FASI DI CALCOLO.....	15
8.	PRINCIPALI RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	18
8.1.	MOMENTO FLETTENTE NEI DIAFRAMMI	18
8.2.	MOMENTO FLETTENTE NELLA PLATEA DI VARO	19
8.3.	SPOSTAMENTI	20
8.4.	ARMATURE LONGITUDINALI	22

FIGURE

FIGURA 1.1:	UBICAZIONE DEL SOTTOPASSO DI VIA CHIESA.	3
FIGURA 4.1:	PROFILO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO PER L'AREA DI STUDIO.	10
FIGURA 6-1:	LEGAMI COSTITUTIVI PER MODELLO MOHR - COULOMB.	13
FIGURA 6-2:	LEGAME SFORZI - DEFORMAZIONI PER MODELLO MOHR - COULOMB.	14
FIGURA 7-1:	MODELLO DI CALCOLO.	15
FIGURA 8-1:	MOMENTO FLETTENTE SUI DIAFRAMMI - FASE 6 - SCAVO A Z=-5.51M DA P.C.	18
FIGURA 8-2:	MOMENTO FLETTENTE SULLA PLATEA - FASE 9 - FALDA A Z=-1.0M DA P.C.	19
FIGURA 8-3:	FASE 9 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI TOTALI - MAPPA DI COLORE.	20
FIGURA 8-4:	FASE 9 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI TOTALI NEI DIAFRAMMI.....	21
FIGURA 8-5:	FASE 9 - SPOSTAMENTI VERTICALI TOTALI NELLA PLATEA.	21

1. PREMESSA

La presente relazione è redatta nell'ambito dell'incarico conferito alla ENSER SRL per la redazione del progetto di fattibilità tecnica ed economica del sottopasso di Via Chiesa sito nel Comune di Castel Maggiore, Provincia di Bologna.

Si tratta di un'opera che sottopassa la linea ferroviaria in corrispondenza di via della Chiesa (Figura 1.1).

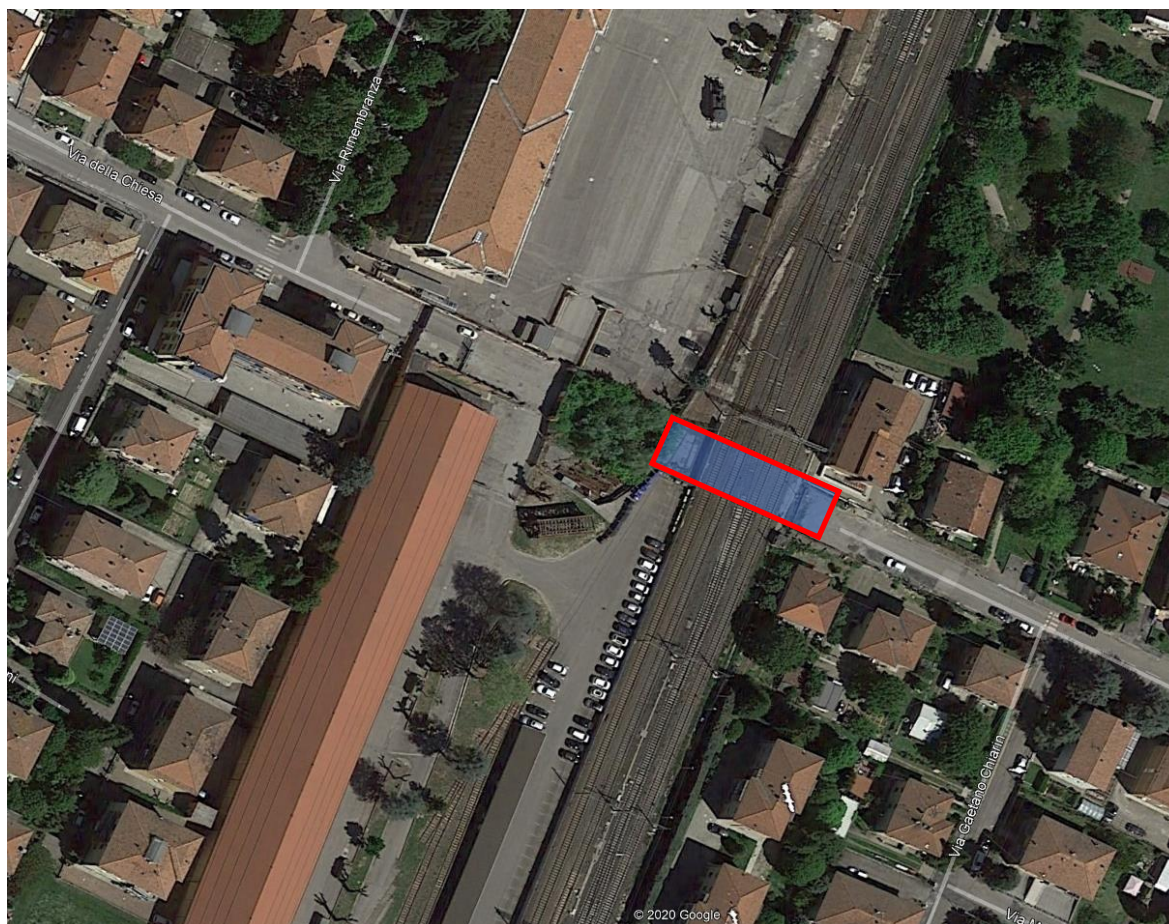


Figura 1.1: Ubicazione del sottopasso di via Chiesa.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto era già stato avviato un cantiere nell'aprile del 2008; a seguito di problematiche durante lo svolgimento dei lavori, gli stessi erano stati interrotti nel nell'aprile del 2009. Al momento quindi l'area è interessata anche dalla presenza di opere (sostanzialmente micropali, cordoli e putrelle, in parte interrati) derivanti dal precedente cantiere.

Come descritto nella relazione illustrativa, è stata valutata la fattibilità dal punto di vista della geometria del tracciato e sono state analizzate le relative problematiche di:

- Un sottopasso carrabile a doppio senso di marcia;
- Un sottopasso carrabile a senso unico;
- Un sottopasso ciclo-pedonale;
- Una passerella ciclo-pedonale.



Tenuto conto delle problematiche delle altre soluzioni e condividendone la scelta con il Comune, è stata sviluppata la soluzione del sottopasso ciclo-pedonale.

Nel seguito del presente documento di riportano:

- descrizione di dettaglio della soluzione scelta;
- descrizione della modellazione, dei risultati e delle verifiche preliminari effettuate.

In particolare, le analisi numeriche preliminari effettuate riguardano la camera di spinta; considerazioni analoghe valgono per la camera di arrivo.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019, n. 7, Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17/01/2018”;
- UNI EN 1538, Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Diaframmi.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI PROGETTO, SOTTOPASSO CICLO-PEDONALE

La sezione trasversale del sottopasso ciclo-pedonale prevede due corsie ciclabili da 1.25 m di larghezza, una per ciascun senso di marcia, ed un marciapiede da 1.5 m, rialzato rispetto alla pista di circa 30 cm e dotato di parapetto.

Nel tratto di sottoattraversamento della linea ferroviaria, strutturalmente l'opera è costituita da uno scatolare in c.c.a. di dimensioni interne nette di 4.20m x 3.50m; lo spessore di pareti, soletta di copertura e platea è di 0.50m (le dimensioni esterne risultano quindi di 5.20m x 4.50m).

La lunghezza dell'opera è di 36m e verrà realizzata tramite l'infissione di 2 monoliti gettati in opera.

Il ricoprimento minimo, cioè la distanza tra la quota del piano ferro e l'estradosso della soletta superiore, è di circa 1.20 m.

Con riferimento ai risultati delle indagini geognostiche e alle valutazioni circa il potenziale di liquefazione riportate nella relazione geologica, si prevede il consolidamento delle sabbie che si trovano alla profondità da circa 12m a circa 19m da piano campagna tramite colonne di jet grouting di 0.60m di diametro ed uguale interasse disposte secondo una maglia quadrata di 3m di lato.

L'esecuzione in opera degli scatolari avverrà all'interno della camera di spinta, sul lato ovest, che sarà costituita da diaframmi di 0.60m di spessore e lunghezza di 21m e da una platea di fondo di 0.60m di spessore. I diaframmi, inizialmente continui sul perimetro della camera di spinta, saranno parzialmente demoliti per consentire l'infissione dello scatolare e il raccordo con il tratto di opera al di fuori del perimetro dei diaframmi. Le parti di diaframmi da demolire saranno armate con barre in vetroresina, più facilmente tagliabili rispetto alle tradizionali barre d'acciaio.

Preliminarmente all'infissione dell'opera, si procederà alla posa delle strutture provvisorie di sostegno dei binari del tipo "ESSEN".

Si prevede il consolidamento del fronte di scavo tramite barre in vetroresina disposte secondo una maglia quadrata di 1m di lato.

L'infissione del monolite avverrà attraverso idonea strumentazione oleodinamica e monitoraggio al continuo delle operazioni. Lo scavo del terreno avverrà a foro cieco dall'interno del manufatto, con asportazione del materiale da tergo.

A causa delle piccole tolleranze consentite, occorrerà un continuo controllo della posizione del monolite durante l'avanzamento, da ottenersi attraverso un preciso sistema di rilevamento topografico in modo da poter intervenire sulle modalità di scavo e sui dispositivi oleodinamici d'infissione, per correggere eventuali errori di traiettoria.

La camera di arrivo è anch'essa costituita da diaframmi di 0.60m di spessore e 21m di lunghezza e da una platea di 0.60m di spessore.

Per mantenere il collegamento carrabile tra le due aree militari a confine con il sottopasso sul lato ovest e per consentire l'accesso carrabile alle proprietà private sul lato est, sia la camera di spinta sia quella di arrivo sono previste parzialmente coperte con una soletta di 0.40m di spessore.

Su entrambi i lati, est e ovest, al di fuori del perimetro dei diaframmi, strutturalmente l'opera è costituita da una sezione a U.

Sarà inoltre necessaria la demolizione e rimozione di parte delle opere provvisorie realizzate nel corso del precedente cantiere, sulle quali si ritiene di non poter fare affidamento.

Si riportano di seguito alcune considerazioni circa le motivazioni che hanno determinato alcune scelte progettuali.

- Consolidamento delle sabbie con colonne di jet grouting

Come riportato nella relazione geologica, *il banco sabbioso restituisce un potenziale di liquefazione medio alto ed i cedimenti sono sostanziali*. In relazione a questa possibile problematica, cautelativamente è stato previsto il consolidamento dello strato sabbioso in oggetto con colonne di jet grouting.

In corrispondenza delle camere di spinta e di arrivo, il consolidamento è dato dai diaframmi.

La realizzazione delle colonne è prevista dalla sede ferroviaria con le inevitabili difficoltà operative del caso.

Si ritiene che nelle successive fasi progettuali la possibile liquefazione delle sabbie sia una questione da approfondire sotto due aspetti principali. Il primo riguarda un approfondimento della valutazione del potenziale di liquefazione attraverso un'integrazione di indagine geognostica (ad esempio con prove di taglio ciclico, triassiale ciclica, ecc.) e, in funzione dei risultati di queste, analisi numeriche di dettaglio. Se confermato il potenziale di liquefazione delle sabbie, occorre analizzare il problema e valutare la necessità dei consolidamenti insieme ai tecnici RFI, non solo perché gli interventi sarebbero eseguiti dalla sede ferroviaria (interventi in linea generale possibili ma con tempi di preavviso dell'ordine di anni, in modo da consentire la pianificazione delle necessarie interruzioni alla circolazione ferroviaria), ma anche in relazione all'effettiva utilità e opportunità dei consolidamenti. Il problema della liquefazione e dei conseguenti cedimenti infatti non è ovviamente localizzato in corrispondenza del sottopasso ma interessa anche le aree nell'intorno, con la conseguenza che, per la stessa linea ferroviaria, un eventuale consolidamento localizzato potrebbe determinare un "punto" rigido, ovvero una discontinuità per la linea.

- Diaframmi perimetrali di 0.60m di spessore e 21m di lunghezza

Considerato che lo scavo avverrà sotto il livello di falda, la scelta dei diaframmi quale opera continua perimetrale (invece di opere puntuali quali micropali) per il sostentamento del fronte di scavo deriva dalla necessità di avere una barriera sostanzialmente impermeabile.

Durante i lavori inoltre sarà necessario prevedere l'abbattimento del livello di falda all'interno del perimetro di scavo tramite impianto di well point così da evitare il problema del sollevamento del fondo scavo. I diaframmi devono essere prolungati fino a superare le sabbie profonde (da qui la necessità della lunghezza di 21m) in modo da confinare l'effetto dell'abbassamento della falda tramite well point all'interno dello scavo; se invece i diaframmi non superassero le sabbie, l'effetto del well point si risentirebbe a decine di metri di distanza con ripercussioni (cedimenti) sui fabbricati vicini.



E' inoltre prevista la realizzazione di puntelli in sommità e intermedi in modo da contenere le deformazioni dei diaframmi durante le operazioni di scavo e quindi minimizzare gli effetti sui fabbricati vicini.

Tenuto conto che la lunghezza dei diaframmi è determinata da necessità idrauliche, si prevede di armarli solo per la lunghezza necessaria ai fini strutturali e geotecnici per il sostentamento del fronte di scavo (12m circa).

4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DELLA STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

4.1. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

L'area oggetto di studio è costituita da depositi prevalentemente limoso-argillosi.

In riferimento alle condizioni geologiche dell'area ed alle indagini geognostiche in sito, è stato ricostruito il modello stratigrafico di riferimento. Esso si articola nelle seguenti unità stratigrafiche:

- **Unità R:** terreno di riporto superficiale a comportamento incoerente, da 0 a 2.0m da p.c.;
- **Unità 1:** limo argilloso con locali passaggi limoso-sabbiosi; questa unità è presente da circa 2.0 a circa 8.0 m da pc (Unità 1 superiore) e da circa 19 a circa 27 m da pc (Unità 1 inferiore);
- **Unità 2:** alternanza di limi argillosi e limi sabbiosi; questa unità è presente da circa 8.0 a circa 12.0 m da pc.;
- **Unità 3:** sabbie pulite e sabbie limose; questa unità è presente da circa 12.0 m a circa 19.0 m da pc e da circa 27.0 m da pc alla massima profondità indagata.

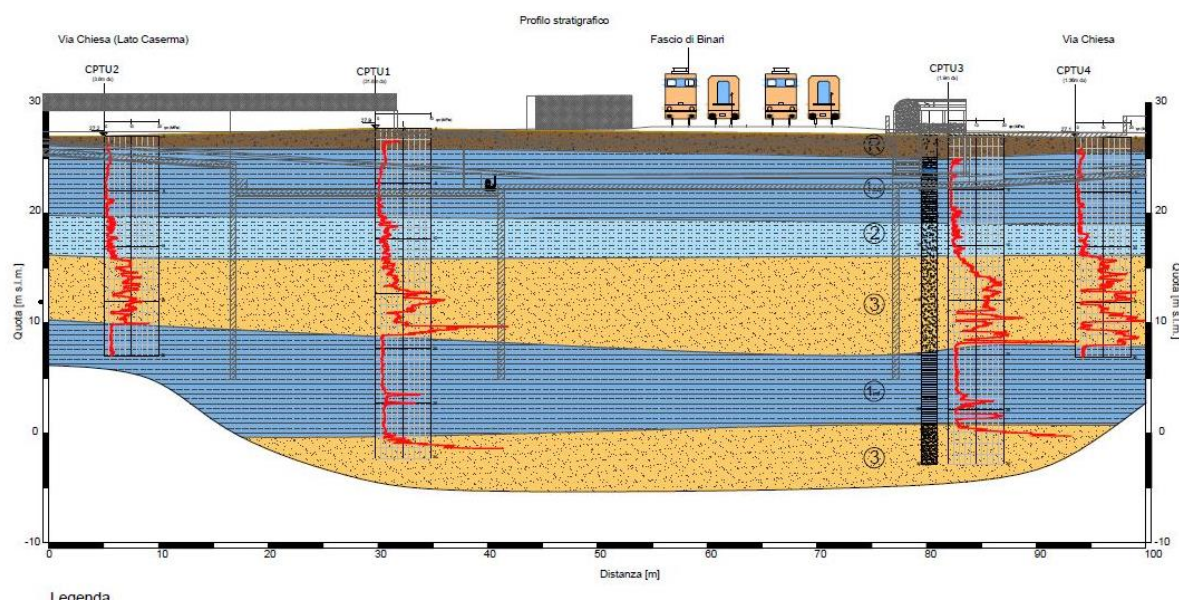
Le proprietà geotecniche sono state elaborate a partire dalle indagini in sito e in laboratorio svoltesi nel mese di maggio 2020, inoltre a supporto dell'interpretazione sono state utilizzate esperienze pregresse condotte nelle aree limitrofe e dati di letteratura.

La tabella seguente riassume i parametri meccanici utilizzati nelle elaborazioni.

Unità	Descrizione	γ	c'	ϕ'	E'
-	-	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
Unità R	Riporto incoerente	18	0	28	7.43
Unità 1sup	Limi argillosi (leggermente OC) plastici	19	2	27	1.49
Unità 2	Alternanze limi argillosi e limi sabbiosi	18.5	1	29	12.63
Unità 3	Sabbie pulite o limose	18	0	33	40.86
Unità 1inf	Limi argillosi (NC) plastici	19	0	27	3.71





Tabella 4.1: Parametri geotecnici di calcolo.

Nell'immagine seguente si riporta il profilo stratigrafico di riferimento per l'area di studio.



Legenda

Unità litotecniche

-  Unità R: Terreno di riporto di natura incoerente
-  Unità 1sup/1inf: Limo argilloso con locali passaggi limo-sabbiosi
-  Unità 2: Alternanza di limi sabbiosi e limi argillosi
-  Unità 3: Sabbie pulite e sabbie limose

Simbologia

— Limite stratigrafico

Qc [MPa]

0 10

5

Profilo di resistenza
penetrometrica statica di
punta



Sondaggio stratigrafico
a carotaggio continuo

Livello di falda al
termine delle operazioni

Figura 4.1: Profilo stratigrafico di riferimento per l'area di studio.

4.2. LIVELLO DI FALDA ASSUNTO NELLE ANALISI

I risultati del monitoraggio di falda tramite piezometro hanno restituito una soggiacenza di falda a circa -3m da p.c.. Tuttavia, tenendo presente di un eventuale ricarico stagionale, il livello di falda considerato nelle analisi è stato posto a -1 m da p.c..

5. CRITERI DI CALCOLO

Come anticipato in premessa, le analisi numeriche preliminari effettuate riguardano la camera di spinta; considerazioni analoghe valgono per la camera di arrivo.

Nel seguito del presente documento quindi si illustrano la modellazione, i risultati e le principali verifiche per la camera di spinta.

Ai fini del progetto dei diaframmi della camera di spinta, sono stati considerati sia gli stati limite di esercizio (SLE) sia gli stati limite ultimi (SLU).

Le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegati per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

5.1. COMBINAZIONI STATICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Con riferimento al § 2.5.3 del D.M.17/01/2018, il valore di progetto delle azioni e dell'effetto delle azioni si ottiene dalla seguente combinazione fondamentale delle azioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

dove:

- G_1 si riferisce ai carichi permanenti strutturali;
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile fondamentale.

I carichi permanenti agenti sull'opera sono rappresentati dalla spinta del terreno e dalla spinta idrostatica.

Le azioni variabili agenti sulle opere sono costituite dal sovraccarico accidentale da cantiere, indotto a monte dell'opera durante le fasi di esecuzione, di valore caratteristico 10 kPa.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni γ_G e γ_Q da utilizzarsi sono determinati con riferimento a quanto prescritto alla tabella 6.2.I (Tabella 5-1) ed agli approcci indicati nel seguito.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state condotte secondo quanto prescritto al § 6.5.3.1.2 del D.M.17/01/2018. Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale dell'opera sono state effettuate considerando la combinazione di coefficienti "A1"+"M1"+"R1" (Approccio 1 – combinazione 1).

Le verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico sono state condotte con la combinazione di coefficienti "A2"+"M2"+"R1" (Approccio 1 – combinazione 2); in particolare è stata verificata la convergenza del modello di calcolo con i parametri ridotti M2.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 5-1; i coefficienti parziali γ_M da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati in Tabella 5-2.

Tabella 5-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni – (Tabella 6.2.I – DM 17/01/2018).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 5-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni – (Tabella 6.2.II – DM 17/01/2018).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale (γ_M)	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c'_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1.00	1.00

I coefficienti parziali γ_R relativi alle resistenze del sistema "R1" sono unitari.

5.2. COMBINAZIONI STATICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE E SLD)

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per gli stati limite di esercizio sono state effettuate le verifiche delle tensioni in esercizio ed a fessurazione degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato assumendo l'ipotesi di:

- condizioni ambientali aggressive;
- armature poco sensibili.

Le combinazioni caratteristiche "rara", "frequente" e "quasi permanente" sono state assunte cautelativamente coincidenti ("rara").

6. SOFTWARE UTILIZZATO

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro si è ritenuto opportuno l'impiego di un metodo di calcolo agli elementi finiti (FEM).

Il software adottato per le verifiche è Plaxis 2D 2019.

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tenso-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello cresce con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito ϕ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Nella figura seguente sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale σ_1 e la tensione di confinamento radiale σ_3) e la deformazione assiale (ϵ_1);
- relazione fra ϵ_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e ϵ_1 (deformazione assiale);

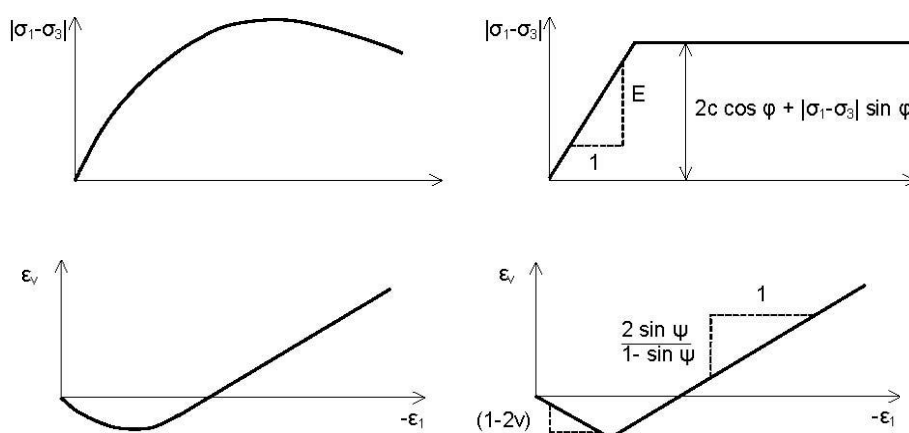


Figura 6-1: Legami costitutivi per modello Mohr - Coulomb

PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno. Nel seguito viene affrontata una breve descrizione dei modelli adottati:

Modello Linear Elastic (Elastico lineare)

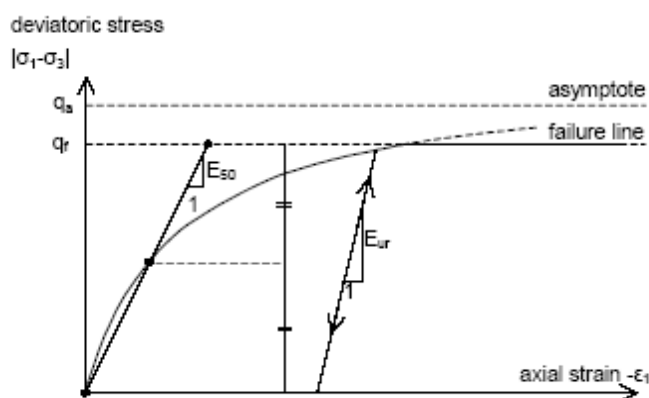
Questo modello implementa il comportamento elastico lineare in accordo alla legge di Hooke (elasticità isotropa lineare). Il modello richiede due parametri di rigidità elastici (modulo di Young E e il coefficiente di Poisson ν). Il modello elastico lineare è stato utilizzato, vista la natura della schematizzazione stessa del modello, solamente per simulare le strutture in calcestruzzo inserite all'interno del terreno.

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente)

È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni

distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

Come il modello Mohr-Coulomb, limitatamente agli stati di tensione, gli elementi terreno sono descritti attraverso la coesione c , l'angolo di attrito ϕ , e l'angolo di dilatanza ψ , mentre la rigidità è descritta più accuratamente attraverso tre differenti moduli di deformazione, cioè E_{50} , E_{ur} e E_{oed} , che sono rispettivamente il modulo di deformazione secante, il modulo di deformazione in scarico e ricarico e il modulo edometrico. In questa analisi E_{ur} si è assunto pari a $3 E_{50}$.



Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

Figura 6-2: Legame sforzi – deformazioni per modello Mohr – Coulomb.

7. MODELLO DI CALCOLO

7.1. GEOMETRIA

Di seguito si riporta il modello Plaxis 2D 2019.

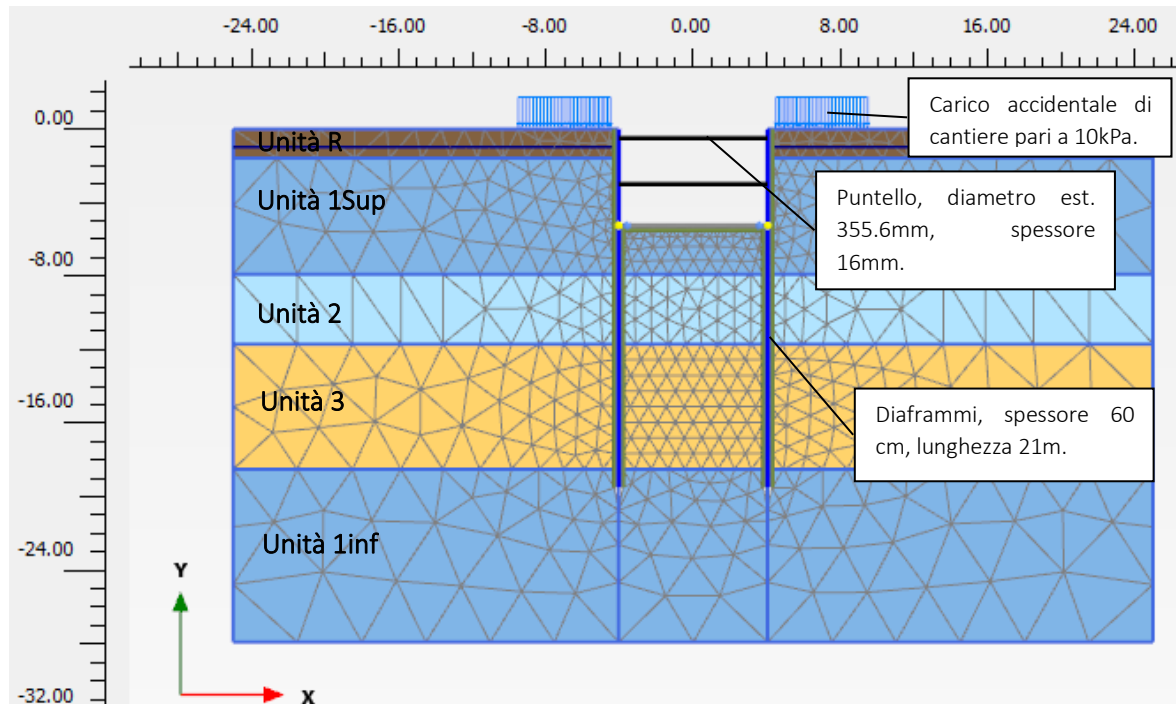


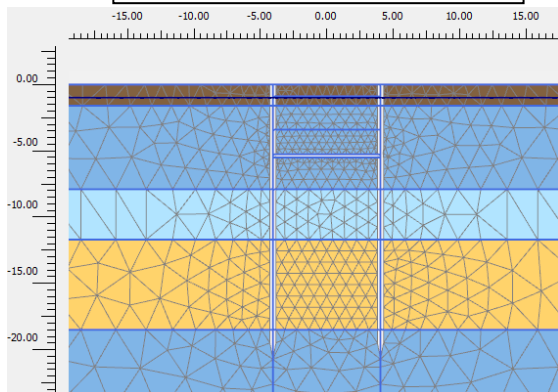
Figura 7-1: Modello di calcolo.

7.2. FASI DI CALCOLO

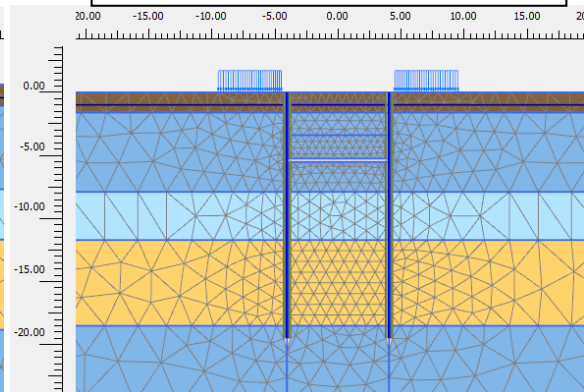
Le fasi di calcolo considerate nelle elaborazioni sono le seguenti:

- *fase 0 – fase geostatica iniziale;*
 - falda a quota $z=-1.0\text{m}$ da p.c.;
- *fase 1 – Realizzazione dei diaframmi:*
 - azzeramento degli spostamenti ad inizio fase;
 - applicazione dei carichi variabili.
- *fase 2 – Scavo a $z=-0.9\text{m}$ da p.c.;*
 - falda abbattuta in corrispondenza dello scavo (-0.3m da fondo scavo);
- *fase 3 – Installazione del puntello sommitale ($z=-0.5\text{m}$ da p.c.);*
- *fase 4 – Scavo a $z=-3.5\text{m}$ da p.c.;*
 - falda abbattuta in corrispondenza dello scavo (-0.3m da fondo scavo);
- *fase 5 – Installazione del puntello intermedio ($z=-3.0\text{m}$ da p.c.);*
- *fase 6 – Scavo a $z=-5.51\text{m}$ da p.c.;*
 - falda abbattuta in corrispondenza dello scavo (-0.3m da fondo scavo);
- *fase 7 – Realizzazione della platea;*
- *fase 8 – Rimozione del puntello intermedio;*
- *fase 9 – Falda a quota $z=-1.0\text{m}$ da p.c..*
 - falda ripristinata a $z=-1.0\text{m}$ da p.c.;
 - rimozione dei carichi variabili.

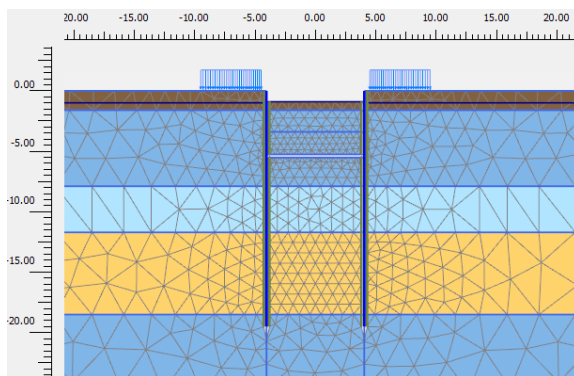
Fase 0 – fase geostatica iniziale



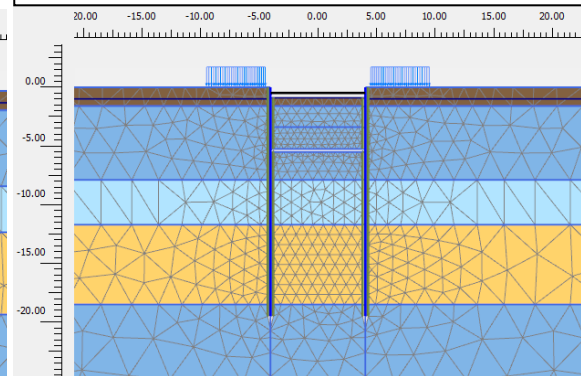
Fase 1 – Realizzazione dei diaframmi



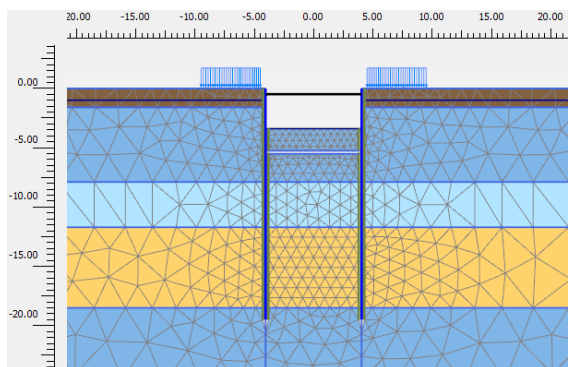
Fase 2 – Scavo a $z=-0.9\text{m}$ da p.c.



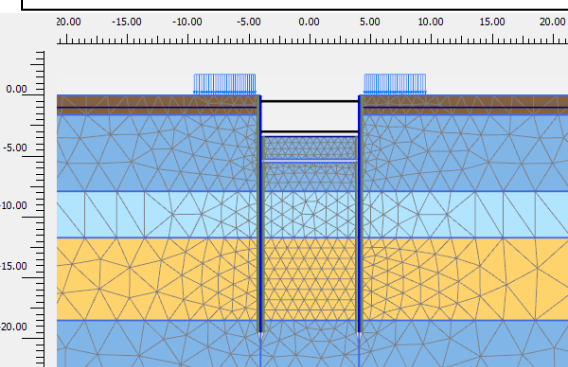
Fase 3 – Installazione del puntello sommitale ($z=-0.5\text{m}$ da p.c.)



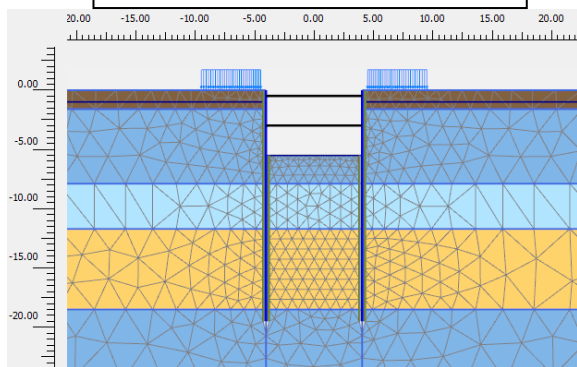
Fase 4 – Scavo a $z=-3.5\text{m}$ da p.c.



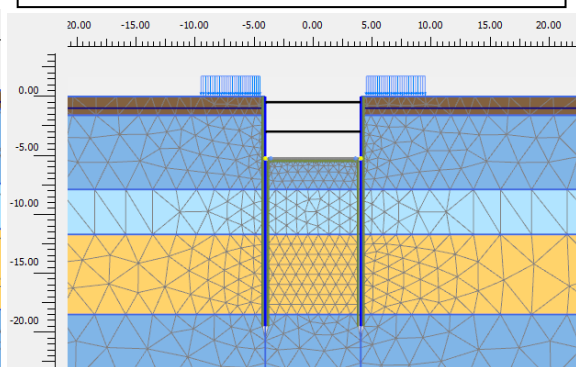
Fase 5 – Installazione del puntello intermedio ($z=-3.0\text{m}$ da p.c.)



Fase 6 – Scavo a $z=-5.51\text{m}$ da p.c.

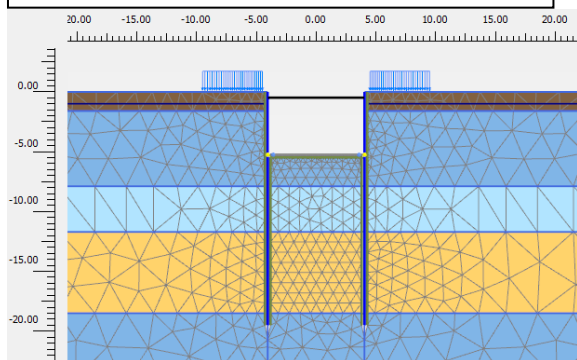


Fase 7 – Realizzazione della platea di varo



Fase 8 – Rimozione del puntello intermedio

Fase 9 – Falda a quota $z=-1.0\text{m}$ da p.c.



8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Nel seguito si riportano i principali risultati ottenuti tramite il modello di calcolo.

Le sollecitazioni mostrate nelle immagini di seguito riportate si riferiscono al metro di profondità. Le fasi indicate sono relative alle sollecitazioni dimensionanti, mentre per quanto riguarda gli spostamenti vengono mostrati quelli relativi alla fase finale.

8.1. MOMENTO FLETTENTE NEI DIAFRAMMI

Le sollecitazioni allo SLU sono state ottenute dalle sollecitazioni allo SLE moltiplicandole per il coefficiente di fattorizzazione $\gamma_G=1.3$.

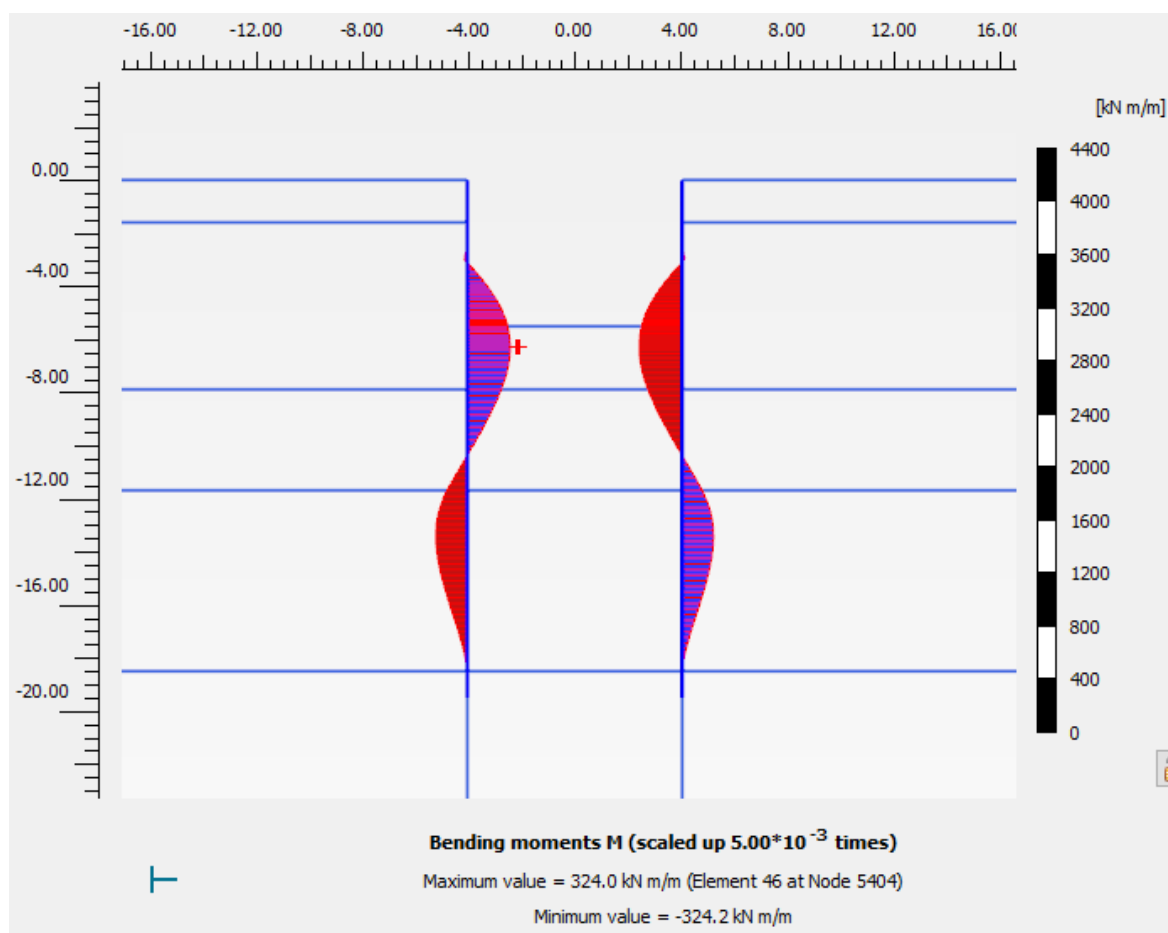


Figura 8-1: Momento flettente sui diaframmi - fase 6 – Scavo a $z=-5.51m$ da p.c..

8.2. MOMENTO FLETTENTE NELLA PLATEA DI VARO

Le sollecitazioni allo SLU sono state ottenute dalle sollecitazioni allo SLE moltiplicandole per il coefficiente di fattorizzazione $\gamma_G=1.3$.

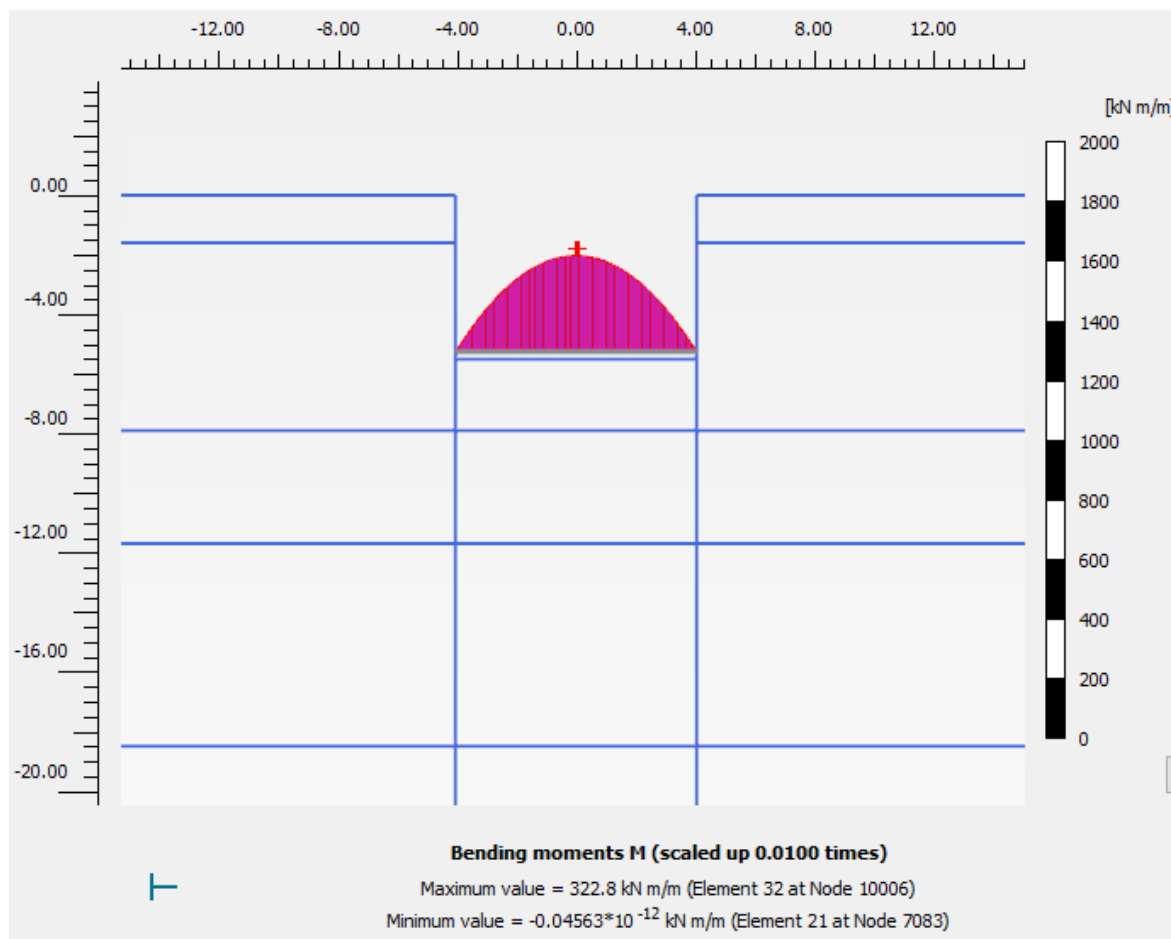


Figura 8-2: Momento flettente sulla platea - fase 9 – Falda a $z=-1.0\text{m}$ da p.c..

8.3. SPOSTAMENTI

L'immagine seguente mostra una mappatura a colori degli spostamenti totali negli elementi di terreno nella fase finale 9 – Falda a $z=-1.0\text{m}$ da p.c..

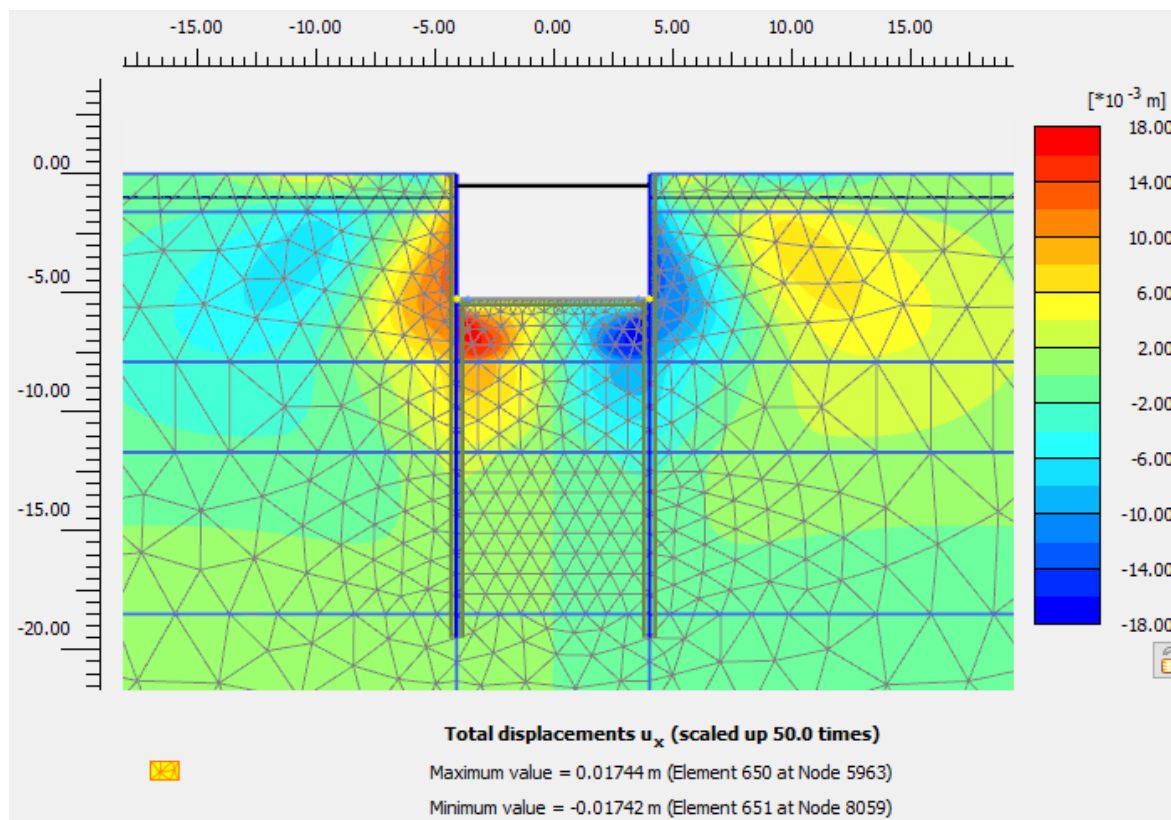


Figura 8-3: Fase 9 - Spostamenti orizzontali totali – mappa di colore.

Seguono i grafici inerenti allo spostamento totale dei diaframmi e della platea.

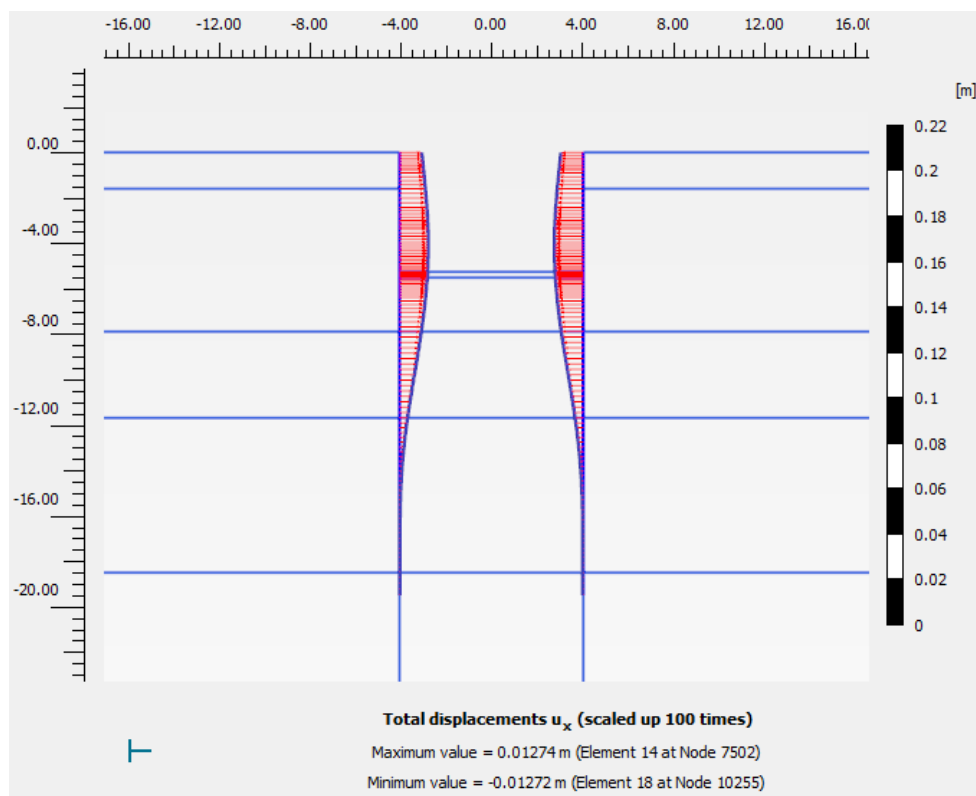


Figura 8-4: Fase 9 - Spostamenti orizzontali totali nei diaframmi.

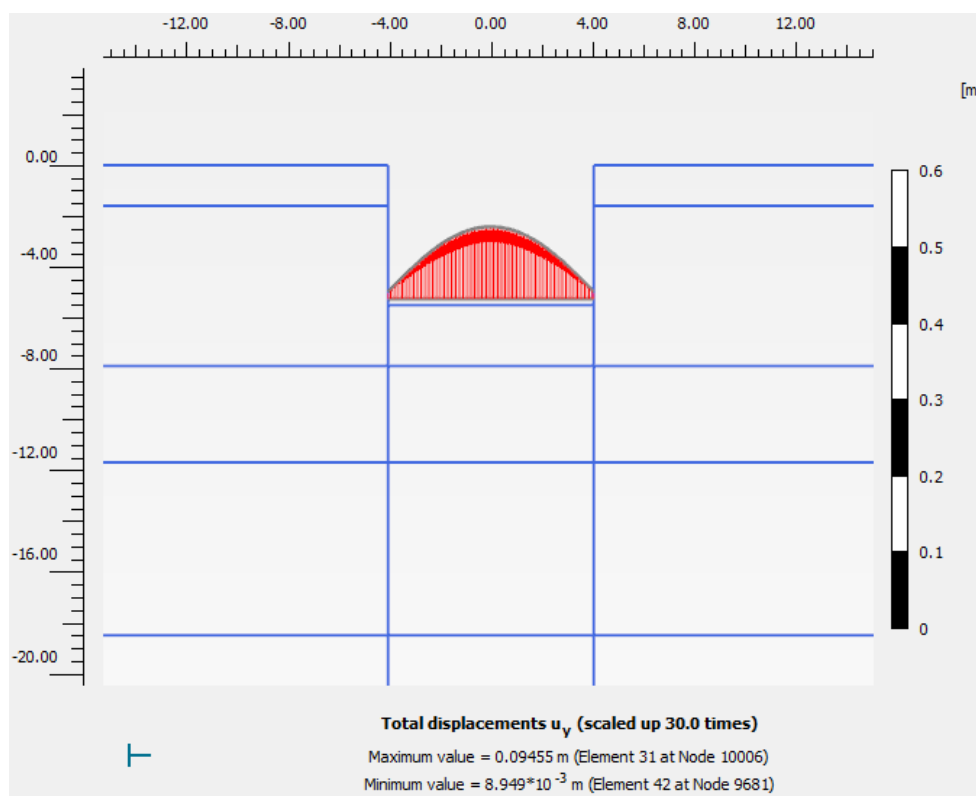


Figura 8-5: Fase 9 - Spostamenti verticali totali nella platea.

8.4. ARMATURE LONGITUDINALI

Il calcolo del momento resistente è stato eseguito al metro lineare.

Le verifiche sono state condotte tramite GeoStru RC-SEC Versione 2020.11.0.1004.

La tabella seguente mostra l'armatura stabilita in fase preliminare per i diaframmi, disposta in senso longitudinale rispetto al loro sviluppo, il momento sollecitante e il momento resistente.

Tabella 8-1: Verifiche di resistenza a flessione - diaframma.

Armatura	As	M _{Ed} [kNm]		M _{Rd} [kNm]
Armatura longitudinale	8+8 ø 30	324.2x1.3 = 421.5 kNm	<	1039.04

La tabella seguente mostra l'armatura stabilita in fase preliminare della platea di varo, disposta in senso trasversale rispetto al suo sviluppo, il momento sollecitante e il momento resistente.

Tabella 8-2: Verifiche di resistenza a flessione - platea.

Armatura	As	M _{Ed} [kNm]		M _{Rd} [kNm]
Armatura trasversale	8+8 ø 30	322.8x1.3 = 419.6 kNm	<	1039.04