

Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia

DIREZIONE REGIONALE DELLA VIABILITA' E DEI TRASPORTI

Legge 21 dicembre 2001 n. 443 (c.d. "Legge obiettivo")
Primo Programma Nazionale Infrastrutture Strategiche
Intesa Generale Quadro Ministero Infrastrutture e Trasporti - Regione Autonoma
Friuli - Venezia Giulia

F.V.G. 3 NODO E HUB INTERPORTUALE DI TRIESTE

F.V.G. 3.2 PENETRAZIONE NORD DI TRIESTE: COLLEGAMENTO IN GALLERIA
DA PROSECCO AL PORTO VECCHIO E SOTTOPASSO DELLA CITTA'
PER RIALLACCIO ALLA GRANDE VIABILITA' TRIESTINA.

SOGGETTO AGGIUDICATORE: REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA
Progettazione preliminare affidata in avvalimento al Dipartimento di ingegneria civile
dell'Università degli Studi di Trieste con atto rep. n.7905 dd.19.12.2002

PROGETTO PRELIMINARE



Dipartimento di Ingegneria Civile
Università degli Studi di Trieste



Il Progettista:

Prof. Ing. Aurelio Marchionna

Consulenti:

Alpina S.p.A.

Studio Ing. Pierpaolo Ferrante

Geotecna Progetti S.p.A.

Soil S.r.l.

Studio Prof. Ass. Ingg. Ferro e Cerioni

Prof. Ing. Sascia Canale

Il Responsabile del procedimento

Prof. Ing. Roberto Camus

Collaboratori:

Dott. Ing. Paolo Perco
Dott. Ing. Paola Capon
Dott. Ing. Giovanni Longo
Dott. Ing. Stefano Moratto
Dott. Ing. Alberto Robba

Geologia:

Soil S.r.l.

Dott.Geol. Aldo Battaglia

Dott.Geol. Fabio Staffini

Data

Febbraio 2003

Titolo elaborato:

Scala:

-

PENETRAZIONE NORD E PASSANTE INTERVALLIVO

Revisioni:

00

OPERE D'ARTE DEFINITIVE A CONTATTO CON IL TERRENO

RELAZIONE TECNICA

Codifica

F 2 001

INDICE

| | |
|---|----|
| PREMESSA | 5 |
| 1. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO | 6 |
| 1.1. Materiali | 6 |
| 1.2. Parametri del terreno | 6 |
| 1.3. Analisi dei carichi | 7 |
| 1.4. Spinta delle terre | 7 |
| 1.5. Schema statico | 8 |
| 1.6. Verifiche di stabilità | 8 |
| 1.7. Risultati | 8 |
| 2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BERLINESE IN MICROPALI | 11 |
| 2.1. Geometria dell'intervento | 11 |
| 2.2. Parametri geotecnici | 12 |
| 2.3. Stratigrafia di progetto | 13 |
| 2.4. Analisi dei carichi | 13 |
| 2.5. Step di calcolo | 14 |
| 2.6. Risultati | 23 |
| 3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA GALLERIE ARTIFICIALI A SEZIONE CICOLARE | 25 |
| 3.1. Materiali | 26 |
| 3.2. Schema di calcolo | 27 |
| 3.3. Analisi dei carichi | 29 |
| 3.4. Risultati | 29 |

| | | |
|--------|---|----|
| 4. | DIMENSIONAMENTO E VERIFICA GALLERIE A SEZIONE SCATOLARE | 31 |
| 4.1. | Scatolare svincolo Valmaura | 31 |
| 4.1.1. | Materiali | 32 |
| 4.1.2. | Parametri del terreno | 33 |
| 4.1.3. | Analisi dei carichi | 33 |
| 4.1.4. | Spinta delle terre | 33 |
| 4.1.5. | Schema statico | 34 |
| 4.1.6. | Risultati | 34 |
| 4.2. | Scatolare svincolo via Cumano | 35 |
| 4.2.1. | Materiali | 36 |
| 4.2.2. | Parametri del terreno | 36 |
| 4.2.3. | Analisi dei carichi | 36 |
| 4.2.4. | Spinta delle terre | 37 |
| 4.2.5. | Schema statico | 37 |
| 4.2.6. | Risultati | 37 |
| 5. | DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MANUFATTO A U | 39 |
| 5.1. | Materiali | 39 |
| 5.2. | Parametri del terreno | 40 |
| 5.3. | Analisi dei carichi | 40 |
| 5.4. | Spinta delle terre | 40 |
| 5.5. | Schema statico | 41 |
| 5.6. | Risultati | 41 |
| 6. | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI DEI VIADOTTI | 43 |

| | | |
|------|---|----|
| 6.1. | Materiali | 43 |
| 6.2. | Pozzo di fondazione svincolo viale Miramare | 44 |

PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle opere d'arte a contatto con il terreno presenti lungo il tracciato del Passante intervallivo e della Penetrazione Nord di Trieste.

In particolare vengono considerate le seguenti opere:

- Muri di sostegno
- Paratie (ad esclusione di quelle relative alle opere di imbocco delle gallerie naturali)
- Gallerie artificiali
- Fondazioni

1. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica di muri di sostegno in C.A. a mensola.

Si prendono in considerazione muri aventi altezze di 2,4,6 m.

Le verifiche vengono eseguite utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

1.1. Materiali

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $\sigma_c = 97 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni soggette a taglio $\tau_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
 $\tau_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni semplicemente compresse $\sigma_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio Feb44k controllato:

$$\sigma_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

1.2. Parametri del terreno

Cautelativamente, nelle analisi di stabilità, sono assunti per il terreno di monte e di valle i seguenti parametri geotecnici di riferimento:

| | |
|---------------------------------|----------------------------------|
| - Angolo di attrito interno | $\mathbf{f} = 35^\circ$ |
| - Coesione | $c = 0 \text{ MPa}$ |
| - Peso per unità di volume | $\mathbf{g} = 19 \text{ kN/m}^3$ |
| - Inclinazione terreno di monte | $i = 20^\circ$ |
| - Attrito muro/terreno | $\mathbf{d/f} = 0.5$ |

1.3. Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi sono assunti i seguenti valori:

| | |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| - Peso di volume del muro | $\mathbf{g} = 25 \text{ kN/m}^3$ |
| - Sovraccarico accidentale uniforme | $q = 20 \text{ kPa}$ |

1.4. Spinta delle terre

Per il calcolo della spinta delle terre è utilizzata la teoria di Coulomb.

Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato con la seguente formula:

$$k_a = \frac{\cos^2(\mathbf{f} - \mathbf{b})}{\cos^2 \mathbf{b} \cdot \cos(\mathbf{b} + \mathbf{d}) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\mathbf{d} + \mathbf{f}) \cdot \sin(\mathbf{f} - i)}{\cos(\mathbf{b} + \mathbf{d}) \cdot \cos(\mathbf{b} - i)}} \right]^2}$$

in cui:

ϕ = angolo d'attrito

β = inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale (è positivo se il paramento rimane a valle della verticale passante per il piede);

δ = angolo d'attrito muro-terreno

i = inclinazione del rinterro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale a monte del muro).

La spinta così determinata risulta inclinata rispetto all'orizzontale di $\beta + \delta$ (deve comunque risultare $\beta + \delta \leq \phi$). Le componenti orizzontale e verticale della spinta risultano pari a:

$$S_h = S \cos (\beta + \delta)$$

$$S_v = S \sin (\beta + \delta)$$

essendo S la spinta risultante.

1.5. Schema statico

Per il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi sul fusto e sulla platea di fondazione, viene impiegato lo schema statico di trave a sbalzo.

1.6. Verifiche di stabilità

Vengono eseguite le seguenti verifiche di stabilità:

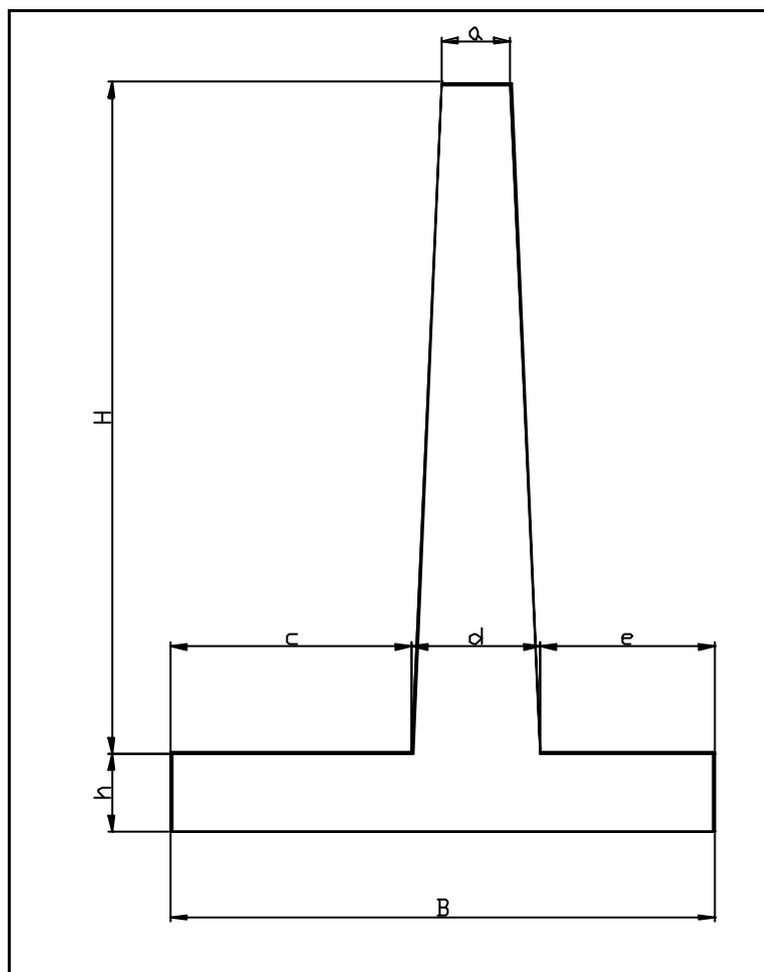
Scivolamento, verificando che il fattore di sicurezza risulti $FS = 1.3$;

Ribaltamento, verificando che il fattore di sicurezza risulti $FS = 1.5$;

Schiacciamento, verificando che il fattore di sicurezza risulti $FS = 2$.

1.7. Risultati

Si riporta nella figura sottostante la geometria parametrizzata di un muro di sostegno.



Nella tabella seguente sono riassunti i parametri geometrici, i fattori di sicurezza e l'area d'armatura per i muri di sostegno aventi diverse altezze (con riferimento a un metro lineare di struttura).

| Altezza Muro [m] | 2 | 4 | 6 |
|------------------|-----|-----|-----|
| a [m] | 0.2 | 0.3 | 0.4 |
| B [m] | 2.0 | 4.0 | 6.0 |
| c [m] | 1.1 | 2.0 | 3.7 |
| d [m] | 0.4 | 0.7 | 1.0 |

| | | | |
|---|-----|-----|-----|
| e [m] | 0.5 | 1.3 | 1.3 |
| h [m] | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| H [m] | 2.0 | 4.0 | 6.0 |
| F _S scorrimento | > 3 | > 3 | > 2 |
| F _S ribaltamento | > 3 | > 4 | > 3 |
| F _S schiacciamento | > 6 | > 6 | > 2 |
| Area armatura platea [cm ²] | 5 | 10 | 30 |
| Area armatura fusto [cm ²] | 10 | 25 | 90 |

Dai dati riportati in tabelle si evince che le verifiche di stabilità sono ampiamente soddisfatte.

In particolare, per calcolare il fattore di sicurezza allo schiacciamento, si è considerata una portanza del terreno pari a 5 kg/cm², valutato in prima approssimazione sulla base dei dati ad oggi disponibili.

2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA BERLINESE IN MICROPALI

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica di una berlinese in micropali tirantata.

Tale opera è localizzata in prossimità dello svincolo di via Miramare, dove è prevista l'ubicazione di una centrale di ventilazione.

Per il calcolo dell'opera si utilizza il programma non lineare ad elementi finiti PARATIE rel. 6.0.

Le verifiche vengono eseguite utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

2.1. Geometria dell'intervento

La berlinese è realizzata con micropali di lunghezza 30 m posti ad interasse di 0.45 m.

Il diametro di perforazione è pari a 220 mm.

L'armatura del micropalo è costituita da un tubo in acciaio Fe 510 ($S_{amm} = 240$ MPa) di 127 mm e spessore 12.5 mm.

La profondità di scavo è pari a 21 m.

I tiranti posti ad interasse di 3.0 m sono composti da n. 4 trefoli, ciascun trefolo di area 139 mm^2 e con tiro massimo di 150 kN.

I tiranti vengono inclinati di 20° rispetto all'orizzontale.

Si prevede la messa in opera di otto 8 ordini di tiranti.

Vista la notevole altezza dello scavo (m 21) e la presenza, a monte della berlinese, di una ferrovia, per evitare possibili cedimenti, si ritiene necessaria la messa in opera di un tirante in testa composto da tre trefoli.

Nella tabella seguente si riporta la lunghezza libera di ancoraggio, la lunghezza del bulbo di ancoraggio e il pretiro di ogni ordine di tiranti.

| Tirante n. | L libera [m] | L bulbo [m] | Pretiro [KN] |
|------------|--------------|-------------|--------------|
| 1 | 17.0 | 10.0 | 180 |
| 2 | 16.0 | 10.0 | 180 |
| 3 | 15.0 | 10.0 | 180 |
| 4 | 14.5 | 10.0 | 100 |
| 5 | 13.0 | 10.0 | 180 |
| 6 | 11.5 | 10.0 | 80 |
| 7 | 10.0 | 10.0 | 100 |
| 8 | 9.0 | 10.0 | 100 |

2.2. Parametri geotecnici

Nella fase di analisi si assumono per la successione stratigrafica interessata dalla realizzazione dell'opera i seguenti parametri geotecnici di riferimento (stimati in prima approssimazione sulla base dei dati ad oggi disponibili):

Strato 1 :

- Angolo di attrito interno $\mathbf{f} = 25^\circ$
- Coesione $\mathbf{c} = 0 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $\mathbf{g} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di Young a compressione $\mathbf{E} = 50 \text{ MPa}$

Strato 2 :

- Angolo di attrito interno $\mathbf{f} = 28^\circ$

- Coesione $c = 0.02 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $g = 22 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di Young a compressione $E = 300 \text{ MPa}$

Strato 3 :

- Angolo di attrito interno $f = 36^\circ$
- Coesione $c = 0.20 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $g = 24 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di Young a compressione $E = 1400 \text{ MPa}$

2.3. Stratigrafia di progetto

Ponendo quota 0 coincidente con il piano di campagna, la stratigrafia di riferimento risulta essere la seguente:

- da 0.0 a -5.0 m: strato 1 - materiali di completa alterazione del flysch e/o depositi eluvio colluviali.
- da -5.0 a -12.0 m: strato 2 - cappellaccio di alterazione del flysch
- da -12.0 m: strato 3 - flysch in posto

2.4. Analisi dei carichi

I pesi propri della struttura e del terreno vengono calcolati automaticamente dal programma PARATIE.

Si assume cautelativamente un sovraccarico di 20 kPa.

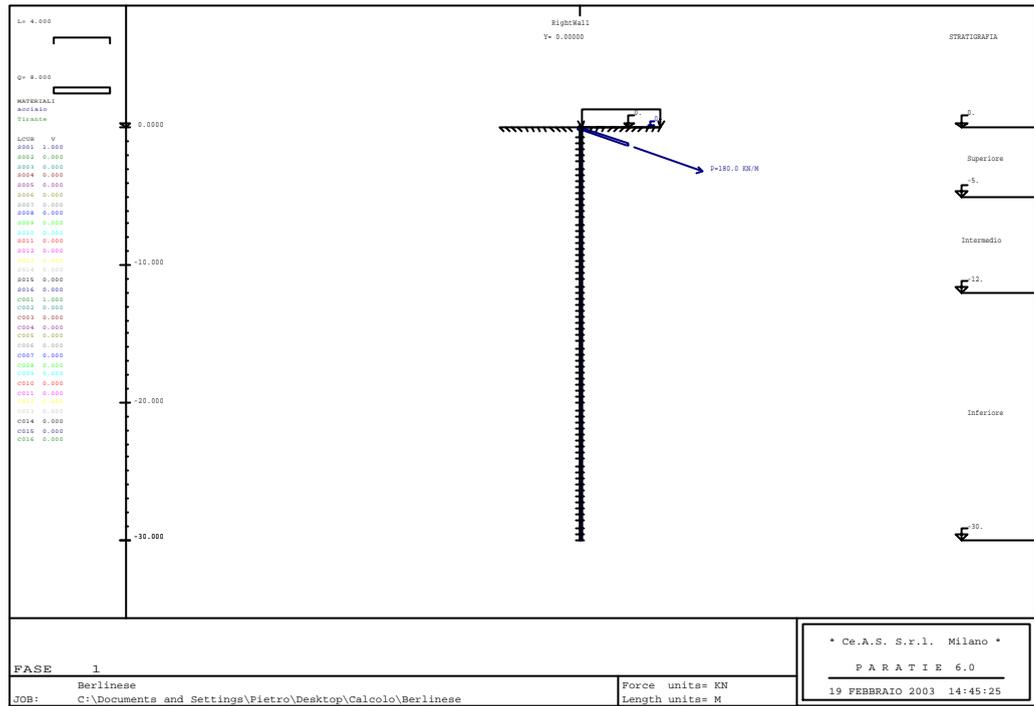
2.5. Step di calcolo

Per la verifica della berlinese vengono simulate le varie fasi realizzative attraverso n. 16 step di calcolo.

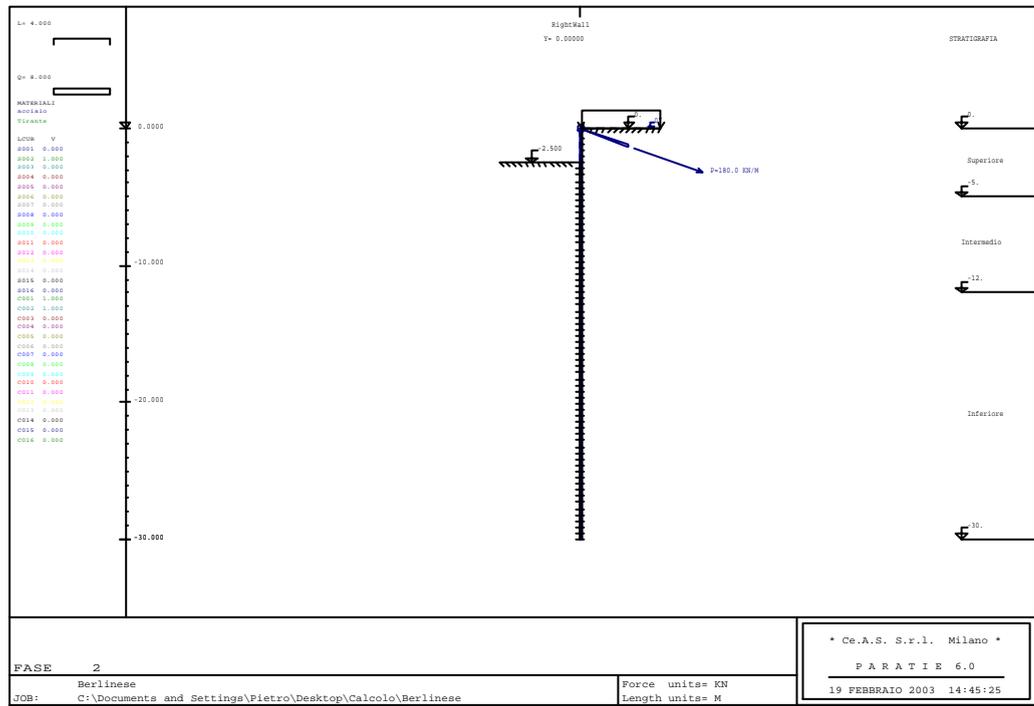
Gli step di calcolo sono i seguenti:

- 1) Condizione geostatica e installazione del tirante di testa
- 2) Scavo a -2.5 m
- 3) Installazione tirante a -2.0 m
- 4) Scavo a -4.5 m
- 5) Installazione tirante a -4.0 m
- 6) Scavo a -6.5 m
- 7) Installazione tirante a -6.0 m
- 8) Scavo a -9.5 m
- 9) Installazione tirante a -9.0 m
- 10) Scavo a -12.5 m
- 11) Installazione tirante a -12.0 m
- 12) Scavo a -15.5 m
- 13) Installazione tirante a -15.0 m
- 14) Scavo a -18.5 m
- 15) Installazione tirante a -18 m
- 16) Scavo a -21 m

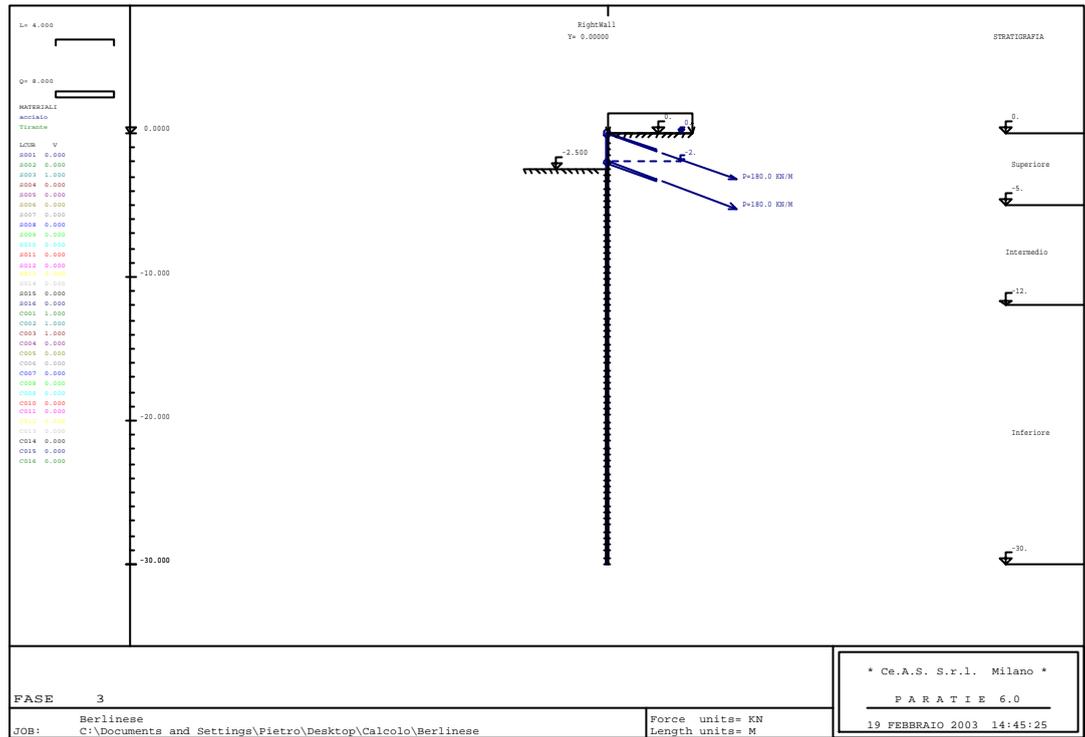
Nelle figure seguenti si riportano le step di calcolo appena descritte.



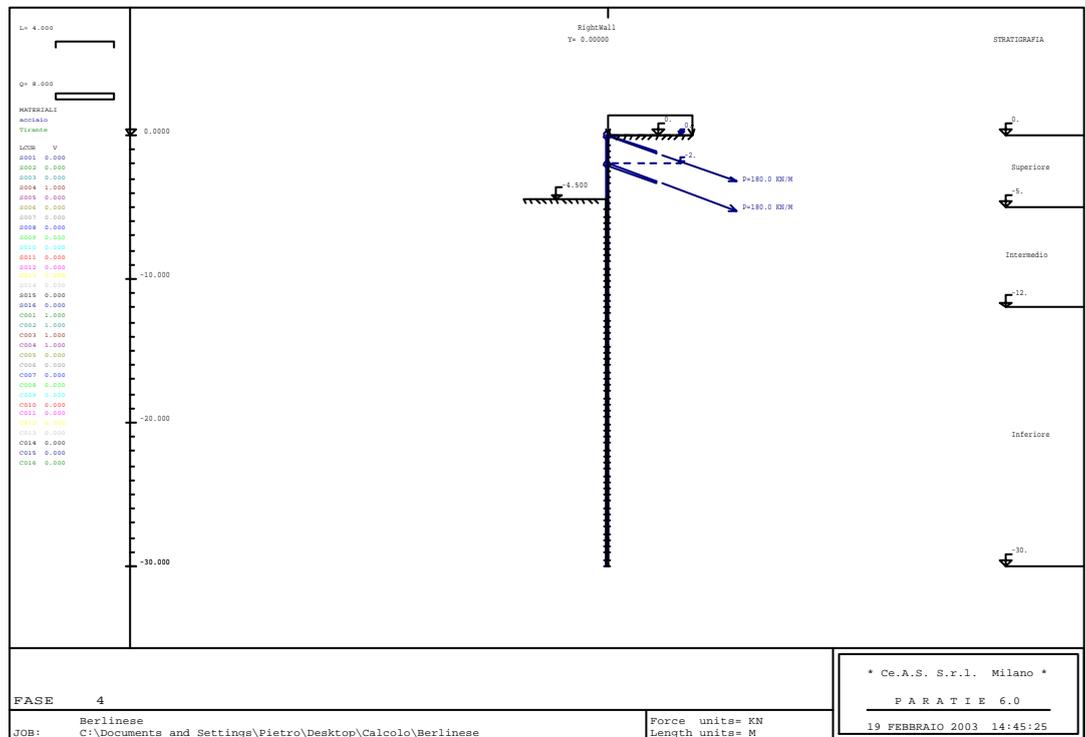
Step 1 - Condizione geostatica e installazione del tirante di testa



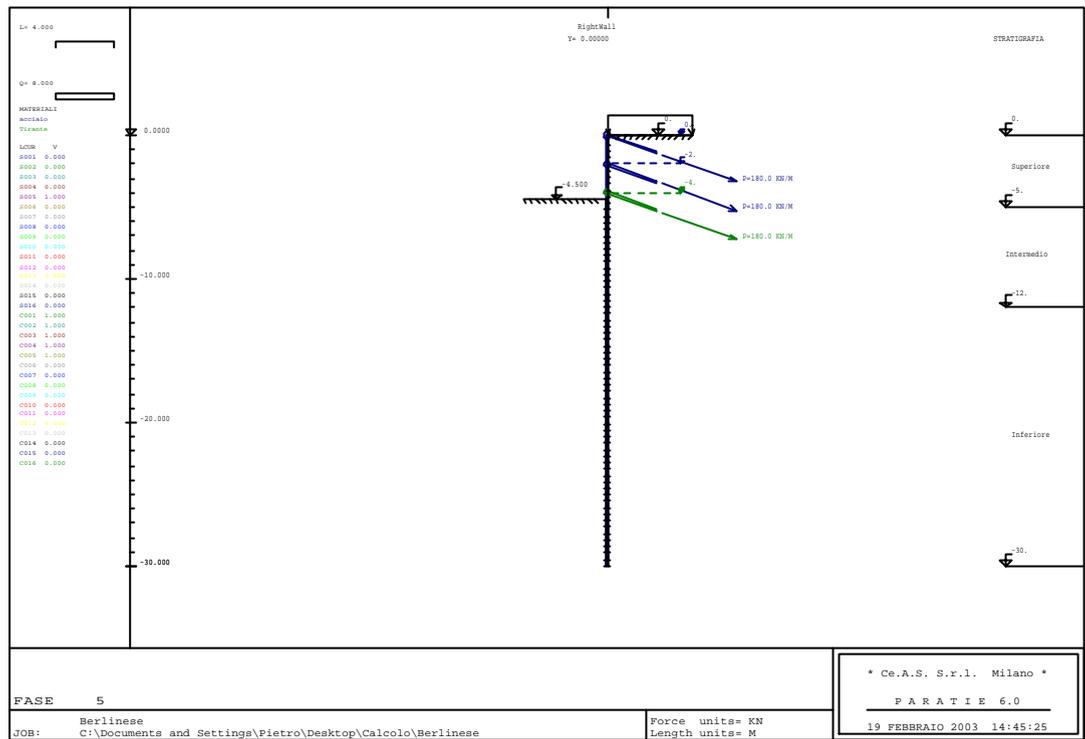
Step 2 – Scavo a -2.5 m



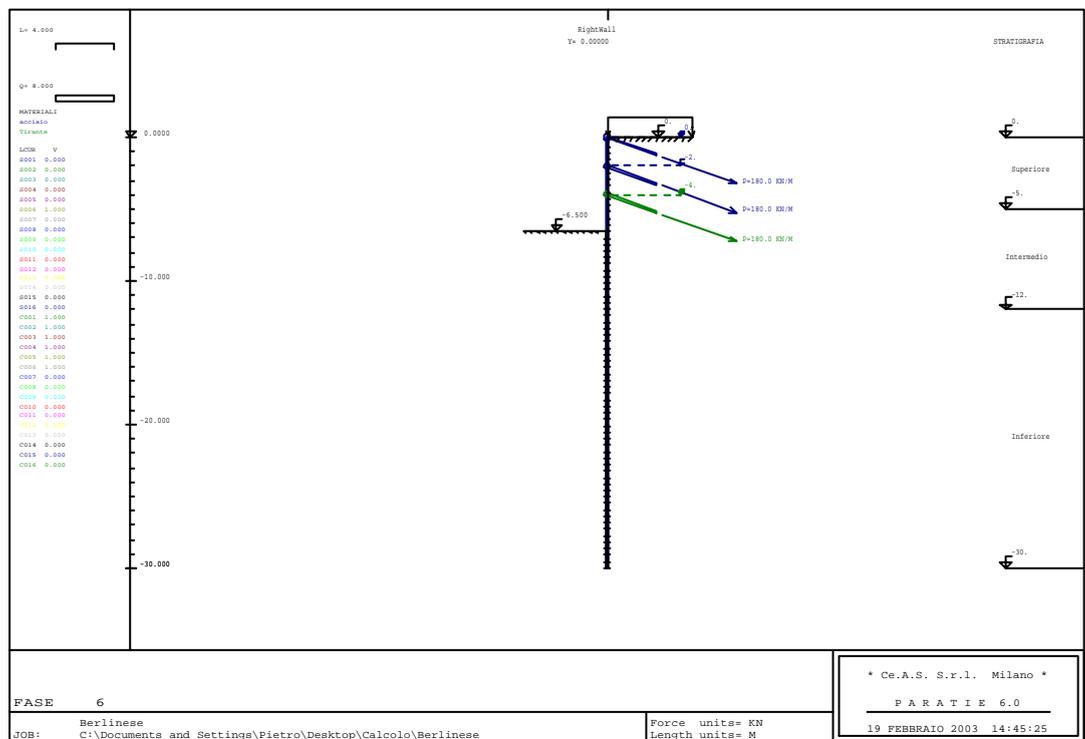
Step 3 – Installazione tirante a -2.0 m



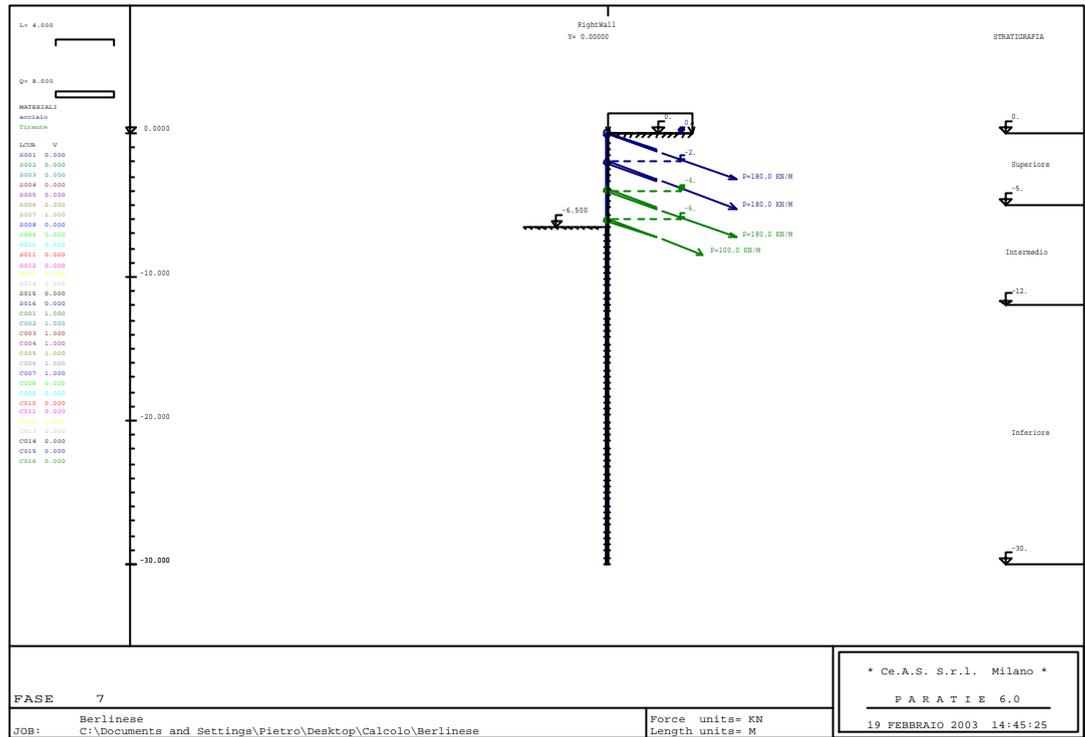
Step 4 – Scavo a -4.5 m



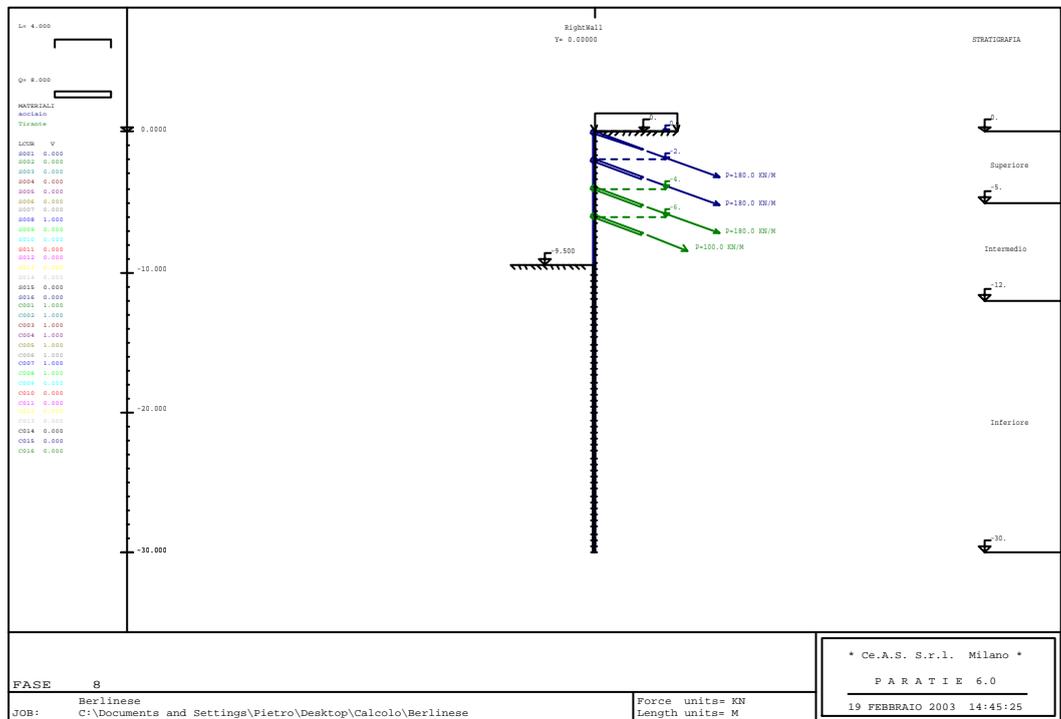
Step 5 – Installazione tirante a -4.0 m



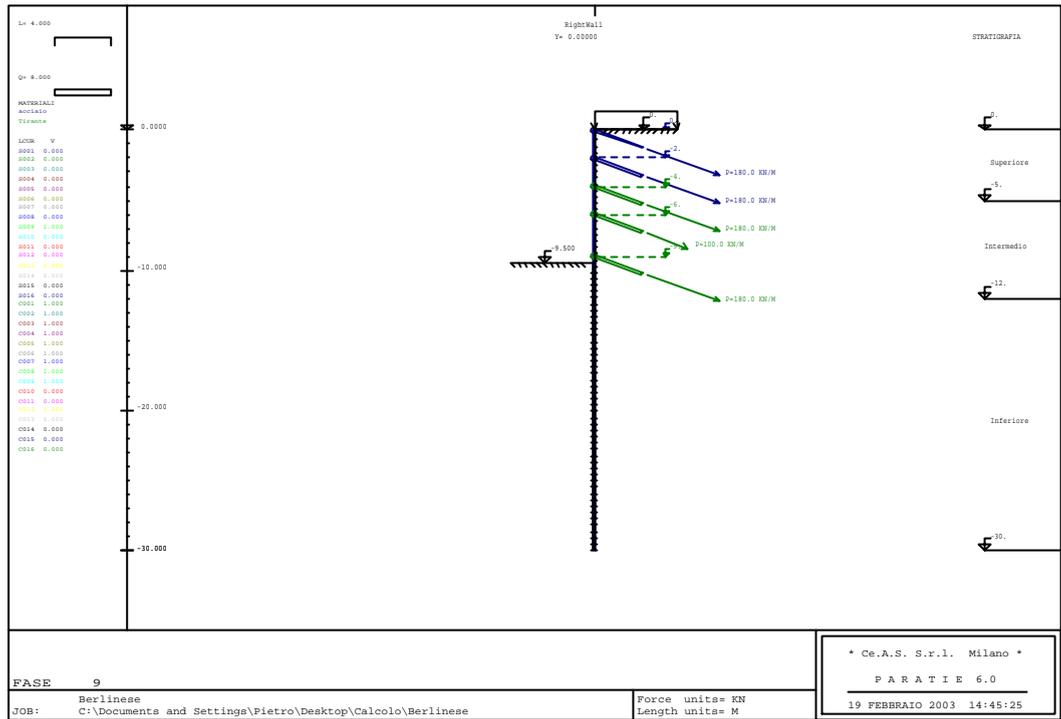
Step 6 – Scavo a -6.5 m



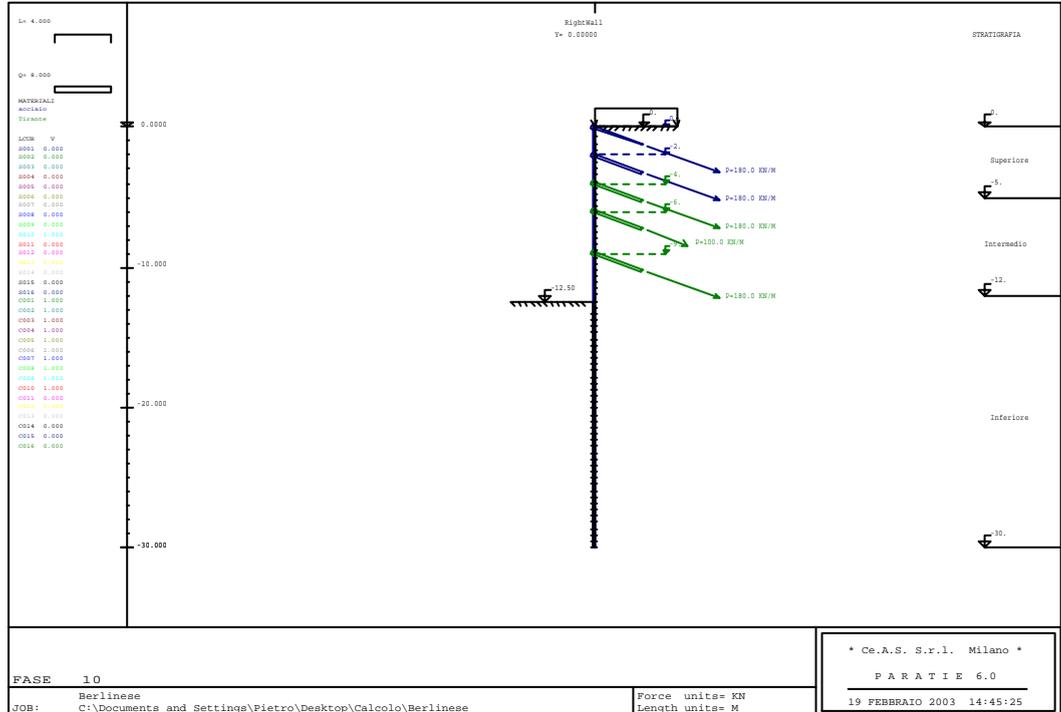
Step 7 – Installazione tirante a -6.0 m



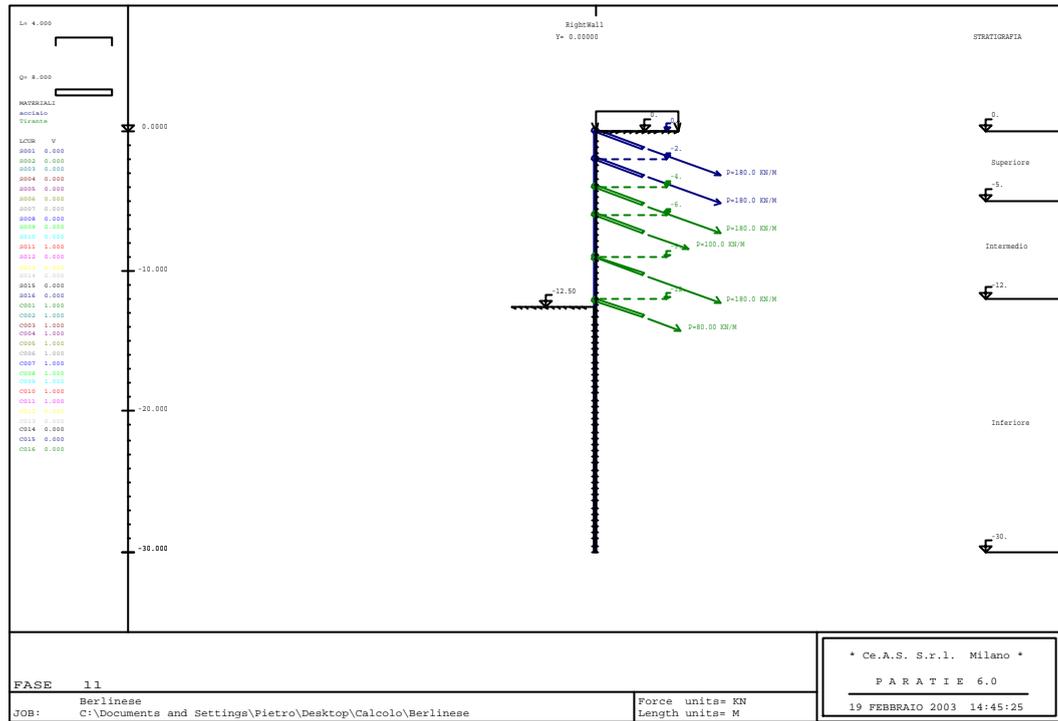
Step 8 – Scavo a -9.5 m



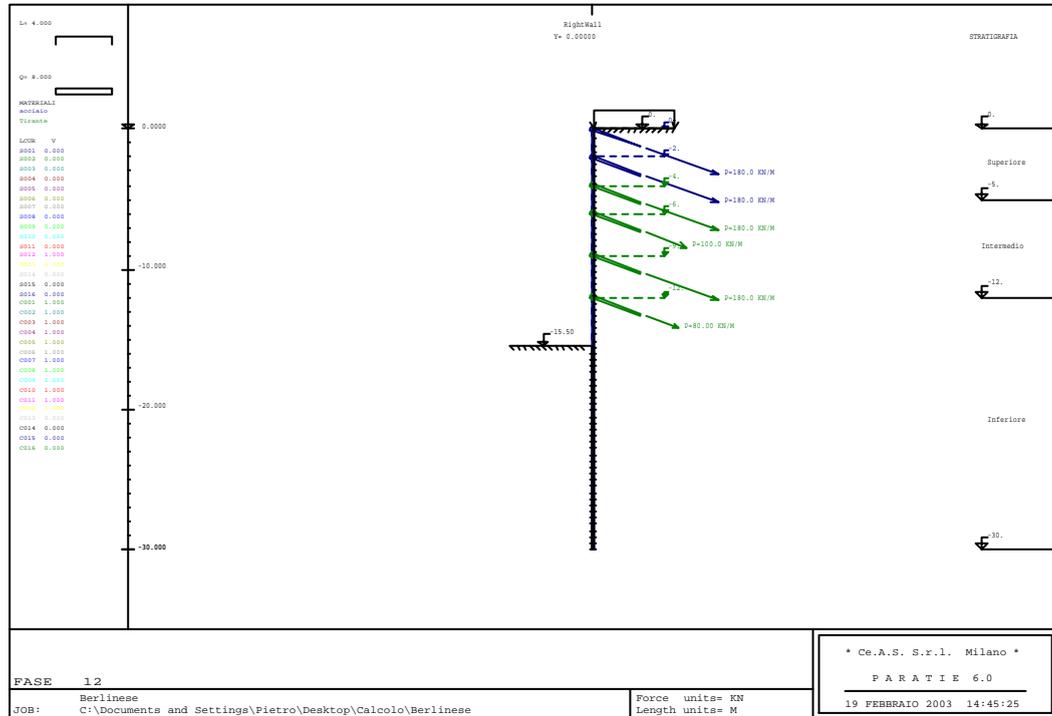
Step 9 – Installazione tirante a -9.0 m



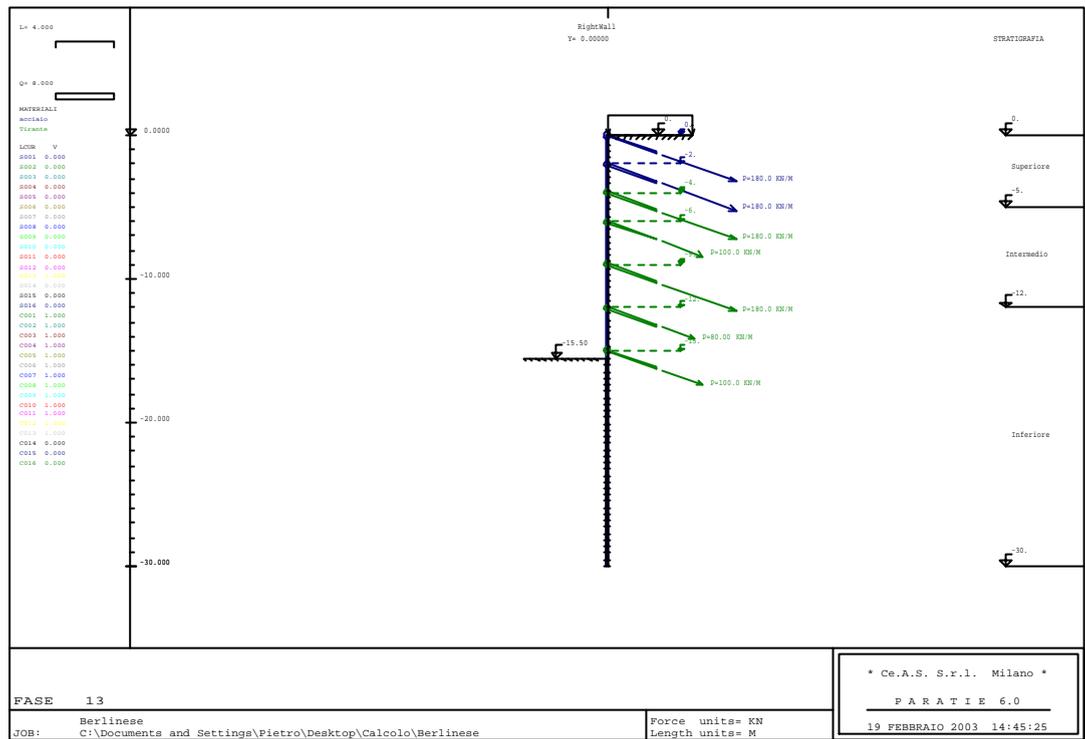
Step 10 – Scavo a -12.5 m



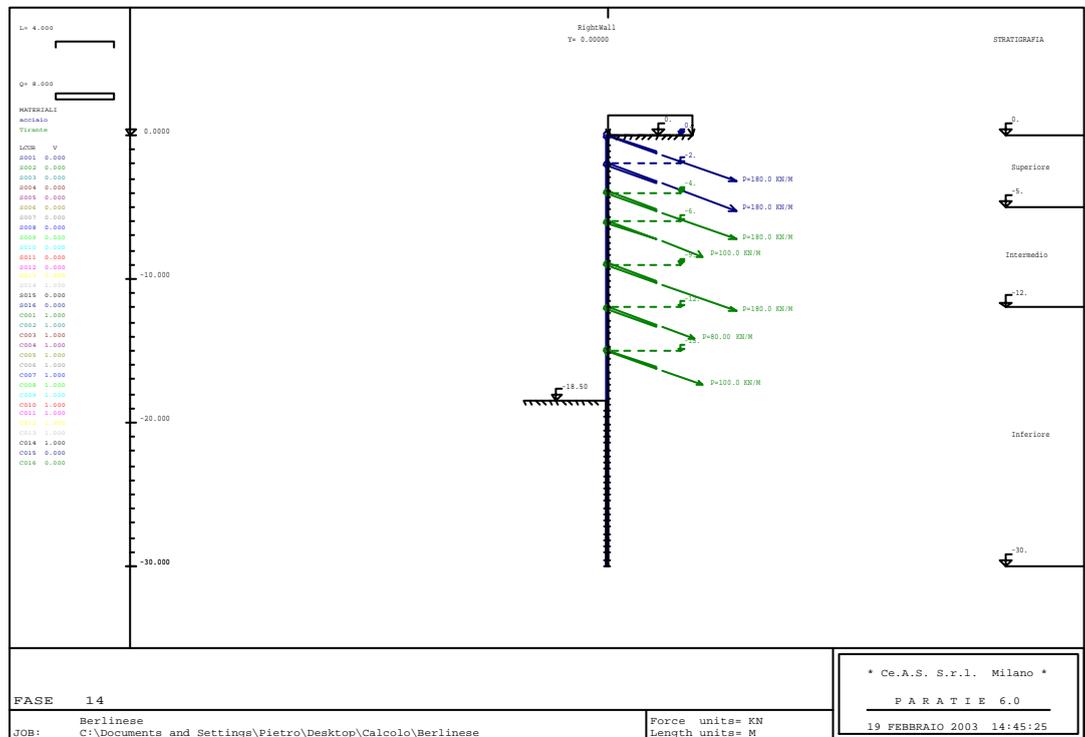
Step 11 – Installazione tirante a -12.0 m



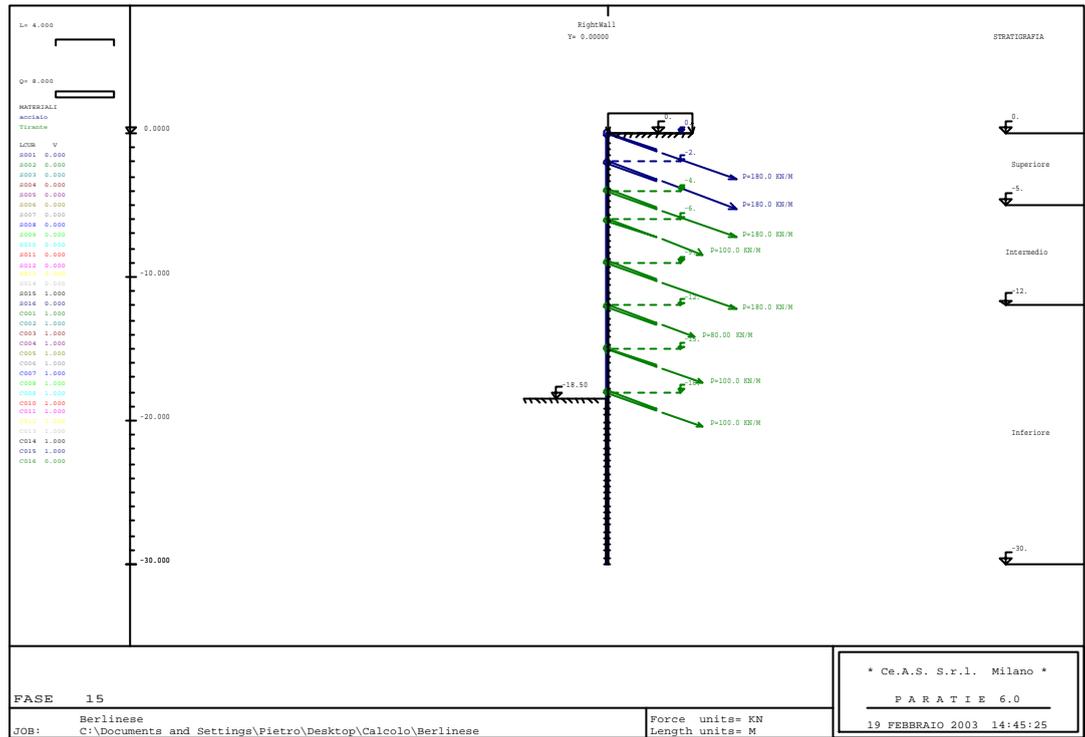
Step 12 – Scavo a -15.5 m



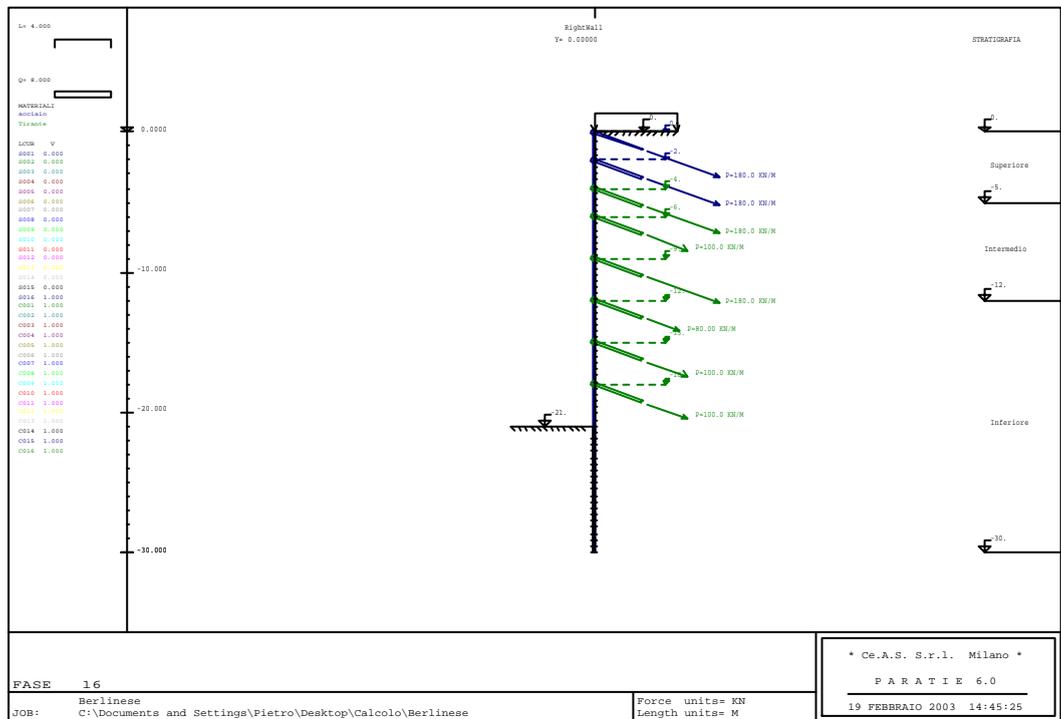
Step 13 – Installazione tirante a -15.0 m



Step 14 – Scavo a -18.5 m



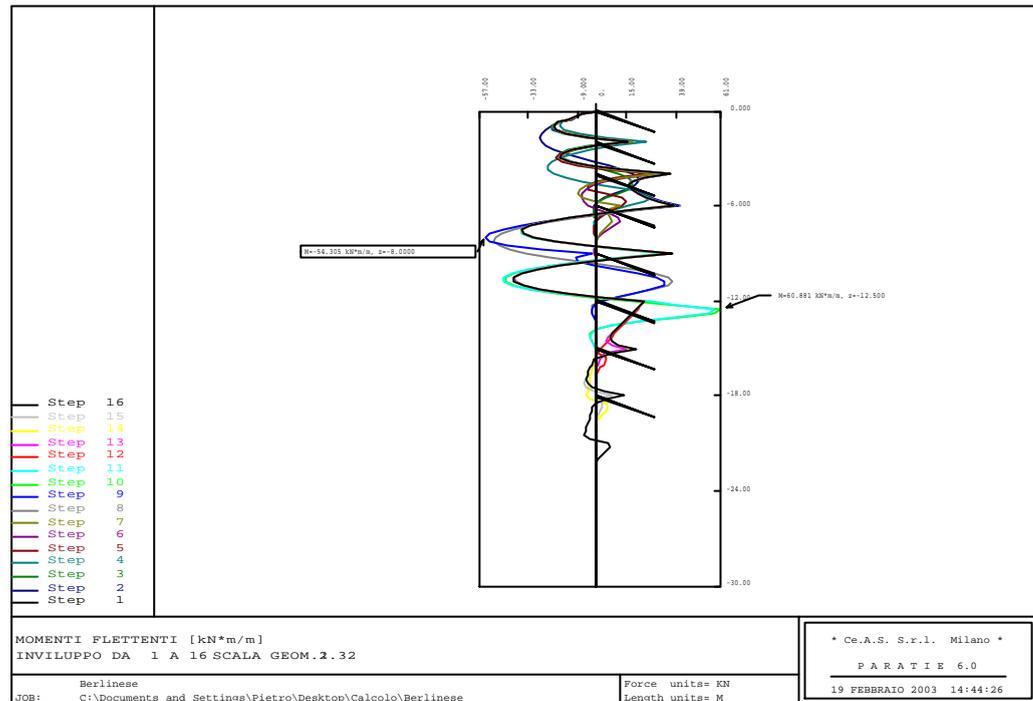
Step 15 – Installazione tirante a -18.0 m



Step 16 – Scavo a -21.0 m

2.6. Risultati

Si riporta il diagramma dei momenti flettenti relativo a tutte le step di calcolo.



Dal diagramma sopra riportato si ricava che la sollecitazione massima è pari a 60.881 kN*m/m.

Utilizzando per l'armatura del micropalo un tubo di diametro 127 mm e spessore 12.5 mm, la tensione massima risulta pari a 233,8 MPa. Tale tensione risulta inferiore alla S_{amm}.

Nella tabella seguente si riporta il tiro massimo raggiunto per ogni ordine di tiranti.

| Ordine | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Tirante n. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Tiro [kN]/[m] | 32 | 182 | 182 | 121 | 198 | 100 | 100 | 100 |

Considerando l'interasse di 3 m e che ogni tirante (tiro massimo di 150 kN) è costituito da n. 4 trefoli, ad esclusione del primo ordine, i tiranti risultano verificati.

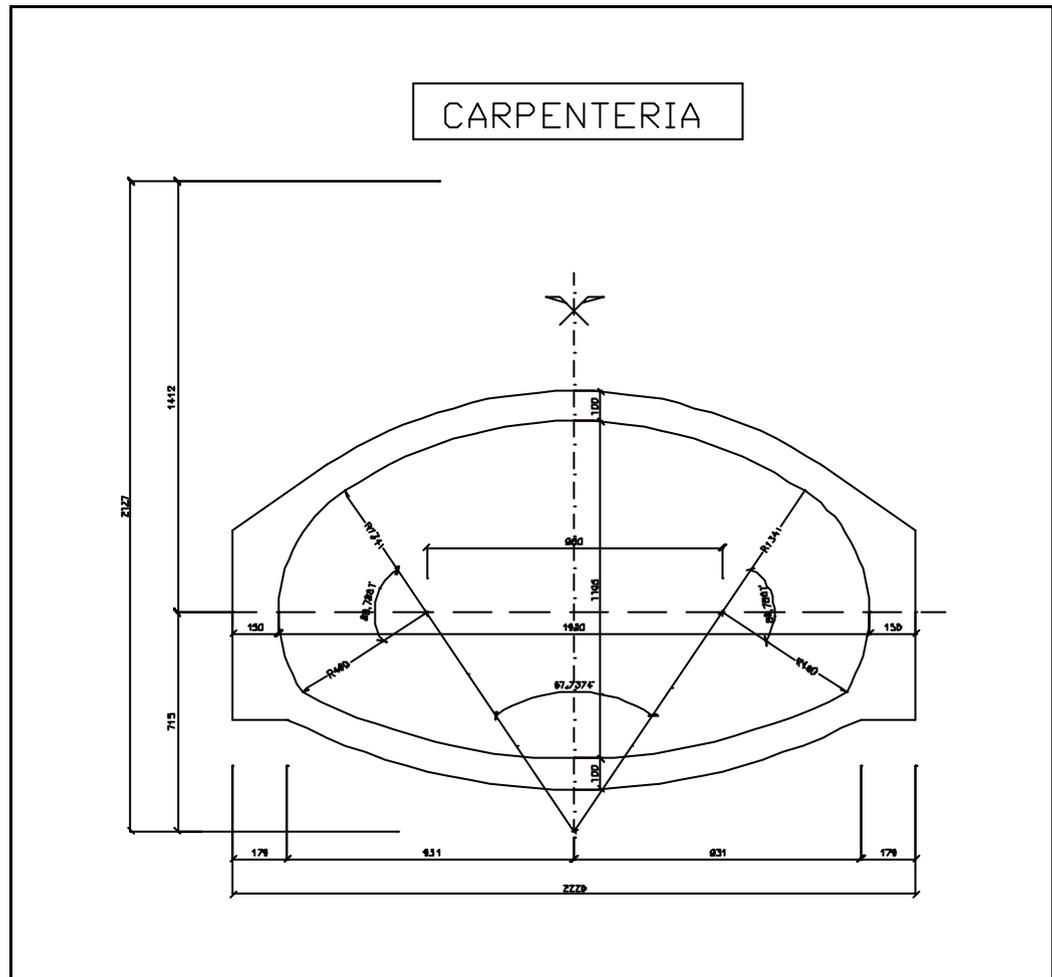
3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA GALLERIE ARTIFICIALI A SEZIONE CICOLARE

Le gallerie artificiali a sezione circolare sono presenti ai seguenti svincoli:

- A4 –Penetrazione Nord
- Viale Miramare
- GVT
- Via Giusti
- Via Moreri
- Università
- Rotonda del Boschetto
- Via Cumano
- Valmaura

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica della galleria artificiale nella condizione più gravosa per questa tipologia di opera, che risulta quella ubicata allo svincolo di via Moreri.

Si riporta di seguito la carpenteria di tale galleria:



Per il calcolo si utilizza il programma ad elementi finiti SAP 90.

Le verifiche vengono condotte utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

3.1. Materiali

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo Rck = 30 MPa.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $s_c = 97 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni soggette a taglio $t_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
 $t_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni semplicemente compresse $s_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio FeB44k controllato:

$$s_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

3.2. Schema di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni viene svolto con il metodo delle reazioni iperstatiche mediante una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali (elementi beam).

Si considera una sezione di galleria di lunghezza unitaria (1 m). La struttura viene schematizzata in conci monodimensionali con supporti elastici nei nodi.

Gli spessori delle varie aste variano a seconda dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

In corrispondenza dei nodi vengono posti degli elementi elastici orizzontali e verticali, reagenti solo se compressi, che hanno lo scopo di simulare l'interazione terreno struttura. Le loro rigidzze sono calcolate secondo la formula di Galerkin.

$$K = \frac{E}{(1 + \nu) \times R} \quad [\text{F/L}^3]$$

Per la molla sotto il piedritto viene utilizzata la formula di Boussinesq:

$$K = \frac{E}{(1 - \nu^2) \times B \times I_w} \quad [\text{F/L}^3]$$

essendo:

R raggio di curvatura medio della galleria

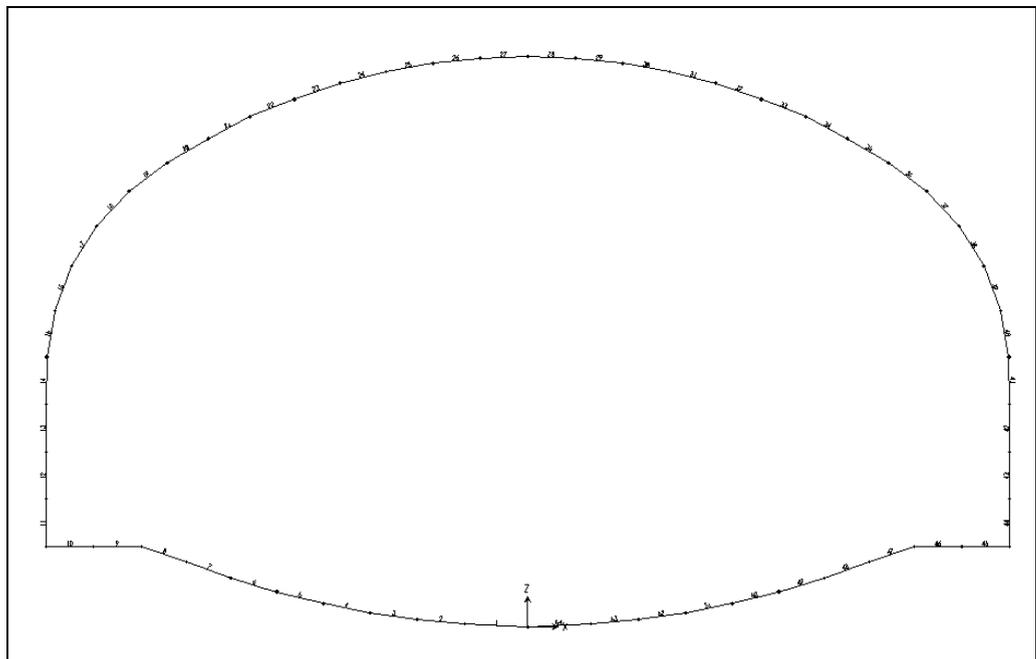
E modulo di deformabilità del terreno

ν coefficiente di Poisson del terreno

I_w coefficiente di forma

B dimensione trasversale

Nella figura seguente si riporta la modellazione di calcolo della struttura.



3.3. Analisi dei carichi

Il peso proprio della struttura viene calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso di volume di 25 kN/m^3 .

Si considera un sovraccarico verticale di 160 kN/m pari a coperture massime di 8 m .

3.4. Risultati

Nella figura seguente si riportano i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e assiali.

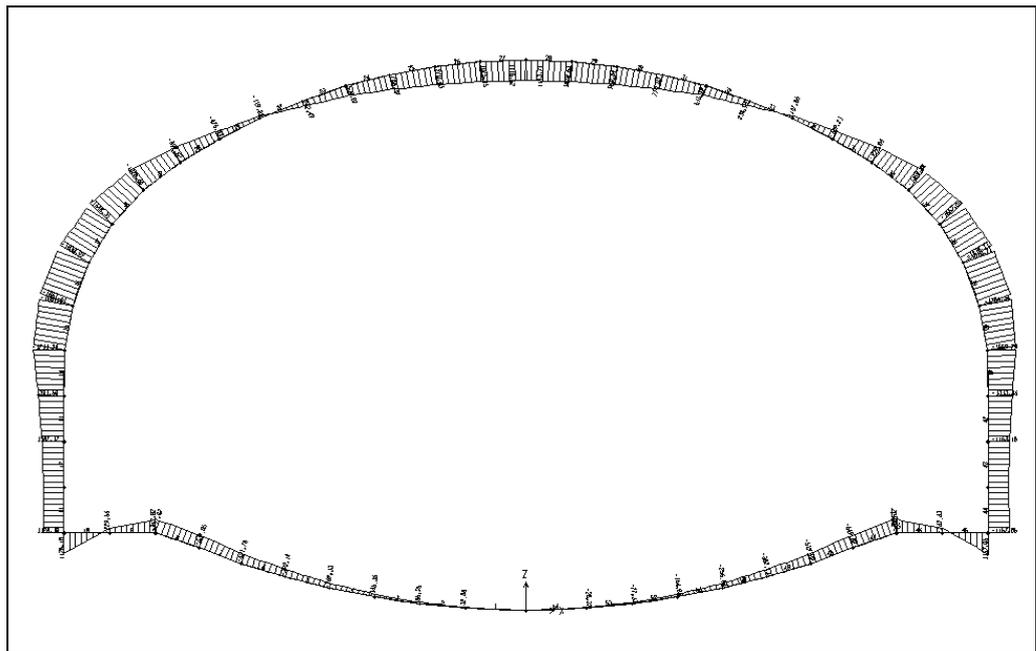


Diagramma del momento flettente

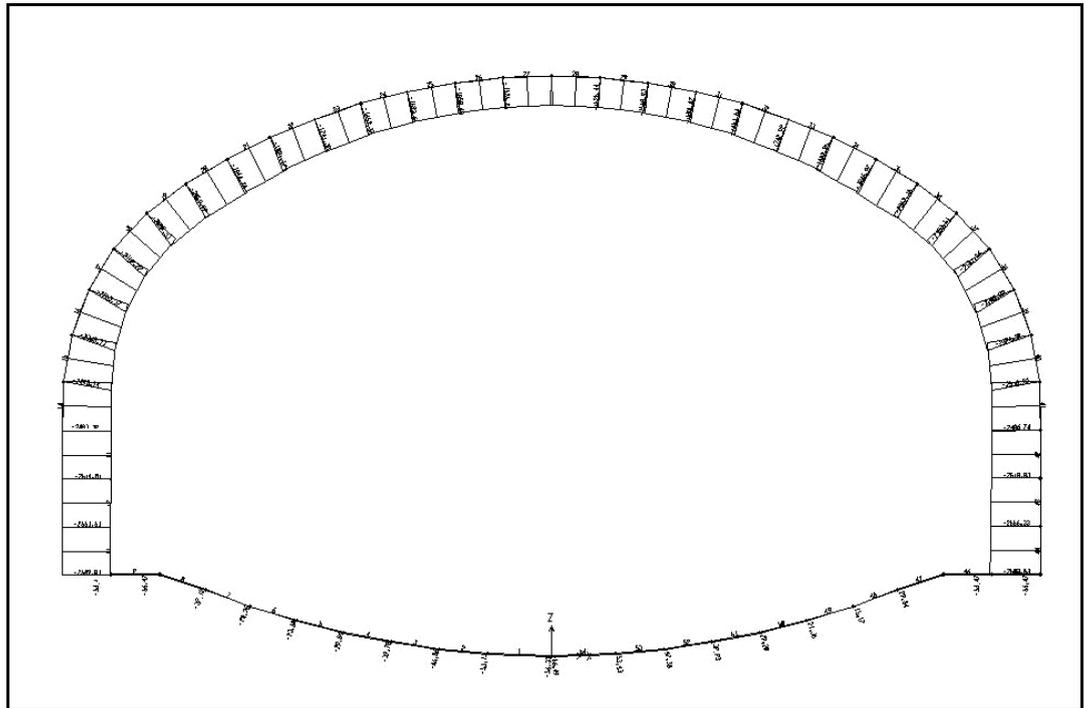


Diagramma dello sforzo assiale

In base a tali sollecitazioni, la sezione maggiormente sollecitata risulta essere quella alla base del piedritto dove si ha:

$$M_{\max} = 1128 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{\max} = 2590 \text{ kN}$$

Armando la sezione con doppia pari a $A_s = A_s' = 70 \text{ cm}^2$ si ottiene:

$$S_c = 7.5 \text{ N/mm}^2 < S_{camm}$$

$$S_s = 206.4 \text{ N/mm}^2 < S_{samm}$$

4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA GALLERIE A SEZIONE SCATOLARE

Le gallerie artificiali a sezione scatolare vengono previste in alternativa a quelle a sezione circolare, dove, a causa di vincoli geometrici non risulta possibile l'impiego di queste ultime.

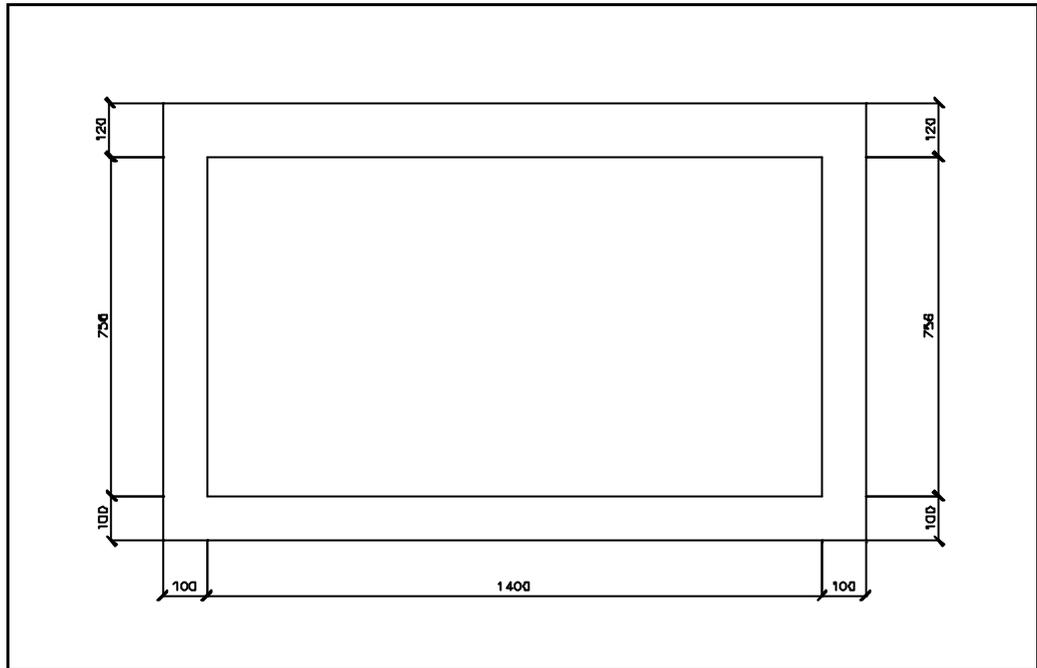
Le gallerie artificiali a sezione scatolare sono presenti ai seguenti svincoli:

- Via Cumano
- Valmaura

4.1. Scatolare svincolo Valmaura

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica di una struttura scatolare.

La geometria di calcolo, riportate nella figura seguente, si riferisce allo scatolare ubicato allo svincolo di Valmaura.



Le verifiche vengono condotte utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

4.1.1. Materiali

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $\sigma_c = 97 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni soggette a taglio $\tau_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
- $\tau_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni semplicemente compresse $\sigma_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio Feb44k controllato:

$$S_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

4.1.2. Parametri del terreno

Cautelativamente sono assunti per il terreno i seguenti parametri:

- Angolo di attrito interno $f = 35^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $g = 19 \text{ kN/m}^3$

Per il reinterro della struttura si prevede, partendo dall'estradosso della trave di copertura, di mettere in opera i seguenti strati di materiale:

3 m di argilla espansa che, al più, se satura può raggiungere un peso per unità di volume pari a 10 kN/m^3 ;

i restanti metri con terreno vegetale.

4.1.3. Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi sono assunti i seguenti valori:

- Peso di volume dello scatolare $g = 25 \text{ kN/m}^3$
- Reinterro ($h = 5 \text{ m}$) $Q = (3 \times 10 + 2 \times 19) = 68 \text{ kN/m}^2$
- Sovraccarico $q = 20 \text{ kN/m}^2$

4.1.4. Spinta delle terre

Per il calcolo della spinta delle terre sui piedritti si considera la spinta a riposo.

Per il calcolo del coefficiente di spinta a riposo viene utilizzata la formula seguente:

$$K_0 = 1 - \sin j$$

in cui:

f = angolo di attrito

4.1.5. Schema statico

La trave di copertura viene schematizzata come una trave doppiamente incastrata.

Per i piedritti si adotta invece lo schema statico di trave su doppio appoggio.

4.1.6. Risultati

Dalle analisi eseguite si ricava:

- Sezione della trave

$$M_{\max} = 2213 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

armando con $A_s = 85 \text{ cm}^2$ e $A_{s'} = 30 \text{ cm}^2$ risulta

$$S_c = 9.0 \text{ N/mm}^2 < S_{camm}$$

$$S_s = 252.7 \text{ N/mm}^2 < S_{sam}$$

- Sezione dei piedritti

$$M_{\max} = 765 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

armando con $A_s = A_{s'} = 35 \text{ cm}^2$ risulta

$$S_c = 5.5 \text{ N/mm}^2 < S_{camm}$$

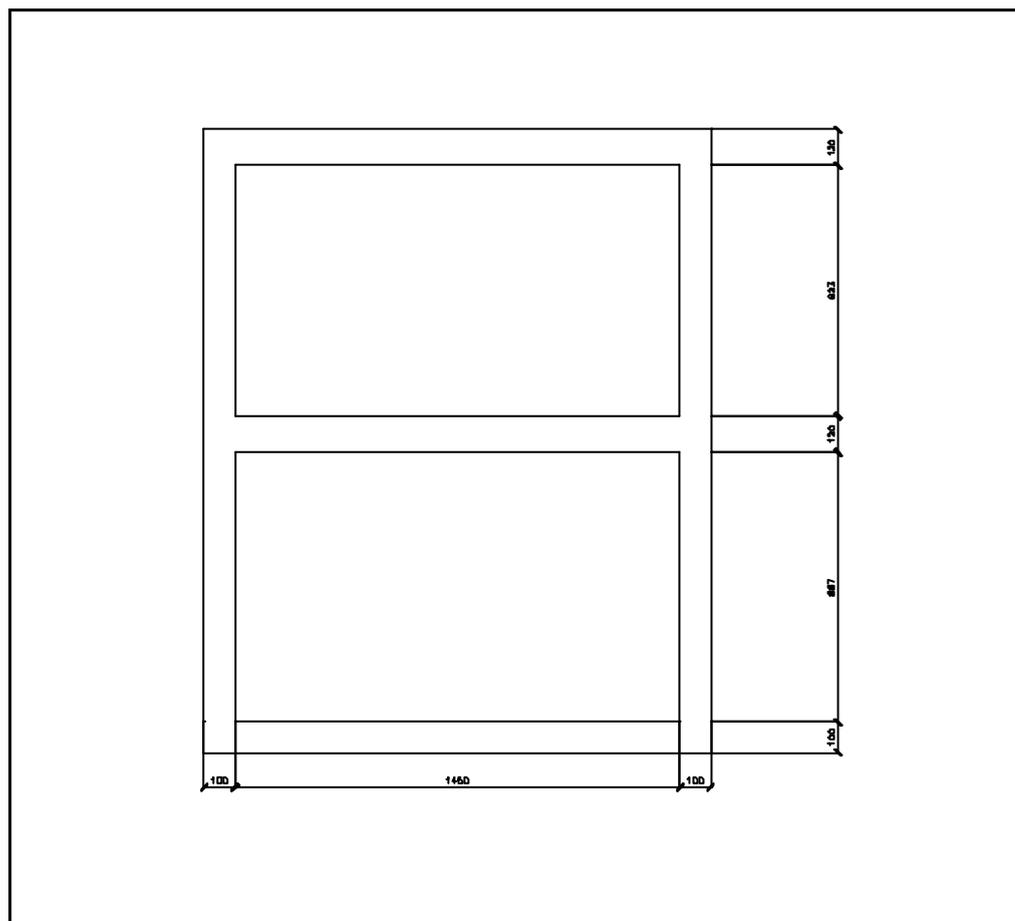
$$S_s = 248.7 \text{ N/mm}^2 < S_{sam}$$

4.2. Scatolare svincolo via Cumano

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica della struttura scatolare riportata nella figura seguente e ubicata nello svincolo di via Cumano.

In questo svincolo si rende necessario, a causa delle elevate altezze del terreno di ritombamento rispetto alla quota di progetto (>20 m) e delle luci della soletta di copertura (>15 m), l'inserimento di uno scatolare doppio per ridurre i carichi verticali.

Il vano che si viene a creare in tal modo, potrà essere utilizzato in vario modo, come ad esempio per creare dei parcheggi interrati.



Le verifiche vengono condotte utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

4.2.1. Materiali

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $\sigma_c = 97 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni soggette a taglio $\tau_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
 $\tau_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni semplicemente compresse $\sigma_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio Feb44k controllato:

$$\sigma_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

4.2.2. Parametri del terreno

Cautelativamente sono assunti per il terreno i seguenti parametri:

- Angolo di attrito interno $\phi = 35^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

4.2.3. Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi sono assunti i seguenti valori:

- Peso di volume dello scatolare $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

- Reinterro (h = 2 m)

$$Q = 2 \cdot 19 = 38 \text{ kN/m}$$

- Sovraccarico

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

4.2.4. Spinta delle terre

Per il calcolo della spinta delle terre sui piedritti si considera la spinta a riposo.

Per il calcolo del coefficiente di spinta a riposo viene utilizzata la formula seguente:

$$K_0 = 1 - \sin j$$

in cui:

f = angolo di attrito

4.2.5. Schema statico

La trave di copertura viene schematizzata come una trave doppiamente incastrata.

Per i piedritti si adotta invece lo schema statico di trave doppiamente appoggiata.

4.2.6. Risultati

Dalle analisi eseguite si ricava:

- Sezione della trave

$$M_{\max} = 2643 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

armando con $A_s = 70 \text{ cm}^2$ e $A_{s'} = 20 \text{ cm}^2$ risulta

$$s_c = 8.0 \text{ N/mm}^2 < s_{camm}$$

$$s_s = 243.6 \text{ N/mm}^2 < s_{sammm}$$

- Sezione dei piedritti

$$M_{\max} = 1681 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

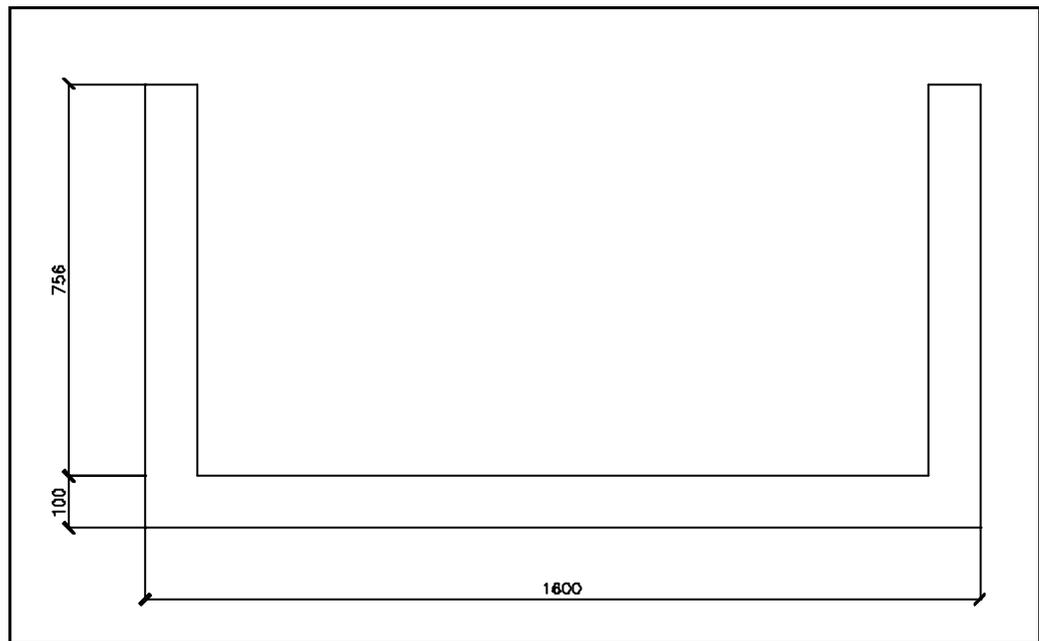
armando con $A_s = A_{s'} = 75 \text{ cm}^2$ risulta

$$S_c = 7.9 \text{ N/mm}^2 < S_{camm}$$

$$S_s = 257.9 \text{ N/mm}^2 < S_{samm}$$

5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA MANUFATTO A U

In questa sezione di calcolo viene eseguito il dimensionamento e la verifica di un manufatto a U (ubicato nello svincolo Valmaura) la cui carpenteria viene riportata nella figura seguente.



Le verifiche vengono eseguite utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili.

5.1. Materiali

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $S_c = 97 \text{ daN/cm}^2$

- per sezioni soggette a taglio $\tau_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
 - $\tau_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
 - per sezioni semplicemente compresse $\sigma_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$
- Acciaio Feb44k controllato:*
- $\sigma_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$

5.2. Parametri del terreno

Cautelativamente sono assunti per il terreno i seguenti parametri:

- Angolo di attrito interno $f = 35^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ MPa}$
- Peso per unità di volume $g = 19 \text{ kN/m}^3$
- Attrito muro/terreno $d/f = 0.5$

5.3. Analisi dei carichi

Per l'analisi dei carichi sono assunti i seguenti valori:

- Peso di volume del manufatto $g = 25 \text{ kN/m}^3$
- Sovraccarico accidentale uniforme $q = 20 \text{ kPa}$

5.4. Spinta delle terre

Per il calcolo della spinta delle terre è utilizzata la teoria di Coulomb.

Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato con la seguente formula:

$$k_a = \frac{\cos^2(\mathbf{f} - \mathbf{b})}{\cos^2 \mathbf{b} \cdot \cos(\mathbf{b} + \mathbf{d}) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\mathbf{d} + \mathbf{f}) \cdot \text{sen}(\mathbf{f} - \mathbf{i})}{\cos(\mathbf{b} + \mathbf{d}) \cdot \cos(\mathbf{b} - \mathbf{i})}} \right]^2}$$

in cui:

ϕ = angolo d'attrito

β = inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale (è positivo se il paramento rimane a valle della verticale passante per il piede);

δ = angolo d'attrito muro-terreno

i = inclinazione del rinterro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale a monte del muro).

La spinta così determinata risulta inclinata rispetto all'orizzontale di $\beta + \delta$ (deve comunque risultare $\beta + \delta \leq \phi$). Le componenti orizzontale e verticale della spinta risultano pari a:

$$S_h = S \cos(\beta + \delta)$$

$$S_v = S \sin(\beta + \delta)$$

essendo S la spinta risultante.

5.5. Schema statico

Per il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi sui muri viene impiegato lo schema statico di trave a sbalzo.

Per la soletta di fondazione si utilizza lo schema statico di trave doppiamente incastrata.

5.6. Risultati

Dalle analisi eseguite risulta che la sollecitazione massima è pari a :

$$M_{\max} = 311 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

armando con una quantità $A_s = A_s' = 45 \text{ cm}^2$ risulta

$$S_c = 2.74 \text{ N/mm}^2 < S_{camm}$$

$$S_s = 157.2 \text{ N/mm}^2 < S_{samm}$$

6. VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI DEI VIADOTTI

Tali fondazioni sono presenti nei viadotti presenti ai seguenti svincoli:

- A4 – Penetrazione Nord
- Viale Miramare
- GVT

In questa sezione di calcolo viene eseguita la verifica della capacità portante delle fondazioni dei viadotti per la condizione più gravosa e rappresentativa della totalità dei casi.

Tale condizione risulta essere quella del viadotto di viale Miramare.

6.1. *Materiali*

Si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo $R_{ck} = 20 \text{ MPa}$.
- Acciaio ordinario nervato Feb44k controllato.

Tensioni ammissibili:

Calcestruzzo $R_{ck} = 20 \text{ MPa}$:

- per sezioni inflesse o pressoinflesse $\sigma_c = 97 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni soggette a taglio $\tau_{c0} = 6.0 \text{ daN/cm}^2$
 $\tau_{c1} = 18.3 \text{ daN/cm}^2$
- per sezioni semplicemente compresse $\sigma_c = 68.25 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio Feb44k controllato:

$$\sigma_s = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

6.2. Pozzo di fondazione svincolo viale Miramare

Il pozzo di fondazione ha un diametro di 7.5 m e il fondo scavo è posto a quota -9.0 m dal piano di campagna.

Le sollecitazioni massime al piano di posa della pila (-2.5 m) risultano essere:

- $N = 10413 \text{ kN}$

- $H_{\text{long}} = 959 \text{ kN}$

- $H_{\text{trasv}} = 319 \text{ kN}$

- $M_{\text{long}} = 8133 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- $M_{\text{trasv}} = 3509 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Il peso proprio della fondazione è pari a 7179 kN.

Riportando H_{long} e H_{trasv} a quota -9.0 m e componendo M_{long} e M_{trasv} le sollecitazioni massime totali risultano essere:

- $N = 17592 \text{ kN}$

- $M = 15394 \text{ kN}\cdot\text{m}$

L'eccentricità della risultante è pari a 0.87 m.

Dalle analisi risulta che la tensione media sul terreno è pari a $4 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm}^2$ assunta come tensione di riferimento ammissibile sulla base dei dati ad oggi disponibili.