

**MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**



COMUNE DI TORINO



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA
Lotto Costruttivo 2: Bologna – Politecnico**

PROGETTO DEFINITIVO		INFRATRASPORTI S.r.l.												
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 60385	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	PROGETTO STRUTTURALE – POZZI E MANUFATTI DI LINEA POZZO DI INTERTRATTA VERONA RELAZIONE DI CALCOLO POZZO E TRONCHINO DI COLLEGAMENTO												
		ELABORATO							REV.		SCALA	DATA		
		Int.	Est.									-	16/11/2023	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A2	D	STR	PVR	R	003	0	1	-	16/11/2023

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	18/01/22	LFA	PDM	FRI	RCR
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	16/11/23	PDM	PDM	FRI	RCR
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">LOTTO 2</td> <td style="padding: 2px;">CARTELLA</td> <td style="padding: 2px;">9.4.7</td> <td style="padding: 2px;">3</td> <td style="padding: 2px;">MTL2T1A2D</td> <td style="padding: 2px;">STRPVRR003</td> </tr> </table>	LOTTO 2	CARTELLA	9.4.7	3	MTL2T1A2D	STRPVRR003	<p>STAZIONE APPALTANTE</p> <p>DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozzi</p>
LOTTO 2	CARTELLA	9.4.7	3	MTL2T1A2D	STRPVRR003		



INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.2	PROGRAMMI DI CALCOLO	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO PER MICROPALI: C25/30	8
3.2	MAGRONE: C12/15	8
3.3	SOLETTA DI FONDO/STRUTTURE INTERNE: C30/37	8
3.4	CALCESTRUZZO PROIETTATO	9
3.5	TIPO DI FIBRA METALLICA PER CALCESTRUZZO PROIETTATO:	9
3.6	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO: B450C	9
3.7	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	9
3.8	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE: MICROPALI	10
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	11
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
5.1	CONTESTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	15
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	17
5.3	PARAMETRI GEOTECNICI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	18
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
6.1	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE	20
6.2	FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO	21
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	21
6.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	22
7.	CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE	24
7.1	CENNI NORMATIVI	24
7.2	MODELLAZIONE NUMERICA	27
7.3	PARAMETRI MECCANICI ELEMENTI STRUTTURALI	29
7.4	CARICHI APPLICATI ALLE STRUTTURE	30



7.5	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	32
7.6	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA TAMPONE DI FONDO	33
8.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO	37
8.1	FASI DI CALCOLO POZZO ASSIALSIMMETRICO	37
8.2	FASI DI CALCOLO TRONCHINO DI COLLEGAMENTO	37
8.3	SINTESI RISULTATI DELLE ANALISI PARATIA POZZO	38
8.4	SINTESI SOLLECITAZIONI ANELLI DI IRRIGIDIMENTO	40
8.5	SINTESI SOLLECITAZIONI TRONCHINO DI COLLEGAMENTO	40
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI	47
8.6.1	PARATIA DI MICROPALI POZZO	47
8.6.2	ANELLI DI IRRIGIDIMENTO POZZO	48
9.	VERIFICHE SLE	49

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della Linea 2 – tratta funzionale 1: Politecnico-Rebaudengo	5
Figura 2.	Sezione trasversale del pozzo di ventilazione Verona (PVR)	12
Figura 3.	Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)	15
Figura 4.	Modello di calcolo e relativa mesh del pozzo Verona "PVR"	28
Figura 5.	Modello di calcolo e relativa mesh del tronchino di collegamento del pozzo Verona "PVR"	28
Figura 6.	Schematizzazione metodo di Wood	31
Figura 7.	Phi-c reduction method	32
Figura 8.	Schema geometrico	34
Figura 9.	Possibili meccanismi di collasso: a) sollevamento del tampone di fondo e dei micropali b) sollevamento del tampone di fondo c) rottura del tampone di fondo.	35
Figura 10.	Meccanismo di rottura del tappo di fondo	36
Figura 11.	Inviluppo di momento flettente – SLE	38
Figura 12.	Inviluppo di taglio – SLE	39
Figura 13.	Inviluppo dello sforzo normale – SLE	39
Figura 14.	Diagramma degli spostamenti orizzontali della paratia	40
Figura 15.	Inviluppo diagramma dello sforzo normale - centine	41
Figura 16.	Inviluppo diagramma del momento flettente - centine	41
Figura 17.	Inviluppo diagramma del taglio – centine	42
Figura 18.	Inviluppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Fase di falda a lungo termine	42


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Figura 19. Inviluppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Fase di falda a lungo termine	43
Figura 20. Inviluppo diagramma del momento flettente – Rivestimento definitivo: fase di falda a lungo termine	43
Figura 21. Inviluppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)	44
Figura 22. Inviluppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)	44
Figura 23. Inviluppo diagramma del momento flettente – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)	45
Figura 24. Inviluppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)	45
Figura 25. Inviluppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)	46
Figura 26. Inviluppo diagramma del momento flettente – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)	46
Figura 27. Campo dei cedimenti fase di falda a lungo termine	49
Figura 28. Campo dei cedimenti fase azione sismica (+)	50
Figura 29. Campo dei cedimenti fase azione sismica (-)	50

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1. Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento	17
Tabella 2. Unità geotecniche e livelli di falda per pozzo PVR	18
Tabella 3. Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base	22
Tabella 4. Sintesi delle azioni sismiche di progetto	23
Tabella 5. Coefficienti parziali per le azioni	25
Tabella 6. Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali	25
Tabella 7. Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti	26
Tabella 8. Sintesi parametri meccanici degli elementi strutturali	30
Tabella 9. Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC 2018	34
Tabella 10. Sintesi delle sollecitazioni massime nella striscia di 1m di paratia	38
Tabella 11. Sintesi delle sollecitazioni negli anelli di irrigidimento	40



1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell’ambito dell’affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della Tratta Politecnico-Rebaudengo della Linea 2 della Metropolitana, disciplinato dal Contratto tra la Città di Torino e la società Infratrasporti.TO s.r.l., ed ha per oggetto le fasi realizzative, le analisi strutturali e le verifiche relative alle opere di sostegno del pozzo e del tronchino di collegamento alla galleria di linea del pozzo di ventilazione Verona “PVR” previsto alla PK 10+881.50.

Il tracciato urbano della Linea 2 della Metropolitana di Torino, si sviluppa per circa 14.50 km dal settore Nord/Est al settore Sud/Ovest della città di Torino e cioè dalla nuova stazione Rebaudengo del passante ferroviario, si inserisce nell’ex scalo ferroviario Vanchiglia, utilizzando la trincea tra le vie Gottardo e Sempione, percorre corso Regio Parco, attraversa il fiume Dora, i Giardini Reali, piazza castello, devia verso via Roma, interseca la linea 1 esistente nella stazione di Porta Nuova e, attraversando prima la stazione ferroviaria di Porta Nuova e successivamente corso Stati Uniti, devia su Corso Trento, percorre corso Duca degli Abruzzi per immettersi lungo corso Orbassano fino al cimitero parco (per maggiori dettagli si riporta nella figura seguente il key-plan della linea in questione).

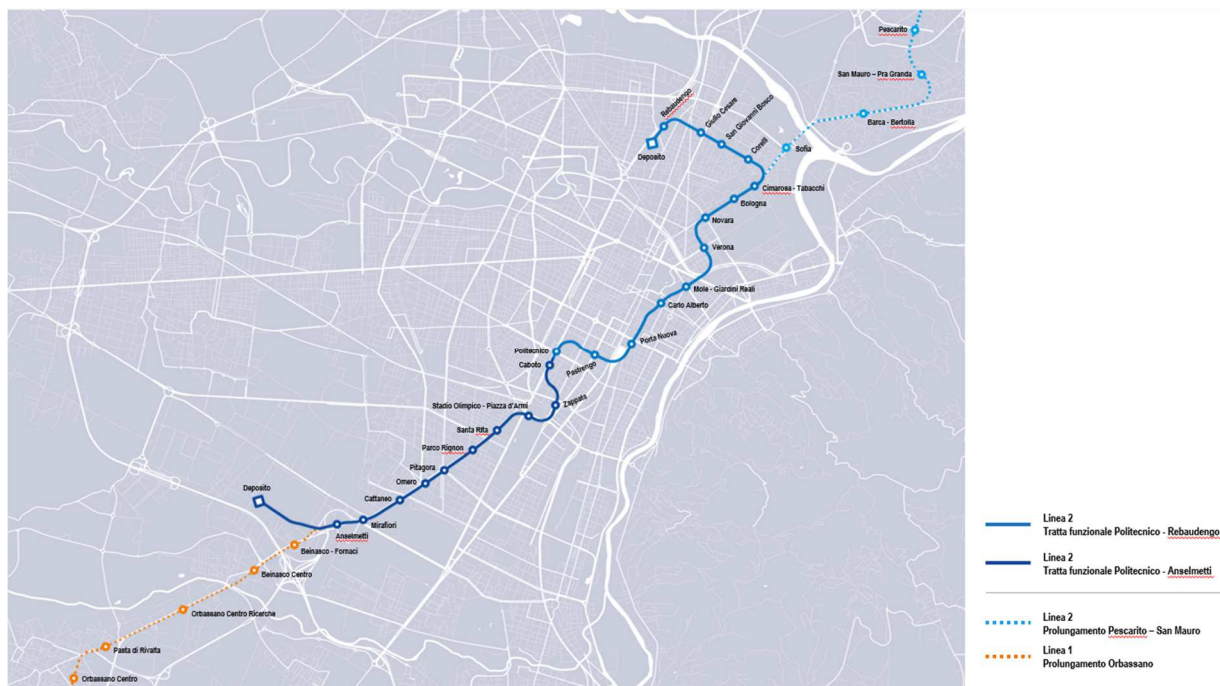



Figura 1. Key-plan della Linea 2 – tratta funzionale 1: Politecnico-Rebaudengo

La prima tratta funzionale della Linea 2 della Metropolitana di Torino, inclusa tra le stazioni Rebaudengo e Politecnico, si colloca interamente nel territorio comunale di Torino, presenta una lunghezza di circa 9,7 km, e, procedendo da nord verso sud, si sviluppa a partire dalla stazione di corrispondenza con la stazione F.S. Rebaudengo-Fossata, proseguendo poi lungo la ex trincea ferroviaria posta tra via Gottardo e via Sempione. Il tracciato, a partire dalla fermata Corelli passa

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

lungo via Bologna, al fine di servire meglio gli insediamenti dell'area interessata esistenti e futuri con le fermate intermedie Cimarosa-Tabacchi, Bologna e Novara. Dopo la fermata Novara, il tracciato si allontana dall'asse di Via Bologna mediante una curva in direzione sud-est e si immette sotto l'asse di Corso Verona fino alla Stazione Verona ubicata in Largo Verona. Dopo la fermata Verona, sotto attraversato il fiume Dora e Corso Regina Margherita, la linea entra nel centro storico della città con le fermate Mole/Giardini Reali e Carlo Alberto, portandosi poi in corrispondenza di via Lagrange, sino ad arrivare alla stazione Porta Nuova, posta lungo via Nizza, che sarà di corrispondenza sia con la linea F.S. che con la Linea 1 della metropolitana di Torino.


Dalla fermata Porta Nuova il tracciato prosegue lungo l'allineamento di via Pastrengo, per poi portarsi su corso Duca degli Abruzzi fino alla fermata Politecnico.

La tratta funzionale è costituita dalle seguenti opere:

- 13 stazioni sotterranee;
- 12 pozzi intertratta aventi funzione di ventilazione, uscita di emergenza ed accesso dei soccorsi
- La galleria di linea costituita da:
 - o Un tratto in galleria naturale realizzato con scavo tradizionale per una lunghezza di 135m circa, che va dal manufatto di retrostazione Rebaudengo alla Stazione Rebaudengo;
 - o Un tratto in galleria artificiale in Cut&Cover ad uno o due livelli, per una lunghezza complessiva di circa 3,0km che collega le stazioni Rebaudengo, Giulio Cesare, San Giovanni Bosco, Corelli, Cimarosa/Tabacchi, Bologna fino al manufatto in retrostazione Bologna che include anche il pozzo Novara;
 - o Un tratto in galleria naturale realizzato con scavo meccanizzato mediante una TBM (Tunnel Borin Machine) avente diametro di circa 10,00m, che scaverà la galleria di linea dal manufatto in retrostazione Bologna fino al tronchino in retrostazione Politecnico per una lunghezza complessiva di circa 5,6km;
- Un pozzo terminale di fine tratta funzionale per l'estrazione della TBM, posto all'estremità del tronchino in retrostazione Politecnico;
- Il manufatto in retrostazione Rebaudengo, avente la funzione di deposito-officina, per la manutenzione ordinaria programmata sui treni, oltre che il parcheggio di 7 treni in stalli predisposti e complessivamente di 10 treni a fine servizio;
- La predisposizione per la realizzazione del manufatto di bivio nella diramazione nord verso San Mauro Torinese.

Nella presente relazione saranno trattati i seguenti argomenti:

- documenti e normative di riferimento per la progettazione definitiva delle opere;
- descrizione delle opere e delle caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione;
- descrizione del contesto geologico, idrogeologico e caratterizzazione geotecnica;
- caratterizzazione sismica dell'area di riferimento;
- criteri di calcolo delle opere, dimensionamento e verifica delle stesse.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

2. DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento

La progettazione definitiva delle opere sarà condotta in accordo alle seguenti norme:

- [1] Legge n. 1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [2] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" - NTC2018 - (GU n.42 del 20/02/2018).
- [3] Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 21 gennaio 2019, n.7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- [4] UNI EN 206:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- [5] UNI 11104-2016, "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- [6] Stucchi M., et al., 2004 - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. (<https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>).
- [7] Azioni sismiche - Spettri di risposta ver.1.03 (Software sperimentale disponibile dal sito del CSLLPP, <http://cslp.mit.gov.it>).
- [8] Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [9] Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
- [10] Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

2.2 Programmi di calcolo

Per il dimensionamento delle paratie/micropali:

- Plaxis 2D Connect Edition V21 Update 1 – Bentley
- PresFle v5.33 - Concrete

Per le analisi di stabilità:

- Plaxis 2D Connect Edition V21 Update 1 – Bentley



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per micropali: C25/30

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Dosaggio minimo cemento:	300Kg/m ³
Diametro massimo aggregati:	25mm
Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ MPa}$
Modulo Elastico:	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.55 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$

3.2 Magrone: C12/15

Classe di esposizione:	X0
------------------------	----

3.3 Soletta di fondo/strutture interne: C30/37

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Dosaggio minimo cemento:	300Kg/m ³
Diametro massimo aggregati:	25mm
Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ MPa}$
Modulo Elastico:	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ MPa}$



Resistenza a trazione media:	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ MPa}$

3.4 Calcestruzzo proiettato

• Tipo:	C25/30
• Resistenza media su carote $h/\phi=1$ (a 10h):	$\geq 7 \text{ MPa}$
• Resistenza media su carote $h/\phi=1$ (a 48h):	$\geq 15 \text{ MPa}$
• Contenuto minimo di cemento:	300kg/m ³
• Dosaggio di fibre:	>30 kg/m ³
• Energia di assorbimento	>700J

3.5 Tipo di fibra metallica per calcestruzzo proiettato:

• Rapporto lunghezza diametro:	$l/d > 45$
• Diametro	>0.65mm
• Lunghezza	<35mm
• F_{yk}	>1200MPa

3.6 Acciaio da cemento armato: B450C


Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico	$\geq 7.5\%$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

3.7 Acciaio da carpenteria metallica

Tubi:

Acciaio S355J0

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
------------------------------------	-------------------------------

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 355$ MPa

Profili e piastre:

Acciaio S355J0

Tensione di rottura caratteristica $f_{tk} \geq 510$ MPa

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 355$ MPa

3.8 Copriferro minimo e copriferro nominale: Micropali

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro viene calcolato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1, §4.4.1): il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo (c_{min}) più un margine di progetto per gli scostamenti ΔC_{dev} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Il copriferro minimo (c_{min}) è pari a:

$$C_{min} = \max (C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

in cui:

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza e vale 20 mm (diametro massimo delle barre isolate);
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (30 mm);
- $\Delta C_{dur,\gamma}$ riduzione del copriferro per margine di sicurezza (0 mm);
- $\Delta C_{dur,st}$ riduzione del copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (0 mm);
- $\Delta C_{dur,add}$ riduzione del copriferro per utilizzo di protezione aggiuntiva (0 mm).

Pertanto, si ha $c_{min} = 45$ mm. Nel caso in esame, sarà adottato un copriferro nominale pari a 50 mm per tutte le opere interne e 75 mm per i micropali.



4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il pozzo di ventilazione oggetto di studio della presente relazione tecnica e di calcolo, si sviluppa per una profondità circa 37 m. L'opera è composta da una cabina tecnica, un pozzo circolare avente diametro interno di 6,00 m e un tronchino di collegamento che collegherà la galleria di linea con il pozzo di ventilazione. Si riporta nella figura seguente un esempio grafico dell'opera oggetto di studio nella presente.

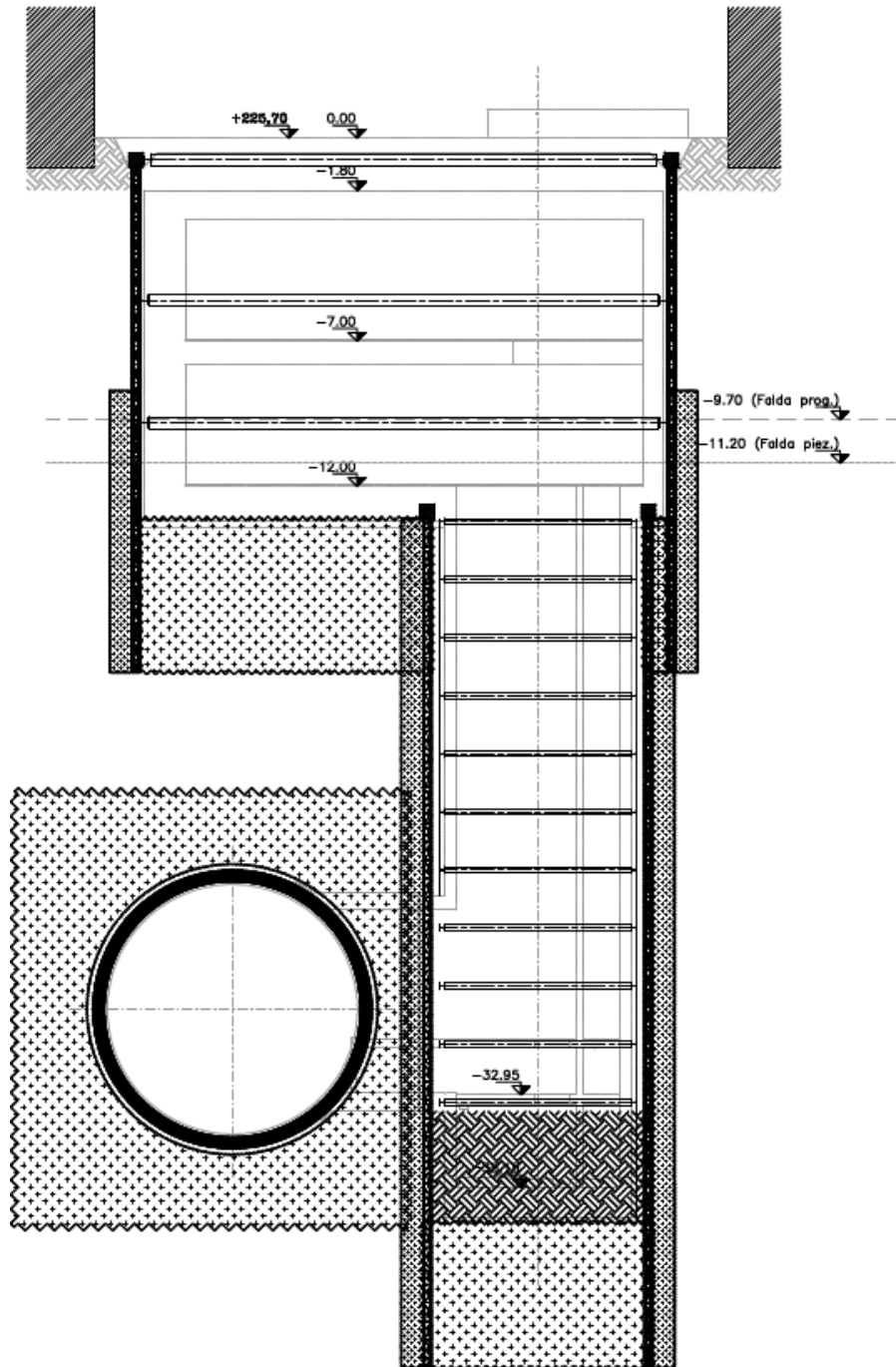




Figura 2. Sezione trasversale del pozzo di ventilazione Verona (PVR)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1


La cabina tecnica verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo bottom-up, caratterizzata da uno scavo sostenuto da paratia di micropali e puntelli in carpenteria metallica. In particolare, le fasi realizzative prevedono:

- deviazione della viabilità esistente, posizionamento recinzioni di cantiere e barriere acustiche;
- deviazioni pubblici servizi/sottoservizi;
- bonifica bellica superficiale e profonda;
- rimozione della pavimentazione per uno spessore di circa 0.50 m;
- realizzazione consolidamenti (sub-verticali) in jet grouting per un volume che copra una distanza pari a 2,50 m dallo sviluppo esterno delle superfici di scavo della galleria TBM e del tronchino di raccordo;
- prescavo per la realizzazione dei micropali ed esecuzione della paratia di micropali a presidio dello scavo della cabina tecnica con perforazione con martello a fondo foro (tipo "Odex") armati con tubo metallico $\varnothing 273\text{mm}$ sp=7.1mm;
- realizzazione del cordolo di irrigidimento in testa ai micropali, in conglomerato cementizio armato (dimensione cordolo 50x50cm - C30/37, incidenza armatura = 300 kg/m³);
- realizzazione consolidamenti in jet grouting da piano campagna a tergo paratie cabina tecnica (da quota +1.00m da quota falda design breve termine);
- realizzazione tampone di fondo in jet grouting cabina tecnica, sp. = 3.50 m;
- installazione del primo ordine di puntoni metallici provvisori di contrasto fissati al cordolo testa micropali (tubi in acciaio $\varnothing 273.8 \times 8\text{mm}$);
- scavo fino a quota installazione secondo ordine di puntoni di contrasto (-0.50 m quota asse puntone);
- installazione travi perimetrali accoppiate 2xHEB500 e secondo ordine di puntoni provvisori di contrasto (tubi in acciaio $\varnothing 355.6 \times 10\text{mm}$);
- scavo fino a quota installazione terzo ordine di puntoni di contrasto (-0.50 m quota asse puntone);
- installazione travi perimetrali costituite da una HEB400 e terzo ordine di puntoni provvisori di contrasto (tubi in acciaio $\varnothing 273.8 \times 8\text{mm}$);
- scavo fino a quota fondo cabina tecnica;
- realizzazione consolidamenti in jet grouting a tergo delle paratie pozzo verticale da fondo scavo cabina tecnica (le colonne saranno immerse per 1.00m oltre lo strato di argille);
- passaggio galleria TBM;
- realizzazione paratia di micropali $\varnothing 220/450\text{mm}$ con perforazione con martello a fondo foro (tipo "Odex") armati con tubo metallico $\varnothing 193.7\text{mm}$ sp=8mm in corrispondenza del pozzo verticale e a partire da quota fondo scavo cabina tecnica;
- realizzazioni cordolo testa micropali del pozzo verticale (dimensione cordolo 50x50cm - C30/37, incidenza armatura = 100 kg/m³);
- realizzazione tampone di fondo in jet grouting pozzo verticale (h=3.65m ad intercettare il sottostante strato argilloso per circa un metro);
- dal fondo della cabina tecnica, posa del dispersore di terra e disposizione di riprese verticali laterali per successiva risalita dei cavi elettrici di messa a terra verticali, getto di calcestruzzo magro, posa in opera del manto di impermeabilizzazione con risvolti sulle pareti e realizzazione della soletta di fondo della cabina tecnica;

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

- scavo dell'area interna al pozzo, per successivi abbassamenti fino a quota imposta tronchino di collegamento scavo del pozzo, per ribassi successivi fino a quota fondo scavo e contestuale posa in opera centine HEB160 (passo di 2,40m, uno strato di calcestruzzo proiettato C25/30 spessore medio 15cm armato con rete metallica elettrosaldata \varnothing 8 maglia 20x20cm);
- taglio della porzione di micropali e centine in corrispondenza dell'innesto del collegamento con la galleria di linea;
- scavo del tronco di collegamento in galleria naturale con installazione di centine metalliche HEB160/1000, rete elettrosaldata e strato di cls proiettato fibrorinforzato;
- installazione del tubo di drenaggio sotto l'arco rovescio del tronchino di collegamento;
- inserimento di un telaio costituito da profili formati a freddo a sostegno dei conci a guida del taglio degli stessi per l'apertura del cunicolo di collegamento con la galleria di linea;
- modifica del telaio di contrasto dei conci in galleria con taglio di parte delle centine ed inserimento di un puntone in acciaio;
- taglio a diamante dei conci di galleria per l'apertura del cunicolo di collegamento con la galleria di linea;
- posa in opera del manto impermeabilizzante su tutto il perimetro di scavo del tronco di collegamento con la galleria di linea;
- esecuzione del rivestimento definitivo in c.a. del tronco di collegamento;
- ad avvenuta maturazione, rimozione del telaio di contrasto dei conci;
- scavo fino a quota fondo pozzo;
- posa del dispersore di terra e disposizione di riprese verticali laterali per successiva risalita dei cavi elettrici di messa a terra verticali, getto di calcestruzzo magro, posa in opera del manto di impermeabilizzazione con risvolti sulle pareti e realizzazione della soletta di fondo del pozzo in calcestruzzo armato gettato in opera;
- esecuzione delle opere in c.a. della vasca di aggettamento e della soletta di copertura;
- posa in opera del manto di impermeabilizzazione su tutto il perimetro di scavo del pozzo;
- esecuzione delle pareti di rivestimento definitivo del pozzo in c.a. e collegamento con la soletta di fondo della cabina tecnica precedentemente realizzata;
- ad avvenuta maturazione della soletta di fondo, rimozione dei puntoni provvisori e getto delle pareti di rivestimento e soletta intermedia della cabina tecnica;
- ad avvenuta maturazione della soletta intermedia, rimozione dei puntoni provvisori e getto delle pareti di rivestimento e soletta di copertura della cabina tecnica;
- ad avvenuta maturazione della soletta di copertura rimozione dei puntoni provvisori;
- demolizione cordoli testa micropali;
- posa muretto di sostegno del terreno al di sopra della soletta di copertura;
- posa in opera del sistema di impermeabilizzazione e dei relativi massetti di protezione all'estradosso della soletta;
- eventuale ripristino sottoservizi;
- rinterro fino alla quota di posa della pavimentazione prevista in progetto;
- posa in opera della pavimentazione prevista in progetto e degli arredi e ripristino viabilità.

I micropali delle paratie presentano uno spessore di 0.30 m e lunghezza totale di 17.50 m; l'interasse tra i pali è pari a 0.45 m, il cordolo di irrigidimento in testa ai pali in sezione ha le dimensioni 0.50x0.50 m.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Contesto geologico e idrogeologico

L'area lungo la quale si realizzerà la linea 2 della Metropolitana di Torino si ubica nella cosiddetta "pianura piemontese settentrionale" delimitata a Nord-Ovest dalle Alpi e verso Sud-Est dai rilievi collinari della Collina di Torino e del Monferrato. Tale struttura è caratterizzata da una potente serie di età pliocenico superiore – olocenica formata dagli apporti successivi di due ampi conoidi fluvio-glaciali appartenenti al fiume Dora Riparia e torrente Stura di Lanzo. All'interno dei depositi fluvio-glaciali, si rinvengono termini litologici legati ai litotipi del bacino idrografico di alimentazione, per esempio serpentiniti e ultrabasiti del Massiccio Ultrabasico di Lanzo, gneiss e quarziti del Complesso del Dora Maira. I materiali di natura continentale sono sovrapposti ad una serie marina pliocenica composta da depositi sabbiosi, sabbioso-limosi fino a totalmente limosi. Ad ulteriore profondità si rinvengono formazioni marine di età terziaria di natura prevalentemente marnosa ed arenaceo-conglomeratica costituenti la Collina di Torino. Come si può osservare dalla figura sottostante, il fianco occidentale della Collina di Torino, con struttura anticlinale con asse circa NE-SW, si immerge al di sotto dei depositi quaternari della pianura.

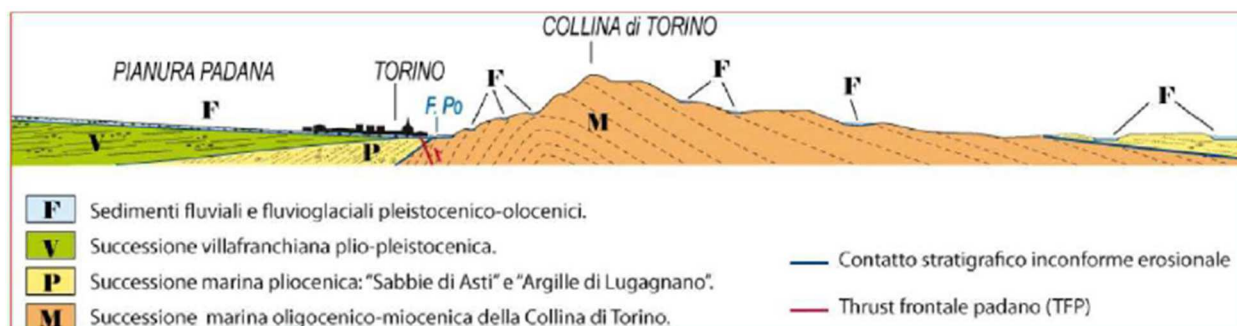



Figura 3. Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)

I terreni presenti in superficie appartengono quindi all'ambiente continentale e risalgono al periodo Pleistocenico (Era Quaternaria); tali depositi sono formati in prevalenza da materiali ghiaiosi, sabbiosi e limosi all'interno dei quali si rinvengono localmente ciottoli silicatici, silicei e calcarei. I ciottoli possono avere dimensioni molto variabili (fino a pluridecimetriche, in media di 10-30 cm), e generalmente sono composti da quarziti, gneiss, serpentiniti e metagabbri. A minori profondità si possono incontrare lenti limoso-argillose attribuibili al fiume Po. La caratteristica principale dei depositi pleistocenici di origine fluvio-glaciale è la presenza in forma discontinua e localizzata, di orizzonti e livelli con grado di cementazione (e/o addensamento) variabile. I livelli conglomeratici, dotati di maggior cementazione, sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono conosciuti con il nome di "puddinghe". I depositi fluvio-glaciali possono presentare caratteristiche notevolmente variabili in termini di resistenza e deformabilità geotecnica in funzione del grado di cementazione ma anche dal punto di vista granulometrico.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

A maggiori profondità, al di sotto dei depositi del Quaternario, si possono riscontrare i seguenti materiali geologici, dipendendo dalla zona della città in considerazione:

- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano (Pleistocene inferiore-Pliocene superiore) che possono essere di due differenti tipologie:
 - materiale di ambiente lacustre-palustre, caratterizzati da una granulometria predominante fine e costituiti da alternanza di limi e argille;
 - materiali di ambiente fluviale, più grossolani e rappresentati da livelli sabbioso-ghiaiosi;
- la successione marina Pliocenica (composta da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio-azzurre con fossili);
- la successione marina Oligo-Miocenica della Collina di Torino (formata da marne, siltiti, arenarie e conglomerati marini).

In base agli studi idrogeologici realizzati nella città di Torino e considerando le esperienze previe di progetti simili, possono essere identificati due principali livelli idrogeologici:

- Complesso ghiaioso-sabbioso, sede dell'acquifero libero principale, è formato dai depositi grossolani del Quaternario (ciottoli, ghiaie, e sabbie in matrice sabbioso-limoso) con potenza tra i 30-40 m. In genere i depositi quaternari possono essere caratterizzati da una permeabilità maggiore a $1.0E-04$ m/s (permeabilità da media a alta) e localmente presentano un grado di permeabilità inferiore (permeabilità media, compresa tra $1.0E-06$ m/s e $1.0E-04$ m/s).
- Complesso argilloso-limoso-ghiaioso, sede di un acquifero profondo di tipo "multifalda" situato ad una profondità indicativa tra 40 e 200 m dal p.c. Questo acquifero è costituito da alternanze di depositi medio grossolani e fini appartenenti ai depositi fluviolacustri del Villafranchiano (con una permeabilità media, compresa tra $1.0E-06$ m/s e $1.0E-04$ m/s), chiusi al tetto da depositi argillosi (potenti fino a 20-30 m e con permeabilità medio-bassa, da $1.0E-08$ m/s a $1.0E-06$ m/s).

Si può concludere che i lavori della Linea 2 interferiranno esclusivamente con l'acquifero superficiale del complesso ghiaioso-sabbioso, con eccezione della tratta compresa tra le stazioni di Zappata e Caboto lungo la quale la soletta della galleria attraverserà i depositi del Villafranchiano. Con riferimento all'esperienza della Linea 1 della Metropolitana di Torino, la falda superficiale si colloca ad una profondità variabile tra i 14 m ed i 16 m dal piano campagna e l'oscillazione annuale può raggiungere un valore massimo di 2.0 m.



5.2 Parametri geotecnici di riferimento

Con riferimento alla relazione Geotecnica, sono state individuate 7 unità geotecniche, caratterizzate da un comportamento meccanico-deformativo similare.

Nella seguente tabella si riportano gli intervalli di valori proposti per i parametri di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione delle opere in sotterraneo della linea 2 della Metropolitana di Torino. Considerando la quantità di prove di laboratorio eseguite sino a questa fase, ed una volta verificato che i materiali attraversati sono principalmente gli stessi, si è usato come riferimento la caratterizzazione geo-meccanica utilizzata nel contesto del progetto esecutiva della linea 1 della Metropolitana di Torino esistente.

Tabella 1. Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento

Unità	Geologia	Peso di volume (γ)	Coesione c' (kPa)	Angolo resistenza ϕ'	Modulo (MPa)	Poisson (-)	Coeff. permeabilità (m/s)
1	UID	18÷19	0	29÷30	12÷16	0.30	$2 \cdot 10^{-5}$ a $8 \cdot 10^{-6}$
2	AFR-INS	18÷19	10÷15	36÷38	150÷170	0.30	$2 \cdot 10^{-5}$ a $8 \cdot 10^{-6}$
3	AFR-INS	19÷20	30÷50	38÷40	170÷200	0.30	$8 \cdot 10^{-6}$ a $5 \cdot 10^{-6}$
4	AFR-INS	19÷20	50÷100	38÷40	200÷260	0.30	$8 \cdot 10^{-6}$ a $5 \cdot 10^{-6}$
6	SFR	18÷20	15÷25	30÷32	90÷100	0.35	$5 \cdot 10^{-6}$
5	FAA	19÷21	35÷40	22-26	50÷80	0.35	$2 \div 6 \cdot 10^{-9}$
7	SAF	20÷21	25÷50	26÷28	100÷200	0.35	$2 \div 6 \cdot 10^{-9}$

NOTE:

- 1) Il valore del coefficiente di permeabilità nell'Unità 1 (UID) è assimilato a quello degli strati immediatamente inferiori, tenuto conto della sua elevata variabilità granulometrica,
- 2) Lo stesso parametro per l'Unità 2 (AFR e INS) va inteso come valore minimo e per direzione di flusso orizzontale; per direzione di flusso verticale è di circa un ordine di grandezza inferiore.
- 3) Il valore di k nell'Unità 6 (SFR) è stimato in base alla granulometria del terreno.
- 4) Il valore di k per le Unità 5 e 7 (FAA e SAF) si base sui risultati delle prove edometriche, con riferimento al terreno sovraconsolidato.

Per ulteriori dettagli e/o approfondimenti in merito alla caratterizzazione geotecnica dei materiali si rimanda all'elaborato specialistico.



5.3 Parametri geotecnici della modellazione numerica

Le unità geotecniche assunte nella presente modellazione numerica, sono le unità 1,2 e 7.

Tabella 2. Unità geotecniche e livelli di falda per pozzo PVR

profilo GEOTECNICO - pozzo di ventilazione Verona - PVR					
spessore strato	z_{min}	z_{max}	unità geotecnica	profondità substrato impermeabile (da P.C.)	profondità fondoscavo CABINA da P.C.
[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]
3,3	0	3,5	1	40	13,2
36,7	3,5	40	2		
5,3	40	45,3	7		

La struttura stratigrafica semplificata cui si è fatto riferimento nelle analisi numeriche, sviluppata assumendo come legame costitutivo del terreno il modello Hardening Soil, prevede la presenza di tre litotipi dalle proprietà meccaniche omogenee, di cui se ne riportano di seguito le relative caratteristiche geotecniche:

Unità geotecnica 1 (terreno superficiale) : a partire dal p.c. fino a -3,50 m dal p.c.:

$\gamma_{unsat} = 17,0$ [kN/m ³]	peso secco dell'unità di volume
$\gamma_{sat} = 19,00$ [kN/m ³]	peso dell'unità di volume saturo
$\varphi' = 29,00$ [°]	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0,1$ [kN/m ²]	coesione
$E_{50}^{ref} = 8250$ [kN/m ²]	modulo di elasticità secante nella prova triassiale drenata standard
$E_{ur}^{ref} = 24750$ [kN/m ²]	modulo di elasticità curva di carico/scarico ($E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)
$\nu_{ur} = 0,2$	coefficiente di Poisson di carico/scarico

Unità geotecnica 2 (ghiaia e sabbia da sciolta a debolmente cementata): a partire da $z = -3,50$ m dal p.c. fino a quota $z = -36,50$ m dal p.c.

$\gamma_{unsat} = 18,0$ [kN/m ³]	peso secco dell'unità di volume
$\gamma_{sat} = 21,0$ [kN/m ³]	peso dell'unità di volume saturo
$\varphi' = 36,00$ [°]	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10$ [kN/m ²]	coesione
$E_{50}^{ref} = 82500$ [kN/m ²]	modulo di elasticità secante nella prova triassiale drenata standard



$E_{ur}^{ref} = 247500$ [kN/m²] modulo di elasticità curva di carico/scarico ($E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)

$\nu_{ur} = 0,2$ coefficiente di Poisson di carico/scarico

Unità geotecnica 7 (argille limose molto compatte e localmente litificate (Marne di S. Agata) : a partire da $z = -36,5$ m dal p.c. al fondo del dominio di calcolo

$\gamma_{unsat} = 20,4$ [kN/m³] peso secco dell'unità di volume

$\gamma_{sat} = 20,4$ [kN/m³] peso dell'unità di volume saturo


$\phi' = 28,00$ [°] angolo di resistenza al taglio

$c' = 25$ [kN/m²] coesione

$E_{50}^{ref} = 82500$ [kN/m²] modulo di elasticità secante nella prova triassiale drenata standard

$E_{ur}^{ref} = 247500$ [kN/m²] modulo di elasticità curva di carico/scarico ($E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)

$\nu_{ur} = 0,2$ coefficiente di Poisson di carico/scarico

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica prevede:

- la definizione dell'accelerazione sismica di riferimento su substrato rigido di base;
- l'individuazione della classe di sottosuolo, per la valutazione dell'amplificazione stratigrafica;
- l'individuazione di un valore di riferimento per la magnitudo massima attesa.

6.1 Valutazione dell'azione sismica di base

La valutazione dell'azione sismica per il dimensionamento degli elementi delle infrastrutture, si basa sulla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale in cui la pericolosità è quantificata dall'accelerazione di picco (normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità), a_g/g , in condizioni ideali di sottosuolo rigido e superficie orizzontale, associata a diverse probabilità di superamento in 50 anni. I valori di a_g/g sono dati su una griglia di punti equi-spaziati di 10km. Sulla stessa griglia sono dati anche in valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su substrato rigido (Cfr. §3.2 "azione sismica" delle NTC 2018 che, per i valori di a_g , F_o , T^*_c necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si rimanda agli allegati A e B delle NTC 2008), per le probabilità di superamento associate agli stati limite di verifica previsti dalla normativa di riferimento.


L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La normativa delinea il processo di individuazione dell'azione sismica di progetto che prevede:

- la definizione della vita utile dell'opera, V_R , sulla base della correlazione tra vita nominale V_N e classe d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$
- la stima del periodo di ritorno, T_R , sulla base delle probabilità di superamento, P_{VR} , associata agli stati limite di verifica, secondo la formula: $T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR})$
- la stima dei valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su suolo rigido (parametri d'azione) in funzione di T_R .

I parametri d'azione sono:

- a_g/g , accelerazione massima normalizzata, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_o , moltiplicatore di a_g/g che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T^*_c , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

- Gli stati limite di verifica previsti dalla NTC2018 sono elencati di seguito, con le corrispondenti probabilità di superamento in 50 anni:
 - Stato limite ultimo di collasso, SLC, $P_{RV} = 5\%$;
 - Stato limite ultimo di vulnerabilità, SLV, $P_{RV} = 10\%$;
 - Stato limite di esercizio, di danno, SLD, $P_{RV} = 63\%$;
 - Stato limite di esercizio, di operatività, SLO, $P_{RV} = 81\%$.

6.2 Fattore di amplificazione dello spettro di risposta elastico

In coerenza con le prescrizioni normative, l'accelerazione orizzontale massima in superficie, a_{max}/g , si ottiene moltiplicando l'accelerazione massima di base, a_g/g , per un fattore di amplificazione stratigrafica, S_S , ed uno di amplificazione topografica, S_T :

$$a_{max} / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

Il fattore di amplificazione stratigrafica dipende dalla classe di sottosuolo definita sulla base di indagini specifiche per la valutazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S , nel sottosuolo di sedime delle singole opere, e si calcola secondo la formulazione riportata nella normativa di riferimento (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV), in funzione dei parametri spettrali F_0 ed a_g/g .

La classe di sottosuolo modifica anche il valore del periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione, attraverso il coefficiente C_C secondo la formulazione riportata in norma (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV).


Nel caso specifico, l'andamento altimetrico dell'area attraversata dall'infrastruttura di progetto, prevalentemente pianeggiante, con rilievi di pendenza minore di 15° , giustifica l'assunzione di una categoria topografica T1, a cui corrisponde $S_T = 1$ (Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V).

6.3 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

6.4 Valutazione dell'azione sismica di progetto

Sulla base delle caratteristiche delle opere in progetto, sono stati scelti i seguenti parametri:

- **Vita nominale: 100 anni** (Tipo di costruzione di categoria 3 – grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica);
- **Classe d'uso: III** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significanti. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provoca situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- **Coefficienti C_u : 1.5** (funzione della classe d'uso).

I parametri di pericolosità sismica di base sono stati elaborati a partire dalle coordinate del sito di riferimento. Con riferimento alle opere in oggetto:


- **Latitudine: 45.08081°**
- **Longitudine: 7.694603°**

Sulla base di tali parametri di ingresso si ottengono i seguenti valori di pericolosità sismica:

Tabella 3. Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base

Parametri stati limite	u.m.	SLD	SLV
Probabilità di superamento (P_{VR})	%	63	10
Tempo di ritorino (T_R)	anni	151	1424
Accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (a_g)	g	0.039	0.068
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0)	-	2.681	2.854
Tempo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T^*_c)	s	0.232	0.290

La categoria di sottosuolo è stata definita in funzione dei materiali naturali interessati dalle opere in progetto; in particolare nel caso in esame si adotta la categoria di sottosuolo **B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Per quanto riguarda le condizioni topografiche è stata attribuita alle opere in oggetto la categoria T1 (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Sulla base di quanto sopra esposto, i parametri sismici di progetto che saranno impiegate per le analisi delle opere in oggetto risultano:

Tabella 4. Sintesi delle azioni sismiche di progetto

Stato Limite	Coefficienti sismici	Depositi di paleofrana
SLD	Ss	1.200
	Cc	1.473
	St	1.000
	a_{max} (g)	0.046
SLV	Ss	1.200
	Cc	1.409
	St	1.000
	a_{max} (g)	0.080

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

7. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei criteri delle NTC2018.

In generale, 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 impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche incrementando del coeff. di normativa pari a 1,5 le sollecitazioni desunte allo SLE.

7.1 Cenni Normativi

I criteri per la verifica e il dimensionamento di seguito esposti si applicano a tutte le opere che hanno funzione di sostegno quali muri e berlinesi.

In accordo con quanto prescritto dalla Normativa vigente, per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

in cui E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza. Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , queste possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Le azioni sull'opera di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi e all'acqua. In particolar modo, nella valutazione dei sovraccarichi a tergo di un'opera di sostegno, è necessario tenere in conto dell'eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito o di apparecchi di sollevamento.

I valori dei coefficienti parziali da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi sono riportati nella seguente tabella (Tab. 2.6.I delle NTC 2018):


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Tabella 5. Coefficienti parziali per le azioni

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3


⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, opportunamente ridotto in funzione del coefficiente parziale specificato nella Tab 6.2.II delle NTC2018.

Tabella 6. Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno – struttura si dovranno eseguire con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1, così come previsto al §6.2.4.2 della normativa vigente.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Per il calcolo e la verifica si devono considerare i seguenti stati limite ultimi, accertando che le resistenze superino le azioni agenti per ciascuno stato limite considerato:


- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo;
 - Instabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza di uno o più sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Tabella 7. Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

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.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

7.2 Modellazione numerica

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro si è utilizzato un metodo di calcolo capace di simulare l'interazione terreno-paratia. L'analisi è stata sviluppata con il software Plaxis 2D CONNECT Edition V21 di Bentley.

Plaxis 2D è un codice agli elementi finiti per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma simula situazioni reali riconducibili a condizione di deformazione piane (plain strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric). Esso simula, quindi, il problema di uno scavo sostenuto da paratie e permette di valutare il comportamento dell'opera di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata un settore circolare di paratia di larghezza unitaria.

Tutti gli strati sono stati modellati in Plaxis attraverso il modello di Hardening-Soil. Si è assunto nella modellazione un dominio di calcolo 2D avente dimensioni di 100,00m di larghezza e 100,00m di profondità per i modelli in plain strain e di 50,00 m di larghezza e 100,00 m di profondità per i modelli axisymmetric. La mesh mediante la quale è stato discretizzato il dominio di calcolo, è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti d'integrazione numerica.

Le condizioni al contorno imposte sulle deformazioni sono le seguenti: spostamenti orizzontali e verticali consentiti lungo il bordo superiore del dominio di calcolo, spostamenti verticali e orizzontali impediti sul fondo del dominio e spostamenti orizzontali impediti e verticali liberi lungo i bordi laterali sinistro e destro del dominio.

- spostamenti orizzontali nulli sui contorni verticali: $u_x=0$;
- spostamenti orizzontali e verticali nulli alla base del modello: $u_x=0$; $u_y=0$.

Per quanto concerne le condizioni idrauliche, è stata considerata la presenza della falda in quiete localizzata alla quota di progetto pari a 215 mslm.

Si riporta di seguito la mesh presa in considerazione nella modellazione.

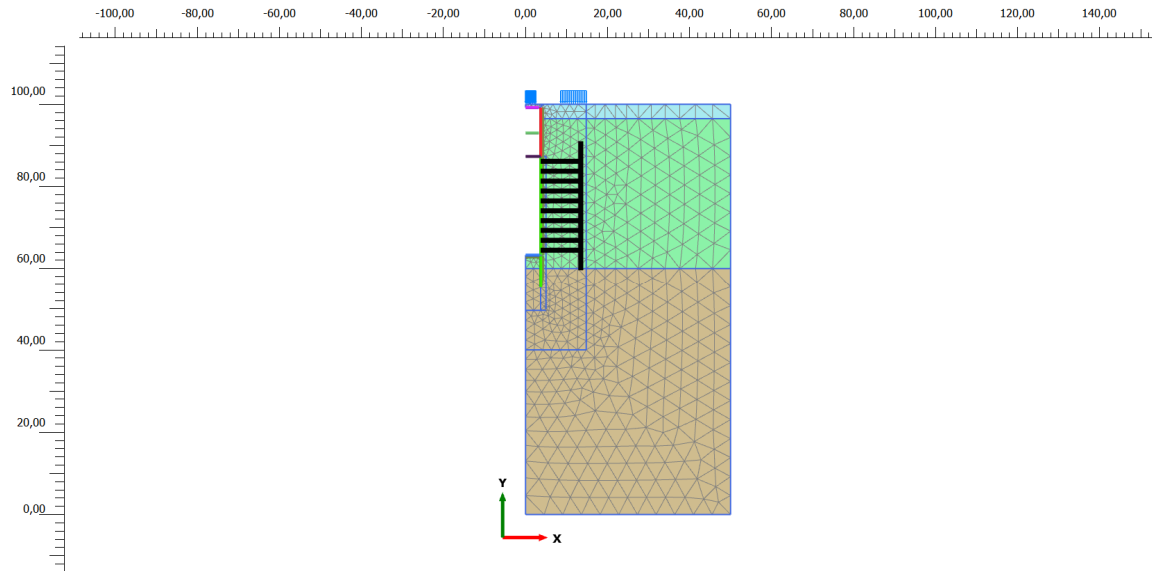


Figura 4. Modello di calcolo e relativa mesh del pozzo Verona "PVR"

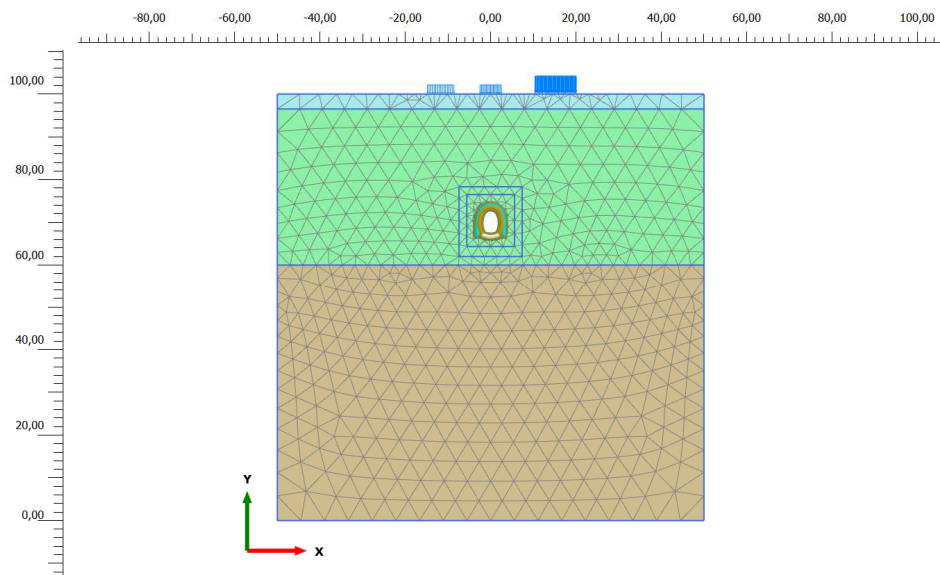



Figura 5. Modello di calcolo e relativa mesh del tronchino di collegamento del pozzo Verona "PVR"

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia di micropali, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi che ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di vincoli applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

7.3 Parametri meccanici elementi strutturali

Per quanto riguarda la modellazione, degli elementi strutturali, sia la paratia di micropali che le centine del tronchino sono stati modellati tramite l'introduzione di elementi plate basati sulla teoria Mindlin, caratterizzati da rigidità assiale (EA) e flessionale (EI). In particolare utilizzando elementi monodimensionali tipo trave, con legame costitutivo elastico-lineare. Il rivestimento definitivo del tronchino di collegamento è stato modellato come cluster e in asse ad esso è stato inserito un elemento plate per poterne estrapolare le sollecitazioni.

Nell'ambito sempre delle opere provvisorie, per quanto concerne invece le strutture di contrasto, la paratia presenta più livelli di anelli di irrigidimento che sono stati modellati in Plaxis mediante l'elemento fixed end anchors che rientra nella categoria Anchor, disposti con un interasse di 2.40 m. In fase di modellazione numerica al *plaxis 2D* gli anelli metallici orizzontali (parte del priverimento costituito da travi metalliche e *spritz-béton*) sono stati introdotti attraverso degli *anchor* con una rigidità estensionale stimata dal metodo di *Panet* [1973]. Quest'ultimo viene impiegato nell'ambito del metodo della *convergenza-confinamento* per la progettazione dei rivestimenti di gallerie.

Nello specifico, nel modello assial-simmetrico del pozzo ciascun anello di irrigidimento orizzontale rappresenta un vincolo allo spostamento orizzontale applicato nelle varie fasi di approfondimento dello scavo: la trave circolare, con la propria rigidità estensionale-radiale riduce gli spostamenti orizzontali del sottosuolo. La rigidità estensionale (radiale nel piano dell'anello) della trave di irrigidimento possiede una rigidità che può essere valutata come:

$$k_{sn} = \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \frac{e}{R}$$

Nella quale:

- E_s e ν_s sono, rispettivamente, il modulo di *Young* e di *Poisson* dell'acciaio delle centine orizzontali di irrigidimento;
- R rappresenta il raggio dell'anello orizzontale;

e è lo spessore del rivestimento. In questo caso per il rivestimento, non continuo ma rappresentato da un anello puntuale metallico è stato necessario introdurre uno spessore *equivalente* (in termini di rigidità flessionale). In poche parole si è valutato lo spessore di un *plate* (di larghezza pari ad 1m) con pari rigidità flessionale della trave.

Inoltre sono stati considerati appositi elementi d'interfaccia che rappresentano uno spessore virtuale di terreno a contatto con la struttura, mediante il quale viene simulata l'interazione della struttura stessa con il terreno circostante.

Si riporta di seguito una sintesi delle proprietà meccaniche relative agli elementi strutturali implementati nella modellazione numerica:



Tabella 8. Sintesi parametri meccanici degli elementi strutturali

<i>Struttura</i>	<i>Elemento</i>	<i>EA</i>	<i>EI</i>	<i>v</i>	<i>w</i>
(-)	(-)	(kN/m)	(kN*m ² /m)	(-)	(kN/m/m)
<i>Soletta di fondo sp=120cm</i>	<i>Plate</i>	39,4E+06	4,73E+06	0,2	30
<i>Soletta di copertura sp=100cm</i>	<i>Plate</i>	32,8E+06	2,7E+06	0,2	25
<i>Puntelli di contrasto φ273 s=10,0mm</i>	<i>Anchors</i>	1,11E+06	-	-	-
<i>Soletta mezzanino sp=80cm</i>	<i>Plate</i>	26,27E+06	1,40E+06	0,2	20
<i>Paratia di Micropali φ300/450 Cabina</i>	<i>Plate</i>	6,84E+06	38,5E+03	0,2	25
<i>Anelli di irrigidimento HEB160</i>	<i>Anchors</i>	4,40E+06	-	-	-
<i>Paratia di Micropali φ220/330 Pozzo circolare</i>	<i>Plate</i>	3,62E+06	10,9E+03	0,2	2,88

7.4 Carichi applicati alle strutture

Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti per la definizione dei carichi (permanenti, accidentali, ecc.) per le relative combinazioni (Stati Limite Ultimi, Stati limiti di Esercizio, Stati limiti di Danno, etc.) saranno prese in considerazione tutte le prescrizioni del citato DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018).

I software FEM più comuni consentono l'applicazione di forze e momenti concentrati o distribuiti esterni, per situazioni molto speciali. I carichi da considerare sono riepilogati di seguito.

- **Peso della struttura.** Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali (CLS) pari a:
 $\gamma_{cls}=25.0 \text{ kN/m}^3$
- **Spinte del suolo.** La spinta del terreno viene solitamente calcolata dai software considerando la storia di carico dell'opera di sostegno, in diverse fasi di costruzione, considerando la pressione attiva (K_a) e la pressione passiva (K_p).
- **Spinta pressione idraulica in caso di presenza di falda.** Nella fase transitoria della costruzione la paratia sarà progettata al fine di sopportare la spinta del suolo e la spinta idraulica dovuta alla falda quando presente.



I livelli di breve termine (fase di costruzione) e lungo termine (fase di esercizio) sono così definiti:

- Breve termine: livello indicato sul profilo + 1.5m (livello di falda considerato in fase di progettazione).
 - Lungo termine: livello di breve termine + 3.0m (livello di falda considerato nella verifica a sifonamento e a galleggiamento della stazione).
- **Sovraccarichi esterni per circolazione mezzi.** Fatte salve situazioni singolari dove il ricoprimento non ha uno spessore adeguato a ridistribuire i carichi stradali da normativa agenti sull'estradosso della soletta (per queste configurazioni rimangono valide le indicazioni definite dalle NTC2018), per simulare la presenza di circolazione di mezzi di cantiere (nella fase di costruzione) e traffico stradale (nella fase definitiva) a tergo delle opere di sostegno, sarà considerato un carico nastriforme di 20 kPa applicato uniformemente su tutto il solaio di copertura e come spinta dal solo lato di azione del sisma. Tale sovraccarico sarà considerato anche in fase di costruzione quale carico di cantiere e/o riapertura al traffico.
 - **Carichi degli edifici posti a tergo delle opere di contenimento.** Per tenere in conto di questa situazione si considererà, quale scarico a quota fondazione dell'edificio, un carico di 10 kPa per ogni piano dell'edificio stesso.
 - **Carichi sismici.** Per quello che riguarda l'applicazione della spinta sismica, si utilizzerà il metodo di Wood (1973). Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

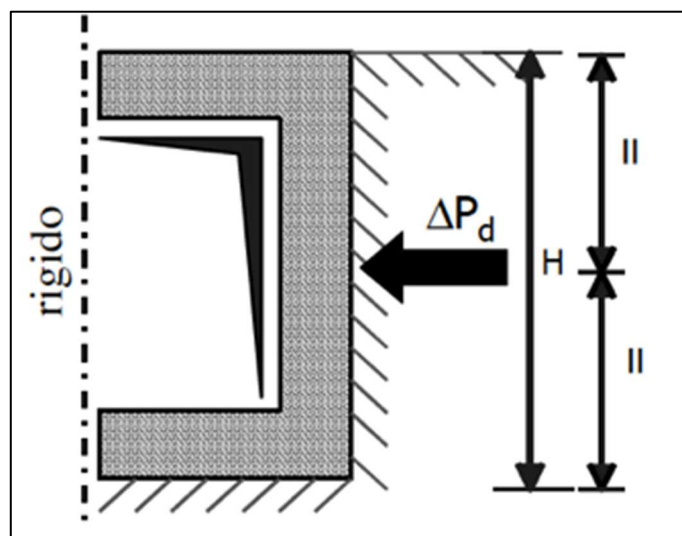


Figura 6. Schematizzazione metodo di Wood

Tale metodo è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:



$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

In cui γ è il peso specifico del terreno supposto uniforme. Poiché tale risultante ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

7.5 Analisi di stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999), che sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan\phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

- $c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$
- $\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan\phi' / FS_{\text{prova}})$.

Nella figura seguente la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

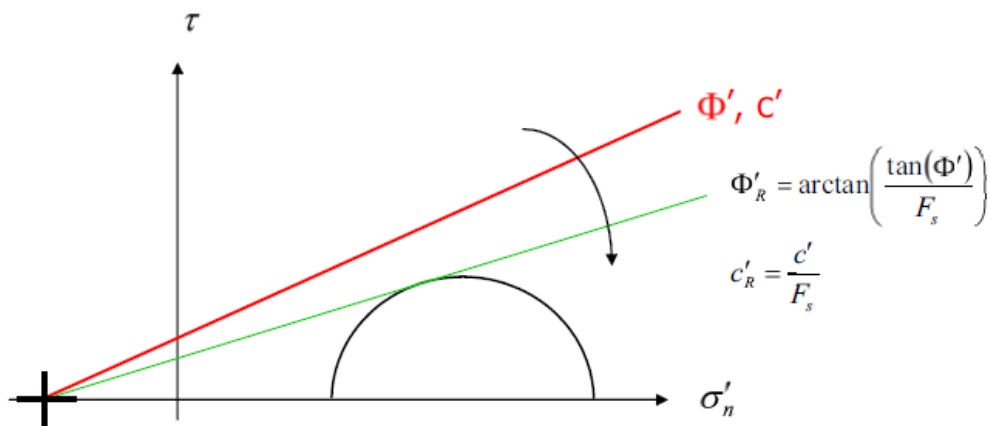



Figura 7. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

- le superfici di rottura si propagano in maniera naturale; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo artificiali (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti;
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

In Plaxis il moltiplicatore totale:

$$\Sigma Msf = \tan\phi_{input} / \tan\phi_{reduced} = C_{input} / C_{reduced} ,$$

è utilizzato per definire il fattore di sicurezza:

FS = resistenza disponibile/resistenza a rottura = valore di ΣMsf a rottura.

7.6 Dimensionamento e verifica tampone di fondo

I tamponi di fondo sono opere di impermeabilizzazione del fondo degli scavi, realizzati mediante la tecnologia del Jet Grouting che consente la realizzazione di strutture continue ed interrate prima dell'esecuzione dello scavo vero e proprio. Il problema di progetto da risolvere per tale applicazione è duplice: sia di tipo idraulico, garantendo attraverso un'adeguata compenetrazione delle colonne di jet, l'impermeabilità dello scavo (o in subordine ridurre le portate filtranti a valori gestibili in cantiere), sia di tipo strutturale, garantendo un adeguato margine di sicurezza nei confronti di uno stato limite di galleggiamento, resistendo quindi alla sottospinta idraulica dell'acqua.

Per quanto riguarda la verifica al galleggiamento, affinché possa ritenersi soddisfatta, deve risultare soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$V_d \leq G_d + R_d$$

Con V_d azione in stabilizzante di progetto (sottospinta), G_d contributo stabilizzante per peso proprio e R_d contributo stabilizzante dovuto agli sforzi di taglio all'interfaccia tra il tampone e la struttura di sostegno. Ove l'espressioni dei suddetti parametri sono le seguenti:

$$V_d = \gamma_w (h_w + h_p) A_p$$



$$G_d = (\gamma_s h_s + \gamma_{jg} h_{jg}) A_p$$

$$R_d = 2 (B + L) \int_{h_{exc}}^{h_{exc} + h_p} \tau dz$$

Nelle quali i parametri hanno il significato indicato nello schema grafico dell'intervento di seguito riportato:

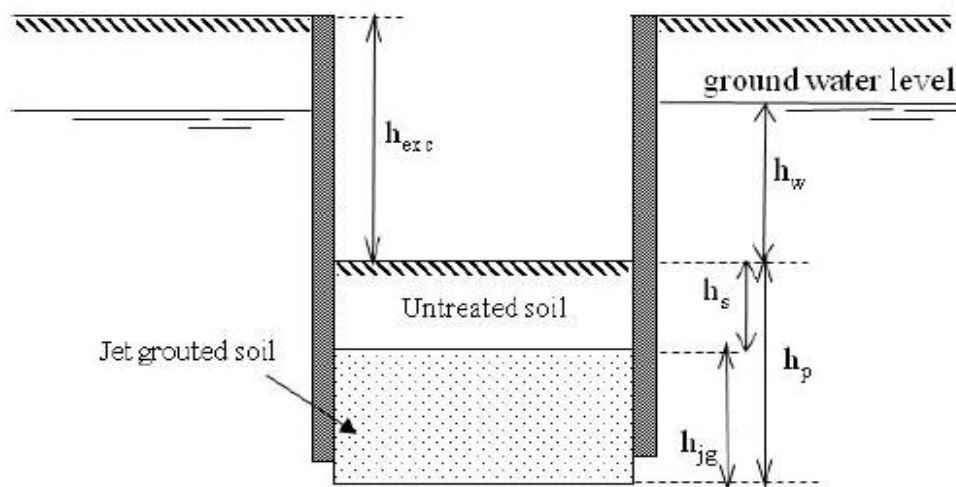


Figura 8. Schema geometrico

L'azione sfavorevole destabilizzante è la pressione dell'acqua sotto lo strato di terreno consolidato. Le azioni permanenti, favorevoli alla stabilizzazione, sono il peso proprio del tappo di fondo e delle forze d'attrito che si sviluppano nell'interfaccia suolo-struttura di sostegno temporanea.

Per tenere in conto della riduzione di resistenza all'interfaccia, l'angolo di attrito verrà considerato pari alla metà del rispettivo valore assunto per il terreno con il quale si trova a contatto. Per garantire opportuni margini di sicurezza, inoltre, l'angolo di attrito e la coesione del terreno dovranno essere ulteriormente ridotti in accordo con la normativa vigente, di cui al paragrafo 6.2.4.1.2 (M2). L'effetto complessivo di questi elementi sarà valutato considerando opportuni coefficienti di sicurezza, di cui al paragrafo 6.2.4.2 delle NTC 2018 riepilogati nella tabella seguente.

Tabella 9. Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC 2018

	Effetto	Coefficiente parziale	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G1	Favorevole	YG1	0.9
	Sfavorevole		1.1
Carichi permanenti G2	Favorevole		0.8



	Sfavorevole	YG2	1.5
Azioni variabili Q	Favorevole	YQi	0.0
	Sfavorevole		1.5

Per la verifica al galleggiamento del tampone di fondo e delle strutture di sostegno temporanee è considerata la seguente configurazione:

- Verifica di breve termine: dove il livello della falda considerato è pari al livello indicato sul profilo + 1.5m;

Verifiche di stabilità del fondo scavo

Per garantire adeguati margini di sicurezza durante la realizzazione delle strutture interrato in condizioni di breve termine, ulteriori verifiche di stabilità verranno eseguite in accordo con i seguenti meccanismi di collasso (Modoni et al., 2016):

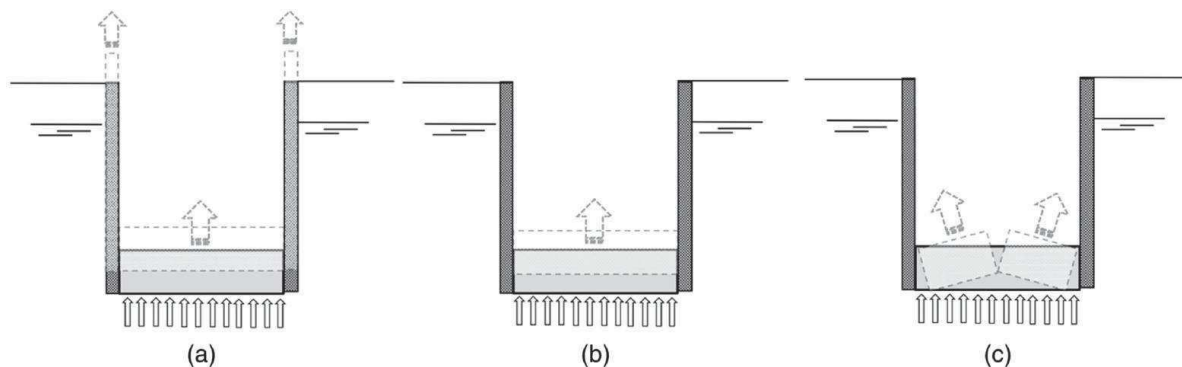


Figura 9. Possibili meccanismi di collasso: a) sollevamento del tampone di fondo e dei micropali b) sollevamento del tampone di fondo c) rottura del tampone di fondo.

Con riferimento agli schemi riportati nella figura precedente, verranno dunque eseguite due verifiche al sollevamento (a-b) e una relativa alla rottura del tampone (c) una volta raggiunto il fondo scavo.

La pressione dell'acqua valutata alla base del tampone rappresenta, per tutti i meccanismi sopra riportati, l'unico carico destabilizzante.

Considerare l'attrito porta ad effettuare ulteriori considerazioni in merito alla resistenza del tappo di fondo. Infatti, il tampone può essere schematizzato – nella peggiore delle ipotesi – come una trave semplicemente appoggiata alle due estremità, soggetta al carico idraulico alla base. La rottura del tampone di fondo è stata valutata in accordo con Modoni et al. (2016), imponendo l'equilibrio alla rotazione:



$$V_{Dst,d} = \gamma_{G1} \gamma_w (h_w + h_p) \frac{B^2}{8}$$

$$G_{Dst,d} = \gamma_{G1} [\gamma_{soil} (h_p + h_{jg}) + \gamma_{jg} h_{jg}] \frac{B^2}{8}$$

Assumendo il meccanismo di rottura riportato nella figura seguente, il contributo resistente dato dal tappo di fondo può essere calcolato come segue:

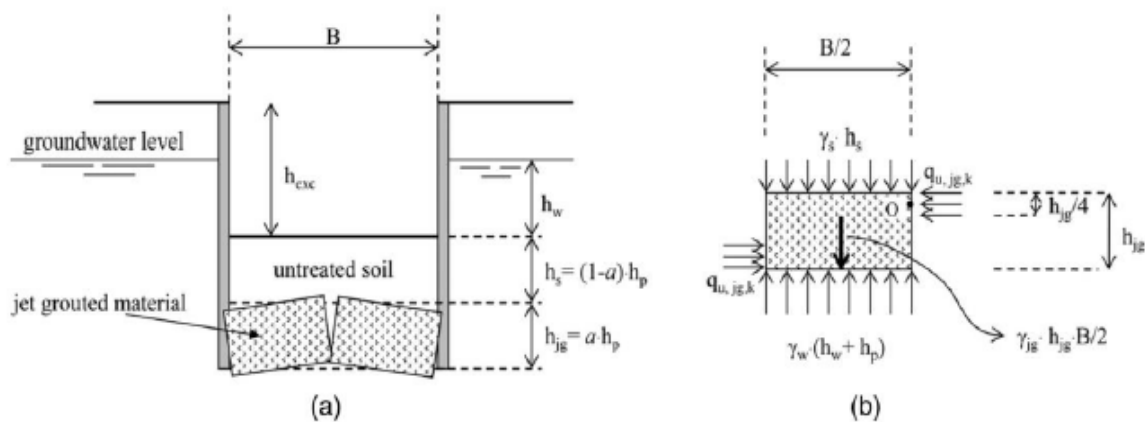


Figura 10. Meccanismo di rottura del tappo di fondo

$$R_d = \frac{3}{16} \cdot q_{u,jg,d} \cdot h_{jg}^2$$

dove $q_{u,jg,d}$ rappresenta la resistenza a compressione uniaassiale di progetto del jet-grouting:

$$q_{u,jg,d} = \frac{q_{u,jg,k}}{1.25} \rightarrow q_{u,jg,k} = 2 \cdot c_{jg,k} \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_{jg,k}}{1 - \sin \varphi_{jg,k}}}$$

Dove $c_{jg,k}$ e $\varphi_{jg,k}$ rappresentano i parametri di resistenza caratteristici del jet grouting.

Per questa verifica il tampone di fondo viene trattato come una componente strutturale e pertanto, in accordo con le NTC 2018 verranno utilizzati i coefficienti parziali (γ_{G1}) della colonna A1 (Tab. 2.6.I delle NTC 2018).

Nel caso del pozzo in esame, il tappo di fondo (sp. 3.65 m) viene immerso per 1 m all'interno di uno strato di terreno coesivo impermeabile, per cui non è necessario effettuare la verifica al galleggiamento del tappo di fondo.



8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Nel seguente capitolo saranno riportate le analisi numeriche e le rispettive verifiche di sicurezza eseguite per la sezione di calcolo rappresentativa dello scavo del pozzo e del tronchino del pozzo intertratta Verona.

8.1 Fasi di calcolo pozzo assialsimmetrico

Le fasi di calcolo impiegati per l'analisi numerica sono di seguito sintetizzate:

- **Fase 1:** Initial phase: generazione dello stato tensionale iniziale;
- **Fase 2:** Applicazione carichi verticali uniformemente distribuiti;
- **Fase 3:** Prescavo;
- **Fase 4:** Realizzazione tampone di fondo;
- **Fase 5:** Realizzazione micropali;
- **Fase 5:** Realizzazione puntone di testa;
- **Fase 6:** Scavo cabina tecnica e attivazione puntoni;
- **Fase 7:** Realizzazione micropali pozzo;
- **Fase 8:** Realizzazione solettone di fondo cabina;
- **Fase 9:** 1a fase di scavo pozzo;
- **Fase 10:** 2a fase di scavo pozzo;
- **Fase 11:** 3a fase di scavo pozzo;
- **Fase 12:** 4a fase di scavo pozzo;
- **Fase 13:** 5a fase di scavo pozzo;
- **Fase 14:** 6a fase di scavo pozzo;
- **Fase 15:** 7a fase di scavo pozzo;
- **Fase 16:** 8a fase di scavo pozzo;;
- **Fase 17:** 9a fase di scavo pozzo;
- **Fase 18:** 10a fase di scavo pozzo;
- **Fase 19:** Realizzazione solettone di fondo;
- **Fase 20:** Fase di risalita realizzazione copertura;
- **Fase 21:** Applicazione carico in copertura al p.c.;
- **Fase 22:** Safety analysis;

8.2 Fasi di calcolo tronchino di collegamento

Le fasi di calcolo impiegati per l'analisi numerica sono di seguito sintetizzate:

- **Fase 1:** Initial phase: generazione dello stato tensionale iniziale;
- **Fase 2:** Applicazione carichi verticali uniformemente distribuiti;
- **Fase 3:** Consolidamento con jet grouting;
- **Fase 4:** Attivazione plate centine;
- **Fase 5:** Scavo tronchino di collegamento;
- **Fase 5:** Ribasso arco rovescio;
- **Fase 6:** Rivestimento definitivo arco rovescio;
- **Fase 7:** Completamento rivestimento definitivo;



- **Fase 8:** Fase di lungo termine;
- **Fase 9:** Falda a lungo termine;
- **Fase 10:** Azione Pseudostatica (+);
- **Fase 11:** Azione Pseudostatica (-).

8.3 Sintesi risultati delle analisi paratia pozzo

Nella seguente tabella sono sintetizzati i principali risultati di calcolo relativi al dimensionamento della paratia di sostegno (si riportano a seguire i relativi plot grafici).

Tabella 10. Sintesi delle sollecitazioni massime nella striscia di 1m di paratia

	M_{max}	N_{max}	V_{max}
	[kNm]	[kN]	[kN]
SLE	41.40	-554.10	144.40
SLU	62.10	-831.15	216.60

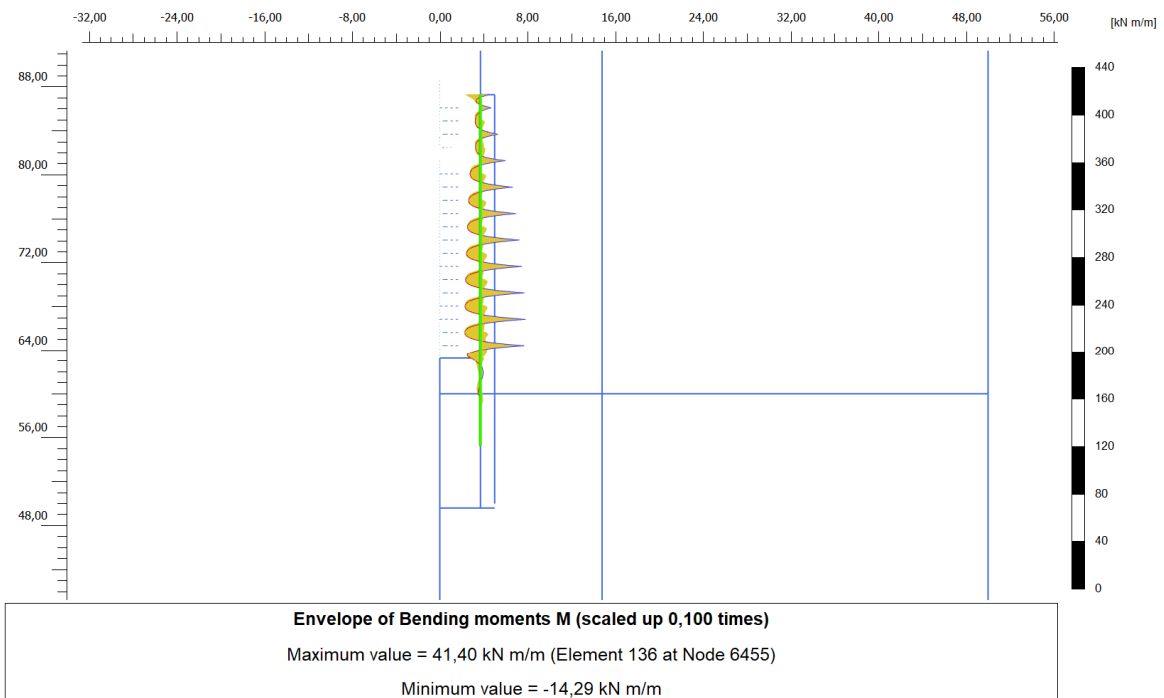


Figura 11. Involuppo di momento flettente – SLE

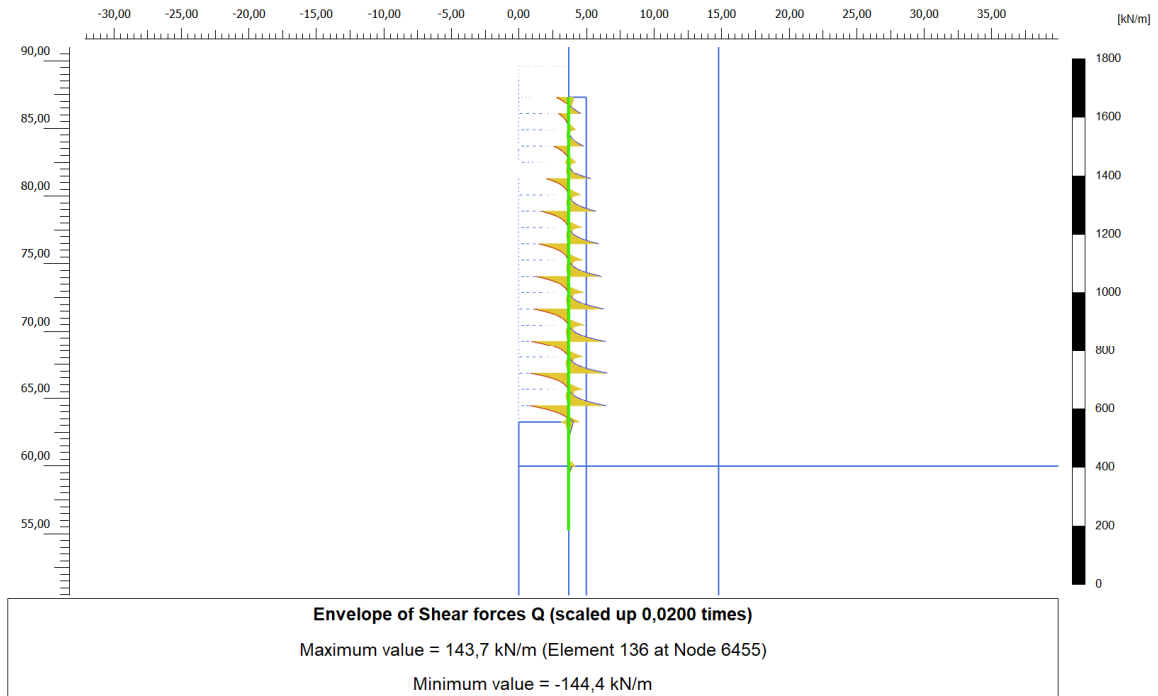


Figura 12. Involuppo di taglio – SLE

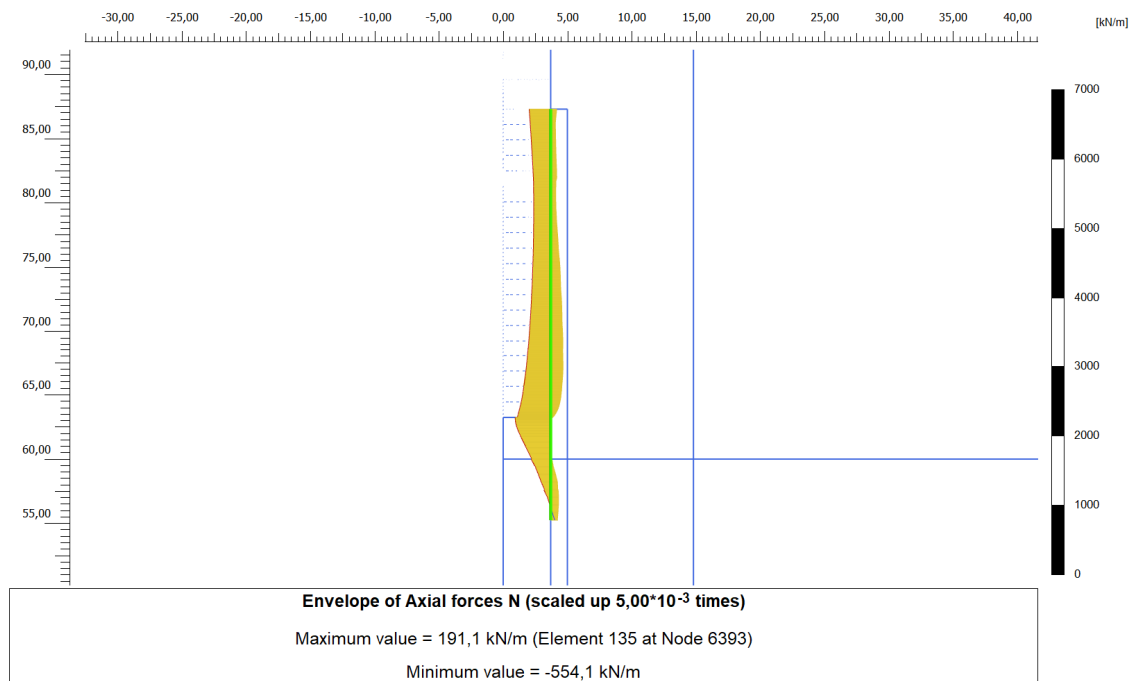


Figura 13. Involuppo dello sforzo normale – SLE

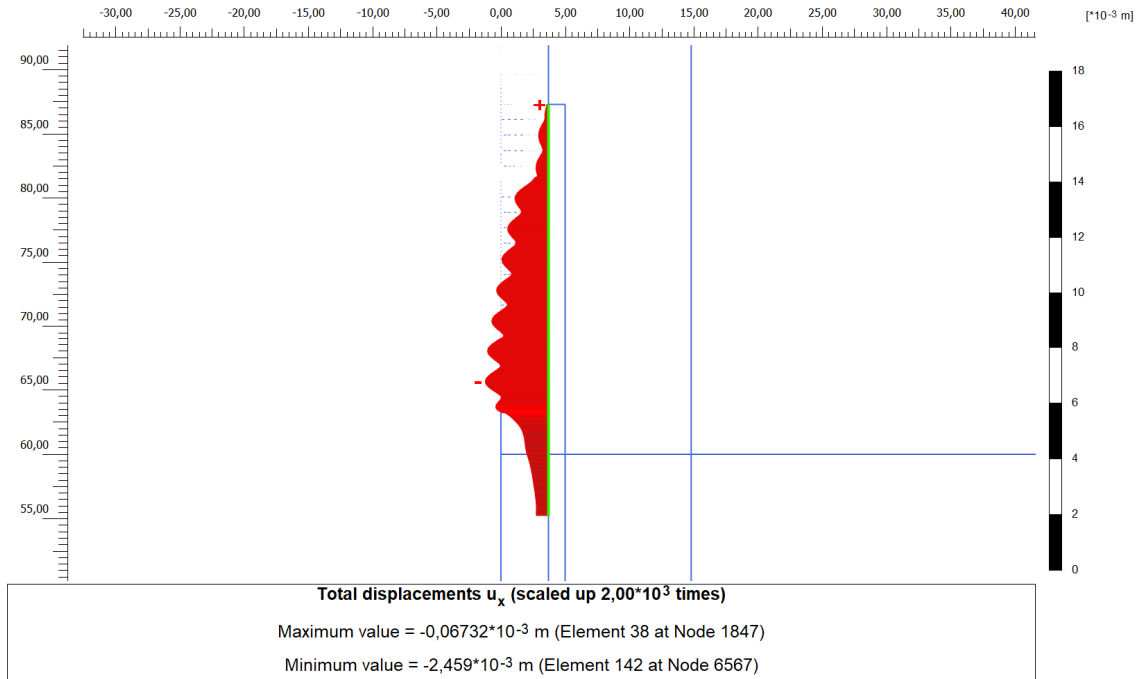


Figura 14. Diagramma degli spostamenti orizzontali della paratia

8.4 Sintesi sollecitazioni anelli di irrigidimento

Nella seguente tabella sono sintetizzati le sollecitazioni massime relative agli anelli di irrigidimento, desunte dalla modellazione numerica implementata.

Tabella 11. Sintesi delle sollecitazioni negli anelli di irrigidimento

	SLE	SLU
<i>ANELLO DI IRRIGIDIMENTO (CENTINA)</i>	N_{max}	N_{max}
	[kN]	[kN]
	-285.89	-428.84

8.5 Sintesi sollecitazioni tronchino di collegamento

Nel seguito sono riportati gli output grafici relativi alle analisi di calcolo eseguite per il tronchino di collegamento.

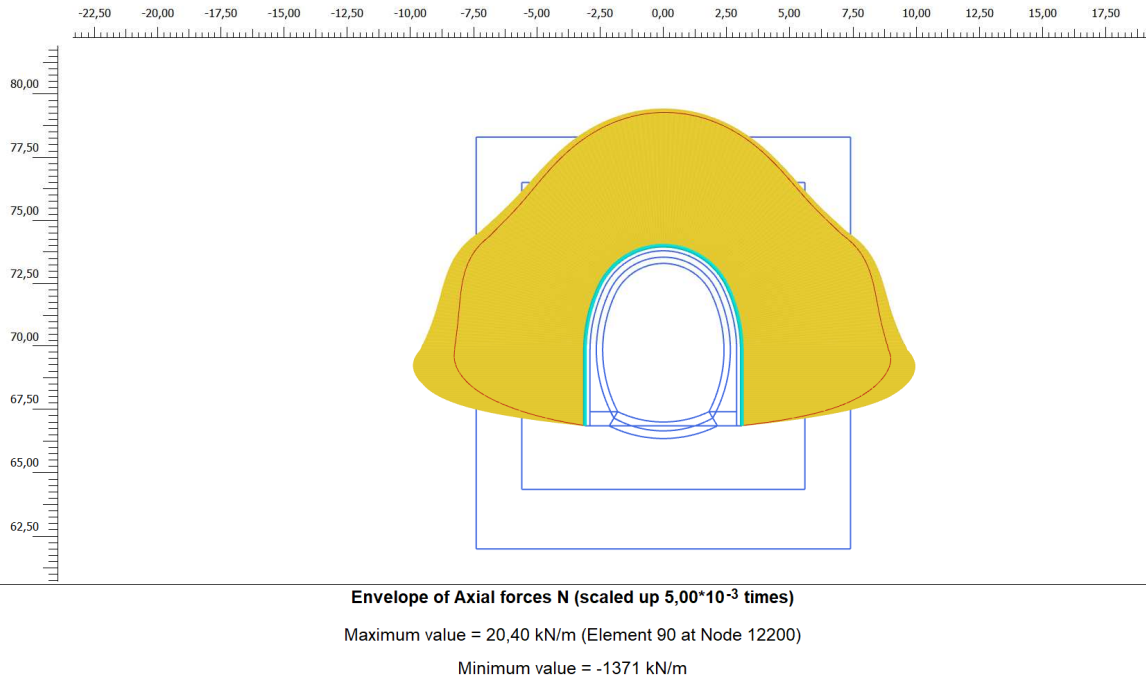


Figura 15. Involuppo diagramma dello sforzo normale - centine

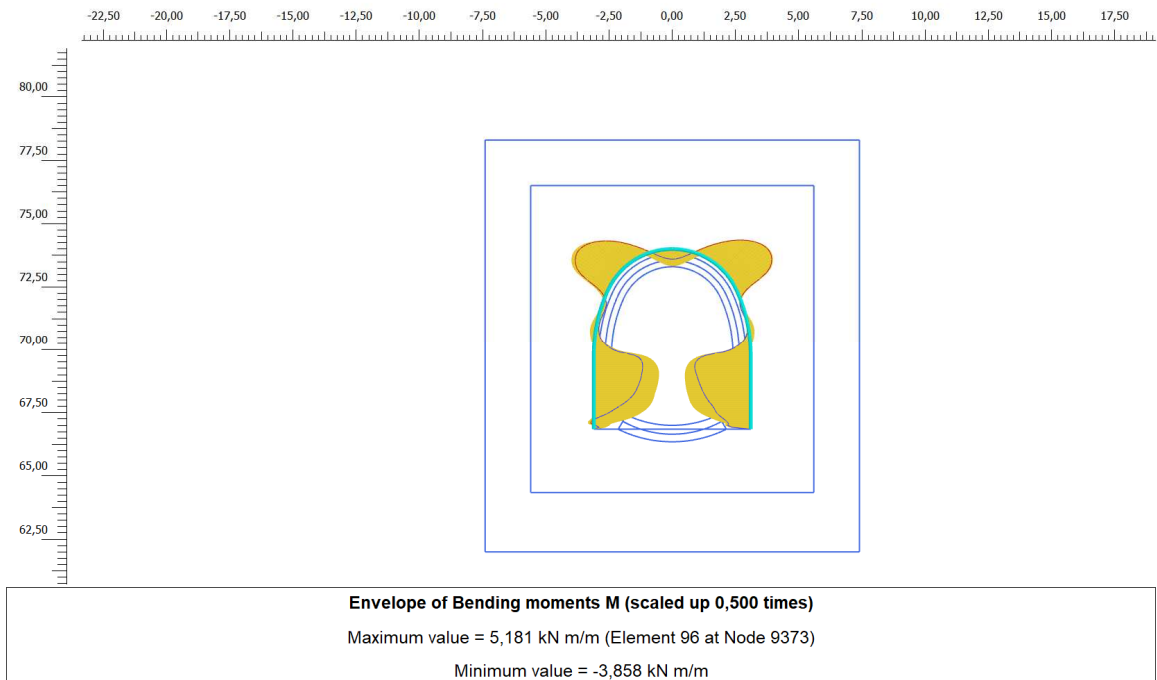


Figura 16. Involuppo diagramma del momento flettente - centine

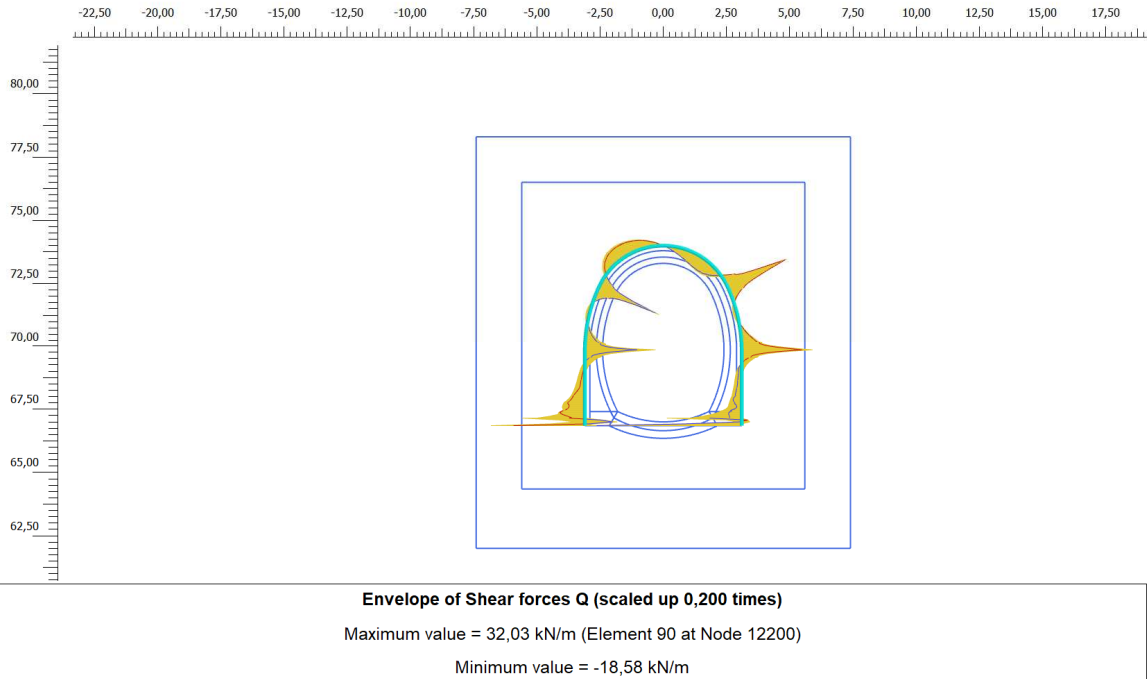


Figura 17. Inviluppo diagramma del taglio – centine

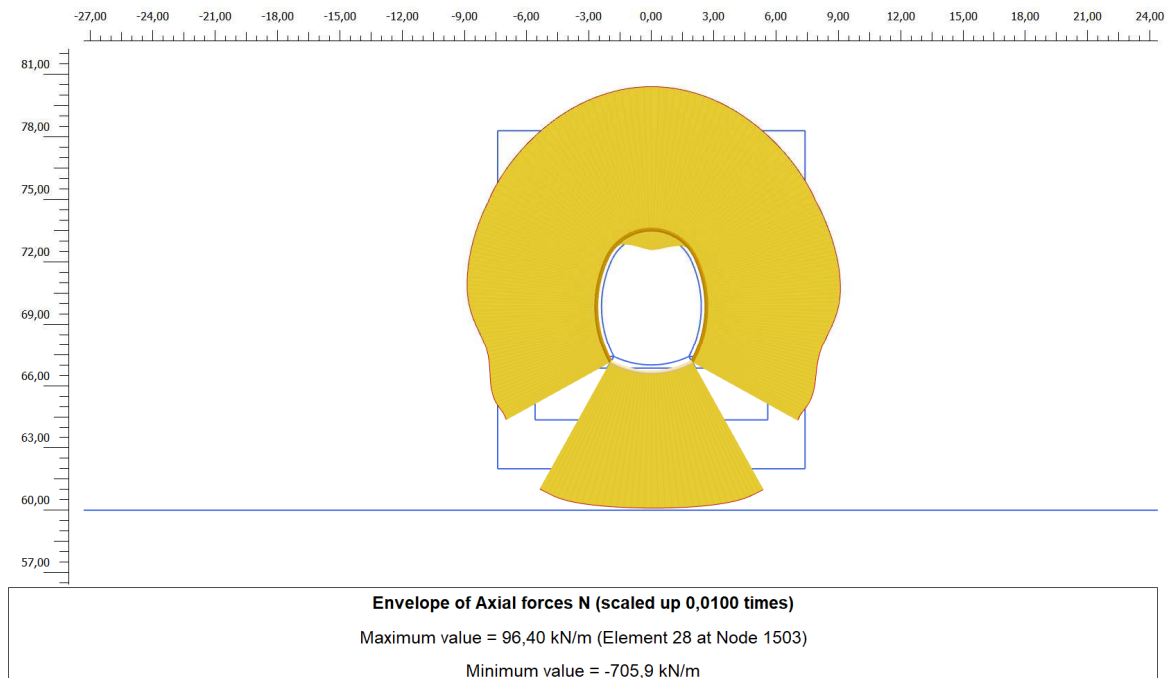


Figura 18. Inviluppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Fase di falda a lungo termine

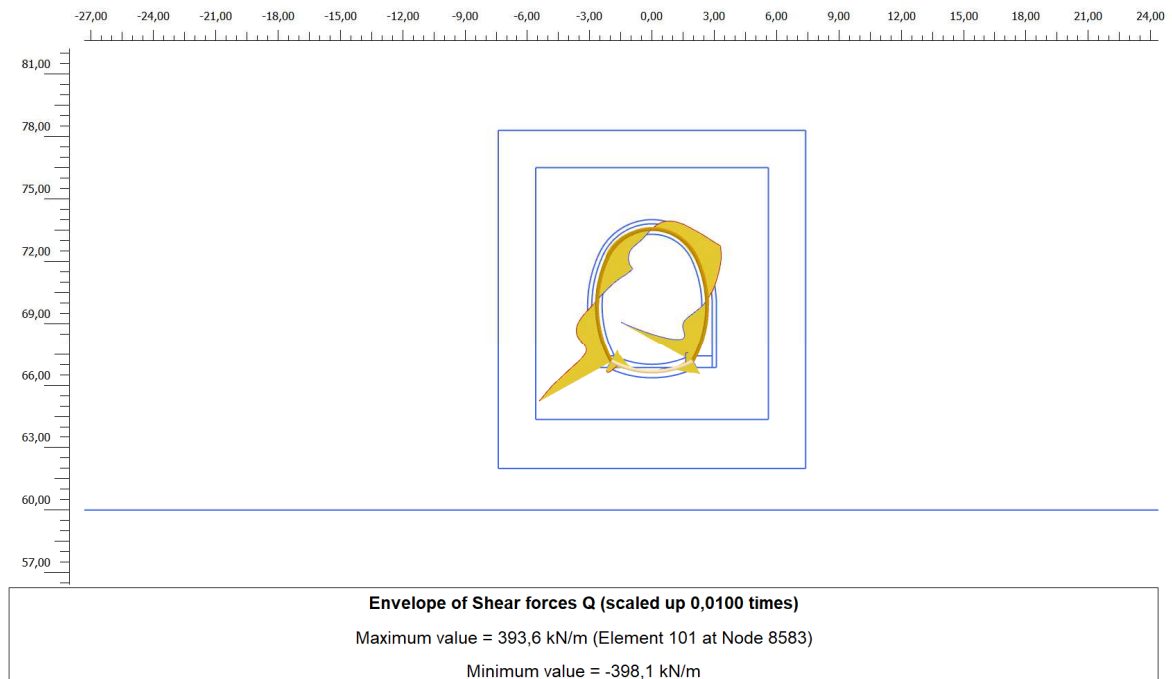


Figura 19. Inviluppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Fase di falda a lungo termine

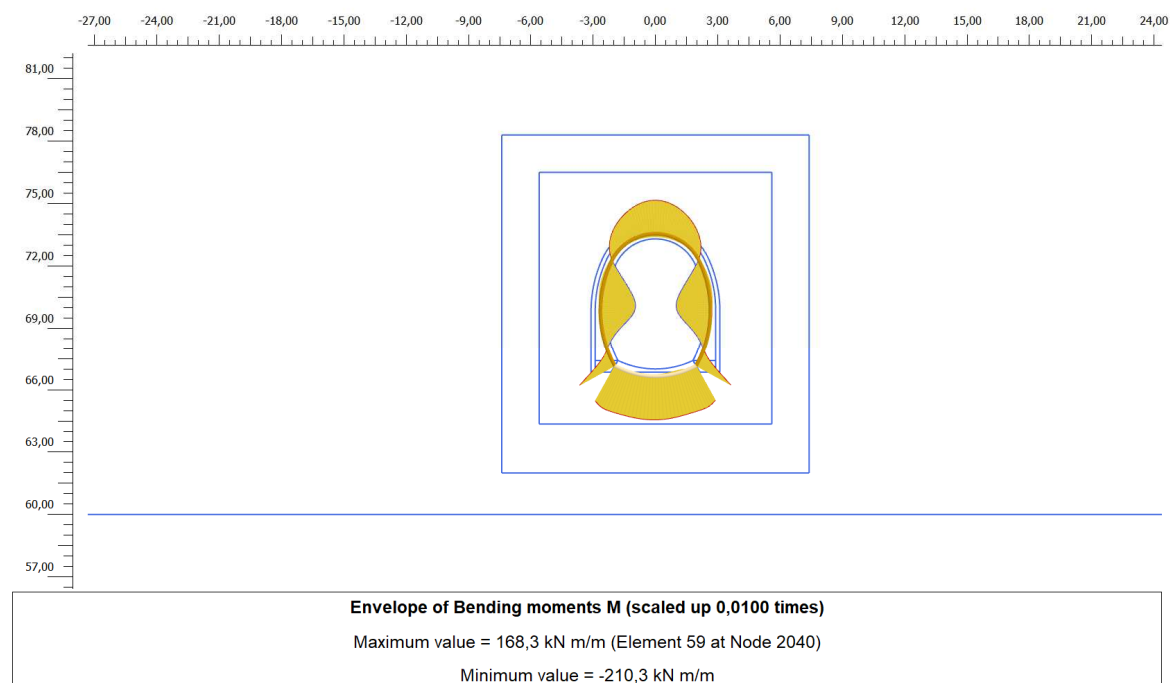


Figura 20. Inviluppo diagramma del momento flettente – Rivestimento definitivo: fase di falda a lungo termine

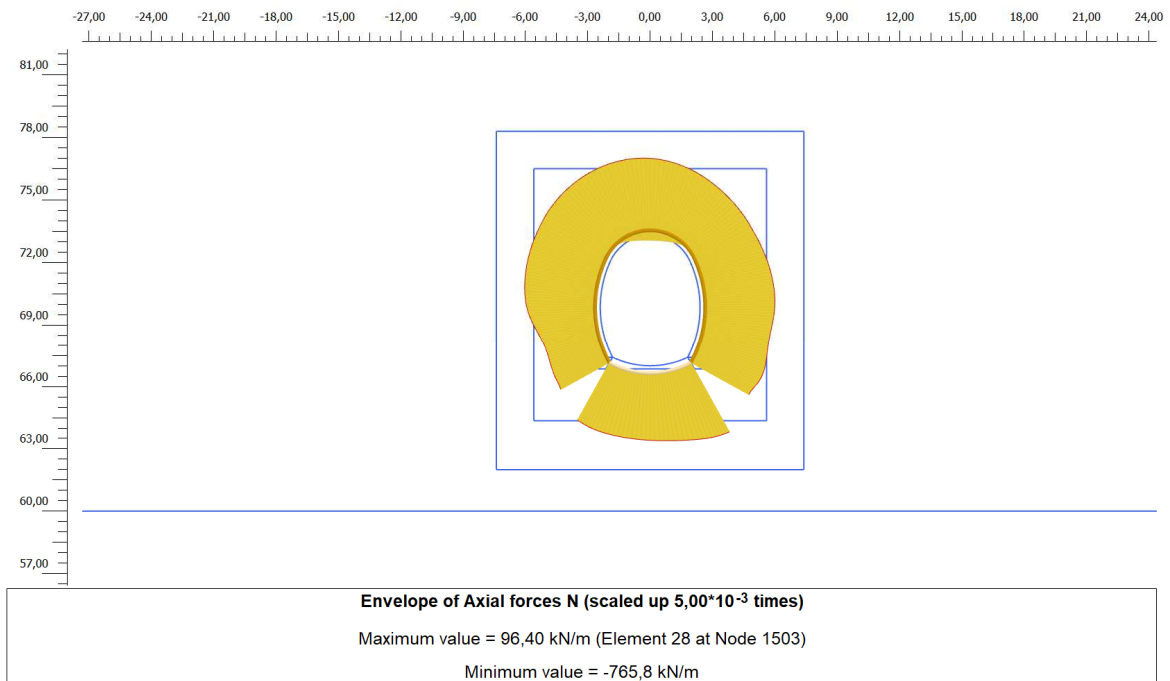


Figura 21. Involuppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)

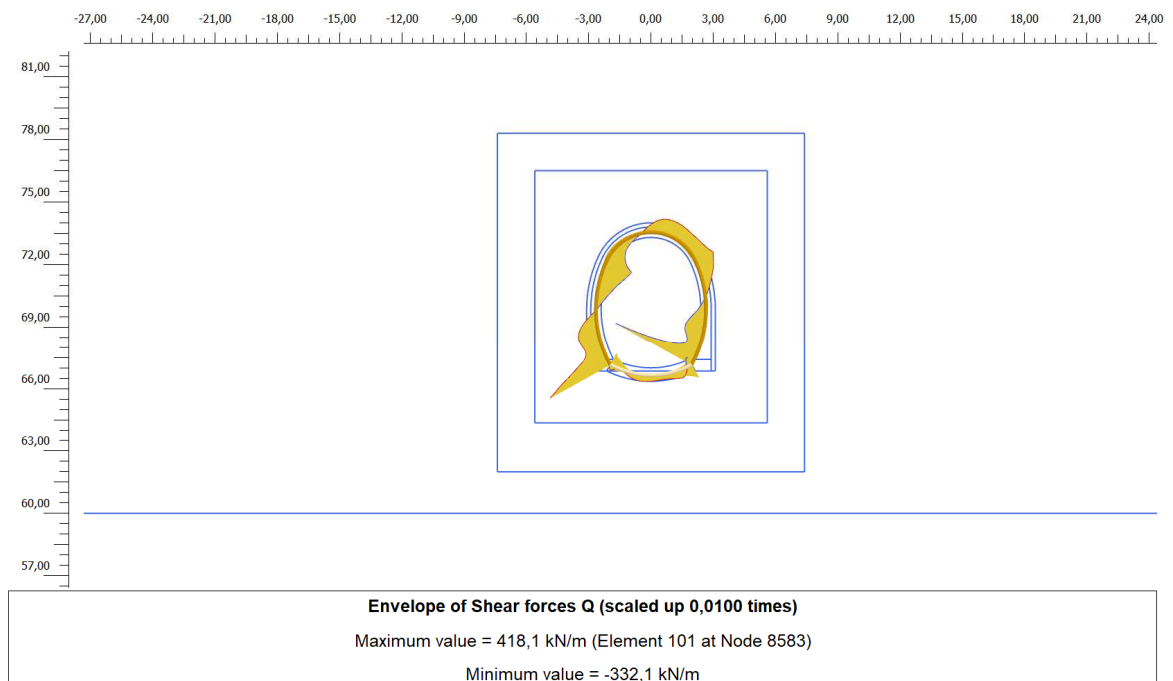


Figura 22. Involuppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)

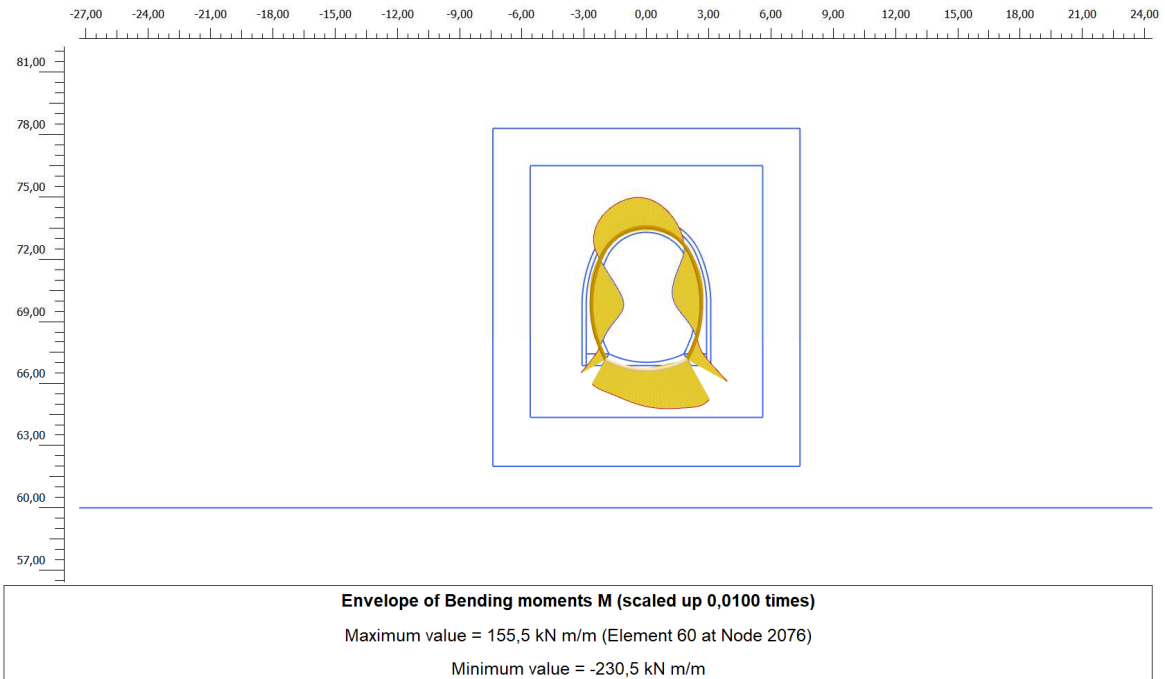


Figura 23. Inviluppo diagramma del momento flettente – rivestimento definitivo: Azione sismica (+)

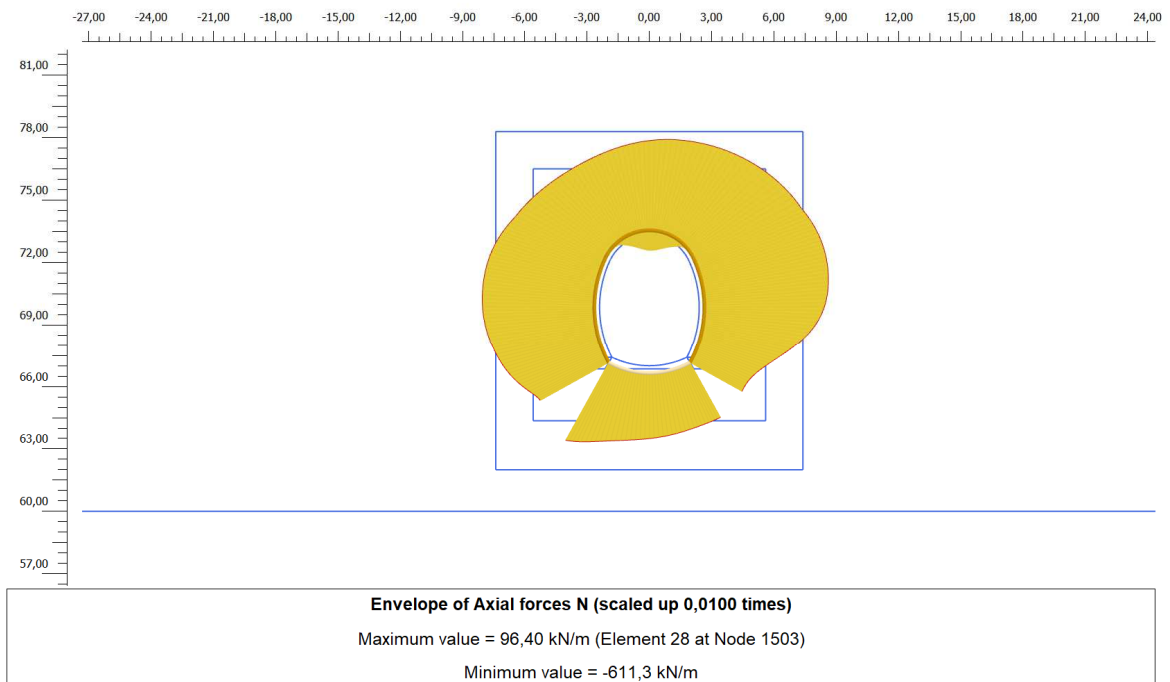


Figura 24. Inviluppo diagramma dello sforzo normale – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)

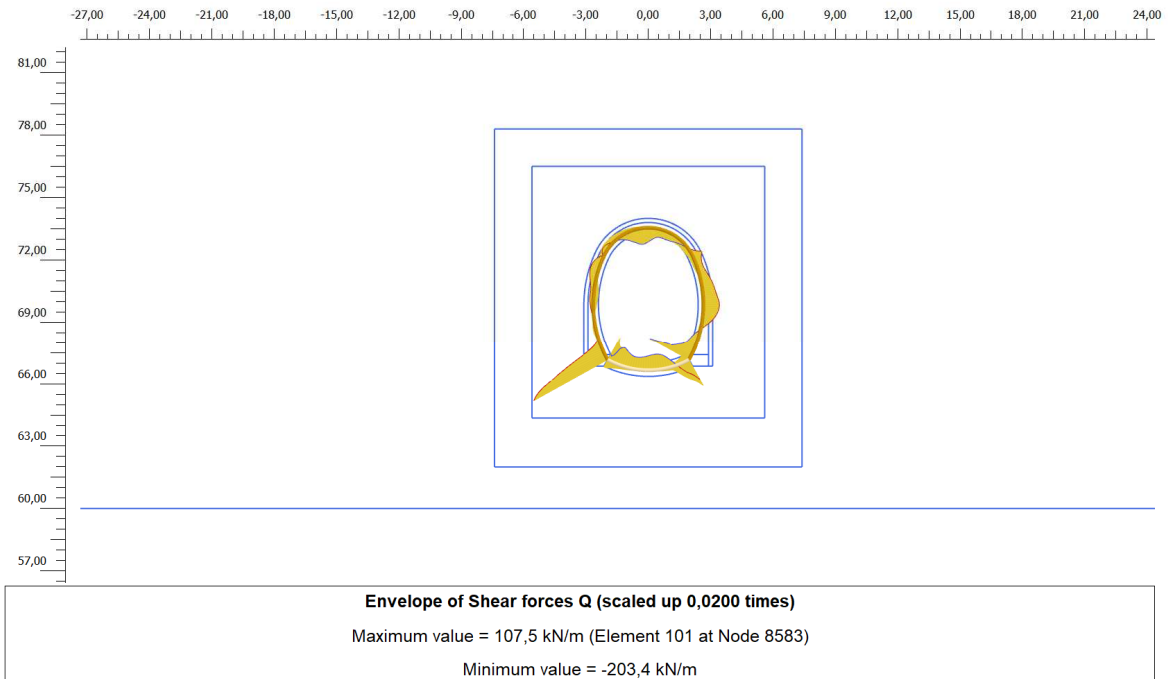


Figura 25. Inviluppo diagramma del taglio – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)

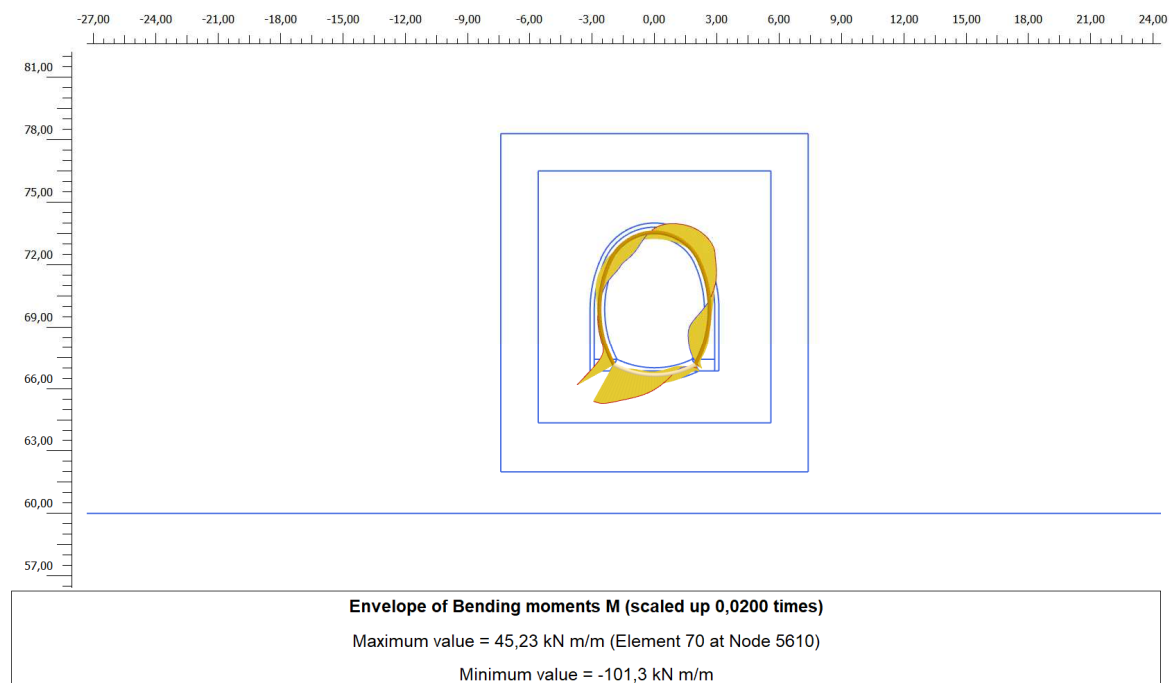



Figura 26. Inviluppo diagramma del momento flettente – rivestimento definitivo: Azione sismica (-)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

8.6 Verifiche strutturali

Nel seguente paragrafo saranno illustrate le verifiche delle opere geotecniche del pozzo e del tronchino di collegamento del pozzo Verona, oggetti di studio. In particolare, saranno riportate le verifiche secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

8.6.1 Paratia di micropali pozzo

La paratia è costituita da micropali di diametro di 22 cm armati con un tubolare $\phi 193.7$ spessore 8 mm di acciaio S355 posti ad interasse di 45 cm.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

Le verifiche, a vantaggio di sicurezza, saranno condotte sulla sola sezione di acciaio trascurando il contributo del calcestruzzo, secondo quanto descritto al CAP. 4.2 delle NTC 2018. Di seguito si riportano le verifiche eseguite:

Classe della sezione tubolare $\phi 193.7$ spessore 8 mm

La sezione oggetto di verifica rientra in classe 1

Verifica a taglio e pressoflessione

La verifica a taglio è soddisfatta essendo:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow 97.47 \text{ kN} \leq 579.98 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{pl,Rd} = \text{resistenza a taglio di progetto} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = \text{area resistente a taglio} = \frac{2A}{\pi}$$

Essendo $V_{sd} < 0.5 V_{pl,Rd}$ il momento resistente della sezione trasversale non deve essere ridotto per effetto della presenza del taglio.


La verifica a presso-flessione è soddisfatta essendo rispettato il criterio (valido per sezioni di classe 1 e 2):

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \rightarrow 27.95 \text{ kNm} \leq 88.10 \text{ kNm}$$

Dove:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1-n);$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo – Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Pozzo di intertratta Verona – Relazione di calcolo pozzo e tronchino di collegamento	03_MTL2T1A2DSTRPVRR003-0-1

Si assume come momento resistente il valore minore tra $M_{pl,Rd}$ e $M_{N,Rd}$.

8.6.2 Anelli di irrigidimento pozzo

La scelta progettuale della sezione e la relativa verifica è stata condotta sulla “centina” che presenta dalle analisi le sollecitazioni massime.

L’anello di irrigidimento o centina è costituita da una sezione HEA 180 di acciaio S355.

Si procede alla verifica.

Classe della sezione tubolare HEA 180

La sezione oggetto di verifica rientra in classe 2

Verifica a compressione

Nello specifico la verifica risulta soddisfatta essendo rispettata la condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \rightarrow \frac{428.84}{1529.90} \leq 1 \rightarrow 0.28 \leq 1;$$

Dove:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}.$$



9. VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano gli output di calcolo relativi al campo di cedimenti per le fasi di lungo termine.

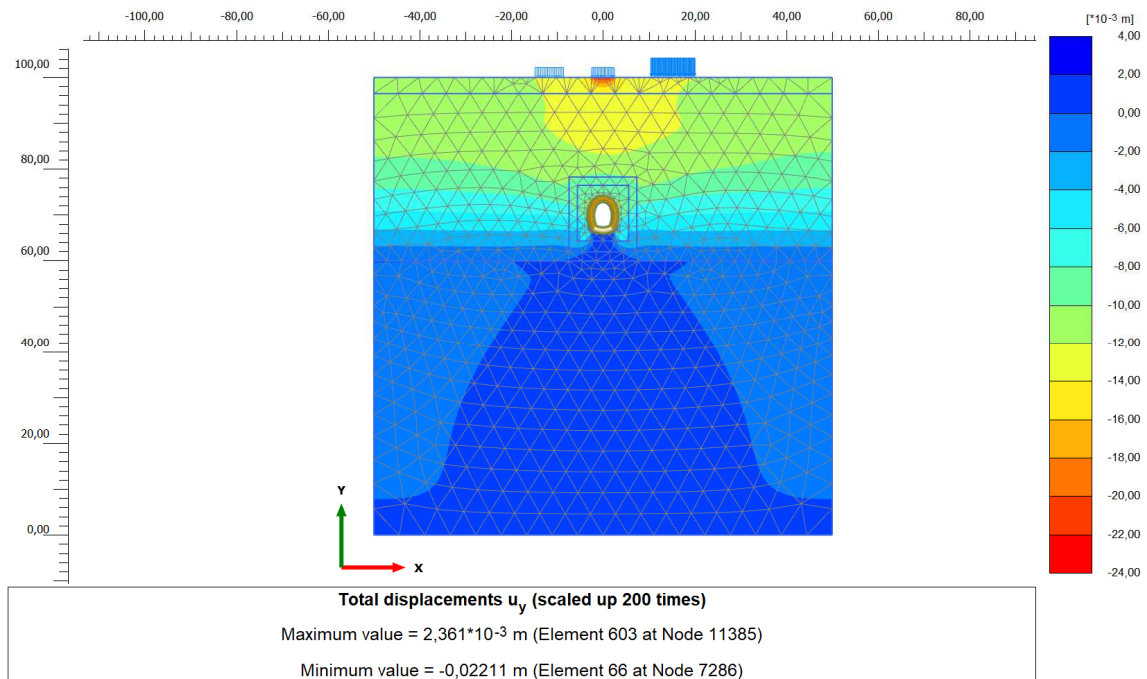


Figura 27. Campo dei cedimenti fase di falda a lungo termine

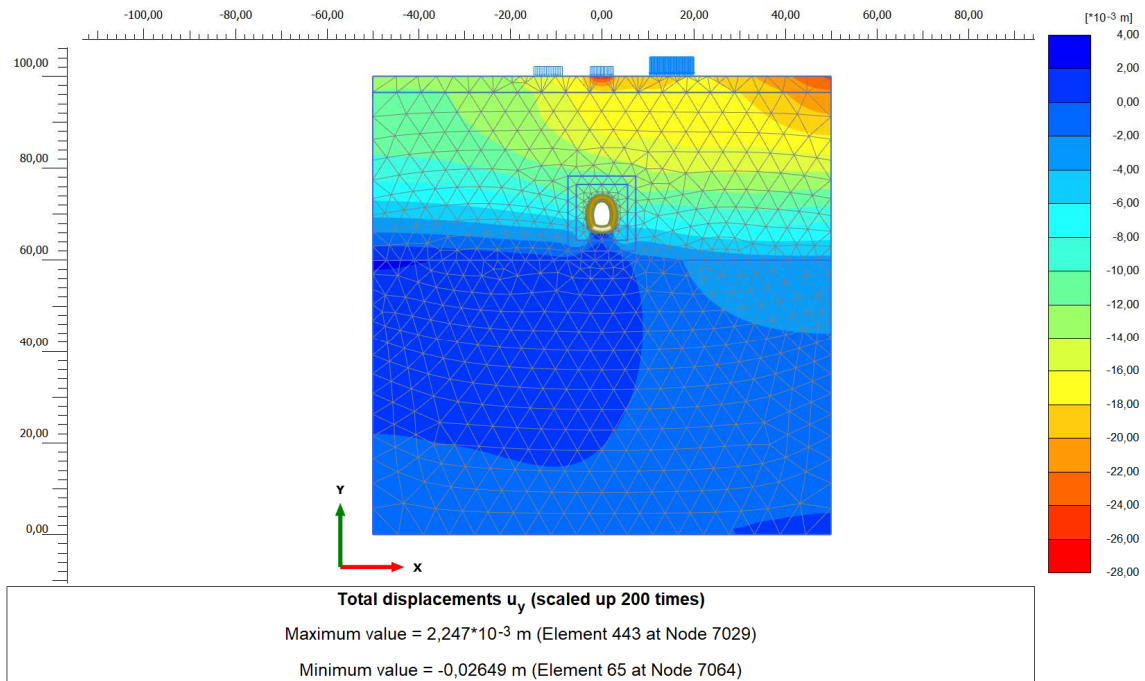


Figura 28. Campo dei cedimenti fase azione sismica (+)

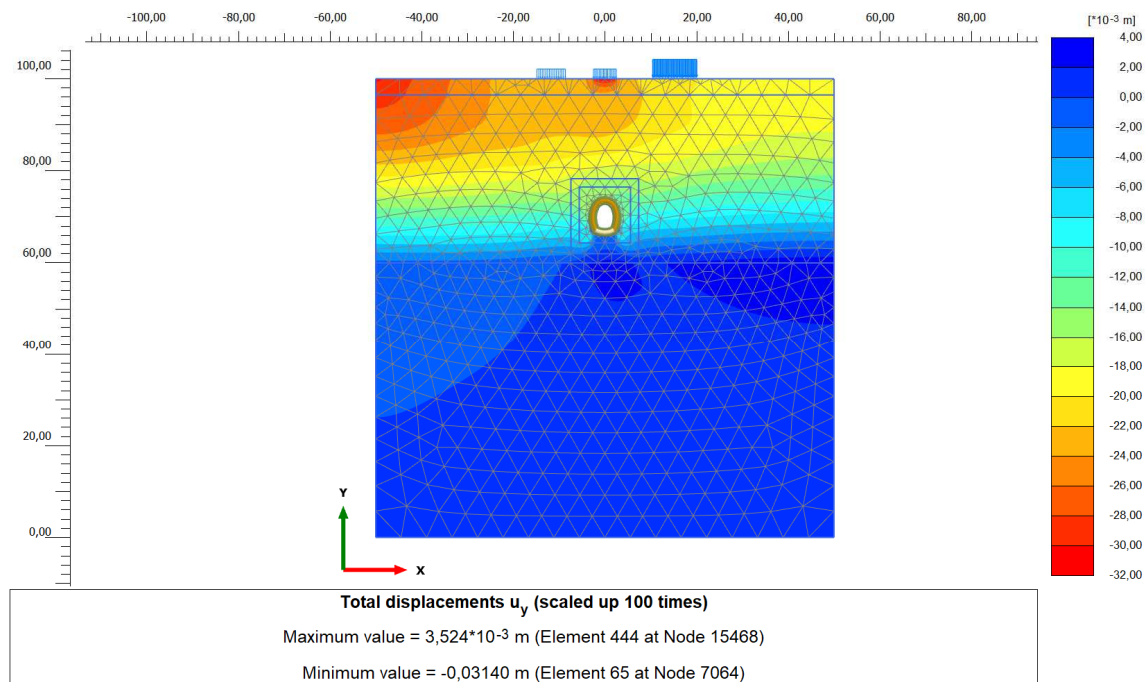


Figura 29. Campo dei cedimenti fase azione sismica (-)