

**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		 INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i>												INFRATRASPORTI.TO S.r.l.	
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA														
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 6038S	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SPECIALI – STAZIONE PORTA NUOVA RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO STAZIONE													
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA		
										Int.	Est.				
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A2	D	STR	SPN	R	001	0	1	-	25/11/2022	

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1


REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	18/01/22	VFI	ECa	FRa	RCr
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	25/11/22	VFI	ECa	FRa	RCr
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 2</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.3.4</td> <td>1</td> <td>MTL2T1A2D</td> <td>STRSPNR001</td> </tr> </table>						LOTTO 2	CARTELLA	9.3.4	1	MTL2T1A2D	STRSPNR001	STAZIONE APPALTANTE DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro					
LOTTO 2	CARTELLA	9.3.4	1	MTL2T1A2D	STRSPNR001												

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

INDICE

1.	PREMESSA	6
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	7
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
3.1	CALCESTRUZZI	13
4.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	13
4.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	13
3.2	ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.	13
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	14
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	17
5.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	17
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	18
5.3	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	20
5.3.1	GEOMETRIA DEL MODELLO NUMERICO	20
5.3.2	ELEMENTI STRUTTURALI	22
5.3.3	CARICHI	24
5.3.3.1	Carichi superficiali	24
5.3.3.2	Azione sismica	24
6.	ANALISI NUMERICHE	28
6.1	FASI DI CALCOLO MODELLO GEOTECNICO	28
6.1	OUTPUT	48
6.1.1	SOLLECITAZIONI PARATIA DIAFRAMMI – SEZIONE A-A	48
6.1.2	SPOSTAMENTI PARATIA -SEZIONE A-A	50
6.1.3	SOLLECITAZIONI BARRETTE TEMPORANEE SEZIONE A-A	52
6.1.4	SOLLECITAZIONI PARATIA DIAFRAMMI – SEZIONE B-B	54
7.	VERIFICHE STRUTTURALI	58
7.1	VERIFICHE DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI SLU DIAFRAMMI	58

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

7.2	VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI SLU DIAFRAMMI	66
7.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE SLE	71
7.4	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ A LUNGO TERMINE	76
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	78
8.1	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DEI SETTI TEMPORANEI (KINGPOST)	78
8.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE PARATIA	80
8.3	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE DELLA SOLETTA DI FONDO	81
8.4	VERIFICA PUNTONI TEMPORANEI	82
8.5	VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE	83
8.6	STABILITÀ GLOBALE	85
8.7	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	91
9.	VALIDAZIONE DEI MODELLI ESEGUITI	93
	ALLEGATO N.1	97
	ALLEGATO N.2	110
	ALLEGATO N.3	118
	ALLEGATO N.4	122
1.	VERIFICA DELLA CONNESSIONE SOLETTA-DIAFRAMMA	123
1.1	INTRODUZIONE	123
1.2	ANALISI PLAXIS AGGIUNTIVE PER TENER CONTO DELL'ECCELTICITÀ	124
1.3	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DELLA SEZIONE RIDOTTA	129
	ALLEGATO N.5	137

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	6
Figura 2.	Modello 3d – Stazione Porta Nuova	7


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Figura 3.	Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2	9
Figura 4.	Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2 (utilizzo dei diaframmi predisposti per passaggio TBM della precedente versione dell'interconnessione L1-L2)	9
Figura 5.	Stralcio stratigrafia stazione Porta Nuova	15
Figura 6.	Sezioni di calcolo	21
Figura 7.	Schematizzazione metodo di Wood	25
Figura 8.	Stralcio planimetria stazione Porta Nuova con indicazione della sezione di calcolo A-A e Sezione B-B	28
Tabella 13	Fasi di calcolo – Sezione A-A e B-B	29
Figura 9.	Fasi di calcolo modello geotecnico – Sezione A-A	38
Figura 10.	Sezione A-A Diaframma - SLE Momento flettente - Inviluppo	48
Figura 11.	Sezione A-A Diaframma - SLE Diagramma taglio – Inviluppo	49
Figura 12.	Diaframma - SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali fase 22	50
Figura 13.	Sezione A-A Barrette - Momento flettente - Inviluppo	52
Figura 14.	Barrette – Digramma taglio – Inviluppo	53
Tabella 16	Sollecitazioni barretta	54
Figura 15.	Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Momento flettente - Inviluppo	54
Figura 16.	Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Taglio - Inviluppo	55
Figura 17.	Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali	56
Tabella 17	Sezione B-B Sollecitazioni paratia diaframmi	57
Figura 18.	Diaframmi 1,2 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti	60
Figura 19.	Diaframmi 1,0 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti	61
Figura 20.	Diaframma 1,2 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti	67
Figura 21.	Diaframma 1,0 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti	68
Figura 22.	Spostamenti orizzontali a lungo termine sezione A-A	76
Figura 23.	Spostamenti orizzontali a lungo termine sezione B-B	77
Figura 24.	Zone di plasticizzazione	81
Figura 25.	Fattore di sicurezza a breve termine	85
Figura 26.	Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata	86
Figura 27.	Fattore di sicurezza a lungo termine	87
Figura 28.	Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata	88
Figura 29.	Tensioni orizzontali efficaci paratia	89
Figura 30.	Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis	90
Figura 31.	Modello numerico ParatiePlus	93
Figura 32.	Modello numerico Plaxis	94
Figura 33.	Inviluppo momenti flettenti ParatiePlus	94
Figura 34.	Inviluppo momenti flettenti Plaxis	95
Figura 35.	Modello 3D-gabbia soft eye	111
Figura 36.	Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Stazioni S4G	124


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Figura 37. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G	125
Figura 38. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Porta Nuova	125
Figura 39. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	126
Figura 40. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	127
Figura 41. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)	128
Figura 42. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta	129
Figura 43. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	131
Figura 44. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta	133
Figura 45. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta	135

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	16
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	Error! Bookmark not defined.
Tabella 3 Livelli di falda	16
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	17
Tabella 5 Parametri sismici del sito	18
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	19
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	19
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	19
Tabella 9 Parametri input elementi strutturali	22
Tabella 10 Carichi superficiali	24
Tabella 11 Parametri input azione sismica	26
Tabella 12 Parametri input azione sismica	27
Tabella 13 Fasi di calcolo – Sezione A-A e B-B	29
Tabella 14 Sollecitazioni paratia dx H=1.20 m	51
Tabella 15 Sollecitazioni paratia sx H=1.00 m	51
Tabella 16 Sollecitazioni barretta	54
Tabella 17 Sezione B-B Sollecitazioni paratia diaframmi	57
Tabella 18 Armature longitudinali paratia 1.2m	59
Tabella 19 Armature longitudinali paratia 1m	59
Tabella 19 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-1 -D1.2 – Diaframma 1,2 m	62



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 20 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-2-D1.2 – Diaframma 1,2 m	63
Tabella 21 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-1-D1.0 – Diaframma 1,0 m	64
Tabella 22 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-2-D1.0 – Diaframma 1,0 m	65
Tabella 23 Diaframma - Verifica SLU – Taglio – Sezione A-1-D1.2 – Diaframma 1,2 m	69
Tabella 25 Diaframma - Verifica SLU – Taglio – Sezione A-1-D1.0 – Diaframma sezione 1,0 m	70
Tabella 27 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-1-D1.2 – Diaframma 1,2 m	72
Tabella 28 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-2-D1.2 – Diaframma 1,2 m	73
Tabella 29 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-1-D1.0– Diaframma 1,0 m	74
Tabella 30 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-2-D1.0 – Diaframma 1,0 m	75
Tabella 31 Verifica capacità portante barrette	79
Tabella 32 Verifica capacità portante paratia	80
Tabella 33 Verifica trave di ripartizione	84
Tabella 27 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Banchina	130
Tabella 28 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglienti – Sezione ridotta	132
Tabella 27 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Banchina	134
Tabella 28 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglienti – Sezione ridotta	136

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, geotecniche e le verifiche relative alle opere di sostegno della Porta Nuova.

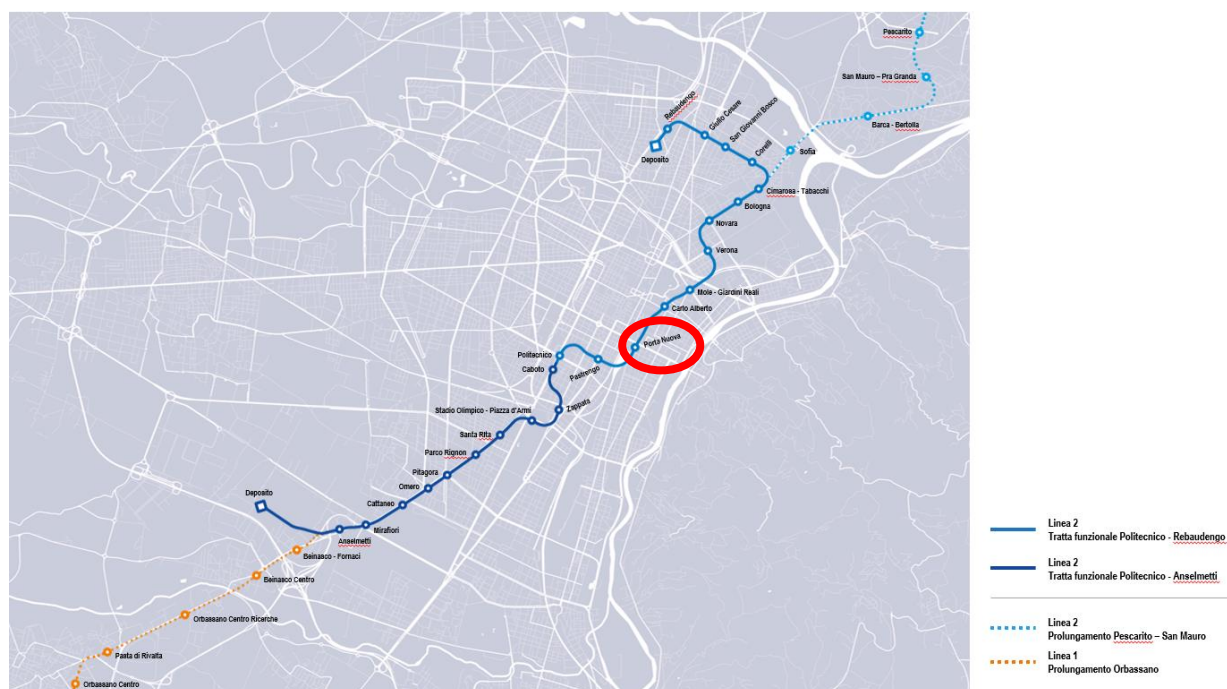


Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

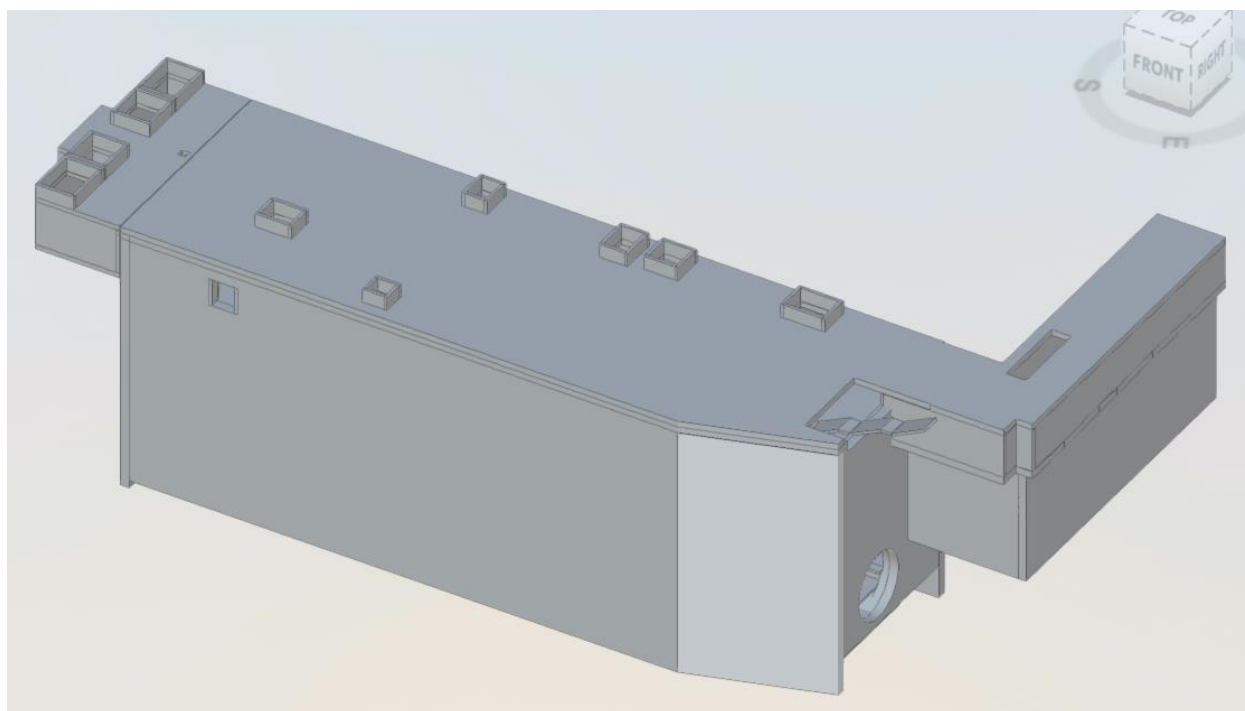


Figura 2. Modello 3d – Stazione Porta Nuova


1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione vengono dimensionati soltanto i diaframmi, infatti sebbene inserite nei modelli di calcolo, le verifiche relative alle solette di copertura, intermedia e di base nonché dei setti permanenti e temporanei (kingpost) vengono riportate nella relazione relativa alle strutture interne (MTL2T1A2DSTRSPNR002) in quanto i carichi dimensionanti per tali strutture sono quelli a lungo termine.

1.2 Descrizione delle opere

La stazione Porta Nuova è un manufatto interrato a quattro livelli costituita da un solettone di fondo di spessore variabile e sagomato per consentire il passaggio a vuoto della TBM, tre solai intermedi ed uno di copertura il cui estradosso è posto ad una quota pari a -1.80 m rispetto al piano campagna.

La stazione per il suo posizionamento presenta molteplici interferenze con le strutture esistenti sia interrate che fuori terra. In particolare, i manufatti interferenti risultano essere il tunnel della metropolitana Linea 1 ed il successivo prolungamento eseguito in cut&cover e la stazione ferroviaria esistente.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

La stazione sarà realizzata con la tecnica del top-down e sarà caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti e puntoni temporanei. I diaframmi presentano spessore di 1.2 m (1.0 m in corrispondenza del manufatto esistente) ed un immersione in unità coesiva al di sotto del fondo scavo di 14.0 m. Al fine di garantire l'irrigidimento del piede della paratia per limitarne gli spostamenti saranno realizzati dei crosswalls in calcestruzzo. Data la luce della stazione verranno anticipati in concomitanza alla realizzazione dei diaframmi anche i setti temporanei (kingpost) che fungeranno da sostegno alle solette di copertura ed intermedie. Durante le fasi costruttive, al di sotto della seconda soletta intermedia, lo scavo sarà sostenuto da tre livelli di puntoni temporanei che saranno mantenuti fino alla realizzazione della soletta di fondo. La rimozione degli ultimi due livelli di puntoni temporanei si rende necessaria al fine di garantire gli spazi necessari per il passaggio a vuoto della TBM. Il primo livello di puntoni sarà mantenuto fino alla realizzazione della terza soletta intermedia che avverrà nella fase successiva al passaggio della fresa.

Il sistema di costruzione dei diaframmi in calcestruzzo armato consiste nel realizzare prima i primari e poi i secondari con una sovrapposizione compresa tra i 10 e i 30cm. In relazione a tale tecnica esecutiva, anche le gabbie di armatura saranno calibrate per prevedere la sovrapposizione dei diaframmi secondari sui primari. Il collegamento tra i solai intermedi e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

In relazione alle opere di sostegno del tronchino di collegamento in C&C tra il corpo della nuova stazione e Linea 1 esistente (Figura 3) si rimanda al report MTL2T1A2DSTRSPNR003.

Il tronchino di collegamento posto al di sotto della stazione della Linea 1 esistente (Figura 4), viene realizzato mediante scavo al di sotto della soletta di base della stazione tra paratie esistenti sino a mezzera della stazione (come predisposta per passaggio TBM della precedente versione dell'interconnessione L1-L2).

Le sequenze costruttive sono illustrate nei disegni MTL2T1A2DSTRSPNT001.1, MTL2T1A2DSTRSPNT001.2 e MTL2T1A2DSTRSPNT001.3.

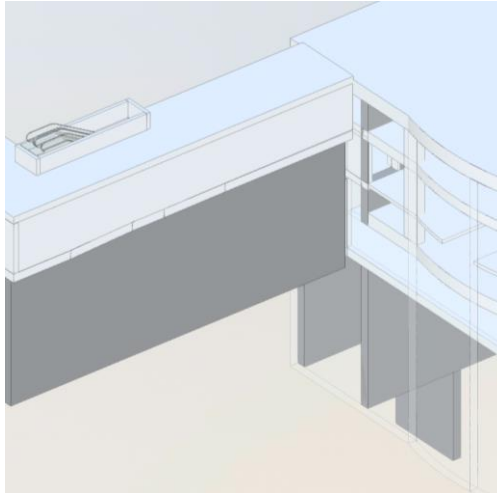


Figura 3. Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2

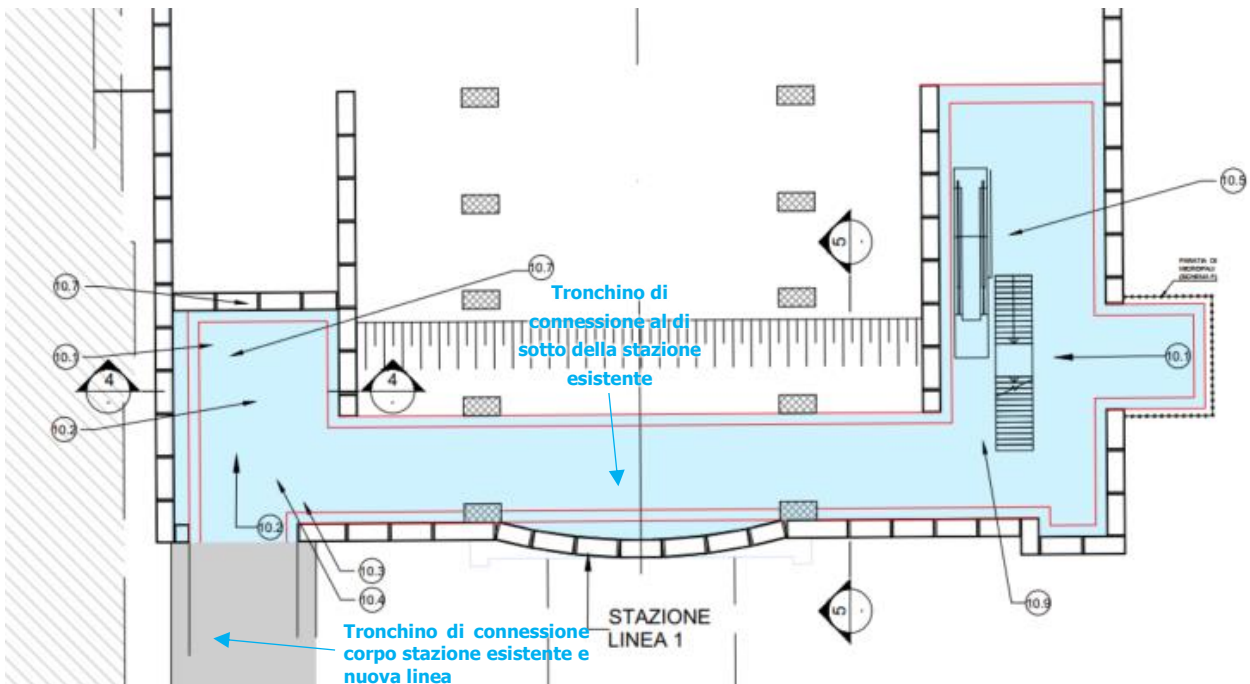




Figura 4. Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2 (utilizzo dei diaframmi predisposti per passaggio TBM della precedente versione dell'interconnessione L1-L2)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata realizzata facendo riferimento alle Normative Nazionali sottoelencate:

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" (GU n.42 del 20/02/2018);
3. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
4. D.M. 21/10/2015: "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, costruzione ed esercizio delle metropolitane";
5. D.M. 16/02/2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
6. UNI 9502-2001: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso".
7. UNI 9503-2007: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio".
8. UNI EN 206-1:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
9. UNI 11104-2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
10. Legge 2 febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
11. D.G.R. 30 Dicembre 2019, n. 6-887: "Preso d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte"

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

12. D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attivita' urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico".

Quando necessario, saranno altresì assunti a riferimento i Codici Normativi Europei elencati di seguito:

Eurocode 0 – Basis of structural design

- EN 1990 Basis of structural design.

Eurocode 1 – Actions on structures


- EN 1991-1-1 Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1991-1-2 Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire.
- EN 1991-1-3 Part 1-3: General actions – Snow loads.
- EN 1991-1-4 Part 1-4: General actions – Wind actions.
- EN 1991-1-5 Part 1-5: General actions – Thermal actions.
- EN 1991-1-6 Part 1-6: General actions – Actions during execution.
- EN 1991-1-7 Part 1-7: General actions – Accidental Actions.
- EN 1991-2 Part 2: Traffic loads on bridges.
- EN 1991-3 Part 3: Actions induced by cranes and Machinery.
- EN 1991-4 Part 4: Silos and tanks.

Eurocode 2 – Design of concrete structures

- EN 1992-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings.
- EN 1992-1-2 Part 1-2: General rules – Structural fire Design.
- EN 1992-3 Part 3: Liquid retaining and containment Structures.

Eurocode 3 – Design of steel structures

- EN 1993-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1993-1-2 Part 1-2: General rules Structural fire design
- EN 1993-1-3 Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- EN 1993-1-4 Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels
- EN 1993-1-5 Part 1-5: Plated structural elements
- EN 1993-1-6 Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures
- EN 1993-1-7 Part 1-7: Plated structures subject to out of plane loading

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

- EN 1993-1-8 Part 1-8: Design of joints
- EN 1993-1-9 Part 1-9: Fatigue
- EN 1993-1-10 Part 1-10: Material Toughness and through-thickness properties
- EN 1993-1-11 Part 1-11: Design of structures with tension components
- EN 1993-1-12 Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700
- EN 1993-2 Part 2: Steel Bridges
- EN 1993-3-1 Part 3-1: Towers, masts, and chimneys -Towers and masts
- EN 1993-3-2 Part 3-2: Towers, masts, and chimneys – Chimneys
- EN 1993-4-1 Part 4-1: Silos
- EN 1993-4-2 Part 4-2: Tanks
- EN 1993-4-3 Part 4-3: Pipelines
- EN 1993-5 Part 5: Piling
- EN 1993-6 Part 6: Crane supporting structures

Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures


- EN 1994-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1994-1-2 Part 1-2: General rules – Structural Fire Design
- EN 1994-2 Part 2: General rules and rules for bridges

Eurocode 7 – Geotechnical design

- EN 1997-1 Part 1: General rules
- EN 1997-2 Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1997-3 Part 3: Design assisted by field testing

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

- EN 1998-1 Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings
- EN 1998-2 Part 2: Bridges
- EN 1998-3 Part 3: Assessment of retrofitting of buildings
- EN 1998-4 Part 4: Silos, tanks, and pipelines
- EN 1998-5 Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- EN 1998-6 Part 6: Towers, masts, and chimneys

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

4.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

Tipo:	C30/37
Modulo di deformazione:	$E_c=32000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=37$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=30$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC3 (Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata / Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia)</i>


4.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

Tipo:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c=30000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=30$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=25$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC2 (Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo / Molte fondazioni)</i>

3.2 Acciai per armature in c.a.

Tipo B450C saldabile (ex FeB44K saldabile), per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{y\text{nom}}=450 \text{ MPa}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

$$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralici elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$
Modulo di deformazione:	$E_c = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 210 \text{ GPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 319 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{yk} = 510 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 470 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$



4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione denominata Porta Nuova, come si evince dalla sezione stratigrafica riportata nel seguito, è interessato da una coltre superiore di circa 3,5 m di terreno superficiale denominato Unità 1. Mentre a livelli più profondi fino ad una estensione di interesse per le opere di scavo è presente un materiale ghiaioso sabbioso denominato Unità 2 e U3. Il fondo scavo risulta localizzato in prossimità dell'unità U5.

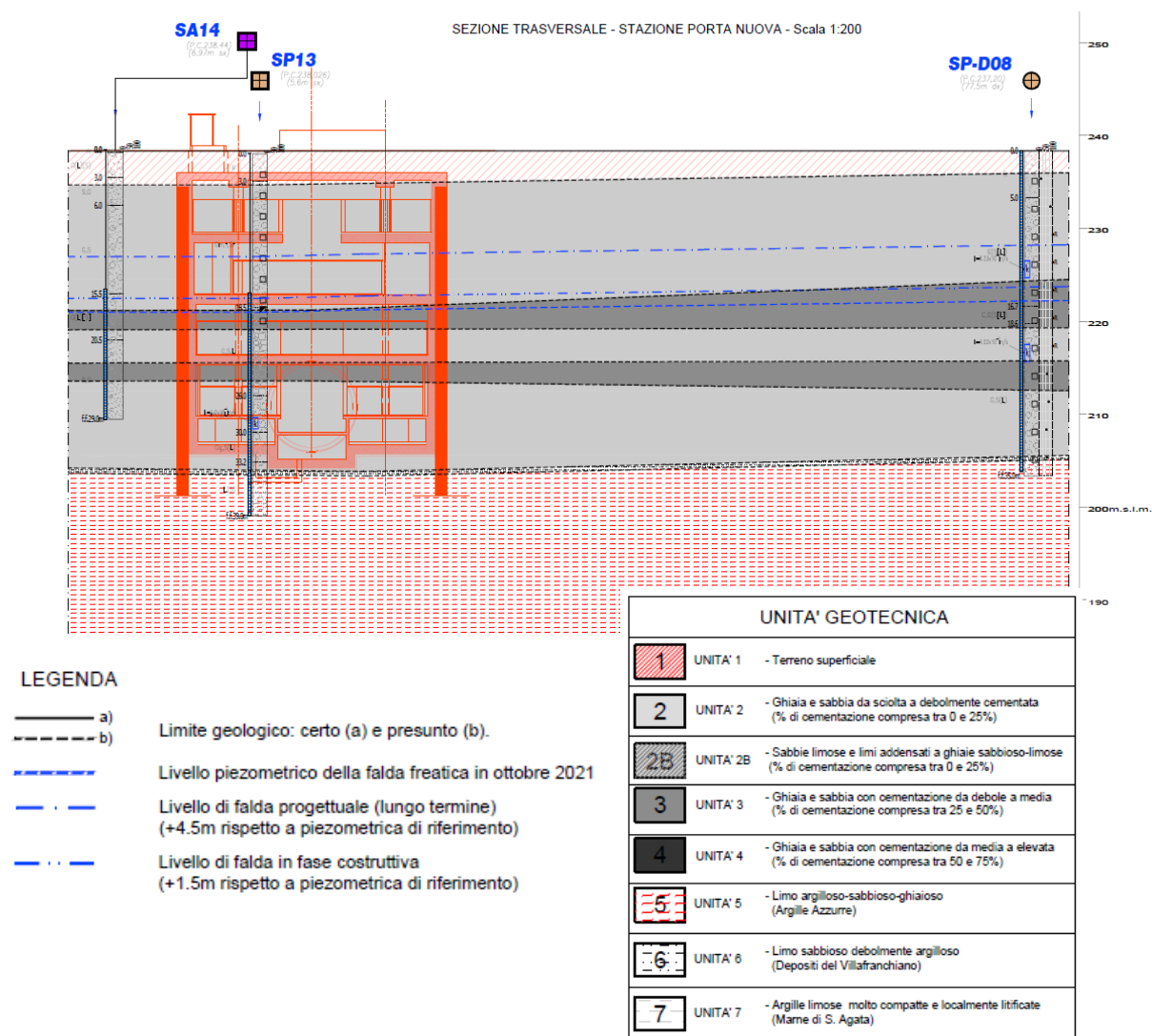


Figura 5. Stralcio stratigrafia stazione Porta Nuova



I parametri geotecnici utilizzati per il presente progetto sono riportati nella seguente tabella:


Tabella 1 Parametri geotecnici

Stratigrafia e Parametri geotecnici						
Unità geotecnica	Z da p.c	γ	ϕ	c	Ev	v
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
U1 (Terreno superficiale)	0 a -3,5	19	29	0	15	0,3
U2 (Ghiaie e sabbie)	-3,5 a -11,5 e -25,5 a -35,5	19	36	10	150	0,3
U3 (Ghiaie e sabbie)	-11,5 a -25,5	20	36	20	170	0,3
U5 (Argille azzurre)	>-35,5	20	23	40	65	0,3

Il livello della falda considerato è distinto per condizioni di breve periodo e lungo periodo considerando il livello di piano campagna è pari a:

Tabella 2 Livelli di falda

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico 2021	-16,0	+221,8
Livello piezometrico 2018	-17,0	+220,8
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-15,5	+222,3
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-12,5	+225,3

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 Caratterizzazione sismica

Secondo quanto prescritto dal D.M. 17 Gennaio 2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni. Per l'opera oggetto di questo elaborato si considera una vita nominale $V_N=100$ anni;
- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi $z < d'uso$. Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso III (coefficiente pari a 1.5);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso. Per il caso in esame il periodo di riferimento è di 150 anni.

A partire dalla posizione sul territorio nazionale dell'opera, e in dipendenza dei parametri su descritti, vengono definiti i parametri sismici necessari per le verifiche:

- *Vita nominale dell'opera* (V_N): nel caso delle stazioni è di **100 anni**;
- *Classe d'uso* (C_U): In caso di costruzioni che prevedono affollamenti significativi **la classe è III**, a cui è associato un coefficiente di 1.5;
- *Periodo di riferimento* (V_R): prodotto tra la vita nominale e la classe d'uso ed è pari a **150 anni**.
- *Periodo di ritorno* (T_R): $T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR})$, considerando P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento e considerando la condizione SLV, ovvero lo stato limite di salvaguardia della vita.

Tabella 3 Probabilità di superamento PVR con SLV

VN	Cu	VR	PVR	TR
[anni]	-	[anni]	-	[anni]
100	1.5	150	10%	1424

In relazione al tempo di ritorno e alla probabilità di superamento dello stato limite considerato è possibile dedurre i parametri di accelerazione massima (a_g) e i parametri spettrali (F_0, T^*c).


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 4 Parametri sismici del sito

Stazione	ag	F0	T*c
	[g]	-	[sec]
PORTA NUOVA	0.067	2.890	0.292

Vi saranno effetti amplificativi dovuti alla stratigrafia ed alla topografia del suolo, tenuti in conto con i seguenti coefficienti:

- *Coefficiente topografico (S_T)*: per superfici pianeggianti è considerato pari a **1**.
- *Coefficiente stratigrafico (S_S)*: Per sottosuolo di categoria B è considerato pari a **1.2**.

Di conseguenza il valore dell'accelerazione orizzontale massima in superficie è:

$$a_{max} / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.067 = 0.0804$$

5.2 Combinazioni di carico

In accordo con le NTC2018 le combinazioni di carico considerate e verificate nel seguito sono:

- | | |
|---|-----------|
| • Stato limite di servizio | SLE |
| • Stato limite ultimo verifiche STR: Combinazione A1+M1 | SLU1 |
| • Stato limite ultimo verifiche GEO: Combinazione A2+M2 | SLU2 |
| • Sisma verifiche STR: Combinazione A1 (unitari)+M1 | SISMA STR |
| • Sisma verifiche GEO: Combinazione A2 (unitari)+M2 | SISMA GEO |

A seconda della verifica che si intende effettuare, verranno utilizzati coefficienti che riducono i parametri meccanici di resistenza del terreno o coefficienti che amplificano gli effetti delle azioni.

In particolare, sono stati considerati i seguenti coefficienti per le verifiche:


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 5 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)


Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 7 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

5.3 Criteri della modellazione numerica

La modellazione numerica viene effettuata con il software bidimensionale agli elementi finiti Plaxis 2D, che permette la simulazione dell'interazione terreno-struttura, delle fasi costruttive e del comportamento non lineare del terreno durante le sequenze di scavo.

I modelli di calcolo sono stati generati con una maglia di elementi triangolari a 15 nodi impostando la posizione dei bordi in maniera tale che nessun disturbo venga indotto alla soluzione numerica.

Tutte le strutture sono state modellate mediante elementi già implementati nella libreria del software. Si è utilizzato:

- per i diaframmi: elementi "plate"
- per le solette: elementi "plate" (vincolate con cerniera ai diaframmi)
- per le barrette: elementi "plate";

Attraverso l'analisi numerica si intende simulare il percorso delle tensioni e delle deformazioni nel terreno conseguente allo scavo. La condizione geostatica è stata inizializzata ipotizzando un coefficiente di spinta a riposo K_0 ottenuto attraverso la relazione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$$

Per il terreno è stato considerato il modello costitutivo elasto-plastico tipo "Mohr Coulomb".

5.3.1 Geometria del modello numerico

Il modello geometrico è mostrato nella figura seguente e deriva definizione della geometria della sezione considerata in termini di configurazione delle strutture della stazione e delle condizioni geologiche considerate.

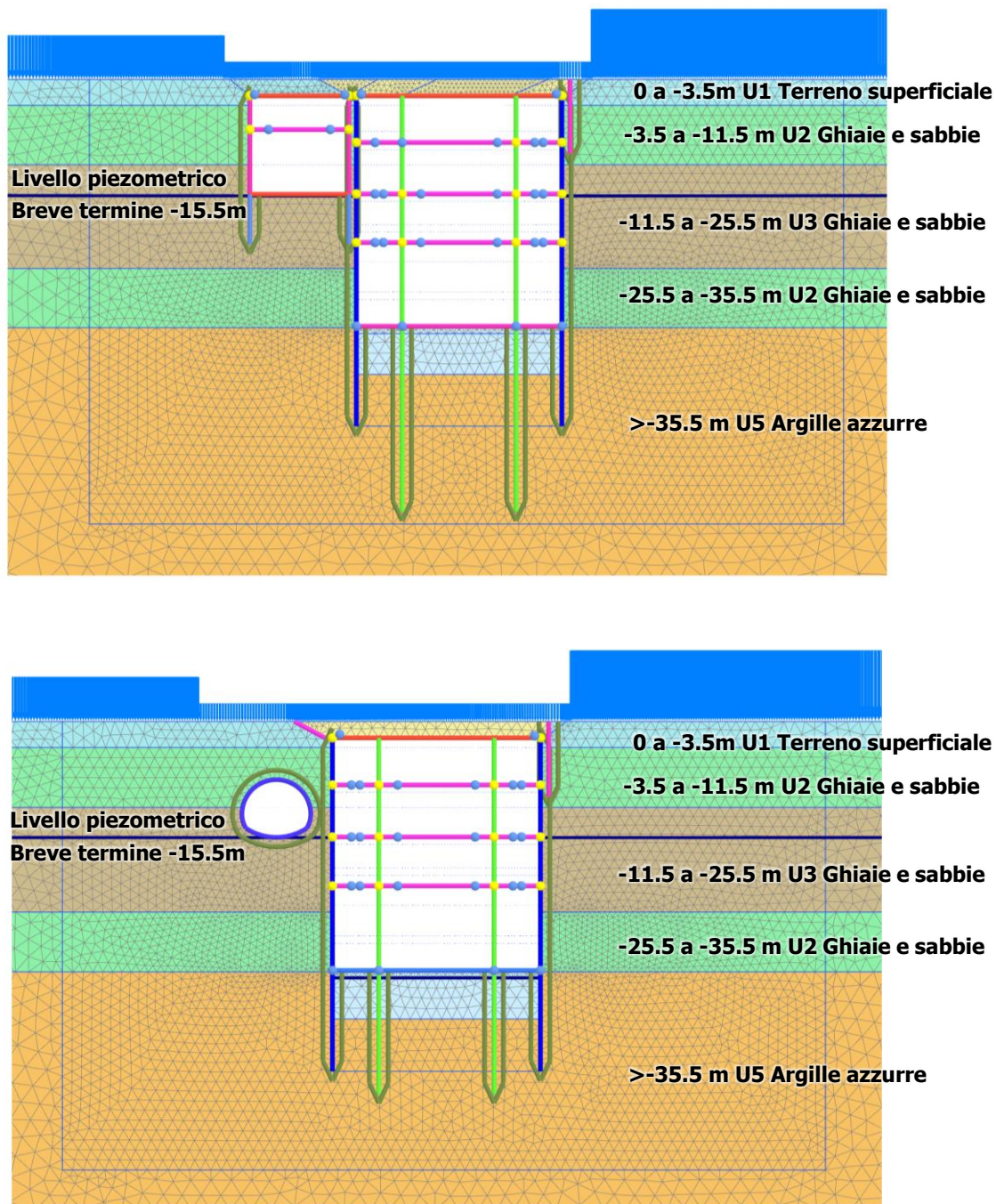



Figura 6. Sezioni di calcolo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

La geometria delle sezioni considerate è generata a partire dalle distanze asse-asse ed è la seguente:

Elemento	Z [m]
Quota piano campagna	0,00
Soletta di copertura	-2,20
Soletta intermedia 1	-8,90
Soletta intermedia 2	-15,45
Soletta intermedia 3	-22,00
Soletta di base	-34,40
Piede paratia	-48,40
Piede king post	-59,40

5.3.2 Elementi strutturali

La modellazione degli elementi strutturali è stata effettuata tramite l'utilizzo di elementi plate la cui rigidezza è stata valutata per metro lineare. Per gli elementi quali le barrette temporanee e i micropali, caratterizzati da una spaziatura nel piano ortogonale alla sezione di analisi, la rigidezza assiale e flessionale equivalente al metro lineare è stata valutata in accordo con le seguenti relazioni:

$$EA_{Eq.} = \frac{EA}{i}$$

$$EI_{Eq.} = \frac{EI}{i}$$

I parametri utilizzati nel modello FEM per gli elementi strutturali sono riportati nelle tabelle di seguito.

Tabella 8 Parametri input elementi strutturali

Paratia H=120 cm		
EA	36,00E+6	kN/m
EI	4,32E+6	kNm ² /m

Paratia H=100 cm		
EA	30,00E+6	kN/m
EI	2,5E+6	kNm ² /m



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

King post 280 x 120 cm

EA	7,760E+6	kN/m
EI	932,0E+3	kNm ² /m

Soletta di copertura H=80 cm


EA	25,60E+6	kN/m
EI	1,365E+6	kNm ² /m

Soletta intermedia H=100 cm

EA	32,00E+6	kN/m
EI	2,670E+6	kNm ² /m

Soletta di base H_{media}=210 cm

EA	67,20E+6	kN/m
EI	24,69E+6	kNm ² /m

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

5.3.3 Carichi

5.3.3.1 Carichi superficiali

La definizione dei carichi distribuiti e puntuali inseriti nel modello è avvenuta in considerazione delle particolari condizioni di carico peculiari della sezione considerata, come la presenza di edifici in adiacenza al manufatto di stazione.

Tabella 9 Carichi superficiali

<i>Posizione nel modello</i>	<i>Entità del carico</i>	<i>Estensione</i>
Destra	80 kPa	92 m
Sinistra	50 kPa	32 m
Destra/Sinistra (ad esclusione della zona maggiorata)	20 kPa	Tutta la superficie
Soletta superficiale	20 kPa	Zona soletta

A tale riguardo non essendo nota la quota di imposta del piano di fondazione di tali strutture, a favore di sicurezza si è ritenuto di trascurare la presenza dei piani interrati essendo il peso di volume del terreno maggiore del carico relativo al solaio interrato.

Riguardo l'entità del riempimento della soletta di copertura si è tenuto in conto lo spessore del ricoprimento di progetto incrementato di ulteriori 0,50 m.

5.3.3.2 Azione sismica

L'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood (1973), che fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

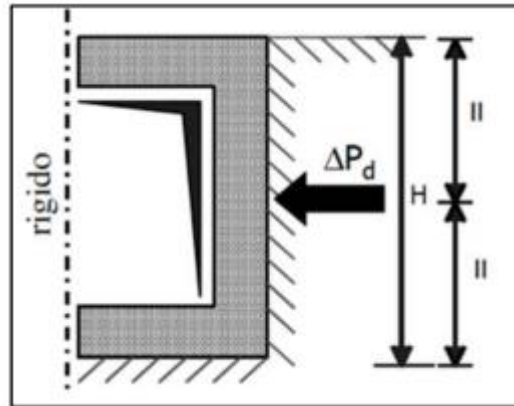


Figura 7. Schematizzazione metodo di Wood

Il metodo di Wood 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, dove $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione orizzontale massima in superficie ($\frac{a_{max}}{g}$). Poiché tale risultate ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere considerare una pressione uniforme di entità pari a:

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

L'impatto dell'azione sismica viene valutata per una condizione di carico di lungo periodo in cui sono presenti le fodere interne della struttura alle quali è affidata la spinta idrostatica della falda. Pertanto, la paratia è scaricata della spinta dell'acqua e l'azione sismica è ripartita tra la paratia e le fodere interne secondo la relazione:

$$p_{paratia} = P_{Tot} \frac{I_{paratia}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$


$$p_{fodera} = P_{Tot} \frac{I_{fodera}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$

L'entità dell'azione sismica applicata al modello numerico è riportata nel seguito.



Tabella 10 Parametri input azione sismica

Calcolo spinta sismica da applicare al modello numerico			
γ_t	=	19,5	kN/mc
H	=	33,4	m
a_g	=	0,0724	
S_s	=	1,2	
S_T	=	1	
a_{max}	=	0,08688	
α	=	1,0	
β	=	1,0	
k_h	=	0,08688	
P_{ground}	=	56,58	kPa
$P_{ground\ su\ paratia}$	=	43,65	kPa
Paratia			
Profondita' sopra fondo scavo	=	33,4	m
B	=	1000	mm
H	=	1200	mm
I_1	=	1,E+11	mm ⁴
Fodera			
B	=	1000	mm
H	=	800	mm
I_2	=	4,E+10	mm ⁴
I_{tot}	=	2,E+11	mm ⁴
W paratia	=	1002	kN
P paratia	=	2,6064	kPa
P tot	=	46,26	kPa

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Nella tabella seguente vengono riassunti i carichi applicati al modello.

Tabella 11 Parametri input azione sismica

Tipologia carico	Valore	
Peso strutture in calcestruzzo	25	kN/m ³
Sovraccarico superficiale	20	kPa
Carico edifici	10	kPa/piano
Spinta sismica sulla paratia	46.26	kPa



6. ANALISI NUMERICHE

Le analisi numeriche sono condotte seguendo le assunzioni indicate nel capitolo precedente. La sezione ritenuta rappresentativa delle condizioni geotecniche e strutturali del manufatto e' indicata nella figura di seguito.

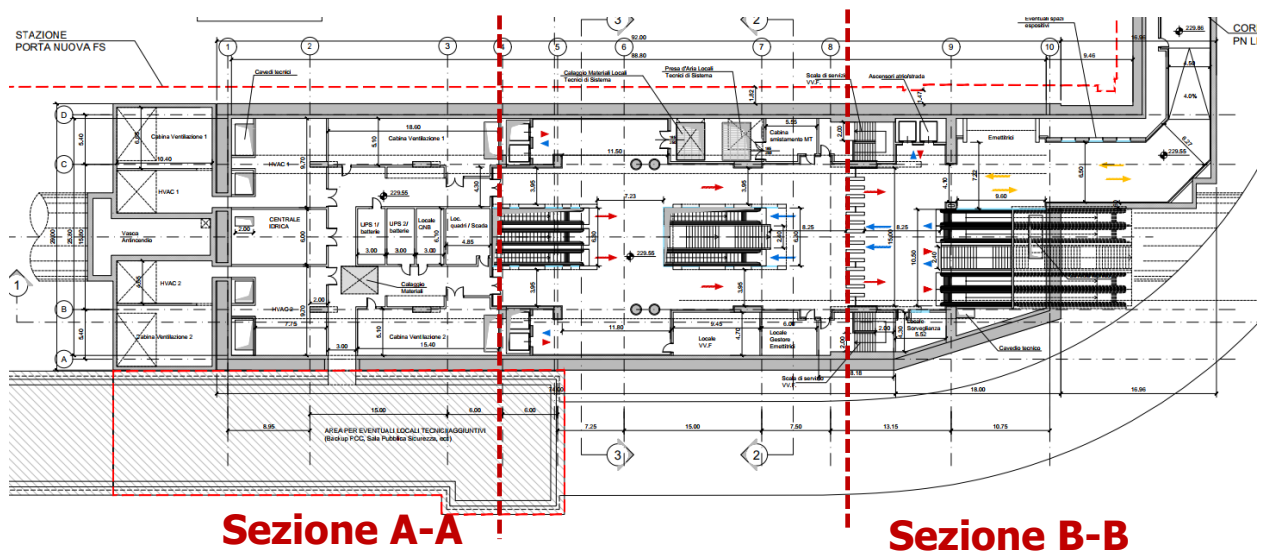


Figura 8. Stralcio planimetria stazione Porta Nuova con indicazione della sezione di calcolo A-A e Sezione B-B

6.1 Fasi di calcolo modello geotecnico

La modellazione numerica dello scavo con paratie puntonate viene effettuata seguendo differenti fasi di calcolo, ciascuna rappresentativa delle fasi costruttive dell'opera. Tale procedimento si rende necessario in quanto in un'analisi FEM in cui il comportamento del terreno è assunto essere di tipo elastoplastico, la risposta del mezzo in termini tensionali e deformativi è influenzata dalla storia tensionale che subisce e pertanto è importante tenere in considerazione le configurazioni precedenti.

Le fasi di calcolo considerate per le sue sezioni di calcolo sono riportate nella seguente tabella e nelle successive figure.



Tabella 12 Fasi di calcolo – Sezione A-A e B-B

Fase di calcolo	Descrizione
Fase 1	Definizione delle condizioni geostatiche ed idrostatiche
Fase 2	Definizione dei carichi superficiali accidentali e permanenti
Fase 3-4	Sezione A-A Scavo pozzo della stazione esistente
	Sezione B-B Scavo tunnel esistente della Linea 1
Fase 5	Scavo fino a quota intradosso solaio di copertura
Fase 6	Realizzazione cross-walls ed installazione diaframmi, setti temporanei
Fase 7	Realizzazione del solaio di copertura
Fase 8	Prima fase di scavo
Fase 9	Ripristino delle condizioni al di sopra della soletta di copertura
Fase 10	Scavo fino a quota della prima soletta intermedia ed abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 11	Installazione prima soletta intermedia
Fase 12	Scavo fino a quota della seconda soletta intermedia ed abbassamento del livello piezometrico all'interno dello scavo
Fase 13	Installazione seconda soletta intermedia
Fase 14	Scavo fino a quota primo livello puntoni
Fase 15	Installazione primo livello puntoni
Fase 16	Scavo fino a quota secondo livello puntoni
Fase 17	Installazione secondo livello puntoni



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

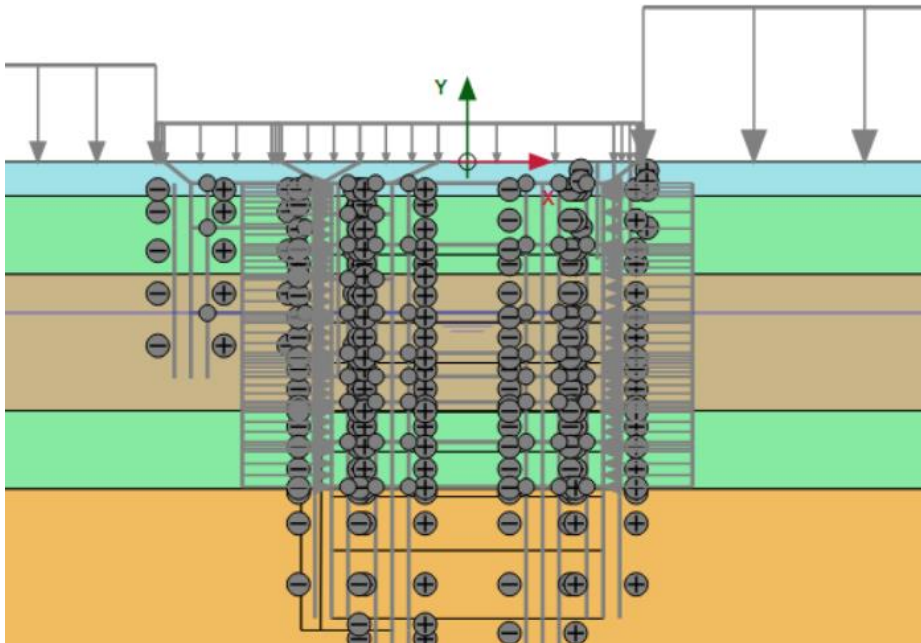
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

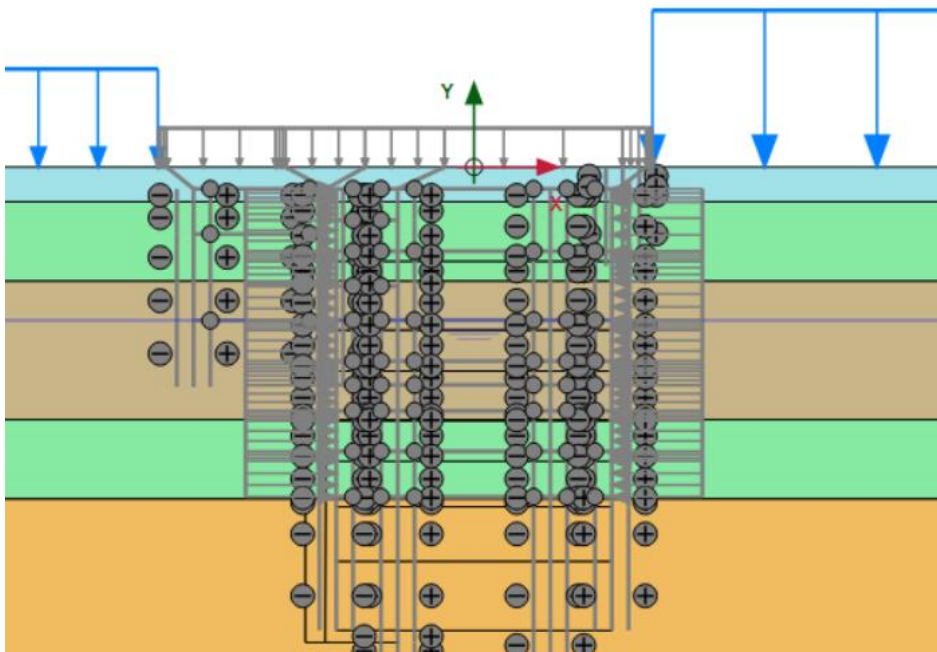
Fase 18	Scavo fino a quota terzo livello puntoni
Fase 19	Installazione terzo livello puntoni
Fase 20	Scavo fino a quota scavo finale
Fase 21	Installazione soletta di base
Fase 22	Ripristino delle condizioni idrauliche
Fase 23	Rimozione livello puntoni due e tre
Fase 24	Installazione terza soletta intermedia
Fase 25	Rimozione primo livello di puntoni
Fase 26	Condizioni di carico di lungo termine – riduzione delle pressioni idrostatiche agenti sulla paratia, e rimozione proprietà meccaniche cross walls e ripristino condizioni iniziali
Fase 27	Applicazione dell'azione sismica
Fase 28	Ricerca del fattore di sicurezza di lungo periodo
Fase 29	Valutazione della deformabilità a lungo termine a SLE



Sezione A-A - Fase 1 – Condizioni iniziali

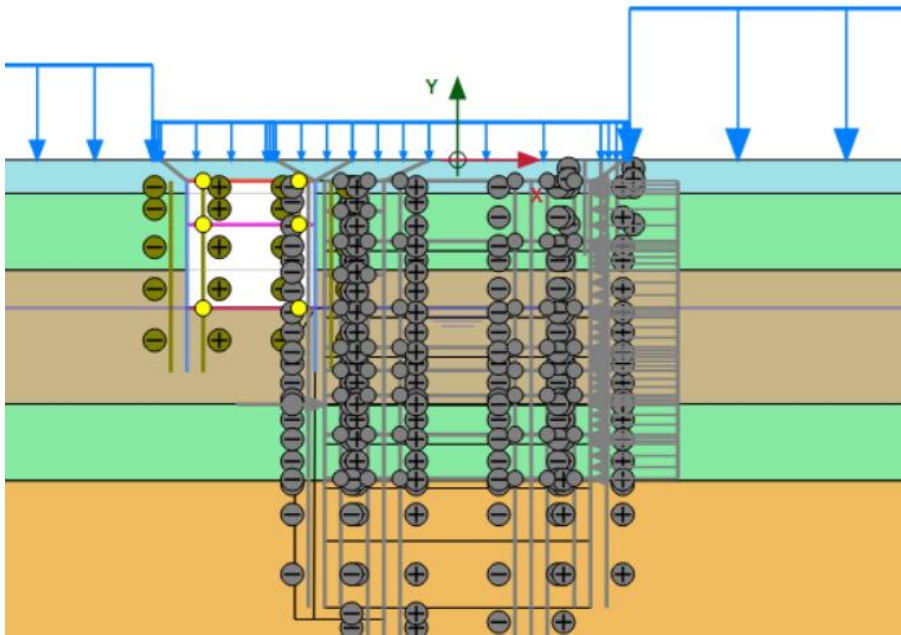


Sezione A-A - Fase 2 – Applicazione dei carichi superficiali

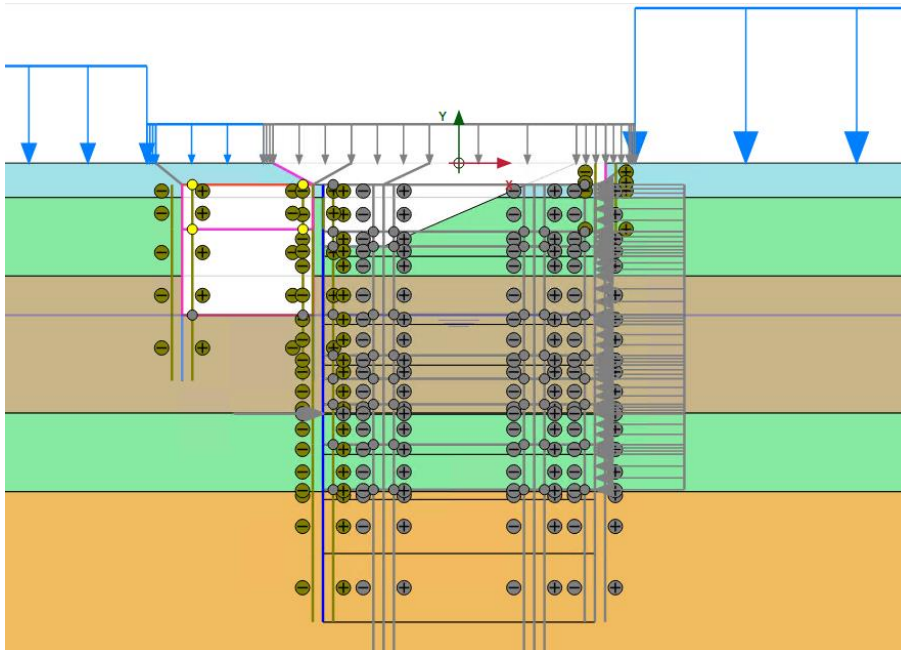




Sezione A-A - Fase 3-5 – Scavo pozzo

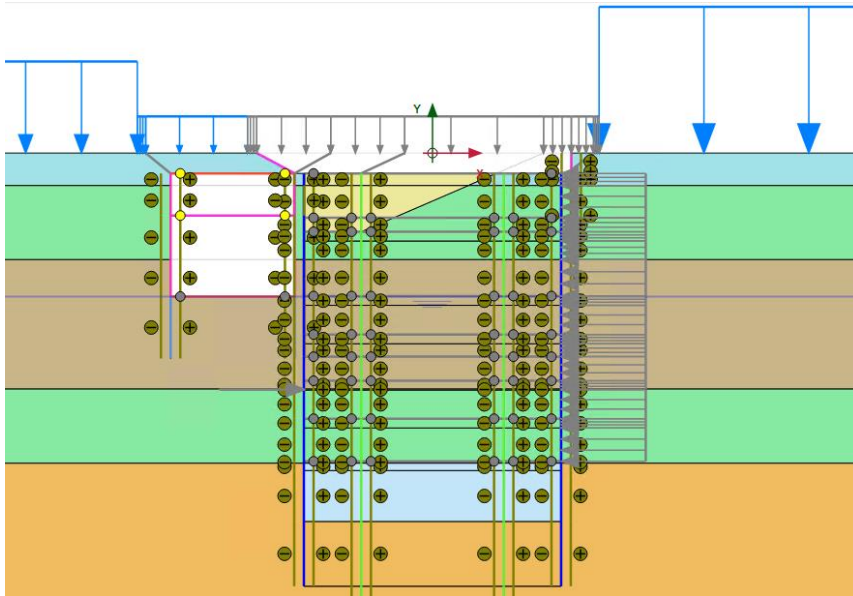


Sezione A-A - Fase 6 – Installazione diaframma lato pozzo e scavo di sbancamento per risoluzione interferenze

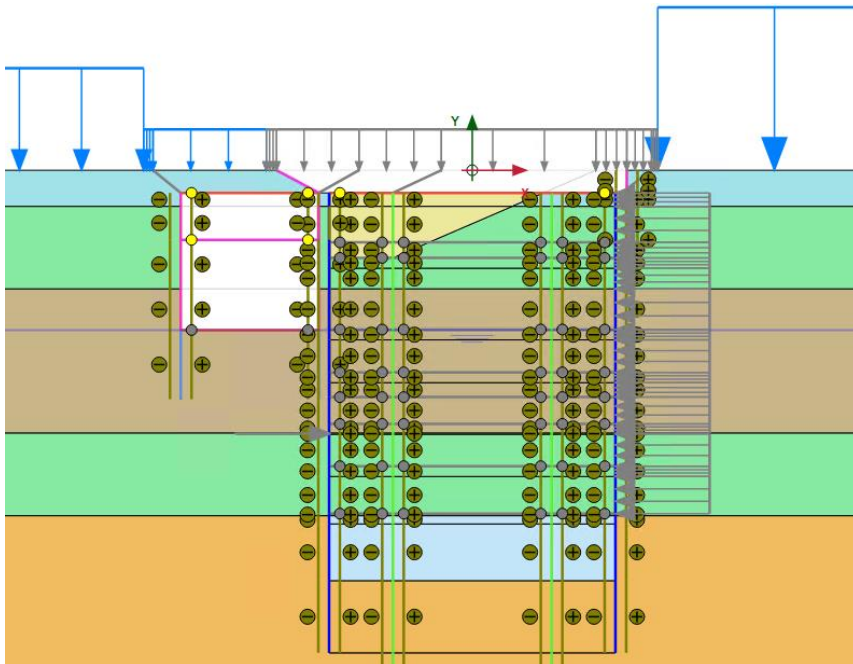




Sezione A-A - Fase 7 – Ritombamento, installazione cross-walls, setti temporanei e diaframmi

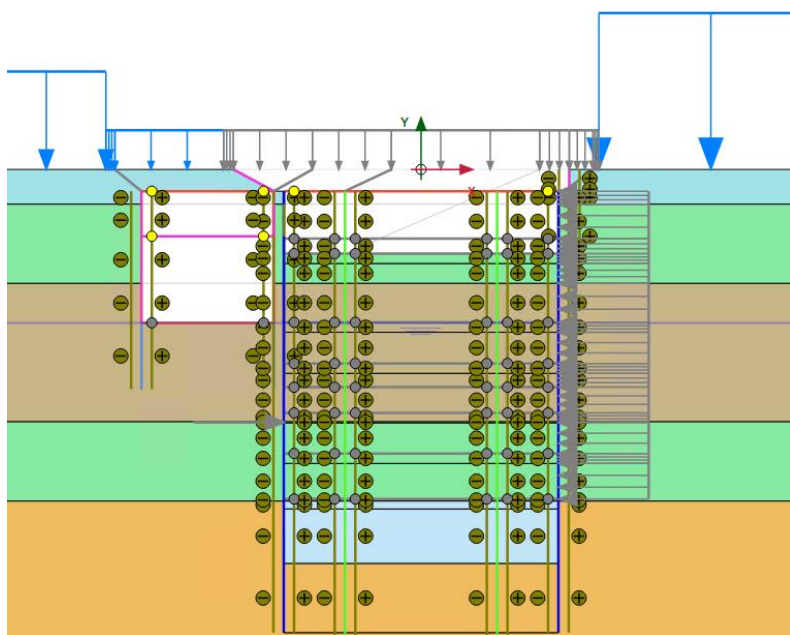


Sezione A-A - Fase 8 – Solaio di copertura

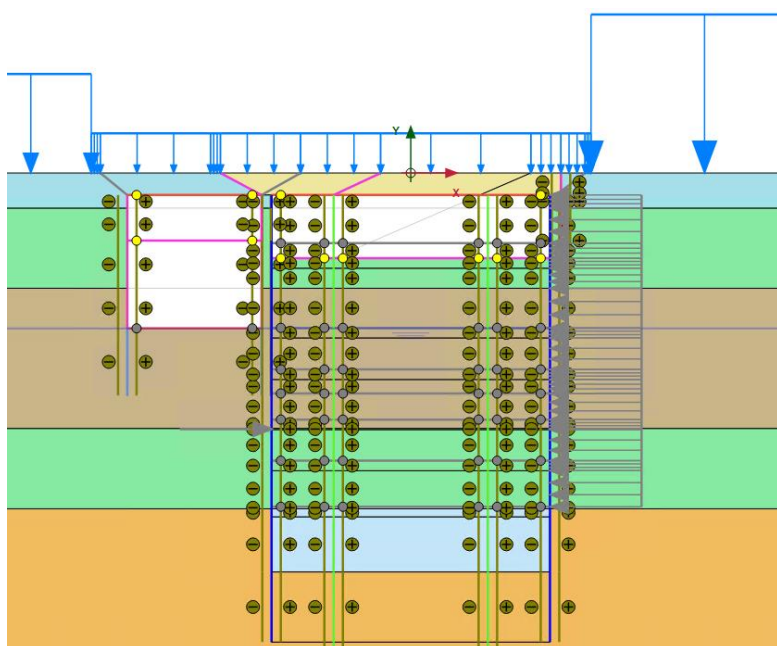




Sezione A-A - Fase 8 – Prima fase di scavo

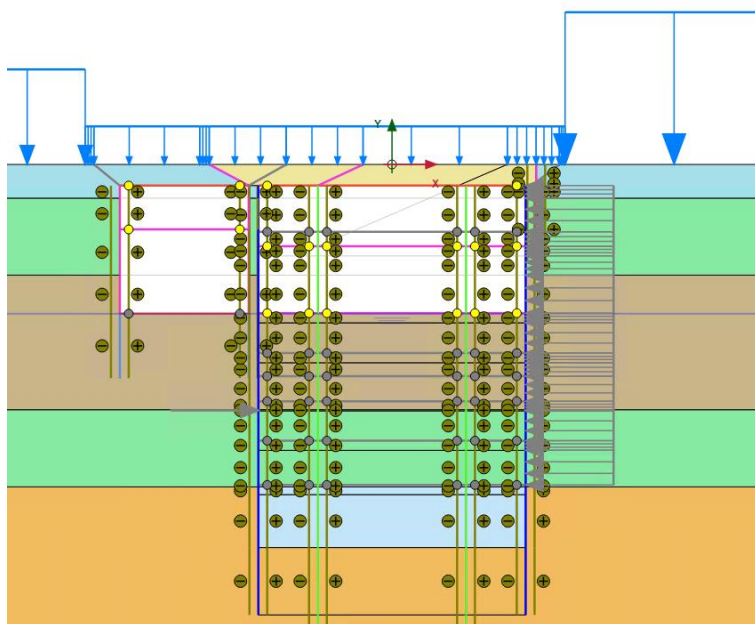


Sezione A-A - Fase 9 – Ripristino delle condizioni in superficie e installazione puntone temporaneo

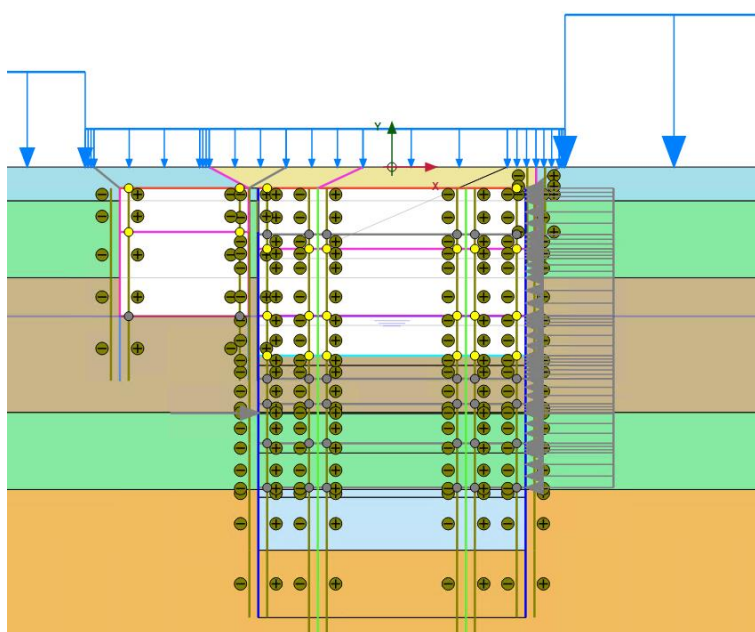




Sezione A-A - Fase 11-12 – Seconda fase di scavo ed installazione seconda soletta intermedia



Sezione A-A - Fase 13-14 – Terza fase di scavo ed installazione primo livello di puntoni





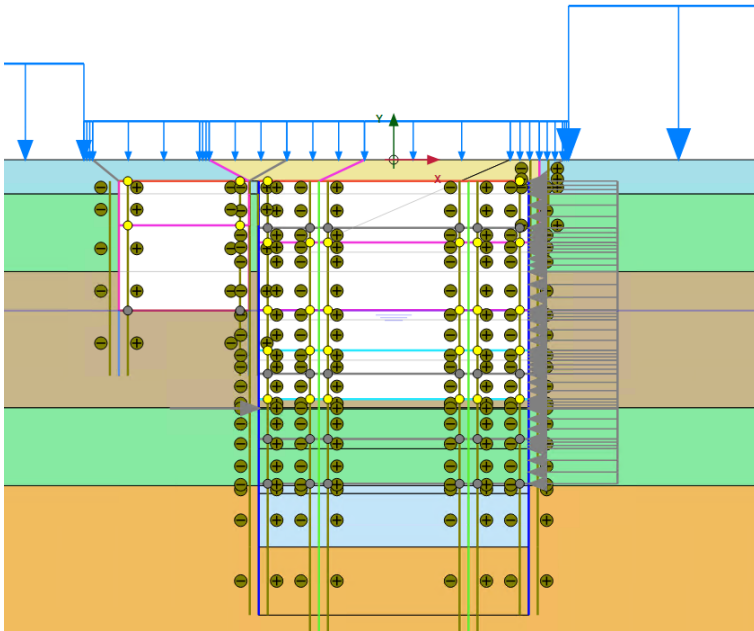
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

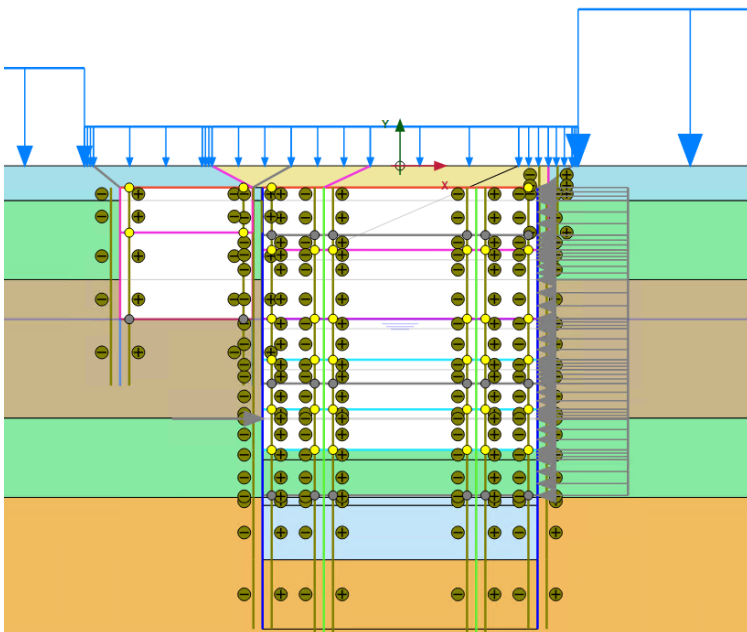
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Sezione A-A - Fase 15-16 – Quarta fase di scavo ed installazione secondo livello di puntoni

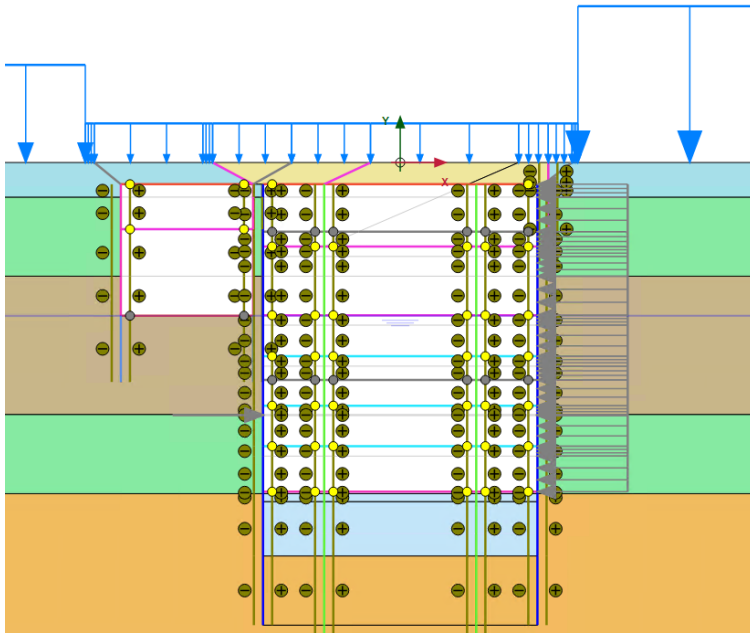


Sezione A-A - Fase 17-18 – Quinta fase di scavo ed installazione terzo livello di puntoni

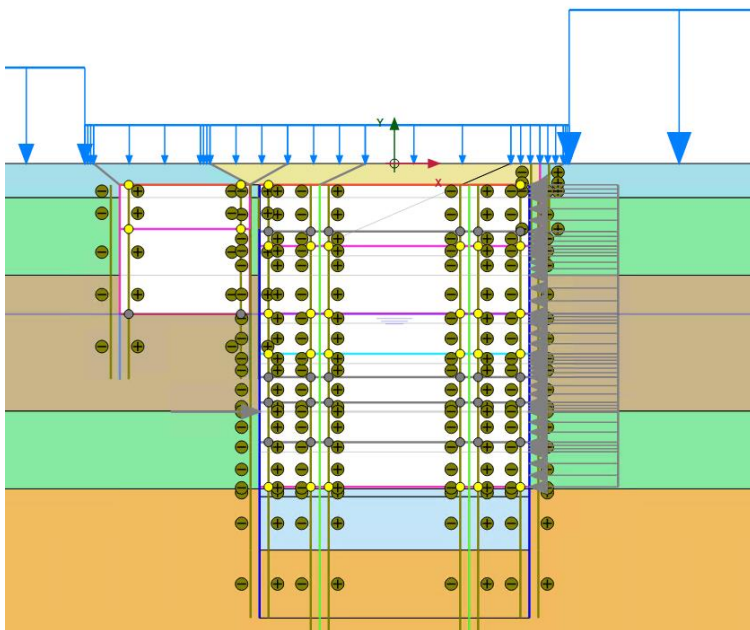




Sezione A-A - Fase 19-20 – Fase finale di scavo di scavo ed installazione soletta di fondo

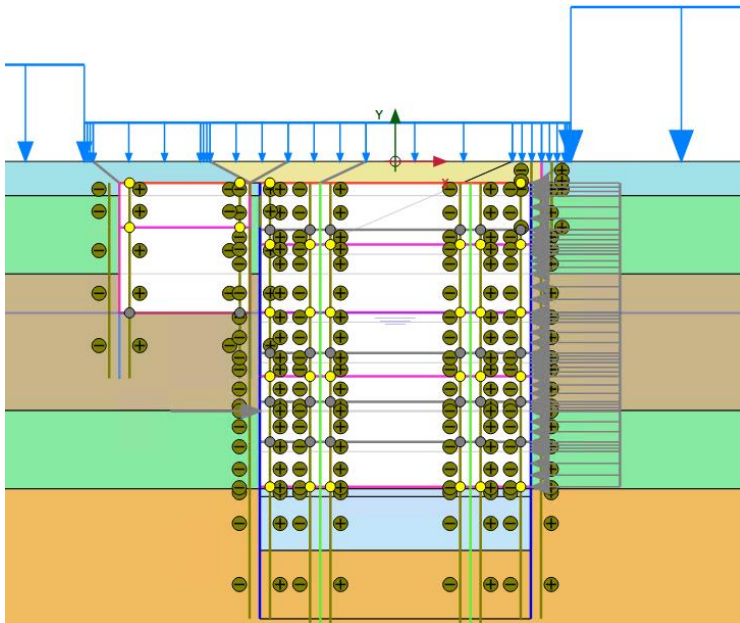


Sezione A-A - Fase 40 – Rimozione due livelli di puntoni per passaggio TBM





Sezione A-A - Fase 41 – Installazione terza soletta intermedia e rimozione livello puntoni



Sezione A-A - Fase 42 – Ripristino condizioni di lungo termine ed applicazione dell'azione sismica

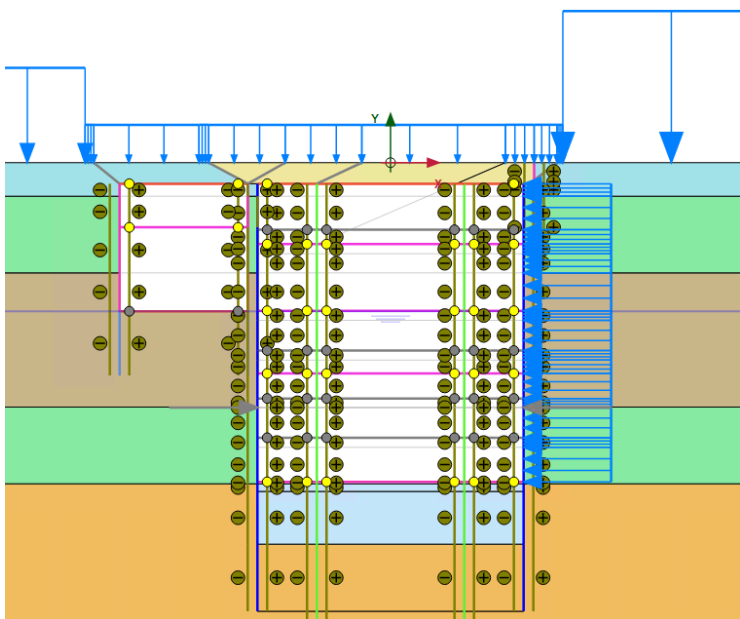
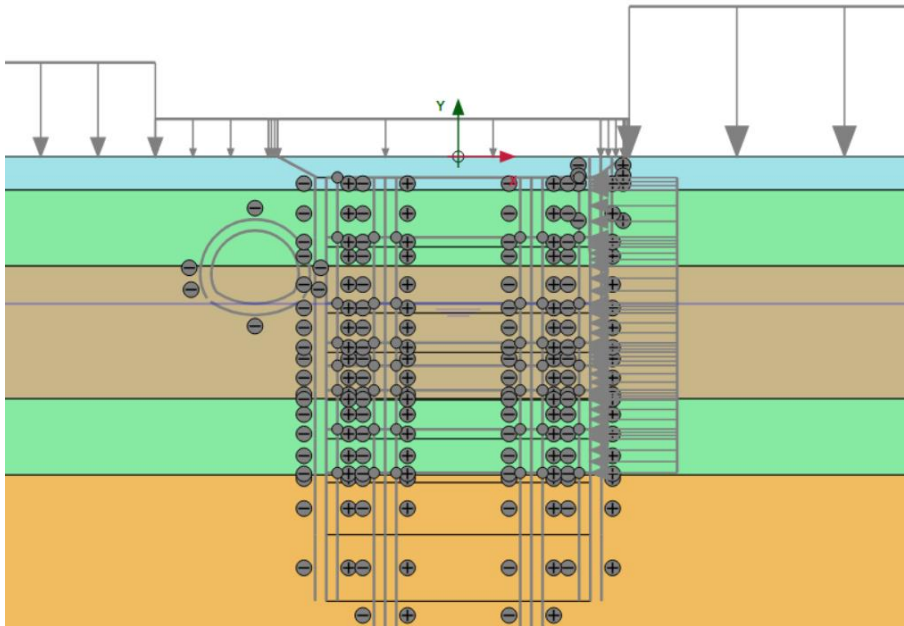


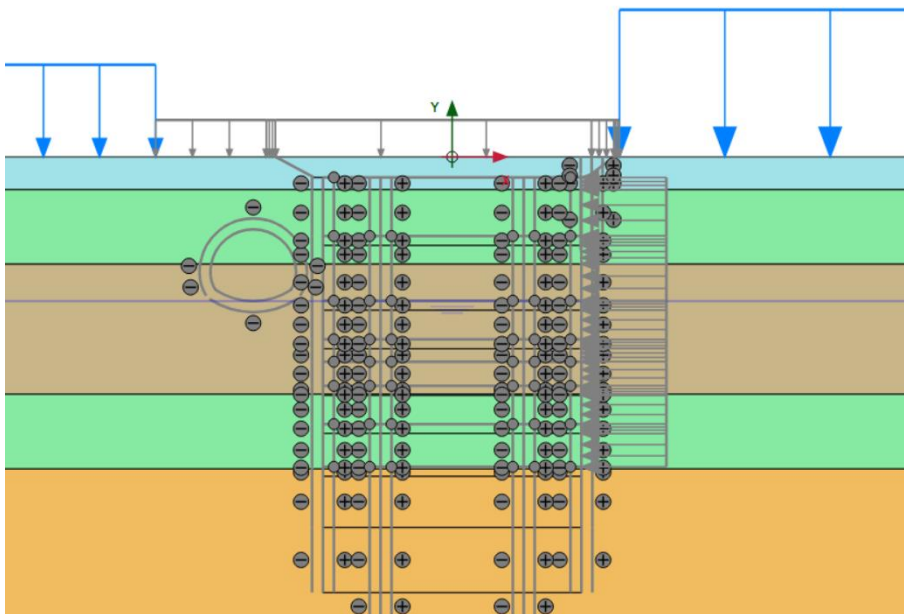
Figura 9. Fasi di calcolo modello geotecnico – Sezione A-A



Sezione B-B - Fase 1 – Condizioni iniziali

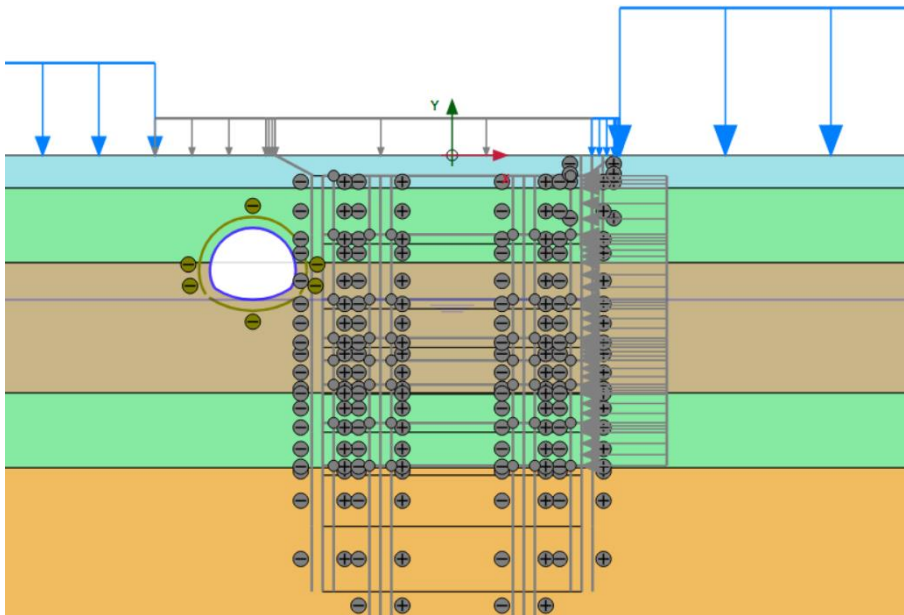


Sezione B-B - Fase 2 – Applicazione dei carichi superficiali

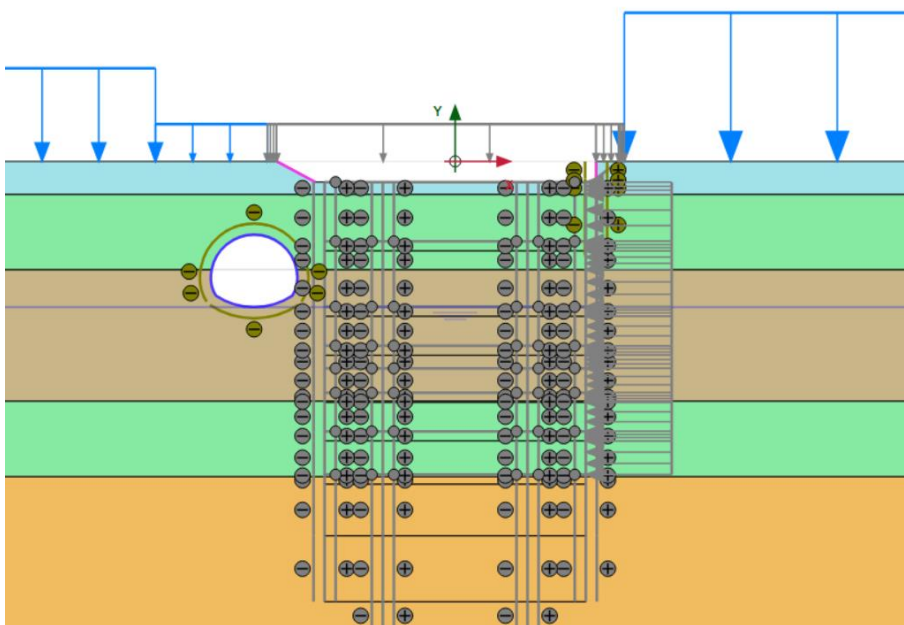




Sezione B-B - Fase 3-4 Scavo tunnel

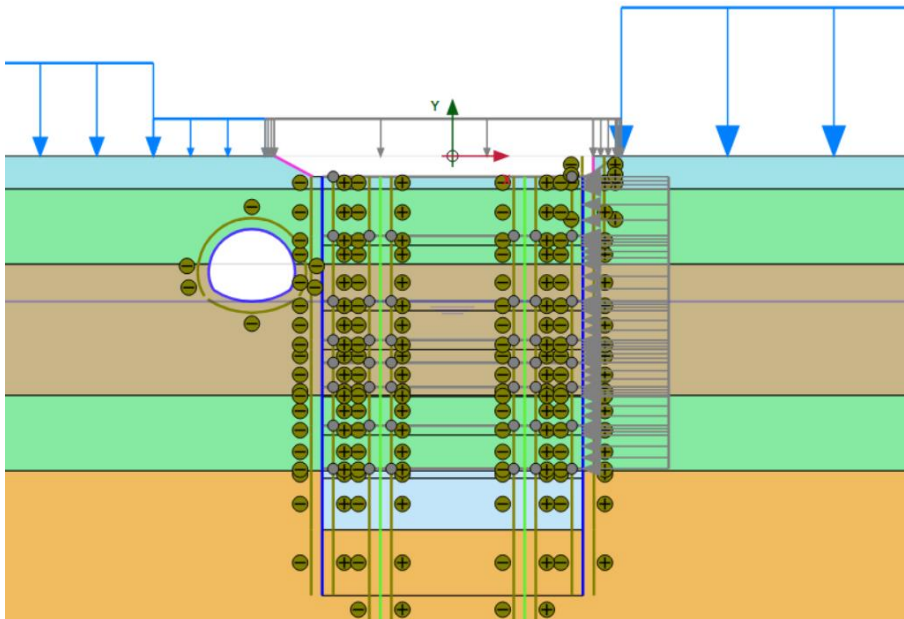


Sezione B-B - Fase 5 - Scavo fino a quota intradosso copertura

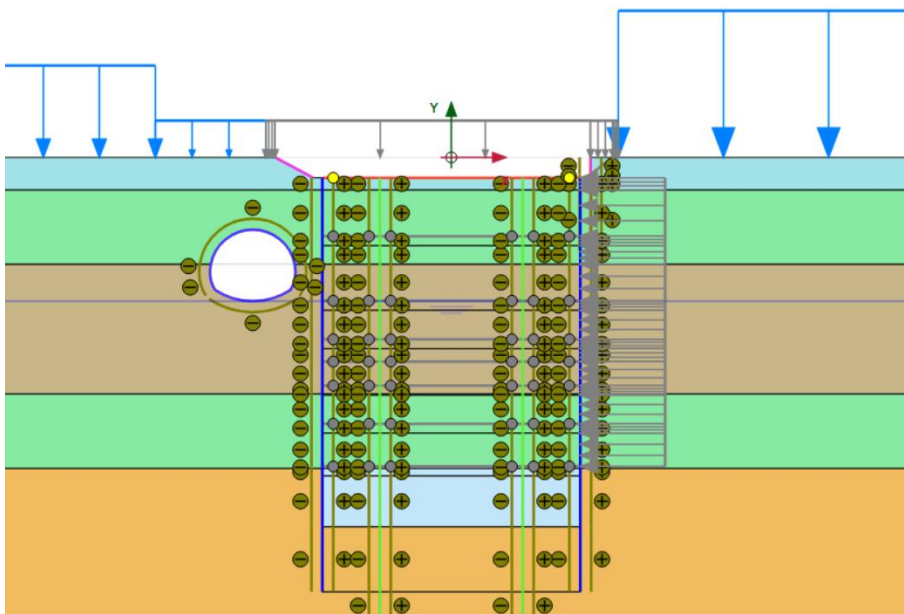




Sezione B-B - Fase 6 – Installazione diaframmi, king post e cross walls

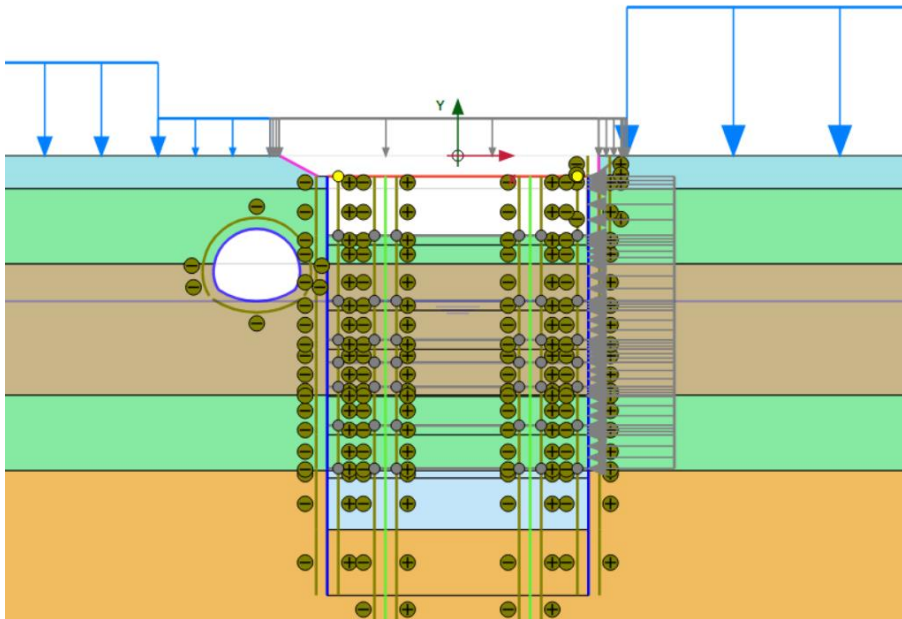


Sezione B-B - Fase 7 – Installazione soletta di copertura

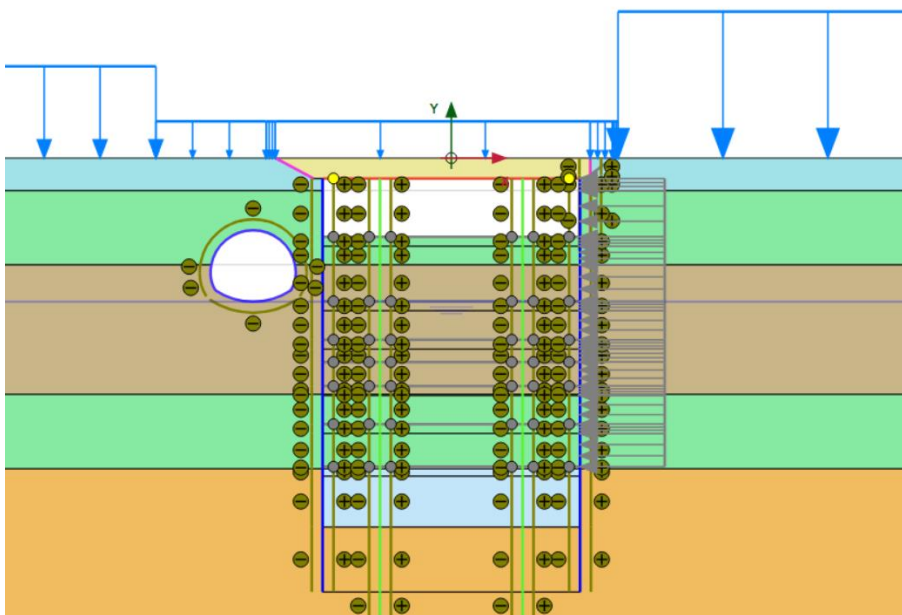




Sezione B-B - Fase 8 – Prima fase di scavo

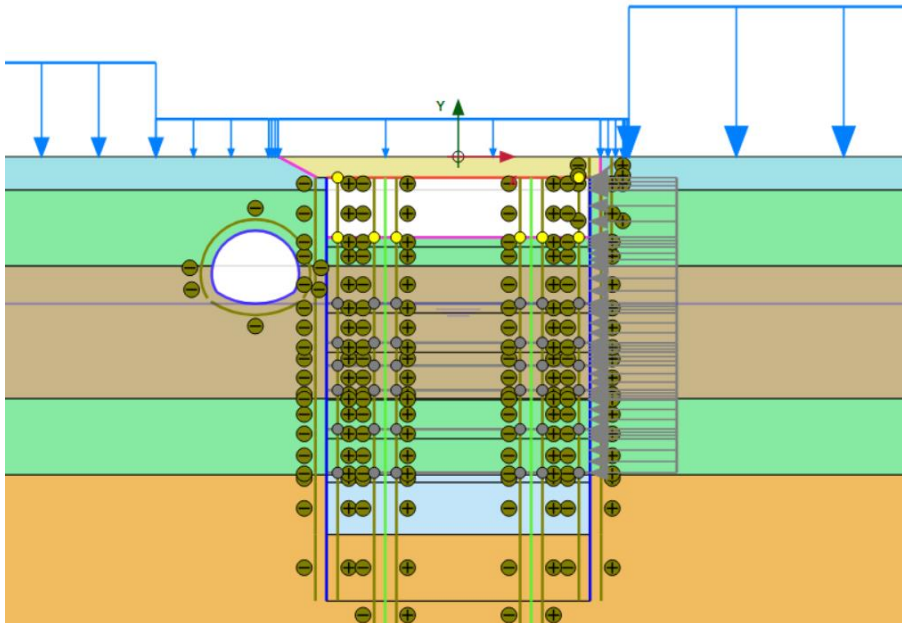


Sezione B-B - Fase 9 – Ripristino delle condizioni in superficie

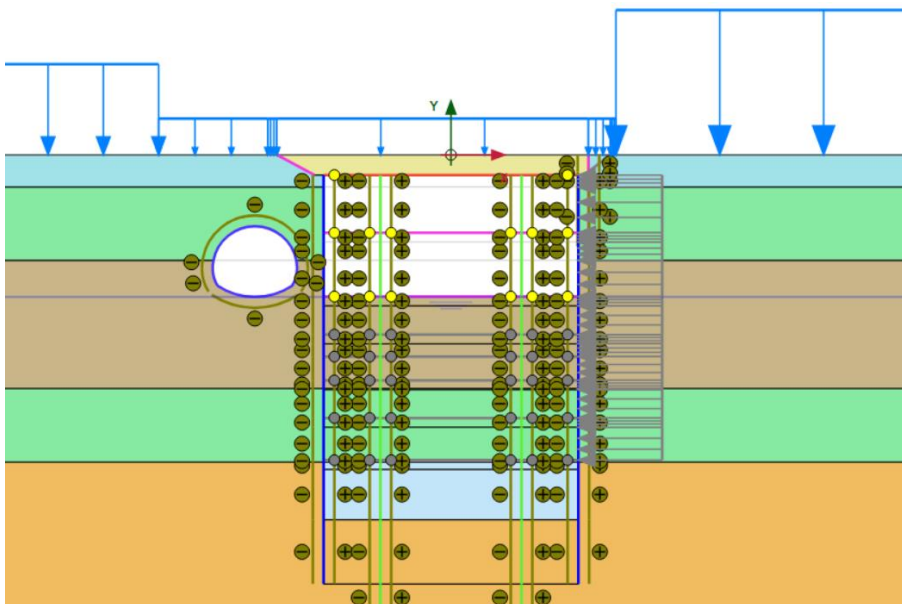




Sezione B-B - Fase 10 -Installazione prima soletta intermedia

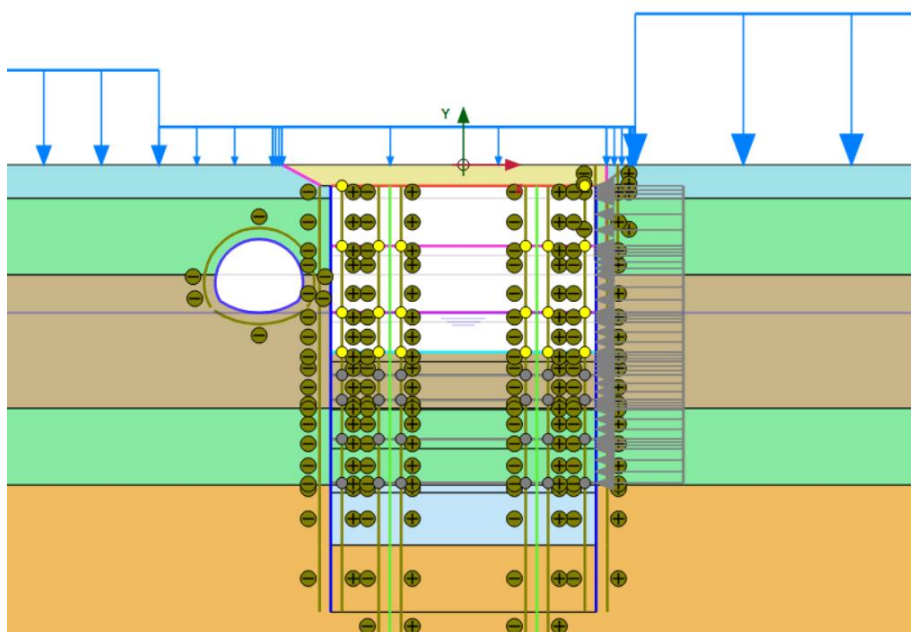


Sezione B-B - Fase 11-12 - Seconda fase di scavo ed installazione seconda soletta intermedia

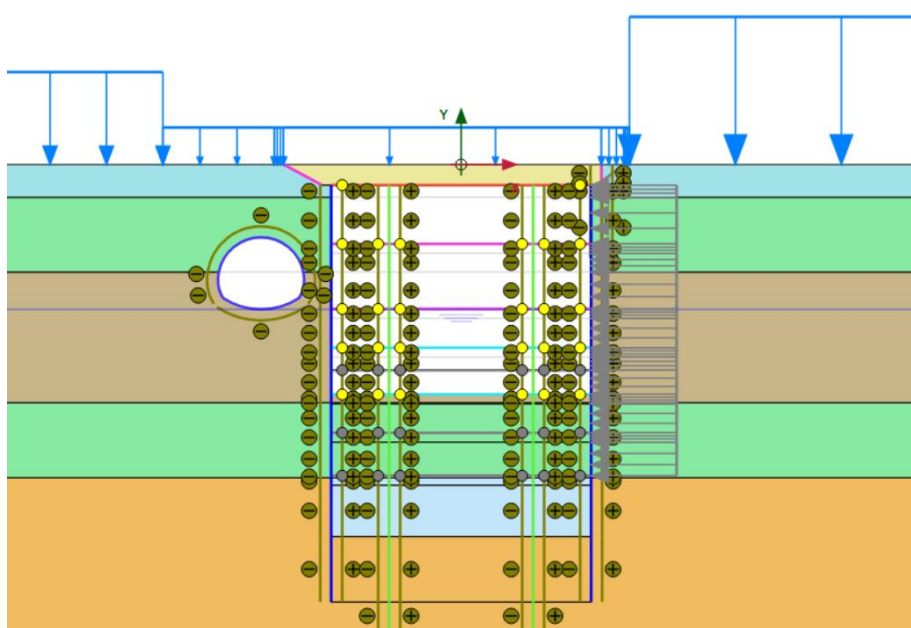




Sezione B-B - Fase 13-14 – Terza fase di scavo ed installazione primo livello di puntoni

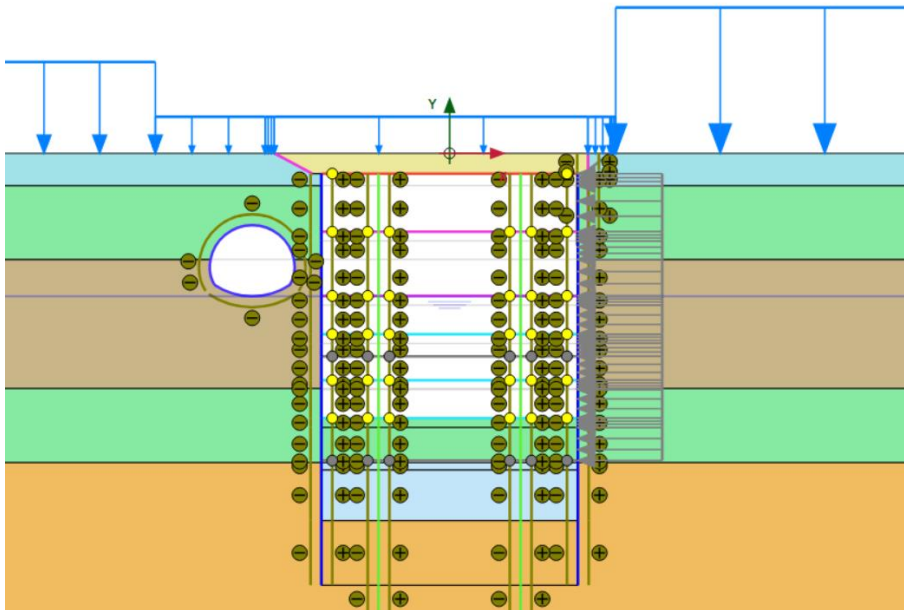


Sezione B-B - Fase 15-16 – Quarta fase di scavo ed installazione secondo livello di puntoni

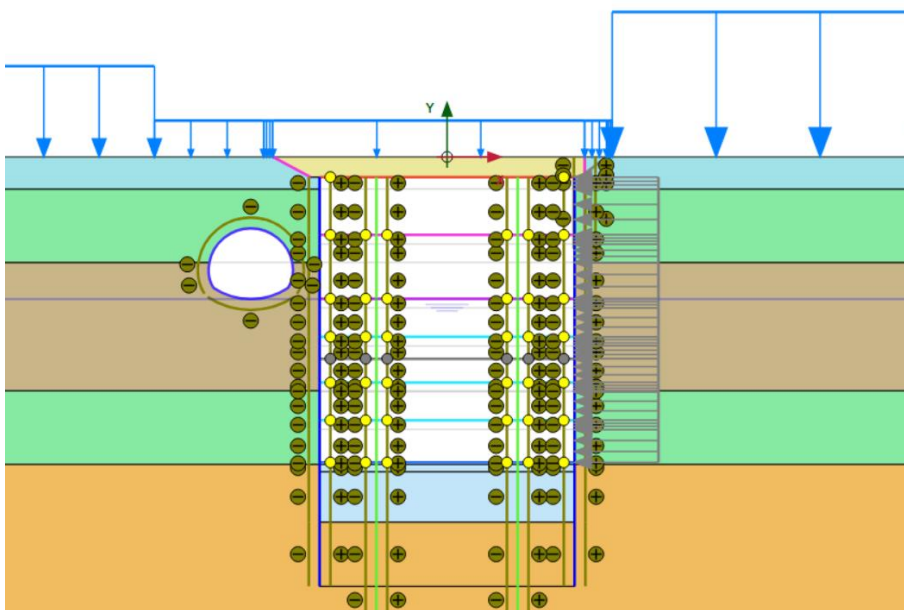




Sezione B-B - Fase 17-18 – Quinta fase di scavo ed installazione terzo livello di puntoni

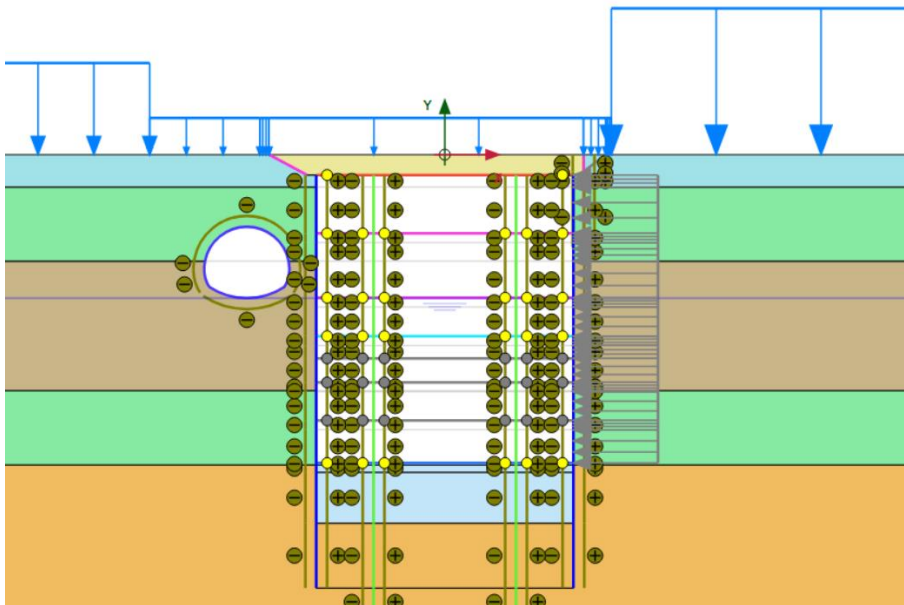


Sezione B-B - Fase 19-20 – Fase finale di scavo ed installazione soletta di fondo

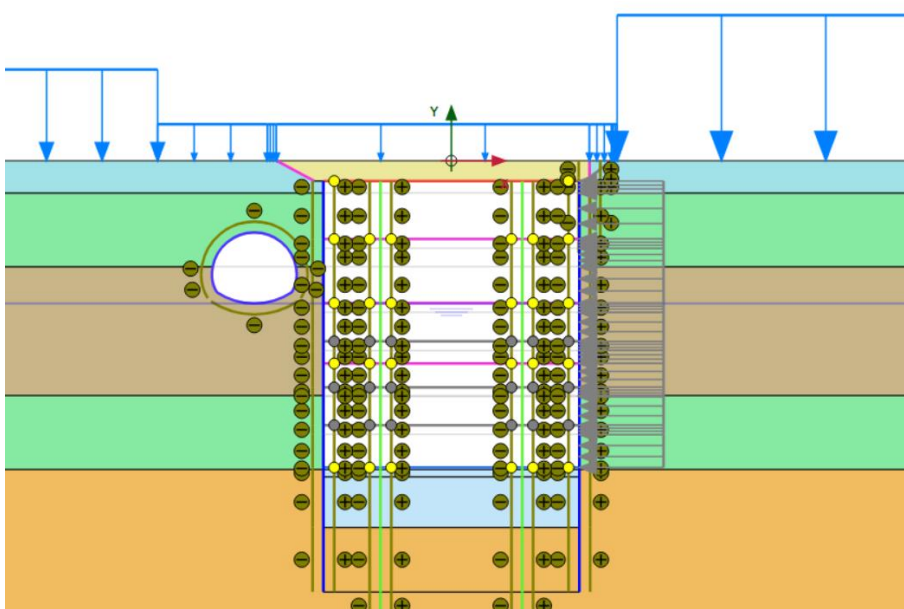




Sezione B-B - Fase 21 – Rimozione secondo e terzo livello puntoni

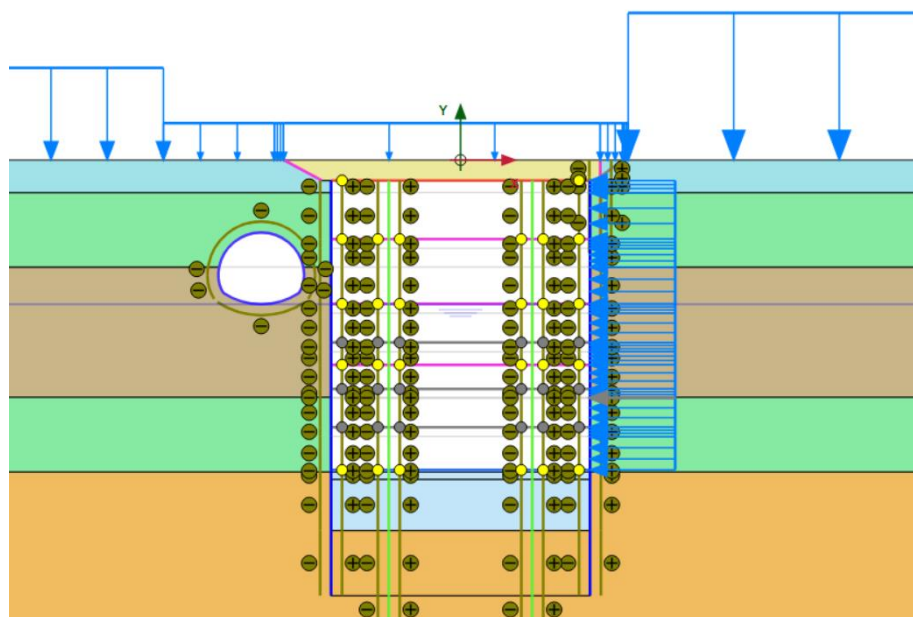


Sezione B-B - Fase 22 – Installazione terza soletta intermedia e rimozione primo livello puntoni





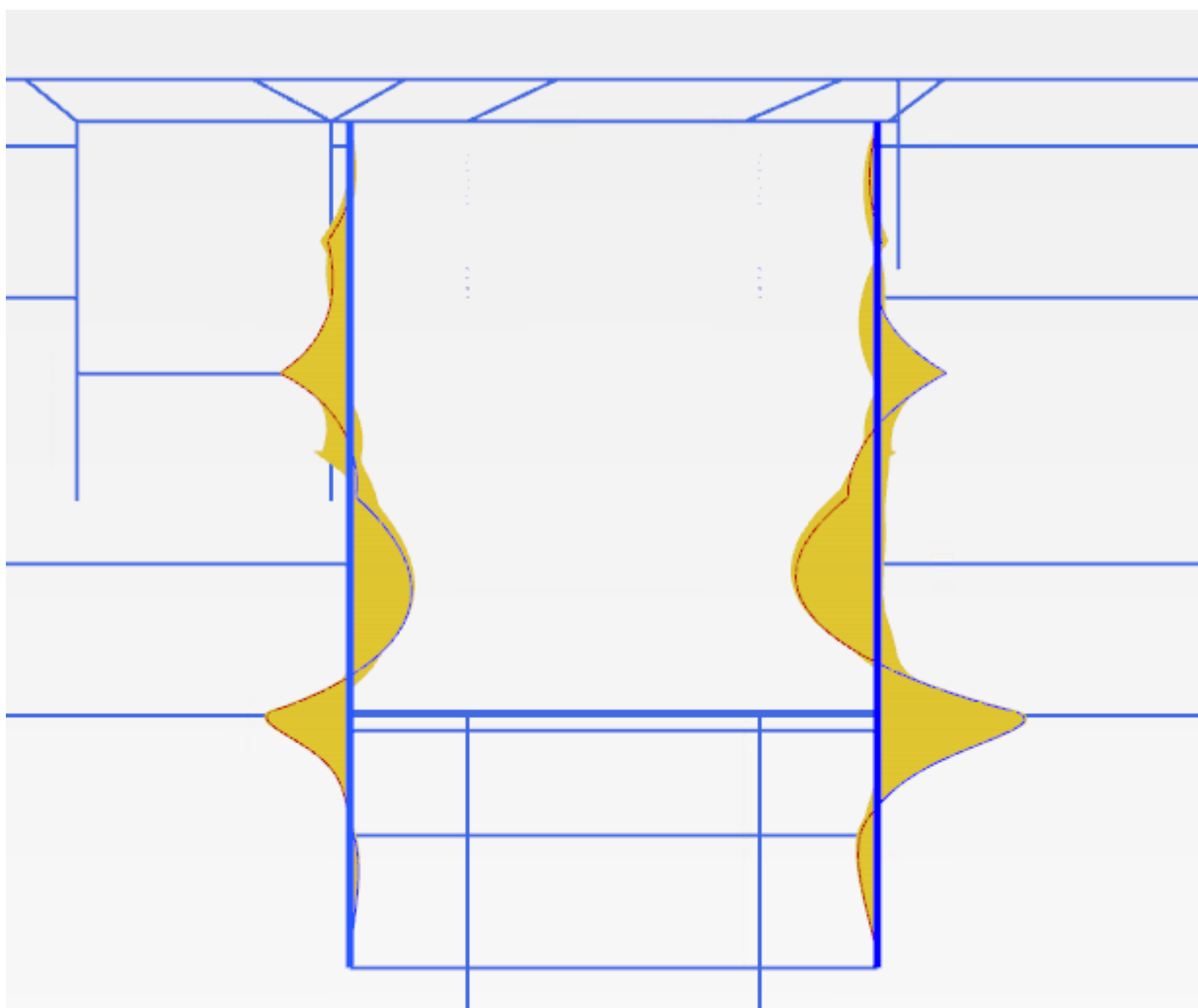
Sezione B-B - Fase 25 – Ripristino condizioni di lungo termine ed applicazione dell'azione sismica





6.1 Output

6.1.1 Sollecitazioni paratia diaframmi – Sezione A-A

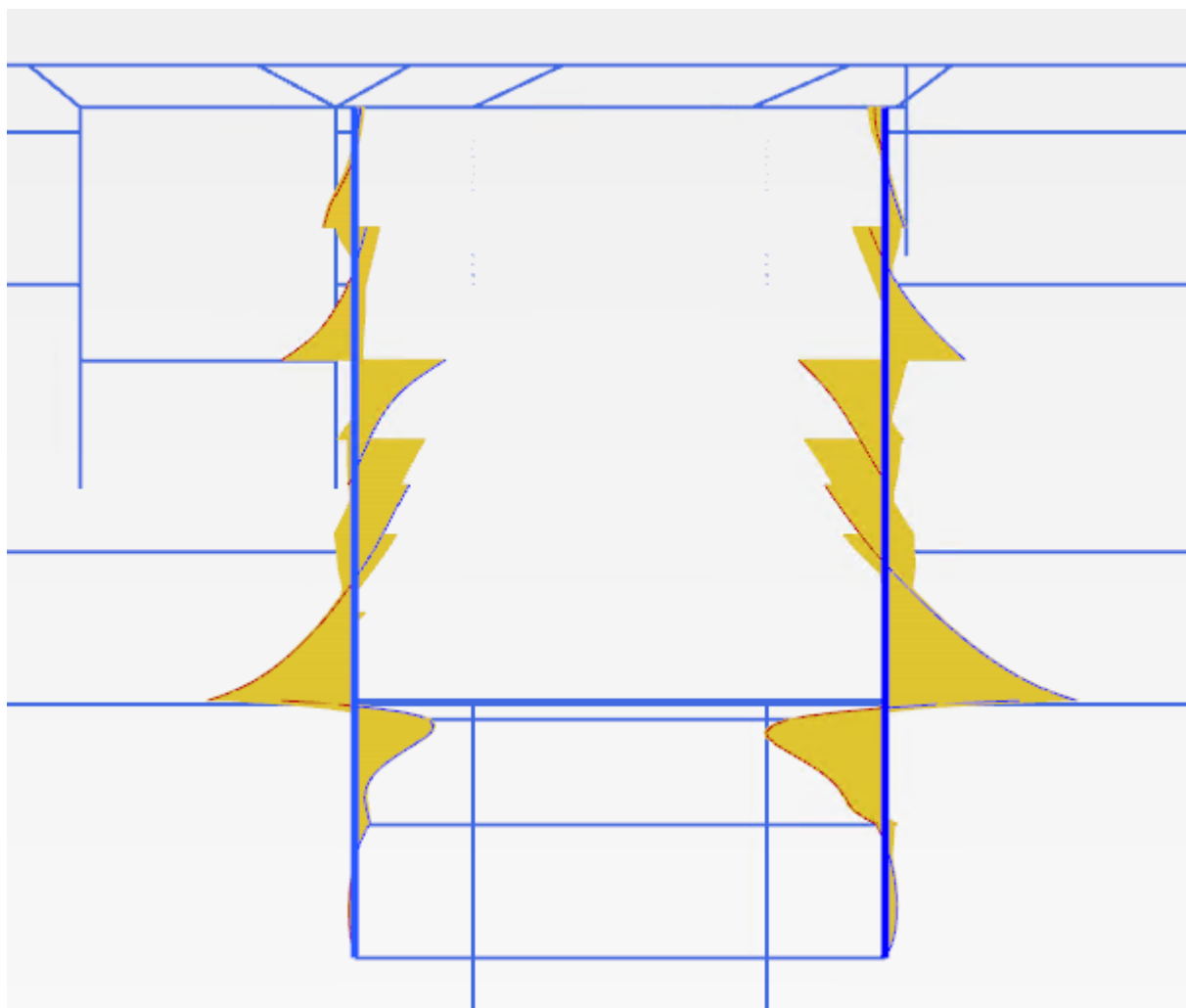


Envelope of Bending moments M (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 3938 kN m/m (Element 484 at Node 39452)

Minimum value = -2259 kN m/m

Figura 10. Sezione A-A Diaframma - SLE Momento flettente - Involuppo



Envelope of Shear forces Q (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

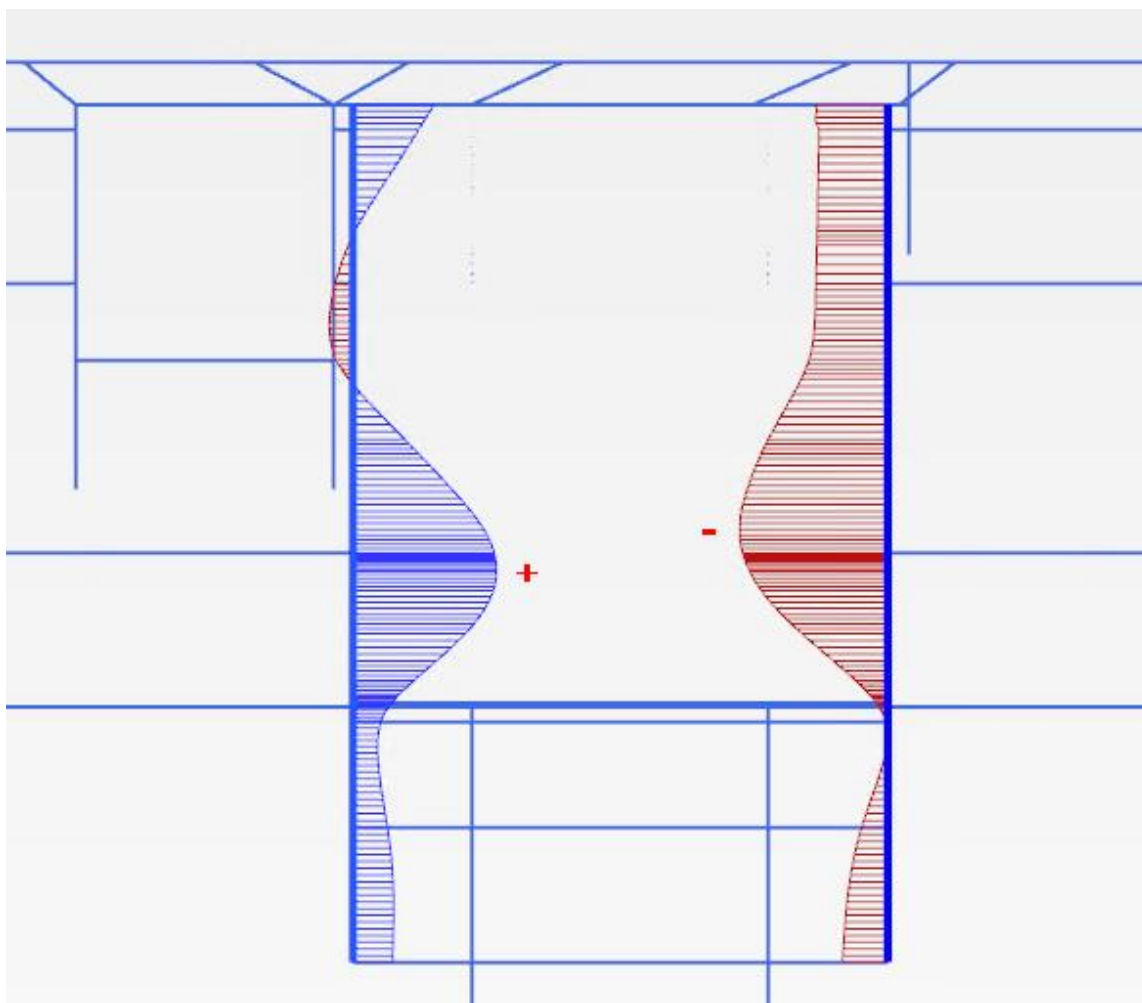
Maximum value = 2026 kN/m (Element 418 at Node 36783)

Minimum value = -1558 kN/m

Figura 11. Sezione A-A Diaframma - SLE Diagramma taglio – Involuppo



6.1.2 Spostamenti paratia -Sezione A-A



Total displacements u_x (scaled up 500 times)

Maximum value = 0,01494 m (Element 365 at Node 10399)

Minimum value = -0,01539 m (Element 334 at Node 59757)

Figura 12. Diaframma - SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali fase 22

**Tabella 13 Sollecitazioni paratia dx H=1.20 m**

	Paratia SLE	Paratia SLU
M_{max} [kNm/m]	3847	5386
M_{min} [kNm/m]	-2148	-3007
T_{max} [kN/m]	1884	2637
T_{min} [kN/m]	-1244	-1741
Spostamento max [mm]	15,39	-

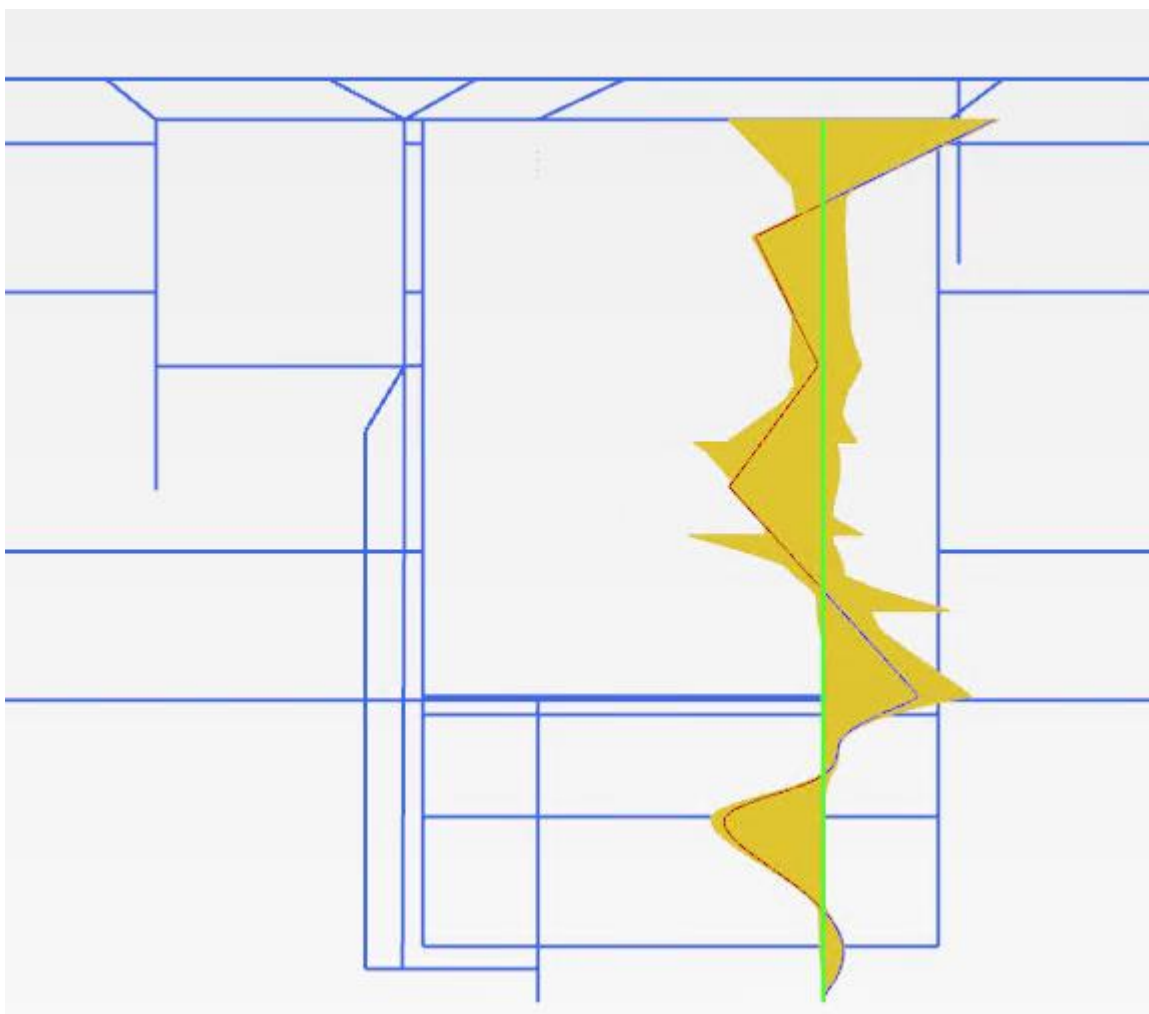
Tabella 14 Sollecitazioni paratia sx H=1.00 m

	Paratia SLE	Paratia SLU
M_{max} [kNm/m]	1621	2269
M_{min} [kNm/m]	-2193	-3070
T_{max} [kN/m]	948	1327
T_{min} [kN/m]	-1429	-2000
Spostamento max [mm]	14,94	-

Dai risultati si evince come le sollecitazioni su entrambe le paratie abbiano lo stesso ordine di grandezza anche se sotto condizioni di carico diverse. Il fatto di avere degli edifici più importanti a tergo della paratia di destra che è e allo stesso tempo più rigida (spessore 1.2m) è paragonabile alla condizione a tergo della paratia più flessibile di 1m a sinistra, avente degli edifici meno grandi e scarica grazie alla presenza della struttura esistente, creando gli effetti proporzionali tra una paratia e l'altra. Per tanto si ritiene che i risultati siano attendibili e congrui alle condizioni di contorno.



6.1.3 Sollecitazioni barrette temporanee Sezione A-A

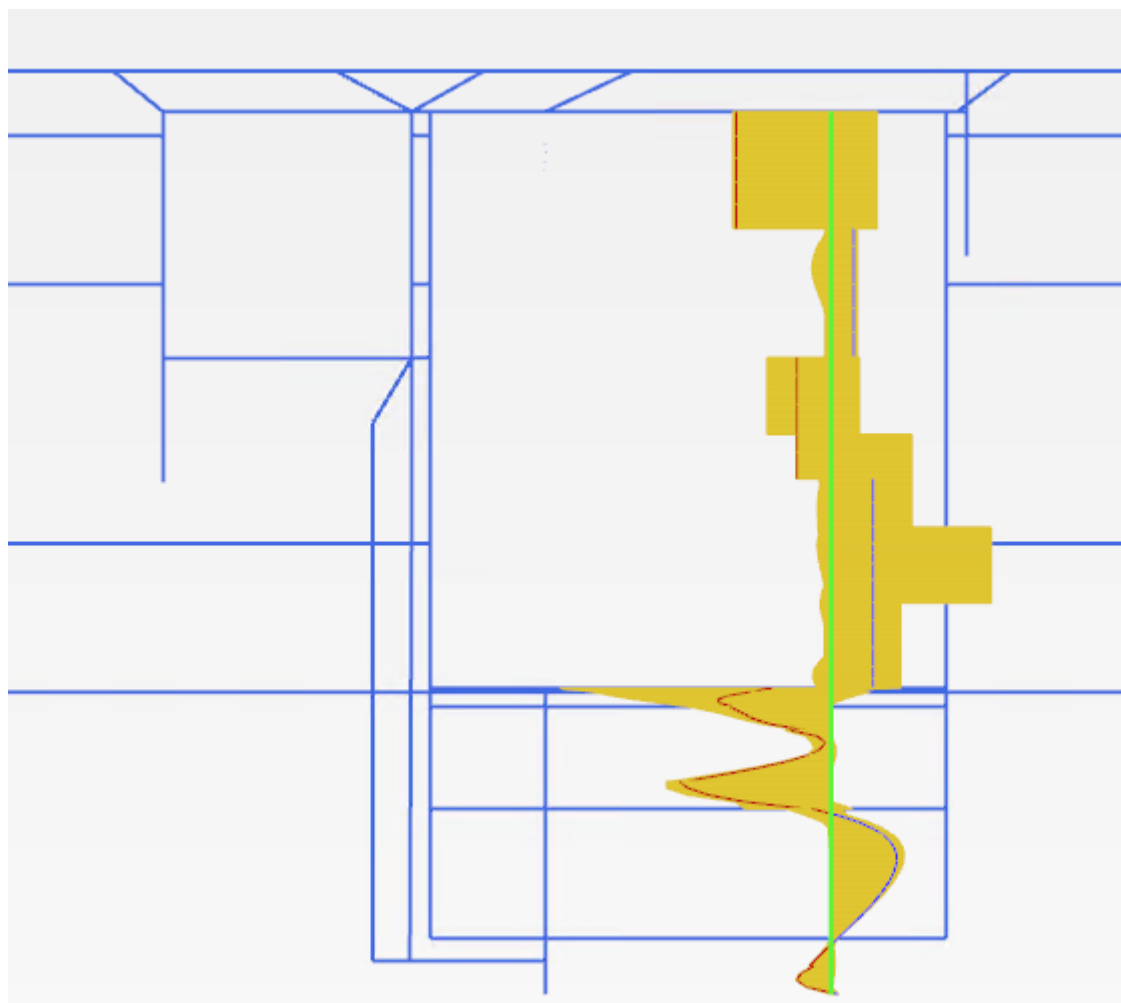


Envelope of Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 475,3 kN m/m (Element 96 at Node 46069)

Minimum value = -366,3 kN m/m

Figura 13. Sezione A-A Barrette - Momento flettente - Involuppo



Envelope of Shear forces Q (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = 172,4 kN/m (Element 349 at Node 28913)

Minimum value = -292,4 kN/m

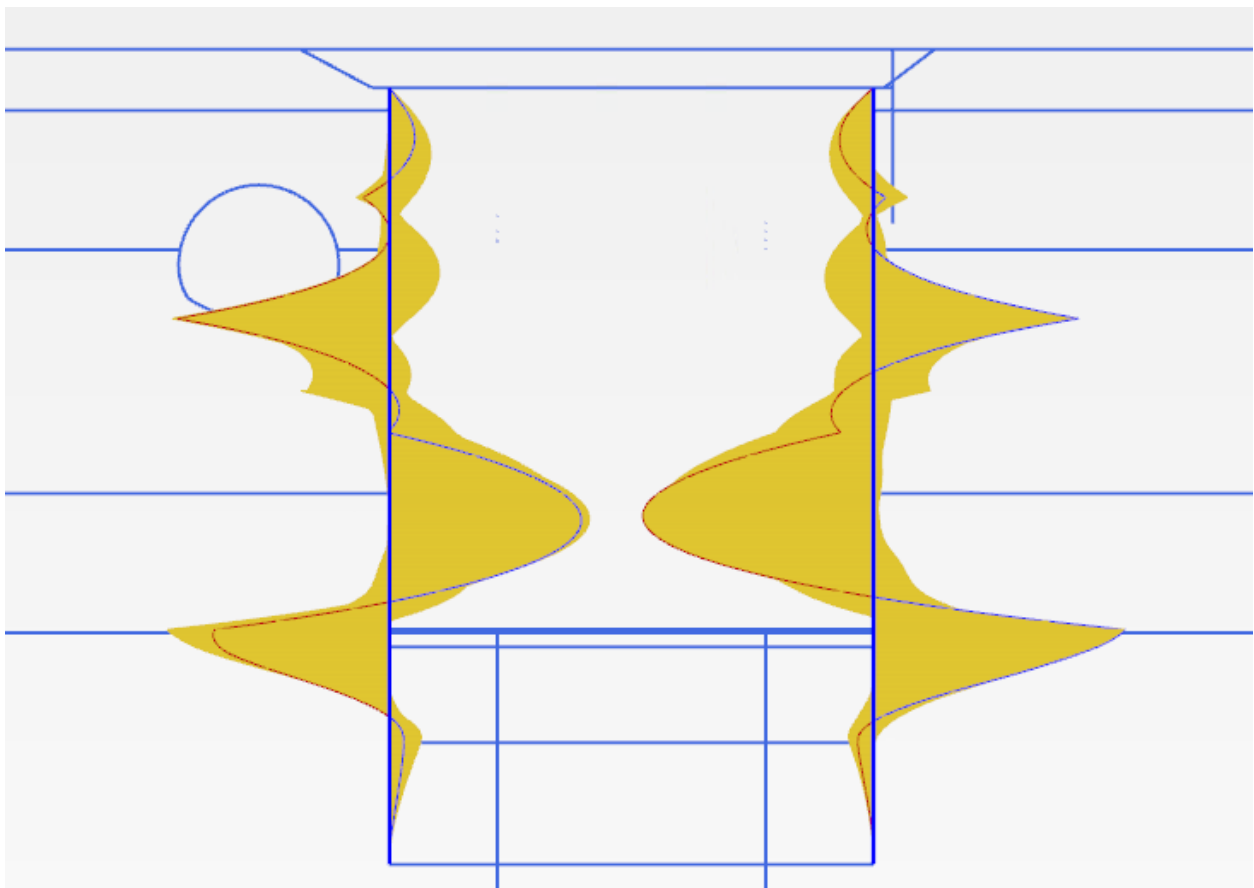
Figura 14. Barrette – Digramma taglio – Involuppo



Tabella 15 Sollecitazioni barretta

	Barretta
M_{max} [kNm/m]	475
M_{min} [kNm/m]	-366
T_{max} [kN/m]	172
T_{min} [kN/m]	-292

6.1.4 Sollecitazioni paratia diaframmi – Sezione B-B

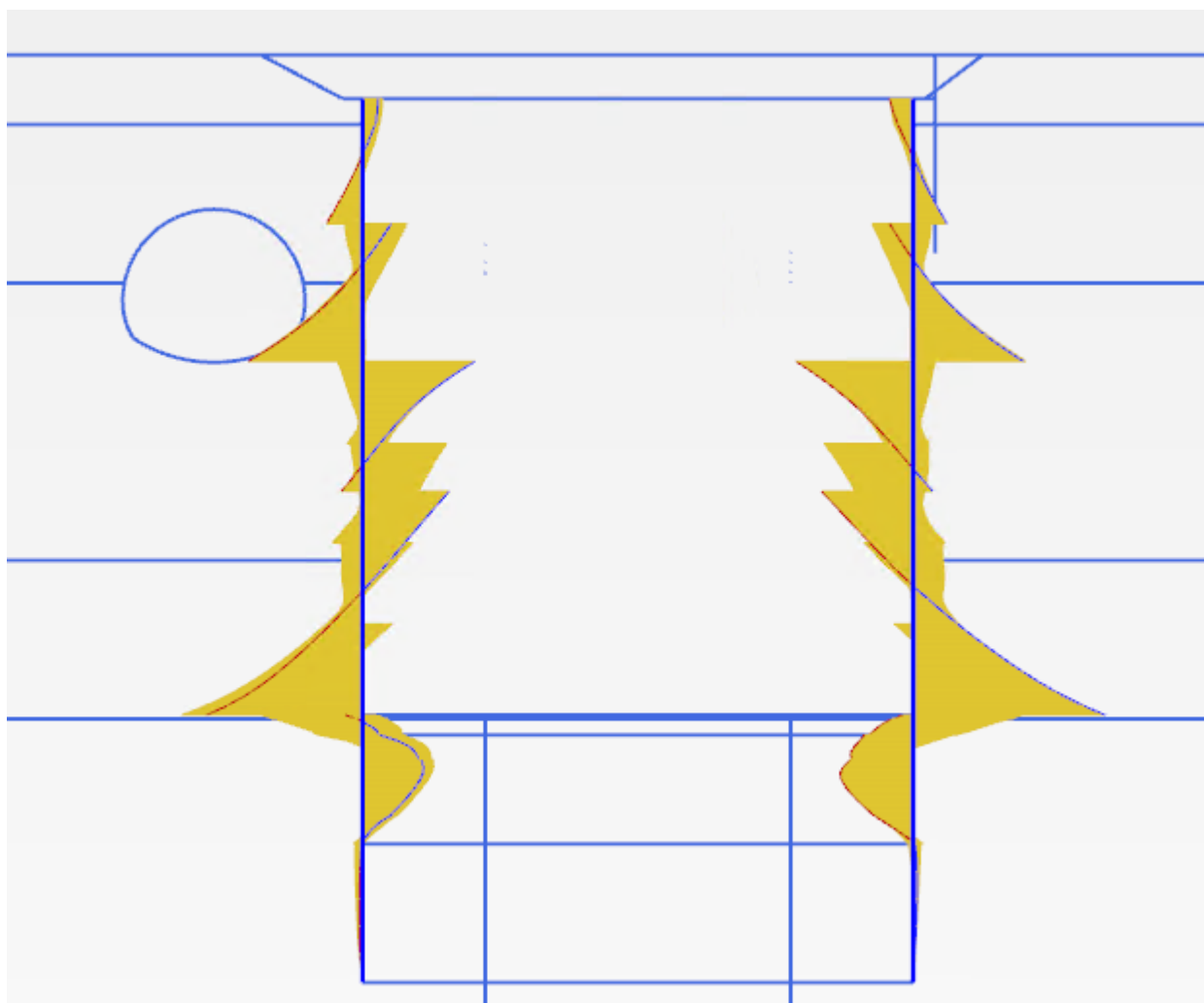


Envelope of Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 2887 kN m/m (Element 298 at Node 47580)

Minimum value = -2652 kN m/m

Figura 15. Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Momento flettente - Inviluppo

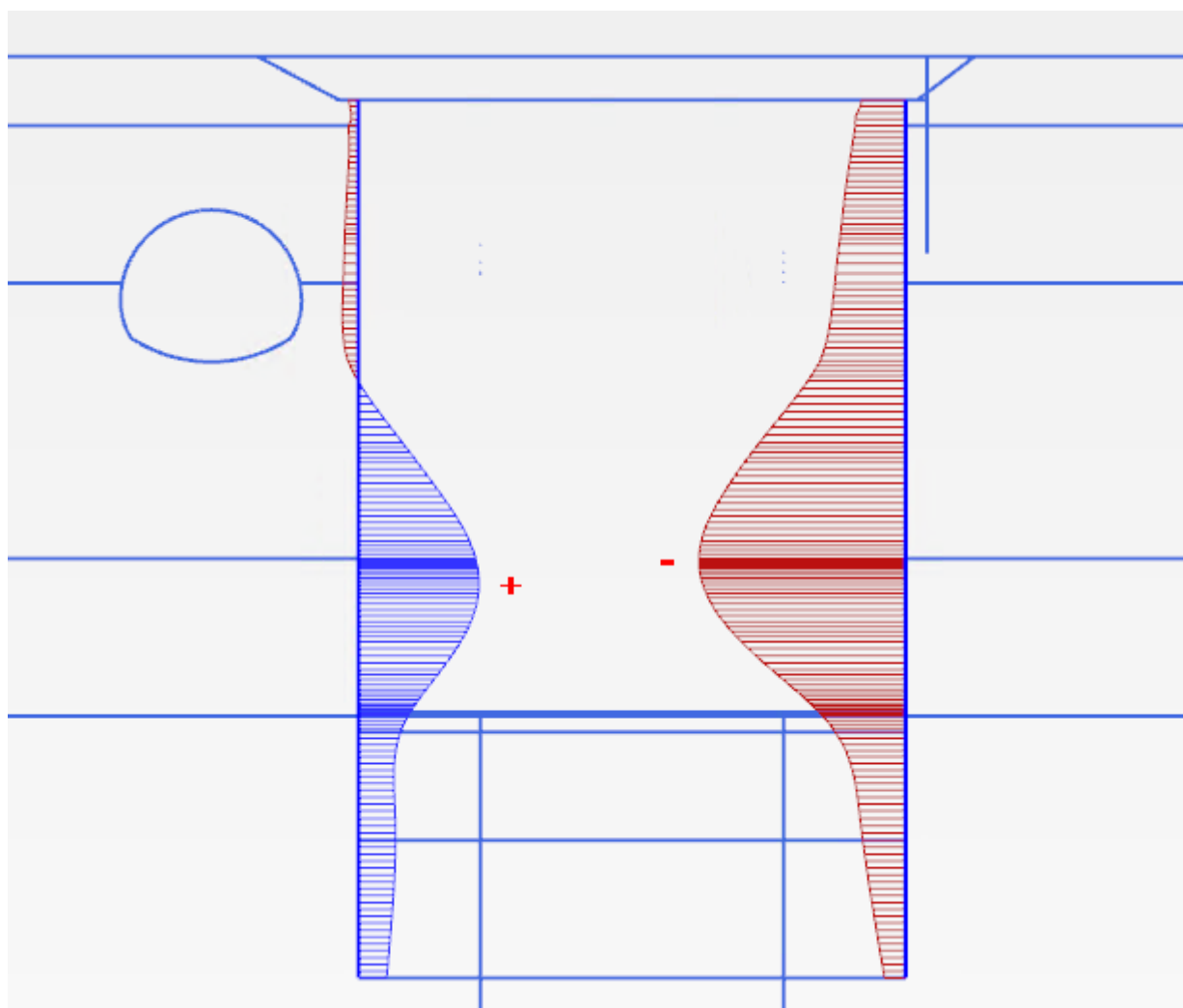


Envelope of Shear forces Q (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1945 kN/m (Element 298 at Node 47580)

Minimum value = -1828 kN/m

Figura 16. Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Taglio - Inviluppo



Total displacements u_x (scaled up 500 times)

Maximum value = 0,01225 m (Element 246 at Node 19181)

Minimum value = -0,02101 m (Element 243 at Node 22299)

Figura 17. Sezione B-B Paratia diaframmi - SLE Diagramma degli spostamenti orizzontali



CITTA' DI TORINO


Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 16 Sezione B-B Sollecitazioni paratia diaframmi

	Paratia SLE	Paratia SLU
M_{max} [kNm/m]	2395	3353
M_{min} [kNm/m]	-2479	-3471
T_{max} [kN/m]	1662	2327
T_{min} [kN/m]	-1564	-2190
Spostamento max [mm]	21,01	-

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Le fasi costruttive prevederanno la realizzazione di diaframmi primari e secondari. Le cui rispettive dimensioni, ipotizzate per le seguenti verifiche, sono: 260 cm per il primario e 280 cm per il secondario.

Le verifiche di seguito riportate sono riferite al diaframma secondario.

7.1 Verifiche delle sollecitazioni flettenti SLU Diaframmi

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck}/1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico ($f_{yd} = f_{yk}/1.15$)

Di seguito sono riportati il diagramma di involuppo dei momenti flettenti e momenti resistenti della sezione e la tabella di determinazione della massima capacità della sezione a SLU.

La verifica è condotta sul diaframma relativo alla sezione A-A di spessore 1,2 m e 1,0 m avendo questa sezione le maggiori sollecitazioni.

In riferimento alla paratia considerata verranno adottate 4 gabbie di armatura al fine di coprire i momenti sollecitanti aventi le seguenti caratteristiche:



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 17 Armature longitudinali paratia 1.2m

	Lunghezza [m]	Lato interno	Lato esterno
Gabbia 1	12	Φ 26/100	Φ 26/100
Gabbia 2	12	3 Φ 26/100	Φ 26/100+1 Φ 26/200
Gabbia 3	12	3 Φ 26/100	3 Φ 26/100
Gabbia 4	8.55	Φ 26/100	3 Φ 26/100
Gabbia 5	8	Φ 26/100	Φ 26/100

Tabella 18 Armature longitudinali paratia 1m

	Lunghezza [m]	Lato interno	Lato esterno
Gabbia 1	10	Φ 26/100	Φ 26/100
Gabbia 2	12	Φ 26/100	2 Φ 26/100
Gabbia 3	12	2 Φ 26/100	Φ 26/100
Gabbia 4	9.5	Φ 26/100	2 Φ 26/100+ Φ 26/200
Gabbia 5	9	Φ 26/100	Φ 26/100

Le lunghezze indicate includono la lunghezza di sovrapposizione.

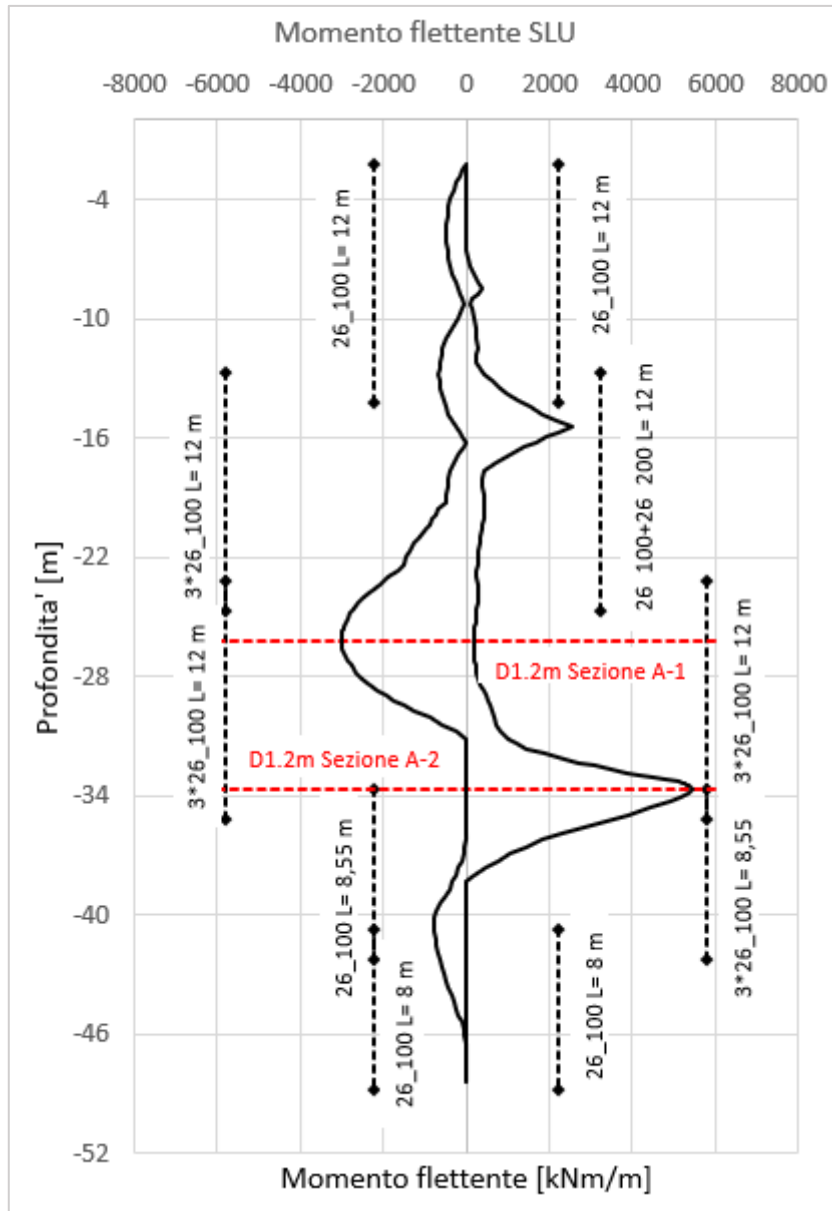


Figura 18. Diaframmi 1,2 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti

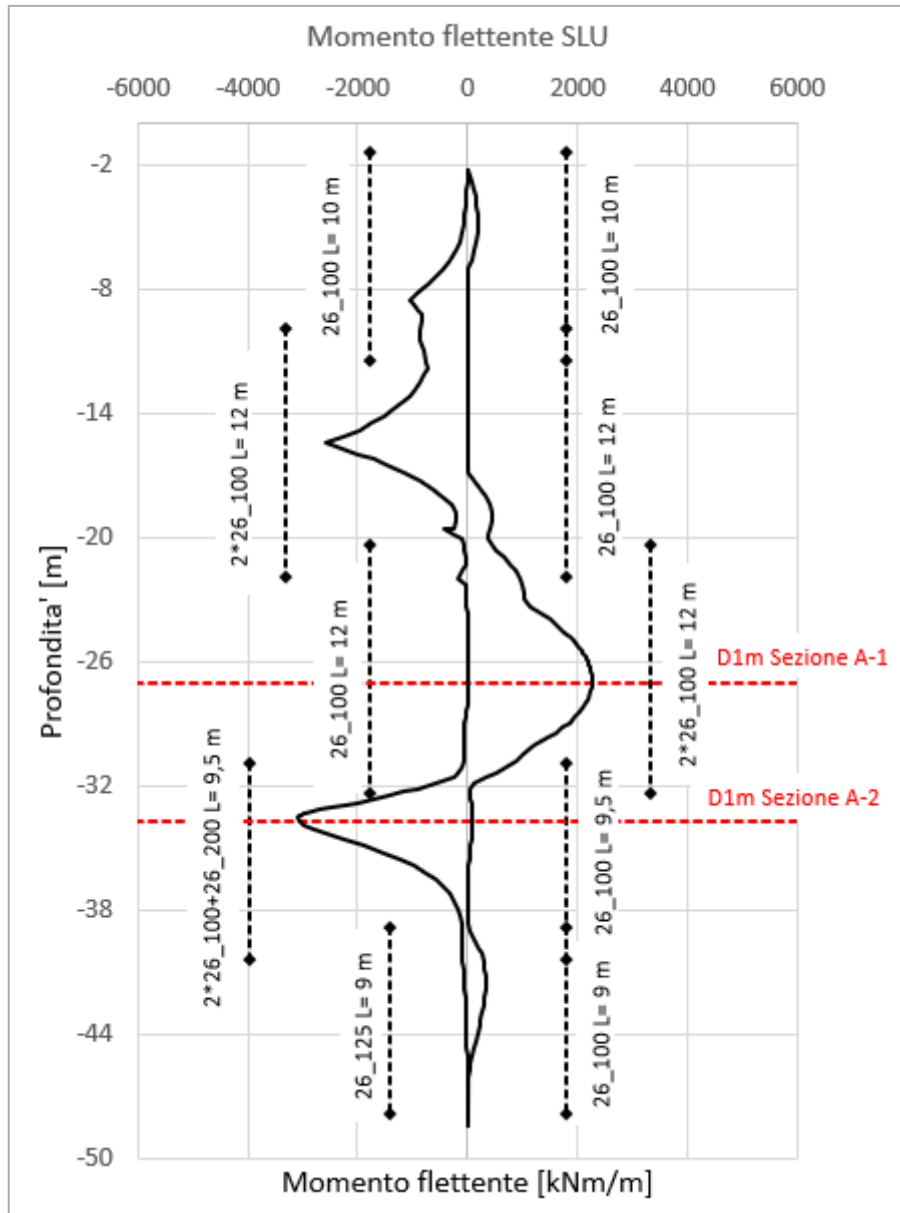


Figura 19. Diaframmi 1,0 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti



Tabella 19 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-1 -D1.2 – Diaframma 1,2 m

<i>Sezione di verifica SLU: Sezione A-1 D1.2m</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura tesa	15969	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura compressa	15928	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione		
	6283,42	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto		
	3007,00	[kNm]
		Verificato



Tabella 20 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-2-D1.2 – Diaframma 1,2 m

<i>Sezione di verifica SLU: Sezione A-2 D1.2m</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura tesa	15969	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura compressa	15928	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione	6283,42	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	5538,00	[kNm]
		Verificato



Tabella 21 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-1-D1.0 – Diaframma 1,0 m

<i>Sezione di verifica SLU: Sezione A-1 D1.2m</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	900	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Area dell'armatura tesa	10660	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	0	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Area dell'armatura compressa	5309	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione	3342,85	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	2269,00	[kNm]
		Verificato



Tabella 22 Diaframmi - Verifica SLU flessione Sezione A-2-D1.0 – Diaframma 1,0 m

<i>Sezione di verifica SLU: Sezione A-2 D1m</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	875	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	5	[-]
Area dell'armatura tesa	13314	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	0	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Area dell'armatura compressa	5309	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione	3690,72	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	3070,00	[kNm]
		Verificato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

7.2 Verifica delle sollecitazioni taglianti SLU Diaframmi

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 < ctg\theta < 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \text{ dove } V_{Ed}$$

è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

La resistenza al taglio della sezione è la minore delle due relazioni sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

La verifica delle azioni taglianti è condotta per pannello di paratia pari a 2,80 m.

Per verifica vengono adottate due tipologie di staffatura, una con staffa esterna a 2 braccia diametro 16 mm ed una interna a 4 braccia diametro da 14 mm con passo 200 mm. La seconda tipologia e' costituita da una con staffa esterna a 2 braccia diametro 16 mm ed una interna a 6 braccia diametro da 16 mm con passo 100 mm. L'immagine di seguito mostra l'involuppo delle azioni taglianti e la resistenza offerta dalla sezione.

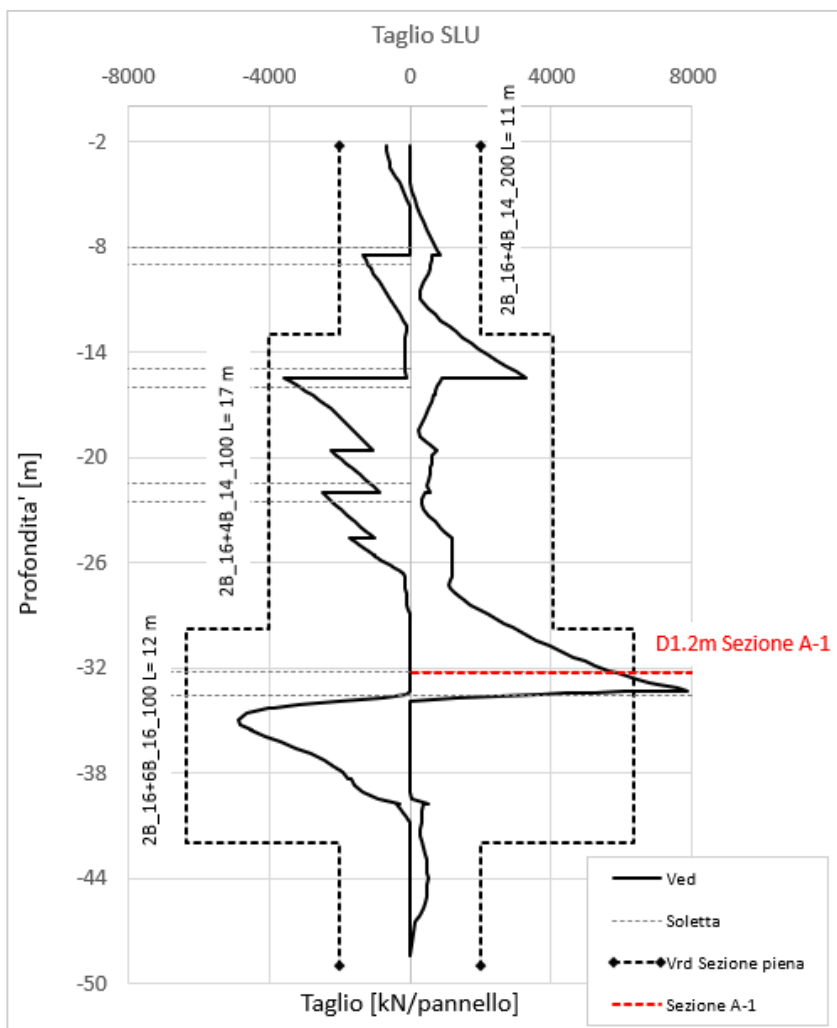


Figura 20. Diaframma 1,2 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti

Considerando che dovuto alla modellazione si presentano dei picchi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi strutturali, le sollecitazioni di taglio possono essere ridotte e sarà sempre cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di taglio agente calcolato alla distanza d dall'appoggio. Come indicato in figura sovrastante, il taglio massimo si presenta al livello della soletta di banchina. La sezione A-1 è posizionata sulla faccia della soletta con sezione minima, cioè 1.3m il taglio di progetto per ciò, non è il massimo di modellazione 7385kN ma 5257kN come indica l'intersezione tra la linea di soletta e il grafico di andamento del taglio. Tale valore risulta verificato.

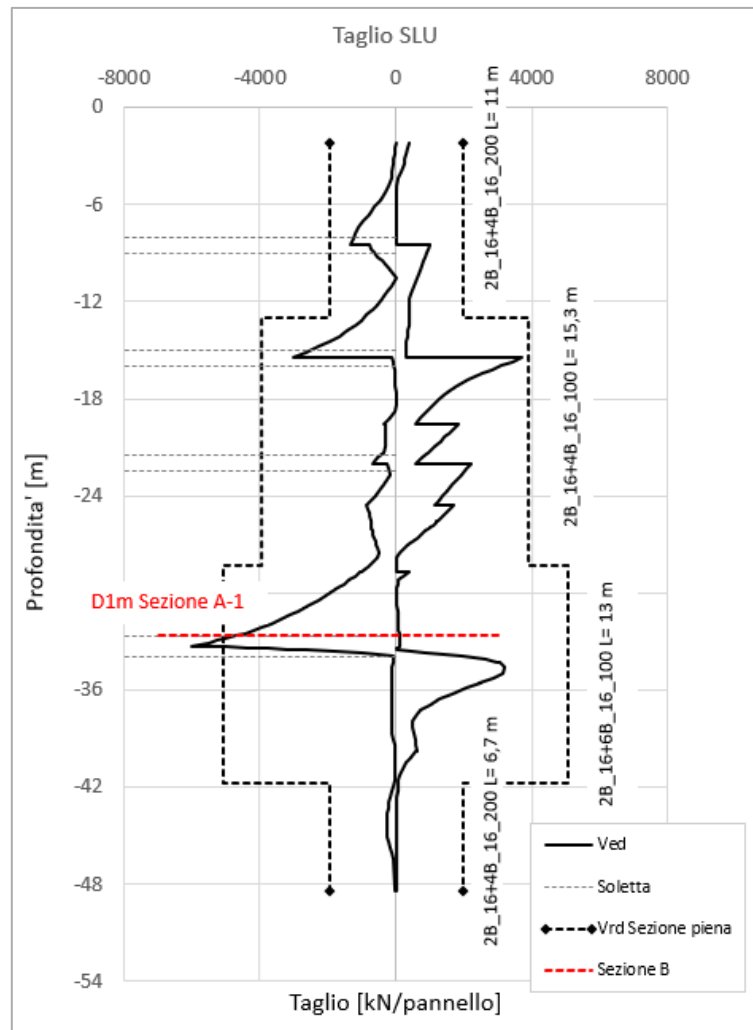


Figura 21. Diaframma 1,0 m - SLU Diagramma delle sollecitazioni taglienti

Considerando che dovuto alla modellazione si presentano dei picchi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi strutturali, le sollecitazioni di taglio possono essere ridotte e sarà sempre cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di taglio agente calcolato alla distanza d dall'appoggio. Come indicato in figura sovrastante, il taglio massimo si presenta al livello della soletta di banchina. La sezione A-1 è posizionata sulla faccia della soletta con sezione minima, cioè 1.3m il taglio di progetto per ciò, non è il massimo di modellazione 5602kN ma 4441kN come indica l'intersezione tra la linea di soletta e il grafico di andamento del taglio. Tale valore risulta verificato.


**Tabella 23 Diaframma - Verifica SLU – Taglio – Sezione A-1-D1.2 – Diaframma 1,2 m**

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1200 mm - ϕ16 2 braccia + ϕ16 6 braccia passo 100 mm</i>			
Geometria			
Altezza sezione	H	1200	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	26	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	1096	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	6	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1607,68	mm ²
Braccio coppia interna	z	986,4	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	6205	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	9782	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	6205	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	5257	kN
			Verificato



Tabella 24 Diaframma - Verifica SLU – Taglio – Sezione A-1-D1.0 – Diaframma sezione 1,0 m

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1000 mm - ϕ16 2 braccia + ϕ16 6 braccia passo 100 mm</i>			
Geometria			
Altezza sezione	H	1000	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	26	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	896	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	6	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1607,68	mm ²
Braccio coppia interna	z	806,4	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	5073	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	7997	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	5073	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	4441	kN
			Verificato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

7.3 Verifiche a fessurazione SLE

Nelle verifiche agli SLE si è tenuto in conto che per tutte le strutture sono state previste condizioni ambientali "ordinarie" con classi di esposizione XC2.

In funzione del tipo di armatura (poco sensibili) i limiti fessurativi risultano:

- Combinazione di azioni caratteristica: $w_k \leq w = 0.3 \text{ mm}$

I limiti tensionali considerati per i diaframmi (C 25/30) sono relativi alla combinazione di carico caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa (C25/30)}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$



Tabella 25 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-1-D1.2 – Diaframma 1,2 m

Sezione di verifica SLE: Sezione A-1 D1.2m		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	15969	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	15928	[mm ²]
Momento sollecitante	2389,0	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	422,87	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	1,8517E+11	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	5,5	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	154,4	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	154,37	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	259,04	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	259045	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0616	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000623	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	26,05	[mm]
Distanza massima tra le fessure	326,84	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,204	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato



Tabella 26 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-2-D1.2 – Diaframma 1,2 m

Sezione di verifica SLE: Sezione A-2 D1.2m		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	1075	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	15969	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	15928	[mm ²]
Momento sollecitante	3187	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	422,87	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	1,8517E+11	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	7,3	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	205,9	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	205,93	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	259,04	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	259045	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0616	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000869	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	26,05	[mm]
Distanza massima tra le fessure	326,84	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,284	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato


Tabella 27 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-1-D1.0– Diaframma 1,0 m

Sezione di verifica SLE: Sezione A-1 D1m		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	900	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	10660	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	5309	[mm ²]
Momento sollecitante	1621,0	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	379,69	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	80235666300	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	7,7	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	192,9	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	192,87	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	206,77	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	206772	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0516	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000791	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	26,05	[mm]
Distanza massima tra le fessure	340,90	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,270	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato



Tabella 28 Diaframmi - Verifica SLE –Sezione A-2-D1.0 – Diaframma 1,0 m

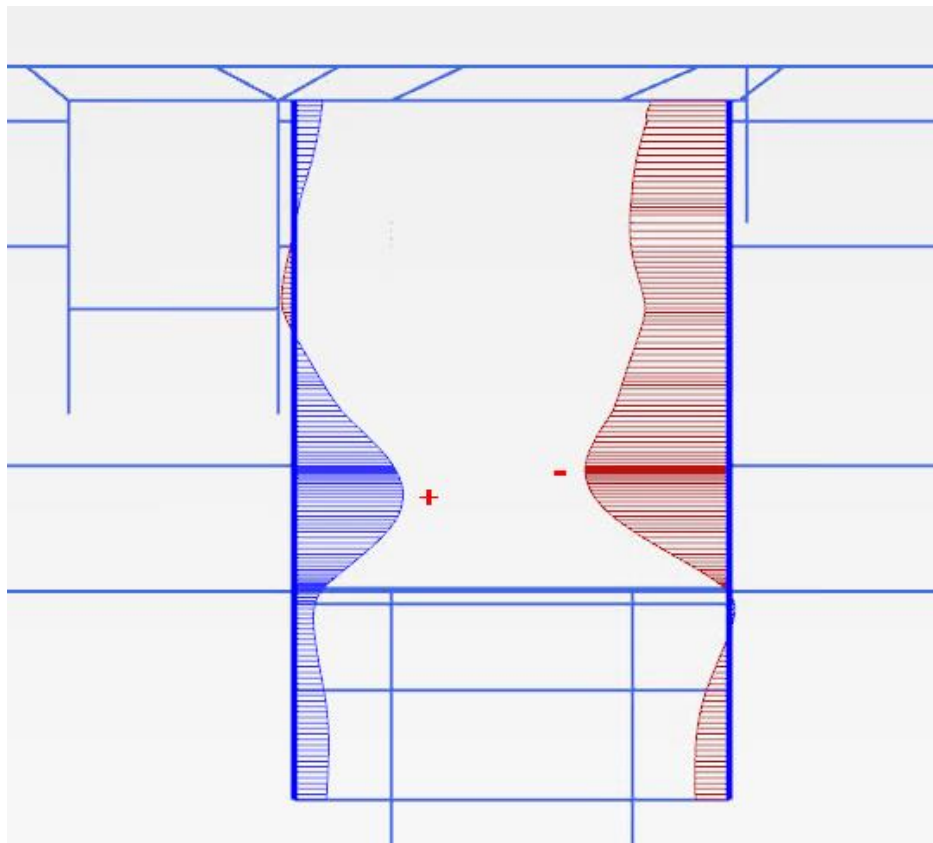
<i>Sezione di verifica SLE: Sezione A-2-D1.0 – Diaframma 1,0 m</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	823	[mm]
Limitazione delle tensioni		
Area dell'armatura tesa	13273	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	10619	[mm ²]
Momento sollecitante	2148	[kNm]
Posizione dell'asse neutro	348,97	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	82198304408	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,0	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360,0	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	9,1	[MPa]
Tensione calcestruzzo < 15 Mpa		Verificato
Tensione nell'armatura tesa	210,4	[MPa]
Tensione acciaio < 360 Mpa		Verificato
Apertura delle fessure		
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	210,42	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	2,56	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	0,40	[-]
Altezza efficace	217,01	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	217010	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	0,0612	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	6,67	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	0,000890	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	26,00	[mm]
Distanza massima tra le fessure	327,26	[mm]
Ampiezza delle fessure	0,291	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	0,3	[mm]
		Verificato



7.4 Verifica di deformabilità a lungo termine

La verifica di deformabilità a lungo termine è condotta tenendo in considerazione gli effetti del fluage del calcestruzzo. Per simulare il fluage delle strutture in calcestruzzo sotto carico costante è stato applicato al modulo elastico del calcestruzzo un coefficiente di riduzione pari a 2.75.

Lo spostamento massimo ammissibile stabilito dalle NTC218 paragrafo 7.11.6.3 è pari a $u_s=0.005H$ dove H è l'altezza complessiva della paratia.



Total displacements u_x (scaled up 500 times)

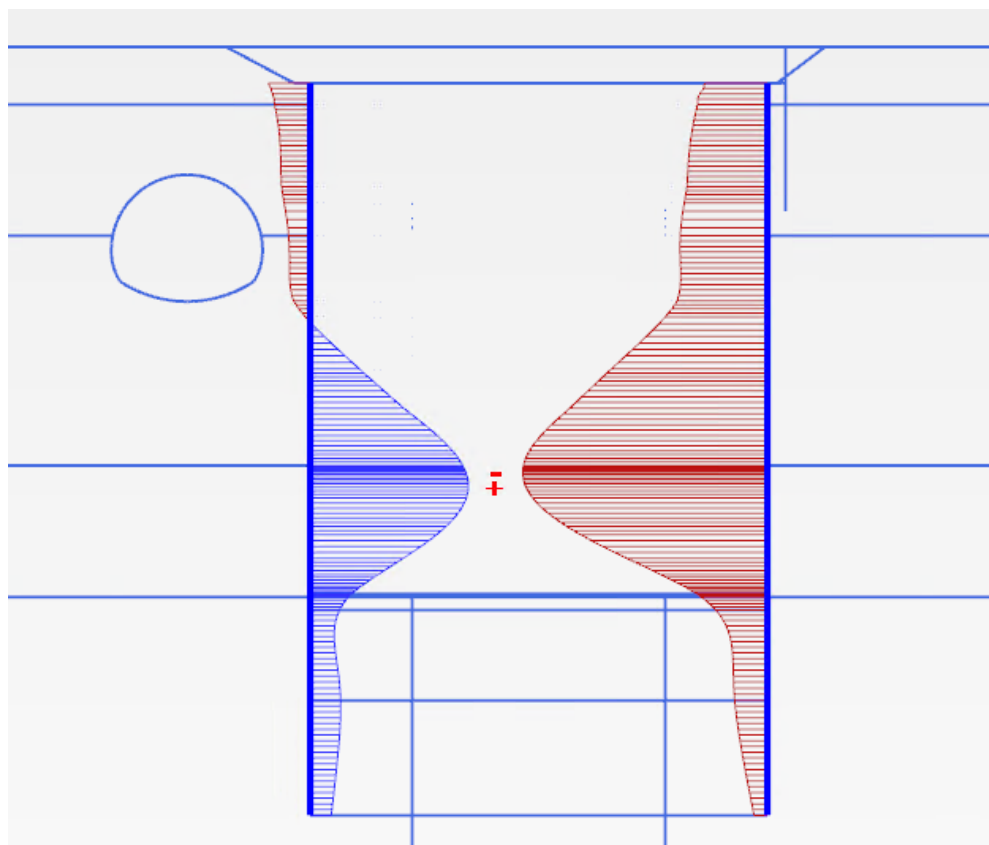
Maximum value = 0,01392 m (Element 366 at Node 11998)

Minimum value = -0,01843 m (Element 376 at Node 52894)

Figura 22. Spostamenti orizzontali a lungo termine sezione A-A



Per la sezione in oggetto lo spostamento massimo risulta essere di 18.43 mm compatibile con il limite stabilito pari a 16 cm, considerando l'altezza della paratia pari a 32m.




Total displacements u_x (scaled up 500 times)

Maximum value = 0,01924 m (Element 246 at Node 20744)

Minimum value = -0,02975 m (Element 256 at Node 23338)

Figura 23. Spostamenti orizzontali a lungo termine sezione B-B

Per la sezione in oggetto lo spostamento massimo risulta essere di 29.75 mm compatibile con il limite stabilito pari a 16 cm, considerando l'altezza della paratia pari a 32m.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.1 Verifica capacità portante dei setti temporanei (kingpost)

Le barrette realizzate all'interno del corpo stazione sostengono quasi tutto il carico assiale trasmesso dalla copertura e dalle solette intermedie nella fase costruttiva, per cui i diaframmi laterali risultano quasi scarichi in tutte le fasi di realizzazione della stazione. A lungo termine il carico della stazione verrà trasmesso al terreno tramite la soletta di base. Le verifiche di capacità portante delle barrette sono riportate nel seguito, mentre le verifiche strutturali vengono riportate nella relazione di calcolo delle strutture interne essendo i carichi a lungo termine maggiori di quelli transitori. Il valore delle tensioni efficaci adottato per la verifica è desunto dalle analisi numeriche.

La capacità portante è valutata della barretta può essere assimilata a quella di un palo di fondazione isolato e pertanto la verifica è condotta con il seguente procedimento.

La capacità portante alla base del palo è valutata secondo la formulazione classica di Brinch-Hansen per le fondazioni dirette riportata nel seguito:

$$P_{lim} = A_p(cN_c d_c s_c + \eta q N_q d_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B_p N_\gamma s_\gamma)$$

Con:

P_{lim} è la capacità portante di base

A_p è l'area della base del palo

N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità; portante relativi a coesione, sovraccarico e peso proprio del terreno

d_c , d_q , d_γ sono fattori correttivi relativi profondità del piano di posa

s_c , s_q , s_γ sono fattori correttivi relativi alla dimensione della base del palo

q è la tensione verticale efficace al livello della base del palo

Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al par. 6.4.3.1.1 il coefficiente parziale (R3) applicato all'aliquota di resistenza della capacità portante di base è pari a 1,35.

La capacità portante laterale è valutata secondo la formulazione proposta da Burland in cui la tensione tangenziale resistente è pari a:

$$f_s = Kq \tan \delta$$

In cui:

K è il coefficiente di spinta a riposo valutato con la formulazione di Jacky



q e' la tensione verticale efficace media agente lungo la profondita' di infissione del palo

δ e' l'angolo d'attrito palo terreno valutato come $0,5 \varphi$

Secondo quanto prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni al par. 6.4.3.1.1 il coefficiente parziale (R3) applicato all'aliquota di resistenza della capacita' portante laterale in compressione e' pari a 1,15.

Il carico di progetto e' stato considerato sulla base dei risultati ottenuti dal modello strutturale (report MTL2T1A2DSTRSPNR002) in quanto tenendo conto della tridimensionalita' del problema fornisce risultati piu' accurati. La barretta con il maggior carico assiale e' stata verificata.

Tabella 29 Verifica capacita' portante barrette

Parametri geotecnici		Forza agente	
c_k	40 kPa	Carico caratteristico	28083 kN
ϕ_k	23 °	Carico di progetto	39316 kN
γ_k	19 kN/mc		
Dimensione fondazione			
B	1,2 m		
L	2,8 m		
θ	0 °		
Lunghezza immorsata			
Lunghezza	25 m		
Capacita' portante di base		Capacita' portante laterale	
s_c	1,21	σ'_v (An. numerica)	400 kPa
s_q	1,17	K_0	0,61
s_y	0,83	σ'_h average	244 kPa
d_c	1,61	δ	0,5
d_q	1,48	Resistenza palo terreno	11,5 °
i_c i_q	1,00	K_a	0,438
i_y	1,00	Attrito palo terreno	124,0 kPa
N_c	18,03	Resistenza laterale	24820 kN
		Fattore di sicurezza parziale	1,15
N_q	8,66	R laterale di progetto	21583 kN
N_y	4,87		
		R totale di progetto	40068 kN
q_c	1400 kPa	Carico di progetto	39316 kN
q_q	5982 kPa		Verificato
q_y	46 kPa		
q_{ult}	7427 kPa		
Fattore sicurezza parziale	1,35		
R di base di progetto	18486 kN		



8.2 Verifica capacità portante paratia

Come descritto nel paragrafo precedente i diaframmi risultano sostanzialmente poco caricati durante le differenti fasi costruttive dell'opera. Nella fase costruttiva la maggior parte del carico verticale è portato dalle barrette mentre a lungo termine i carichi sono portati dalla soletta di base. Di seguito si riporta la verifica a capacità portante della paratia nella fase temporanea.

Il valore delle tensioni efficaci adottato per la verifica è desunto dalle analisi numeriche.

Tabella 30 Verifica capacità portante paratia

Parametri geotecnici	
c_k	40 kPa
ϕ_k	23 °
γ_k	19 kN/mc
Dimensione del palo	
B	1,2 m
L	1 m
θ	0 °
Lunghezza del palo	
Lunghezza	14 m

Forza agente	
Carico caratteristico	2561 kN
Carico di progetto	3585 kN

Capacità portante di base	
s_c	1,55
s_q, s_γ	1,27
d_c	1,59
d_q, d_γ	1,37
i_c, i_q	1,00
i_γ	1,00
N_c	18,03
N_q	8,66
N_γ	4,87

q_c	1780 kPa
q_q	9103 kPa
q_γ	71 kPa

q_{ult}	10954 kPa
Fattore sicurezza parziale	1,35
R di base di progetto	9737 kN

Capacità portante laterale	
σ'_v	604 kPa
σ'_v average	507 kPa
K_0	0,61
σ'_h average	363 kPa
Delta	0,5
Resistenza palo terreno	11,5 °
K_a	0,438
Attrito palo terreno	93,85 kPa
Resistenza laterale	5781 kN
Fattore di sicurezza parziale	1,15
R laterale di progetto	5027 kN

R totale di progetto	14764 kN
Carico di progetto	3585 kN
	Verificato



8.3 Verifica capacità portante della soletta di fondo

Le modellazioni numeriche eseguite non evidenziano criticità in termini deformativi e di sviluppo di fasce plastiche al di sotto della soletta di base anche nella fase finale di disattivazione dei trattamenti del fondo scavo. Pertanto, non sono necessarie ulteriori verifiche della relativa capacità portante.

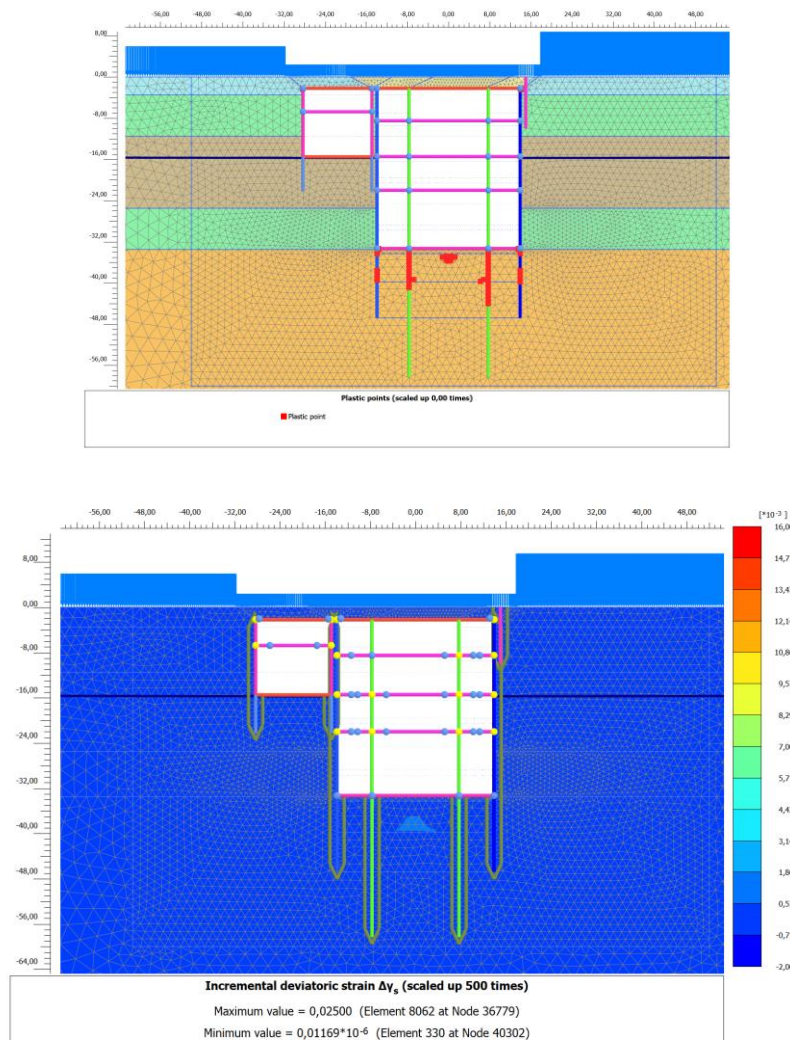



Figura 24. Zone di plasticizzazione



8.4 Verifica puntoni temporanei

Materiali			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355	[N/mm ²]
Tensione ultima	f_{uk}	510	[N/mm ²]
Modulo elastico	E	210000	[N/mm ²]
Fattore di sicurezza - Resistenza	β_{M0}	1,05	[-]
Fattore di sicurezza - Stabilita'	β_{M1}	1,05	[-]
Fattore di sicurezza resistenza a SLU	β_{M2}	1,25	[-]
Proprietà geometriche			
Diametro esterno	d_{ext}	833,00	[mm]
Spessore	t	32,00	[mm]
Lunghezza puntone	L	25,00	[m]
Diametro interno	d_{int}	769,00	[mm]
Raggio esterno	r_{ext}	416,50	[mm]
Raggio interno	r_{int}	384,50	[mm]
Area sezione trasversale	A	80484	[mm ²]
Momento d'inerzia	I_y	6,4652E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,y}$	1,5523E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,y}$	3,5460E+06	[mm ³]
Area resistente a taglio	$A_{v,z}$	51238	[mm ²]
Raggio d'inerzia	i_y	283,42	[mm]
Forze agenti			
Forza normale (positiva se di compressione) caratteristica	N_k	9523,00	[kN]
Forza normale (positiva se di compressione) di progetto	N_{ed}	12379,90	[kN]
Momento flettente caratteristico	M_k	173,42	[kNm]
Momento flettente di progetto	M_{ed}	242,79	[kNm]
Taglio caratteristico	V_k	0,00	[kN]
Taglio di progetto	V_{ed}	0,00	[kN]
Classificazione della sezione trasversale			
Coefficiente e	e	0,814	[-]
Diametro esterno/spessore	r	26,031	[-]
Rapporto limite per classe 1	r_1	33,099	[-]
Rapporto limite per classe 2	r_2	46,338	[-]
Rapporto limite per classe 3	r_3	59,577	[-]
Classificazione della sezione trasversale	CL	1	
Verifica di stabilità			
Instabilità per compressione			
Coefficiente di vincolo	β	1,00	[-]
Lunghezza libera di inflessione	l	25000,00	[mm]
Snellezza adimensionalizzata	λ	88,21	[-]
	ϵ	0,81	[-]
Snellezza limite	λ_1	76,37	[-]
	$\underline{\lambda}$	1,15	[-]
	α	0,21	[-]
	Φ	1,27	[-]
	χ	0,56	[-]

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Resistenza a instabilità per sezione compressa	$N_{b,Rd}$	15212,01	[kN]
FOS	FS	1,229	[-]
Instabilità per flessione e compressione			
	β_M	1,30	[-]
	μ_{calc}	-1,62	[-]
	μ	-1,62	[-]
	K_{calc}	2,32	[-]
	k	1,50	[-]
		0,970	<1
			Verificato

8.5 Verifica trave di ripartizione

Per il dimensionamento della trave di ripartizione dei puntoni temporanei, si utilizza lo schema di trave su più appoggi uniformemente caricata dagli scarichi dei puntoni per unità di lunghezza.

La trave è stata verificata ipotizzando un momento ed un taglio massimo pari a:

$$M_{Max} = \frac{1}{12} q l^2 \quad V_{Max} = 0.6 q l$$

Dove q rappresenta la reazione del puntone e L il loro interasse.

Per il caso in esame l'interasse dei puntoni è di 5,75 m ed il massimo carico cui sono soggetti è 9523 kN, ne deriva un carico caratteristico uniformemente distribuito di 1656 kN/m.

Il massimo momento sollecitante di calcolo derivante da tale carico è pari a 4563 kNm.

Il massimo taglio sollecitante di calcolo derivante da tale carico è pari a 5713 kN.

La struttura della trave di ripartizione è costituita da n.3 HEB800 affiancate. Nel seguito si riporta la verifica di tale sezione.

**Tabella 31 Verifica trave di ripartizione**

Verifica trave di ripartizione sezione HEB800 - Sezione maggiormente sollecitata			
Azioni sollecitanti			
Forza normale	N_{Ed}	0	[kN]
Forza di taglio parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	1904	[kN]
Forza di taglio parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	0	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	1521	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	0	[kNm]
Materiali			
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355	[N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510	[N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000	[N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769,23	[N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	[-]
Geometria profilo			
HEB 800			
Altezza della sezione trasversale	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b_f	300	[mm]
Spessore dell'anima	t_w	17,5	[mm]
Spessore dell'ala	t_f	33	[mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	3,59E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	8977087	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	10230000	[mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	16180	[mm ²]
Resistenza a taglio			
Area resistente a taglio in direzione parallela all'anima	$A_{vz,eff}$	16180	[mm ²]
Resistenza plastica a taglio in direzione parallela all'anima	$V_{pl,z,Rd}$	3158	[kN]
Verifica a taglio - torsione in direzione parallela all'anima	FS	1,66	OK
Resistenza a flessione			
Modulo di resistenza di calcolo attorno all'asse maggiore	W_y	10230000	[mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore	$M_{cy,Rd}$	3459	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse maggiore	FS	2,27	OK
Resistenza combinata per flessione e taglio			
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio parallela all'anima	$\rho_{Vz,red}$	0,0424	[-]
Resistenza a flessione ridotta, attorno all'asse maggiore	$M_{Vy,Rd}$	3425	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse maggiore	FS	2,25	OK



8.6 Stabilità globale

Il fattore di sicurezza relativo alla stabilità globale è valutato sia nella fase di breve termine che di lungo termine. L'analisi è stata condotta con la combinazione A2-M2 applicando i fattori di riduzione dei parametri in accordo al punto 6.5.3.1.2 delle NTC.

Lo spostamento di tre punti lungo ciascuna paratia viene monitorato, uno in testa, uno al fondo scavo ed uno al piede.

- **Breve termine**

Il fattore di sicurezza ottenuto è 2,34.

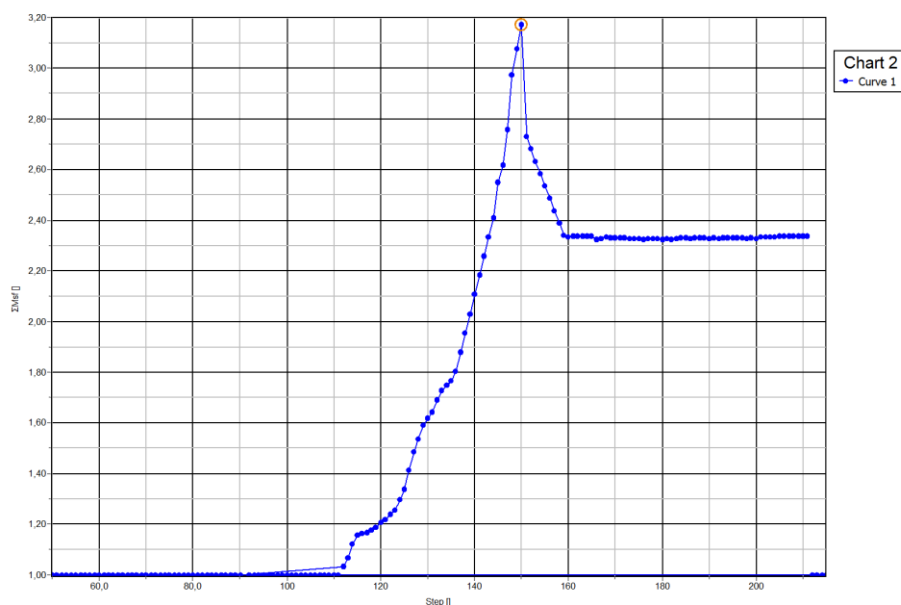


Figura 25. Fattore di sicurezza a breve termine

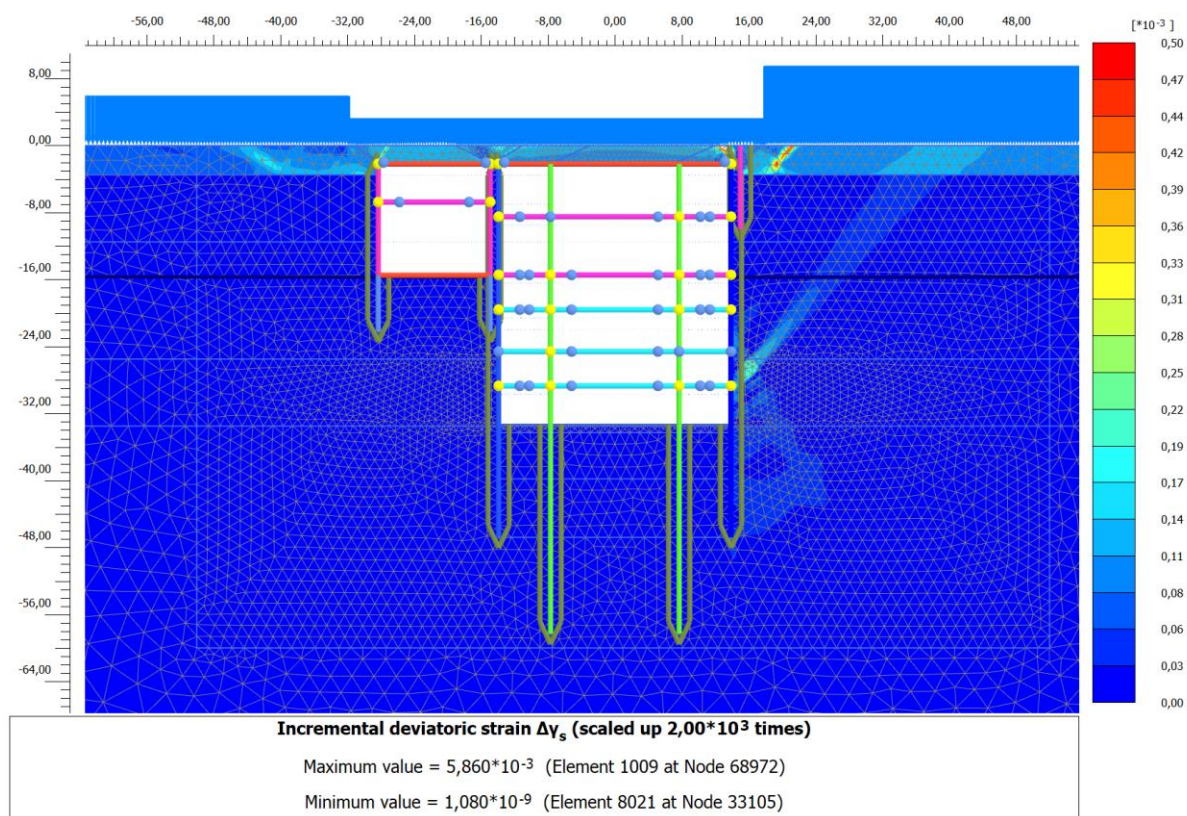


Figura 26. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata

La Figura 26 mostra il rapporto tra tensione tangenziale limite e tensione tangenziale agente in corrispondenza dello step di calcolo a fondo scavo (più critico ai fini di questa analisi). L'output fornisce indicazioni riguardo la mobilitazione delle spinte limite sulla parete.



- **Lungo termine**

Il fattore di sicurezza ottenuto è maggiore a 4,3.

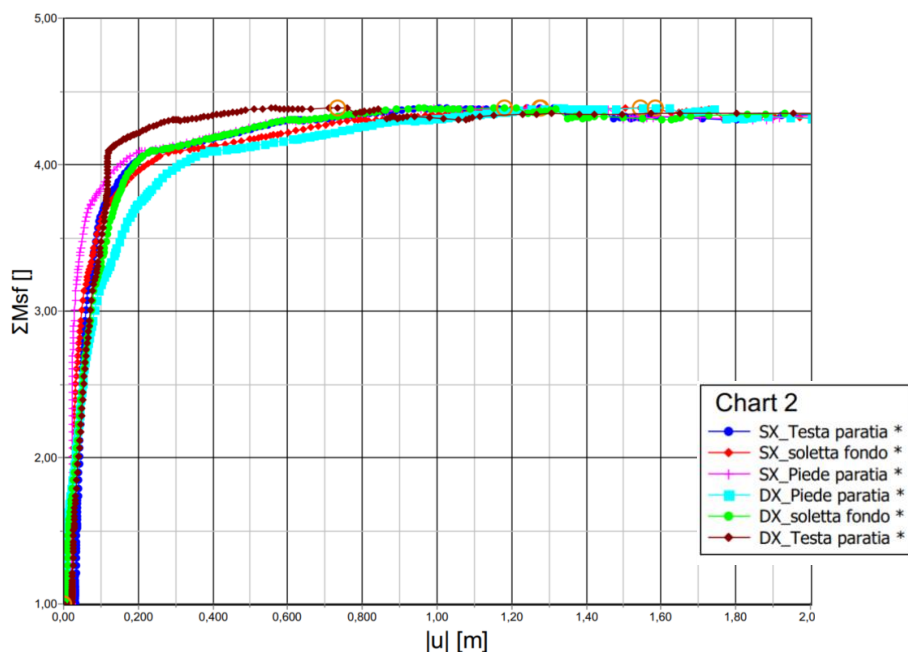


Figura 27. Fattore di sicurezza a lungo termine

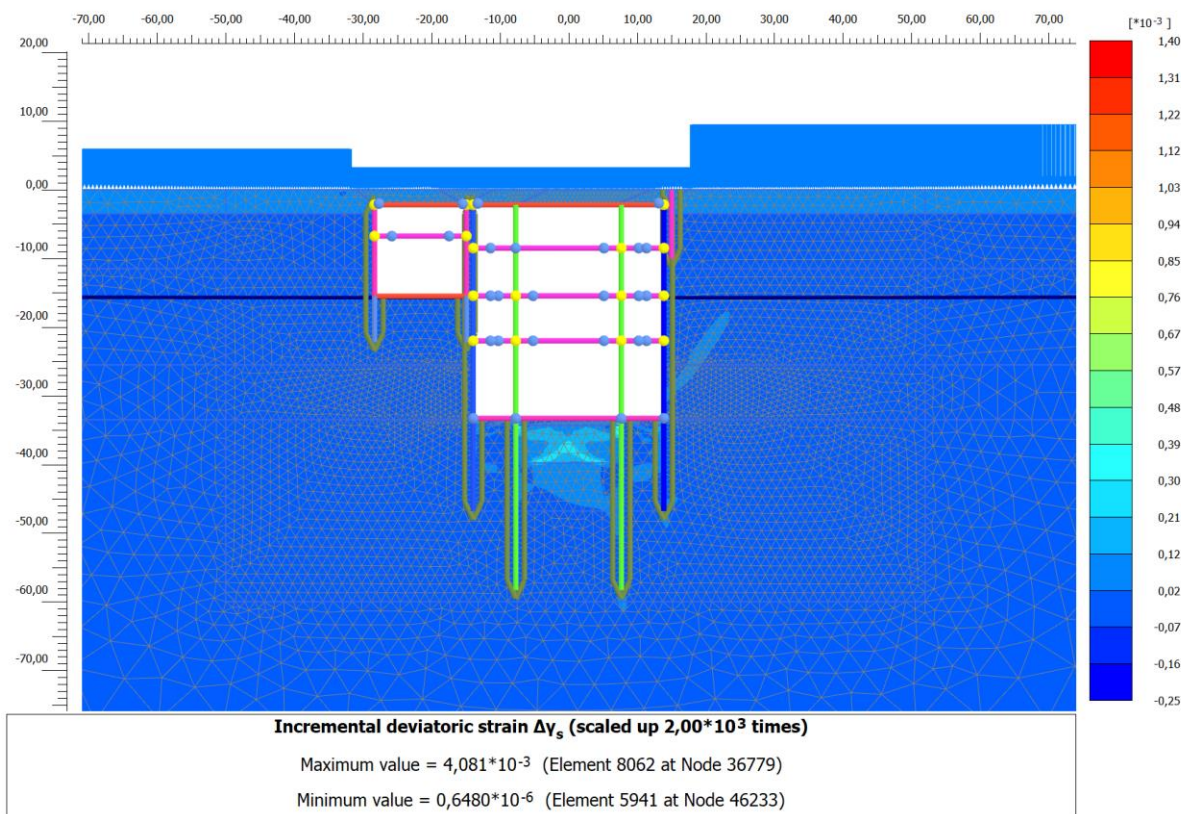


Figura 28. Rapporto tra tensione tangenziale massima e tensione tangenziale mobilitata

La Figura 28 mostra il rapporto tra tensione tangenziale limite e tensione tangenziale agente in corrispondenza dell'ultimo step di calcolo (più critico ai fini di questa analisi). L'output fornisce indicazioni riguardo la mobilitazione delle spinte limite sulla parete.

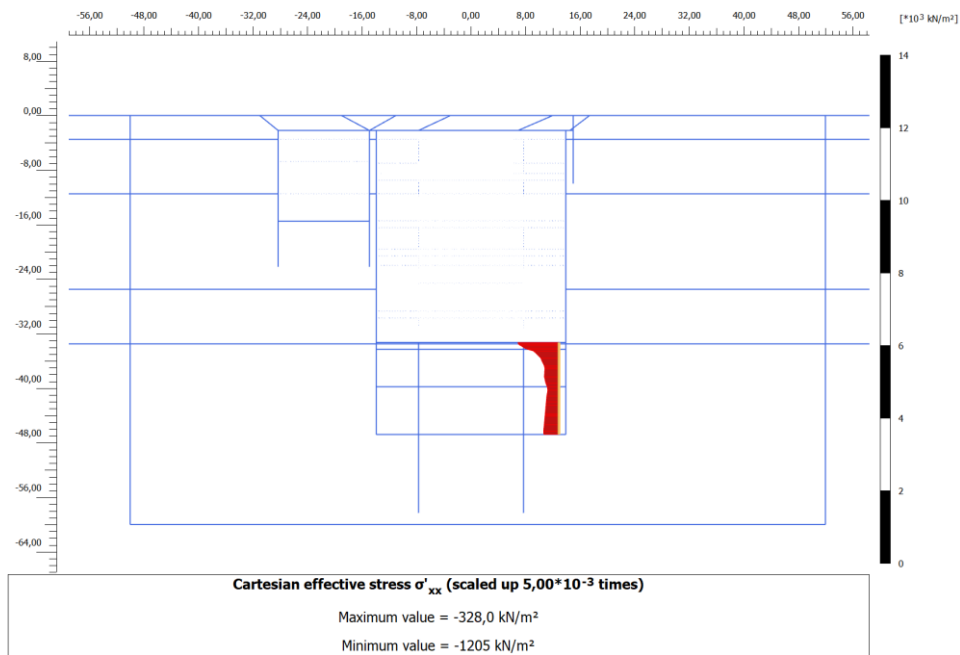
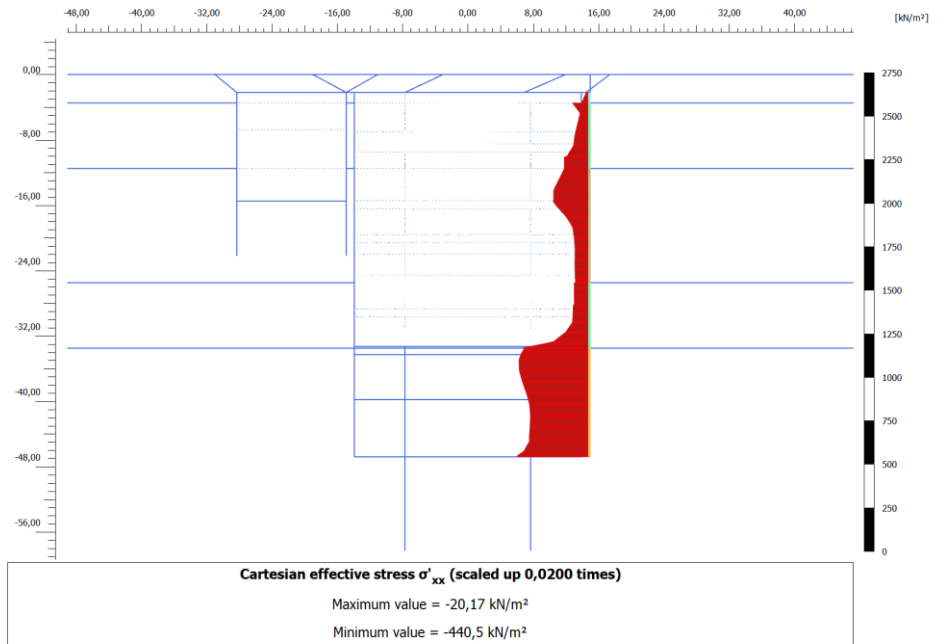


Figura 29. Tensioni orizzontali efficaci paratia

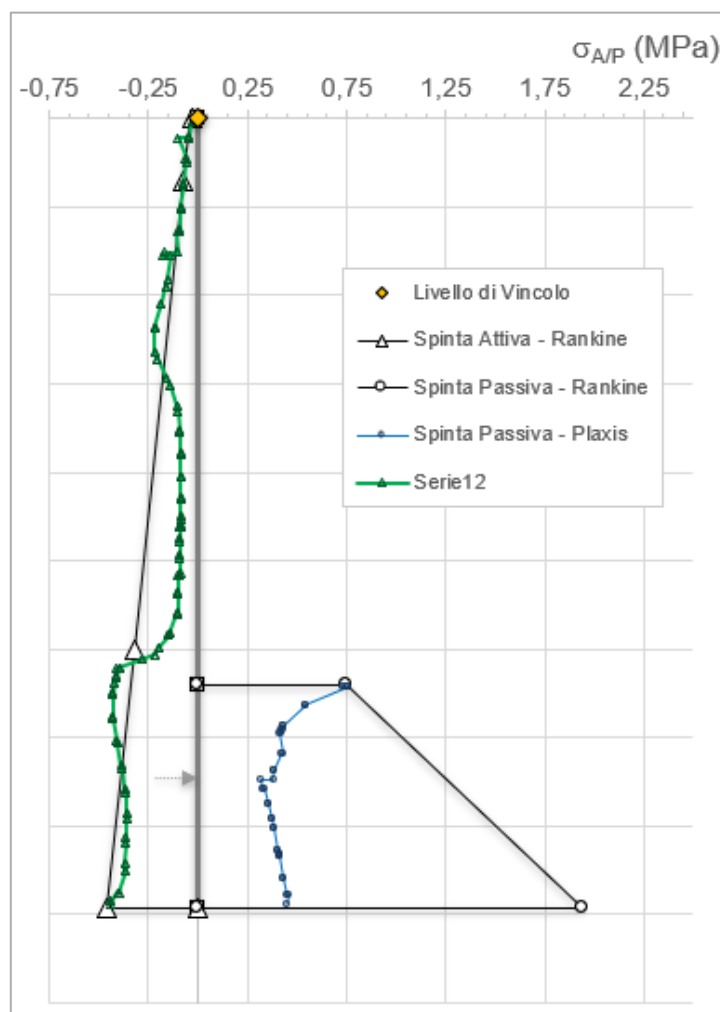


Figura 30. Confronto tensione limite attive e passive con tensioni orizzontali Plaxis

Eseguendo la verifica della mobilitazione della spinta passiva in accordo alla NTC, è possibile osservare come, oltre al margine di sicurezza garantito dall'aver eseguito una analisi con i parametri di resistenza ridotti del fattore 1.25, la resistenza passiva a monte risulta attivata in una percentuale largamente inferiore al 50% rispetto alla spinta calcolabile con Rankine. Ciò garantisce un ulteriore margine di sicurezza nei riguardi del meccanismo.



8.7 Verifica a galleggiamento

Forze stabilizzanti - Peso	
Ritombamento	
Altezza	H = 1,8 m
Altezza di calcolo	H _{calc} = 0 m
Area	A = 2498 m ²
Peso per unità di volume	Y = 18 kN/m ³
Peso ritombamento	W_{rit} = 0 kN
Solette intermedie	
Numero	n = 3
Altezza	H = 1,0 m
Area	A = 1962 m ²
Percentuale vuoti	%V = 30 %
Area di calcolo	A _{calc} = 1373,4 m ²
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{str} = 103005 kN
Peso non strutturale (10%)	W_{non.str} = 10301 kN
Soletta di base	
Altezza	H = 2,1 m
Area	A = 2312 m ²
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{cop.str} = 121380 kN
Peso non strutturale (10%)	W_{cop.non.str} = 12138 kN
Diaframmi	
Spessore	S = 1,2 m
Profondità	H = 46 m
Lunghezza	L = 290 m
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso diaframmi	W_{diaf} = 400200 kN
Banchine	
Area soletta banchina x 2	A = 1540 m ²
Spessore soletta banchina	S = 0,3 m
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{sol, str} = 11550 kN
Peso non strutturale (10%)	W_{sol, non.str} = 1155 kN
Muri sottobanchina	L = 224 m
Spessore muri banchina	S = 0,8 m
Peso strutturale	W_{mur, str} = 4480 kN
Fodere piano banchina	
Altezza	H = 2,8 m
Spessore	S = 1 m
Lunghezza	L = 224 m
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{rod, str} = 15680 kN
Soletta copertura	
Altezza	H = 0,8 m
Area	A = 2498 m ²
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{cop.str} = 49960 kN
Peso non strutturale (10%)	W_{cop.non.str} = 4996 kN
Pilastri	
Area pilastri tipo 1	A ₁ = 2,64 m ²
Numero pilastri tipo 1	n ₁ = 10
Area pilastri tipo 2	A ₂ = 3,4 m ²
Numero pilastri tipo 2	n ₂ = 2
Altezza	H = 24,5 m
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{pil, str} = 20286 kN
Fodere	
Altezza	H = 11 m
Spessore	S = 0,8 m
Lunghezza	L = 224 m
Peso per unità di volume	Y = 25 kN/m ³
Peso strutturale	W_{rod, str} = 50624 kN


Forze stabilizzanti - Attrito

Angolo di attrito terreno	ϕ	=	19 °
Angolo attrito muro-terreno	δ	=	9 °
Peso per unita' di volume	γ	=	19,5 kN/m ³
Coefficiente di spinta a riposo	K_A	=	0,51
Tensione normale media	σ_N	=	118,07 kPa
Resistenza attrito per unita' lungh		=	908,69 kN/m
Lunghezza diaframmi	L	=	290 m
Forza stabilizzante attrito	F_{attr}	=	263520 kN

Forze instabilizzanti

Fondo scavo	FEL	=	34,4 m da p.c.
Profondita' paratie	H_{par}	=	48,40 m da p.c.
H falda breve termine	$H_{w,Breve}$	=	15,5 m da p.c.
H falda lungo termine	$H_{w,Lungo}$	=	12,5 m da p.c.
Area soletta di fondo	A_{sol}	=	2312 m ²
Area piede paratie	A_{par}	=	348 m ²
Spinta idraulica breve termine U breve		=	551460 kN
Incremento spinta a lungo terr ΔU lungo		=	79800 kN

Verifica a galleggiamento a lungo termine

Coefficiente parziale carichi permanenti favorevoli	$\gamma_{G,fav}$	=	0,9
Coefficiente parziale carichi permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G,sfav}$	=	1,1
Coefficiente parziale carichi variabili sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	=	1,5
Forze stabilizzanti di progetto (Peso+Attrito)	V_{stab}	=	962347 kN
Forze instabilizzanti di progetto	V_{inst}	=	726306 kN
Fattore di sicurezza	FS	=	1,32 Verificato

Le forze stabilizzanti relative all'attrito sono cautelativamente calcolate considerando l'angolo d'attrito dell'unità 5 che presenta il valore più basso tra tutti gli strati intercettati dalla stazione e dove finalmente sono immorsati i diaframmi.



9. VALIDAZIONE DEI MODELLI ESEGUITI

In accordo al "giudizio motivato di accettabilità dei risultati" al § 10.2.1 delle NTC 2018, i risultati numerici ottenuti utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D, sono stati confrontati con quelli ottenuti attraverso il software di calcolo ParatiePlus utilizzato durante il progetto preliminare. In entrambi i modelli la realizzazione dello scavo, sostenuto da paratie puntonate, viene seguita simulando le diverse fasi realizzative.

Nelle immagini successive sono riportati i due modelli numerici una volta raggiunto il fondo scavo:

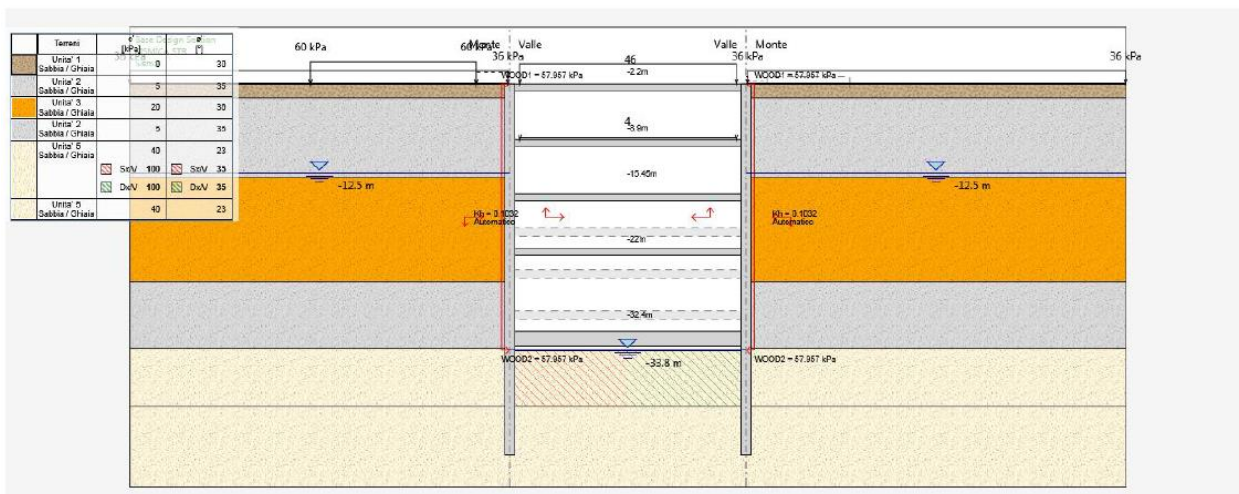


Figura 31. Modello numerico ParatiePlus

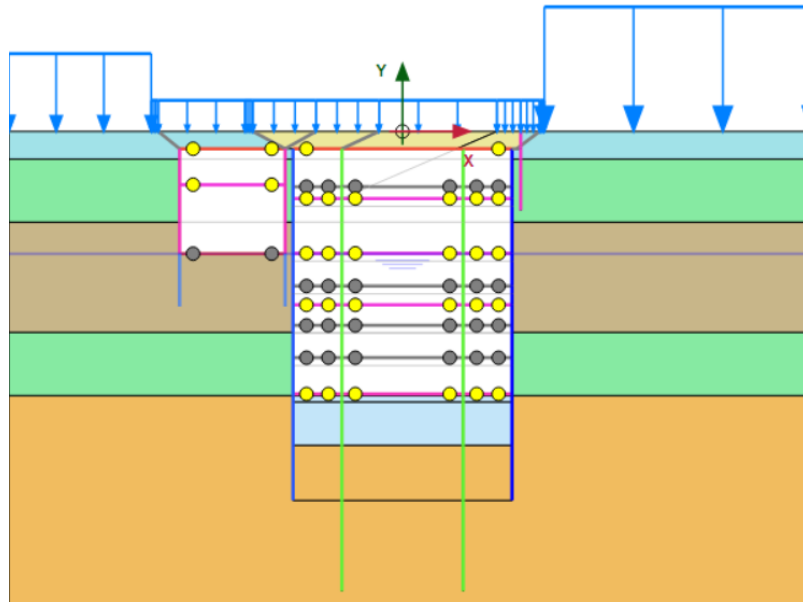


Figura 32. Modello numerico Plaxis

Di seguito sono rappresentati gli involuipi dei momenti flettenti ottenuti attraverso entrambi i codici di calcolo:

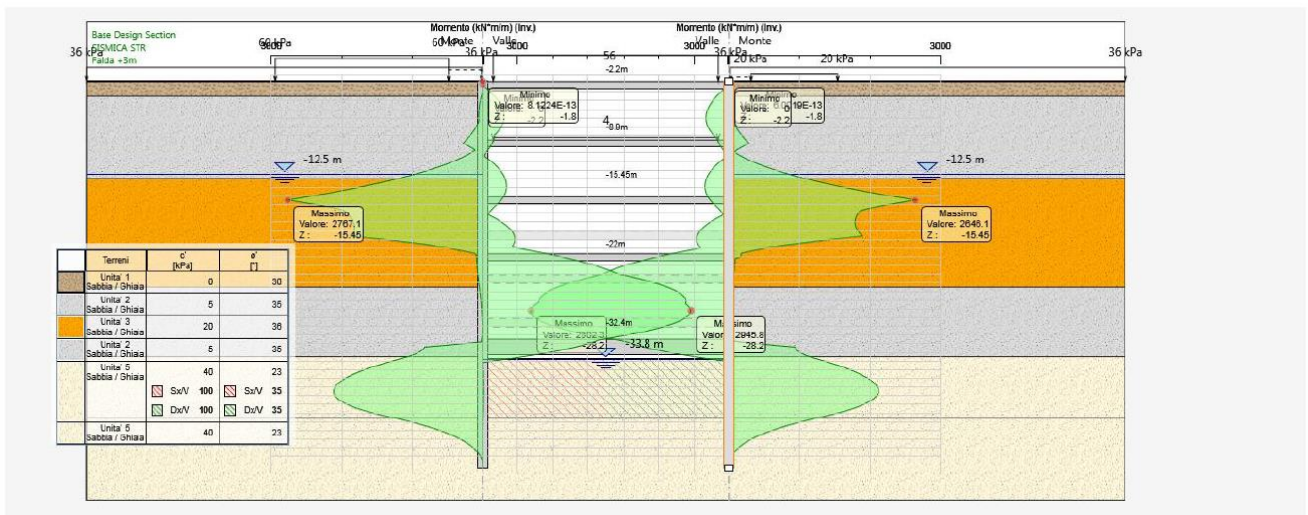


Figura 33. Involuppo momenti flettenti ParatiePlus

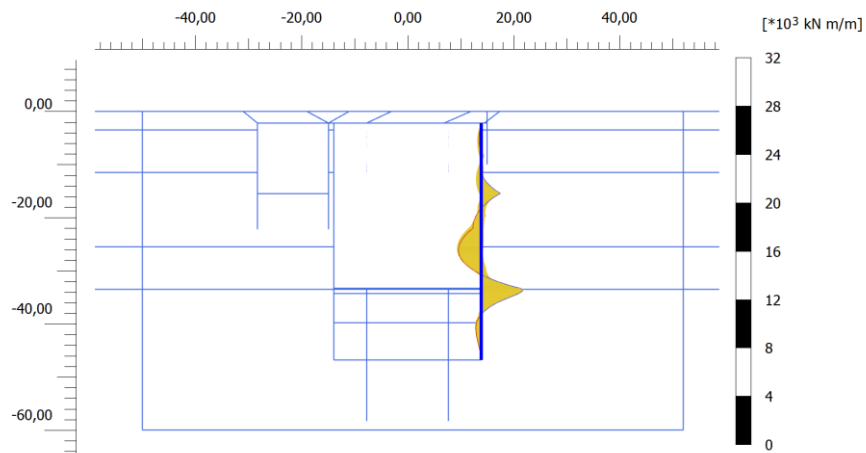


CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

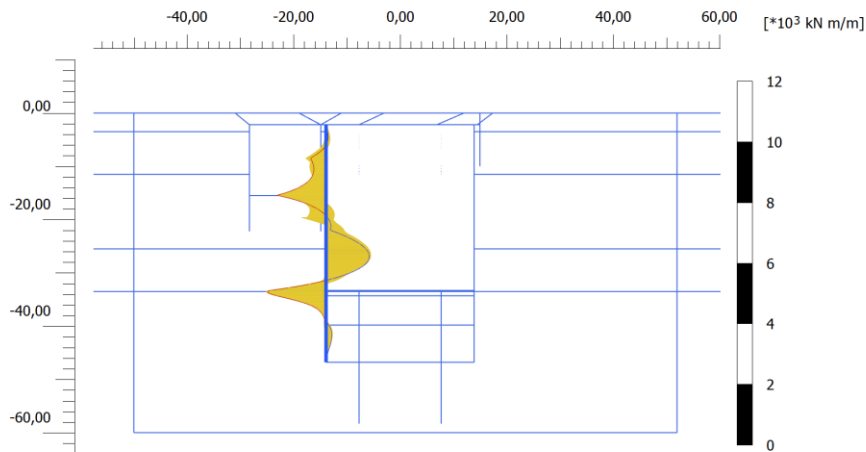
MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1



Envelope of Bending moments M (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 3938 kN m/m (Element 484 at Node 39452)

Minimum value = -2259 kN m/m




Envelope of Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)


Maximum value = 1680 kN m/m (Element 366 at Node 10518)

Minimum value = -2239 kN m/m

Figura 34. Inviluppo momenti flettenti Plaxis

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Si riscontra come gli andamenti del momento flettente risultino molto simili. I delta in valore assoluto sono riconducibili principalmente ad alcune differenze nella modellazione che risulta più completa con Plaxis 2D in quanto considera la presenza della stazione esistente a sinistra e delle barrette temporanee in mezzo; nonostante gli ordini di grandezza sono gli stessi. Si ritiene pertanto che tale confronto dimostri la robustezza e validità delle analisi effettuate.

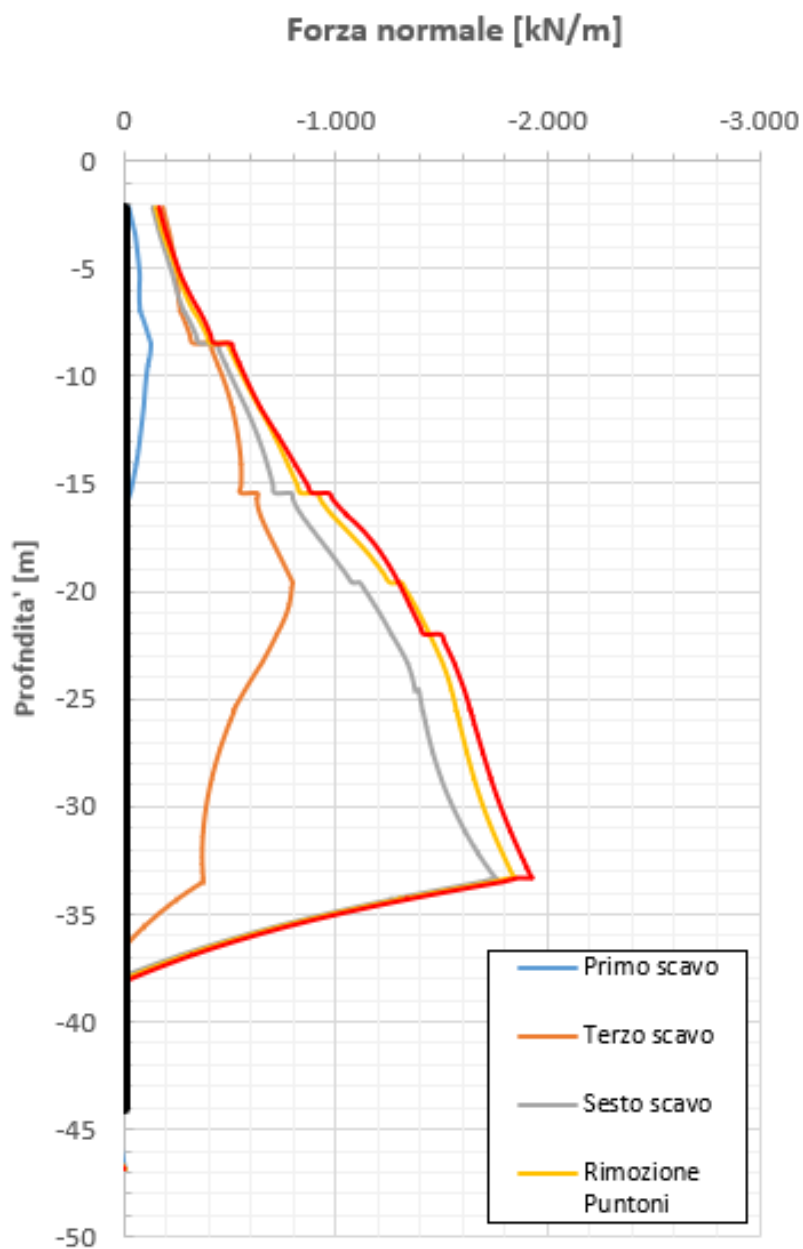
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

ALLEGATO N.1

Sintesi dei risultati delle analisi numeriche



Sollecitazioni sezione A-A – Diaframma 1.0 m





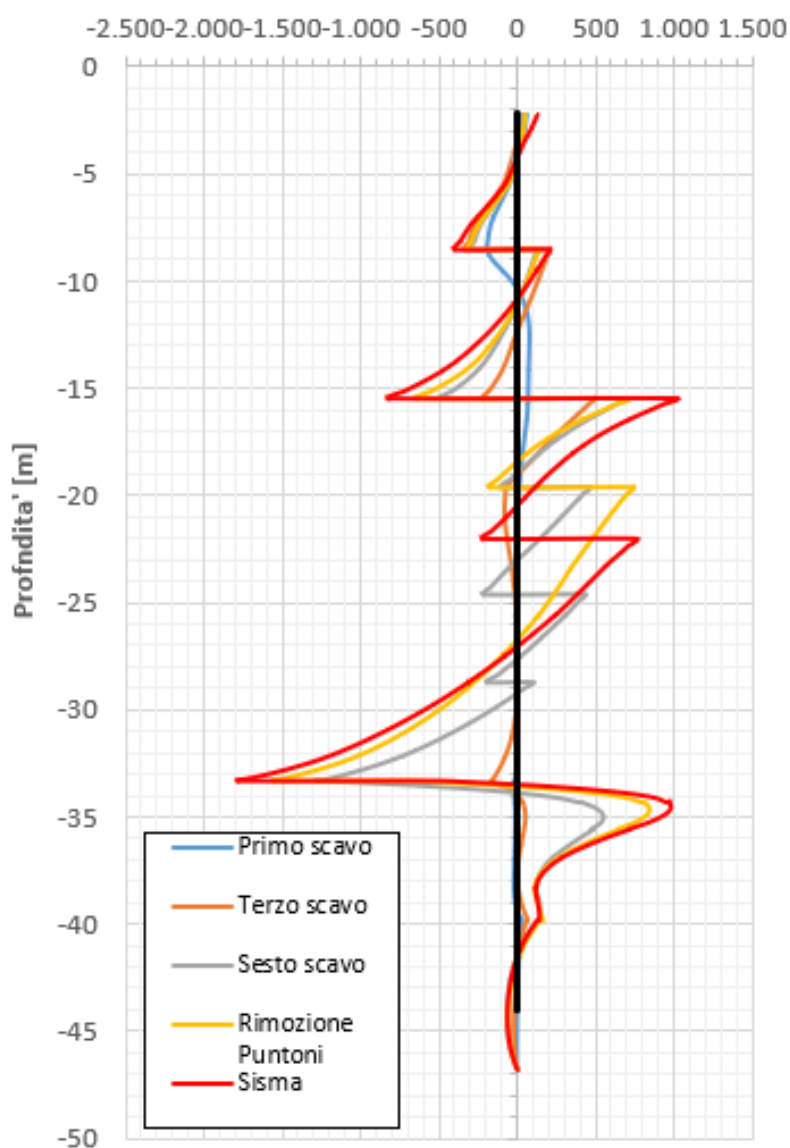
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Forza di taglio [kN/m]



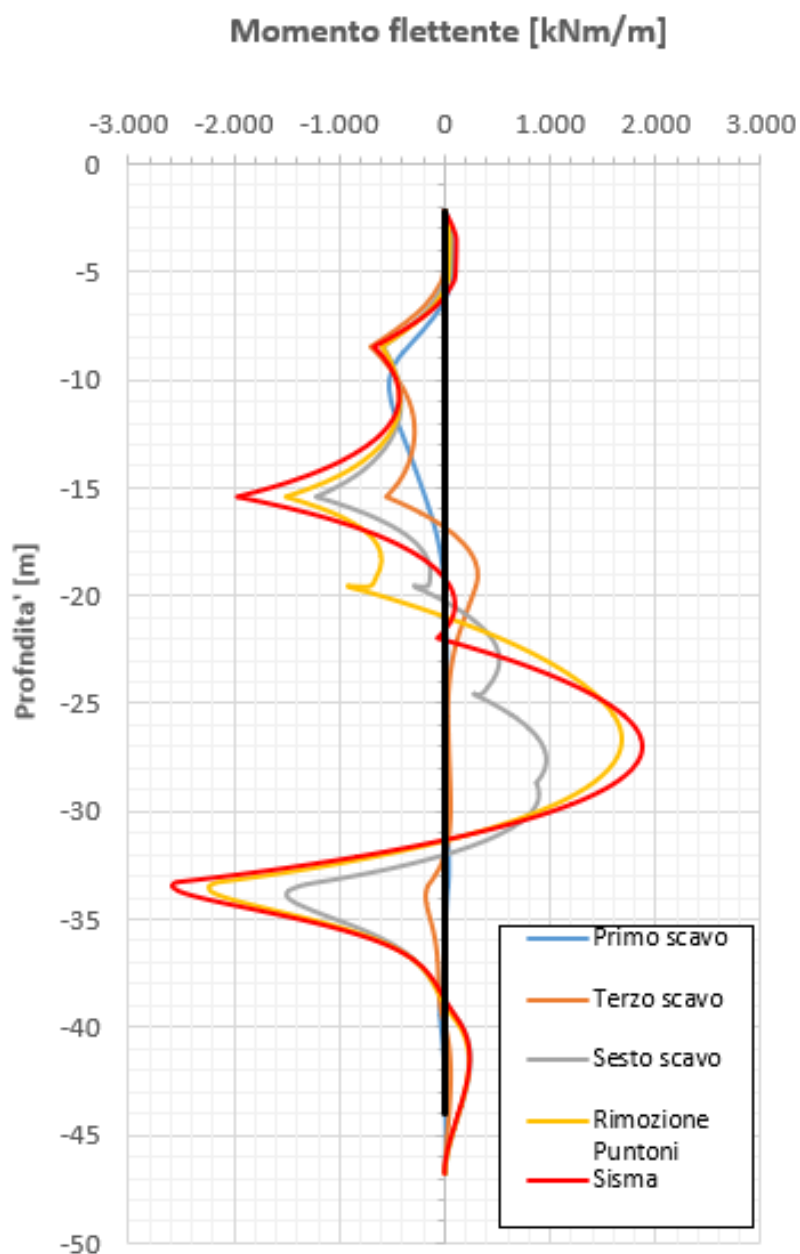


CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1



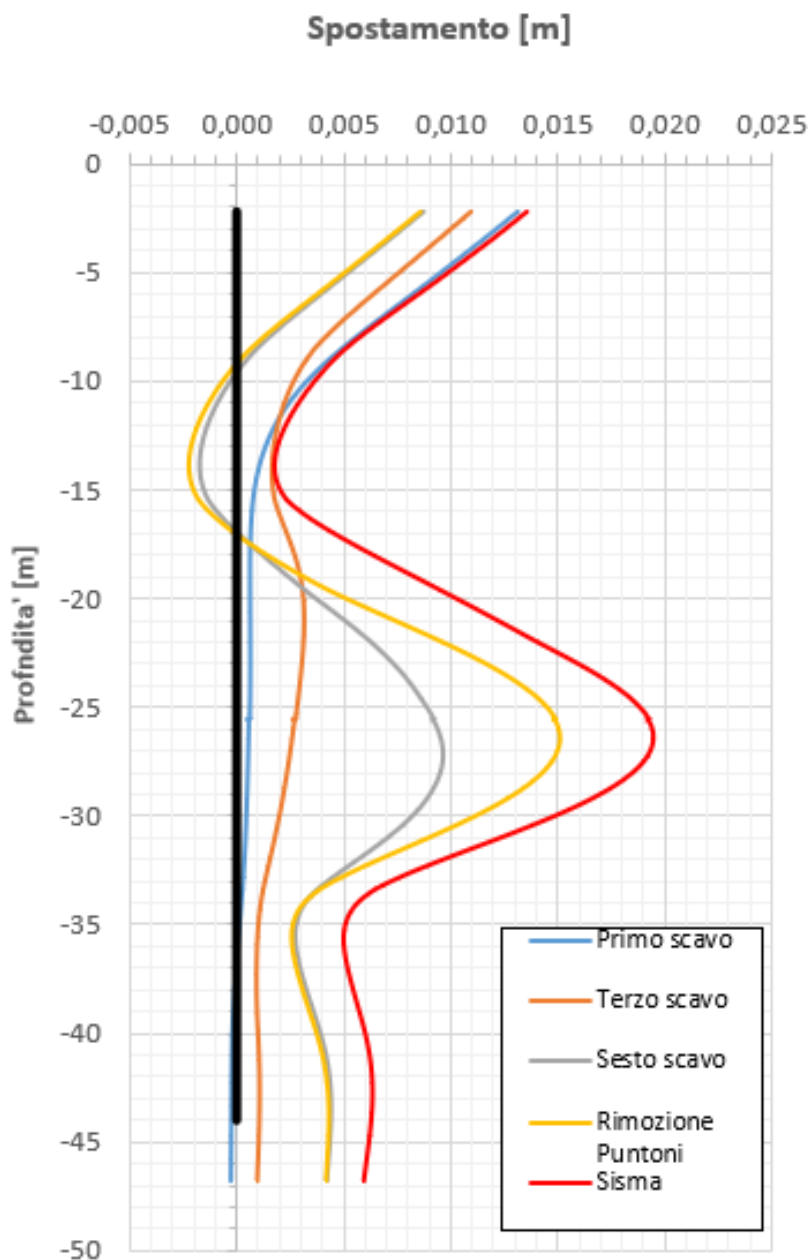


CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

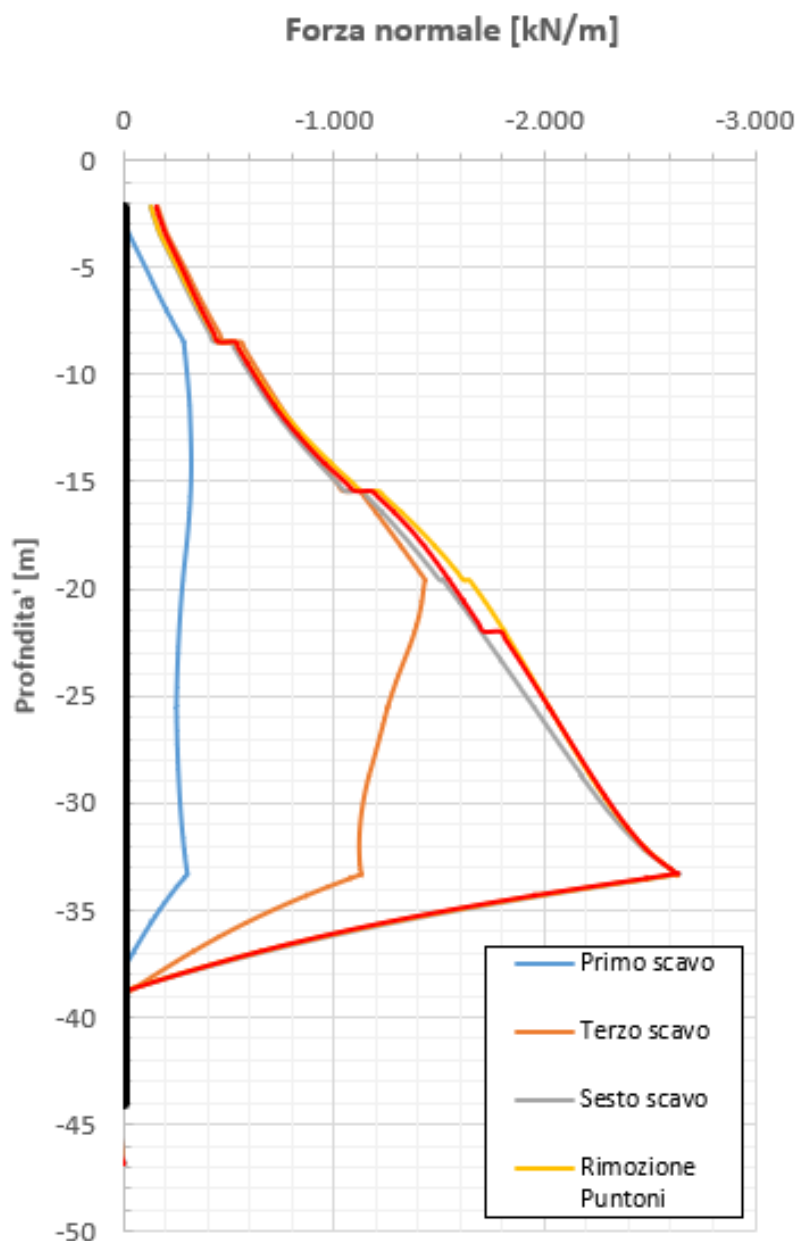
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1





Sollecitazioni sezione A-A – Diaframma 1.2 m





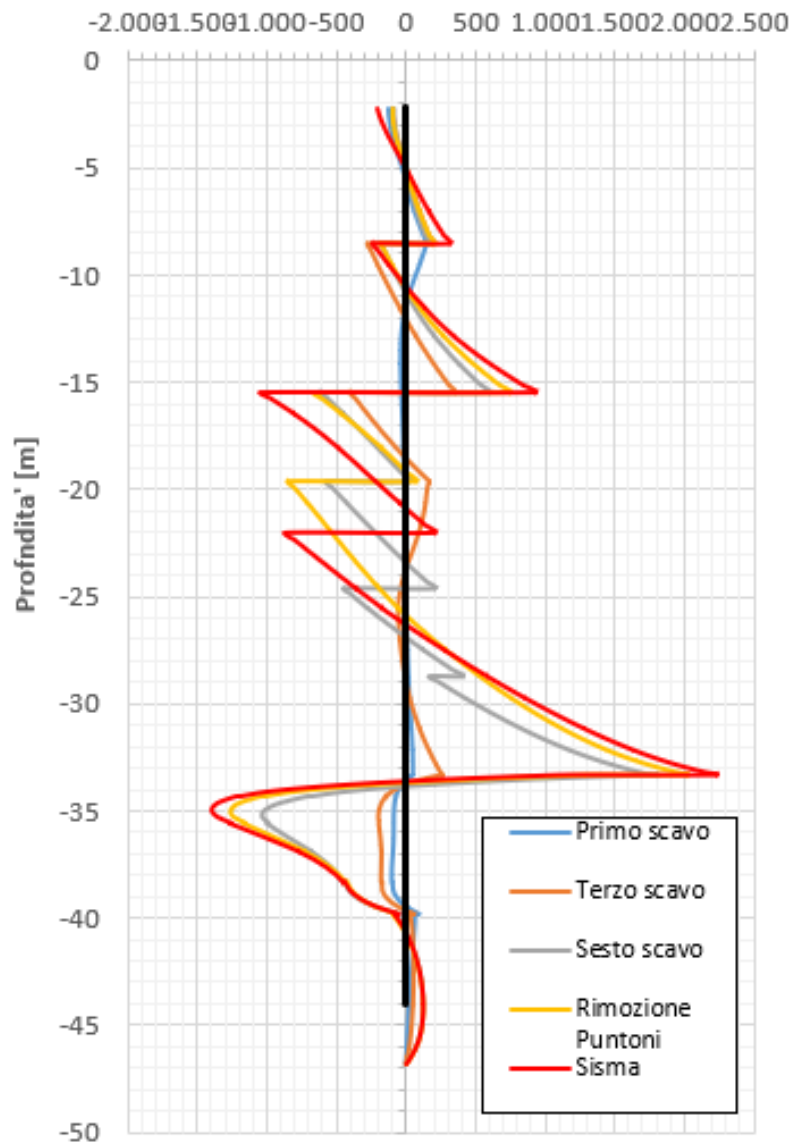
CITTA' DI TORINO

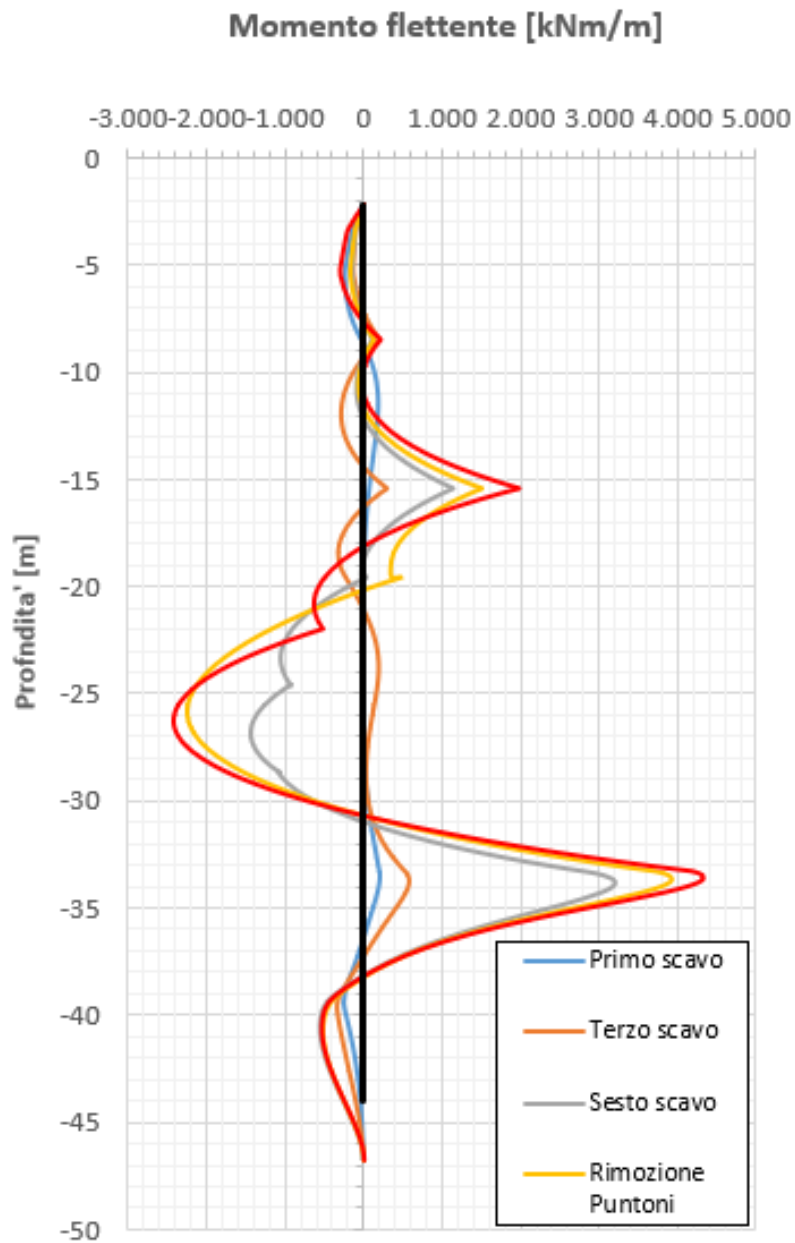
Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Forza di taglio [kN/m]





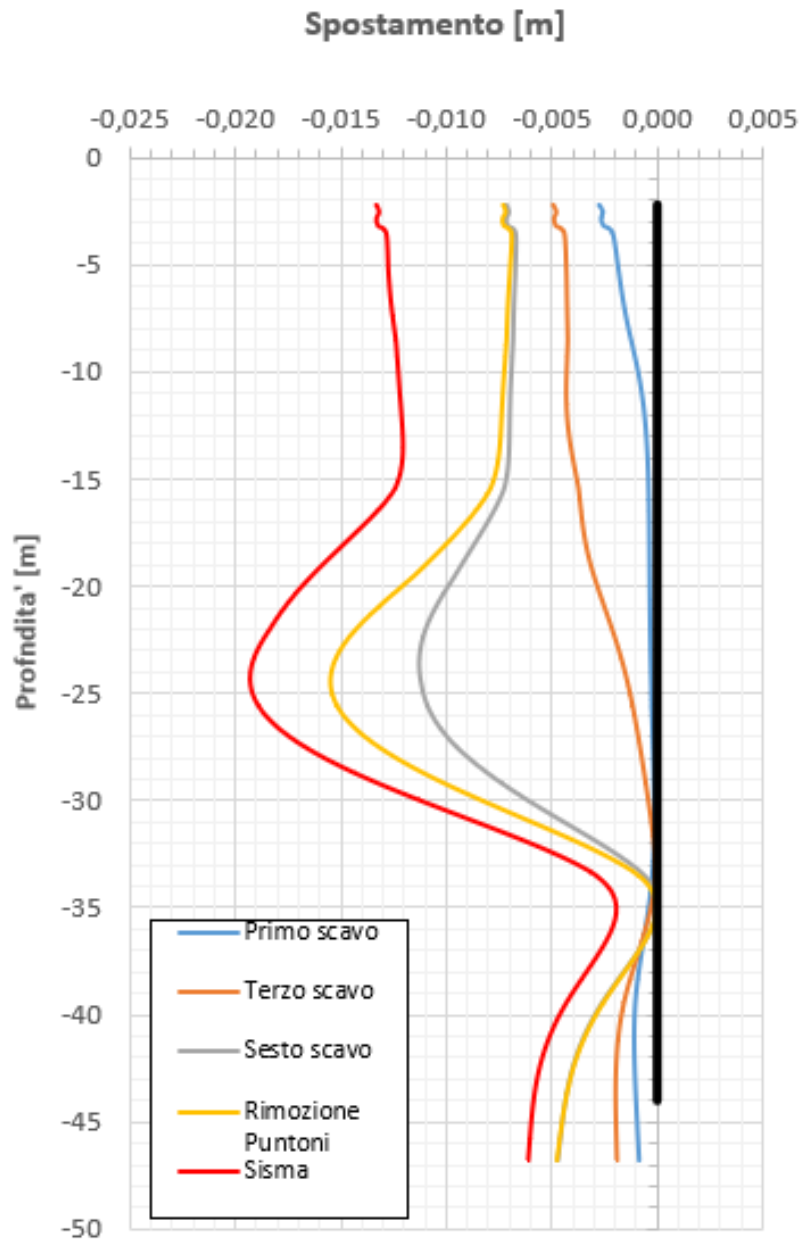


CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

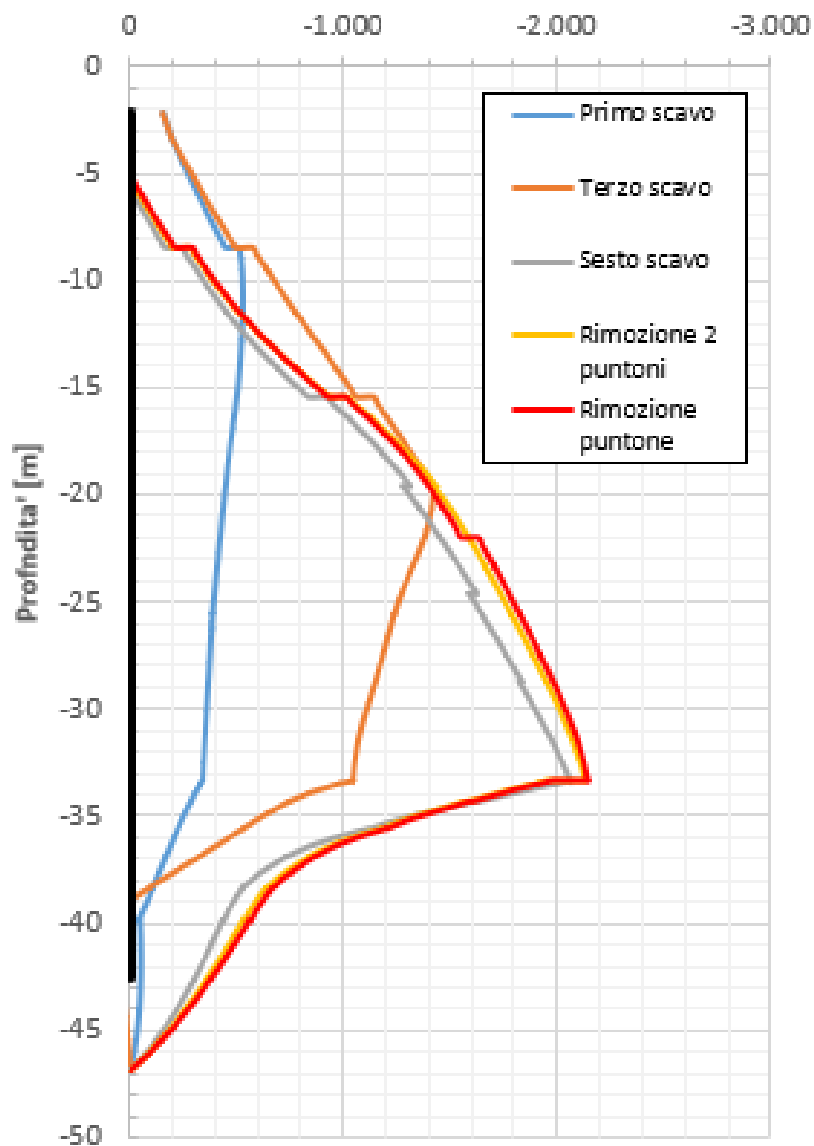
MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1





Sezione B-B – Sollecitazioni diframmi

Forza normale [kN/m]





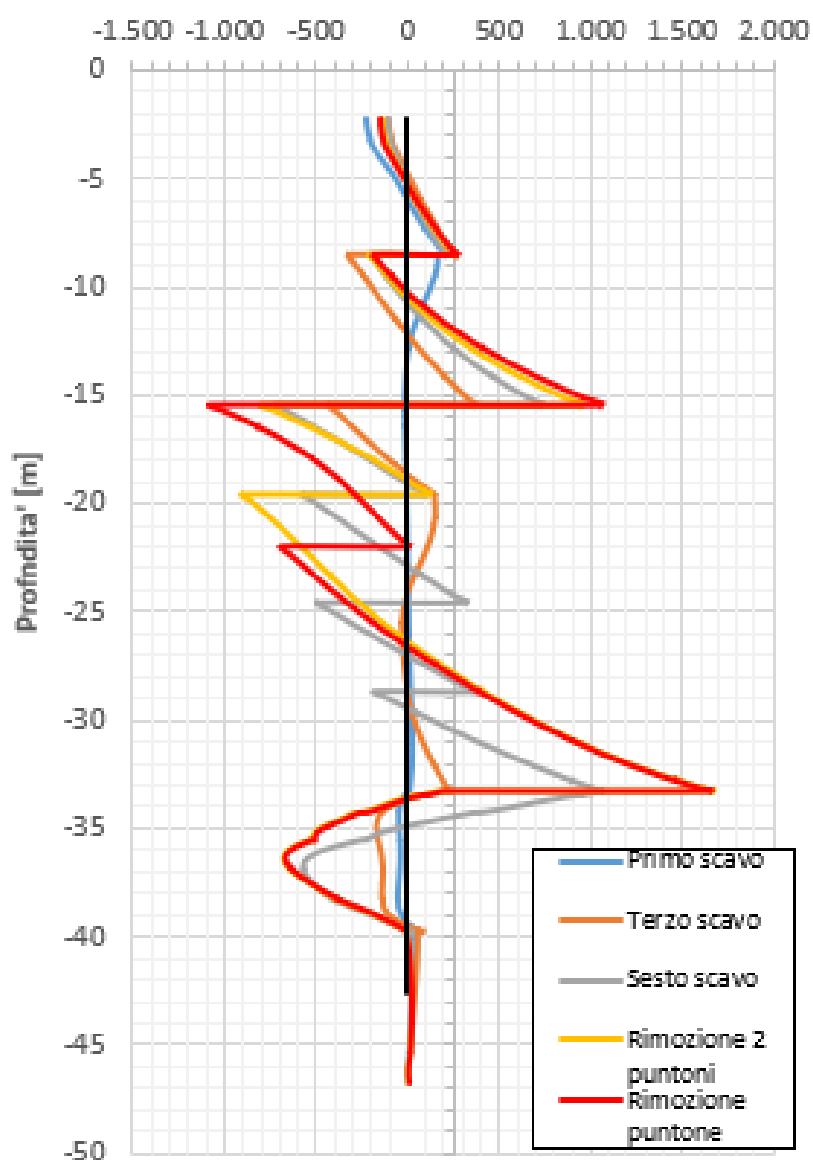
CITTA' DI TORINO

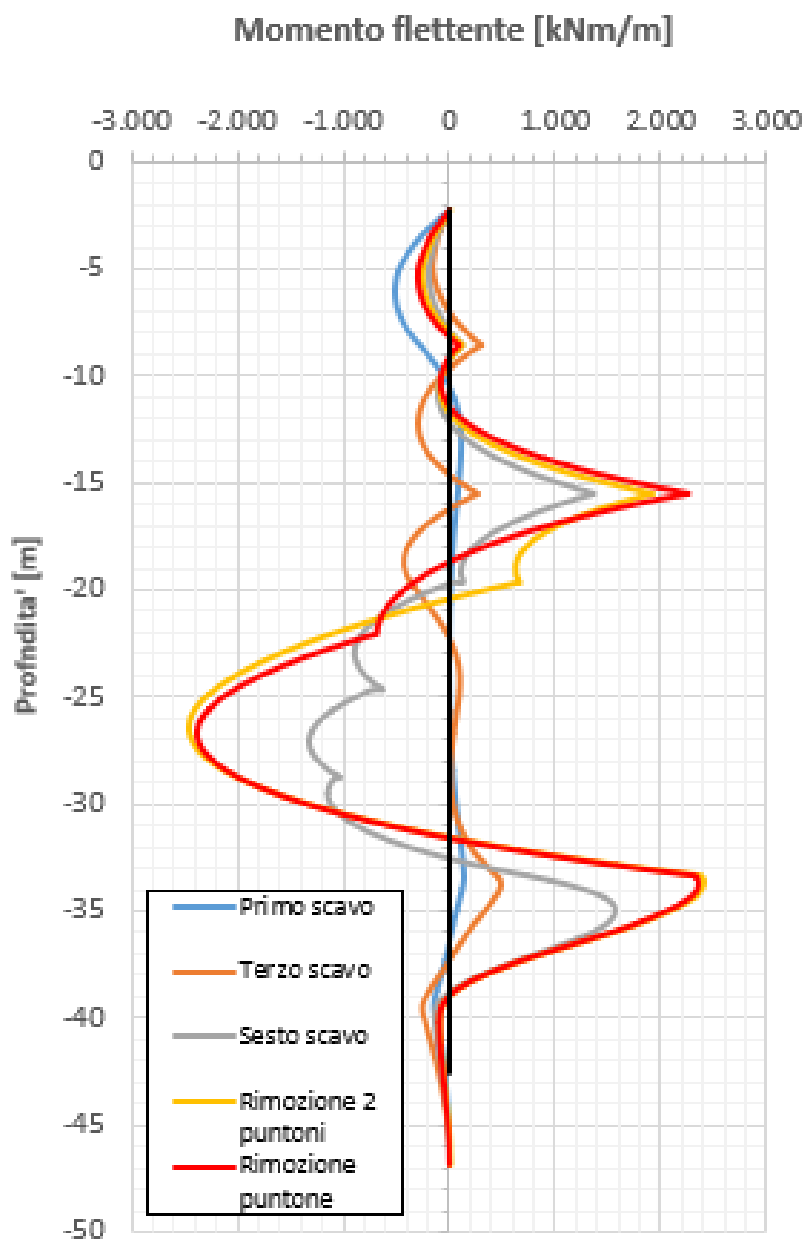
Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

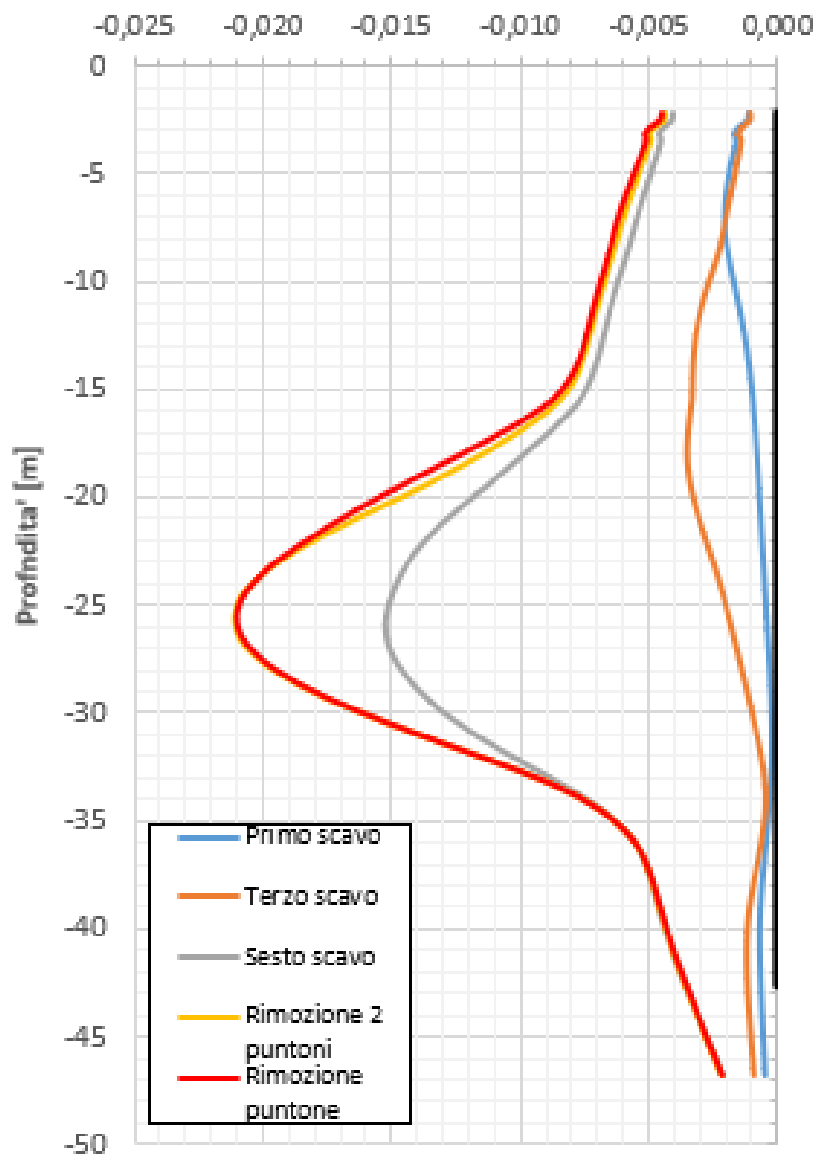
Forza di taglio [kN/m]








Spostamento [m]



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

ALLEGATO N.2

Verifica strutturale diaframmi in GFRP per passaggio TBM

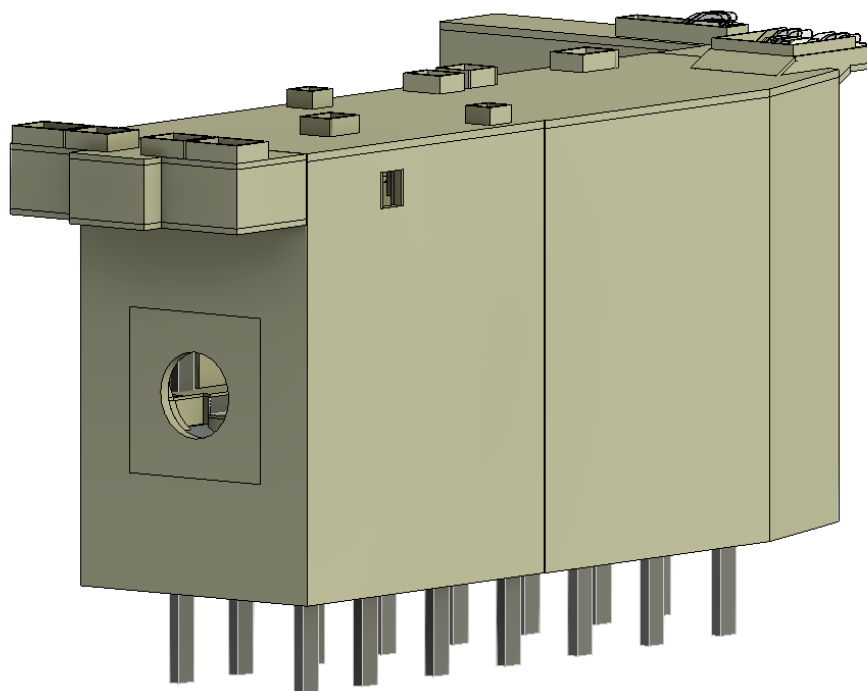


Figura 35. Modello 3D – zona di "soft eye" per passaggio della TBM

Ai lati della stazione, i diaframmi saranno armati con armature che consentano il passaggio della TBM (soft eye) ovvero a mezzo di gabbie di rinforzo in fibra di vetro. Ai fini della verifica strutturale l'ACI Standard 440 raccomanda l'approccio descritto di seguito.

Secondo l'ACI440, la resistenza alla trazione di progetto dovrebbe essere determinata da:


$$\frac{f_{fu}}{\gamma_{GFRP}} = C_e \cdot f_{fu}$$

Dove:

C_e - fattori di riduzione ambientale

γ_{GFRP} - Secondo CNR 203, il valore di γ_{GFRP} è assunto pari a 1.5.

Secondo la tabella 6.2 dell'ACI 440.1R-15, il valore di C_e è assunto pari a 0,7 perché l'elemento in calcestruzzo è esposto alla terra e il tipo di fibre è in materiale vetroso.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

- **Verifica del momento flettente**

Secondo l'approccio classico usato per il C.A, dovrebbe essere garantito la rottura duttile. In questo caso, sia il calcestruzzo che il GFRP sono materiali fragili, l'ACI applica fattori di sicurezza più alti e controlla la modalità di rottura rivedendo la quantità di rinforzo GFRP.

Per la verifica del momento flettente, deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

M_n : Momento flettente resistente nominale

M_u : Momento flettente di progetto

ϕ : Fattore di riduzione della resistenza

La resistenza alla flessione di una sezione trasversale rinforzata con GFRP è governata dal suo modo di rottura e dipende completamente dalla quantità di rinforzo. Tuttavia, c'è una quantità di rinforzo equilibrata alla quale entrambi i tipi di rottura possono verificarsi simultaneamente, è il cosiddetto rapporto di rinforzo equilibrato.

La modalità di rottura può essere valutata confrontando la quantità di rinforzo con la quantità bilanciata di rinforzo.

Il rapporto di rinforzo può essere calcolato come:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d}$$

Mentre il rapporto di rinforzo bilanciato è dato da:

$$\rho_{fb} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}$$

Dove:



β_1 : Fattore che dipende da valore f_{cu}

E_f : Modulo elastico dal produttore di GFRP

ε_{cu} : Deformazione ultima nel calcestruzzo

f_{fu} : Resistenza allo snervamento finale di GFRP

Confrontando i valori delle equazioni di cui sopra, se:

- $\rho_f > \rho_{fb}$ la rottura avviene prima sul calcestruzzo e la resistenza nominale a flessione può essere calcolata come

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f \cdot f_f}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2$$

Con

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} \leq f_{fu}$$

Dove

f_f : Tensione nel GFRP

b : Larghezza della sezione

d : distanza dalla fibra di compressione estrema al centroide dell'armatura di tensione

- $\rho_f < \rho_{fb}$ la rottura avviene prima sul GFRP e la resistenza nominale a flessione può essere calcolata come:

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right)$$

Dove

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d$$



CITTA' DI TORINO

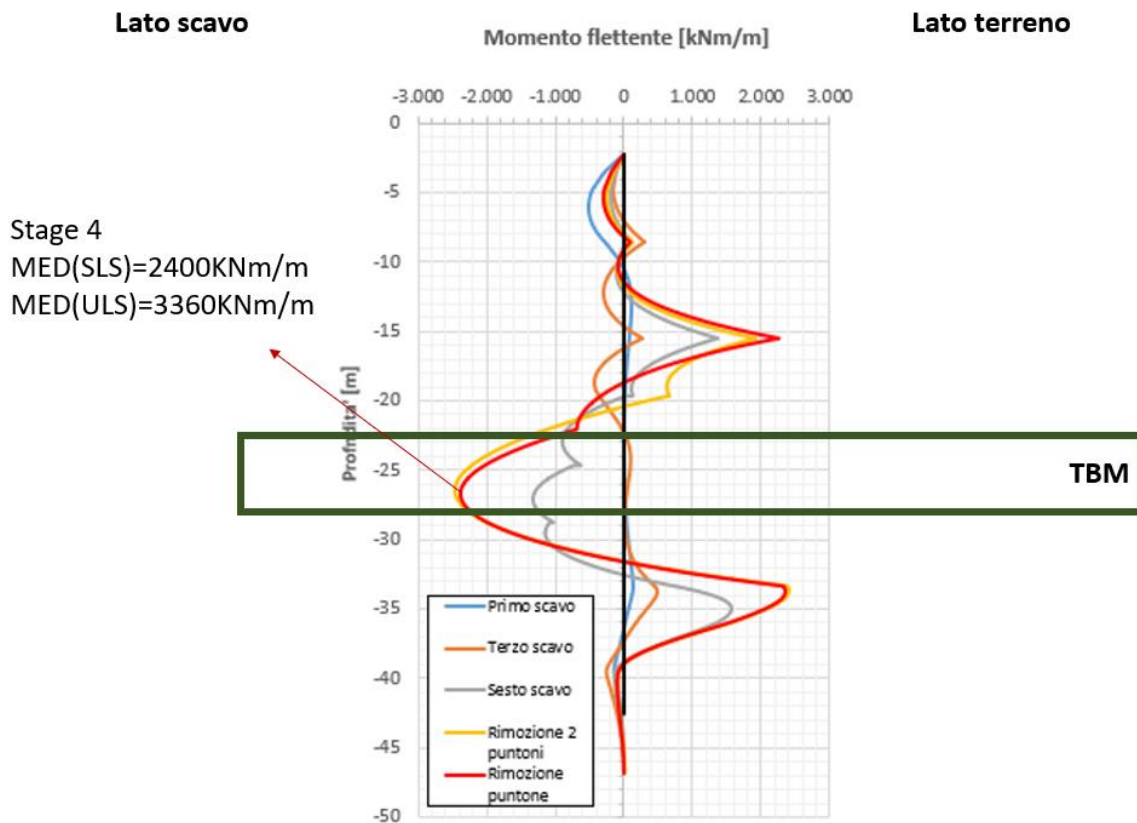
Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Il fattore di riduzione al momento flettente resistente nominale ϕ è dato dalle espressioni:

$$\phi = \begin{cases} 0.55 & \text{for } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0.3 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{for } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb} \\ 0.65 & \text{for } \rho_f \geq 1.4\rho_{fb} \end{cases}$$





GFRP - Characteristics		
Type of application	Concrete Exposed to earth and weather	
Characteristic yield strength of reinforcement (supplier)	$f_{yk} = f^*_{fu}$ [MPa]	1155
Partial safety factor for material	γ_{GFRP} [-]	1,5
Ambient reduction factor	C_E [-]	0,7
Design value of modulus of elasticity of GFRP	E_f [MPa]	60000
Yield strain of reinforcement	$\epsilon_{yd} = \epsilon_{fu}$ [-]	1,05%
Ultimate strain of reinforcement	$\epsilon_{su} = \epsilon^*_{fu}$ [-]	1,50%
Design yield strength of reinforcement	$f_{yd} = f_{fu}$ [MPa]	539,00

CAGE (GFRP)	Lato terreno (M -)	Lato scavo (M +)
Entrance Side	Yes	
ϕ_1 [mm]	26	26
ϕ_2 [mm]	0	26
ϕ_3 [mm]	0	26
A [mm ²]	5309,29	15927,87
MINIMUM REINF. VERIFICATION	OK	
MAXIMUM REINF. VERIFICATION	OK	
$M_{e,d}$ [kNm]	0,00	3360,00
$M_{R,d}$ [kNm]	-1545,20	4098,62
$FS_{N=COST}$ [-]	#DIV/0!	1,22
w_k [mm]	-	-
VERIFICATION	-	-


- Verifica al taglio

La resistenza al taglio di una sezione rinforzata con GFRP si calcola come la somma della resistenza al taglio del calcestruzzo senza armatura V_c , e la resistenza al taglio fornita dalle staffe GFRP V_f , moltiplicata per un fattore di riduzione ϕ che è stabilito dall'ACI come 0,75. La resistenza al taglio deve essere inferiore alla forza di taglio di progetto che agisce sulla sezione trasversale V_u .

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$\phi \cdot (V_c + V_f) \geq V_u$$

V_u : Forza di taglio di progetto

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

\emptyset : Fattore di riduzione della resistenza

V_n : Capacità di taglio nominale

V_c : Resistenza a taglio del calcestruzzo

V_f : Resistenza a taglio

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c$$

Dove

b_w : Larghezza della sezione

c : Profondità dell'asse neutro della sezione trasformata fessurata (in mm) e data da:

$$c = k \cdot d$$

con

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f$$

n_f : Rapporto tra il modulo di elasticità delle barre FRP e il modulo di elasticità del calcestruzzo

La resistenza a taglio delle staffe disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento deve essere calcolata come:

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{s}$$

Dove

A_{fv} : Area di rinforzo a taglio

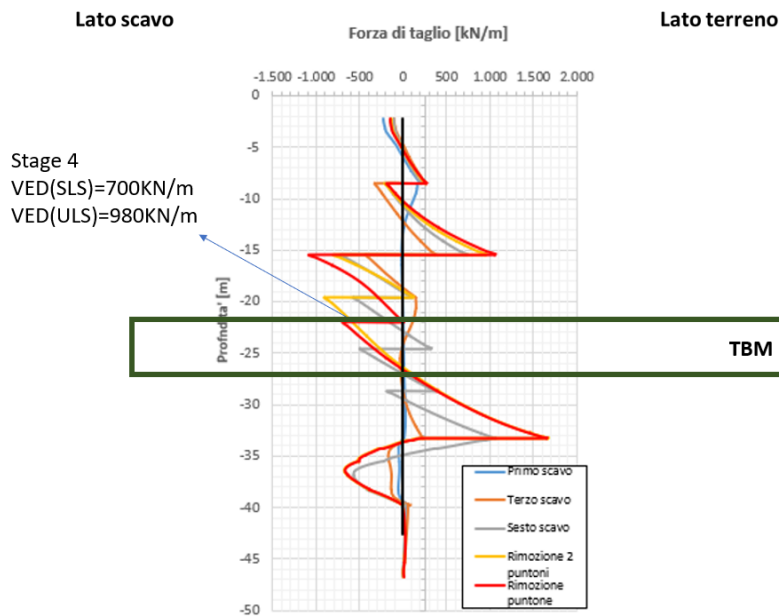
f_{fv} : Resistenza alla trazione dell'armatura a taglio in GFRP

$$f_{fv} = 0.004E_f \leq f_{fb}$$



Con

E_f : Modulo di elasticità del GFRP garantito dal fornitore.




GFRP SHEAR REINFORCEMENT

		NOT SHEAR REINFORCEMENT	
U.L.S. STATIC		V_{MAX}	
V_d [kN/m]		980,00	
N_d [kN/m]		0,00	
σ_{cp} [MPa]		0,00	
$V_{Rd,c}$ [kN/m]		311,58	
VERIFICATION		NO	

ϕ_{sw} [mm]	16
$s_{sw,Transversal}$ [mm]	200
$s_{sw,Longitudinal}$ [mm]	200

VERIFICATION MIN. REINF.	OK
---------------------------------	-----------

		SHEAR REINFORCEMENT	
U.L.S. STATIC		V_{MAX}	
V_d [kN/m]		980,00	
b_w [mm]		1000	
d [mm]		1031	
z [mm]		927,9	
ϑ [°]		45	
α [°]		90,00	
V_c [kN/m]		311,58	
V_f [kN/m]		1243,77	
V_n [kN/m]		1166,51	
VERIFICATION		OK	
$V_d < V_n$		OK	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

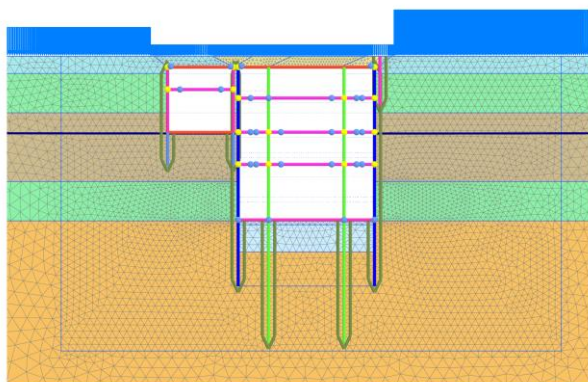
ALLEGATO N.3

Analisi di sensitività' - Confronto stratigrafico

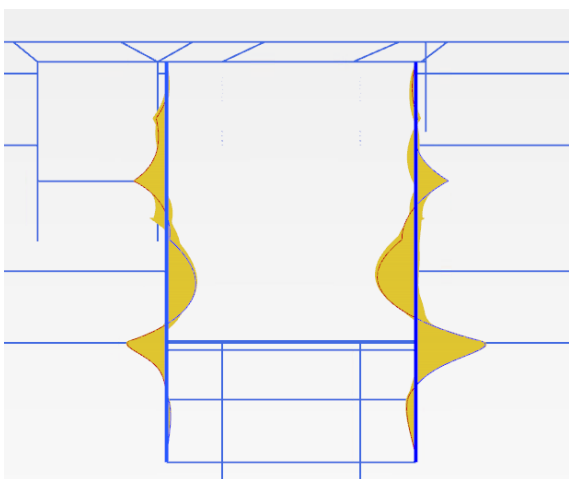
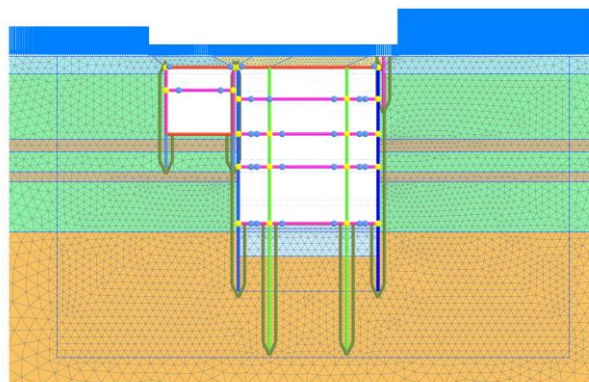


Si presenta di seguito una analisi di sensitivita' atta a verificare gli impatti sulla progettazione della stazione relativi alla differenza di stratigrafia riscontrata tra la stratigrafia di riferimento precedente alle integrazioni del 2021 e quella di progetto. Si dimostra che l'assunzione di unificare gli strati U3 con lo strato intermedio U2 non comporta effetti sul dimensionamento dei diaframmi. Di seguito è riportato un confronto dei risultati di entrambi i modelli.

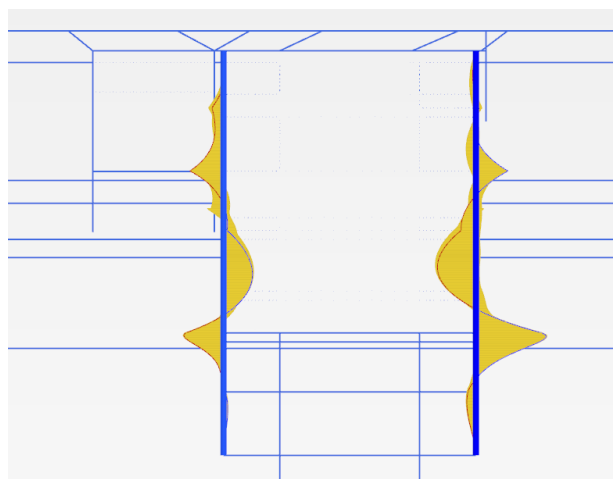
Modello di calcolo stratigrafia semplificata



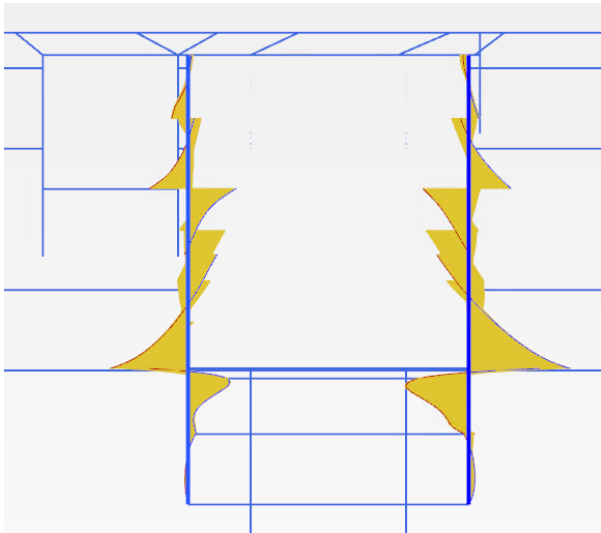
Modello stratigrafia di progetto



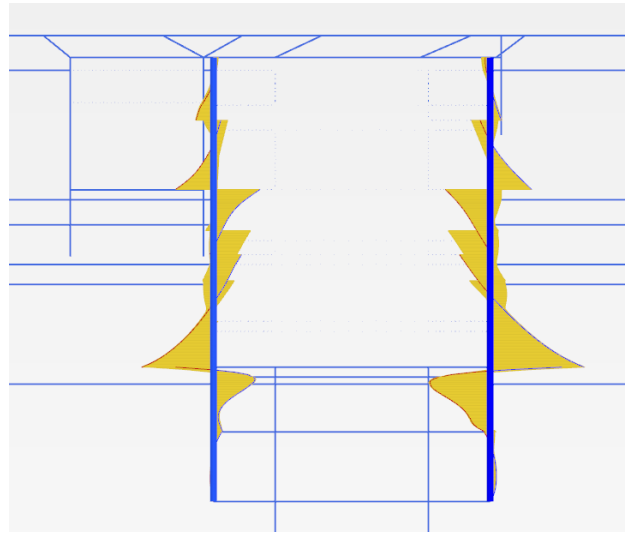
Envelope of Bending moments M (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = 3938 kN m/m (Element 484 at Node 39452)
Minimum value = -2259 kN m/m



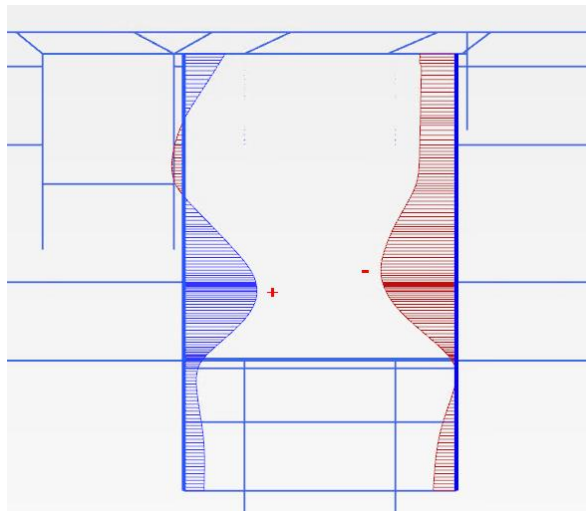
Envelope of Bending moments M (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = 3905 kN m/m (Element 490 at Node 43228)
Minimum value = -2235 kN m/m



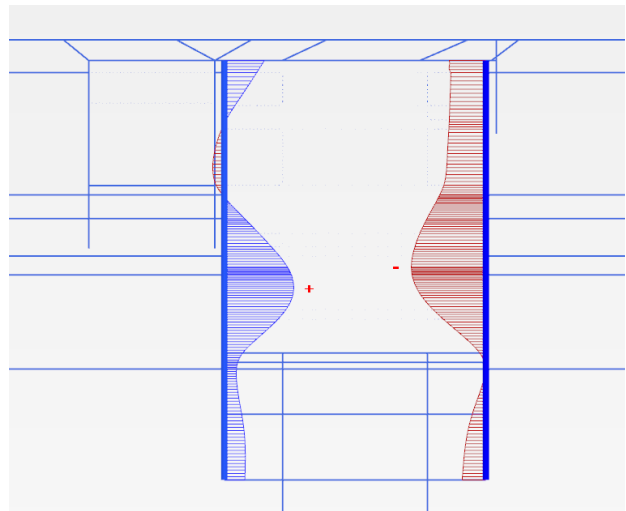
Envelope of Shear forces Q (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = 2026 kN/m (Element 418 at Node 36783)
Minimum value = -1558 kN/m




Envelope of Shear forces Q (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = 1906 kN/m (Element 467 at Node 43227)
Minimum value = -1455 kN/m




Total displacements u_x (scaled up 500 times)
Maximum value = 0,01494 m (Element 365 at Node 10399)
Minimum value = -0,01539 m (Element 334 at Node 59757)



Total displacements u_x (scaled up 500 times)
Maximum value = 0,01476 m (Element 421 at Node 12316)
Minimum value = -0,01585 m (Element 365 at Node 55068)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Come si evince dalle immagini sovrastanti, la differenza di stratigrafia non comporta grossi cambiamenti in termini di sollecitazioni in quanto i parametri geomeccanici dell'unità U3 sono stati assunti uguali e/o inferiori a quelli dell'unità U2. Le differenze sono inferiori a 1% per le sollecitazioni di momento flettente, 7% per le sollecitazioni di taglio e 3% in termini di spostamenti; valori decisamente bassi e in ogni caso sempre maggiori per il modello semplificato, quindi a favore di sicurezza.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

ALLEGATO N.4

Verifiche integrative del nodo di connessione soletta /diaframma



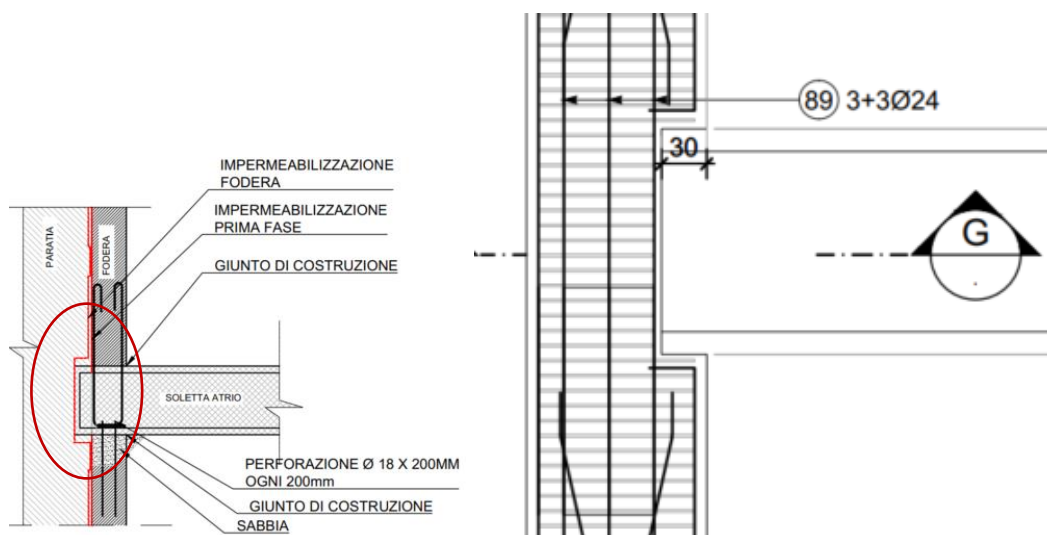
1. VERIFICA DELLA CONNESSIONE SOLETTA-DIAFRAMMA

1.1 Introduzione

Il collegamento tra le solette di stazione e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

Le tasche di appoggio hanno larghezza pari a 30 cm e la sezione corrente del diaframma presenta una zona localizzata di spessore ridotto da 100 cm a 70cm. Con lo scopo di dimostrare il corretto funzionamento del nodo di connessione si presentano di seguito le seguenti analisi/verifiche integrative:

1. valutazione degli effetti della eccentricità dei carichi dovuti alla connessione diaframma/solette
2. verifiche a flessione e taglio della sezione ridotta del diaframma
3. verifiche delle massime pressioni di contatto localizzate sugli appoggi
4. verifiche delle massime pressioni di contatto sulle impermeabilizzazioni





1.2 Analisi Plaxis aggiuntive per tener conto dell'eccentricità

La verifica strutturale include la valutazione degli effetti della eccentricità dei carichi dovuti alla connessione diaframma/solette. Tale contributo è stato verificato mediante modello *ad hoc* come rappresentato nella figura seguente, considerando le stazioni S4G in quanto presentano le condizioni più sfavorevoli in termini di reazioni vincolari sull'appoggio (assenza di king-post).

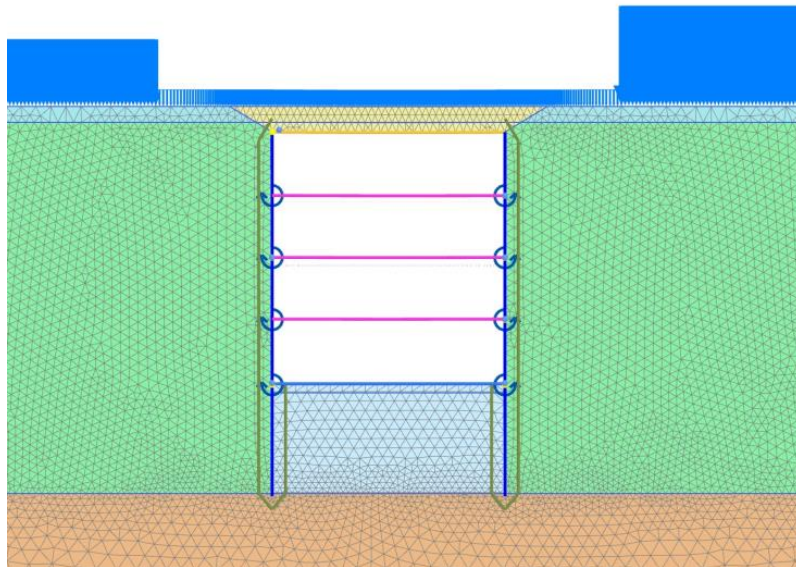


Figura 36. Modellazione dell'eccentricità tra soletta e diaframma – Esempio per le Stazioni S4G

Il modello è stato modificato introducendo sul nodo generico di collegamento soletta/diaframma un momento calcolato come il valore della reazione massima, pari a 330KN/m moltiplicata per l'eccentricità massima pari a 0.45m.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

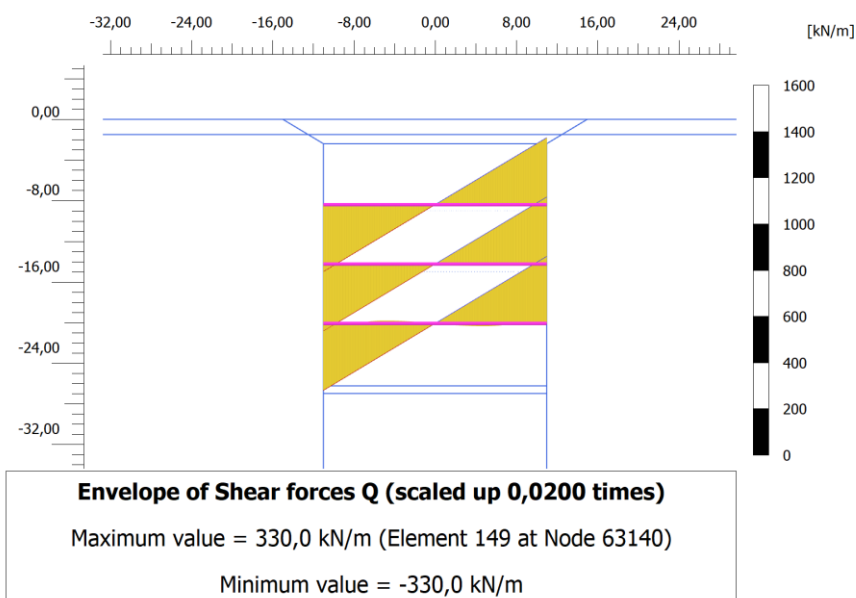


Figura 37. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazioni S4G

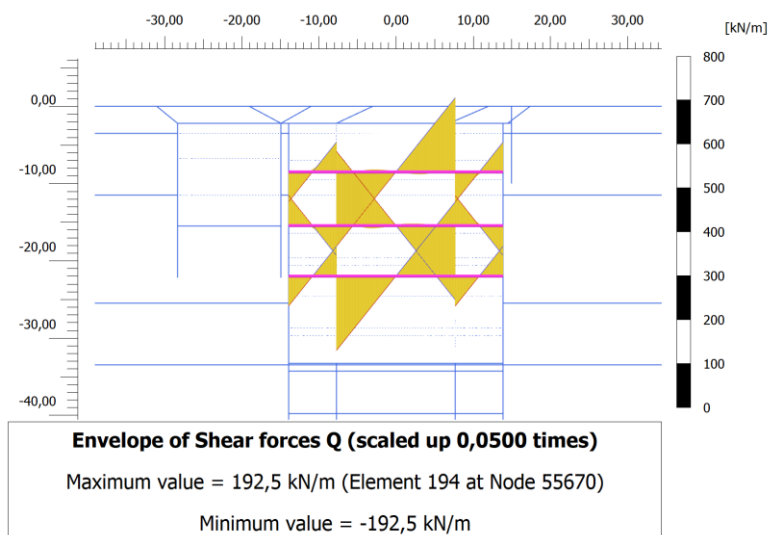


Figura 38. Valore di reazione vincolare di riferimento per il calcolo del momento flettente aggiuntivo – Stazione Porta Nuova



L'analisi è stata eseguita con riferimento alla fase più sfavorevole ovvero durante lo scavo delle stazioni in assenza delle fodere e considerando la reazione vincolare più gravosa (stazioni S4G 330KN/m). Si è riscontrato come le variazioni in termini di sollecitazioni flettenti siano inferiori al 5% del valore dimensionante e pertanto trascurabili ai fini del progetto delle strutture. Nel caso della stazione in oggetto si ritengono valide le valutazioni eseguite per le stazioni S4G in quanto, come mostrato nella Figura 38, i valori di reazione vincolare sono notevolmente più bassi (193KN/m).

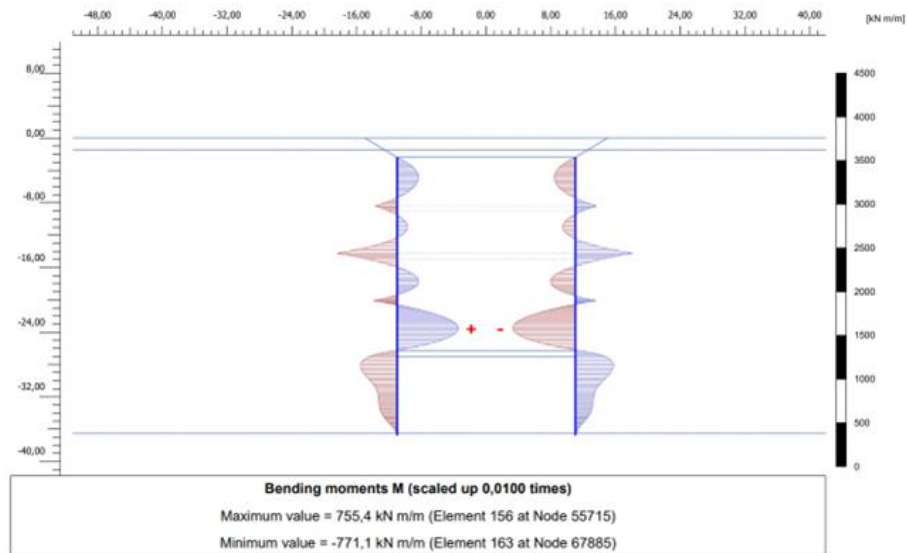


Figura 39. Distribuzione dei momenti flettenti in assenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

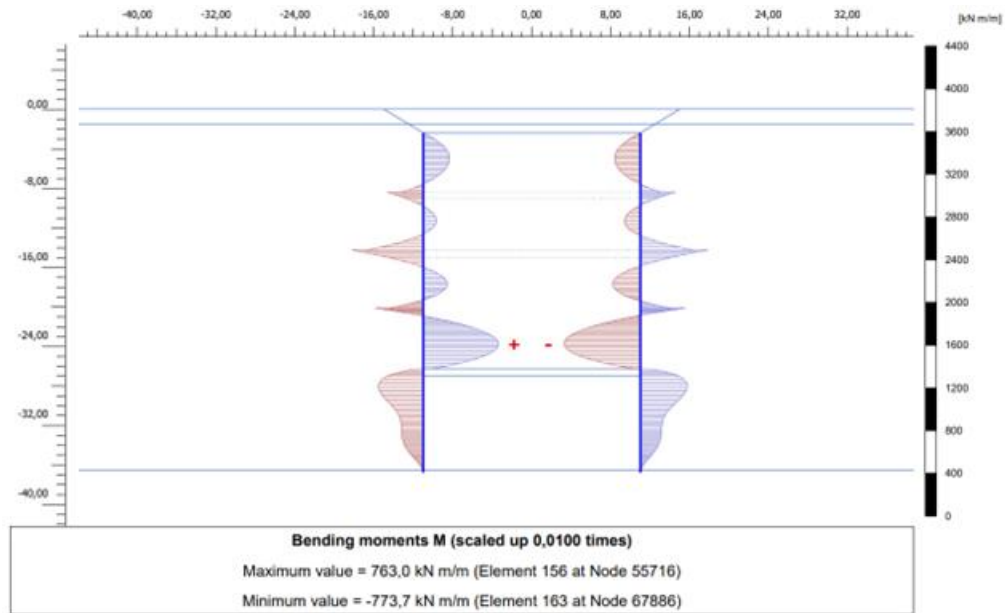


Figura 40. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)

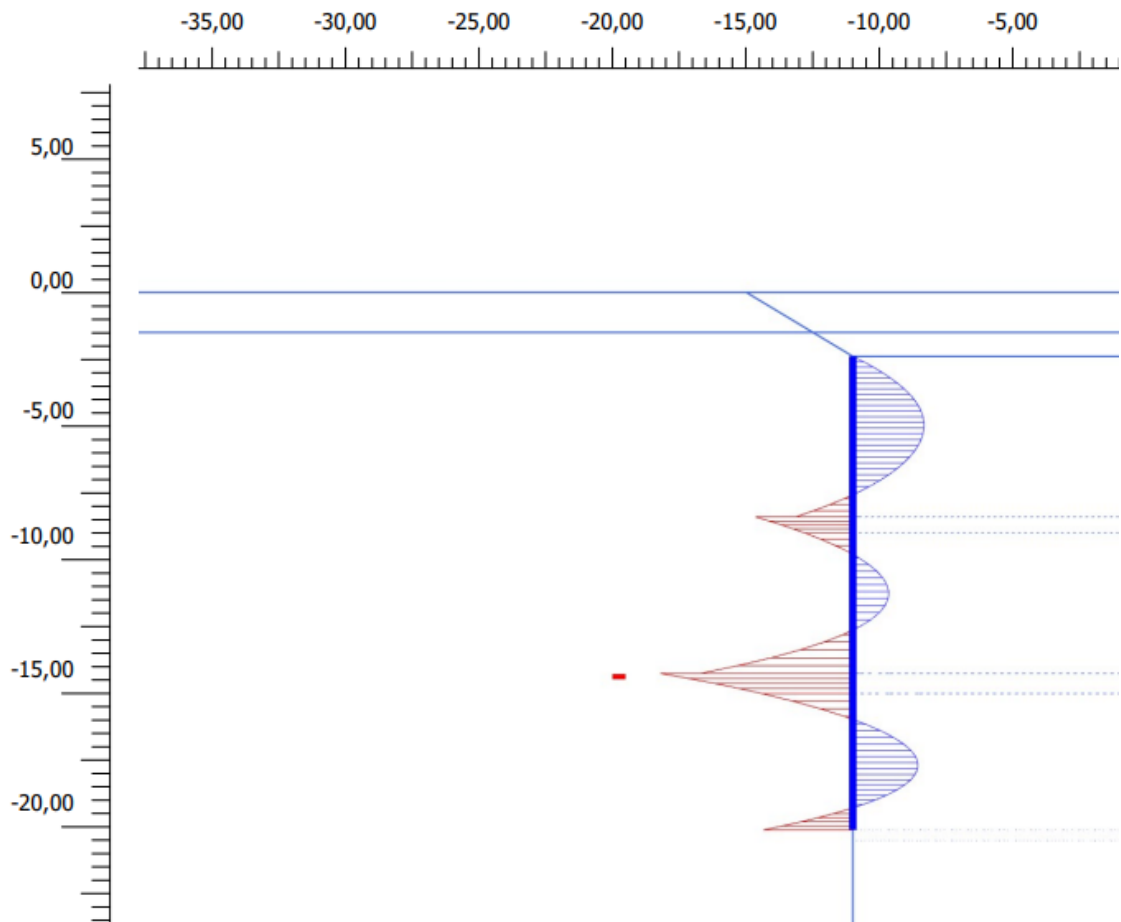


Figura 41. Distribuzione dei momenti flettenti in presenza di eccentricità (fase finale di scavo – assenza di fodere)



1.3 Verifica a flessione e taglio della sezione ridotta

Si presentano di seguito le verifiche a flessione e taglio considerando l'involuppo delle sollecitazioni a breve termine. A lungo termine la verifica non è più necessaria in quanto le solette sono completate e per tanto si garantisce la continuità della sezione.

- **Diaframma 1.2m**

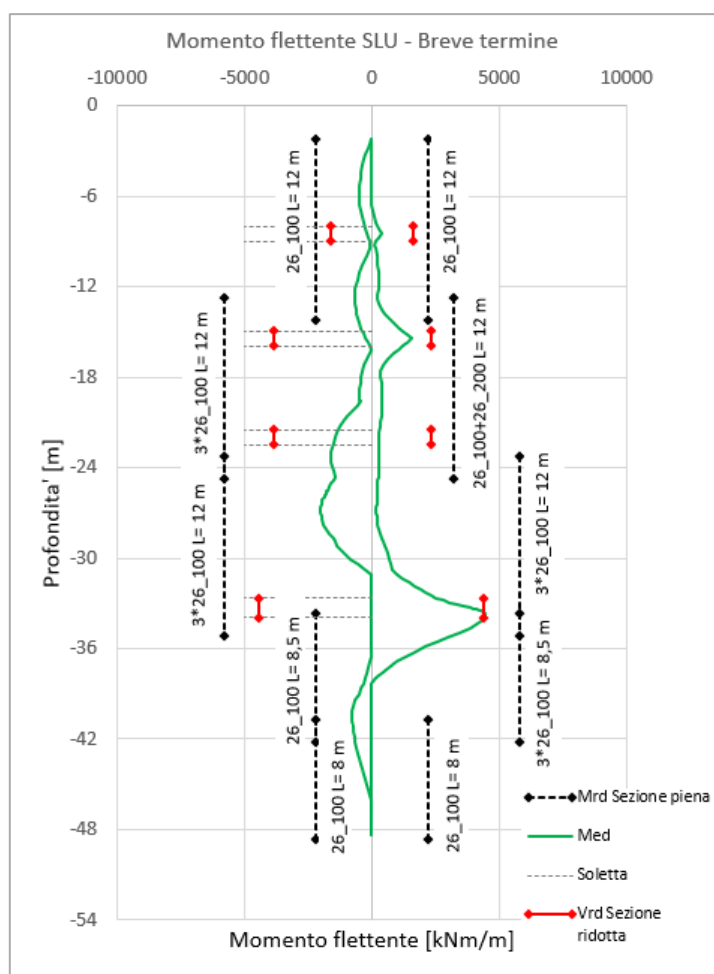


Figura 42. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta

Si riporta la verifica della zona più critica, che nel caso in esame è quella relativa al piano banchina. Il momento flettente di progetto è considerato quello in corrispondenza della faccia della soletta in quanto la modellazione numerica crea dei picchi nei nodi di connessione tra gli elementi strutturali.

**Tabella 32 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Banchina**

<i>Sezione di verifica SLU: Tasca Banchina</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	900	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	775	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26,1	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura tesa	15969	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	10	[-]
Area dell'armatura compressa	15928	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione		4408,82 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto		2519,00 [kNm]
		Verificato

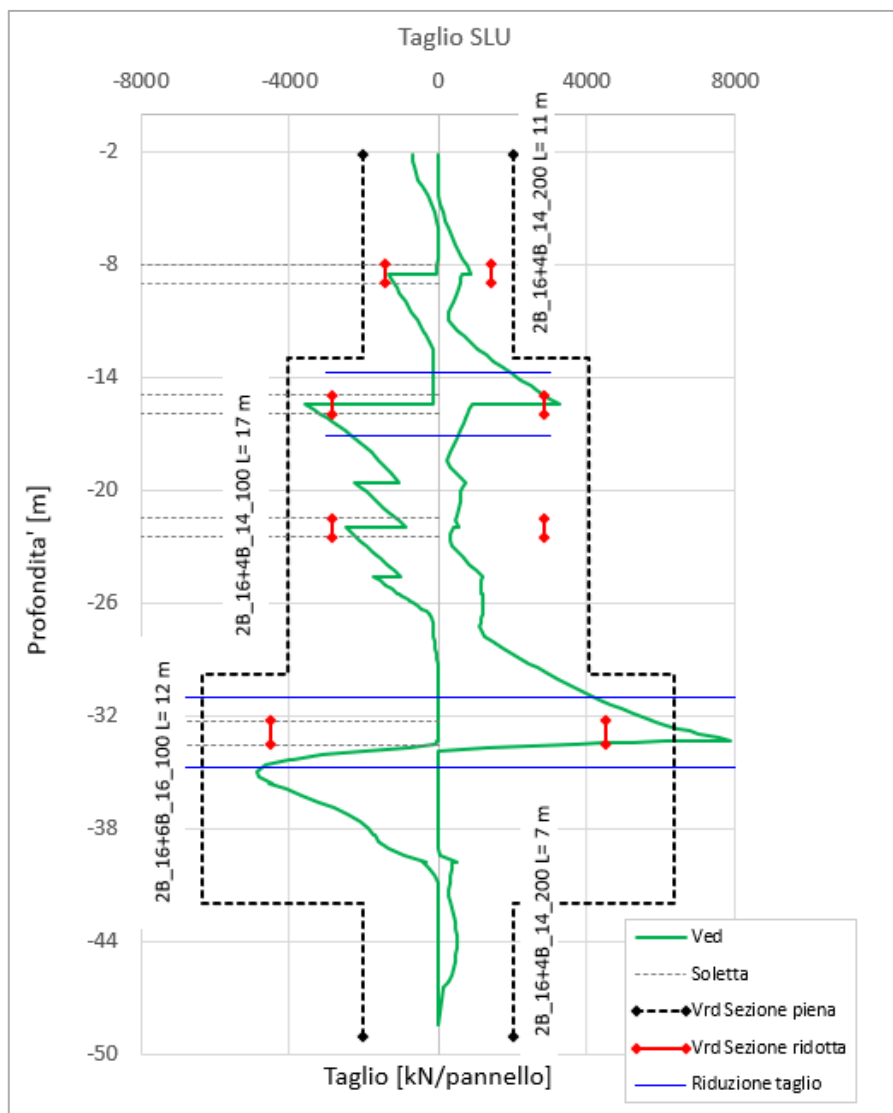


Figura 43. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

Considerando che dovuto alla modellazione si presentano dei picchi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi strutturali, le sollecitazioni di taglio possono essere ridotte e sarà sempre cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di taglio agente calcolato alla distanza d dall'appoggio. Per cui i diaframmi risultano verificati a taglio pur considerando la sezione ridotta in corrispondenza delle tasche di appoggio delle solette.


Tabella 33 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

Verifica elementi a taglio			
<i>Pannello diaframma 2800 x 1200 mm - ϕ16 2 braccia + ϕ16 4 braccia passo 100 mm</i>			
Geometria			
Altezza sezione	H	900	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	26	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	796	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	6	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1607,68	mm ²
Braccio coppia interna	z	716,4	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	4507	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	7104	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	4507	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	3952	kN
		Verificato	



• **Diaframma 1m**

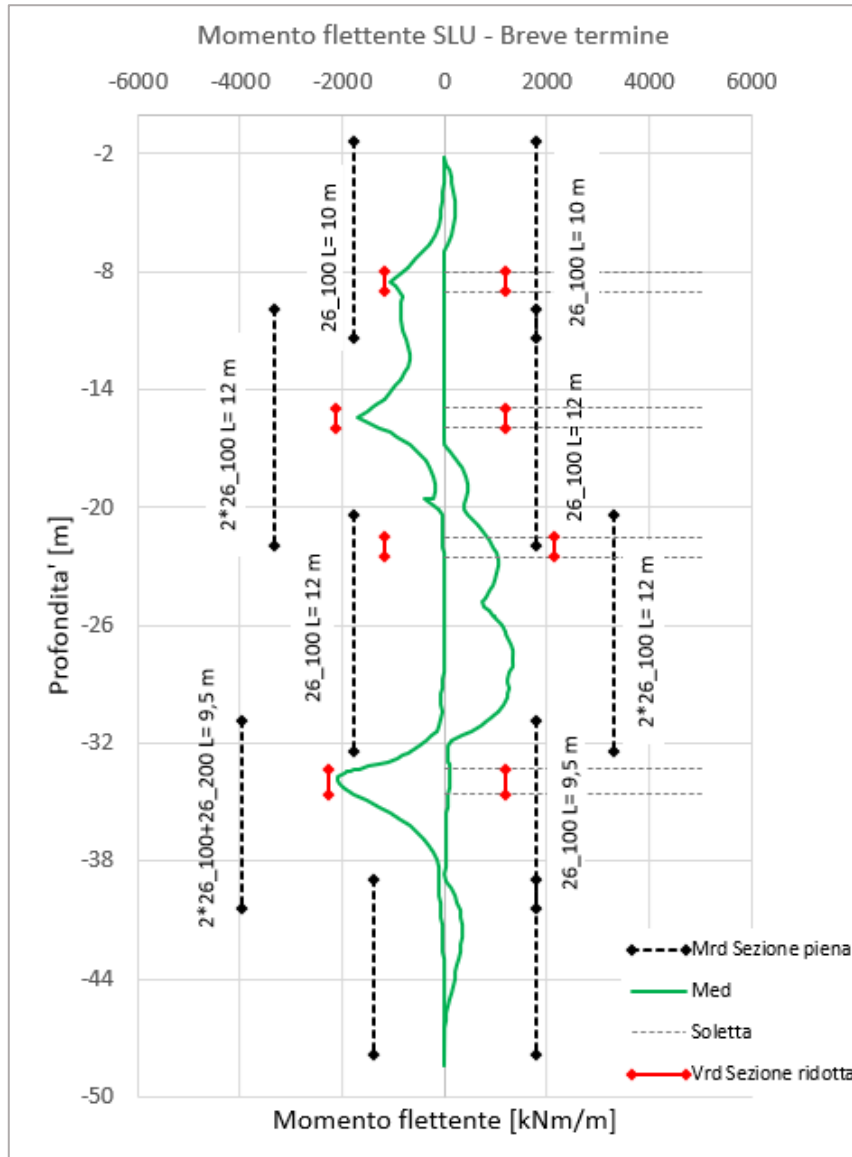


Figura 44. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni flettenti – Sezione ridotta

Si riporta la verifica della zona più critica, che nel caso in esame è quella relativa al piano banchina.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
 delle opere di sostegno della stazione

MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

Tabella 34 Diaframmi – Verifica SLU flessione - Sezione ridotta -Piano Banchina

<i>Sezione di verifica SLU: Tasca Banchina</i>		
Geometria sezione:		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	700	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	1000	[mm]
Copriferro	75	[mm]
Altezza utile della sezione	575	[mm]
Armature		
Armatura tesa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	10	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	5	[-]
Area dell'armatura tesa	13314	[mm ²]
Armatura compressa		
Diametro dei ferri correnti	26	[mm]
Numero dei ferri correnti	10	[-]
Diametro dei ferri correnti secondo strato	26	[mm]
Numero dei ferri correnti secondo strato	0	[-]
Diametro dei ferri correnti terzo strato	26	[-]
Numero dei ferri correnti terzo strato	0	[-]
Area dell'armatura compressa	5309	[mm ²]
Materiali		
Calcestruzzo		
Resistenza caratteristica cubica	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	15,00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	11,25	[MPa]
Acciaio		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	1,15	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	391	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360	[MPa]
Momento resistente della sezione	2290,81	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	2083,00	[kNm]
		Verificato

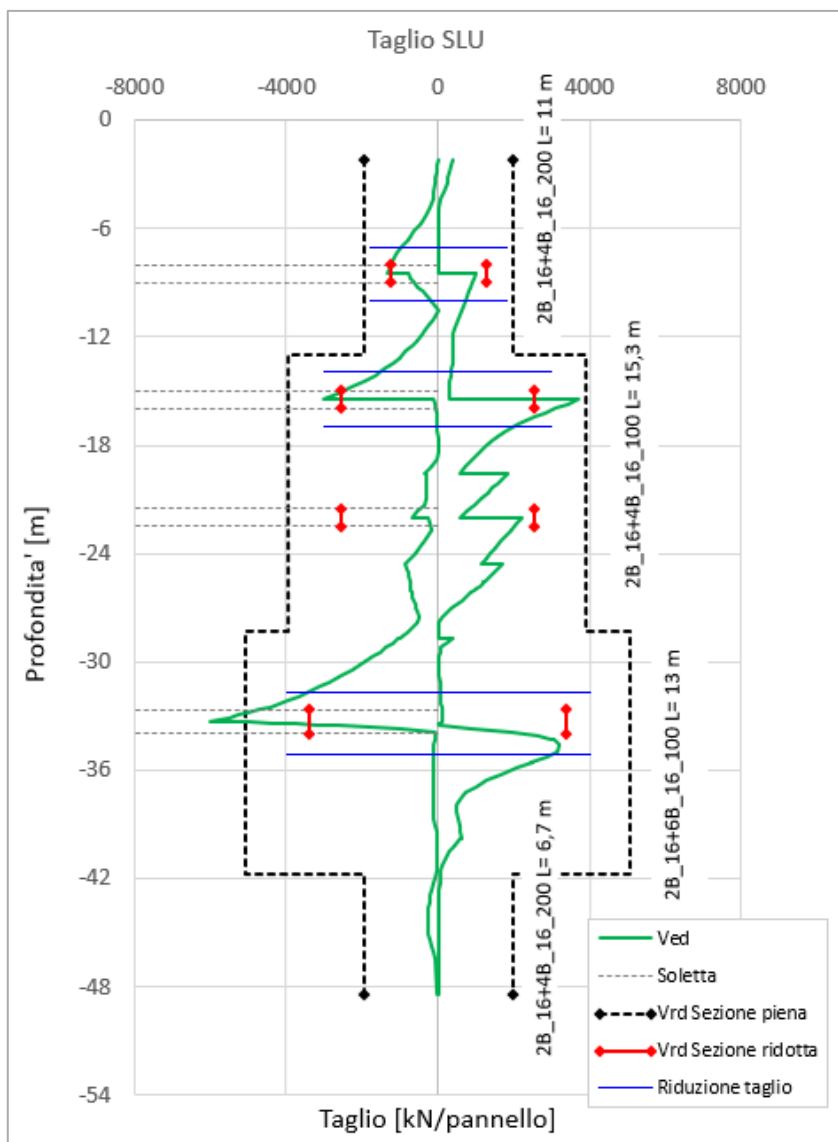



Figura 45. Diaframmi – SLU Diagramma delle sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

Considerando che dovuto alla modellazione si presentano dei picchi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi strutturali, le sollecitazioni di taglio possono essere ridotte e sarà sempre cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di taglio agente calcolato alla distanza d dall'appoggio. Per cui i diaframmi risultano verificati a taglio pur considerando la sezione ridotta in corrispondenza delle tasche di appoggio delle solette.



Tabella 35 Diaframmi – Verifica SLU Sollecitazioni taglianti – Sezione ridotta

Verifica elementi a taglio			
Pannello diaframma 2800 x 1000 mm - $\phi 16$ 2 braccia + $\phi 16$ 6 braccia passo 100 mm			
Geometria			
Altezza sezione	H	700	mm
Base sezione	B	2800	mm
Barre longitudinali tese	ϕ_{sl}	26	mm
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Copriferro	c	75	mm
Altezza utile	d	596	mm
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale calcestruzzo	γ_c	1,5	
Coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine	α_{cc}	0,85	
Resistenza di progetto a compressione calcestruzzo	f_{cd}	14,17	MPa
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	MPa
Acciaio			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza parziale acciaio	γ_s	1,15	
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,30	MPa
Elementi con armatura a taglio			
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw1}	16	mm
Numero braccia	n_{b1}	2	
Diametro staffe esterne	ϕ_{sw2}	16	mm
Numero braccia	n_{b2}	6	
Passo staffe	s	100	mm
Inclinazione tra puntone compresso e asse elemento	θ	45,00	°
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse elemento	α	90	°
Area sezione trasversale armatura a taglio	A_{sw}	1607,68	mm ²
Braccio coppia interna	z	536,4	mm
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	3374	kN
Resistenza offerta dai puntoni	V_{Rcd}	5319	kN
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	3374	kN
Taglio sollecitante SLU	V_{ed}	3129	kN
			Verificato

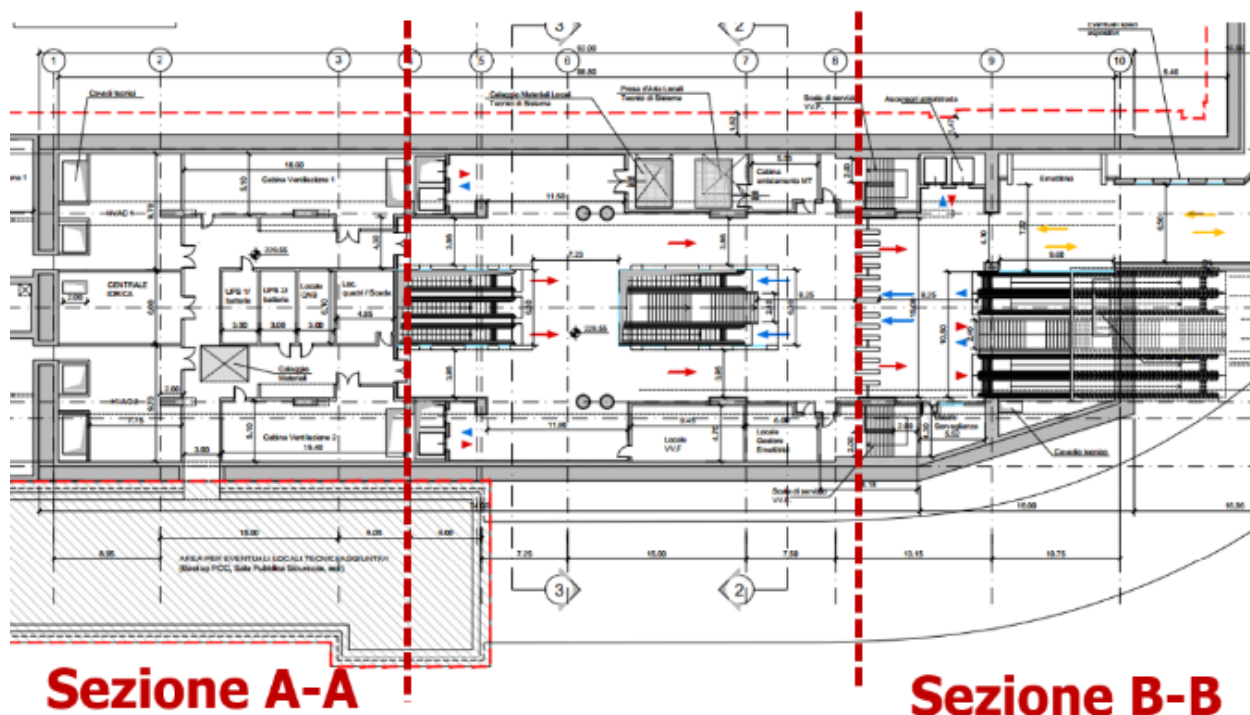
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo delle opere di sostegno della stazione	MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1

ALLEGATO N.5

Valutazioni degli effetti indotti dagli scavi sulle strutture esistenti



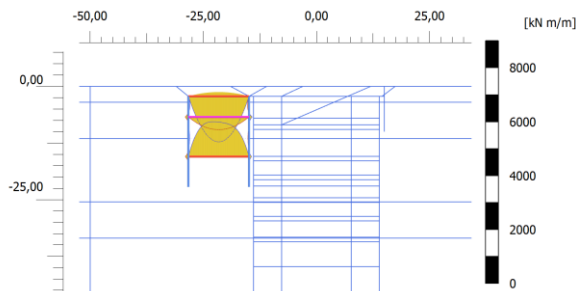
Con lo scopo di verificare gli effetti indotti dallo scavo della nuova stazione della Linea 2 a Porta Nuova sulle strutture esistenti della Linea 1, di seguito si presentano le loro sollecitazioni ottenute prima e dopo lo scavo della suddetta stazione con riferimento alle due sezioni evidenziate nella figura seguente.





• **Interferenza con il pozzo della stazione esistente – Sezione AA**

Prima dello scavo della stazione

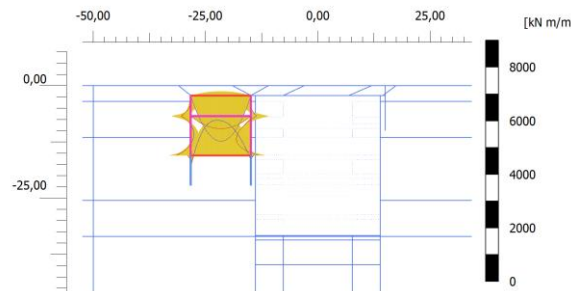


Envelope of Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 2012 kN m/m (Element 49 at Node 1575)

Minimum value = -561,1 kN m/m

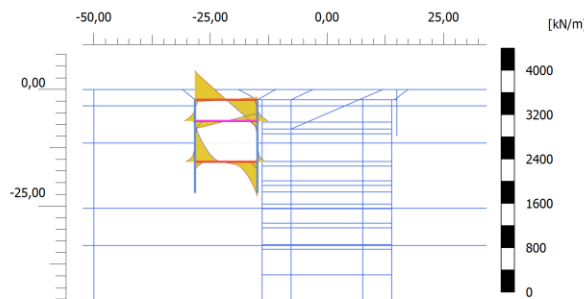
Dopo lo scavo della stazione



Envelope of Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 2033 kN m/m (Element 49 at Node 1575)

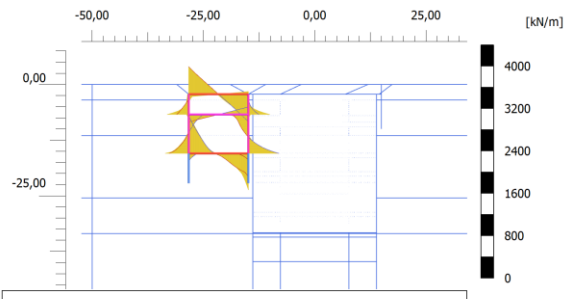
Minimum value = -933,3 kN m/m



Envelope of Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 799,4 kN/m (Element 250 at Node 1362)

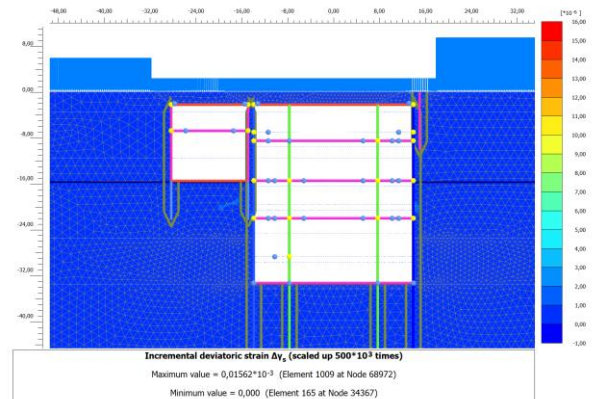
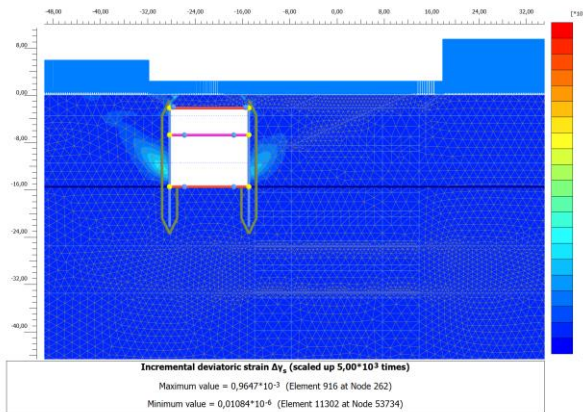
Minimum value = -747,0 kN/m



Envelope of Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

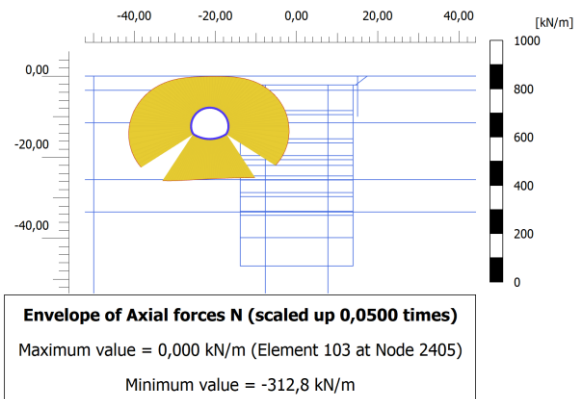
Maximum value = 933,6 kN/m (Element 250 at Node 1362)

Minimum value = -822,3 kN/m

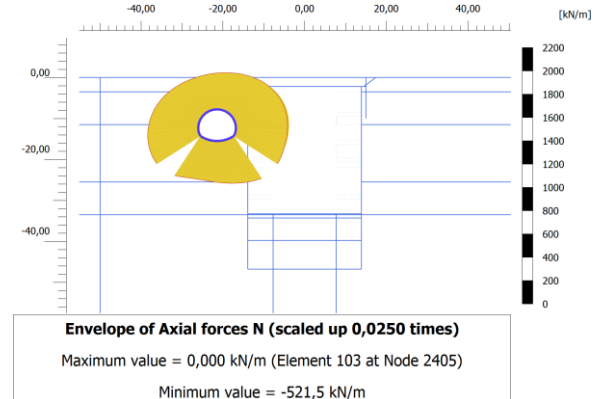


• **Interferenza con la galleria – Sezione BB**

Prima dello scavo della stazione



Dopo lo scavo della stazione



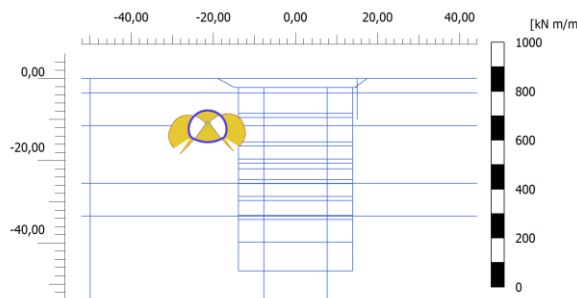


CITTA' DI TORINO

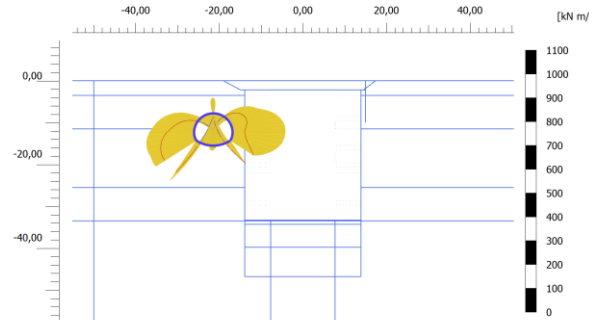
Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova - Relazione di calcolo
delle opere di sostegno della stazione

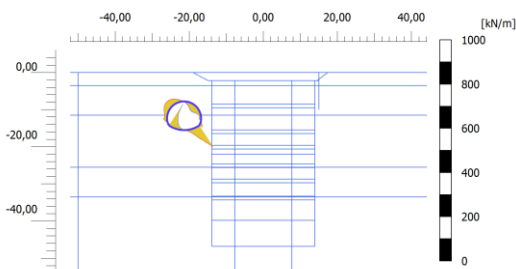
MTL2T1A2DSTRSPNR001-0-1



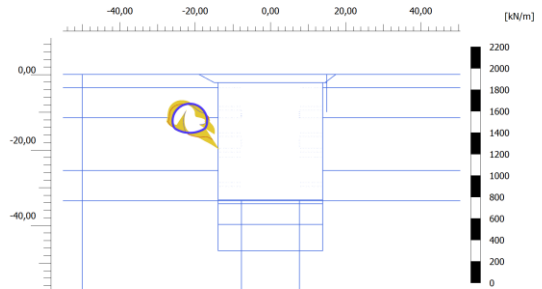
Envelope of Bending moments M (scaled up 0,0500 times)
Maximum value = 97,66 kN m/m (Element 144 at Node 2425)
Minimum value = -103,1 kN m/m



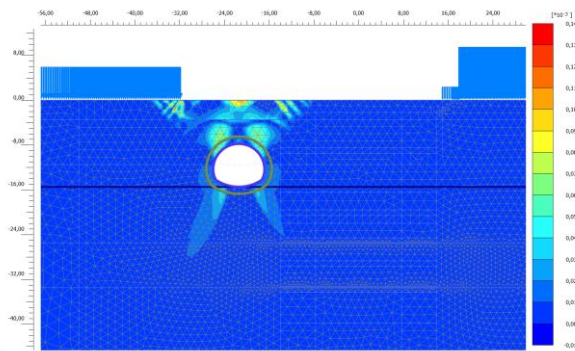
Envelope of Bending moments M (scaled up 0,0500 times)
Maximum value = 228,1 kN m/m (Element 144 at Node 2426)
Minimum value = -252,1 kN m/m



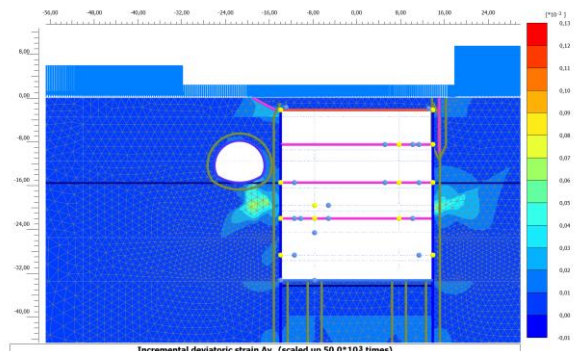
Envelope of Shear forces Q (scaled up 0,0500 times)
Maximum value = 137,7 kN/m (Element 139 at Node 3155)
Minimum value = -135,4 kN/m



Envelope of Shear forces Q (scaled up 0,0250 times)
Maximum value = 230,5 kN/m (Element 139 at Node 3155)
Minimum value = -264,6 kN/m



Incremental deviatoric strain $\Delta \epsilon_x$ (scaled up $50,0 \cdot 10^3$ times)
Maximum value = $0,1372 \cdot 10^{-3}$ (Element 593 at Node 5032)
Minimum value = $6,104 \cdot 10^{-9}$ (Element 189 at Node 33736)



Incremental deviatoric strain $\Delta \epsilon_y$ (scaled up $50,0 \cdot 10^3$ times)
Maximum value = $0,1229 \cdot 10^{-3}$ (Element 636 at Node 741)
Minimum value = $0,01481 \cdot 10^{-6}$ (Element 618 at Node 14090)



Come si evince dalle immagini precedenti, lo scavo della nuova stazione della Linea 2 non genera impatti sul pozzo esistente, mentre per la galleria si riscontrano degli aumenti delle sollecitazioni sia in termini di momento flettente che di sforzo normale; le verifiche sul dominio M-N assumendo lo spessore del rivestimento di 60cm con calcestruzzo classe C25/30 una armatura minima di $\varnothing 26/150\text{mm}$ mostrano che l'impatto e' accettabile (si veda figura di seguito).

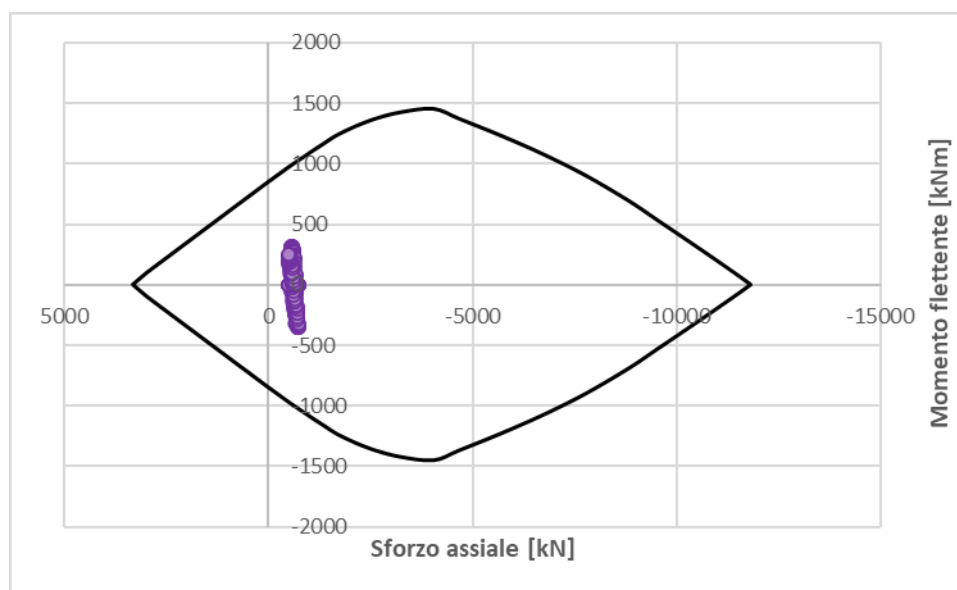


Figura 46. Diagramma delle sollecitazioni flettenti SLU – Galleria Linea 1 Porta Nuova