

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA

OPERE CIVILI – GALLERIA ARTIFICIALE GA02

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NT0P
 00
 D
 26
 CL
 GA0200
 001
 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorezzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. PEISINO	Apr. 2019	V.A. MANITTA <i>V.A. Manitta</i>	Mag. 2019	G. DE MICHELE <i>G. De Michele</i>	Mag. 2019	ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Mancini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 del 4/11/14

SOMMARIO

1. PREMESSA	6
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI	8
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	8
2.3 SOFTWARE UTILIZZATI.....	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE	9
3.2 CALCESTRUZZO.....	9
<i>Calcestruzzo per impalcato</i>	9
<i>Calcestruzzo, elevazioni e cordolo di coronamento paratia</i>	10
<i>Calcestruzzo per pali e solettone di fondazione</i>	10
4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	11
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	13
5.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
5.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	13
6. GALLERIA ARTIFICIALE	15
7. IMPALCATO	25
7.1 GENERALITÀ	25
7.2 METODO DI CALCOLO.....	26
7.2.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.....	26
7.2.2 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	26
7.2.3 SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI.....	27

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	3 di 99

7.2.4	MODELLAZIONE DEI MATERIALI	27
7.2.5	TIPO DI ANALISI	27
7.2.6	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	27
7.2.7	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE	27
7.2.8	MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE	28
7.2.9	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	28
7.2.10	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	28
7.3	GEOMETRIA DEL MODELLO	28
7.4	ANALISI DEI CARICHI	32
7.5	COMBINAZIONI DI CARICO	37
7.6	SOLLECITAZIONI AGENTI	42
7.7	SPOSTAMENTI RISULTANTI	45
7.8	VERIFICA TRAVI IMPALCATO	46
7.9	ARMATURA DELLA TRAVE	51
8.	PIEDRITTI	52
9.	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	55
10.	SOLETTONE DI FONDAZIONE	59
10.1	GENERALITÀ	59
10.2	METODO DI CALCOLO	60
10.2.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	60
10.2.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI	62
10.2.3	MODELLAZIONE DEI MATERIALI	62



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	4 di 99

10.2.4	TIPO DI ANALISI	62
10.2.5	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	63
10.2.6	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE	64
10.2.7	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	64
10.2.8	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	64
10.3	MODELLO STRUTTURALE	64
10.4	ANALISI DEI CARICHI	66
10.5	COMBINAZIONI DI CARICO	67
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI GUSCI	67
10.7	SPOSTAMENTI VERTICALI ATTESI	79
11.	PARATIA DI SOSTEGNO.....	80
11.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA DI SOSTEGNO	80
11.2	COMBINAZIONI DI CARICO	81
11.2.1	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU	82
11.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE	83
11.3	CRITERI DI VERIFICA DELLA PARATIA	84
11.3.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	84
	<i>Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera</i>	<i>84</i>
	<i>Interazione terreno-struttura</i>	<i>84</i>
11.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	85
	<i>Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio</i>	<i>86</i>
	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	<i>88</i>

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	5 di 99

11.4	ANALISI DEI CARICHI DELLA PARATIA	88
11.4.1	PESO PROPRIO DELLA PARATIA.....	88
11.4.2	SPINTA DELLE TERRE.....	88
11.4.3	SPINTA DELL'ACQUA.....	90
11.4.4	SOVRACCARICO STRADALE	90
11.4.5	AZIONE SISMICA	90
11.5	ANALISI DI CALCOLO	92
11.5.1	MODELLO DI CALCOLO	92
11.5.2	RISULTATI DELLE ANALISI	94

ALLEGATI

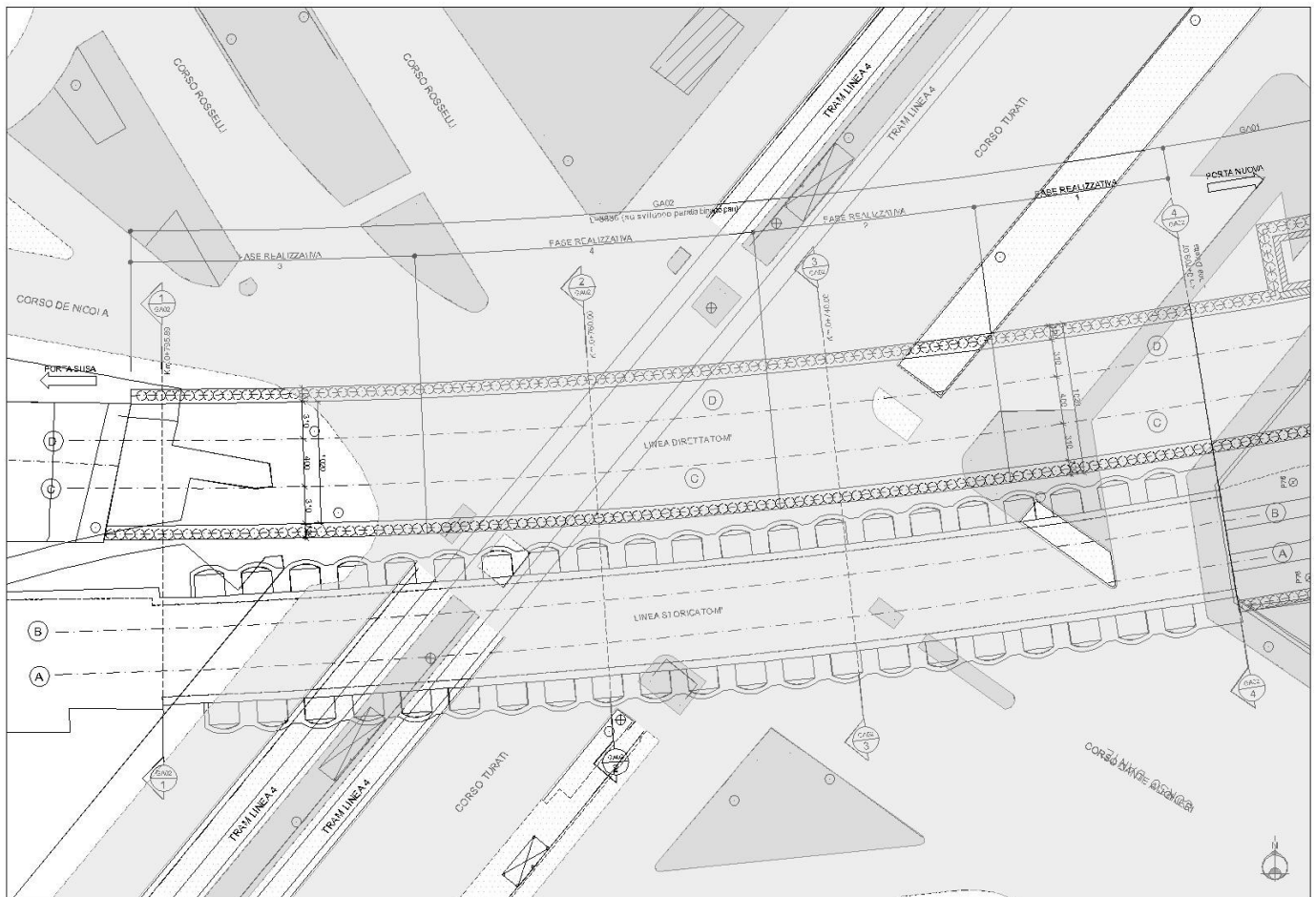
- **Allegato:** Tabulato di calcolo della paratia GA02

1. PREMESSA

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione delle opere civili previste nel tratto di galleria artificiale GA02 (Nuova galleria – Corso Turati) per la realizzazione della nuova linea a doppio binario in affiancamento alla linea esistente, nell’ambito del Progetto Definitivo del “Completamento linea diretta Torino p.ta Nuova – Torino P.ta Susa” nell’ambito del Nodo di Torino.

Il tratto in esame, compreso tra la progr. Km 0+709.07 e la progr. 0+795.89 (limite di intervento lato L.go Turati) della linea diretta P.ta Nuova – P.ta Susa, consta delle opere civili della galleria artificiale a singola canna da realizzare in affiancamento della galleria esistente a doppio binario, verso P.ta Nuova.

FIGURA 1 STRALCIO PLANIMETRICO GA02



L’intervento prevede preliminarmente il trattamento del terreno in corrispondenza della base della fondazione della galleria esistente mediante l’iniezione di malta a bassa pressione. Successivamente si procederà alla realizzazione della nuova canna

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A	FOGLIO 8 di 99

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione delle “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI – Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-B del 22 Dicembre 2017
- CNR DT 207/2008: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

2.2 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

- NT0P 00 D26GE GE0000001 A - Relazione Geotecnica – Tratta nuove Opere da realizzare
- NT0P 00 D26P9 GA0200001 A – Planimetria di progetto
- NT0P 00 D26PA GA0200001 A – Prospetto paratie
- NT0P 00 D26BA GA0200001 A – Carpenteria - Pianta
- NT0P 00 D26WB GA0200001 A – Carpenteria – Sezioni trasversali
- NT0P 00 D26BA GA0200002 A – Carpenteria – Impalcato di copertura
- NT0P 00 D26BA GA0200003 A – Carpenteria – Soletta di fondazione
- NT0P 00 D26WZ GA0200001 A – Fasi costruttive

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

Per il calcolo delle opere in esame sono stati utilizzati i seguenti software di calcolo:

- Paratie Plus 2018 ver.18.1 della CEAS S.r.l.;
- SAP2000 vers. 21 della CSI – Computers & Structures Inc;
- Plaxis 2D vers. 8.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 ACCIAIO PER ARMATURE LENTE

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
allungamento caratteristico	$\geq 7.5 \%$
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per impalcato

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 41.2 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = 1.45 \text{ N/mm}^2$

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	10 di 99

Calcestruzzo, elevazioni e cordolo di coronamento paratia

Classe di resistenza:	C28/35
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 37.05 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 32588 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = 1.32 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per pali e solettone di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	11 di 99

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi interessati dall'opera è stata condotta sulla base della relazione geotecnica generale del progetto esecutivo di cui il presente lavoro ne è l'adeguamento normativo e sulla base delle risultanze ad oggi disponibili della campagna di indagini geognostiche integrativa condotta relativamente all'attuale incarico di progettazione. Per maggiori dettagli sui dati delle pregresse caratterizzazioni geotecniche e sulle risultanze delle nuove indagini si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

Di seguito si riporta una descrizione sintetica dei litotipi presenti ed i parametri geotecnici caratteristici utilizzati in sede di calcolo.

- **Terreno A:** Terreno di riporto di spessore variabile da 1÷4 m. Materiale di riporto superficiale molto eterogeneo, costituito da livelli di materiale incoerente con notevole frazione grossolana e livelli di materiale fine coesivo plastico.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 33^\circ$
 - modulo di Young $E = 15 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$
- **Terreno B:** Ghiaia con sabbia/Sabbia con ghiaia di spessore medio pari a circa 5 m. Terreni ghiaiosi-sabbiosi con presenza talvolta di livelli cementati.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \div 20 \text{ kPa}$
 - angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
 - modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
 - coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$
- **Terreno C:** Ghiaia con sabbia con spessori > 15 m. E' lo stesso materiale del Terreno B ma con minor presenza di livelli cementati.
 - peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	12 di 99

- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
- modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

In sede di calcolo lo strato B è stato cautelativamente assunto senza coesione.

Per quanto concerne invece la quota della falda, questa è stata assunta a vantaggio di sicurezza posta a **-9 m dal p.c.** per il calcolo a lungo termine della paratia. Il calcolo per la valutazione degli sforzi-deformazioni invece la profondità di falda è stata assunta alla quota di **-12 m** del p.c.

Infine, ai fini della caratterizzazione sismica il terreno di fondazione, sulla base di quanto evidenziato dalla caratterizzazione geotecnica delle indagini pregresse e di quelle integrative attuali, può essere classificato di **categoria "C"**.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

5.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Come concordato con la S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 100$ anni
- classe d'uso IV

In base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni

5.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica delle opere si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine $45^\circ 02' 59''$ E

Latitudine $7^\circ 39' 56''$ N

Si riporta di seguito il riepilogo della parametrizzazione sismica:

TABELLA 1 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELLA MASSIMA ACCELERAZIONE LOCALE.

Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	100	2	200	120	0.040	2.660	0.715	0.226
SLD	100	2	200	201	0.046	2.689	0.780	0.245
SLV	100	2	200	1898	0.079	2.871	1.092	0.290
SLC	100	2	200	2475	0.084	2.897	1.135	0.291

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	14 di 99

Categoria suolo = C

Stato limite	Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO (T_R60)	C	1.50	1.00	1.50	1.715	0.129	0.388	1.759
SLD	C	1.50	1.00	1.50	1.670	0.136	0.409	1.785
SLV	C	1.50	1.00	1.50	1.580	0.153	0.458	1.918
SLC	C	1.50	1.00	1.50	1.578	0.153	0.459	1.937

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- Categoria di suolo C;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: S_S = 1.580;
- Coefficiente di amplificazione topografica: S_T = 1.000;
- Massima accelerazione orizzontale al suolo a_g/g = 0.079.

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

6. GALLERIA ARTIFICIALE

Elemento importante nelle analisi del tratto in esame è l'interazione della nuova opera (galleria artificiale a singola canna) con la galleria esistente in affiancamento.

La canna esistente consta di maschi murari in c.a. come piedritti e di travi prefabbricate in c.a. a copertura dell'opera. Il piano di imposta delle fondazioni della galleria esistente si trovano presumibilmente ad una quota di circa 2 m superiore al piano di imposta del soletta di fondazione della nuova galleria. Preliminarmente alla costruzione della nuova opera si prevede l'esecuzione di un consolidamento dell'attuale galleria esistente (iniezioni di malta a bassa pressione per ottenere un miglioramento delle caratteristiche del terreno in corrispondenza della zona di fondazione della galleria).

Il progetto esecutivo ha assunto le seguenti ipotesi progettuali in accordo con le indicazioni della stazione appaltante e in base alla rielaborazione delle caratteristiche geotecniche dei litotipi:

- Unità B non cementata (coesione nulla);
- Miglioramento del terreno con iniezioni a bassa pressione;
- Riduzione delle caratteristiche di resistenza dei materiali della galleria esistente;
- Paratie con pali trivellati CFA Ø800 accostati

A fronte di ciò, al fine di valutare quindi l'interazione tra le due strutture ed in particolare gli effetti che la nuova opera determina su quella esistente, sia in fase costruttiva che in fase di esercizio, è stata sviluppata la modellazione di calcolo, di seguito riassunta:

- Geostatica: inizializzazione delle tensioni principali del terreno in condizioni pre-intervento;
- Fase 1: scavo iniziale della parte superficiale di riporto;
- Fase 2: scavo fino al piano di fondazione della galleria esistente;
- Fase 3: costruzione della galleria esistente;
- Fase 4: riempimento lungo i fianchi dei piedritti con terreno di riporto;
- Fase 5: completamento del riempimento con materiale di riporto fino alla quota di piano campagna;
- Fase 6: applicazione dei carichi accidentali a simulazione del traffico veicolare superficiale mediante carico distribuito;
- Fase 7: azzeramento degli spostamenti per l'inizializzazione del nuovo percorso tenso-deformativo a descrizione dell'inserimento della nuova galleria oggetto di studio;

- Fase 8: rimozione dei carichi stradali di superficie per la chiusura della strada in corrispondenza della zona di successivo scavo;
- Fase 9: esecuzione dell'iniezione a bassa pressione di malta in corrispondenza della zona fondazionale della galleria esistente;
- Fase 10: realizzazione delle paratie di pali trivellati CFA Ø800;
- Fase 11: costruzione della soletta di impalcato;
- Fase 12: scavo fino alla quota di fondo alla profondità di -11 m dal p.c. e ripristino della circolazione superficiale;
- Fase 13: costruzione della fondazione al livello di fondo scavo tramite solettone in c.a.;
- Fase 14: inserimento del ballast.

Le fasi dalla 1 alla 7 sono state eseguite in modo da simulare il processo di costruzione della galleria esistente e il relativo disturbo che ha indotto nel terreno circostante; le restanti fasi analizzano gli effetti della realizzazione della nuova galleria.

Gli elementi strutturali di entrambe le opere sono stati modellati mediante l'utilizzo di elementi "plates" che attraverso la definizione della rigidità assiale equivalente e della rigidità flessionale equivalente simulano il comportamento strutturale richiesto. In Figura 3 è riportato un esempio di applicazione degli elementi "plates". Le caratteristiche di rigidità assegnate ai diversi elementi sono riportate in Tabella 2.

La simulazione del traffico veicolare superficiale è stata computata inserendo un carico distribuito in direzione verticale di intensità pari a 20 kN/m².

FIGURA 3: ESEMPI DI APPLICAZIONE DELL'ELEMENTO "PLATES" – PLAXIS 8.6

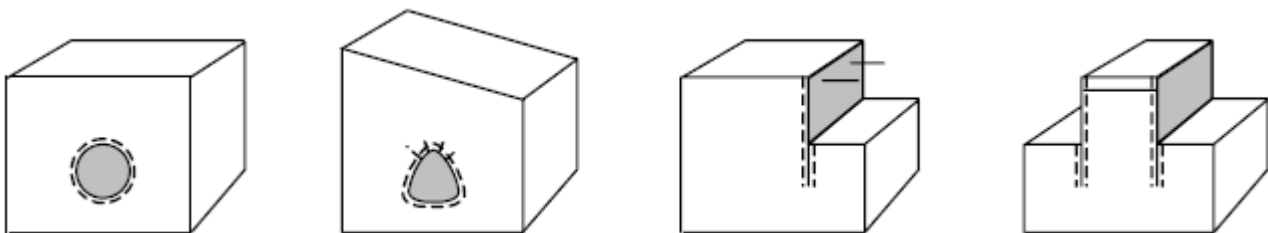


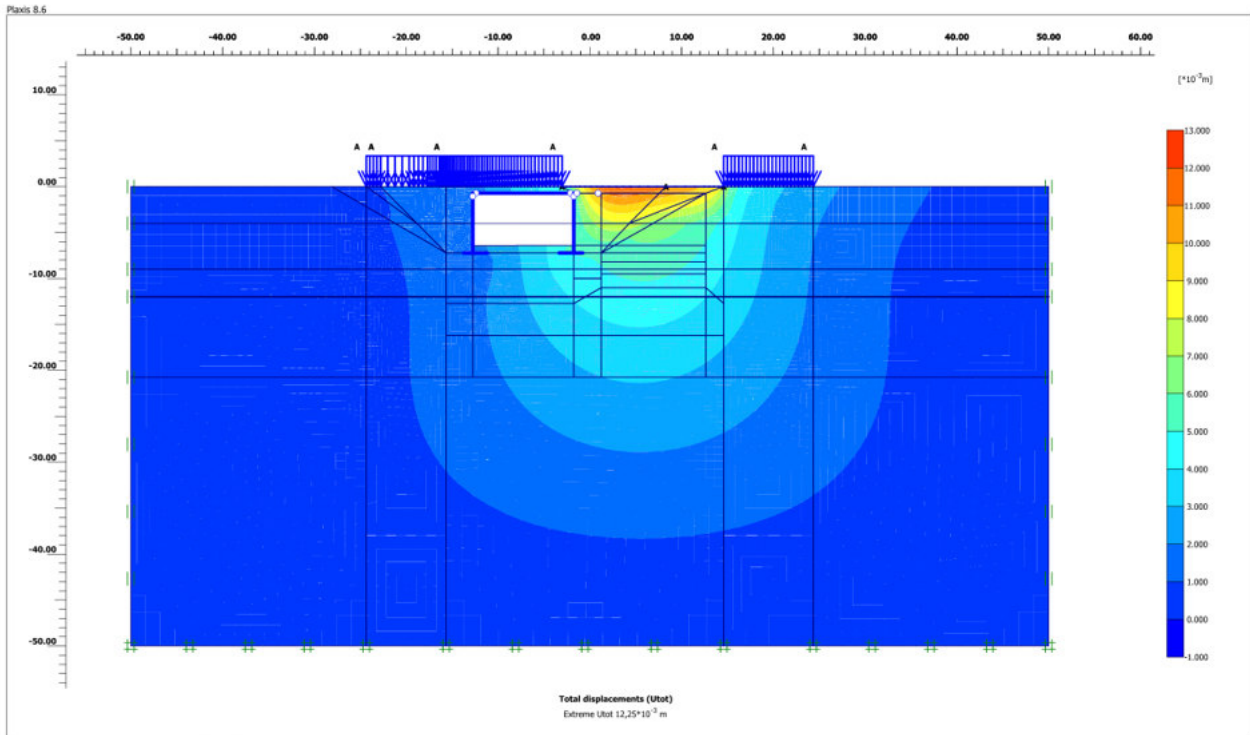
TABELLA 2: PARAMETRI MECCANICI ELEMENTI "PLATES"

OPERA	SIGLA ELEMENTO	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	TIPO MATERIALE	u [-]
Galleria Esistente	VG - Impalcato	$1.18 \cdot 10^7$	$7.34 \cdot 10^5$	14.00	Elastico	0.20
	VG – Muro Vert.	$1.97 \cdot 10^7$	$7.03 \cdot 10^6$	22.40	Elastico	0.20
	VG – Piedritto ridotto	$7.00 \cdot 10^6$	$5.83 \cdot 10^5$	25.00	Elastico	0.20
Nuova galleria	Pali c.a. Ø800	$1.98 \cdot 10^7$	$7.90 \cdot 10^5$	25.00	Elastico	0.20
	NG - Impalcato	$2.16 \cdot 10^7$	$2.44 \cdot 10^6$	17.25	Elastico	0.20
	NG – Solettone fondazione	$3.10 \cdot 10^7$	$2.58 \cdot 10^6$	25.00	Elastico	0.20

Di seguito si riportano i grafici relativi ai massimi spostamenti per le fasi dalla 8 alla 14 in modo da individuare i massimi cedimenti ottenuti dal modello durante la realizzazione della nuova galleria.

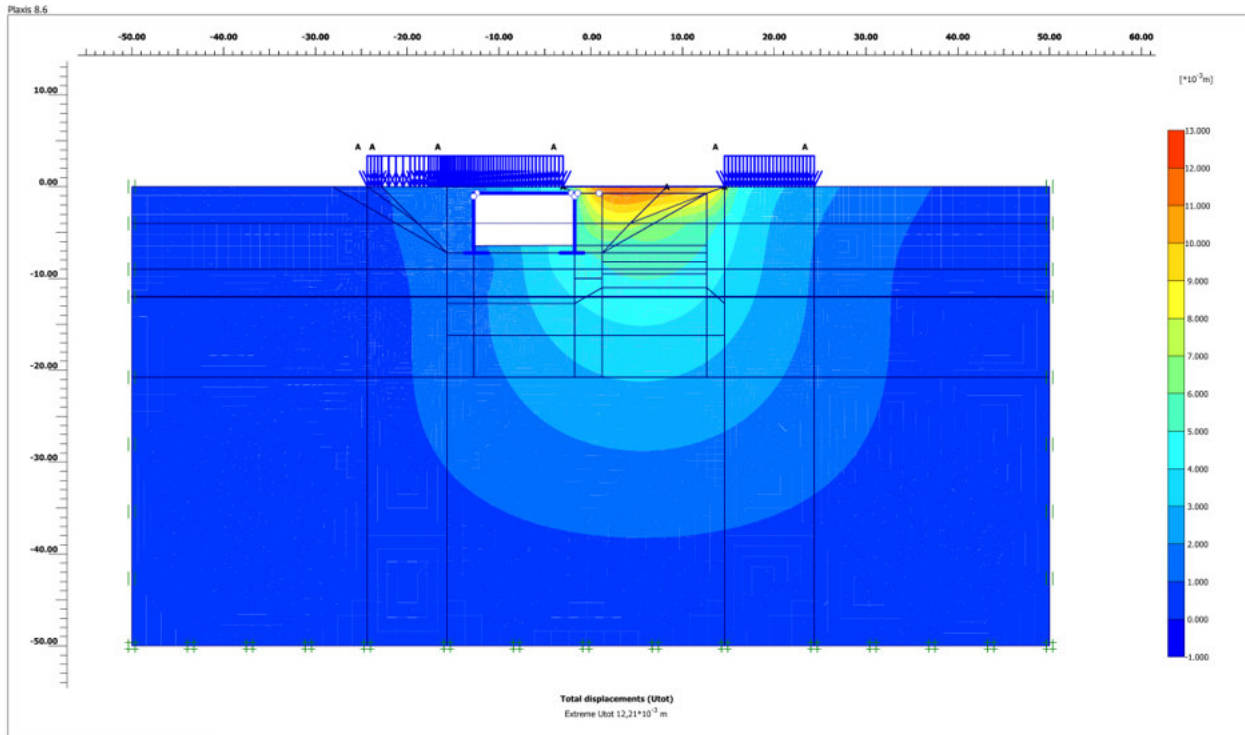
Nella zona sovrastante l'impronta della nuova galleria viene rimosso il carico stradale: è quindi possibile osservare un bulbo di detensionamento nel terreno circostante alla zona di scarico.

FIGURA 4: FASE 8 – RIMOZIONE DEI CARICHI STRADALI



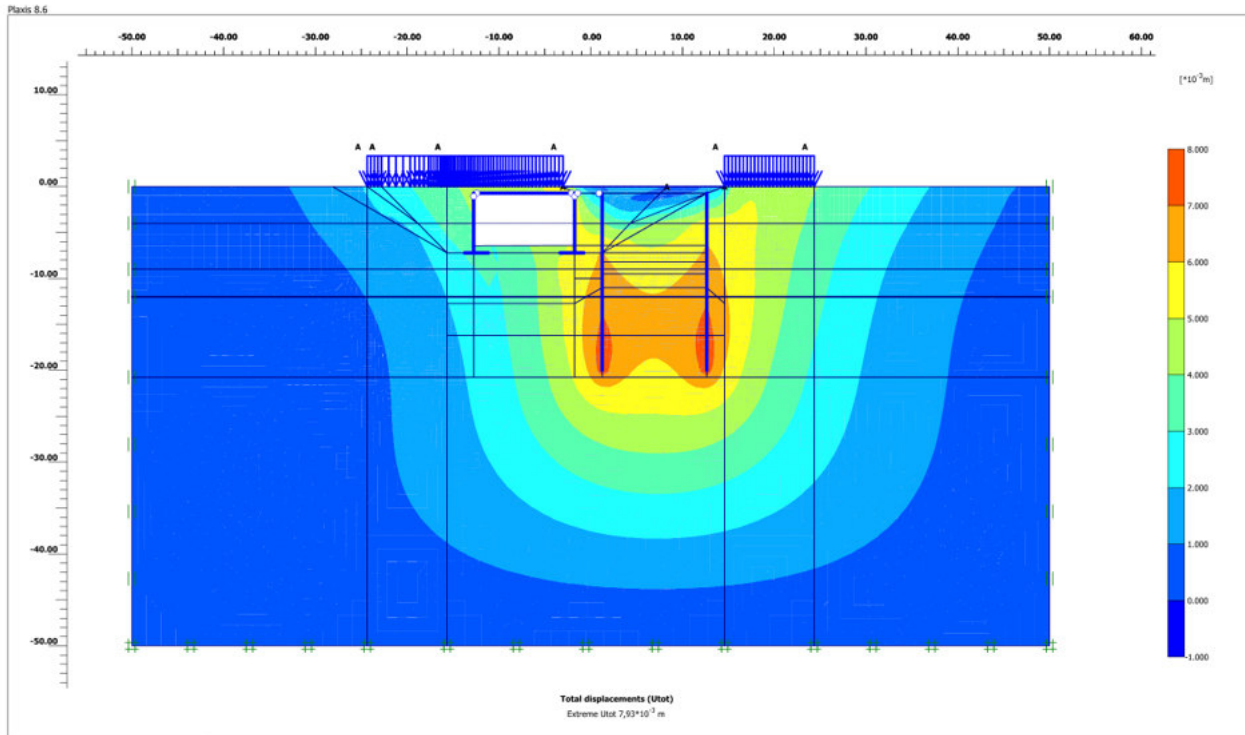
Durante la fase 9 viene trattato il terreno nell'intorno della fondazione e del piedritto della galleria esistente mediante iniezioni di malta a bassa pressione. Ne risulta che le caratteristiche meccaniche del terreno in corrispondenza di questa zona sono incrementate. Da un punto di vista tenso-deformativo (vedi Figura 5) non vi sono grosse differenze rispetto alla fase precedente.

FIGURA 5: FASE 9 – ESECUZIONE DELLA MALTA A BASSA PRESSIONE IN CORRISPONDENZA DELLA FONDAZIONE DELLA GALLERIA ESISTENTE



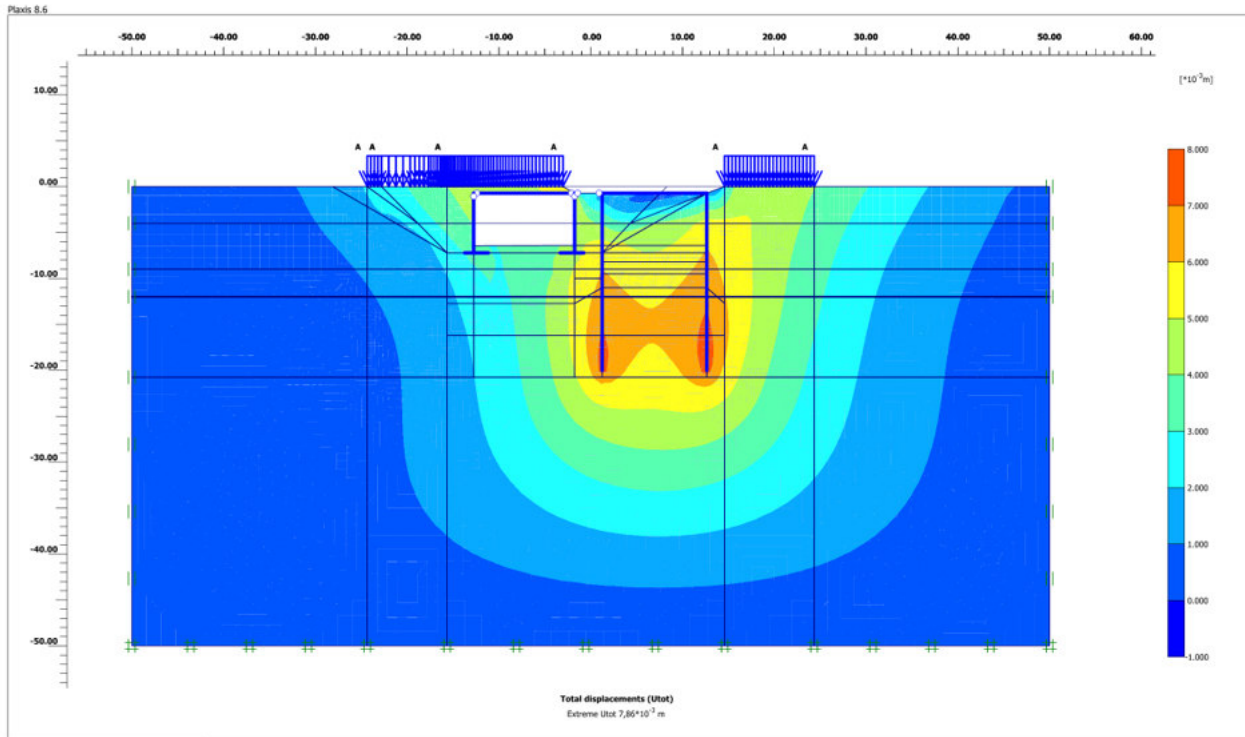
Con la costruzione delle due paratie opposte costituite da pali CFA Ø800 i cedimenti totali sono massimi nella zona inferiore della nuova paratia e hanno un'intensità massima pari all'incirca a 8 mm. Nella zona di transito della galleria esistente invece, i cedimenti sofferti sotto al ballast sono dell'ordine dei 4-5 mm, valore accettabile e che non compromette il transito ferroviario durante la fase di installazione dei pali.

FIGURA 6: FASE 10 – REALIZZAZIONE DELLA PARATIA DI PALI



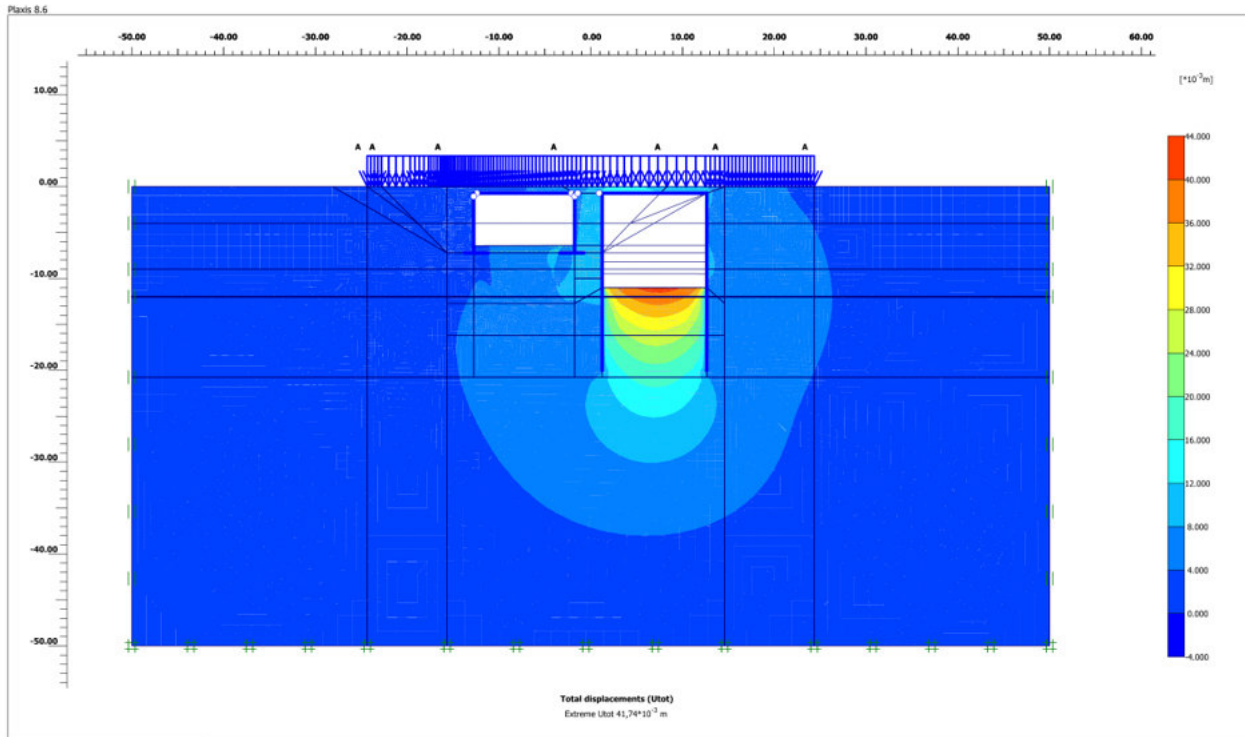
Durante la fase di realizzazione dell'impalcato della nuova galleria (Figura 7) i cedimenti non subiscono variazioni significative rispetto alla configurazione precedente.

FIGURA 7: FASE 11 - COSTRUZIONE DELLA SOLETTA DI IMPALCATO



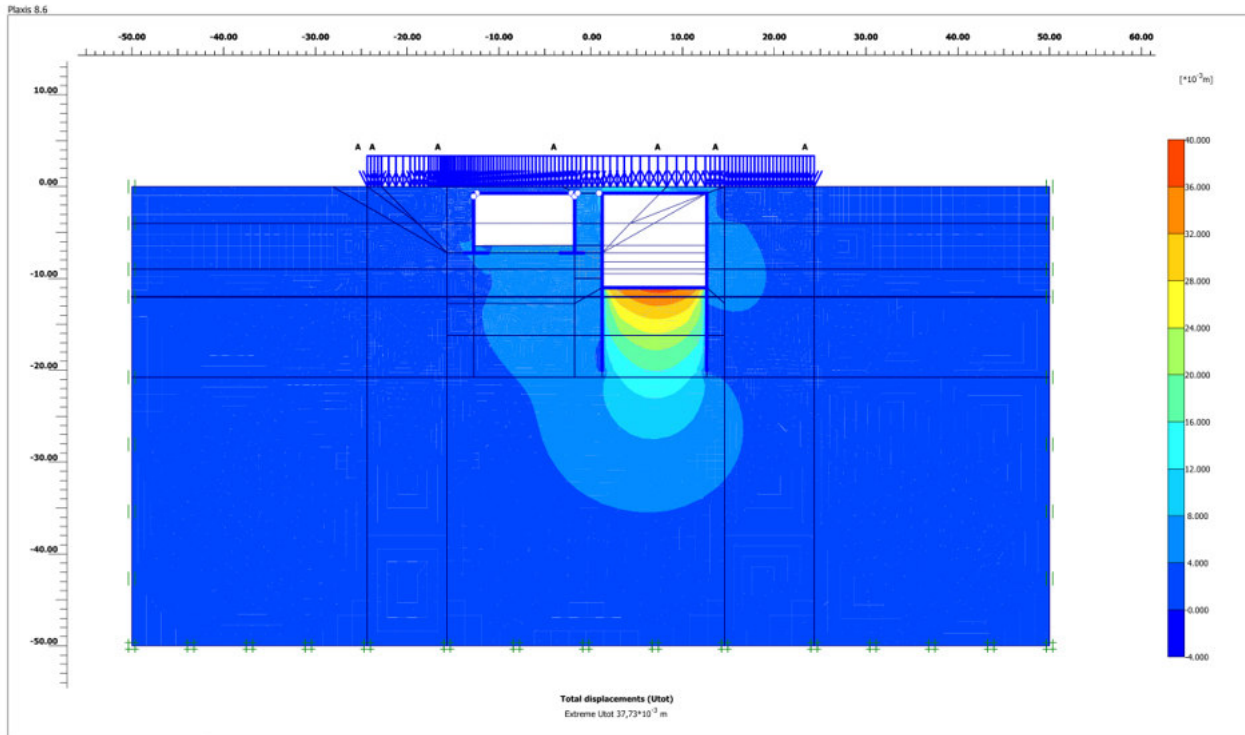
In Figura 8 sono riportati gli spostamenti totali calcolati nel modello durante la fase di scavo alla quota di fondo e la contestuale riapertura della strada soprastante la nuova galleria. A causa del detensionamento dovuto all'asportazione del terreno, nei pressi del fondo scavo viene stimato un "rigonfiamento" del terreno pari a circa 40 mm, mentre nei pressi della fondazione della galleria esistente un cedimento compreso tra i 4 mm e gli 8 mm: questi valori sono frutto di una simulazione del comportamento del terreno "elastica" il quale porta a una sovrastima delle deformazioni indotte nel suolo. La scelta del modello costitutivo è stata fatta in funzione dei parametri ottenuti dalla campagna di indagine in sito che ha permesso di stimare i parametri di coesione, angolo di attrito e modulo elastico. In realtà, il terreno sottoposto a cicli di carico e scarico mostra un comportamento non lineare in quanto il modulo elastico di scarico risulta maggiore rispetto a quello di carico. Per tale motivo i risultati ottenuti dal modello possono essere considerati, a favore di sicurezza, come upper bound per i cedimenti sofferti dalle due strutture.

FIGURA 8: FASE 12 – SCAVO FINO ALLA QUOTA DI FONDO SCAVO E RIAPERTURA TRAFFICO



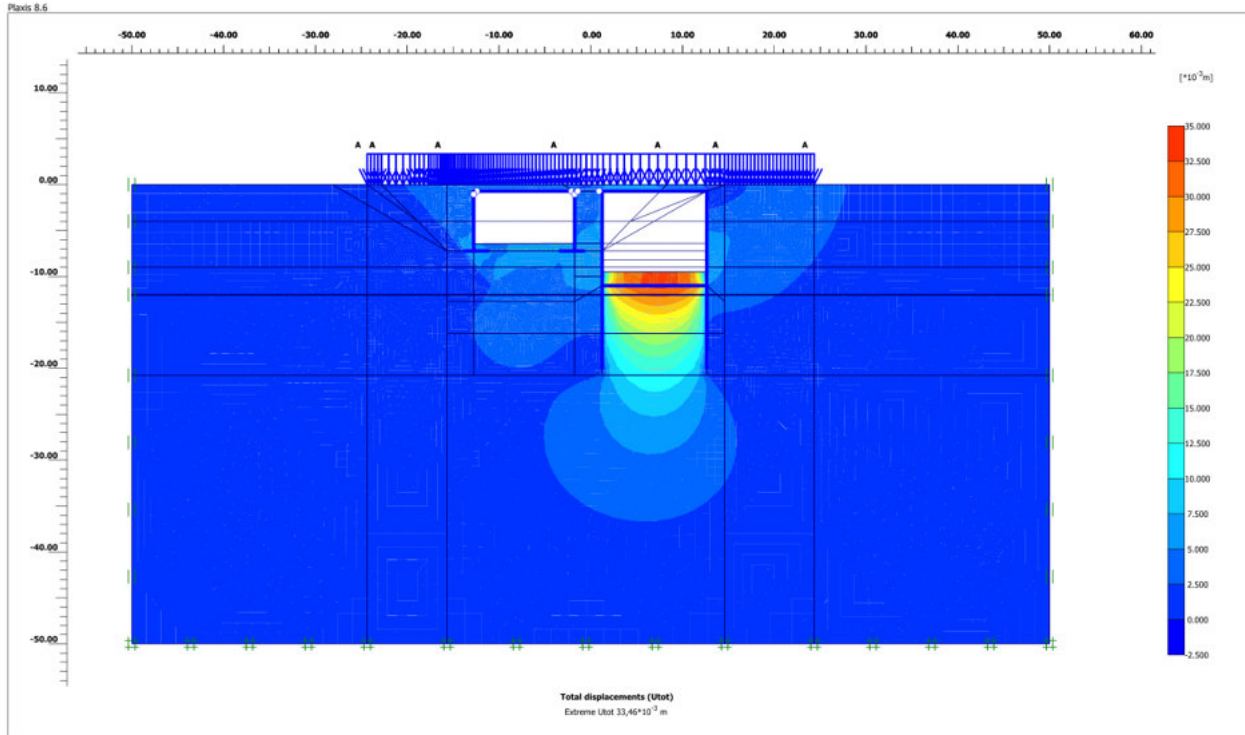
La costruzione del solettone di fondazione porta a una diminuzione del cedimento massimo a fondo scavo dovuta al peso della struttura (vedi Figura 9).

FIGURA 9: FASE 13 - COSTRUZIONE DEL SOLETTONE IN C.A.



Infine, in Figura 10, viene riportata la fase finale in cui viene realizzato il ballast. Il cedimento viene ulteriormente recuperato nella zona della nuova galleria attestandosi a un valore massimo di circa 35 mm, mentre nella zona della galleria esistente la deformazione è stimata intorno tra i 2 mm e i 7 mm. Questo sempre contado che le deformazioni calcolate sono a favore di sicurezza, in quanto è stato utilizzato un comportamento del terreno di tipo elastico che non tiene conto della differente reazione del terreno nei cicli di carico e scarico. Si può quindi dire che la costruzione della nuova galleria non comporta cedimenti tali da compromettere la funzionalità della galleria esistente.

FIGURA 10: FASE 14 – INSTALLAZIONE DEL BALLAST



7. IMPALCATO

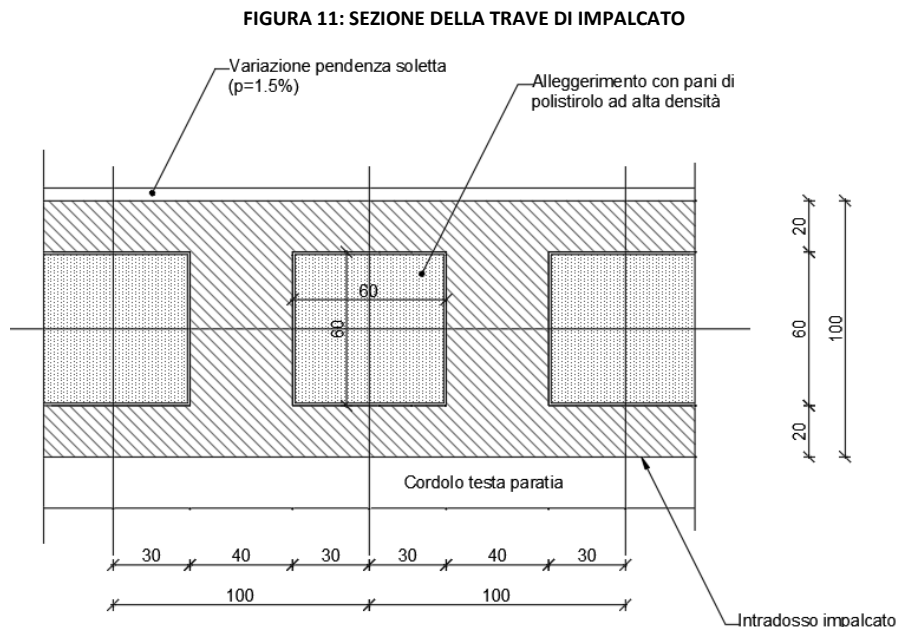
L'impalcato è stato modellato sia nella situazione con solettone di base assente (dimensionante per gli stati SLU e SLE), denominato successivamente "Modello 1", sia con la soletta gettata in opera già completata (dimensionante per le combinazioni compressive delle azioni sismiche) denominato successivamente "Modello 2".

Di seguito si riportano la geometria dell'impalcato stesso, le azioni sollecitanti e la verifica strutturale dello stesso.

7.1 GENERALITÀ

L'analisi strutturale della galleria a canna singola viene effettuata schematizzando con un programma agli elementi finiti la sezione trasversale come telaio piano considerandone una striscia di 1m. La paratia di sostegno formata da pali di diametro 800mm viene modellata con una sezione rettangolare equivalente di spessore 670mm, mentre la trave di impalcato è a doppia T di altezza 1.0m, con ali di spessore 0.2m e larghezza 1.0m e con anima di spessore 0.4m.

Di seguito si riporta la sezione della trave d'impalcato.



L'interazione con il terreno è stata simulata vincolando gli elementi delle paratie lati esterni e quelli al di sotto della quota di massimo scavo con vincoli elastici in direzione orizzontale con costante elastica $k_0=4.0\text{kg/cm}^3$.

	<p>NODO DI TORINO</p> <p>COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NT0P</td> <td>00</td> <td>D 26 CL</td> <td>GA 02 00 001</td> <td>A</td> <td>26 di 99</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	26 di 99
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	26 di 99								

La presenza del solettone nella configurazione finale viene schematizzato come vincolo fisso alla traslazione lungo l'asse x del modello, sostituito al vincolo a molla alla quota corrispondente.

I carichi esterni considerati nel modello sono il peso proprio delle strutture, i sovraccarichi permanenti e accidentali sulla copertura, le spinte del terreno di tipo attivo e a riposo, gli effetti della temperatura (uniforme e differenziale) e del ritiro differenziale tra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera.

Si sono trascurati, poiché non dimensionanti, gli effetti dovuti al vento e alla neve.

7.2 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo impiegato è quello detto “degli stati limite” con riferimento allo stato limite ultimo elastico della sezione (raggiungimento, nel punto più sollecitato, della tensione di snervamento di calcolo) ed allo stato limite di deformazione in condizioni di esercizio.

Il calcolo sismico è stato effettuato tramite analisi statica lineare.

La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

7.2.1 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura è stata schematizzata come telaio piano di larghezza 1m.

Gli elementi componenti la struttura in elevazione sono stati schematizzati come elementi (travi), aventi la sezione indicata negli elaborati grafici.

Il terreno di fondazione è modellato come un mezzo elastico, tramite molle alla Winkler con un valore di 4.0 Kg/cm^3 , riconfermando quanto calcolato nella precedenti fasi di progetto.

Alla base delle paratie sono stati posti vincoli a cerniera sferica.

In fase finale (con il solettone presente), il primo vincolo “molle alla Winkler” di ogni paratia è stato sostituito con un carrello orizzontale, che impedisce gli spostamenti lungo l'asse x.

7.2.2 Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante.



NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	27 di 99

7.2.3 Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- spinte del terreno sulle paratie laterali
- carichi variabili sui solai: traffico veicolare (azione dominante)
- effetti dovuti alla temperatura (effetto termico uniforme e differenziale)
- effetti dovuti al ritiro differenziale.

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcoli sono specificate nella stampa dei dati di input.

7.2.4 Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate al cap. 3 e riportati nella stampa dei dati di input.

7.2.5 Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare.

7.2.6 Individuazione del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi, pilastri, setti e pareti in cemento armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando un programma di calcolo agli elementi finiti, sviluppato in ambiente Windows, che permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

7.2.7 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	28 di 99

inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

7.2.8 Motivazione della scelta del codice

Il programma permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

7.2.9 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

7.2.10 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

7.3 GEOMETRIA DEL MODELLO

La struttura in oggetto è stata schematizzata a portale: la luce dell'impalcato è 11.4m, mentre le paratie destra e sinistra sono state cautelativamente realizzate con altezza libera 9m (l'ultimo metro è modellato come link rigido per simulare il cordolo presente di legatura tra paratia e impalcato) e parte infissa 12m. Nella parte infissa sono posti vincoli a molla ogni metro (nella configurazione finale il primo vincolo a molla è sostituito da un carrello orizzontale), mentre alla base è posto un vincolo tipo cerniera sferica. Nel "modello 2", le molle in corrispondenza del solettone sono state sostituite da carrelli orizzontali.

```

** DATI STRUTTURA
Unita` di misura :
LUNGHEZZE       : mm
SUPERFICI       : m2
DATI SEZIONALI  : mm
ANGOLI          : gradi
FORZE           : kN
MOMENTI         : kNm
CARICHI LINEARI : kN/m
CARICHI SUPERFIC.: kN/m2
TENSIONI        : N/mm2
PESI DI VOLUME  : kN/m3
COEFF. DI WINKLER: daN/cm3
RIGIDENZE VINCOL.: kN/mm - kNm/rad

```

```

NODI--|-----|-----|-----|-----|-----| num.= 33
Nome  Coord. X   Coord. Y   Coord. Z
13    50.00     0.00      0.00
25    11450.00  0.00      0.00
26    11450.00  0.00     -1000.00
27    11450.00  0.00     -5000.00
28    11450.00  0.00     -9000.00
29    11450.00  0.00    -10000.00
30    11450.00  0.00    -11000.00

```




NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	30 di 99

44	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
50	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
49	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
48	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
47	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
46	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
45	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
51	bloccato	bloccato	bloccato	libero	libero	libero
52	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
53	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
54	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
55	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
37	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
36	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
35	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
34	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
33	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
32	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
31	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
30	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
29	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
38	bloccato	bloccato	libero	libero	libero	libero
56	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
57	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
43	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
28	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero

VINCOLI-MODELLO 2	----- ----- ----- ----- num.= 26					
Nodo	Rigid. X	Rigid. Y	Rigid. Z	Rigid. RX	Rigid. RY	Rigid. RZ
44	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
50	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
49	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
48	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
47	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
46	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
45	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
51	bloccato	bloccato	bloccato	libero	libero	libero
52	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
53	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
54	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
55	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
37	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
36	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
35	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
34	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
33	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
32	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
31	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
30	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
29	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
38	bloccato	bloccato	bloccato	libero	libero	libero
56	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
57	4.00000E+01	libero	libero	libero	libero	libero
43	bloccato	libero	libero	libero	libero	libero
28	bloccato	libero	libero	libero	libero	libero

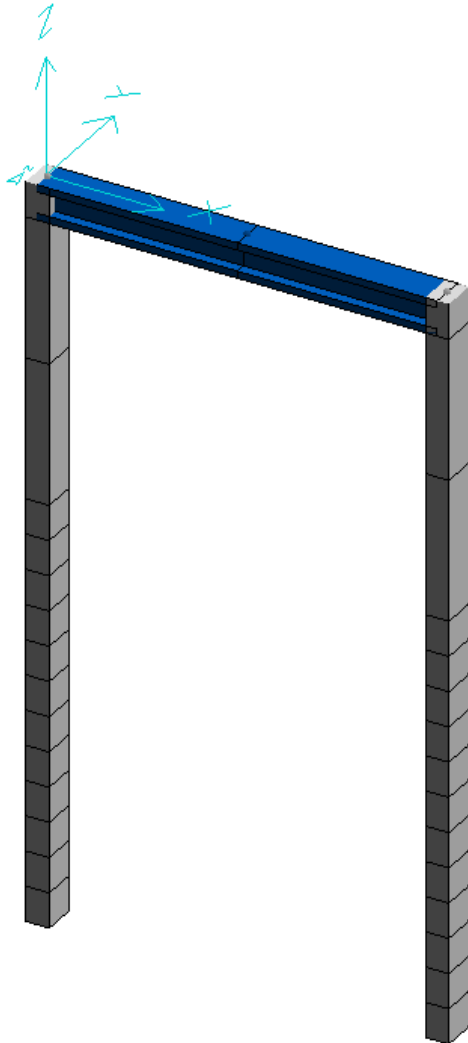


FIGURA 12: VISTA 3D DEL MODELLO

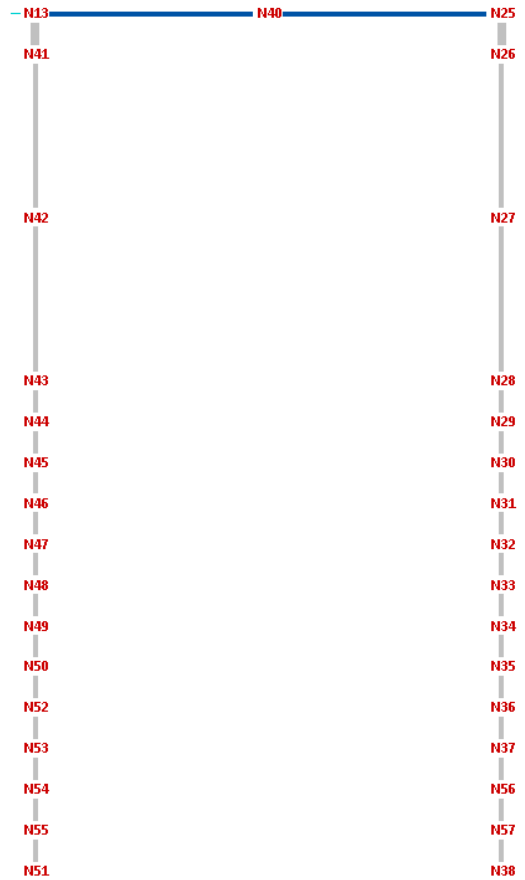
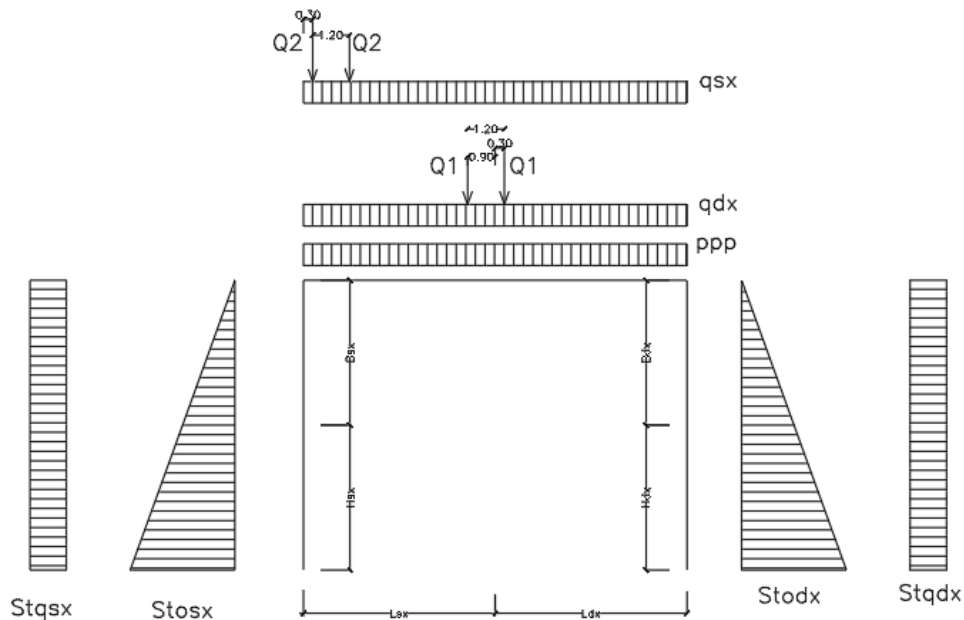


FIGURA 13: VISTA DEI NODI DEL MODELLO

7.4 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati nel modello 1.

FIGURA 14: SCHEMA DI CALCOLO DELLA GALLERIA – MODELLO 1



- Carichi permanenti p – Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione e degli elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.1 del predetto D.M., si precisa che quali pesi per unità di volume, per la determinazione dei pesi propri strutturali, si possono assumere i seguenti:

- Pesi propri strutturali: Calcolati in automatico $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$

- Carichi permanenti portati – pesi propri di tutti gli elementi non strutturali:

- Sovraccarico permanente in copertura (p_p):

Carico dovuto a terreno di ricoprimento: $p_r = \Delta h_t \gamma_t = 0.85 \times 20.0 = 17.0 \text{ kN/m}^2$

Carico dovuto alla pavimentazione stradale: $p_{pa} = 3.0 \text{ kN/m}^2$

$P_{p,tot} = 17.0 + 3.0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$

- Spinte del terreno sugli allineamenti laterali (Stodx e Stosx):

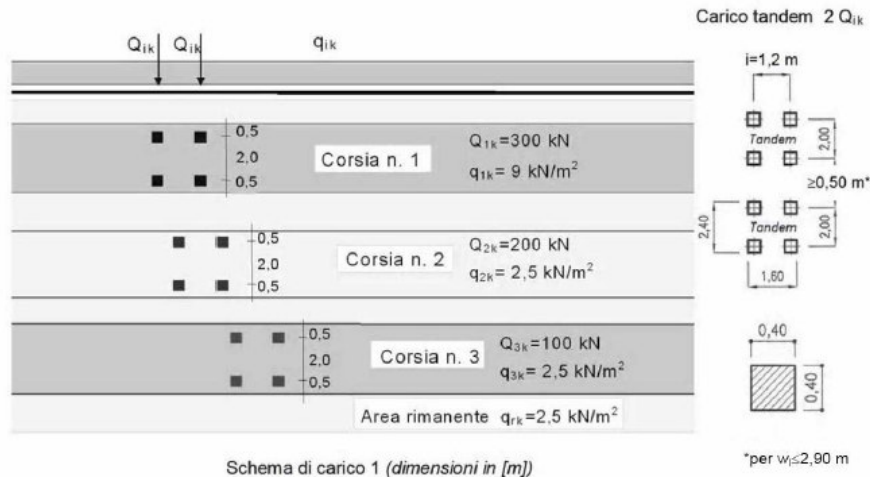
Le spinte del terreno sul lato sinistro vengono trascurate a favore di sicurezza considerando da quel lato la presenza di una galleria esistente.

I valori delle spinte sono riportati nella tabella allegata sotto i carichi di esercizio.

• Carichi variabili di esercizio:

- Sovraccarico stradale: secondo le prescrizioni di RFI e della vigente normativa, il carico stradale è stato considerato secondo lo schema di carico 1 par. 5.1.3.3 delle NT18 di cui si riporta un breve estratto:

“**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.”



Estratto Fig. 5.1.2. – Schema di carico 1 Dimensioni in [m]

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I carichi tandem (Q1 e Q2) sono stati considerati applicati nei punti che massimizzano il momento in mezzeria dell’impalcato e il taglio lato sinistro (essendo l’impalcato simmetrico si è trascurata l’applicazione dei tandem sul lato destro della struttura).

La spinta laterale dovuta al sovraccarico stradale (St_{qdx} e St_{qsx}) è stata calcolata considerando un sovraccarico di 20kPa.

Come per le spinte laterali del terreno, le spinte del terreno dovute al sovraccarico stradale sul lato sinistro vengono trascurate a favore di sicurezza considerando da quel lato la presenza di una galleria esistente.

I valori delle spinte sono riportati nella tabella allegata di seguito.

Lunghezza metà impalcato sx	Lsx =	5.70	m	
Lunghezza metà impalcato dx	Ldx =	5.70	m	
Altezza piedritto sx	Bsx =	9.00	m	
Altezza piedritto dx	Bdx =	9.00	m	
Lunghezza paratia sx	Hsx =	12.00	m	
Lunghezza paratia dx	Hdx =	12.00	m	
			m	
Coefficiente di spinta a riposo	K0 =	0.384		
Sovraccarico stradale a tergo opere	qs =	20	kPa	
Carico uniforme stradale	qdx=qsx=	9	kN/m	
Carico tandem	Q1=Q2=	150	kN	
Spinta statica a riposo sx	Stosx =	161.28	kN/m	trascurata
Spinta da sovraccarico stradale a riposo sx	Stqsx =	7.68	kN/m	trascurata
Spinta statica a riposo dx	Stodx =	161.28	kN/m	
Spinta da sovraccarico stradale a riposo dx	Stqdx =	7.68	kN/m	

- Carichi termici:

- Azione termica uniforme Tu: +15°C
- Azione termica differenziale Td: ±5°C

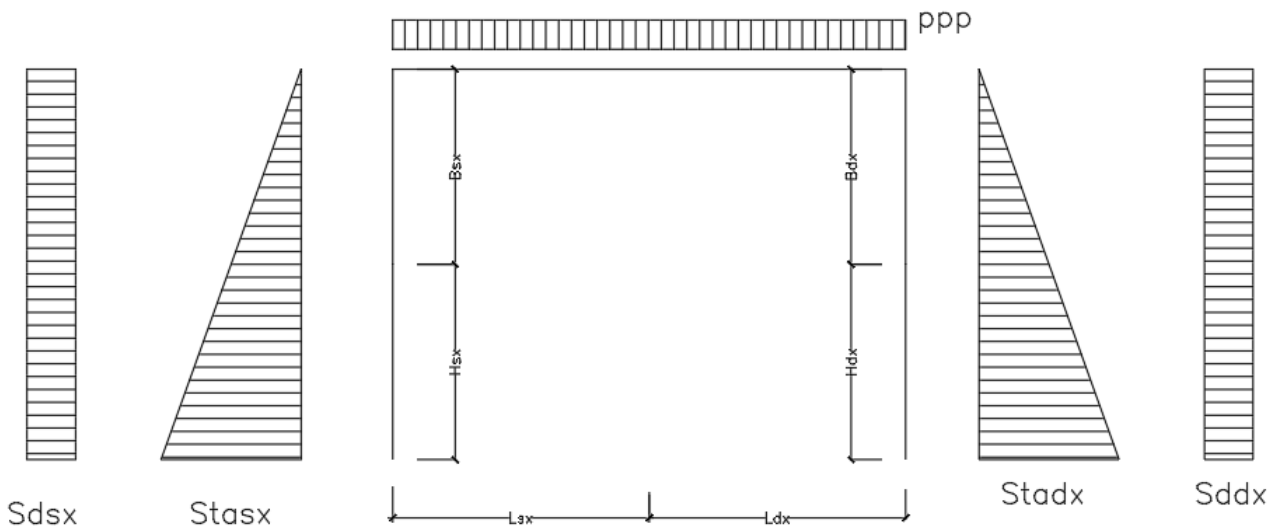
- Carichi dovuti al ritiro differenziale:

- Sono stati modellati cautelativamente come combinazione del carico termico costante (+15°C) e di quello differenziale agenti contemporaneamente (±5°C).

Come accennato in precedenza, sono stati trascurati in quanto non dimensionanti i carichi dovuti alle azioni del vento, della neve.

Di seguito si riportano i carichi considerati nel modello 2.

FIGURA 15: SCHEMA DI CALCOLO DELLA GALLERIA – MODELLO 2



- Carichi permanenti p – Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione e degli elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.1 del predetto D.M., si precisa che quali pesi per unità di volume, per la determinazione dei pesi propri strutturali, si possono assumere i seguenti:

- Pesi propri strutturali: Calcolati in automatico $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Per il calcolo delle masse sismiche si è diviso il carico tra pesi propri (impalcato e metà della paratia sveltante) che entrano nel calcolo sismico e la restante parte definita come peso di fondazione.

- Carichi permanenti portati – pesi propri di tutti gli elementi non strutturali:

- Sovraccarico permanente in copertura (p_p):

Carico dovuto a terreno di ricoprimento: $p_r = \Delta h_t \gamma_t = 0.85 \times 20.0 = 17.0 \text{ kN/m}^2$

Carico dovuto alla pavimentazione stradale: $p_{pa} = 3.0 \text{ kN/m}^2$

$P_{p,tot} = 17.0 + 3.0 = 20.0 \text{ kN/m}^2$

- Spinte del terreno sugli allineamenti laterali (Stadx e Stadx):

Le spinte del terreno sul lato sinistro vengono trascurate a favore di sicurezza considerando da quel lato la presenza di una galleria esistente.

I valori delle spinte sono riportati nella tabella allegata di seguito.

Lunghezza impalcato sx	Lsx =	5.70	m
Lunghezza impalcato dx	Ldx =	5.70	m
Altezza piedritto sx	Bsx =	9.00	m
Altezza piedritto dx	Bdx =	9.00	m
Lunghezza paratia sx	Hsx =	12.00	m
Lunghezza paratia dx	Hdx =	12.00	m
			m
Coefficiente di spinta attiva	Ka =	0.238	
Accelerazione sismica max	amax/g =	0.125	
Spinta statica attiva sx	Stasx =	99.96	kN/m
Spinta statica attiva dx	Stadx =	99.96	kN/m
Incremento di spinta sismica sx	Sd, sx =	52.424	kN/m
Incremento di spinta sismica dx	Sd,dx =	52.424	kN/m

- Carichi sismici E:

I carichi sismici sono calcolati con una analisi lineare statica. Nei calcoli per la tipologia di modello viene presa in conto la sola componente di sisma con direzione principale concorde con l'asse x.

 Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2018)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO (long. 7.674 lat. 45.070400)
 Categoria del suolo di fondazione = C
 Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$
 Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$
 $S = 1.500$
 Vita nominale dell'opera VN = 100 anni
 Coefficiente d'uso CU = 2.0
 Periodo di riferimento VR = 200.0
 PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %
 Tempo di ritorno = 1898
 Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.773 [g/10]
 Fo 2.873
 TC* 0.290

Fattore di comportamento q = 1.000
 Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.545
 Coeff. lambda = 1.0000
 Sd = 0.333 per T1 = 0.283

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2
 Cond. 001 : Peso_proprio con coeff. 1.000
 Cond. 003 : PPP con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X
 Cond. 014 : Sisma Y
 Cond. 015 : Torcente add. X
 Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
mm	kN		kN	kNm	kNm	mm	mm
16000	67.00	0.2629	17.62	0.0	10.0	5750	0
20000	83.75	0.3287	27.53	0.0	15.7	5750	0
21000	427.15	0.3451	147.41	0.0	84.0	5750	0

7.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono effettuate secondo i principi dei capp. 2 e 5 delle NTC08, considerando le combinazioni di carico possibili e più sfavorevoli.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽³⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano le combinazioni di carico del Modello 1 precisando il significato dei numeri della colonna "Num. "

- 1: peso proprio
- 2: peso permanente in fondazione
- 3: peso permanente portato
- 4: Spinta statica del terreno sul lato sinistra (Stosx)
- 5: Spinta dovuta al sovraccarico stradale del terreno sul lato sinistra (Stqsx)
- 6: Spinta statica del terreno sul lato destro (Stodx)
- 7: Spinta dovuta al sovraccarico stradale del terreno sul lato destro (Stqdx)
- 8: carico stradale sulla canna sinistra (qsx)
- 9: carico stradale sulla canna destra (qdx)
- 10: variazioni termiche uniformi (Tu)
- 11: variazioni termiche differenziali (Td)

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE	CASI INSERITI
------	-------------	----------	------	------------------	---------------

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	39 di 99

				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA 1	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				5	1.350	+		
				7	1.350	+		
				8	1.350	+		
2	SLU SENZA SISMA 2	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				5	1.013	+		
				7	1.013	+		
				8	1.013	+		
3	Rara 1	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	+		
				8	1.000	+		
4	Rara 2	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.750	+		
				6	1.000	+		
				7	0.750	+		
				8	0.750	+		
5	Frequente 1	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.750	+		
				6	1.000	+		
				7	0.750	+		
				8	0.750	+		
6	Frequente 2	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
				6	1.000	+		
7	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
				6	1.000	+		
8	SLU SENZA SISMA sx	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				5	1.350	+		
				8	1.350	+		
				8	1.350	+		
9	SLU SENZA SISMA dx	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				7	1.350	+		
				9	1.350	+		
				9	1.350	+		
				9	1.350	+		
10	Rara sx	Rara	somma	1	1.000	+		

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	40 di 99

				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				8	1.000	+		
11	Rara dx	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	+		
				9	1.000	+		
12	Frequente sx	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.750	+		
				6	1.000	+		
				8	0.750	+		
13	Frequente dx	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	0.750	+		
				9	0.750	+		
14	PP+PPf	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
15	PP+PPf+PPP	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
16	PP+PPf+PPP+Stodxesx	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
17	Sto	Rara	somma	4	1.000	+		
				6	1.000	+		
18	Ritiro e effetti i termici	S.L.U.	somma	10	1.200	+		
				11	1.200	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
19	SLU SENZA SISMA 3	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				4	1.500	+		
				5	1.350	+		
				7	1.350	+		
				9	1.350	+		
20	SLU SENZA SISMA 4	S.L.U.	somma	3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				6	1.500	+		
				1	1.350	+		
				2	1.350	+		
				5	1.013	+		
				7	1.013	+		
				9	1.013	+		
21	Rara 3	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	41 di 99

				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	+		
				9	1.000	+		
22	Rara 4	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.750	+		
				6	1.000	+		
				7	0.750	+		
				9	0.750	+		
23	Frequente 3	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	0.750	+		
				6	1.000	+		
				7	0.750	+		
				9	0.750	+		
24	Frequente 4	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		
25	Quasi Perm 2	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	+		

Di seguito si riportano le combinazioni di carico del Modello 2 precisando il significato dei numeri della colonna "Num. "

1: peso proprio

2: peso permanente in fondazione

3: peso permanente portato

12: Spinta attiva del terreno con incremento della spinta sismica (Stasx + Sdsx, Stadx + Sddx)

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	13	1.000	±		
2	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	1	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				12	1.000	+		
3	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	1	0.545
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				12	1.000	+		

7.6 SOLLECITAZIONI AGENTI

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sugli elementi strutturali nel modello 1

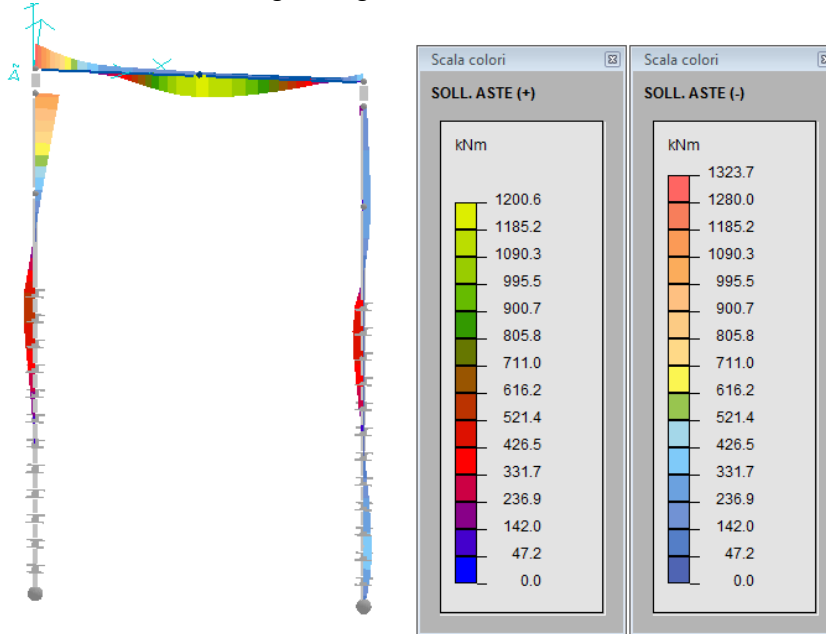


FIGURA 16: INVILUPPO MOMENTO AGENTE MZZ

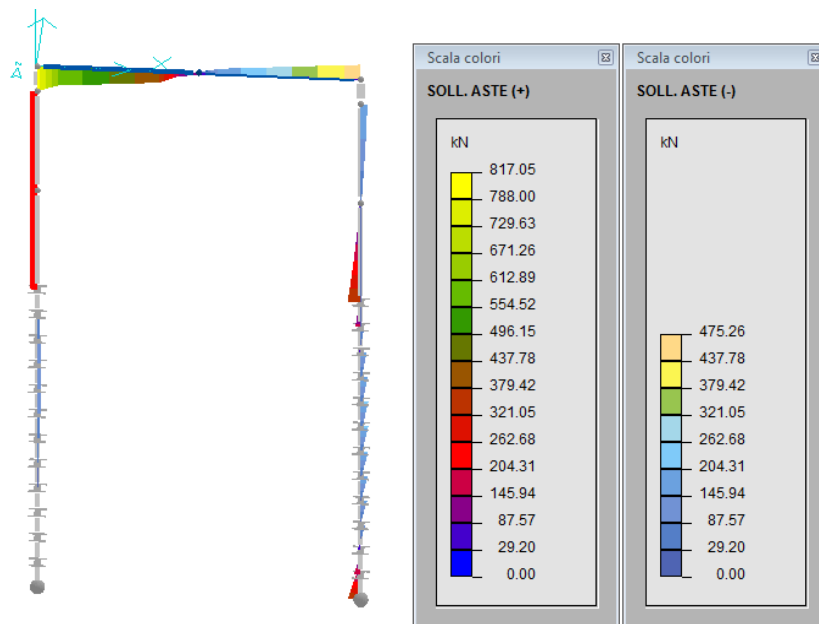


FIGURA 17: INVILUPPO TAGLIO AGENTE TY

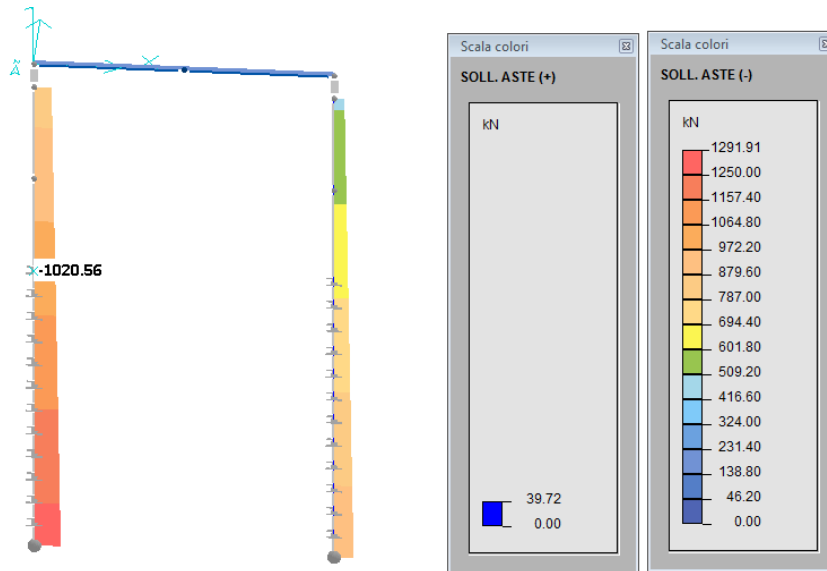


FIGURA 18: INVILUPPO SFORZO NORMALE AGENTE N

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti sugli elementi strutturali nel modello 2

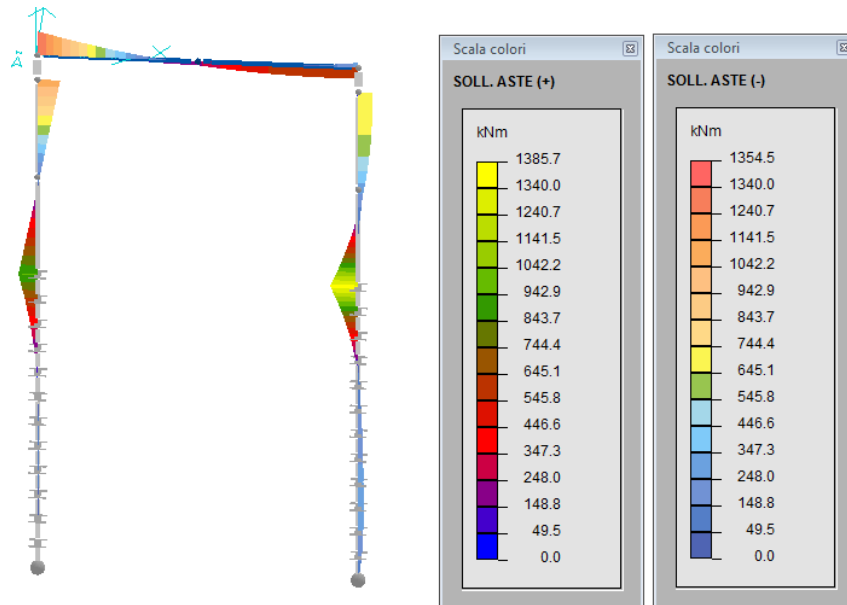


FIGURA 19: INVILUPPO MOMENTO AGENTE MZZ

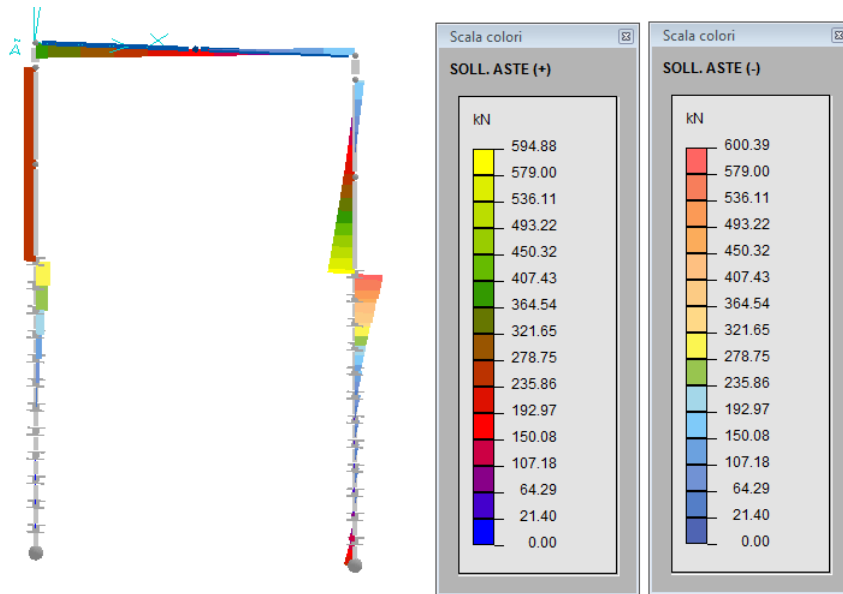


FIGURA 20: INVILUPPO TAGLIO AGENTE TY

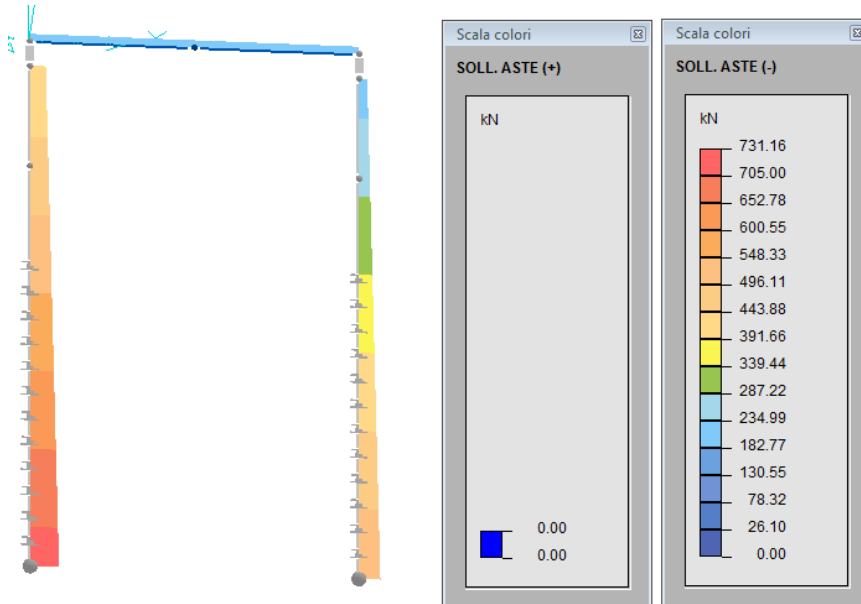


FIGURA 21: INVILUPPO SFORZO NORMALE AGENTE N

Per i dimensionamenti strutturali degli elementi si rimanda ai paragrafi successivi della presente relazione.

7.7 SPOSTAMENTI RISULTANTI

Come si può vedere dalle figure di seguito riportate tratte dal Modello 1, gli spostamenti, ottenuti sia orizzontalmente sia verticalmente nelle combinazioni di carico SLE, sono accettabili in quanto rispettivamente $1/650$ e $1/2000$ circa delle luci libere.

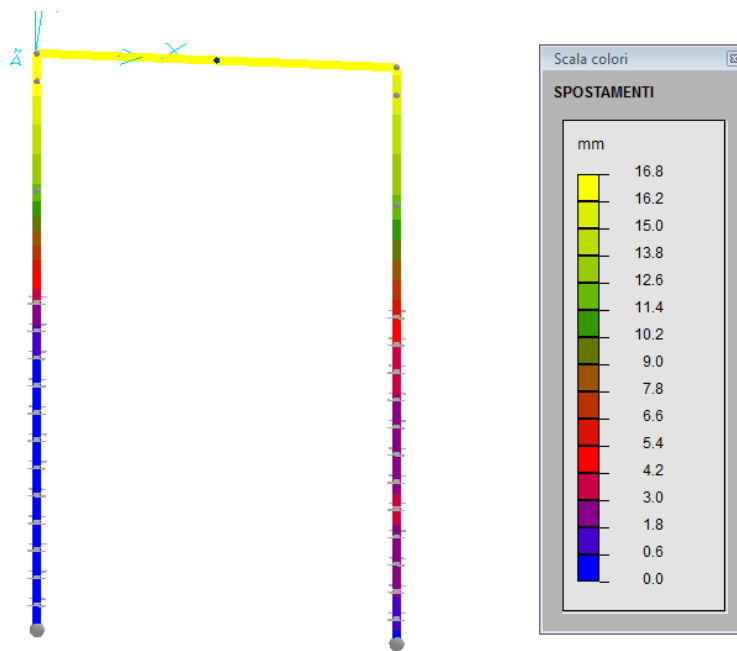
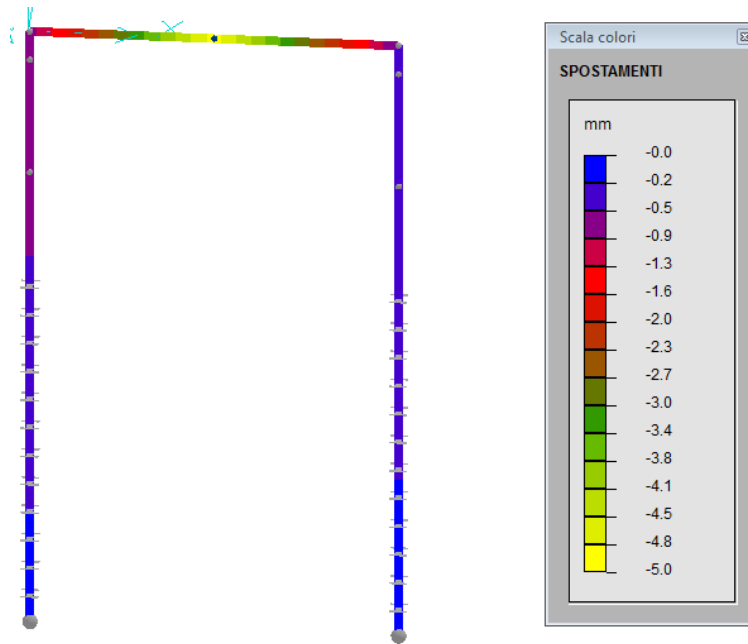


FIGURA 22: SPOSTAMENTI MASSIMI IN DIREZIONE X


FIGURA 23: SPOSTAMENTI MASSIMI VERTICALI IN DIREZIONE Z

Di seguito si riporta la verifica degli spostamenti sismici tratta dal Modello 2.

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.7.2)

spostamento limite interpiano = 0.333% dell'altezza

CASO n. 3 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [mm]	Zsup [mm]	h [mm]	spost.max [mm]	%h	nodo	sest. ver.
-9000.0	0.0	9000.0	22.30152	0.248	25	2 SI

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.000

Quota [mm]	DX max [mm]	nodo	DY max [mm]	nodo
-9000.0	0.00000	28	0.00000	43
0.0	26.99629	25	0.00000	40

7.8 VERIFICA TRAVI IMPALCATO

Di seguito si riporta il report di verifica della trave d'impalcato del modello 1, in quanto le sollecitazioni agenti risultano dimensionanti. Per precisione, il valore massimo del momento negativo nel modello 1 risulta 1323.7 kNm mentre nel modello 2 è 1354.5 kNm. Questo fatto è stato preso in conto nel disporre l'armatura della trave tale da avere momento resistente superiore ai valori di calcolo.



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	47 di 99

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T001 (trave)

Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->

Duttilita' : bassa.

Unita' di misura : mm; kN; kN/m; kNm; N/mm²; deform. %.

Unita' particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e mm² - sezioni:mm e derivate.

Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =40. ; fck=33.2 ; fctk= 2.17; fctm= 3.1 ; Ec= 33642.8 ;

gc =1.5 ; fcd=18.81; fbd= 3.25; fctd= 1.45; Ecd=.35%

ACCIAIO : B450C; ftk=517.5 ; fyk=450. ; Es=210000. ;

gs =1.15; fyd=391.3 ; ftd(k*fyd)=450. ; fud=443.98; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.

CLS : Scls(rara)=19.92; Scls(quasi permanente)=14.94; fbd(esercizio)= 3.25

ACCIAIO : Sacc(rara)=360. ; Coeff.Omogeneizzazione= 15

FESSURE : Wdmax(fre.)=.4 ; Wdmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];

kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU |

Nome Descrizione Sest|

1.|SLU SENZA SISMA 1 1.|

2.|SLU SENZA SISMA 2 1.|

8.|SLU SENZA SISMA sx 1.|

9.|SLU SENZA SISMA dx 1.|

18.|Ritiro 1.|

19.|SLU SENZA SISMA 3 1.|

20.|SLU SENZA SISMA 4 1.|

RARE | FREQUENTI | QUASI PERMANENTI |

Nome Descrizione Sest|Nome Descrizione Sest|Nome Descrizione Sest|

3.|Rara 1 1.| 5.|Frequente 1 1.| 7.|Quasi Perm 1.|

4.|Rara 2 1.| 6.|Frequente 2 1.| 25.|Quasi Perm 2 1.|

10.|Rara sx 1.| 12.|Frequente sx 1.|

11.|Rara dx 1.| 13.|Frequente dx 1.|

14.|PP+PPf 1.| 23.|Frequente 3 1.|

15.|PP+PPf+PPP 1.| 24.|Frequente 4 1.|

16.|PP+PPf+PPP+Stodxesx 1.|

17.|Sto 1.|

21.|Rara 3 1.|

22.|Rara 4 1.|

<-



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	48 di 99

SEZIONI UTILIZZATE

3) Sezione a l : 1000/400/1000X1000/200/200; A=640000.; Jg=725333333333.; E=33642.78

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam. | Descriz. | S.ini | Sez. | S.fin | Incl. | L.assi | L.net. | lambda | K | r.Ar. | lam.max |
 1 | A39 | | 3 | 3 | 3 | 0 | 11400. | 10730. | 11.4 | 1. | 1.415 | 23.813 | 22

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive | SE | Ar | Msd | Epscl | Epsac | Mrd | Epscl | Epsac | Cam x/d | Mr/Ms | VE |
 > 0. | 0. | 3. | 1. | -1226.649 | -0.05 | .156 | -1730.193 | -0.349 | 6.75 | 2. | .049 | 1.411 | SI |
 3275. | 3275. | 3. | 1. | 669.9128 | -0.027 | .086 | 1733.1152 | -0.35 | 5.985 | 3. | .055 | 2.587 | SI |
 3760. | 3760. | 3. | 2. | -271.9431 | -0.011 | .039 | -1518.164 | -0.328 | 6.75 | 2. | .046 | 5.583 | SI |
 5700. | 5700. | 3. | 2. | 1200.5861 | -0.05 | .155 | 1699.0571 | -0.35 | 6.514 | 3. | .051 | 1.415 | SI |
 11065. | 1E5 | 3. | 1. | 16.0008 | -0.001 | .002 | 1706.6692 | -0.345 | 6.75 | 2. | .049 | 106.7 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | 1. | -1034.184 | -0.041 | .132 | -1730.193 | -0.349 | 6.75 | 2. | .049 | 1.673 | SI |

TAGLIO:

Progressive | Se | Vsd | VRd | VRcd | VRsd | Asw | s | ctgT | Ve |
 > 0. | 0. | 3. | -135.68 | 137.2 | 1132.69 | 953.95 | 1.01 | 90. | 2.5 | SI |
 0. | 0. | 3. | 720.21 | 137.2 | 1132.69 | 953.95 | 1.01 | 90. | 2.5 | SI |
 604. | 604. | 3. | -145.36 | 222.14 | 1132.69 | 953.95 | 1.01 | 90. | 2.5 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | -534.02 | 137.2 | 1132.69 | 953.95 | 1.01 | 90. | 2.5 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | 123.62 | 137.2 | 1132.69 | 953.95 | 1.01 | 90. | 2.5 | SI |

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive | Se | Ar | Momento | Scls | Sacc | As | hc,ef | Eps% | Sr,max | Wd | Ve |
 > 0. | 0. | 3. | 1. | -858.2563 | -5.46 | 230.07 | 41.28 | 75. | .0951 | 132.4 | .126 | SI |
 335. | 335. | 3. | 1. | -788.8892 | -5.02 | 211.47 | 41.28 | 75. | .0863 | 132.4 | .114 | SI |
 5700. | 5700. | 3. | 2. | 880.9432 | -5.76 | 239.87 | 40.72 | 75. | .0997 | 136.4 | .136 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | 1. | -748.0125 | -4.76 | 200.51 | 41.28 | 75. | .0811 | 132.4 | .107 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | 1. | 81.6263 | -.52 | 22.17 | 40.72 | 75. | .0063 | 136.4 | .009 | SI |

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive | Se | Ar | Momento | Scls | Sacc | As | hc,ef | Eps% | Sr,max | Wd | Ve |
 > 0. | 0. | 3. | 1. | -774.5659 | -4.92 | 207.63 | 41.28 | 75. | .0845 | 132.4 | .112 | SI |
 168. | 168. | 3. | 1. | -759.3003 | -4.83 | 203.54 | 41.28 | 75. | .0825 | 132.4 | .109 | SI |
 5700. | 5700. | 3. | 2. | 723.5953 | -4.73 | 197.03 | 40.72 | 75. | .0793 | 136.4 | .108 | SI |
 11400. | 1E5 | 3. | 1. | -634.1119 | -4.03 | 169.98 | 41.28 | 75. | .0665 | 132.4 | .088 | SI |

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	49 di 99

Progressive|Se|Ar Momento Scls Sacc | As hc,ef Eps% Sr,max Wd |Ve|
 > 0. | 0. |3. |1. | -523.4948! -3.33!140.33!41.28| 75. | .0524| 132.4| .069!SI|
 168. |168. |3. |1. | -514.4575| -3.27|137.91|41.28| 75. | .0513| 132.4| .068|SI|
 6670. |6670|3. |2. | 335.8738! -2.2 | 91.45|40.72| 75. | .029 | 136.4| .04 |SI|
 11400. |1E5|3. |1. | -292.41 | -1.86| 78.38|41.28| 75. | .0229| 132.4| .03 |SI|

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro Totale % Super. % Barre Infer. % Barre
1 8200. 1.281 4128. .645 2d18 +8d24 4072. .636 9d24
2 7691. 1.202 3619. .565 8d24 4072. .636 9d24

MESSAGGI

22) Rapporti di snellezza limite non soddisfatti (l >1000 cm): occorre la verifica allo stato limite di deformazione [C08 4.1.2.2.2].

Si riporta di seguito la verifica allo stato limite di deformazione:

Sezione cls		
Base=	1000	mm
Altezza=	1000	mm
Base parte inferiore b1=	1000	mm
Altezza parte inferiore h1=	200	mm
Base parte superiore b2=	1000	mm
Altezza parte superiore h2=	200	mm
Larghezza anima Bw=	400	mm
Altezza anima Hw=	600	mm
Armatura		
Armatura tesa As=	4072	mm ²
Copriferro c=	40	mm
Altezza utile d=	960	mm
Armatura compressa A's=	3619	mm ²
Altezza utile compressa d'1=	40	mm
Coefficiente di omogenizzazione αe=	15	
Area omogenizzata I fase=	755359	mm ²

Momento statico I fase=	380801127.6	mm ³
Asse neutro I fase=	504	mm
Momento di inerzia I fase=	96927351329	mm ⁴
Modulo Winf I fase=	195470245.7	mm ³
Resistenza media a trazione fctm=	3.1	N/mm ²
Momento critico Mcr=	605.8	kNm
Momento massimo in esercizio Mmax=	881	kNm
$\lambda = M_{cr}/M_{max}$	0.69	
$\beta_1 =$	1	barre aderenza migliorata
$\beta_2 =$	0.5	carichi lunga durata o ciclici
$\gamma_{app} = 1 - \beta_1 * \beta_2 * \lambda =$	0.71	
Asse neutro II fase=	254.3	mm
Momento di inerzia II fase=	38342238785	mm ⁴
Luce L=	11400	mm
Carico distribuito in esercizio	45	kN/m
Carico concentrato 1	150000	N
Posizione carico concentrato 1	4800	mm
Carico concentrato 2	150000	N
Posizione carico concentrato 2	6000	mm
Modulo elastico calcestruzzo E=	33642.8	N/mm ²
Freccia I fase fl=	3.86	mm
Freccia II fase flI=	9.77	mm
Freccia complessiva= fl (1- γ_{app}) + γ_{app} flI=	8.09	mm
Freccia ammissibile=1/800 * L	14.25	mm
	Verificato	

7.9 ARMATURA DELLA TRAVE

Sulla base di quanto esposto in precedenza e delle analisi di calcolo condotte, è stata definita l'armatura tipo delle travi in progetto.

Di seguito si riporta una sezione trasversale e longitudinale di armatura delle travi; per maggiori dettagli si rimanda alla successiva fase di progettazione.

Figura 24 Sezione longitudinale di armatura trave

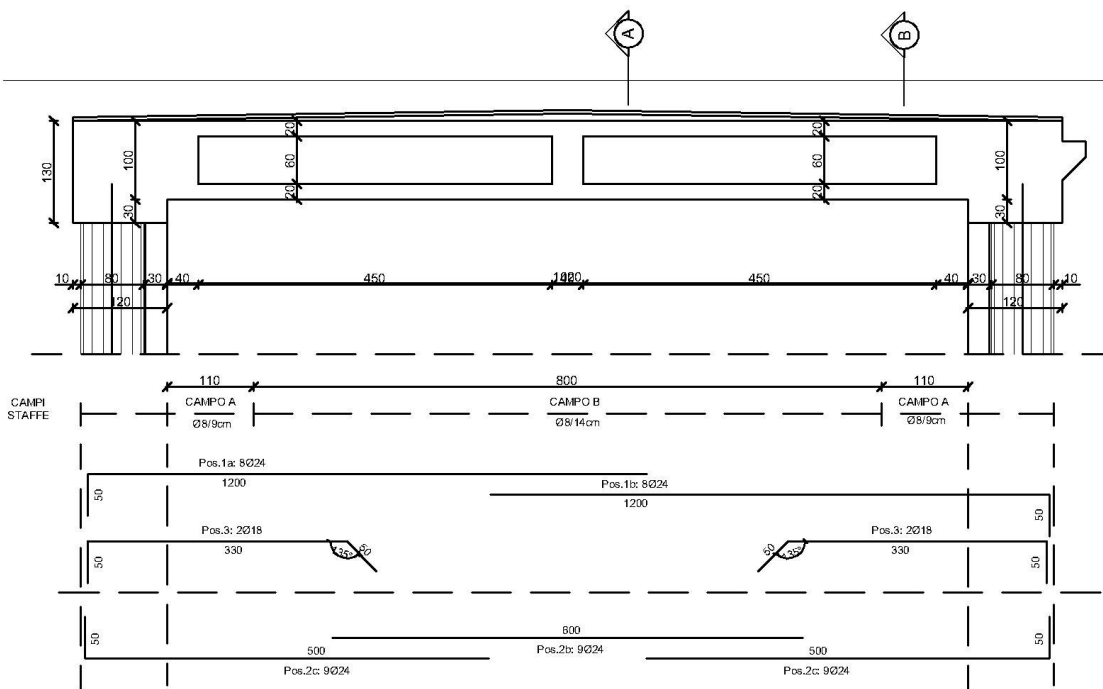
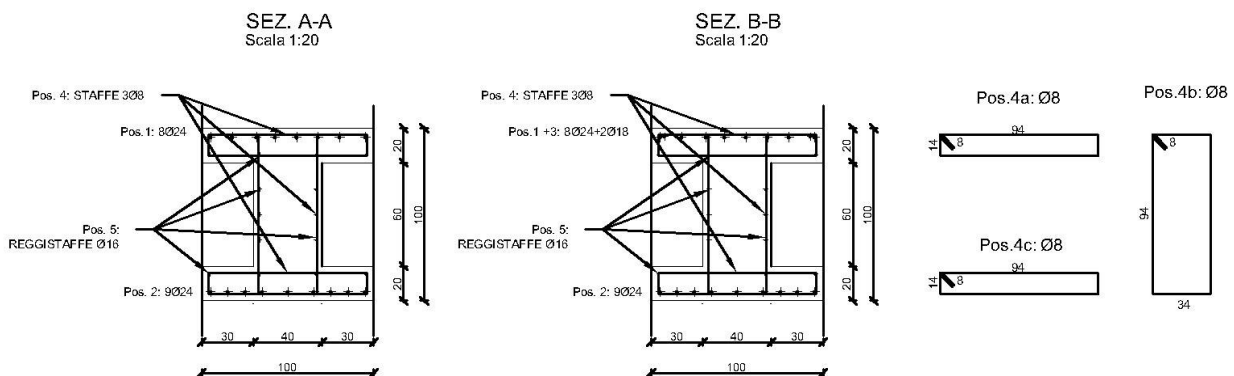


Figura 25 Sezione trasversale di armatura trave





NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	52 di 99

8. PIEDRITTI

Gli elementi verticali della GA02 sono costituiti da paratie di pali in cui dal Modello di calcolo 2 risultano le seguenti massime sollecitazioni per metro lineare di struttura:

$$M_{Ed} = 1385.70 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 600.39 \text{ kN/m}$$

I pali $\varnothing 800$ sono disposti ad interasse $i = 80$ cm, per cui le sollecitazioni massime sul singolo palo valgono:

$$M_{Ed} = 1108.56 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 480.31 \text{ kN}$$

In progetto si prevede la disposizione di armatura longitudinale pari a $12\varnothing 26$ e staffe circolari $\varnothing 14/15$ per l'intera lunghezza del palo in modo da soddisfare le verifiche del palo anche nel modello a "paratia" (vedi capitolo 11 ed allegato), mentre in corrispondenza della sommità piedritto (nodo impalcato/palo) in cui si determina la maggiore sollecitazione si prevedono ferri accoppiati $12+12\varnothing 26$.

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del palo:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	53 di 99

Geometria della sezione

Diametro sezione	D =	80 cm
Copriferro	c =	6 cm
Copriferro di calcolo	δ =	8.7 cm

Armature

Numero ferri	n =	24
Diametro ferro	ϕ =	26 mm
Area armatura di calcolo	A_s =	127.36 cm ²

Materiali

Resistenza caratteristica cls	R_{ck} =	30 MPa
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk} =	450 MPa

Sollecitazioni:

Sforzo normale caratt. (+ di compressione)	N =	0.00 kN	
Taglio	V =	480.31 kN	
Momento	M =	1108.56 kNm	verifica

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

rottura	M_u (+)	M_u (-)	
sollec.	1282.30	-1282.30	kNm
campo =	3	3	
ϵ'_{c1} =	-0.0035	-0.0035	
ϵ'_{s1} =	-0.0023	0.0065	
γ'_{s1} =	1.0000	1.0000	
ϵ_s =	0.0065	-0.0023	
γ_s =	-1.0000	-1.0000	

VERIFICA A TAGLIO

VE _d =	480.31 kN	Taglio ultimo agente sullasezione
N _k =	0.00 kN	Sforzo normale dovuto a carichi o precompressione (compressione positiva)
NE _d =	0.00 kN	Sforzo normale ultimo dovuto a carichi o precompressione (compressione positiva)
D =	800 mm	Diametro della sezione
A _c =	502655 mm ²	Area sezione
f _{ck} =	25 MPa	Resistenza caratteristica del cls
f _{cd} =	17 MPa	Resistenza di calcolo del cls
f _{yk} =	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
f _{yd} =	391 MPa	Tensione di calcolo di snervamento
d =	566 mm	Altezza utile della sezione
b =	566 mm	Larghezza minima della sezione di calcolo
v _{min} =	0.35 MPa	Resistenza unitaria a Taglio di calcolo di riferimento ($\gamma_c = 1,5$)
k =	1.59	
A _{s long} =	12736 mm ²	Area delle armature longitudinali
ρ_l =	0.0200	
σ_{cp} =	0	Fattore di efficienza
α_c =	1.00	
V _{Rd} =	225.28 kN	Resistenza di calcolo della sezione priva di armatura
V _{Rcd} =	956.2 kN	Max taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura delle bielle compresse

E' necessaria armatura a taglio



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	54 di 99

$\cot \theta =$	2	
$Asw/s =$	12.055 cm ² /m	Armatura necessaria
$Asw/s, \min =$	8.485 cm ² /m	Armatura minima di normativa
$nb =$	2	Numero braccia staffa
$\phi =$	14 mm	Diametro staffa
$Asw/s, \max =$	12.055 cm ² /m	Armatura di progetto
$As, st =$	3.08 cm ²	Area staffa
$s =$	25.54 cm	Passo staffe necessario

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

9. CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI

Le paratie di pali della galleria artificiale in esame, fungono da elementi di contenimento del terreno ma allo stesso tempo sono gli elementi verticali del telaio con cui è stata modellata la galleria. Pertanto risulta necessario verificare i singoli pali a capacità portante considerando il contributo sia alla punta che quello laterale del terreno attraversato.

Dall'analisi della struttura la massima azione verticale in testa palo di determina in combinazione SLU con carico tandem di traffico veicolare superficiale applicato in asse piedritto con valore pari a $N_{Ed} = 1021 \text{ k/m}$ e quindi pari a **816.8 kN/palo (interasse pari a 0.80 m)**.

La testa del palo a partire dal quale si procede al calcolo della capacità portante è mediamente a circa -9 m dal p.c. per cui il litotipo interessato è lo **Strato C**:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 38^\circ$
- modulo di Young $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.25$

Il calcolo della capacità portante del singolo palo è condotto con l'approccio progettuale 2 (A1+M1+R3) della Norme Tecniche in cui oltre ad applicare i coefficienti parziali di sicurezza da normativa, riportati di seguito, si applica anche il fattore di correlazione ξ , funzione del numero di verticali indagate secondo la seguente tabella:

Figura 26 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{F^*})	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_Q	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}

Figura 27 Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	56 di 99

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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

Figura 28 Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze – Colonne in jet grouting

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 29 Fattore di correlazione per la resistenza caratteristica in funzione delle verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

 In sede di calcolo, vista la numerosità delle indagini è stato assunto cautelativamente un fattore di correlazione $\xi = 1.70$.

Dalla verifica di capacità portante deve risultare quindi:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R^s} + \frac{Q_b}{R^b} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$$

- D = diametro della palo
- L = lunghezza della palo
- q_b = pressione limite alla base della palo

- τ_s = pressione laterale lungo la palo
- R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze
- W_k = peso caratteristico della palo
- S_w = spinta idraulica sulla porzione della palo immersa
- R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

Il terreno interessato alle opere è di tipo incoerente e, limitando cautelativamente la resistenza alla punta a 2.5 MPa, la resistenza laterale lungo il fusto del palo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_s = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

dove:

- σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;
- $K = (0.50 \div 1)$ coefficiente di spinta;
- $\delta = (0.50 \div 1) \varphi'$;
- φ' = angolo di attrito interno.

In sede di verifica sono state fatte le seguenti assunzioni:

- coefficiente di spinta $K = 0.60$;
- angolo di attrito terra/muro $\delta = 2/3 \varphi'$;

Di seguito si riporta il tabulato di verifica a capacità portante:

Figura 30 Calcolo della capacità portante del palo
Calcolo della capacità portante del palo

 Lunghezza palo di progetto: $L_p =$ m

Tabella di calcolo della resistenza laterale caratteristica del palo

N° Concio	z _{fin con.} dal p.p. (m)	z _{m con.} dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	c _u (kN/m ²)	α	β	τ_{ks} (kN/m ²)	ΔQ_{ks} (kN)
1	0.60	0.30	1	10.00	93.00	0.00	0.00	0.28	26.42	39.83
2	1.20	0.90	1	10.00	99.00	0.00	0.00	0.28	28.12	42.40
3	1.80	1.50	1	10.00	105.00	0.00	0.00	0.28	29.82	44.97
4	2.40	2.10	1	10.00	111.00	0.00	0.00	0.28	31.53	47.54
5	3.00	2.70	1	10.00	117.00	0.00	0.00	0.28	33.23	50.11
6	3.60	3.30	1	10.00	123.00	0.00	0.00	0.28	34.94	52.68
7	4.20	3.90	1	10.00	129.00	0.00	0.00	0.28	36.64	55.25
8	4.80	4.50	1	10.00	135.00	0.00	0.00	0.28	38.35	57.82
9	5.40	5.10	1	10.00	141.00	0.00	0.00	0.28	40.05	60.39
10	6.00	5.70	1	10.00	147.00	0.00	0.00	0.28	41.75	62.96
11	6.60	6.30	1	10.00	153.00	0.00	0.00	0.28	43.46	65.53
12	7.20	6.90	1	10.00	159.00	0.00	0.00	0.28	45.16	68.10
13	7.80	7.50	1	10.00	165.00	0.00	0.00	0.28	46.87	70.67
14	8.40	8.10	1	10.00	171.00	0.00	0.00	0.28	48.57	73.24
15	9.00	8.70	1	10.00	177.00	0.00	0.00	0.28	50.28	75.81
16	9.60	9.30	1	10.00	183.00	0.00	0.00	0.28	51.98	78.38
17	10.20	9.90	1	10.00	189.00	0.00	0.00	0.28	53.68	80.95
18	10.80	10.50	1	10.00	195.00	0.00	0.00	0.28	55.39	83.52
19	11.40	11.10	1	10.00	201.00	0.00	0.00	0.28	57.09	86.09
20	12.00	11.70	1	10.00	207.00	0.00	0.00	0.28	58.80	88.66

 $Q_s = 1284.99$
Legenda:
 $z_{fin\ conc}$ = profondità finale del concio dal piano di posa

 $z_m\ conc$ = profondità media del concio dal piano di posa

 γ' = peso specifico efficace dello strato

 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace a quota z_m
 c_u = Coesione non drenata

 α = Parametro di calcolo per terreni coesivi

 β = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

 τ_{ks} = Azione tangenziale resistente caratteristica sul palo

 ΔQ_{ks} = Resistenza laterale caratteristica del concio

Risultati delle analisi di capacità portante del palo di lunghezza L_p

Resistenza laterale caratteristica:	$Q_{k,s} =$	1284.99 kN
Resistenza alla punta caratteristica:	$Q_{k,b} =$	1256.64 kN
Sottospinta idraulica base palo:	$S_w =$	0.00 kN
Peso caratteristico del palo:	$W_{p,k} =$	-150.80 kN

Tabella di calcolo dei Fattori di Sicurezza

N°	Combinazioni		N _p (kN)	Q _{Rd} (kN)	FS _{eff}
	Tipo	Descrizione			
1	A1+M1+R3.	SLU	-816.80	-1075.10	1.32

ome si evince, assunta una lunghezza palo attiva pari a 12 m (21 complessivo) la verifica a capacità portante risulta verificata con un fattore di sicurezza pari a **FS = 1.32**.

10. SOLETTONE DI FONDAZIONE

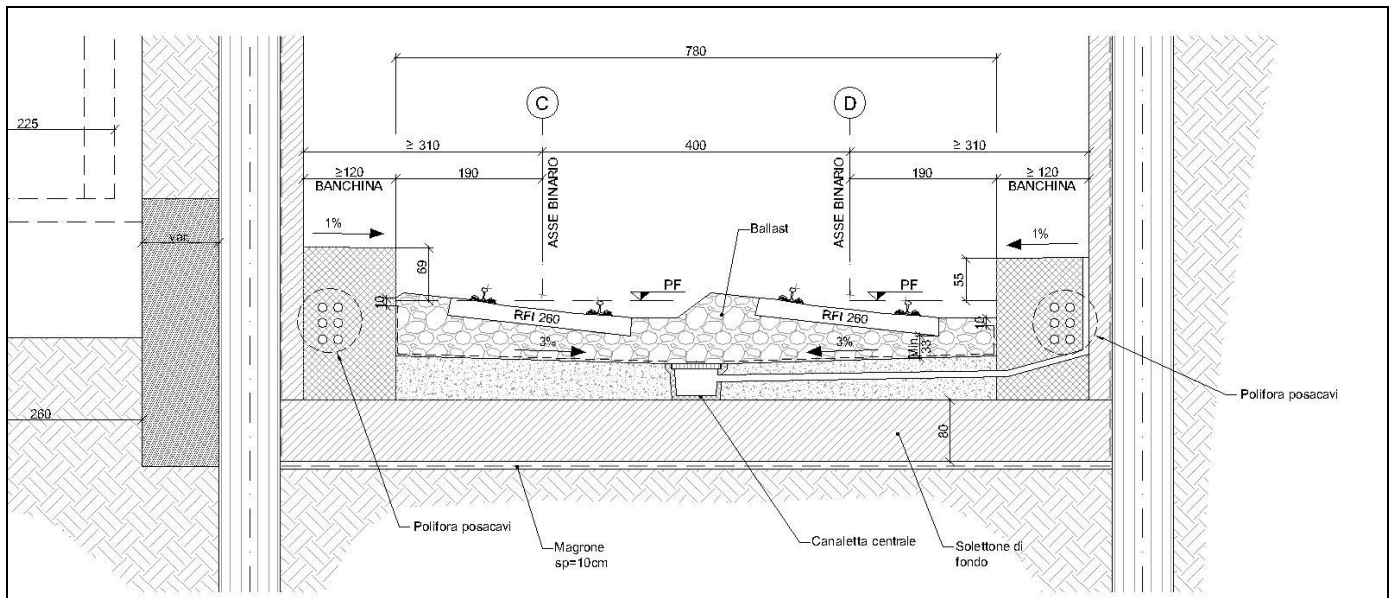
10.1 GENERALITÀ

Il solettone ferroviario è realizzato con lastre di spessore H_s costante e appoggiato con continuità sul terreno, è a prevalente sviluppo bidimensionale con rapporto lati L_y/L_x tale da richiedere una schematizzazione di calcolo a piastra su suolo elastico. In via cautelativa, gli stati di sollecitazione nel solettone ferroviario sono stati valutati su schemi di calcolo semplificati, considerando gli effetti distribuiti su modelli a guscio su suolo elastico.

Il solettone in c.a. ha uno spessore di 0.80 m, sopra ad esso vi sono lateralmente due zone di spessore 0.8 m e larghezza 1.3 m e 1.2 m destinate a banchina, mentre nella zona centrale vi sono due armamenti ferroviari di larghezza 2.9 m.

La struttura è stata calcolata con il software agli elementi finiti SAP2000 prodotto dalla CSI – Computers & Structures Inc.

FIGURA 31: SEZIONE TIPO DELLA FONDAZIONE DELLA GALLERIA



10.2 METODO DI CALCOLO

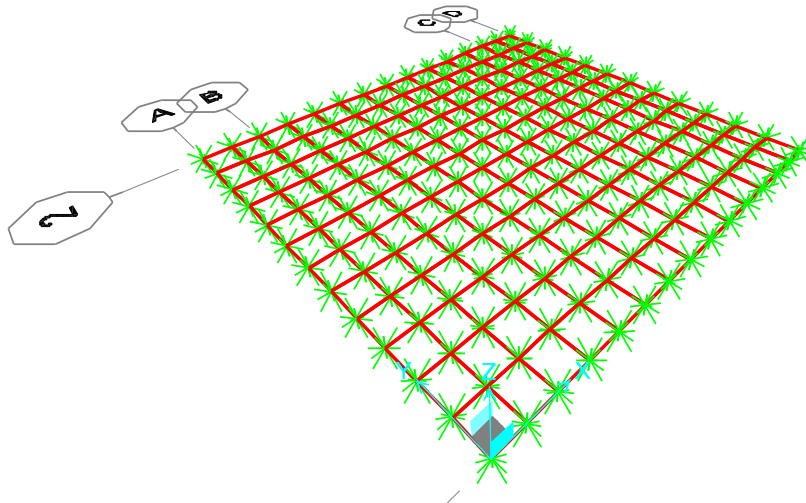
Il metodo di calcolo impiegato è quello detto “degli stati limite” con riferimento allo stato limite ultimo elastico della sezione (raggiungimento, nel punto più sollecitato, della tensione di snervamento di calcolo) ed allo stato limite di deformazione in condizioni di esercizio.

10.2.1 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura è stata schematizzata considerando una struttura bidimensionale modellata tramite elementi guscio appoggiati su solo elastico. Il modello ha dimensioni 10.50 m in larghezza e 10 m in lunghezza: l’analisi è stata condotta andando a verificare il comportamento di una striscia significativa di fondazione di 10 m.

La mesh è stata creata in modo da avere degli elementi con dimensione inferiore a 0.70 m. Il modello è stato vincolato esternamente ai nodi inferiori impedendo le traslazioni lungo l’asse x e y (cerniere).

FIGURA 32: MODELLO SHELL PIASTRA DI FONDAZIONE – SAP2000



Il comportamento della piastra sul terreno è stato idealizzato tramite l’assegnazione delle molle cedevoli agli elementi area dello shell.

Il valore della rigidità delle molle è stato stimato utilizzando la formulazione proposta da Bowles (1991) che prende in esame le caratteristiche del terreno e la conformazione geometrica della piastra. Con questi elementi e attraverso le formule di seguito riportate è possibile ottenere una stima della costante elastica alla Winkler del terreno. Alla profondità di realizzazione della piastra, il modulo elastico del terreno è stato assunto pari a 70 Mpa in accordo con quanto prescritto nella relazione geotecnica.

Il termine I_F riportato nelle formule seguenti indica il fattore di influenza e viene stimata a partire dal grafico riportato in

$$k_s = \frac{1}{B \cdot E_s' \cdot I_s \cdot I_F}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	61 di 99

$$E'_s = \frac{1 - \nu^2}{E_s}$$

$$M = \frac{L'}{B'}$$

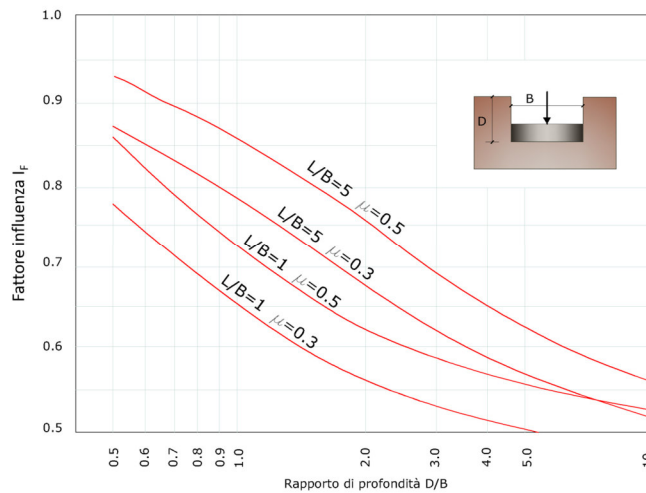
$$N = \frac{H}{B'}$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \cdot \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{M^2 + N^2}}{M \cdot (1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \cdot \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \cdot I_2$$

FIGURA 33: GRAFICO PER LA DETERMINAZIONE DI I_F



In Tabella 3 vengono riportati i dati necessari di input per la determinazione della costante elastica di reazione del terreno.

TABELLA 3: DATI COSTANTE DI WINKLER (BOWLES 1991)

Modulo elastico terreno	Es [Mpa]	70
Poisson terreno	ν [-]	0.3
Larghezza fondazione (minore)	B [m]	10.5
Lunghezza fondazione (maggiore)	L [m]	11
Profondità fondazione	D [m]	11
Coefficiente influenza (grafico)	If [-]	0.65

I risultati dell'approccio di Bowles sono riportati in Tabella 4: facendo la media dei valori viene assunto cautelativamente una costante di reazione del terreno pari a 1 Kg/cm³.

$$\bar{k}_s = \frac{4 \cdot 1.09 + 2.43}{5} = 1.36 \text{ kg/cm}^3$$

TABELLA 4: RISULTATI COSTANTE DI WINKLER (BOWLES 1991)

Posizione	B' [m]	L' [m]	M	N	I1	I2	Is	ks [kN/m ³]
centro piastra	5.25	5.5	1.05	10	0.5080	0.0165	0.5174	10891.61
spigolo piastra	10.5	11	1.05	5	0.4444	0.0320	0.4627	24359.24

10.2.2 Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali G1
- carichi permanenti portati dalla struttura G2
- carichi variabili: ferroviario.

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi distribuiti sugli elementi guscio.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nel calcolo sono specificate nella stampa dei dati di input.

10.2.3 Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

10.2.4 Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo è agli elementi finiti.

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A	FOGLIO 63 di 99

10.2.5 Individuazione del codice di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica degli elementi in cemento armato sono stati eseguiti con il software agli elementi finiti SAP2000 che permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono i gusci (shell), che vengono idealizzati tramite una mesh che può essere rettangolare o triangolare e con comportamento sia di membrana che di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sui gusci, come carichi distribuiti. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

Il software SAP2000 che utilizza il solutore SAPfire viene impiegato nei progetti di opere civili strutturali ed è caratterizzato dalle seguenti principali funzionalità:

- Analisi statica e dinamica
- Analisi lineare e non lineare
- Analisi sismica dinamica e analisi statica in pushover
- Analisi con carichi variabili da traffico per ponti
- Non linearità geometrica, inclusi P-Delta e grande spostamento
- Costruzioni per fasi (incrementali)
- Effetti di ritiro, viscosità e invecchiamento
- Analisi di collasso per instabilità (buckling)
- Analisi della risposta a carichi armonici e analisi di densità spettrale
- Elementi Frame, inclusivi di comportamento beam-column, truss
- Elementi Shell, inclusivi di comportamento a lastra e a piastra
- Elementi cavo e tirante
- Elementi Plane e Asolid, di tipo solido bidimensionale,
- Elementi Solid, di tipo solido tridimensionale
- Elementi Link e Support non lineari
- Proprietà Link e Support dipendenti dalla frequenza
- Sistemi di coordinate multipli
- Svariati tipi di vincoli interni
- Gran varietà di opzioni di carico

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A	FOGLIO 64 di 99

- Algoritmi di risoluzione stabili e altamente efficienti

10.2.6 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto nella quale è possibile individuare i diversi test di validazione per gli elementi utilizzati nella modellazione della struttura in esame. Inoltre i risultati ottenuti per la piastra di fondazione sono stati confrontati con le soluzioni analitiche proposte per la risoluzione di piastre su suolo alla Winkler: il confronto dei risultati ha determinato un errore accettabile tra il modello numerico e quello analitico. Si può quindi constatare che la modellazione del problema della piastra su suolo alla Winkler tramite il software SAP2000 è corretta.

10.2.7 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

10.2.8 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

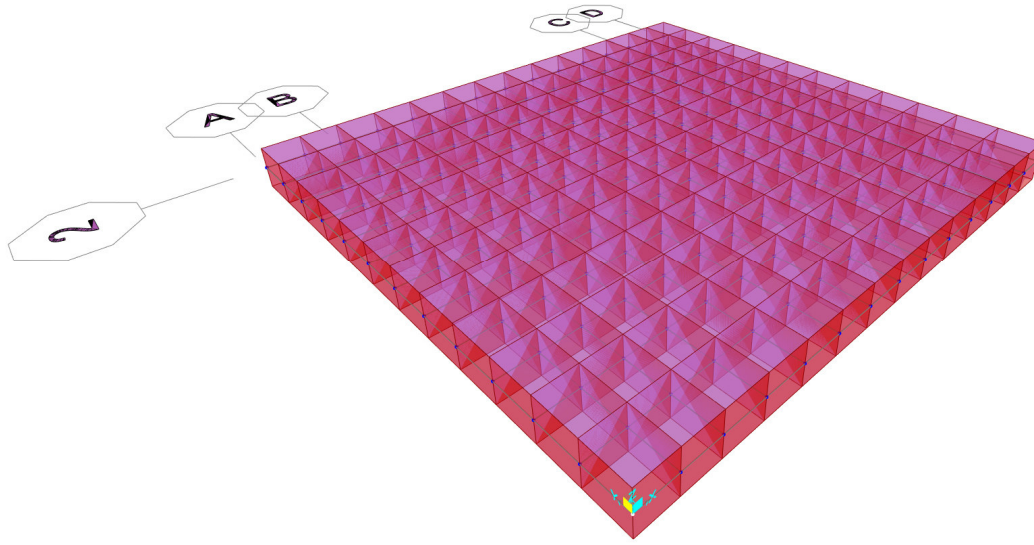
L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

10.3 MODELLO STRUTTURALE

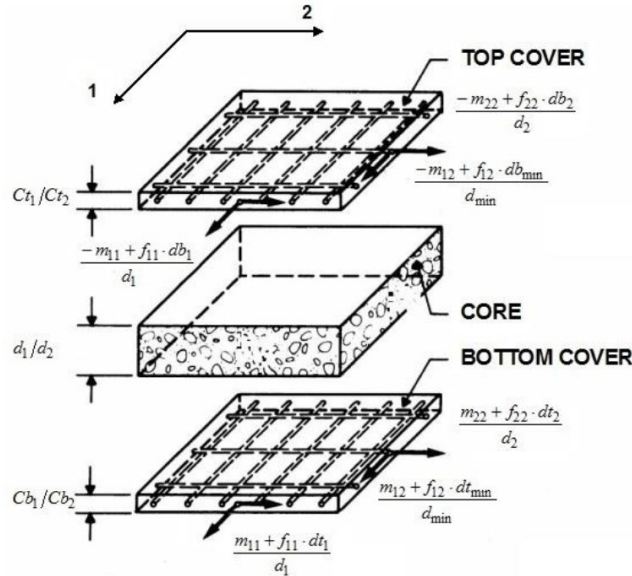
Il modello piastra è stato schematizzato attraverso un elemento shell a cui è stato associato uno spessore sia membranale che flessionale pari a 0.80 m. Alla sezione guscio è stato associato un materiale con caratteristiche analoghe al calcestruzzo C25/30. Per il corretto calcolo dell'armatura sono stati inseriti due layer a rappresentare l'armatura superiore ed inferiore ad una distanza di 0.04 m dal bordo superiore e a 0.04 m dal bordo inferiore.

In Figura 34 è riportato il modello dell'elemento shell con la suddivisione nelle aree di carico che verranno soggette alle aree di influenza del carico così come riportato nell'analisi dei carichi.

FIGURA 34: MODELLO SHELL TRIDIMENSIONALE DELLA PIASTRA DI FONDAZIONE – SAP2000

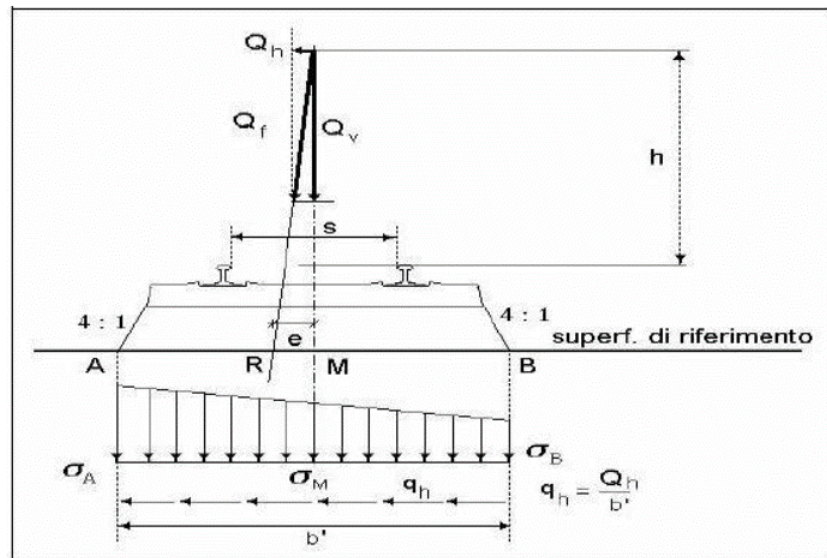


Il calcolo dell'armatura viene affrontato da SAP2000 utilizzando l'approccio a "Sandwich" che considera separatamente i tre contributi forniti dalla piastra: l'armatura superiore in direzione x e y, il cuore di calcestruzzo e l'armatura inferiore in direzione x e y.

FIGURA 35: SCHEMA DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NELL'ELEMENTO SHELL ARMATO – SAP2000


10.4 ANALISI DEI CARICHI

- Carichi permanenti – Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione e degli elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.1 del predetto D.M., si precisa che quali pesi per unità di volume, per la determinazione dei pesi propri strutturali, si possono assumere i seguenti:
 - Pesi propri strutturali: Calcolati in automatico $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- Carichi permanenti portati – pesi propri di tutti gli elementi non strutturali:
 - peso delle banchine: $0.8 \text{ (altezza delle banchine)} \times 25.0 = 20 \text{ kN/m}^2$
- Carichi variabili di esercizio:
 - Sovraccarico ferroviario: secondo le prescrizioni di RFI e della vigente normativa, il treno di carico da considerare per le verifiche locali è il tipo SW2 che presenta longitudinalmente un carico a metro lineare di $Q_v = 150 \text{ kN/m}$. Trasversalmente va distribuito su una traversa di larghezza pari a 2.60 m e poi ripartito sulla superficie di riferimento secondo lo schema di seguito riportato:



Considerando pertanto una diffusione di 1:4 su uno spessore del ballast di 35 cm (ad estradosso del super compattato) risulta una larghezza di diffusione di circa 2.77 m e quindi un carico ferroviario distribuito (accidentale) pari a circa **55 kPa**. A questo va poi aggiunto un carico distribuito permanente dato dall'armamento (traversine, ballast, rotaie, ecc) assunto pari a 20 kN/m³ per uno spessore medio di 85 cm; complessivamente quindi il carico permanente risulta pari a **17 kPa**.

- Sovraccarico accidentale dovuto alla folla sui marciapiedi = 10 kN/m²

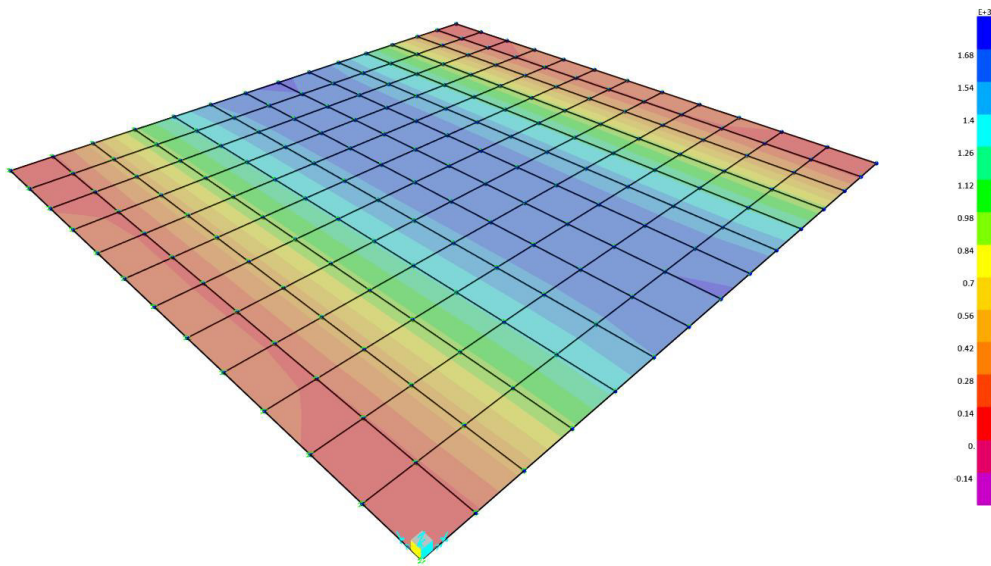
10.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono effettuate secondo i principi del cap. 2 delle NTC18, considerando le combinazioni di carico possibili e più sfavorevoli.

10.6 VERIFICHE STRUTTURALI GUSCI

La tensione massima nell'elemento shell viene riportata in Figura 36: la porzione più sollecitata risulta essere quella centrale in accordo con la distribuzione dei carichi ed il valore di tensione è circa pari a 1.68 N/mm². La tensione è inferiore alla resistenza del calcestruzzo.

FIGURA 36: SOLLECITAZIONI MASSIME SULLA FONDAZIONE – SAP2000



Le sollecitazioni prodotte dall'analisi con SAP2000 sono state combinate in modo da procedere con la verifica dell'armatura superiore ed inferiore nelle due direzioni. I parametri di resistenza dei materiali e della geometria della fondazione sono riportati in Tabella 5.

TABELLA 5: PARAMETRI RESISTENZA DEI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	$\gamma_c =$	1.50 -
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} =$	14.11 N/mm ²
Resistenza media a compressione del calcestruzzo	$f_{cm} =$	32.90 N/mm ²
Resistenza media a trazione del calcestruzzo	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²
Coefficiente di riduzione di resistenza per effetto della fessurazione	$\nu =$	0.54 -
Resistenza di calcolo a taglio del calcestruzzo	$\tau_d =$	3.81 N/mm ²
Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} =$	450.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	$\gamma_s =$	1.15 -
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
CARATTERISTICHE DELL'ELEMENTO SHELL		
Spessore dell'elemento shell	$h =$	0.80 m
Distanza tra il baricentro delle armature superiori ed il bordo superiore dell'elemento	$d'_s =$	0.04 m
Distanza tra il baricentro delle armature inferiori ed il bordo inferiore dell'elemento	$d'_s =$	0.04 m
Distanza tra il baricentro delle armature superiori ed il piano medio dell'elemento shell	$z_s =$	0.36 m
Distanza tra il baricentro delle armature inferiori ed il piano medio dell'elemento shell	$z_i =$	0.36 m
Braccio di leva tra le armature	$z =$	0.72 m
Spessore del layer superiore	$t_s =$	0.08 m
Spessore del layer inferiore	$t_i =$	0.08 m
Spessore del layer di calcestruzzo	$t_c =$	0.64 m

INPUT DERIVANTE DALL'ANALISI FEM - Caricato dal foglio " Dati SAP "									
Elemento shell	Combinazione	Inserire forze e momenti derivanti dall'analisi FEM							
		Forze di membrana			Momenti flettenti			Tagli fuori piano	
		$N_{Ed,x}$	$N_{Ed,y}$	$N_{Ed,xy}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,xy}$	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
149	SLU1	0.00	0.00	0.00	-74.34	0.86	7.70	-63.76	0.45
150	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.43	-1.59	7.65	-46.32	0.44
151	SLU1	0.00	0.00	0.00	-149.62	-2.76	6.16	-31.04	0.46
152	SLU1	0.00	0.00	0.00	-169.20	-3.35	3.87	-17.41	0.49
153	SLU1	0.00	0.00	0.00	-178.21	-3.58	1.20	-4.86	0.50
154	SLU1	0.00	0.00	0.00	-177.25	-3.53	-1.57	7.23	0.50
155	SLU1	0.00	0.00	0.00	-166.45	-3.22	-4.17	19.47	0.48
156	SLU1	0.00	0.00	0.00	-145.47	-2.56	-6.33	32.48	0.46
157	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.53	-1.33	-7.63	46.80	0.44
158	SLU1	0.00	0.00	0.00	-69.62	1.14	-7.49	62.93	0.46
159	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.00	2.31	3.39	-63.98	0.98
160	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.08	-3.31	3.64	-46.49	0.95
161	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.56	-6.58	3.15	-31.14	0.95
162	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.73	-8.35	2.08	-17.46	0.97
163	SLU1	0.00	0.00	0.00	-176.56	-9.07	0.67	-4.87	0.99
164	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.63	-8.97	-0.84	7.25	0.99
165	SLU1	0.00	0.00	0.00	-165.05	-8.03	-2.21	19.52	0.97
166	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.51	-6.09	-3.22	32.58	0.95
167	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.30	-2.71	-3.61	46.96	0.95
168	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.37	2.95	-3.29	63.15	0.99
169	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.38	2.87	1.55	-64.02	1.12
170	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.18	-4.33	1.61	-46.56	1.11
171	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.29	-8.97	1.44	-31.21	1.11
172	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.18	-11.65	0.98	-17.50	1.11
173	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.87	-12.81	0.33	-4.88	1.12
174	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.95	-12.66	-0.40	7.27	1.12
175	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.53	-11.23	-1.03	19.57	1.11
176	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.28	-8.32	-1.46	32.65	1.11
177	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.44	-3.53	-1.60	47.03	1.12
178	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.77	3.67	-1.51	63.18	1.12

INPUT DERIVANTE DALL'ANALISI FEM - Caricato dal foglio " Dati SAP "									
Elemento shell	Combinazione	Inserire forze e momenti derivanti dall'analisi FEM							
		Forze di membrana			Momenti flettenti			Tagli fuori piano	
		$N_{Ed,x}$	$N_{Ed,y}$	$N_{Ed,xy}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,xy}$	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
179	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.49	2.75	0.71	-64.03	0.99
180	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.31	-5.18	0.68	-46.58	0.99
181	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.32	-10.55	0.59	-31.23	0.99
182	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.08	-13.80	0.40	-17.52	0.98
183	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.71	-15.24	0.14	-4.89	0.99
184	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.79	-15.07	-0.16	7.28	0.99
185	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.45	-13.31	-0.42	19.60	0.99
186	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.32	-9.81	-0.59	32.67	0.99
187	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.57	-4.29	-0.68	47.05	0.99
188	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.87	3.63	-0.70	63.19	0.99
189	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.52	2.44	0.30	-64.04	0.67
190	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.38	-5.83	0.26	-46.58	0.67
191	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.40	-11.57	0.21	-31.24	0.67
192	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.14	-15.11	0.14	-17.53	0.67
193	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.74	-16.71	0.05	-4.89	0.67
194	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.82	-16.53	-0.05	7.28	0.67
195	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.51	-14.59	-0.15	19.60	0.67
196	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.40	-10.79	-0.21	32.68	0.67
197	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.64	-4.90	-0.26	47.06	0.67
198	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.89	3.35	-0.30	63.20	0.67
199	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.52	2.22	0.08	-64.04	0.23
200	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.42	-6.20	0.07	-46.58	0.24
201	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.46	-12.07	0.05	-31.24	0.24
202	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.20	-15.73	0.03	-17.53	0.23
203	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.80	-17.40	0.01	-4.89	0.23
204	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.88	-17.22	-0.01	7.28	0.23
205	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.57	-15.20	-0.03	19.60	0.24
206	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.46	-11.28	-0.05	32.68	0.24
207	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.67	-5.25	-0.07	47.06	0.24
208	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.89	3.14	-0.08	63.20	0.23

INPUT DERIVANTE DALL'ANALISI FEM - Caricato dal foglio " Dati SAP "									
Elemento shell	Combinazione	Inserire forze e momenti derivanti dall'analisi FEM							
		Forze di membrana			Momenti flettenti			Tagli fuori piano	
		$N_{Ed,x}$	$N_{Ed,y}$	$N_{Ed,xy}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,xy}$	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
209	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.52	2.22	-0.08	-64.04	-0.23
210	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.42	-6.20	-0.06	-46.58	-0.24
211	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.46	-12.07	-0.05	-31.24	-0.24
212	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.20	-15.73	-0.03	-17.53	-0.23
213	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.80	-17.40	-0.01	-4.89	-0.23
214	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.88	-17.22	0.01	7.28	-0.23
215	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.57	-15.20	0.03	19.60	-0.24
216	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.46	-11.28	0.05	32.68	-0.24
217	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.67	-5.25	0.07	47.06	-0.24
218	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.89	3.14	0.08	63.20	-0.23
219	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.52	2.44	-0.30	-64.04	-0.67
220	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.38	-5.83	-0.26	-46.58	-0.67
221	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.40	-11.57	-0.21	-31.24	-0.67
222	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.14	-15.11	-0.14	-17.53	-0.67
223	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.74	-16.71	-0.05	-4.89	-0.67
224	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.82	-16.53	0.05	7.28	-0.67
225	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.51	-14.59	0.15	19.60	-0.67
226	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.40	-10.79	0.21	32.68	-0.67
227	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.64	-4.90	0.26	47.06	-0.67
228	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.89	3.35	0.30	63.20	-0.67
229	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.49	2.75	-0.71	-64.03	-0.99
230	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.31	-5.18	-0.68	-46.58	-0.99
231	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.32	-10.55	-0.59	-31.23	-0.99
232	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.08	-13.80	-0.40	-17.52	-0.98
233	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.71	-15.24	-0.14	-4.89	-0.99
234	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.79	-15.07	0.16	7.28	-0.99
235	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.45	-13.31	0.42	19.60	-0.99
236	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.32	-9.81	0.59	32.67	-0.99
237	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.57	-4.29	0.68	47.05	-0.99
238	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.87	3.63	0.70	63.19	-0.99

INPUT DERIVANTE DALL'ANALISI FEM - Caricato dal foglio " Dati SAP "									
Elemento shell	Combinazione	Inserire forze e momenti derivanti dall'analisi FEM							
		Forze di membrana			Momenti flettenti			Tagli fuori piano	
		$N_{Ed,x}$	$N_{Ed,y}$	$N_{Ed,xy}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,xy}$	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
239	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.38	2.87	-1.55	-64.02	-1.12
240	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.18	-4.33	-1.61	-46.56	-1.11
241	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.29	-8.97	-1.44	-31.21	-1.11
242	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.18	-11.65	-0.98	-17.50	-1.11
243	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.87	-12.81	-0.33	-4.88	-1.12
244	SLU1	0.00	0.00	0.00	-174.95	-12.66	0.40	7.27	-1.12
245	SLU1	0.00	0.00	0.00	-164.53	-11.23	1.03	19.57	-1.11
246	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.28	-8.32	1.46	32.65	-1.11
247	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.44	-3.53	1.60	47.03	-1.12
248	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.77	3.67	1.51	63.18	-1.12
249	SLU1	0.00	0.00	0.00	-75.00	2.31	-3.39	-63.98	-0.98
250	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.08	-3.31	-3.64	-46.49	-0.95
251	SLU1	0.00	0.00	0.00	-148.56	-6.58	-3.15	-31.14	-0.95
252	SLU1	0.00	0.00	0.00	-167.73	-8.35	-2.08	-17.46	-0.97
253	SLU1	0.00	0.00	0.00	-176.56	-9.07	-0.67	-4.87	-0.99
254	SLU1	0.00	0.00	0.00	-175.63	-8.97	0.84	7.25	-0.99
255	SLU1	0.00	0.00	0.00	-165.05	-8.03	2.21	19.52	-0.97
256	SLU1	0.00	0.00	0.00	-144.51	-6.09	3.22	32.58	-0.95
257	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.30	-2.71	3.61	46.96	-0.95
258	SLU1	0.00	0.00	0.00	-70.37	2.95	3.29	63.15	-0.99
259	SLU1	0.00	0.00	0.00	-74.34	0.86	-7.70	-63.76	-0.45
260	SLU1	0.00	0.00	0.00	-118.43	-1.59	-7.65	-46.32	-0.44
261	SLU1	0.00	0.00	0.00	-149.62	-2.76	-6.16	-31.04	-0.46
262	SLU1	0.00	0.00	0.00	-169.20	-3.35	-3.87	-17.41	-0.49
263	SLU1	0.00	0.00	0.00	-178.21	-3.58	-1.20	-4.86	-0.50
264	SLU1	0.00	0.00	0.00	-177.25	-3.53	1.57	7.23	-0.50
265	SLU1	0.00	0.00	0.00	-166.45	-3.22	4.17	19.47	-0.48
266	SLU1	0.00	0.00	0.00	-145.47	-2.56	6.33	32.48	-0.46
267	SLU1	0.00	0.00	0.00	-113.53	-1.33	7.63	46.80	-0.44
268	SLU1	0.00	0.00	0.00	-69.62	1.14	7.49	62.93	-0.46



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NT0P 00 D 26 CL GA 02 00 001 A 74 di 99

INPUT DERIVANTE DALL'ANALISI FEM - Caricato dal foglio " Dati SAP "									
Elemento shell	Combinazione	Inserire forze e momenti derivanti dall'analisi FEM							
		Forze di membrana			Momenti flettenti			Tagli fuori piano	
		N _{Ed,x}	N _{Ed,y}	N _{Ed,xy}	M _{Ed,x}	M _{Ed,y}	M _{Ed,xy}	V _{Ed,x}	V _{Ed,y}
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
271	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.42	5.75	3.33	-17.36	0.44
272	SLU1	0.00	0.00	0.00	-29.68	4.08	5.85	-54.25	0.53
273	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.12	12.42	1.98	-17.39	0.98
274	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.31	8.74	2.70	-54.39	0.99
275	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.26	14.86	1.21	-17.41	1.12
276	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.59	10.54	1.39	-54.41	1.12
277	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.27	15.62	0.72	-17.42	0.99
278	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.61	10.99	0.72	-54.42	0.99
279	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.25	15.71	0.37	-17.42	0.67
280	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.58	10.93	0.34	-54.43	0.66
281	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.24	15.66	0.12	-17.42	0.24
282	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.56	10.81	0.10	-54.43	0.23
283	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.24	15.66	-0.12	-17.42	-0.24
284	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.56	10.81	-0.10	-54.43	-0.23
285	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.25	15.71	-0.37	-17.42	-0.67
286	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.58	10.93	-0.34	-54.43	-0.66
287	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.27	15.62	-0.72	-17.42	-0.99
288	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.61	10.99	-0.72	-54.42	-0.99
289	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.26	14.86	-1.21	-17.41	-1.12
290	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.59	10.54	-1.39	-54.41	-1.12
291	SLU1	0.00	0.00	0.00	-6.12	12.42	-1.98	-17.39	-0.98
292	SLU1	0.00	0.00	0.00	-31.31	8.74	-2.70	-54.39	-0.99
293	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.42	5.75	-3.33	-17.36	-0.44
294	SLU1	0.00	0.00	0.00	-29.68	4.08	-5.85	-54.25	-0.53
343	SLU1	0.00	0.00	0.00	-27.03	4.27	5.60	53.29	-0.54
344	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.70	9.13	2.59	53.41	-0.99
345	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.96	11.02	1.36	53.43	-1.12
346	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.97	11.50	0.71	53.45	-0.99
347	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.94	11.46	0.35	53.45	-0.67
348	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.91	11.34	0.10	53.45	-0.23
349	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.91	11.34	-0.10	53.45	0.23
350	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.94	11.46	-0.35	53.45	0.67
351	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.97	11.50	-0.71	53.45	0.99
352	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.96	11.02	-1.36	53.43	1.12
353	SLU1	0.00	0.00	0.00	-28.70	9.13	-2.59	53.41	0.99
354	SLU1	0.00	0.00	0.00	-27.03	4.27	-5.60	53.29	0.54
355	SLU1	0.00	0.00	0.00	-4.96	5.85	3.21	17.23	-0.44
356	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.65	12.56	1.93	17.26	-0.98
357	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.78	14.99	1.20	17.28	-1.12
358	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.78	15.74	0.71	17.28	-0.99
359	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.76	15.83	0.37	17.29	-0.67
360	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.75	15.77	0.12	17.29	-0.24
361	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.75	15.77	-0.12	17.29	0.24
362	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.76	15.83	-0.37	17.29	0.67
363	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.78	15.74	-0.71	17.28	0.99
364	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.78	14.99	-1.20	17.28	1.12
365	SLU1	0.00	0.00	0.00	-5.65	12.56	-1.93	17.26	0.98
366	SLU1	0.00	0.00	0.00	-4.96	5.85	-3.21	17.23	0.44

Forze membranali di progetto				N° ELEMENTO SHELL	Armature minime necessarie			
Layer superiore		Layer inferiore			Layer superiore		Layer inferiore	
$n_{Ed,x,sup}$	$n_{Ed,y,sup}$	$n_{Ed,x,inf}$	$n_{Ed,y,inf}$		$A_{s,x,sup}$	$A_{s,y,sup}$	$A_{s,x,inf}$	$A_{s,y,inf}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
113.94	9.49	0.00	2.31	149	3.24	0.27	NO ARM.	0.07
175.11	12.83	0.00	0.00	150	4.97	0.36	NO ARM.	NO ARM.
216.36	12.39	0.00	0.00	151	6.14	0.35	NO ARM.	NO ARM.
240.37	10.02	0.00	0.00	152	6.83	0.28	NO ARM.	NO ARM.
249.18	6.63	0.00	0.00	153	7.08	0.19	NO ARM.	NO ARM.
248.37	7.09	0.00	0.00	154	7.05	0.20	NO ARM.	NO ARM.
236.98	10.27	0.00	0.00	155	6.73	0.29	NO ARM.	NO ARM.
210.83	12.34	0.00	0.00	156	5.99	0.35	NO ARM.	NO ARM.
168.28	12.45	0.00	0.00	157	4.78	0.35	NO ARM.	NO ARM.
107.10	8.81	0.00	2.70	158	3.04	0.25	NO ARM.	0.08
108.87	1.50	0.00	3.42	159	3.09	0.04	NO ARM.	0.10
169.05	9.65	0.00	0.00	160	4.80	0.27	NO ARM.	NO ARM.
210.70	13.51	0.00	0.00	161	5.98	0.38	NO ARM.	NO ARM.
235.84	14.48	0.00	0.00	162	6.70	0.41	NO ARM.	NO ARM.
246.15	13.53	0.00	0.00	163	6.99	0.38	NO ARM.	NO ARM.
245.09	13.62	0.00	0.00	164	6.96	0.39	NO ARM.	NO ARM.
232.31	14.23	0.00	0.00	165	6.60	0.40	NO ARM.	NO ARM.
205.17	12.92	0.00	0.00	166	5.83	0.37	NO ARM.	NO ARM.
162.38	8.78	0.00	0.00	167	4.61	0.25	NO ARM.	NO ARM.
102.30	0.48	0.00	4.31	168	2.90	0.01	NO ARM.	0.12
105.86	0.00	0.00	4.02	169	3.01	NO ARM.	NO ARM.	0.11
166.38	8.25	0.00	0.00	170	4.72	0.23	NO ARM.	NO ARM.
207.95	14.45	0.00	0.00	171	5.90	0.41	NO ARM.	NO ARM.
233.56	17.55	0.00	0.00	172	6.63	0.50	NO ARM.	NO ARM.
244.72	18.24	0.00	0.00	173	6.95	0.52	NO ARM.	NO ARM.
243.53	18.14	0.00	0.00	174	6.92	0.51	NO ARM.	NO ARM.
229.95	17.03	0.00	0.00	175	6.53	0.48	NO ARM.	NO ARM.
202.42	13.57	0.00	0.00	176	5.75	0.39	NO ARM.	NO ARM.
159.78	7.13	0.00	0.00	177	4.54	0.20	NO ARM.	NO ARM.
99.16	0.00	0.00	5.14	178	2.82	NO ARM.	NO ARM.	0.15
105.10	0.00	0.00	3.83	179	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.11
165.25	8.13	0.00	0.00	180	4.69	0.23	NO ARM.	NO ARM.
206.81	15.47	0.00	0.00	181	5.87	0.44	NO ARM.	NO ARM.
232.62	19.73	0.00	0.00	182	6.61	0.56	NO ARM.	NO ARM.
244.23	21.36	0.00	0.00	183	6.93	0.61	NO ARM.	NO ARM.
242.98	21.16	0.00	0.00	184	6.90	0.60	NO ARM.	NO ARM.
228.98	19.07	0.00	0.00	185	6.50	0.54	NO ARM.	NO ARM.
201.27	14.45	0.00	0.00	186	5.72	0.41	NO ARM.	NO ARM.
158.67	6.89	0.00	0.00	187	4.51	0.20	NO ARM.	NO ARM.
98.63	0.00	0.00	5.05	188	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.14

Forze membranali di progetto				Armature minime necessarie				
Layer superiore		Layer inferiore		N° ELEMENTO SHELL	Layer superiore		Layer inferiore	
$n_{Ed,x,sup}$	$n_{Ed,y,sup}$	$n_{Ed,x,inf}$	$n_{Ed,y,inf}$		$A_{S,x,sup}$	$A_{S,y,sup}$	$A_{S,x,inf}$	$A_{S,y,inf}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
104.93	0.00	0.00	3.39	189	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.10
164.78	8.46	0.00	0.00	190	4.68	0.24	NO ARM.	NO ARM.
206.40	16.36	0.00	0.00	191	5.86	0.46	NO ARM.	NO ARM.
232.34	21.18	0.00	0.00	192	6.60	0.60	NO ARM.	NO ARM.
244.16	23.27	0.00	0.00	193	6.93	0.66	NO ARM.	NO ARM.
242.88	23.03	0.00	0.00	194	6.90	0.65	NO ARM.	NO ARM.
228.68	20.47	0.00	0.00	195	6.49	0.58	NO ARM.	NO ARM.
200.85	15.27	0.00	0.00	196	5.70	0.43	NO ARM.	NO ARM.
158.19	7.17	0.00	0.00	197	4.49	0.20	NO ARM.	NO ARM.
98.50	0.00	0.00	4.65	198	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.13
104.89	0.00	0.00	3.08	199	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.09
164.56	8.70	0.00	0.00	200	4.67	0.25	NO ARM.	NO ARM.
206.26	16.84	0.00	0.00	201	5.86	0.48	NO ARM.	NO ARM.
232.27	21.89	0.00	0.00	202	6.60	0.62	NO ARM.	NO ARM.
244.18	24.18	0.00	0.00	203	6.93	0.69	NO ARM.	NO ARM.
242.91	23.93	0.00	0.00	204	6.90	0.68	NO ARM.	NO ARM.
228.61	21.16	0.00	0.00	205	6.49	0.60	NO ARM.	NO ARM.
200.70	15.73	0.00	0.00	206	5.70	0.45	NO ARM.	NO ARM.
157.96	7.38	0.00	0.00	207	4.49	0.21	NO ARM.	NO ARM.
98.47	0.00	0.00	4.36	208	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.12
104.89	0.00	0.00	3.08	209	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.09
164.56	8.70	0.00	0.00	210	4.67	0.25	NO ARM.	NO ARM.
206.26	16.84	0.00	0.00	211	5.86	0.48	NO ARM.	NO ARM.
232.27	21.89	0.00	0.00	212	6.60	0.62	NO ARM.	NO ARM.
244.18	24.18	0.00	0.00	213	6.93	0.69	NO ARM.	NO ARM.
242.91	23.93	0.00	0.00	214	6.90	0.68	NO ARM.	NO ARM.
228.61	21.16	0.00	0.00	215	6.49	0.60	NO ARM.	NO ARM.
200.70	15.73	0.00	0.00	216	5.70	0.45	NO ARM.	NO ARM.
157.96	7.38	0.00	0.00	217	4.49	0.21	NO ARM.	NO ARM.
98.47	0.00	0.00	4.36	218	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.12
104.93	0.00	0.00	3.39	219	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.10
164.78	8.46	0.00	0.00	220	4.68	0.24	NO ARM.	NO ARM.
206.40	16.36	0.00	0.00	221	5.86	0.46	NO ARM.	NO ARM.
232.34	21.18	0.00	0.00	222	6.60	0.60	NO ARM.	NO ARM.
244.16	23.27	0.00	0.00	223	6.93	0.66	NO ARM.	NO ARM.
242.88	23.03	0.00	0.00	224	6.90	0.65	NO ARM.	NO ARM.
228.68	20.47	0.00	0.00	225	6.49	0.58	NO ARM.	NO ARM.
200.85	15.27	0.00	0.00	226	5.70	0.43	NO ARM.	NO ARM.
158.19	7.17	0.00	0.00	227	4.49	0.20	NO ARM.	NO ARM.
98.50	0.00	0.00	4.65	228	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.13

Forze membranali di progetto				N° ELEMENTO SHELL	Armature minime necessarie			
Layer superiore		Layer inferiore			Layer superiore		Layer inferiore	
$n_{Ed,x,sup}$	$n_{Ed,y,sup}$	$n_{Ed,x,inf}$	$n_{Ed,y,inf}$		$A_{S,x,sup}$	$A_{S,y,sup}$	$A_{S,x,inf}$	$A_{S,y,inf}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
105.10	0.00	0.00	3.83	229	2.98	NO ARM.	NO ARM.	0.11
165.25	8.13	0.00	0.00	230	4.69	0.23	NO ARM.	NO ARM.
206.81	15.47	0.00	0.00	231	5.87	0.44	NO ARM.	NO ARM.
232.62	19.73	0.00	0.00	232	6.61	0.56	NO ARM.	NO ARM.
244.23	21.36	0.00	0.00	233	6.93	0.61	NO ARM.	NO ARM.
242.98	21.16	0.00	0.00	234	6.90	0.60	NO ARM.	NO ARM.
228.98	19.07	0.00	0.00	235	6.50	0.54	NO ARM.	NO ARM.
201.27	14.45	0.00	0.00	236	5.72	0.41	NO ARM.	NO ARM.
158.67	6.89	0.00	0.00	237	4.51	0.20	NO ARM.	NO ARM.
98.63	0.00	0.00	5.05	238	2.80	NO ARM.	NO ARM.	0.14
105.86	0.00	0.00	4.02	239	3.01	NO ARM.	NO ARM.	0.11
166.38	8.25	0.00	0.00	240	4.72	0.23	NO ARM.	NO ARM.
207.95	14.45	0.00	0.00	241	5.90	0.41	NO ARM.	NO ARM.
233.56	17.55	0.00	0.00	242	6.63	0.50	NO ARM.	NO ARM.
244.72	18.24	0.00	0.00	243	6.95	0.52	NO ARM.	NO ARM.
243.53	18.14	0.00	0.00	244	6.92	0.51	NO ARM.	NO ARM.
229.95	17.03	0.00	0.00	245	6.53	0.48	NO ARM.	NO ARM.
202.42	13.57	0.00	0.00	246	5.75	0.39	NO ARM.	NO ARM.
159.78	7.13	0.00	0.00	247	4.54	0.20	NO ARM.	NO ARM.
99.16	0.00	0.00	5.14	248	2.82	NO ARM.	NO ARM.	0.15
108.87	1.50	0.00	3.42	249	3.09	0.04	NO ARM.	0.10
169.05	9.65	0.00	0.00	250	4.80	0.27	NO ARM.	NO ARM.
210.70	13.51	0.00	0.00	251	5.98	0.38	NO ARM.	NO ARM.
235.84	14.48	0.00	0.00	252	6.70	0.41	NO ARM.	NO ARM.
246.15	13.53	0.00	0.00	253	6.99	0.38	NO ARM.	NO ARM.
245.09	13.62	0.00	0.00	254	6.96	0.39	NO ARM.	NO ARM.
232.31	14.23	0.00	0.00	255	6.60	0.40	NO ARM.	NO ARM.
205.17	12.92	0.00	0.00	256	5.83	0.37	NO ARM.	NO ARM.
162.38	8.78	0.00	0.00	257	4.61	0.25	NO ARM.	NO ARM.
102.30	0.48	0.00	4.31	258	2.90	0.01	NO ARM.	0.12
113.94	9.49	0.00	2.31	259	3.24	0.27	NO ARM.	0.07
175.11	12.83	0.00	0.00	260	4.97	0.36	NO ARM.	NO ARM.
216.36	12.39	0.00	0.00	261	6.14	0.35	NO ARM.	NO ARM.
240.37	10.02	0.00	0.00	262	6.83	0.28	NO ARM.	NO ARM.
249.18	6.63	0.00	0.00	263	7.08	0.19	NO ARM.	NO ARM.
248.37	7.09	0.00	0.00	264	7.05	0.20	NO ARM.	NO ARM.
236.98	10.27	0.00	0.00	265	6.73	0.29	NO ARM.	NO ARM.
210.83	12.34	0.00	0.00	266	5.99	0.35	NO ARM.	NO ARM.
168.28	12.45	0.00	0.00	267	4.78	0.35	NO ARM.	NO ARM.
107.10	8.81	0.00	2.70	268	3.04	0.25	NO ARM.	0.08

Forze membranali di progetto				N° ELEMENTO SHELL	Armature minime necessarie			
Layer superiore		Layer inferiore			Layer superiore		Layer inferiore	
$n_{Ed,x,sup}$	$n_{Ed,y,sup}$	$n_{Ed,x,inf}$	$n_{Ed,y,inf}$		$A_{S,x,sup}$	$A_{S,y,sup}$	$A_{S,x,inf}$	$A_{S,y,inf}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
10.19	0.00	0.00	10.83	271	0.29	NO ARM.	NO ARM.	0.31
49.34	2.45	0.00	7.27	272	1.40	0.07	NO ARM.	0.21
8.95	0.00	0.00	18.14	273	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.52
44.64	0.00	0.00	12.46	274	1.27	NO ARM.	NO ARM.	0.35
8.83	0.00	0.00	20.97	275	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.60
44.14	0.00	0.00	14.73	276	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.42
8.75	0.00	0.00	21.81	277	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.97	0.00	0.00	15.28	278	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.69	0.00	0.00	21.86	279	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.87	0.00	0.00	15.19	280	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.67	0.00	0.00	21.75	281	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.83	0.00	0.00	15.02	282	1.24	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.67	0.00	0.00	21.75	283	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.83	0.00	0.00	15.02	284	1.24	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.69	0.00	0.00	21.86	285	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.87	0.00	0.00	15.19	286	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.75	0.00	0.00	21.81	287	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.62
43.97	0.00	0.00	15.28	288	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.43
8.83	0.00	0.00	20.97	289	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.60
44.14	0.00	0.00	14.73	290	1.25	NO ARM.	NO ARM.	0.42
8.95	0.00	0.00	18.14	291	0.25	NO ARM.	NO ARM.	0.52
44.64	0.00	0.00	12.46	292	1.27	NO ARM.	NO ARM.	0.35
10.19	0.00	0.00	10.83	293	0.29	NO ARM.	NO ARM.	0.31
49.34	2.45	0.00	7.27	294	1.40	0.07	NO ARM.	0.21
45.32	1.84	0.00	7.54	343	1.29	0.05	NO ARM.	0.21
40.88	0.00	0.00	13.01	344	1.16	NO ARM.	NO ARM.	0.37
40.46	0.00	0.00	15.39	345	1.15	NO ARM.	NO ARM.	0.44
40.30	0.00	0.00	15.99	346	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.20	0.00	0.00	15.92	347	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.16	0.00	0.00	15.75	348	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.16	0.00	0.00	15.75	349	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.20	0.00	0.00	15.92	350	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.30	0.00	0.00	15.99	351	1.14	NO ARM.	NO ARM.	0.45
40.46	0.00	0.00	15.39	352	1.15	NO ARM.	NO ARM.	0.44
40.88	0.00	0.00	13.01	353	1.16	NO ARM.	NO ARM.	0.37
45.32	1.84	0.00	7.54	354	1.29	0.05	NO ARM.	0.21
9.33	0.00	0.00	11.01	355	0.26	NO ARM.	NO ARM.	0.31
8.26	0.00	0.00	18.37	356	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.52
8.16	0.00	0.00	21.16	357	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.60
8.07	0.00	0.00	21.98	358	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.62
8.01	0.00	0.00	22.02	359	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.63
7.99	0.00	0.00	21.91	360	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.62
7.99	0.00	0.00	21.91	361	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.62
8.01	0.00	0.00	22.02	362	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.63
8.07	0.00	0.00	21.98	363	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.62
8.16	0.00	0.00	21.16	364	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.60
8.26	0.00	0.00	18.37	365	0.23	NO ARM.	NO ARM.	0.52
9.33	0.00	0.00	11.01	366	0.26	NO ARM.	NO ARM.	0.31

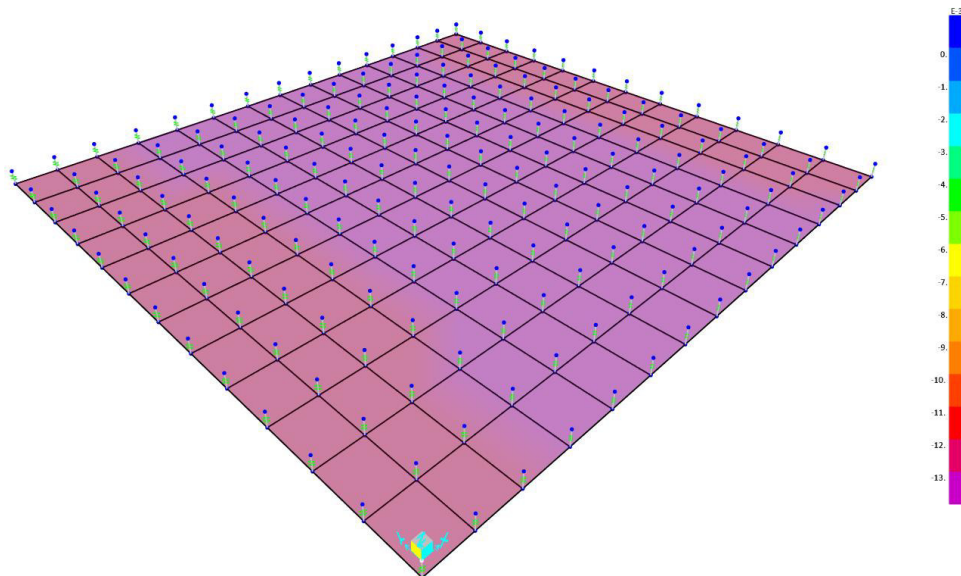
La sezione viene armata superiormente con 5 ϕ 22/m in entrambe le direzioni per un'area di 19.01 cm²/m. Essendo maggiore dell'armatura minima richiesta la verifica risulta soddisfatta con un tasso di lavoro massimo riportato in Tabella 6.

TABELLA 6: RIEPILOGO VERIFICA ARMATURA

Riepilogo della verifica			
Layer superiore		Layer inferiore	
$\sigma_{x,sup} / f_{yd}$	$\sigma_{y,sup} / f_{yd}$	$\sigma_{x,inf} / f_{yd}$	$\sigma_{y,inf} / f_{yd}$
✓ 0.37	✓ 0.04	✓ 0.00	✓ 0.03
Numero Elementi analizzati			168
Area x superiore	7.08	[cm ² /m]	
Area y superiore	0.69	[cm ² /m]	
Area x inferiore	0.00	[cm ² /m]	
Area y inferiore	0.63	[cm ² /m]	

10.7 SPOSTAMENTI VERTICALI ATTESI

Dai risultati di calcolo, la piastra di fondazione subisce un abbassamento sotto carico di circa 1,4 cm nella parte centrale dell'elemento, mentre nelle zone laterali lo spostamento è inferiore a 1 cm. Gli spostamenti calcolati possono ritenersi accettabili per la verifica a deformazione.

FIGURA 37: CEDIMENTI VERTICALI – SAP2000


	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

Il calcolo della paratia è stato condotto applicando in sommità opera e a fondo scavo dei vincoli (elastico per la soletta superiore e fisso per il solettone di fondo) che simulino la presenza dell'impalcato e della fondazione che fungono quindi da puntoni nelle analisi di calcolo.

Nello specifico, la realizzazione dell'opera segue le seguenti fasi costruttive:

- sbancamento superficiale
- realizzazione paratia di pali
- scavo fino a -1.5 m testa paratia
- realizzazione soletta superiore (impalcato) con solidarizzazione nodi paratia-impalcato
- scavo fino a quota finale a circa -9.3 m dal p.c.
- realizzazione del solettone di fondazione
- completamento della canna (realizzazione sede ferroviaria, etc.)

11.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - b. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Tutte le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	82 di 99

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_f)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	c'	c_u
A1 + M1	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
A2 + M2	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Coefficienti parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	-	-

Essendo la paratia in oggetto un'opera definitiva, essa viene verificata anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- **Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;**
- **Combinazione 2 con coefficienti parziali M2 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni.**

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali γ_R del caso statico riportati nella precedente tabella.

11.2.1 Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	84 di 99

11.3 CRITERI DI VERIFICA DELLA PARATIA

11.3.1 Verifiche geotecniche

Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 2018 ver. 18.1 della CEAS S.r.l. di cui si dirà più avanti, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

Interazione terreno-struttura

Come già anticipato l'analisi della struttura nelle successive fasi di realizzazione è stata sviluppata mediante il programma Paratie Plus 2018 ver. 18.1 della CEAS S.r.l., che utilizza per il terreno un modello elasto-plastico e consente di seguire l'evoluzione di sforzi e deformazioni durante le successive fasi di scavo, posa e messa in tiro degli eventuali ancoraggi, applicazione delle azioni sismiche.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, nel caso in esame tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto–plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \tan^2 \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso.
- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Nel caso di applicazione di un tirante, lo step di installazione dello stesso viene preceduto da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele.

11.3.2 Verifiche strutturali

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	86 di 99

- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione. Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\nu_1 = \nu$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	88 di 99

Verifica agli stati limite di esercizio

Per lo stato limite di fessurazione, in conseguenza alla classe di esposizione per gli elementi posti controterra, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per gli elementi con armature lente.

11.4 ANALISI DEI CARICHI DELLA PARATIA

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

11.4.1 Peso proprio della paratia

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

11.4.2 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	89 di 99

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1}(k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. 11.4.5).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastri-forme,). Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p} c'$$

Il coefficiente di spinta passiva K_p è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di δ rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nel capitolo 6.

	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

11.4.3 Spinta dell'acqua

La presenza della falda è stata così considerata nel codice di calcolo:

- in fase provvisoria di scavo, essendo la paratia opera di sostegno permeabile e tenendo anche in considerazione la presenza del sistema di drenaggio, si abbatta la quota della falda al fondo scavo sia a monte che valle dell'opera;
- viene poi prevista una fase di calcolo finale con falda posta ad una quota intermedia fra fondo scavo ed il livello indisturbato a monte. In questo modo si simula la possibilità che nel lungo termine i dreni si possano intasare data la prevalente natura fine dei terreni interagenti con l'opera di sostegno.

11.4.4 Sovraccarico stradale

Per le opere interferenti con la viabilità si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo 11.4.2.

11.4.5 Azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h viene valutato come:

$$k_h = \alpha \beta a_{max}/g$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

α = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 39 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

β = coefficiente funzione dello spostamento massimo u_s tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 40 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

FIGURA 39 DIAGRAMMA PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFORMABILITÀ α

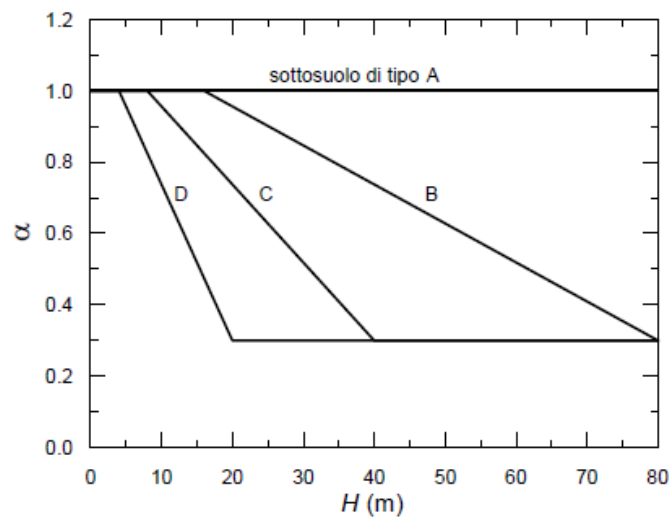
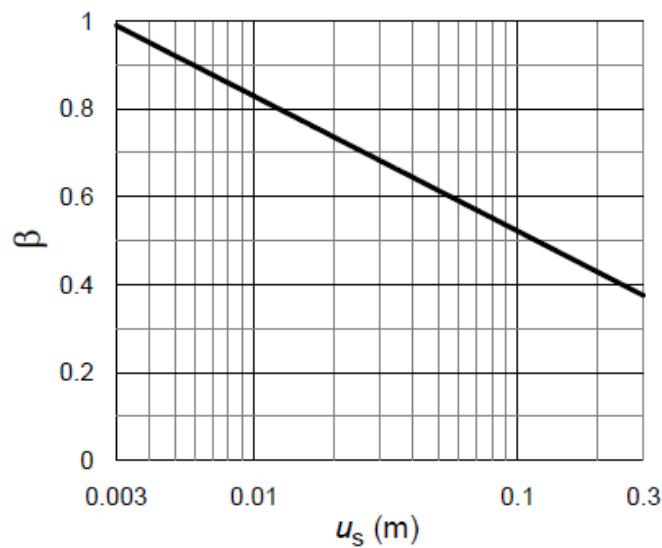


FIGURA 40 DIAGRAMMA PER LA VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SPOSTAMENTO β



	NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA					
	RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NT0P	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 02 00 001	REV. A

Ai fini della valutazione di β lo spostamento deve comunque assumersi $u_s \leq 0.005 H$. Inoltre deve sempre risultare il prodotto $\alpha \beta > 0.2$ altrimenti deve assumersi $k_h = 0.20 a_{max}/g$.

L'accelerazione massima è stata valutata come:

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

in cui:

- a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto $k_v = 0$ e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

11.5 ANALISI DI CALCOLO

11.5.1 Modello di calcolo

Il calcolo della paratia della galleria GA02 è stato condotto per tutte le casistiche che si presentano lungo il suo sviluppo in cui la massima latezza di scavo risulta pressoché costante pari a 9.30 m.

In sede di calcolo è stata assunta cautelativamente una altezza di scavo di 9.5 m con una paratia di altezza complessiva pari a 21 m.

La modellazione della paratia è stata condotta considerando la seguente sequenza:

- condizione geostatica;
- realizzazione paratia ed applicazione del sovraccarico stradale a monte (traffico su via Jonio aperto)
- scavo a -1.50 m, applicazione del vincolo elastico in testa paratia (simula la presenza dell'impalcato);
- ripristini superficiale con rinterro a tergo opera (applicazione del sovraccarico permanente a monte);
- scavo a -9.50 m, applicazione del vincolo fisso a simulare la realizzazione del solettone di fondazione;
- applicazione del sisma.

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica sia della fase di fondo scavo della paratia che della fase finale:

FIGURA 41 FASE DI MASSIMO SCAVO

Strato	σ' [kPa]	h' [m]
Strato A Sabbia / Ghiaia	0	33
Strato B Sabbia / Ghiaia	0	38
Strato C Sabbia / Ghiaia	0	38

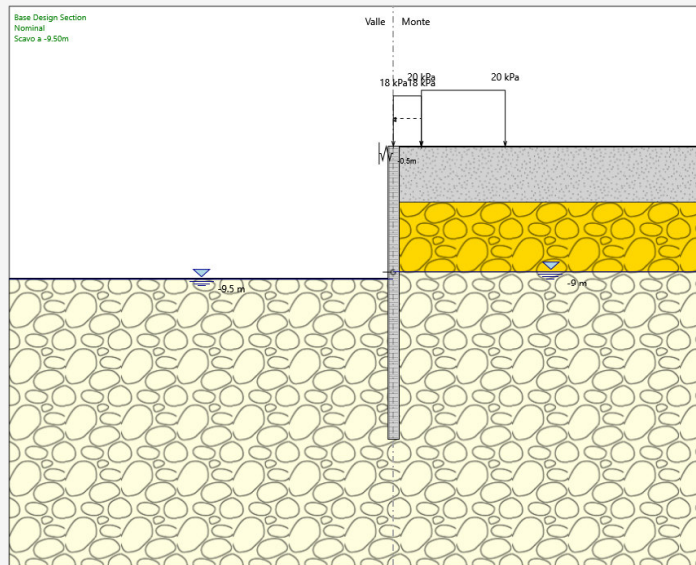
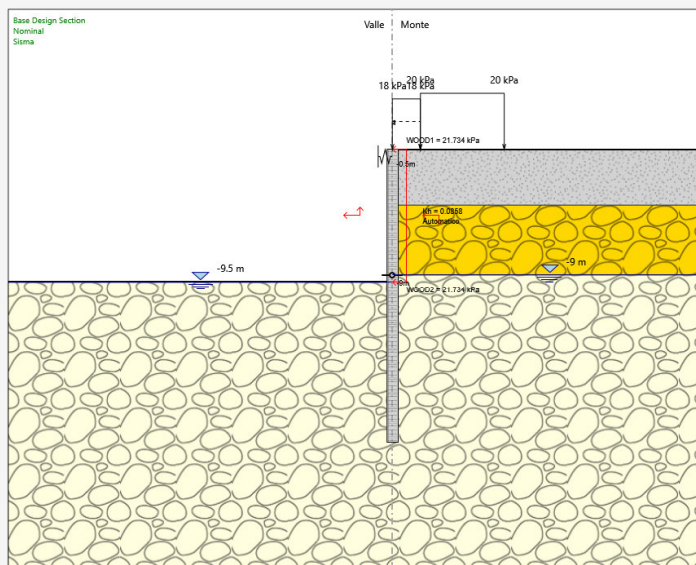
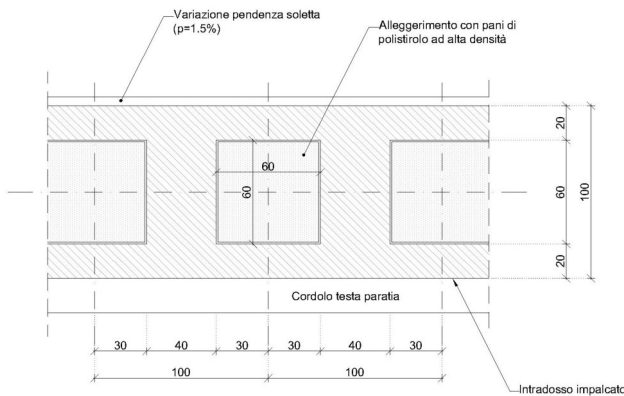


FIGURA 42 FASE FINALE (SISMA)

Strato	σ' [kPa]	h' [m]
Strato A Sabbia / Ghiaia	0	33
Strato B Sabbia / Ghiaia	0	38
Strato C Sabbia / Ghiaia	0	38



Per tener conto della realizzazione dell'impalcato in testa alla paratia è stato applicato un vincolo elastico (molla) la cui rigidità kt è stata determinata dalla rigidità assiale della soletta di copertura:

FIGURA 43 SEZIONE IMPALCATO


L'impalcato consta di una trave a doppio T di larghezza e altezza pari a 1 m, spessore dell'anima pari a 40 cm e spessore delle ali pari a 20 cm. La rigidità assiale di tale sezione è pari a $kt = 1.945 \times 10^6 \text{ kN/m}$.

11.5.2 Risultati delle analisi

Si riporta un tabulato delle risultanze di calcolo per ciascuna combinazione previste da normativa.

In calce alla presente relazione si allega il tabulato di calcolo della paratia in cui si riportano in dettaglio tutte le risultanze delle analisi e delle verifiche.

TABULATO DI SINTESI DELLE COMBINAZIONI

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-11.95	Z = -7.25 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Scavo a -9.50m)			
Max. spostamento laterale [mm]	0.7	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -9.50m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) (Sisma)	0.37		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) (Geostatico)	0.12		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)



NODO DI TORINO

COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	95 di 99

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	464.46	Z = -6.5 m	D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente)	(Scavo a -9.50m)			
	Max. taglio [kN/m]	151.62	Z = -11 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
(Scavo a -9.50m)				
Caver: max. sfruttamento a flessione	0	Z = -21 m		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio	0	Z = -21 m		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)
Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0.519	Z = -6.5 m		D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente)	(Scavo a -9.50m)			

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato	Max. forza (ass.) [kN/m]	133.04		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -9.50m)
	Max. momento (ass.) [kNm/m]	0		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport	Max. forza (ass.) [kN/m]	0		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Sisma)
--------------	--------------------------	---	--	---

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Right wall>

Min. spostamento laterale [mm]	-12.1	Z = -7.25 m		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)
Max. spostamento laterale [mm]	0.71	Z = 0 m		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.37			D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.12			D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	610.33	Z = -6.5 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)
(Sisma)	Max. taglio [kN/m]	198.72	Z = -11 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
(Sisma)	Caver: max. sfruttamento a flessione	0.707	Z = -6.5 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
(Sisma)	Caver: max. sfruttamento a taglio	0.773	Z = -11 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
(Sisma)	Caver: massima ampiezza fessure [mm]	0	Z = -21 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato	Max. forza (ass.) [kN/m]	174.52		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)
	Max. momento (ass.) [kNm/m]	0		D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ – TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	96 di 99

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 0 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (Sisma)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>**Parete <Right wall>**

Min. spostamento laterale [mm] -23.21 Z = -8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. spostamento laterale [mm] 1.61 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.54 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.15 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 767.84 Z = -7.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. taglio [kN/m] 201.28 Z = -11.75 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: max. sfruttamento a flessione 0.89 Z = -7.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: max. sfruttamento a taglio 0.783 Z = -11.75 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm] 0 Z = -21 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato Max. forza (ass.) [kN/m] 196.62 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. momento (ass.) [kNm/m] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 0 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA STR>**Parete <Right wall>**

Min. spostamento laterale [mm] -12.17 Z = -7 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. spostamento laterale [mm] 0.8 Z = 0 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.43 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.12 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 496.32 Z = -5.75 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Max. taglio [kN/m] 185.9 Z = -0.75 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a flessione 0.575 Z = -5.75 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio 0.723 Z = -0.75 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)
Caver: massima ampiezza fessure [mm] 0 Z = -21 m D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato Max. forza (ass.) [kN/m] 206.2 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ - TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	97 di 99

Max. momento (ass.) [kNm/m] 0 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 180.9 D.A. NTC2018: SISMICA STR (Sisma)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SISMICA GEO>**Parete <Right wall>**

Min. spostamento laterale [mm] -12.17 Z = -7 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. spostamento laterale [mm] 0.8 Z = 0 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.43 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.12 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 496.32 Z = -5.75 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. taglio [kN/m] 185.9 Z = -0.75 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a flessione 0.575 Z = -5.75 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Caver: max. sfruttamento a taglio 0.723 Z = -0.75 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Caver: massima ampiezza fessure [mm] 0 Z = -21 m D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato Max. forza (ass.) [kN/m] 206.2 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
Max. momento (ass.) [kNm/m] 0 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport Max. forza (ass.) [kN/m] 180.9 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive**Parete <Right wall>**

Min. spostamento laterale [mm] -23.21 Z = -8 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. spostamento laterale [mm] 1.61 Z = 0 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.54 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sisma)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.15 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Geostatico)

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 767.84 Z = -7.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Max. taglio [kN/m] 201.28 Z = -11.75 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: max. sfruttamento a flessione 0.89 Z = -7.25 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: max. sfruttamento a taglio 0.783 Z = -11.75 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Scavo a -9.50m)
Caver: massima ampiezza fessure [mm] 0.519 Z = -6.5 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Scavo a -9.50m)

**NODO DI TORINO****COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSÀ –
TORINO PORTA NUOVA****RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	98 di 99

Risultati elementi mono-dimensionali (Spring)

Impalcato	Max. forza (ass.) [kN/m]	206.2	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
	Max. momento (ass.) [kNm/m]	0	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)

Risultati elementi mono-dimensionali (Fixed Support)

FixedSupport	Max. forza (ass.) [kN/m]	180.9	D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Sisma)
--------------	--------------------------	-------	-----------------------------------



NODO DI TORINO

**COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA –
TORINO PORTA NUOVA**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 CL	GA 02 00 001	A	99 di 99

ALLEGATO

Tabulato di calcolo della paratia GA02



Report di Calcolo

Descrizione Progetto

CALCOLO PARATIA DI PALI - GA02

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -4 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -9 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Strato A	19	19	33				0	Constant		15000	30000											
2	Strato B	20	20	38				0	Constant		70000	140000											
3	Strato C	20	20	38				0	Constant		70000	140000											

Descrizione Pareti

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 21 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 12

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 1

Copertura : 0.06 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 21 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.15 m

Sezione : Paratia Palo D800

Area equivalente : 0.628318530717959 m

Inerzia equivalente : 0.0251 m⁴/m

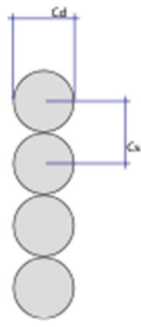
Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.8 m

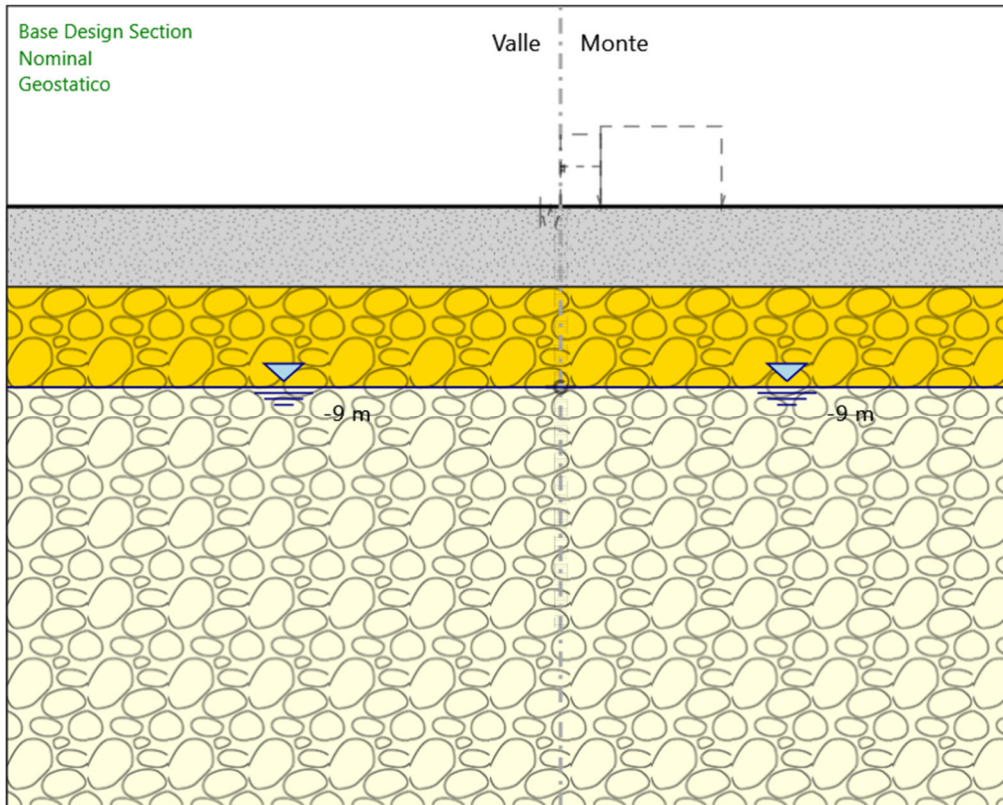
Diametro : 0.8 m

Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

Geostatico



Geostatico

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

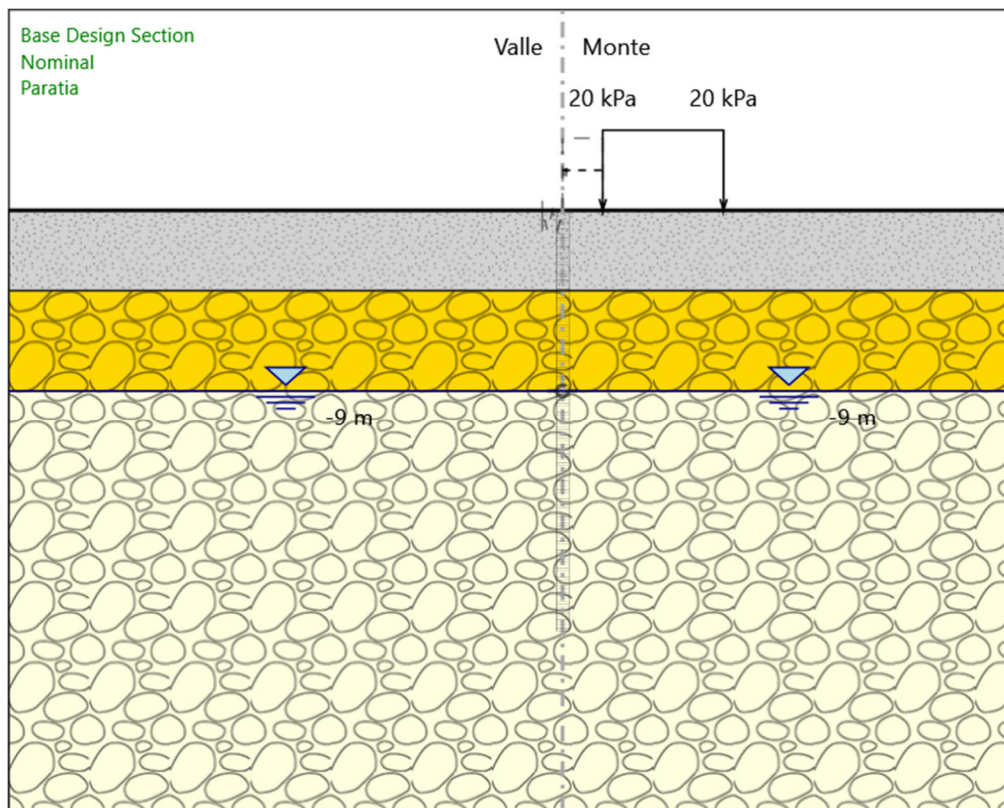
Elementi strutturali

Paratia : Paratia

ParatiePlus 2018 [v: 18.1.0]

X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -18 m
Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia



Paratia

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale

X iniziale : 9.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

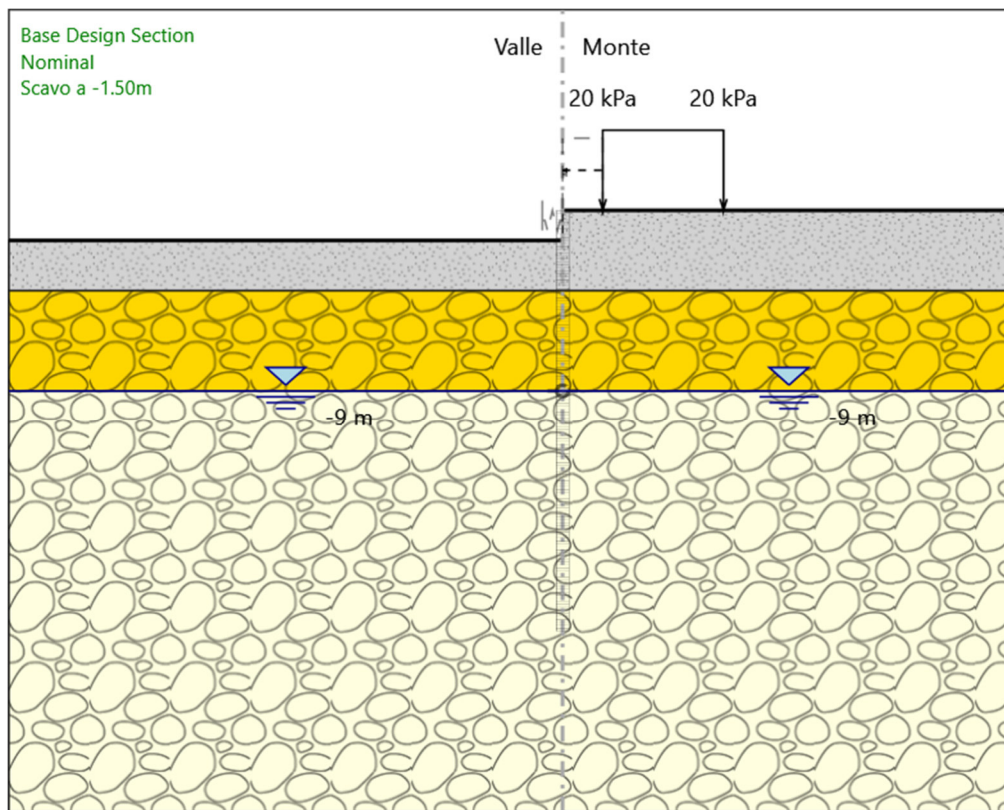
X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

Scavo a -1.50m



Scavo a -1.50m

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-1.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale

X iniziale : 9.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

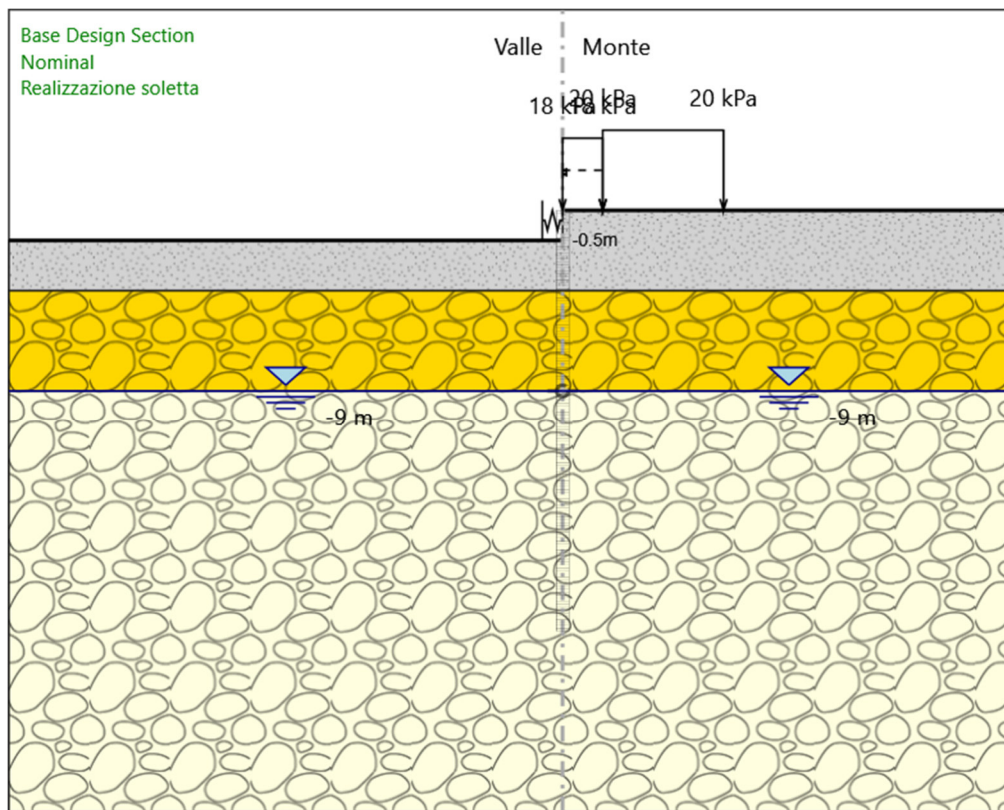
X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

Realizzazione soletta



Realizzazione soletta

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-1.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale

X iniziale : 9.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : Rinterro

X iniziale : 7.5 m

X finale : 9.5 m

Pressione iniziale : 18 kPa

Pressione finale : 18 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

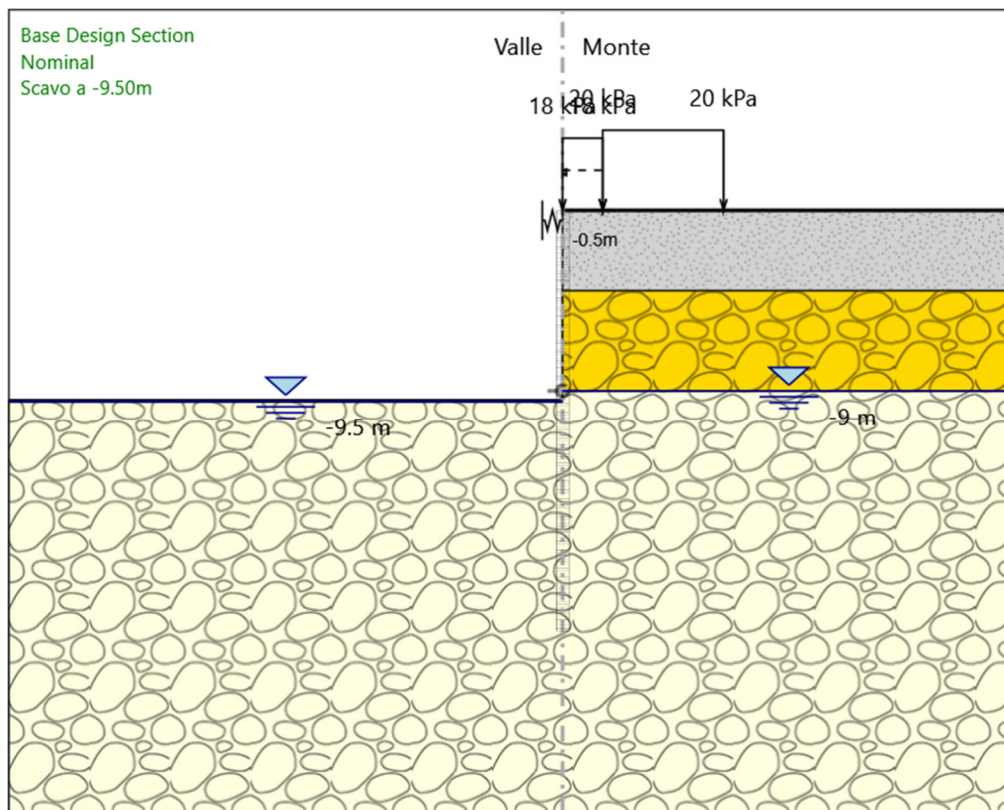
Vincolo elastico : Impalcato

X : 7.5 m

Z : -0.5 m

Angolo : 0 °

Scavo a -9.50m



Scavo a -9.50m

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -9.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-9.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9.5 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale

X iniziale : 9.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

ParatiePlus 2018 [v: 18.1.0]

Carico lineare in superficie : Rinterro

X iniziale : 7.5 m

X finale : 9.5 m

Pressione iniziale : 18 kPa

Pressione finale : 18 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

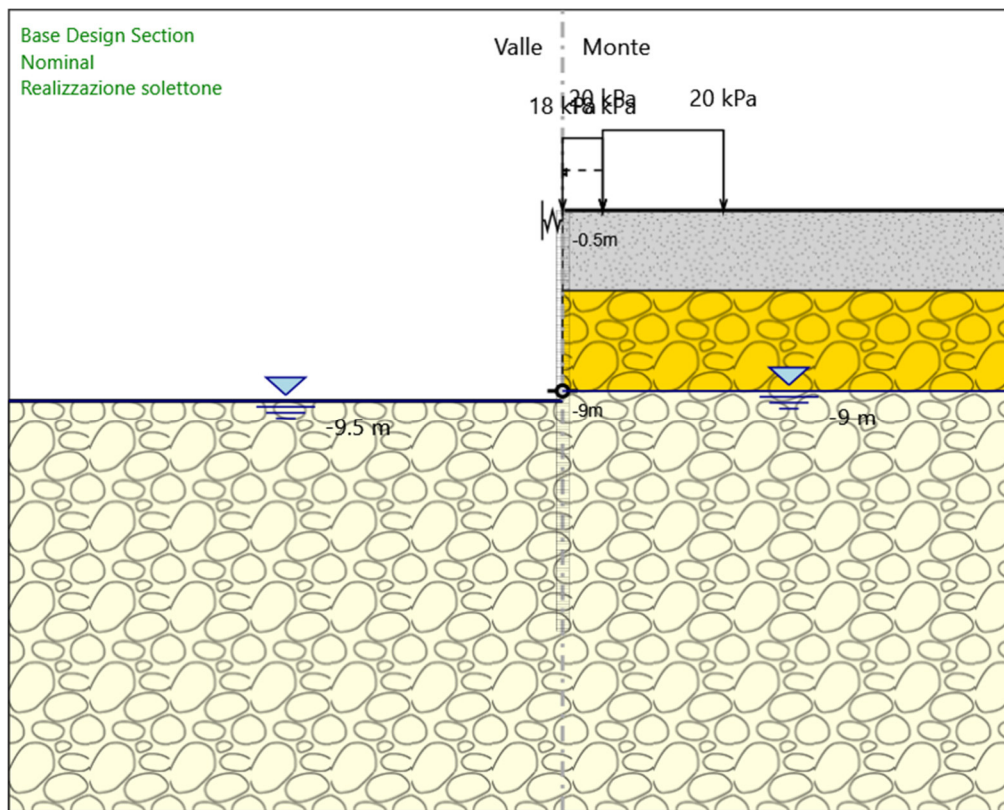
Vincolo elastico : Impalcato

X : 7.5 m

Z : -0.5 m

Angolo : 0 °

Realizzazione solettone



Realizzazione solettone

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m
Lato valle : -9.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)
-9.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9.5 m
Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale
X iniziale : 9.5 m
X finale : 15.5 m
Pressione iniziale : 20 kPa
Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : Rinterro

X iniziale : 7.5 m

X finale : 9.5 m

Pressione iniziale : 18 kPa

Pressione finale : 18 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

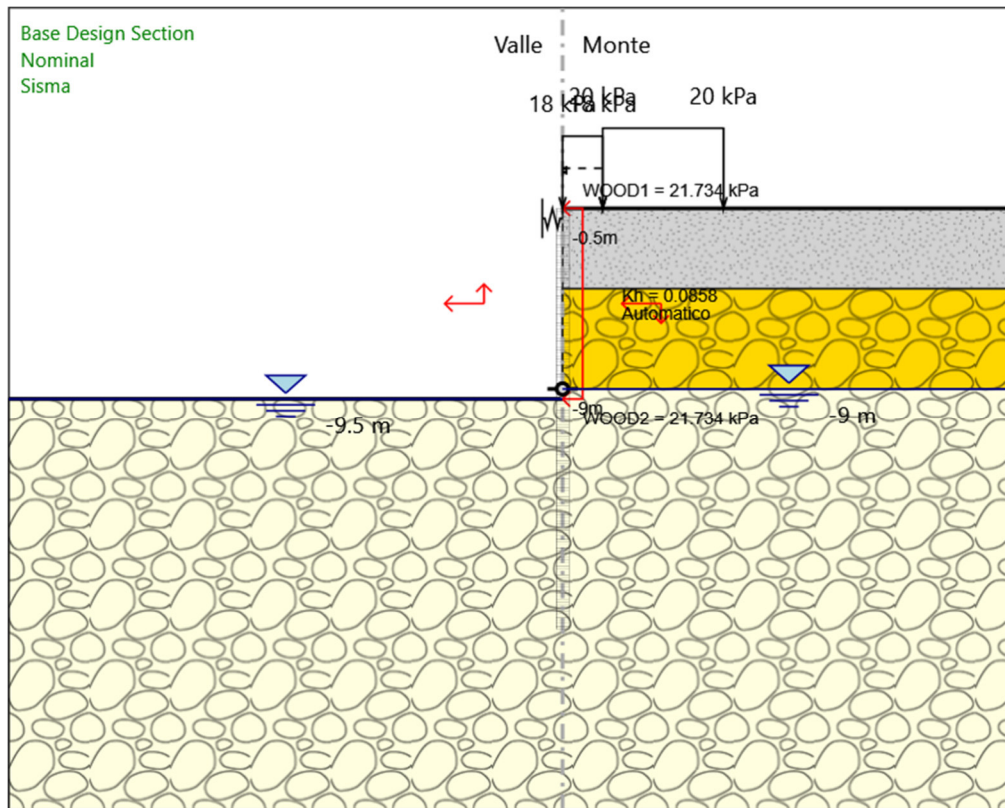
Vincolo elastico : Impalcato

X : 7.5 m

Z : -0.5 m

Angolo : 0 °

Sisma



Sisma

Scavo

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -9.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

-9.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -9.5 m

Falda di destra : -9 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Sovraccarico stradale

X iniziale : 9.5 m

X finale : 15.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Carico lineare in superficie : Rinterro

X iniziale : 7.5 m

X finale : 9.5 m

Pressione iniziale : 18 kPa

Pressione finale : 18 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : Diaframma 2.40x1.00m

Paratia : Paratia

X : 7.5 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -21 m

Sezione : Paratia Palo D800

Vincolo elastico : Impalcato

X : 7.5 m

Z : -0.5 m

Angolo : 0 °

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Per- manenti Sfavorevoli (F_dead_lo ad_unfa- vour)	Carichi Per- manenti Favorevoli (F_dead_lo ad_favour)	Carichi Va- riabili Sfa- vorevoli (F_live_loa d_unfa- vour)	Carichi Va- riabili Fa- vorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Si- smico (F_seism_ load)	Pres Lato Mon (F_	Pres Lato Vall (F_	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_UPL_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_UPL_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_UPL_Q DStab)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_HYD_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_HYD_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_HYD_Q DStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : SLE (Rara/Fr equente /Quasi Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : A1+M1+ R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018 : A2+M2+ R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018 : SI- SMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : SI- SMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Tabella Inviluppi Spostamento Right wall

Design Assumption: Nominal Inviluppi: Spostamento Muro: RIGHT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	-0.624	0.704
-0.25	-0.596	0.036
-0.263	0	0
-0.5	-0.633	0
-0.75	-1.301	0
-1	-1.967	0
-1.25	-2.628	0
-1.5	-3.282	0
-1.75	-3.926	0
-2	-4.558	0
-2.25	-5.176	0
-2.5	-5.778	0
-2.75	-6.361	0
-3	-6.924	0
-3.25	-7.464	0
-3.5	-7.98	0
-3.75	-8.47	0
-4	-8.933	0
-4.25	-9.367	0
-4.5	-9.771	0
-4.75	-10.143	0
-5	-10.482	0
-5.25	-10.789	0
-5.5	-11.06	0
-5.75	-11.297	0
-6	-11.497	0
-6.25	-11.662	0
-6.5	-11.789	0
-6.75	-11.881	0
-7	-11.935	0
-7.25	-11.953	0
-7.5	-11.935	0
-7.75	-11.882	0
-8	-11.794	0
-8.25	-11.672	0
-8.5	-11.517	0
-8.75	-11.33	0
-9	-11.114	0
-9.25	-10.87	0
-9.5	-10.6	0
-9.75	-10.306	0
-10	-9.99	0
-10.25	-9.656	0
-10.5	-9.306	0
-10.75	-8.943	0
-11	-8.569	0
-11.25	-8.189	0
-11.5	-7.805	0
-11.75	-7.419	0
-12	-7.035	0
-12.25	-6.655	0
-12.5	-6.281	0
-12.75	-5.915	0
-13	-5.56	0
-13.25	-5.216	0
-13.5	-4.885	0
-13.75	-4.569	0
-14	-4.267	0
-14.25	-3.981	0
-14.5	-3.711	0
-14.75	-3.458	0
-15	-3.22	0
-15.25	-3	0

Design Assumption: Nominal Involuppi: Spostamento Muro: RIGHT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
-15.5	-2.795	0
-15.75	-2.606	0
-16	-2.433	0
-16.25	-2.274	0
-16.5	-2.129	0
-16.75	-1.997	0
-17	-1.877	0
-17.25	-1.768	0
-17.5	-1.669	0
-17.75	-1.579	0
-18	-1.497	0
-18.25	-1.422	0
-18.5	-1.353	0
-18.75	-1.29	0
-19	-1.231	0
-19.25	-1.175	0
-19.5	-1.121	0
-19.75	-1.07	0
-20	-1.021	0
-20.25	-0.972	0
-20.5	-0.924	0
-20.75	-0.876	0
-21	-0.828	0

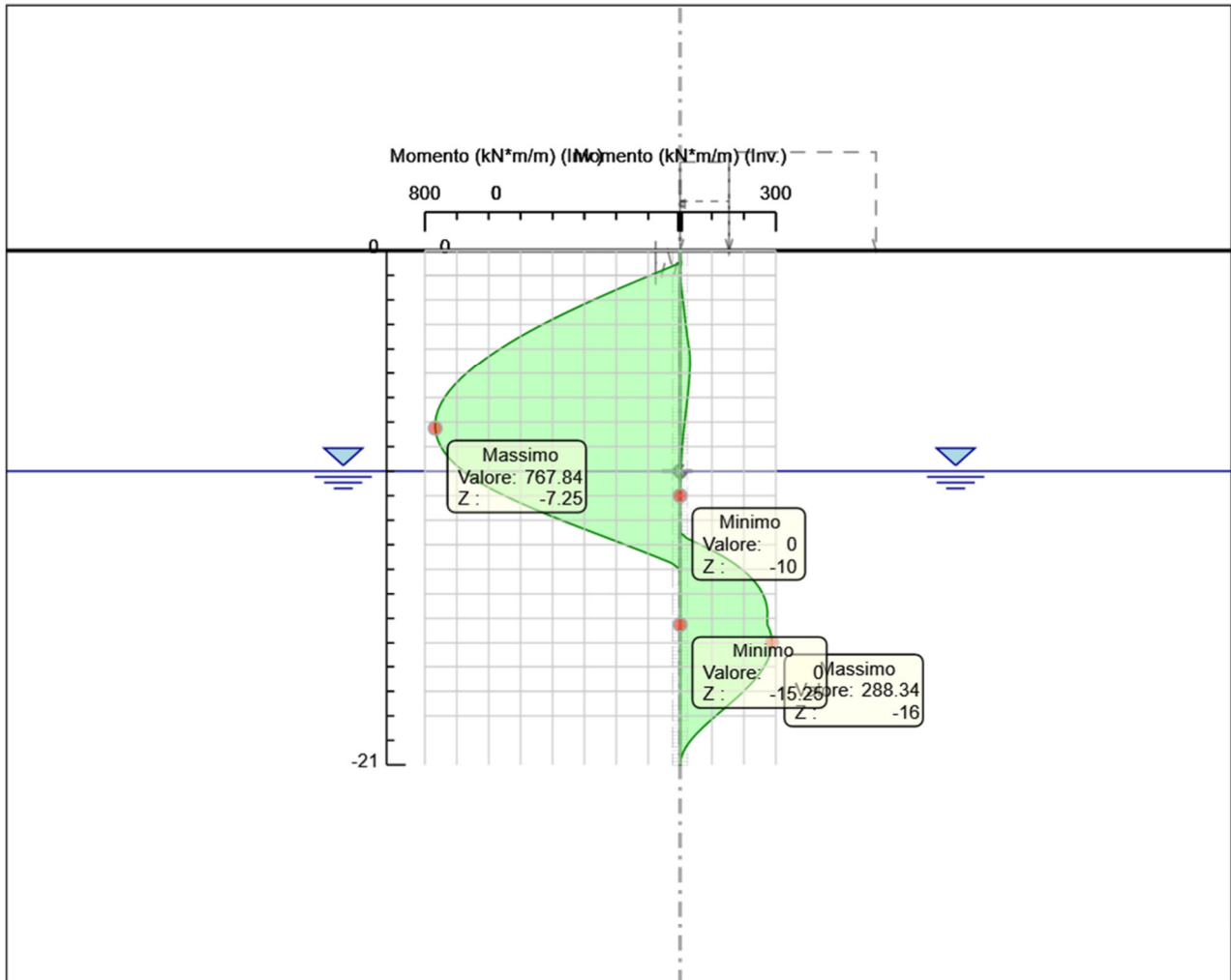
Tabella Involuppi Momento Paratia

Design Assumption: Nominal	Involuppi: Momento	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.25	0	1.1
-0.5	0.051	4.209
-0.75	46.021	0.458
-1	92.914	1.148
-1.25	139.072	2.304
-1.5	184.374	4.049
-1.75	228.701	6.505
-2	271.933	8.899
-2.25	313.949	11.155
-2.5	354.652	13.325
-2.75	393.942	15.473
-3	431.71	17.675
-3.25	467.842	20.015
-3.5	502.222	22.574
-3.75	534.737	25.428
-4	565.27	28.658
-4.25	594.059	30.487
-4.5	621.007	31.161
-4.75	646.015	30.904
-5	668.986	29.913
-5.25	689.821	28.547
-5.5	708.42	27.191
-5.75	724.686	25.431
-6	738.522	23.393
-6.25	749.831	21.183
-6.5	758.515	18.891
-6.75	764.477	16.589
-7	767.619	14.341
-7.25	767.844	12.195
-7.5	765.054	10.185
-7.75	759.153	8.409
-8	750.045	6.818
-8.25	737.633	5.403
-8.5	721.827	4.16
-8.75	702.538	3.084
-9	679.677	2.164
-9.25	653.152	1.391
-9.5	622.769	0.752
-9.75	588.329	0.234
-10	550.295	0
-10.25	509.125	0
-10.5	465.282	0
-10.75	419.223	0
-11	371.41	0
-11.25	322.303	0
-11.5	272.36	0
-11.75	222.041	23.023
-12	171.807	65.338
-12.25	122.116	103.815
-12.5	73.427	138.001
-12.75	26.198	167.971
-13	0.654	193.801
-13.25	0.547	215.66
-13.5	0.449	233.748
-13.75	0.362	248.255
-14	0.28	259.365
-14.25	0.205	267.247
-14.5	0.136	272.062
-14.75	0.075	273.955
-15	0.022	273.061
-15.25	0	273.469
-15.5	0	281.906
-15.75	0	286.808
-16	0	288.34
-16.25	0	286.657
-16.5	0	281.906

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Momento	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-16.75	0	274.226
-17	0	263.74
-17.25	0	250.732
-17.5	0	235.47
-17.75	0	218.206
-18	0	199.182
-18.25	0	178.624
-18.5	0	156.766
-18.75	0	134.259
-19	0	111.729
-19.25	0	89.78
-19.5	0	68.999
-19.75	0	49.961
-20	0	33.227
-20.25	0	19.354
-20.5	0	8.89
-20.75	0	2.315
-21	0	0

Grafico Inviluppi Momento

Valore:
Z:



Momento

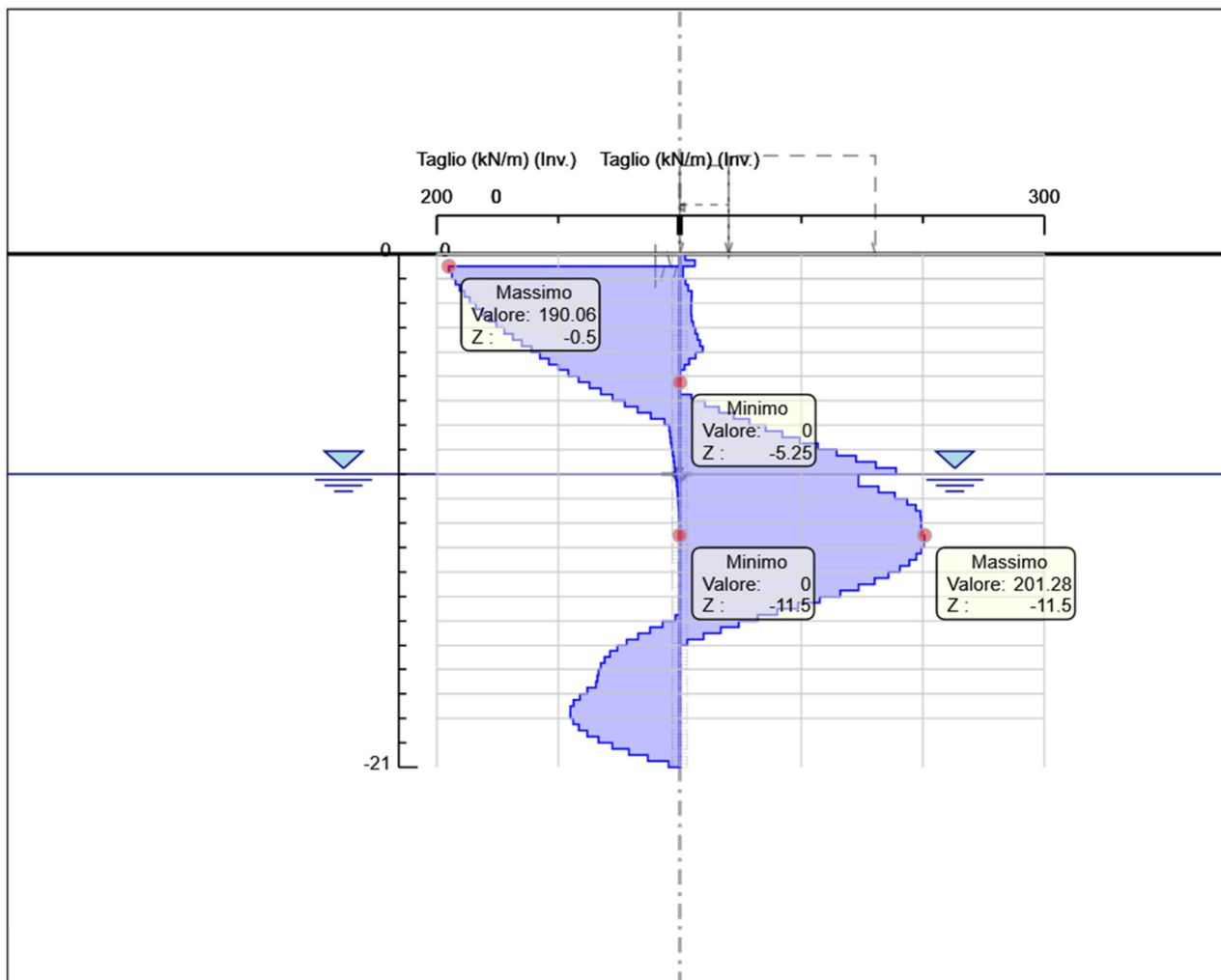
Tabella Involuppi Taglio Paratia

Design Assumption: Nominal	Involuppi: Taglio	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	4.4
-0.25	0.204	12.435
-0.5	190.061	12.435
-0.75	190.061	2.761
-1	187.573	4.626
-1.25	184.63	6.979
-1.5	181.207	9.823
-1.75	177.311	9.823
-2	172.927	9.577
-2.25	168.064	9.328
-2.5	162.813	9.771
-2.75	157.16	11.159
-3	151.072	12.772
-3.25	144.525	14.614
-3.5	137.521	16.685
-3.75	130.062	19.009
-4	122.131	19.009
-4.25	115.157	13.051
-4.5	107.791	7.769
-4.75	100.032	3.97
-5	91.882	0.601
-5.25	83.34	0.141
-5.5	74.397	0
-5.75	65.065	9.569
-6	55.344	20.705
-6.25	45.234	32.37
-6.5	34.736	44.576
-6.75	23.85	57.334
-7	12.568	70.642
-7.25	8.586	84.496
-7.5	8.038	98.888
-7.75	7.383	113.802
-8	6.65	129.218
-8.25	5.866	145.086
-8.5	5.105	161.372
-8.75	4.381	178.028
-9	3.705	178.028
-9.25	3.093	147.025
-9.5	2.557	163.638
-9.75	2.071	177.051
-10	1.637	187.266
-10.25	1.254	194.283
-10.5	0.921	198.102
-10.75	0.636	198.725
-11	0.395	198.725
-11.25	0.195	199.772
-11.5	0.033	201.275
-11.75	0	201.275
-12	0	200.941
-12.25	0	198.77
-12.5	0	194.764
-12.75	0	188.921
-13	0	181.243
-13.25	0	171.73
-13.5	0	160.382
-13.75	0	147.2
-14	0	132.185
-14.25	0.009	115.336
-14.5	0.017	97.472
-14.75	3.575	80.407
-15	14.238	64.117
-15.25	24.467	48.573
-15.5	34.314	33.747
-15.75	43.771	19.609
-16	51.423	6.127
-16.25	57.43	0.074
-16.5	61.938	0.052

Design Assumption: Nominal	Inviluppi: Taglio	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-16.75	65.087	0.031
-17	67.008	0.013
-17.25	67.818	0
-17.5	69.054	0
-17.75	76.098	0
-18	82.232	0
-18.25	87.43	0
-18.5	90.027	0
-18.75	90.122	0
-19	90.122	0
-19.25	87.797	0
-19.5	83.122	0
-19.75	76.154	0
-20	66.934	0
-20.25	55.494	0
-20.5	41.853	0
-20.75	26.3	0
-21	9.262	0

Grafico Inviluppi Taglio

Valore:
Z:



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo a -9.50m		Right wall	LEFT	54.06
NTC2018: A2+M2+R1	Geostatico	Right wall	RIGHT	15.46

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A2+M2+R1	Geostatico	Right wall	LEFT	15908.09
NTC2018: A2+M2+R1 Realizzazione solettone		Right wall	RIGHT	11114.96

Inviluppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	FixedSupport	Sollecitazione kN/m
FixedSupport	NTC2018: SISMICA	GEO	Sisma	-180.9

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela	Forza kN/m
Impalcato	NTC2018: SISMICA	GEO	Sisma	-206.2

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela	Momento kN*m/m
Impalcato	NTC2018: SISMICA	GEO	Sisma	0

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

Design Assumption	Geostatico	Paratia	Scavo a - 1.50m	Realizzazione soletta	Scavo a - 9.50m	Realizzazione solettone	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V

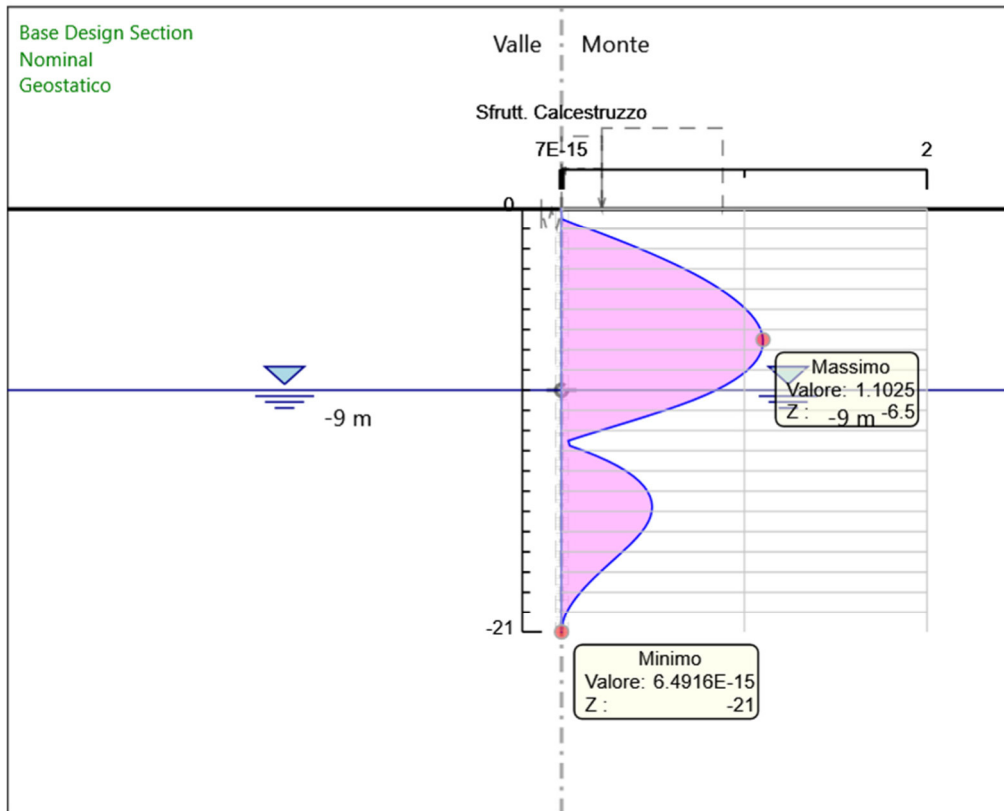
Risultati Caver

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	
0		0
-0.25		0.001
-0.5		0.003
-0.75		0.072
-1		0.147
-1.25		0.22
-1.5		0.291
-1.75		0.36
-2		0.428
-2.25		0.493
-2.5		0.555
-2.75		0.615
-3		0.672
-3.25		0.727
-3.5		0.777
-3.75		0.825
-4		0.868
-4.25		0.909
-4.5		0.946
-4.75		0.98
-5		1.01
-5.25		1.036
-5.5		1.058
-5.75		1.076
-6		1.089
-6.25		1.098
-6.5		1.102
-6.75		1.102
-7		1.096
-7.25		1.085
-7.5		1.068
-7.75		1.046
-8		1.018
-8.25		0.984
-8.5		0.944
-8.75		0.898
-9		0.845
-9.25		0.785
-9.5		0.719
-9.75		0.644
-10		0.564
-10.25		0.479
-10.5		0.391
-10.75		0.302
-11		0.212
-11.25		0.123
-11.5		0.037
-11.75		0.045
-12		0.122
-12.25		0.191
-12.5		0.252
-12.75		0.306
-13		0.353
-13.25		0.392
-13.5		0.424
-13.75		0.45
-14		0.47
-14.25		0.484
-14.5		0.492
-14.75		0.495
-15		0.494
-15.25		0.487
-15.5		0.475
-15.75		0.46

Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	
-16		0.439
-16.25		0.416
-16.5		0.39
-16.75		0.362
-17		0.332
-17.25		0.302
-17.5		0.272
-17.75		0.241
-18		0.211
-18.25		0.182
-18.5		0.154
-18.75		0.128
-19		0.103
-19.25		0.081
-19.5		0.061
-19.75		0.043
-20		0.028
-20.25		0.016
-20.5		0.007
-20.75		0.002
-21		0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Cover



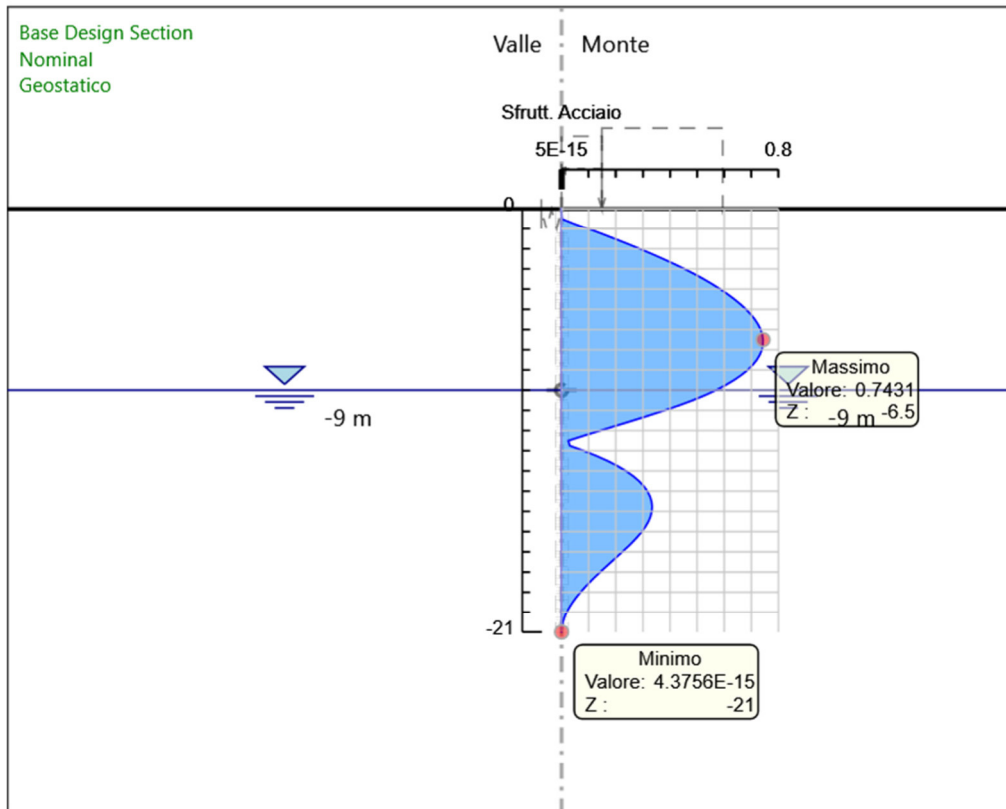
Involuppi
Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Cover

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Caver
0	0
-0.25	0.001
-0.5	0.002
-0.75	0.049
-1	0.099
-1.25	0.148
-1.5	0.196
-1.75	0.243
-2	0.288
-2.25	0.332
-2.5	0.374
-2.75	0.415
-3	0.453
-3.25	0.49
-3.5	0.524
-3.75	0.556
-4	0.585
-4.25	0.613
-4.5	0.638
-4.75	0.66
-5	0.681
-5.25	0.698
-5.5	0.713
-5.75	0.725
-6	0.734
-6.25	0.74
-6.5	0.743
-6.75	0.743
-7	0.739
-7.25	0.731
-7.5	0.72
-7.75	0.705
-8	0.686
-8.25	0.663
-8.5	0.636
-8.75	0.605
-9	0.569
-9.25	0.529
-9.5	0.484
-9.75	0.434
-10	0.38
-10.25	0.323
-10.5	0.264
-10.75	0.203
-11	0.143
-11.25	0.083
-11.5	0.025
-11.75	0.03
-12	0.082
-12.25	0.129
-12.5	0.17
-12.75	0.206
-13	0.238
-13.25	0.264
-13.5	0.286
-13.75	0.303
-14	0.317
-14.25	0.326
-14.5	0.332
-14.75	0.334
-15	0.333
-15.25	0.328
-15.5	0.32
-15.75	0.31
-16	0.296
-16.25	0.28
-16.5	0.263

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Caver
-16.75	0.244
-17	0.224
-17.25	0.204
-17.5	0.183
-17.75	0.163
-18	0.142
-18.25	0.123
-18.5	0.104
-18.75	0.086
-19	0.07
-19.25	0.055
-19.5	0.041
-19.75	0.029
-20	0.019
-20.25	0.011
-20.5	0.005
-20.75	0.001
-21	0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver



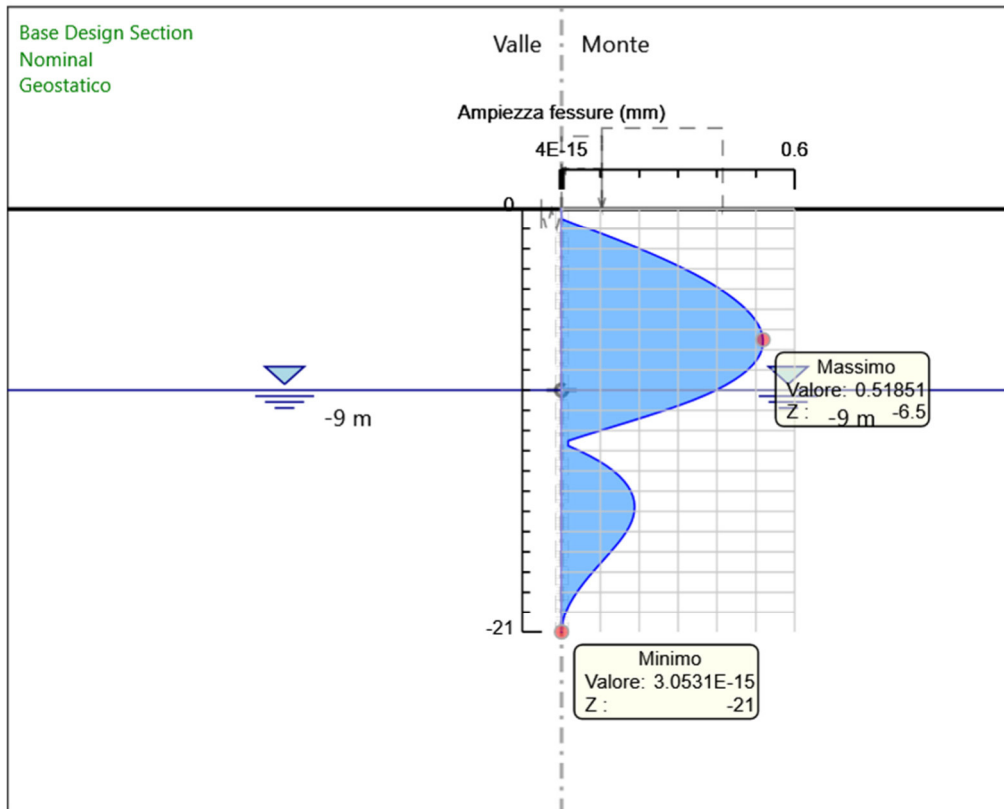
Involuppi
Tasso di Sfruttamento Armature - Caver

Tabella Inviluppi Apertura Fessure - Caver : RIGHT

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)
0	0
-0.25	0
-0.5	0.001
-0.75	0.034
-1	0.069
-1.25	0.103
-1.5	0.137
-1.75	0.169
-2	0.201
-2.25	0.232
-2.5	0.261
-2.75	0.289
-3	0.316
-3.25	0.342
-3.5	0.366
-3.75	0.388
-4	0.408
-4.25	0.427
-4.5	0.445
-4.75	0.461
-5	0.475
-5.25	0.487
-5.5	0.498
-5.75	0.506
-6	0.512
-6.25	0.517
-6.5	0.519
-6.75	0.518
-7	0.515
-7.25	0.51
-7.5	0.502
-7.75	0.492
-8	0.479
-8.25	0.463
-8.5	0.444
-8.75	0.422
-9	0.397
-9.25	0.369
-9.5	0.338
-9.75	0.303
-10	0.265
-10.25	0.225
-10.5	0.184
-10.75	0.142
-11	0.1
-11.25	0.058
-11.5	0.017
-11.75	0.017
-12	0.046
-12.25	0.072
-12.5	0.096
-12.75	0.116
-13	0.134
-13.25	0.149
-13.5	0.161
-13.75	0.171
-14	0.178
-14.25	0.184
-14.5	0.187
-14.75	0.188
-15	0.187
-15.25	0.185
-15.5	0.18
-15.75	0.174
-16	0.167
-16.25	0.158
-16.5	0.148

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)
-16.75	0.137
-17	0.126
-17.25	0.115
-17.5	0.103
-17.75	0.092
-18	0.08
-18.25	0.069
-18.5	0.059
-18.75	0.049
-19	0.039
-19.25	0.031
-19.5	0.023
-19.75	0.016
-20	0.011
-20.25	0.006
-20.5	0.003
-20.75	0.001
-21	0

Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



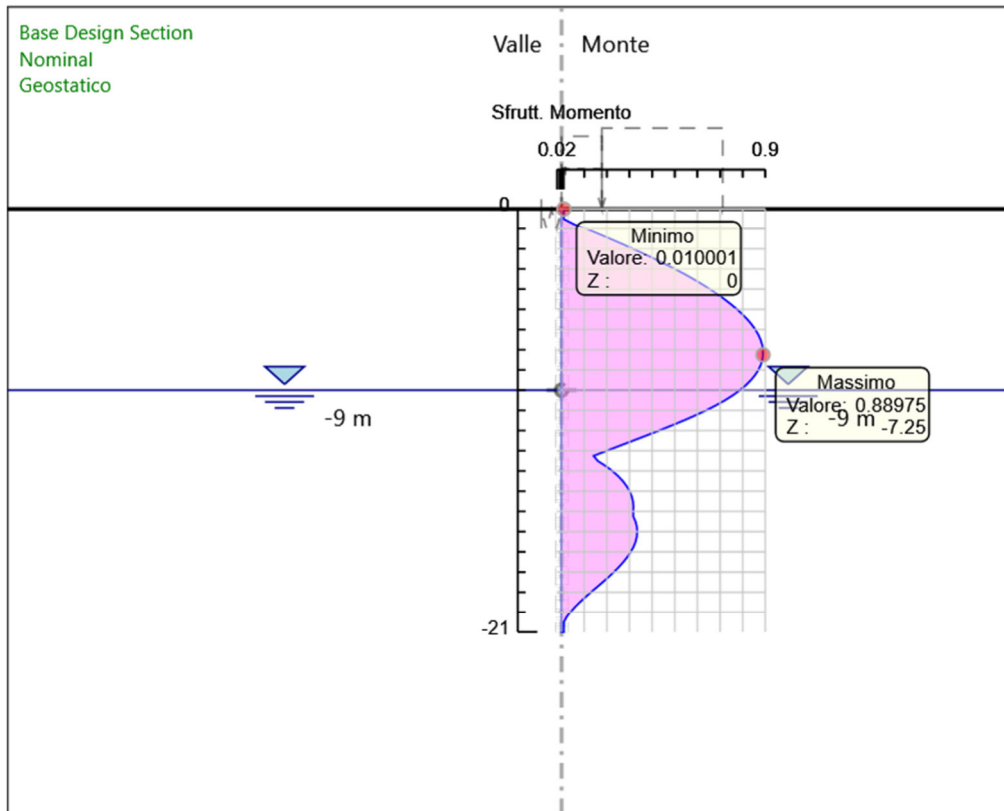
Involuppi
Apertura Fessure - Caver

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : RIGHT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	
0	0.01	
-0.25	0.01	
-0.5	0.01	
-0.75	0.053	
-1	0.108	
-1.25	0.161	
-1.5	0.214	
-1.75	0.265	
-2	0.315	
-2.25	0.364	
-2.5	0.411	
-2.75	0.456	
-3	0.5	
-3.25	0.542	
-3.5	0.582	
-3.75	0.62	
-4	0.655	
-4.25	0.688	
-4.5	0.72	
-4.75	0.749	
-5	0.775	
-5.25	0.799	
-5.5	0.821	
-5.75	0.84	
-6	0.856	
-6.25	0.869	
-6.5	0.879	
-6.75	0.886	
-7	0.889	
-7.25	0.89	
-7.5	0.887	
-7.75	0.88	
-8	0.869	
-8.25	0.855	
-8.5	0.836	
-8.75	0.814	
-9	0.788	
-9.25	0.757	
-9.5	0.722	
-9.75	0.682	
-10	0.638	
-10.25	0.59	
-10.5	0.539	
-10.75	0.486	
-11	0.43	
-11.25	0.373	
-11.5	0.316	
-11.75	0.257	
-12	0.199	
-12.25	0.142	
-12.5	0.16	
-12.75	0.195	
-13	0.225	
-13.25	0.25	
-13.5	0.271	
-13.75	0.288	
-14	0.301	
-14.25	0.31	
-14.5	0.315	
-14.75	0.317	
-15	0.316	
-15.25	0.317	
-15.5	0.327	
-15.75	0.332	
-16	0.334	
-16.25	0.332	
-16.5	0.327	

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver		RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	
-16.75		0.318
-17		0.306
-17.25		0.291
-17.5		0.273
-17.75		0.253
-18		0.231
-18.25		0.207
-18.5		0.182
-18.75		0.156
-19		0.129
-19.25		0.104
-19.5		0.08
-19.75		0.058
-20		0.039
-20.25		0.022
-20.5		0.01
-20.75		0.01
-21		0.01

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



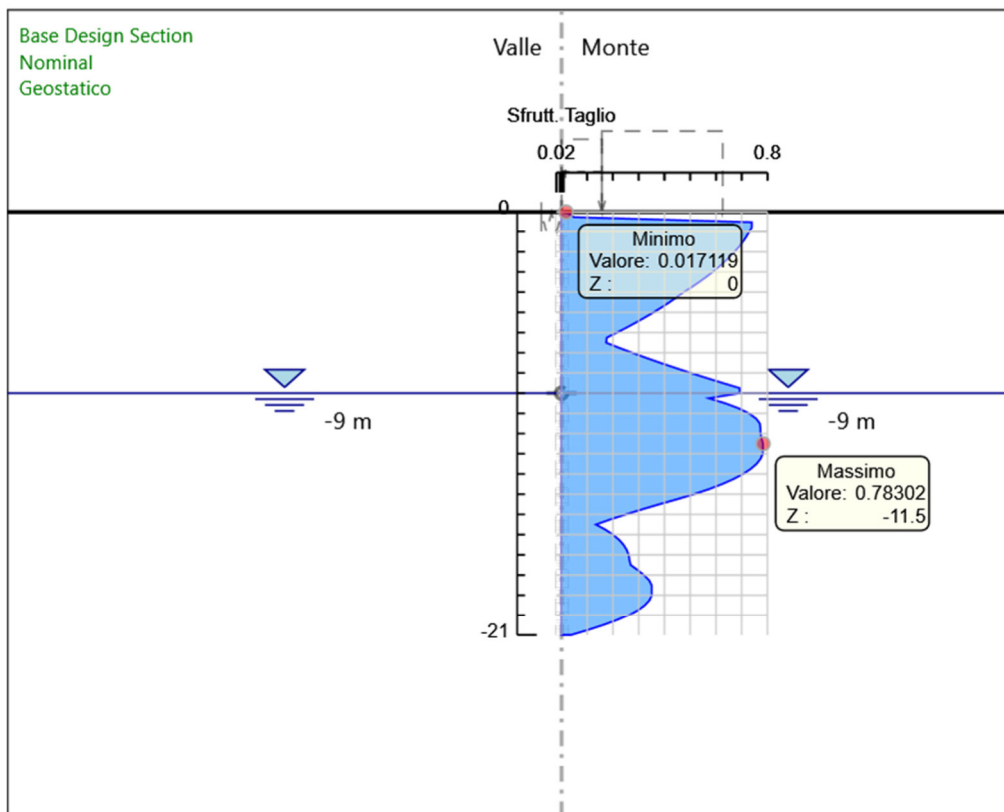
Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0.017
-0.25	0.048
-0.5	0.739
-0.75	0.739
-1	0.73
-1.25	0.718
-1.5	0.705
-1.75	0.69
-2	0.673
-2.25	0.654
-2.5	0.633
-2.75	0.611
-3	0.588
-3.25	0.562
-3.5	0.535
-3.75	0.506
-4	0.475
-4.25	0.448
-4.5	0.419
-4.75	0.389
-5	0.357
-5.25	0.324
-5.5	0.289
-5.75	0.253
-6	0.215
-6.25	0.176
-6.5	0.173
-6.75	0.223
-7	0.275
-7.25	0.329
-7.5	0.385
-7.75	0.443
-8	0.503
-8.25	0.564
-8.5	0.628
-8.75	0.693
-9	0.693
-9.25	0.572
-9.5	0.637
-9.75	0.689
-10	0.729
-10.25	0.756
-10.5	0.771
-10.75	0.773
-11	0.773
-11.25	0.777
-11.5	0.783
-11.75	0.783
-12	0.782
-12.25	0.773
-12.5	0.758
-12.75	0.735
-13	0.705
-13.25	0.668
-13.5	0.624
-13.75	0.573
-14	0.514
-14.25	0.449
-14.5	0.379
-14.75	0.313
-15	0.249
-15.25	0.189
-15.5	0.133
-15.75	0.17
-16	0.2
-16.25	0.223
-16.5	0.241

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-16.75	0.253
-17	0.261
-17.25	0.264
-17.5	0.269
-17.75	0.296
-18	0.32
-18.25	0.34
-18.5	0.35
-18.75	0.351
-19	0.351
-19.25	0.342
-19.5	0.323
-19.75	0.296
-20	0.26
-20.25	0.216
-20.5	0.163
-20.75	0.102
-21	0.036

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver

