

UFFICIO OPERATIVO DI MILANO

Via Taramelli 12, 20124 Milano

**MB-E-3 PROGETTAZIONE DEFINITIVA
 E REDAZIONE DEL PIANO OPERATIVO DI BONIFICA
 PER LA REALIZZAZIONE DI UN'AREA DI LAMINAZIONE
 PER LE PIENE DEL TORRENTE SEVESO
 NEI COMUNI DI PADERNO DUGNANO (MI) E VAREDO (MB)
 C.I.G.: 6574175CD2 C.U.P.: B57B15000390003**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA – STABILITA' DEI MANUFATTI IN C.A.

RESPONSABILE PROGETTAZIONE GENERALE:
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI

PROGETTAZIONE IDRAULICA E STRUTTURALE:
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI
 DOTT. ING. STEFANO ADAMI
COORD. DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
 DOTT. ING. LAURA GRILLI

GEOLOGIA E PROGETTAZIONE GEOTECNICA:
 PROF. GEOL. LAMBERTO LUCIANO GRIFFINI
 DOTT. ING. STEFANO GRIFFINI

PROGETTAZIONE PAESAGGISTICA E AMBIENTALE:
 DOTT. ING. MASSIMO SARTORELLI
 DOTT. MARIO PUZZI
 DOTT. STEFANIA TRASFORINI
 DOTT. CHIARA LUVIÈ
 DOTT. ANDREA SIBILIA

CONSULENZE SPECIALISTICHE
 ASPETTI PAESAGGISTICI E AMBIENTALI:
 PROF. ANGELO DAL SASSO
 PROF. GIUSEPPE CROSA

PIANO DI BONIFICA:
 PROF. GEOL. GIOVANNI PIETRO BERETTA
 DOTT. GEOL. MAURIZIO NESPOLI
 DOTT. ING. ADELIO PAGOTTO
 DOTT. GEOL. MONICA AVANZINI

DOTT. ING. PAOLO SANAVIA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
 DOTT. ING. LUIGI MILLE

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE: Ing. Paolo Sanavia

ELAB. N°

6

DATA **GIUGNO 2017**

COMMESSA N° 017/2016	REDATTO SM
CODICE COMMESSA DEFAIPOVAREDO	CONTROLLATO GS
NOME FILE	APPROVATO GL

Mod.7.3 F - Rev.01

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
01	FEBB. 2019	REVISIONE A SEGUITO RAPPORTO DI VERIFICA			

INDICE

1	Premessa	2
2	Riferimenti	3
2.1	Leggi e normative	3
2.2	Elaborati di progetto	3
2.3	Bibliografia	3
2.4	Codici di calcolo	3
3	Descrizione opere in progetto	4
3.1	Descrizione generale	4
3.2	Sezioni di verifica	4
3.3	Carichi di progetto e combinazioni di carico	5
4	Caratteristiche materiali	7
4.1	Diaframmi ed opere sotterranee in C.A.	7
4.2	Barre d'armatura per C.A.	7
4.3	Tiranti di ancoraggio in trefoli	7
4.4	Consolidamento colonnare tipo Jet-Grouting	7
5	Caratterizzazione geotecnica e sismica	8
6	Analisi e verifiche geotecniche delle opere	9
6.1	Approccio metodologico	9
6.2	Verifiche diaframmi	9
6.2.1	Stabilità locale e calcolo delle massime azioni agenti	9
6.2.2	Verifiche strutturali diaframmi	12
6.3	Verifiche tiranti di ancoraggio	15
6.3.1	Verifiche sfilamento bulbo di ancoraggio	15
6.3.2	Verifiche di resistenza armatura	16
6.4	Verifiche tampone in jet-grouting	17
6.5	Verifiche travi di rinforzo	17
	Figure	20
	ANNESSO A – SINTESI RISULTATI ANALISI NUMERICHE	24

1 Premessa

La presente relazione illustra le verifiche geotecniche eseguite per il dimensionamento delle opere di sostegno che costituiscono il manufatto di imbocco e sollevamento previsto in progetto nell'ambito dell'appalto *"progettazione definitiva, nonché della redazione del Piano operativo di Bonifica per la realizzazione di un'area di laminazione per le piene del torrente Seveso nei Comuni di Paderno Dugnano (MI) e Varedo (MB)."*

In particolare al capitolo 3 sono descritte le opere sottoposte a verifica, le geometrie ed i carichi di progetto. Al capitolo 4 sono riportate le caratteristiche dei materiali impiegati, al capitolo 5 è riportata la caratterizzazione geotecnica e sismica.

Infine al capitolo 6 sono descritti **l'approccio metodologico utilizzato per le analisi delle strutture**, le verifiche eseguite ai sensi delle NTC2008 ed i risultati ottenuti.

2 Riferimenti

2.1 Leggi e normative

- (1) Decreto Ministeriale 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- (2) Circolare 02.02.2009 n. 617 del Consiglio Sup. LL.PP. – **Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.**
- (3) UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- (4) UNI EN 1992-1-1 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici

2.2 Elaborati di progetto

- (5) Elab.N.3 - Relazione geologica, geotecnica e sismica
- (6) Elab.N.5 – Relazione sulle strutture
- (7) Tav.N.6.1 – Manufatto di imbocco e sollevamento: piante
- (8) Tav.N.6.2.1 – Manufatto di imbocco e sollevamento: sezioni longitudinali
- (9) Tav.N.6.2.2 – Manufatto di imbocco e sollevamento: sezioni trasversali
- (10) Tav.N.11 - Planimetria di ubicazione indagini geognostiche
- (11) Tav.N.12 - Sezioni geologiche
- (12) Tav.N.13 - Sezioni geotecniche

2.3 Bibliografia

- (13) Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni AGI-AICAP 2012
- (14) Bustamante M. & Doix B. (1985) – **"Une méthode pour le calcul des tirants et des micropiux injectés"** Bull. Liason Lab Ponts et Chaussées, 140, pp. 75÷95
- (15) Bowles J.E. – Foundation Analysis and Design, 4th Ed.

2.4 Codici di calcolo

- (16) Paratie Plus 2016 – Ceas s.r.l. – V 16.0.4
- (17) VCA-SLU – V 7.7 – Prof. Piero Gelfi

3 Descrizione opere in progetto

3.1 Descrizione generale

Le verifiche riportate nel presente documento sono relative alle opere di sostegno necessarie per la realizzazione del manufatto di imbocco e sollevamento. Si tratta di un pozzo alla base del quale sono previsti i tre manufatti di collegamento dal pozzo alla vasca di laminazione. I manufatti, necessari per sottopassare la linea ferroviaria esistente, sono collocati a una profondità di circa 13 e 19 metri da piano campagna.

Il pozzo raggiunge profondità massima di circa 19 m da piano campagna.

Il pozzo è una struttura scatolare con dimensione in pianta di 21.0×17.0 m costituita da diaframmi in C.A. da 80 cm e lunghezza di 14.5 m lato Seveso e lunghezza pari a 22.0 m sugli altri tre lati.

I diaframmi in C.A., con quota di testa a 175.0 m s.m., fungono sia da sostegno degli scavi in fase costruttiva, sia da parete definitiva del pozzo (previa regolarizzazione).

Per consentire il raggiungimento delle profondità necessarie alla realizzazione dei manufatti di connessione alla vasca di laminazione, i diaframmi sono rinforzati con:

- 1- 1° ordine di tiranti a q. 170 m s.m. (totale 19 tiranti da 13.5 m)
- 2- 2° ordine di tiranti a q. 165 m s.m. (totale 3 tiranti da 13.5 m, solo nella zona al di sopra del canale più basso)
- 3- Due travi di rinforzo, a quota 163.5÷162.5 m s.m. in continuità con il solettone già previsto alla stessa quota
- 4- Un tampone in jet-grouting nella fossa centrale per la realizzazione dello scatolare più profondo

In Figura 3.1, Figura 3.2 e Figura 3.3 sono riportate la pianta di copertura e due sezioni tipologiche del pozzo; la geometria delle opere è descritta in dettaglio nelle relative tavole grafiche di progetto (rif. (7), (8) e (9)).

3.2 Sezioni di verifica

Sono state individuate tre sezioni di verifica che individuano le condizioni più critiche per la stabilità delle opere di sostegno degli scavi:

- Sezione 1 – Diaframmi da 22.0 m e scavo fino a -12.5 m da testa diaframmi (162.5 m s.m.) per la realizzazione del solettone intermedio di varo dei due manufatti di collegamento alla vasca. In questa sezione i diaframmi sono rinforzati solo dal 1° ordine di tiranti a q. 170 m s.m. (lato destro della sezione A-A di Figura 3.2).
- Sezione 2 – Diaframmi da 22.0 m e scavo fino a -18.7m da testa diaframmi (156.3 m s.m) per la realizzazione del solettone inferiore di varo del manufatto di collegamento più profondo. In questa sezione i diaframmi sono rinforzati dai 2 ordini di tiranti a quota

- 170 m s.m. e 165 m s.m., dalla trave di rinforzo realizzata tra le quote 162.5 e 163.5 m s.m. e dal tampone di fondo in jet-grouting (lato destro della sezione B-B di Figura 3.3);
- Sezione 3 – Diaframmi da 14.5m e scavo fino a -10.5m da testa diaframmi (157.0 m s.m.) per la realizzazione del solettone inferiore di varo del manufatto di collegamento più profondo. In questa sezione i diaframmi sono rinforzati dalla trave di rinforzo realizzata tra le quote 162.5 e 163.5 m s.m. e dal tampone di fondo in jet-grouting (lato sinistro della sezione B-B di Figura 3.3);

3.3 Carichi di progetto e combinazioni di carico

Le analisi di stabilità delle strutture di sostegno degli scavi sono state condotte considerando i seguenti carichi elementari:

- G₁ Spinte del terreno, calcolate sulla base dei parametri geotecnici di progetto riportati al §5
- G₂ **Spinte dell'acqua di falda, calcolate sulla base dei parametri idrogeologici richiamati al §5**
- Q₁ **Sovraccarico accidentale per presenza mezzi d'opera: pressione distribuita con valore caratteristico di 20kPa su striscia di 3.0m, distanza minima dal ciglio di scavo 1.0m.**
- E Carichi sismici calcolati secondo quanto previsto al §7.11.6.3.1 delle NTC2008 sulla base dei parametri di pericolosità sismica riportati al §5

Le sequenze costruttive considerate sono descritte al successivo §6.

Le combinazioni di carico considerate per le analisi delle strutture di sostegno, in accordo con le NTC2008, sono le seguenti:

- SLE RARA
- SLU A1+M1+R1
- SLU A2+M2+R1
- SISMICA STR
- SISMICA GEO

Per la definizione dei coefficienti parziali utilizzati si rimanda alle tabelle 6.2I, 6.2.II delle NTC2008, di seguito richiamate.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_t	1,0	1,0

Per le verifiche delle opere tipo paratia i coefficienti parziali γ_R riduttivi delle resistenze del terreno sono sempre assunti pari a 1.0.

4 Caratteristiche materiali

4.1 Diaframmi ed opere sotterranee in C.A.

Classe di resistenza minima 32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

Classe di esposizione XC4-XF3

4.2 Barre d'armatura per C.A.

Acciaio ordinario B450C

4.3 Tiranti di ancoraggio in trefoli

Tiranti a 4 trefoli da 0.6" (139mm^2)

Interasse: 2.0 m

Inclinazione: 10° sull'orizzontale

Lunghezza totale: 13.5 m

Lunghezza bulbo: 7.0 m

Lunghezza libera: 6.5 m

Diametro perforazione: $\varnothing 200\text{mm}$

Bulbo realizzato con iniezioni ripetute e selettive (IRS) o iniezione globale unica (IGU)

Tiro iniziale: 320 kN/tirante (80kN/trefolo)

Tensione caratteristica di rottura (f_{ptk}): > 1860 MPa

Tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione ($f_{p(0.1)k}$): > 1670 MPa

4.4 Consolidamento colonnare tipo Jet-Grouting

Resistenza a compressione monoassiale (28gg) $f_{ck} \geq 5$ MPa

Modulo elastico $E \geq 5$ GPa

Diametro reso $D \geq 80$ cm

5 Caratterizzazione geotecnica e sismica

Viene riportata di seguito la stratigrafia ed i parametri geotecnici di progetto per l'area in esame, come riportati nella relazione di caratterizzazione geotecnica (rif.(5)).

Varedo - Lotto 1 - Caratterizzazione geotecnica									
Unità	Descrizione	Quota	Densità relativa	Angolo Resistenza al taglio	Coesione efficace	Modulo elastico piccole deformazioni	Modulo elastico operativo	Peso di Volume Naturale	Peso di Volume Saturo
		[m da p.c.]	Dr [%]	$\phi_k [^\circ]$	c'_k [kPa]	E_{01} [MPa]	E_{25} [MPa]	γ_N [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]
TV	Terreno Vegetale	0.0÷2.0	-	30	0	-	5	18	20
GS	Ghiaia Sabbiosa	2.0÷7.5	60	35	0	70-100	15-30	18	20
SGL	Sabbia Ghiaiosa Limosa	7.5÷26.0	60-85	39.5	0	100-200	30-60	19.5	20.9
SL	Sabbia Limosa	26.0÷40.0	85-90	41	0	200	60	20	21.2

Il livello di falda non è interferente con gli scavi dal momento che si trova a una quota di 152.5 m s.m con possibile escursione massima di 5.0 m.

Le azioni sismiche di progetto, desunte dalla relativa relazione di caratterizzazione (rif.(5)), sono riassunte nella tabella seguente:

Coefficienti sismici	SLD	SLV
S_s	1.2	1.2
C_c	1.502	1.401
S_T	1.0	1.0
a_{max} (g)	0.036	0.067

Per la verifica in condizioni sismiche di paratie intirantate si è fatto riferimento alle indicazioni riportate al §7.11.6 delle NTC2008.

L'accelerazione orizzontale di progetto è stata quindi definita come:

$$a_h = \alpha \times \beta \times a_{max}$$

con α e β parametri riduttivi dipendenti dalle capacità di deformarsi dei terreni e dell'opera di sostegno.

Nel caso in esame, sulla base delle indicazioni riportate al §7.11.6.3.2 delle NTC2008, si è assunto $\alpha=1.0$ e $\beta=0.37$.

6 Analisi e verifiche geotecniche delle opere

6.1 Approccio metodologico

Vengono di seguito riportate le verifiche di sicurezza e funzionalità relative alle opere di sostegno degli scavi necessari alla realizzazione del pozzo.

Le verifiche sono state eseguite ai sensi delle NTC2008 (rif.(1)), **che prevedono l'utilizzo dell'approccio agli Stati Limite per la progettazione delle strutture.**

Sono stati verificati:

Stati Limite Ultimo di tipo geotecnico (GEO):

- **Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera** (stabilità locale)
- Sfilamento di uno o più ancoraggi

Stati Limite Ultimo di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia
- Raggiungimento della resistenza strutturale delle travi di contrasto
- **Verifiche dell'armatura dei tiranti di ancoraggio**
- Verifiche di resistenza del tampone in jet-grouting

6.2 Verifiche diaframmi

6.2.1 Stabilità locale e calcolo delle massime azioni agenti

Le analisi di stabilità locale dei diaframmi sono state eseguite mediante un codice di calcolo ad elementi finiti appositamente sviluppato per **l'analisi di questa tipologia** di problemi (Paratie PLUS 2016, rif.(16)).

Sono stati sviluppati tre modelli numerici che rappresentano, con schematizzazione piana nelle deformazioni, il diaframma in C.A. di sostegno e le relative strutture di rinforzo (travi, tiranti, consolidamenti) per le tre sezioni tipo individuate al §3.2 e ne verificano le condizioni di equilibrio in funzione delle fasi di scavo.

Per le sezioni di verifica 2 e 3 le travi di contrasto e il trattamento colonnare in jet-grouting sono stati introdotti nella modellazione numerica mediante molle di rigidezza equivalente, attraverso le quali ricavare le massime azioni agenti da considerare per la verifica degli elementi di rinforzo.

Per il trattamento colonnare in jet-grouting sono state inserite molle a passo verticale di 1.0 m aventi rigidezza equivalente:

$$K_{JET} = \frac{E \times A}{L}$$

Con E rigidezza del terreno trattato, assunta pari a 5 GPa, A area di influenza della singola molla, pari a 1 m² per molle a passo 1 m su modello piano nelle deformazioni ed L lunghezza totale del trattamento nella direzione di asse della molla, pari a 15.4 m per entrambe le sezioni considerate.

Si ottiene dunque $K_{JET} \approx 325.000$ kN/m.

Per quanto riguarda invece le travi di rinforzo la rigidezza della molla equivalente è stata calcolata come:

$$K_{TRAVE} = \frac{q}{f}$$

Con q carico distribuito agente sulla trave ed f freccia della trave in mezzzeria per effetto del carico distribuito.

La rigidezza è stata calcolata nella mezzzeria della trave, dove la freccia è massima, facendo riferimento ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata sottoposta a carico distribuito q.

Ne deriva:

$$K_{TRAVE} = \frac{384 \times E \times I}{L^4}$$

Le travi di contrasto hanno sezione 1.0×1.0 m e una luce libera di 5.8 m.

Il modulo elastico E è stato assunto pari al 50% di quello del calcestruzzo per tenere conto degli effetti di fessurazione della trave inflessa.

In definitiva si ottiene $K_{TRAVE} \approx 438.000$ kN/m.

Le analisi di stabilità locale delle paratie sono state eseguite seguendo l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R1) di modo da individuare la condizione che risulta la più gravosa in termini di carichi agenti sulle opere di sostegno e quindi la condizione dimensionante.

Nel primo caso le analisi sono condotte utilizzando i valori caratteristici di resistenza dei terreni mentre nel secondo caso questi sono ridotti attraverso i coefficienti M2.

Sono state inoltre eseguite le analisi secondo la combinazione RARA in modo da stimare i massimi spostamenti attesi in testa alla berlinese, e le analisi in condizioni SISMICHE (STR e GEO) per verificare le strutture anche nella loro configurazione a lungo termine.

Le analisi sono state condotte simulando le fasi costruttive dell'opera e tenendo conto del comportamento non lineare del terreno.

In generale sono stati considerati i seguenti passi di carico:

Fase 1 – Equilibrio litostatico iniziale con diaframma in opera

Fase 2 – **Applicazione carico accidentale per passaggio mezzi d'opera**

Fase 3 – Progressivo scavo del pozzo per approfondimenti da 2.0 m fino al raggiungimento della quota di realizzazione di eventuali opere di rinforzo (tiranti, travi, consolidamenti)

Fase 4 – Raggiungimento fondo scavo

Fase 5 – Realizzazione solettone di fondo

Fase 6 – Applicazione carichi sismici

Per tutte le sezioni di calcolo le analisi hanno mostrato come le opere di sostegno progettate siano in grado di garantire la stabilità degli scavi.

I risultati delle analisi effettuate sono riportati in ANNESSO A, per ciascuna delle tre sezioni considerate, attraverso i seguenti digrammi:

- Schema di calcolo considerato
- Involuppo spostamenti orizzontali diaframma – Combinazione RARA
- Involuppo momenti flettenti diaframma – Combinazioni SLU ed SLV
- Involuppo Tagli diaframma – Combinazioni SLU ed SLV
- Involuppo carichi tiranti di ancoraggio – Combinazioni SLU ed SLV
- Involuppo carichi travi di rinforzo – Combinazioni SLU ed SLV
- Involuppo carichi sul trattamento jet-grouting – Combinazioni SLU ed SLV

Sulla base di quanto sopra riportato, per le successive verifiche di sicurezza strutturali dei diaframmi, tiranti, travi di rinforzo e consolidamento jet-grouting si considerano i carichi massimi di progetto in combinazioni SLU/SLV riportati nella seguente Tabella 6.1.

SEZIONE	DIAFRAMMA		1° ORDINE TIRANTI	2° RODINE TIRANTI	TRAVE RINFORZO	JET GROUTING
	Med (kNm/m)	Ved (kN/m)	Ned (kN)	Ned (kN)	Ned (kN/m)	Ned (kN/m)
Sezione 1	+534 -635	+264 -279	772	-	-	-
Sezione 2	+275 -610	+363 -401	575	457	632	483
Sezione 3	0 -430	+188 -188	-	-	341	262

Tabella 6.1 – Riepilogo masse azioni agenti sugli elementi di sostegno dello scavo

Gli spostamenti orizzontali **massimi ottenuti in combinazione RARA sono dell'ordine dei** 45 mm per diaframmi da 22.0 m e 12 mm per diaframmi da 14.5 m. Gli spostamenti orizzontali massimi ottenuti, pari a circa 1/500 **dell'altezza dell'opera, sono ammissibili per la funzionalità dell'opera.**

6.2.2 Verifiche strutturali diaframmi

E' riportata una **prima verifica strutturale** agli stati limite ultimi del diaframma in C.A. in termini di resistenza a flessione semplice e taglio della sezione maggiormente caricata, con lo scopo di **verificare l'adeguatezza** della sezione utilizzata (diaframmi da 80 cm).

Sono effettuate le verifiche di resistenza della sezione in C.A. ipotizzando quantitativi di armatura tipici per diaframmi di pari sezione, rimandando alla relazione sulle strutture (rif.(6)) per ulteriori approfondimenti, con particolare riferimento agli infittimenti di armatura necessari nelle zone di concentrazione degli sforzi, in particolare dove sarà necessario prevedere le aperture nei diaframmi per il passaggio dei manufatti di raccordo alla vasca di dissipazione.

La verifica a flessione semplice è stata effettuata con l'ausilio del codice di calcolo VCASLU (rif.(17)) considerando le azioni massime di progetto di +534 kNm/m e -635 kNm/m.

Si ipotizza che i diaframmi da 80 cm siano armati con barre longitudinali per 26.55cm² al metro lineare su ciascuna faccia (corrispondenti a barre Ø26/20) e copriferro dall'asse delle barre longitudinali di 10 cm.

Nella figura seguente è riportato il calcolo della resistenza di progetto a flessione semplice della sezione in C.A. del diaframma in calcestruzzo.

Titolo: Diaframma 80cm - Ø26/20

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	10
2	26.55	70

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **kN**
M_{xEd} 0 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E_s	200 000 N/mm²	18.13
E_s/E_c	10	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.7333
τ_{co}		2.114

M_{xRd} 705.2 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.35 ‰
d 70 cm
x 8.797 x/d 0.1257
 δ 0.7

Tipo Sezione: ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

La verifica a flessione semplice è soddisfatta dal momento che la resistenza di progetto M_{Rd} è pari a 705 kNm per metro di diaframma, contro un azione massima M_{Ed} di 635 kNm per metro di diaframma.

I quantitativi di armatura longitudinale ipotizzati per i diaframmi in C.A. rispettano i limiti previsti dalle NTC2008 al §4.1.6.1.1, come dettagliato nella tabella seguente.

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA TRAVE IN CA - SEZIONE RETTANGOLARE

Materiale

	f_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cm} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]
Calcestruzzo	32	18.13	0.85	1.5	26.56	2.7
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]	γ_s [-]	σ_s [N/mm ²]		
Acciaio	450	391.30	1.15	405		

Geometria sezione

	h [mm]	b_w [mm]	d_1 [mm]	d_2 [mm]	A_c [mm ²]	A_{ct} [mm ²]
Calcestruzzo	800	1000	100	700	797347	400000
	n	ϕ	A_s [mm ²]	ρ		
Armatura longitudinale tesa	5	26	2653.3	0.0033		
	n	ϕ	A_s [mm ²]	ρ_{comp}		
Armatura longitudinale comp	5	26	2653.3	0.0033		
	n	s	ϕ	A_s [mm ²]	A_{sw} [mm ² /s]	α [°]
Armatura a taglio	2	200	14	1539	308	90

Azioni esterne

N_{Ed} [kN]	σ_c [N/mm ²]	k	h^* [mm]	k_1	k_c
0	0.00	1	800	0.67	0.40

Verifiche armatura longitudinale (NTC'08 §4.1.6.1.1)

$A_{s1,MIN}=$	1080	[mm ²]	<	$A_s=$ 2653	[mm ²]
OK					
$A_{s,MAX}=$	31894	[mm ²]	>	$A_s=$ 2653	[mm ²]
OK					

La verifica a taglio è stata effettuata, con riferimento alla sezione maggiormente caricata in corrispondenza dei punti di applicazione dei rinforzi, ipotizzando un rinforzo localizzato con staffe Ø14 a passo 20 cm.

La verifica, eseguita ai sensi del §4.1.2.1.3.2 delle NTC2008, è riportata di seguito:

Verifica a Taglio in accordo a NTC2008, §4.1.2.1.3.2**Sezione rettangolare****Materiali**

	f_{ck} [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	v_1 [-]
Calcestruzzo	32.00	18.13	0.85	1.5	0.5

	f_{yk} [N/mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]	γ_s [-]
Acciaio	450.00	391.30	1.15

Sezione

z [mm]	b_w [mm]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	α [°]	$\cot\alpha$ [-]
700	1000	307.88	200	90	0.00

$$\rho_{w,min} := 0.08 (f_{ck})^{0.5} / f_{yk} = 0.00101$$

$$\rho_w := A_{sw} / (s b_w \sin\alpha) = 0.00154 > 0.00101 \text{ OK}$$

$$\omega_t := A_{sw} f_{ywd} / (b_w s v_1 f_{cd}) = 0.066$$

Sollecitazioni

V_{Ed} [kN]	σ_{cp} [N/mm ²]	α_{cw} [-]
401.00	0.00	1.00

Verifica di duttilità

$$\omega_t \sin\alpha = 0.066 < 0.500 \quad \text{Collasso duttile, OK}$$

Resistenza a Taglio

$$\theta = 14.94 \text{ [°]} \rightarrow \text{ASSUNTO } \theta = 45.00 \text{ [°]}$$

$$\Delta F_{td} = 201 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,c} = 3173.33 \text{ [kN]}$$

NTC2008 - [4.1.14]

$$V_{Rd,s} = 421.66 \text{ [kN]}$$

NTC2008 - [4.1.18]

$V_{Rd} = 421.66 \text{ [kN]}$	$>$	$V_{Ed} = 401.00 \text{ [kN]}$
OK		
Collasso duttile, lato acciaio, con puntoni in cls intatti		

La resistenza di progetto V_{Rd} è maggiore del massimo carico di progetto V_{Ed} , per cui la verifica risulta soddisfatta.

6.3 Verifiche tiranti di ancoraggio

6.3.1 Verifiche sfilamento bulbo di ancoraggio

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove le azioni di progetto E_d **sono costituite dalla massima azione di trazione agente sull'ancoraggio** (N_{ED}), la resistenza R_d è la resistenza allo sfilamento del bulbo.

Con riferimento al §6.6 delle NTC2008 (rif.(1)), la resistenza allo sfilamento del bulbo di ancoraggio (denominata R_{ad}) deve essere calcolata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I della citata normativa.

In particolare, la resistenza di progetto R_{ad} viene calcolata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R}$$

in cui:

R_{ak} **è la resistenza caratteristica allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio;**

γ_R **è il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi, pari a 1.1 per ancoraggi temporanei e a 1.2 per ancoraggi permanenti.**

Il valore **caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio viene a sua volta calcolato come:**

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

in cui:

$R_{a,c}$ **è la resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio, calcolata con metodi di calcolo analitici basati sui risultati delle prove geotecniche eseguite. I pedici "medio" e "min" indicano la possibilità di utilizzare nel calcolo della resistenza parametri geotecnici medi, o il valore minimo di tali parametri;**

$\xi_{a3,4}$ **sono i fattori di correlazione definiti in tabella 6.6.III delle NTC2008 in funzione del numero di verticali di indagine eseguite per la caratterizzazione geotecnica.**

La resistenza allo sfilamento del bulbo di ancoraggio viene calcolata adottando l'approccio di Bustamante e Doix (1985,rif.(14)):

$$R_{a,c} = \pi \times \alpha \times d \times L \times q_s$$

in cui:

α **è un coefficiente empirico che consente di tenere conto dell'incremento del diametro dei bulbi di ancoraggio nel caso di iniezioni ad alta pressione. Il coefficiente dipende dalla tipologia di iniezione adottata e dalla tipologia di materiale in cui questa viene effettuata;**

d è il diametro della perforazione in cui l'ancoraggio viene realizzato;

L è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

q_s è lo sforzo tangenziale limite che può essere mobilizzato al contatto tra bulbo di ancoraggio e terreno/roccia circostante.

Nel caso in esame si ha:

$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi)

$\xi_{a3} = 1.70$ (numero di profili di indagine ≥ 3)

$\xi_{a4} = 1.65$ (numero di profili di indagine ≥ 3)

$\alpha = 1.5$ (per iniezioni IRS in terreni incoerenti)

$d = 200$ mm

$L = 7.0$ m (Lunghezza ancoraggio)

$q_s = 250$ kPa (valore assunto per gli ancoraggi in terreni incoerenti con iniezioni IRS in accordo con quanto riportato negli abachi al rif. (13)).

In definitiva si ottiene:

$R_{ac} = 1648.5$ kN

$R_{ak} = 970.0$ kN

$R_{ad} = 808.1$ kN

Il tiro massimo T_{ed} di progetto è pari a 772 kN/tirante, per cui la condizione $E_d \leq R_{ad}$ risulta soddisfatta.

In ogni caso il dimensionamento dei bulbi di ancoraggio dovrà essere verificato in sito mediante l'esecuzione di almeno 1 tirante di prova, in accordo con quanto previsto al §6 delle NTC2008.

6.3.2 Verifiche di resistenza armatura

La massima azione assiale di progetto agente sul singolo ancoraggio N_{ed} deve essere inferiore della **resistenza di progetto dell'armatura $T_{c,rd}$** , valutata come:

$$T_{c,rd} = \frac{A_n \times f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

A_n è l'area nominale dell'ancoraggio (barra o trefoli);

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio con cui sono realizzati gli ancoraggi;

γ_s è il coefficiente parziale per la resistenza dell'acciaio, definito dalle NTC2008 (rif. (1)) pari a 1.15.

Nel caso in esame si ottiene, per ancoraggi realizzati con n°4 trefoli con area nominale 139 mm² ciascuno:

$$T_{c,rd} = \frac{4 \times 139 \times 1670}{1.15} = 807.4 \text{ kN/tirante}$$

Il tiro massimo T_{ed} di progetto è pari a 772 kN/tirante, per cui la condizione $N_{ed} \leq T_{c,rd}$ risulta soddisfatta.

6.4 Verifiche tampone in jet-grouting

Il tampone in jet-grouting viene verificato con riferimento al §4.1.11.1 delle NTC2008 (rif.(1)), relativo alla valutazione della sicurezza di calcestruzzi non armati o debolmente armati.

La verifica, eseguita in termini tensionali, è soddisfatta se vale la relazione:

$$\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck}$$

Con σ_c massimo sforzo di compressione agente sul jet-grouting ed f_{ck} valore caratteristico di resistenza cilindrica a compressione del terreno trattato.

Il massimo sforzo di compressione agente sul terreno trattato è ricavato come:

$$\sigma_c = \frac{N_{ed}}{A}$$

Con N_{ed} massima reazione vincolare fornita dal terreno trattato e A area di riferimento su cui agisce la reazione vincolare.

Dalla modellazione numerica si è ottenuta come massima reazione vincolare fornita dal tampone in jet-grouting $N_{ed}=441\text{kN/m}$, relativo ad un area di 1m² di trattamento, da cui $\sigma_c=441\text{kPa}$.

La resistenza cilindrica a compressione caratteristica del jet-grouting è pari a 5 MPa (§4.4), per cui il valore limite di pressione normale ammissibile da normativa risulta $0.25 \times 5 = 1.25 \text{ MPa} = 1250 \text{ kPa}$.

Per quanto sopra la verifica $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck}$ risulta soddisfatta.

6.5 Verifiche travi di rinforzo

Le travi di rinforzo sono state verificate facendo riferimento alla schematizzazione di trave doppiamente incastrata sottoposta a carico uniforme distribuito, utilizzata per calibrare le molle equivalenti inserite nella modellazione numerica del pozzo.

Di seguito è riportata una prima verifica a flessione semplice delle travi, volta a verificare che la sezione ipotizzata (quadrata con lato 1.0 m) sia adeguata a resistere, con un quantitativo ragionevole di armatura, ai carichi di progetto.

La massima azione flettente agente sulla trave è stata calcolata ipotizzando che essa sia sottoposta a un carico distribuito pari alla massima reazione vincolare ottenuta dalla modellazione numerica (632 kN/m).

Il massimo momento flettente di progetto risulta quindi pari a:

$$M_{Ed} = \frac{q \times L^2}{12}$$

Con q massimo carico distribuito sopportato dalla trave di rinforzo (pari a 632 kN/m) ed L luce libera della trave, pari a 5.8 m.

Si ha quindi $M_{Ed} = 1772$ kNm

La verifica a flessione semplice è stata effettuata con l'ausilio del codice di calcolo Vcaslu (rif. (17)), ipotizzando che le travi di rinforzo siano armate con doppio strato di barre Ø20 a passo 10 cm al lembo teso e singolo strato di barre Ø20 a passo 10 cm al lembo compresso.

Nella figura seguente è riportato il calcolo della resistenza di progetto a flessione semplice della sezione in C.A. delle travi di rinforzo.

Titolo: Trave quota 163m

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	10
2	31.42	90
3	31.42	15

Tipo Sezione:
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali:
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 10 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M M_{xRd} -1 993 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 20.45 ‰
 d 90 cm
 x 13.15 x/d 0.1461
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

La verifica a flessione semplice è soddisfatta, dal momento che la resistenza di progetto M_{Rd} è pari a 1993 kNm, contro un'azione massima M_{Ed} di 1772 kNm.

I quantitativi di armatura longitudinale ipotizzati per le travi di rinforzo rispettano i limiti previsti dalle NTC2008 al §4.1.6.1.1, come dettagliato nella tabella seguente.

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA TRAVE IN CA - SEZIONE RETTANGOLARE**Materiale**

	f_{ck}	f_{cd}	α_{cc}	γ_c	f_{cm}	f_{ctm}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Calcestruzzo	32	18.13	0.85	1.5	26.56	2.7
	f_{yk}	f_{yd}	γ_s	σ_s		
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]		
Acciaio	450	391.30	1.15	405		

Geometria sezione

	h	b_w	d_1	d_2	A_c	A_{ct}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]
Calcestruzzo	1000	1000	100	900	993720	500000
	n	ϕ	A_s	ρ		
Armatura longitudinale tesa	20	20	6280	0.0063		
	n	ϕ	A_s	ρ_{comp}		
Armatura longitudinale comp	10	20	3140	0.0031		
	n	s	ϕ	A_s	A_{sw}	α
Armatura a taglio	2	200	14	1539	308	90

Azioni esterne

N_{Ed}	σ_c	k	h^*	k_1	k_c
[kN]	[N/mm ²]		[mm]		
0	0.00	1	1000	0.67	0.40

Verifiche armatura longitudinale (NTC'08 §4.1.6.1.1)

$A_{s1,MIN}=$	1389	[mm ²]	<	$A_s=$ 6280	[mm ²]
OK					
$A_{s,MAX}=$	39749	[mm ²]	>	$A_s=$ 6280	[mm ²]
OK					

Milano, giugno 2017

Responsabile Progettazione Generale

Dott. Ing. Fulvio Bernabei

Responsabili geologia e progettazione geotecnica

Prof. Geol. Lamberto Luciano Griffini

Dott. Ing. Stefano Griffini

Figure

Architectural floor plan of a building with various rooms and dimensions. The plan includes a large central hall (1500 x 485), a kitchen (174.50 x 485), a dining area (176.00 x 485), and a living area (176.00 x 485). It also features a bathroom (176.00 x 485), a storage room (176.00 x 485), and a technical room (176.00 x 485). The plan is detailed with dimensions, room numbers, and labels for various fixtures and materials.

Key features and dimensions:

- Overall dimensions: 1000 (width) x 1640 (depth).
- Central hall: 1500 x 485.
- Kitchen: 174.50 x 485.
- Dining area: 176.00 x 485.
- Living area: 176.00 x 485.
- Bathroom: 176.00 x 485.
- Storage room: 176.00 x 485.
- Technical room: 176.00 x 485.
- Room numbers: 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 8

017/2016 DefAlPoVaredo - Relazione geotecnica – Stabilità manufatti in C.A. pozzo

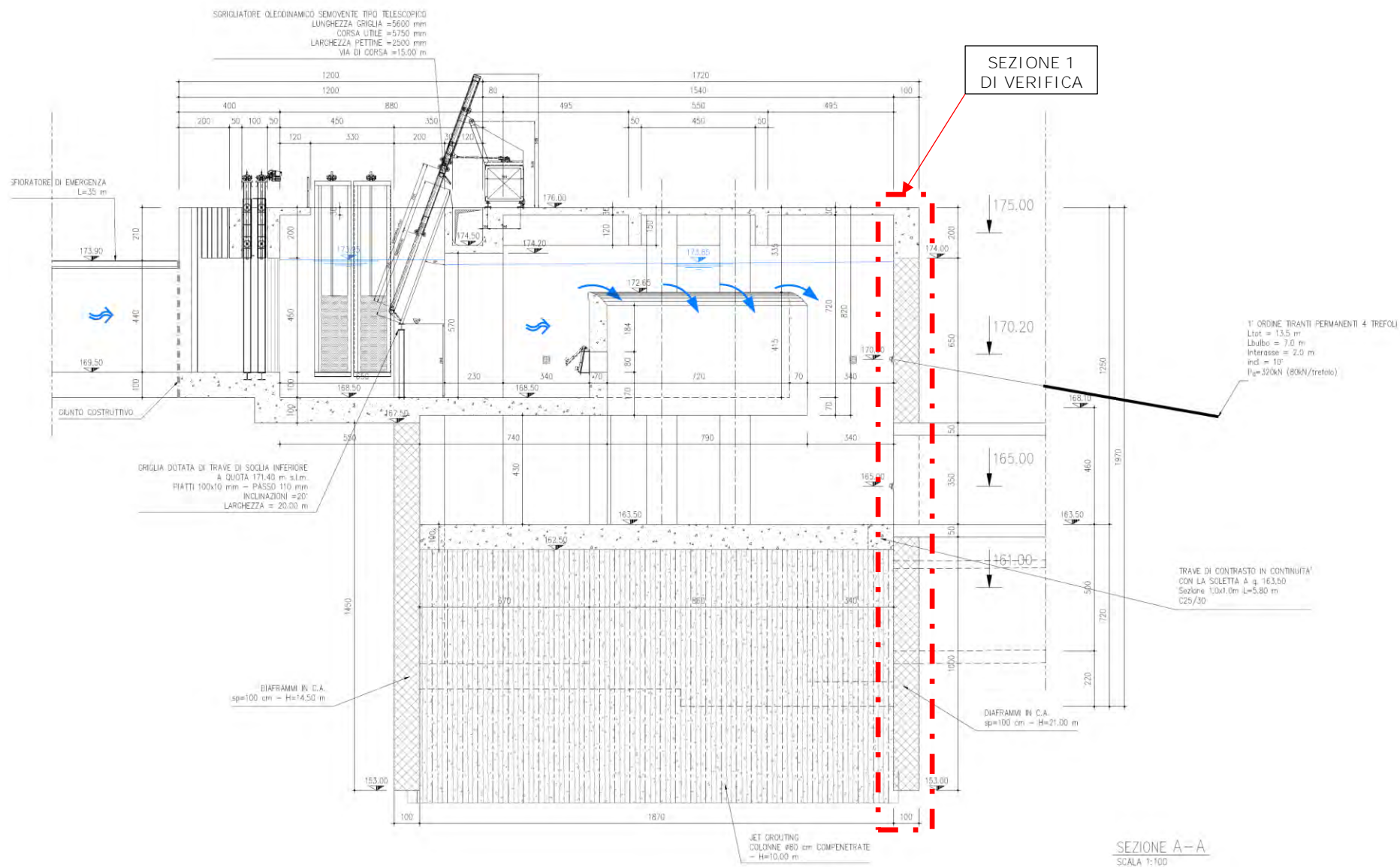


Figura 3.2 – Sezione A-A pozzo

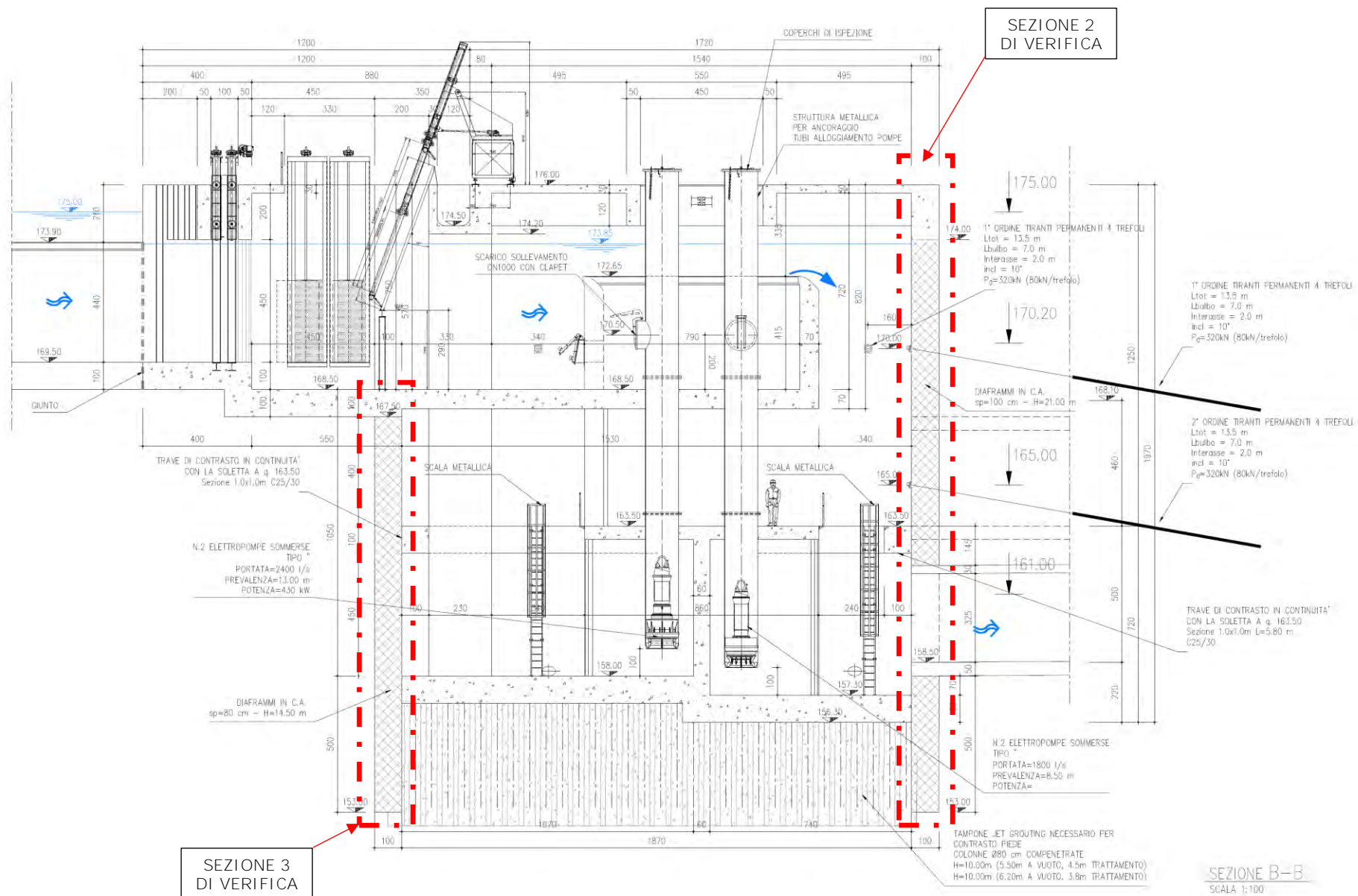
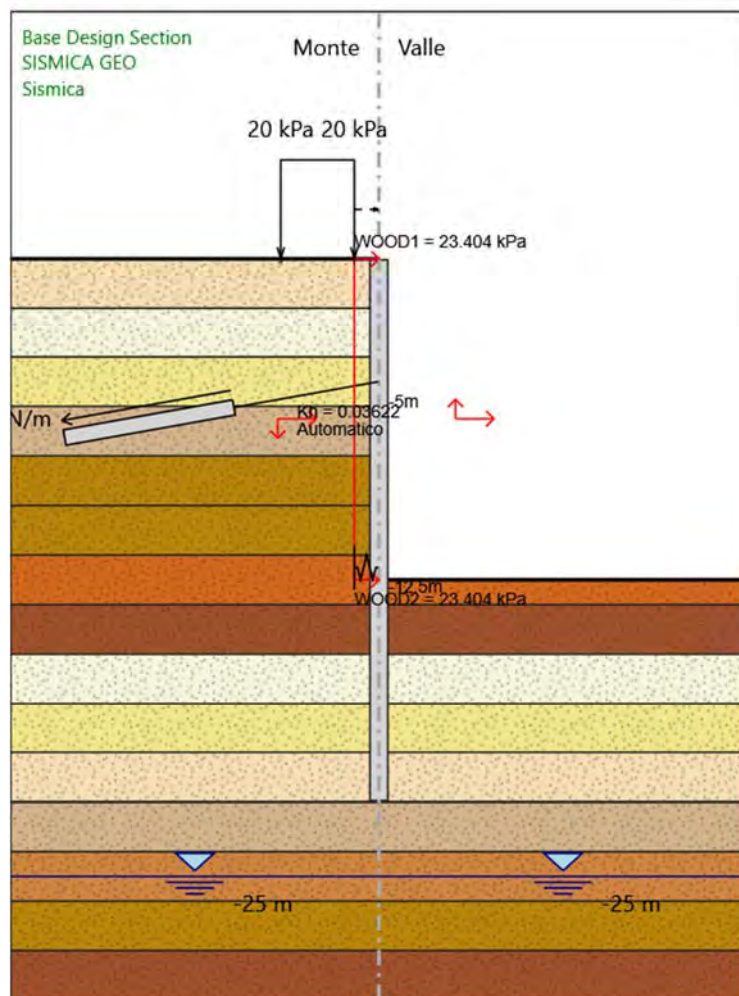


Figura 3.3 – Sezione B-B pozzo

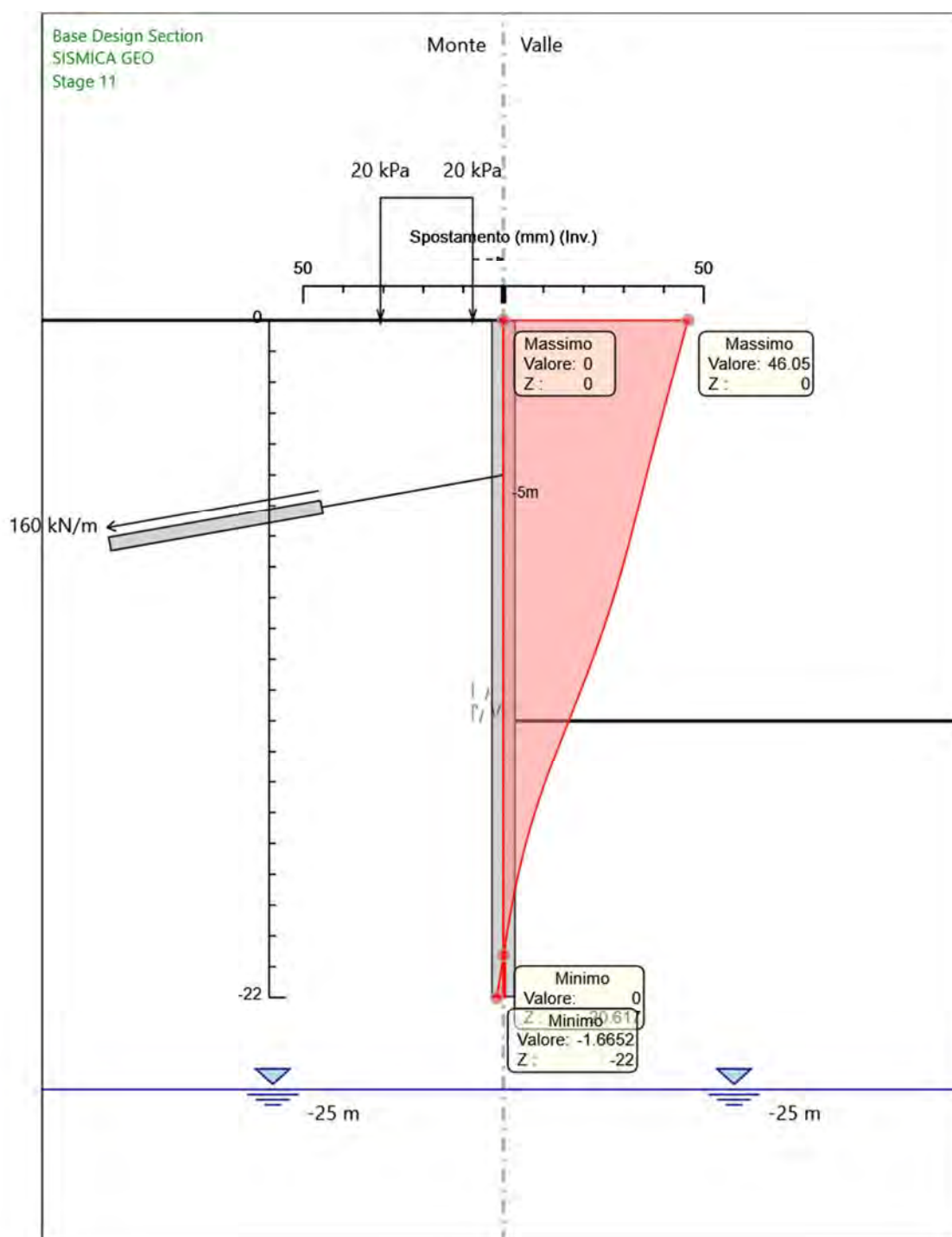
ANNESSO A – SINTESI RISULTATI ANALISI NUMERICHE

SEZIONE 1

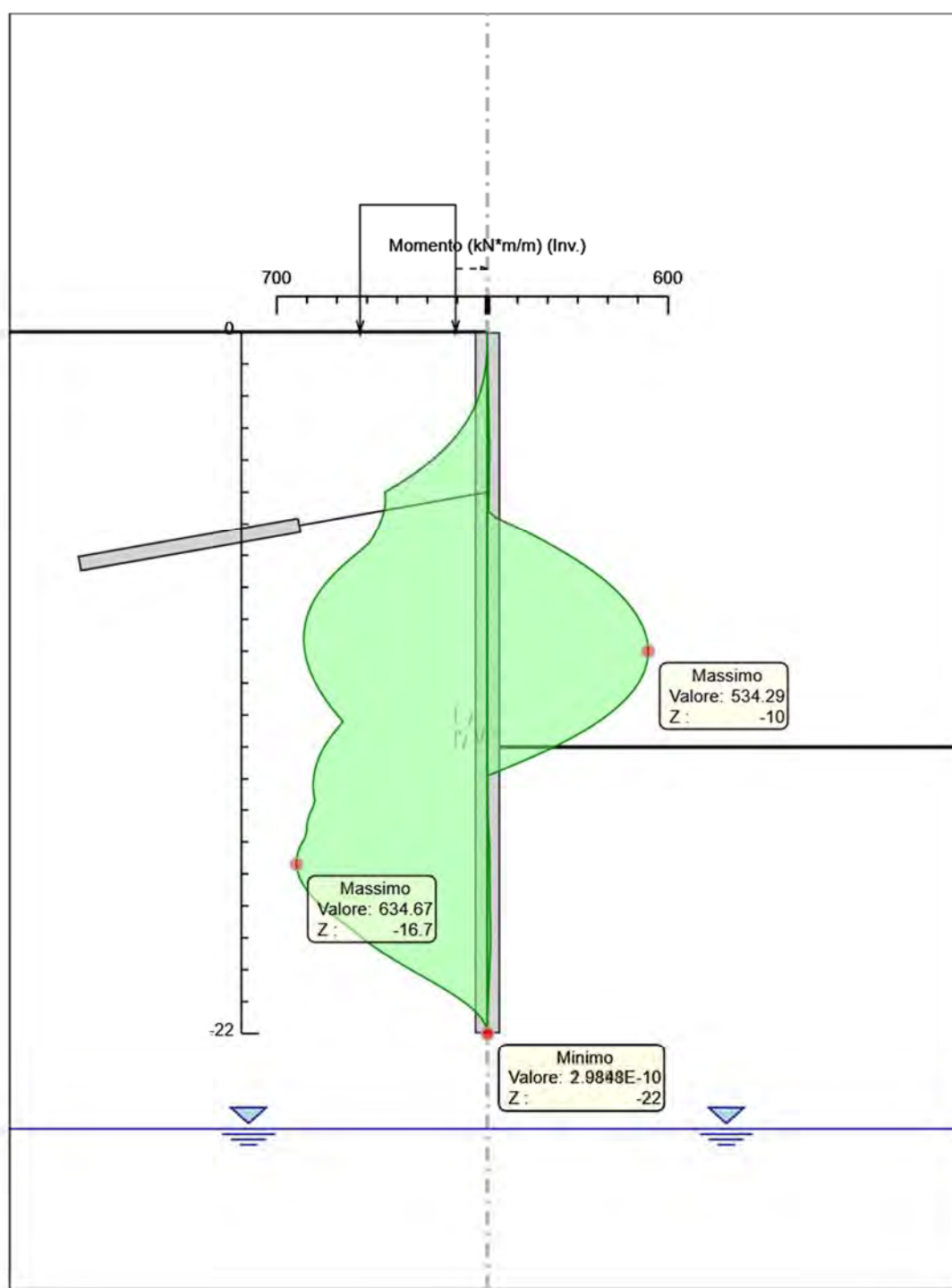
Modello Numerico – Stage finale



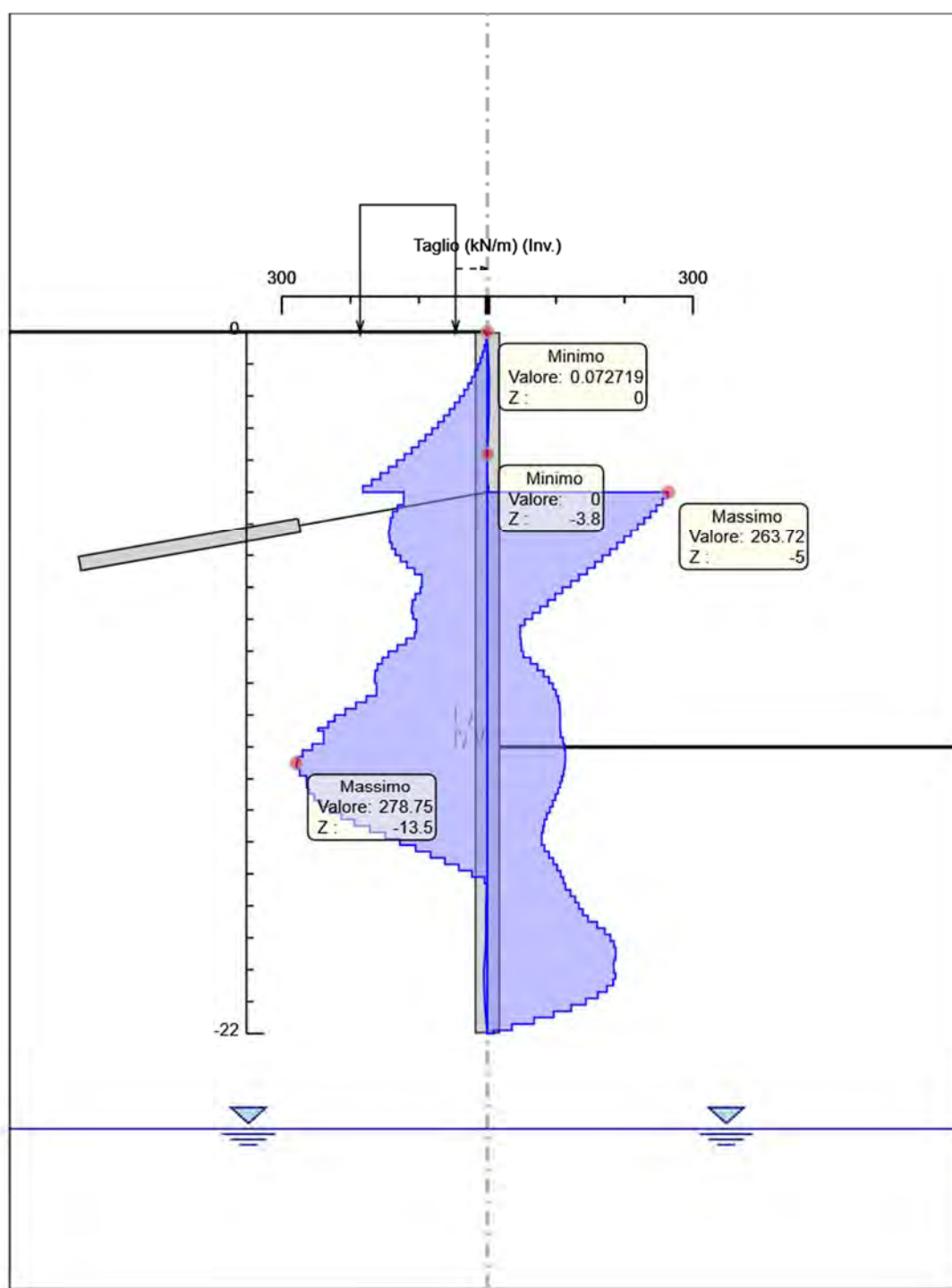
Combinazione di Carico RARA – Spostamenti orizzontali a fine scavo



Momenti flettenti – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



Tagli – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



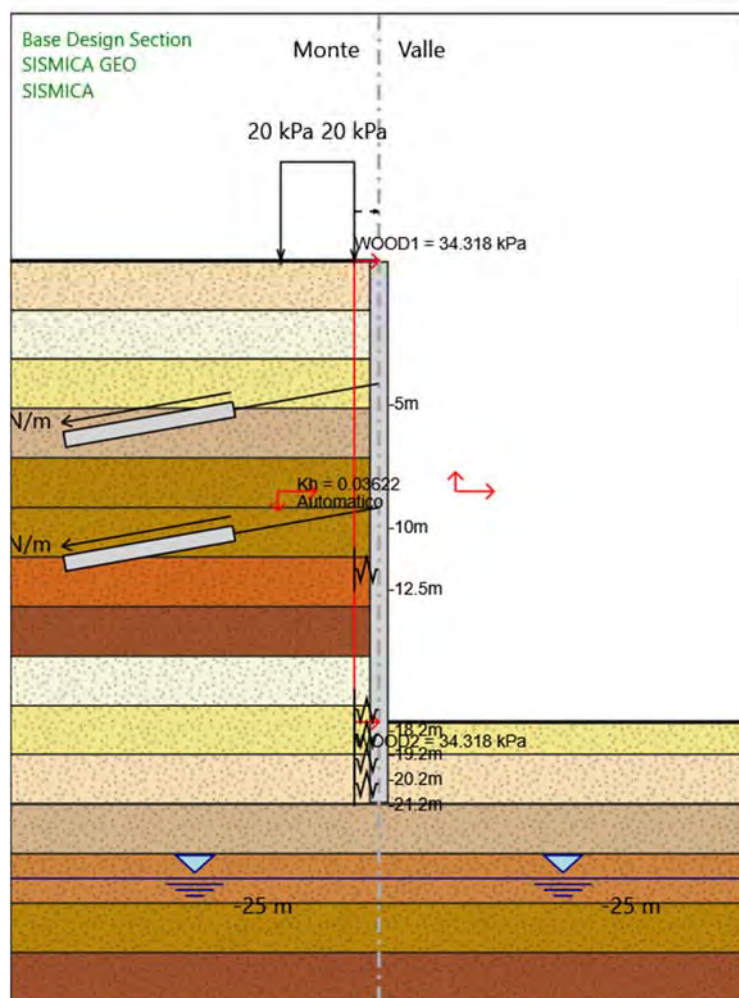
Azioni 1° Ordine di tiranti – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV

Involuppo Verifiche tiranti								
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assu
1°Ordine	Sismica	771.79	808.5	807.41	0.955	0.956	✓	SISMICA GEO

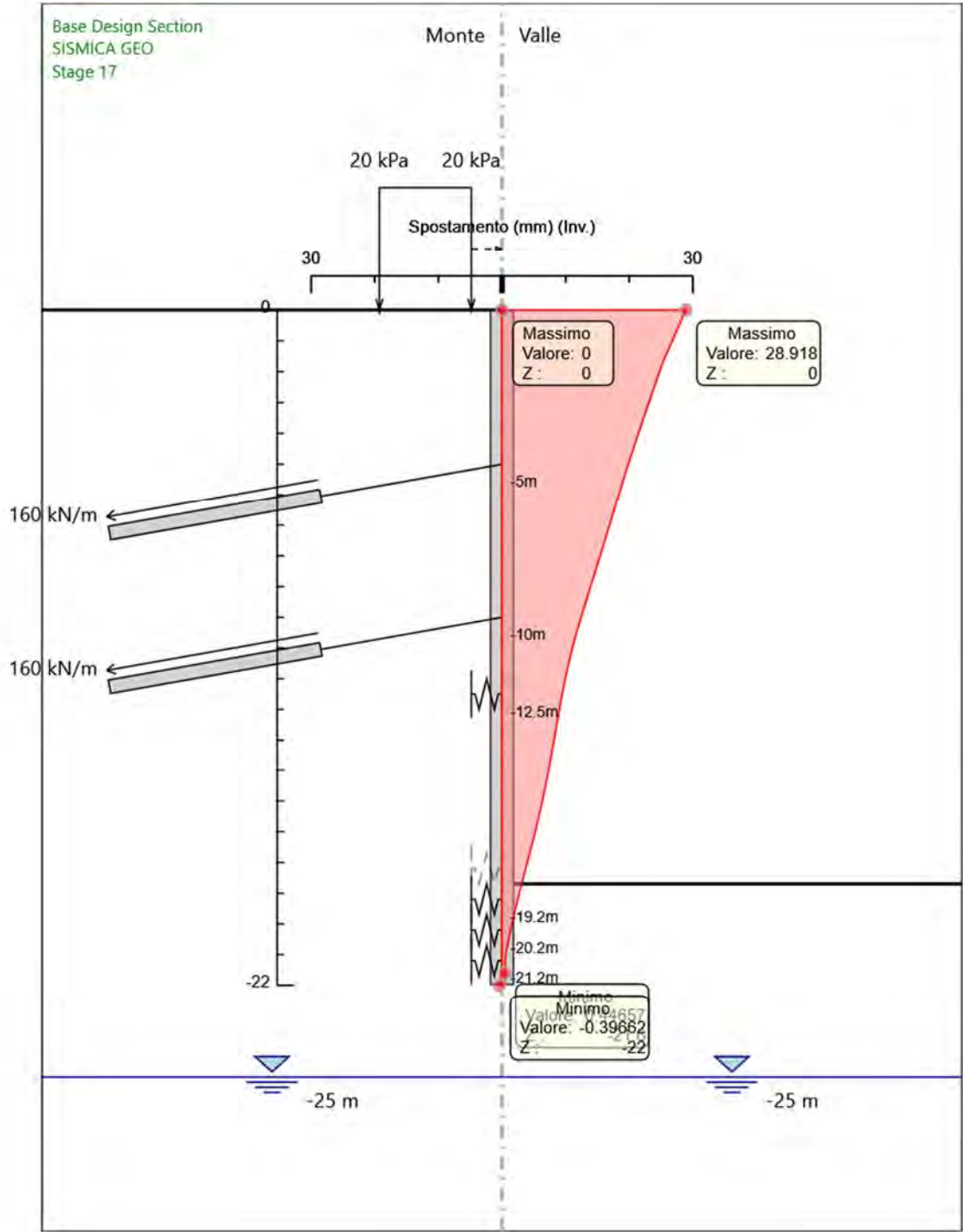
(Estratto output software di calcolo, sollecitazioni dei tiranti espressi in kN/tirante)

SEZIONE 2

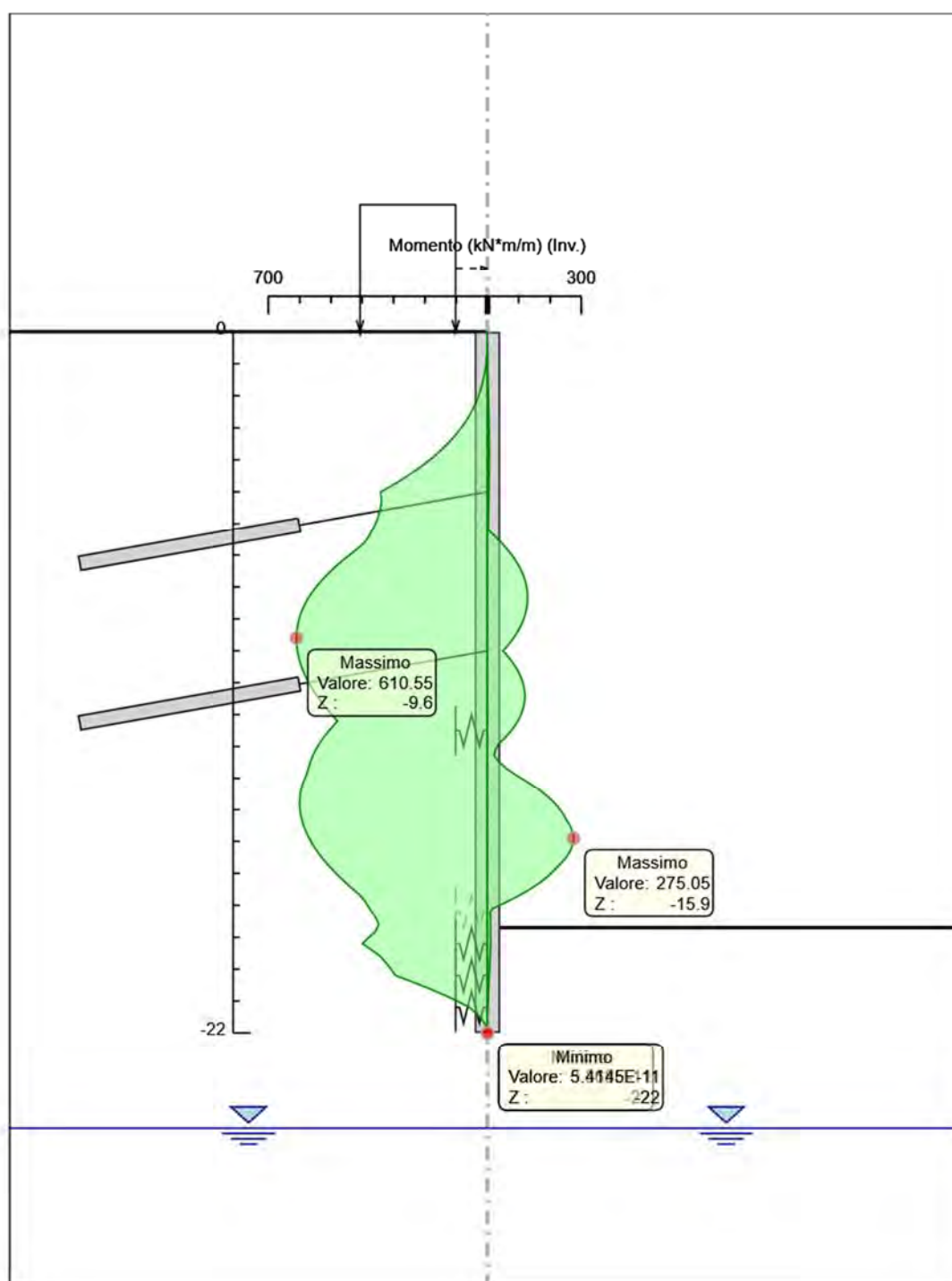
Modello Numerico – Stage finale



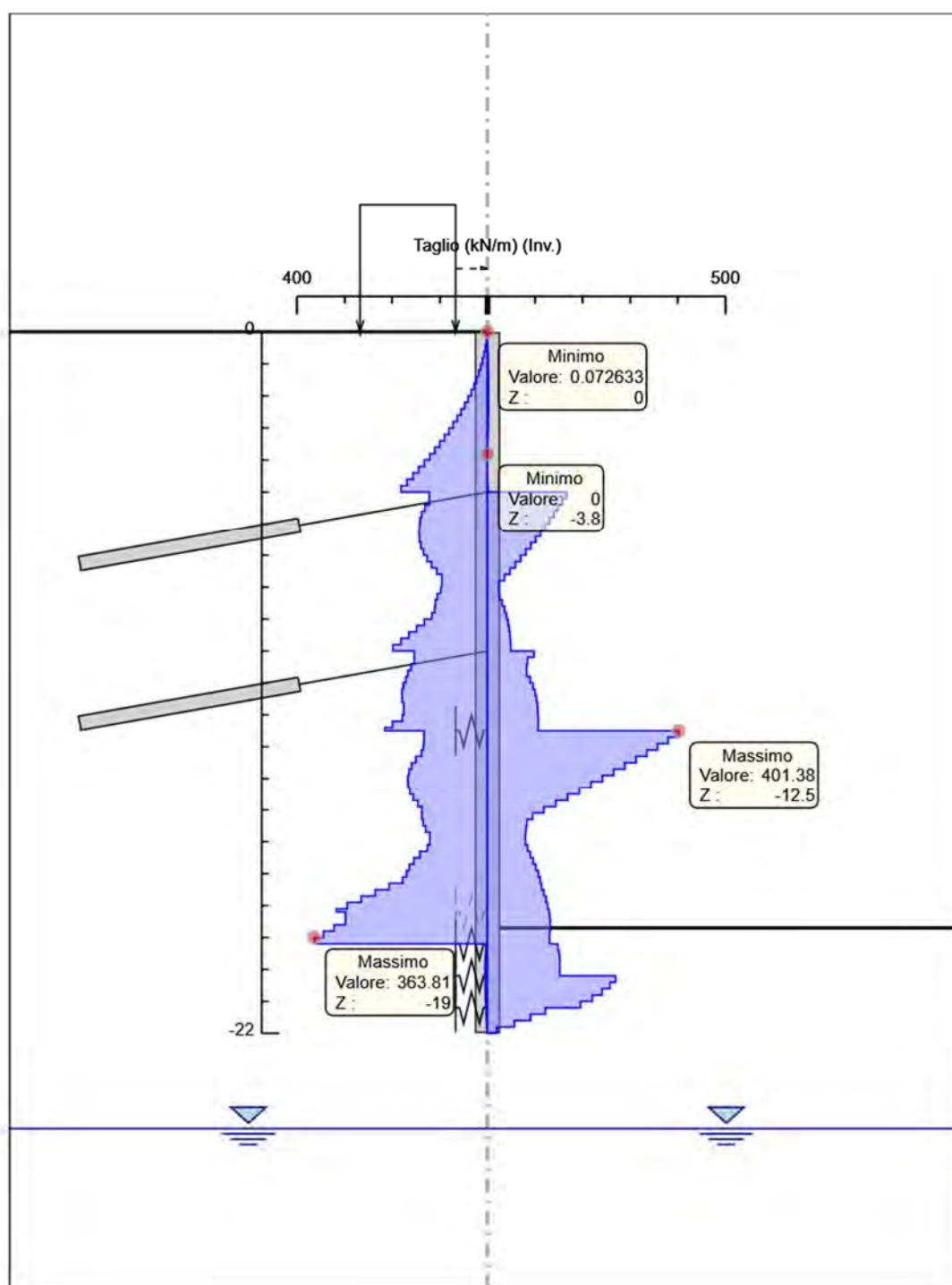
Combinazione di Carico RARA – Spostamenti orizzontali a fine scavo



Momenti flettenti – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



Tagli – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



Azioni 1° e 2° Ordine di tiranti – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV

Involuppo Verifiche tiranti								
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumption
1° Ordine	SISMICA	575.38	808.5	807.41	0.712	0.713	✓	SISMICA GEO
2° Ordine tiranti	Stage 13	457.49	882	807.41	0.519	0.567	✓	A1+M1+R1

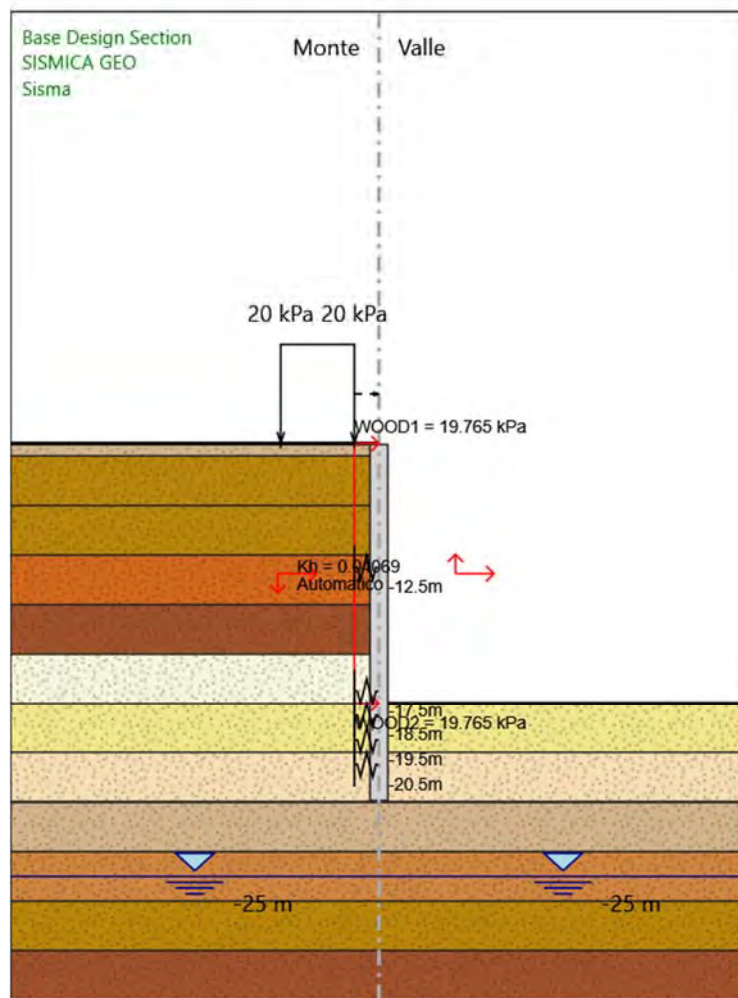
(Estratto output software di calcolo, sollecitazioni dei tiranti espressi in kN/tirante)

Reazioni vincolari elementi strutturali– Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV

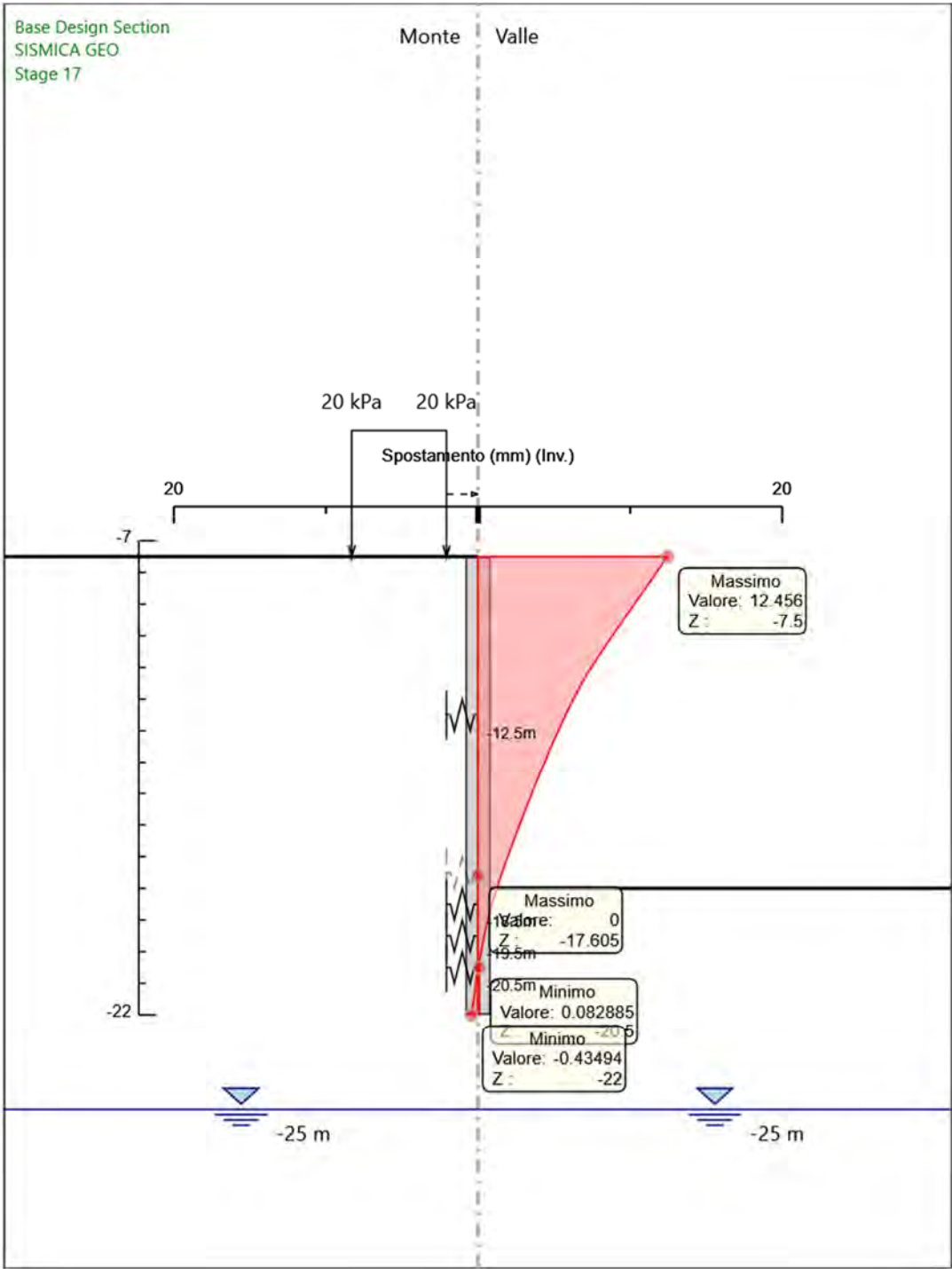
Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela Forza
			kN/m
Tampone JET_18.5	SISMICA GEO	SISMICA	483.67
Tampone JET_19.5	A2+M2+R1	Stage 17	205.47
Tampone JET_20.5	A2+M2+R1	Stage 16	-51.61
Trave Rinforzo 1x1m	SISMICA GEO	SISMICA	632.64

SEZIONE 3

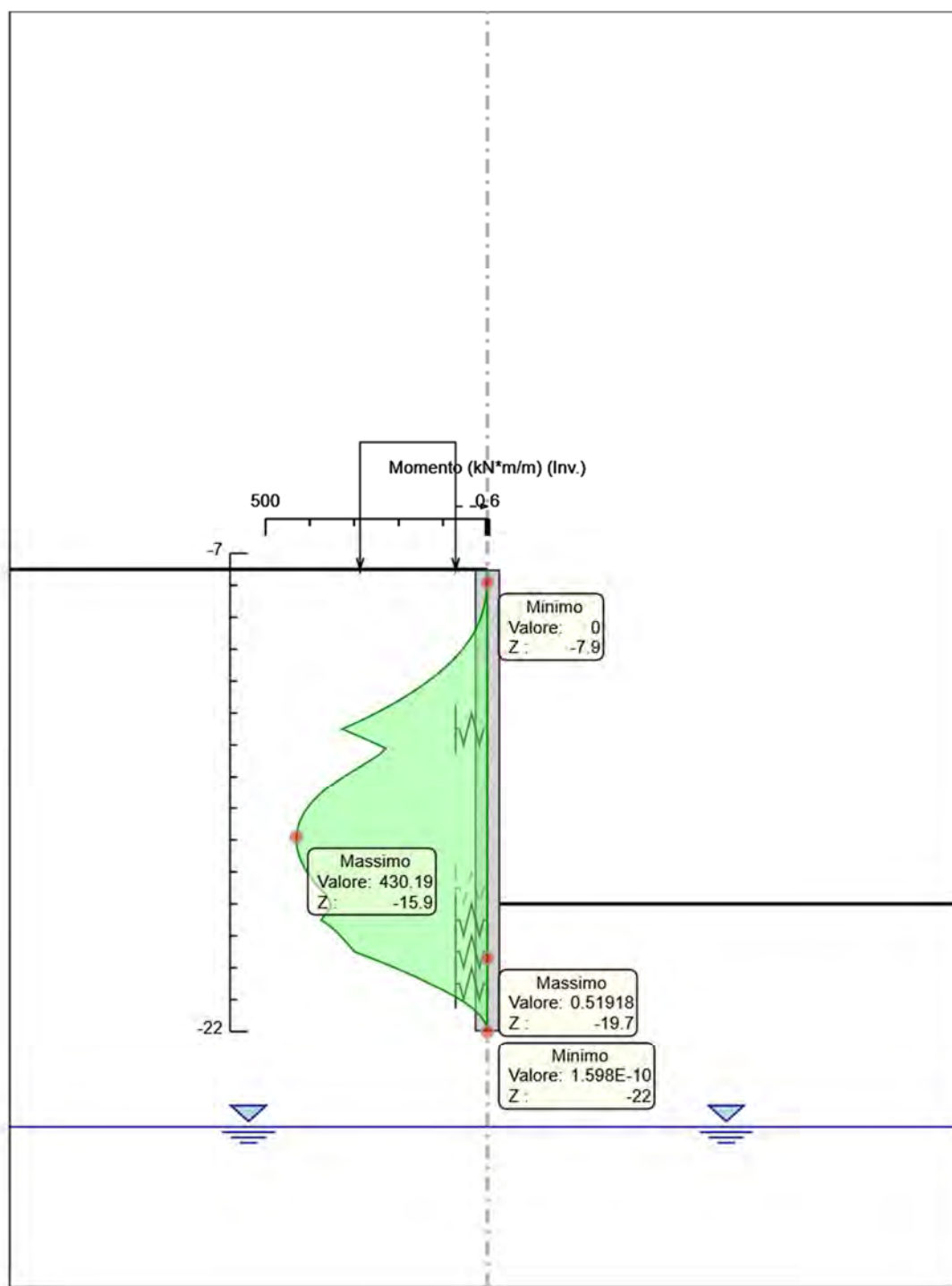
Modello Numerico – Stage finale



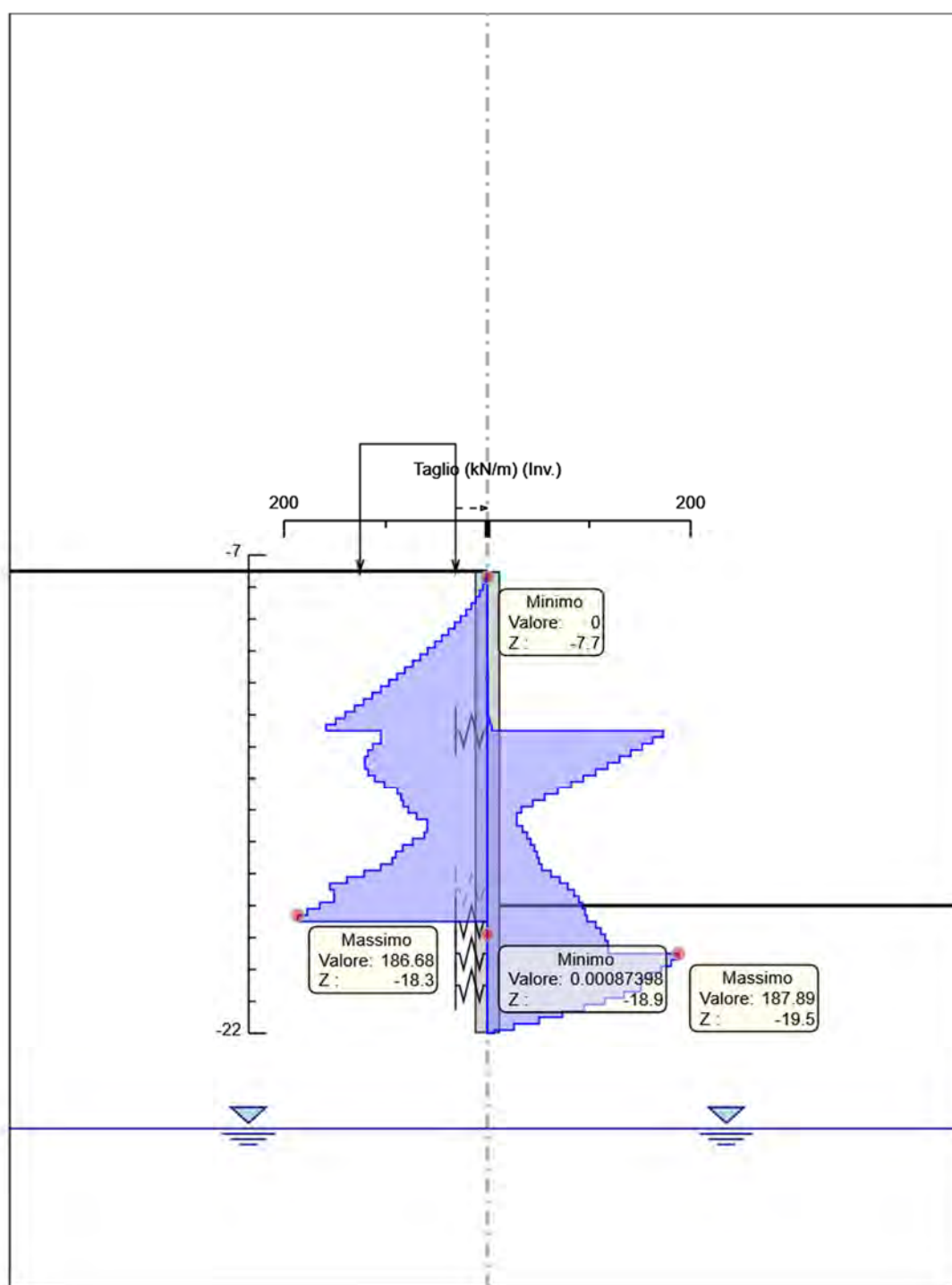
Combinazione di Carico RARA – Spostamenti orizzontali a fine scavo



Momenti flettenti – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



Tagli – Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV



Reazioni vincolari elementi strutturali– Involuppo combinazioni di carico SLU ed SLV

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela Forza
			kN/m
Tampone JET_18.5	A2+M2+R1	Sisma	262.57
Tampone JET_19.5	A2+M2+R1	Sisma	129.85
Tampone JET_20.5	A1+M1+R1	Stage 17	32.98
Trave Rinforzo 1x1m	SISMICA GEO	Sisma	341.81