

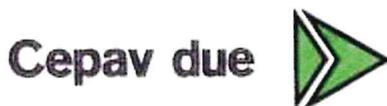
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

### PROGETTO ESECUTIVO

**SLZ1 – SOTTOVIA S.C. VIA RAMP A PK 149+888,702**  
**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  <i>Consorzio Cepav due          Il Direttore del Consorzio          (Ing. T. Taranta)</i>  Data: _____	Valido per costruzione    Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	S L Z 1 0 1	0 0 1	A

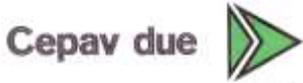
PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	GUILARTE	30/11/18	AIELLO	30/11/18	30/11/18	
B							
C							

CIG. 751447334A      File: \INO R\11EE2CLSLZ101001A\_01.docx



CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
2 di 63

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	6
1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
2.	CRITERI DI CALCOLO .....	8
2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	8
2.2	COMBINAZIONE DI CARICO .....	8
2.3	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU .....	8
2.4	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE .....	9
3.	CRITERI DI VERIFICA .....	10
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	11
4.1	CALCESTRUZZO .....	11
4.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	11
4.3	ACCIAIO STRUTTURALE .....	12
5.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE .....	13
5.1	PARATIA DI PALI – TIPO 1 .....	13
5.2	PARATIA DI PALI – TIPO 2 .....	13
5.3	PARATIA DI PALI – TIPO 3 .....	13
5.4	PARATIA DI PALI – TIPO 4 .....	13
5.5	PARATIA DI PALI – TIPO 5 .....	13
5.6	BERLINESE DI MICROPALI .....	14
6.	PARAMETRI GEOTECNICI .....	15
6.1	STRATIGRAFIA DI PROGETTO .....	15
6.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	15
6.3	PROFONDITÀ DELLA FALDA .....	15
7.	ANALISI STRUTTURALE .....	16
7.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	16
7.2	APPROCCI DI PROGETTO E FATTORI DI COMBINAZIONE .....	16
8.	PARATIA DI PALI – TIPO 1 .....	18

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL SLZ1 01 001	Rev. A	Foglio 3 di 63
8.1	FASI DI SCAVO .....				18
8.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....				19
8.2.1	<i>Diagrammi di spostamento in esercizio</i> .....				19
8.2.2	<i>Diagramma momento flettente allo SLU-STR</i> .....				20
8.2.3	<i>Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR</i> .....				20
8.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....				21
8.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA .....				22
8.4.1	<i>Verifiche a flessione</i> .....				22
8.4.2	<i>Verifiche a taglio</i> .....				23
9.	PARATIA DI PALI – TIPO 2 .....				24
9.1	FASI DI SCAVO .....				24
9.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....				25
9.2.1	<i>Diagrammi di spostamento in esercizio</i> .....				25
9.2.2	<i>Diagramma momento flettente allo SLU-STR</i> .....				26
9.2.3	<i>Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR</i> .....				26
9.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....				27
9.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA .....				28
9.4.1	<i>Verifiche a flessione</i> .....				28
9.4.2	<i>Verifiche a taglio</i> .....				29
10.	PARATIA DI PALI – TIPO 3 .....				30
10.1	FASI DI SCAVO .....				30
10.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....				31
10.2.1	<i>Diagrammi di spostamento in esercizio</i> .....				31
10.2.2	<i>Diagramma momento flettente allo SLU-STR</i> .....				32
10.2.3	<i>Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR</i> .....				32
10.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....				33
10.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA .....				34
10.4.1	<i>Verifiche a flessione</i> .....				34

10.4.2	Verifiche a taglio .....	35
11.	PARATIA DI PALI – TIPO 4 .....	36
11.1	FASI DI SCAVO .....	36
11.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....	37
11.2.1	Diagrammi di spostamento in esercizio.....	37
11.2.2	Diagramma momento flettente allo SLU-STR .....	38
11.2.3	Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR.....	38
11.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....	39
11.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA .....	40
11.4.1	Verifiche a flessione.....	40
11.4.2	Verifiche a taglio .....	41
12.	PARATIA DI PALI – TIPO 5 .....	42
12.1	FASI DI SCAVO .....	42
12.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....	45
12.2.1	Diagramma di inviluppo spostamento in esercizio.....	45
12.2.2	Diagramma di inviluppo momento flettente allo SLU-STR .....	46
12.2.3	Diagramma di inviluppo sforzo taglio allo SLU-STR.....	47
12.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....	48
12.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA .....	49
12.4.1	Verifiche a flessione.....	49
12.4.2	Verifiche a taglio .....	50
12.5	VERIFICHE PUNTONE.....	51
12.5.1	Verifica a flessione .....	51
12.5.2	Verifica ad instabilità del puntone.....	51
12.6	VERIFICHE TRAVE DI RIPARTIZIONE .....	52
12.6.1	Geometria della sezione.....	52
12.6.2	Verifica a flessione .....	52
12.6.3	Verifica a taglio.....	52

13.	BERLINESE DI MICROPALI.....	53
13.1	FASI DI SCAVO .....	53
13.2	DIAGRAMMI DI OUTPUT .....	56
13.2.1	<i>Diagramma di inviluppo spostamento in esercizio.....</i>	56
13.2.2	<i>Diagramma di inviluppo momento flettente allo SLU-STR .....</i>	57
13.2.3	<i>Diagramma di inviluppo sforzo taglio allo SLU-STR.....</i>	58
13.3	VERIFICHE GLOBALI DELLA PARATIA.....	59
13.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA TUBOLARE .....	60
13.4.1	<i>Verifiche a flessione.....</i>	60
13.4.2	<i>Verifiche a taglio .....</i>	60
13.5	VERIFICHE PUNTOLE.....	61
13.5.1	<i>Verifica a flessione .....</i>	61
13.5.2	<i>Verifica ad instabilità del puntone.....</i>	61
13.6	VERIFICHE TRAVE DI RIPARTIZIONE .....	62
13.6.1	<i>Geometria della sezione.....</i>	62
13.6.2	<i>Verifica a flessione .....</i>	62
13.6.3	<i>Verifica a taglio.....</i>	62
14.	RIFERIMENTI.....	63
14.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	63
14.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	63
14.3	DOCUMENTI SUPERATI.....	63

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo delle opere provvisorie necessarie per la realizzazione dell'opera denominata "SLZ1 - SOTTOVIA S.C. VIA RAMPA PK 149+888,702", prevista nell'ambito dei lavori inerenti la linea A.V./A.C. TORINO – VENEZIA, tratta MILANO – VERONA, lotto funzionale Brescia – Verona, ubicata al km 149+888,702 della linea ferroviaria.

Per gli scavi di fase 1, necessari per la realizzazione delle opere dal concio 6 a al concio 32, si prevedono le seguenti opere provvisorie:

- 1S – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza  $L=17m$  per il sostegno degli scavi lato nord per un tratto di lunghezza  $l=17.80m$  e altezza di scavo pari a 8.00m;
- 2S – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza variabile per il sostegno degli scavi lato ovest per un tratto di lunghezza  $l=179.85m$  e altezza di scavo variabile;
- 3S – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza variabile per il sostegno degli scavi lato est per un tratto di lunghezza  $l=164.64m$  e altezza di scavo variabile;
- 4S – paratia di pali  $\phi 800$  ad interasse 0.90m, di lunghezza  $L=12m$  per il sostegno degli scavi lato sud per un tratto di lunghezza  $l=11.80m$  e altezza di scavo variabile;
- 5S – paratia di pali  $\phi 600$  ad interasse 0.70m, di lunghezza  $L=10m$  per il sostegno degli scavi lato sud per un tratto di lunghezza pari a circa  $l=36.00m$  e altezza di scavo variabile;
- 6S – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza  $L=10m$ , necessaria per la realizzazione della vasca di sollevamento, per un tratto di lunghezza  $l=17.70m$  e altezza di scavo pari a 3.54m;
- 7S – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza  $L=10m$ , necessaria per la realizzazione della vasca di sollevamento, per un tratto di lunghezza  $l=18.00m$  e altezza di scavo pari a 3.94m.

Per gli scavi di fase 2, necessari per la realizzazione del sifone e dei primi cinque conci, si prevedono le seguenti opere provvisorie:

- 1N/4N – berlinese di micropali  $\phi 250$  ad interasse 0.30m, di lunghezza  $L=15m$  per il sostegno degli scavi per il sifone per un tratto di lunghezza rispettivamente pari a  $l=6.45m$  e  $l=8.00m$  e altezza di scavo variabile;
- 2N – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza  $L=15m$  per il sostegno degli scavi a nord del sifone per un tratto di lunghezza  $l=33.00m$  e altezza di scavo variabile;
- 3N/6N – paratia di pali  $\phi 800$  ad interasse 0.90m, di lunghezza  $L=12m$  per il sostegno degli scavi per i muri del sifone per un tratto di lunghezza  $l=20.80m$  e altezza di scavo variabile;
- 5N – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza  $L=15m$  per il sostegno degli scavi a sud del sifone per un tratto di lunghezza  $l=11.28m$  e altezza di scavo variabile;
- 7N – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza variabile per il sostegno degli scavi lato ovest per un tratto di lunghezza  $l=54.92m$  e altezza di scavo variabile;
- 7N – paratia di pali  $\phi 1000$  ad interasse 1.10m, di lunghezza variabile per il sostegno degli scavi lato est per un tratto di lunghezza  $l=54.03m$  e altezza di scavo variabile.

Si riporta nel presente documento il calcolo delle seguenti tipologie di paratia:

- *Paratia Tipo 1:* paratia di pali  $\phi 600/0.70m$   $L=10.0m$  con altezza di scavo di 3.90m;
- *Paratia Tipo 2:* paratia di pali  $\phi 800/0.90m$   $L=12.0m$  con altezza di scavo di 5.00m;
- *Paratia Tipo 3:* paratia di pali  $\phi 1000/1.10m$   $L=15.0m$  con altezza di scavo di 7.00m.
- *Paratia Tipo 4:* paratia di pali  $\phi 1000/1.10m$   $L=17.0m$  con altezza di scavo di 8.00m.
- *Paratia Tipo 5:* paratia di pali  $\phi 1000/1.10m$   $L=20.0m$  puntonati con altezza di scavo di 11.85m.
- *Paratia Tipo 6:* berlinese di micropali  $\phi 250/0.30m$   $L=15.0m$  puntonati con altezza di scavo di 6.00m.

## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-5 (Eurocodice 3) – Maggio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 5: Pali e Palancole”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

## 2. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 2.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

Poiché le opere di sostegno in esame sono opere provvisoriale, l'azione sismica non viene considerata al fine del dimensionamento e della verifica strutturale.

### 2.2 Combinazione di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

### 2.3 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche strutturali agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 (A1+M1+R1) STR;
- combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO.

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in normativa con i coefficienti parziali di sicurezza ferroviari indicati in tabella 5.2.V e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI, presenti al capitolo 5.1.3.12 delle N.T.C.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C. mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi ( $\gamma_R$ ) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali.

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

## 2.4 Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi ferroviari della tabella 5.2.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.2.3.3.2 della norma.

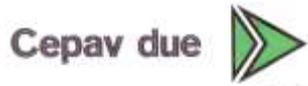
Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Quasi permanente} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Frequente} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
10 di 63

### 3. CRITERI DI VERIFICA

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1993-5 (Eurocodice 3 Parte 5: Pali e palancole).

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

##### 4.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione dei pali, dei micropali e dei cordoli di sommità, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione  $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione  $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media  $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione  $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.69 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)  $\rightarrow \sigma_{c,e} = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$

##### 4.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

- Tensione di snervamento caratteristica  $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)  $\rightarrow \sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

### 4.3 Acciaio strutturale

Per i tubolari che costituiscono l'armatura dei micropali si adotta un acciaio S275, che presenta le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica  $\rightarrow f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura  $\rightarrow f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $\rightarrow E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio  $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza a trazione di calcolo  $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 261.90 \text{ N/mm}^2$

## 5. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

### 5.1 Paratia di pali – tipo 1

La paratia è costituita da pali D600 ad interasse 70cm di lunghezza pari a 10.00m e l'altezza di scavo è pari a 3.90m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
0.60	0.70	636173	2827.43

### 5.2 Paratia di pali – tipo 2

La paratia è costituita da pali D800 ad interasse 70cm di lunghezza pari a 12.00m e l'altezza di scavo è pari a 5.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
0.80	0.90	2010619	5026.55

### 5.3 Paratia di pali – tipo 3

La paratia è costituita da pali D1000 ad interasse 110cm di lunghezza pari a 15.00m e l'altezza di scavo è pari a 7.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
1.00	1.10	4908739	7853.98

### 5.4 Paratia di pali – tipo 4

La paratia è costituita da pali D1000 ad interasse 110cm di lunghezza pari a 17.00m e l'altezza di scavo è pari a 8.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
1.00	1.10	4908739	7853.98

### 5.5 Paratia di pali – tipo 5

La paratia è costituita da pali D1000 ad interasse 110cm di lunghezza pari a 20.00m e l'altezza di scavo è pari a 9.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei pali:

Diametro pali [m]	Interasse [m]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
1.00	1.10	4908739	7853.98

La paratia è puntonata mediante tubi  $\phi 508.0$  sp 10.0mm a passo 3.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei puntone:

Puntone	W [cm <sup>3</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
Tubo $\phi 508.0$ sp 10.0mm	1910	48520	156.45

### 5.6 Berlinese di micropali

La berlinese è costituita da micropali D250 ad interasse 30cm con tubo  $\phi 168.30$  di spessore 12.50mm di lunghezza pari a 15.00m e l'altezza di scavo è pari a 6.00m. Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del tubo in acciaio:

Tubolare	W [cm <sup>3</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
Tubo $\phi 168.3$ sp 12.5mm	222,0	1868	61.18

La berlinese è puntonata mediante tubi  $\phi 177.8$  sp 10.0mm a passo 3.00m. Nella seguente tabella si riportano le proprietà strutturali dei puntone:

Puntone	W [cm <sup>3</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]
Tubo $\phi 177.8$ sp 10.0mm	209	1862	52.70

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riporta di seguito la stratigrafia e la caratterizzazione del terreno in situ; per ulteriori dettagli si rimanda allo specifica Relazione Geotecnica (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

### 6.1 Stratigrafia di progetto

Si riporta di seguito la stratigrafia del terreno in corrispondenza dell'opera a partire da una quota di piano campagna posta circa a +84÷86m s.l.m.m.:

- Strato 1 – terreno vegetale/agrario: da piano campagna fino a circa 0.50 m circa dal p.c.;
- Strato 2 – ghiaia sabbiosa limosa: oltre 0.50 m dal p.c.;

### 6.2 Caratterizzazione geotecnica

I valori caratteristici dei principali parametri geotecnici del terreno sono caratterizzati come segue:

#### Strato 2

- |   |                       |                          |
|---|-----------------------|--------------------------|
| • peso di volume naturale                     | $\gamma_k$            | = 19.0 kN/m <sup>3</sup> |
| • peso di volume sommerso                     | $\gamma'_k$           | = 9.0 kN/m <sup>3</sup>  |
| • angolo di attrito di picco                  | $\phi'_{p,k}$         | = 37°                    |
| • angolo di attrito operativo                 | $\phi'_{operativo,k}$ | = 36°                    |
| • angolo di attrito a volume costante         | $\phi'_{cv,k}$        | = 35°                    |
| • coesione in termini di sforzi efficaci      | $c'_{operativo,k}$    | = 0 kPa                  |
| • coefficiente di spinta del terreno a riposo | $k_{0,k}$             | = 0.5                    |
| • Modulo di taglio                            | $G_0$                 | = 300 MPa                |
| • Modulo elastico                             | $E_{vc}$              | = 75 MPa                 |

### 6.3 Profondità della falda

Il livello di falda massimo è stato rilevato a quota +51.61m s.l.m.m.; si assumono pertanto i seguenti valori:

- quota falda di progetto in fase di esercizio 52.11m s.l.m.m.;
- quota falda di progetto in fase di cantiere 51.11m s.l.m.m..

La falda è da ritenersi non interferente con le opere in oggetto, sia in fase di costruzione che in esercizio.

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1 Modellazione strutturale

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle opere di sostegno è stato utilizzato un programma di calcolo automatico agli elementi finiti che risolve paratie (Paratie Plus 18.0.2 di CeAS) con uno o più ordini di puntoni.

La verifica di resistenza della paratia viene condotta nella sezione più significativa, determinando le sollecitazioni lungo il fusto per una fascia di larghezza unitaria. La determinazione del complesso delle sollecitazioni è ricavata discretizzando la fascia di paratia in un certo numero di elementi finiti monodimensionali caratterizzati dalla propria rigidezza trasversale.

Lo stato di deformazione di ogni elemento finito risulta funzione dell'ipotesi di conservazione delle proprietà elastiche del materiale costituente.

La paratia, così schematizzata, è soggetta alle azioni derivanti dalla variazione delle pressioni litostatiche per effetto delle diverse fasi di scavo e dalla differenza delle pressioni idrostatiche.

Le azioni e le reazioni offerte dal terreno tengono conto della successione delle fasi esecutive, e discendono dall'ipotesi di comportamento elasto - plastico del materiale.

Il problema d'interazione terreno-struttura di contenimento viene affrontato discretizzando il terreno in strati elementari indipendenti, corrispondenti alla suddivisione della struttura in elementi finiti.

### 7.2 Approcci di progetto e fattori di combinazione

#### Combinazioni SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali di Tab. 6.2.I delle N.T.C., e i coefficienti  $\Psi$  di Tab. 5.1.VI delle N.T.C. per il sovraccarico stradale.

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	DM08_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1
1	DM08_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1
2	DM08_ITA	1: A1+M1+R1	1	1	1.3	1.5	1.3	1

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	DM08_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1
1	DM08_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1
2	DM08_ITA	2: A2+M2+R1	1.25	1.25	1	1.3	1	1

Combinazioni SLE

Viene effettuata solamente la combinazione SLE Caratteristica per le verifiche di deformabilità e tensione in esercizio. Non saranno effettuate le verifiche di fessurazione in quanto l'opera è provvisoria.

Stage	Design Code Name	Design Case	F(tan fr)	F (c')	F(perm load)	F(temp load)	F Earth (Dstab)	F Earth (stab)
0	DM08_ITA	Service Factors	1	1	1	1	1	1
1	DM08_ITA	Service Factors	1	1	1	1	1	1
2	DM08_ITA	Service Factors	1	1	1	1	1	1

- Stage = Fase di scavo
- Design Code = Codice di verifica
- Ftan fr = fattore moltiplicatore tangente angolo di attrito
- F C' = fattore moltiplicatore coesione efficace
- F perm load = fattore moltiplicatore carichi permanenti
- F temp load = fattore moltiplicatore carichi accidentali/variabili
- F earth Dstab = fattore moltiplicatore per spinta attiva nel caso sfavorevole
- F earth stab = fattore moltiplicatore per spinta attiva nel caso favorevole

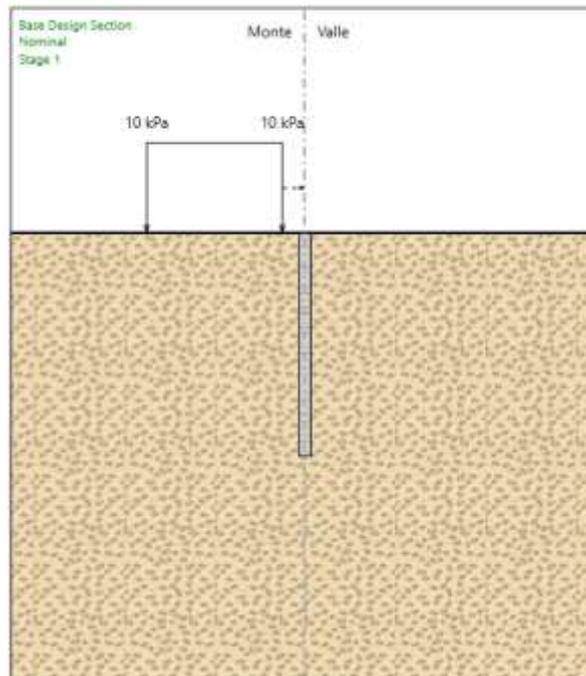
## 8. PARATIA DI PALI – TIPO 1

La paratia di pali è costituita da pali  $\phi 600/70\text{cm}$  di lunghezza 10m con altezza media di scavo pari a 3.90m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

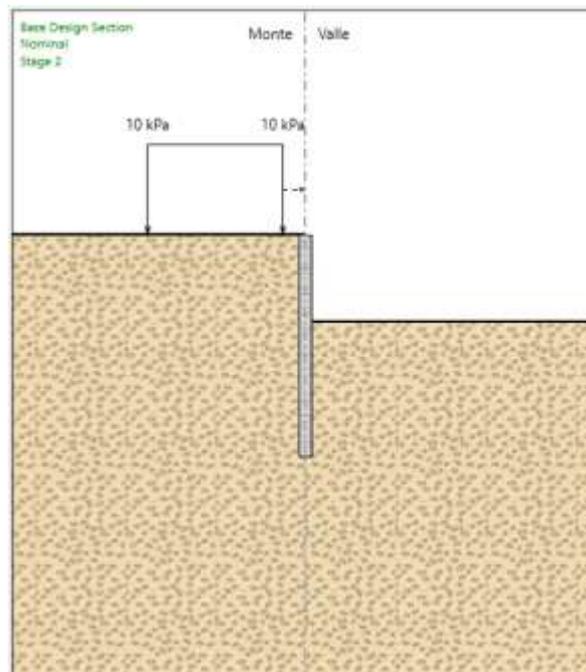
### 8.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)

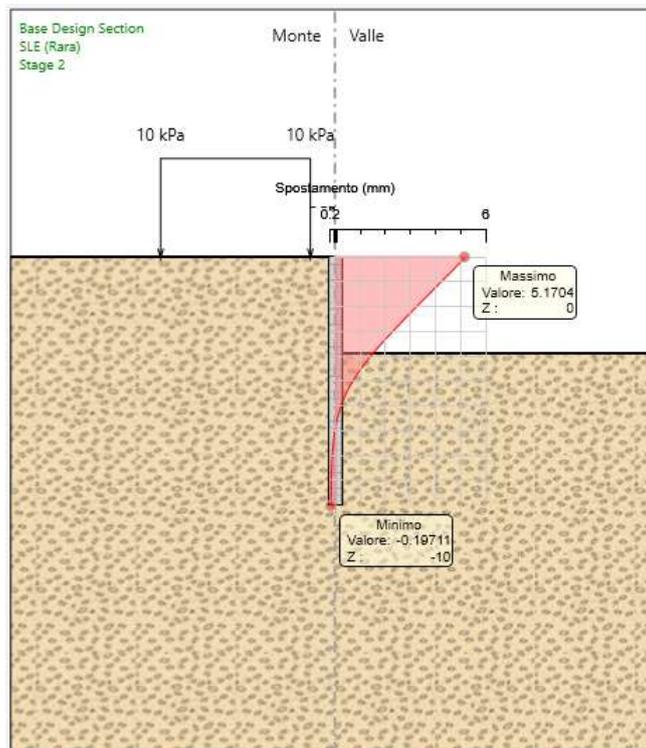


- STAGE 2: scavo a quota -3.90 m

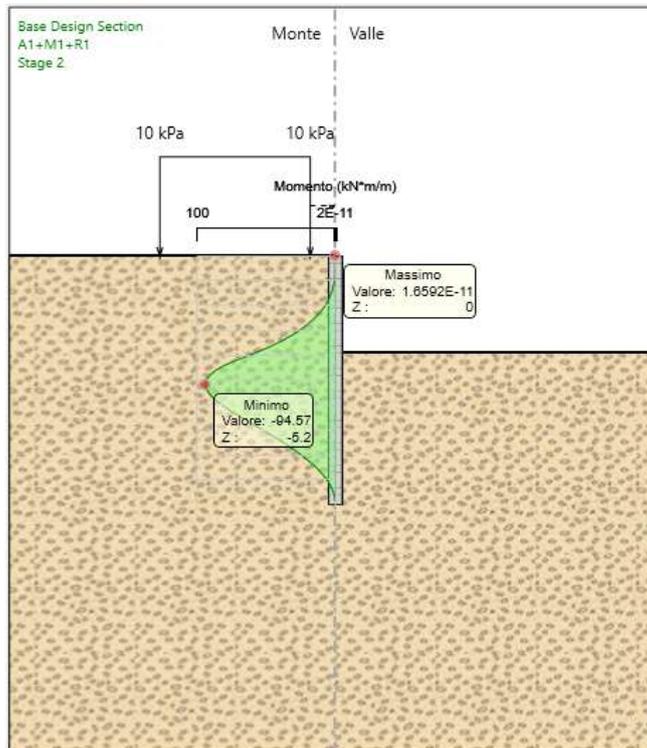


## 8.2 Diagrammi di output

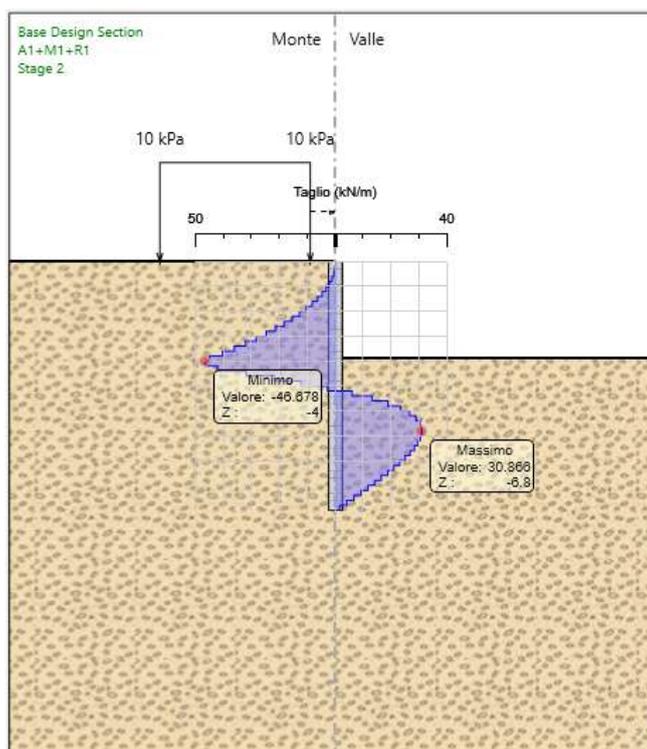
### 8.2.1 Diagrammi di spostamento in esercizio



**8.2.2 Diagramma momento flettente allo SLU-STR**



**8.2.3 Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR**



### 8.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	3.70

## 8.4 Verifiche di resistenza ultima

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	60	cm
Armatura verticale, $A_a$ ( $cm^2$ ) ( $1^\circ$ strato)	7 $\phi$ 20 =	21.99 $cm^2$
Copriferro (cm)	5.0 + $\phi/2$ =	6.0 cm
Armatura elicoidale, $A_a$ ( $cm^2$ )	1 $\phi$ 10/30" =	
Copriferro	4.0 + $\phi/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

### 8.4.1 Verifiche a flessione

#### Azioni sollecitanti:

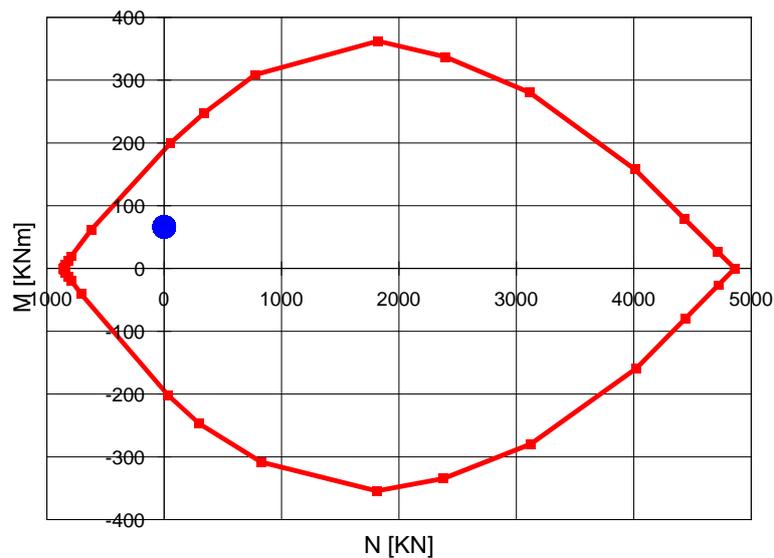
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 94.57 \times 0.70 = 66.20 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

#### Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 190.2 \text{ kNm}$$



### 8.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 46.60 \times 0.70 = 28.01 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 600 + 0.64 \times (600 - 60 - 300) = 424 \text{ mm}$$

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b	540 mm		
Altezza	h	424 mm		
<i>Barre tese</i>	<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1	3	20	60	942
strato2	0	0	0	0
strato3	0	0	0	0
strato4	0	0	0	0
strato5	0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>	942 mm <sup>2</sup>		
Posizione della barra equivalente	c*	60 mm		

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	28,01 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	364 mm
Coefficiente	k	1,74
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,48%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 × f <sub>cd</sub>	2,82 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,40 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	78,88 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>93,87 kN</b>
Verifica		<b>0,30</b> <u>Verifica soddisfatta</u>

Non è necessario prevedere armatura a taglio, sarà comunque prevista un'armatura minima costituita da una spirale ø10/30 cm.

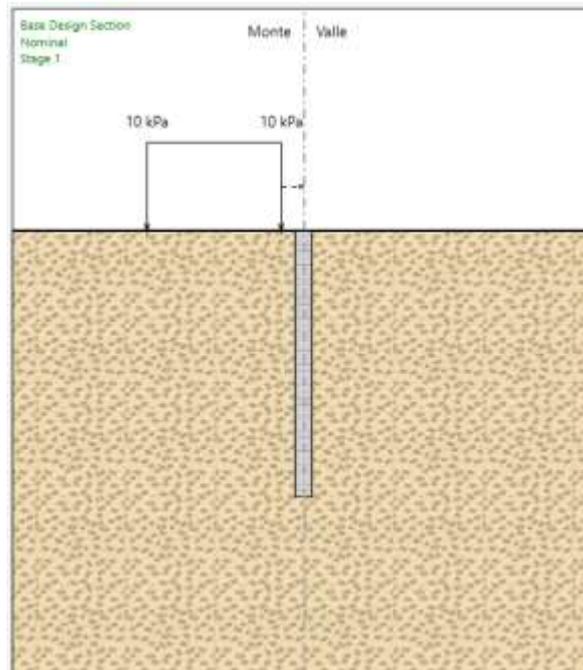
## 9. PARATIA DI PALI – TIPO 2

La paratia di pali è costituita da pali  $\phi 800/90\text{cm}$  di lunghezza 12m con altezza di scavo pari a 5.00m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

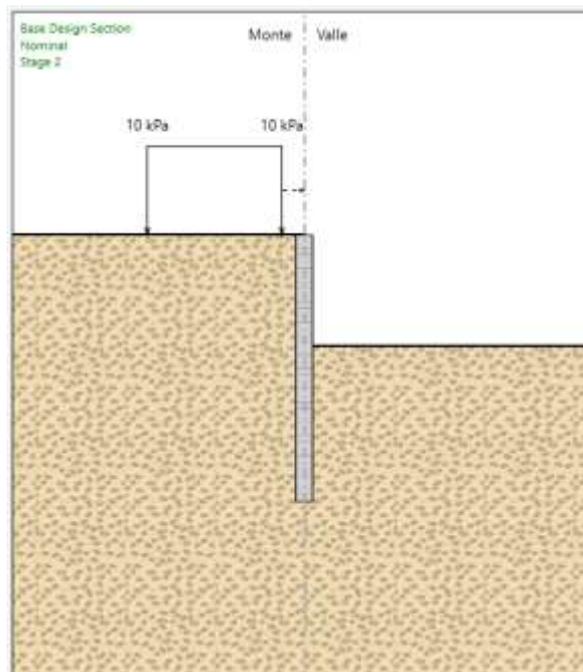
### 9.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)

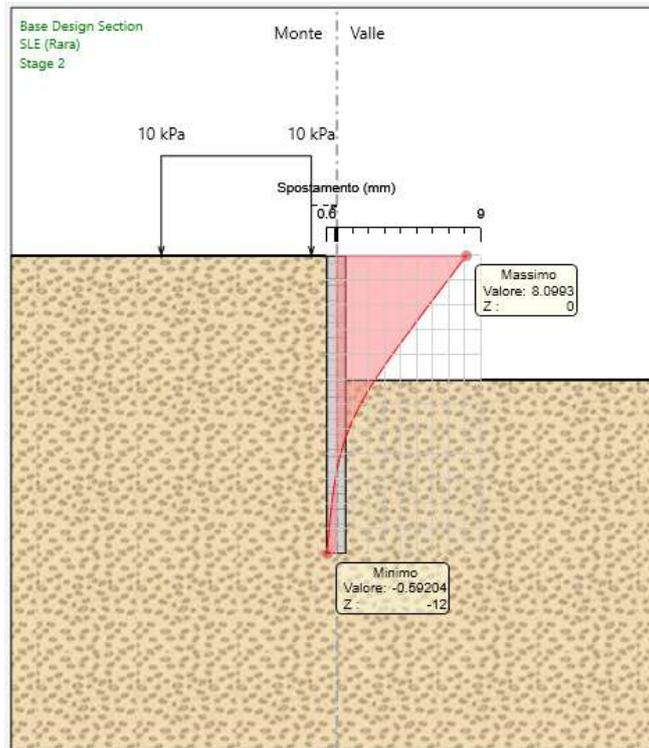


- STAGE 2: scavo a quota -5.00 m

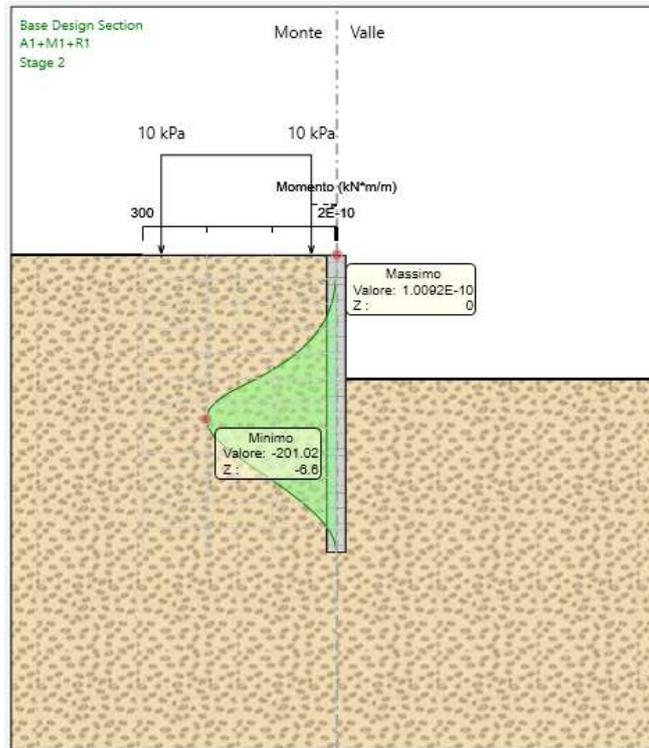


## 9.2 Diagrammi di output

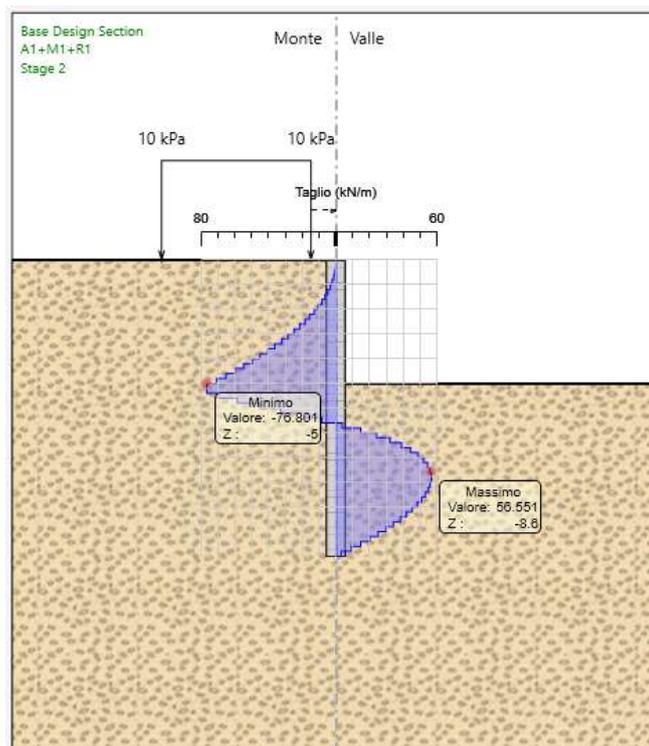
### 9.2.1 Diagrammi di spostamento in esercizio



**9.2.2 Diagramma momento flettente allo SLU-STR**



**9.2.3 Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR**



### 9.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	3.45

## 9.4 Verifiche di resistenza ultima

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	80	cm
Armatura verticale, $A_a$ ( $cm^2$ ) (1°strato)	11 $\varnothing$ 20 =	34.56 $cm^2$
Copriferro (cm)	5.0 + $\varnothing/2$ =	6.0 cm
Armatura elicoidale, $A_a$ ( $cm^2$ )	1 $\varnothing$ 10/30" =	
Copriferro	4.0 + $\varnothing/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

### 9.4.1 Verifiche a flessione

#### Azioni sollecitanti:

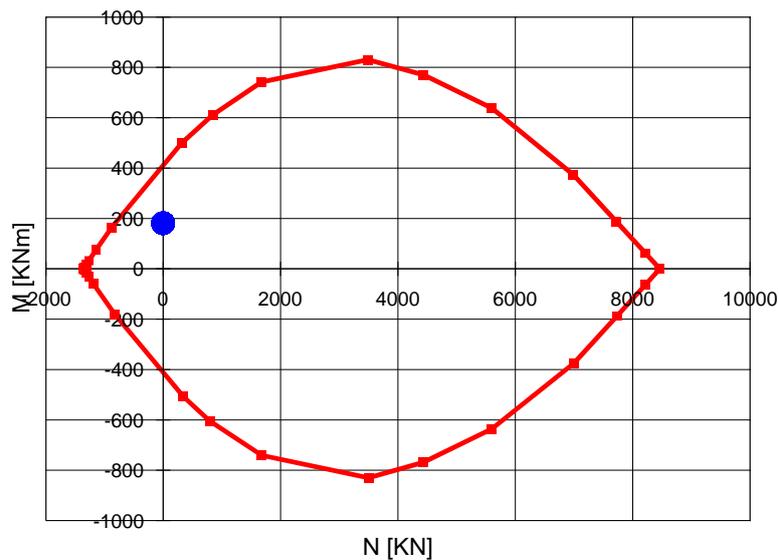
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 201.02 \times 0.90 = 180.92 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

#### Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 426 \text{ kNm}$$



### 9.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 76.80 \times 0.90 = 69.12 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 800 = 720 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 800 + 0.64 \times (800 - 60 - 400) = 578 \text{ mm}$$

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub>	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub>	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ <sub>s</sub>	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b			720 mm
Altezza	h			578 mm
<i>Barre tese</i>	<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1	4	20	60	1257
strato2	0	0	0	0
strato3	0	0	0	0
strato4	0	0	0	0
strato5	0	0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>			1257 mm <sup>2</sup>
Posizione della barra equivalente	c*			60 mm

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>	0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>	69,12 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	518 mm
Coefficiente	k	1,62
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,34%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 × f <sub>cd</sub>	2,82 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,36 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	134,48 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>147,45 kN</b>
Verifica		0,47 <b>Verifica soddisfatta</b>

Non è necessario prevedere armatura a taglio, sarà comunque prevista un'armatura minima costituita da una spirale ø10/30 cm.

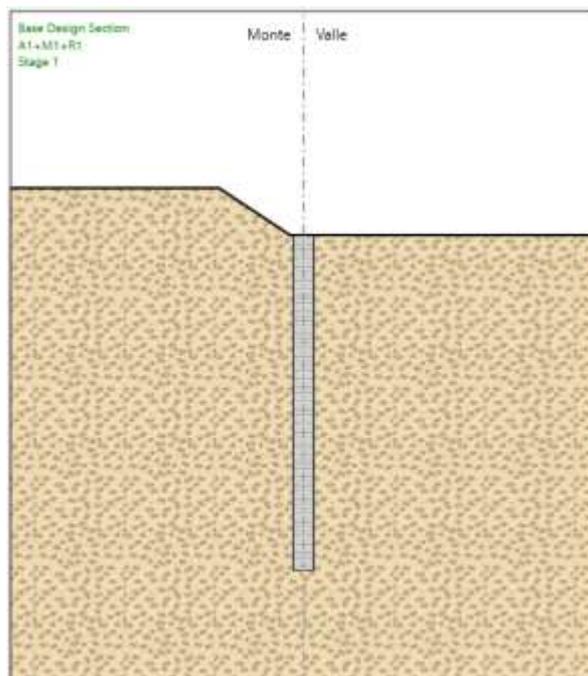
## 10. PARATIA DI PALI – TIPO 3

La paratia di pali è costituita da pali  $\phi 1000/110\text{cm}$  di lunghezza 15m con altezza media di scavo pari a 7.00m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

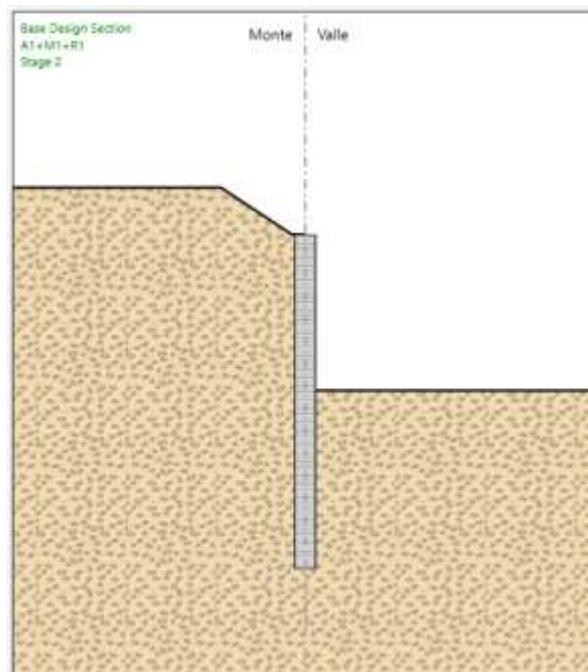
### 10.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)

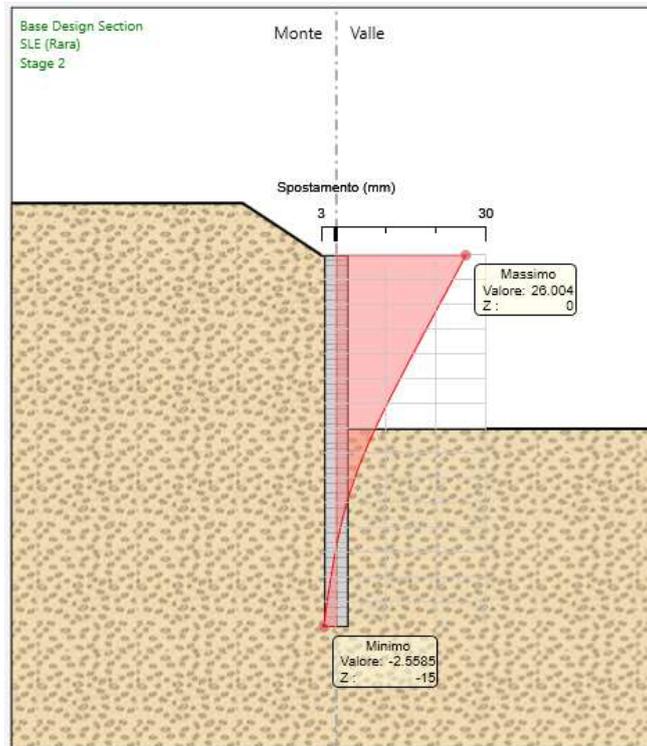


- STAGE 2: scavo a quota -7.00 m

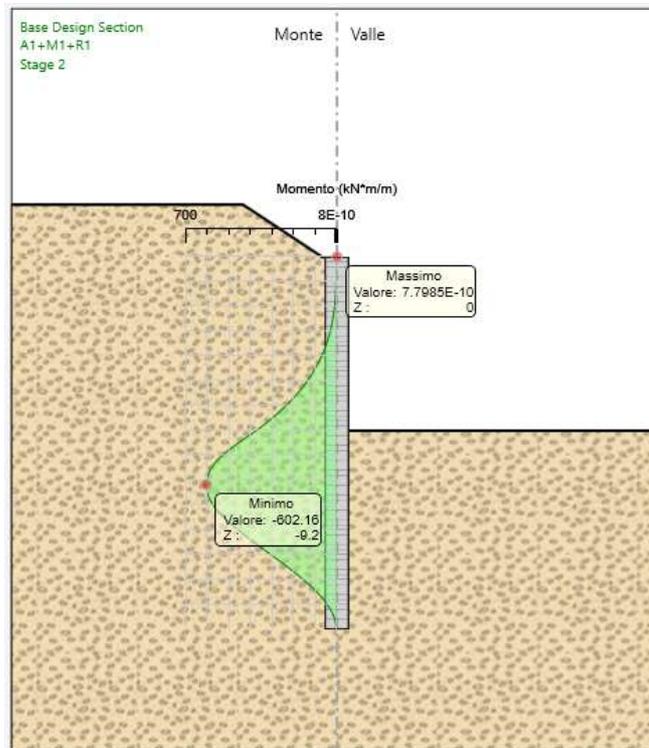


## 10.2 Diagrammi di output

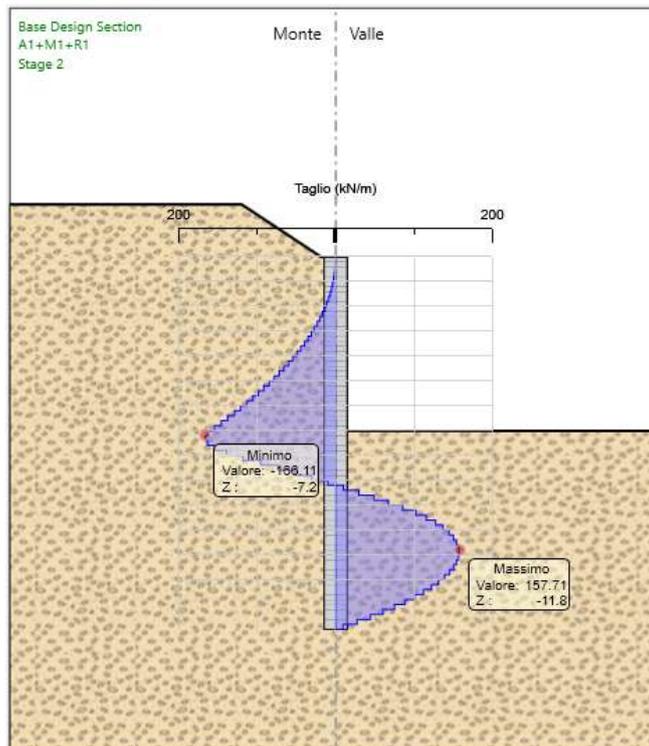
### 10.2.1 Diagrammi di spostamento in esercizio



**10.2.2 Diagramma momento flettente allo SLU-STR**



**1.1.1 Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR**



### 10.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	2.86

## 10.4 Verifiche di resistenza ultima

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	100	cm
Armatura verticale, $A_a$ ( $cm^2$ ) (1°strato)	14 $\phi$ 22 =	53.22 $cm^2$
Copriferro (cm)	5.2 + $\phi/2$ =	6.3 cm
Armatura elicoidale, $A_a$ ( $cm^2$ )	1 $\phi$ 12/20" =	
Copriferro	4.0 + $\phi/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

### 10.4.1 Verifiche a flessione

#### Azioni sollecitanti:

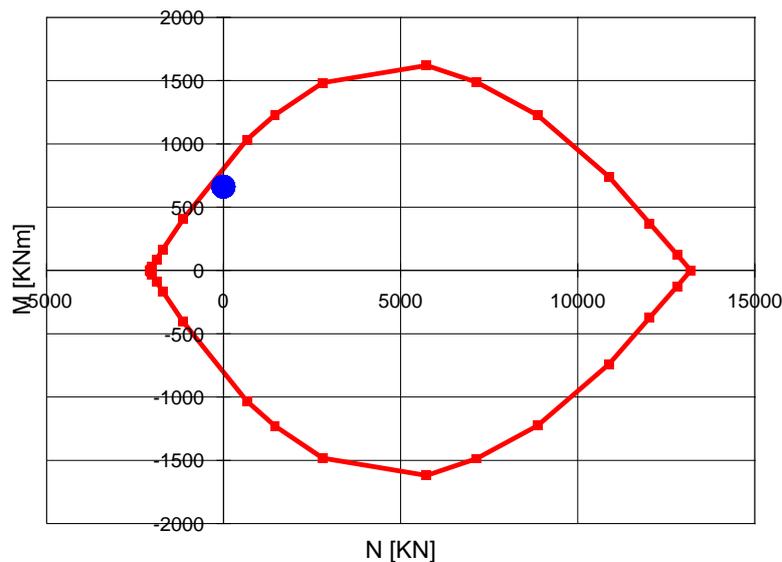
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 602.16 \times 1.10 = 662.38 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

#### Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 823.80 \text{ kNm}$$



### 10.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 166.11 \times 1.10 = 182.72 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 1000 = 900 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 1000 + 0.64 \times (1000 - 63 - 500) = 730 \text{ mm}$$

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	900 mm			
Altezza	h	730 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		5	22	63	1901
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	1901 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	$c^*$	63 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	182,72 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	667 mm
Coefficiente	k	1,55
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,32%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	2,82 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,34 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	201,85 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>221,88 kN</b>
Verifica		<b>0,82</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

Non è necessario prevedere armatura a taglio, sarà comunque prevista un'armatura minima costituita da una spirale  $\phi 12/20$  cm

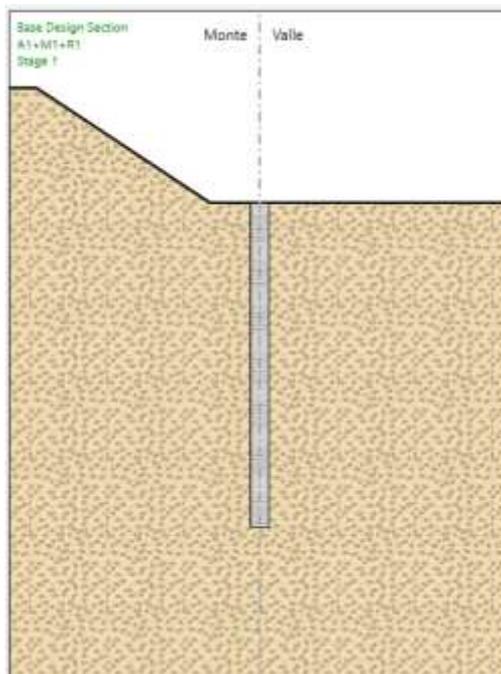
## 11. PARATIA DI PALI – TIPO 4

La paratia di pali è costituita da pali  $\phi 1000/110\text{cm}$  di lunghezza 17m con altezza media di scavo pari a 8.00m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

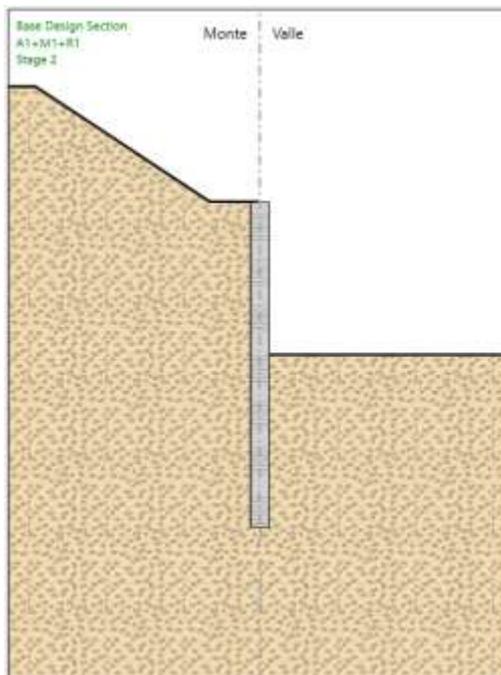
### 11.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)

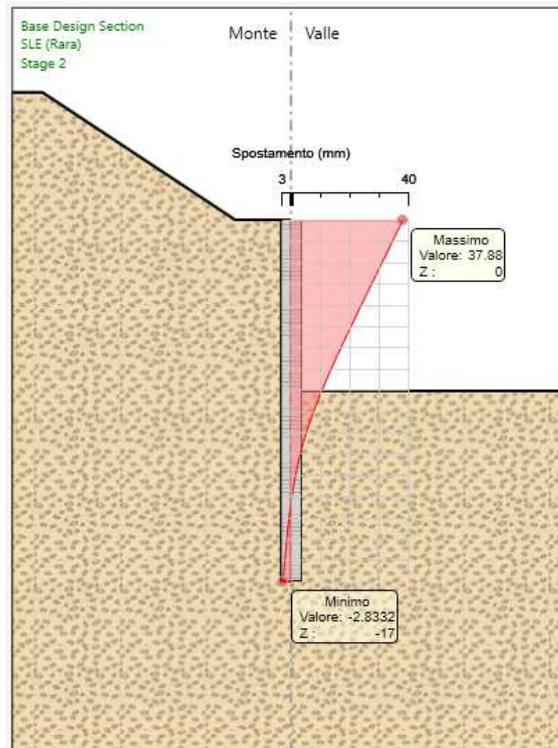


- STAGE 2: scavo a quota -8.00 m

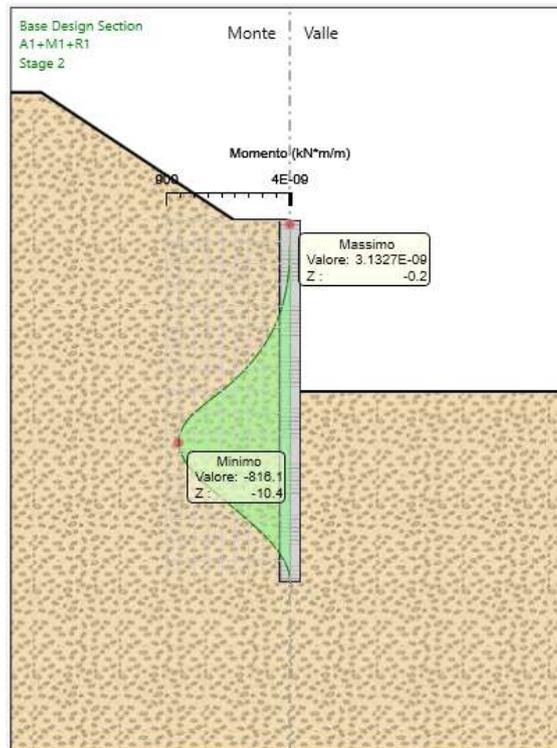


## 11.2 Diagrammi di output

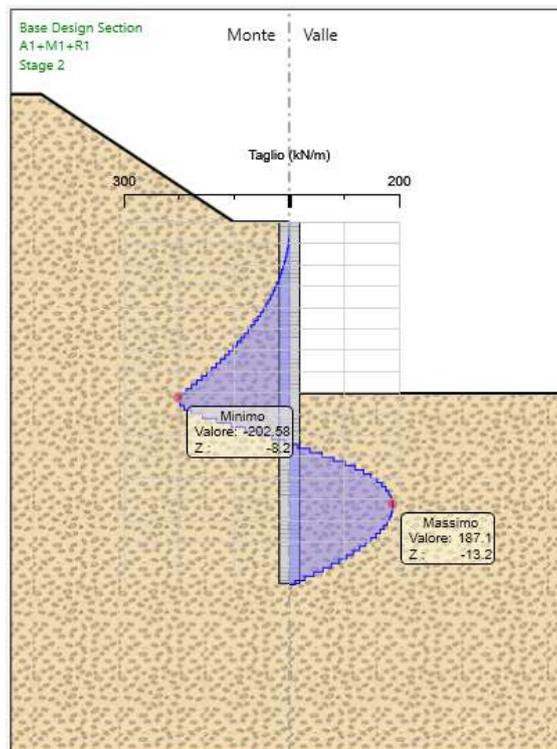
### 11.2.1 Diagrammi di spostamento in esercizio



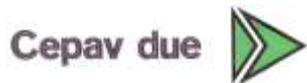
**11.2.2 Diagramma momento flettente allo SLU-STR**



**11.2.3 Diagramma sforzo taglio allo SLU-STR**



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
39 di 63

### 11.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	2.78

## 11.4 Verifiche di resistenza ultima

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	100	cm
Armatura verticale, $A_a$ ( $cm^2$ ) ( $1^\circ$ strato)	14 $\phi$ 26 =	74.33 $cm^2$
Copriferro (cm)	5.2 + $\phi/2$ =	6.5 cm
Armatura elicoidale, $A_a$ ( $cm^2$ )	1 $\phi$ 12/20" =	
Copriferro	4.0 + $\phi/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

### 11.4.1 Verifiche a flessione

#### Azioni sollecitanti:

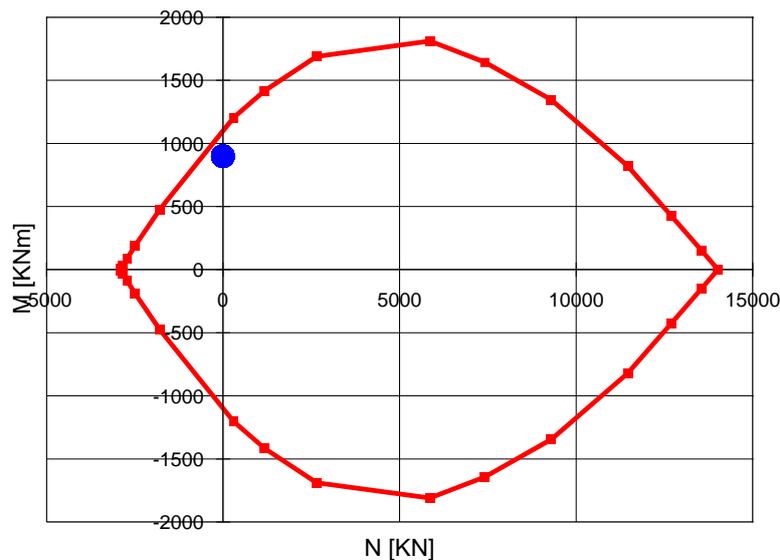
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 816.10 \times 1.10 = 897.71 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

#### Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 1112 \text{ kNm}$$



### 11.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 202.58 \times 1.10 = 222.84 \text{ kN} \quad (N_{Ed} = 0.00 \text{ kN})$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 1000 = 900 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 1000 + 0.64 \times (1000 - 65 - 500) = 728 \text{ mm}$$

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	900 mm			
Altezza	h	728 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm <sup>2</sup> ]
strato1		5	26	65	2655
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	2655 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	$c^*$	65 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	222,84 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	663 mm
Coefficiente	k	1,55
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,44%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	2,82 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,34 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	200,96 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>247,29 kN</b>
Verifica		0,90 <b>Verifica soddisfatta</b>

Non è necessario prevedere armatura a taglio, sarà comunque prevista un'armatura minima costituita da una spirale  $\phi 12/20$  cm

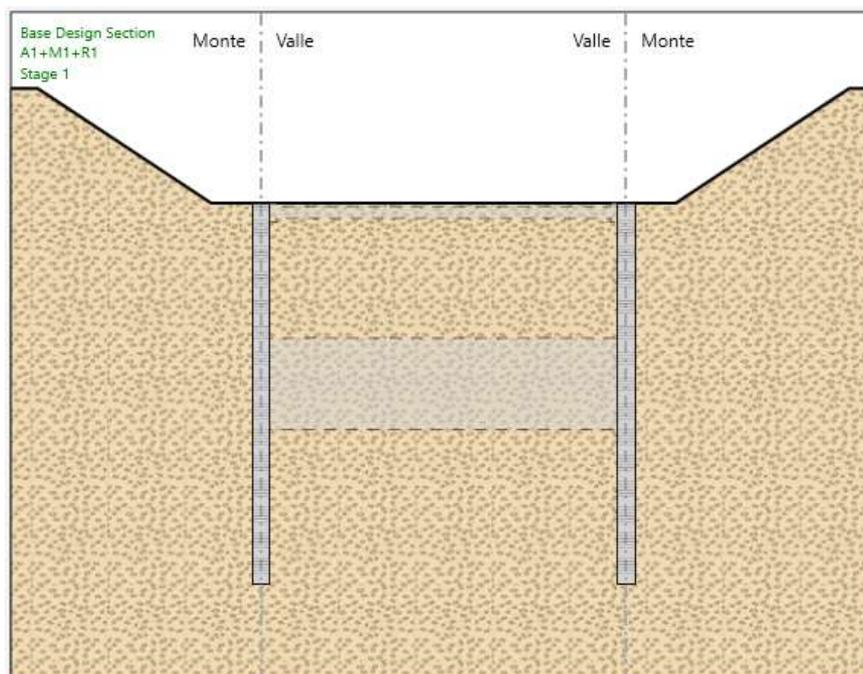
## 12. PARATIA DI PALI – TIPO 5

La paratia di pali è costituita da pali  $\phi 1000/110\text{cm}$  di lunghezza 20m puntonati, con altezza media di scavo pari a 11.85m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

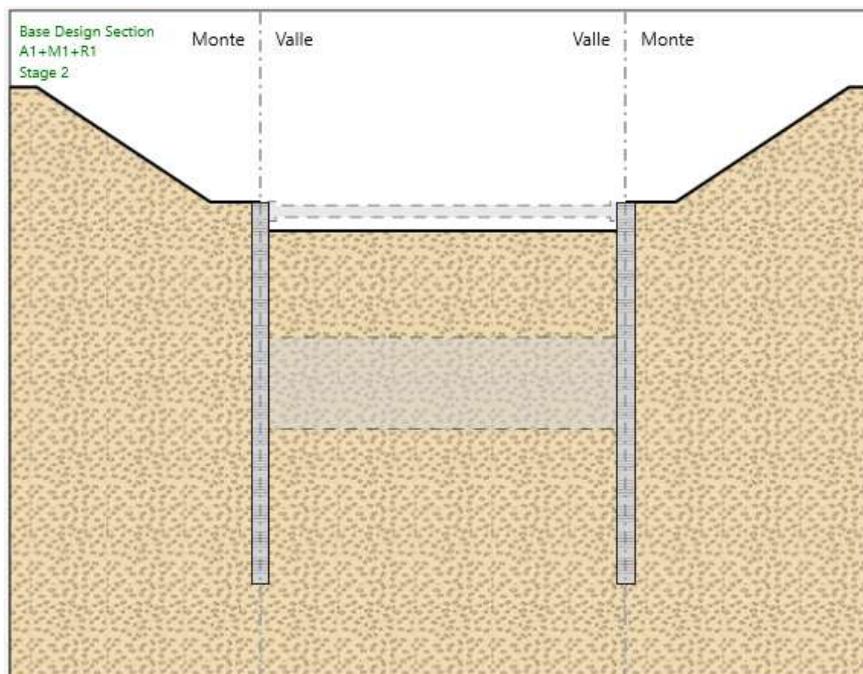
### 12.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

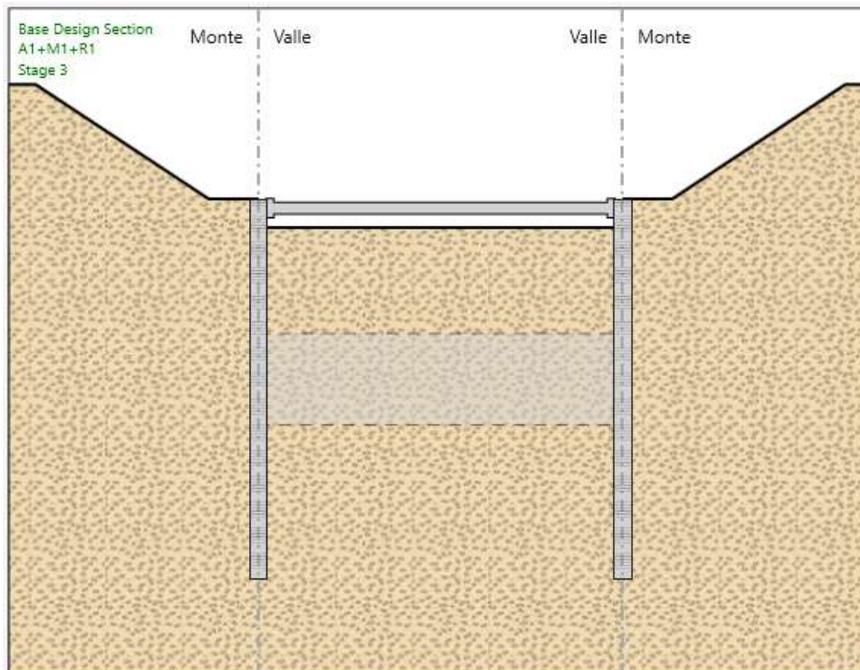
- STAGE 1: realizzazione pali (quota sommità +0.00m)



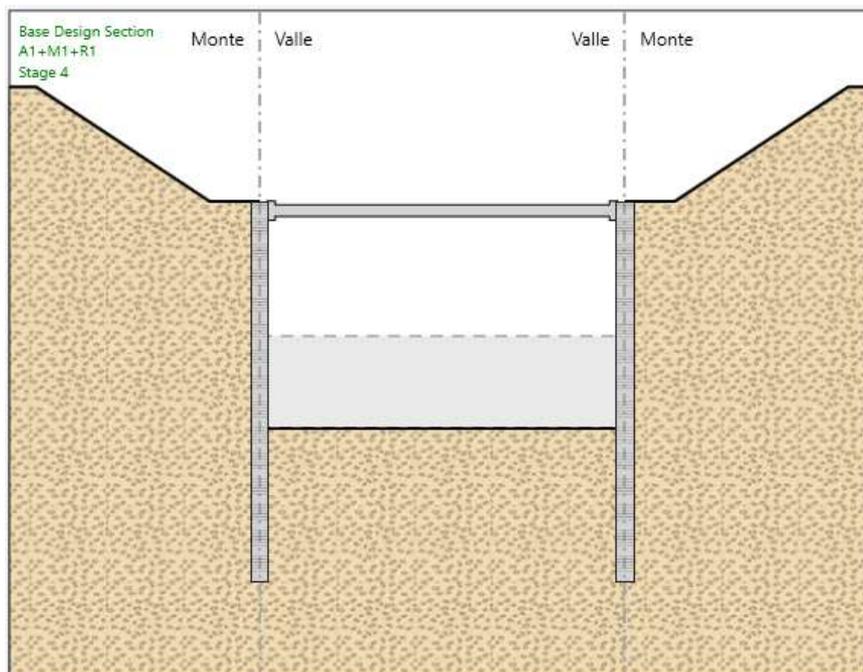
- STAGE 2: scavo a quota -1.50 m



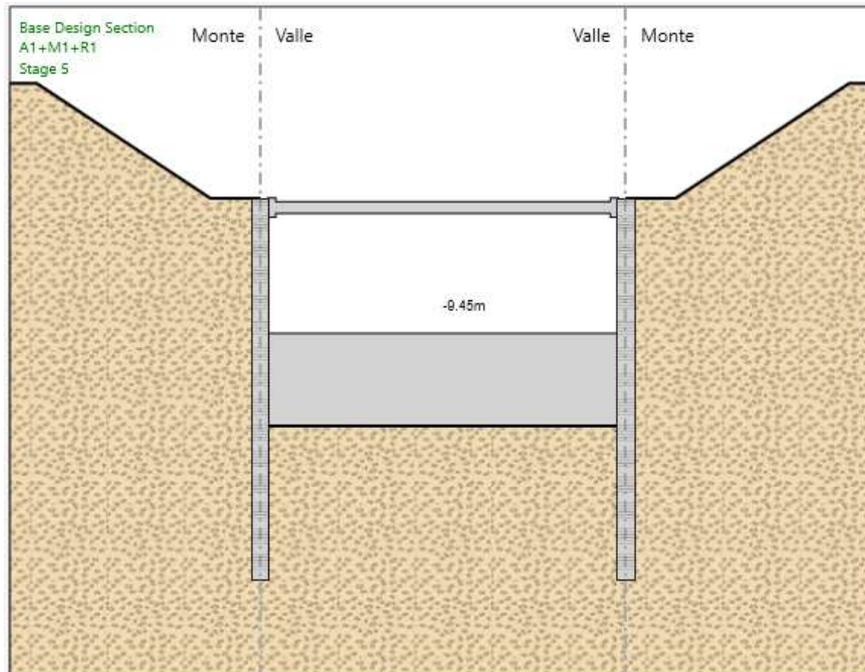
- STAGE 3: posa puntoni (quota -0.50m)



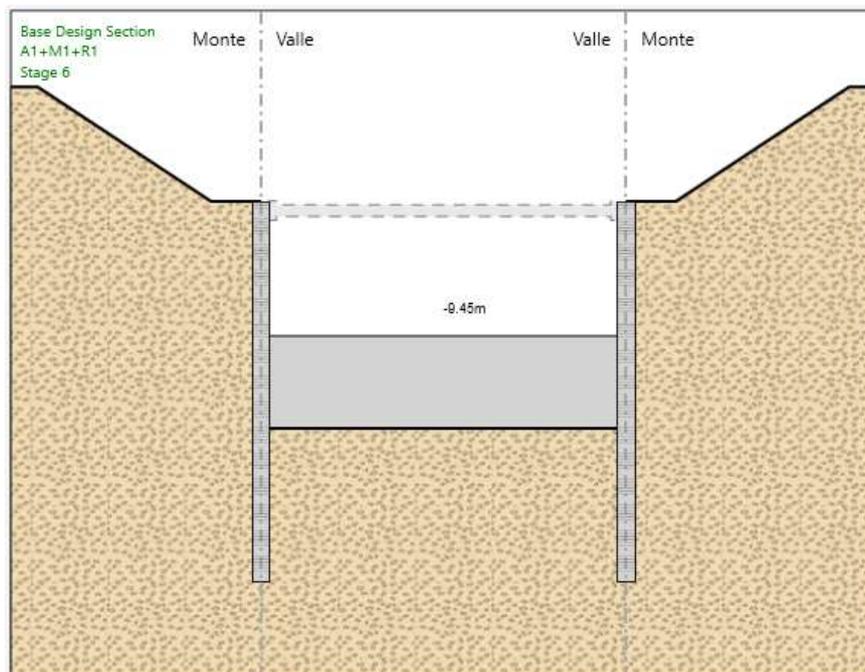
- STAGE 4: scavo a quota -11.85 m



- STAGE 5: realizzazione vani di raccolta acque della vasca di sollevamento

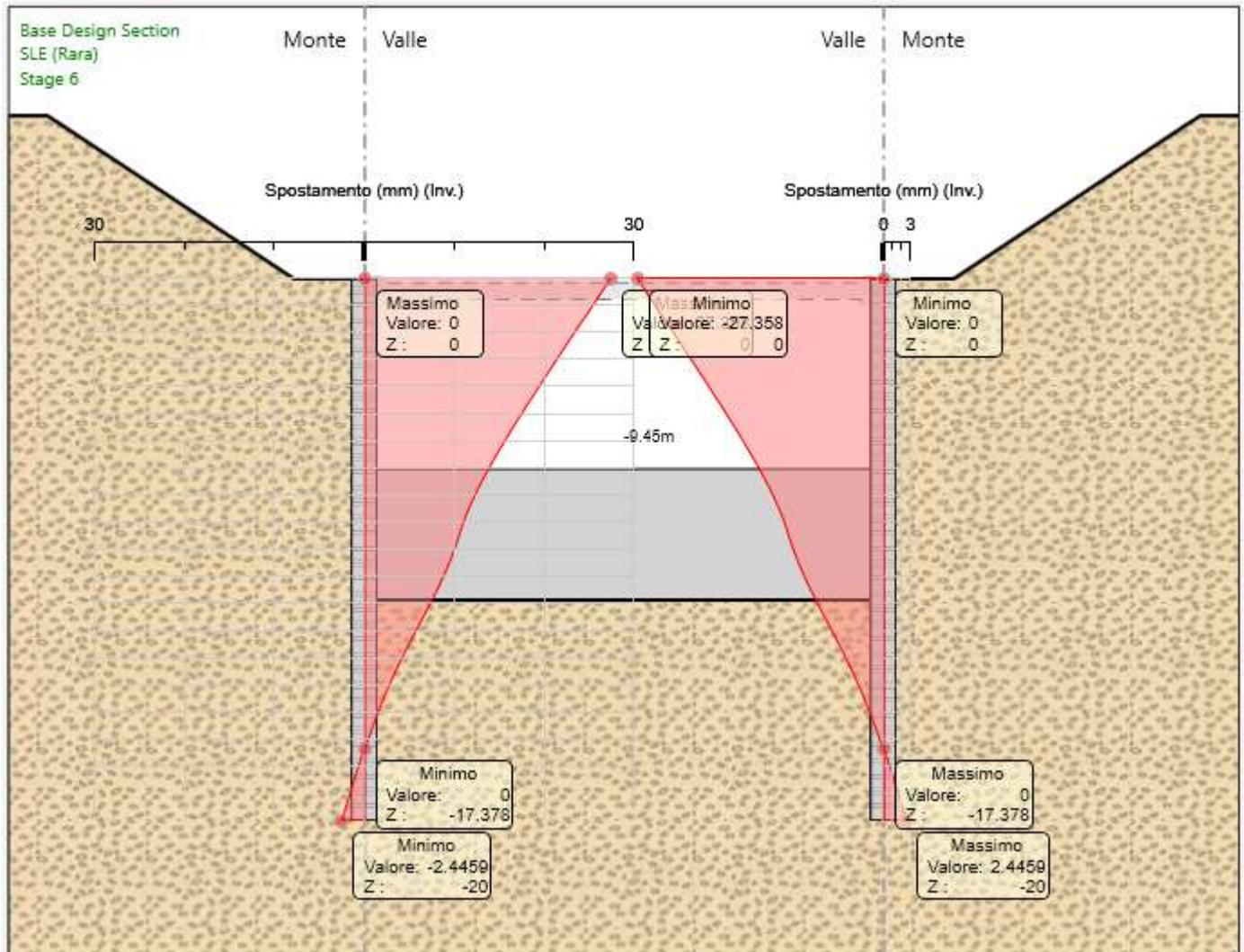


- STAGE 6: rimozione puntoni

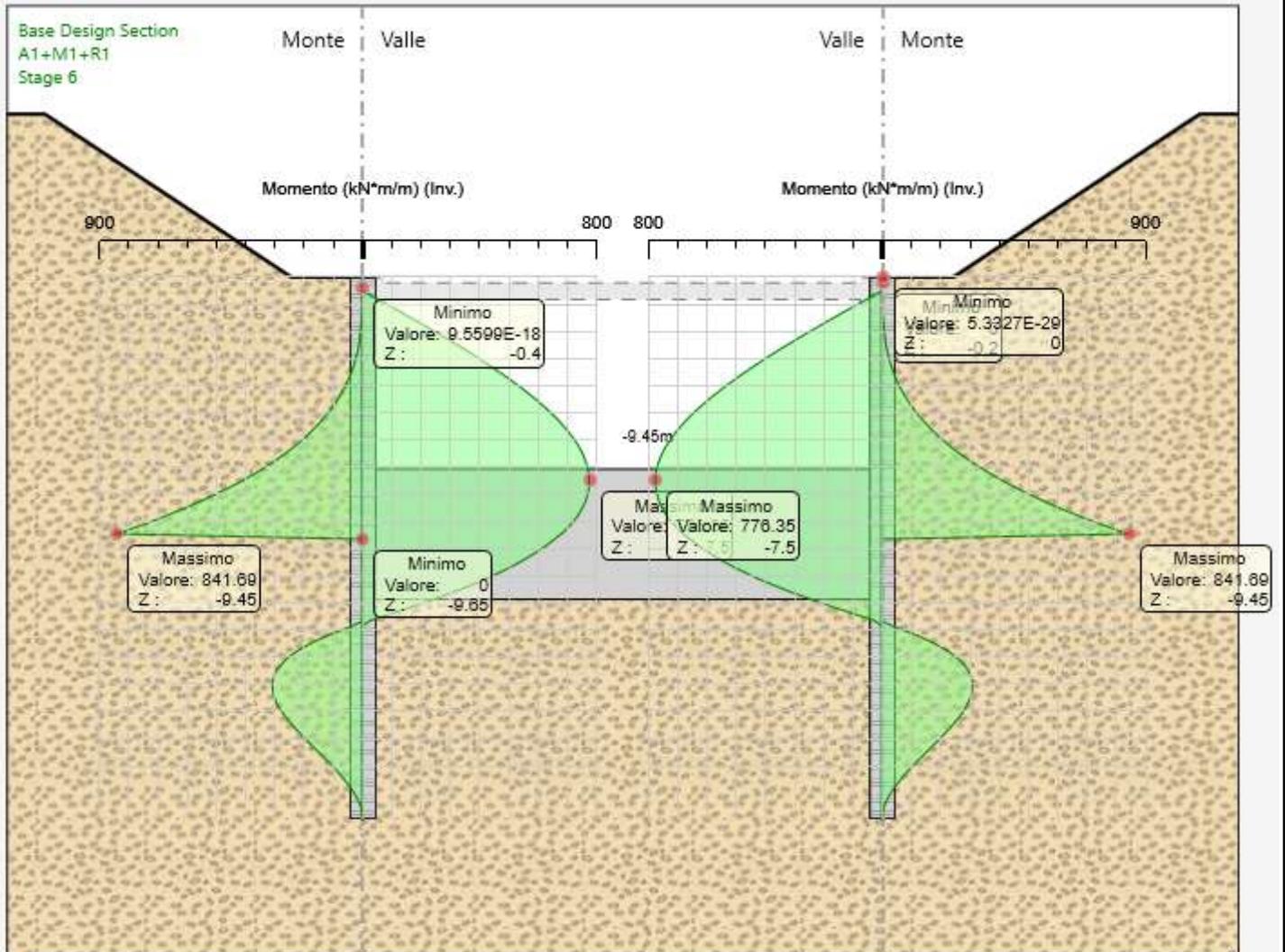


## 12.2 Diagrammi di output

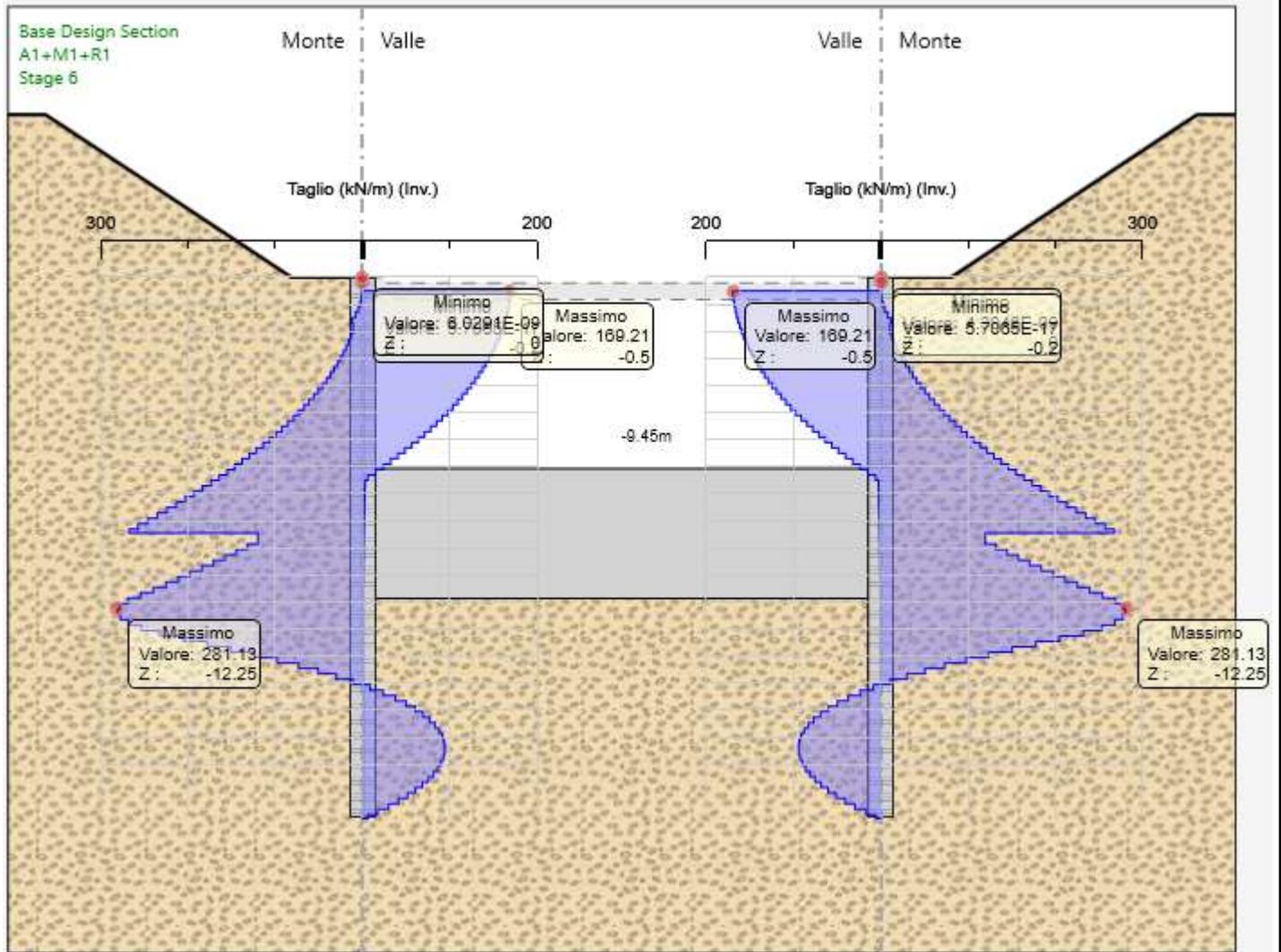
### 12.2.1 Diagramma di inviluppo spostamento in esercizio



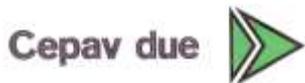
**12.2.2 Diagramma di involuppo momento flettente allo SLU-STR**



12.2.3 Diagramma di involuppo sforzo taglio allo SLU-STR



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
48 di 63

### 12.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	2.17

## 12.4 Verifiche di resistenza ultima

### Caratteristiche geometriche della sezione:

Diametro palo	100	cm
Armatura verticale, $A_a$ ( $cm^2$ ) (1°strato)	14 $\phi$ 26 =	74.33 $cm^2$
Copriferro (cm)	5.2 + $\phi/2$ =	6.5 cm
Armatura elicoidale, $A_a$ ( $cm^2$ )	1 $\phi$ 12/20" =	
Copriferro	4.0 + $\phi/2$ =	

Le verifiche sono svolte trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

### 12.4.1 Verifiche a flessione

#### Azioni sollecitanti:

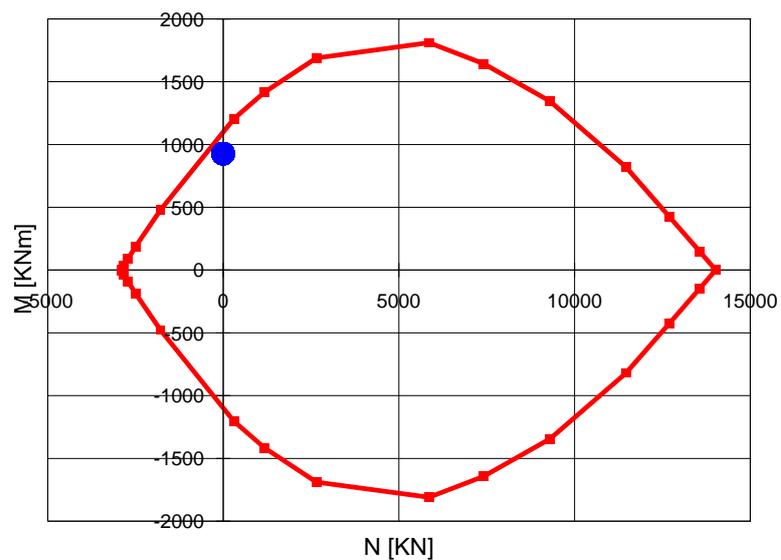
Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$M_{Ed} = 841.69 \times 1.10 = 925.86 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

#### Azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 1112 \text{ kNm}$$



### 12.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

$$V_{Ed} = 281.13 \times 1.10 = 309.24 \text{ kN} \quad (N_{Ed} = 0.00 \text{ kN})$$

La verifica a taglio della sezione circolare viene svolta considerando una sezione rettangolare equivalente di dimensioni:

$$b = 0.9 \times D = 0.9 \times 1000 = 900 \text{ mm}$$

$$h = 0.45 \times D + 0.64 \times (d - D/2) = 0.45 \times 1000 + 0.64 \times (1000 - 65 - 500) = 728 \text{ mm}$$

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b		900 mm	
Altezza	h		728 mm	
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]
strato1		5	26	65
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	A <sub>s</sub>		2655 mm <sup>2</sup>	
Posizione della barra equivalente	c*		65 mm	

SOLLECITAZIONI			
Load Case			
Frame			
Azione assiale (+ di compressione)	N <sub>Ed</sub>		0 kN
Taglio	V <sub>Ed</sub>		309,24 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	663 mm
Coefficiente	k	1,55
Rapporto di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>	0,44%
Tensione assiale media	σ <sub>cp</sub>	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	0.2 x f <sub>cd</sub>	2,82 N/mm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub>	0,34 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	V <sub>rd,min</sub>	200,96 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>247,29 kN</b>
Verifica		<b>1,25</b> <i>E' necessario prevedere armatura a taglio</i>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	φ	12 mm
Numero braccia	n	2
Passo staffe	s	200 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	α	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ	40 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	θ <sub>min</sub>	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	v <sub>1</sub>	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	f <sub>cd</sub>	14,11 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	A <sub>st</sub>	226,19 mm <sup>2</sup>
	σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub>	0
Coefficiente di interazione	α <sub>cw</sub>	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	V <sub>rd,s</sub>	314,71 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	V <sub>rd,c</sub>	1865,59 kN
<b>Resistenza al taglio</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	<b>314,71 kN</b>
Verifica		<b>0,98</b> <i>Verifica soddisfatta</i>

E' necessario prevedere armatura a taglio, costituita da una spirale ø12/20 cm

## 12.5 Verifiche puntone

### 12.5.1 Verifica a flessione

Il peso proprio del puntone è pari a:

$$g = 1.2281 \text{ kN/m}$$

Il momento flettente che ne deriva è pari a:

$$M_{Ed} = 1.3 \times 1.2281 \times 19.00^2 / 8 = 72.04 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 1910246 \times 275 / 1.05 = 500.30 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 500.30 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

### 12.5.2 Verifica ad instabilità del puntone

Essendo il puntone un elemento pressoinflesso, si riporta la verifica ad instabilità secondo quanto previsto dal metodo A al punto 4.2.4.1.3.3 delle NTC, valido per aste prismatiche soggette a compressione e momenti flettenti:

$$N_{Ed} = 170.19 \text{ kN/m} \times 3.0\text{m} = 510.57 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 72.04 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \pi^2 E J / L^2 = \pi^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times (48520 \times 10^4 \text{ mm}^4) / (19000 \text{ mm})^2 = 2785.69 \times 10^3 \text{ N} = 2785.69 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{(A f_{yk} / N_{cr})} = \sqrt{(15645 \text{ mm}^2 \times 275 \text{ N/mm}^2 / (2785.69 \times 10^3))} = 1.24 \quad (\text{per sezione di classe 2})$$

$$\Phi = 0.50 \times [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 1.38 \quad (\alpha = 0.21 \text{ per tubolari acciaio S275})$$

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}) = 0.504$$

$$N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi_{\min} A f_{yk}) + M_{yEd} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1 - N_{Ed} / N_{cr,y})) = 0.247 + 0.176 = 0.42 < 1$$

La verifica a instabilità risulta soddisfatta.

## 12.6 Verifiche trave di ripartizione

Sulla trave di ripartizione agisce un carico distribuito pari a:

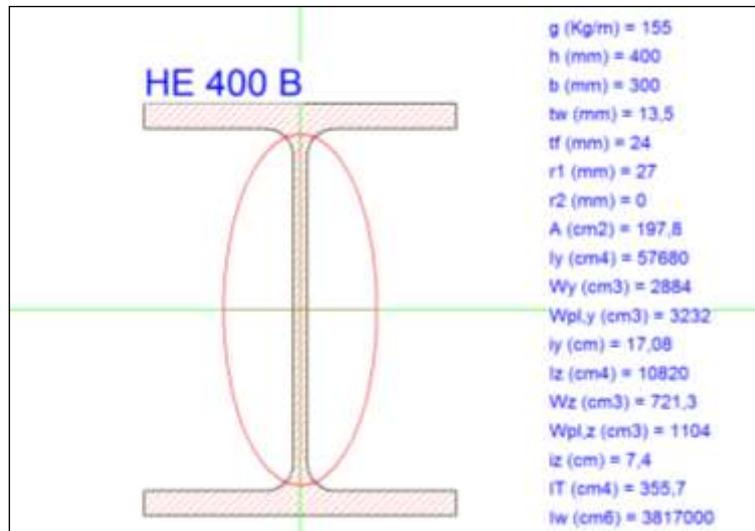
$$q = 170.19 \text{ kN/m}$$

Le azioni sollecitanti che ne derivano sono pari a:

$$M_{Ed} = 1.3 \times 170.19 \times 3.00^2 / 8 = 248.90 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1.3 \times 170.19 \times 3.00 / 2 = 331.87 \text{ kN}$$

### 12.6.1 Geometria della sezione



### 12.6.2 Verifica a flessione

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

$$M_{Ed} = 248.90 \text{ kNm/m}$$

Azioni resistenti:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} = 2884 \times 1000 \times 275 / 1.05 = 755 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 755 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

### 12.6.3 Verifica a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

$$V_{Ed} = 331.87 \text{ kN/m}$$

Azioni resistenti:

$$A_v = t_w \times h = 13.5 \times 400 = 5400 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (3^{0.5} \times \gamma_{M0}) = 5400 \times 275 / (3^{0.5} \times 1.05) = 816538 \text{ N/m} = 816.54 \text{ kN/m} > V_{Ed}$$

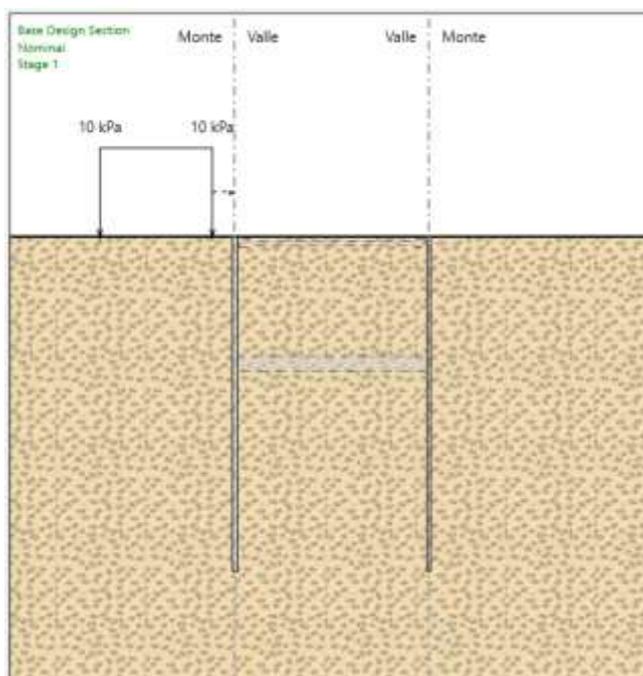
### 13. BERLINESE DI MICROPALI

La berlinese è costituita da micropali  $\phi 250/30\text{cm}$  di lunghezza 15m puntonati, con altezza di scavo pari a 11.85m, e le cui fasi realizzative sono di seguito descritte.

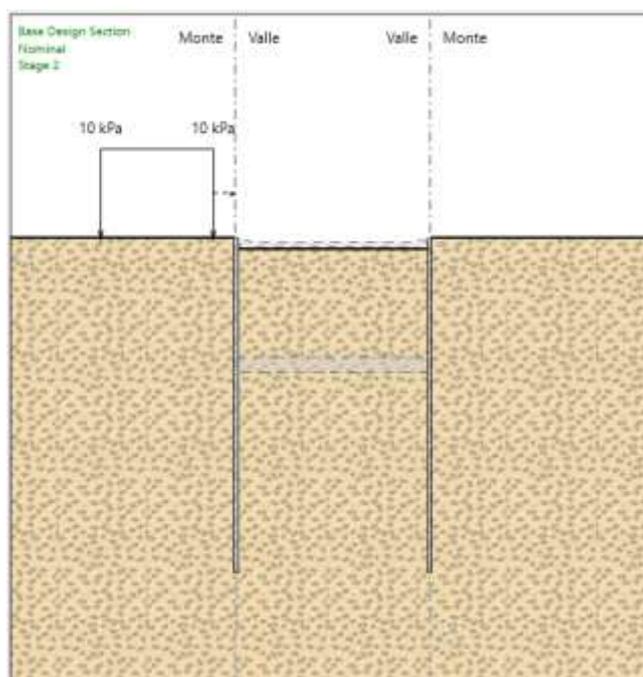
#### 13.1 Fasi di scavo

Si riportano di seguito le fasi di scavo dell'opera:

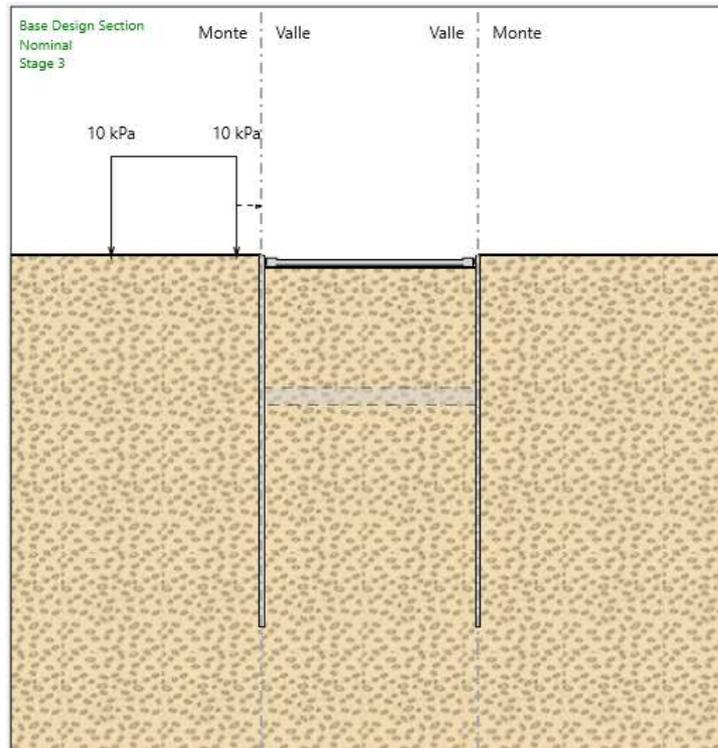
- STAGE 1: realizzazione micropali (quota sommità +0.00m)



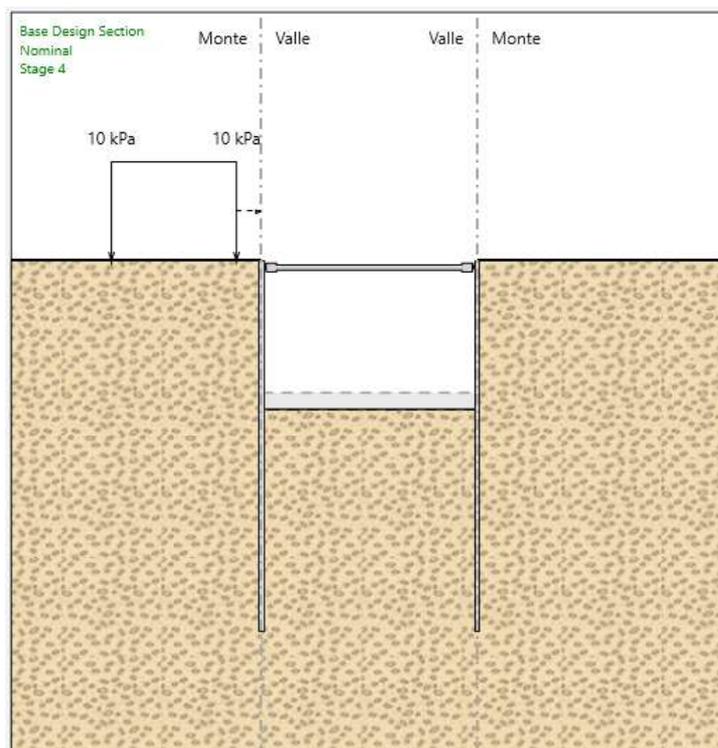
- STAGE 2: scavo a quota  $-0.50\text{ m}$



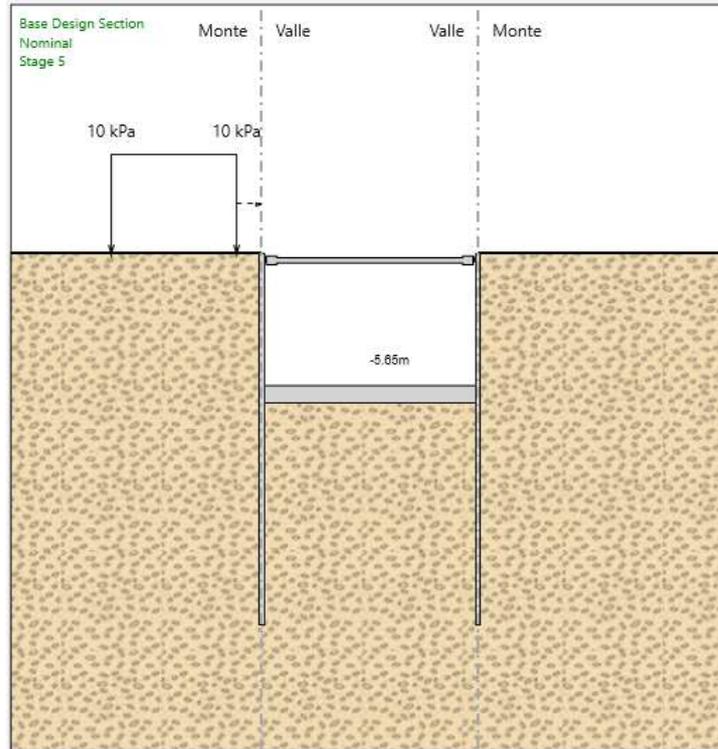
- STAGE 3: posa puntoni (quota -0.25m)



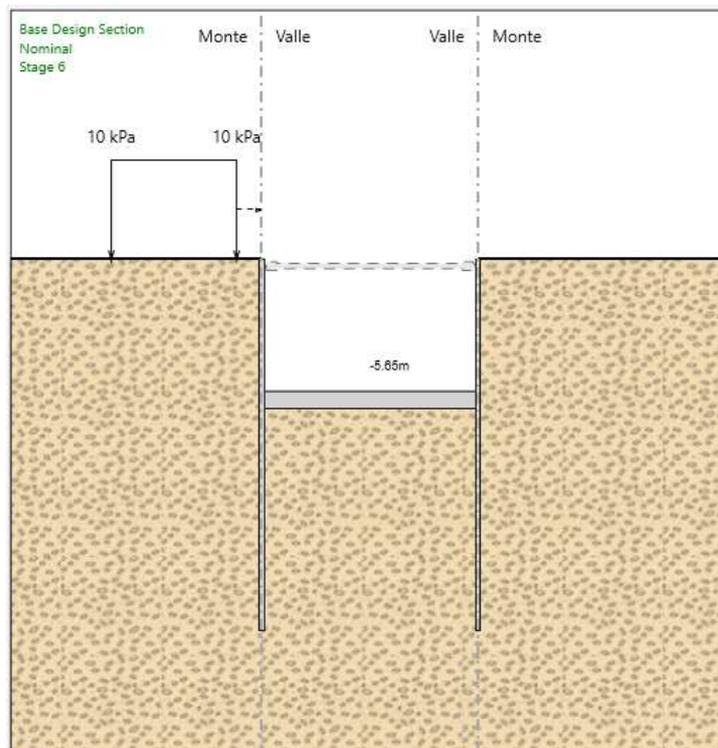
- STAGE 4: scavo a quota -6.00 m



- STAGE 5: realizzazione soletta di fondazione

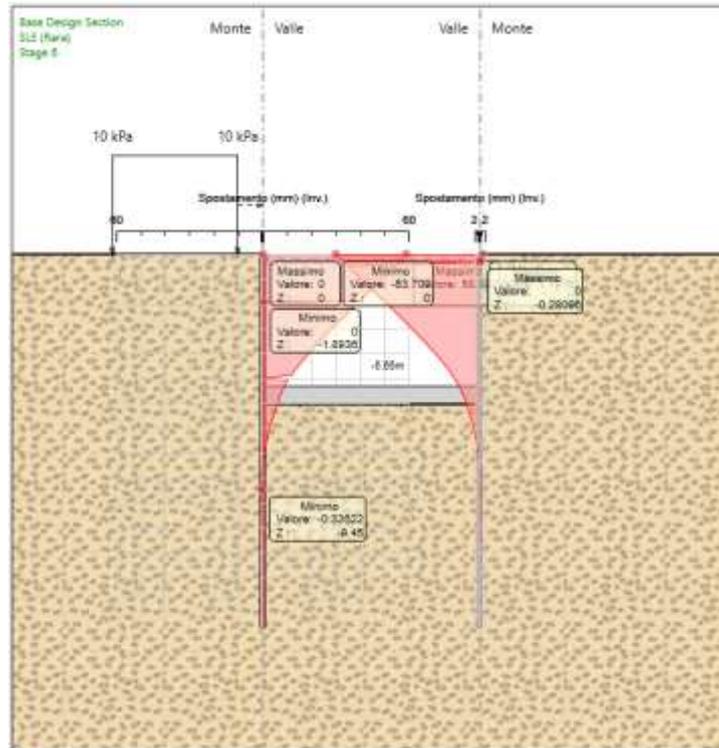


- STAGE 6: rimozione puntoni



### 13.2 Diagrammi di output

#### 13.2.1 Diagramma di involucro spostamento in esercizio



Doc. N.

Progetto  
INOR

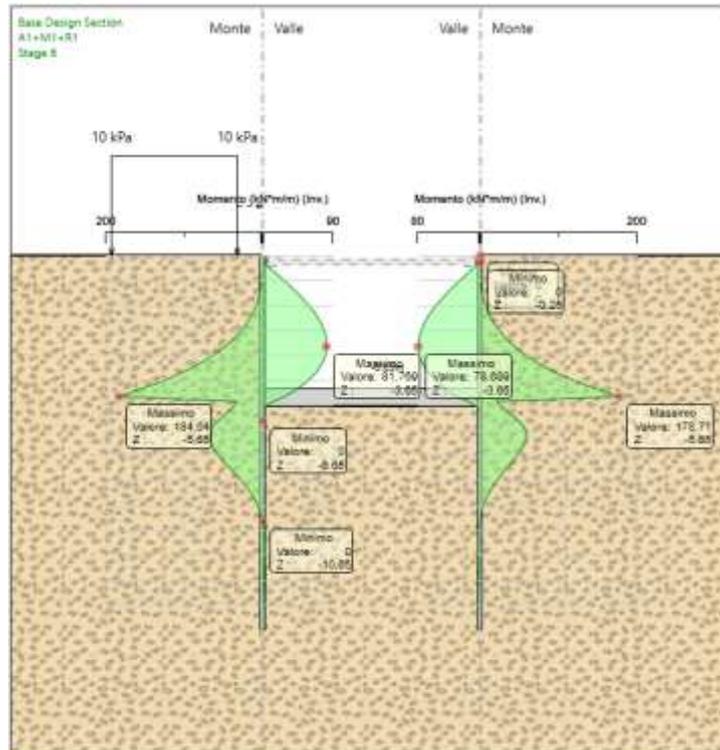
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

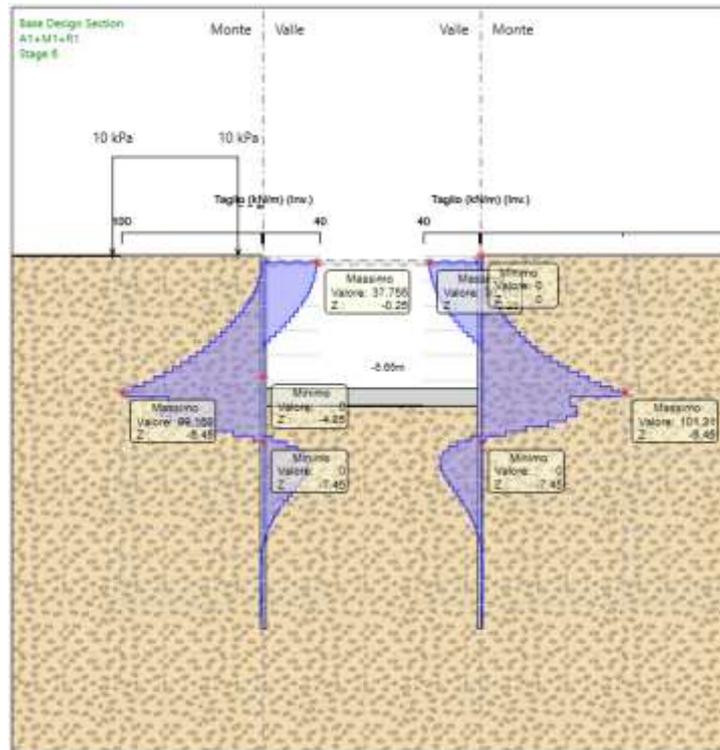
Rev.  
A

Foglio  
57 di 63

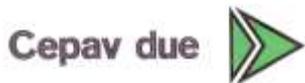
**13.2.2 Diagramma di involuppo momento flettente allo SLU-STR**



**13.2.3 Diagramma di involuppo sforzo taglio allo SLU-STR**



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
59 di 63

### 13.3 Verifiche globali della paratia

Si riportano di seguito i valori minimi dei fattori di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso per rotazione (stabilità al piede della paratia), espresso come rapporto tra la resistenza passiva disponibile sotto lo scavo e la reazione passiva del terreno mobilitata sotto lo scavo (GEO);

I valori sono riferiti all'approccio A2+M2+R1 in quanto risulta il più sfavorevole.

	<b>FS</b>
<b>Rotazione</b>	3.70

### 13.4 Verifiche di resistenza ultima tubolare

#### Caratteristiche geometriche della sezione

$$A = 61.20 \text{ cm}^2$$

$$I_{yy} = 1868 \text{ cm}^4$$

$$W_{el,yy} = 222 \text{ cm}^3$$

Si verifica la classe del profilo secondo quanto previsto dalla tabella 4.2.III delle NTC per profili tubolari:

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5} = (235/275)^{0.5} = 0.924$$

$$(d/t) = 13.46 < 50 \varepsilon^2 = 42.73$$

Il profilo ricade in classe 1. Essendo l'opera di tipo provvisoria, le verifiche vengono comunque svolte adottando il modulo resistente elastico.

#### 13.4.1 Verifiche a flessione

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

$$M_{Ed} = 184.04 \text{ kNm/m} \times 0.30 \text{ m} = 55.21 \text{ kNm}$$

Azioni resistenti:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} = 222 \times 1000 \times 275 / 1.05 = 58.14 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 58.15 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

#### 13.4.2 Verifiche a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

$$V_{Ed} = 101.31 \text{ kN/m} \times 0.30 = 30.39 \text{ kN}$$

Azioni resistenti:

$$A_v = 2 A / \pi = 3895 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (3^{0.5} \times \gamma_{M0}) = 3895 \times 275 / (3^{0.5} \times 1.05) = 588966 \text{ N/m} = 589 \text{ kN/m} \gg V_{Ed}$$

### 13.5 Verifiche puntone

#### 13.5.1 Verifica a flessione

Il peso proprio del puntone è pari a:

$$g = 0.414 \text{ kN/m}$$

Il momento flettente che ne deriva è pari a:

$$M_{Ed} = 1.3 \times 0.414 \times 8.65^2 / 8 = 5.03 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 209000 \times 275 / 1.05 = 54.74 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 54.74 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

#### 13.5.2 Verifica ad instabilità del puntone

Essendo il puntone un elemento pressoinflesso, si riporta la verifica ad instabilità secondo quanto previsto dal metodo A al punto 4.2.4.1.3.3 delle NTC, valido per aste prismatiche soggette a compressione e momenti flettenti:

$$N_{Ed} = 38.07 \text{ kN/m} \times 3.0\text{m} = 114.21 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 5.03 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \pi^2 E J / L^2 = \pi^2 \times 210000 \text{ N/mm}^2 \times (1862 \times 10^4 \text{ mm}^4) / (8650 \text{ mm})^2 = 515.78 \times 10^3 \text{ N} = 515.78 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{(A f_{yk} / N_{cr})} = \sqrt{(5270 \text{ mm}^2 \times 275 \text{ N/mm}^2 / (515.78 \times 10^3))} = 1.67 \quad (\text{per sezione di classe 2})$$

$$\Phi = 0.50 \times [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 1.87 \quad (\alpha = 0.21 \text{ per tubolari acciaio S275})$$

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^2)}) = 0.37$$

$$N_{Ed} \gamma_{M1} / (\chi_{\min} A f_{yk}) + M_{yEd} \gamma_{M1} / (f_{yk} W_y (1 - N_{Ed} / N_{cr,y})) = 0.21 + 0.12 = 0.33 < 1$$

La verifica a instabilità risulta soddisfatta.

### 13.6 Verifiche trave di ripartizione

Sulla trave di ripartizione agisce un carico distribuito pari a:

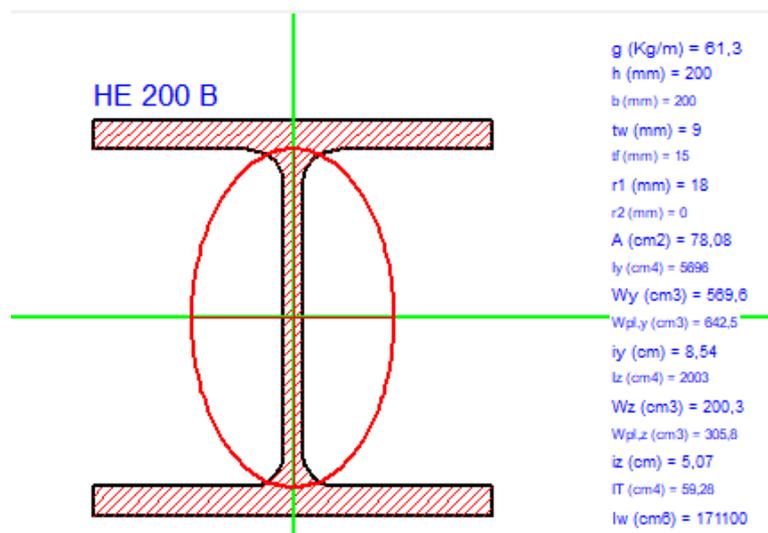
$$q = 38.07 \text{ kN/m}$$

Le azioni sollecitanti che ne derivano sono pari a:

$$M_{Ed} = 1.3 \times 38.07 \times 3.00^2 / 8 = 55.68 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1.3 \times 38.07 \times 3.00 / 2 = 74.24 \text{ kN}$$

#### 13.6.1 Geometria della sezione



#### 13.6.2 Verifica a flessione

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

$$M_{Ed} = 55.68 \text{ kNm/m}$$

Azioni resistenti:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} = 569.6 \times 1000 \times 275 / 1.05 = 149 \times 10^6 \text{ Nmm/m} = 149 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

#### 13.6.3 Verifica a taglio

Load Case: A1+M1+R1 (STR)

Azioni sollecitanti:

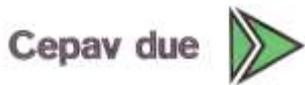
$$V_{Ed} = 74.24 \text{ kN/m}$$

Azioni resistenti:

$$A_v = t_w \times h = 9.0 \times 200 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (3^{0.5} \times \gamma_{M0}) = 1800 \times 275 / (3^{0.5} \times 1.05) = 272179 \text{ N/m} = 272.18 \text{ kN/m} > V_{Ed}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL SLZ1 01 001

Rev.  
A

Foglio  
63 di 63

## 14. RIFERIMENTI

### 14.1 Documenti referenziati

Rif. [1] Cepav due, documento n° INOR 11 E E2 RB SLZ1 00 001, intitolato "RELAZIONE GEOTECNICA - SLZ1 - SOTTOVIA S.C. VIA RAMPA PK 149+888,702".

### 14.2 Documenti correlati

Non sono presenti documenti correlati.

### 14.3 Documenti superati

Non sono presenti documenti superati.