

S.G.C. E78 GROSSETO – FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzananza – Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso



PROTOCOLLO

DATA

06 - OPERE D'ARTE

06.05 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE

06.05.00 - Gallerie S. Lazzerò e Bucciano

Relazione di calcolo opere di sostegno - Parte 1 di 2

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GN03OSTRE01B.pdf		
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB. T00GN03OSTRE01	B	R
D					
C					
B	Revisione per istruttoria ANAS		Maggio 2021	Parisi	Rivoltini Formichi
A	Emissione		Ottobre 2020	Parisi	Rivoltini Formichi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa.....	6
2.2	Documenti di progetto	6
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	8
4	MATERIALI	9
4.1	Calcestruzzo per diaframmi e soletta di contrasto	9
4.2	Calcestruzzo per elevazione muri di sostegno.....	9
4.3	Acciaio per cemento armato tipo B450C	10
4.4	Acciaio per puntoni metallici S355.....	10
4.5	Miscela cementizia per iniezione tiranti $R_{ck} \geq 30$ N/mm ²	10
4.6	Acciaio per trefoli: Trefoli 0.6"	11
4.7	Elementi tubolari in vetroresina	11
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	12
5.1	Imbocco lato Grosseto	12
5.2	Imbocco lato Fano.....	17
6	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	23
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	26
8	IDENTIFICAZIONE MODELLI DI CALCOLO	27
9	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 1	34
9.1	Modello di calcolo.....	34
9.2	Fasi di calcolo	34
9.3	Risultati delle analisi.....	37
9.4	Verifiche diaframmi.....	41
9.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	41
9.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	41
9.4.1.2	Verifica a taglio	42
9.4.2	Verifiche SLE diaframmi	44
9.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	44
9.4.2.2	Fessurazione	45
9.5	Verifica di capacità portante dei diaframmi	46
10	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 2	49
10.1	Modello di calcolo.....	49
10.2	Fasi di calcolo	50
10.3	Risultati delle analisi.....	54
10.4	Verifiche diaframmi.....	58
10.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	58
10.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	58
10.4.1.2	Verifica a taglio	59
10.4.2	Verifiche SLE diaframmi	61
10.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	61
10.4.2.2	Fessurazione	62
10.5	Verifiche puntoni	62
11	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 3	64
11.1	Modello di calcolo.....	64
11.2	Fasi di calcolo	65
11.3	Risultati delle analisi.....	68
	Relazione di calcolo opere di sostegno	1

11.4	Verifiche diaframmi.....	72
11.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	72
11.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	72
11.4.1.2	Verifica a taglio.....	73
11.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	74
11.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	75
11.4.2.2	Fessurazione.....	76
11.5	Verifiche puntoni.....	76
12	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 4.....	78
12.1	Modello di calcolo.....	78
12.2	Fasi di calcolo.....	78
12.3	Risultati delle analisi.....	81
12.4	Verifiche diaframmi.....	85
12.4.1	Verifiche SLU – SLV diaframmi.....	85
12.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	85
12.4.1.2	Verifica a taglio.....	86
12.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	88
12.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	88
12.4.2.2	Fessurazione.....	89
13	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 5.....	90
13.1	Modello di calcolo.....	90
13.2	Fasi di calcolo.....	91
13.3	Risultati delle analisi.....	92
13.4	Verifiche diaframmi.....	95
13.4.1	Verifiche SLU – SLV diaframmi.....	95
13.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	95
13.4.1.2	Verifica a taglio.....	96
13.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	98
13.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	98
13.4.2.2	Fessurazione.....	99
14	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 6.....	100
14.1	Modello di calcolo.....	100
14.2	Fasi di calcolo.....	100
14.3	Risultati delle analisi.....	103
14.4	Verifiche diaframmi.....	108
14.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	108
14.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	108
14.4.1.2	Verifica a taglio.....	109
14.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	111
14.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	111
14.4.2.2	Fessurazione.....	112
14.5	Verifiche tiranti.....	112
14.5.1	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE.....	113
14.5.2	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU.....	113
14.5.3	Calcolo della lunghezza libera.....	114
14.5.4	Calcolo lunghezza di fondazione.....	115
15	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 7.....	117
15.1	Modello di calcolo.....	117
15.2	Fasi di calcolo.....	117
15.3	Risultati delle analisi.....	119
15.4	Verifiche diaframmi.....	124
15.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	124
Relazione di calcolo opere di sostegno		2

15.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	124
15.4.1.2	Verifica a taglio	125
15.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	126
15.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	126
15.4.2.2	Fessurazione	127
15.5	Verifiche tiranti	128
15.5.1	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE	128
15.5.2	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU.....	128
15.5.3	Calcolo della lunghezza libera.....	129
15.5.4	Calcolo lunghezza di fondazione.....	130
16	ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 8	132
16.1	Modello di calcolo.....	132
16.2	Fasi di calcolo	132
16.3	Risultati delle analisi.....	136
16.4	Verifiche diaframmi.....	140
16.4.1	Verifiche SLU diaframmi.....	140
16.4.1.1	Verifica a pressoflessione.....	140
16.4.1.2	Verifica a taglio	141
16.4.2	Verifiche SLE diaframmi.....	143
16.4.2.1	Limitazione delle tensioni.....	143
16.4.2.2	Fessurazione	144
16.5	Verifiche tiranti	145
16.5.1	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE	145
16.5.2	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU.....	145
16.5.3	Calcolo della lunghezza libera.....	146
16.5.4	Calcolo lunghezza di fondazione.....	147
1	VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO- MURO TIPO 1	149
16.6	Descrizione della struttura.....	149
16.7	Analisi dei carichi	150
16.7.1	Peso proprio.....	150
16.7.2	Carichi permanenti	150
16.7.3	Carichi accidentali	150
16.8	Verifiche geotecniche	150
16.8.1	Verifica a ribaltamento.....	150
16.8.2	Verifica a scivolamento	150
16.8.3	Verifica di capacità portante della fondazione.....	151
16.9	Verifiche strutturali dell'elevazione	151
16.9.1	Sollecitazioni alla base dell'elevazione	151
16.9.2	Verifica a pressoflessione (SLU)	151
16.9.3	Verifica a taglio (SLU)	152
16.9.4	Limitazione delle tensioni (SLE)	154
16.9.5	Fessurazione (SLE).....	154
2	VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO- MURO TIPO 2	156
16.10	Descrizione della struttura	156
16.11	Analisi dei carichi	157
16.11.1	Peso proprio.....	157
16.11.2	Carichi permanenti	157
16.11.3	Carichi accidentali	157
16.12	Verifiche geotecniche	157
16.12.1	Verifica di capacità portante della fondazione.....	157
16.13	Verifiche strutturali dell'elevazione.....	157
16.13.1	Sollecitazioni alla base dell'elevazione	158
16.13.2	Verifica a pressoflessione (SLU)	158

16.13.3	Verifica a taglio (SLU)	159
16.13.4	Limitazione delle tensioni (SLE)	161
16.13.5	Fessurazione (SLE).....	161
3	VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO- MURO TIPO 3	163
16.14	Descrizione della struttura	163
16.15	Analisi dei carichi	164
16.15.1	Peso proprio.....	164
16.15.2	Carichi permanenti	164
16.15.3	Carichi accidentali	164
16.16	Verifiche geotecniche	164
16.16.1	Verifica di capacità portante della fondazione.....	164
16.17	Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	165
16.18	Verifiche strutturali dell'elevazione	166
16.18.1	Sollecitazioni alla base dell'elevazione	166
16.18.2	Verifica a pressoflessione (SLU)	167
16.18.3	Verifica a taglio (SLU)	169
16.18.4	Limitazione delle tensioni (SLE)	171
16.18.5	Fessurazione (SLE).....	172
	ALLEGATI ALLA RELAZIONE DI CALCOLO:	174

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si inserisce nel contesto del Progetto Definitivo della E78 Grosseto Fano, tratto Siena – Bettolle e ha come obiettivo quello di illustrare il dimensionamento delle opere di sostegno, sia provvisorie che definitive, agli imbocchi della galleria Bucciano.

L'intervento previsto nel Progetto Definito, del quale fa parte la galleria Bucciano, consiste in un adeguamento dell'attuale Strada Statale 223 in un tratto situato a est del comune di Abbadia come mostrato in Figura 1 (poco a sud-est di Siena).

Per tale viabilità, è previsto in progetto un aumento del numero di corsie il quale passa da 2 a 4 (sezione stradale di tipo extraurbano principale categoria B). Pertanto, per la galleria Bucciano, oggi esistente a singola canna, si prevede il raddoppio delle canne mediante la realizzazione di una nuova canna (lato est) e, in aggiunta, l'ampliamento della canna esistente (lato ovest) in quanto la nuova carreggiata avrà dimensione trasversale maggiore rispetto alla sistemazione attuale.

Si evidenzia inoltre che, durante la realizzazione della galleria, non verrà interrotto il traffico attualmente attivo sulla viabilità esistente e, pertanto, affinché ciò sia possibile, le fasi esecutive relative alle due canne in oggetto dovranno essere le seguenti:

- 1 realizzazione della nuova canna (lato est) con traffico in esercizio sulla canna esistente;
- 2 rifacimento della canna esistente (lato ovest) a seguito dello spostamento del traffico sulla canna nuova già ultimata.

In Figura 1 è evidenziata l'ubicazione della galleria oggetto di studio.

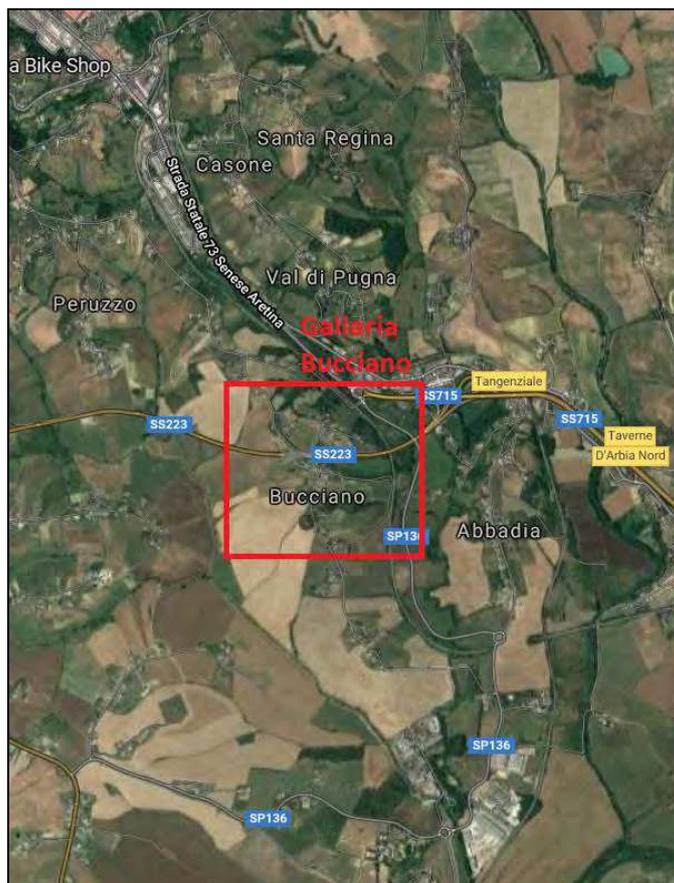


Figura 1 – Inquadramento planimetrico della galleria Bucciano

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

- [1] Ministero dei LL.PP. - D.M. 17.01.2018: "Norme tecniche per le Costruzioni".
- [2] Ministero dei LL.PP. - Circ. 7 del 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione

2.2 Documenti di progetto

- [4] T00EG00GENRE01 - Relazione generale
- [5] T00EG00GENRE02 - Relazione tecnica generale
- [6] T00GN00OSTRE02 - Relazione di calcolo galleria artificiale
- [7] T00GE01GEORE08 - Relazione geologica
- [8] T00GE01GEOFG09 - Planimetria e profilo geologico Galleria Bucciano - Carreggiata Est
- [9] T00GE04GETRE01 - Relazione geotecnica generale
- [10] T00GE04GETFG01 - Profilo geotecnico asse principale - Carreggiata Est - Tav. 1/3
- [11] T00GE04GETFG02 - Profilo geotecnico asse principale - Carreggiata Est - Tav. 2/3
- [12] T00GE04GETFG03 - Profilo geotecnico asse principale - Carreggiata Est - Tav. 3/3
- [13] T00GE06GETRE01 - Relazione sismica
- [14] T00GN03OSTPL01 - Inquadramento generale dell'opera
- [15] T00GN03OSTPT01 - Planimetria di tracciamento dei diaframmi
- [16] T00GN03OSTPL01 - Fasi costruttive
- [17] T00GN03OSTDI01 - Monitoraggio - Planimetria e sezioni
- [18] T00GN03OSTPE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Planimetria
- [19] T00GN03OSTFE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Profilo e sezioni
- [20] T00GN03OSTSE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Sezioni
- [21] T00GN03OSTDI01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Sviluppata e particolari
- [22] T00GN03OSTPE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Planimetria
- [23] T00GN03OSTFE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Profilo e sezioni
- [24] T00GN03OSTSE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Sezioni
- [25] T00GN03OSTPE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Planimetria
- [26] T00GN03OSTFE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Profilo e sezioni
- [27] T00GN03OSTSE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Sezioni
- [28] T00GN03OSTDI02 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Sviluppata e particolari
- [29] T00GN03OSTPE04 - Imbocco lato Fano - Sistemazione definitiva - Planimetria
- [30] T00GN03OSTFE04 - Imbocco lato Fano - Sistemazione definitiva - Profilo e sezioni
- [31] T00GN03OSTSE04 - Imbocco lato Fano - Sistemazione definitiva - Sezioni
- [32] T00GN03OSTFG01 - Profilo geotecnico e progettuale di previsione
- [33] T00GN04OSTPE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Planimetria
- [34] T00GN04OSTFE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Profilo e sezioni
- [35] T00GN04OSTSE01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Sezioni
- [36] T00GN04OSTDI01 - Imbocco lato Grosseto - Scavi e opere di sostegno - Sviluppata e particolari
- [37] T00GN04OSTPE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Planimetria
- [38] T00GN04OSTFE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Profilo e sezioni
- [39] T00GN04OSTSE02 - Imbocco lato Grosseto - Sistemazione definitiva - Sezioni
- [40] T00GN04OSTPE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Planimetria
- [41] T00GN04OSTFE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Profilo e sezioni
- [42] T00GN04OSTSE03 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Sezioni
- [43] T00GN04OSTDI02 - Imbocco lato Fano - Scavi e opere di sostegno - Sviluppata e particolari
- [44] T00GN04OSTPE04 - Imbocco lato Fano - Sistemazione definitiva - Planimetria
- [45] T00GN04OSTFE04 - Imbocco lato Fano - Sistemazione definitiva - Profilo e sezioni

- [46] T00GN04OSTSE04 - Imbocco lato Fano -Sistemazione definitiva - Sezioni
- [47] T00GN04OSTFG01 - Profilo geotecnico e progettuale di previsione

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Paratie Plus 19.0

HarpaCeAS – Centro di Analisi Strutturale s.r.l.

Programma di calcolo per l'analisi ad elementi finiti di paratie

Verifiche C.A. S.L.U.

Professore Piero Gelfi

Programma per il calcolo dei domini resistenti M-N per sezioni in calcestruzzo armato

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per diaframmi e soletta di contrasto

Classe di resistenza	C28/35	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.55	-	
Slump	S5	-	
Contenuto minimo di cemento	320	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	32	mm	
Classe di esposizione	XC2	-	
Copriferro minimo + tolleranza di posa	7.5 + 0.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588.1	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.98	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.32	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 17.43	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 13.07	N/mm ²

4.2 Calcestruzzo per elevazione muri di sostegno

Classe di resistenza	C32/40	-	
Rapporto massimo acqua / cemento	0.50	-	
Slump	S4	-	
Contenuto minimo di cemento	320	kg/m ³	
Diametro massimo inerte	25	mm	
Classe di esposizione	XC4-XD1-XF2		
Copriferro minimo + tolleranza di posa	3.0 + 1.0	cm	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41.20	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33642	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 2.17	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.45	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 19.92	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	= 14.94	N/mm ²

4.3 Acciaio per cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.15	-
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 391.30	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00	N/mm ²
--------------------------	---------------------------------	----------	-------------------

4.4 Acciaio per puntoni metallici S355

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	510.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1.05	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	= 308.7	N/mm ²

4.5 Miscela cementizia per iniezione tiranti Rck ≥ 30 N/mm2

Bulbo di fondazione eseguito con iniezioni ripetute e selettive.

Rapporto acqua / cemento	0.4-0.45
Resistenza a compressione (a 28 gg)	30 N/mm ²
Cemento	Tipo III A 32,5R o 42,5R o IV A 32,5R o 42,5R
Contenuto minimo di cemento	100 kg/m ³
Eventuali additivi fluidificanti non aeranti	
Filler calcareo o siliceo	0÷30 kg
Eventuale bentonite	< 4% in peso del cement
Fluidità Marsch	20"÷35"
essudazione	< 2%

L'acqua dovrà essere conforme alle norme UNI 7163 dell'aprile 1979, mentre il filler dovrà presentare un passante al setaccio n. 37 della serie UNI 2332, di apertura 0.075 mm, inferiore al 3% in peso.

4.6 Acciaio per trefoli: Trefoli 0.6''

Diametro nominale	D_p	=	15.20	mm ²
Area del trefolo	A_p	=	139	mm ²
Peso a metro lineare	P_p	=	10.90	N/m
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{ptk}	=	1860	kPa
Tensione limite di snervamento	$f_{p(1)k}$	=	1670	kPa
Modulo Elastico	E	=	200.000	N/mm ²
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{p(1)k}/\gamma_s$	=	1452.2	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di trazione	σ_s	=	1004	N/mm ²

4.7 Elementi tubolari in vetroresina

Modulo elastico medio	E	=	30000.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per taglio	f_{tk}	=	140.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura per trazione	f_{trk}	=	600.00	N/mm ²
Contenuto in vetro	\geq		55.0	%
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.5	--
Resistenza a taglio di calcolo	$f_{td} = f_{tk}/\gamma_s$	=	93.33	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{trd} = f_{trk}/\gamma_s$	=	400.00	N/mm ²

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Relativamente alle tratte di imbocco della due canne della galleria Bucciano, l'attacco degli scavi in sotterraneo avviene mediante la preparazione di una trincea di approccio sostenuta da paratie. Tali paratie sono costituite da diaframmi in calcestruzzo armato di spessore 1.5 m e larghezza del singolo pannello di 2.5 m. Date le elevate altezze di scavo da sostenere (valori massimi di circa 16.5 m in prossimità degli imbocchi in naturale lato Grosseto e di 14 m lato Fano) si prevede di contrastare i diaframmi mediante l'utilizzo, a seconda del caso oggetto di studio, di: puntoni metallici, solettoni in calcestruzzo armato, tiranti a trefoli e tiranti in VTR.

Relativamente alle pareti di imbocco delle tratte in naturale si prevede:

- per la canna est di nuova realizzazione l'utilizzo dei diaframmi analoghi a quelli di sostegno;
- per la canna ovest, data l'impossibilità di realizzare una parete di imbocco mediante diaframma a causa della presenza della galleria esistente, si provvederà alla realizzazione di una berlinese in micropali i quali avranno lunghezze variabili determinate dal raggiungimento della quota della calotta della galleria esistente.

Per la sistemazione definitiva si prevede la realizzazione di tratti di galleria artificiale con sezione avente sagoma interna curvilinea con le stesse dimensioni geometriche del tratto in naturale.

Per tutte le gallerie artificiali è previsto il completo ricoprimento.

Per il dimensionamento dei tratti di galleria artificiale si rimanda alla specifica relazione di calcolo [6].

Fuori dalle gallerie artificiali, la strada procede in trincea a cielo aperto con gli scavi laterali sostenuti in fase definitiva oltre che dai diaframmi anche da muri in calcestruzzo armato di forma a "U" o a "L" a seconda del caso considerato.

Nel seguito si riportano le descrizioni delle sistemazioni provvisorie e definitive delle zone di imbocco della galleria Bucciano.

5.1 Imbocco lato Grosseto

Nelle seguenti figure si riportano rispettivamente la planimetria e le sviluppate delle opere di sostegno previste agli imbocchi delle canne est e ovest lato Grosseto.

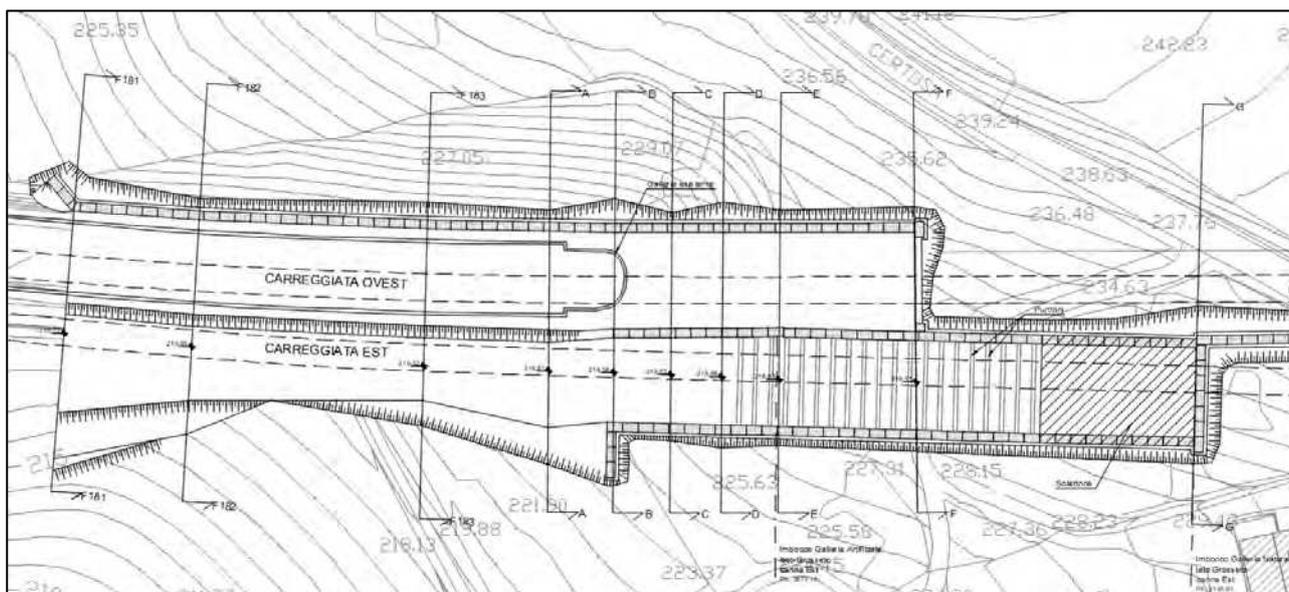


Figura 2 – Inquadramento planimetrico dell'imbocco lato Grosseto della galleria Bucciano

Canna est

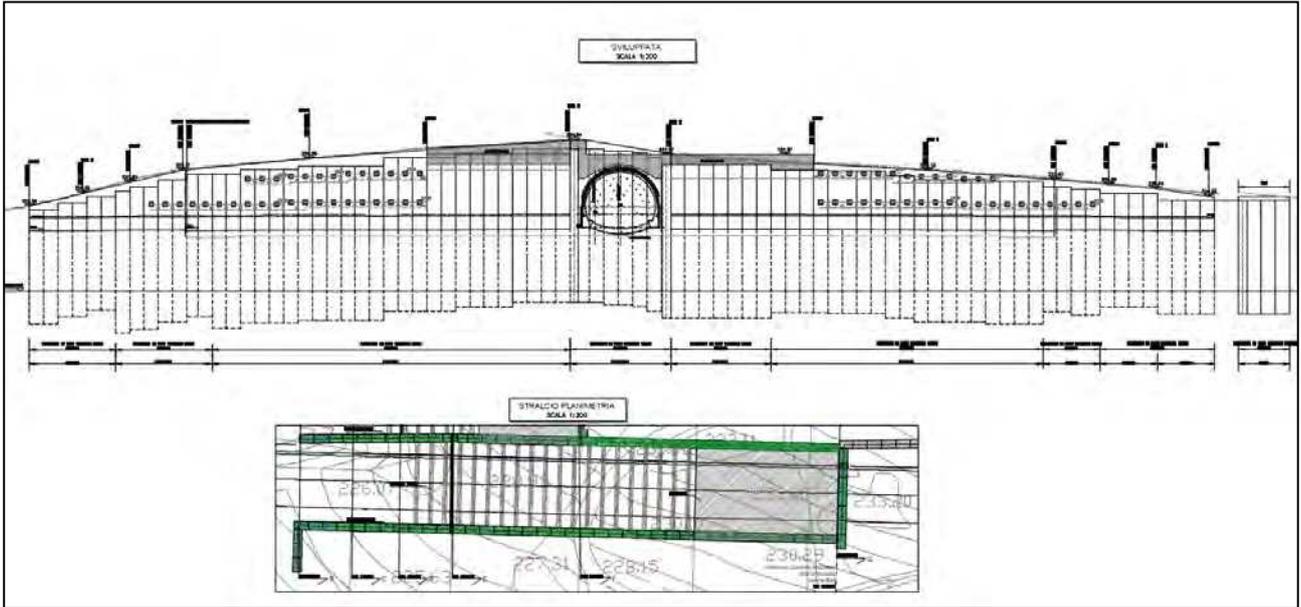


Figura 3 – Sviluppata opere di sostegno – imbocco lato Grosseto canna est

Canna ovest

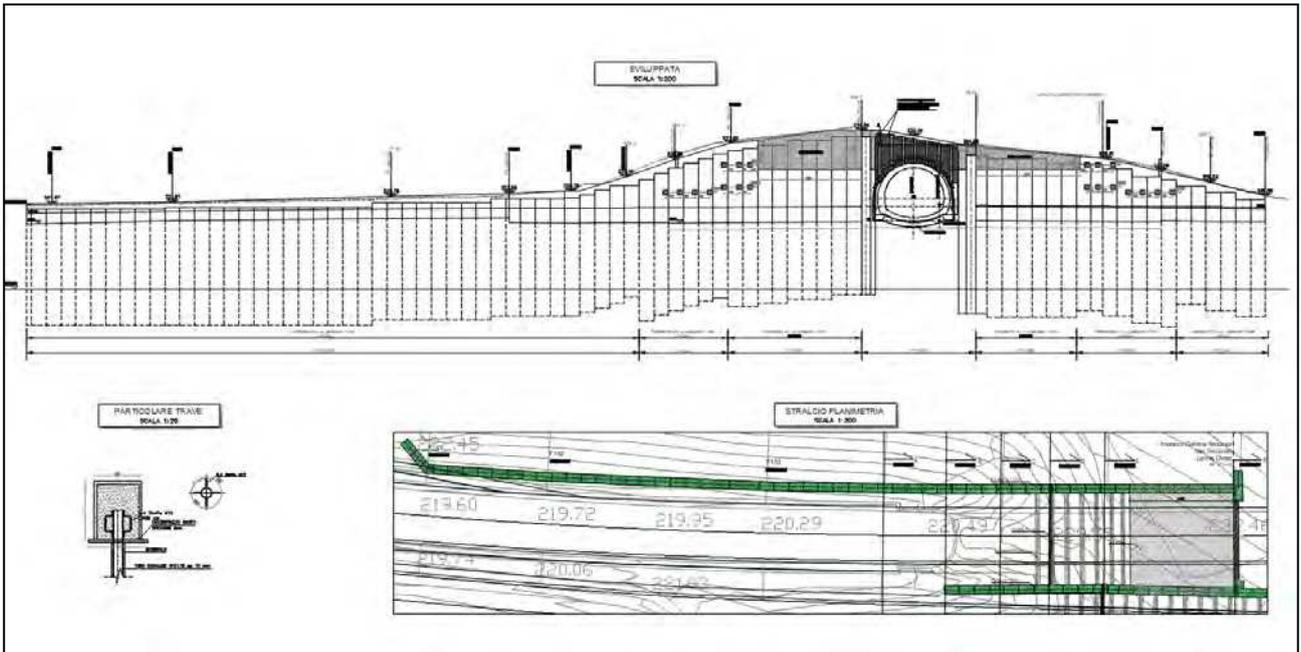


Figura 4 – Sviluppata opere di sostegno – imbocco lato Grosseto canna ovest

Considerate le elevate altezze di scavo da sostenere in fase provvisoria, con valori massimi di circa 16.5 m in prossimità degli imbocchi dei tratti in naturale, si è previsto di contrastare i diaframmi mediante l'utilizzo di puntoni metallici e di solettoni in calcestruzzo armato.

In particolare, la scelta progettuale di contrastare i diaframmi mediante uno o due ordini (in funzione dell'altezza di scavo da sostenere) di puntoni metallici provvisori presenta i seguenti vantaggi:

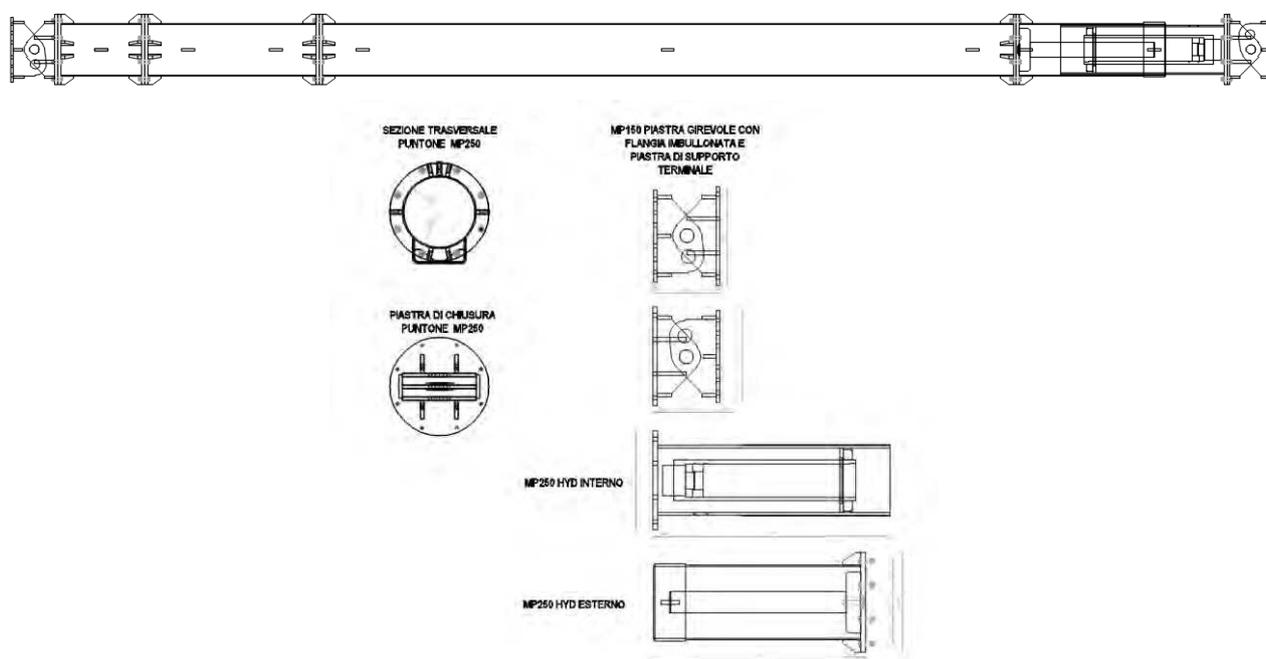
- rispetto alla soluzione che prevede l'utilizzo di un solettone di contrasto in testa ai diaframmi, i puntoni risultano di più semplice installazione e consentono un risparmio sui volumi di calcestruzzo da utilizzare;
- durante le fasi di scavo l'utilizzo dei puntoni metallici consente una maggiore flessibilità nella scelta delle quote di imposta dei contrasti con conseguente facilità di adattamento alle differenti configurazioni che si riscontrano in funzione della variabilità delle altezze dei

diaframmi;

- per la soluzione che prevede puntone metallici la fase di getto della galleria artificiale risulta più agevole rispetto al caso con solettone in quanto il getto della calotta risulta essere a cielo aperto e quindi operativamente più facile da eseguirsi;
- allontanandosi dalla zona di imbocco delle tratte in naturale, le altezze del terreno e quindi dei diaframmi si riducono, pertanto in queste zone la soluzione di contrastare i diaframmi in testa mediante un solettone e di realizzare al di sotto di quest'ultimo la galleria artificiale non sarebbe fattibile in quanto in fase definitiva non ci sarebbe sufficiente spazio per il ricoprimento della struttura.

Si evidenzia inoltre che, considerata la disposizione in pianta dei diaframmi, con particolare riferimento alla fila centrale, non è possibile utilizzare come tipologia di contrasti i tiranti in quanto questi andrebbero a interferire con la canna in adiacenza.

I puntone da utilizzare in progetto presentano lunghezze variabili circa comprese fra 14 m e 16 m, hanno un diametro esterno ϕ 610 mm, spessore 12.7 mm, in acciaio S355, collegati alle estremità alle paratie mediante piastre bullonate (si veda figura seguente). Tali puntone dovranno garantire un carico di lavoro minimo (in funzione di una lunghezza massima di 16 m di luce) pari a 2500 kN.



Nelle aree antistanti gli imbocchi delle tratte in naturale (rispettivamente per una lunghezza di 25 m per la canna est e di 17.5 m per la canna ovest) è stata prevista la soluzione di contrastare i diaframmi in testa mediante l'utilizzo di un solettone di calcestruzzo armato. Tale scelta progettuale è stata eseguita sulla delle seguenti due considerazioni:

- in prossimità dell'imbocco in naturale, non è possibile posizionare puntone in quanto questi interferirebbero con i macchinari necessari per l'installazione del primo campo di interventi di consolidamento al fronte (se presenti) e al contorno;
- considerate le elevate altezze da sostenere in tali zone l'utilizzo di un contrasto diffuso (e non puntuale come si avrebbe nel caso dei puntone metallici) risulta più cautelativo.

In aggiunta alle considerazioni sopra riportate, il solettone in calcestruzzo armato, con riferimento alla canna ovest (a sostituzione della galleria esistente), permette di sostenere la parete di imbocco in micropali da realizzarsi nella parte di terreno al di sopra della calotta della galleria esistente eliminando la necessità di prevedere appositi sistemi di contrasto peraltro di difficile esecuzione.

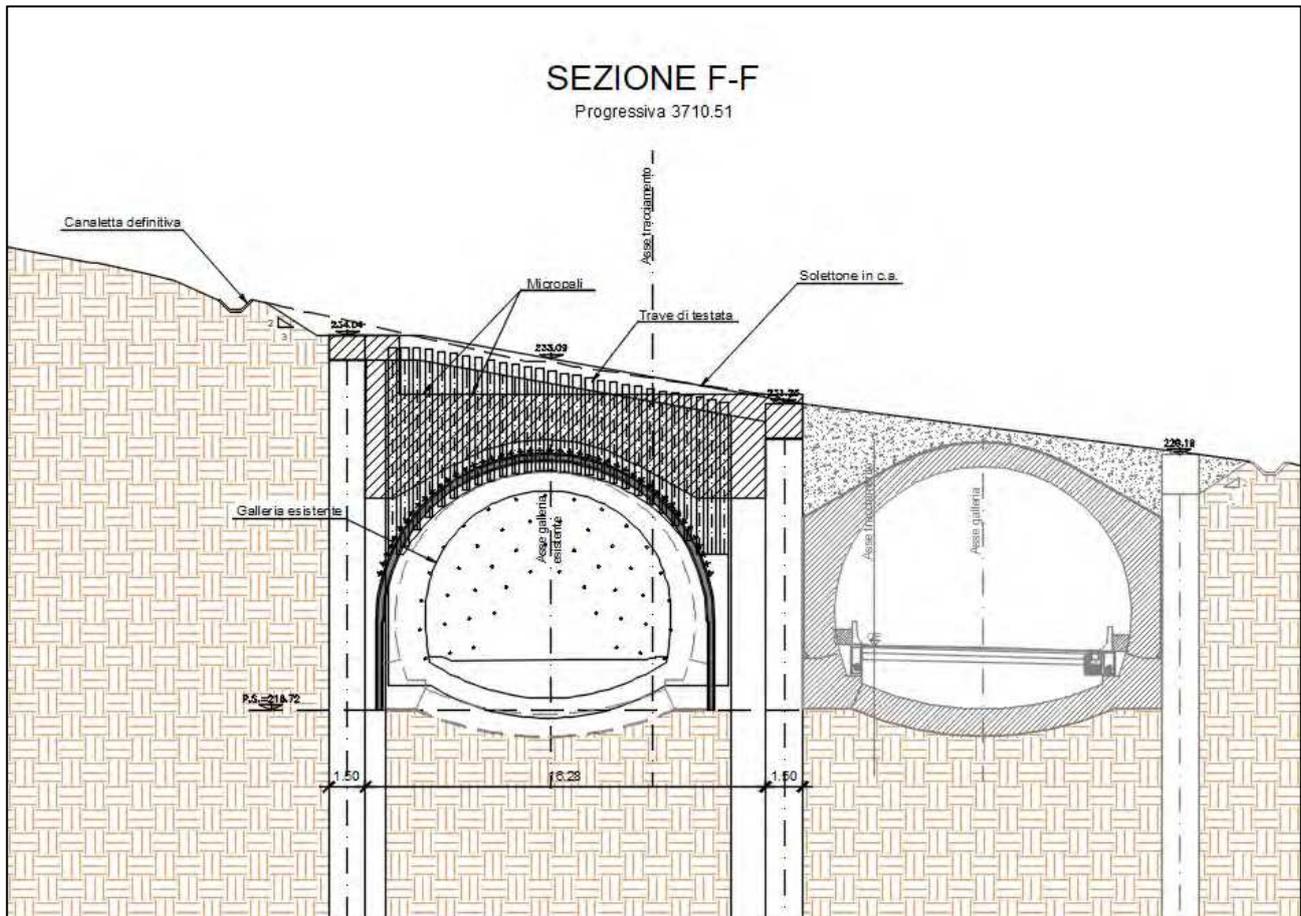


Figura 5 – Sezione di imbocco con solettone

In fase definitiva si prevede la realizzazione di due tratte di galleria artificiale rispettivamente di lunghezza 67.87 m per la canna est e 31.21 m per la canna ovest. Per la descrizione delle tratte in artificiale e il relativo dimensionamento si rimanda alla specifica relazione di calcolo [6].

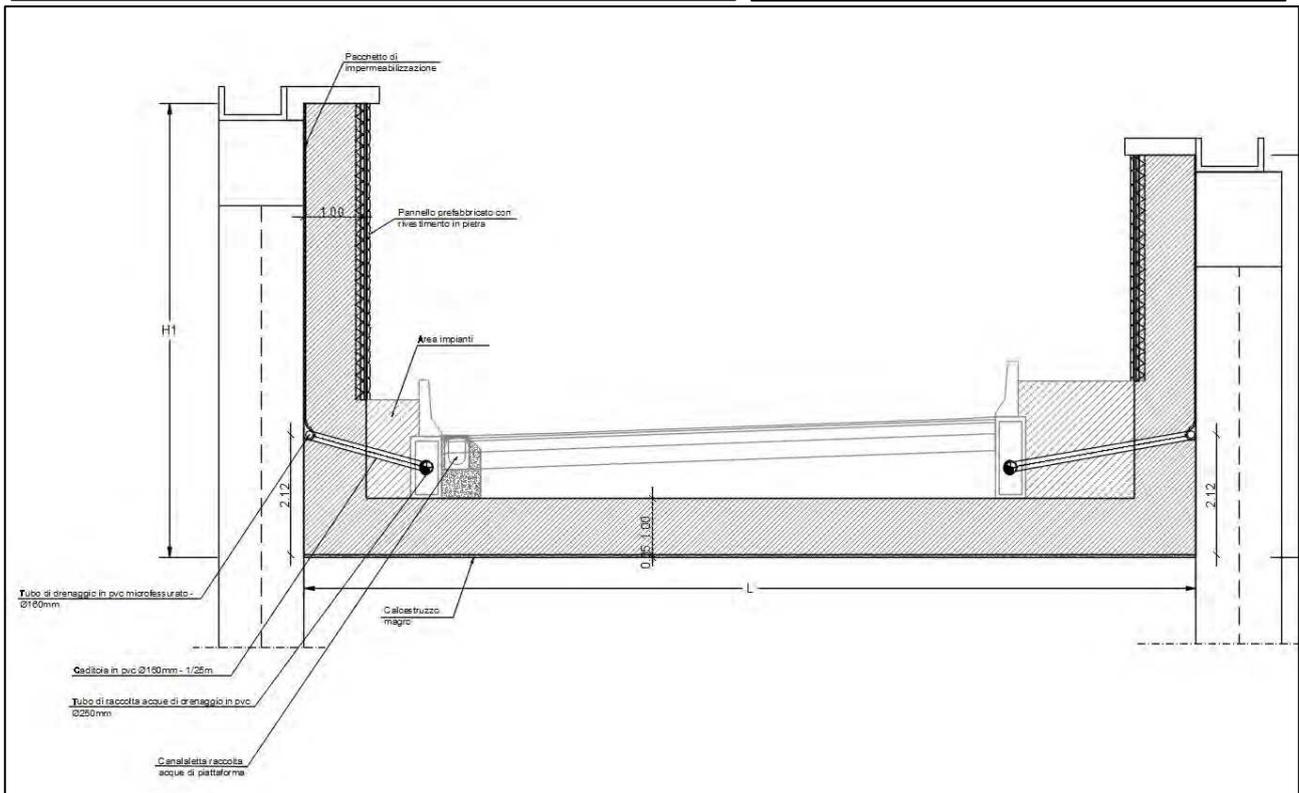
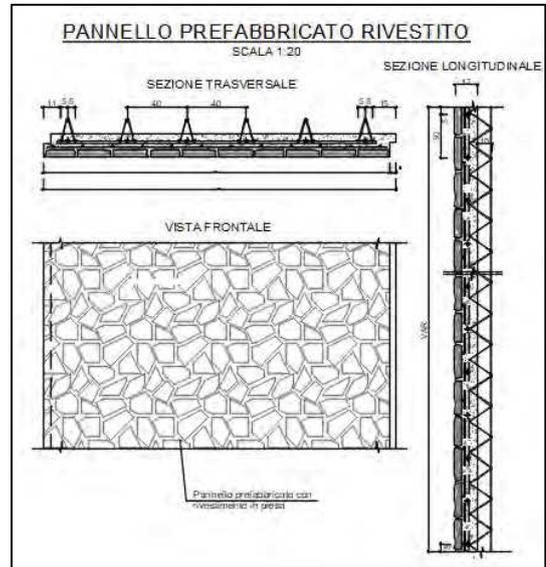
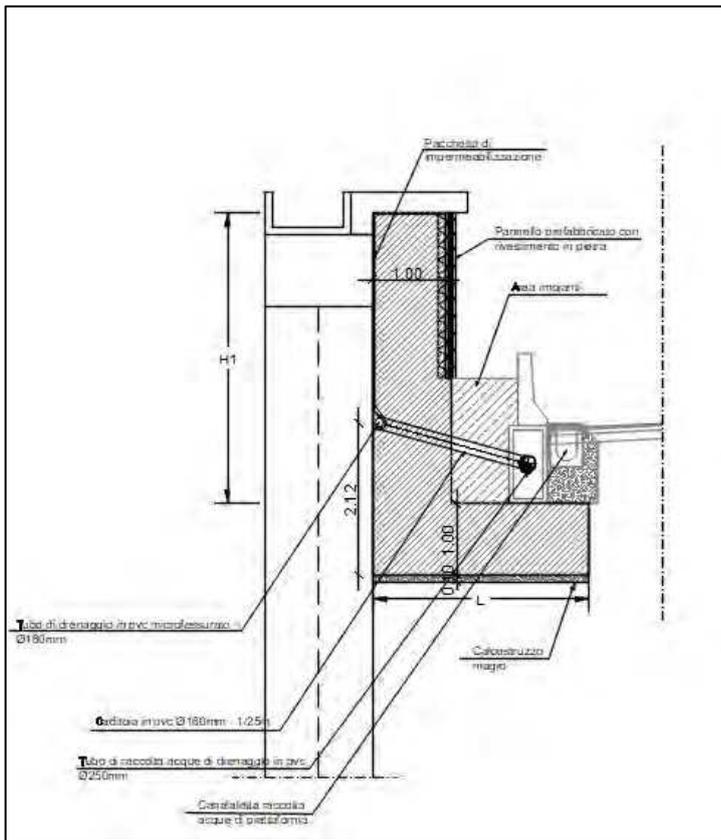
Si precisa che, laddove risulta prevista la sistemazione definitiva con galleria artificiale, i diaframmi avranno solo funzione di sostegno provvisoria e pertanto nelle analisi riportate nel seguito verranno studiati senza considerare l'azione sismica.

Subito dopo le tratte di galleria artificiale le due piattaforme stradali proseguono in trincea a cielo aperto.

Premesso che in tali tratte i diaframmi avranno carattere definitivo, in adiacenza a questi verranno realizzati muri a "U" per una lunghezza di rispettivamente 26.37 m per la canna est e di 17.51 m per la canna ovest.

Con riferimento alla sola canna ovest, dopo il tratto di guscio a "U" è previsto un tratto di estensione pari a 88.42 m di guscio ad "L" a rivestimento del diaframma precedentemente realizzato il quale, si precisa, ha funzione di sostegno anche in fase definitiva.

Sia per i muri a "U" che per i muri a "L" è previsto un ricoprimento dell'elevazione lato strada mediante un pannello prefabbricato con rivestimento in pietra e la presenza di un pacchetto di impermeabilizzazione con membrana in PVC posizionato dietro il muro, fra quest'ultimo e il diaframma e di un tubo di drenaggio microfessurato in PVC ϕ 160 mm.



Di seguito si riporta la planimetria con la configurazione definitiva dell'imbocco lato Grosseto.

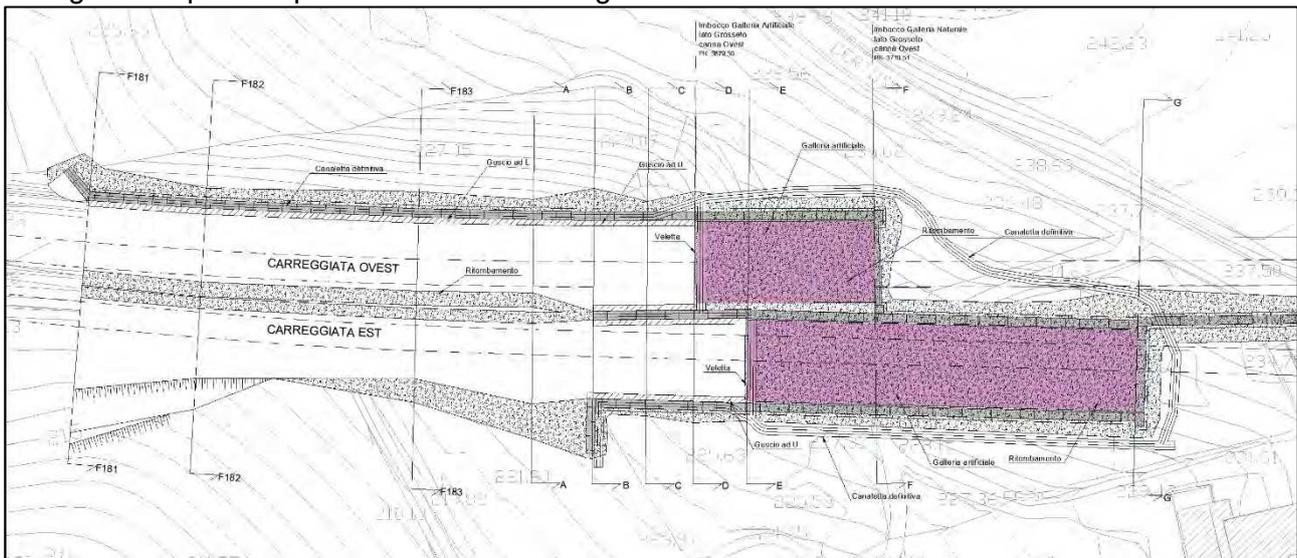


Figura 6 – Planimetria imbocco lato Grosseto – configurazione definitiva

5.2 Imbocco lato Fano

Nelle seguenti figure si riportano rispettivamente la planimetria e le sviluppate delle opere di sostegno previste agli imbocchi delle canne est e ovest lato Fano.

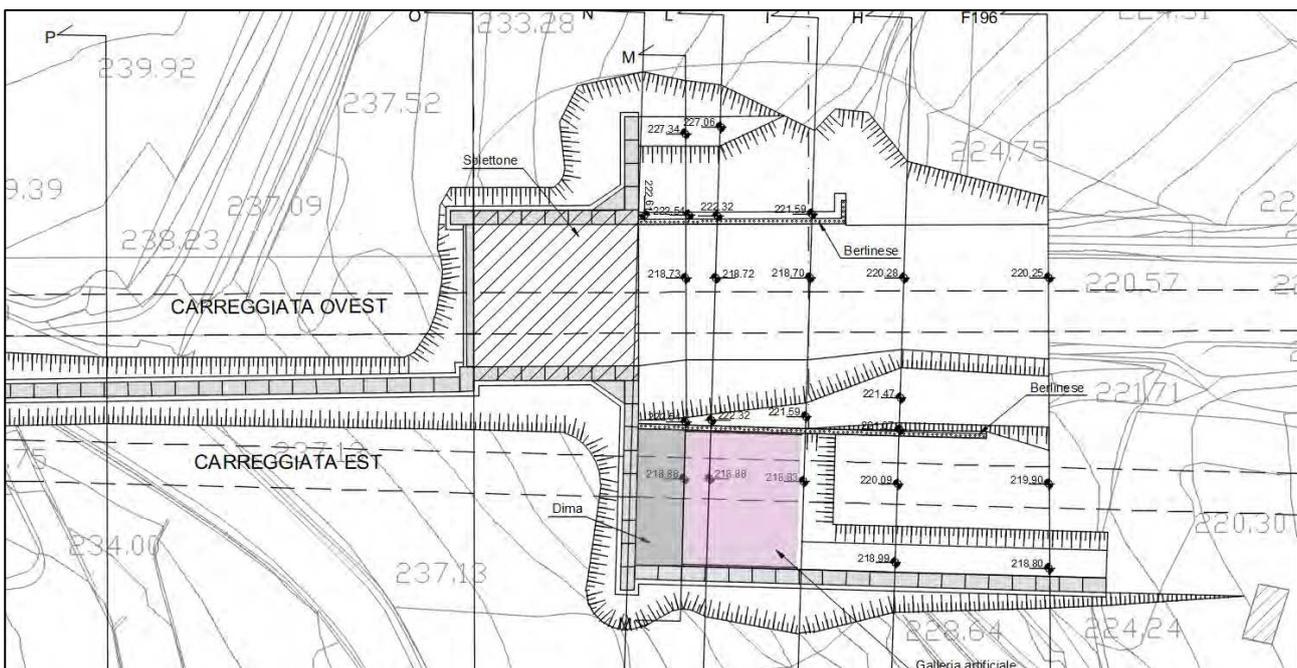


Figura 7 – Planimetria imbocco lato Fano – configurazione provvisoria

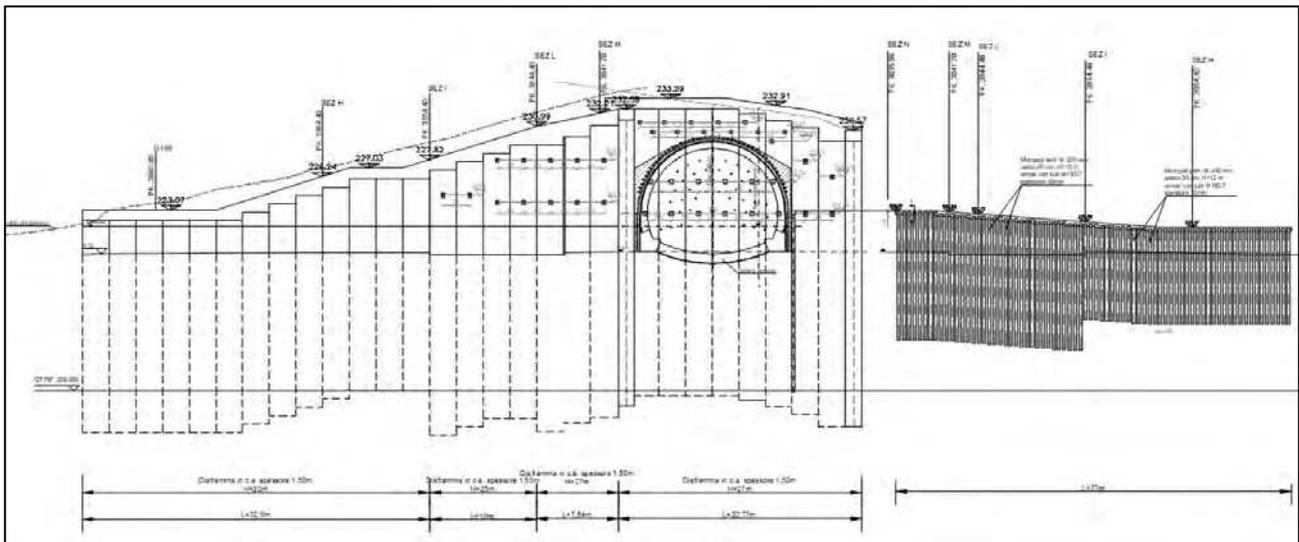


Figura 8 – Sviluppata imbocco lato Fano – canna est

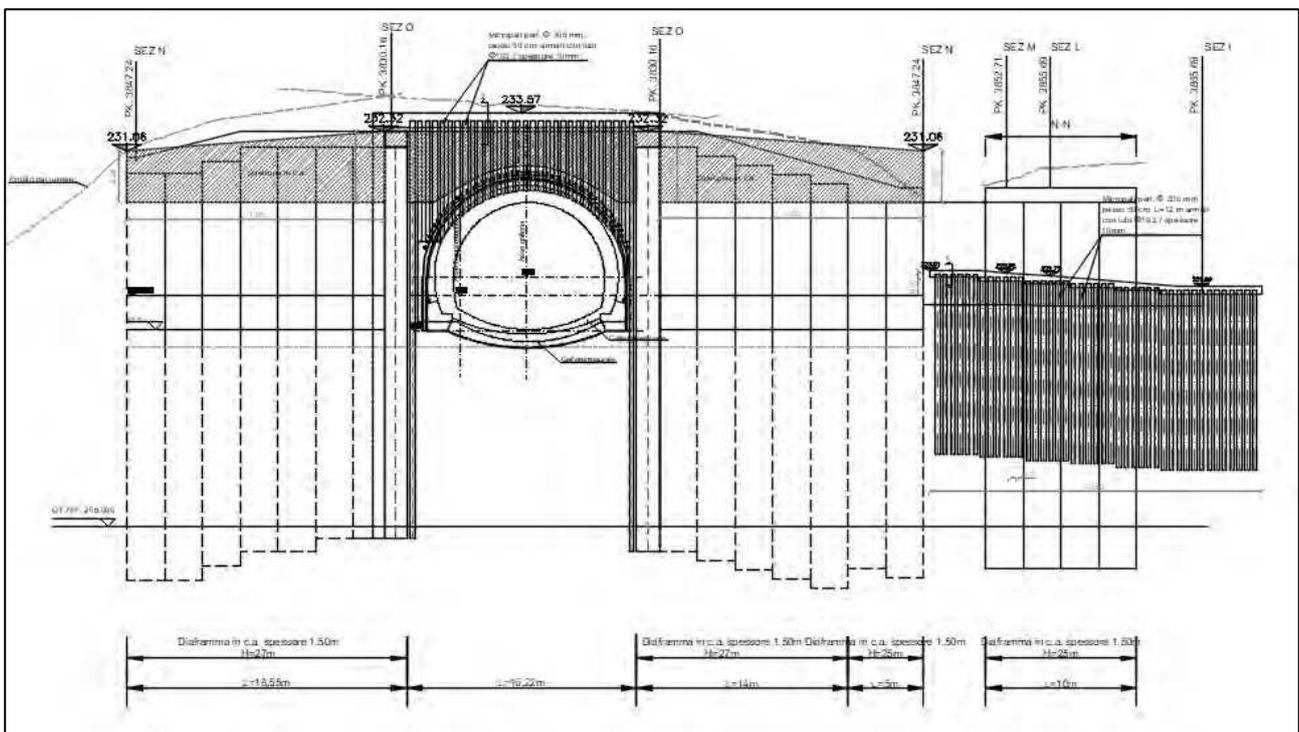
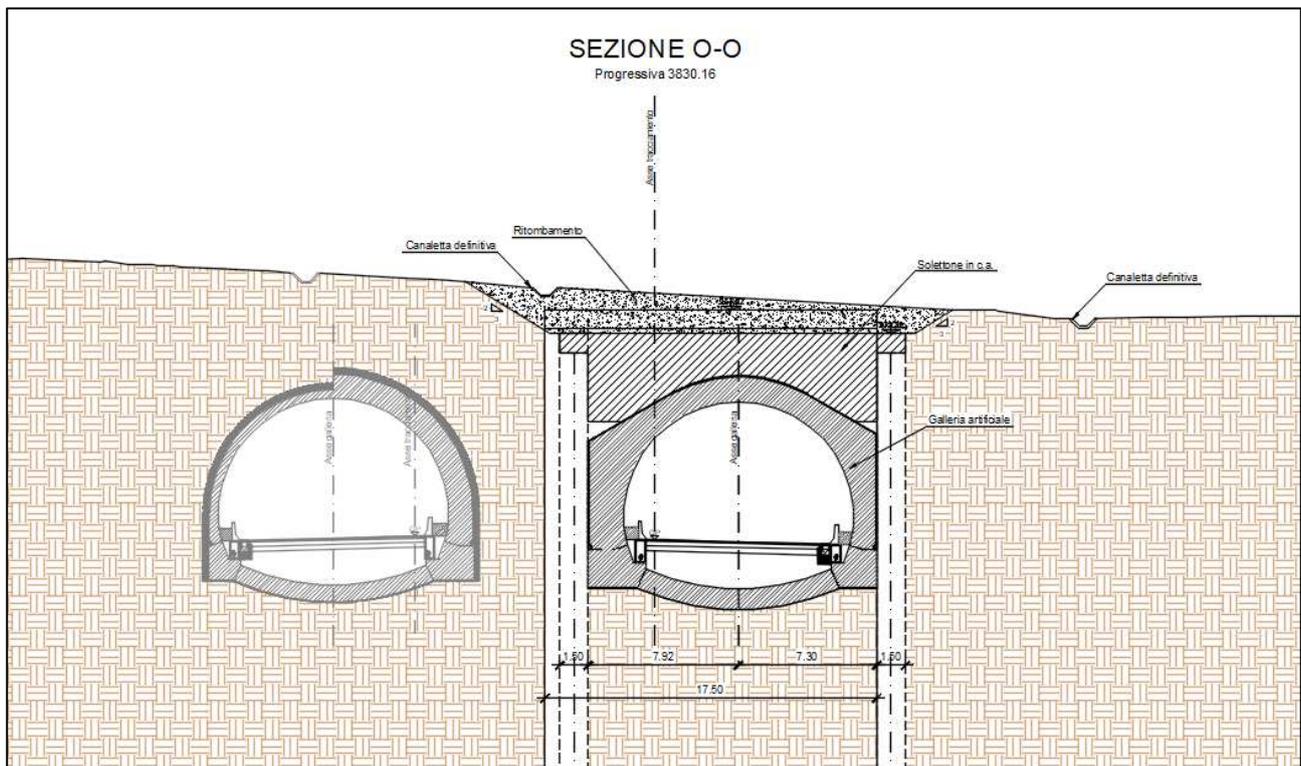


Figura 9 – Sviluppata imbocco lato Fano – canna ovest

Analogamente a quanto già visto per gli imbocchi lato Grosseto, anche per la canna ovest all'imbocco lato Fano è previsto il sostegno degli scavi di approccio allo scavo in naturale mediante diaframmi di spessore 1.5 m e larghezza del singolo pannello di 2.5 m per un tratto di estensione di circa 17.5 m, contrastati in testa mediante un solettone in calcestruzzo armato (si veda figura seguente).

Per le motivazioni che giustificano tale scelta progettuale si rimanda al paragrafo precedente.

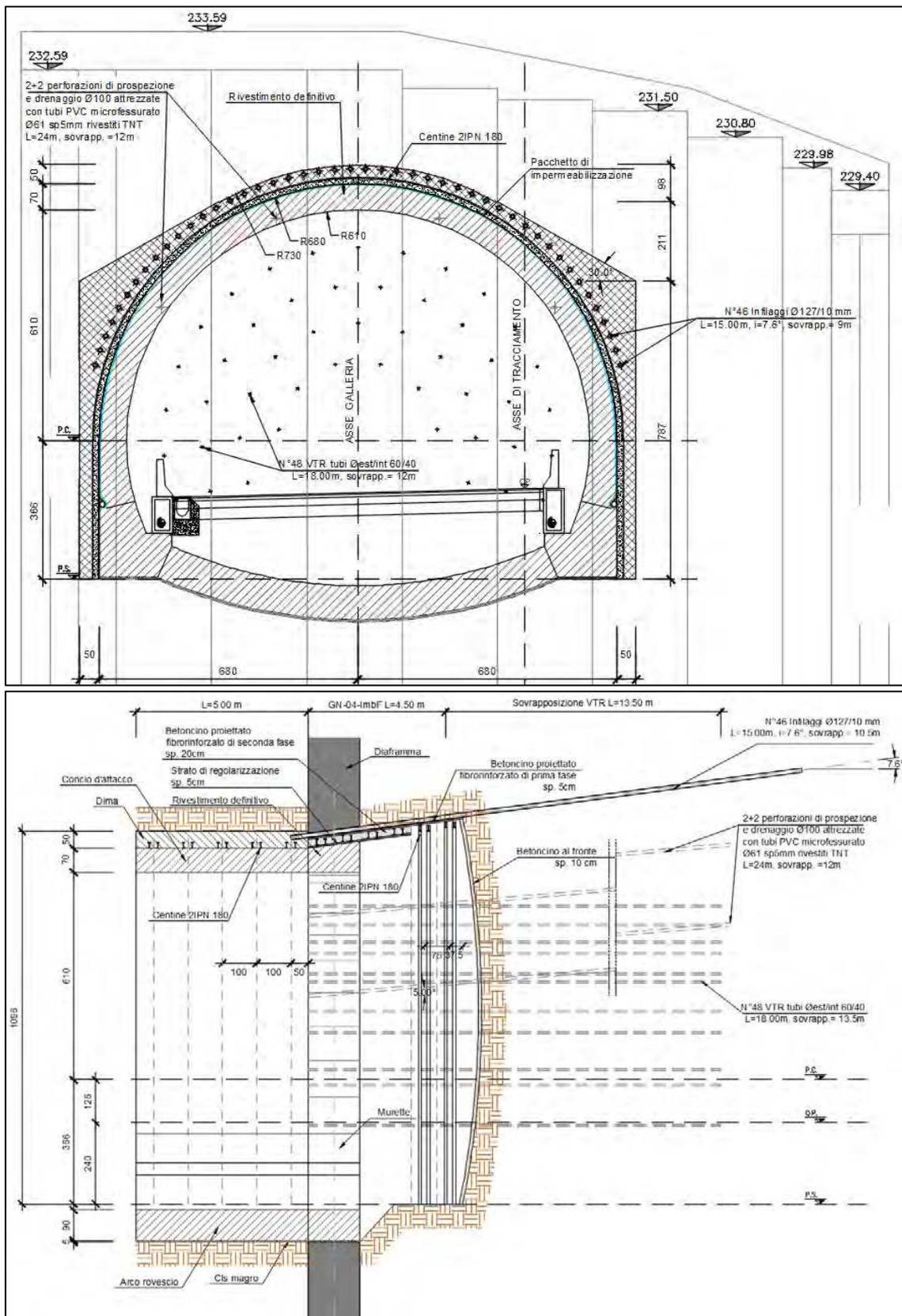


Dal momento che le coperture di terreno all'imbocco lato Fano, via via che ci si allontana dalle sezioni di attacco in naturale, decrescono rapidamente, per tale imbocco, a differenza di quanto fatto sul lato Grosseto, è stato possibile, in parte, raggiungere le quote di fondo scavo anche mediante l'adeguata combinazione di sbancamenti e berlinesi provvisorie di microapali.

Solamente sul lato sud dell'imbocco in naturale della canna est, dove l'altezza di scavo da sostenere varia indicativamente da 14 m a 4 m, sono stati previsti diaframmi contrastati (fintanto che le altezze di scavo sono superiori ai 9 m) mediante uno/due ordini di tiranti a trefoli.

Sulla parete di imbocco della tratta in naturale della canna est che, a differenza degli altri imbocchi, non è contrastata dalla presenza del solettone in c.a., si prevede il posizionamento di 3 ordini di contrasto realizzati mediante tiranti in VTR al posto che con trefoli in acciaio, così da non avere problemi di interferenza durante la realizzazione degli interventi di consolidamento al fronte e al contorno e in fase di scavo della galleria naturale.

Inoltre, sempre in conseguenza dell'assenza del solettone in c.a. all'imbocco è stato necessario prevedere in fase provvisoria la realizzazione di una dima d'attacco la cui estensione longitudinale è prevista di 5 m e spessore 0.5 m.



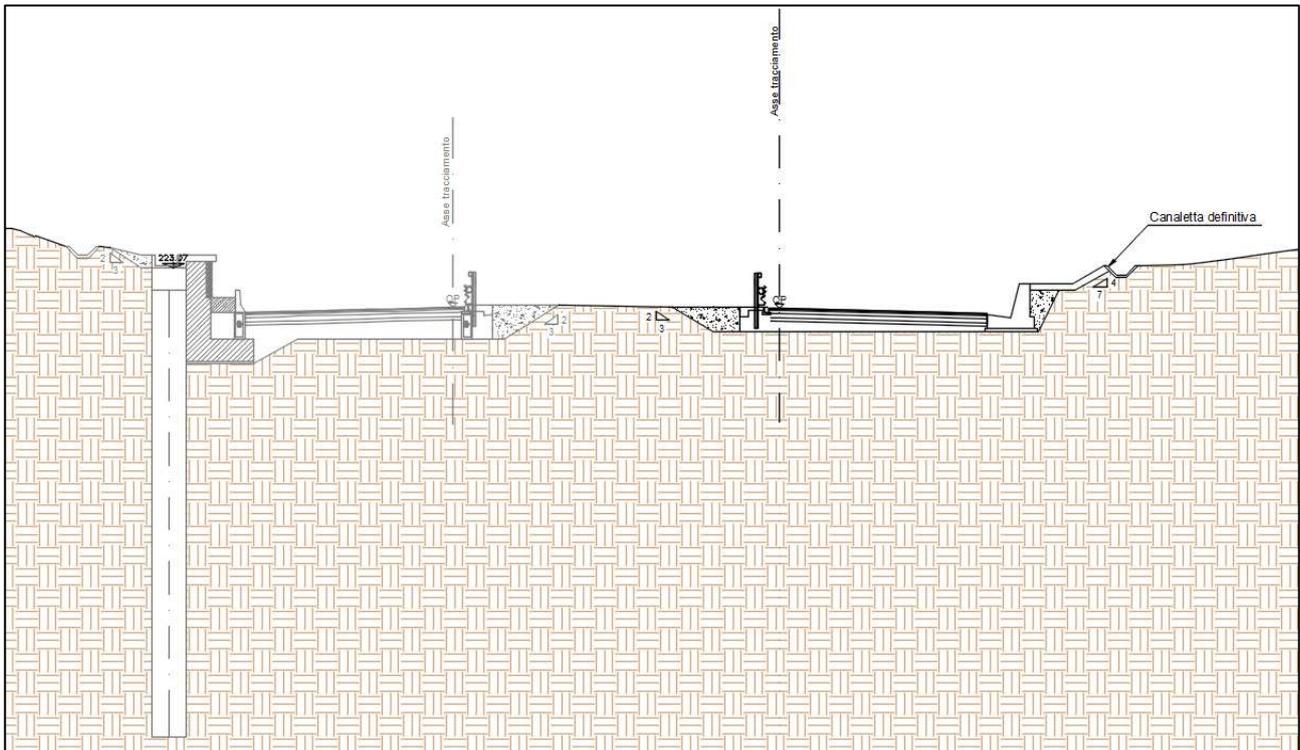
In fase definitiva si prevede la realizzazione di due tratte di galleria artificiale rispettivamente di lunghezza 17.70 m per la canna est e 35.53 m per la canna ovest. Per la descrizione delle tratte in artificiale e il relativo dimensionamento si rimanda alla specifica relazione di calcolo [6].

Si precisa che, laddove risulta prevista la sistemazione definitiva con galleria artificiale, i diaframmi avranno solo funzione di sostegno provvisoria e pertanto nelle analisi riportate nel seguito verranno

studiati senza considerare l'azione sismica.

Subito dopo le tratte di galleria artificiale le due piattaforme stradali proseguono a cielo aperto e, in particolare:

- per la piattaforma stradale uscente dalla canna est è prevista, solo sul lato sud, la presenza del tratto (non più tirantato) di diaframma realizzato in fase provvisoria e con funzione di sostegno del terreno anche in fase definitiva coperto mediante un muro a "L" posto in opera per la configurazione definitiva per un tratto di estensione di 32.44 m;
- la piattaforma stradale lato ovest procede con la sezione stradale corrente, con un muretto di sostegno del terreno di altezza circa pari a 2 m posizionato sul lato nord.



Di seguito si riporta la planimetria con la configurazione definitiva dell'imbocco lato Fano.

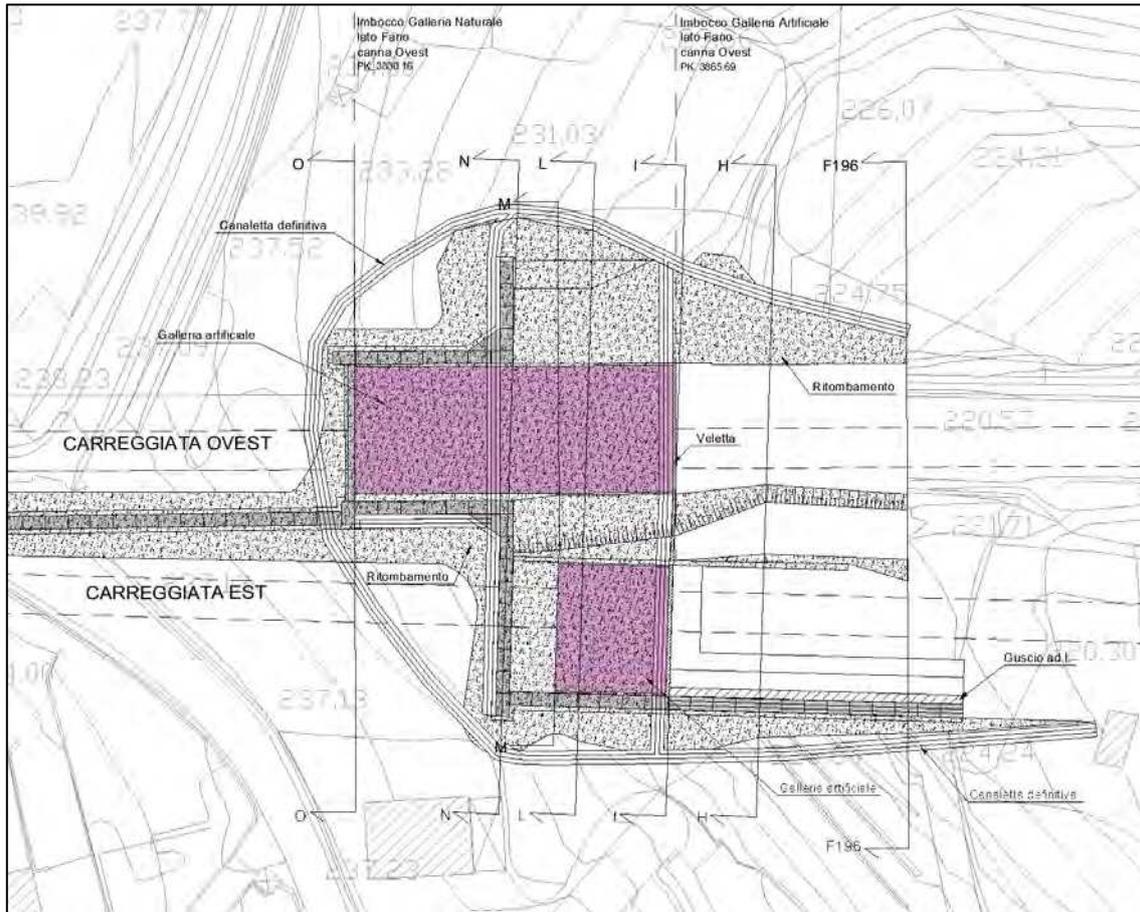


Figura 10 – Planimetria imbocco lato Fano – configurazione definitiva

6 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Nella tabella seguente sono riepilogati i principali parametri delle unità geotecniche riconosciute in base ai risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio:

Formazione	γ	ϕ'	c'	ψ	E
	[kN/m ³]	[°]	[KPa]	[°]	[MPa]
Argille azzurre (FAA)	20	28	30	0	20
Argille azzurre alterate (FAAa)	19.5	20	24	0	10
Depositi antropici (r)	20	35	0	0	10

I limiti tra le diverse unità geotecniche e l'andamento del livello piezometrico della falda sono riportati nel profilo geotecnico della carreggiata Grosseto-Fano (direzione est).

Per lo svolgimento delle analisi, sono stati considerati le formazioni e i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.

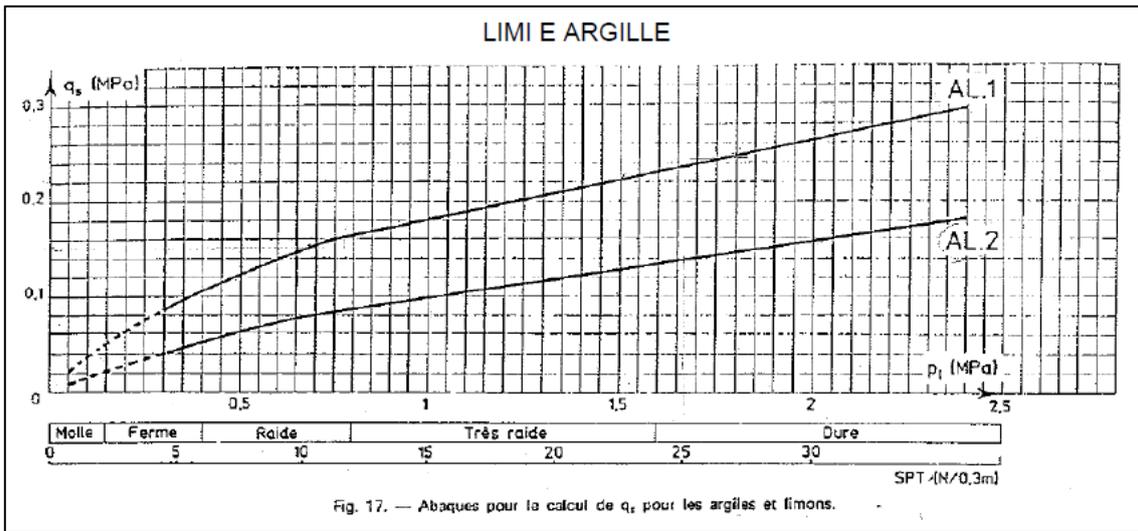
Stratigrafia e parametri geotecnici utilizzati nelle analisi						
Unità	γ	c'	ϕ'	E_0	z_{in}	z_{fin}
	[kN/mc]	[kPa]	[deg]	[MPa]	[m]	[m]
FAAa	19.5	20	24	10	0	6-8
FAA	20	30	28	20	6-8	-

Per il dimensionamento dei bulbi di ancoraggio dei tiranti sono stati considerati i seguenti valori di resistenza limite media e minima di aderenza fra bulbo e terreno.

Terreno	Aderenza limite bulbo-terreno τ_{lim} [kPa]	
	FAAa	$\tau_{a,c,min}$
$\tau_{a,c,med}$		150
FAA	$\tau_{a,c,min}$	250
	$\tau_{a,c,med}$	300

Tali valori sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni di Bustamante e Doix presenti in letteratura, che forniscono i valori di aderenza bulbo-terreno in funzione dei risultati delle prove penetrometriche.

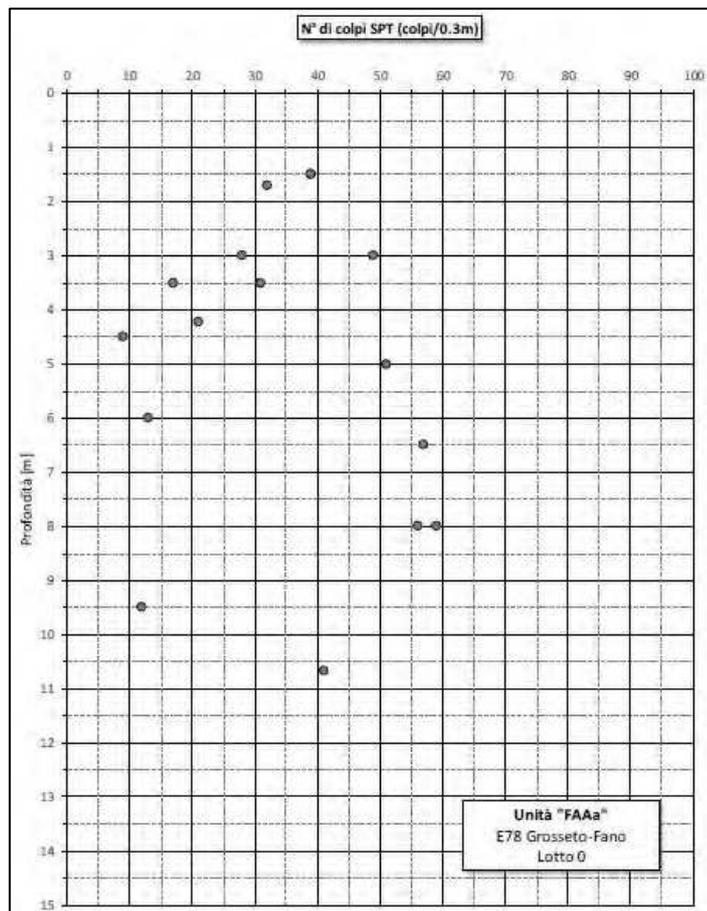
In particolare, di seguito si riporta il grafico proposto dagli autori per un terreno costituito da limi e argille (caso rappresentativo delle formazioni FAAa e FAA).

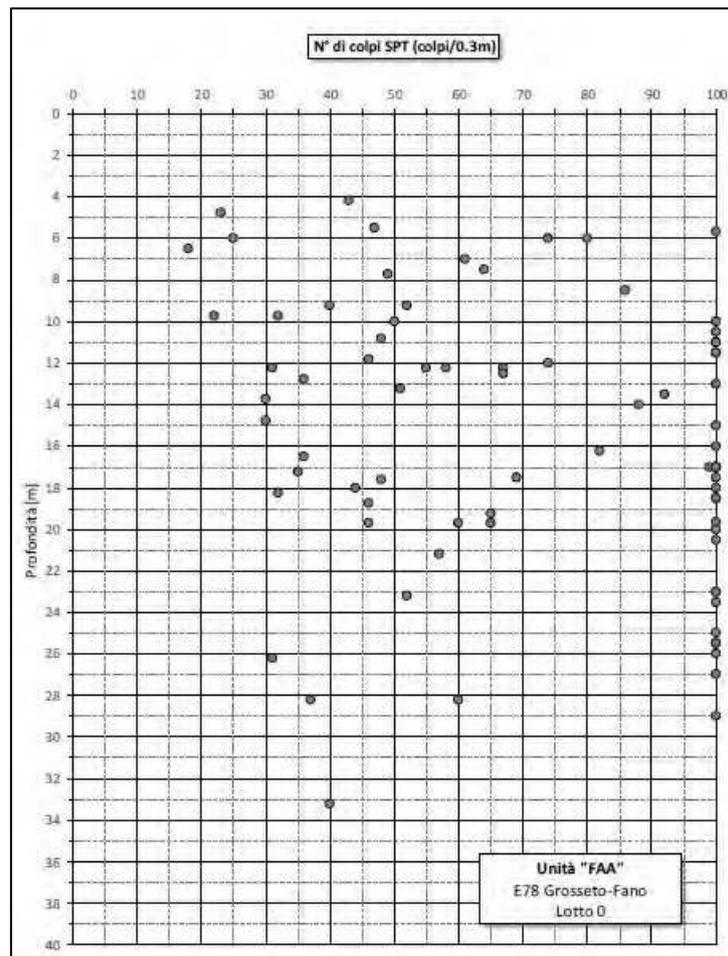


Nel grafico sopra riportato sono presenti due curve, le quali sono funzione della metodologia realizzativa del bulbo di ancoraggio e, in particolare, la curva AL.1 si riferisce alla metodologia IRS (iniezioni ripetute selettive) e la curva AL.2 alla metodologia IGU (iniezioni a bassa pressione).

Nel presente caso si farà riferimento alla curva AL.1 in quanto la metodologia realizzativa prevista per le fondazioni dei tiranti è di tipo IRS.

Nei grafici seguenti sono riportati gli andamenti dei risultati delle prove SPT (si veda l'appendice 1 della Relazione Geotecnica Generale **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) con la profondità rispettivamente per le fondazioni FAAa e FAA.





FAAa

Considerando come valori medio e minimo del parametro N_{spt} rispettivamente 15 e 10 è possibile ottenere mediante il grafico proposto da Bustamente e Doix i valori dell'aderenza limite media e minima pari rispettivamente a 150 kPa e 125 kPa.

FAA

Considerando come valori medio e minimo del parametro N_{spt} rispettivamente 35 e 30 è possibile ottenere mediante il grafico proposto da Bustamente e Doix i valori dell'aderenza limite media e minima pari rispettivamente a 300 kPa e 250 kPa.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

All'infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 17.01.2018, è stata attribuita una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso IV ($C_U = 2$). Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c considerati nel caso in esame.

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0,064	2,518	0,258
SLD	101	0,079	2,509	0,264
SLV	949	0,174	2,516	0,283
SLC	1950	0,212	2,556	0,290

Pertanto, per la verifica riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si ottiene:

- PVR = 10 %
- $T_R = 949$
- $a_g = 0.174g$

La categoria sismica di sottosuolo è stata determinata, sulla base dei risultati delle prospezioni sismiche down-hole eseguite nelle campagne del 2009 e del 2019, per tutte le principali opere dell'infrastruttura in progetto:

	categoria di sottosuolo	down-hole 2009	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo	down-hole 2019	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo
Viadotto Tressa	C	S2-DH1	317	C	S02D-DH	407	B
Galleria San Lazzerò *	C	S5-DH2	364	B	-	-	-
Viadotto Luglie	C	S8-DH3	317	C	-	-	-
Viadotto Valli	C	S9-DH4	224	C	-	-	-
Viadotto Casone	B	S10-DH5	395	B	S05D-DH	455	B
Viadotto Ribucciano	B	S11-DH6	447	B	-	-	-
Galleria Bucciano	C	S13-DH7	337	C	-	-	-
Viadotto Rilugò	C	S16-DH8	340	C	S11D-DH	428	B
					S14D-DH	496	B

* dato il valore di Vs30 molto prossimo al limite della categoria C, utilizzare cautelativamente la categoria C anche per la Galleria San Lazzerò

8 IDENTIFICAZIONE MODELLI DI CALCOLO

Lo studio delle paratie di diaframmi, provvisorie e definitive, è stato effettuato suddividendo tali opere di sostegno in base alle loro caratteristiche geometriche e di vincolo e identificando diversi modelli di calcolo per il relativo dimensionamento. Di seguito sono elencate le diverse configurazioni di calcolo utilizzate per il dimensionamento dei diaframmi:

- 1) La Configurazione 1 modella lo scavo tra due paratie provvisorie, con un elemento di contrasto, rappresentante il solettone di copertura della galleria artificiale, e un'altezza di scavo massima pari a 16.5m.
- 2) La Configurazione 2 modella lo scavo tra due paratie provvisorie, con tre elementi di contrasto, atti a rappresentare due ordini di puntoni provvisori e l'arco rovescio della galleria artificiale, e un'altezza di scavo massima pari a 15m.
- 3) La Configurazione 3 modella lo scavo tra due paratie provvisorie, con due elementi di contrasto, atti a rappresentare un ordine di puntoni provvisori e l'arco rovescio della galleria artificiale, e un'altezza di scavo massima pari a 14m.
- 4) La Configurazione 4 modella lo scavo tra due paratie definitive, con un elemento di contrasto, atto a rappresentare la fondazione del muro di sostegno antistante, e un'altezza di scavo massima pari a 9m.
- 5) La Configurazione 5 modella lo scavo di una paratia definitiva, con altezza di scavo massima pari a 6m.
- 6) La Configurazione 6 modella lo scavo di una paratia provvisoria, con due ordini di tiranti e un'altezza di scavo massima pari a 13m.
- 7) La Configurazione 7 modella lo scavo di una paratia provvisoria, con un ordine di tiranti e un'altezza di scavo massima pari a 10.5m.
- 8) La Configurazione 8 modella lo scavo di una paratia provvisoria, con tre ordini di tiranti e un'altezza di scavo massima pari a 11.5m.

La Figura 11 e la Figura 12 mostrano le sviluppate delle opere di sostegno e le relative configurazioni di calcolo per gli imbocchi lato Grosseto, mentre la Figura 13 e la Figura 14 per gli imbocchi lato Fano. Infine, la Figura 15 e la Figura 16 mostrano rispettivamente la planimetria degli imbocchi lato Grosseto e lato Fano.

Anche lo studio dei muri di sostegno è stato effettuato suddividendoli in base alle loro caratteristiche geometriche e di vincolo. In particolare, sono stati identificati:

- 1) Il Muro Tipo 1 identifica un muro di sostegno a L;
- 2) Il Muro Tipo 2 identifica un muro di sostegno a L la cui fondazione non risulta libera di traslare, in quanto contrastata in punta dalla presenza di una berlinese di pali, realizzata a tale scopo. Si precisa che, dal momento che la fondazione del muro risulta contrastata, la paratia a esso retrostante è studiata considerando la Configurazione 4;
- 3) Il Muro Tipo 3 identifica un muro di sostegno a U la cui fondazione esercita la funzione di elemento di contrasto per lo studio delle paratie della Configurazione 4.

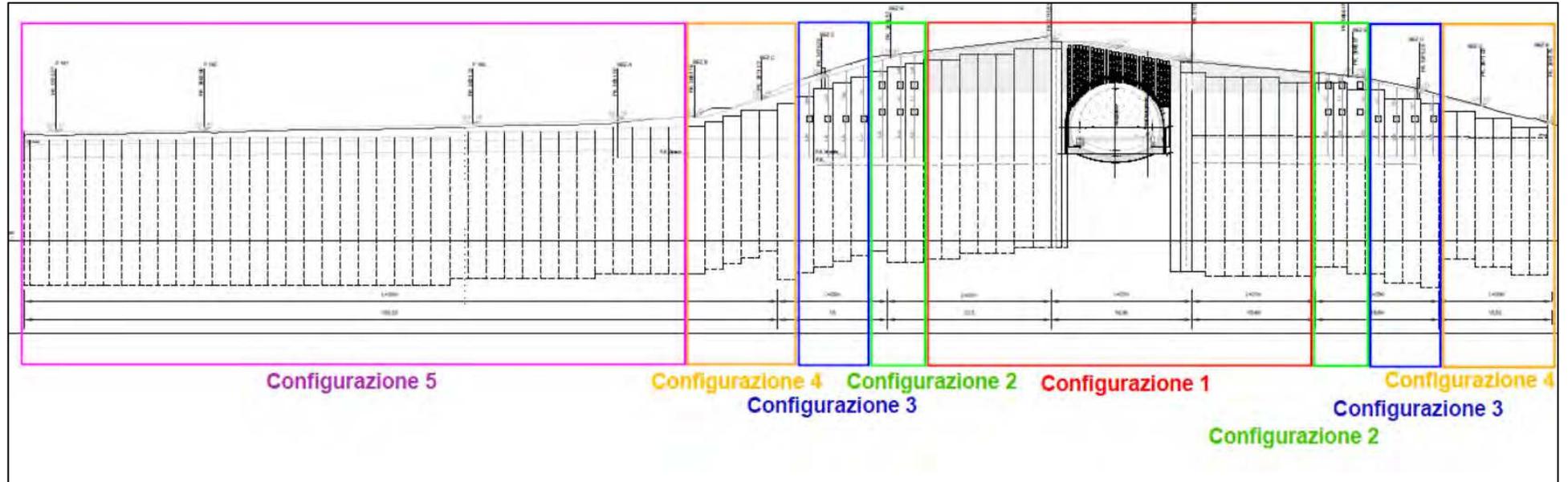


Figura 11 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Grosseto - Sviluppata Ovest

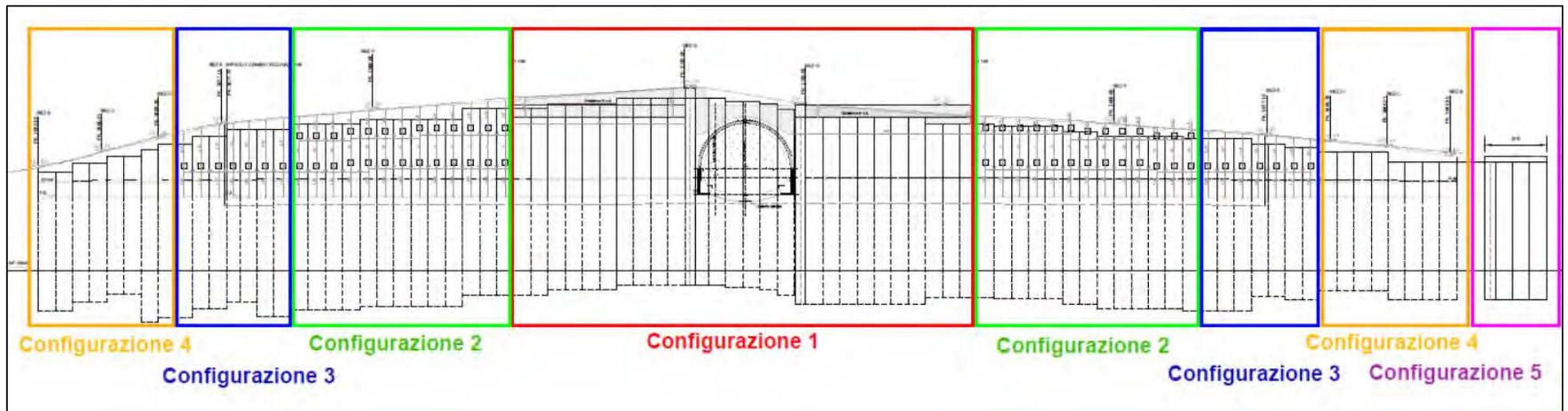


Figura 12 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Grosseto - Sviluppata Est

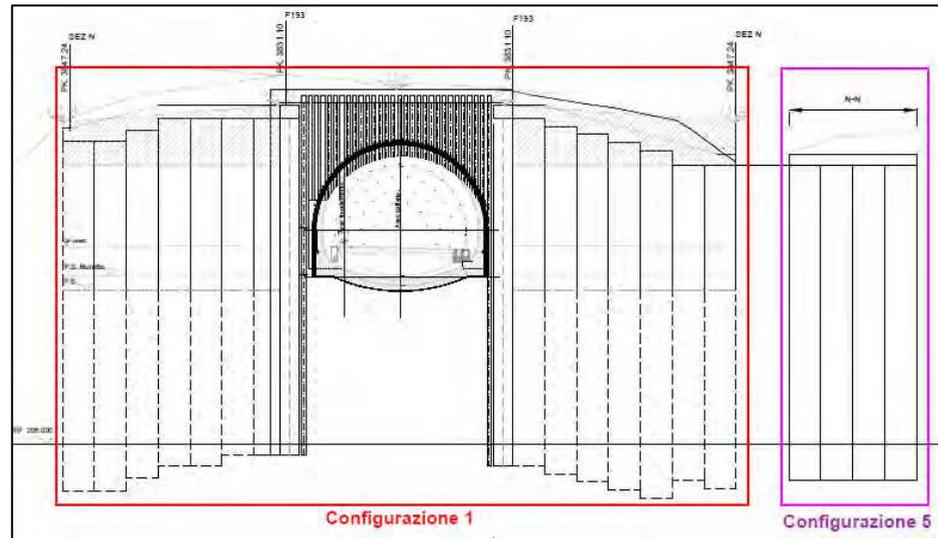


Figura 13 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Fano - Sviluppata Ovest

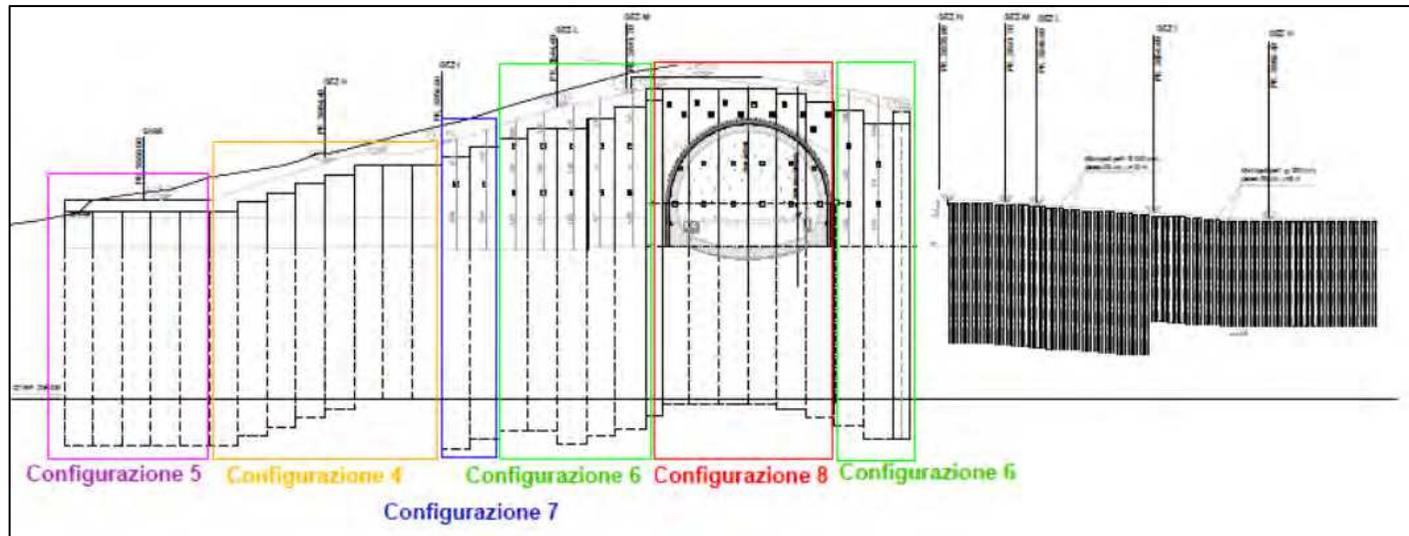


Figura 14 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Fano - Sviluppata Est

8

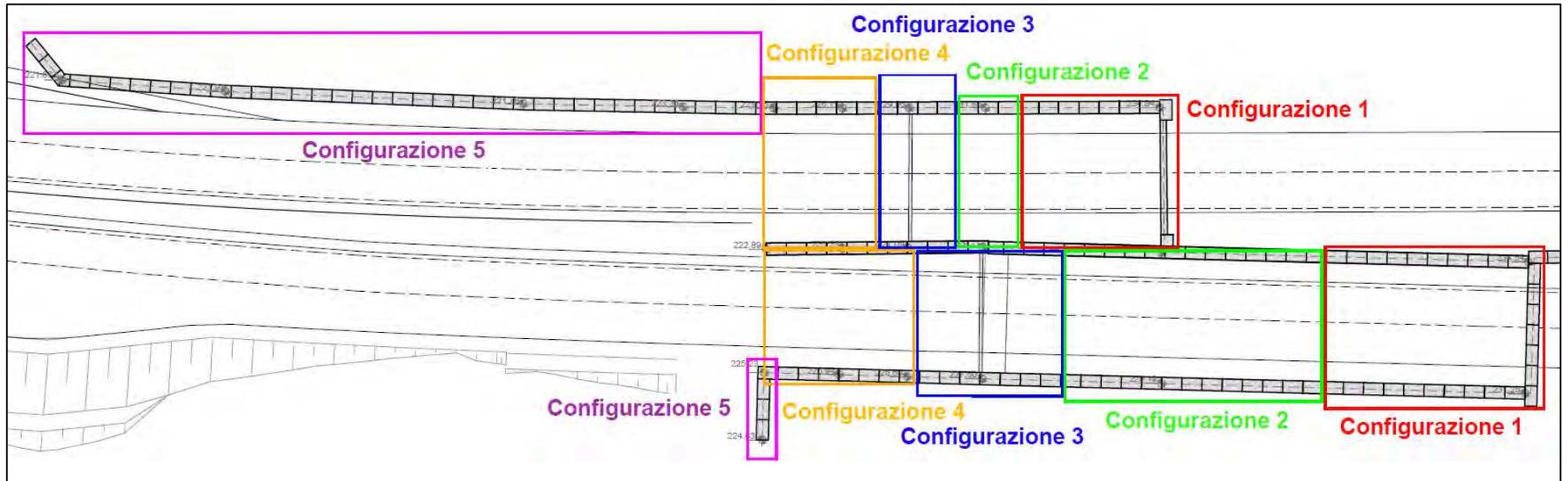


Figura 15 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Grosseto - Planimetria

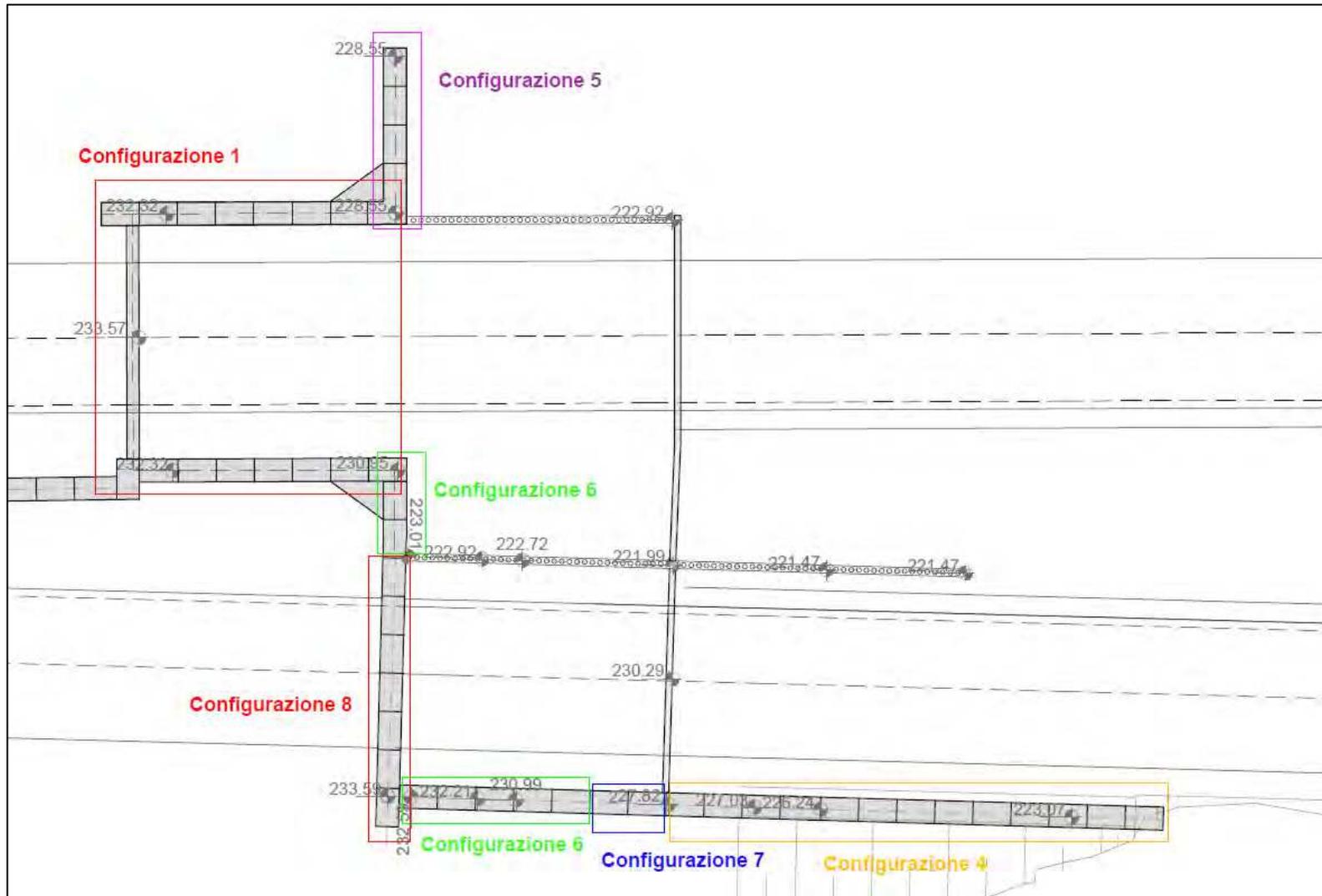


Figura 16 – Galleria Bucciano – Opere di sostegno – Imbocco Lato Fano - Planimetria

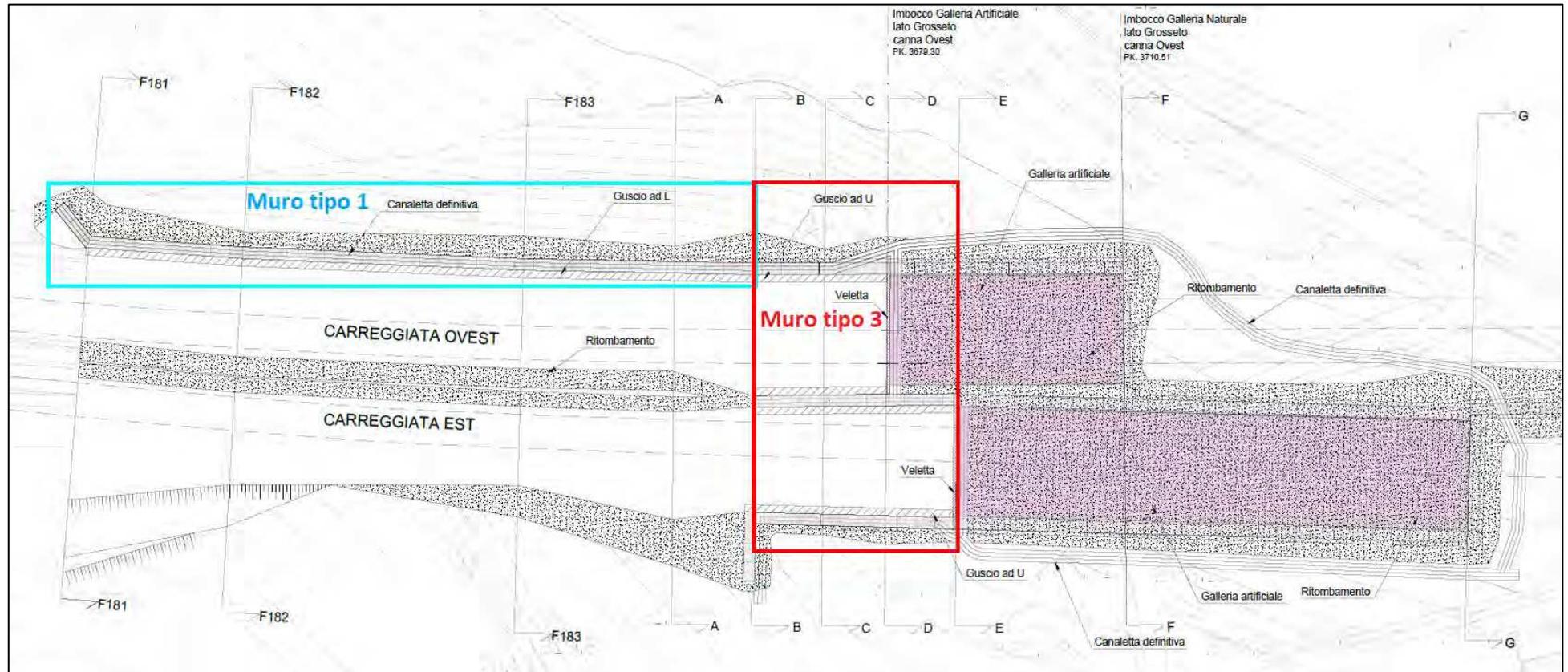


Figura 17 – Galleria Bucciano – Muri imbocco Lato Grosseto - Planimetria

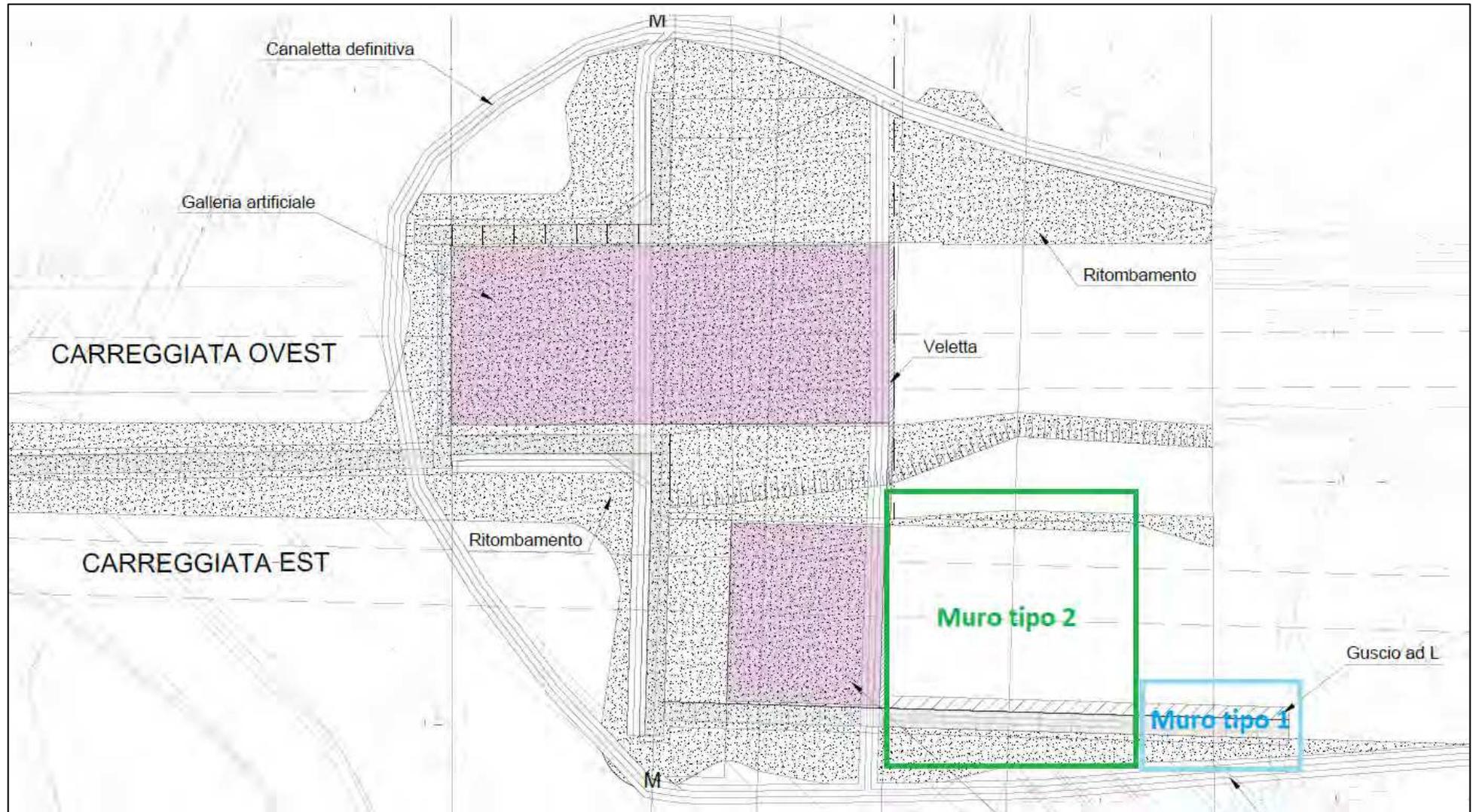


Figura 18 – Galleria Bucciano – Muri imbocco Lato Fano - Planimetria

9 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 1

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 1.

Le paratie della Configurazione 1 sono costituite da diaframmi in calcestruzzo armato aventi lunghezza pari a 28m (27m di pannello + 1m di trave di testata), larghezza pari a 2.5m e spessore pari a 1.5m (Figura 19). L'altezza massima di scavo è pari a 16.5m.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di un solettone di contrasto alla quota -4.25m atto a modellare il solettone di copertura della galleria artificiale. Si noti che, essendo lo spessore del solettone elevato (1.7m-4.0m), tale elemento di contrasto è stato simulato attraverso l'applicazione di tre solette, al fine di rappresentare in maniera idonea la condizione di vincolo.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. Procedendo con lo scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 1 sono state studiate esclusivamente in fase provvisoria; infatti, a seguito della realizzazione dello scavo, a valle delle paratie viene realizzata la galleria artificiale la quale adempie alla funzione di sostegno in fase definitiva.

9.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

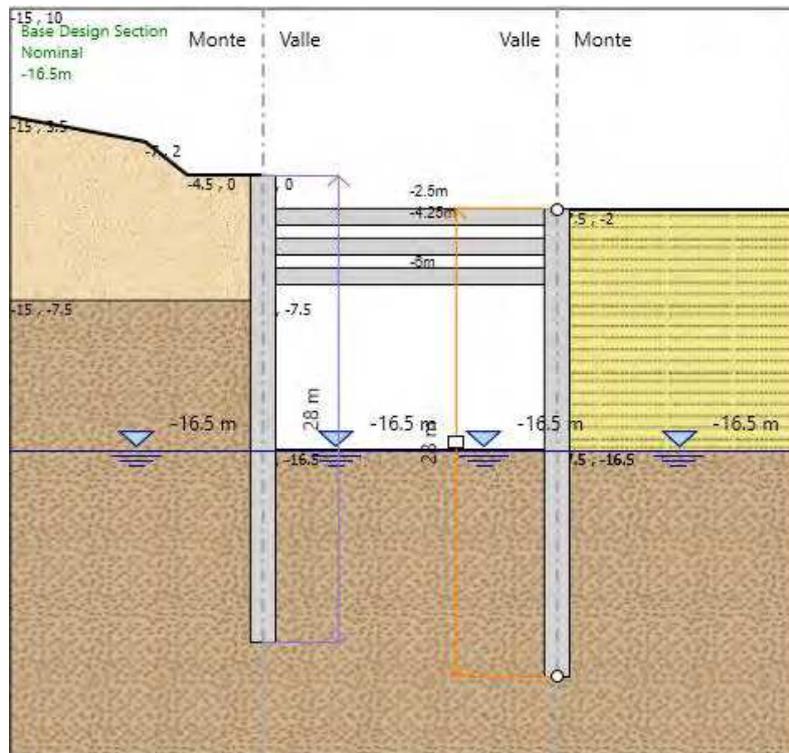


Figura 19 – Configurazione 1 - Schema geometrico

9.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta dei diaframmi. Realizzazione dei diaframmi e delle relative travi di testata.
2)	-1.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -1.5m.
3)	-3m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -3m.
4)	-5.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -5.5m.
5)	-7.2m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -7.2m.
6)	Solettone	Realizzazione della soletta di contrasto simulata nell'analisi mediante l'applicazione di tre elementi di contrasto.
7)	-9m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -9m.
8)	-11m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -11m.
9)	-14.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -14.5m.
10)	-16.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -16.5m.

Tabella 1 - Analisi numerica Configurazione 1 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figure il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1), 6) e 10)) identificati nella tabella soprastante.

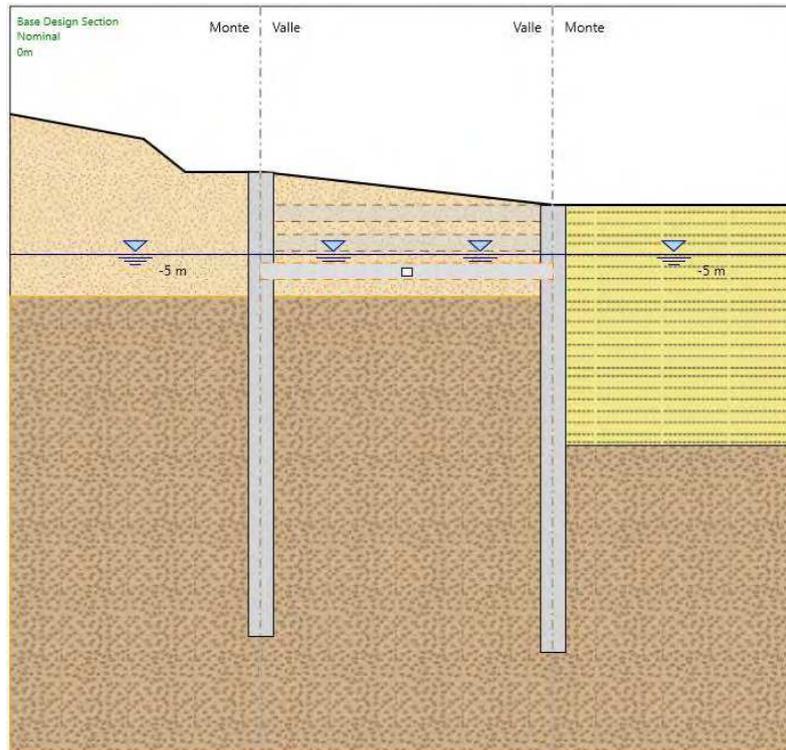


Figura 20 – Modello di calcolo - Step 1)

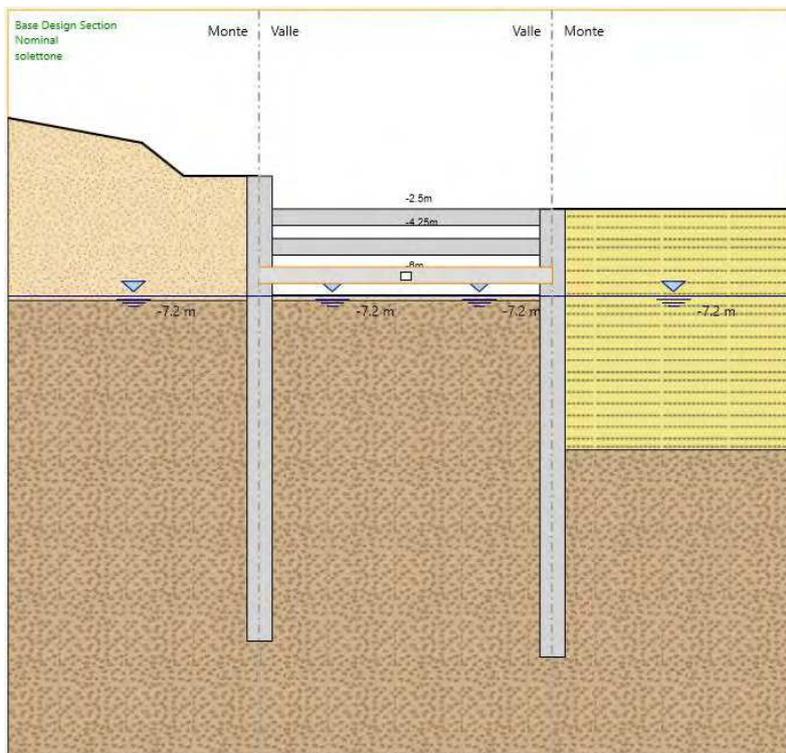


Figura 21 – Modello di calcolo - Step 6)

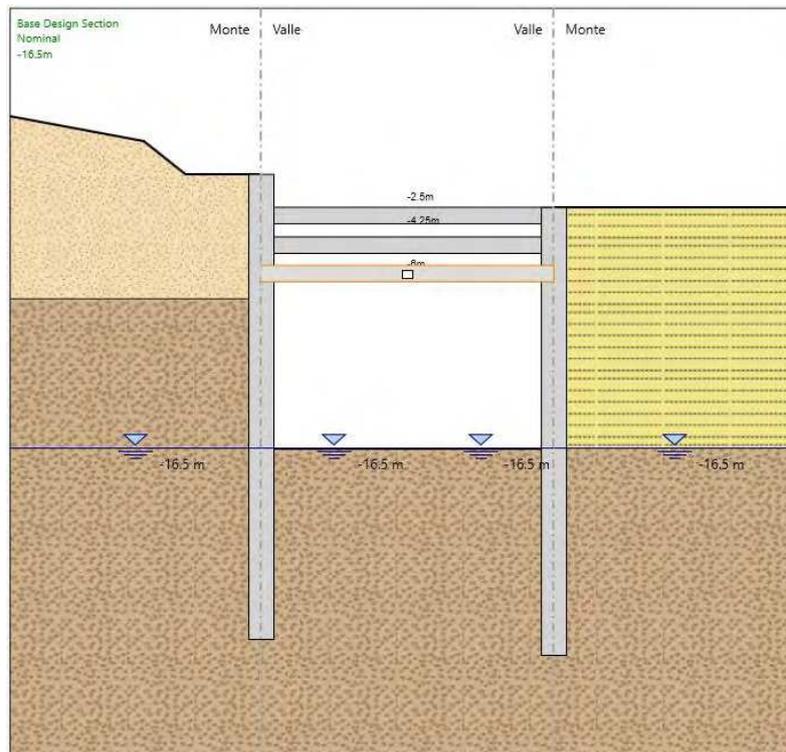


Figura 22 – Modello di calcolo - Step 10)

9.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti nell'analisi (soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE. Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

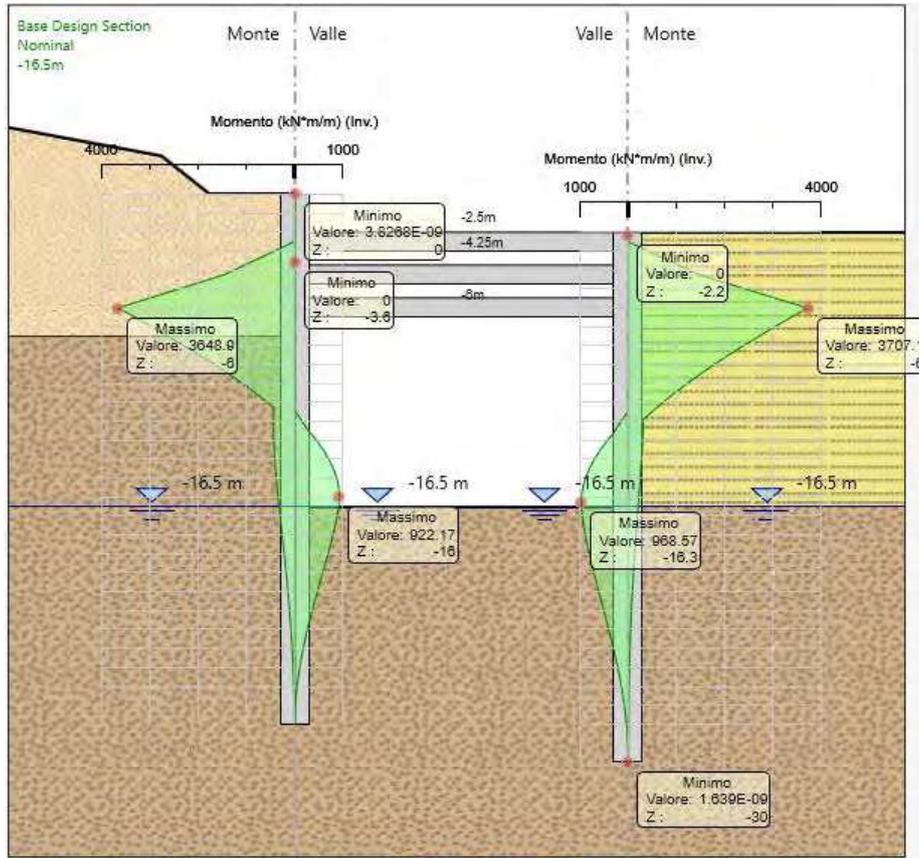


Figura 23 – Involuppo combinazioni SLU – momento flettente agente sui diaframmi

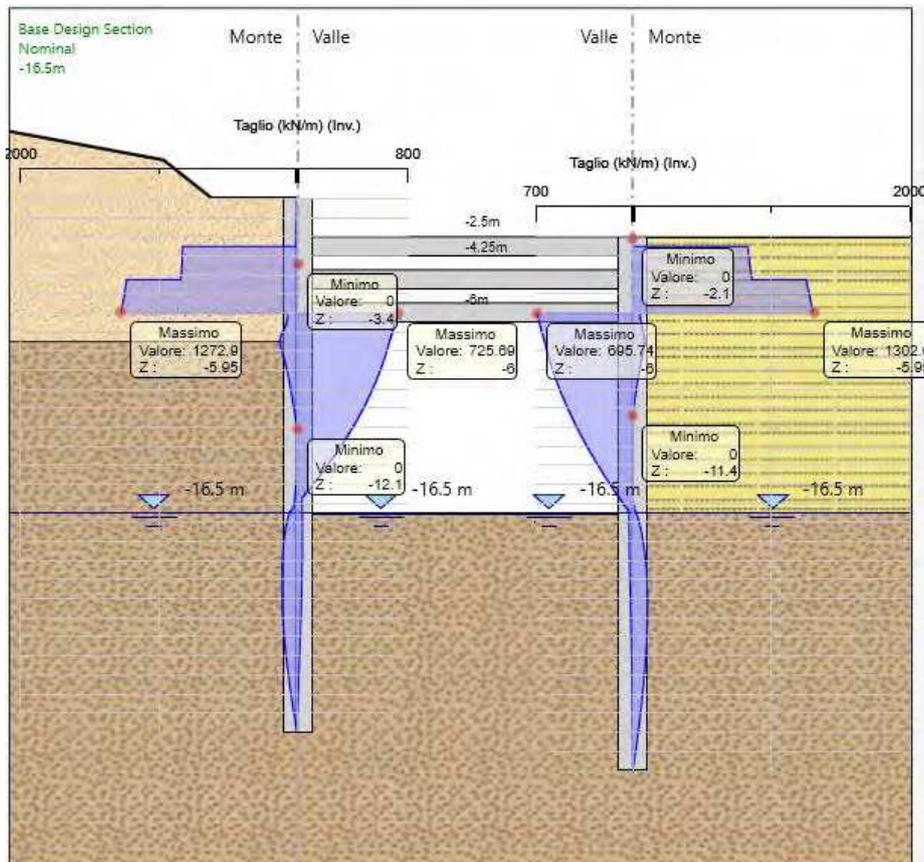


Figura 24 – Involuppo combinazioni SLU – azione tagliante agente sui diaframmi

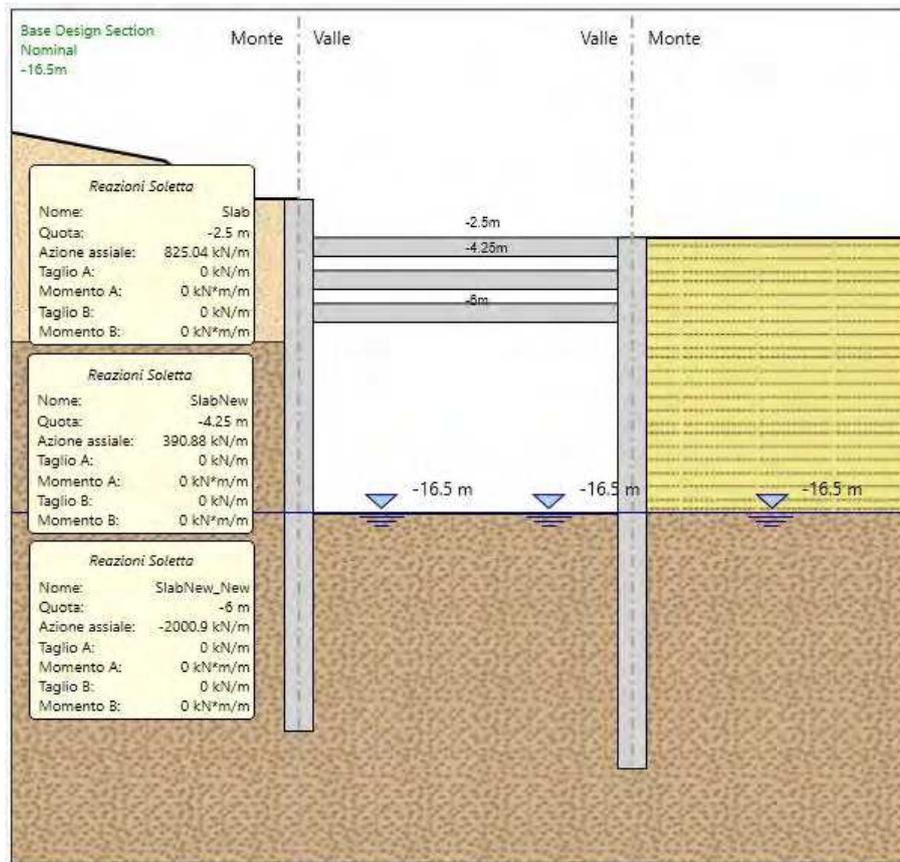


Figura 25 – Involuppo combinazioni SLU – azione assiale agente sul solettone di contrasto

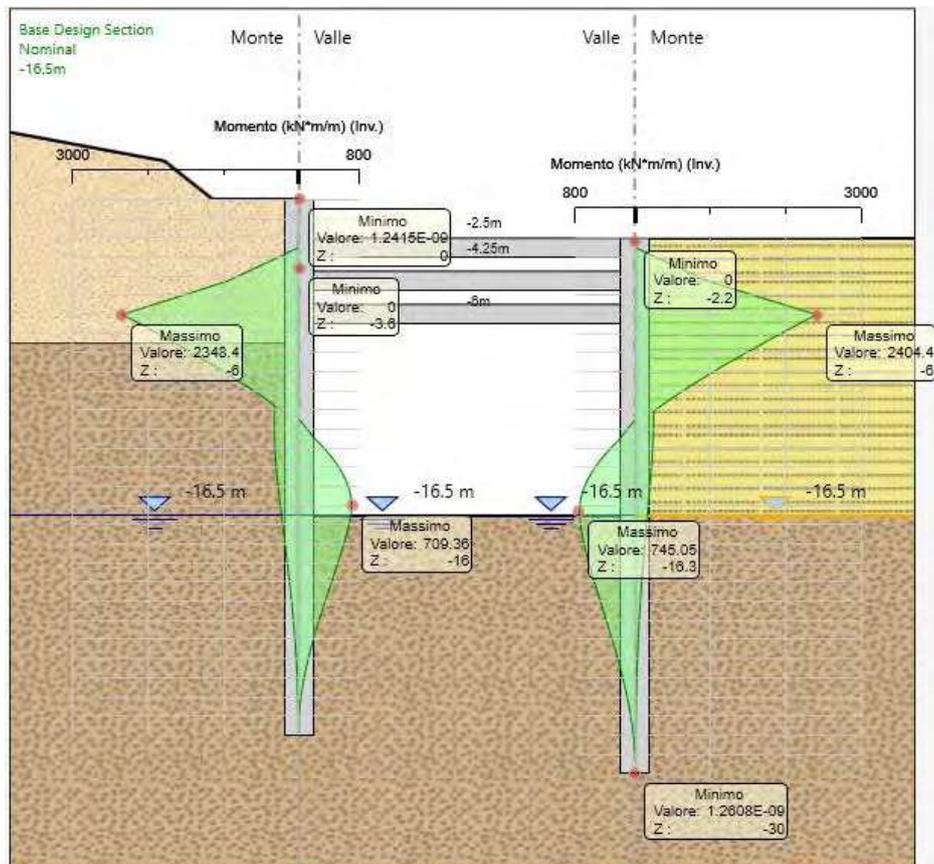


Figura 26 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

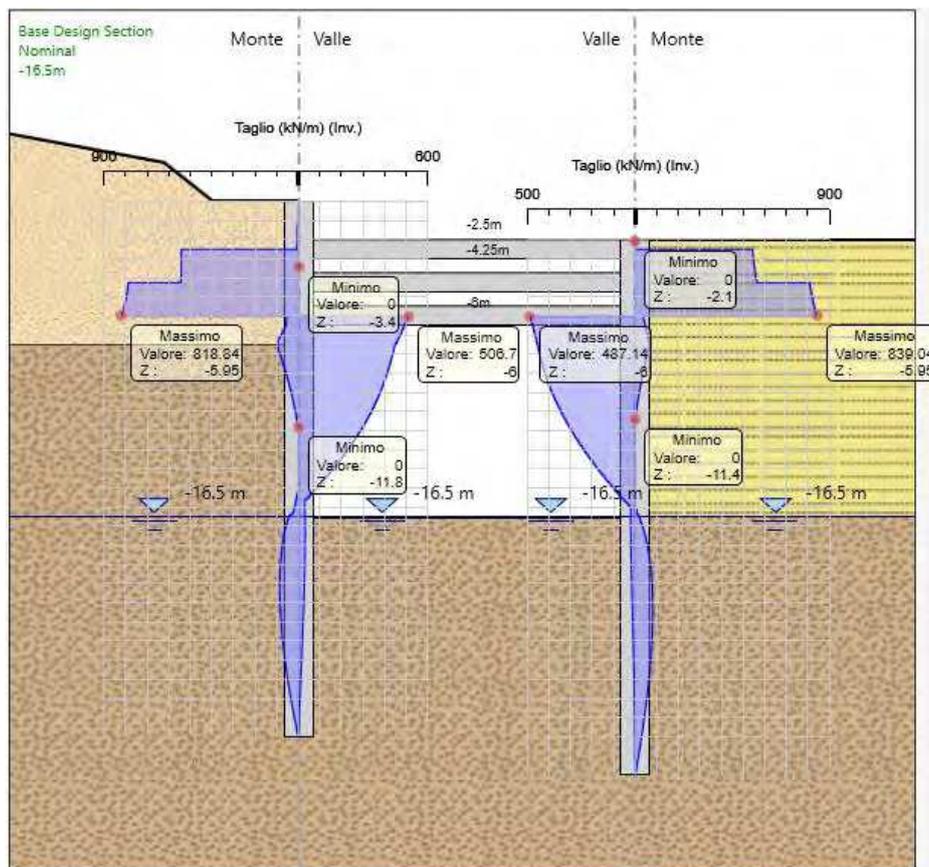


Figura 27 – Involuppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

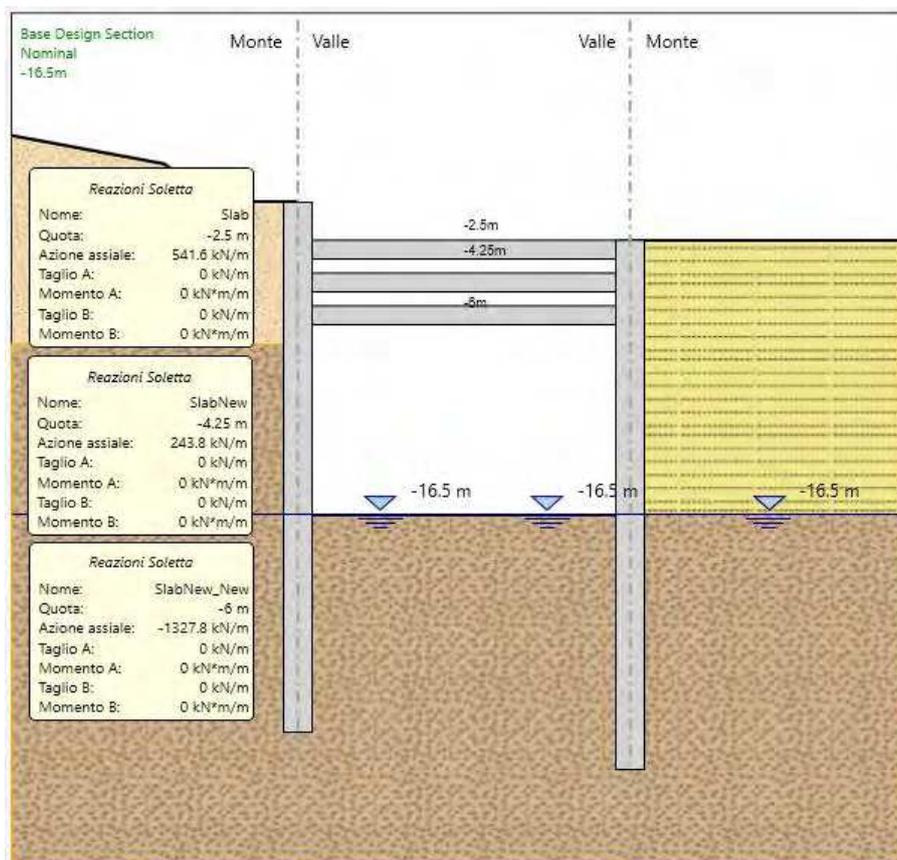


Figura 28 – Involuppo combinazioni SLE – azione assiale agente sul solettone di contrasto

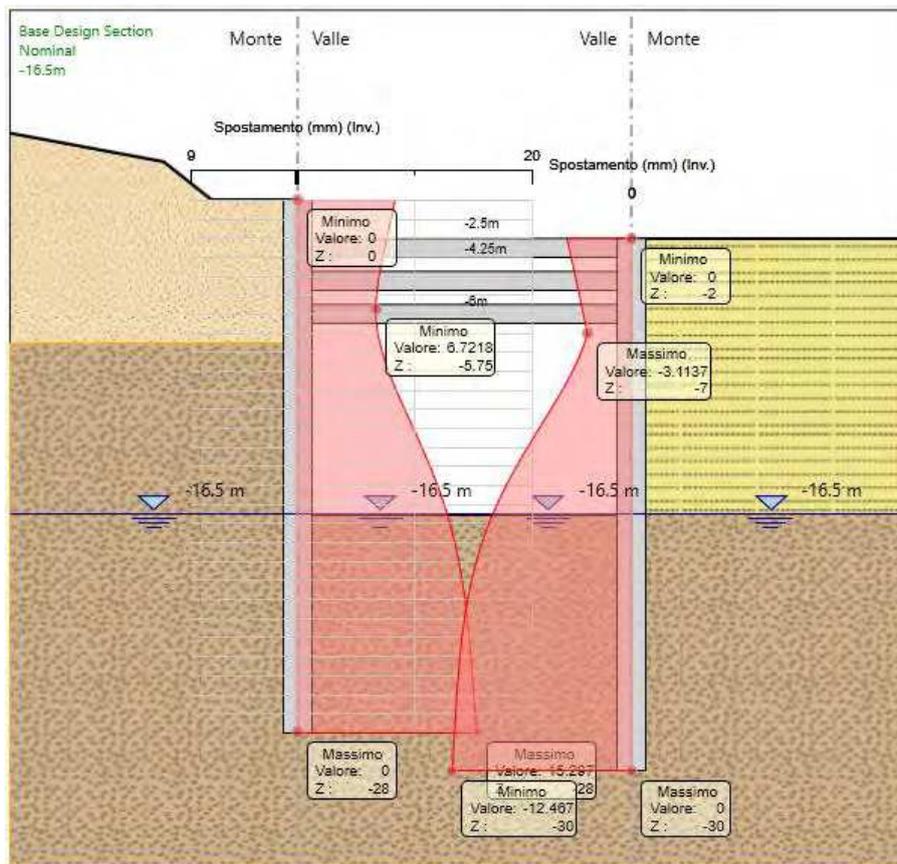


Figura 29 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

9.4 Verifiche diaframmi

9.4.1 Verifiche SLU diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU – SLV, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU}^{max} = 3707.1 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU}^{max} = 1302.6 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$ $A_s' = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \varnothing 14/20\text{cm}$

9.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

Titolo: Configurazione 1

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

N_{Ed}: 0 0 kN
 M_{xEd}: 3707.1 2348.4 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C28/35

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}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 5 400 kNm

σ_c: -15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 27.59 ‰
 d: 140 cm
 x: 15.76 x/d: 0.1126
 δ: 0.7

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica a momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 3707.1 \text{ kNm}$$

9.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	1302.6	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0076	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	14	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	20	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	616	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	15185.74	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	5185.43	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

9.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 15.3 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

9.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Titolo: Configurazione 1

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
 M_{xEd}: 3707.1 2348.4 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Materiali
 B450C C28/35

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} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 [?]
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -5.513 N/mm²
 σ_s : 178.9 N/mm²

ϵ_s : 0.8946 ‰
 d: 140 cm
 x: 44.26 x/d: 0.3161
 δ : 0.8351

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	5.51	17.43	178.9	360
SLE_QUASI PERMANENTE	5.51	13.07	-	-

9.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

La verifica è stata effettuata secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC 2018.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	W_{max}	W_{lim}
	[mm]	[mm]
SLE_FREQUENTE	0.161	0.400
SLE_QUASI PERMANENTE	0.161	0.300

9.5 Verifica di capacità portante dei diaframmi

I diaframmi della Galleria devono sostenere il peso della soletta e dell'eventuale terreno soprastante: l'obiettivo del presente capitolo è quello di verificare la capacità portante verticale dei diaframmi. Cautelativamente, si tiene in considerazione la geometricamente più sfavorevole della Configurazione 1.

I diaframmi hanno un tratto fuori terra di circa 15.5 m ed un tratto completamente interrato di circa 12.5 m. In tale configurazione i pesi a metro lineare fuori piano a cui sono soggetti i diaframmi sono:

1. Peso soletta su metà luce: $28.5\text{m}^2 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 712.5 \text{ kN/m}$
2. Peso diaframma fuori terra: $15.5\text{m} \cdot 1.5\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 581.3 \text{ kN/m}$

Adottando la combinazione A1+M1+R3, che prevede un fattore sulle azioni dei pesi propri pari a 1.3, l'azione verticale di progetto massima risulta pari a

$$N_{d,\text{diafr}} = (712.5 \text{ kN/m} + 581.3 \text{ kN/m}) \cdot 1.3 = 1681.9 \text{ kN/m}$$

Nel seguito si riporta il calcolo della capacità portante dei diaframmi a compressione considerando, cautelativamente, solo il tratto interrato di diaframma.

Calcolo capacità portante diaframmi sollecitati a compressione

La capacità portante di progetto del diaframma è fornita dalle seguenti espressioni:

$$R_d = \min\left(\frac{R_{c,\text{cal-media}}}{\xi_3}; \frac{R_{c,\text{cal-min}}}{\xi_4}\right)$$

$$R_d = R_{b,d} + R_{c,d} - W_{\text{diafr-netto}} \cdot \gamma_G = \frac{R_{c,\text{cal-base}}}{\gamma_b \cdot \xi} + \frac{R_{c,\text{cal-lat}}}{\gamma_s \cdot \xi} - W_{\text{diafr-netto}} \cdot \gamma_G$$

Con

$$R_{c,\text{cal-base}} = A_b \cdot q_{\text{lim,base}}$$

$$R_{c,\text{cal-lat}} = 2m \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot h_i$$

Dove

R_d	Portata di progetto a compressione dei diaframmi	[kN/m]
$R_{b,d}$, $R_{c,d}$	Portata di progetto di base e laterale dei diaframmi	[kN/m]
$R_{c,\text{cal}}$	Portata di calcolo a compressione dei diaframmi	[kN/m]
$R_{c,\text{cal-base}}$	Portata di base di calcolo	[kN/m]
$R_{c,\text{cal-lat}}$	Portata laterale lungo il fusto del palo di calcolo	[kN/m]
$W_{\text{diafr-netto}}$	Peso proprio del diaframma efficace	[kN/m]
γ_b , γ_s	Coefficienti di sicurezza per la portata di base e laterale secondo NTC	[-]
A_b	Area di base del diaframma	[m]

2m	Perimetro laterale del diaframma, pari a 2m	[m]
q_{lim,base}	Resistenza unitaria alla punta ≤ q _{max,base}	[kPa]
τ_i	Aderenza unitaria laterale dello strato i-esimo	[kPa]
h_i	Spessore dello strato i-esimo a contatto con il palo	[m]

Il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo γ_G , utilizzato nelle verifiche di capacità portante, è stato assunto pari ad 1.3 nella combinazione A1+M1+R3.

L'aderenza unitaria laterale e la portata unitaria di base vengono date dalle seguenti equazioni:

Condizioni non drenate

$$\tau_i = \alpha \cdot c_{u-i}$$

$$q_{lim,base} = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

Condizioni drenate

$$\tau_i = \alpha \cdot c_i + k \cdot \sigma'_{v-i} \cdot \tan(\delta) \leq \tau_{lim}$$

$$q_{lim,base} = \sigma'_{v-base} \cdot N_q + c \cdot N_c \leq q_{b-lim}$$

dove:

k	$1 - \sin(\phi) \leq 0.5$	[-]
δ	0.7ϕ	[°]
σ'_v	Sforzo verticale efficace lungo il fusto del palo	[kPa]
α	0.5	[-]

La capacità portante unitaria di base in condizioni drenate è stata calcolata secondo stime reperibili in bibliografia per terreni simili a quelli in esame (tra cui Hansen, 1970). Nel caso in oggetto i parametri N_q e N_c assunti sono:

φ (°)	N _c	N _q
5	7.3	1.6
10	9.6	2.7
15	12.9	4.4
20	17.7	7.4
25	25.1	12.7
30	37.2	22.5
34	52.6	36.5

Si riportano di seguito l'aderenza unitaria laterale e la portata unitaria di base per la condizione drenata e la condizione non drenata.

Livello	Caso drenato		Caso non drenato	
	τ (kPa)	q _b (kPa)	τ (kPa)	q _b (kPa)
FAA	26.1	3135	100	2050

In funzione del numero di prove geognostiche ubicate nelle vicinanze dell'opera, si ricava il fattore di correlazione ricavato dalla tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2018 risulta pari a 1.45 (valido per parametri medi) o a 1.28 (valido per parametri minimi). Le resistenze di calcolo sono state divise per tale fattore in modo da ottenere le resistenze caratteristiche.

In accordo alla normativa i fattori parziali sulle resistenze da adottare per la combinazione considerata, considerando pali di tipo trivellato sollecitati a compressione (Tabella 6.4.II delle NTC 2008):

COMB	Simbolo (γ_R)	coefficiente parziale
A1+M1+R3	γ_R	1.15 (portata laterale) 1.35 (portata di base)

Considerando diaframmi immorsati nel terreno di circa 12.5 m, di seguito si riportano le verifiche di capacità portante verticale che risultano soddisfatte sia per la fase drenata, sia per la fase non drenata.

Comb	Nd,diafr (kN)	Rd -drenata (kN)	Rd -non drenata (kN)	VERIFICA
A1+M1+R3	1682	2184	2461	OK

Pertanto, adottando una lunghezza complessiva dei diaframmi pari a 28 m, di cui circa 12.5 m di immorsamento nel substrato presente in sito (FAA), le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte.

10 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 2

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 2.

Le paratie della Configurazione 2 sono costituite da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 28m per la paratia di sinistra e pari a 25m per la paratia di destra (Figura 30). L'altezza massima di scavo è pari a 15m.

Si precisa che le lunghezze dei diaframmi considerate nell'analisi tengono conto di 1m di altezza della trave di testata.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di due ordini di puntoni provvisori, (rispettivamente alle quote -4.5m e -9.5m) e di una soletta di contrasto alla quota -14m atta a modellare l'arco rovescio della galleria artificiale avente spessore pari a 1.1m. A seguito della realizzazione della soletta di contrasto i puntoni provvisori vengono rimossi.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 1 sono state studiate esclusivamente in fase provvisoria; infatti, a seguito della realizzazione dello scavo, a valle delle paratie viene realizzata la galleria artificiale la quale assolve alla funzione di sostegno in fase definitiva.

10.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

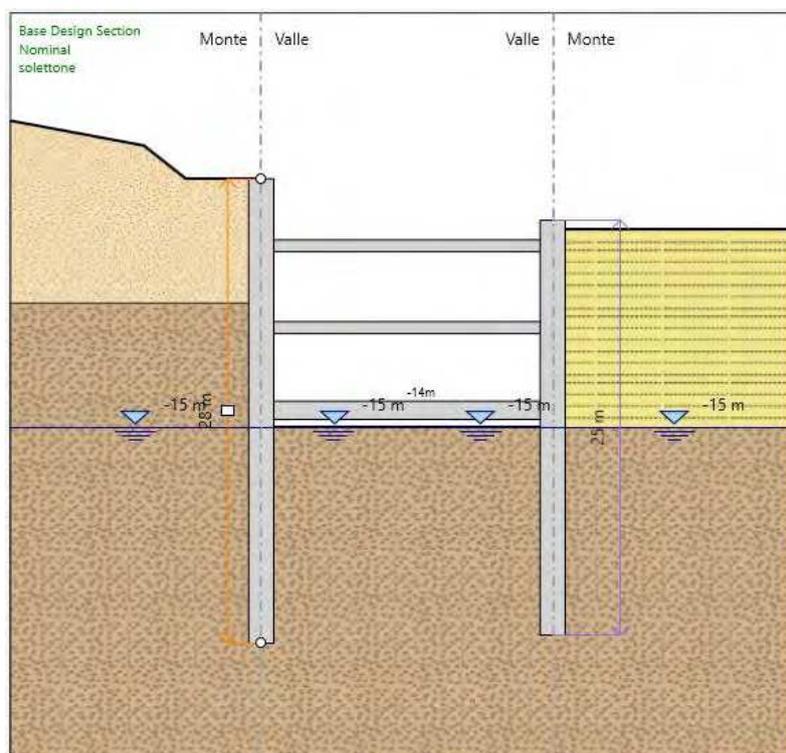


Figura 30 – Configurazione 2 - Schema geometrico

10.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta dei diaframmi. Realizzazione dei diaframmi e delle relative travi di testata.
2)	-1.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -1.5m.
3)	-3m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -3m.
4)	-4.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -4.5m.
5)	puntone 1	Realizzazione di un puntone di contrasto alla quota -4.5m.
6)	-6.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -6.5m.
7)	-8.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -8.5m.
8)	-9.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -9.5m.
9)	puntone 2	Realizzazione di un puntone di contrasto alla quota -9.5m.
10)	-10.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -10.5m.
11)	-14m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -14m.
12)	-15m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -15m.
13)	solettone	Realizzazione della soletta di contrasto alla quota -14m.
14)	rimozione punt 2	Rimozione del puntone a quota -9.5m.
15)	rimozione punt 1	Rimozione del puntone a quota -4.5m.

Tabella 2 - Analisi numerica Configurazione 2 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1) e 5), 9), 12), 13), 14) e 15)) identificati nella tabella soprastante.

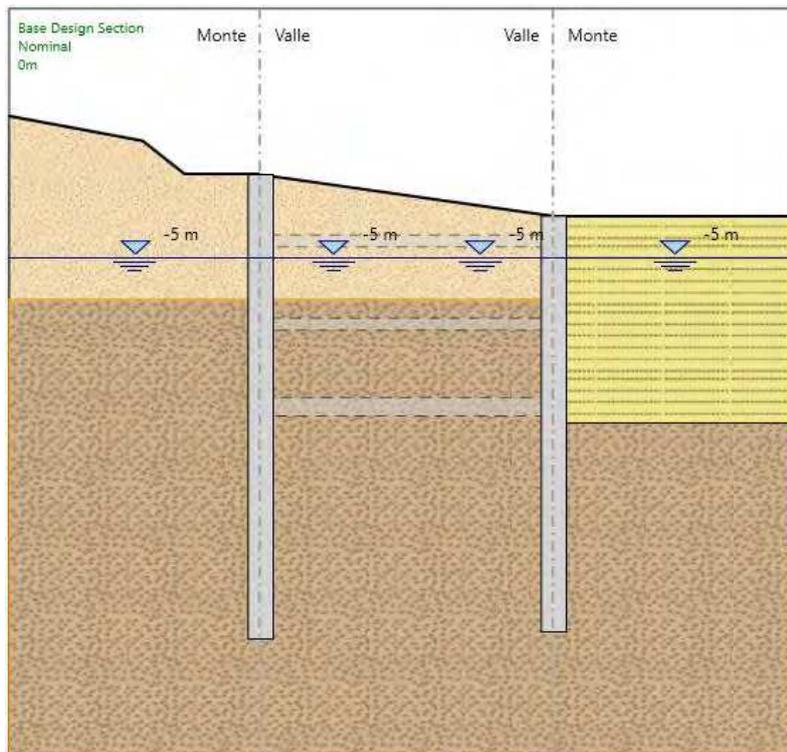


Figura 31 – Modello di calcolo - Step 1)

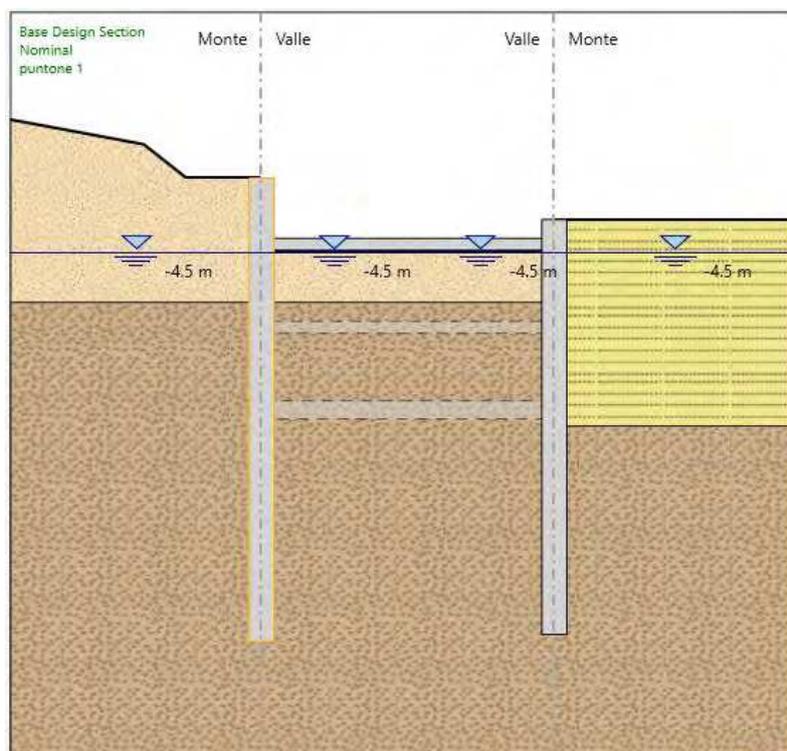


Figura 32 – Modello di calcolo - Step 5)

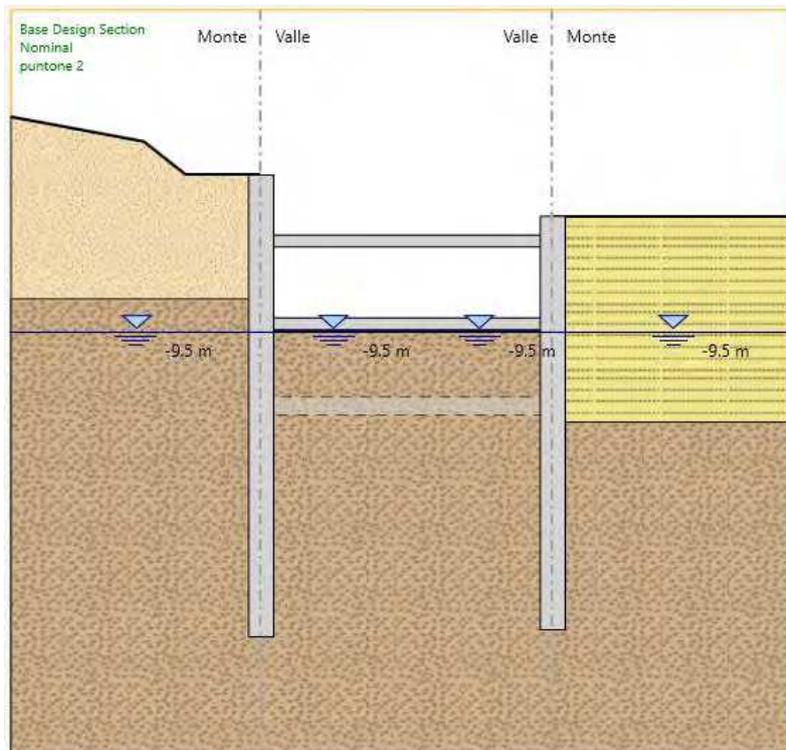


Figura 33 – Modello di calcolo - Step 9)

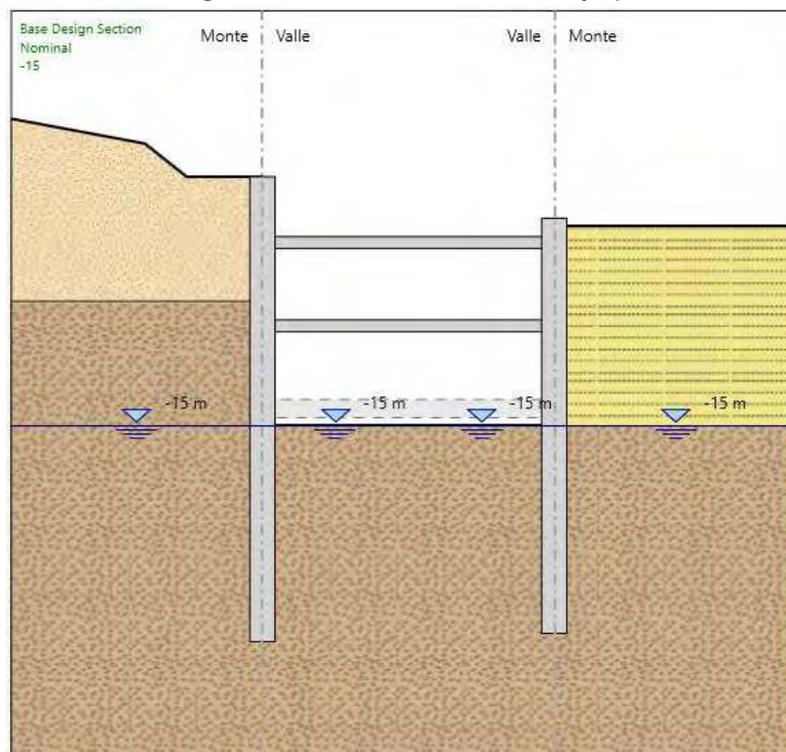


Figura 34 – Modello di calcolo - Step 12)

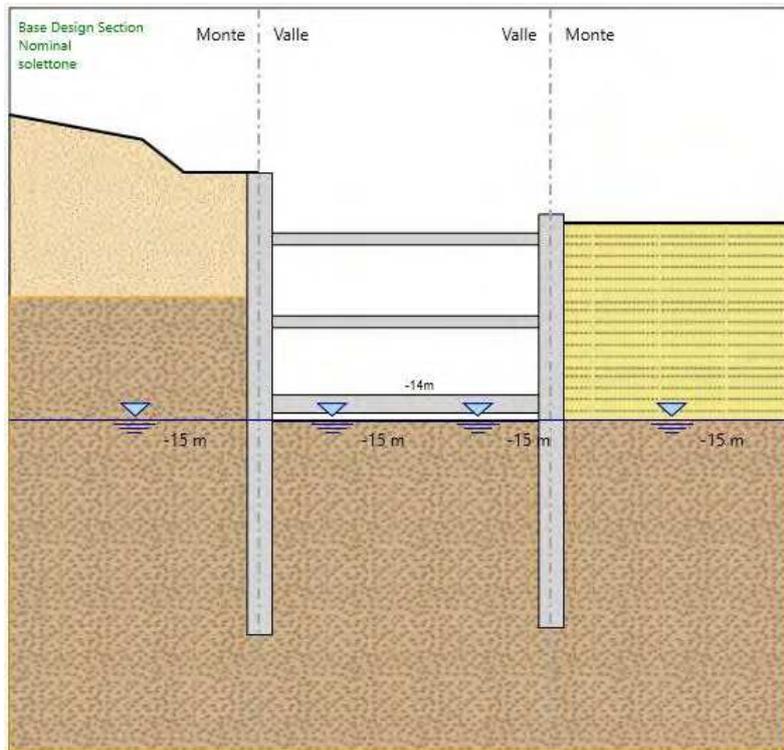


Figura 35 – Modello di calcolo - Step 13)

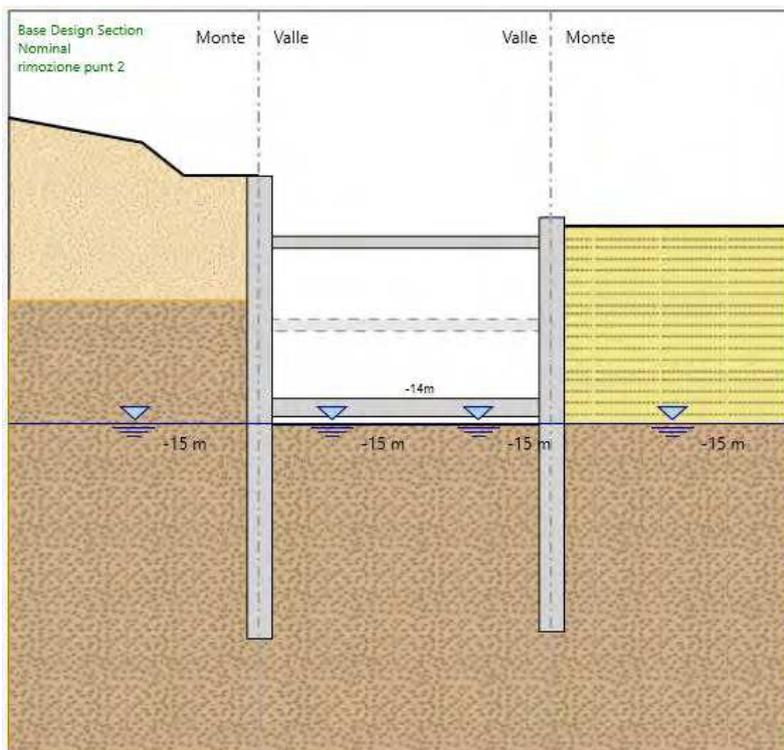


Figura 36 – Modello di calcolo - Step 14)

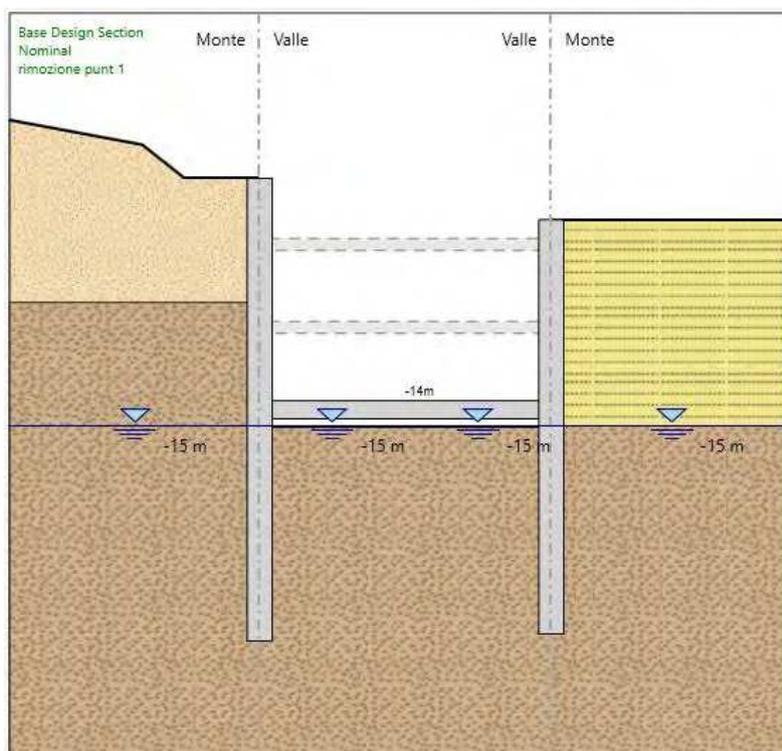


Figura 37 – Modello di calcolo - Step 15)

10.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti nell'analisi (puntoni e soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE. Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

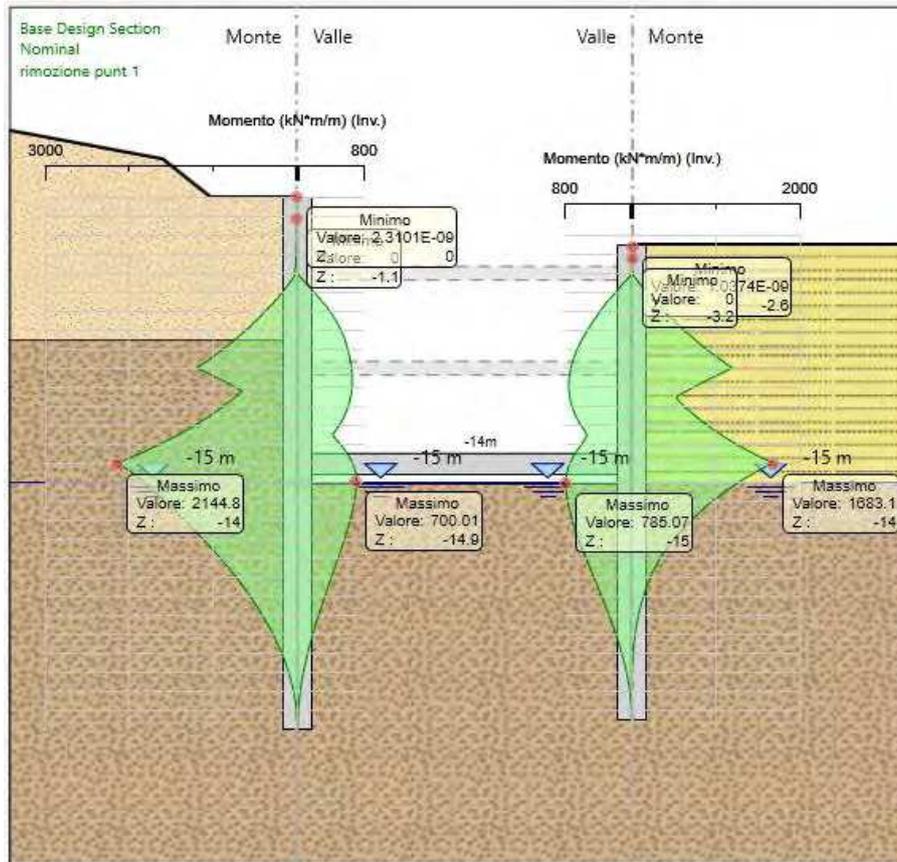


Figura 38 – Involuppo combinazioni SLU – momento flettente agente sui diaframmi

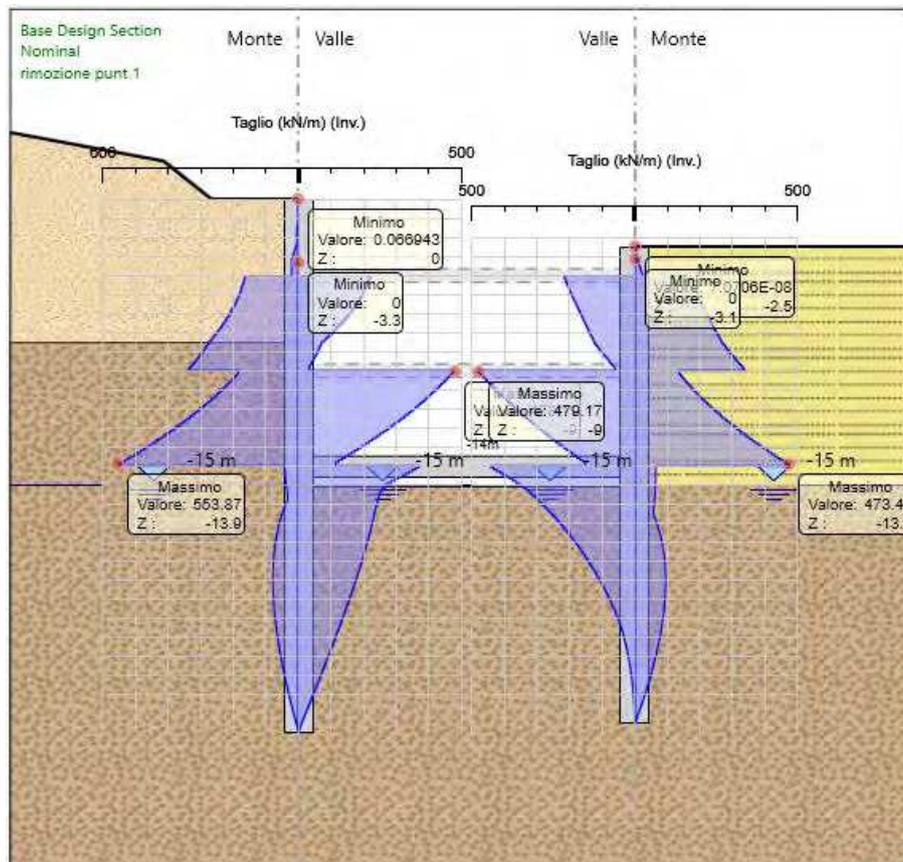


Figura 39 – Involuppo combinazioni SLU – azione tagliante agente sui diaframmi

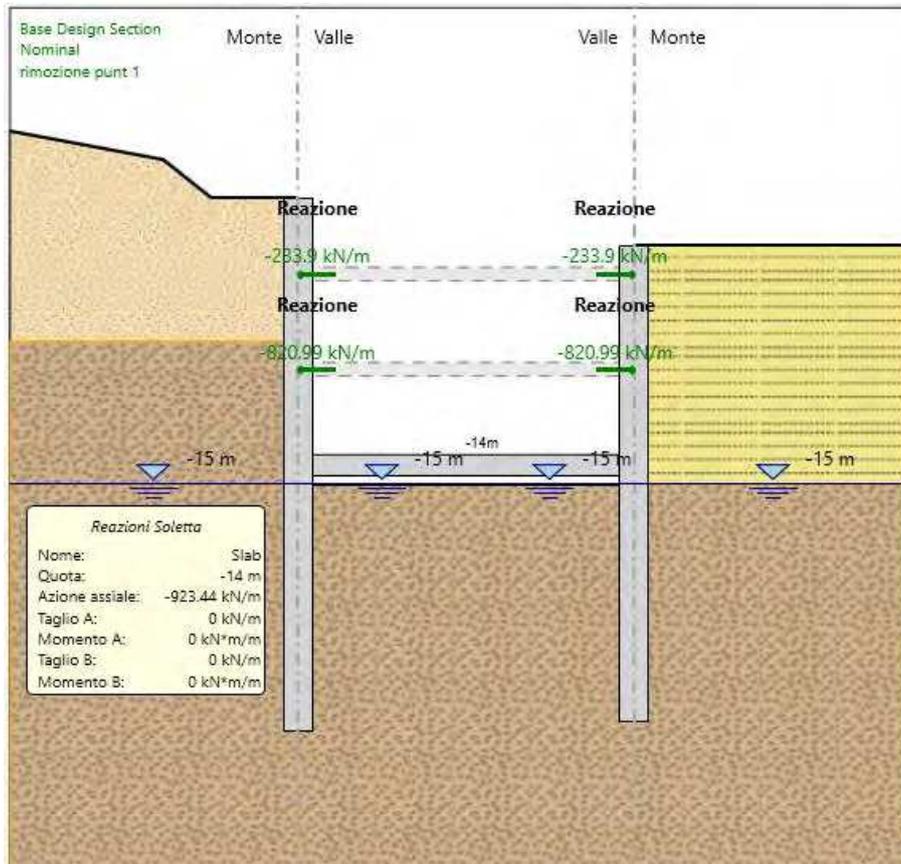


Figura 40 – Involuppo combinazioni SLU – reazioni puntoni e soletta

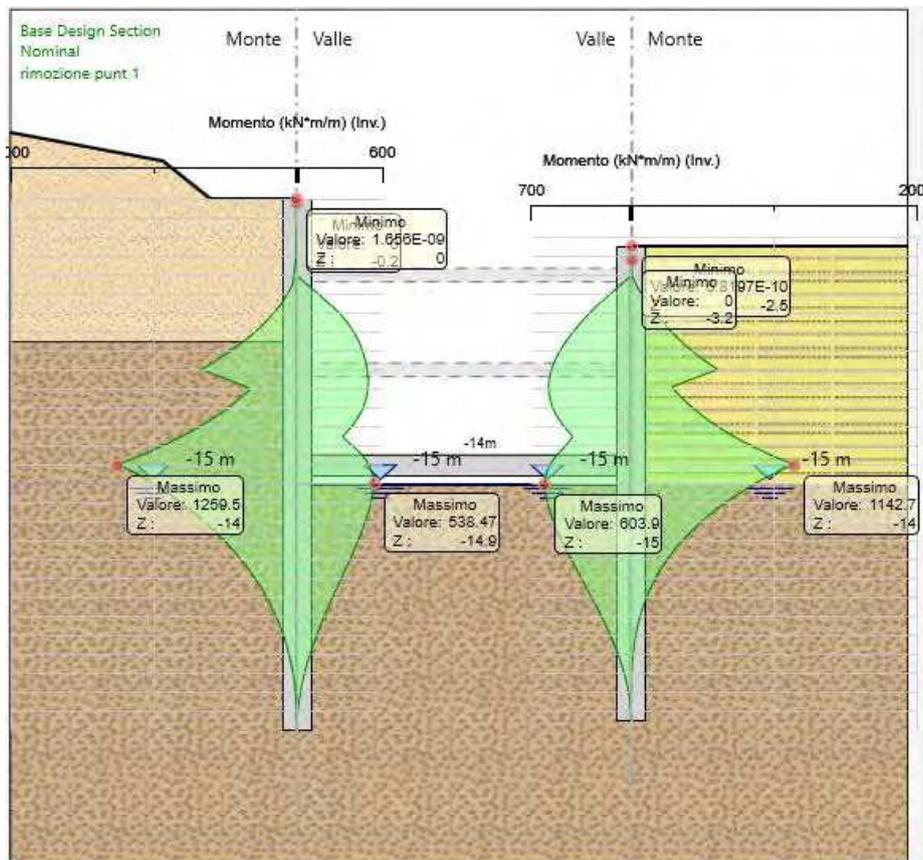


Figura 41 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

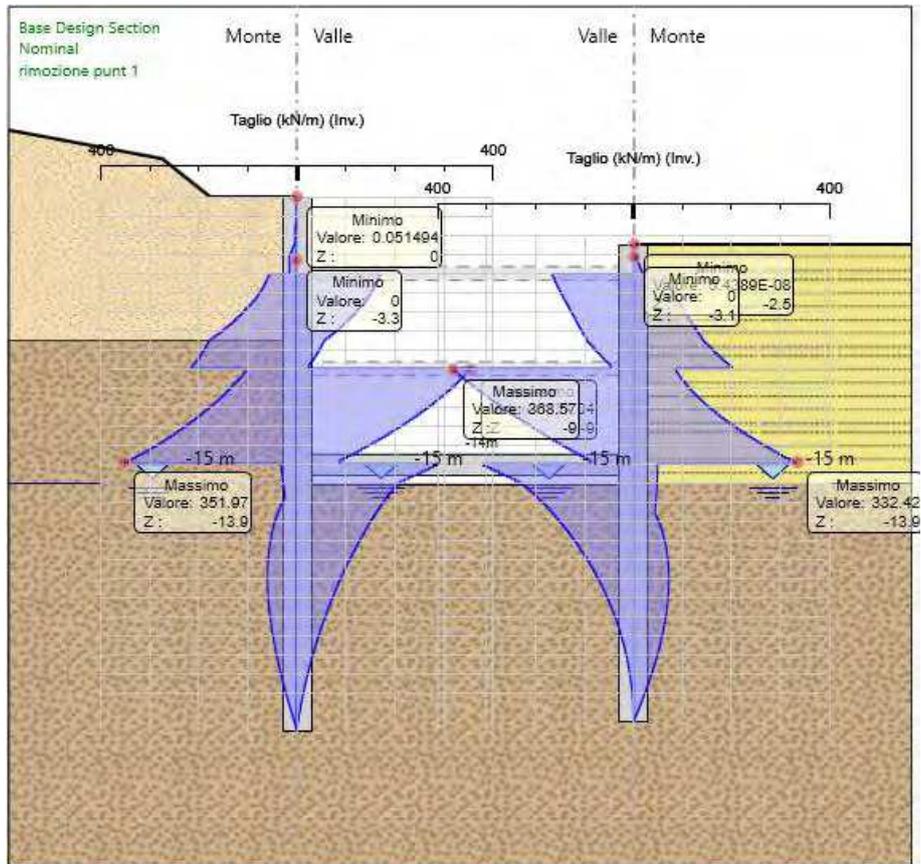


Figura 42 – Involucro combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

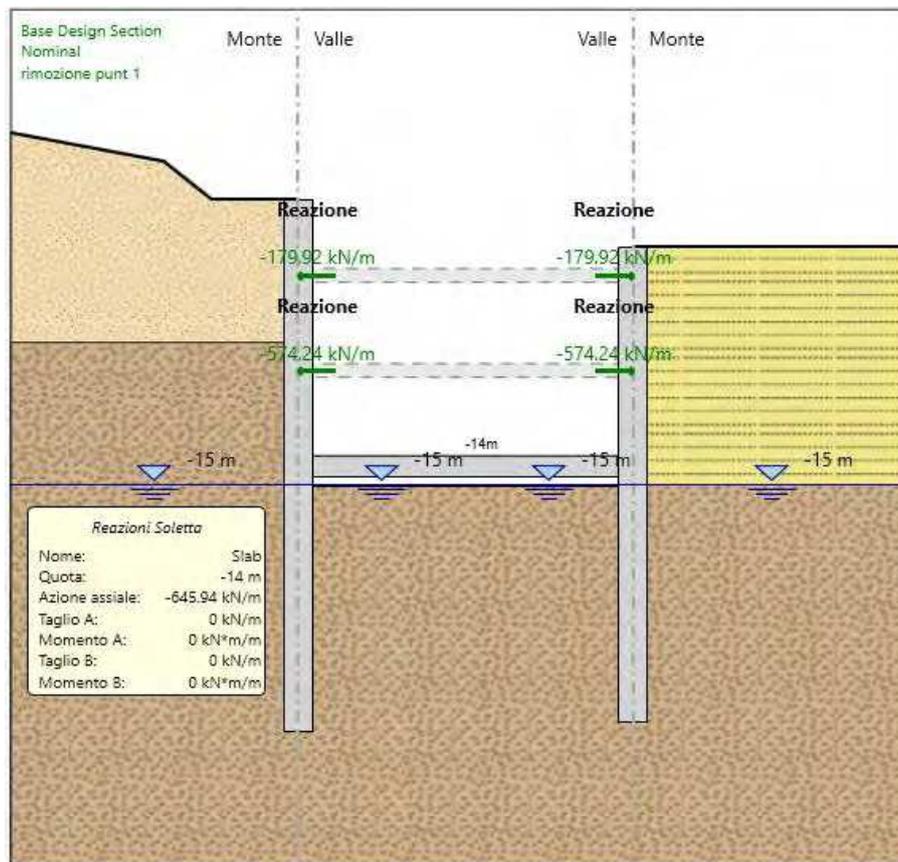


Figura 43 – Involucro combinazioni SLE – reazioni puntoni e soletta

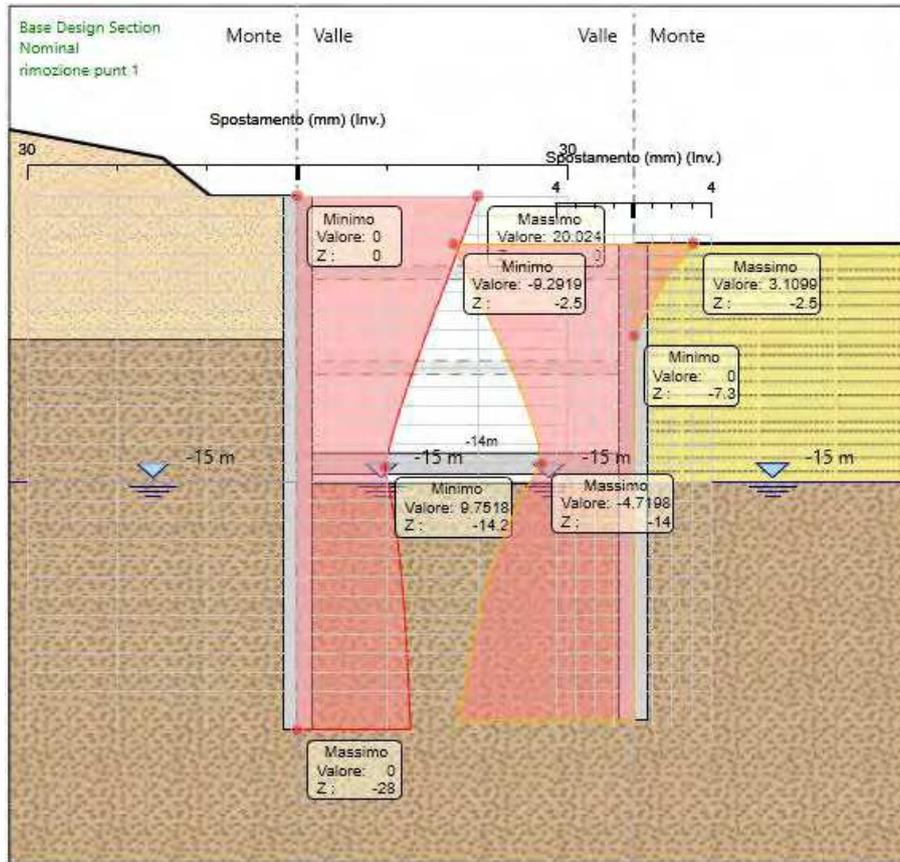


Figura 44 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

10.4 Verifiche diaframmi

10.4.1 Verifiche SLU diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU – SLV, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU}^{max} = 2144.8 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU}^{max} = 553.9 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$ $A_s' = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \varnothing 10/20\text{cm}$

10.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

Titolo: Configurazione 2

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 2144.8 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 C28/35

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} 15.87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 5 400 kNm
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 27.59 ‰
d 140 cm
x 15.76 x/d 0.1126
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 momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 2144.8 \text{ kNm}$$

10.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	553.9	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0076	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	779.01	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

10.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 18.2 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

10.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Titolo: Configurazione 2

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

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

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

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	2144.8	1259.5	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

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

Materiali:
B450C **C28/35**

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}	15.87	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0.8	?
ϵ_{syd}	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0.6667	
			τ_{cl}	1.971	

σ_c -2.957 N/mm²
 σ_s 95.96 N/mm²
 ϵ_s 0.4798 %
 d 140 cm
 x 44.26 x/d 0.3161
 δ 0.8351

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	2.96	17.43	95.96	360
SLE_QUASI PERMANENTE	2.96	13.07	-	-

10.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_2 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_2 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

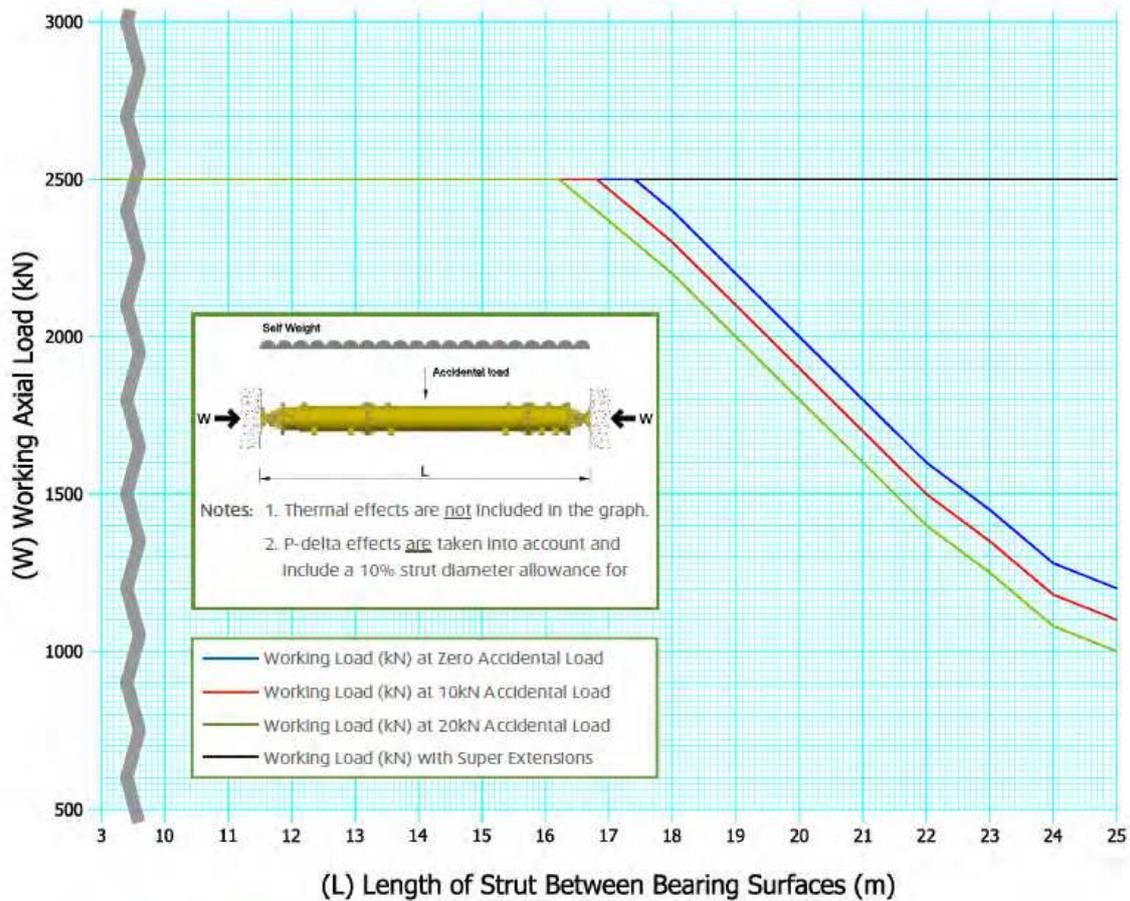
Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

10.5 Verifiche puntoni

I puntoni saranno realizzati mediante puntoni idraulici MP250 aventi diametro $\Phi 610$ mm, spessore 12.7 mm, in acciaio S355, collegati alle estremità alle paratie mediante piastre bullonate. I puntoni considerati per la Configurazione 2 hanno luce pari a $L=16$ m.

Per puntoni metallici con lunghezze ridotte, la forza assiale massima è limitata dalla capacità dell'unità idraulica; per puntoni con lunghezze maggiori, la forza assiale massima è limitata dai fenomeni di instabilità.

La seguente figura rappresenta la forza assiale massima (calcolata come la minima tra quelle determinanti meccanismi di collasso) in funzione della lunghezza del puntone.



Il carico assiale massimo a cui sono soggetti i puntoni nella è pari a:

$$N_{Ed}^1 = 233.9 \text{ kN} * 2.5\text{m} = 584.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^2 = 821 \text{ kN} * 2.5\text{m} = 2052.5 \text{ kN}$$

Per il puntone metallico lungo L=16m, risulta $N_{Rd} = 2500 \text{ kN}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd} = 2500 \text{ kN} \geq N_{Ed}^1 = 584.8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 2500 \text{ kN} \geq N_{Ed}^2 = 2052.5 \text{ kN}$$

11 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 3

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 3.

Le paratie della Configurazione 3 sono costituite da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 26m per la paratia di sinistra e pari a 22m per la paratia di destra (Figura 45). L'altezza massima di scavo è pari a 14m. Si precisa che le lunghezze dei diaframmi considerate nell'analisi tengono conto di 1m di altezza della trave di testata.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di un ordine di puntoni provvisori, (alla quota -8m) e di una soletta di contrasto alla quota -12m atta a modellare l'arco rovescio della galleria artificiale avente spessore pari a 1.1m. A seguito della realizzazione della soletta di contrasto i puntoni provvisori vengono rimossi.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 1 sono state studiate esclusivamente in fase provvisoria; infatti, a seguito della realizzazione dello scavo, a valle delle paratie viene realizzata la galleria artificiale la quale assolve alla funzione di sostegno in fase definitiva.

11.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

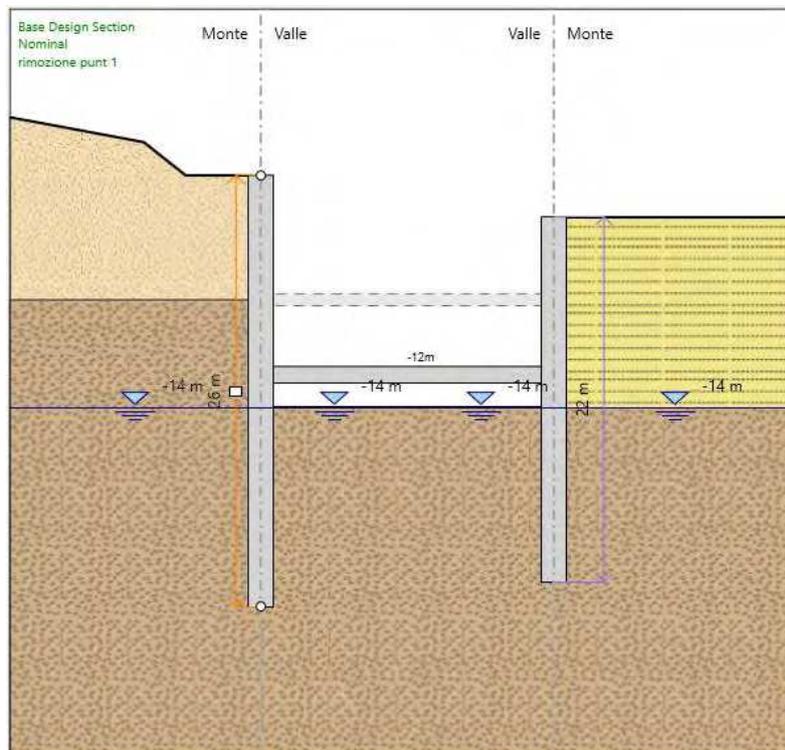


Figura 45 – Configurazione 3 - Schema geometrico

11.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta dei diaframmi. Realizzazione dei diaframmi e delle relative travi di testata.
2)	-1.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -1.5m.
3)	-3m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -3m.
4)	-5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -5m.
5)	-6.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -6.5m.
6)	-8m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -8m.
7)	puntone 1	Realizzazione di un puntone di contrasto alla quota -8m.
8)	-10m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -10m.
9)	-12m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -12m.
10)	-14m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -14m.
11)	soletta	Realizzazione della soletta di contrasto alla quota -12m.
12)	rimozione punt 1	Rimozione del puntone a quota -8m.

Tabella 3 - Analisi numerica Configurazione 3 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1) e 7), 10), 11) 12)) identificati nella tabella soprastante.

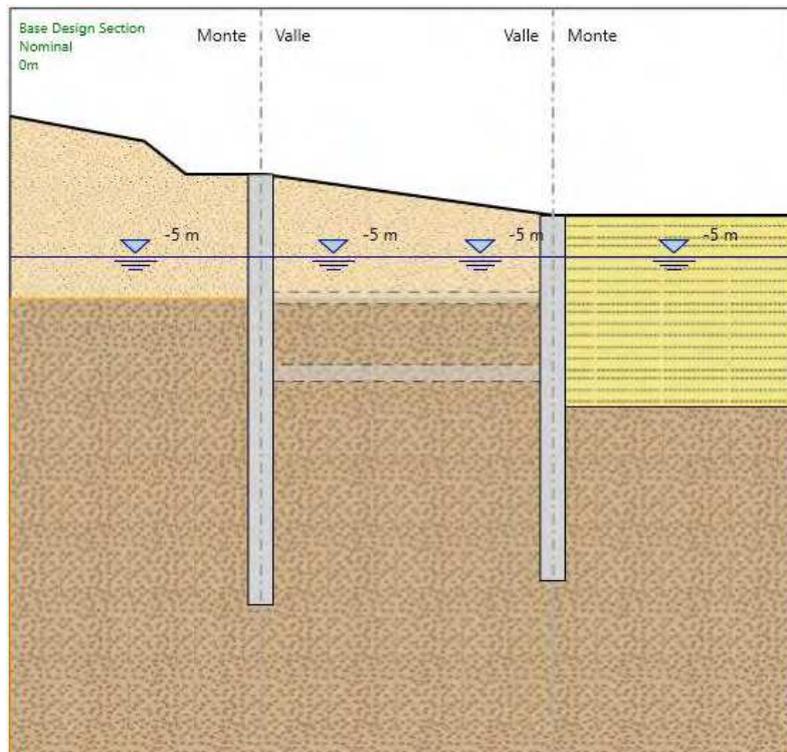


Figura 46 – Modello di calcolo - Step 1)

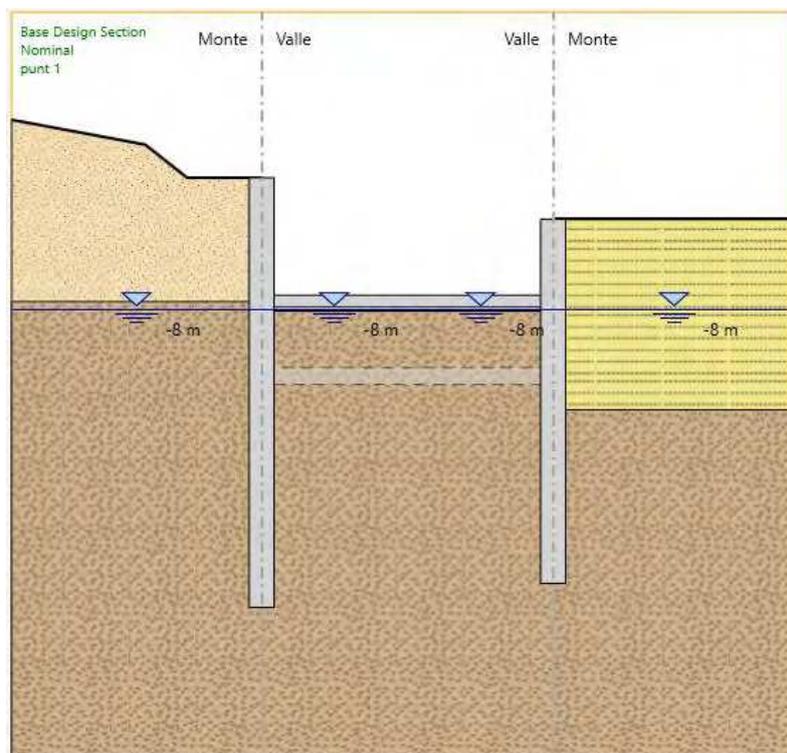


Figura 47 – Modello di calcolo - Step 7)

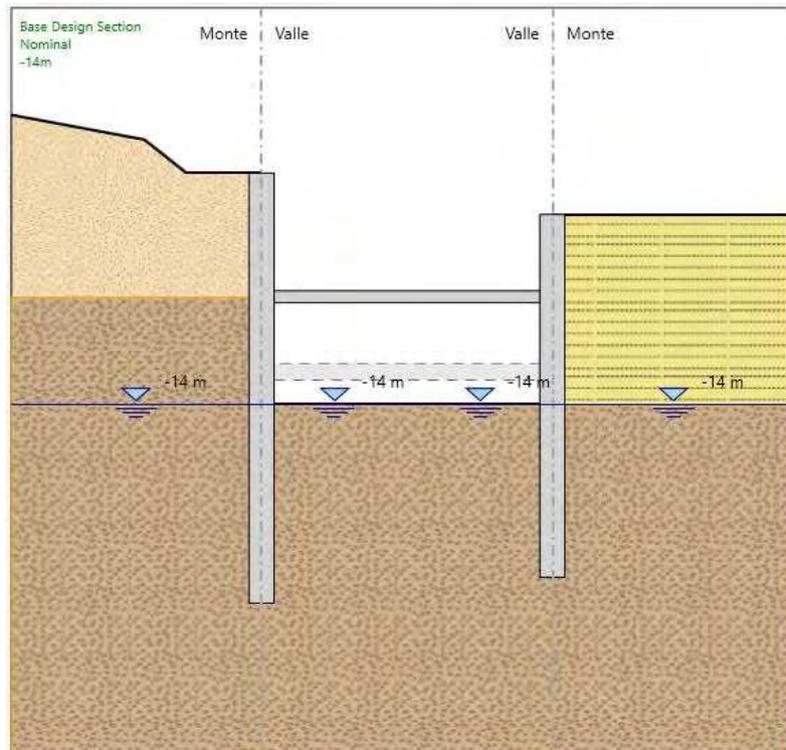


Figura 48 – Modello di calcolo - Step 10)

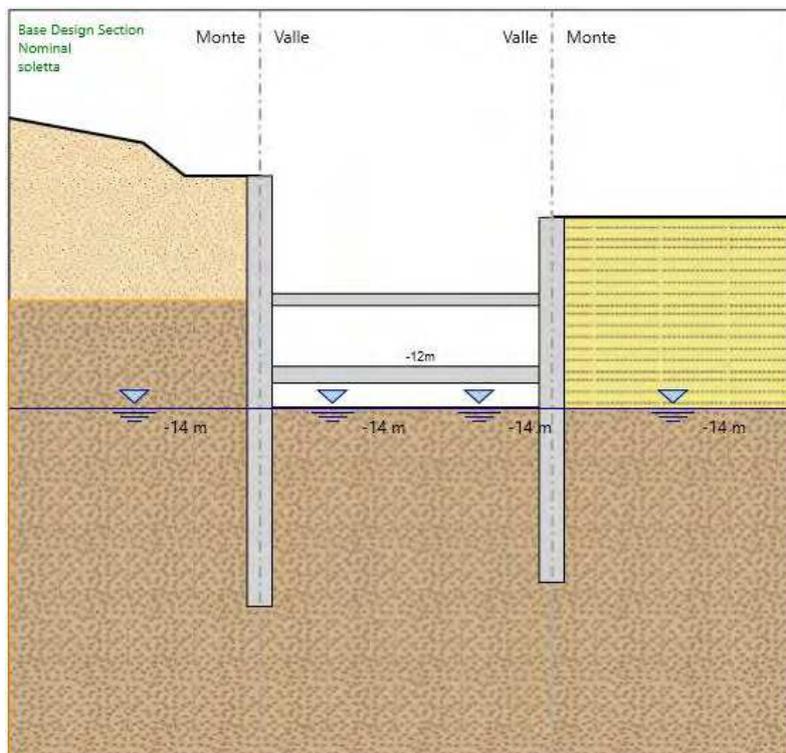


Figura 49 – Modello di calcolo - Step 11)

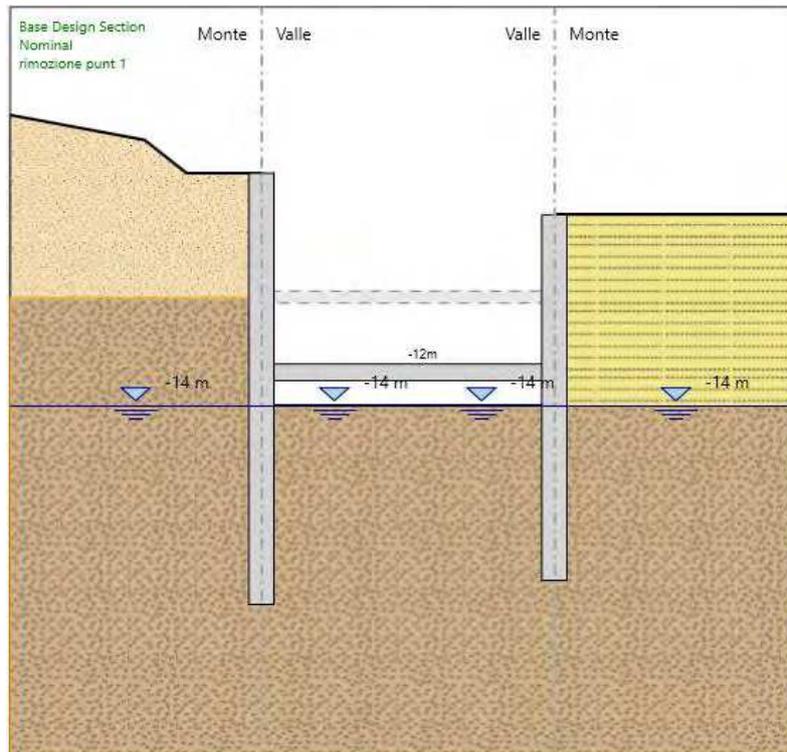


Figura 50 – Modello di calcolo - Step 12)

11.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti nell'analisi (puntone e soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE. Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

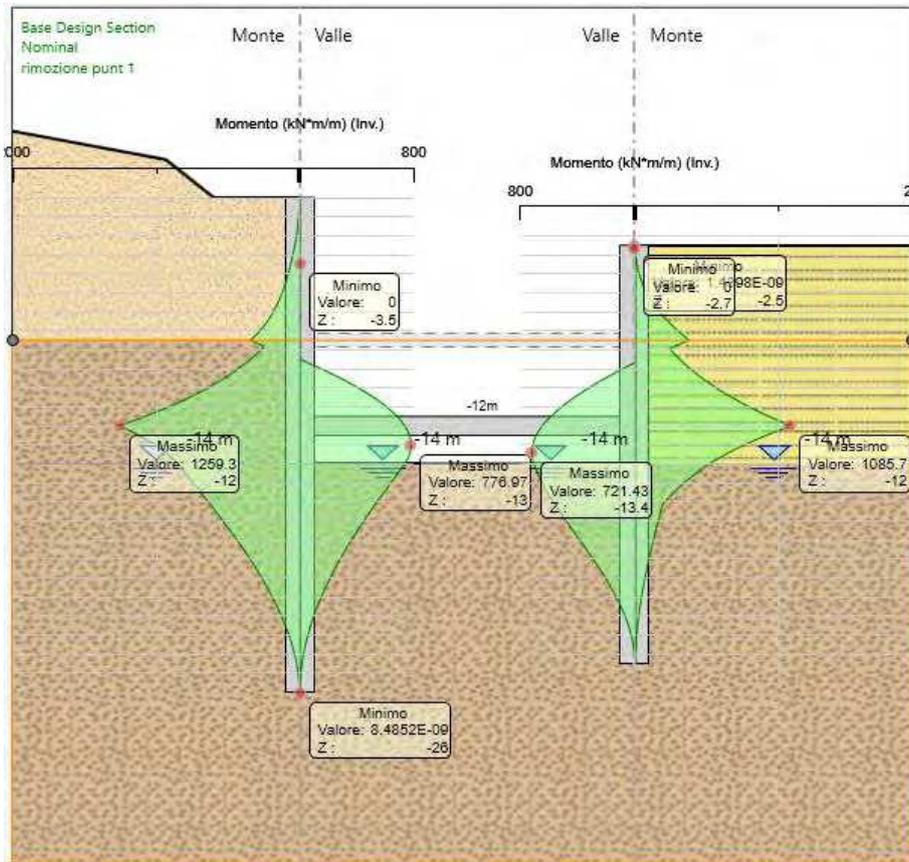


Figura 51 – Involuppo combinazioni SLU – momento flettente agente sui diaframmi

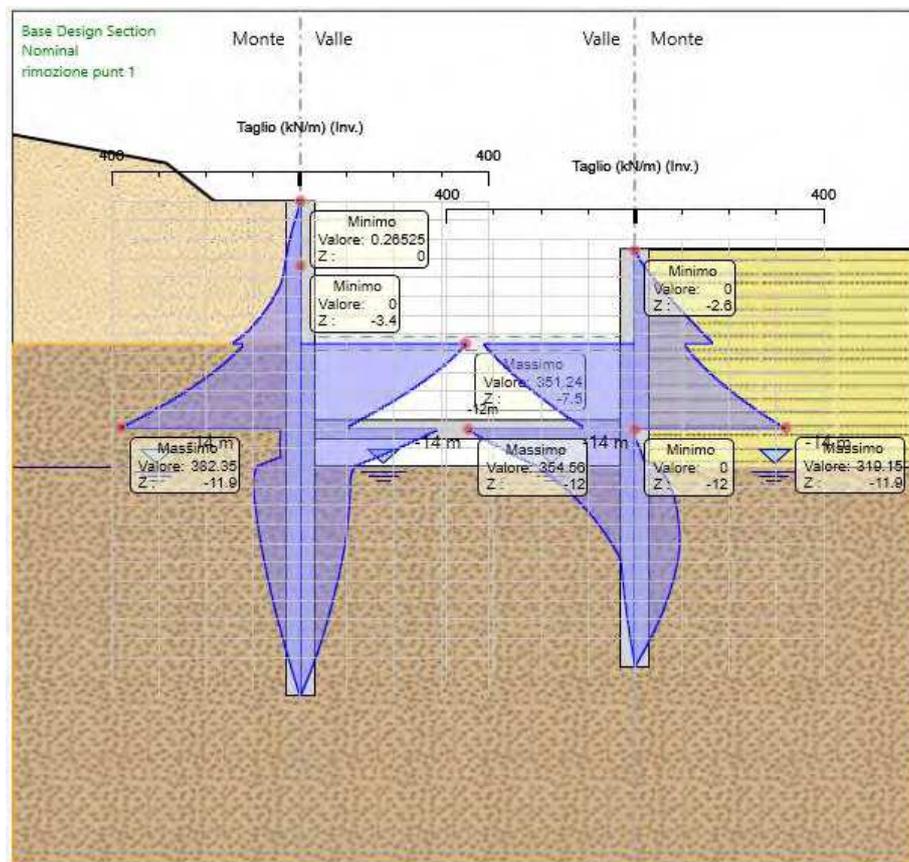


Figura 52 – Involuppo combinazioni SLU – azione tagliante agente sui diaframmi

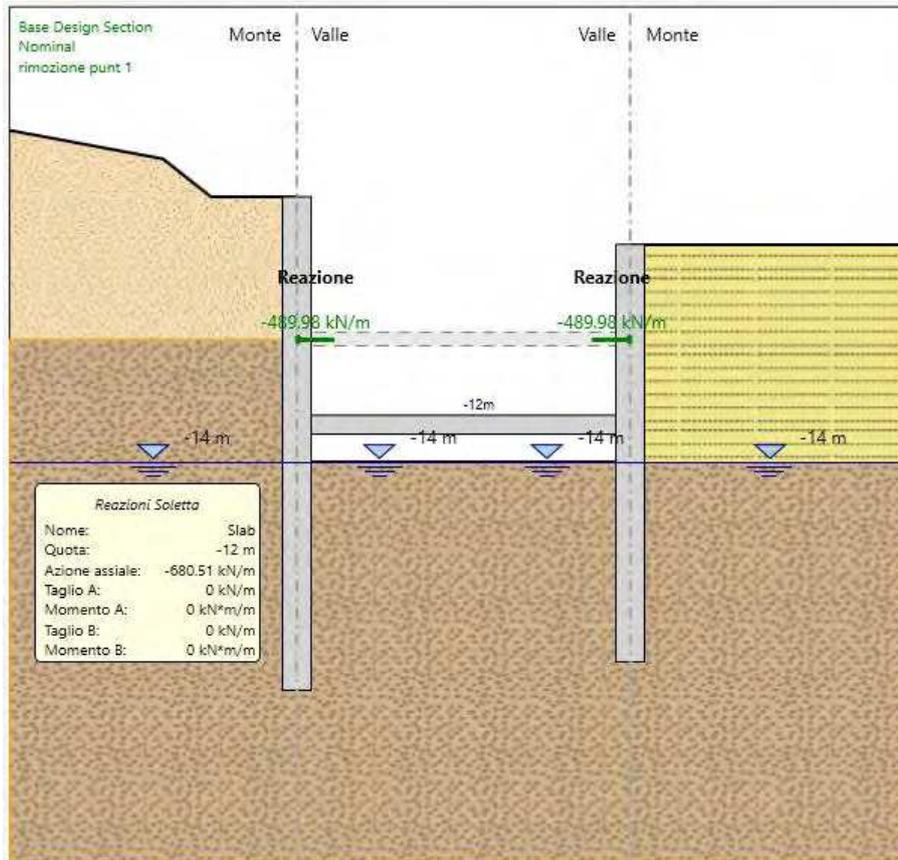


Figura 53 – Involuppo combinazioni SLU – reazioni puntone e soletta

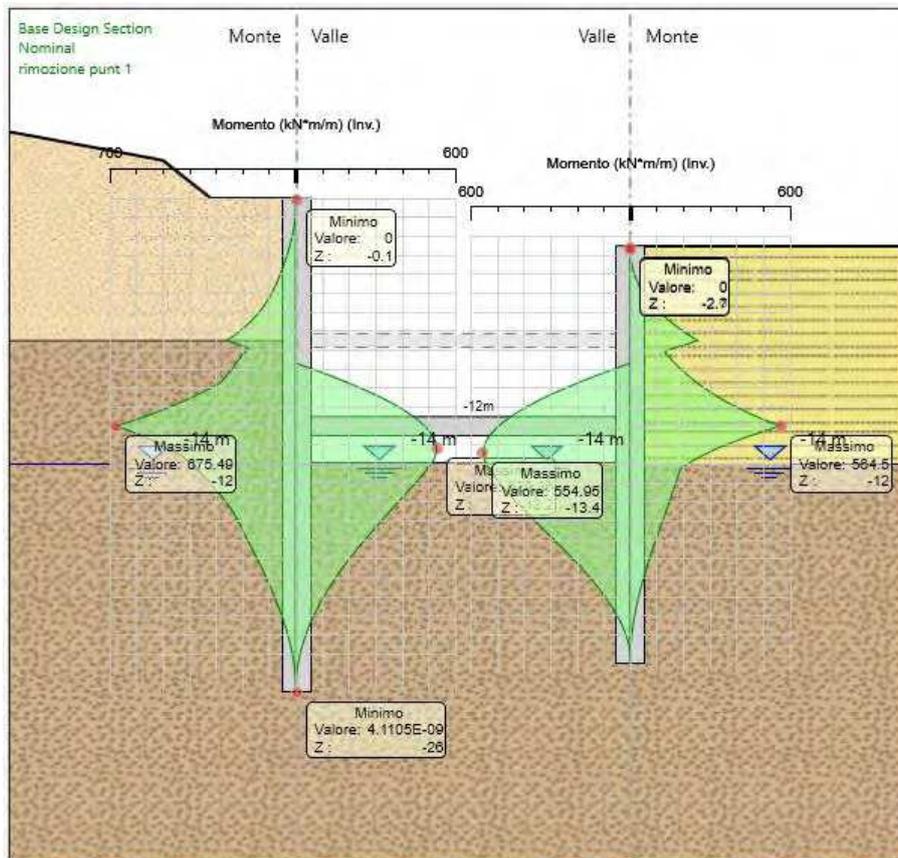


Figura 54 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

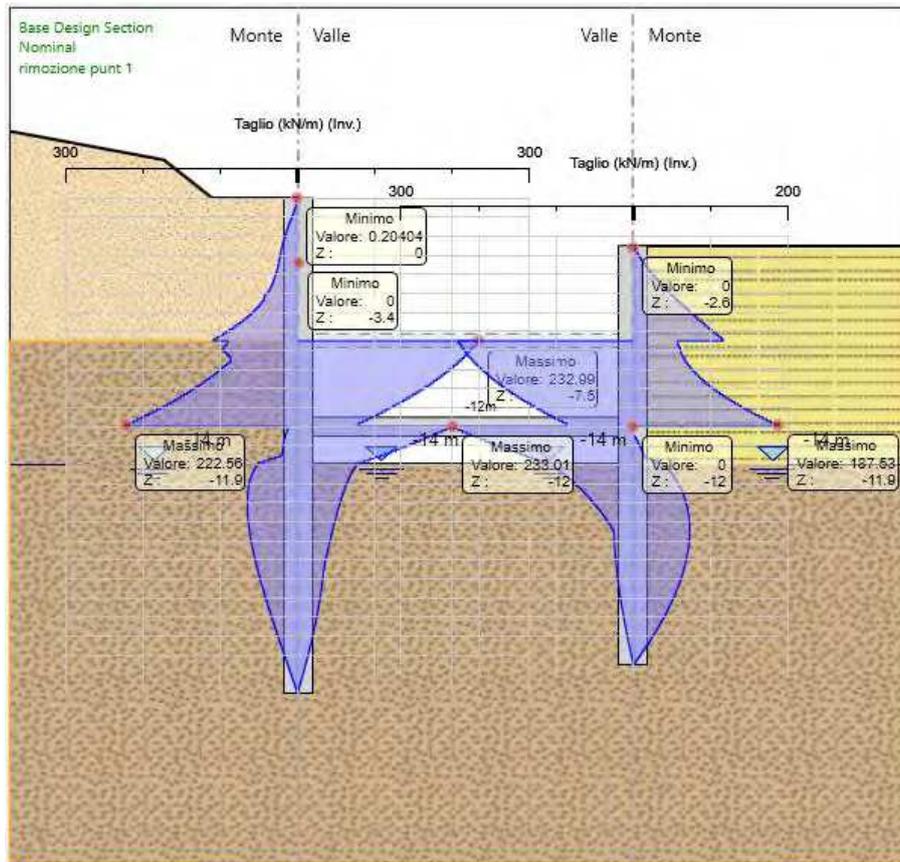


Figura 55 – Inviluppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

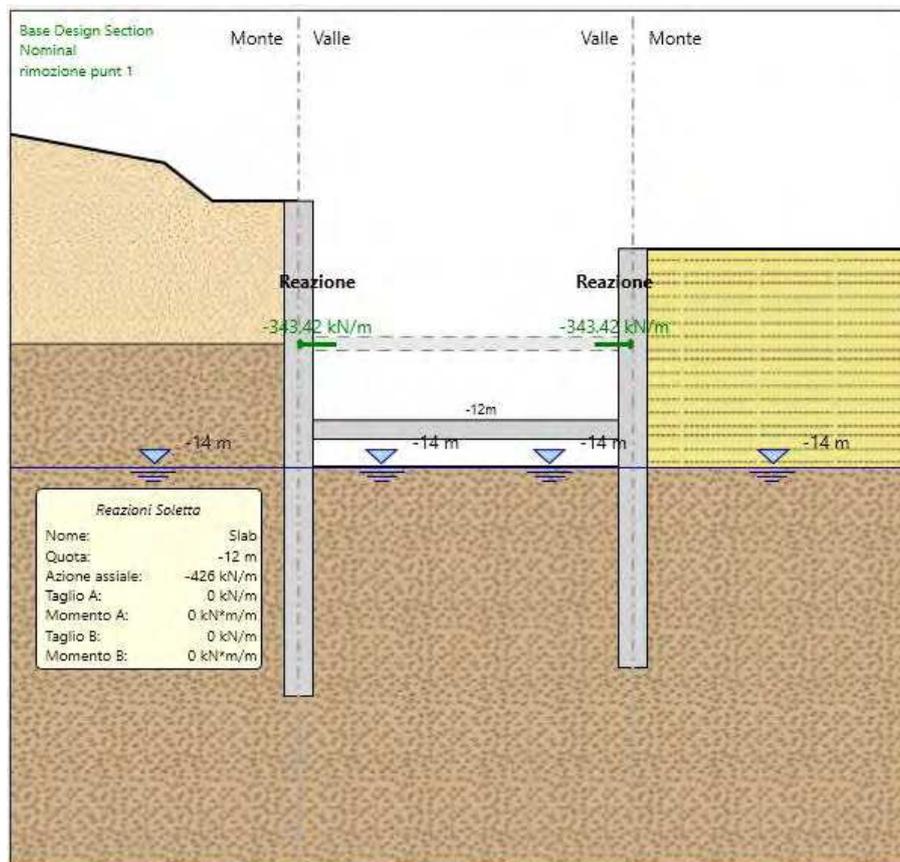


Figura 56 – Inviluppo combinazioni SLE – reazioni puntone e soletta

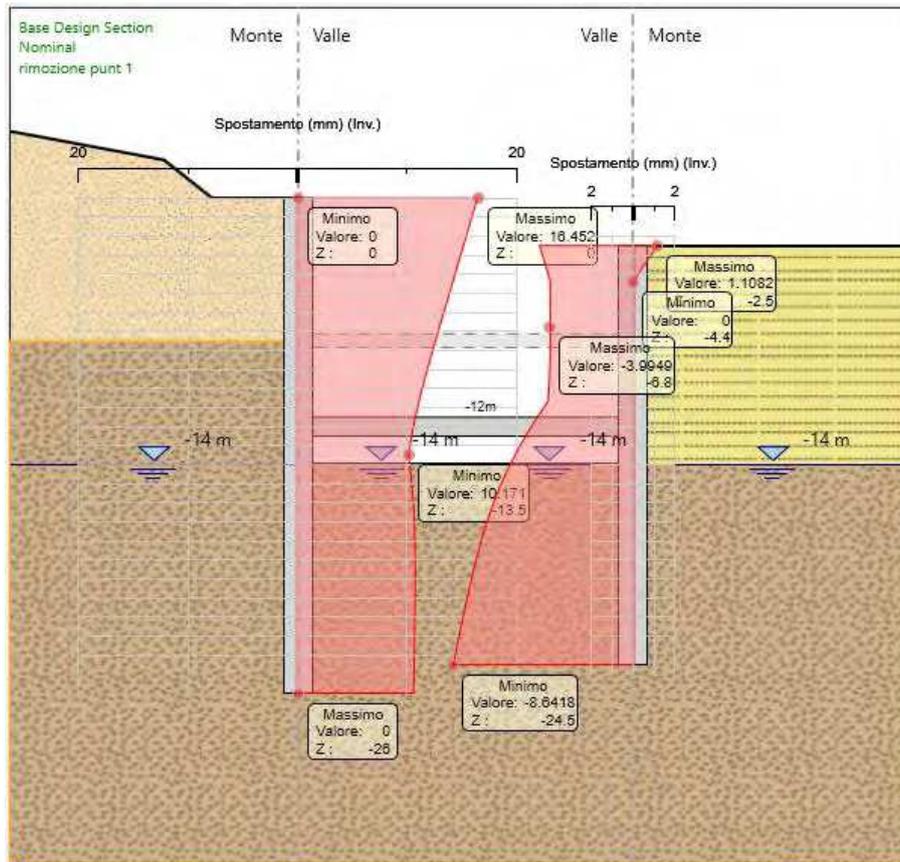


Figura 57 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

11.4 Verifiche diaframmi

11.4.1 Verifiche SLU diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU – SLV, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU}^{max} = 1259.3 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU}^{max} = 382.4 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$ $A_s' = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \phi 10/20\text{cm}$

11.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

Titolo: Configurazione 3

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 1259.3 675.5 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 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} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 5 400 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 27.59 ‰
 d 140 cm
 x 15.76 x/d 0.1126
 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 momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1259.3 \text{ kNm}$$

11.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	382.4	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sI}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_I	=	0.0076	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	779.01	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

11.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

Relazione di calcolo opere di sostegno

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 16.5 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

11.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	1.59	17.43	51.46	360
SLE_QUASI PERMANENTE	1.59	13.07	-	-

11.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

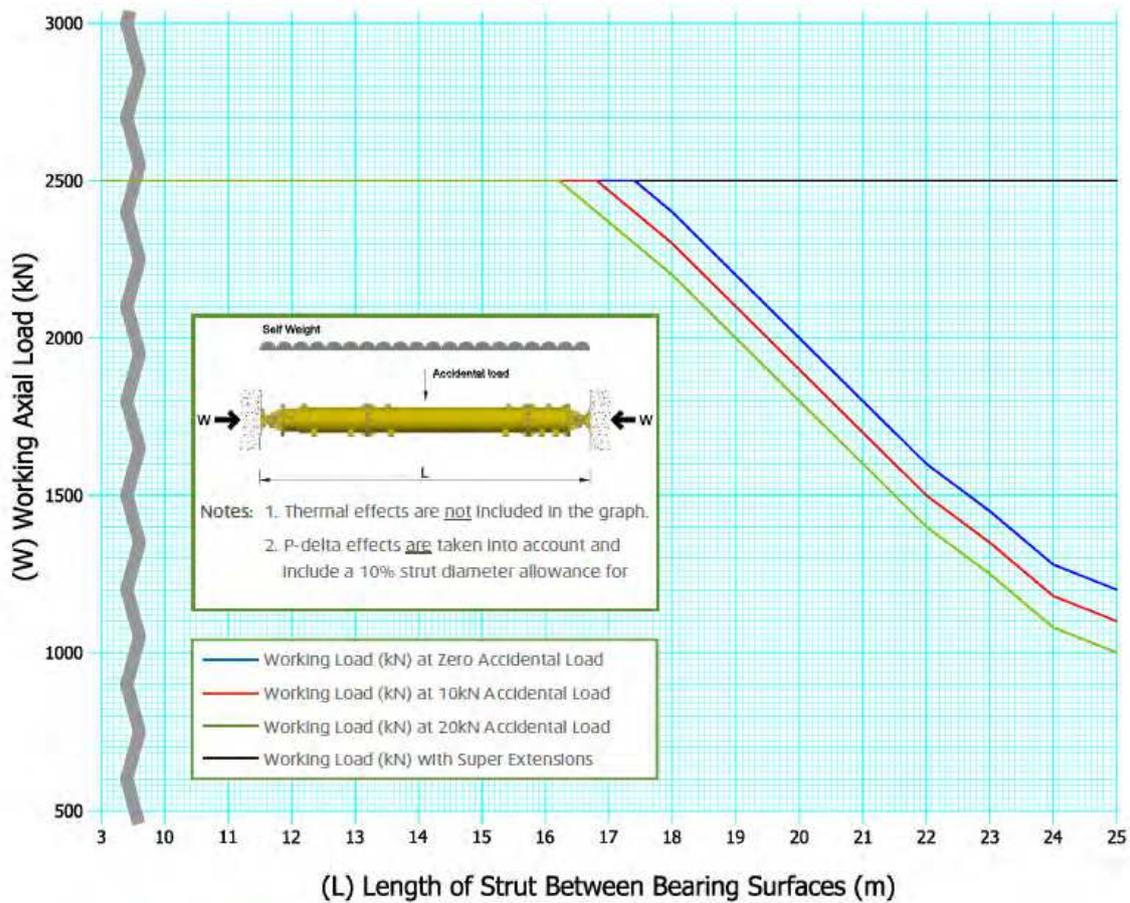
Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

11.5 Verifiche puntoni

I puntoni saranno realizzati mediante puntoni idraulici MP250 aventi diametro $\Phi 610$ mm, spessore 12.7 mm, in acciaio S355, collegati alle estremità alle paratie mediante piastre bullonate. I puntoni considerati per la Configurazione 2 hanno luce pari a $L=16$ m.

Per puntoni metallici con lunghezze ridotte, la forza assiale massima è limitata dalla capacità dell'unità idraulica; per puntoni con lunghezze maggiori, la forza assiale massima è limitata dai fenomeni di instabilità.

La seguente figura rappresenta la forza assiale massima (calcolata come la minima tra quelle determinanti meccanismi di collasso) in funzione della lunghezza del puntone.



Il carico assiale massimo a cui sono soggetti i puntoni nella è pari a:

$$N_{Ed}^1 = 490 \text{ kN} * 2.5\text{m} = 1225 \text{ kN}$$

Per il puntone metallico lungo L=16m, risulta $N_{Rd} = 2500 \text{ kN}$.

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd} = 2500 \text{ kN} \geq N_{Ed}^1 = 1225 \text{ kN}$$

12 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 4

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 4.

Le paratie della Configurazione 4 sono costituite da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 21m per la paratia di sinistra e pari a 19m per la paratia di destra (Figura 58). L'altezza massima di scavo è pari a 9m.

Si precisa che le lunghezze dei diaframmi considerate nell'analisi tengono conto di 1m di altezza della trave di testata.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di una soletta di contrasto alla quota -9m atta a modellare la fondazione del muro di sostegno antistante avente spessore pari a 1m.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 4 sono state studiate sia in fase provvisoria che in fase definitiva.

12.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

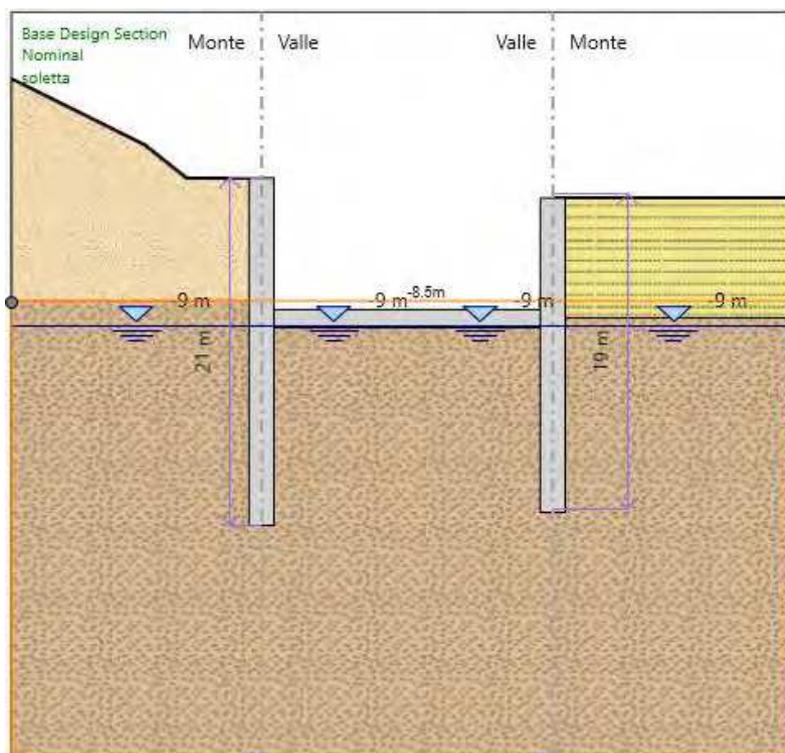


Figura 58 – Configurazione 4 - Schema geometrico

12.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta del diaframma. Realizzazione del diaframma e della trave di testata.
2)	-1.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -1.5m.
3)	-3m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -3m.
4)	-5.0m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -5.0m.
5)	-7m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -7m.
6)	-9m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -9m.
7)	soletta	Realizzazione della soletta di contrasto alla quota -8.5m.
8)	sisma	Applicazione dell'azione sismica.

Tabella 4 - Analisi numerica Configurazione 4 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1), 6), 7) e 10)) identificati nella tabella soprastante.

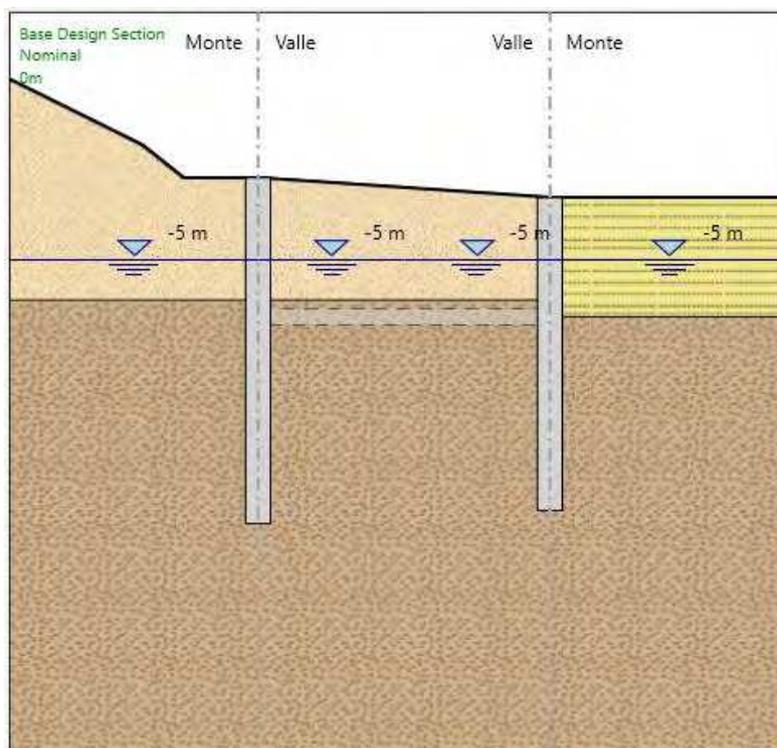


Figura 59 – Modello di calcolo - Step 1)

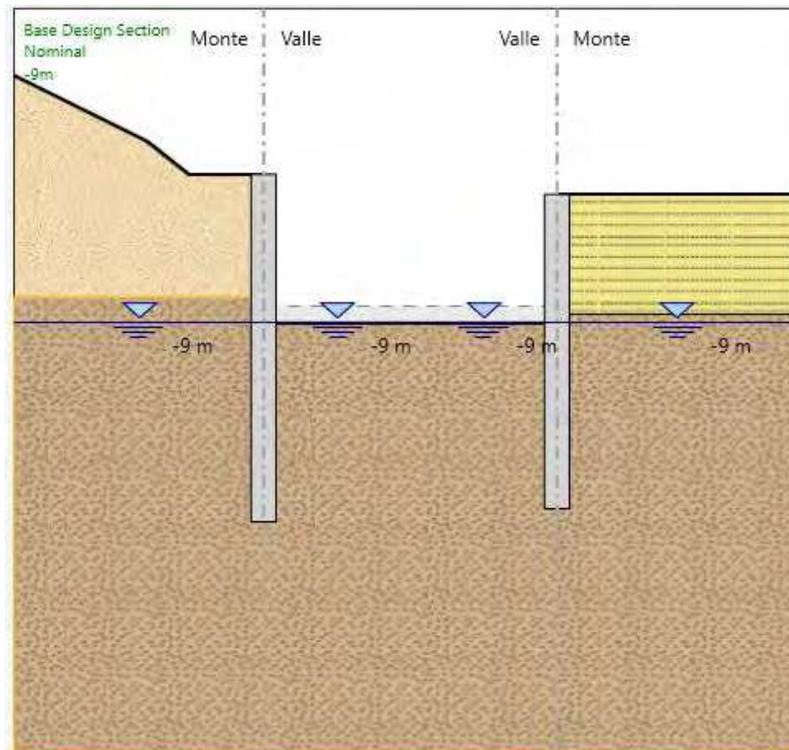


Figura 60 – Modello di calcolo - Step 6)

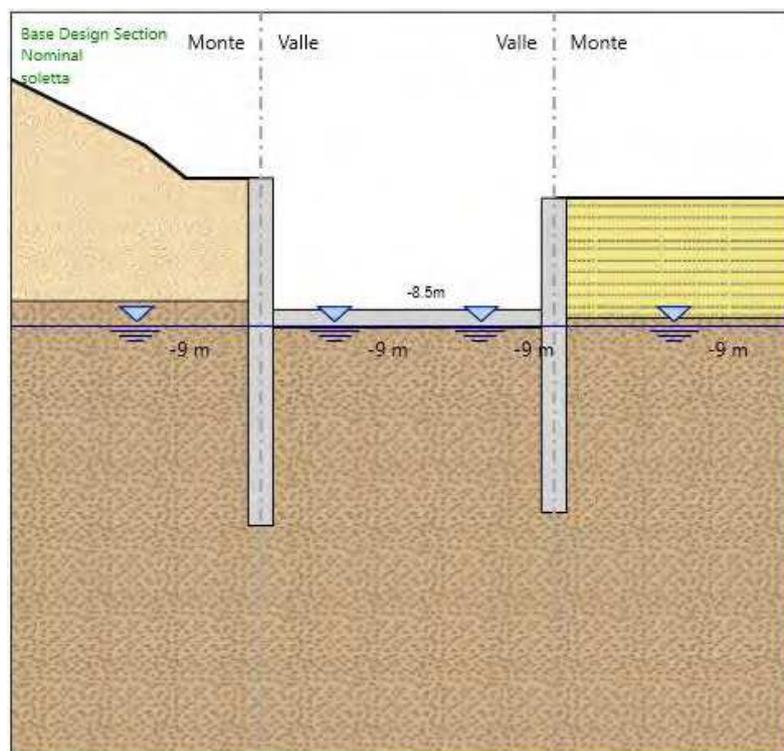


Figura 61 – Modello di calcolo - Step 7)

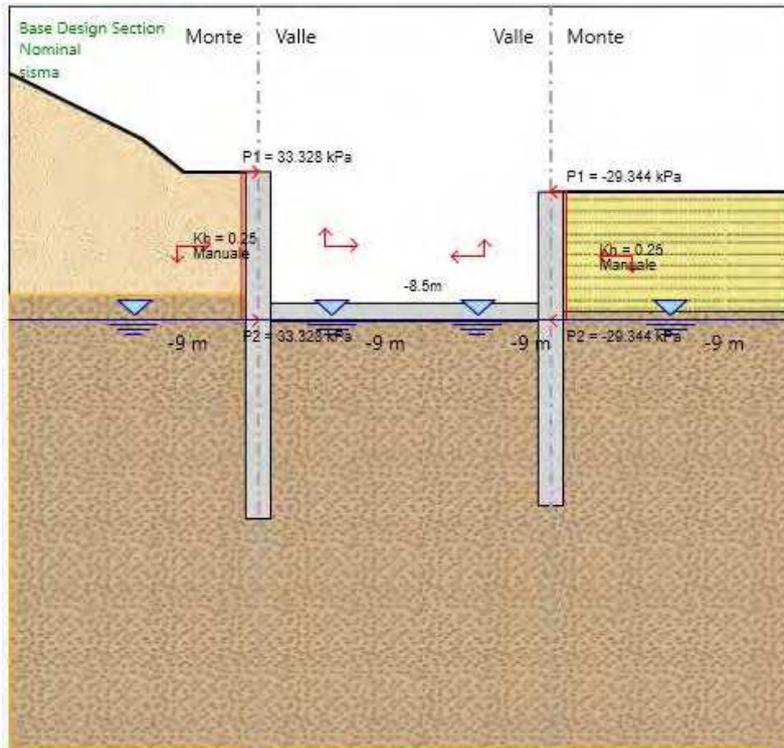


Figura 62 – Modello di calcolo - Step 10)

12.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti nell'analisi (soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), SLV e SLE. Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

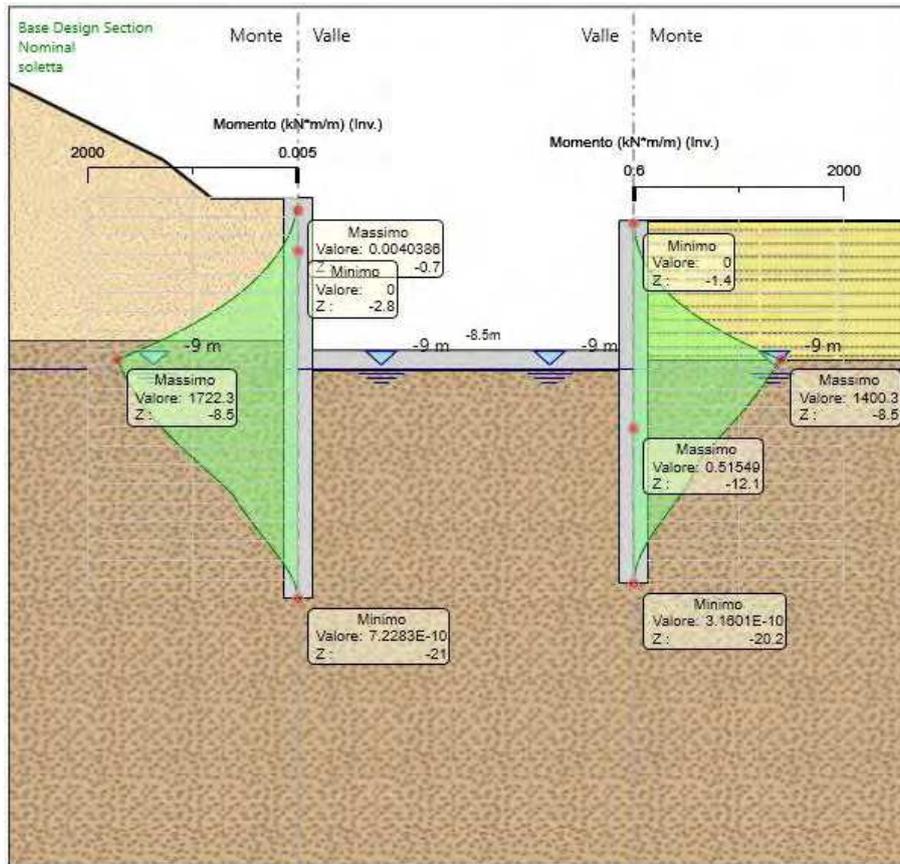


Figura 63 – Involuppo combinazioni SLU - SLV – momento flettente agente sui diaframmi

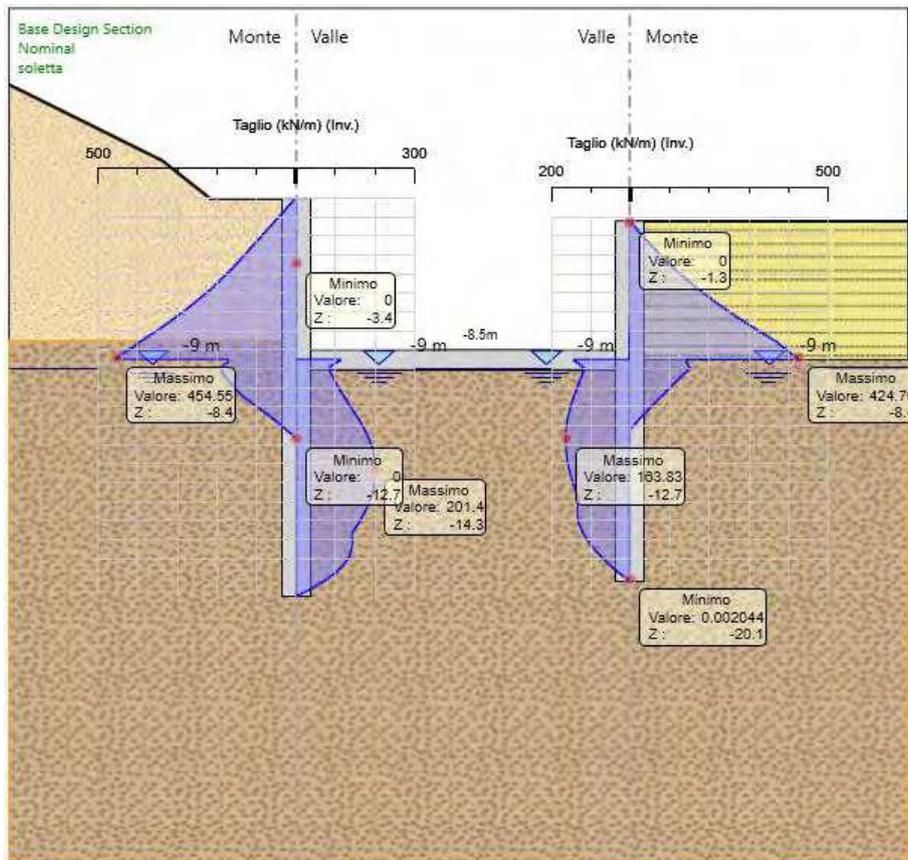


Figura 64 – Involuppo combinazioni SLU -SLV – azione tagliante agente sui diaframmi

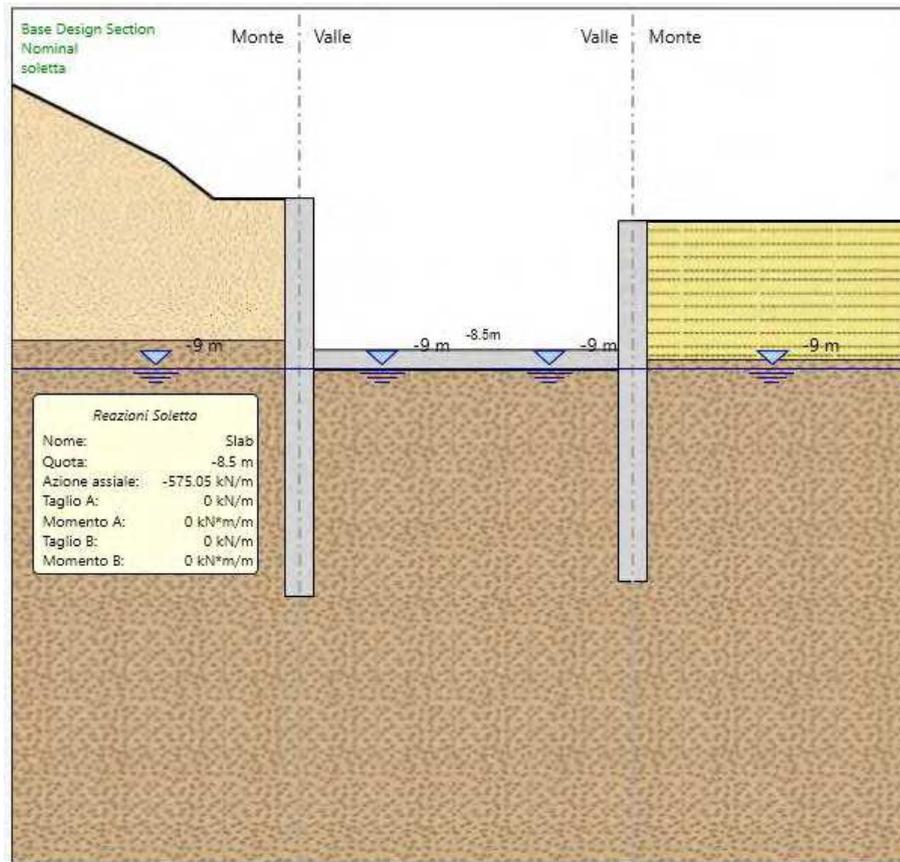


Figura 65 – Involuppo combinazioni SLU - SLV – azione assiale agente sulla soletta di contrasto

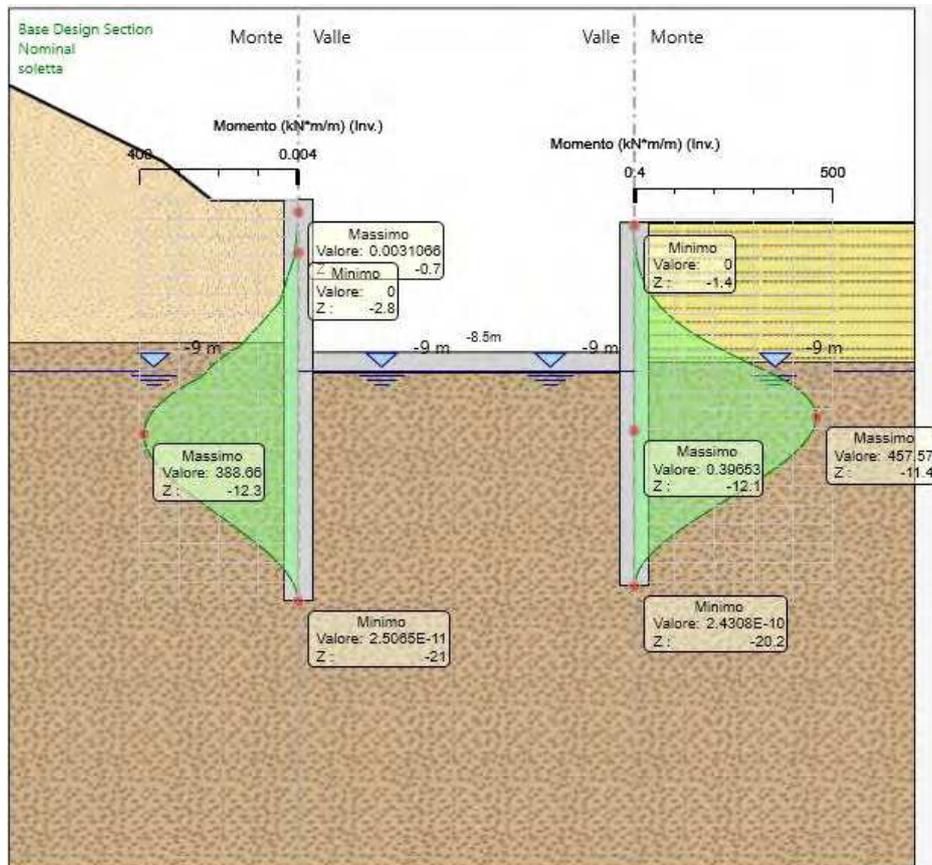


Figura 66 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

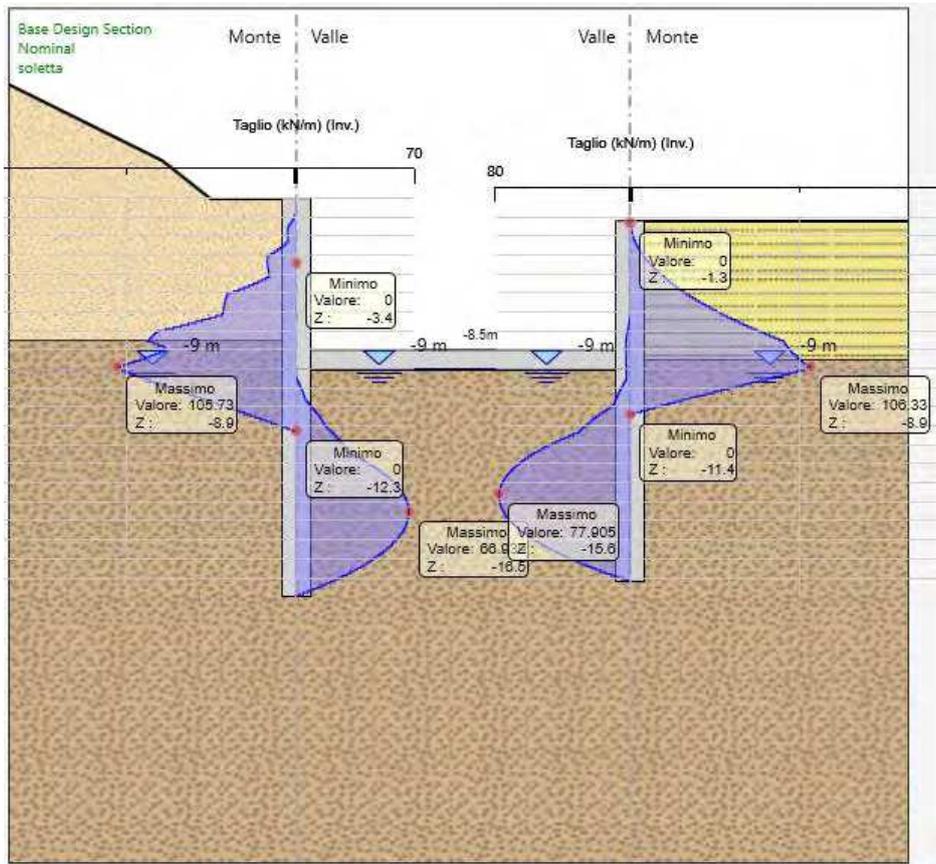


Figura 67 – Inviluppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

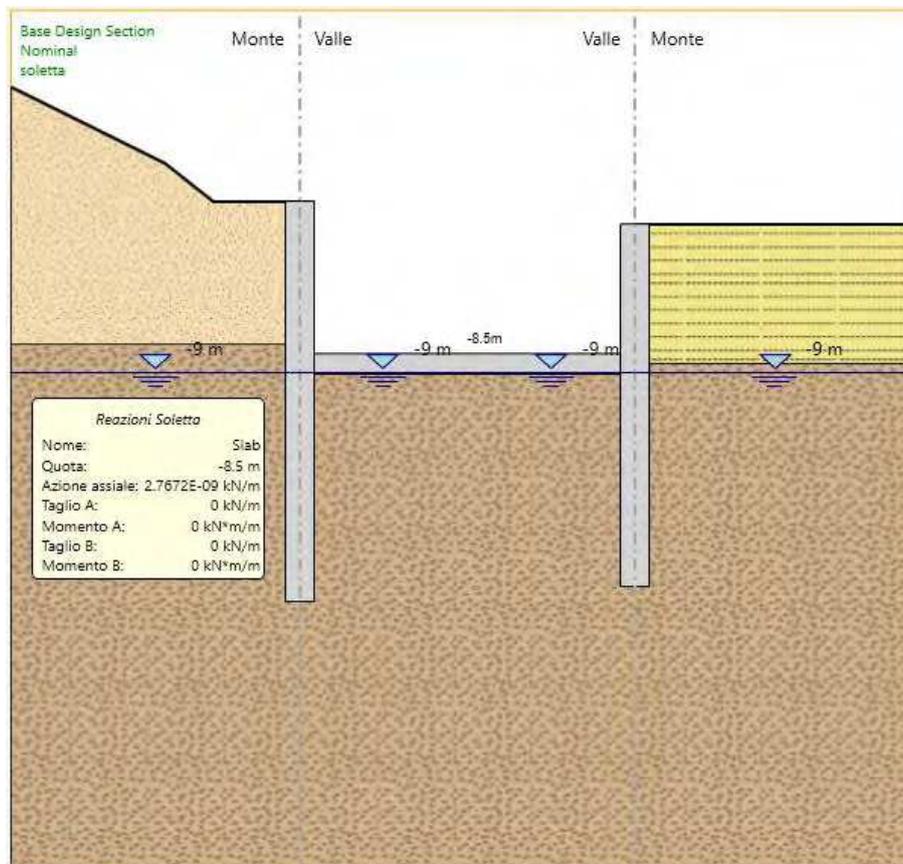


Figura 68 – Inviluppo combinazioni SLE – azione assiale agente sulla soletta di contrasto

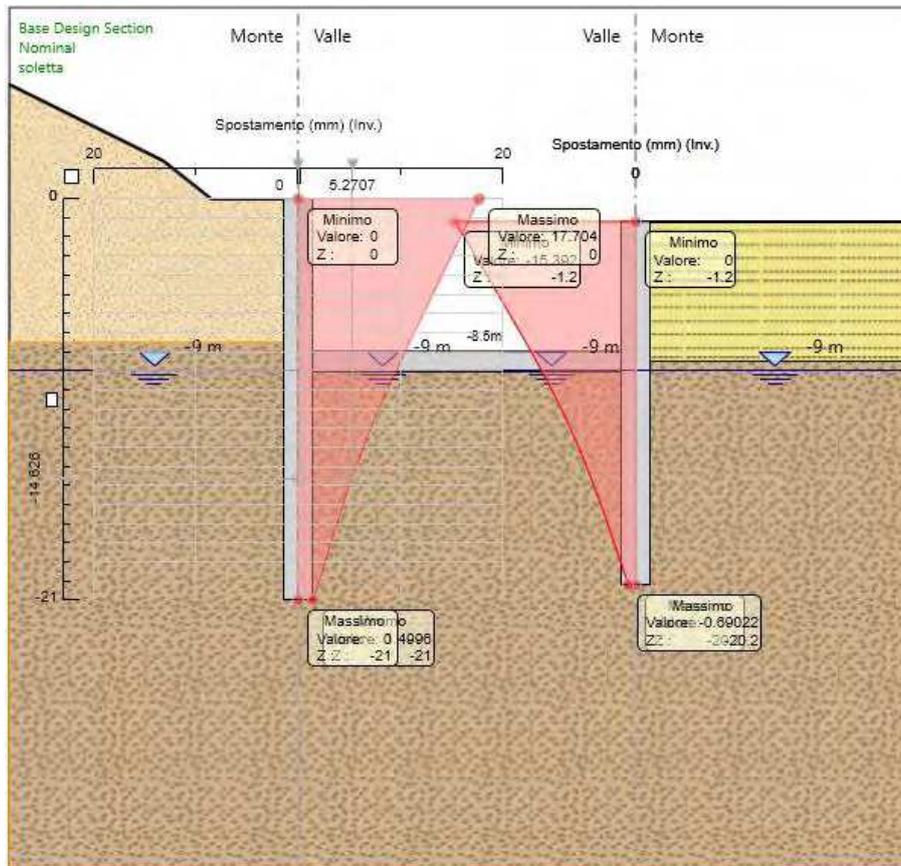


Figura 69 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

12.4 Verifiche diaframmi

12.4.1 Verifiche SLU – SLV diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU – SLV, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU-SLV}^{max} = 1722.3 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU-SLV}^{max} = 454.6 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$ $A_s' = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \phi 10/20\text{cm}$

12.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

Titolo : Configurazione 4

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali
B450C C28/35

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

La verifica a momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1722.3 \text{ kNm}$$

12.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	454.6	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20	-
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0076	-

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	-
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	-
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	-

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	779.01	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

12.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 17.7 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

12.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

The screenshot shows the Gelfi software interface with the following data:

Titolo: Configurazione 4

N° figure elementari: 1 **N° strati barre:** 4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	10
			2	53.09	12.5
			3	53.09	137.5
			4	53.09	140

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 1722.3 kNm
M_{xEd}: 0
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C, C28/35

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}:** 15.87
E_s / E_c: 15 **f_{cc} / f_{cd}:** 0.8
ε_{syd}: 1.957% **σ_{c,adm}:** 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0.6667
τ_{c1}: 1.971

σ_c: -1.074 N/mm²
σ_s: 34.86 N/mm²
ε_s: 0.1743%
d: 140 cm
x: 44.26 **x/d:** 0.3161
δ: 0.8351

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	1.07	17.43	34.86	360
SLE_QUASI PERMANENTE	1.07	13.07	-	-

12.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

13 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 5

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 5.

La paratia della Configurazione 5 è costituita da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 21m (Figura 70). L'altezza massima di scavo è pari a 6m.

Si precisa che la lunghezza del diaframma considerata nell'analisi tiene conto di 1m di altezza della trave di testata.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 4 sono state studiate sia in fase provvisoria che in fase definitiva.

13.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

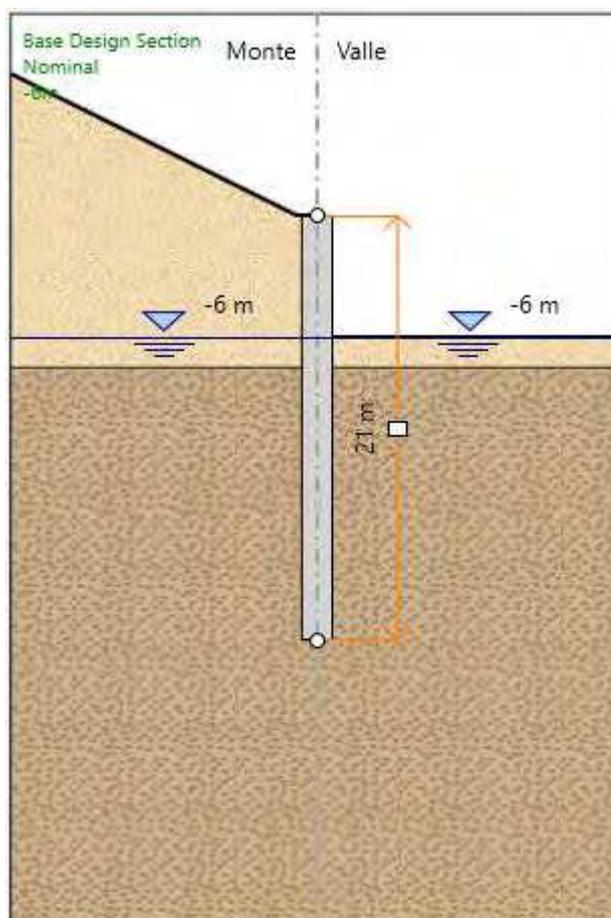


Figura 70 – Configurazione 5 - Schema geometrico

13.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta del diaframma. Realizzazione del diaframma e della trave di testata.
2)	-2m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -2m.
3)	-4m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -4m.
4)	-6m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -6m.
5)	sisma	Applicazione dell'azione sismica.

Tabella 5 - Analisi numerica Configurazione 5 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1), 4) e 5)) identificati nella tabella soprastante.

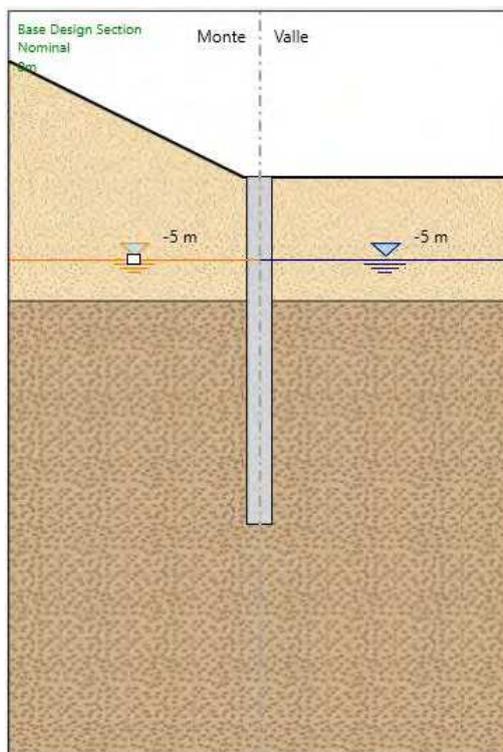


Figura 71 – Modello di calcolo - Step 1)

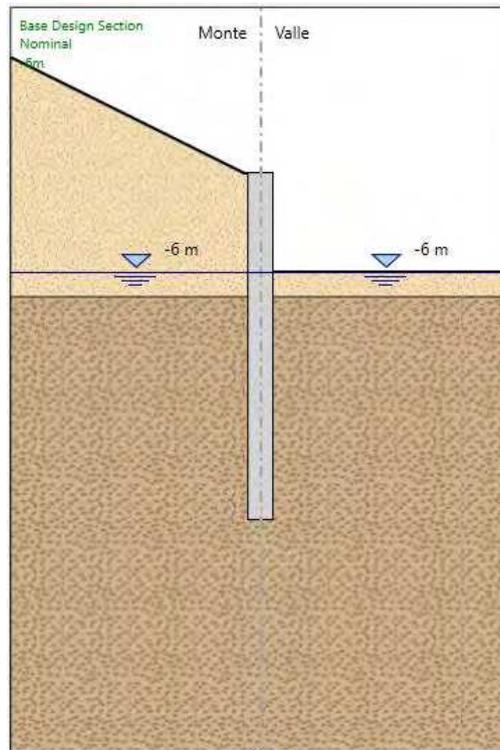


Figura 72 – Modello di calcolo - Step 4)

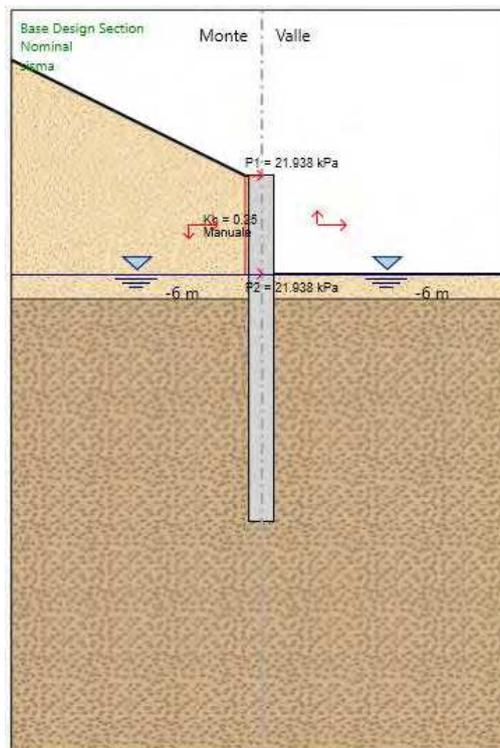


Figura 73 – Modello di calcolo - Step 5)

13.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), SLV e SLE. Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

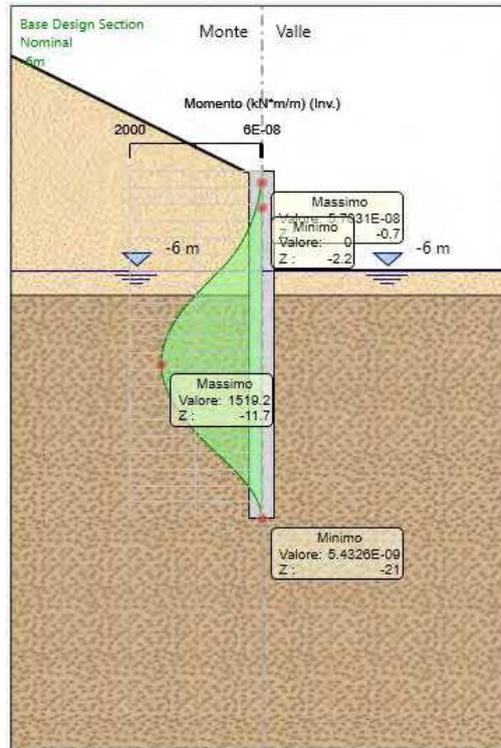


Figura 74 – Involuppo combinazioni SLU - SLV – momento flettente agente sui diaframmi

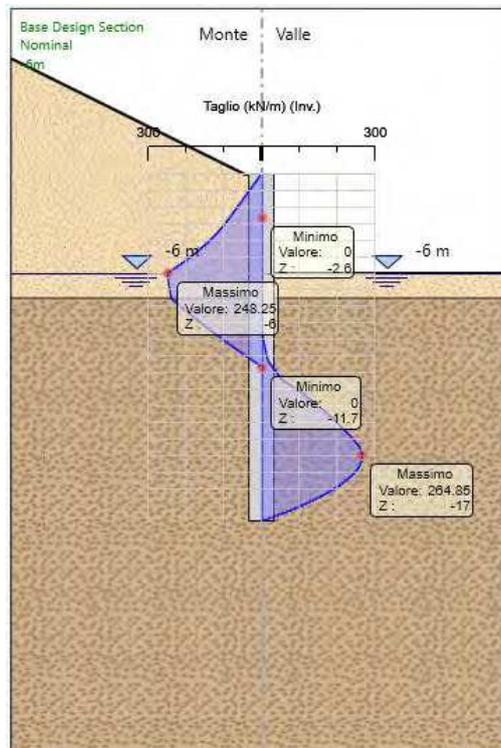


Figura 75 – Involuppo combinazioni SLU -SLV – azione tagliante agente sui diaframmi

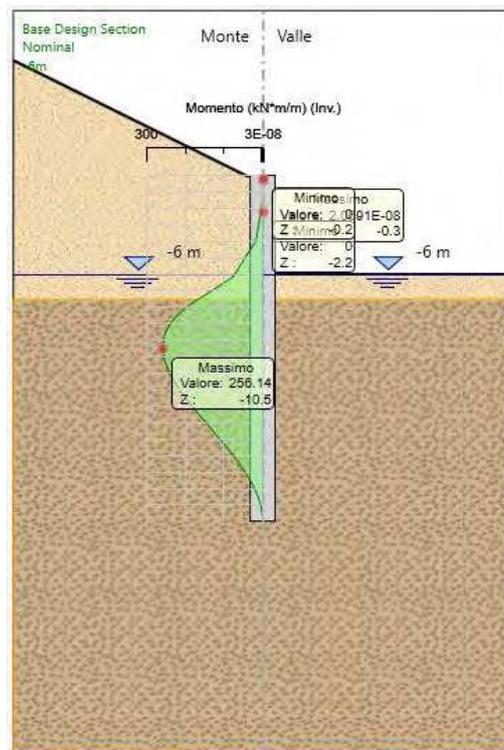


Figura 76 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

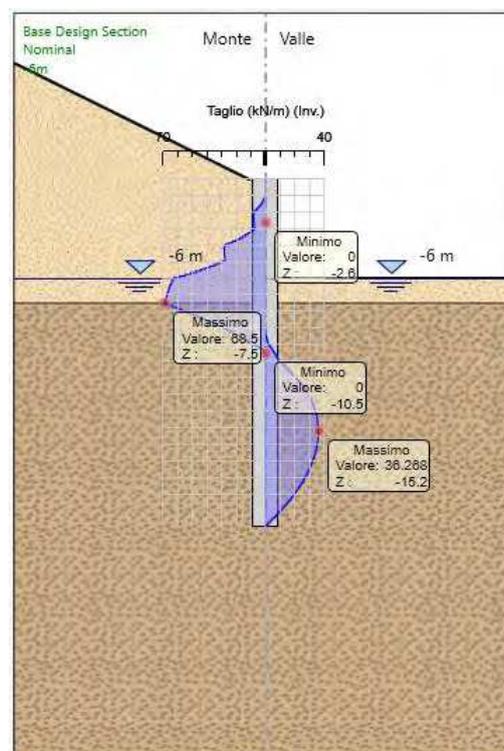


Figura 77 – Involuppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

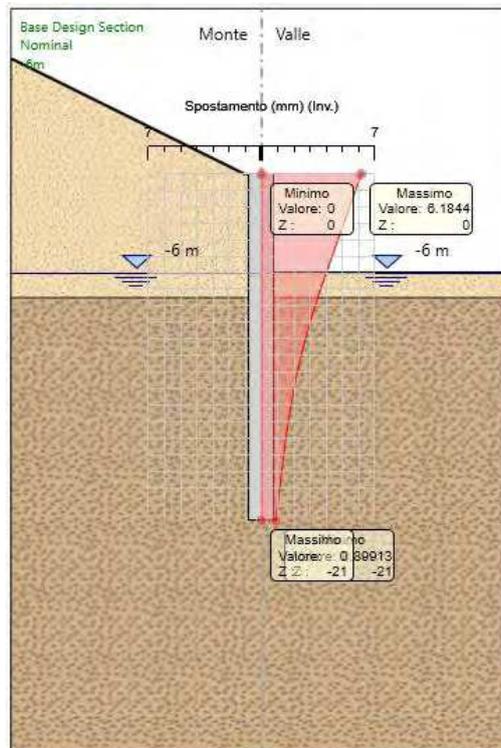


Figura 78 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

13.4 Verifiche diaframmi

13.4.1 Verifiche SLU – SLV diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU – SLV, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU-SLV}^{max} = 1519.2 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU-SLV}^{max} = 264.9 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$ $A_{s'} = \phi 26/10\text{cm} + \phi 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \phi 10/20\text{cm}$

13.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30 N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	264.9 kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0 kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400 mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000 mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	26 mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	20 --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	10620 mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0076 --

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38 --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20 kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03 kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	10 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	779.01 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

13.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 6.2 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

13.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Titolo: Configurazione 5

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	10
			2	53.09	12.5
			3	53.09	137.5
			4	53.09	140

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 1519.2 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

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

Materiali: B450C C28/35

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}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957% σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

σ_c: -0.6013 N/mm²
 σ_s: 19.51 N/mm²
 ε_s: 0.09756%
 d: 140 cm
 x: 44.26 x/d: 0.3161
 δ: 0.8351

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	0.6	17.43	19.51	360
SLE_QUASI PERMANENTE	0.6	13.07	-	-

13.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

14 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 6

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 6.

La paratia della Configurazione 6 è costituita da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 28m (Figura 79). L'altezza massima di scavo è pari a 13m.

Si precisa che la lunghezza del diaframma considerata nell'analisi tiene conto di 1m di altezza della trave di testata.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di due ordini di tiranti a trefoli in acciaio provvisori realizzati rispettivamente alle quote -4.5m e -8.5m.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 1 sono state studiate esclusivamente in fase provvisoria; infatti, a seguito della realizzazione dello scavo, a valle delle paratie viene realizzata la galleria artificiale la quale assolve alla funzione di sostegno in fase definitiva.

14.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

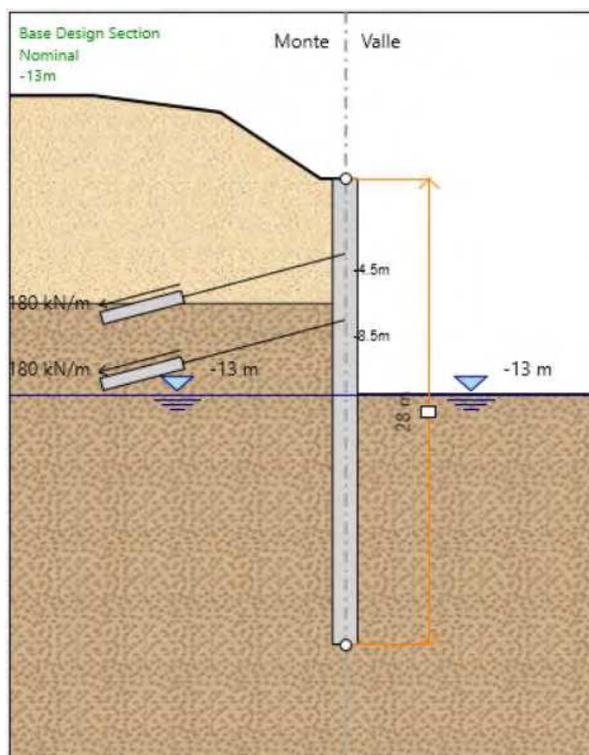


Figura 79 – Configurazione 6 - Schema geometrico

14.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta del diaframma. Realizzazione del diaframma e della trave di testata.
2)	-2m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -2m.
3)	-4m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -4m.
4)	-5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -5m.
5)	Tirante 1	Realizzazione di un tirante alla quota -4.5m.
6)	-6m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -6m.
7)	-8m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -8m.
8)	-9m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -9m.
9)	Tirante 2	Realizzazione di un tirante alla quota -8.5m.
10)	-11m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -11m.
11)	-13m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -13m.

Tabella 6 - Analisi numerica Configurazione 6 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1), 5), 6) e 11)) identificati nella tabella soprastante.

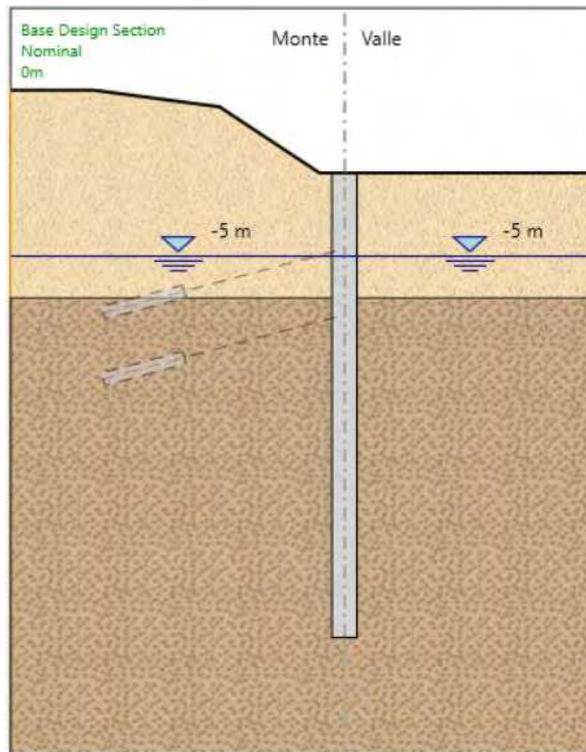


Figura 80 – Modello di calcolo - Step 1)

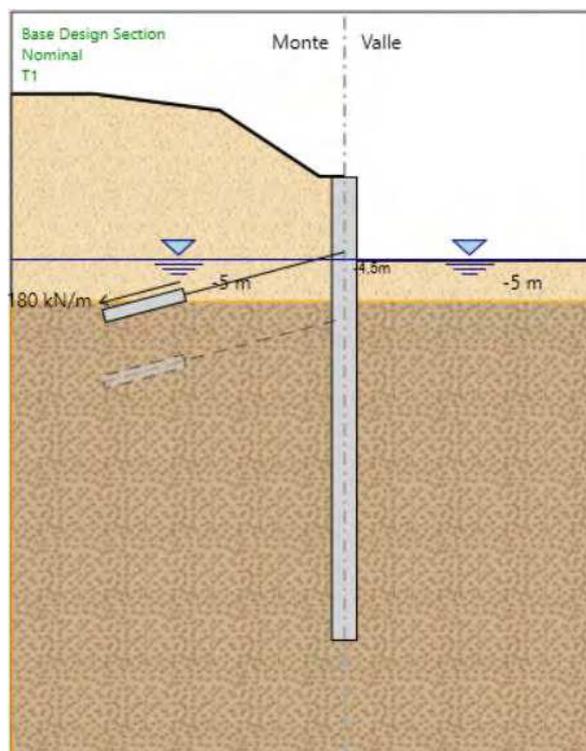


Figura 81 – Modello di calcolo - Step 5)

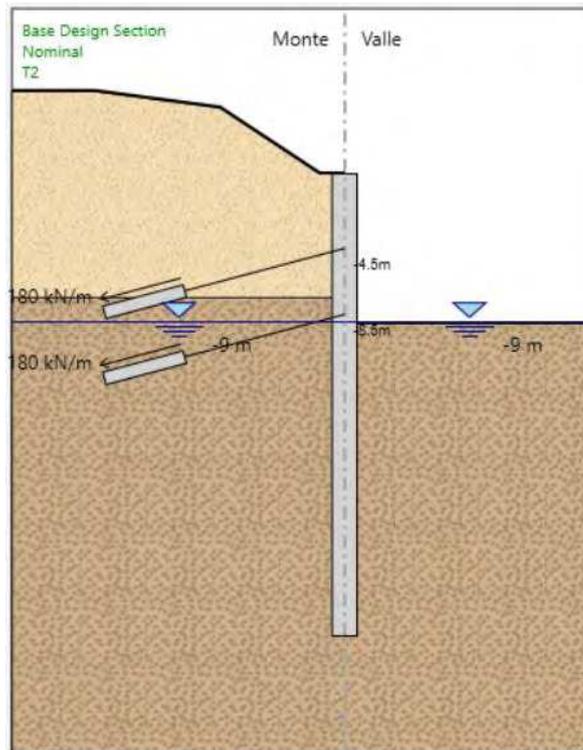


Figura 82 – Modello di calcolo - Step 6)

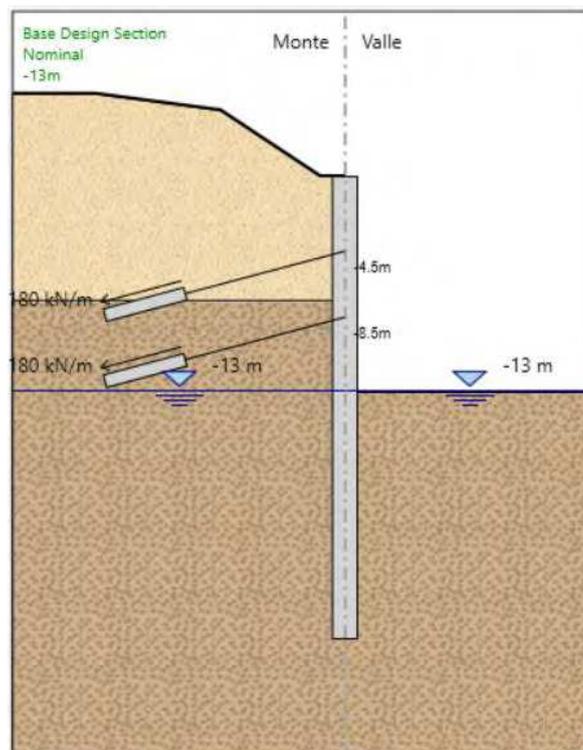


Figura 83 – Modello di calcolo - Step 11)

14.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti

nell'analisi (puntone e soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE. Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

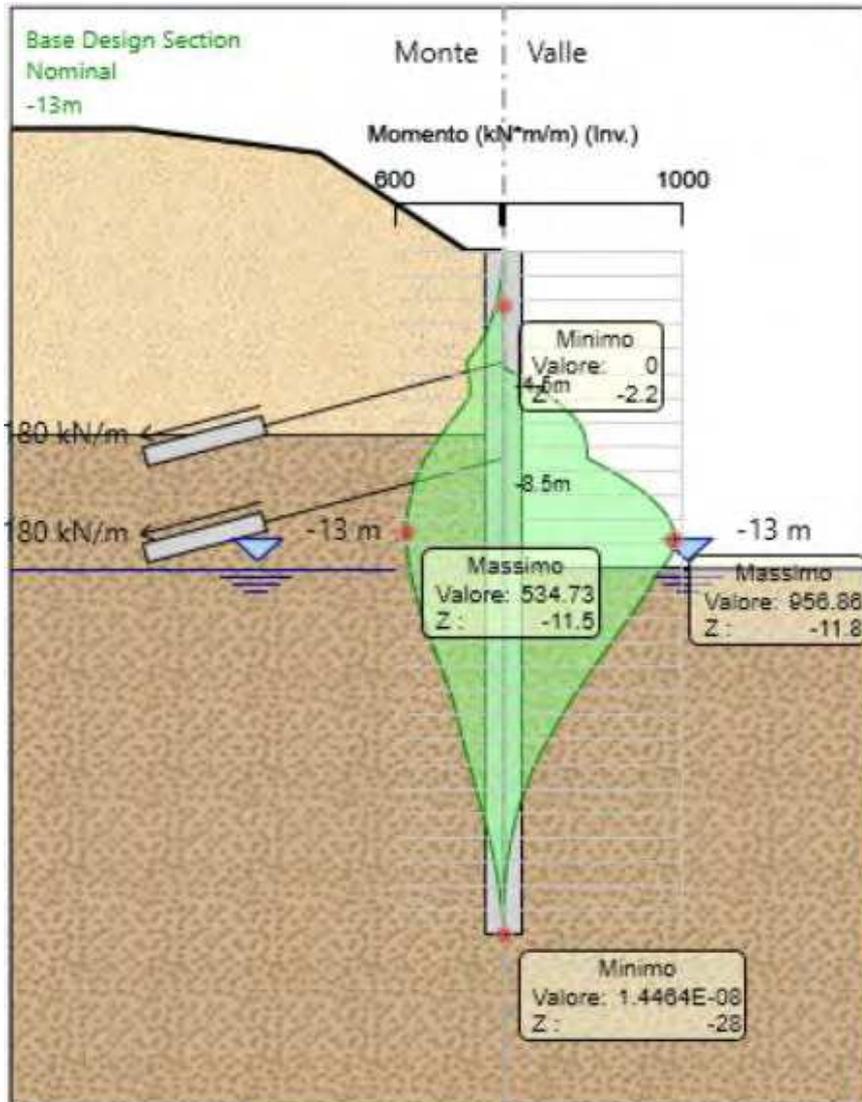


Figura 84 – Inviluppo combinazioni SLU – momento flettente agente sui diaframmi

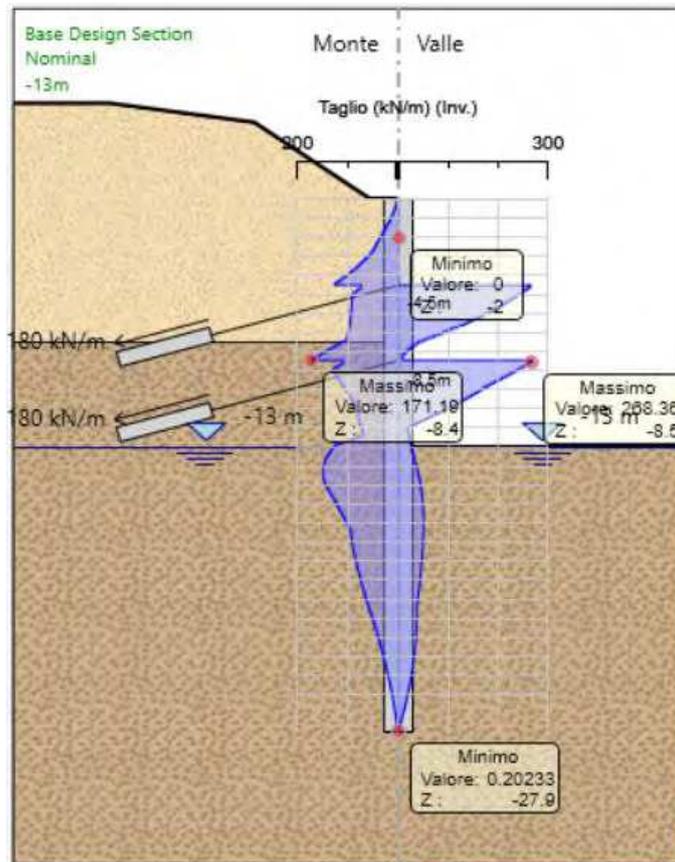


Figura 85 – Involuppo combinazioni SLU – azione tagliante agente sui diaframmi

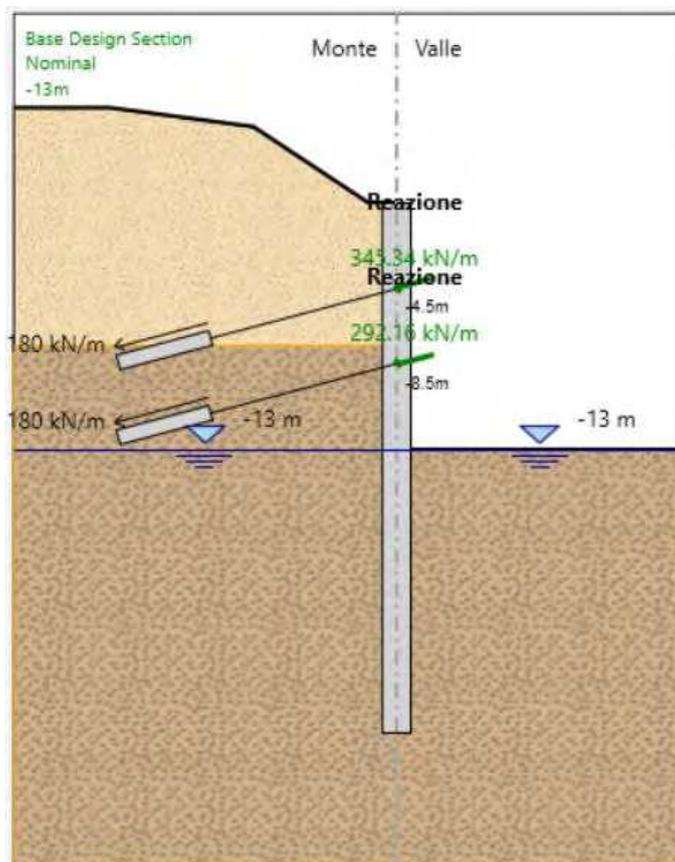


Figura 86 – Involuppo combinazioni SLU – reazione agente sui tiranti

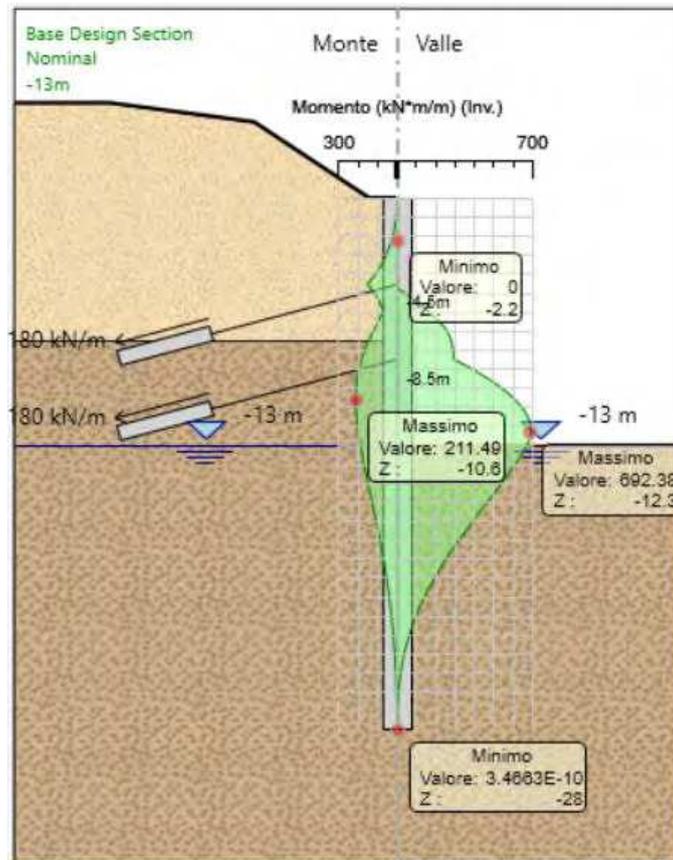


Figura 87 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

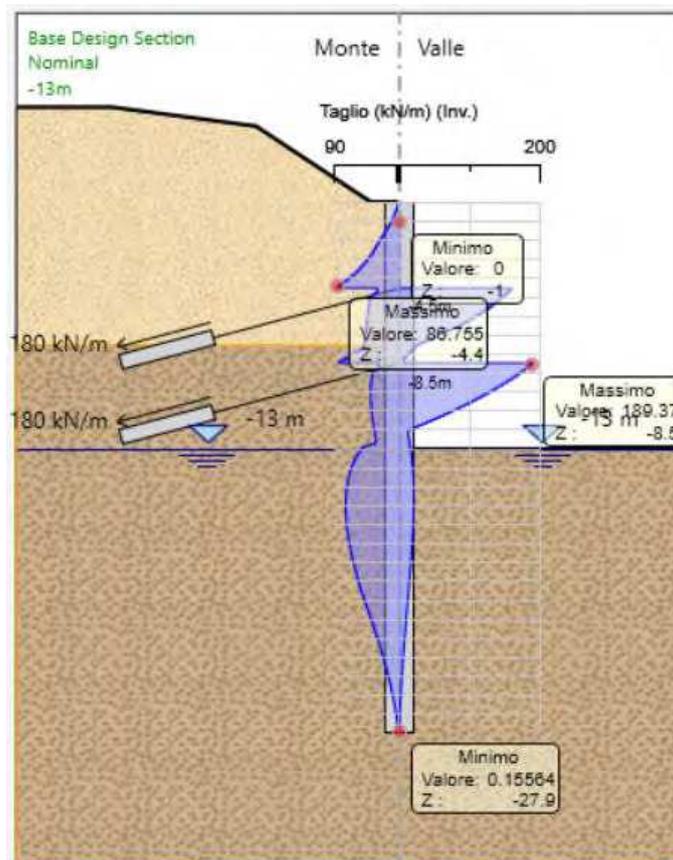


Figura 88 – Involuppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

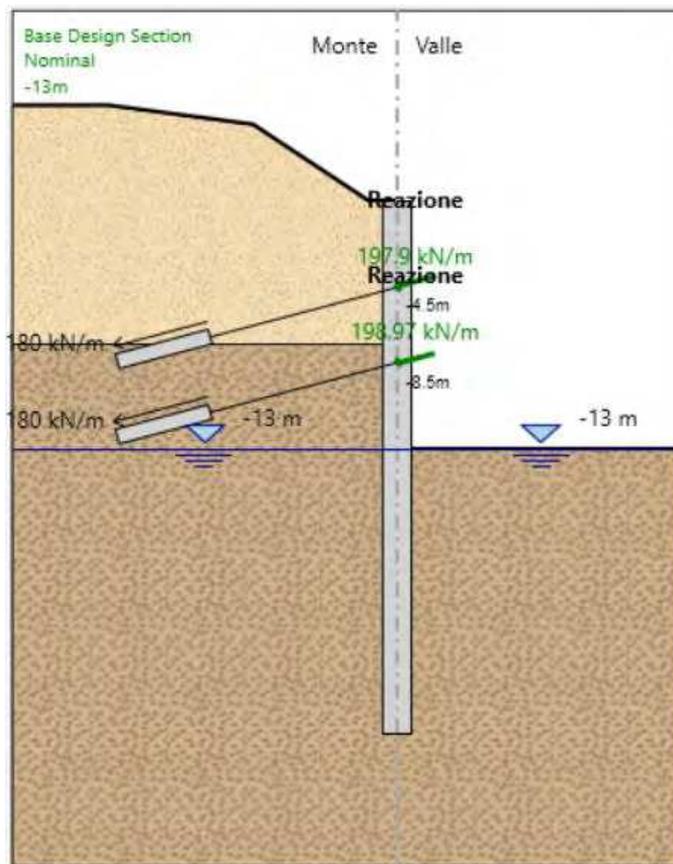


Figura 89 – Involuppo combinazioni SLE – reazione agente sui tiranti

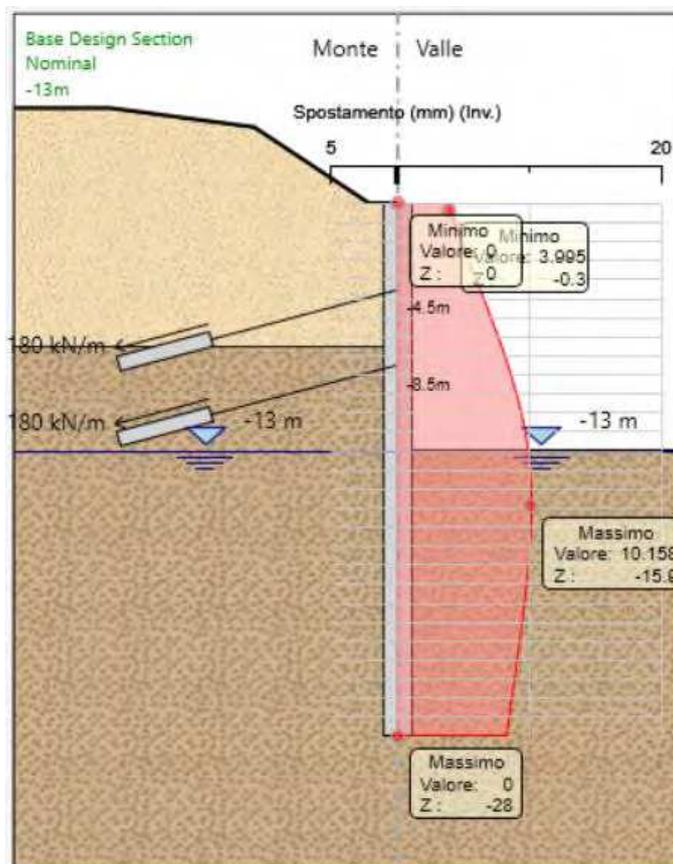


Figura 90 – Involuppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

14.4 Verifiche diaframmi

14.4.1 Verifiche SLU diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU}^{max} = 956.9 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU}^{max} = 268.4 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$ $A_s' = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \varnothing 10/20\text{cm}$

14.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

La verifica a momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 956.9 \text{ kNm}$$

14.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	268.4	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sI}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_I	=	0.0076	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	779.01	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

14.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 10.2 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

14.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

The screenshot shows the Gelfi software interface for a reinforced concrete section analysis. The title is "Configurazione 6".

Section Properties:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	53.09	10
			2	53.09	12.5
			3	53.09	137.5
			4	53.09	140

Applied Forces (S.L.U.):

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	956.9	692.4	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materials:

B450C	C28/35
E _{su} 67.5 ‰	E _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	E _{cu} 3.5 ‰
E _s 200 000 N/mm²	f _{cd} 15.87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
E _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6667
	τ _{c1} 1.971

Calculation Results:

σ _c	-1.626	N/mm²
σ _s	52.75	N/mm²
ε _s	0.2638	‰
d	140	cm
x	44.26	x/d 0.3161
δ	0.8351	

Verification: N° iterazioni: 4. Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	1.63	17.43	52.75	360
SLE_QUASI PERMANENTE	1.63	13.07	-	-

14.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

14.5 Verifiche tiranti

La configurazione prevede la realizzazione di due ordini di tiranti a trefoli in acciaio realizzati alle quote -4.5m e -8.5m. I bulbi dei tiranti a trefoli saranno eseguiti con iniezioni ripetute e selettive (IRS).

Nella seguente tabella sono riportati i valori massimi dell'azione agente nei tiranti nelle diverse combinazioni, il valore di pretiro ed il valore di collaudo:

ORDINE	INTERASSE	PRETIRO	COLLAUDO	SLE	Comb1 A1+M1+R1	Comb2 A2+M2+R1
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
I	2.5	450	600	494.8	643.3	863.3
II	2.5	450	600	497.5	646.8	730.5

Tabella 7 – Configurazione 6 – Forze massime nei tiranti

14.5.1 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE

La verifica allo S.L.E. è atta a verificare che il tiro presente nei tiranti in esercizio sia inferiore al tiro ammissibile, pari a:

$$\text{Tiranti : } T_{\text{ammissibile}} = \min(0.85 \cdot f_{p(1)k} \cdot 0.9; 0.6 \cdot f_{ptk} \cdot 0.9) \cdot A_{\text{tref}} \cdot n_{\text{tref}} = 139.55 \cdot n_{\text{tref}}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{\text{tref}} &= 139\text{mm}^2 && \text{area trefolo;} \\ f_{p(1)k} &= 1670\text{kPa} && \text{tensione limite di snervamento del trefolo;} \\ f_{ptk} &= 1860\text{kPa} && \text{caratteristica di rottura a trazione del trefolo;} \end{aligned}$$

Nel caso in esame risulta:

Configurazione 6				
VERIFICHE TIRANTI SLE				
ORDINE	N° TREFOLI	$T_{(SLE)}$	T_{amm}	$T_{(SLE)} < T_{\text{amm}}$
	[-]	[kN]	[kN]	[-]
I	5	494.8	697.8	OK
II	5	497.5	697.8	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto $T_{(SLE)} < T_{\text{amm}}$ in tutti gli ordini.

14.5.2 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU

La sollecitazione di progetto F_{Ed} presente nei tiranti è stata assunta pari alla massima uscente dalle analisi, nella combinazione più sfavorevole tra la Comb1, Comb2 e Tiro di Collaudo.

La resistenza di progetto, viceversa, è pari a:

- Per i tiranti

$$T_{Rd} = \frac{n_{\text{tref}} \cdot A_{\text{tref}} \cdot f_{p(1)k}}{\gamma_s} = 201.85 \cdot n_{\text{tref}} \text{ [kN]}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{\text{tref}} &= 139\text{mm}^2 && \text{area trefolo;} \\ f_{p(1)k} &= 1670\text{kPa} && \text{tensione limite di snervamento del trefolo;} \\ \gamma_s &= 1.15 && \text{coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio.} \end{aligned}$$

Nel caso in esame risulta:

ordine	n° trefoli	T _{Ed} [kN]	T _{Rd} [kN]	T _{Ed} < T _{Rd}
I	5	863.3	1009.3	OK
II	5	730.5	1009.3	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto T_{Ed} < T_{Rd} in tutti gli ordini.

14.5.3 Calcolo della lunghezza libera

La lunghezza libera dei tiranti viene calcolata in fase statica imponendo che l'ancoraggio possa sviluppare interamente la spinta attiva, vale a dire che l'ancoraggio deve essere posizionato al di là della linea ideale di spinta dal fondo della paratia inclinata di 45° + φ/2 sull'orizzontale. L'affondamento del tirante è stato prudenzialmente aumentato di 0.2 volte l'altezza di scavo rispetto a quello calcolato geometricamente, come suggeriscono numerose raccomandazioni disponibili in letteratura.

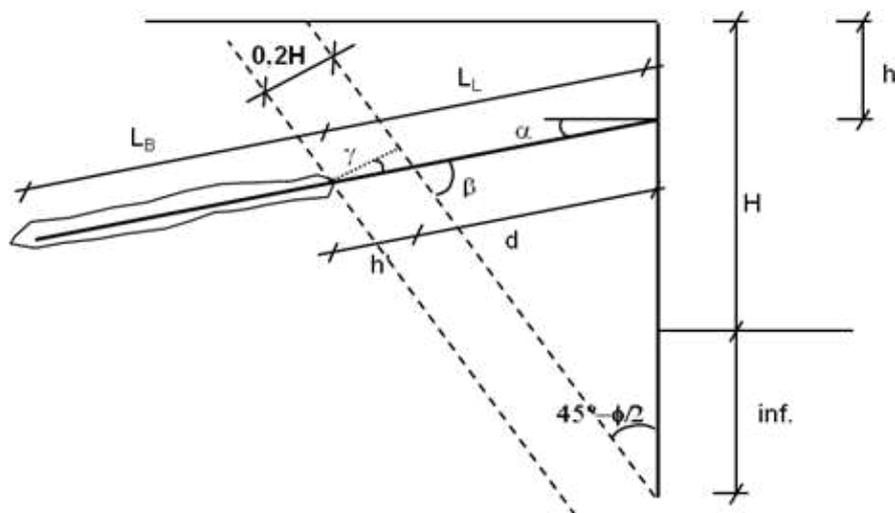


Figura 91 – Schema di calcolo della lunghezza libera dei tiranti

Con riferimento alla simbologia rappresentata in figura, la lunghezza libera dei tiranti è pari a:

$$L_{\text{lib-stat}} = d + h' = (H + \text{inf} - h_i) \cdot \frac{\text{sen}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\text{sen}\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)} + \frac{0.2 \cdot H}{\text{sen}\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)}$$

dove:

- α = inclinazione del tirante sull'orizzontale
- H = altezza dello scavo
- h_i = quota del tirante rispetto alla testa della paratia;
- φ = angolo d'attrito dei livelli in sito, assunto pari al minimo 28°.

La lunghezza così calcolata è stata aumentata arrotondata per eccesso.

Relativamente al caso in oggetto, le grandezze fondamentali sono riportate nella seguente tabella:

ORDINE	$h_{TIRANTE}$	α	$L_{lib-statica}$	$L_{lib-assunta}$
	[m]	[°]	[m]	[m]
I	-4.5	15	15.3	16
II	-8.5	15	13.2	15

14.5.4 Calcolo lunghezza di fondazione

Il dimensionamento dei bulbi di fondazione è condotto nell'ottica dell'approccio A1+M1+R3. In particolare, si verifica che il tiro di progetto T_{Ed} sia inferiore della resistenza di progetto del bulbo di ancoraggio (R_{ad}) e che siano rispettate le gerarchie. Deve cioè essere verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento (F_{yk}) di ciascun tirante sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione (R_{ak}).

Riassumendo si deve verificare: $T_{Ed} < R_{ad}$ e $R_{ak} < F_{yk}$

dove:

- $R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{perf} \cdot L_{fond} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$;
- $R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra}}$;

Per i tiranti:

$$F_{yk} = n^{\circ}_{tref} \cdot A_{tref} \cdot f_{p(1)k} = 232.13 \cdot n_{tref} \text{ [kN]}$$

Il diametro di perforazione teorico \varnothing_{perf} è stato considerato sempre pari a 16cm. Il fattore α , funzione del terreno e delle modalità esecutive del bulbo di ancoraggio, è stato assunto, cautelativamente, pari a 1.

Si hanno i seguenti valori delle resistenze assunti per la resistenza media e quella alla minima.

Terreno	Aderenza limite bulbo-terreno τ_{lim}	
	[kPa]	
FAA	$\tau_{a,c,min}$	250
	$\tau_{a,c,med}$	300

Tali valori sono stati fattorizzati in funzione del numero di verticali indagate, mediante i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nelle N.T.C. 2018:

numero profili di indagine	8
ξ_{a3}	1.60
ξ_{a4}	1.55

In definitiva, la resistenza caratteristica di attrito terreno-bulbo è fornita dalla seguente relazione:

$$\tau_{ak} = \min\left(\frac{\tau_{a,c-medio}}{\xi_3}; \frac{\tau_{a,c-min}}{\xi_4}\right)$$

Il coefficiente sulle resistenze γ_{Ra} , posto pari a 1.1 (tiranti provvisori).

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun ordine di tiranti, il numero di trefoli, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche. Il tiro di progetto è assunto pari al maggiore tra il tiro fornito dall'analisi nella combinazione 1 e il tiro di collaudo.

Configurazione 6				Verifica allo sfilamento del bulbo			Verifica delle gerarchie		
ORDINE	N° TREFOLI	Φ_{perf}	L_{fond}	T_{Ed}	$R_{ad\ min}$	$T_{Ed} < R_{ad\ min}$	$R_{ak\ min}$	F_{yk}	$R_{ak\ min} < F_{yk}$
	[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
I	5	160	9	643.25	663.33	OK	729.66	1160.65	OK
II	5	160	9	646.75	663.33	OK	729.66	1160.65	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si osserva inoltre che le verifiche, qui non riportate, sono soddisfatte considerando anche l'aderenza trefoli-malta cementizia.

In fase costruttiva, per altro, andranno eseguiti opportuni campi prova per le verifiche sulla tenuta dei bulbi di ancoraggio.

Per i dettagli costruttivi si vedano le tavole di progetto.

15 ANALISI NUMERICA PARATIE CONFIGURAZIONE 7

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 per lo studio del comportamento delle paratie della Configurazione 7.

La paratia della Configurazione 7 è costituita da diaframmi in calcestruzzo armato aventi larghezza pari a 2.5m, spessore pari a 1.5m e lunghezza pari a 28m (Figura 92). L'altezza massima di scavo è pari a 10.5m.

Si precisa che la lunghezza del diaframma considerata nell'analisi tiene conto di 1m di altezza della trave di testata.

Lo scavo del terreno a valle delle paratie prevede la realizzazione di un ordine di tiranti a trefoli in acciaio provvisori realizzati alla quota -4.5m.

La falda si trova inizialmente ad una quota pari a -5m rispetto al piano di scavo. All'aumentare dell'altezza di scavo la quota della falda viene abbassata e posta in corrispondenza del fondo scavo per simulare l'abbattimento della stessa effettuato per mezzo dei sistemi di drenaggio.

Si noti che le paratie della Configurazione 1 sono state studiate esclusivamente in fase provvisoria; infatti, a seguito della realizzazione dello scavo, a valle delle paratie viene realizzata la galleria artificiale la quale assolve alla funzione di sostegno in fase definitiva.

15.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

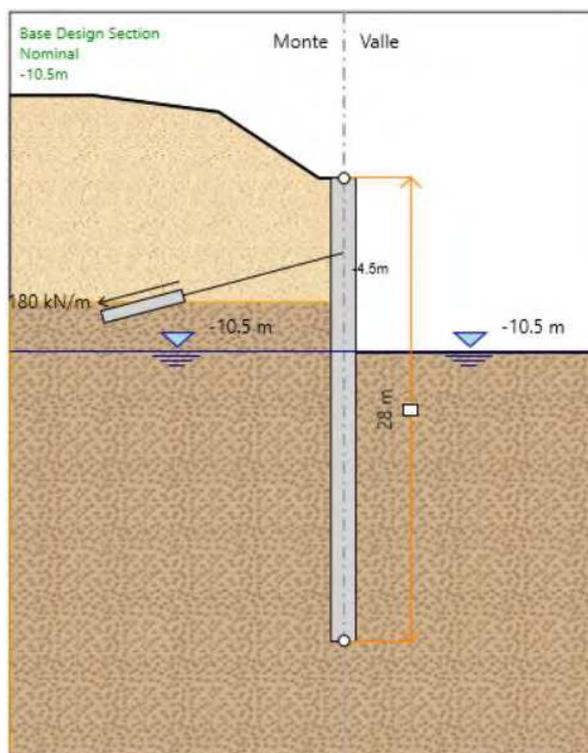


Figura 92 – Configurazione 7 - Schema geometrico

15.2 Fasi di calcolo

Nella seguente tabella sono descritti i vari step presenti nell'analisi.

Fasi di calcolo		
N° step	Denominazione Step di calcolo	Descrizione
1)	0m	Realizzazione dello sbancamento per raggiungere la quota di imposta del diaframma. Realizzazione del diaframma e della trave di testata.
2)	-2m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -2m.
3)	-4m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -4m.
4)	-5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -5m.
5)	Tirante 1	Realizzazione di un tirante alla quota -4.5m.
6)	-6m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -6m.
7)	-8m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -8m.
8)	-9m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -9m.
9)	-10.5m	Scavo a tergo della paratia di pali fino a raggiungere la quota di -10.5m.

Tabella 8 - Analisi numerica Configurazione 7 - Fasi di calcolo

Si riporta nelle seguenti figura il modello di calcolo relativo agli step principali (step 1), 5 e 9)) identificati nella tabella soprastante.

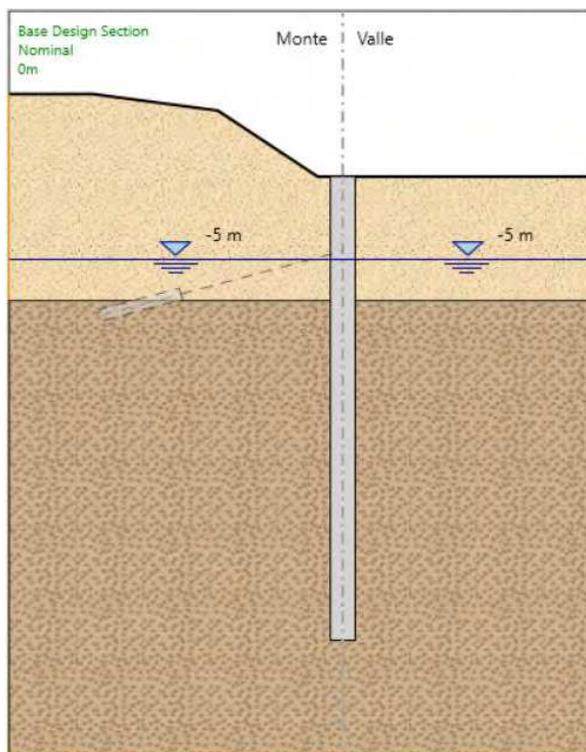


Figura 93 – Modello di calcolo - Step 1)

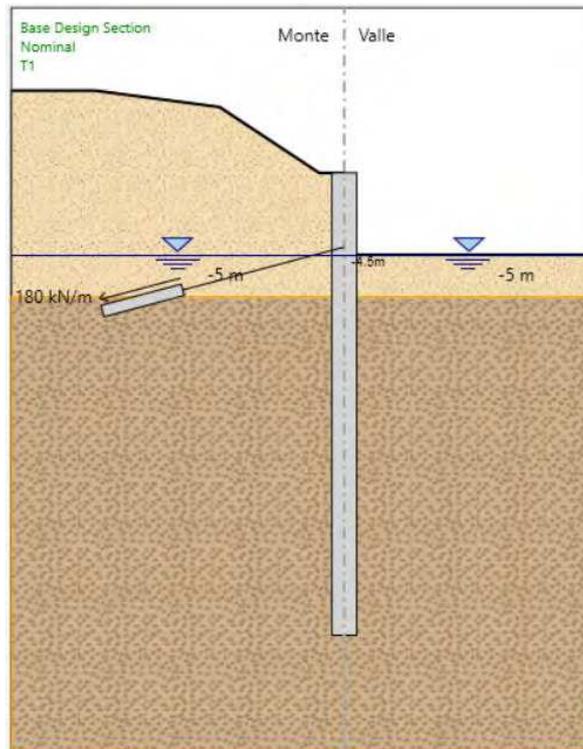


Figura 94 – Modello di calcolo - Step 5)

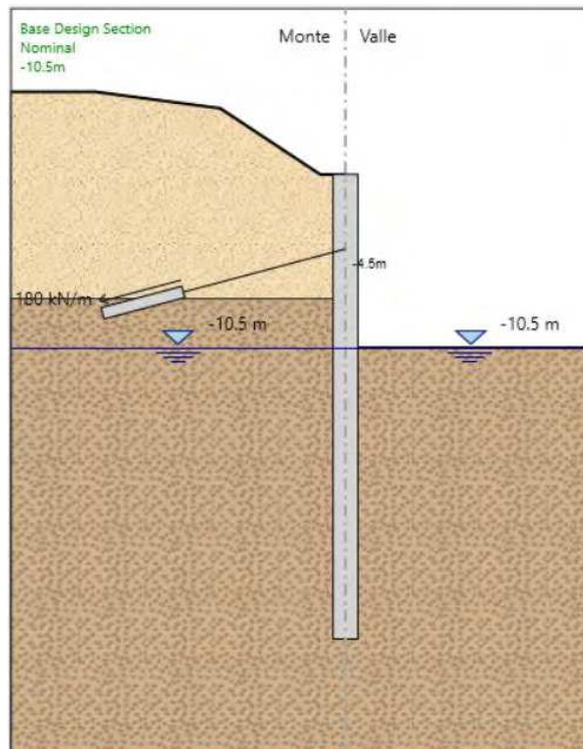


Figura 95 – Modello di calcolo - Step 9)

15.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne agenti

sul diaframma (momento flettente e taglio), delle reazioni negli elementi strutturali presenti nell'analisi (puntone e soletta di contrasto) e degli spostamenti.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE. Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

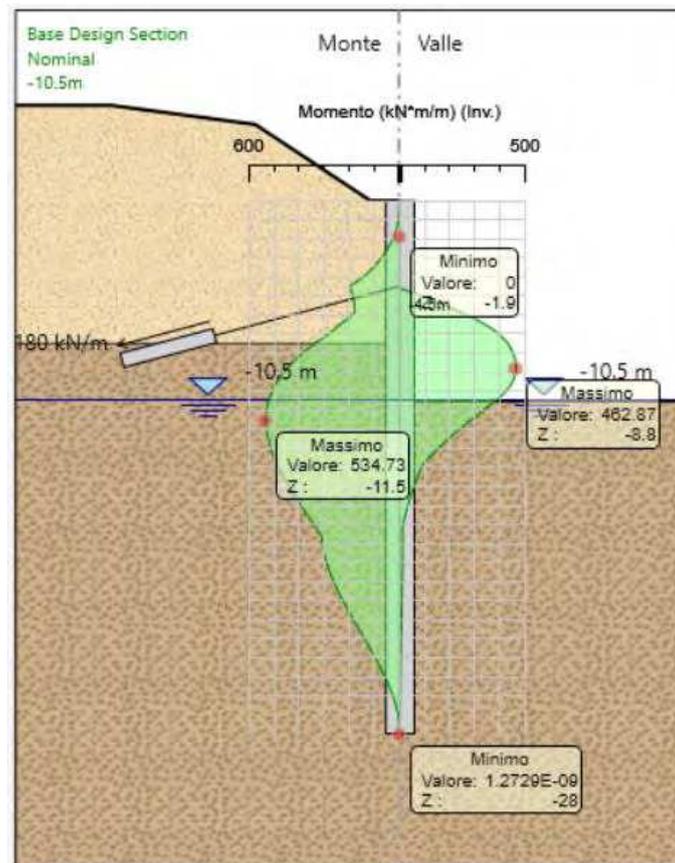


Figura 96 – Involucro combinazioni SLU – momento flettente agente sui diaframmi

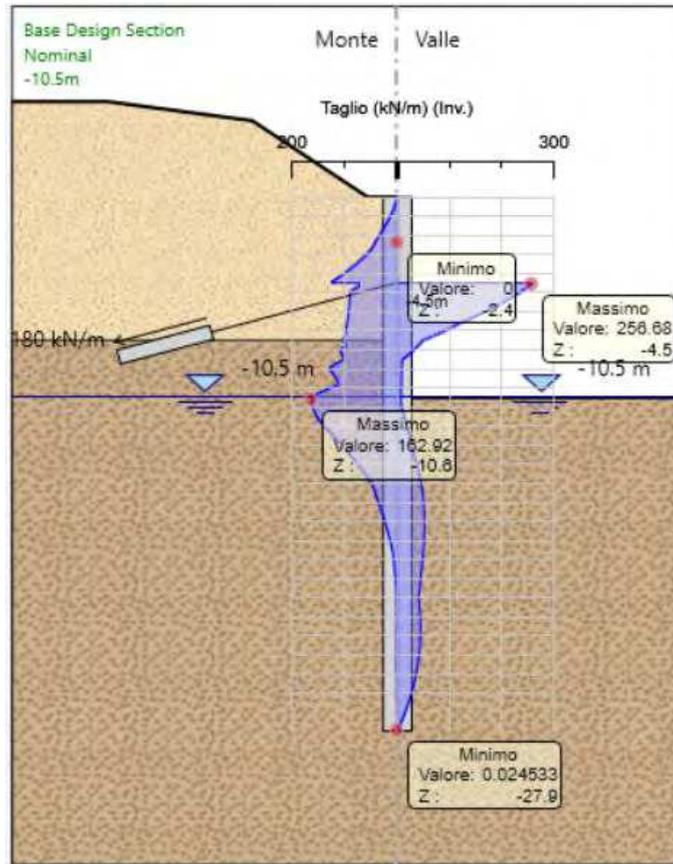


Figura 97 – Inviluppo combinazioni SLU – azione tagliante agente sui diaframmi

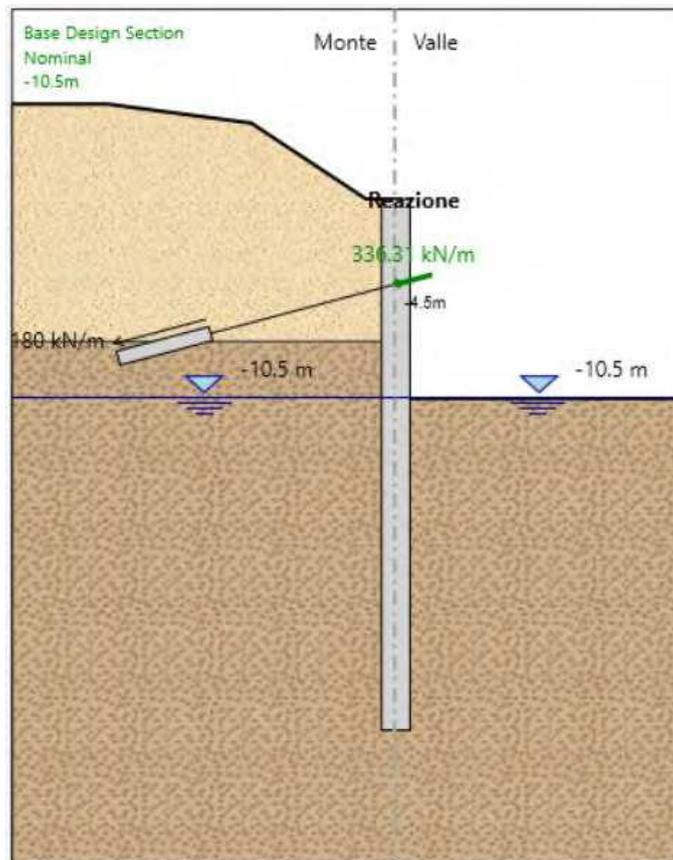


Figura 98 – Inviluppo combinazioni SLU – reazione agente sui tiranti

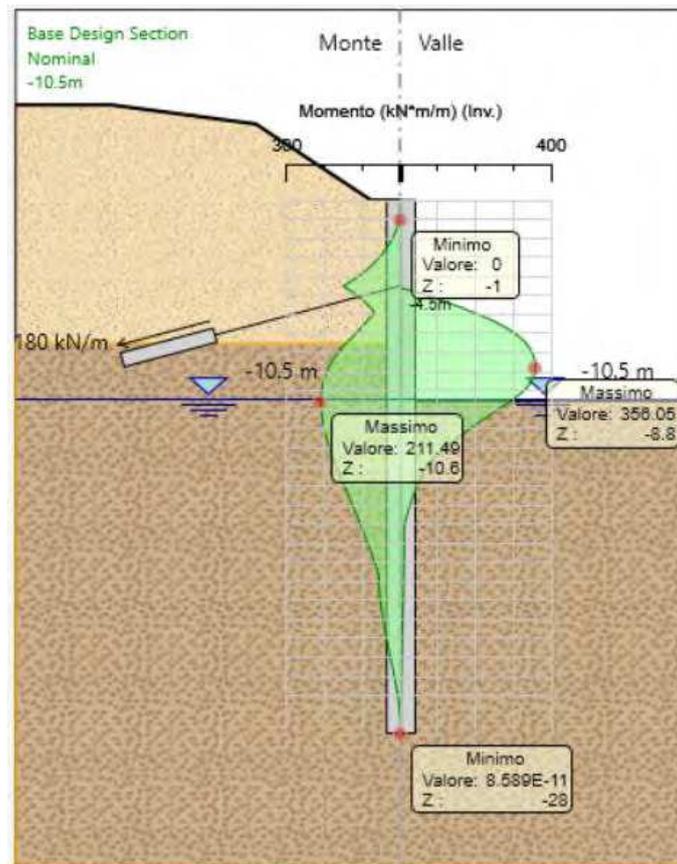


Figura 99 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente agente sui diaframmi

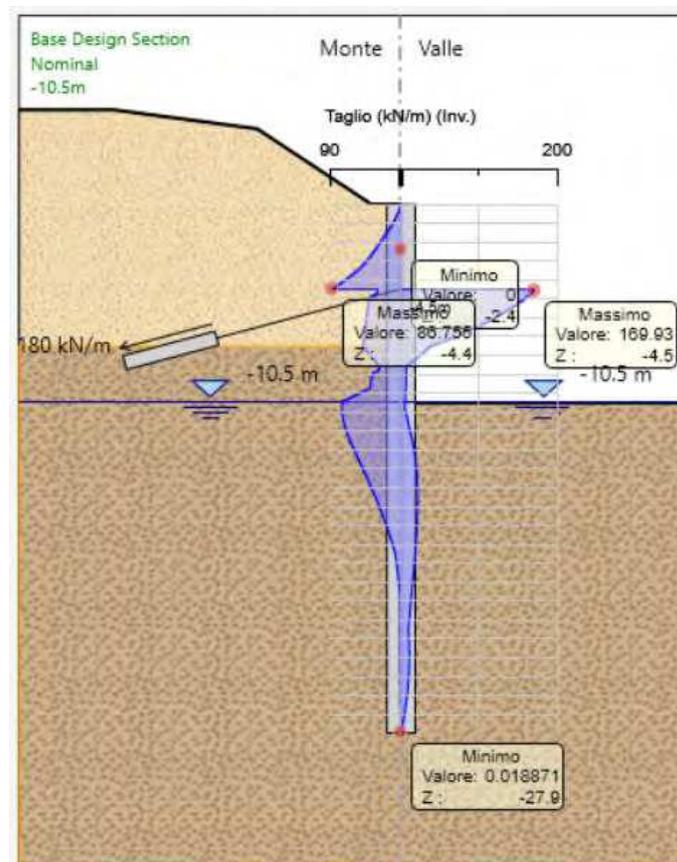


Figura 100 – Involuppo combinazioni SLE – azione tagliante agente sui diaframmi

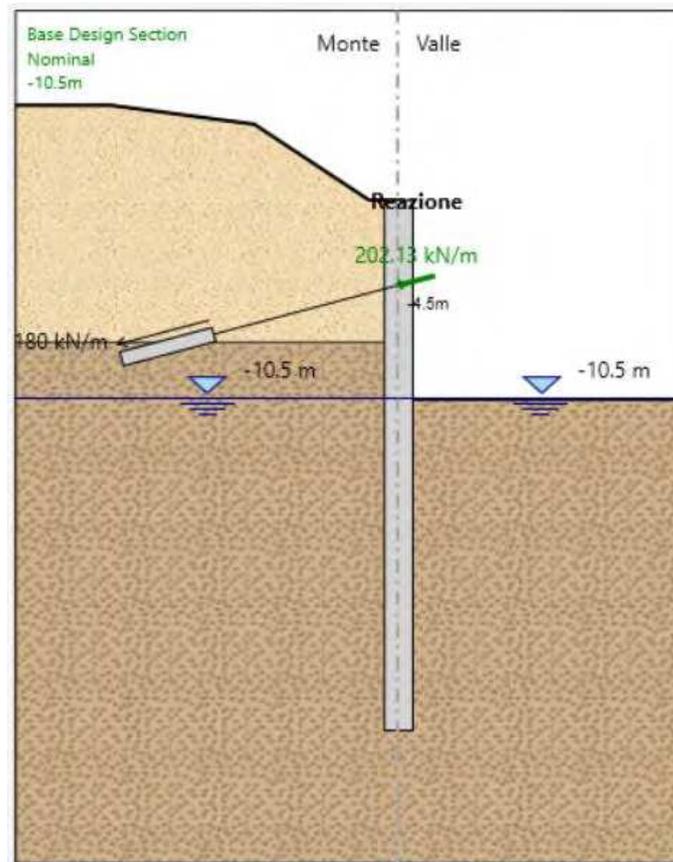


Figura 101 – Inviluppo combinazioni SLE – reazione agente sui tiranti

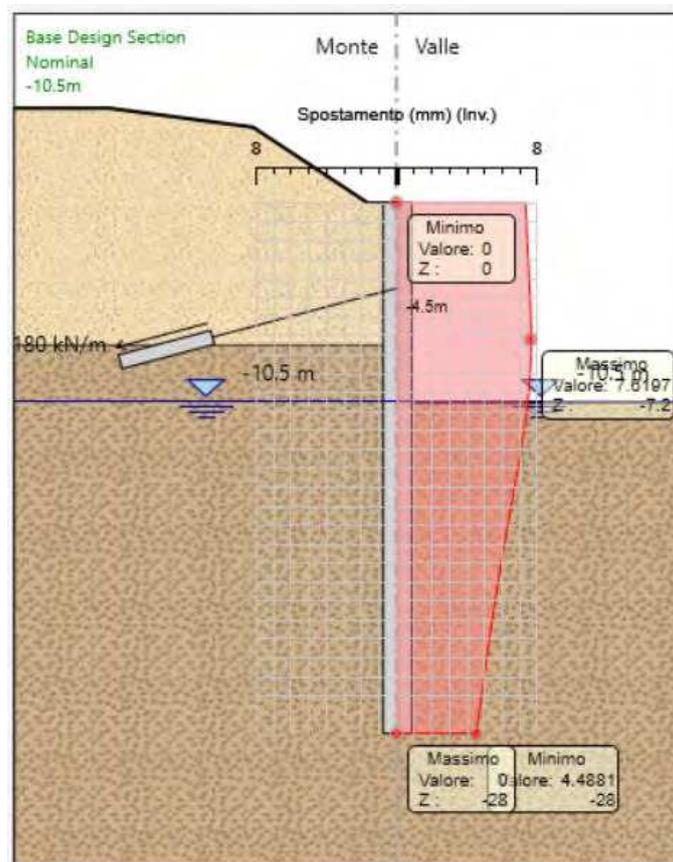


Figura 102 – Inviluppo combinazioni SLE – spostamenti diaframmi

15.4 Verifiche diaframmi

15.4.1 Verifiche SLU diaframmi

Dall'osservazione dei diagrammi di involuppo del momento flettente e del taglio, relativi alle combinazioni SLU, riportati al paragrafo precedente, si evince che i valori massimi di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura sono rispettivamente pari a:

$$M_{SLU}^{max} = 534.7 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU}^{max} = 256.7 \text{ kN}$$

Si procede quindi alla verifica del diaframma considerando le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Spessore diaframma	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
150 cm	$A_s = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$ $A_s' = \varnothing 26/10\text{cm} + \varnothing 26/10\text{cm}$	$A_{sw} = 4 * \varnothing 10/20\text{cm}$

15.4.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione del diaframma eseguita mediante l'ausilio del programma di calcolo Gelfi.

La verifica a momento flettente risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{Rd} = 5400 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 534.7 \text{ kNm}$$

15.4.1.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata, secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	256.7	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.0	kN

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1400	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	20	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sI}	=	10620	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0076	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	427.20	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	649.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rs d}$	=	779.01	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	5185.43	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	779.01	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

OK

15.4.2 Verifiche SLE diaframmi

Nel seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite di Esercizio:

- stato limite di limitazione delle tensioni (paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018);
- stato limite di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018).

Con riferimento al grafico dell'involuppo degli spostamenti del palo in fase di esercizio, riportato al paragrafo precedente, si osserva che il massimo spostamento del palo ammonta a circa 10.2 mm. Tale valore è da ritenersi accettabile per l'opera in esame.

15.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Titolo: Configurazione 7

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	10
2	53.09	12.5
3	53.09	137.5
4	53.09	140

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 534.7 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali: B450C C28/35

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}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

σ_c: -0.8454 N/mm²
 σ_s: 27.43 N/mm²

ε_s: 0.1372 ‰
 d: 140 cm
 x: 44.26 x/d: 0.3161
 δ: 0.8351

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Nella seguente tabella sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	0.85	17.43	27.43	360
SLE_QUASI PERMANENTE	0.85	13.07	-	-

15.4.2.2 Fessurazione

Considerando per i diaframmi una classe di esposizione XC2 e di conseguenza condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili alla corrosione, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequente e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0.4$ mm	$w_2 = 0.3$ mm	$w_1 = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 10 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 26$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

15.5 Verifiche tiranti

La configurazione prevede la realizzazione di un ordine di tiranti a trefoli in acciaio realizzati alla quota -4.5m. I bulbi dei tiranti a trefoli saranno eseguiti con iniezioni ripetute e selettive (IRS).

Nella seguente tabella sono riportati i valori massimi dell'azione agente nei tiranti nelle diverse combinazioni, il valore di pretiro ed il valore di collaudo:

ORDINE	INTERASSE	PRETIRO	COLLAUDO	SLE	Comb1 A1+M1+R1	Comb2 A2+M2+R1
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
I	2.5	450	600	505.3	632.0	840.8

Tabella 9 – Configurazione 6 – Forze massime nei tiranti

15.5.1 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE

La verifica allo S.L.E. è atta a verificare che il tiro presente nei tiranti in esercizio sia inferiore al tiro ammissibile, pari a:

$$\text{Tiranti : } T_{\text{ammissibile}} = \min(0.85 \cdot f_{p(1)k} \cdot 0.9; 0.6 \cdot f_{ptk} \cdot 0.9) \cdot A_{\text{tref}} \cdot n_{\text{tref}} = 139.55 \cdot n_{\text{tref}}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{\text{tref}} &= 139\text{mm}^2 && \text{area trefolo;} \\ f_{p(1)k} &= 1670\text{kPa} && \text{tensione limite di snervamento del trefolo;} \\ f_{ptk} &= 1860\text{kPa} && \text{caratteristica di rottura a trazione del trefolo;} \end{aligned}$$

Nel caso in esame risulta:

Configurazione 6				
VERIFICHE TIRANTI SLE				
ORDINE	N° TREFOLI	T _(SLE)	T _{amm}	T _(SLE) < T _{amm}
	[-]	[kN]	[kN]	[-]
I	5	505.25	697.75	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto $T_{(SLE)} < T_{\text{amm}}$ in tutti gli ordini.

15.5.2 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU

La sollecitazione di progetto F_{Ed} presente nei tiranti è stata assunta pari alla massima uscente dalle analisi, nella combinazione più sfavorevole tra la Comb1, Comb2 e Tiro di Collaudo.

La resistenza di progetto, viceversa, è pari a:

- Per i tiranti

$$T_{Rd} = \frac{n_{\text{tref}} \cdot A_{\text{tref}} \cdot f_{p(1)k}}{\gamma_s} = 201.85 \cdot n_{\text{tref}} \text{ [kN]}$$

dove:

$$A_{\text{tref}} = 139\text{mm}^2 \quad \text{area trefolo;}$$

$f_{p(1)k} = 1670\text{kPa}$ tensione limite di snervamento del trefolo;
 $\gamma_s = 1.15\text{kPa}$ coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio.

Nel caso in esame risulta:

ordine	n° trefoli	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	$T_{Ed} < T_{Rd}$
I	5	840.75	1009.25	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto $T_{Ed} < T_{Rd}$ in tutti gli ordini.

15.5.3 Calcolo della lunghezza libera

La lunghezza libera dei tiranti viene calcolata in fase statica imponendo che l'ancoraggio possa sviluppare interamente la spinta attiva, vale a dire che l'ancoraggio deve essere posizionato al di là della linea ideale di spinta dal fondo della paratia inclinata di $45^\circ + \varphi/2$ sull'orizzontale. L'affondamento del tirante è stato prudenzialmente aumentato di 0.2 volte l'altezza di scavo rispetto a quello calcolato geometricamente, come suggeriscono numerose raccomandazioni disponibili in letteratura.

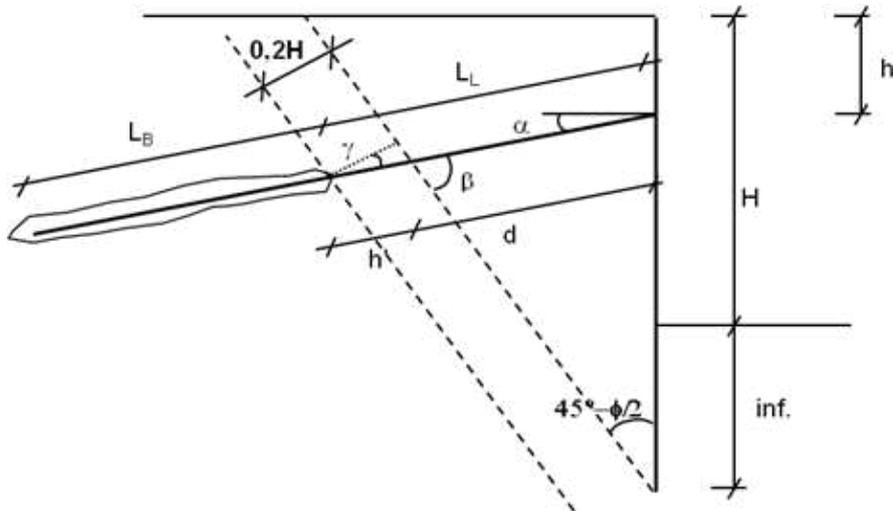


Figura 103 – Schema di calcolo della lunghezza libera dei tiranti

Con riferimento alla simbologia rappresentata in figura, la lunghezza libera dei tiranti è pari a:

$$L_{\text{lib-stat}} = d + h' = (H + \text{inf} - h_i) \cdot \frac{\sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)} + \frac{0.2 \cdot H}{\sin\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)}$$

dove:

- α = inclinazione del tirante sull'orizzontale
- H = altezza dello scavo
- h_i = quota del tirante rispetto alla testa della paratia;
- φ = angolo d'attrito dei livelli in sito, assunto pari al minimo 28° .

La lunghezza così calcolata è stata aumentata arrotondata per eccesso.

Relativamente al caso in oggetto, le grandezze fondamentali sono riportate nella seguente tabella:

ORDINE	$h_{TIRANTE}$	α	$L_{lib-statica}$	$L_{lib-assunta}$
	[m]	[°]	[m]	[m]
I	-4.5	15	14.8	15

15.5.4 Calcolo lunghezza di fondazione

Il dimensionamento dei bulbi di fondazione è condotto nell'ottica dell'approccio A1+M1+R3. In particolare, si verifica che il tiro di progetto T_{Ed} sia inferiore della resistenza di progetto del bulbo di ancoraggio (R_{ad}) e che siano rispettate le gerarchie. Deve cioè essere verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento (F_{yk}) di ciascun tirante sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione (R_{ak}).

Riassumendo si deve verificare: $T_{Ed} < R_{ad}$ e $R_{ak} < F_{yk}$

dove:

- $R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{perf} \cdot L_{fond} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$;
- $R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra}}$;

Per i tiranti:

$$F_{yk} = n^{\circ}_{tref} \cdot A_{tref} \cdot f_{p(1)k} = 232.13 \cdot n_{tref} \text{ [kN]}$$

Il diametro di perforazione teorico \varnothing_{perf} è stato considerato sempre pari a 16cm. Il fattore α , funzione del terreno e delle modalità esecutive del bulbo di ancoraggio, è stato assunto cautelativamente pari a 1.

Si hanno i seguenti valori delle resistenze assunti per la resistenza media e quella alla minima.

Terreno	Aderenza limite bulbo-terreno τ_{lim} [kPa]	
	FAA	$\tau_{a,c,min}$
$\tau_{a,c,med}$		300

Tali valori sono stati fattorizzati in funzione del numero di verticali indagate, mediante i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nelle N.T.C. 2018:

numero profili di indagine	8
ξ_{a3}	1.60
ξ_{a4}	1.55

In definitiva, la resistenza caratteristica di attrito terreno-bulbo è fornita dalla seguente relazione:

$$\tau_{ak} = \min\left(\frac{\tau_{a,c-medio}}{\xi_3}; \frac{\tau_{a,c-min}}{\xi_4}\right)$$

Il coefficiente sulle resistenze γ_{Ra} , posto pari a 1.1 (tiranti provvisori).

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun ordine di tiranti, il numero di trefoli, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche. Il tiro di progetto è assunto pari al maggiore tra il tiro fornito dall'analisi nella combinazione 1 e il tiro di collaudo.

Configurazione 6				Verifica allo sfilamento del bulbo			Verifica delle gerarchie		
ORDINE	N° TREFOLI	Φ_{perf}	L_{fond}	T_{Ed}	$R_{ad\ min}$	$T_{Ed} < R_{ad\ min}$	$R_{ak\ min}$	F_{yk}	$R_{ak\ min} < F_{yk}$
	[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
I	5	160	9	632.00	633.33	OK	729.66	1160.65	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si osserva inoltre che le verifiche, qui non riportate, sono soddisfatte considerando anche l'aderenza trefoli-malta cementizia.

In fase costruttiva, per altro, andranno eseguiti opportuni campi prova per le verifiche sulla tenuta dei bulbi di ancoraggio.

Per i dettagli costruttivi si vedano le tavole di progetto.