

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERA PARTE IN TERRITORIO ITALIANO
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

OPERE D'ARTE

OPERE D'ARTE MINORI

RELAZIONE DI CALCOLO - BERLINESI PER SCAVO DEI PLINTI E PISTE DI CANTIERE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Prima emissione Première diffusion	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	02/03/2018	Approfondimento progettuale	M.ARTIZZU (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
C	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du projet	P.LESCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	4
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	C	L	O	C	1	0	0	2	C
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

Empty box for technical details or drawings.

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor details.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager details.

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	13
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	14
2.1 Normative e standard	14
2.2 Bibliografia	15
2.3 Software di calcolo	15
3. MATERIALI	17
3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche	17
3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, cordoli paratie	17
3.1.2 Malte per micropali	17
3.2 Acciai	18
3.2.1 Acciaio per armatura lenta	18
3.2.2 Acciaio armonico da precompressione	18
3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,...) ..	18
3.2.4 Acciaio per micropali	18
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA.....	19
4.1 Parametri geotecnici di calcolo.....	19
4.1.1 Pila UP1	19
4.1.2 Pila UP2	19
4.1.3 Pila UP5 – Pista D.....	19
4.1.4 Pila UP7	20
4.1.5 Pila UP9	21
4.1.6 Pila IP1	21
4.1.7 Pila IP3	21
4.1.8 Pila IP5	22
4.2 Idrogeologia	22
5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO	23
5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali	23
5.2 Azione sismica.....	25
5.3 Corrosione delle armature dei micropali	26
6. MODELLO DI CALCOLO DELLE BERLINESE PER SCAVI PLINTI	27
6.1 Tipologia berlinesi	27
6.2 Approcci progettuali (SL).....	28
6.3 Modellazione azione sismica	28
7. BERLINESE SCAVO PLINTO UP1	30
7.1 Geometria e fasi di calcolo	30
7.2 Risultati delle analisi.....	34
7.2.1 Combinazione A1+M1	35
7.2.2 Combinazione A2+M2.....	36
7.2.3 Combinazione A1+M1 EQK	37
7.2.4 Combinazione SLE RARA	38
7.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	39
7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi	41
7.4 Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)	41

7.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	42
7.5.1	Micropali.....	42
7.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	42
7.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	42
7.5.2	Tiranti d'ancoraggio.....	43
7.5.2.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti	43
7.5.2.2	Dimensionamento	43
7.5.2.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	44
7.5.2.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	45
7.5.2.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	47
7.5.3	Travi di ripartizione	48
7.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	48
7.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	49
8.	BERLINESE SCAVO PLINTO UP2.....	50
8.1	Geometria e step di calcolo.....	50
8.2	Risultati delle analisi.....	56
8.2.1	Combinazione A1+M1.....	56
8.2.2	Combinazione A2+M2.....	57
8.2.3	Combinazione A1+M1 EQK	58
8.2.4	Combinazione SLE RARA	59
8.2.5	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	61
8.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	62
8.4	Verifica di stabilità al piede della paratia	62
8.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	63
8.5.1	Micropali.....	63
8.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	63
8.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	64
8.5.2	Tiranti d'ancoraggio.....	64
8.5.2.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti	64
8.5.2.2	Dimensionamento	65
8.5.2.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	66
8.5.2.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	66
8.5.2.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	68
8.5.3	Travi di ripartizione	69
8.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	69
8.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	69
9.	BERLINESE SCAVO PLINTO PISTA D - UP5	71
9.1	Geometria e fasi di calcolo	71
9.2	Risultati delle analisi.....	72
9.2.1	Combinazione A1+M1: Step 1	72
9.2.2	Combinazione A2+M2: Step 1	73
9.2.3	Combinazione SLE RARA: Step 1	73
9.2.4	Combinazione A1+M1: Step 3	73
9.2.5	Combinazione A2+M2: Step 3	74
9.2.6	Combinazione SLE RARA: Step 3	74
9.2.7	Combinazione A1+M1: Step 5	74
9.2.8	Combinazione A2+M2: Step 5	75
9.2.9	Combinazione SLE RARA: Step 5	75

9.2.10	Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo	75
9.2.11	Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo	76
9.2.12	Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo.....	76
9.2.13	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	76
9.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	77
9.4	Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)	77
9.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	77
9.5.1	Micropali	78
9.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	78
9.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	78
9.5.2	Tiranti d'ancoraggio.....	79
9.5.2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	79
9.5.2.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	80
9.5.2.3	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	82
9.5.3	Travi di ripartizione	83
9.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	83
9.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	84
10.	BERLINESE SCAVO PLINTO UP7	85
10.1	Geometria e fasi di calcolo	85
10.2	Risultati delle analisi.....	85
10.2.1	Combinazione A1+M1: Step 1	86
10.2.2	Combinazione A2+M2: Step 1	86
10.2.3	Combinazione SLE RARA: Step 1	86
10.2.4	Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo	87
10.2.5	Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo	87
10.2.6	Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo.....	87
10.2.7	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	87
10.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	88
10.4	Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)	88
10.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	88
10.5.1	Micropali	89
10.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	89
10.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	89
10.5.2	Tiranti d'ancoraggio	90
10.5.2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	90
10.5.2.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	91
10.5.2.3	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	93
10.5.3	Travi di ripartizione	94
10.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	94
10.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	95
11.	BERLINESE SCAVO PLINTO IP1	96
11.1	Geometria e fasi di calcolo	96
11.2	Risultati delle analisi.....	96
11.2.1	Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo	97
11.2.2	Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo	97
11.2.3	Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo.....	97
11.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	98
11.4	Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2+R1).....	98

11.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	98
11.5.1	Micropali	98
11.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	99
11.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	99
12.	BERLINESE SCAVO PLINTO UP9 DI MONTE	100
12.1	Geometria e step di calcolo.....	100
12.2	Risultati delle analisi.....	103
12.2.1	Combinazione A1+M1	104
12.2.2	Combinazione A2+M2	105
12.2.3	Combinazione A1+M1 EQK.....	106
12.2.4	Combinazione SLE RARA.....	107
12.2.5	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	108
12.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	110
12.4	Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:.....	110
12.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	111
12.5.1	Micropali	111
12.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	111
12.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	112
12.5.2	Tiranti d'ancoraggio	112
12.5.2.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti	112
12.5.2.2	Dimensionamento	113
12.5.2.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	114
12.5.2.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	114
12.5.2.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	116
12.5.3	Travi di ripartizione	116
12.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	117
12.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	117
13.	BERLINESE SCAVO PLINTO UP9 DI VALLE.....	119
13.1	Geometria e step di calcolo.....	119
13.2	Risultati delle analisi.....	122
13.2.1	Combinazione A1+M1	123
13.2.2	Combinazione A2+M2	124
13.2.3	Combinazione A1+M1 EQK.....	125
13.2.4	Combinazione SLE RARA.....	126
13.2.5	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	127
13.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	129
13.4	Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:.....	129
13.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	129
13.5.1	Micropali	130
13.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	130
13.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	130
13.5.2	Tiranti d'ancoraggio	131
13.5.2.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti	131
13.5.2.2	Dimensionamento	132
13.5.2.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	132
13.5.2.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	133
13.5.2.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	135
13.5.3	Travi di ripartizione	136

13.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	136
13.5.3.1	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	136
13.5.4	Micropali a cavalletto	137
14.	BERLINESE SCAVO PLINTO IP3	138
14.1	Geometria e step di calcolo.....	138
14.2	Risultati delle analisi.....	139
14.2.1	Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo	139
14.2.2	Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo	139
14.2.3	Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo.....	139
14.2.4	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	140
14.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	140
14.4	Verifica di stabilità al piede della paratia	140
14.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	141
14.5.1	Micropali	141
14.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	141
14.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)	141
14.5.2	Tiranti d'ancoraggio	142
14.5.2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	143
14.5.2.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	143
14.5.2.3	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	145
14.5.3	Travi di ripartizione	146
14.5.3.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	146
14.5.3.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)	146
15.	BERLINESE PILA IP5	148
15.1	Geometria e step di calcolo.....	148
15.2	Risultati delle analisi.....	151
15.2.1	Combinazione A1+M1	152
15.2.2	Combinazione A2+M2	153
15.2.3	Combinazione A1+M1 EQK.....	154
15.2.4	Combinazione SLE RARA.....	155
15.2.5	Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio	156
15.3	Verifica SLE: spostamenti attesi	157
15.4	Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:.....	158
15.5	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	159
15.5.1	Micropali	159
15.5.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	159
15.5.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)	159
15.5.1	Tiranti d'ancoraggio	160
15.5.1.1	Requisiti da garantire per i tiranti permanenti	160
15.5.1.2	Dimensionamento	160
15.5.1.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	161
15.5.1.4	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	162
15.5.1.5	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	164
15.5.2	Travi di ripartizione	164
15.5.2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	165
15.5.2.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	165
16.	VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI	166

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Riduzione dello sp. per la corrosione [EC3-5, §4.4 “Corrosion rates for design”] ...	27
Figura 2 Berlinese scavo UP1 - Step 1.....	31
Figura 3 Berlinese scavo UP1 - Step 2.....	32
Figura 4 Berlinese scavo UP1 - Step 3.....	32
Figura 5 Berlinese scavo UP1 - Step 4.....	33
Figura 6 Berlinese scavo UP1 - Step 5.....	33
Figura 7 Berlinese scavo UP1 - Step 6.....	34
Figura 8: Berlinese scavo UP1 – SLU A1+M1: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	35
Figura 9: Berlinese scavo UP1 - SLU A1+M1: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m]....	35
Figura 10 Berlinese scavo UP1 – SLU A2+M2: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	36
Figura 11: Berlinese scavo UP1 - SLU A2+M2: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m]..	36
Figura 12: Berlinese scavo UP1 – SLU A1+M1 EQK: involuppo momento flettente lungo i micropali.....	37
Figura 13: Berlinese scavo UP1 - SLU A1+M1 EQK: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	37
Figura 14: Berlinese scavo UP1 – SLE: involuppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	38
Figura 15: Berlinese scavo UP1 – SLE: involuppo del taglio lungo i micropali [kN]	38
Figura 16: Berlinese scavo UP1 – SLE: involuppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 5.2 \text{ mm}$..	39
Figura 17 – Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)	39
Figura 18 - Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1).....	40
Figura 19 - Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)....	40
Figura 20 – Berlinese scavo UP1 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 4.....	41
Figura 21 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione	43
Figura 22 - Indicazioni per la scelta del valore di s	46
Figura 23 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399).....	47
Figura 24 - Schema statico travi di ripartizione	48
Figura 25 - Berlinese scavo UP2 - Step 1	51
Figura 26 - Berlinese scavo UP2 - Step 2	52
Figura 27 - Berlinese scavo UP2 - Step 3	52
Figura 28 - Berlinese scavo UP2 - Step 4	53
Figura 29 - Berlinese scavo UP2 - Step 5	53
Figura 30 - Berlinese scavo UP2 - Step 6	54
Figura 31 - Berlinese scavo UP2 - Step 7	54
Figura 32 - Berlinese scavo UP2 – Step 8.....	55
Figura 33 - Berlinese scavo UP2 – Step 9.....	55
Figura 34 - Berlinese scavo UP2 – Step 10.....	56
Figura 35: Berlinese scavo UP2 – SLU A1+M1: Inviluppo momento flettente [kNm/m]	57
Figura 36: Berlinese scavo UP2 - SLU A1+M1: Inviluppo taglio [kN/m].....	57
Figura 37 Berlinese scavo UP2 – SLU A2+M2: involuppo momento flettente [kNm/m]	57
Figura 38: Berlinese scavo UP2 – SLU A2+M2: involuppo taglio [kN/m]	58

Figura 39: Berlinese scavo UP2 – SLU A1+M1 EQK: Inviluppo momento flettente [kNm/m]	58
Figura 40: Berlinese scavo UP2 - SLU A1+M1 EQK: Inviluppo taglio [kN/m]	59
Figura 41: Berlinese scavo UP2 – SLE: inviluppo momento flettente [kNm/m]	59
Figura 42: Berlinese scavo UP2 – SLE: inviluppo taglio [kN/m]	60
Figura 43: Berlinese scavo UP2 – SLE: andamento degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 19mm$	60
Figura 44 – Berlinese Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE, enve)	61
Figura 45 - Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1, enve) ...	61
Figura 46 - Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK, enve)	62
Figura 47: Berlinese scavo UP2 – SLU A2+M2÷SLU A2+M2 EQK: riepilogo spinte mobilitate e disponibili – Step 8	63
Figura 48 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione	65
Figura 49 - Indicazioni per la scelta del valore di s	68
Figura 50: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 1	72
Figura 51 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 1	73
Figura 52: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: Step 1	73
Figura 53: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 3	73
Figura 54 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 3	74
Figura 55: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: Step 3	74
Figura 56: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 5	74
Figura 57 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 5	75
Figura 58: Berlinese pista D-UP5 – SLE: Step 5	75
Figura 59: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1:fase di fondo scavo	75
Figura 60 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo	76
Figura 61: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: fase di fondo scavo	76
Figura 62 – Berlinese pista D-UP5 -Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)	76
Figura 63 - Berlinese pista D-UP5 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1)	76
Figura 64 - Berlinese pista D-UP5 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2)	77
Figura 65 – Berlinese pista D-UP5 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili	77
Figura 66 - Indicazioni per la scelta del valore di s	82
Figura 67 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)	83
Figura 68 - Schema statico travi di ripartizione	83
Figura 79: Berlinese pila UP7 – SLU A1+M1: Step 1	86
Figura 80 Berlinese pila UP7 – SLU A2+M2: Step 1	86
Figura 81 Berlinese pila UP7 – SLE: Step 1	86
Figura 82: Berlinese pila UP7 – SLU A1+M1: fase di fondo scavo	87
Figura 83 Berlinese pila UP7 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo	87
Figura 84: Berlinese pila UP7 – SLE: fase di fondo scavo	87
Figura 85 – Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)	88
Figura 86 - Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1)	88
Figura 87 - Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2)	88
Figura 88 – Berlinese pila UP7 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili	88
Figura 89 - Indicazioni per la scelta del valore di s	93
Figura 90 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)	94

Figura 91 - Schema statico travi di ripartizione	94
Figura 110: Berlinese scavo IP1 – SLU A1+M1: fase di fondo scavo	97
Figura 111 Berlinese scavo IP1 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo	97
Figura 112: Berlinese scavo IP1 – SLE: fase di fondo scavo	98
Figura 113: Berlinese scavo IP1 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili	98
Figura 114 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 1	102
Figura 115 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 10	102
Figura 116 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 11	103
Figura 117: Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A1+M1: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	104
Figura 118: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A1+M1: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	104
Figura 119 Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A2+M2: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	105
Figura 120: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A2+M2: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	105
Figura 121: Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A1+M1 EQK: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]	106
Figura 122: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A1+M1 EQK: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	106
Figura 123: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involuppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	107
Figura 124: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involuppo del taglio lungo i micropali [kN]	107
Figura 125: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involuppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 13.5$ mm.....	108
Figura 126 – Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE).....	108
Figura 127 - Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)	109
Figura 128 - Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)	109
Figura 129 – Berlinese scavo UP9 Monte - Combinazione SLU A2+M2: spinte mobilitate e disponibili – Step 10.....	110
Figura 130 – Berlinese scavo UP9 Monte - Combinazione SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 11.....	111
Figura 131 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione	113
Figura 132 - Indicazioni per la scelta del valore di s per sabbie e ghiaie.....	116
Figura 133 - Schema statico travi di ripartizione	117
Figura 134 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 1	121
Figura 135 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 12	121
Figura 136 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 13	122
Figura 137 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 14.....	122
Figura 138: Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A1+M1: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	123
Figura 139: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A1+M1: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	123
Figura 140 Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A2+M2: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	124

Figura 141: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A2+M2: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	124
Figura 142: Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A1+M1 EQK: inviluppo momento flettente lungo i micropali	125
Figura 143: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A1+M1 EQK: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	125
Figura 144: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: inviluppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	126
Figura 145: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: inviluppo del taglio lungo i micropali [kN]	126
Figura 146: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: inviluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 6.7$ mm.....	127
Figura 147 – Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE).....	127
Figura 148 - Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)	128
Figura 149 - Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)	128
Figura 150 – Berlinese scavo UP9 Valle - Combinazione SLU A2+M2÷SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 12	129
Figura 151 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione	131
Figura 152 - Indicazioni per la scelta del valore di s per sabbie e ghiaie.....	135
Figura 153 - Schema statico travi di ripartizione	136
Figura 154: Berlinese scavo IP3 – Combinazione SLU A1+M1: fase di fondo scavo.....	139
Figura 155 Berlinese scavo IP3 - Combinazione SLU A2+M2: fase di fondo scavo.....	139
Figura 156: Berlinese scavo IP3 - Combinazione SLE (rara): fase di fondo scavo.....	140
Figura 157 – Berlinese Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)	140
Figura 158 - Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1).....	140
Figura 159 - Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2).....	140
Figura 160: Berlinese scavo IP3 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili ..	141
Figura 161 - Indicazioni per la scelta del valore di s	145
Figura 162 - Schema statico travi di ripartizione	146
Figura 163 Berlinese scavo pila IP5 - Step 1	150
Figura 164 Berlinese scavo pila IP5 - Step 10	150
Figura 165 Berlinese scavo pila IP5 - Step 11	151
Figura 166 Berlinese scavo pila IP5 - Step 12	151
Figura 167: Berlinese scavo IP5 – SLU A1+M1: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	152
Figura 168: Berlinese scavo IP5- SLU A1+M1: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m]	152
Figura 169 Berlinese scavo IP5– SLU A2+M2: inviluppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	153
Figura 170: Berlinese scavo IP5- SLU A2+M2: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m]	153
Figura 171: Berlinese scavo IP5– SLU A1+M1 EQK: inviluppo momento flettente lungo i micropali.....	154
Figura 172: Berlinese scavo IP5- SLU A1+M1 EQK: inviluppo taglio lungo i micropali [kN/m].....	154
Figura 173: Berlinese scavo IP5– SLE: inviluppo del momento flettente lungo i micropali [kNm/m].....	155
Figura 174: Berlinese scavo IP5– SLE: inviluppo del taglio lungo i micropali [kN].....	155
Figura 175: Berlinese scavo IP5– SLE: inviluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 9.3$ mm.	156
Figura 176 – Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE).....	156
Figura 177 - Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)	157

Figura 178 - Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK) .	157
Figura 179 – Berlinese scavo IP5 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 10.....	158
Figura 180 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione	160
Figura 181 - Indicazioni per la scelta del valore di s	163
Figura 182 - Schema statico travi di ripartizione	164

1. INTRODUZIONE

L'opera oggetto della presente relazione si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo svincolo de LA Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel Comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa".

In particolare la relazione tratta la verifica delle opere di sostegno per gli scavi dei plinti delle pile dei viadotti, dove non è possibile effettuare uno scavo a cielo aperto.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- | | | |
|------|--|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 14/01/2008 n. 30 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1992-2 | Design of concrete structures -Bridges |
| [12] | UNI EN 1993-1-1 | Design of steel structures-
General rules and rules for buildings |
| [13] | UNI EN 1993-1-8 | Design of steel structures-
Design of Joints |
| [14] | UNI EN 1994-1-1 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for buildings |
| [15] | UNI EN 1994-2 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for bridges |
| [16] | UNI EN 1997-1 | Geotechnical design - General rules |
| [17] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures -
General rules, seismic actions and rules for buildings |
| [18] | UNI EN 1998-2 | Design of structures for earthquake resistance - Bridges |
| [19] | UNI EN 1998-5 | Design of structures for earthquake resistance –
Foundations, retaining structures and geotechnical aspects |
| [20] | Presidenza del Consiglio
Superiore dei Lavori Pubblici
– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale |
| [21] | UNI-EN 206-1 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità |
| [22] | UNI-EN 11104 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione |

- [23] UNI-EN 1537 delle EN 206-1
“Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002

2.2 Bibliografia

- [1] Bustamante M., Doix B., (1985): "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. Liaison Labo. P.et Ch. 140, nov-dic 1985.
[2] Viggiani C. (2000): “Fondazioni”. Ed. CUEN.

2.3 Software di calcolo

- [1] PARATIE PLUS 2017, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l., Italia e DeepExcavation LLC, USA

Per l’analisi geotecnica e strutturale delle opere provvisorie per il sostegno degli scavi (paratie di pali), si è fatto ricorso al software “ParatiePlus2017”, un codice di calcolo agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “Trave su suolo elastico”; in particolare, le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti a trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elasto-plastici monodimensionali (molle) connesse ai nodi delle paratie.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche condiziona la risposta della struttura nei passi successivi.

- [2] Paratie, sviluppato da DEI s.r.l.

Per l’analisi e la verifica della struttura verrà utilizzato il software paratie prodotto e distribuito dalla DEI - PROGETTI E CALCOLI DI GEOTECNICA CON EXCEL VOL 1 3 ED e VOL 2 2 ED., prodotto dalla Dei srl Tipografia del Genio Civile.

Relativamente al progetto ed alla verifica degli elementi costituenti le paratie, si è proceduto alla determinazione sollecitazioni interne, conseguenti all’interazione con il terreno, mediante il codice di calcolo paratie.

In tale codice la schematizzazione del fenomeno fisico di interazione avviene considerando il diaframma come una serie di elementi trave il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali connessi ai nodi della paratia.

La differenza rispetto ai metodi tradizionali consiste essenzialmente nella legge costitutiva delle molle che anziché elastica o elastica – perfettamente plastica, è assunta essere elastoplastica inelastica, in migliore accordo con il comportamento meccanico del terreno.

Nel caso di paratie costituite da elementi discreti (paratia di pali e palancolate metalliche), nel modello viene introdotta una rigidità flessionale equivalente a

quella di un diaframma continuo valutata tenendo conto della spaziatura fra i singoli elementi. I parametri da introdurre sono il modulo elastico E del materiale costituente la paratia e l'inerzia dei micropali cementati, riferiti ad 1 ml.

Poiché il comportamento degli elementi finiti di terreno è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

Si evidenzia inoltre che il codice adottato consente di simulare l'installazione di vincoli – pretesi e non – e l'evoluzione di spostamenti, sollecitazioni e spinte durante tutte le fasi costruttive.

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche

3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, cordoli paratie

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.39	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4, XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

3.1.2 Malte per micropali

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.40	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	-

Rapporto massimo acqua/cemento	0.55	-
Contenuto minimo di cemento	320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	30	mm

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450C
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15 -
Modulo di elasticità	E_s	210000 N/mm ²

3.2.2 Acciaio armonico da precompressione

Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	1860 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{p(0.1)k}$	1670 N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	1452 N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	201000 N/mm ²

Resistenze dei tiranti (in funzione del numero di trefoli):

	n° trefoli	2	3	4	5	6	7
Carico snervamento	Py [kN]	464.26	696.39	928.52	1160.65	1392.78	1624.91
Carico rottura	Ptk [kN]	517.08	775.62	1034.16	1292.70	1551.24	1809.78
Tiro di bloccaggio	P0 [kN]	310.25	465.37	620.50	775.62	930.74	1085.87
Portata ammissibile	Pamm [kN]	336.10	504.15	672.20	840.26	1008.31	1176.36

3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,...)

Classe di acciaio (EN 10025)		S355J0/J2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355 N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000 N/mm ²

3.2.4 Acciaio per micropali

Classe di acciaio (EN 10025)		S355HJR
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355 N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000 N/mm ²

4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Parametri geotecnici di calcolo

Le azioni agenti sulla paratia in progetto sono quelle dovute alla spinta del terreno. Si trascurano il peso proprio della paratia e le azioni verticali al piede dell'opera, in quanto i codici di calcolo non considera come gradi di libertà attivi del sistema gli spostamenti verticali, peraltro di entità trascurabile.

4.1.1 Pila UP1

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli, che caratterizzano il versante a tergo della pila UP1 e si estende fino al di sotto della quota di fondo scavo, sono:

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG2	20	33	0	80

Tabella 1 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Il contributo ai coefficienti di spinta legato all'inclinazione del pendio a tergo paratia (angolo β), sia a monte che a valle è ovviamente messo in conto sia per K_a che per K_p . Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50 (assunzione cautelativa).

4.1.2 Pila UP2

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli che caratterizzano il versante a tergo della pila UP2 e si estende fino a q.ta circa +690m (1.5m sotto la quota sommitale della berlinese), sono quelli caratteristici dello strato UG2.

Al di sotto della quota di +690m, dal profilo geotecnico, si evince che il plinto UP2 si trova immerso nello strato di terreno UG4.

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG2	20	33	0	80
UG4	20	28	0	50

Tabella 2 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Il contributo ai coefficienti di spinta legato all'inclinazione del pendio a tergo paratia (angolo β), sia a monte che a valle è ovviamente messo in conto sia per K_a che per K_p . Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50.

4.1.3 Pila UP5 – Pista D

In corrispondenza della berlinese realizzata a protezione della pista D, in prossimità della pila UP5, sono presenti le seguenti unità geotecniche:

unità	z_i [m]	z_f [m]	spessore strato [m]
UG1	672.0	667.5	4.5

UG3	667.5	658.5	9.0
UG4	658.5	657.5	1.0
UG2	657.5	>657.6	-

Tabella 3 – Stratigrafia pista D – pila UP5

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono:

unità	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG1	20	31	0	30
UG2	20	33	0	80
UG3	20	35	0	80
UG4	20	28	0	50

Tabella 4 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Come evidente dal profilo geotecnico la falda è circa a quota +656.5m, pertanto non interferisce con l'opera in oggetto.

4.1.4 Pila UP7

La berlinese presente in corrispondenza dell'UP7 sostiene, a tergo, la pista di cantiere.

Le unità geotecniche presenti sono riportate in Tabella 5.

unità	z_i [m]	z_f [m]	spessore strato [m]
UG3	665.0	656.0	9
UG2	656.0	653.5	2.5
UG3	653.5	>653.5	-

Tabella 5 – Stratigrafia pila UP7

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono:

unità	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG3	20	35	0	80
UG2	20	33	0	80
UG3	20	35	0	80

Tabella 6 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

La falda è situata a profondità maggiori di quelle di interesse.

4.1.5 Pila UP9

Sul versante orografico sinistro del torrente Clarea, nel quale si impostano gli scavi provvisori per la realizzazione della fondazione della pila UP9, vedono l'unità geotecnica UG2 fino a quota 640 m s.l.m.m. e, a profondità maggiori (fino alle massime di interesse), l'unità geotecnica UG3. Le indagini disponibili in questa zona indicano tuttavia per la unità geotecnica UG2 valori dell'angolo di resistenza a taglio generalmente maggiori del valore caratteristico definito per la UG2 nell'area interessata complessivamente dalle opere, per cui nei calcoli sono stati assunti gli stessi valori caratteristici dei parametri di interesse delle unità geotecniche UG2 e UG3, come indicato nella tabella sottostante (si osserva che il valore degli altri parametri riportati in tabella coincide, per le due unità geotecniche considerate, in tutta l'area interessata dal futuro svincolo).

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG2-UG3	20	35	0	80

Tabella 7 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

La falda è situata a profondità maggiori di quelle di interesse.

4.1.6 Pila IP1

Gli scavi di fondazione per la pila IP1 incidono la terra rinfrozata alla base del rilevato della deponia; il materiale di rilevato a valle della deponia ha uno spessore di circa 6.65m, ed è seguito da terreno sabbioso-ghiaioso dell'unità geotecnica UG2.

I parametri geotecnici caratteristici assunti a riferimento per i calcoli sono riportati nella tabella sottostante.

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]
UG1 (deponia)	19	31	0
UG2	20	0	35

Tabella 8 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Nella scelta dei parametri di riferimento si è assimilata in tutto la deponia all'unità geotecnica UG1 (trascurando quindi la presenza della terra rinforzata a tergo e intorno alla paratia); per l'unità geotecnica UG2 è stata del pari trascurato l'effetto del trattamento di consolidamento del terreno alla base della deponia (quindi immediatamente a tergo, e in parte anche a valle, della paratia), mediante colonne *jet grouting*.

Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50.

4.1.7 Pila IP3

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli che caratterizzano il terreno in cui viene scavato il plinto della pila IP3 sono quelli caratteristici dello strato UG3.

unità	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
-------	----------------------------------	---------------	------------------------------	----------------

UG3	20	35	0	80
-----	----	----	---	----

Tabella 9 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50.

4.1.8 Pila IP5

A tergo della pila IP5 il terreno è caratterizzato dallo strato UG2 fino a quota +640m. Al di sotto di tale quota è presente lo strato UG3.

La falda è a quota +640m.

Data la bontà dei risultati ottenuti dai sondaggi in questa zona è stato utilizzato un angolo di attrito pari a 35° , sia per lo strato UG2, sia per lo strato UG3 (Rif. Doc. C04CC16166NV0200ERHGE01040).

unità	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG2/UG3	20	35	0	80

Tabella 10 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Il contributo ai coefficienti di spinta legato all'inclinazione del pendio a tergo paratia (angolo β) è stato considerato nel calcolo.

4.2 Idrogeologia

Dalle informazioni riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.

Ai fini del calcolo è stata trascurata la spinta idrostatica quindi a monte della paratia.

Tutte le analisi sono state svolte in condizione drenate.

5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Secondo le indicazioni contenute in [3], sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp. A_k e M_k).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione $A1+M1$ (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato $A1$, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali $M1$ i corrispettivi dati caratteristici ($M1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione $A2+M2$ (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato $A2$, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato $M2$, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione $A1+M1$ (SLU-1) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato $A1$, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato $M1$ i corrispettivi dati caratteristici ($M1=M_k$). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.
- Stato Limite Ultimo - Combinazione $A2+M2$ (SLU-2) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato $A2$, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato $M2$, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.

Si riportano i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi, qui definiti con le sigle SLU-1 e SLU-2.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 11- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 12 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1, SLU-1 EQK sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2, SLU-2 EQK consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.

Nella Tabella 13 sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE (A_k+M_k)	SLU-1 (A_1+M_1)	SLU-2 (A_2+M_2)	SLU-1 EQK (A_1+M_1)	SLU-2 EQK (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.30 sfav. 1.00 fav.	1.00	1.00	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.50 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.	0	0
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25	1.00	1.25
	γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 13 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle paratie come quelle in progetto, si intendono le spinte attive del terreno sull'opera di sostegno: nello specifico sono da intendere come azioni (sfavorevoli) le spinte attive mentre le spinte passive sono da intendere come resistenze (come riportato nellel NTC2008 § 7.11.6.3.2).

Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

I sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte sono sempre dovuti a carichi verticali da traffico (piste di cantiere). Secondo quanto previsto dalla [4] § C5.1.3.3.7.1, estendendo il caso di applicazione dal calcolo delle spalle di un ponte al calcolo delle berlinesi, è possibile considerare i carichi verticali da traffico come carichi uniformemente distribuiti equivalenti di intensità pari a 600 kN (corsia 1, carico tandem dello schema di carico 1 Riferimento [3] §

5.1.3.3.3), applicati su una superficie rettangolare di 3 x 2,2 m. Considerando una diffusione del carico con angolo di 30° si sono ottenuti taglio e momento alla base della paratia e quindi un carico trapezoidale distribuito equivalente (applicato lungo l'altezza libera della paratia). Per ottenere delle quantità per metro lineare si è considerata una lunghezza collaborante della paratia pari alla media tra la lunghezza dell'impronta di carico alla quota di base della paratia (con angolo di diffusione pari a 30°) e la lunghezza dell'impronta di carico alla quota della testa della paratia (2,2 m) più 2 volte l'altezza della paratia.

Durante le fasi di esecuzione dei lavori il suddetto carico ha intensità pari a 200 kN che corrispondono a circa 30 kN/m². Nella fase finale (raggiungimento del fondo scavo) ed eventualmente nella fase sismica (se presente) il carico ha intensità pari a 600 kN.

5.2 Azione sismica

L'analisi sismica della berlinese è stata effettuata considerando il metodo pseudo statico di analisi, di cui alle NTC2008, Cap 7.11.6.3.1.

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione:

- | | |
|---|------------------|
| - vita nominale dell'opera: | $V_N = 100$ anni |
| - classe d'uso: | IV |
| - coefficiente d'uso: | $C_U = 2.0$ |
| - probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r | $P_{V_r} = 10\%$ |
| - periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N; P_{V_r})$): | $T_R = 1898$ |
| - tipologia di terreno: | Tipo C |
| - categoria topografica: | T2 |

Trovandosi le opere all'incirca a metà altezza tra la sommità e la base del pendio, si assume un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.1$.

I coefficienti di amplificazione stratigrafica sono rispettivamente $S_s = 1.393$ e $C_c = 1.595$.

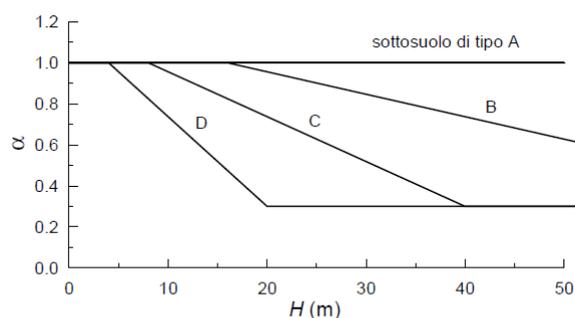
L'accelerazione a_h è legata a quella di picco tramite la relazione:

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

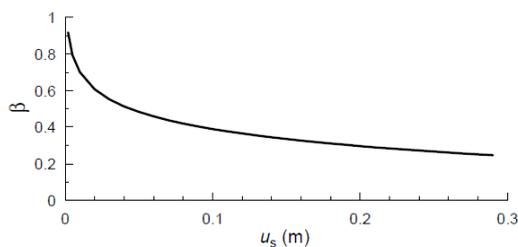
dove.

$$a_{max} = a_g \times S_T \times S_s = 0.202g \times 1.1 \times 1.393 = 0.309g$$

In funzione dell'altezza massima della berlinese e dello spostamento massimo ammesso (massimo ammissibile 5 cm in sommità),

Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

$$\alpha = 0.92$$

Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

O tramite la funzione (NTC 2008):

$$\beta = 0.12658 \cdot \ln(1.80/u_s[m])$$

$$\beta = 0.4536$$

Quindi si ottiene:

$$a_h = 0.92 \times 0.4536 \times 0.309g = 0.1293g$$

5.3 Corrosione delle armature dei micropali

Per tenere conto della possibile corrosione dell'armatura in acciaio dei micropali (tubo metallico non perfettamente coassiale al foro e/o ammaloramento del copriferro), anche in funzione della natura permanente dell'opera, si è fatto riferimento alla normativa europea (Eurocodice 3) che raccomanda di considerare una perdita di spessore del manufatto metallico alloggiato nel terreno in funzione della vita attesa dell'opera e dell'aggressività del terreno stesso.

In particolare si è considerata una vita attesa di 100 anni in ambiente non aggressivo da cui lo spessore perso per corrosione (Δs) vale:

$$\Delta s = 1.2\text{mm}$$

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Figura 1 Riduzione dello sp. per la corrosione [EC3-5, §4.4 “Corrosion rates for design”]

La suddetta riduzione di spessore dei micropali è stata presa in conto solamente per le paratie definitive.

6. MODELLO DI CALCOLO DELLE BERLINESE PER SCAVI PLINTI

6.1 Tipologia berlinesi

Il calcolo delle berlinesi è stato condotto considerando le diverse condizioni di carico cui è soggetta la struttura durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti.

Per le berlinesi provvisorie la modellazione è stata eseguita attraverso il foglio di calcolo Paratie sviluppato da DEI s.r.l. (tranne le berlinesi torre UP6-UP7 e torre UP8-UP9 tramite il codice ParatiePLUS 2017), mentre per le berlinesi definitive attraverso il codice ParatiePLUS 2017.

In Tabella 14 si riporta la tipologia delle paratie analizzate nella seguente relazione.

PARATIA	TIPOLOGIA
UP1	DEFINITIVA
UP2	DEFINITIVA
UP5	PROVVISORIA
UP7	PROVVISORIA
IP1	PROVVISORIA
UP9 MONTE	DEFINITIVA
UP9 VALLE	DEFINITIVA
IP3	PROVVISORIA
IP5	DEFINITIVA

Tabella 14 – Tipologia paratie

Per la modellazione delle berlinesi provvisorie (avvenuta attraverso il codice [2]) è necessario definire il coefficiente di reazione k_s [kN/m³]. Esso è stato valutato come valore intermedio tra la formulazione proposta da Elson (1984):

$$k_s = 190 \cdot D_R^{1.16} [kN/m^3]$$

D_R densità relativa espressa in %

E la formulazione proposta dagli autori del foglio di calcolo (nell'ipotesi di deformazioni piane):

$$k_s = E_s/L(1 - \nu)$$

E_s modulo elastico del terreno;

L fascia di terreno interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia;

ν coefficiente di poisson.

Inoltre si son tenuti in considerazione valori caratteristici trovati in letteratura validi come riferimento.

6.2 Approcci progettuali (SL)

Per il calcolo agli stati limite SLU-1 le spinte attive sulla paratia sono state incrementate con un coefficiente pari a 1.3 (vedi Tabella 12) mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi verticali da traffico è stato incrementato con un coefficiente pari a 1.5. Il peso dell'unità di volume del terreno sono stati mantenuti pari al loro valore caratteristico.

Per il calcolo agli stati limite SLU-2, invece, si è provveduto a ridurre i parametri geotecnici del terreno secondo i coefficienti della seconda colonna della Tabella 11, utilizzando quindi i parametri geotecnici M2. Il il carico distribuito agente sulla paratia è stato incrementato con un coefficiente pari a 1.3.

Per il calcolo agli stati limite SLU-1 EQK le spinte sulla paratia sono state considerate con i loro valori caratteristici mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi verticali da traffico è stato posto pari a 0. Il peso dell'unità di volume del terreno sono stati mantenuti pari al loro valore caratteristico.

Per il calcolo agli stati limite SLU-2 EQK, le spinte sulla paratia sono state considerate con i loro valori caratteristici mentre il carico distribuito agente sulla paratia dovuto ai carichi verticali da traffico è stato posto pari a 0. Si è poi provveduto a ridurre i parametri geotecnici del terreno secondo i coefficienti della seconda colonna della Tabella 11, utilizzando quindi i parametri geotecnici M2.

Per il calcolo agli stati limite di esercizio SLE: le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni che dei materiali i corrispettivi dati caratteristici.

6.3 Modellazione azione sismica

Ai fini della modellazione della azione sismica si è proceduto nel seguente modo:

Per il terreno a monte (cuneo di spinta attiva)

- Calcolo della spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$);

$$S_{A,S} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{A,S}$$

- Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche ($S_{A,E}$);

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{A,E} (1 \pm k_v)$$

- Calcolo dell'incremento di spinta dovuto all'azione sismica

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- Calcolo del carico distribuito agente sulla paratia ipotizzando una distribuzione rettangolare (carico uniformemente distribuito) agente sulla lunghezza fuori terra della paratia (H= altezza paratia)

$$q = \Delta S_A / H$$

Per il terreno a valle (cuneo di spinta passiva)

- Calcolo del coefficiente di spinta passiva $K_{P,E}$ e sostituzione del valore $K_{P,S}$ con $K_{P,E} \times (1 \pm K_v)$ all'interno del modello per la fase sismica.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sismica ($K_{A,E}$ e $K_{P,E}$) sono stati ottenuti secondo la formulazione proposta da Mononobe-Okabe e vengono di seguito riportati nel caso di falda al di sotto della struttura di sostegno.

- φ : angolo di resistenza al taglio del terreno ($^\circ$)
- ψ : inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro ($^\circ$)
- β : inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno ($^\circ$)
- δ : angolo di attrito terra-muro ($^\circ$)
- θ : angolo che rappresenta l'inclinazione della risultante delle forze di volume ($^\circ$)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Coefficiente di spinta attiva:

$$\beta \leq \varphi - \theta \quad k_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \varphi - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \varphi - \theta \quad k_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$\beta \leq \varphi - \theta \quad k_{P,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \text{sen}(\varphi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Si specifica che all'interno del software Paratie Plus 2017 il coefficiente di spinta passiva sismico viene calcolato con la formulazione proposta da Lancellotta (Lancellotta 2007).

7. BERLINESE SCAVO PLINTO UP1

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria per gli scavi della pila UP1, con altezza massima di scavo pari a 5.20m.

7.1 Geometria e fasi di calcolo

A fronte di una quota di fondo scavo posta a 693.80 m s.l.m., la testa della berlinese è generalmente a quota 699 m s.l.m., tranne nei rami di estremità che si abbassano progressivamente a raccordarsi col terreno.

La distanza minima fra il ciglio di valle della pista di cantiere e la berlinese è di circa 0.5m, e nello stesso punto si ha un dislivello di circa 0.5m fra quota pista e quota di estradosso del cordolo sommitale dei micropali.

In questo punto, la canaletta prevista a tergo del cordolo sarà disposta in modo da recuperare il piccolo dislivello fra pista e berlinese; si tratta tuttavia di un punto singolare, che non rappresenta una situazione tipica: immediatamente prima e dopo questo punto, pista e berlinese si allontanano (mantenendo quote simili) e quindi il raccordo fra pista e testa berlinese può essere realizzato con modeste scarpate in pendenza 2:3.

L'analisi è stata condotta, in via cautelativa, considerando la sezione corrispondente al suddetto punto di minima distanza fra pista e berlinese (il carico della pista si risentirà quindi sulla quasi interezza del tratto di micropali fuori terra), senza tuttavia modellare la canaletta come tale (che è irrilevante ai fini delle analisi).

Successivamente è stata simulata la fase di costruzione del plinto della pila UP1 ed eventuale rinterro (modellati entrambi come rinterro dello stesso materiale scavato nel codice ParatiePlus) per raggiungere la quota 697.90 m s.l.m. con la simultanea disattivazione dell'ordine di tiranti a quota 697.40 m s.l.m. nell'ipotesi che questo a lungo termine non possa essere ispezionato e/o ritesato e quindi garantire il suo funzionamento. Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.3.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 699.0$ m s.l.m., $L=12$ m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 696.90 m

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 696.9 m s.l.m., vale a dire 0.5 m sotto la quota dei tiranti nella sezione considerata, per consentire la realizzazione degli stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 697.90 m s.l.m..

Installazione dei tiranti alla quota di 697.40 (ferma restando la quota di fondo scavo di 696.90 m s.l.m.), modellati mediante un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 220 kN.

Step 4 – Scavo a 693.80 m s.l.m..

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di intradosso del magro di livellamento (693.8 m s.l.m.).

Step 5 – Rinterro a 697.90 m s.l.m..

Realizzazione plinto della pila UP1 ed eventuale rinterro fino alla quota 697.90 m s.l.m. e disattivazione dell'ordine di tiranti precedentemente installati.

Step 6 – Applicazione azione sismica

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo: 240 mm

Diametro armatura: ϕ 168.3 mm, acciaio tipo S355

Spessore: 10 mm

Interasse: 0.40 m

Lunghezza: 12 m

Classe cls: C28/35

Tiranti : 3 trefoli

Interasse 2.40m/2.80m

Le figure seguenti rappresentano il modello di calcolo nelle varie fasi analizzate.

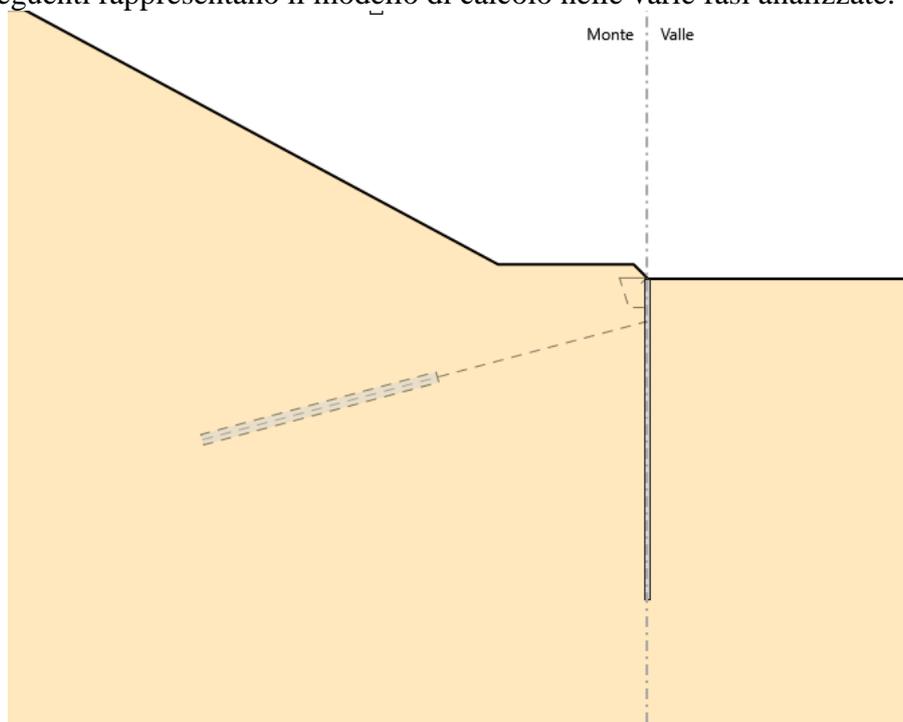
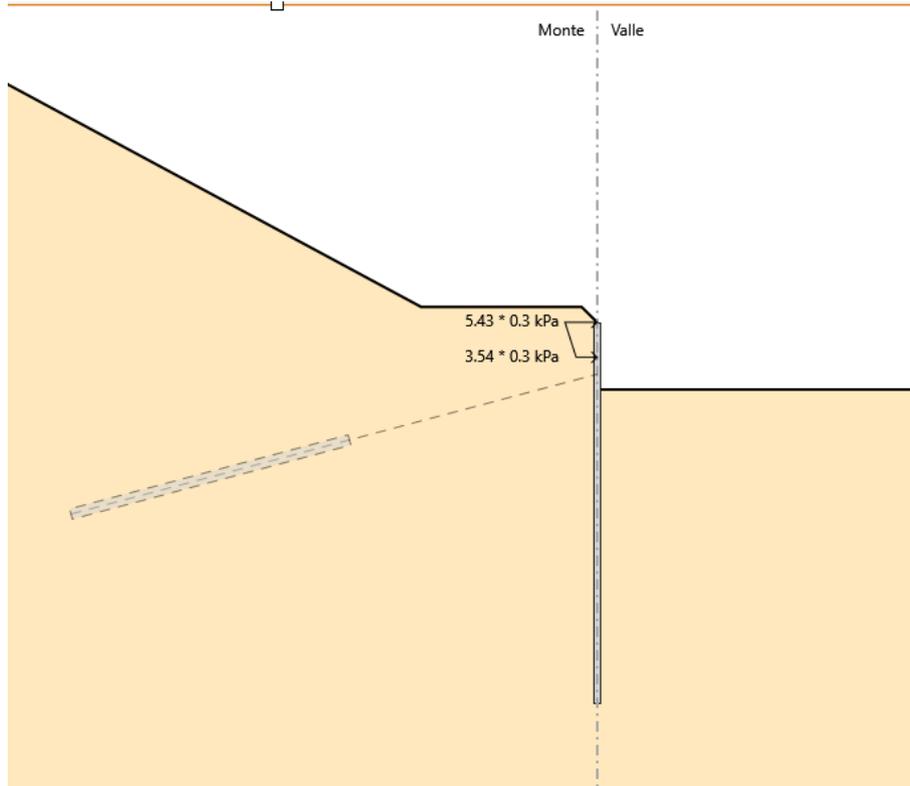
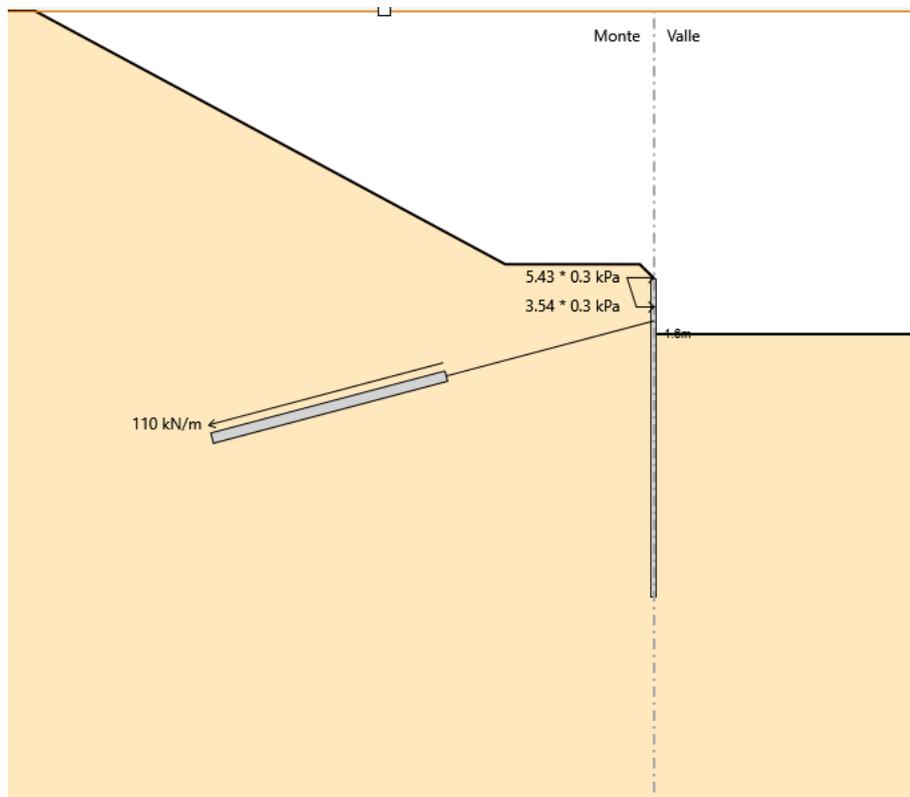


Figura 2 Berlinese scavo UP1 - Step 1

**Figura 3 Berlinesi scavo UP1 - Step 2****Figura 4 Berlinesi scavo UP1 - Step 3**

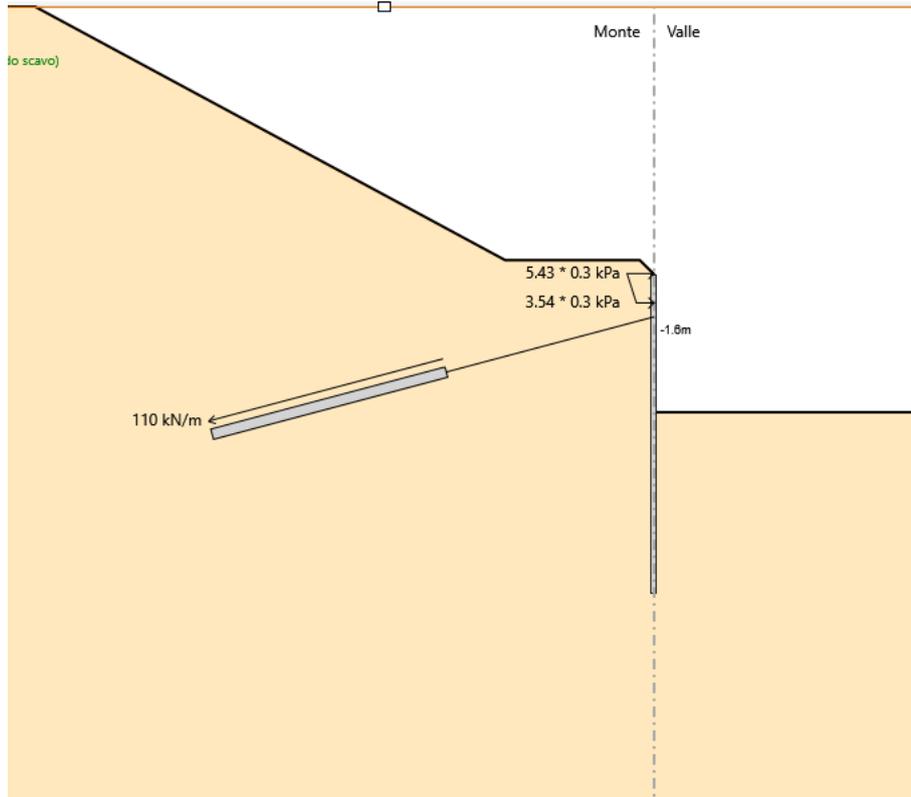


Figura 5 Berlinese scavo UP1 - Step 4

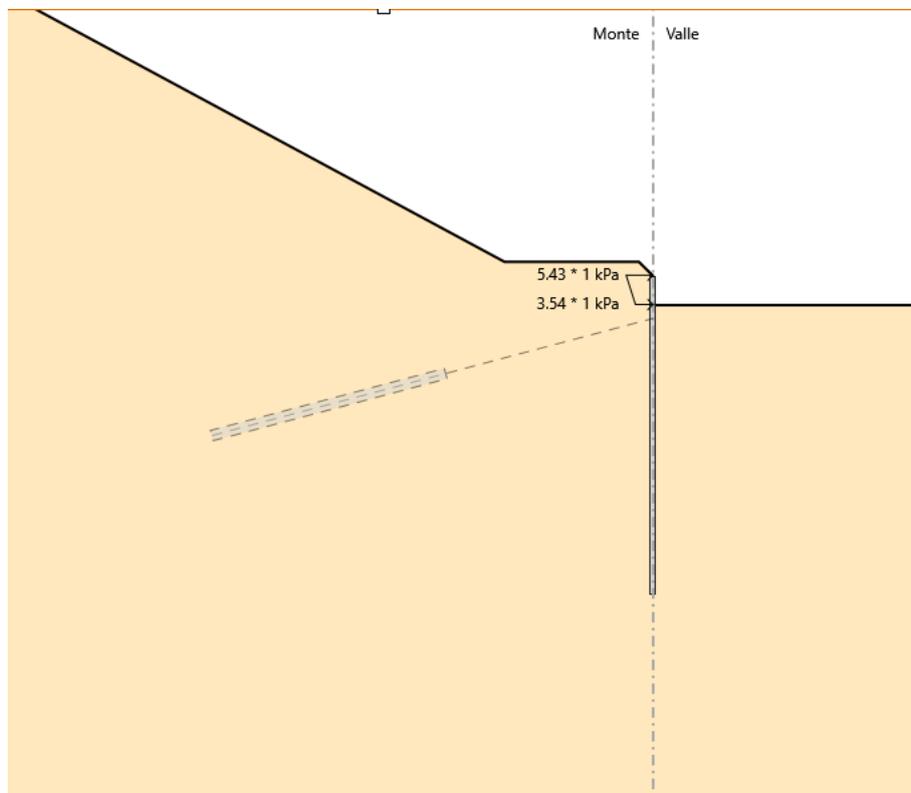


Figura 6 Berlinese scavo UP1 - Step 5

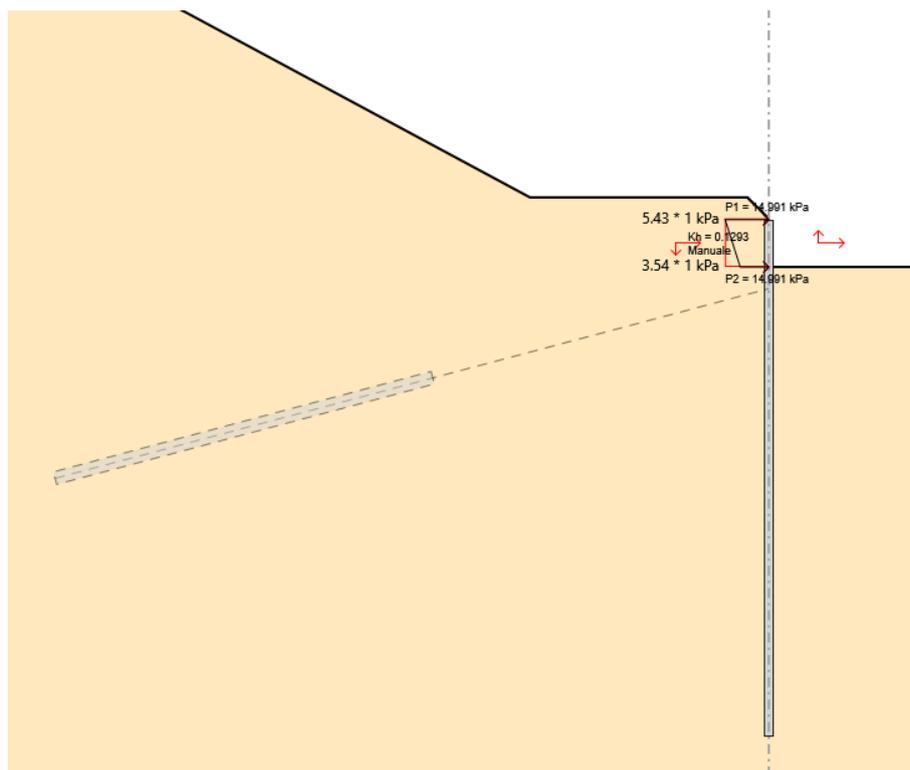


Figura 7 Berlinese scavo UP1 - Step 6

7.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi condotte nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 5).

7.2.1 Combinazione A1+M1

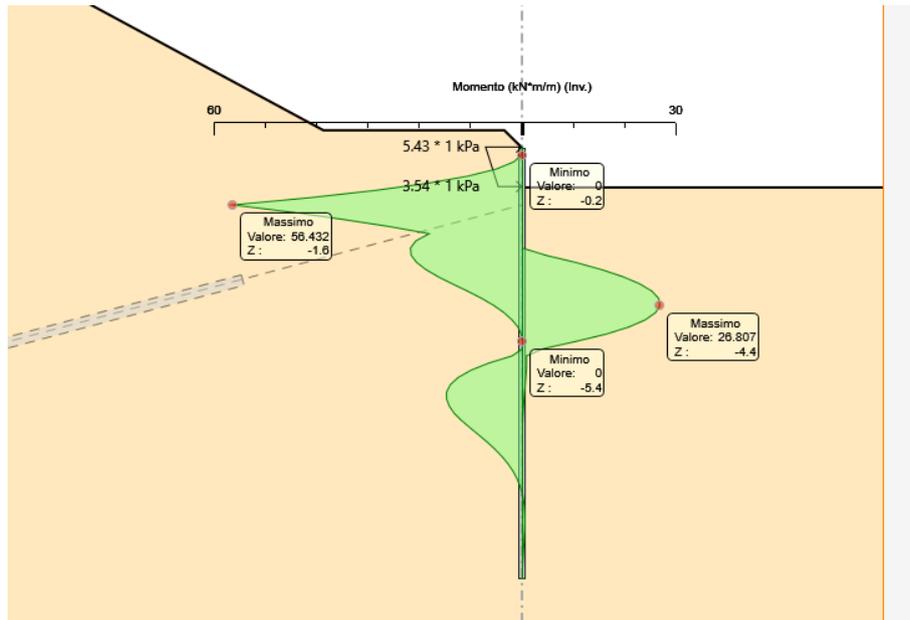


Figura 8: Berlinese scavo UP1 – SLU A1+M1: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

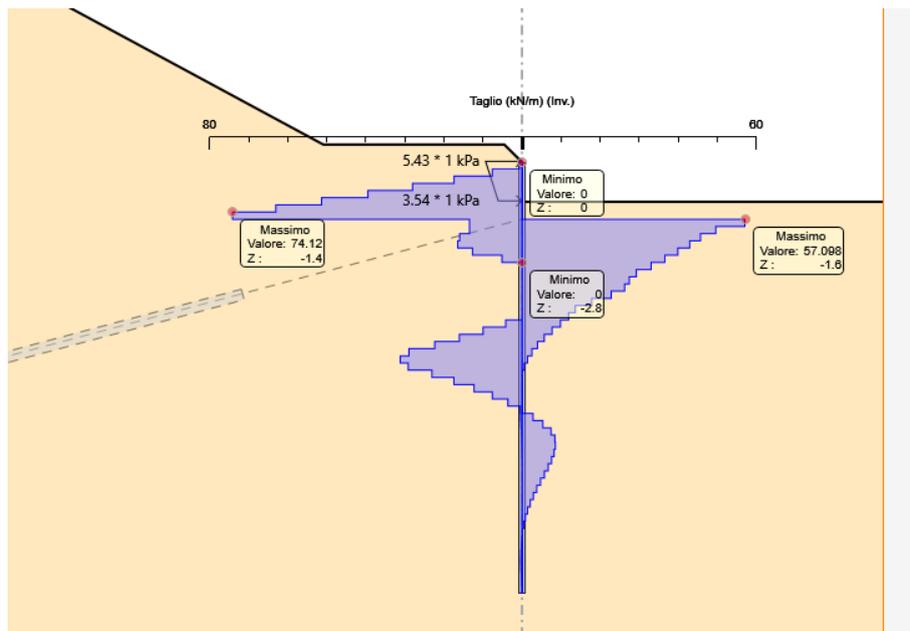


Figura 9: Berlinese scavo UP1 - SLU A1+M1: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.2 Combinazione A2+M2

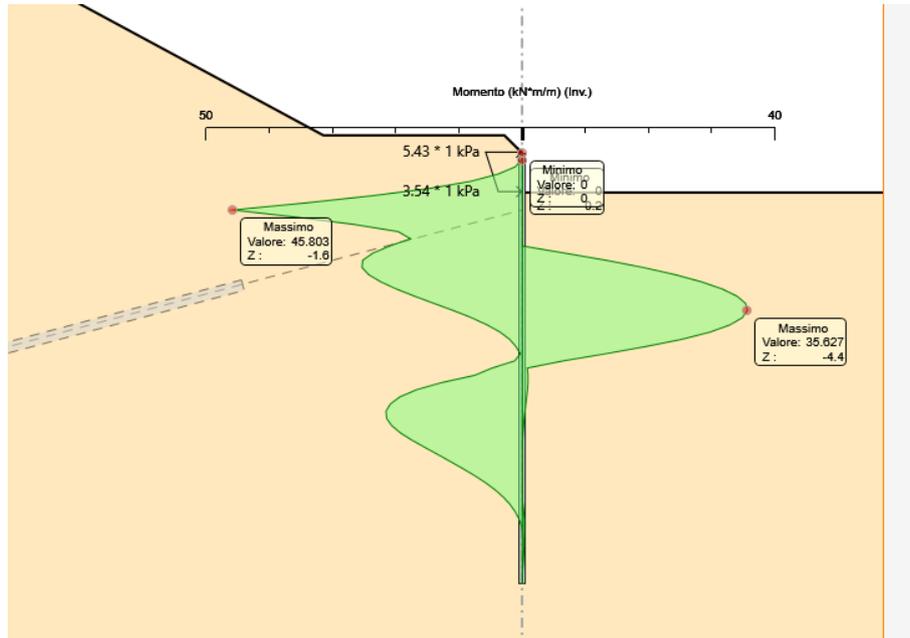


Figura 10 Berlinese scavo UP1 – SLU A2+M2: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

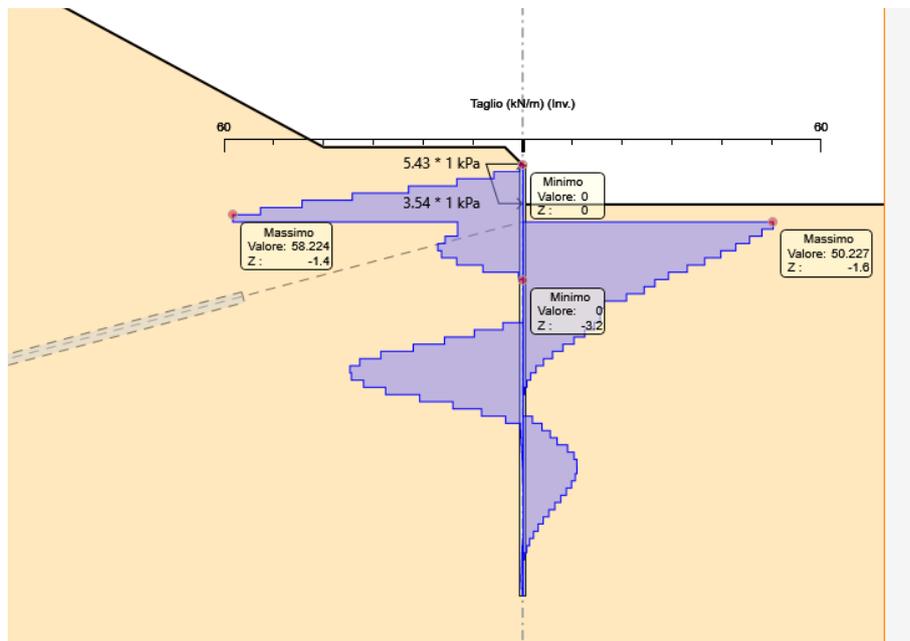


Figura 11: Berlinese scavo UP1 - SLU A2+M2: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.3 Combinazione A1+M1 EQK

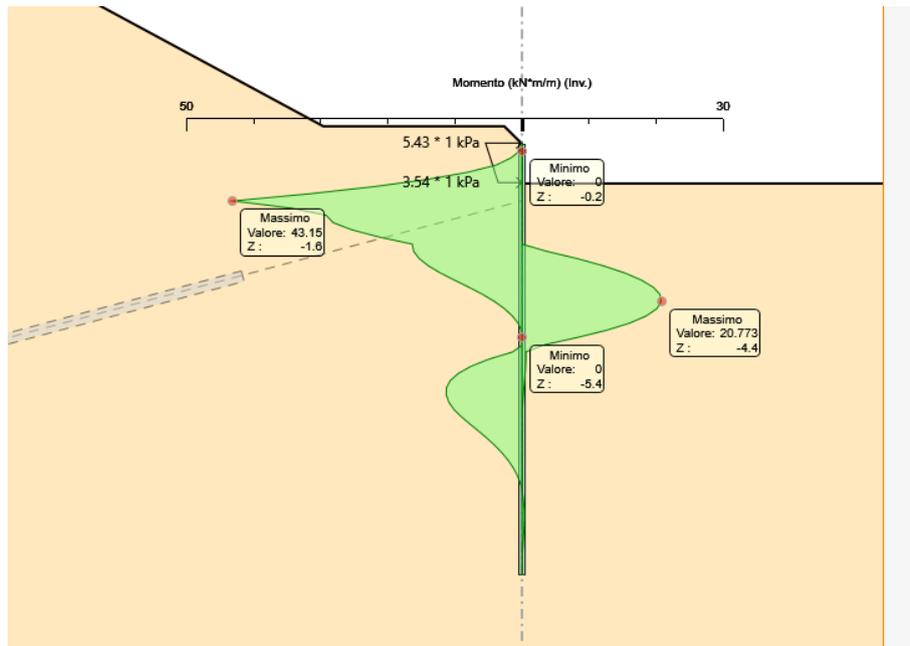


Figura 12: Berlinese scavo UP1 – SLU A1+M1 EQK: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

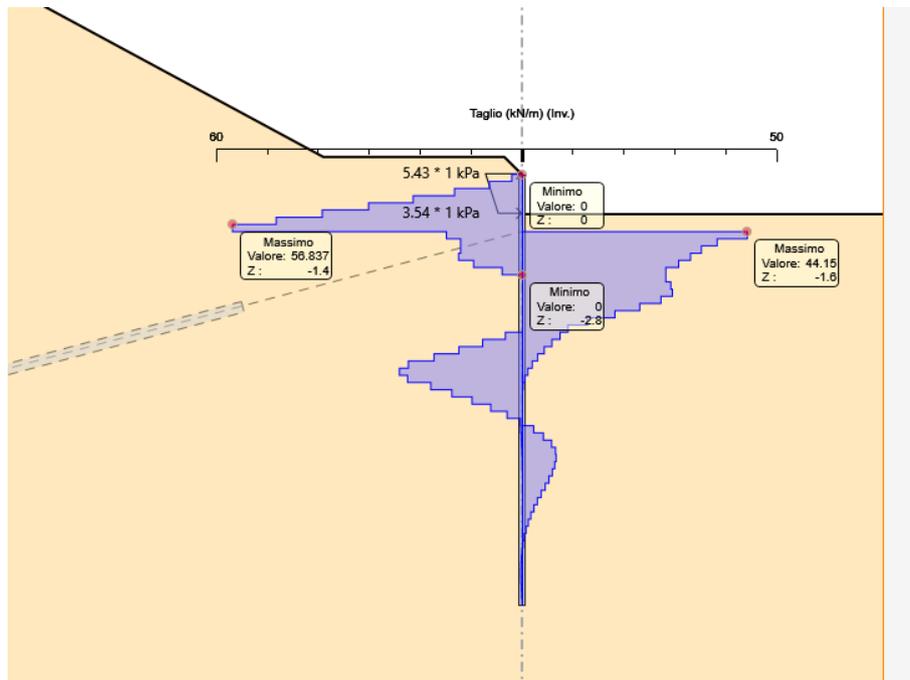


Figura 13: Berlinese scavo UP1 - SLU A1+M1 EQK: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

7.2.4 Combinazione SLE RARA

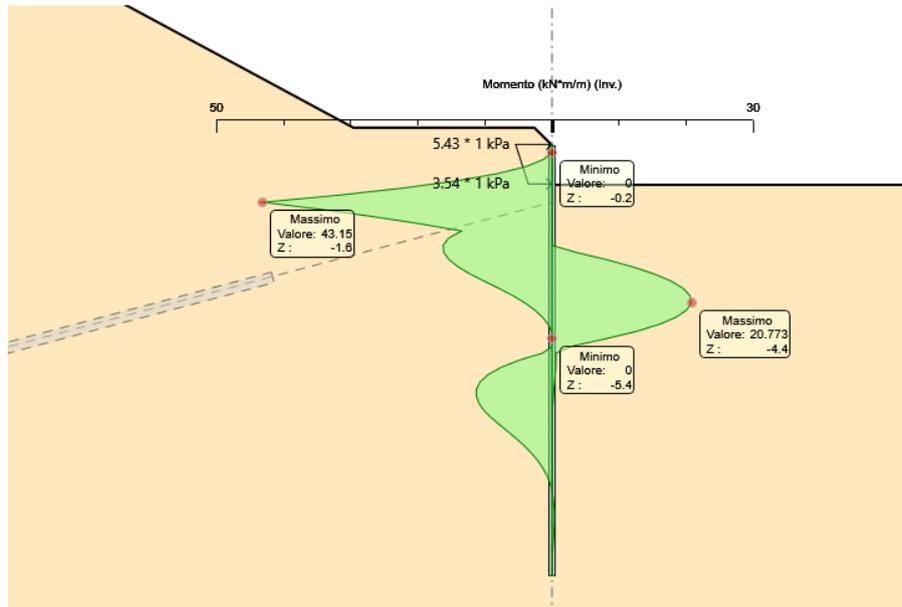


Figura 14: Berlinese scavo UP1 – SLE: involucro del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

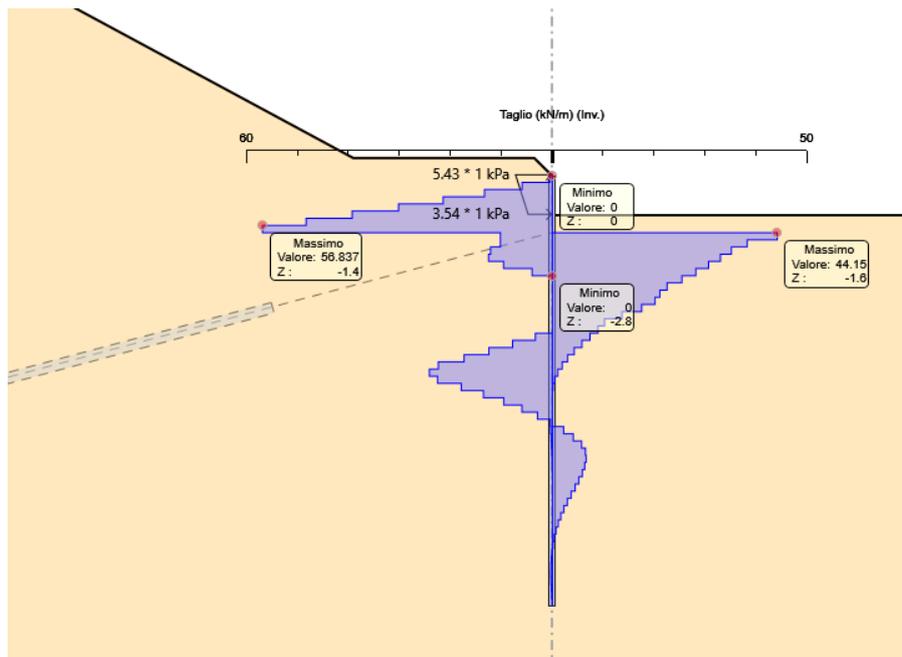


Figura 15: Berlinese scavo UP1 – SLE: involucro del taglio lungo i micropali [kN]

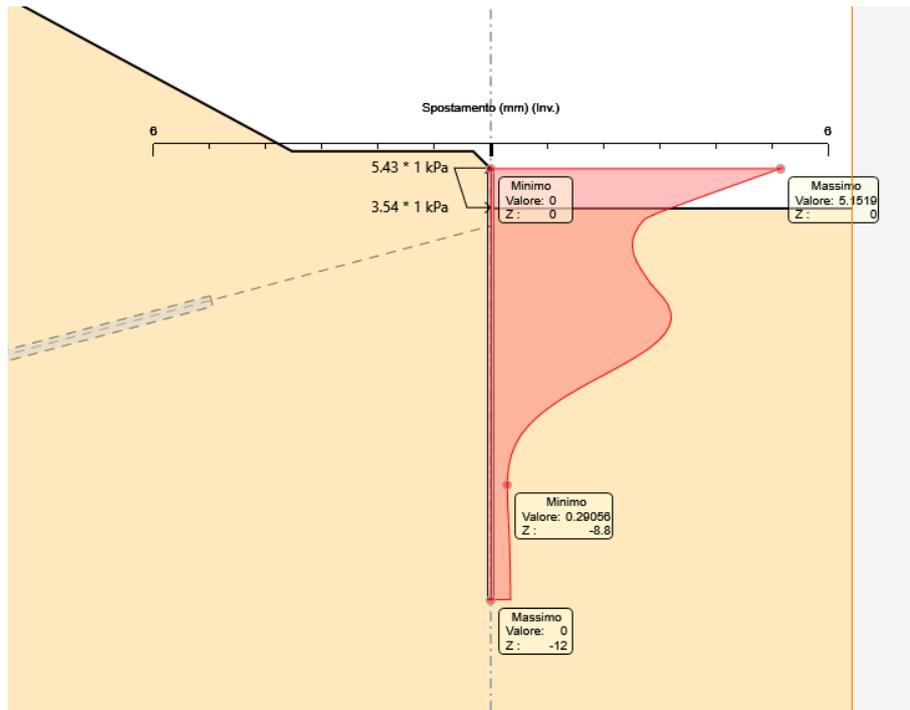


Figura 16: Berlinese scavo UP1 – SLE: involucro degli spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 5.2$ mm

7.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

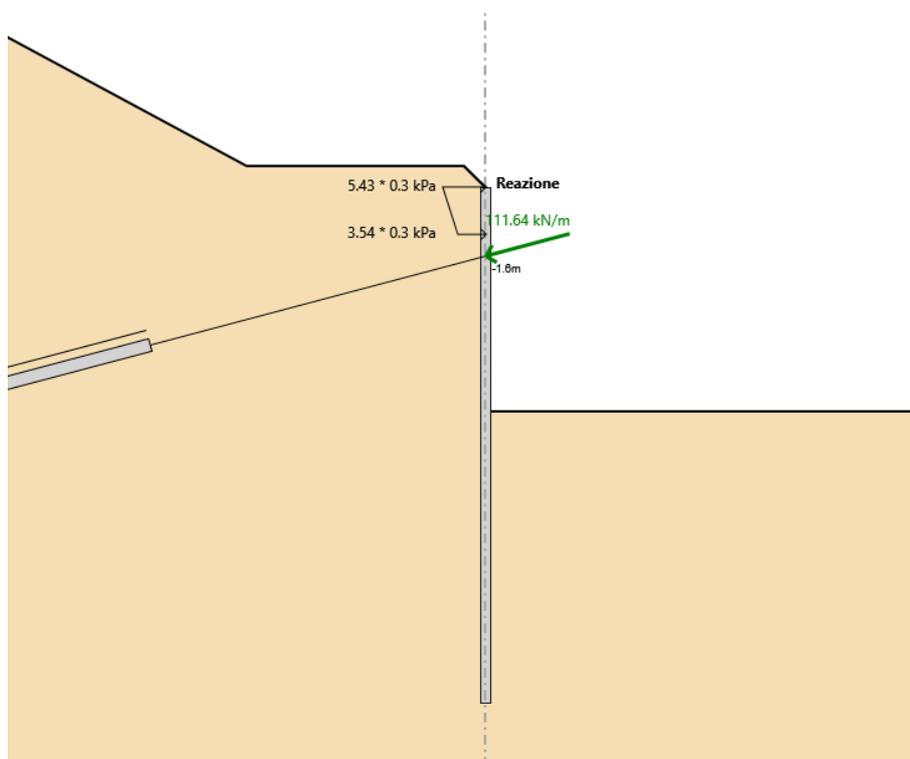


Figura 17 – Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)

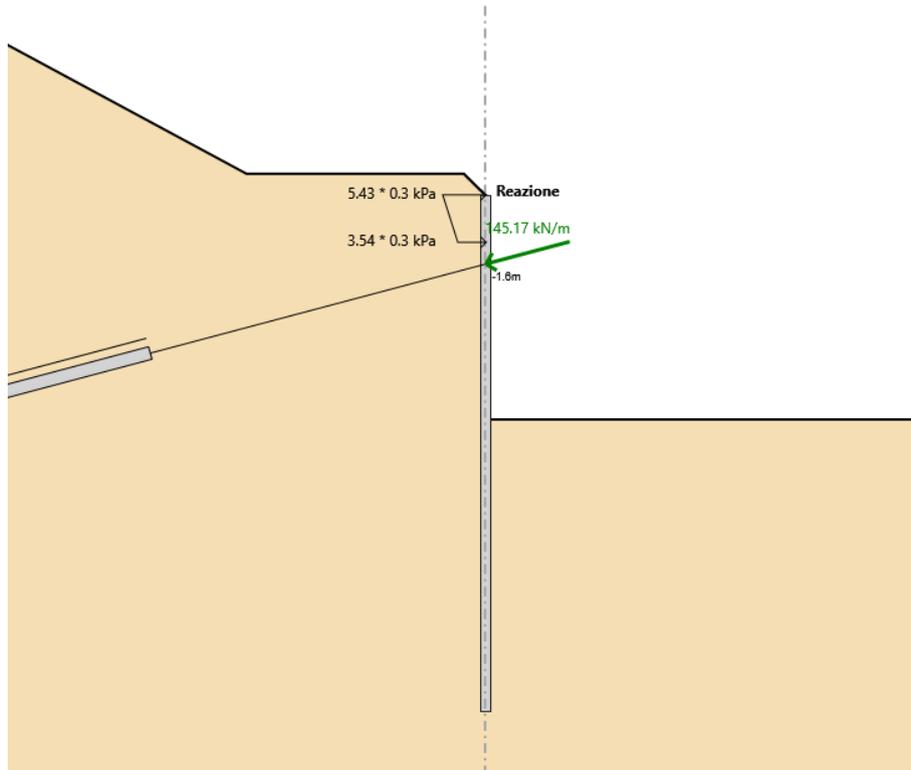


Figura 18 - Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)

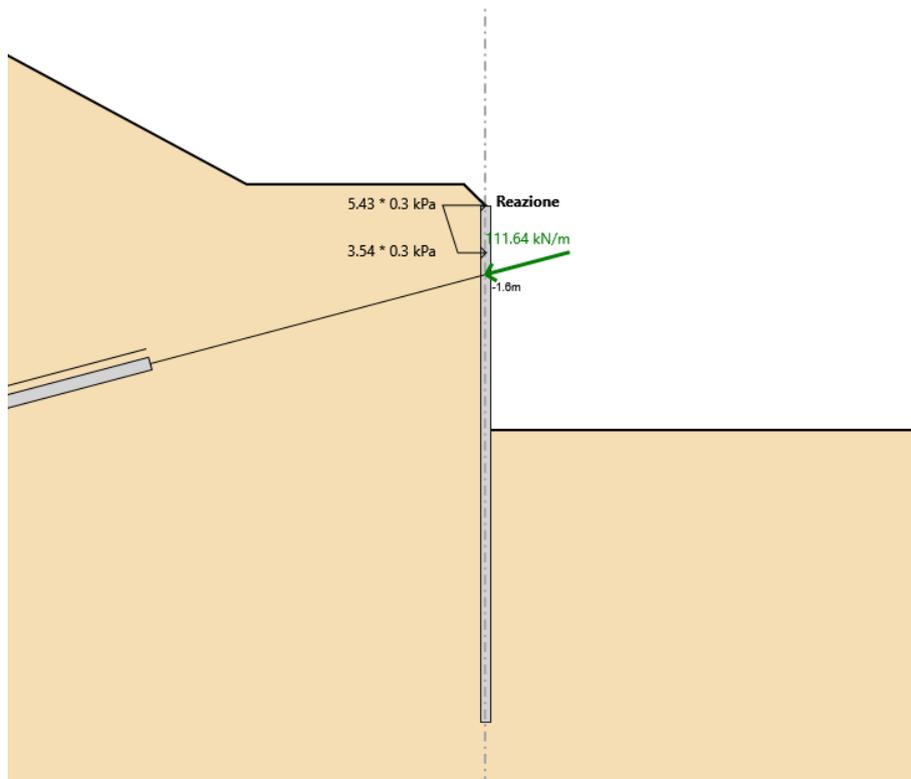


Figura 19 - Berlinese scavo UP1 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)

7.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi calcolati in condizione SLE sono molto limitati (inferiori al centimetro, cfr. Figura 16) e del tutto compatibili con gli spazi necessari per la realizzazione delle opere di fondazione previste.

Si osserva inoltre che il piede della paratia (ultimi 2.6m) presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato (>20% del tratto soprastante) immersionamento della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero e con un'inversione dei valori, a seconda della fase di calcolo considerata.

7.4 Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

Inoltre la verifica è condotta con la combinazione SLU A2+M2 EQK.

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è modesta e in particolare dell'ordine del 28% per la combinazione SLU A2+M2 e per la combinazione SLU A2+M2 EQK dato che si raggiunge nello Step 4.

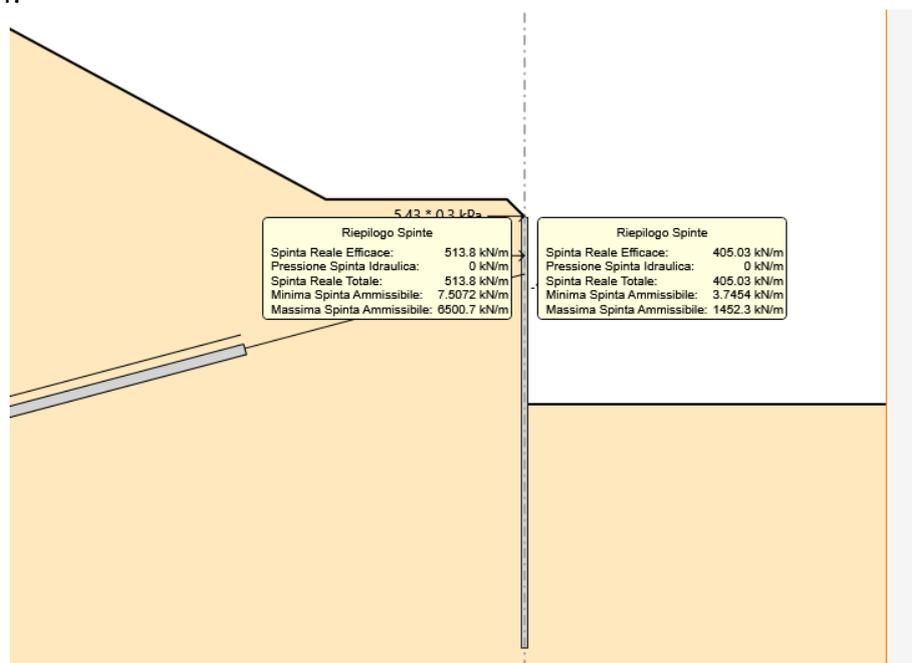


Figura 20 – Berlinese scavo UP1 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 4

7.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

7.5.1 Micropali

7.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi Figura 14- Figura 15):

$$M_{\max} = 43 \times 0.40 = 17.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 57 \times 0.40 = 22.8 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 168.3$, spessore ridotto 8.8mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{17.2}{0.000167} = 102'994 \text{ kN/m}^2 = 102.9 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{22800}{4409} = 6.85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 103.6 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

7.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi SLU-1, Figura 8- Figura 9):

$$M_{Ed} = 56.5 \times 0.40 = 22.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 74 \times 0.40 = 29.6 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{167 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 51.6 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 51.6 > 22.6 = M_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.
Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 4409 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1048 \text{ kN}$$

Risulta:

$$V_{Rd} = 1048 > 29.6 = V_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Il sovradimensionamento strutturale è giustificato da esigenze di contenimento delle deformazioni massime della paratia.

7.5.2 Tiranti d'ancoraggio

7.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio. Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

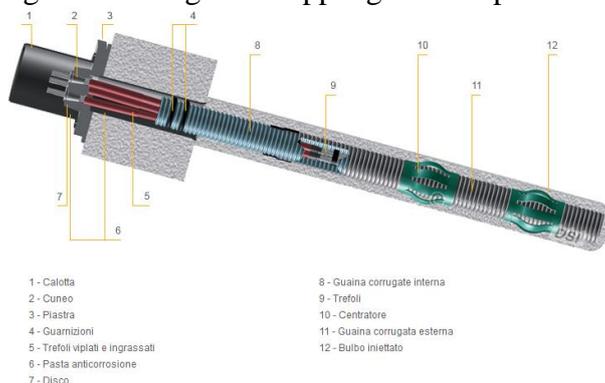


Figura 21 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

7.5.2.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 15.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
------------------	--------------	-----------------	------------	-------------------	------------------	-------------------	------------------	---------------

Tir1 / I ordine	697.40	15°	2.40 2.80	3	8.00	9.00	17.00	220
-----------------	--------	-----	--------------	---	------	------	-------	-----

Tabella 15 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:

$$D = 15.2 \text{ mm}$$

sezione nominale:

$$A_s = 139 \text{ mm}^2$$

carico allo snervamento ($\varepsilon=1\%$)

$$P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$$

carico di rottura a trazione

$$P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$$

modulo di elasticità

$$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 3 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

7.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 774 = 465 \text{ kN}$$

Nel caso specifico, si prevede un pretiro di 220 kN, che soddisfa il requisito indicato.

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre sotto il limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{\text{amm}} = 0.65 \times 774 = 503 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 16 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40$ m), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	268	503	OK

Tabella 16 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

7.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale: resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica: scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 15, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A1+M1 EQK:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	145.2	348.5	111.6	268

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

Resistenza lato strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 774 / 1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2, considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (tiranti permanenti)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.20$$

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{fon} = 9 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 17). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 22), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 18) e ad un numero NSPT pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marna	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 17 - Valori del coefficiente α

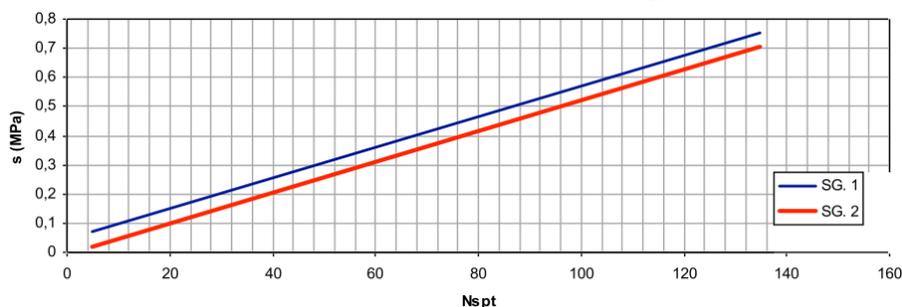


Figura 22 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 18 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i sei ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.15 \times 1.20 \times 150 \times 9 = 763 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 763 / (1.20 \times 1.80) = 353 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

7.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti L_{lib} .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ + \phi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 H$ (con H = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente Figura 23 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

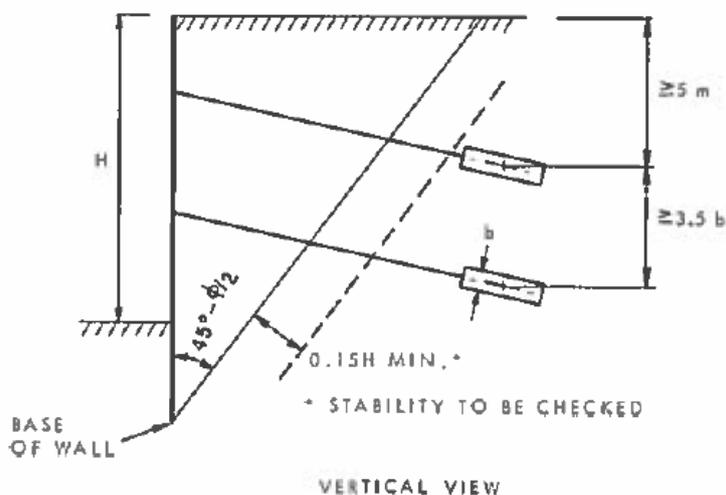


Figura 23 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)

Per i tiranti definitivi la NTC2008 al § 7.11.6.4 prevede che la lunghezza libera in condizioni sismiche sia maggiorata rispetto alla lunghezza libera in condizioni statiche secondo quanto riportato:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 a_{max} / g)$$

Dove

L_e lunghezza libera in condizioni sismiche;

L_s lunghezza libera in condizioni statiche;

a_{max}/g accelerazione orizzontale massima attesa al sito adimensionale.

Tutti i tiranti rispettano i suddetti requisiti e sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

7.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 160.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

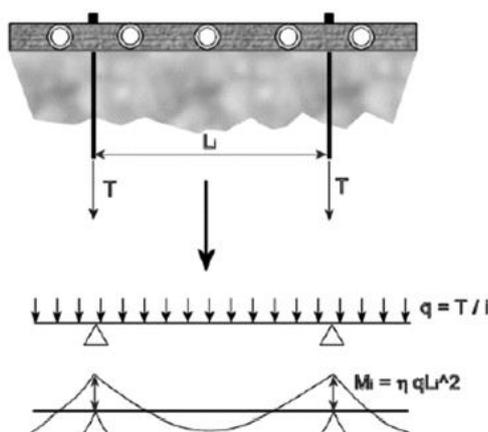


Figura 24 - Schema statico travi di ripartizione

7.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 111.6 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 111.6 \times 2.4^2 / 8 = 80.4 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 111.6 \times 2.4 / 2 = 134 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{80.4}{2 \cdot 0.000220} = 182'727 \text{ kN/m}^2 = 183 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{134000}{2 \cdot 3877} = 17.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta con ampio margine.

7.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 145.2 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.80$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 145.2 \times 2.4^2/8 = 104.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 145.2 \times 2.4/2 = 174.2 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA160, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 135 \text{ kNm} > 104.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 3877 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1382 \text{ kN} > 174.2 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta con adeguato margine.

8. BERLINESE SCAVO PLINTO UP2

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria per gli scavi della pila UP2, con altezza massima di scavo di circa 8.20 m nel tratto centrale, che scende progressivamente fino a raccordarsi col terreno.

Nel breve tratto a quota di testa massima (692.5 m s.l.m.) è previsto un ordine di tiranti, a livello del cordolo di coronamento, mirati a contenere le deformazioni della paratia (e conseguentemente della pista retrostante), seguiti da due ulteriori ordini di tiranti più profondi, che proseguono per lo sviluppo della paratia.

La quota di fondo scavo (intradosso del magro di livellamento per il plinto di fondazione UP2) è posta a 684.3 m s.l.m..

Successivamente è stata simulata la fase di costruzione del plinto della pila UP2 ed eventuale rinterro (modellati entrambi come rinterro dello stesso materiale scavato nel codice ParatiePlus) per raggiungere la quota 688.50 m s.l.m. con la simultanea disattivazione dell'ordine di tiranti a quota 687.40 m s.l.m. nell'ipotesi che questo a lungo termine non possa essere ispezionato e/o ritesato e quindi garantire il suo funzionamento. Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.3.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

8.1 Geometria e step di calcolo

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno e la contestuale (nel calcolo) realizzazione dei micropali e relativo cordolo di coronamento ($Q_{testa} = 692.50$ m, $L_{micropali}=15$ m).

Step 2 – Scavo a quota 691.65 m s.l.m.

Ssbancamento a valle della paratia fino a 691.65 m s.l.m., vale a dire circa mezzo metro sotto la quota del primo ordine dei tiranti, e propedeutico alla installazione degli stessi.

Step 3 – Installazione e pretiro tiranti a quota 692.15m s.l.m.

Installazione e messa in tensione del primo ordine di tiranti, realizzati attraverso il cordolo di coronamento; pretiro: 150 kN.

Step 4 - Scavo a quota 689.20 m s.l.m. per installazione secondo ordine di tiranti

Sbancamento alla quota di 689.20 m, 0.5 m al di sotto della quota del secondo ordine di tiranti e propedeutico alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 5 – Realizzazione e pretiro del secondo ordine di tiranti (quota 689.70 m s.l.m.)

Installazione e messa in tensione del secondo ordine di tiranti (quota 689.70 m s.l.m.); il pretiro è di 200 kN.

Step 6 – Scavo a 686.9 m s.l.m. per installazione terzo ordine di tiranti

Sbancamento fino alla quota di 686.9 m s.l.m., 0.5 m al di sotto della quota del terzo ordine di tiranti, e propedeutico alla realizzazione degli stessi.

Step 7 – Realizzazione e pretiro del terzo ordine di tiranti (quota 687.4 m s.l.m.)

Installazione e messa in tensione del terzo ordine di tiranti; il pretiro è di 200 kN.

Step 8 – Scavo a 684.3 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di intradosso magro di livellamento della fondazione.

Step 9 – Rinterro a 688.50 m s.l.m..

Realizzazione plinto della pila UP2 ed eventuale rinterro fino alla quota 688.50 m s.l.m. e disattivazione del terzo ordine di tiranti precedentemente installati.

Step 10 – Applicazione azione sismica

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro armatura:	ϕ 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	12.5 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	15 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti (1° e 2° ordine):	3 trefoli
Interasse max. tiranti	1.20m/1.60m

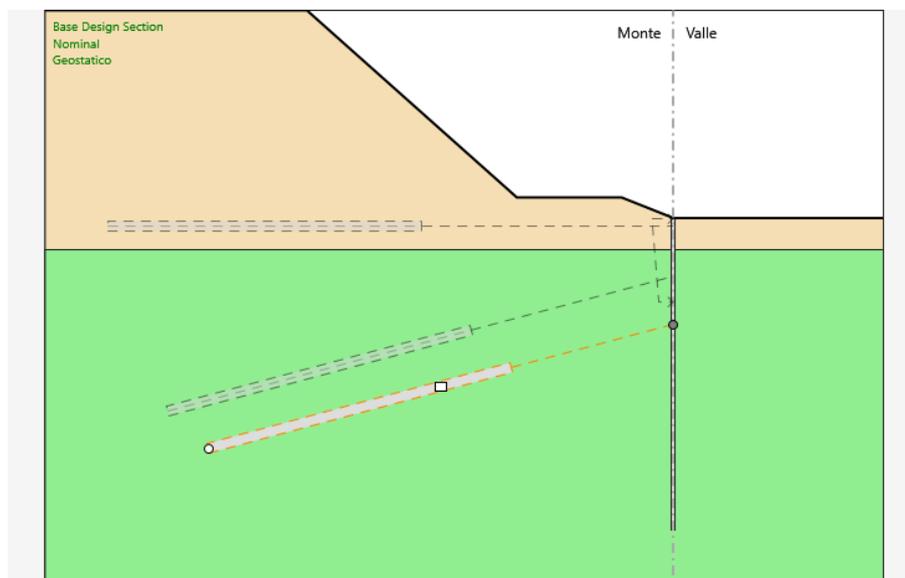


Figura 25 - Berlinese scavo UP2 - Step 1

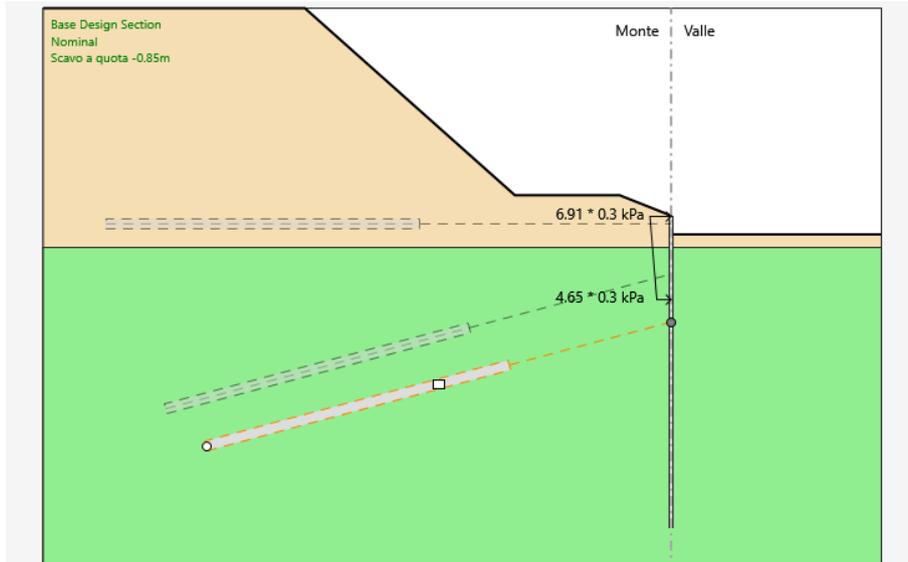


Figura 26 - Berlinese scavo UP2 - Step 2

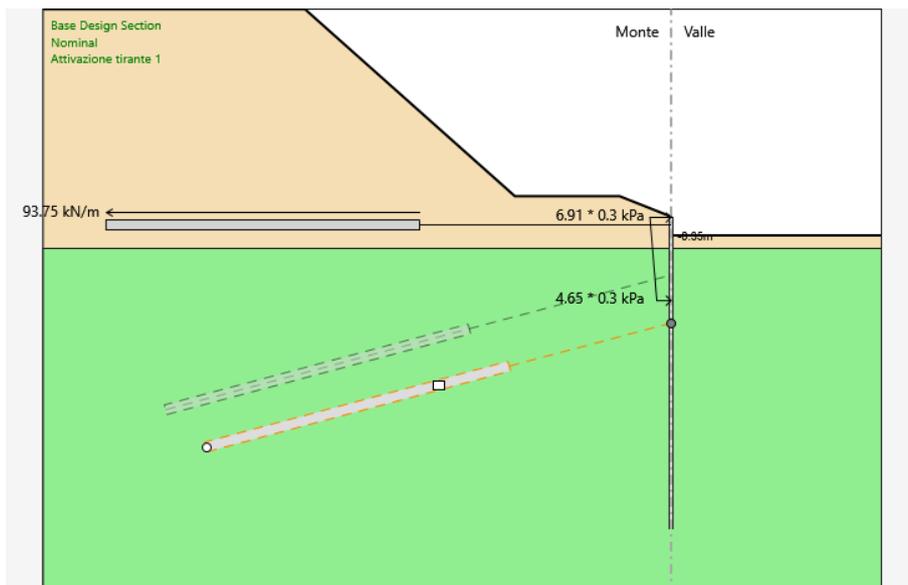


Figura 27 - Berlinese scavo UP2 - Step 3

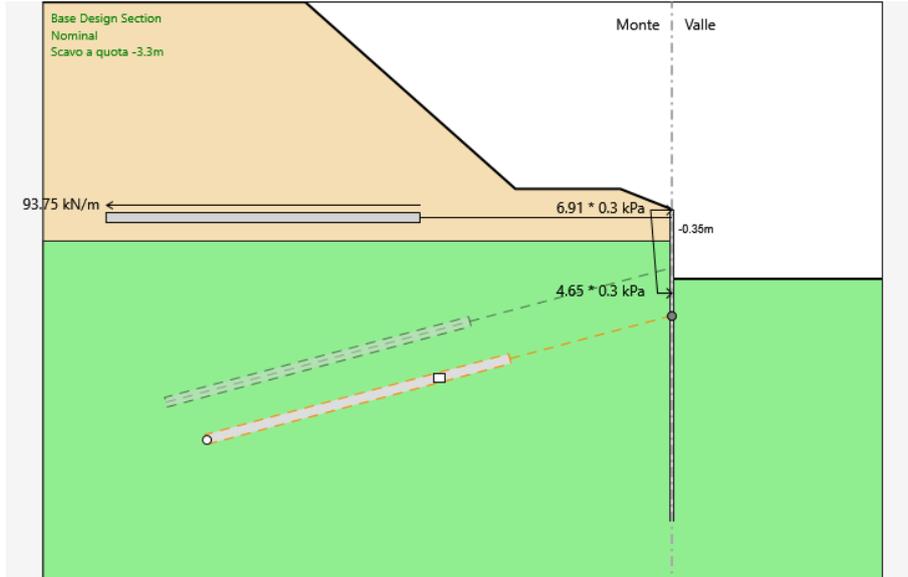


Figura 28 - Berlinese scavo UP2 - Step 4

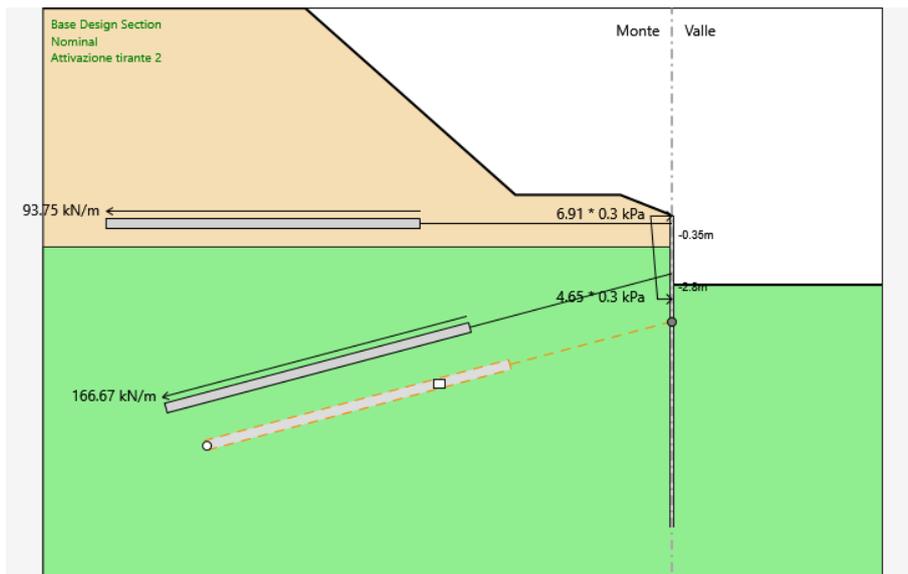


Figura 29 - Berlinese scavo UP2 - Step 5

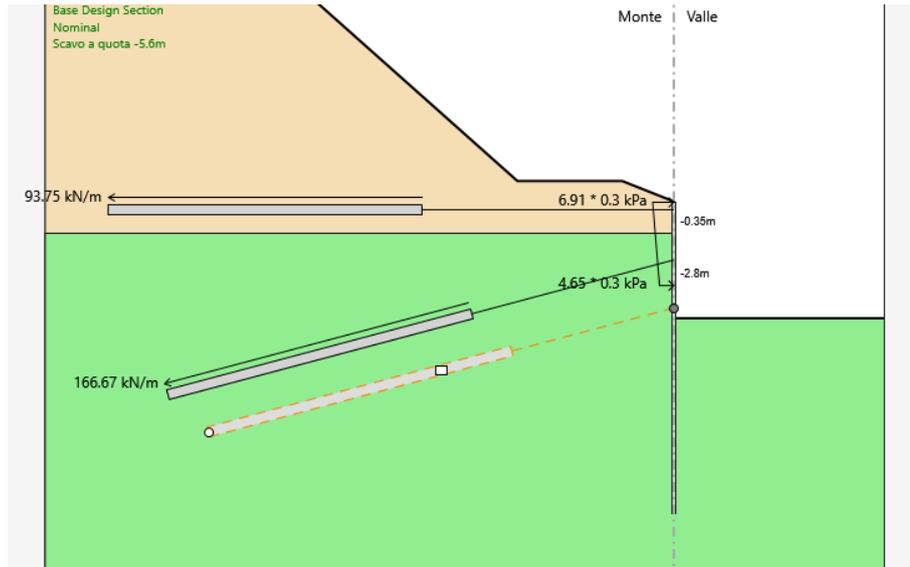


Figura 30 - Berlinese scavo UP2 - Step 6

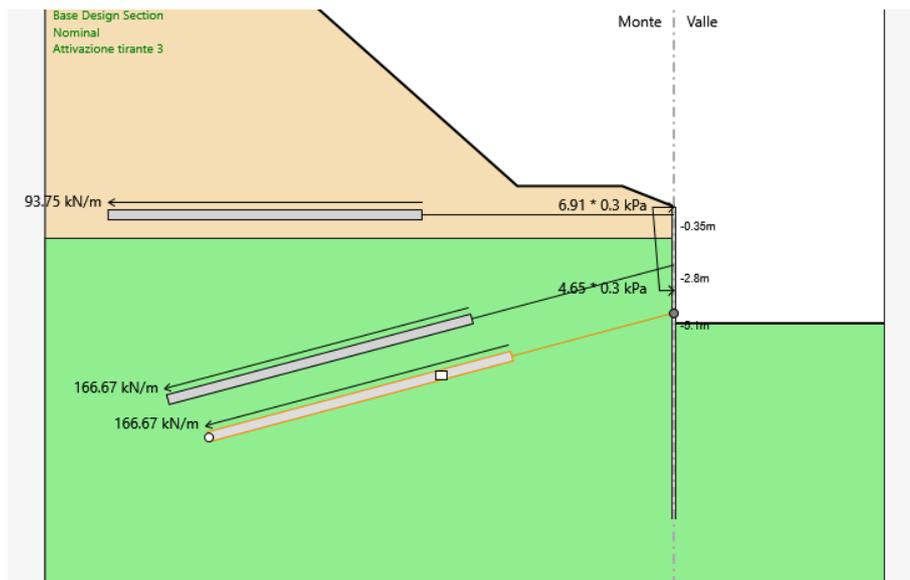


Figura 31 - Berlinese scavo UP2 - Step 7

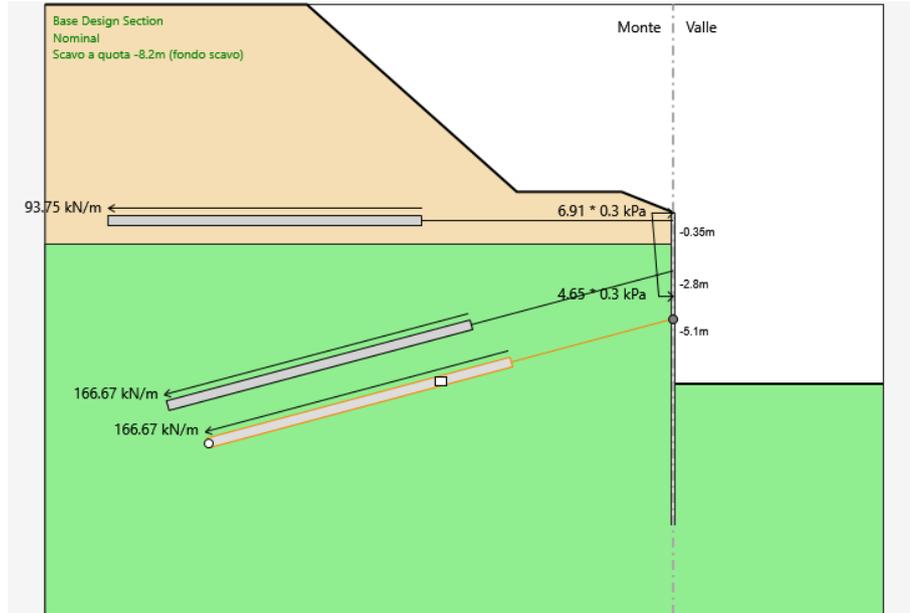


Figura 32 - Berlinese scavo UP2 – Step 8

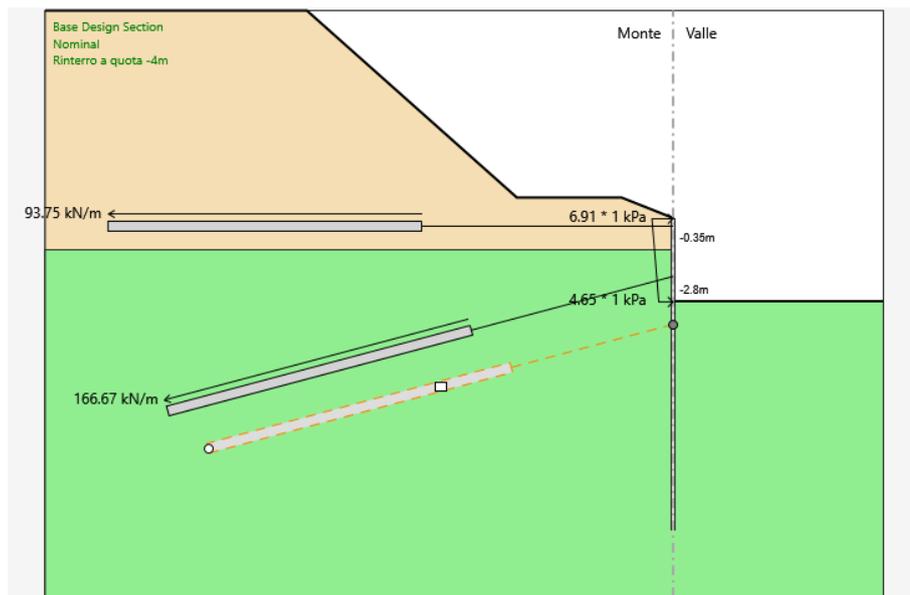


Figura 33 - Berlinese scavo UP2 – Step 9

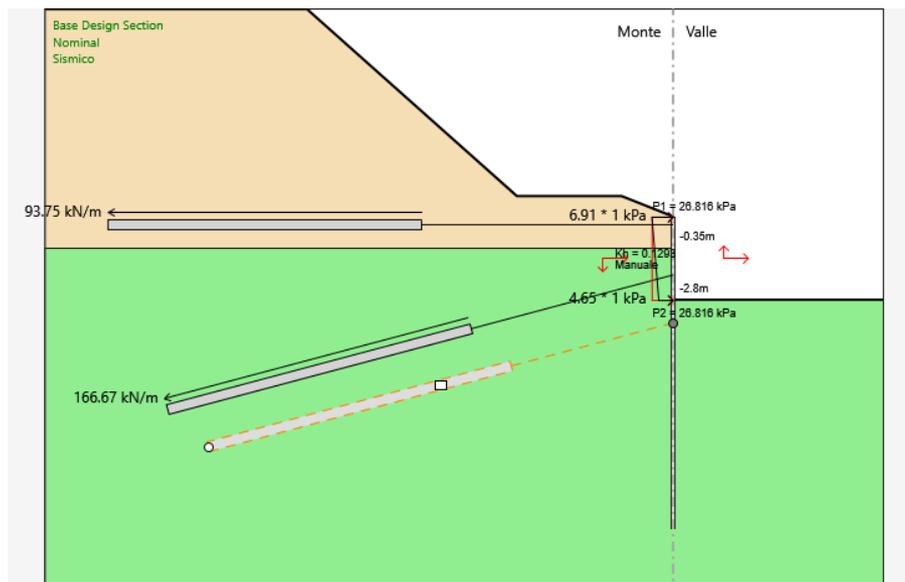


Figura 34 - Berlinese scavo UP2 – Step 10

8.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 9).

8.2.1 Combinazione A1+M1

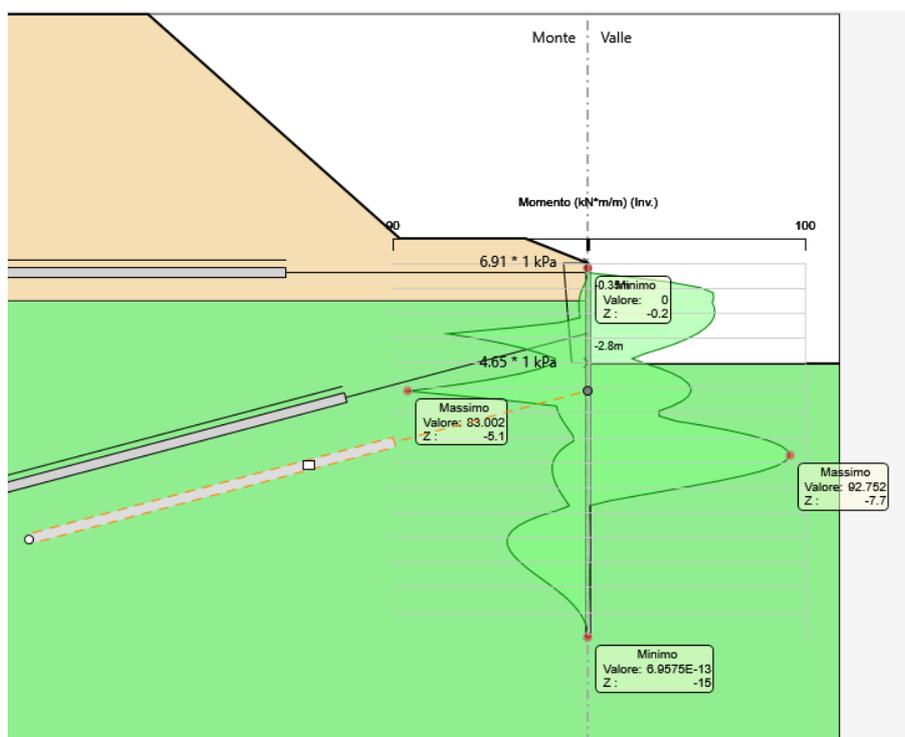


Figura 35: Berlinese scavo UP2 – SLU A1+M1: Involuppo momento flettente [kNm/m]

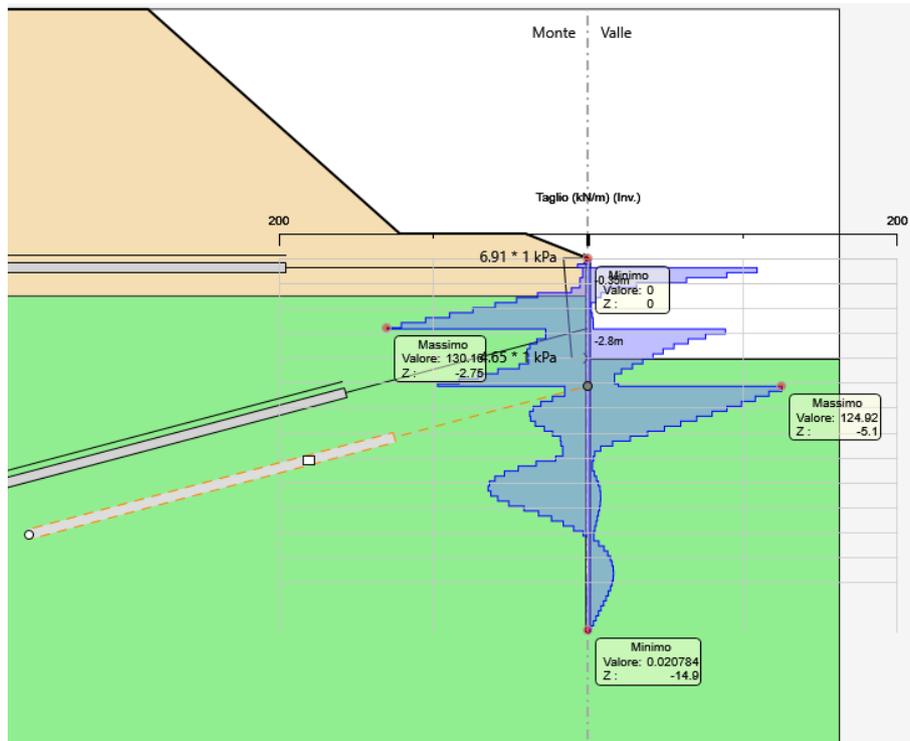


Figura 36: Berlinese scavo UP2 - SLU A1+M1: Involuppo taglio [kN/m]

8.2.2 Combinazione A2+M2

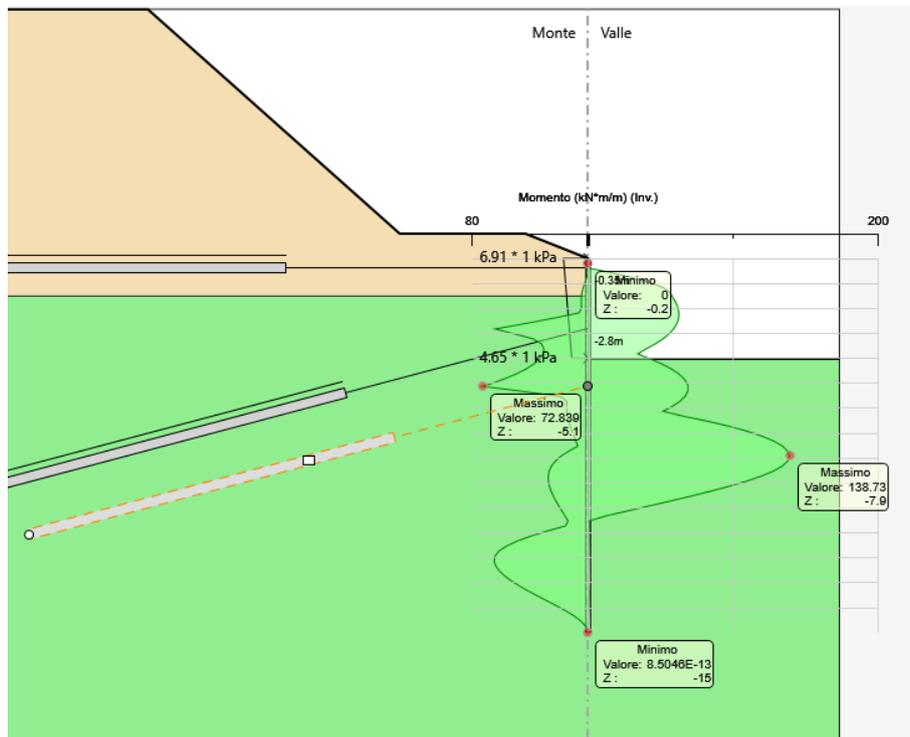


Figura 37 Berlinese scavo UP2 – SLU A2+M2: involuppo momento flettente [kNm/m]

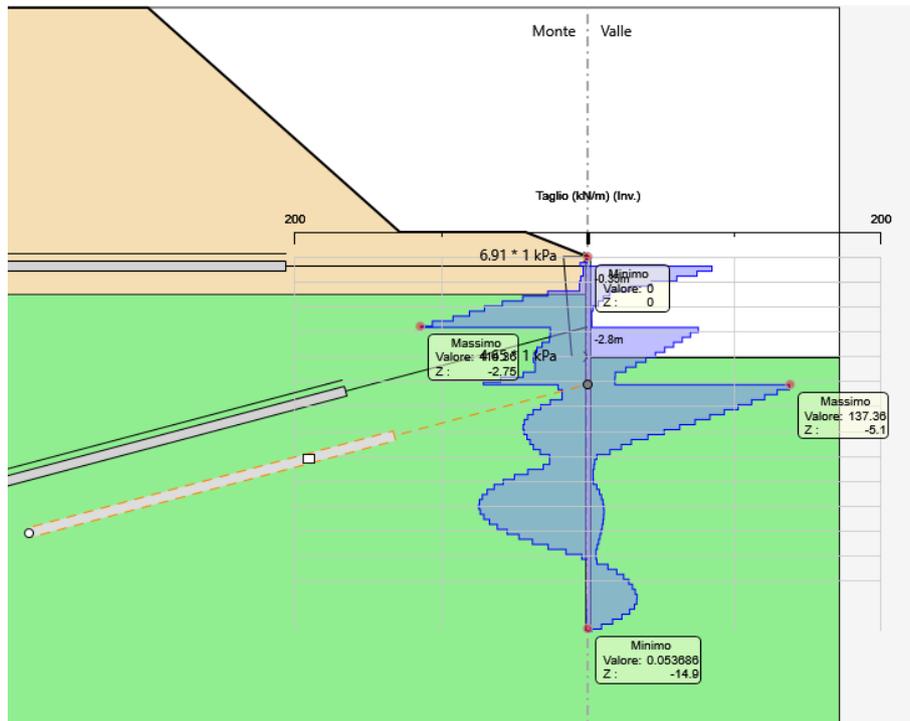


Figura 38: Berlinese scavo UP2 – SLU A2+M2: involuppo taglio [kN/m]

8.2.3 Combinazione A1+M1 EQK

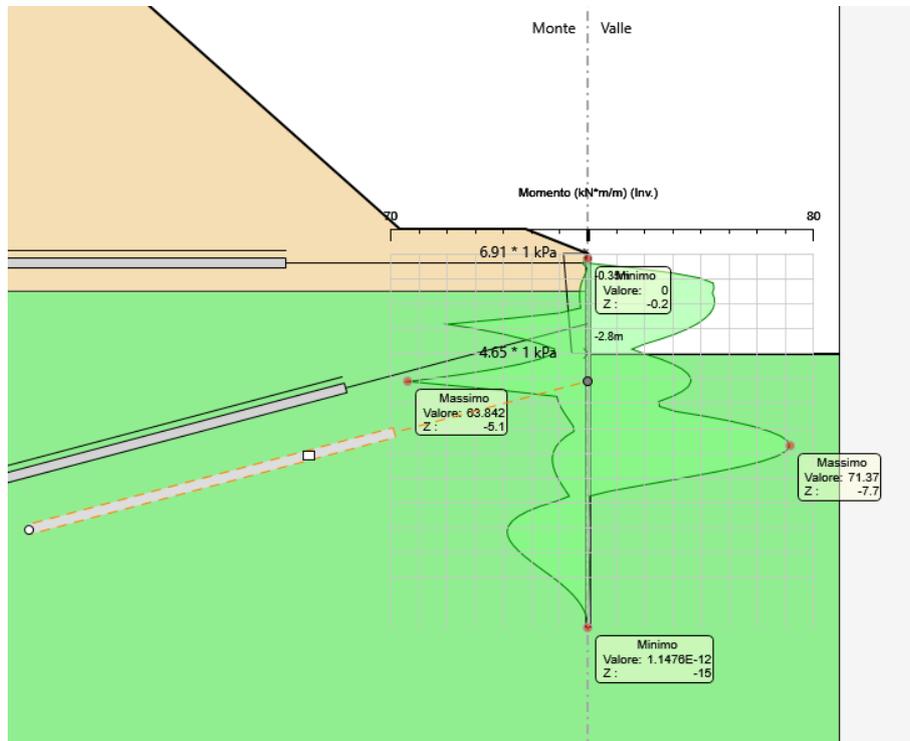


Figura 39: Berlinese scavo UP2 – SLU A1+M1 EQK: Involuppo momento flettente [kNm/m]

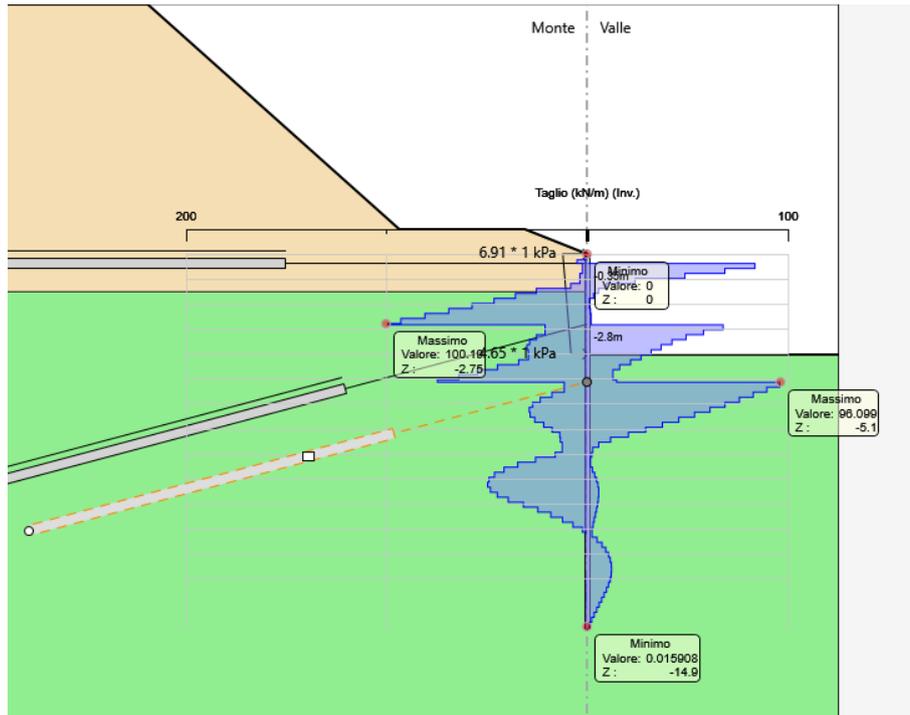


Figura 42: Berlinese scavo UP2 – SLE: involucro taglio [kN/m]

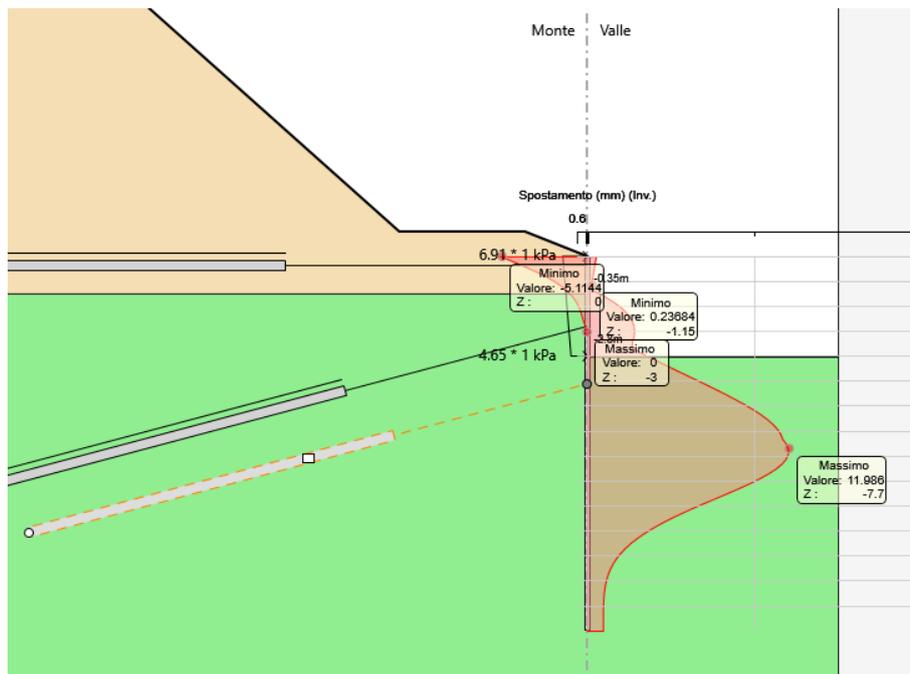


Figura 43: Berlinese scavo UP2 – SLE: andamento degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 19\text{mm}$

8.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

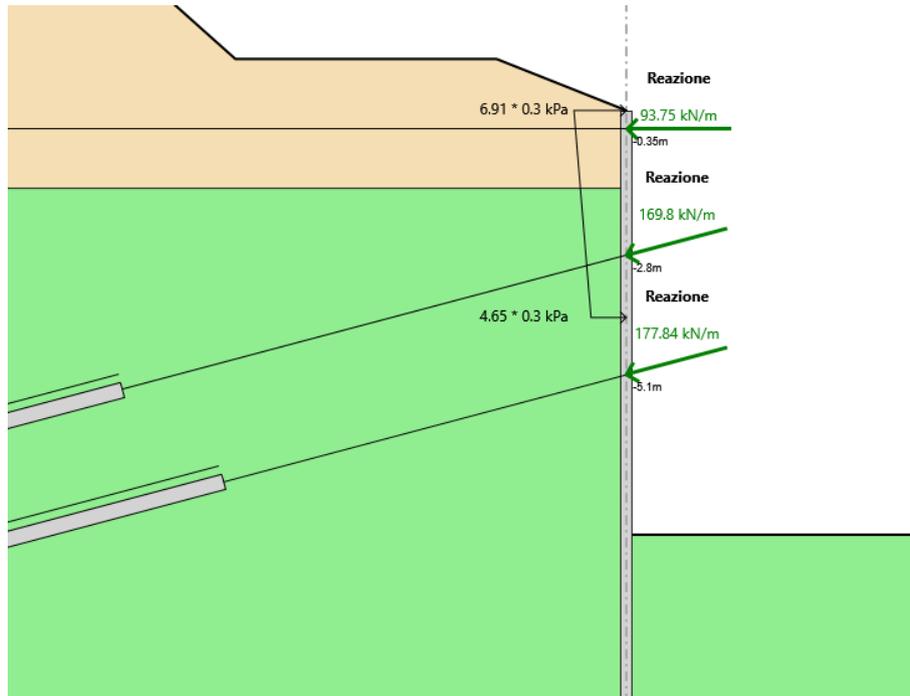


Figura 44 – Berlinese Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE, enve)

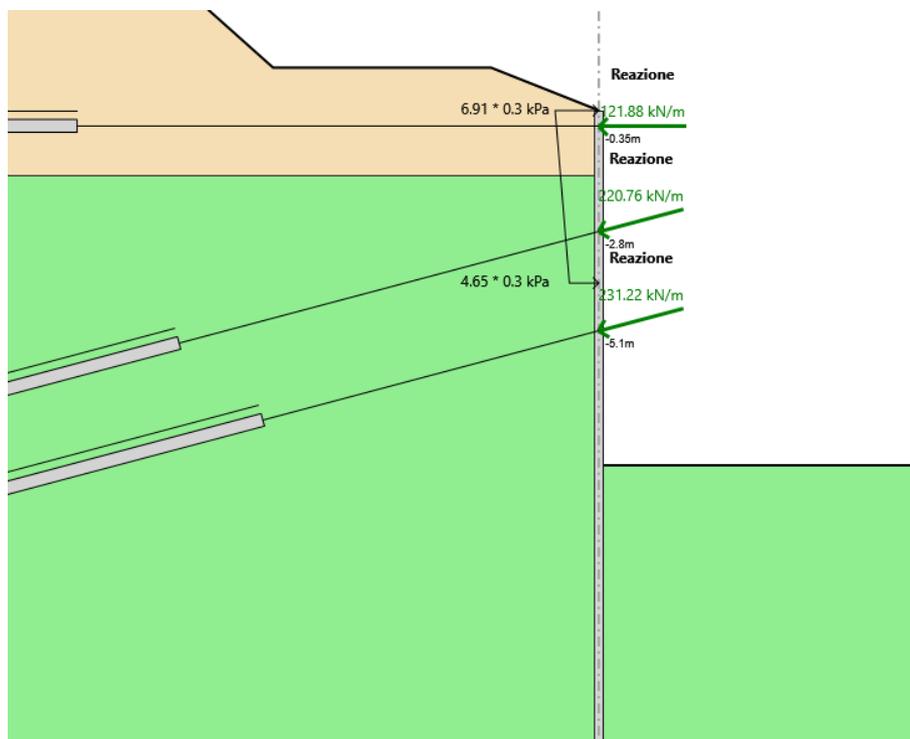


Figura 45 - Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1, enve)

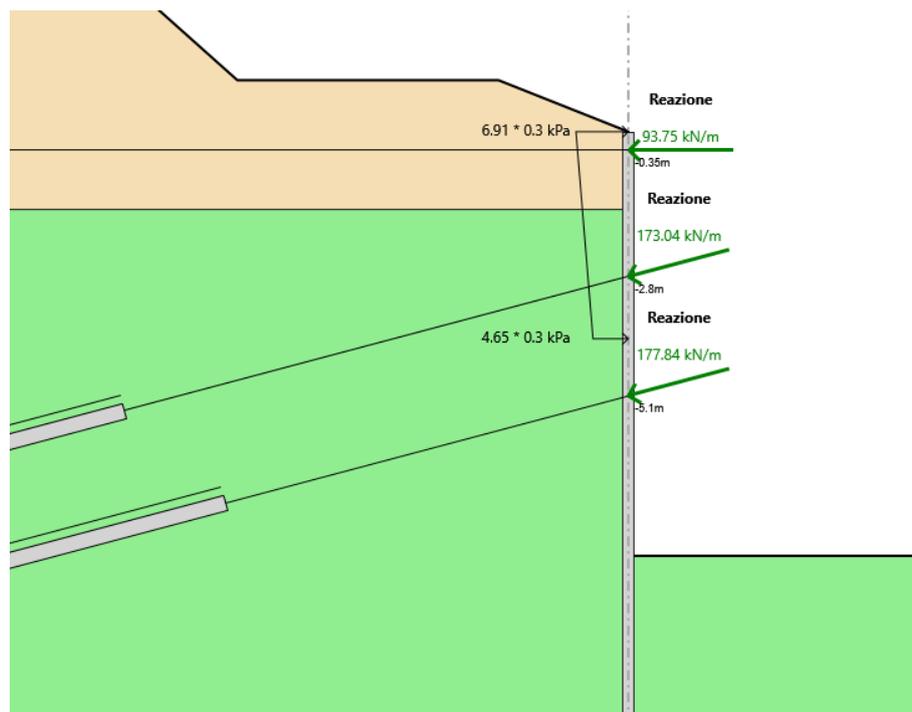


Figura 46 - Berlinese scavo UP2 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK, enve)

8.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Lo spostamento massimo calcolato, in corrispondenza della sezione di massima altezza, è dell'ordine di 12mm e si ha poco sopra il fondo scavo; lo spostamento in testa è tendenzialmente nullo: tali risultati sono del tutto compatibili con le esigenze legate alla realizzazione delle opere di fondazione e con la funzionalità della pista di cantiere a tergo.

8.4 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

Inoltre la verifica è condotta con la combinazione SLU A2+M2 EQK.

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 63% per la combinazione SLU A2+M2 e per la combinazione SLU A2+M2 EQK dato che si raggiunge nello Step 8.

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 127.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

8.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi SLU-1, Figura 35 - Figura 36):

$$M_{Ed} = 92.8 \times 0.40 = 37.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 130.2 \times 0.40 = 52.1 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{231 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 71.5 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 71.5 \text{ kNm} > 37.1 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 5910 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1404 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 1404 > 52.1 = V_{Ed},$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

8.5.2 Tiranti d'ancoraggio

8.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio.

Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

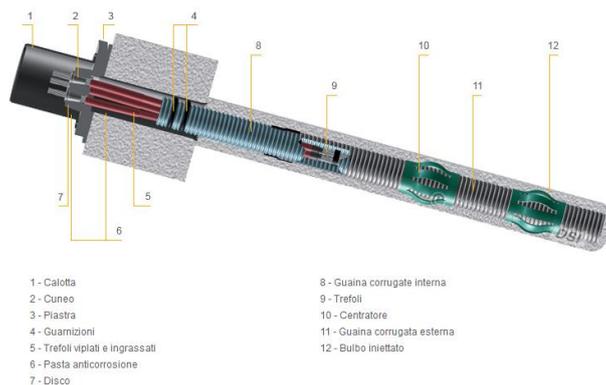


Figura 48 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

8.5.2.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 19.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	692.15	0°	1.60	3	12.00	15.00	27.00	150
Tir1 / II ordine	689.70	15°	1.20	3	10.00	15.00	25.00	200
Tir1 / III ordine	687.40	15°	1.20	3	8.00	15.00	23.00	200

Tabella 19 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:

$$D = 15.2 \text{ mm}$$

sezione nominale:

$$A_s = 139 \text{ mm}^2$$

carico allo snervamento ($\varepsilon=1\%$)

$$P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$$

carico di rottura a trazione

$$P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$$

modulo di elasticità

$$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 3 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 3 trefoli \Rightarrow

$$P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

8.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo , il tiro di bloccaggio dei tiranti P₀ deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 774 = 464 \text{ kN (3 trefoli)}$$

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 778 = 503 \text{ kN (3 trefoli)}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 20 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti, e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P _{calc} [kN]	P _{amm} [kN]	Verifica
Tiranti I ordine	150	503	OK
Tiranti II ordine	204	503	OK
Tiranti III ordine	213	503	OK

Tabella 20 – Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

8.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale – resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 19, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A1+M1 EQK:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	122	195.2	94	150.4
2° ordine	221	265.2	173	207.6
3° ordine	231	277.2	178	213.6

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

Resistenza lato strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 774/1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2:

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (tiranti permanenti)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.20$$

$$q_s = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{fon} = 15 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

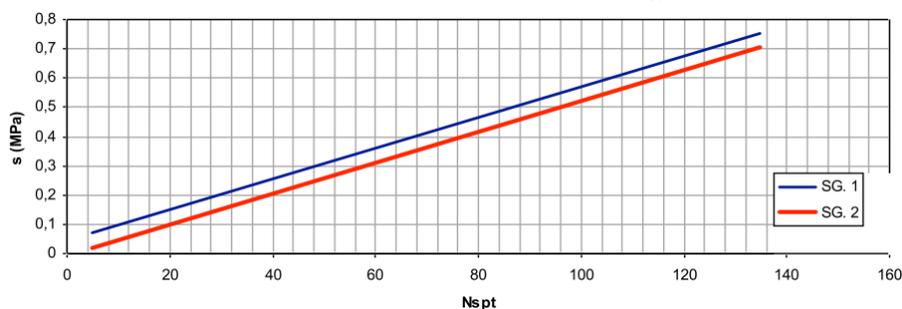
coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 21). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 49), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 22/Tabella 18) e ad un numero NSPT pari a 16.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 21 - Valori del coefficiente α Figura 49 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 22 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i due ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0,15 \times 1,20 \times 90 \times 15 = 763 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 763 / (1,20 \times 1,80) = 353 \text{ kN}$$

Considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3, risulta per ciascun ordine di tiranti $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

8.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

I parametri per la determinazione della lunghezza libera degli ancoraggio, sono quelli riportati al paragrafo 7.5.2.5.

Tutti i tiranti rispettano i suddetti requisiti e sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

8.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 160.

8.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 177.8 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=1.60$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 177.8 \times 1.6^2/8 = 56.9 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 177.8 \times 1.6/2 = 142.3 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{56.9}{2 \cdot 0.000220} = 129'318 \text{ kN/m}^2 \cong 129.3 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{142300}{2 \cdot 3877} = 18.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta.

8.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 231.2 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=1.20$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 231.2 \times 1.6^2/8 = 74 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 231.2 \times 1.6/2 = 185 \text{ kN (appoggio)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA160, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 135 \text{ kNm} > 74 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 3877 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1382 \text{ kN} > 185 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta con adeguato margine.

9. BERLINESE SCAVO PLINTO PISTA D - UP5

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria per gli scavi a protezione della pista D, in prossimità della pila UP5, con altezza massima di scavo pari a 8.20m.

9.1 Geometria e fasi di calcolo

A fronte di una quota di fondo scavo posta a 663.75 m s.l.m., la testa della berlinese è generalmente a quota 671.90m s.l.m., tranne nel ramo di estremità che si abbassa progressivamente a raccordarsi col terreno.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere (pista D), il cui carico variabile corrispondente è stato modellato come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di micropali affiancati ($Q_{testa} = 671.90$ m s.l.m., $L=15.0$ m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a quota -2.3m dal p.c.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di -2.3m dal p.c., vale a dire 0.5 m sotto la quota dei tiranti nella sezione considerata, per consentire la realizzazione degli stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro del primo ordine di tiranti a quota 670.10 m s.l.m..

Installazione dei tiranti alla quota di 670.10, a -1.8m dal p.c., modellati mediante un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 350 kN.

Step 4 – Scavo a quota -4.5m dal p.c.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di -4.5m dal p.c., vale a dire 0.5 m sotto la quota del secondo ordine di tiranti nella sezione considerata, per consentire la realizzazione degli stessi.

Step 5 – Realizzazione e pretiro del secondo ordine di tiranti a quota 667.90 m s.l.m..

Installazione dei tiranti alla quota di 667.90, a -4.0m dal p.c., modellati mediante un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 350 kN.

Step 6 – Scavo a quota -6.7m dal p.c.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di -6.7m dal p.c., vale a dire 0.5 m sotto la quota del terzo ordine di tiranti nella sezione considerata, per consentire la realizzazione degli stessi.

Step 7 – Realizzazione e pretiro del terzo ordine di tiranti a quota 665.7 m s.l.m..

Installazione dei tiranti alla quota di 665.70, a -6.2m dal p.c., modellati mediante un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 350 kN.

Step 8 – Raggiungimento della quota di fondo scavo.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo: 240 mm

Diametro armatura: ϕ 177.8 mm, acciaio tipo S355

Spessore: 12.5 mm

Interasse: 0.40 m

Lunghezza: 15 m

Classe cls: C28/35

Tiranti : 5 trefoli

Interasse 2.40m

9.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti, di sollecitazione di taglio e momento con riferimento alle fasi peculiari, nelle combinazioni A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio).

9.2.1 Combinazione A1+M1: Step 1

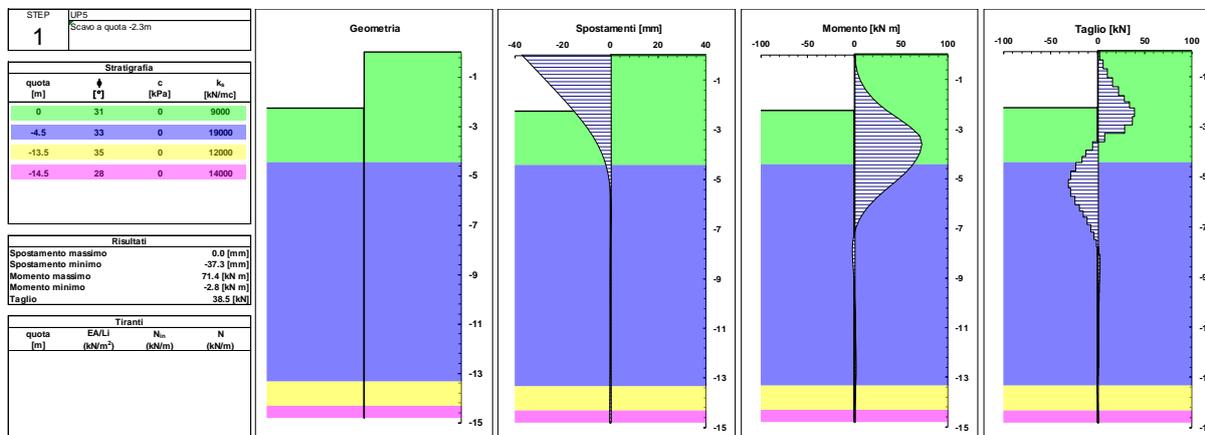


Figura 50: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 1

9.2.2 Combinazione A2+M2: Step 1

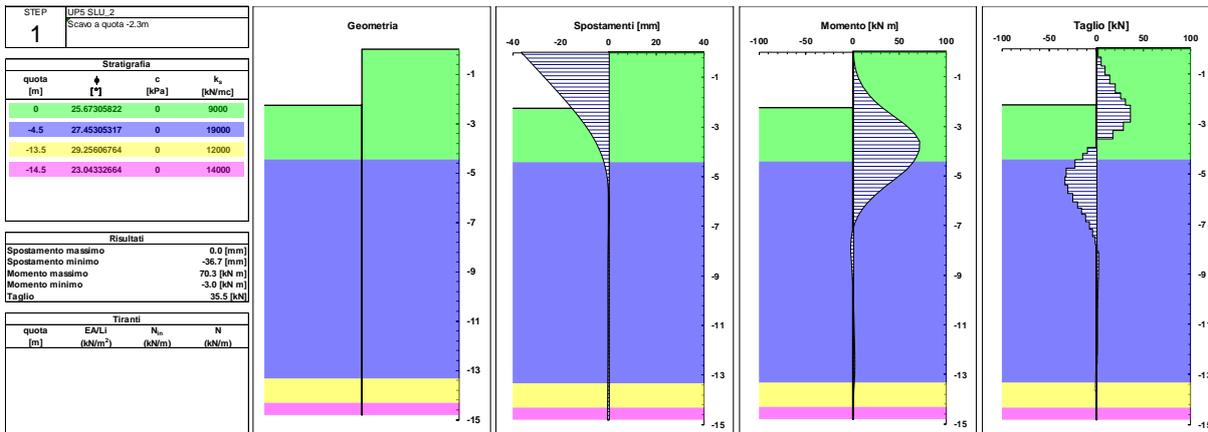


Figura 51 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 1

9.2.3 Combinazione SLE RARA: Step 1

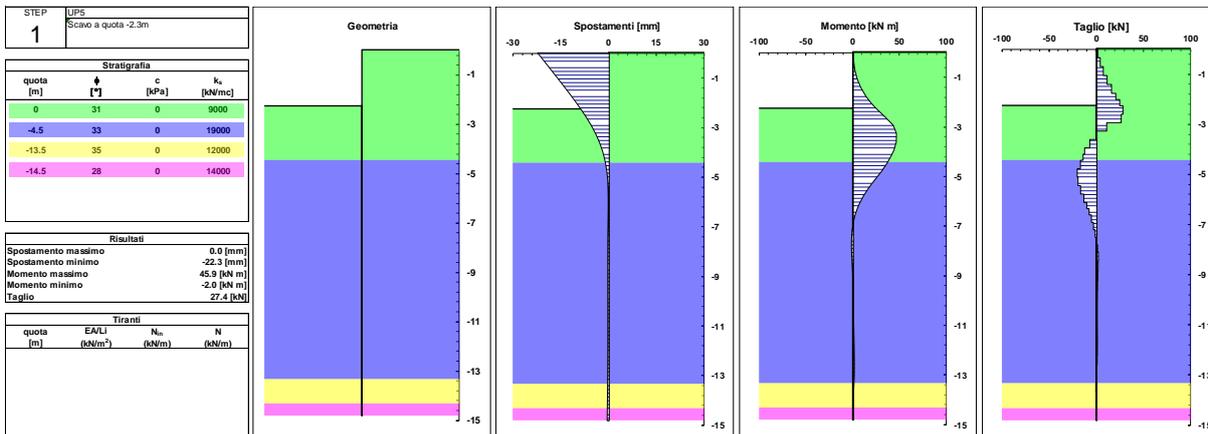


Figura 52: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: Step 1

9.2.4 Combinazione A1+M1: Step 3

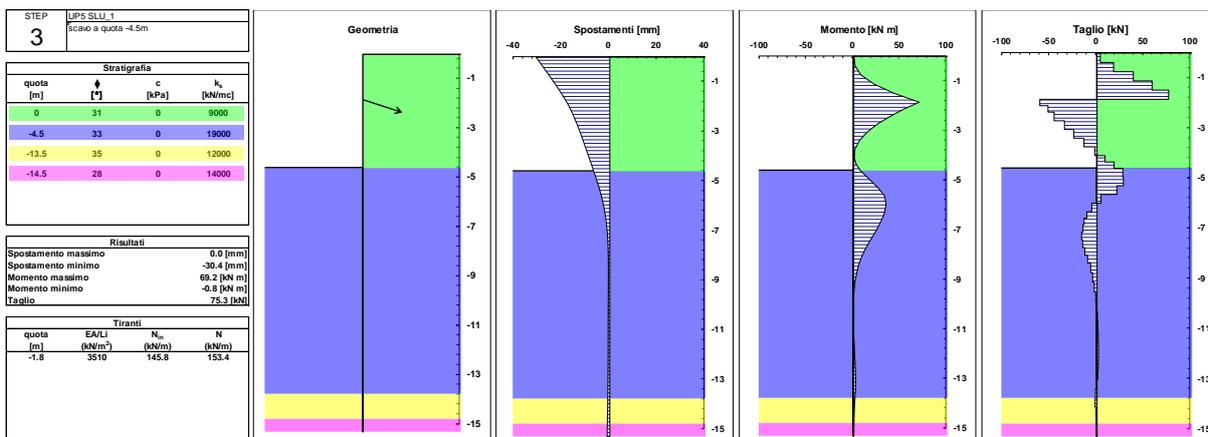


Figura 53: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 3

9.2.5 Combinazione A2+M2: Step 3

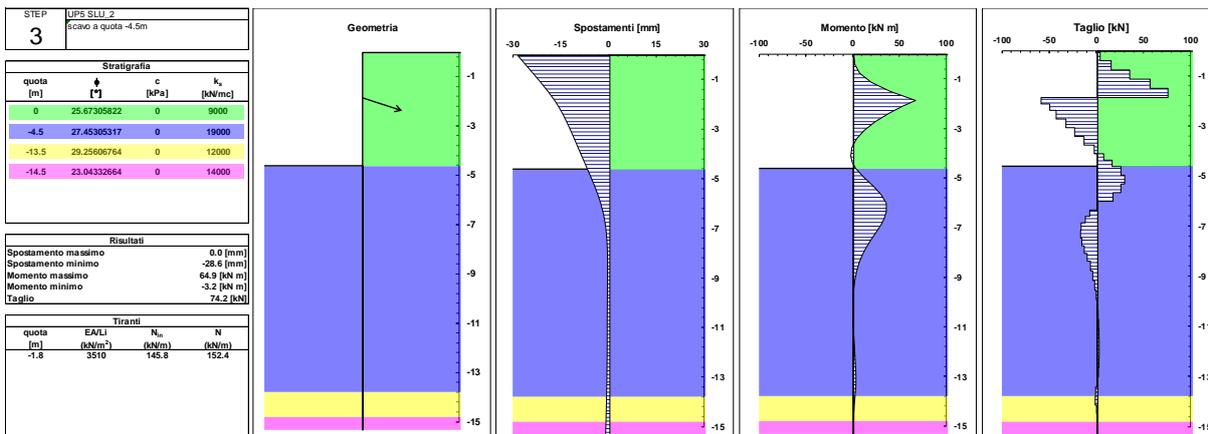


Figura 54 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 3

9.2.6 Combinazione SLE RARA: Step 3

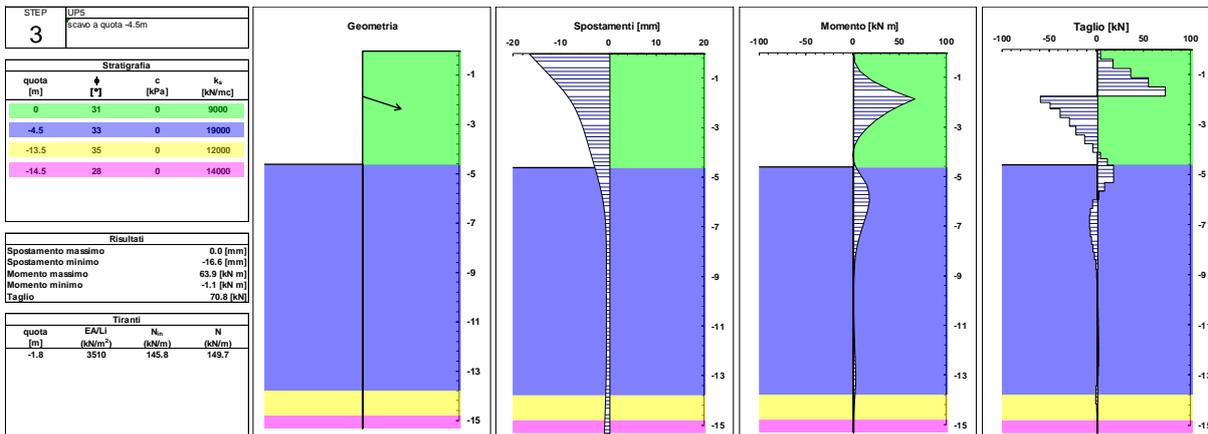


Figura 55: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: Step 3

9.2.7 Combinazione A1+M1: Step 5

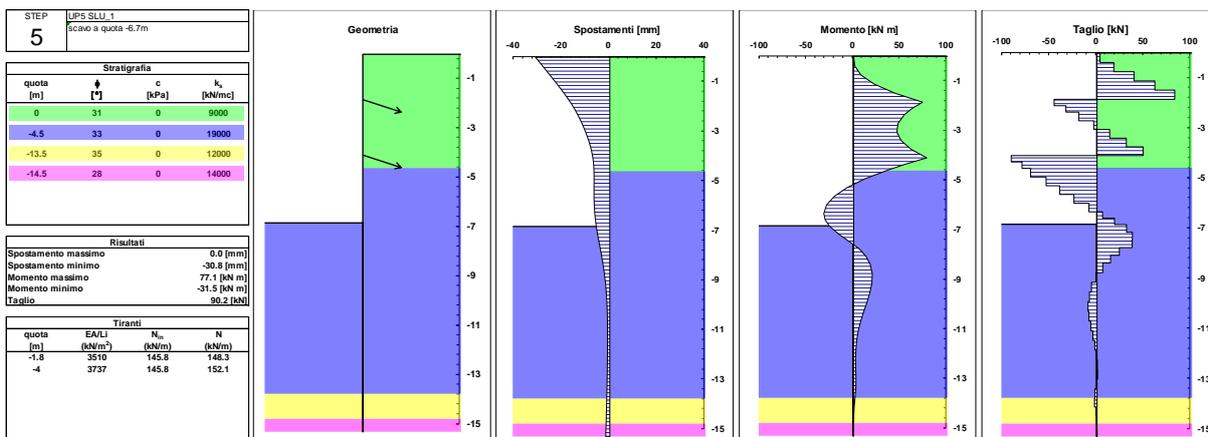


Figura 56: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: Step 5

9.2.8 Combinazione A2+M2: Step 5

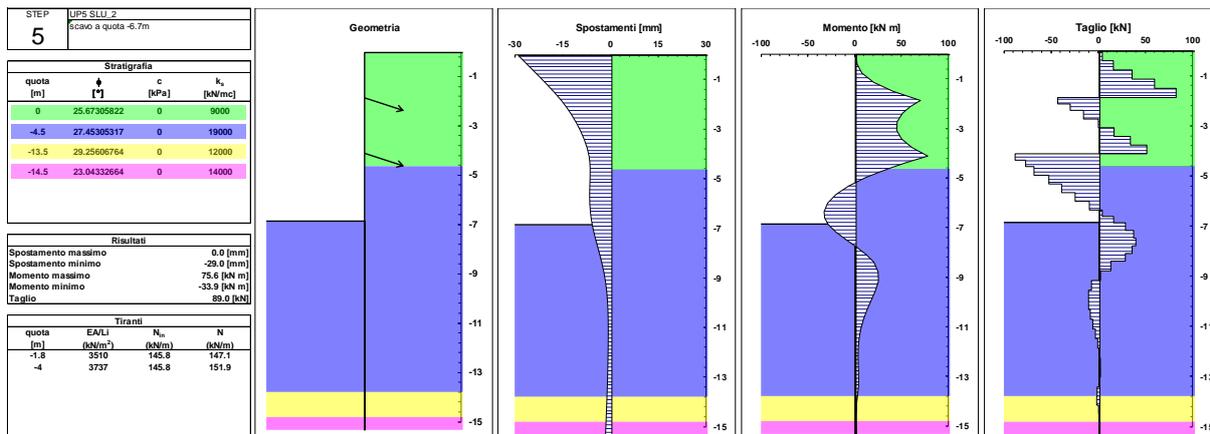


Figura 57 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: Step 5

9.2.9 Combinazione SLE RARA: Step 5

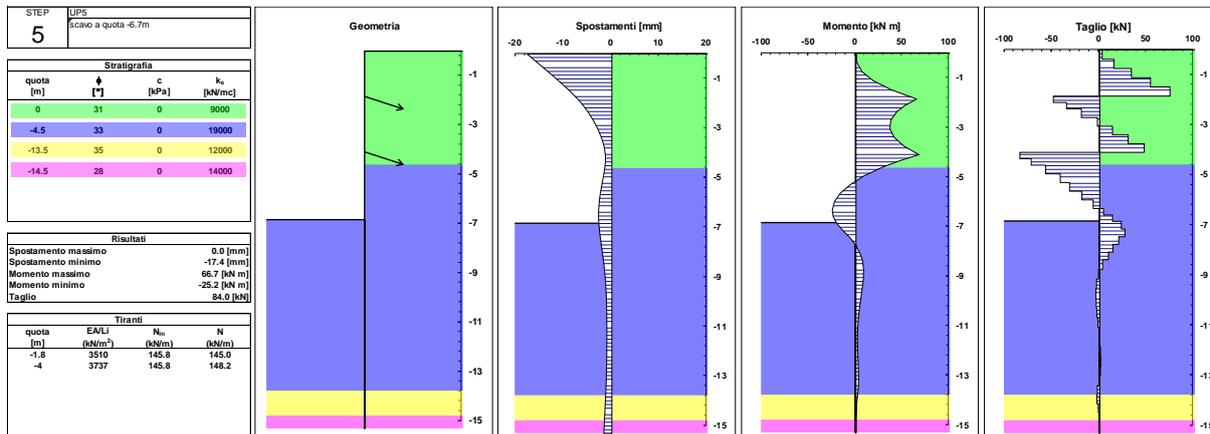


Figura 58: Berlinese pista D-UP5 – SLE: Step 5

9.2.10 Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo

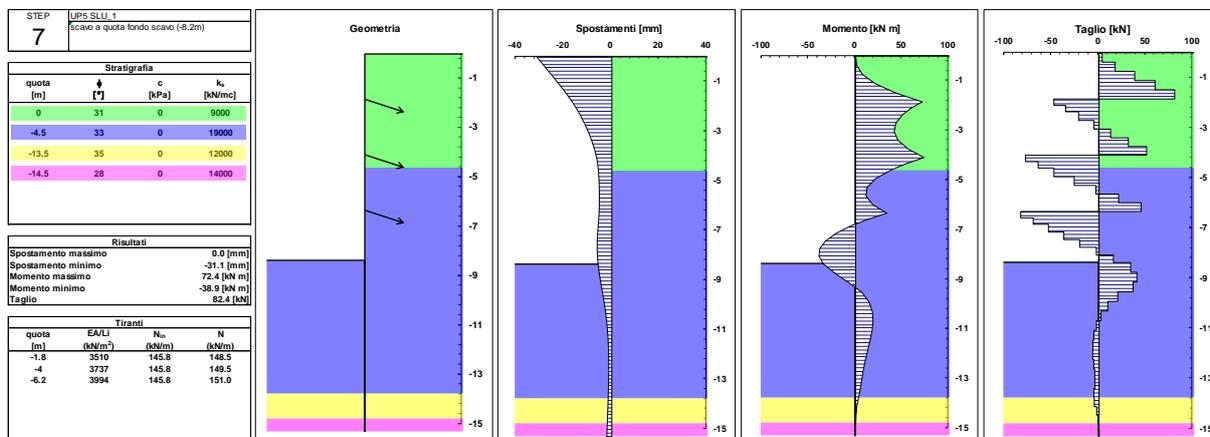


Figura 59: Berlinese Pista D-UP5 – SLU A1+M1: fase di fondo scavo

9.2.11 Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo

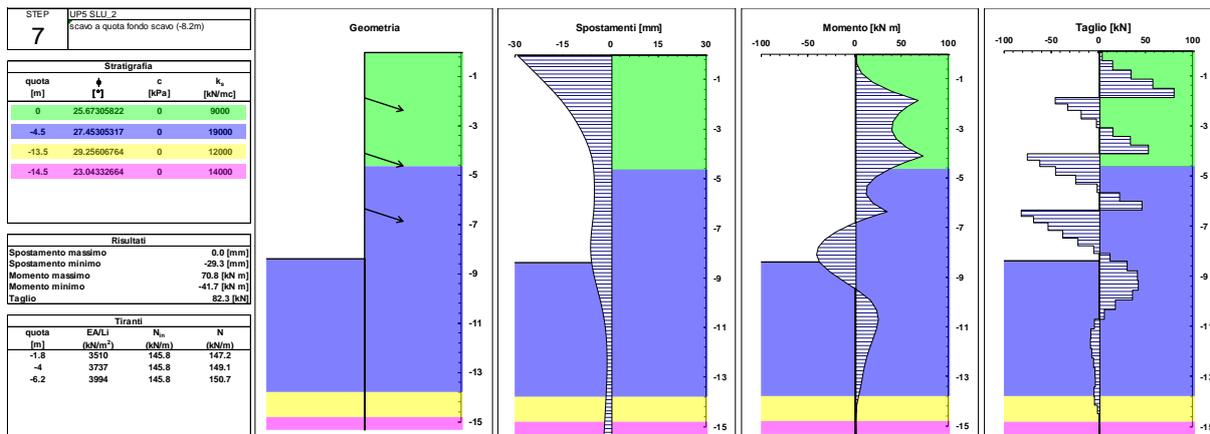


Figura 60 Berlinese pista D-UP5 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo

9.2.12 Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo

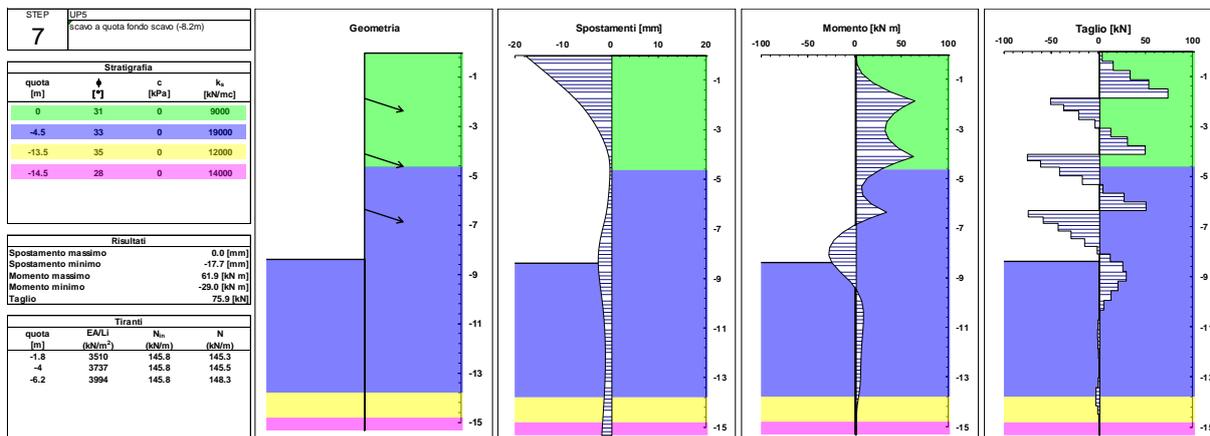


Figura 61: Berlinese Pista D-UP5 – SLE: fase di fondo scavo

9.2.13 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7
1	-1.80			145.83	149.69	145.35	145.02	145.53	145.28
2	-4.00					145.83	148.23	145.93	145.53
3	-6.20							145.83	148.27

Figura 62 – Berlinese pista D-UP5 -Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7
1	-1.80			145.83	153.36	149.02	148.33	148.95	148.48
2	-4.00					145.83	152.14	150.17	149.49
3	-6.20							145.83	150.96

Figura 63 - Berlinese pista D-UP5 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7
1	-1.80			145.83	152.42	148.03	147.07	147.69	147.23
2	-4.00					145.83	151.87	149.88	149.08
3	-6.20							145.83	150.74

Figura 64 - Berlinese pista D-UP5 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2)

9.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi calcolati in condizione SLE (2.2 cm Step 1) sono compatibili con gli spazi necessari per la realizzazione delle opere di fondazione previste.

Si osserva inoltre che il piede della paratia presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato immersionamento della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero e con un'inversione dei valori, a seconda della fase di calcolo considerata.

9.4 Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 37 %.

	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7
spinta passiva disponibile [kN/m]	8492	6107	6107	4181	4181	2613	2613	1754
spinta a valle mobilitata [kN/m]	1272	1152	1128	976	948	790	767	644
rapporto disponibile/mobilitata	6.68	5.30	5.41	4.29	4.41	3.31	3.41	2.72

Figura 65 – Berlinese pista D-UP5 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili

9.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel Capitolo 3.

9.5.1 Micropali

9.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 67 \times 0.40 = 26.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Step 5)}$$

$$V_{\max} = 84 \times 0.40 = 33.6 \text{ kN} \text{ (Step 5)}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 177.8$, spessore 12.5mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{26.8}{0.000250} = 106849 \text{ kN/m}^2 = 106.8 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{33600}{6491} = 6.90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 107.51 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

9.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\text{Ed}} = 77 \times 0.40 = 30.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (Step 5)}$$

$$V_{\text{Ed}} = 90 \times 0.40 = 36 \text{ kN} \text{ (Step 5)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{\text{Rd}} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{250 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 77.4 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{\text{Rd}} = 77.4 > 30.8 = M_{\text{Ed}}$$

La verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{\text{Rd}} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 6491 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1543 \text{ kN}$$

Risulta:

$$V_{\text{Rd}} = 1543 > 36 = V_{\text{Ed}}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

9.5.2 Tiranti d'ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 23.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	670.10	15°	2.40	5	10.00	13.00	23.00	350
Tir2 / II ordine	667.90	15°	2.40	5	9.00	13.00	22.00	350
Tir3 / III ordine	665.70	15°	2.40	5	8.00	13.00	21.00	350

Tabella 23 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{tot} = L_{lib} + L_{fond}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale: $D = 15.2 \text{ mm}$

sezione nominale: $A_s = 139 \text{ mm}^2$

carico allo snervamento ($\varepsilon = 1\%$) $P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$

carico di rottura a trazione $P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$

modulo di elasticità $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 5 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 5 trefoli $\Rightarrow P_{tk} = 5 \times 258 = 1290 \text{ kN}$

9.5.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 1290 = 774 \text{ kN}$$

Nel caso specifico, si prevede un pretiro di 350 kN, che soddisfa il requisito indicato.

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre sotto il limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 1290 = 838.5 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 24 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40$ m), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	358	838.5	OK
Tir2 / II ordine	355	838.5	OK
Tir3 / III ordine	355	838.5	OK

Tabella 24 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

9.5.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale: resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica: scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate in Tabella 23, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A2+M2:

	A1+M1		A2+M2	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	153.4	368.2	152.4	365.8
2° ordine	152.1	365	152	364.8
3° ordine	151	362.4	151	362.4

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 5 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 5 \times P_{tk} = 5 \times 258 = 1290 \text{ kN}$$

Resistenza interna (strutturale) ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 1290/1.35 = 956 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2, considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 1.10 \text{ (tiranti provvisori)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

$$\alpha = 1.20$$

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

$$L_{fon} = 13 \text{ m}$$

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 25). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 66), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 26) e ad un numero NSPT pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 25 - Valori del coefficiente α

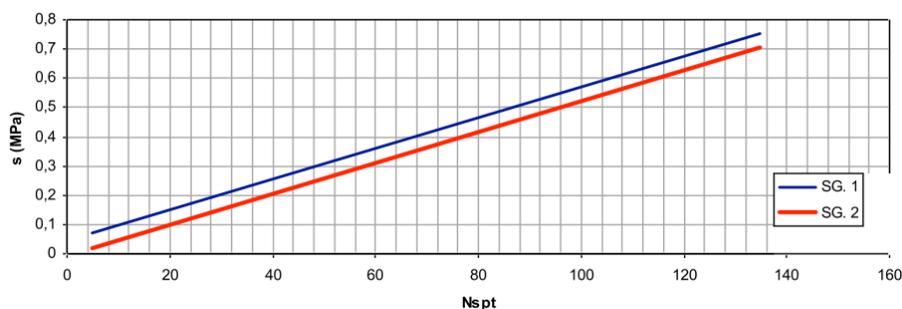


Figura 66 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Tabella 26 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i tre ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.15 \times 1.20 \times 150 \times 13 = 1102.7 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1102.7 / (1.10 \times 1.80) = 557 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

9.5.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti L_{lib} .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 H$ (con H = altezza dello scavo di sbancamento).

La Figura 67 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

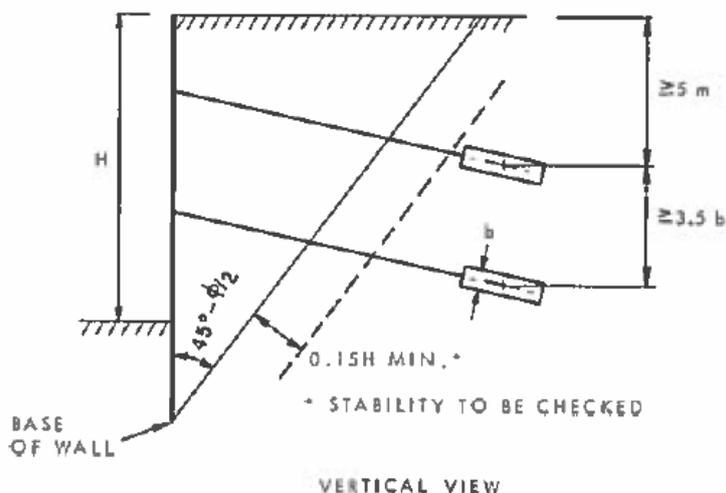


Figura 67 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)

Tutti i tiranti rispettano i suddetti requisiti e sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

9.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 200.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

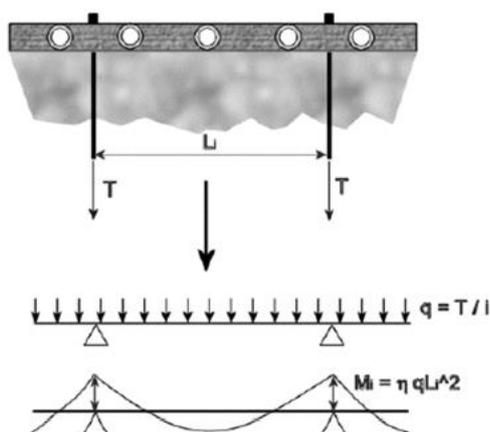


Figura 68 - Schema statico travi di ripartizione

9.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 149.7 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 149.7 \times 2.4^2/8 = 107.8 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 148.7 \times 2.4/2 = 179.7 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{107.8}{2 \cdot 0.000389} = 138560 \text{ kN/m}^2 = 139 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{179.7 \cdot 10^3}{2 \cdot 5383} = 16.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta.

9.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 153.4 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 153.4 \times 2.4^2/8 = 110.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 153.4 \times 2.4/2 = 184.1 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA200, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 389 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 240 \text{ kNm} > 110.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 5383 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1918 \text{ kN} > 184.1 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

10. BERLINESE SCAVO PLINTO UP7

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria per gli scavi della pila UP7, con altezza massima di scavo pari a 5.70m.

10.1 Geometria e fasi di calcolo

A fronte di una quota di fondo scavo posta a 659.30 m s.l.m., la testa della berlinese è generalmente a quota 665.0m s.l.m., tranne nel ramo di estremità che si abbassa progressivamente a raccordarsi col terreno.

L'analisi è stata condotta, in via cautelativa, considerando il carico variabile di 20 KN/m² agente a tergo della paratia, per un'estensione pari a 10m; tale carico rappresenta il transito dei mezzi sulla pista di cantiere.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di micropali affiancati (L=12.0 m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a quota -2.3m dal p.c.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di -2.3m dal p.c., vale a dire 0.5 m sotto la quota dei tiranti nella sezione considerata, per consentire la realizzazione degli stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro del primo ordine di tiranti a quota 663.20 m s.l.m..

Installazione dei tiranti alla quota di 663.20, a -1.8m dal p.c., modellati mediante un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 220 kN.

Step 4 – Raggiungimento della quota di fondo scavo a -5.7m dal p.c.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro armatura:	φ 168.3 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	10 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	12 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti :	3 trefoli
Interasse	2.40m

10.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti, di sollecitazione di taglio e momento con riferimento alle fasi peculiari, nelle combinazioni A1+M1 (verifica allo stato limite

ultimo degli elementi strutturali STR), A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio).

10.2.1 Combinazione A1+M1: Step 1

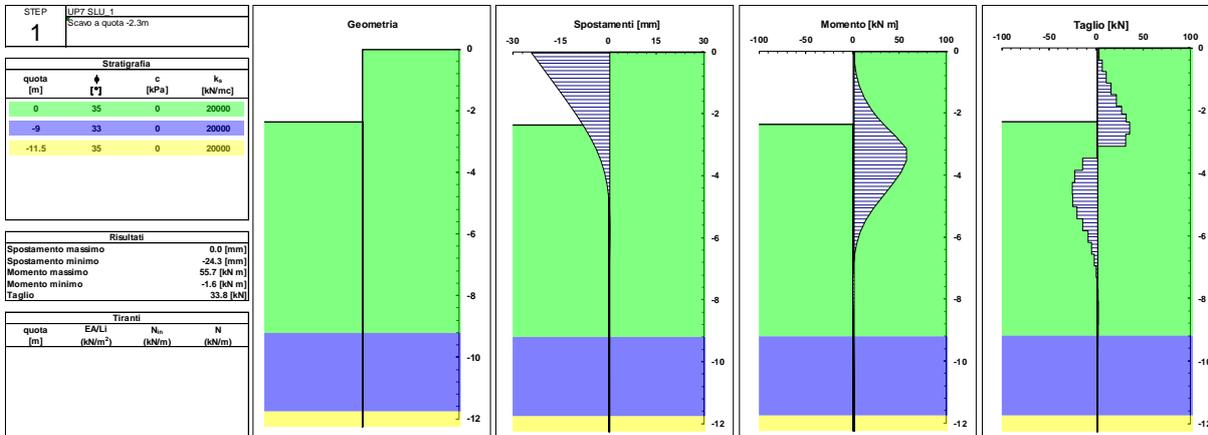


Figura 69: Berlinese pila UP7 – SLU A1+M1: Step 1

10.2.2 Combinazione A2+M2: Step 1

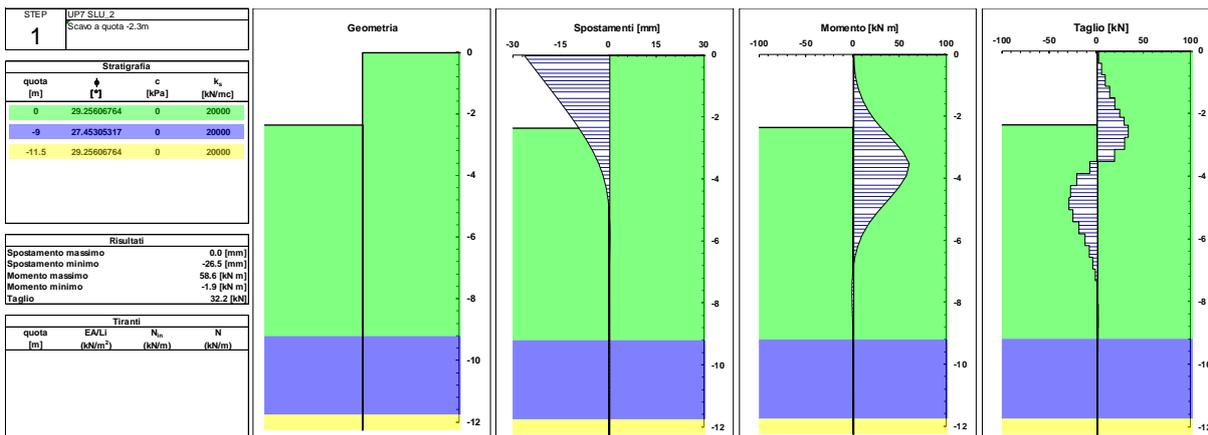


Figura 70 Berlinese pila UP7 – SLU A2+M2: Step 1

10.2.3 Combinazione SLE RARA: Step 1

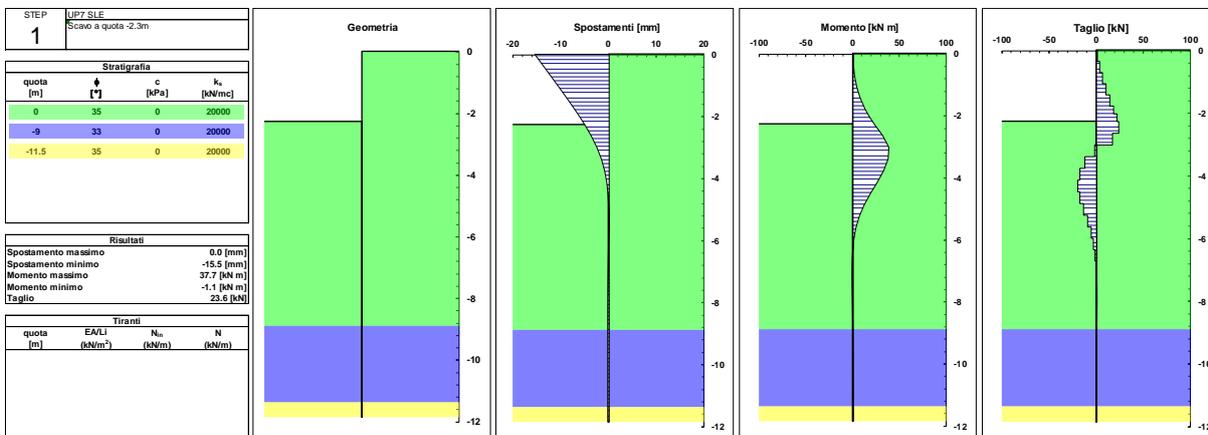


Figura 71 Berlinese pila UP7 – SLE: Step 1

10.2.4 Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo

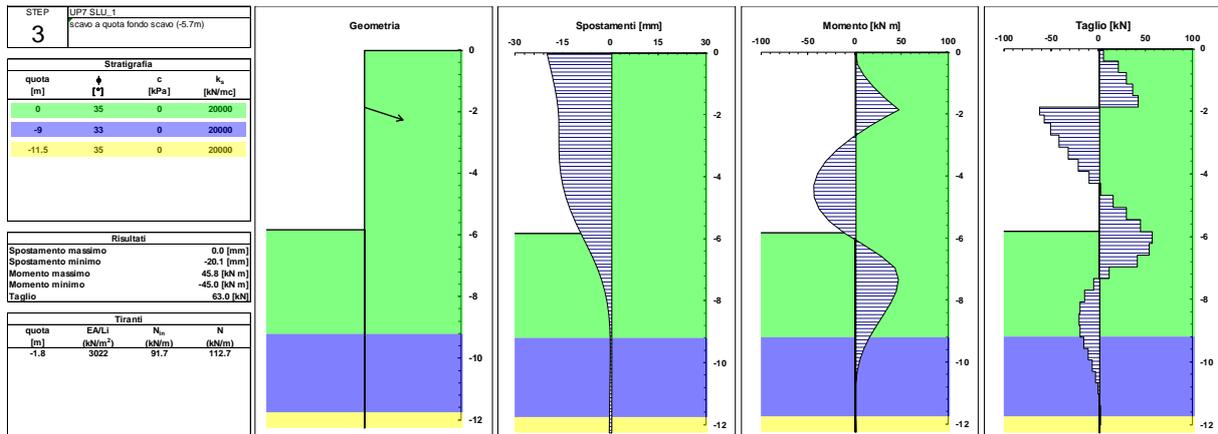


Figura 72: Berlinese pila UP7 – SLU A1+M1: fase di fondo scavo

10.2.5 Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo

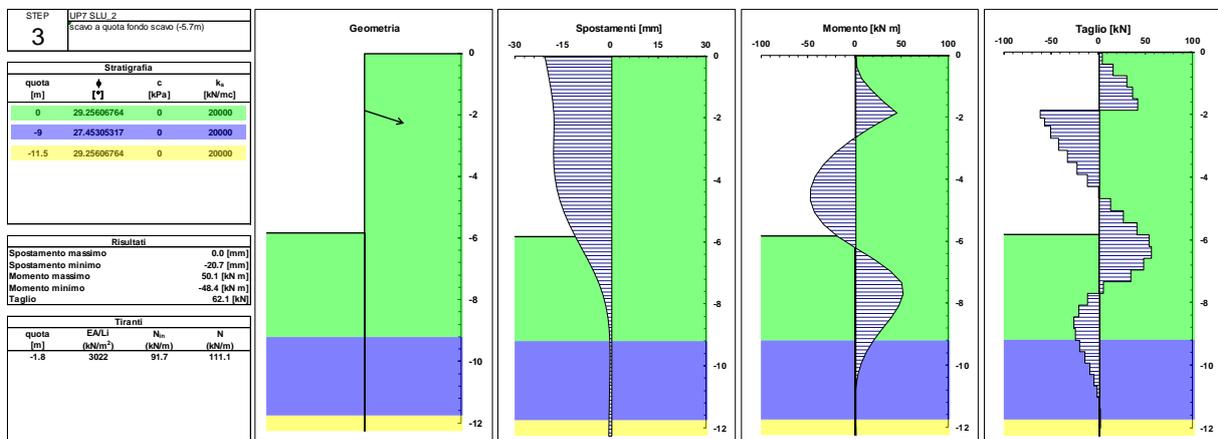


Figura 73 Berlinese pila UP7 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo

10.2.6 Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo

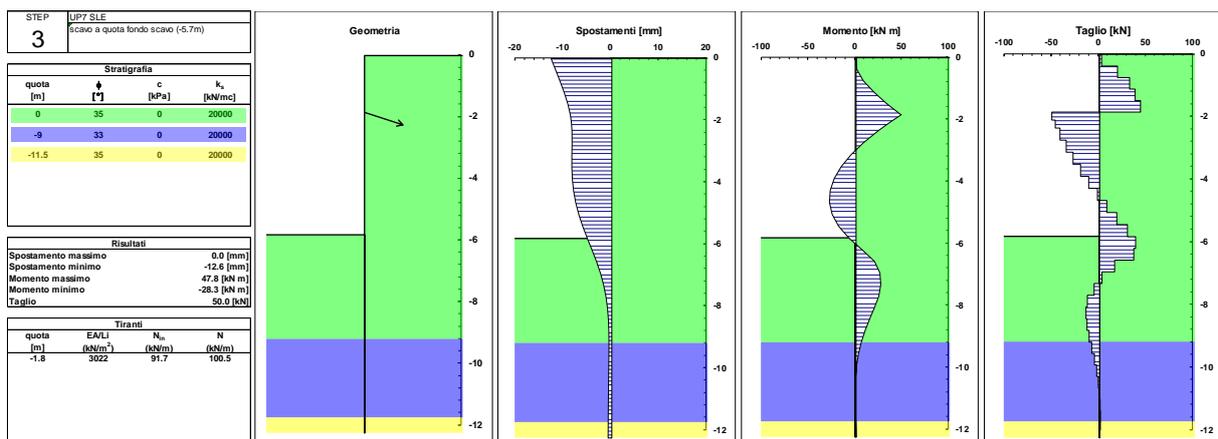


Figura 74: Berlinese pila UP7 – SLE: fase di fondo scavo

10.2.7 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3
1	-1.80			91.67	100.47

Figura 75 – Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3
1	-1.80			91.67	112.73

Figura 76 - Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3
1	-1.80			91.67	111.13

Figura 77 - Berlinese pila UP7 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2)

10.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi calcolati in condizione SLE (1.6 cm Step 1) sono compatibili con gli spazi necessari per la realizzazione delle opere di fondazione previste.

Si osserva inoltre che il piede della paratia presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato immorsamento della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero.

10.4 Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2)

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 31%.

	Step0	Step1	Step2	Step3
spinta passiva disponibile [kN/m]	5899	3824	3824	1584
spinta a valle mobilitata [kN/m]	745	683	669	487
rapporto disponibile/mobilitata	7.92	5.60	5.72	3.25

Figura 78 – Berlinese pila UP7 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili

10.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel Capitolo 3.

10.5.1 Micropali

10.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 48 \times 0.40 = 19.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 50 \times 0.40 = 20 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 168.3$, spessore 10mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{19.2}{0.0001859} = 103305 \text{ KN/m}^2 = 103.3 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{20000}{4973} = 5.36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 103.7 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

10.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 56 \times 0.40 = 22.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 63 \times 0.40 = 25.2 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{185.9 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 57.4 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 57.4 > 22.4 = M_{Ed}$$

La verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 4973 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1182 \text{ kN}$$

Risulta:

$$V_{Rd} = 1182 > 25.2 = V_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

10.5.2 Tiranti d'ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 27.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	663.20	15°/20°	2.40	3	7.00	9.00	16.00	220

Tabella 27 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{tot} = L_{lib} + L_{fond}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:	$D = 15.2 \text{ mm}$
sezione nominale:	$A_s = 139 \text{ mm}^2$
carico allo snervamento ($\epsilon = 1\%$)	$P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$
carico di rottura a trazione	$P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$
modulo di elasticità	$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 3 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

10.5.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 774 = 464.4 \text{ kN}$$

Nel caso specifico, si prevede un pretiro di 220 kN, che soddisfa il requisito indicato.

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre sotto il limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 774 = 503 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 28 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40 \text{ m}$) e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	240.0	503	OK

Tabella 28 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

10.5.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale: resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica: scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate in Tabella 23, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A2+M2:

	A1+M1		A2+M2	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	112.7	270.5	111.1	266.4

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

Resistenza interna (strutturale) ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{d,i} = R_{ik,i}/\gamma_R = 774/1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza esterna (resistenza allo sfilamento):

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2, considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 1.10 \text{ (tiranti provvisori)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

$$\alpha = 1.20$$

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

$$L_{fon} = 9 \text{ m}$$

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 29). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 79), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 30) e ad un numero NSPT pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 29 - Valori del coefficiente α

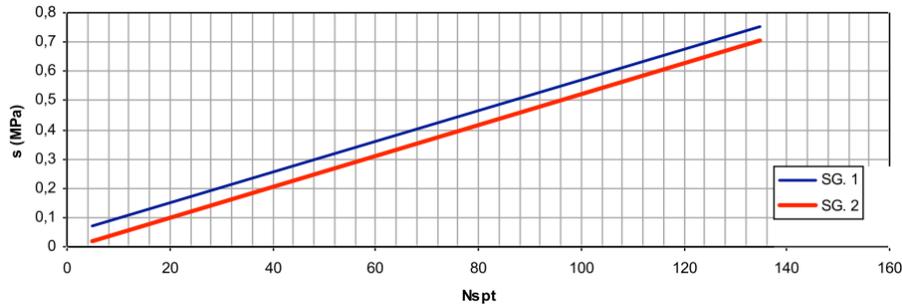


Figura 79 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Tabella 30 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per l'ordine di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.15 \times 1.20 \times 150 \times 9 = 763 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 763 / (1.10 \times 1.80) = 385 \text{ kN}$$

Risulta per ciascun ordine di tiranti $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

10.5.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti L_{lib} .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 H$ (con H = altezza dello scavo di sbancamento).

La Figura 80 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

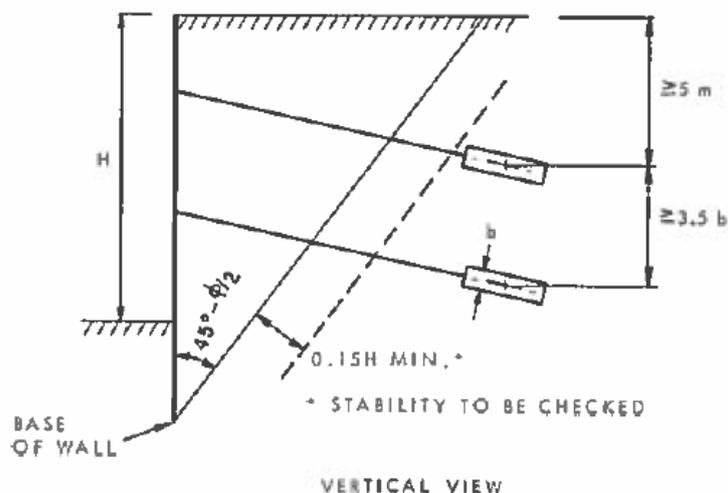


Figura 80 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)

Tutti i tiranti rispettano i suddetti requisiti e sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

10.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 160.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

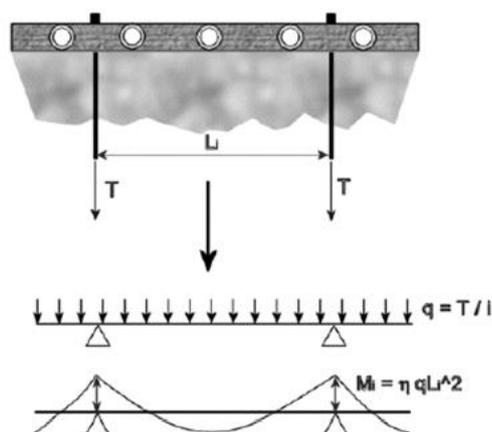


Figura 81 - Schema statico travi di ripartizione

10.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 100.5 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 100.5 \times 2.4^2/8 = 72.4 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 100.5 \times 2.4/2 = 120.6 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{72.4}{2 \cdot 0.000220} = 164545 \text{ kN/m}^2 = 165 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{120.6 \cdot 10^3}{2 \cdot 3877} = 15.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta.

10.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 112.7 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 112.7 \times 2.4^2/8 = 81.1 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 112.7 \times 2.4/2 = 135.2 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA160, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 135 \text{ kNm} > 81.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 3877 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1382 \text{ kN} > 135.2 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

11. BERLINESE SCAVO PLINTO IP1

Si riporta il calcolo della paratia necessaria per gli scavi della pila IP1, con altezza massima di scavo pari a 3.65 m.

11.1 Geometria e fasi di calcolo

La paratia è costituita da un unico allineamento di micropali con quota di testa (estradosso cordolo di sommità) 675.10 m s.l.m., a fronte di una quota di fondo scavo a 671.45 m s.l.m., per un'altezza di scavo pari a 3.6 m; non sono previsti tiranti.

La paratia taglia parte del muro in terra rinforzata alla base dell'area di deponia, per consentire la realizzazione del plinto della pila IP1 immediatamente a valle della deponia stessa.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive. Trattandosi di un'opera provvisoria, l'analisi è stata condotta nelle sole condizioni statiche. Si sono considerate le condizioni di stato limite di esercizio (SLE, combinazione rara), stato limite ultimo STR (SLU A1+M1) e stato limite ultimo GEO (SLU A2+M2).

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{\text{testa}} = 675.10$ m s.l.m., $L=10$ m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 671.45 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di fondo scavo, in un'unica fase.

- Geometria della paratia:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro armatura:	ϕ 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	12.5 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	10 m
Classe cls:	C28/35

11.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti e di sollecitazione di taglio e momento con riferimento alla fasi peculiari, nelle combinazioni A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio).

11.2.1 Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo

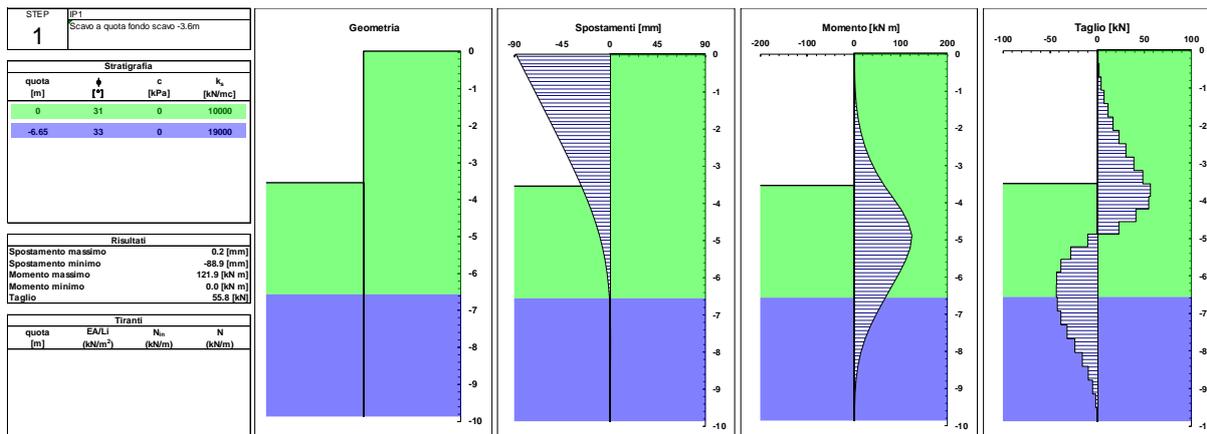


Figura 82: Berlinese scavo IP1 – SLU A1+M1: fase di fondo scavo

11.2.2 Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo

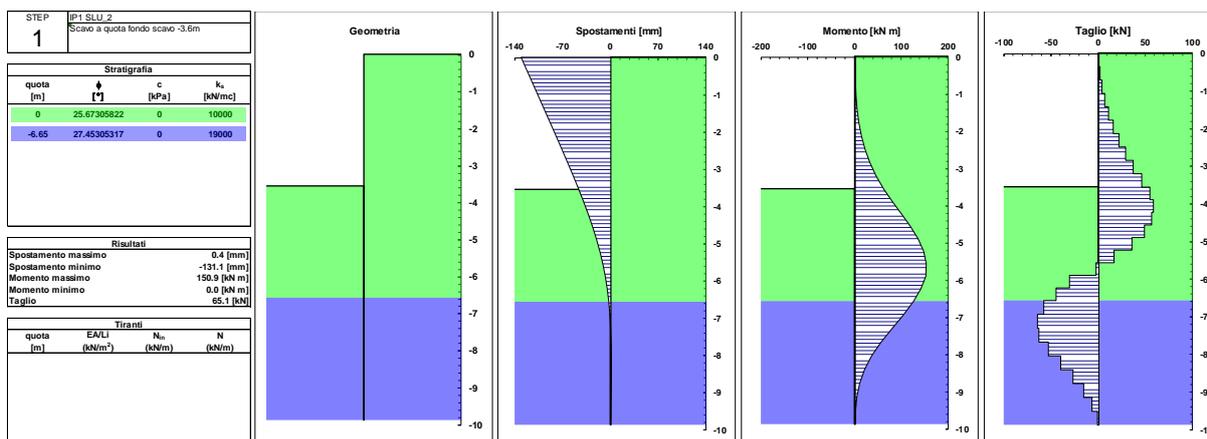


Figura 83 Berlinese scavo IP1 – SLU A2+M2: fase di fondo scavo

11.2.3 Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo

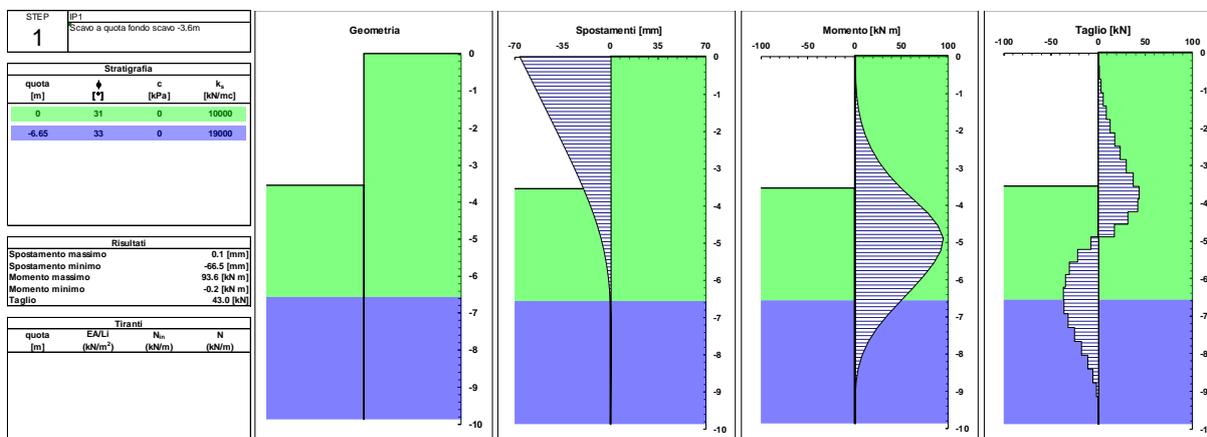


Figura 84: Berlinese scavo IP1 – SLE: fase di fondo scavo**11.3 Verifica SLE: spostamenti attesi**

Gli spostamenti massimi calcolati in condizione SLE sono dell'ordine di 6.7 cm (cfr. Figura 84) e risultano compatibili con gli spazi necessari per la realizzazione delle opere di fondazione previste.

Si osserva inoltre che il piede della paratia (ultimi 3 m) presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato (>20% del tratto soprastante) immorsamento della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero.

11.4 Verifica di stabilità al piede della paratia (combinazione A2+M2+R1)

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è modesta e in particolare dell'ordine del 32%.

	Step0	Step1
spinta passiva disponibile [kN/m]	3102	1308
spinta a valle mobilitata [kN/m]	452	413
rapporto disponibile/mobilitata	6.86	3.17

Figura 85: Berlinese scavo IP1 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili**11.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali**

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto.

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel Capitolo 3.

11.5.1 Micropali

11.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (cfr. Figura 84):

$$M_{\max} = 94 \times 0.40 = 37.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 43 \times 0.40 = 17.2 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 177.8$, spessore 12.5mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{37.6}{0.000303} = 124'103 \text{ KN/m}^2 = 124.1 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{17200}{7116} = 3.22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 124.23 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

11.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi Figura 82):

$$M_{Ed} = 122 \times 0.40 = 48.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = 56 \times 0.40 = 22.4 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{302 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 93.5 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 93.5 > 48.8 = M_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 7116 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1691 \text{ kN}$$

Risulta:

$$V_{Rd} = 1691 > 17.2 = V_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

12. BERLINESE SCAVO PLINTO UP9 DI MONTE

Gli scavi di fondazione della pila UP9 incidono il versante orografico sinistro del torrente Clarea immediatamente a monte della strada prevista per l'accesso dei mezzi delle forze dell'ordine (uno dei cui rami termina proprio in corrispondenza del piazzale di lavoro per la realizzazione della pila UP9 e delle sue fondazioni) e a valle di una pista prevista sotto le spalle del viadotto Clarea esistente.

Per gli scavi di fondazione della pila in oggetto, è previsto un sistema di due berlinesi in cascata; gli scavi infatti incidono un pendio piuttosto acclive, che comporterebbe sollecitazioni difficilmente gestibili sugli elementi strutturali di una paratia singola, oltre che deformazioni rilevanti, come evidenziato da analisi preliminari di tale configurazione, poi scartata.

Il posizionamento e il tracciato della paratia di monte sono stati definiti in modo da restare lontani a sufficienza dalla paratia di valle per evitare interferenze dei micropali coi tiranti di quest'ultima (che è stato comunque necessario inclinare in modo accentuato, per tale motivo) e da consentire d'altra parte la realizzazione di una pista interposta fra gli scavi e le soprastanti spalle del viadotto Clarea esistente.

La berlinese in progetto circonda su due lati il futuro plinto di fondazione, lasciando aperto il lato prospiciente la pila P6 del viadotto Clarea esistente, in corrispondenza della quale si ha un "piazzale" realizzato mediante la posa di una scogliera, durante la costruzione del viadotto stesso, e da cui si avrà dunque accesso allo scavo di fondazione per la pila UP9. L'accesso al piazzale sarà a propria volta garantito dalla pista che funge anche da strada di sorveglianza per le forze dell'ordine.

A un'estremità della berlinese in progetto è previsto un "risvolto" che va a raccordarsi con una berlinese segnalata negli elaborati di progetto del viadotto Clarea per la realizzazione della pila P6. In fase realizzativa si dovrà verificare l'effettiva geometria e condizioni generali di detta berlinese. La sezione di calcolo è prossima allo spigolo della berlinese più vicino alla strada di sorveglianza: ciò costituisce la configurazione più gravosa in quanto corrisponde alla massima pendenza media dello scavo; la sezione scelta non coincide tuttavia esattamente con lo spigolo, che rappresenta una condizione estremamente localizzata che d'altra parte è caratterizzata da una maggiore stabilità intrinseca proprio per gli effetti tridimensionali legati alla presenza delle due pareti che si incontrano ad angolo.

In questo capitolo si affrontano le verifiche della berlinese di monte.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.3.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

12.1 Geometria e step di calcolo

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle) e schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di micropali affiancati ($Q_{testa} = 679.90$ m s.l.m., $L=17.3$ m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 677.80 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del primo ordine di tiranti, propedeutico alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 678.30 m s.l.m.

Ferma restando la quota di fondo scavo, attivazione, alla quota di 678.50 m s.l.m., del primo ordine di tiranti, schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 350 kN.

Step 4 – Scavo a 675.80 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a quota 676 m s.l.m., 0.5 m sotto la quota del secondo ordine di tiranti.

Step 5 – Realizzazione e pretiro del secondo ordine di tiranti (quota 676.30 m s.l.m.)

Attivazione del secondo ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN .

Step 6 – Scavo a 673.80 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del terzo ordine di tiranti.

Step 7 – Realizzazione e pretiro del terzo ordine di tiranti (quota 674.30 m s.l.m.)

Attivazione del terzo ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN .

Step 8 – Scavo a 671.80 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del quarto ordine di tiranti.

Step 9 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 672.30 m s.l.m.

Attivazione del quarto ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN.

Step 10 – Scavo alla quota di fondo scavo 670 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 670 m s.l.m..

Step 11 – Applicazione azione sismica

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

Le caratteristiche della berlinese sono sintetizzate di seguito.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro micropali d'armatura	∅ 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	12.5 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	18 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti :	3 trefoli
Interasse max. tiranti	2.40m

Per i dettagli della configurazione geometrica completa della paratia si rimanda all'elaborato di progetto CA OC 1026.

Si riportano le fasi salienti in forma grafica.

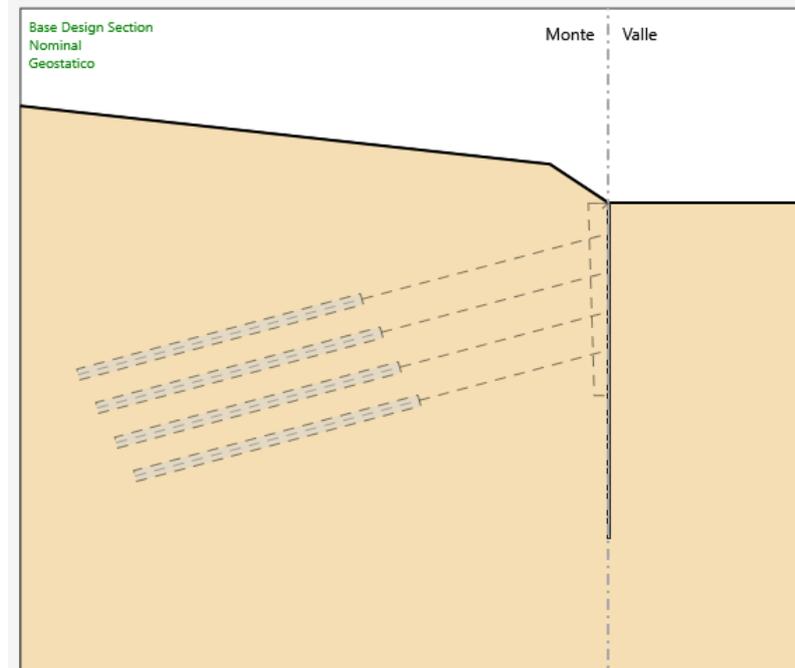


Figura 86 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 1

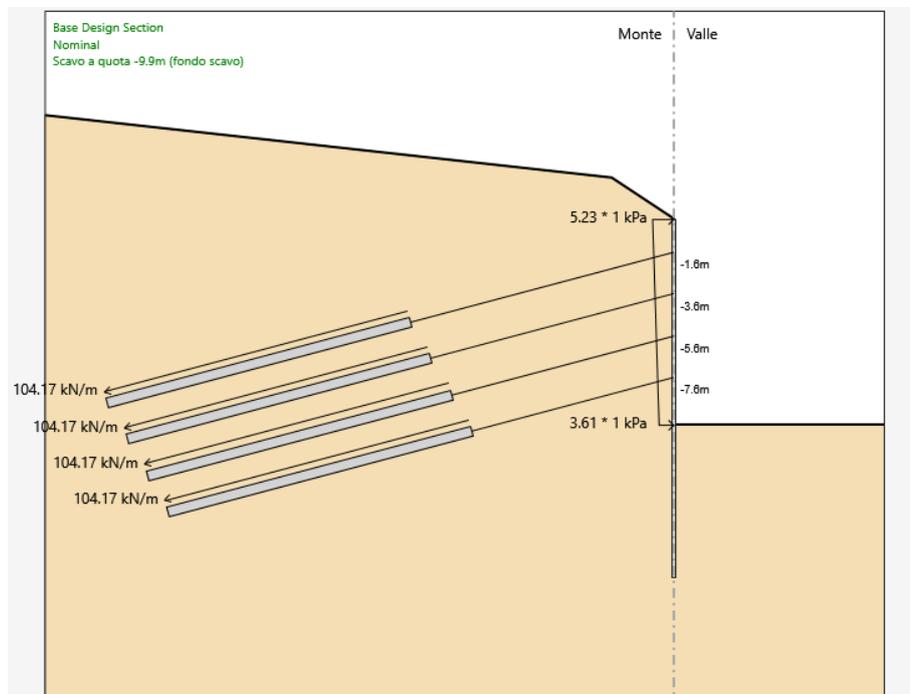


Figura 87 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 10

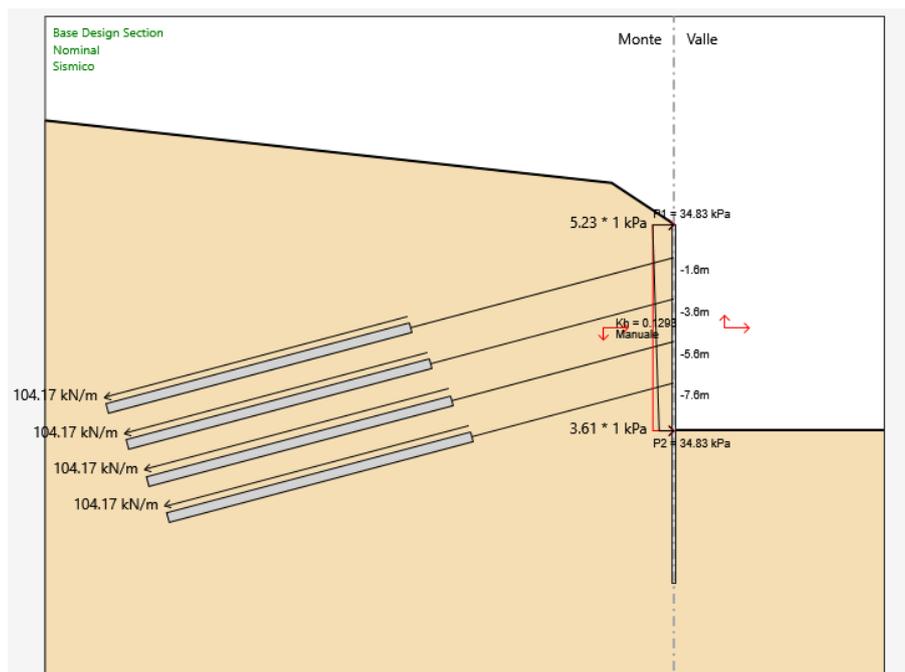


Figura 88 Berlinese scavo pila UP9 Monte - Step 11

12.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi condotte nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di fondo scavo (Step 10).

12.2.1 Combinazione A1+M1

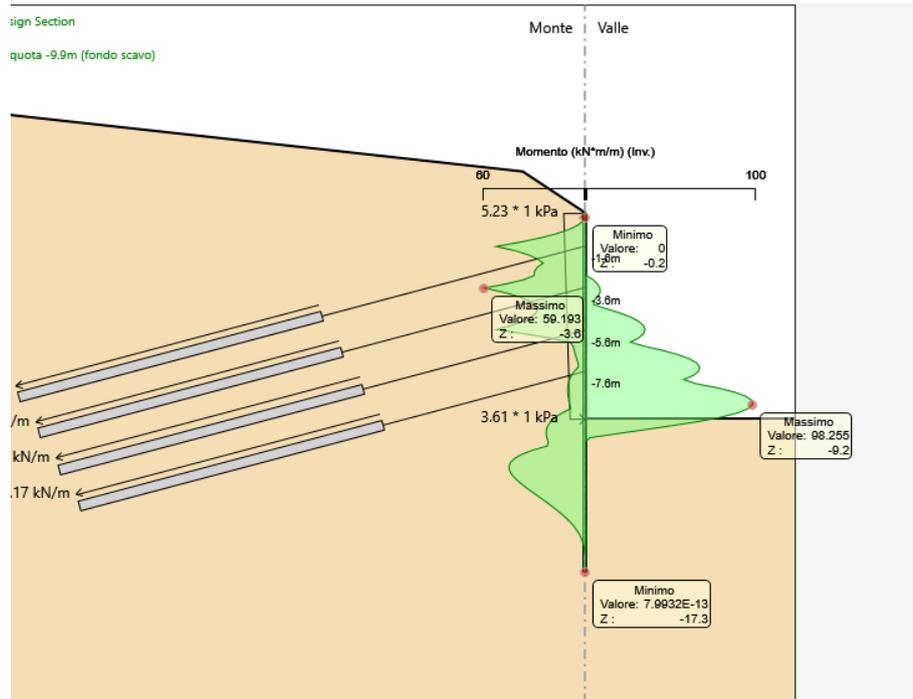


Figura 89: Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A1+M1: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

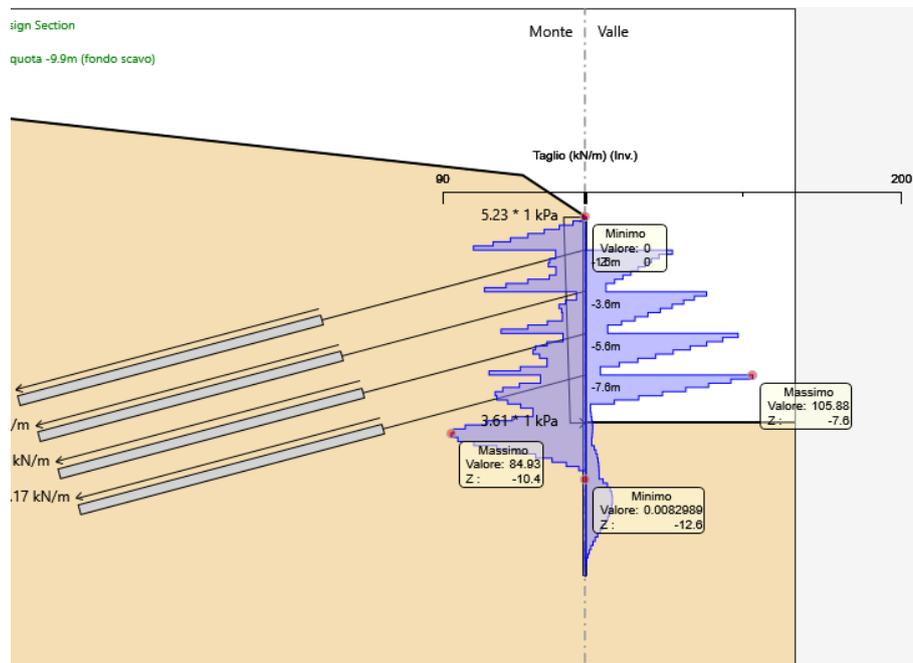


Figura 90: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A1+M1: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

12.2.2 Combinazione A2+M2

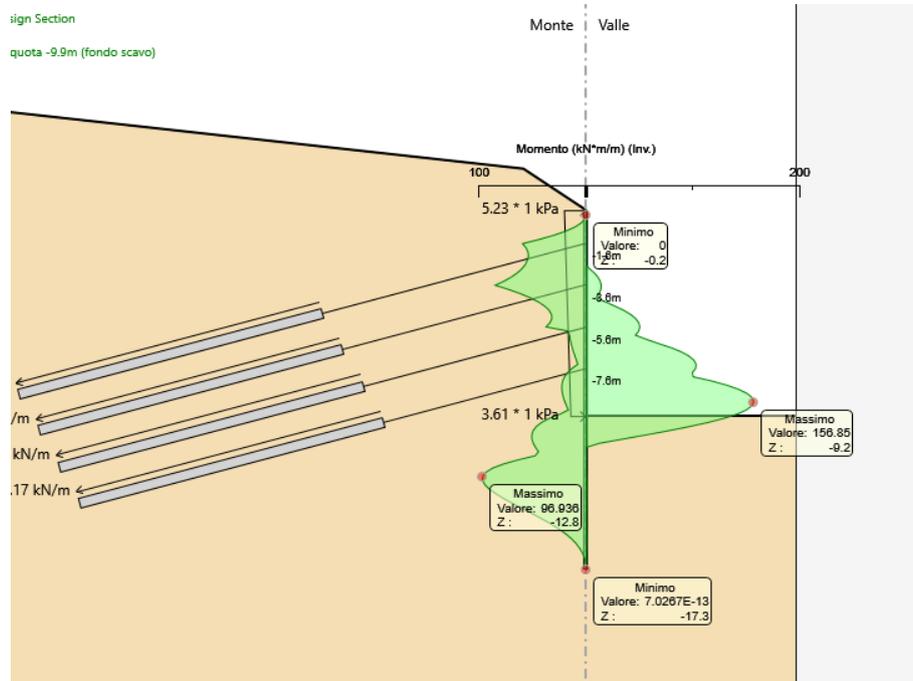


Figura 91 Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A2+M2: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

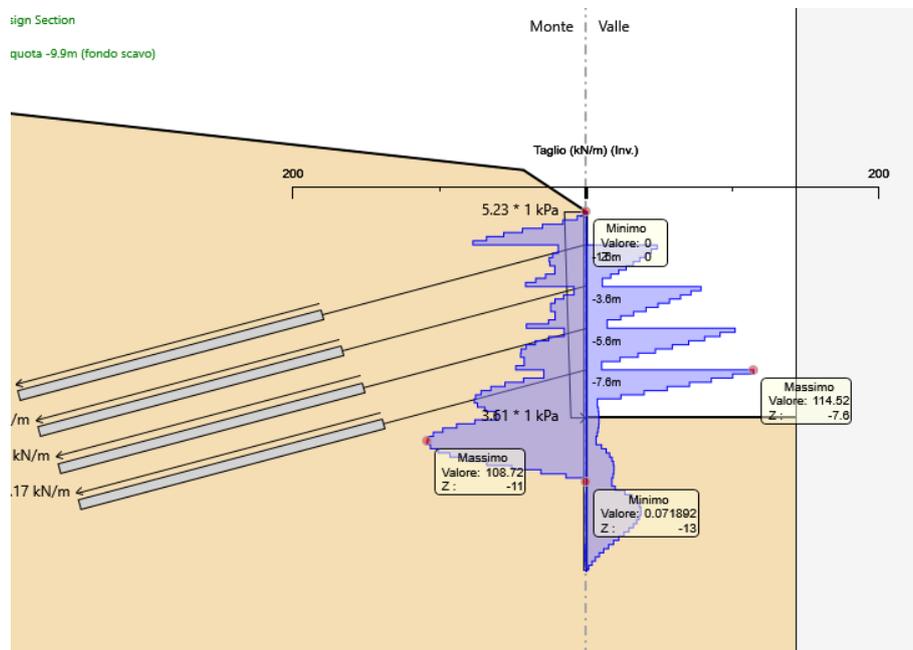


Figura 92: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A2+M2: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m]

12.2.3 Combinazione A1+M1 EQK

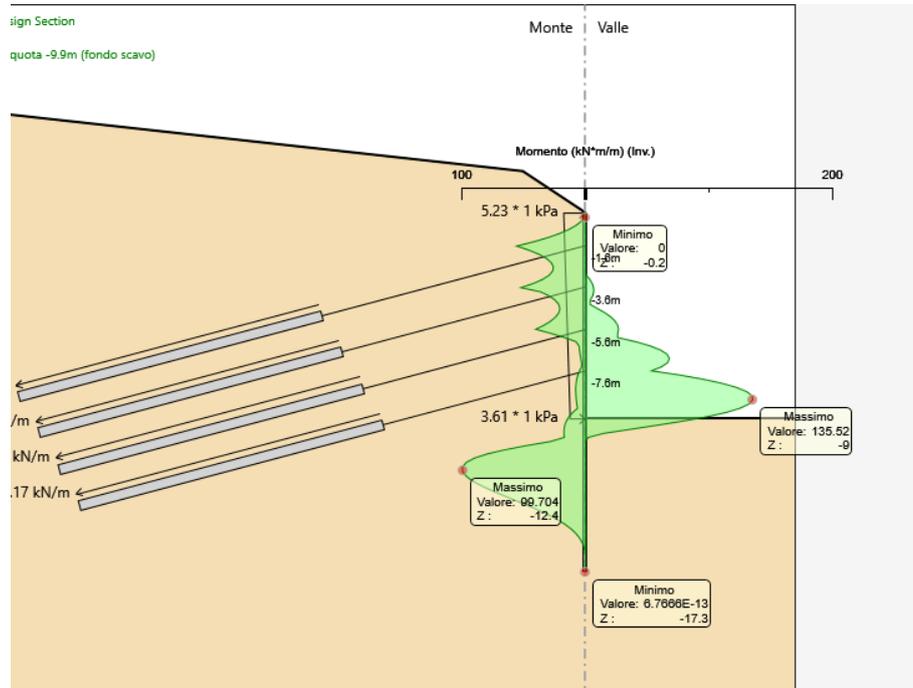


Figura 93: Berlinese scavo UP9 Monte – SLU A1+M1 EQK: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

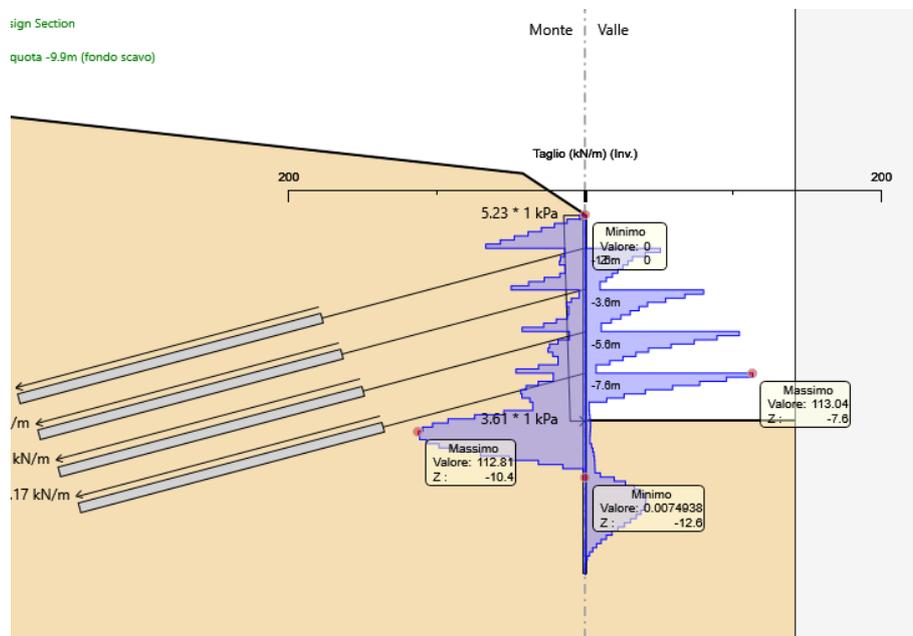


Figura 94: Berlinese scavo UP9 Monte - SLU A1+M1 EQK: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

12.2.4 Combinazione SLE RARA

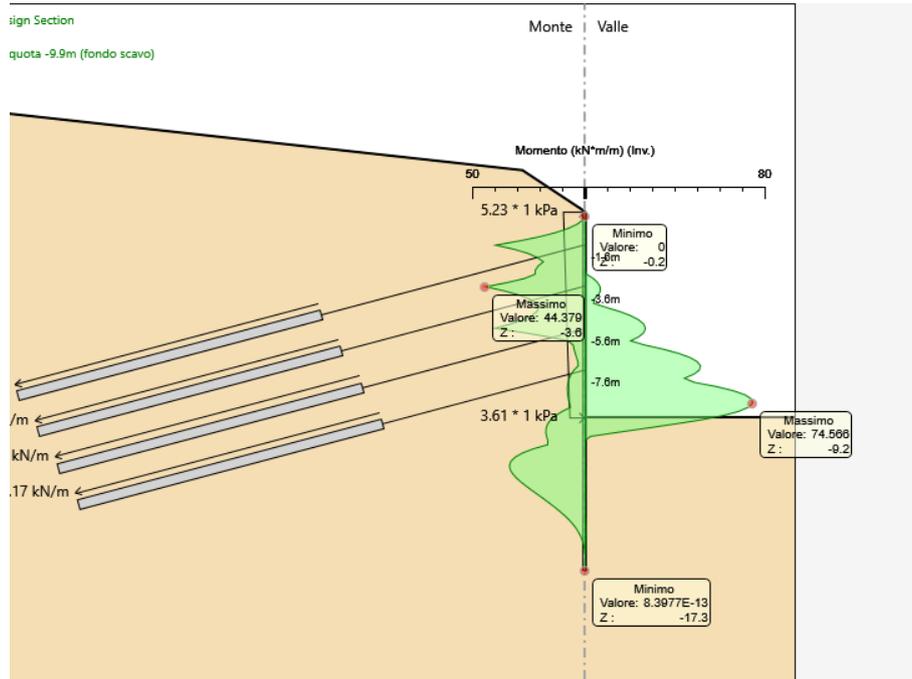


Figura 95: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involucro del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

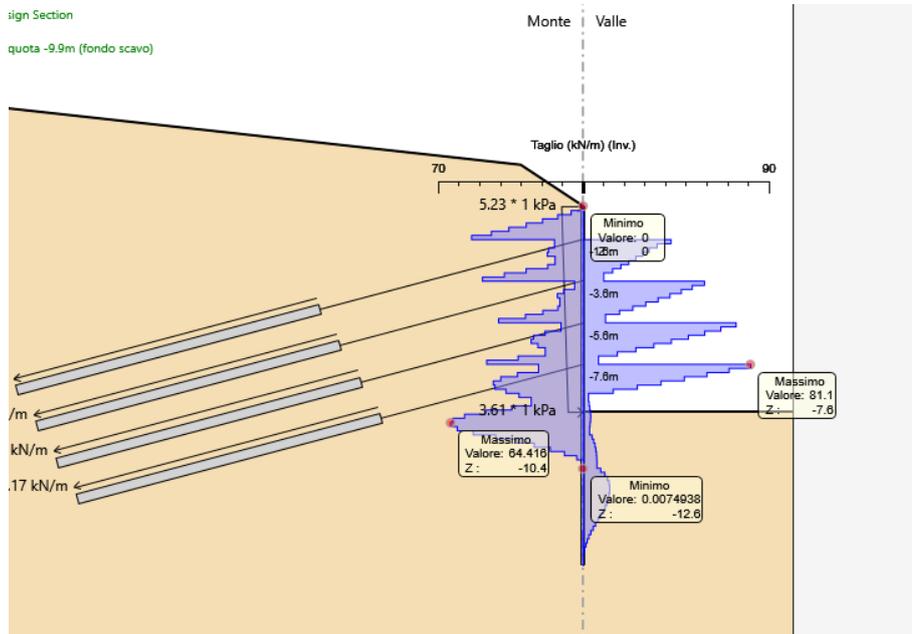


Figura 96: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involucro del taglio lungo i micropali [kN]

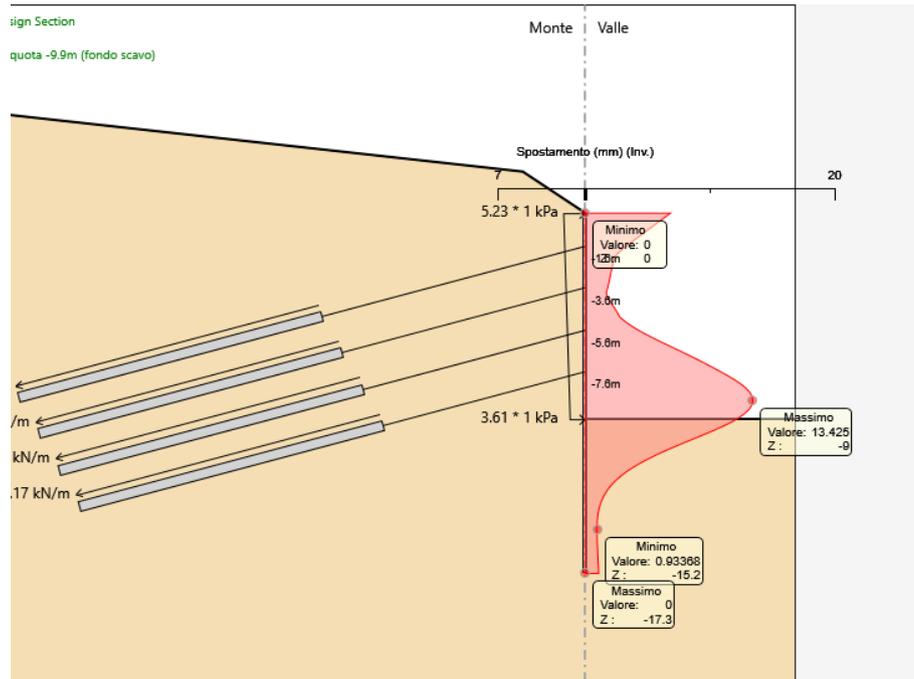


Figura 97: Berlinese scavo UP9 Monte – SLE: involucro degli spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 13.5$ mm

12.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

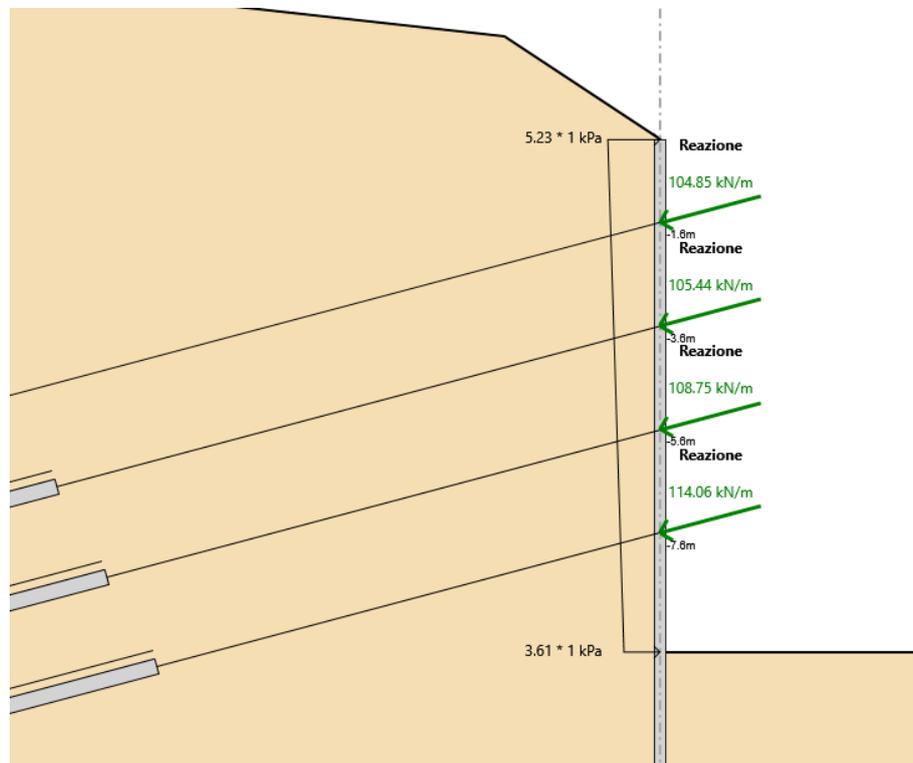


Figura 98 – Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)

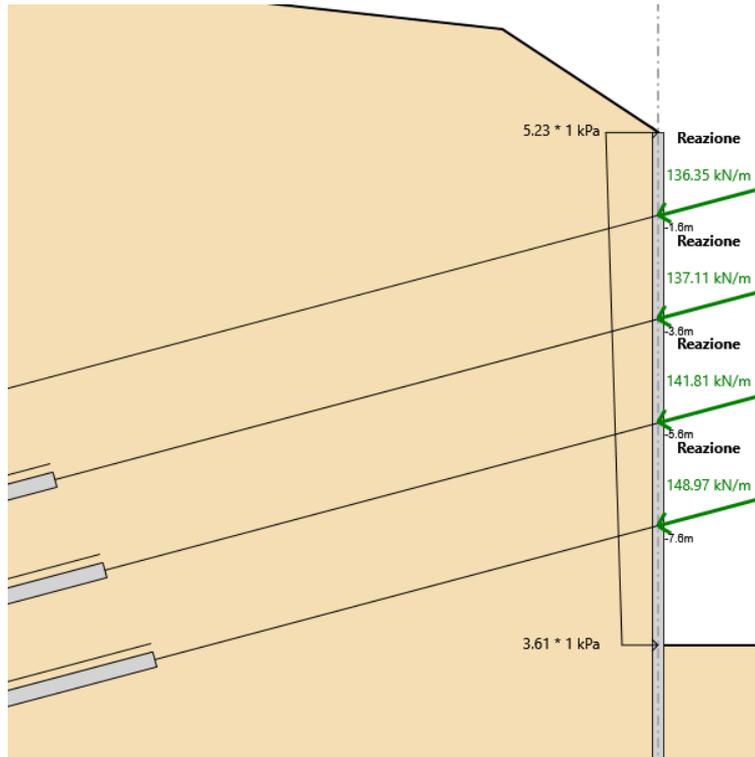


Figura 99 - Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)

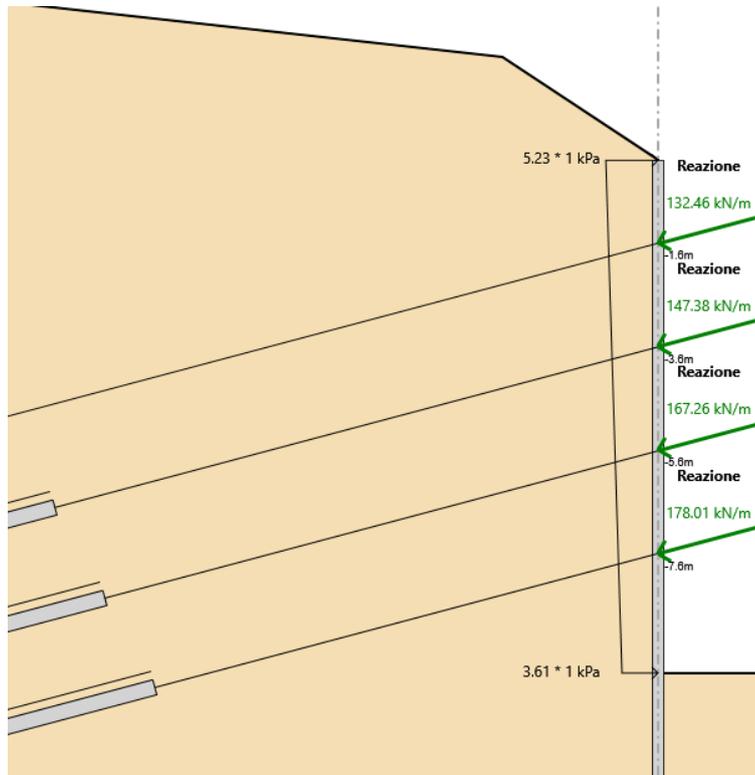


Figura 100 - Berlinese scavo UP9 Monte -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)

12.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi attesi sono molto limitati (dell'ordine di 13.5 mm) e del tutto compatibili con le esigenze realizzative e di funzionalità delle opere.

Si osserva inoltre che il piede della paratia presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato (>20% del tratto soprastante) immersione della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero e con un'inversione dei valori, a seconda della fase di calcolo considerata.

12.4 Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 41% per la combinazione SLU A2+M2 mentre per la combinazione SLU A2+M2 EQK è dell'ordine del 50%.

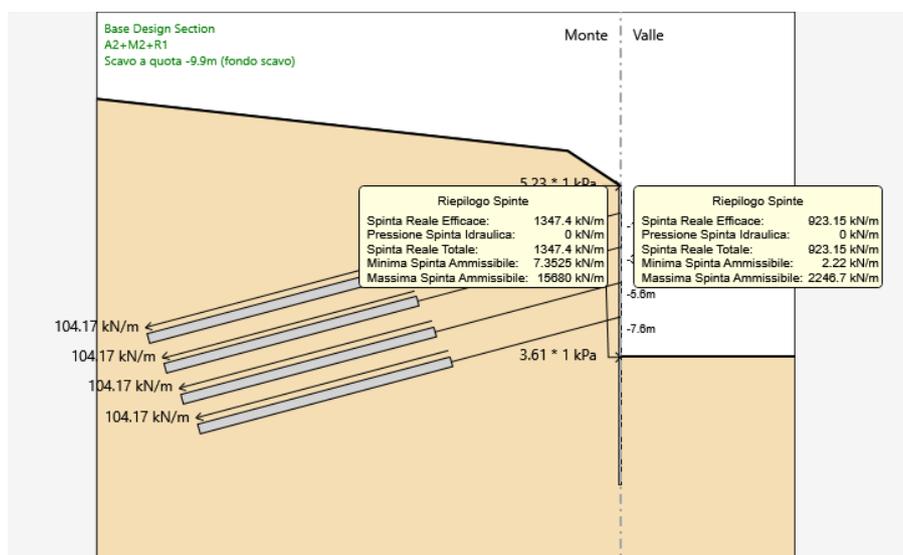


Figura 101 – Berlinese scavo UP9 Monte - Combinazione SLU A2+M2: spinte mobilitate e disponibili – Step 10

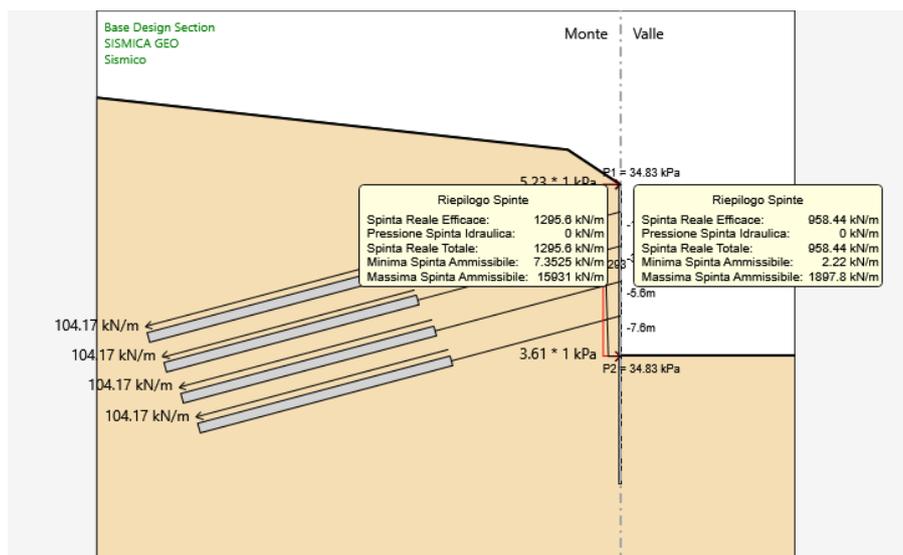


Figura 102 – Berlinese scavo UP9 Monte - Combinazione SLU A2+M2 EQK: spinte mobilizzate e disponibili – Step 11

La verifica è dunque soddisfatta.

12.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

12.5.1 Micropali

12.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 74.6 \times 0.40 = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 81.1 \times 0.40 = 32.4 \text{ kN (assunto in via cautelativa concomitante con il } M_{\max}\text{)}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 177.8$ mm, spessore ridotto 11.3 mm.

Si ha:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{29.8}{0.000231} = 128'921 \text{ kN/m}^2 = 128.9 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{32400}{5910} = 7.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 130 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 240 \text{ MPa}$$

Le verifiche strutturali SLE sono dunque soddisfatte.

12.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo per gli Stati Limite Ultimi è pari a (Figura 93, Figura 94):

$$M_{\text{Ed}} = 135.5 \times 0.40 = 54.2 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 113 \times 0.40 = 45.2 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{\text{Rd}} = \frac{W_{\text{el}} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{231 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 71.5 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{\text{Rd}} = 71.5 \text{ kNm} > 54.2 \text{ kNm} = M_{\text{Ed}}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{\text{Rd}} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 5910 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1404 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{\text{Rd}} = 1404 \text{ kN} > 45.2 \text{ kN} = V_{\text{Ed}},$$

e anche questa verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

12.5.2 Tiranti d'ancoraggio

12.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio.

Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

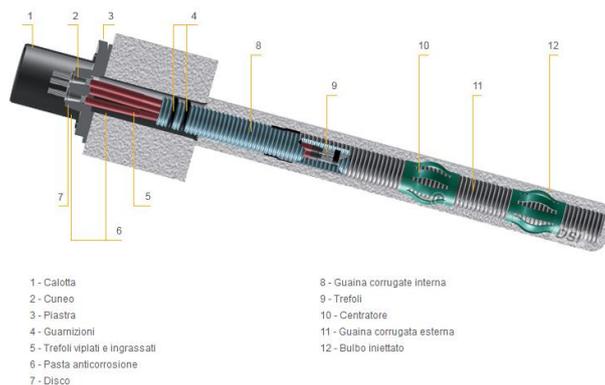


Figura 103 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

12.5.2.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Per la berlinese di monte si prevedono quattro ordini di tiranti da 3 trefoli, di lunghezza variabile, secondo quanto indicato in Tabella 31 – Berlinese di monte: caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio Tabella 31.

Sempre in Tabella 31 – Berlinese di monte: caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio Tabella 31 è riportato il valore di pretiro previsto per ciascun ordine dei tiranti.

Tirante / ordine	α [°]	i [m]	n _{tref} [-]	L _{lib} [m]	L _{fond} [m]	L _{tot} [m]	P ₀ [kN]
1	15°	2.4	3	13.00	15.00	28.00	250
2	15°	2.4	3	12.00	15.00	27.00	250
3	15°	2.4	3	11.00	15.00	26.00	250
4	15°	2.4	3	10.00	15.00	25.00	250

Tabella 31 – Berlinese di monte: caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante (L_{tot} = L_{lib} + L_{fond})

P₀ = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:

D= 15.2 mm

sezione nominale:

A_s= 139 mm²

carico allo snervamento ($\epsilon=1\%$)

P_y= 1'670E3 x 139E-6 =232 kN

carico di rottura a trazione

P_{tk}= 1'860E3 x 139E-6 = 258 kN

modulo di elasticità

E= 200'000 N/mm²

12.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo, il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \cdot 774 = 464 \text{ kN (3 trefoli)}$$

Il pretiro previsto in progetto ($P_0 = 250 \text{ kN}$) rispetta tale condizione.

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere, durante la vita prevista per la struttura, sempre sotto il limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \cdot 774 = 503 \text{ kN (3 trefoli)}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 32, si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40\text{m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
I ordine	252	503	OK
II ordine	253	503	OK
III ordine	261	503	OK
IIII ordine	274	503	OK

Tabella 32 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

12.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1, SLU-A1+M1 EQK e riportati nella tabella sottostante:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine - 3 trefoli	136.4	327	132.5	318
2° ordine - 3 trefoli	137.1	329	147.4	354
3° ordine - 3 trefoli	141.8	340	167.3	401
4° ordine - 3 trefoli	149	358	178	427

Tabella 33: Berlinese UP9 Monte - Inviluppo azioni assiali nei tiranti (SLU A1+M1 ÷ SLU A1+M1 EQK)

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre anzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 3 \cdot P_{tk} = 3 \cdot 258 / = 774 \text{ kN}$$

Resistenza strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 774 / 1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta

$$R_{d,i} = 573 \text{ kN} > 427 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica della sezione metallica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2 della Normativa:

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (fattori parziali R3 per tiranti definitivi)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$D_n = 0.15$ diametro nominale del bulbo di fondazione (3 trefoli)

$\alpha = 1.20$ coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$ tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno (da Bustamante e Doix, per iniezioni IGU (mandata unica in pressione)

$L_{fon} = 15 \text{ m}$ lunghezza del bulbo di fondazione (3 trefoli)

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni in mandata unica I.G.U (vedi Tabella 34). La tensione

tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 104), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 22 Tabella 18) e ad un numero N_{SPT} pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 34 - Valori del coefficiente α

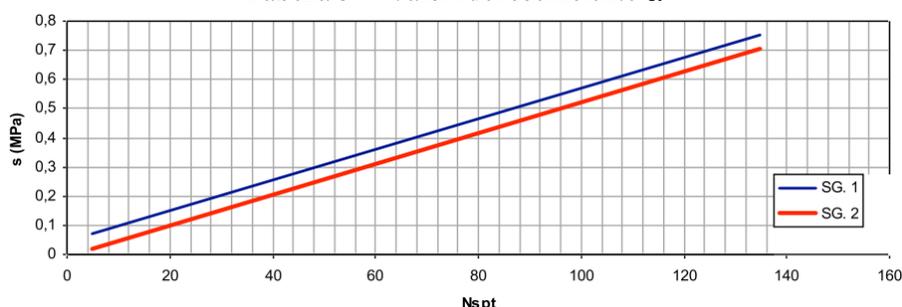


Figura 104 - Indicazioni per la scelta del valore di s per sabbie e ghiaie

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i due ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0,15 \times 1,20 \times 150 \times 15 = 1187 \text{ kN}$$

Dividendo i valori di $R_{ek,i}$ sopra calcolati per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1187 / (1,20 \cdot 1,80) = 549 \text{ kN}$$

Considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3, risulta per ciascun ordine di tiranti: $R_{d,i} = 549 \text{ kN} > 427 \text{ kN} = E_{d,i}$

e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

12.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

I parametri per la determinazione della lunghezza libera degli ancoraggio, sono quelli riportati al paragrafo 7.5.2.5.

Tutti i bulbi di fondazione sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

12.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA160.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave su due appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

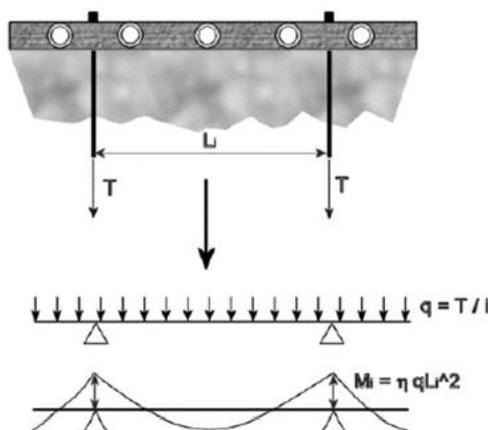


Figura 105 - Schema statico travi di ripartizione

12.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 114.2 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 114.2 \times 2.4^2/8 = 82.2 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 114.2 \times 2.4/2 = 137 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{82.2}{2 \cdot 0.000220} = 186'818 \text{ kN/m}^2 = 187 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{137000}{2 \cdot 3877} = 18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

12.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 178 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 178 \times 2.4^2/8 = 128.2 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 178 \times 2.4/2 = 213.6 \text{ kN (appoggio)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 136 \text{ kNm} > 128.2 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 3877 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1382 \text{ kN} > 213.6 \text{ kN}$$

Risulta in entrambi i casi $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

13. BERLINESE SCAVO PLINTO UP9 DI VALLE

In questo capitolo si affrontano le verifiche della berlinese di valle.

La sezione di calcolo è prossima allo spigolo della berlinese più vicino alla strada di sorveglianza: ciò costituisce la configurazione più gravosa in quanto corrisponde alla massima pendenza media dello scavo; la sezione scelta non coincide tuttavia esattamente con lo spigolo, che rappresenta una condizione estremamente localizzata che d'altra parte è caratterizzata da una maggiore stabilità intrinseca proprio per gli effetti tridimensionali legati alla presenza delle due pareti che si incontrano ad angolo.

La berlinese di valle è costituita da due file di micropali disposte a quinconce, oltre a una terza fila posteriore, inclinata di 25° rispetto alla verticale, in modo da formare un cavalletto per aiutare nel sostegno delle spinte. I micropali sono tutti inghisati in un cordolo sommitale di coronamento.

La berlinese a quinconce è stata modellata con un'unica fila di micropali con valori di inerzia e area equivalenti (Inerzia $I=0.001008\text{m}^4/\text{m}$, Area $A=0.2295\text{ m}^2/\text{m}$, Materiale S355). I micropali a cavalletto sono stati modellati come tiranti quindi sono soggetti a soli sforzi assiali. La presenza della paratia di monte invece è stata modellata con un carico trapezoidale distribuito così da rappresentare una condizione geostatica maggiormente coerente con la situazione reale (non essendo possibile tener conto di entrambe le paratie nello stesso modello).

Successivamente è stata simulata la fase di costruzione del plinto della pila UP9 ed eventuale rinterro (modellati entrambi come rinterro dello stesso materiale scavato nel codice ParatiePlus) per raggiungere la quota 657.80 m s.l.m. con la simultanea disattivazione dell'ordine di tiranti a quota 657.80 m s.l.m. nell'ipotesi che questo a lungo termine non possa essere ispezionato e/o ritesato e quindi garantire il suo funzionamento. Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.3.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

13.1 Geometria e step di calcolo

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle) e schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di micropali affiancati ($Q_{\text{testa}} = 669.50\text{ m s.l.m.}$, $L=20\text{ m}$).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 666.50 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del primo ordine di tiranti, propedeutico alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 667 m s.l.m.

Ferma restando la quota di fondo scavo, attivazione, alla quota di 667 m s.l.m., del primo ordine di tiranti, schematizzati con un elemento elastico inclinato di 25° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 600 kN.

Step 4 – Scavo a 675.80 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a quota 676 m s.l.m., 0.5 m sotto la quota del secondo ordine di tiranti.

Step 5 – Realizzazione e pretiro del secondo ordine di tiranti (quota 664.70 m s.l.m.)

Attivazione del secondo ordine di tiranti, con pretiro pari a 600 kN .

Step 6 – Scavo a 673.80 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del terzo ordine di tiranti.

Step 7 – Realizzazione e pretiro del terzo ordine di tiranti (quota 662.40 m s.l.m.)

Attivazione del terzo ordine di tiranti, con pretiro pari a 600 kN .

Step 8 – Scavo a 671.80 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del quarto ordine di tiranti.

Step 9 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 660.10 m s.l.m.

Attivazione del quarto ordine di tiranti, con pretiro pari a 600 kN.

Step 10 – Scavo a 655.30 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 655.30 m s.l.m..

Step 11 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 657.80 m s.l.m.

Attivazione del quinto ordine di tiranti, con pretiro pari a 600 kN.

Step 12 – Scavo a 655.30 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 655.30 m s.l.m..

Step 13 – Rinterro a 657.80 m s.l.m.

Realizzazione plinto della pila UP9 ed eventuale rinterro fino alla quota 657.80 m s.l.m. e disattivazione del quinto ordine di tiranti precedentemente installati.

Step 14 – Applicazione azione sismica

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

Le caratteristiche della berlinese sono sintetizzate di seguito.

Diametro perforazione micropalo:	250 mm
Diametro micropali d'armatura	Ø 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	10 mm
Interasse:	0.40 m (micropali verticali) / 0.80m (micropali a cavalletto)
Lunghezza massima:	20 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti :	5 trefoli
Interasse max. tiranti	2.00m

Per i dettagli della configurazione geometrica completa delle paratie si rimanda agli elaborati di progetto CA OC 1018.

Si riportano le fasi salienti in forma grafica.

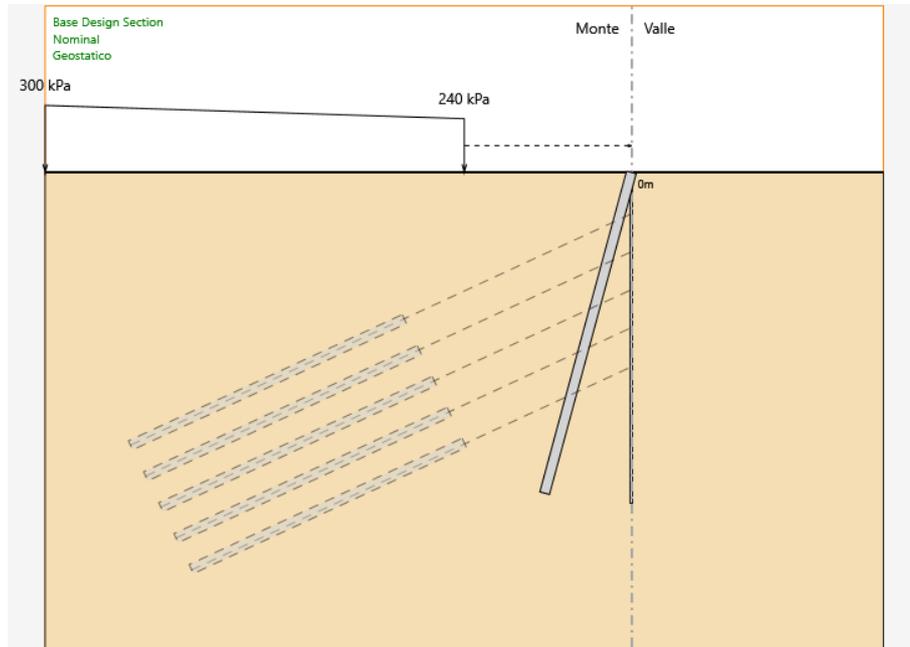


Figura 106 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 1

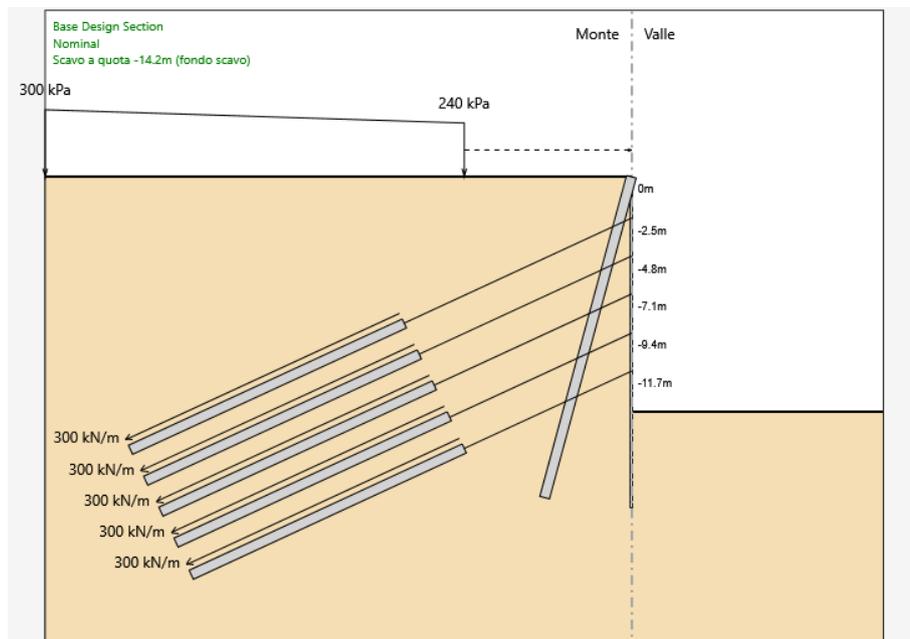


Figura 107 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 12

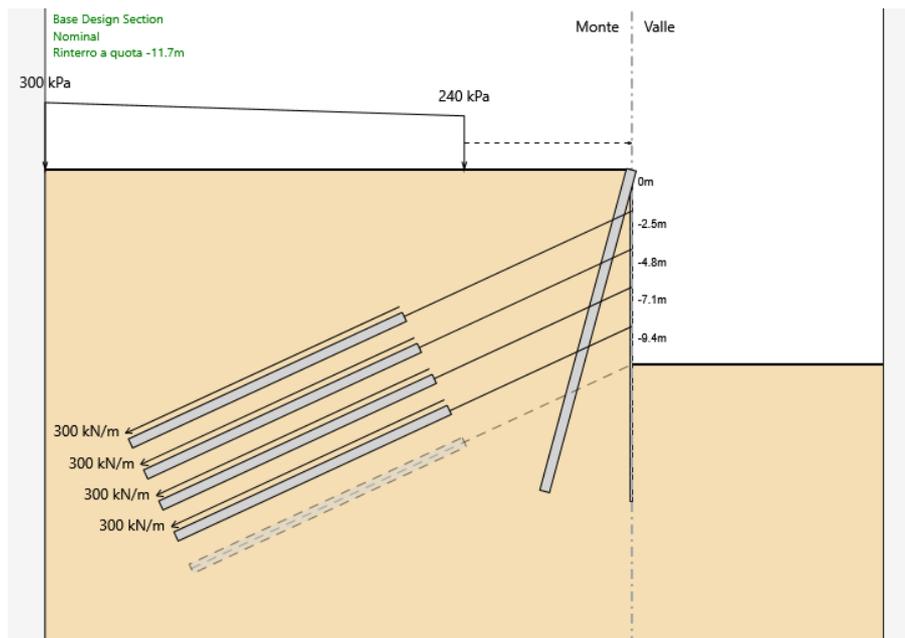


Figura 108 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 13

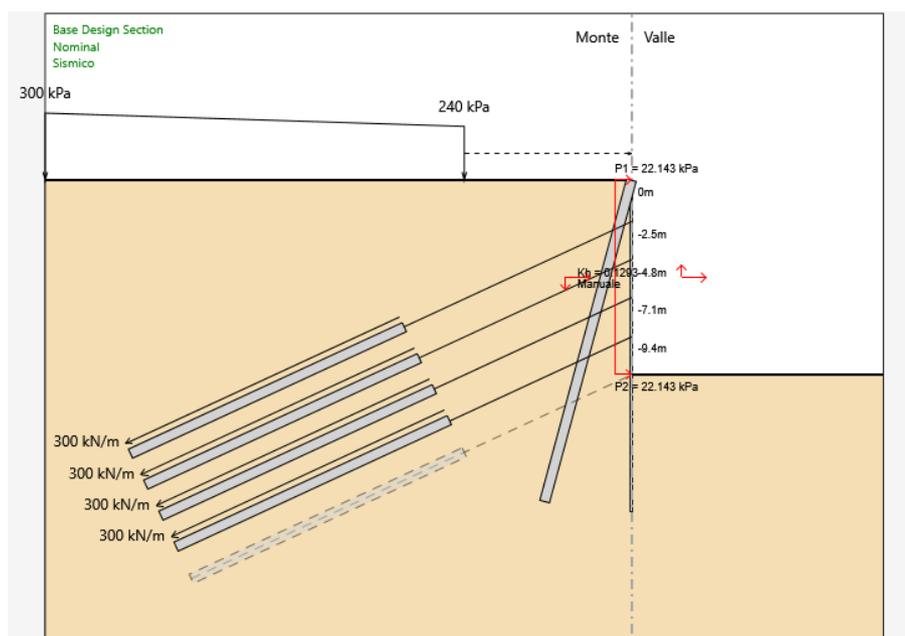


Figura 109 Berlinese scavo pila UP9 Valle - Step 14

13.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi condotte nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 13).

13.2.1 Combinazione A1+M1

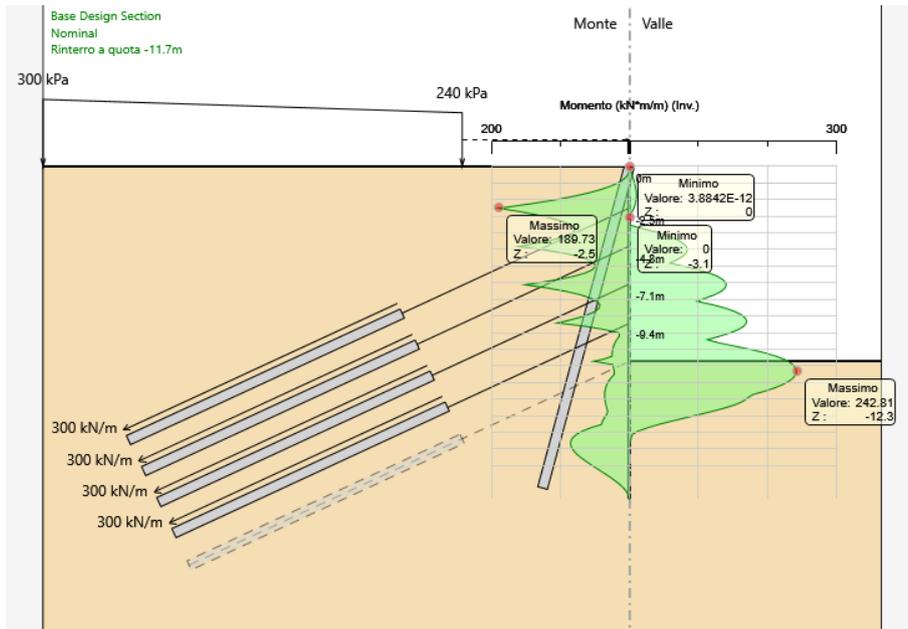


Figura 110: Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A1+M1: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

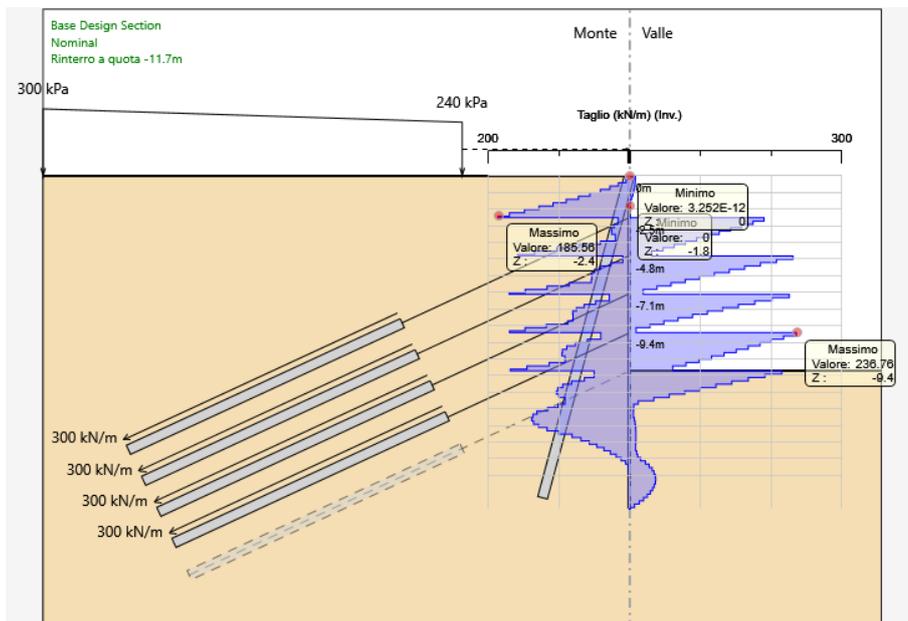


Figura 111: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A1+M1: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

13.2.2 Combinazione A2+M2

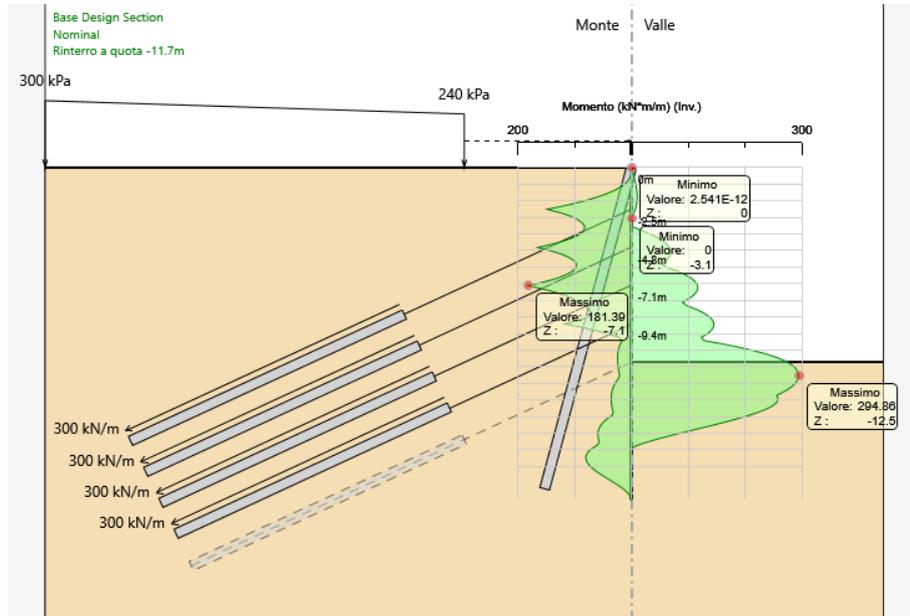


Figura 112 Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A2+M2: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

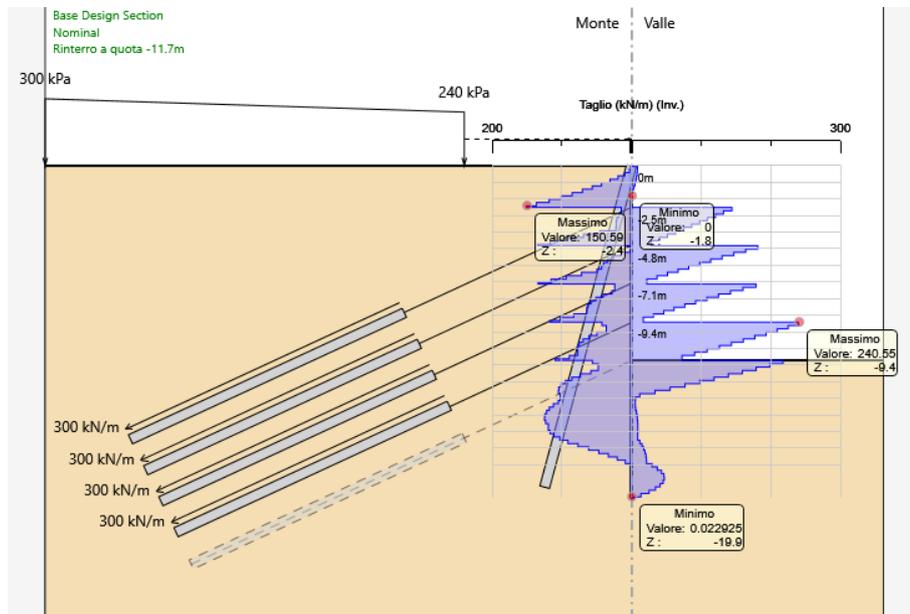


Figura 113: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A2+M2: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

13.2.3 Combinazione A1+M1 EQK

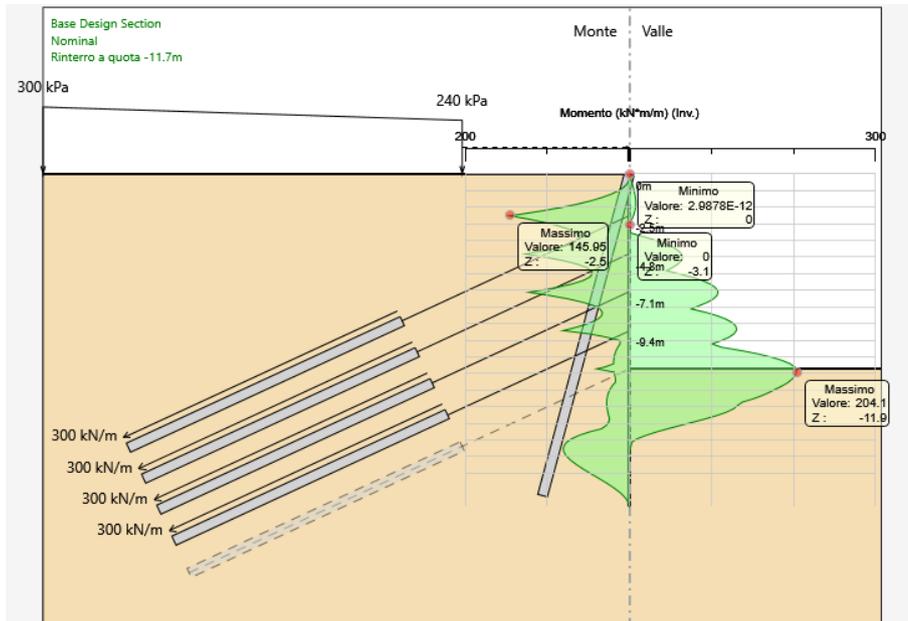


Figura 114: Berlinese scavo UP9 Valle – SLU A1+M1 EQK: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

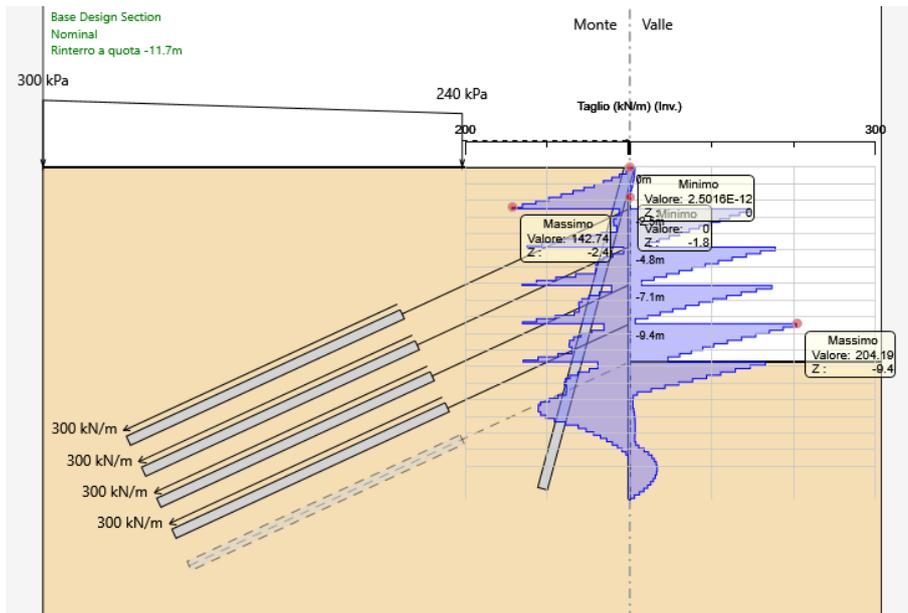


Figura 115: Berlinese scavo UP9 Valle - SLU A1+M1 EQK: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

13.2.4 Combinazione SLE RARA

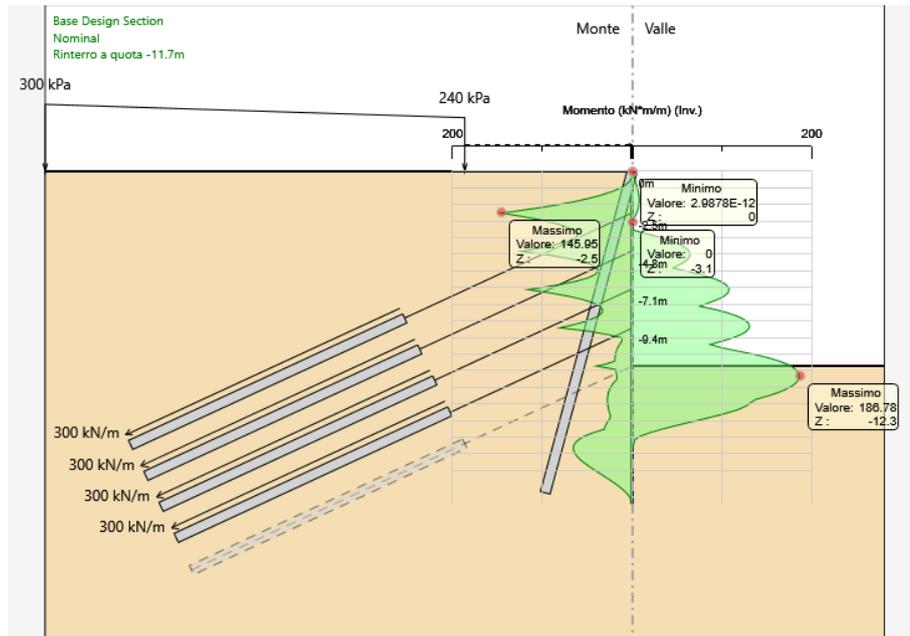


Figura 116: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: involucro del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

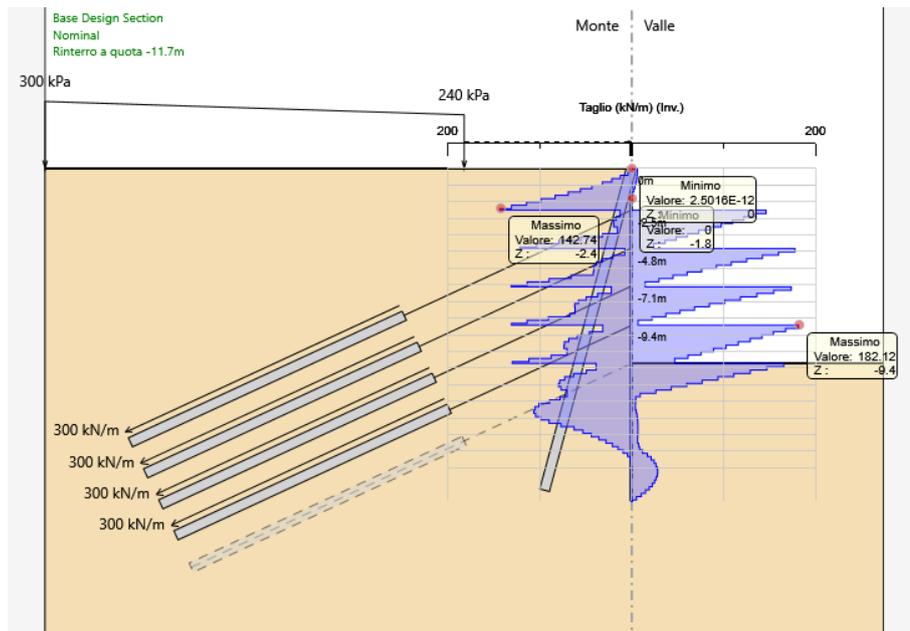


Figura 117: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: involucro del taglio lungo i micropali [kN]

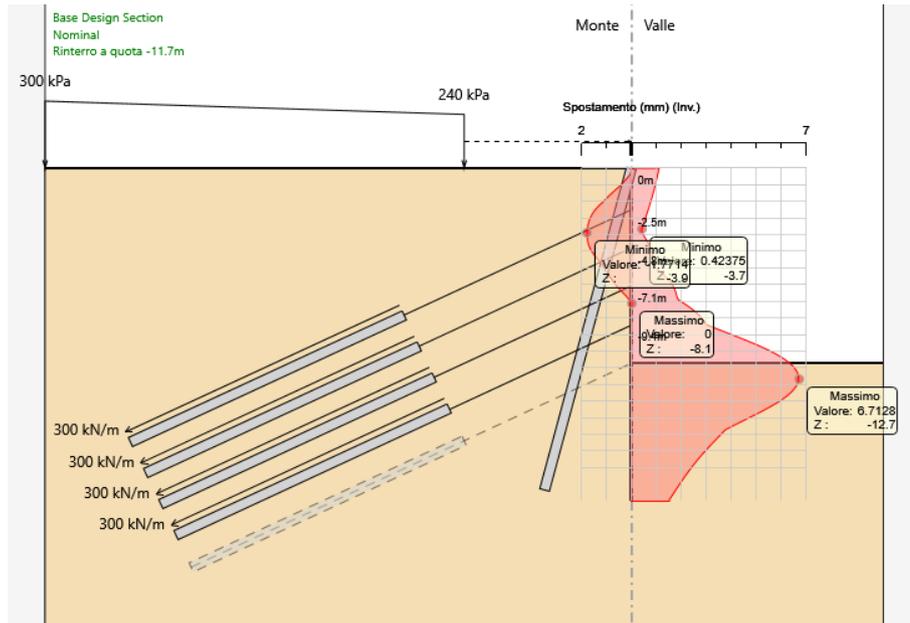


Figura 118: Berlinese scavo UP9 Valle – SLE: invluppo degli spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 6.7$ mm

13.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

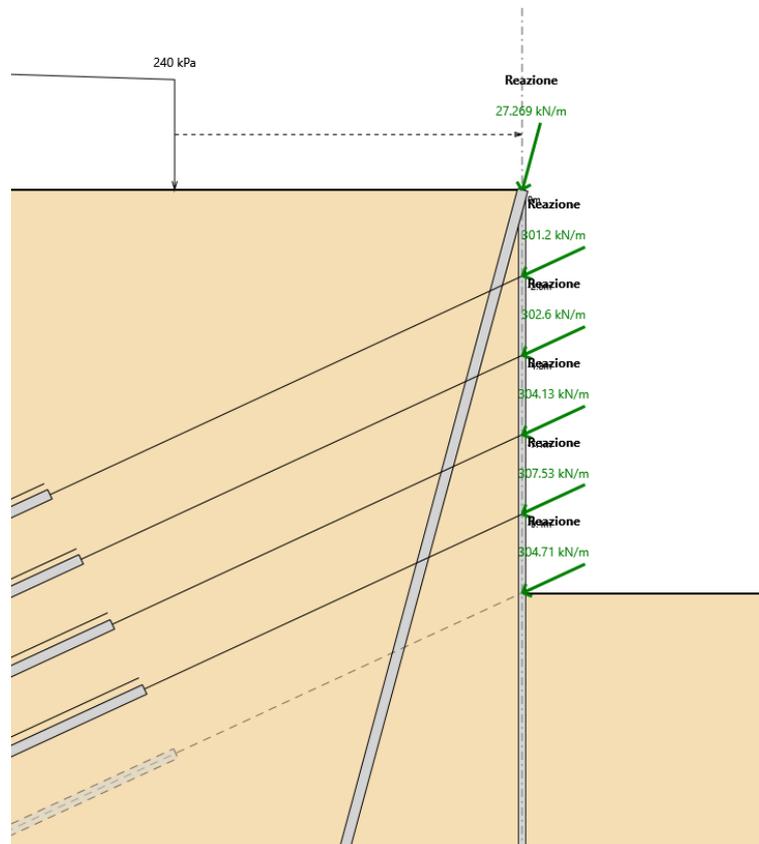


Figura 119 – Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)

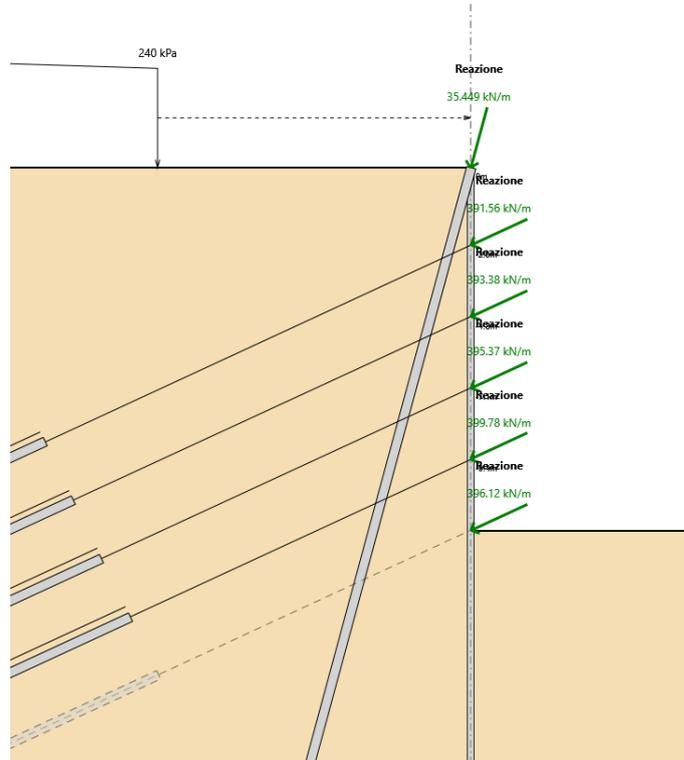


Figura 120 - Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)

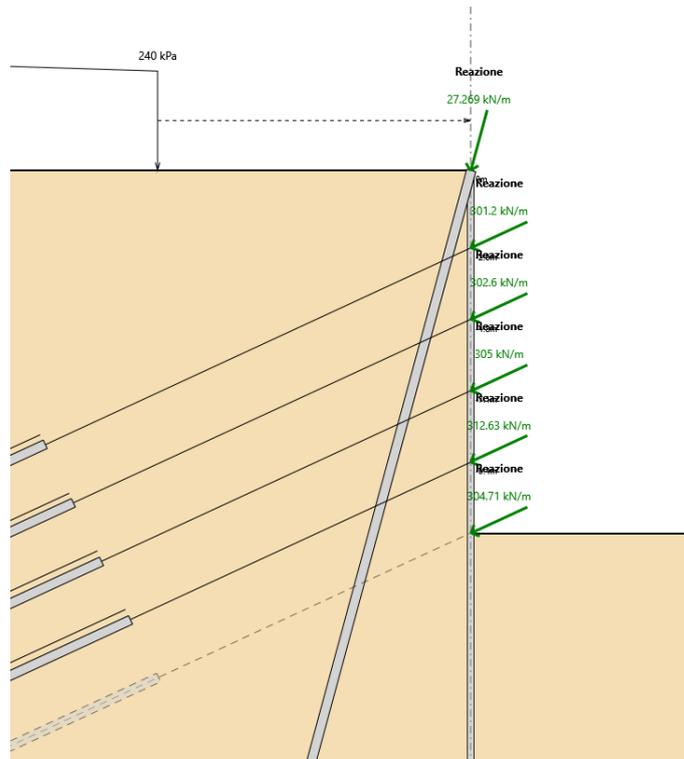


Figura 121 - Berlinese scavo UP9 Valle -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)

13.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi attesi sono molto limitati (dell'ordine di 6.7 mm) e del tutto compatibili con le esigenze realizzative e di funzionalità delle opere.

13.4 Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è dell'ordine del 62% per la combinazione SLU A2+M2 e per la combinazione SLU A2+M2 EQK dato che si raggiunge nello Step 12.

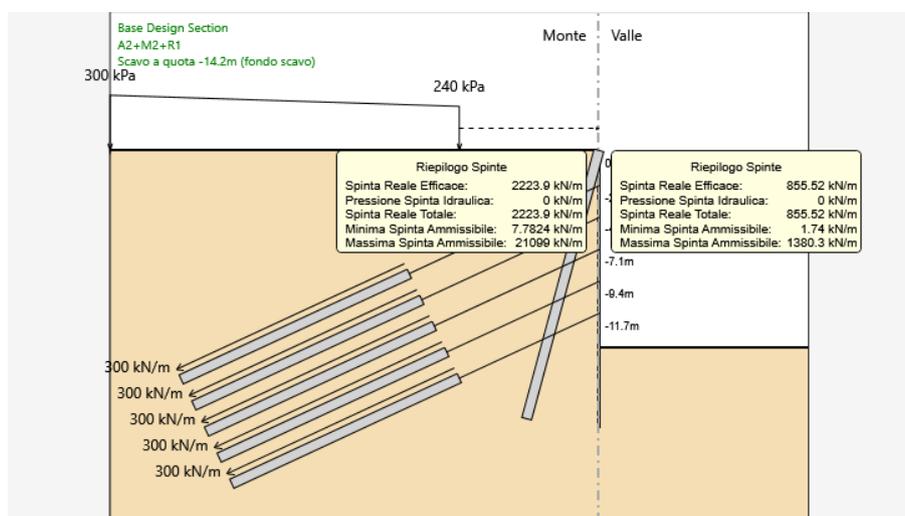


Figura 122 – Berlinese scavo UP9 Valle - Combinazione SLU A2+M2÷SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 12

La verifica è dunque soddisfatta.

13.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

13.5.1 Micropali

13.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio per metro di sviluppo di ciascuna paratia analizzata, per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi **Errore. 'origine riferimento non è stata trovata. ÷ Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

$$M_{\max,m} = 187 \text{ kNm/m}$$

$$T_{\max,m} = 182 \text{ kN/m}$$

Le corrispondenti sollecitazioni flettenti e di taglio sul singolo micropalo si ottengono dividendo i valori sopra riportati per il numero di micropali che si hanno in un metro di sviluppo; per la berlinese di valle si deve considerare che detta parete presenta lo schema tipico di 5 micropali / 2.0m sulla fila più esterna e di 4 micropali / 2.0 m sulla fila contro terra. La sollecitazione sul singolo palo si ottiene quindi come

$$M_{\max} = 187 \times 2.00 \text{ m} / 9 \text{ micropali} = 41.6 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 182 \times 2.00 \text{ m} / 9 \text{ micropali} = 40.4 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 177.8 \text{ mm}$, spessore ridotto 8.8 mm .

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{41.6}{0.000188} = 220'877 \text{ KN/m}^2 = 221 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{40400}{4672} = 11.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 221.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta per entrambe le berlinesi.

13.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo per gli Stati Limite Ultimi è pari a :

$$M_{Ed} = 243 \times 2.00 \text{ m} / 9 \text{ micropali} = 54 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 237 \times 2.00 \text{ m} / 9 \text{ micropali} = 52.7 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{188 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 58 \text{ kNm}$$

Risulta:

$$M_{Rd} = 58 \text{ kNm} > 54 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 4672 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1110 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 1110 \text{ kN} > 52.7 \text{ kN} = V_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

13.5.2 Tiranti d'ancoraggio

Lungo l'altezza della berlinese di valle sono previsti fino a 5 ordini di tiranti da 5 trefoli in acciaio armonico, di lunghezza variabile secondo quanto indicato nella Tabella 35 e inclinati di 25° per evitare interferenze con la retrostante berlinese UP9 Monte per la strada di sorveglianza per le forze dell'ordine.

13.5.2.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio.

Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

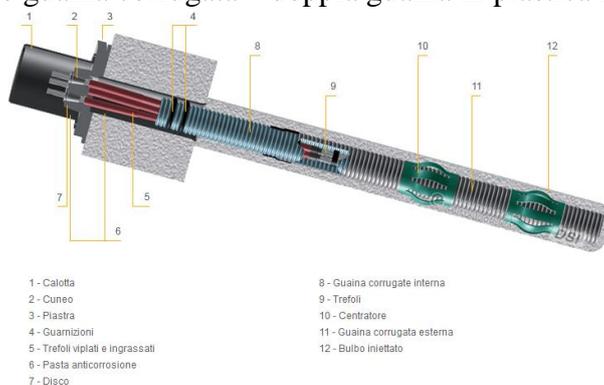


Figura 123 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

13.5.2.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 35.

Tirante / ordine	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
1	25°	2.00	5	15.00	18.00	33.00	600
2	25°	2.00	5	14.00	18.00	32.00	600
3	25°	2.00	5	13.00	18.00	31.00	600
4	25°	2.00	5	12.00	18.00	30.00	600
5	25°	2.00	5	11.00	18.00	29.00	600

Tabella 35 Berlinese scavo UP9 Valle – Caratteristiche dei tiranti

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale: $D = 15.2 \text{ mm}$

sezione nominale: $A_s = 139 \text{ mm}^2$

carico allo snervamento ($\varepsilon = 1\%$) $P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$

carico di rottura a trazione $P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$

modulo di elasticità $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 5 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 5 trefoli $\Rightarrow P_{tk} = 5 \cdot 258 = 1290 \text{ kN}$

13.5.2.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo, il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \cdot 1290 = 778 \text{ kN}$$

Il pretiro previsto in progetto ($P_0 = 600 \text{ kN}$) rispetta tale condizione.

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere, durante la vita prevista per la struttura, sempre sotto il limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 1290 = 838.5 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 36, si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40\text{m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
I ordine	603	838.5	OK
II ordine	605	838.5	OK
III ordine	608	838.5	OK
IV ordine	615	838.5	OK
V ordine	610	838.5	OK

Tabella 36 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

13.5.2.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1, SLU-A1+M1 EQK e riportati nella tabella sottostante:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine - 5 trefoli	392	783	301	603
2° ordine - 5 trefoli	394	787	303	605

3° ordine - 5 trefoli	396	791	305	610
4° ordine - 5 trefoli	400	800	313	625
5° ordine - 5 trefoli	396	793	305	610

Tabella 37: Berlinese UP9 Monte - Inviluppo azioni assiali nei tiranti (SLU A1+M1÷SLU A1+M1 EQK)

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre anzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 5 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 5 \cdot P_{tk} = 5 \cdot 258 = 1290 \text{ kN}$$

Resistenza strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 1290/1.35 = 955.6 \text{ kN}$$

Risulta

$$R_{d,i} = 955.6 \text{ kN} > 793 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica della sezione metallica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2 della Normativa:

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (fattori parziali R3 per tiranti definitivi)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

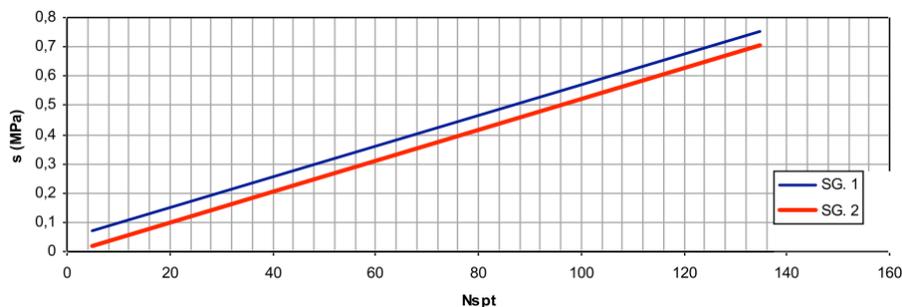
$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$D_n = 0.18 \text{ m}$	diametro nominale del bulbo di fondazione
$\alpha = 1.20$	coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti
$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$	tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno (da Bustamante e Doix, per iniezioni IGU (mandata unica in pressione)
$L_{fon} = 18 \text{ m}$	lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni in mandata unica I.G.U (vedi Tabella 34). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 104), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 22 Tabella 18) e ad un numero N_{SPT} pari a 30.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 38 - Valori del coefficiente α Figura 124 - Indicazioni per la scelta del valore di s per sabbie e ghiaie

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i due ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.18 \times 1.20 \times 150 \times 18 = 1832 \text{ kN}$$

Dividendo i valori di $R_{ek,i}$ sopra calcolati per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1832 / (1.20 \cdot 1.80) = 848.2 \text{ kN}$$

Considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3, risulta per ciascun ordine di tiranti:

$$R_{d,i} = 848.2 \text{ kN} > 793 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

13.5.2.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

I parametri per la determinazione della lunghezza libera degli ancoraggi, sono quelli riportati al paragrafo 7.5.2.5.

Tutti i bulbi di fondazione sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

13.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA160 per la paratia di monte e coppie di profili HEA200 per quella di valle.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave su due appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

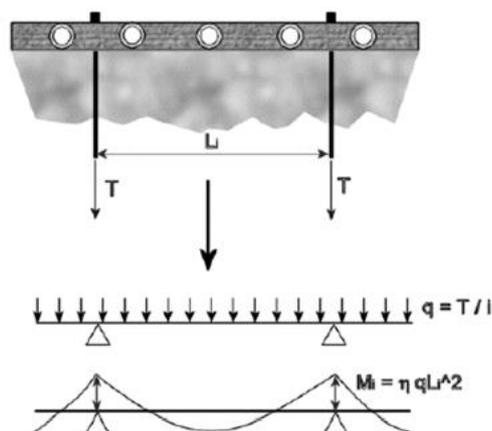


Figura 125 - Schema statico travi di ripartizione

13.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 307.5 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 307.5 \times 2^2/8 = 153.8 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 307.5 \times 2/2 = 307.5 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{153.8}{2 \cdot 0.000389} = 197'890 \text{ kN/m}^2 = 198 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{307500}{2 \cdot 5383} = 28.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

13.5.3.1 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 399.8 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 399.8 \times 2^2/8 = 199.9 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 399.8 \times 2/2 = 399.8 \text{ kN (appoggio)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 389 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 240.2 \text{ kNm} > 199.9 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 5383 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1919 \text{ kN} > 399.8 \text{ kN}$$

Risulta in entrambi i casi $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

13.5.4 Micropali a cavalletto

I micropali inclinati “a cavalletto” a tergo della paratia di valle risultano sollecitati da una azione assiale, calcolata nell’analisi per metro di sviluppo della paratia, pari a:

$$N_{\max,m} = 35.5 \text{ kN/m}$$

Considerando che si ha 1 micropalo al metro mediamente:

$$N_{\max,m} = 35.5 \text{ kN}$$

La resistenza caratteristica della sezione metallica è data da:

$$R_{i,k} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{5.27 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 1626 \text{ kN}$$

Mentre la resistenza allo sfilamento può essere valutata, con formulazione analoga a quella vista per i tiranti, e considerando che per la realizzazione dei micropali in oggetto si prescrivono iniezioni ripetute e selettive in pressione, in:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.25 \times 1.40 \times 150 \times 20 = 3299 \text{ kN}$$

Le corrispondenti resistenze di progetto, considerando, in accordo alla normativa vigente, un fattore $\gamma_R = 1.35$ per la sezione metallica, e assimilando il micropalo a un tirante per quanto riguarda la verifica a sfilamento risultano pari rispettivamente a:

$$R_{i,d} = R_{i,k} / \gamma_R = 1626 / 1.35 = 1204 \text{ kN}$$

$$R_{d,k} = R_{i,k} / (1.2 \cdot 1.8) = 1527 \text{ kN}$$

Si ha dunque:

$$R_{i,d} = 1204 \text{ kN} > 35.5 \text{ kN} = E_{i,d}$$

$$R_{e,d} = 1527 \text{ kN} > 35.5 = 1542 \text{ kN} = E_{e,d}$$

14. BERLINESE SCAVO PLINTO IP3

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria per gli scavi della pila IP3, con altezza massima di scavo di 6.20m.

14.1 Geometria e step di calcolo

La berlinese circonda lo scavo lungo i due lati Ovest e Sud, per consentire il passaggio di una pista di cantiere che sarebbe altrimenti interferita nell'ipotesi di scavi non sostenuti. La testa della paratia è posta a quota 660 m s.l.m., costante per quasi tutto lo sviluppo, eccezione fatta per un tratto di raccordo finale verso il torrente Clarea.

A quota 658 m s.l.m. (2 m sotto la quota di estradosso cordolo di coronamento) si ha un ordine di tiranti le cui caratteristiche sono riportate nel seguito di questo paragrafo.

A tergo della paratia è previsto uno scavo di altezza limitata, per raccordarsi al piano di campagna e quindi, a distanza minima di circa 3.5 m dalla paratia, una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito. L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); questo step schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 660$ m s.l.m., $L=12$ m).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 657.5 m s.l.m. per posa dei tiranti

Scavo di sbancamento a valle fino alla quota di 657.5 m s.l.m., 0.5 m sotto la quota del primo e unico ordine di tiranti previsto, e propedeutico alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 658 m s.l.m.

Posa dei tiranti alla quota di 658 m s.l.m., schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 220 kN

Step 4 – Scavo finale a 653.80 m s.l.m.

Sbancamento a valle della paratia fino alla quota di fondo scavo di progetto (intradosso magro di livellamento alla base del plinto di fondazione).

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro armatura:	Ø 168.3 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	10 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza massima:	12 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti :	3 trefoli
Interasse massimo tiranti	2.40m

14.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti, di sollecitazione di taglio e momento con riferimento alla fasi peculiari, nelle combinazioni A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio).

14.2.1 Combinazione A1+M1: fase di fondo scavo

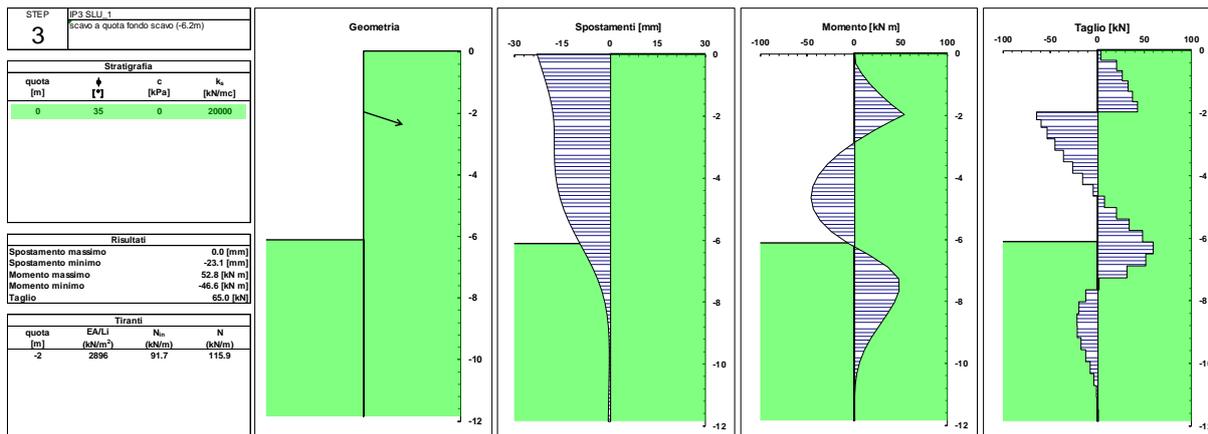


Figura 126: Berlinese scavo IP3 – Combinazione SLU A1+M1: fase di fondo scavo

14.2.2 Combinazione A2+M2: fase di fondo scavo

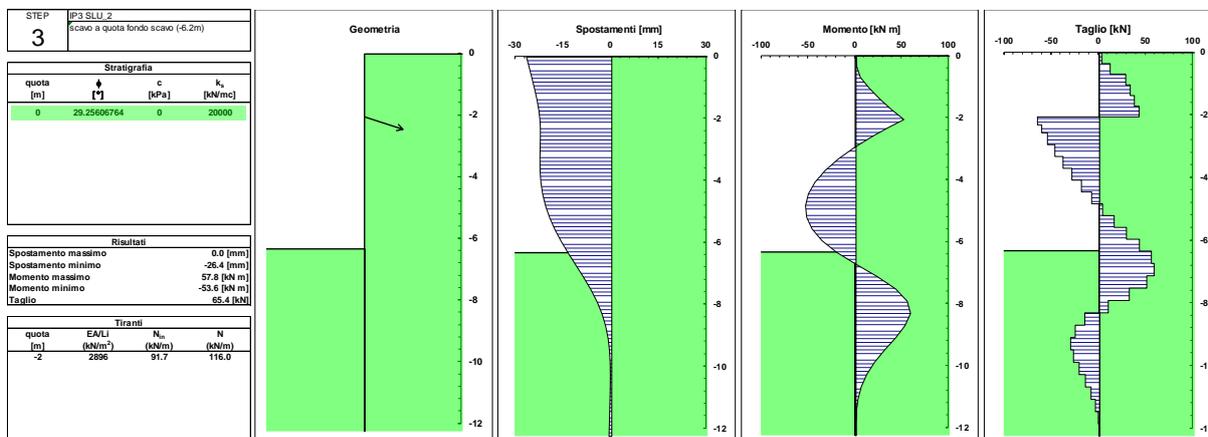


Figura 127 Berlinese scavo IP3 - Combinazione SLU A2+M2: fase di fondo scavo

14.2.3 Combinazione SLE RARA: fase di fondo scavo

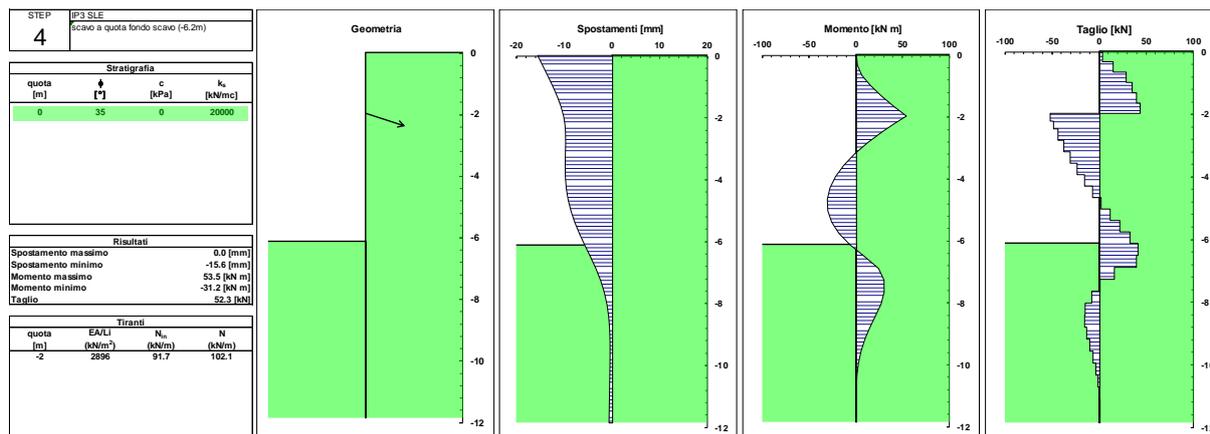


Figura 128: Berlinese scavo IP3 - Combinazione SLE (rara): fase di fondo scavo

14.2.4 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4
1	-2.00				91.67	102.11

Figura 129 – Berlinese Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLE)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3
1	-2.00			91.67	115.86

Figura 130 - Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A1+M1)

tirante	quota	Step0	Step1	Step2	Step3
1	-2.00			91.67	115.96

Figura 131 - Berlinese scavo IP3 - Azione di tiro nei tiranti N [kN/m] (SLU A2+M2)

14.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Lo spostamento massimo calcolato in corrispondenza della combinazione di carico rara si verifica in testa alla paratia e risulta inferiore a 1.9cm (Step 1). Ciò è pienamente compatibile con le operazioni legate alla realizzazione del plinto di fondazione e non comporta deformazioni di rilievo in superficie.

14.4 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano i risultati dell'analisi riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è modesta, dell'ordine del 31%.

	Step0	Step1	Step2	Step3
spinta passiva disponibile [kN/m]	5535	3469	3469	1293
spinta a valle mobilitata [kN/m]	642	602	587	407
rapporto disponibile/mobilitata	8.62	5.77	5.91	3.18

Figura 132: Berlinese scavo IP3 - Combinazione A2+M2: spinte mobilitate e disponibili

14.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

14.5.1 Micropali

14.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi Figura 128):

$$M_{\max} = 54 \times 0.40 = 21.6 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 53 \times 0.40 = 21.2 \text{ kN}$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 168.3$, spessore 10mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{21.6}{0.000186} = 116'218 \text{ KN/m}^2 = 116 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{21200}{4973} = 5.68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è dunque soddisfatta.

14.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi Figura 126):

$$M_{Ed} = 59 \times 0.40 = 23.6 \text{ kNm (Step 1)}$$

$$V_{Ed} = 65 \times 0.40 = 26 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{186 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 57.4 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 57.4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 23.6 \text{ kNm}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 4973 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1181 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 1181 > V_{Ed} = 26$$

e anche questa verifica risulta dunque soddisfatta.

Il sovradimensionamento strutturale è giustificato da esigenze di contenimento delle deformazioni massime della paratia.

14.5.2 Tiranti d'ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 39.

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
Tir1 / I ordine	658	15°	2.40	3	7.00	10.00	17.00	220

Tabella 39 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota assoluta del tirante (m s.l.m.)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{tot} = L_{lib} + L_{fond}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:

$$D = 15.2 \text{ mm}$$

sezione nominale:

$$A_s = 139 \text{ mm}^2$$

carico allo snervamento ($\epsilon = 1\%$)

$$P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$$

carico di rottura a trazione

$$P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$$

modulo di elasticità $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 3 trefoli, e quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

Tiranti a 3 trefoli $\Rightarrow P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$

14.5.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo [23], il tiro di bloccaggio dei tiranti P0 deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 774 = 465 \text{ kN}$$

Sempre secondo [23], lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 774 = 503 \text{ kN}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 40 si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40 \text{ m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
Tir1 / I ordine	245	503	OK

Tabella 40 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

14.5.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1 e SLU-A2+M2:

	A1+M1	A2+M2
--	-------	-------

	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine	115.86	278.1	115.96	278.3

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \Rightarrow R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

Resistenza interna (strutturale) ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{d,i} = 774/1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza esterna (resistenza allo sfilamento):

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2, considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3:

$$\gamma_R = 1.10 \text{ (tiranti provvisori)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna R_{ek} corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante), che può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix:

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.20$$

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{fon} = 10 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali in pressione in mandata unica I.G.U (vedi Tabella 41). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 133), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 42) e a un valore N_{SPT} pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

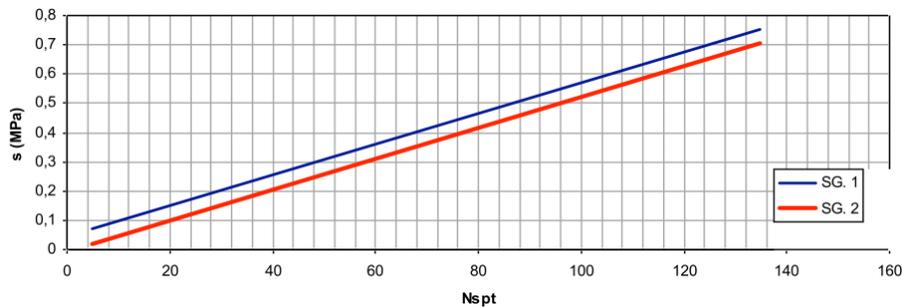
Tabella 41 - Valori del coefficiente α 

Figura 133 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 42 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0,15 \times 1,20 \times 150 \times 10 = 848 \text{ kN}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottiene il valore della resistenza di calcolo:

$$R_{d,i} = 848 / (1,10 \times 1,80) = 428 \text{ kN}$$

Risulta $R_{d,i} > E_{d,i}$, e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

14.5.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

I parametri per la determinazione della lunghezza libera degli ancoraggio, sono quelli riportati al paragrafo 9.5.2.3.

Tutti i bulbi di fondazione sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

14.5.3 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 160.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

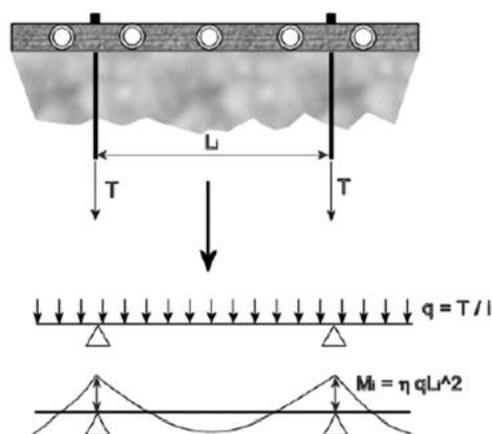


Figura 134 - Schema statico travi di ripartizione

14.5.3.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 102 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 102 \times 2.4^2 / 8 = 73.4 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 102 \times 2.4 / 2 = 122.4 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{73.4}{2 \cdot 0.000220} = 166818 \text{ kN/m}^2 = 167 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{122400}{2 \cdot 3877} = 15.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta con ampio margine.

14.5.3.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 115.96 \text{ kN/m}$$

Le massime sollecitazioni calcolate di conseguenza in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi sono pari a:

$$M_{\max} = 116 \times 2.4^2/8 = 83.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 116 \times 2.4/2 = 139.2 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA160, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 135 \text{ kNm} > 83.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 3877 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1382 \text{ kN} > 139.2 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta con ampio margine.

15. BERLINESE PILA IP5

Si riporta il calcolo della berlinese necessaria al sostegno degli scavi a protezione della pila IP5. Il prospetto, la pianta e le sezioni della berlinese oggetto di verifica sono riportate sulla tavola CA_OC_1019.

La berlinese costeggia l'area del futuro plinto di fondazione lungo il lato Nord-Ovest (lato corto del plinto), in modo da raccordarsi, da una parte, alla scarpata in massi da scogliera attualmente presente a protezione della adiacente pila del viadotto Clarea esistente, dall'altra all'estremità della strada di sorveglianza del cantiere a uso delle forze dell'ordine (pista A), la cui realizzazione in questo ultimo tratto è consentita anche dalla stessa berlinese in esame.

La paratia si compone di micropali affiancati di diametro $\varnothing 177.8\text{mm}$ e spessore $s=12.5\text{ mm}$ di lunghezza variabile secondo l'andamento della testa della berlinese, raccordati alla sommità da un cordolo in cemento armato. Inoltre sono presenti quattro ordini di tiranti a 3 trefoli.

A tergo della paratia è prevista una pista di cantiere la quale è stata modellata come carico trapezoidale distribuito agente sulla paratia secondo quanto specificato al paragrafo 5.1. I carichi sono fattorizzati secondo i fattori parziali di normativa per le varie condizioni considerate, secondo quanto meglio dettagliato nel seguito.

Successivamente è stata simulata la fase di costruzione del plinto della pila IP5 ed eventuale rinterro (modellati entrambi come rinterro dello stesso materiale scavato nel codice ParatiePlus) per raggiungere la quota 658.20 m s.l.m. con la simultanea disattivazione dell'ordine di tiranti a quota 657.40 m s.l.m. nell'ipotesi che questo a lungo termine non possa essere ispezionato e/o ritesato e quindi garantire il suo funzionamento. Infine si è applicata l'azione sismica essendo la seguente paratia un'opera definitiva secondo quanto specificato al paragrafo 6.3.

L'analisi ha considerato le seguenti fasi di calcolo, che corrispondono a quelle costruttive.

15.1 Geometria e step di calcolo

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle) e schematizza la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di micropali affiancati ($Q_{\text{testa}} = 666.5\text{ m s.l.m.}$, $L=19\text{ m}$).

Al termine di questo step di calcolo gli spostamenti e le sollecitazioni nella paratia sono in buona sostanza nulli. Questa fase del calcolo è tuttavia importante per riprodurre al meglio le condizioni di partenza nelle molle elasto-plastiche che schematizzano il terreno.

Step 2 – Scavo a 664.10 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del primo ordine di tiranti, propedeutico alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 664.6 m s.l.m.

Ferma restando la quota di fondo scavo, attivazione, alla quota di 664.6 m s.l.m., del primo ordine di tiranti, schematizzati con un elemento elastico inclinato di 15° rispetto all'orizzontale, a cui viene applicato un pretiro pari a 350 kN.

Step 4 – Scavo a 661.70 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino a quota 661.70 m s.l.m., 0.5 m sotto la quota del secondo ordine di tiranti.

Step 5 – Realizzazione e pretiro del secondo ordine di tiranti (quota 662.20 m s.l.m.)

Attivazione del secondo ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN .

Step 6 – Scavo a 659.30 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del terzo ordine di tiranti.

Step 7 – Realizzazione e pretiro del terzo ordine di tiranti (quota 659.80 m s.l.m.)

Attivazione del terzo ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN .

Step 8 – Scavo a 656.90 m s.l.m.

Scavo a valle della paratia fino a 0.5 m sotto la quota del quarto ordine di tiranti.

Step 9 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 657.40 m s.l.m.

Attivazione del quarto ordine di tiranti, con pretiro pari a 350 kN.

Step 10 – Scavo a 655.20 m s.l.m.

Scavo di sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 655.20 m s.l.m..

Step 11 – Rinterro a 658.20 m s.l.m.

Realizzazione plinto della pila IP5 ed eventuale rinterro fino alla quota 658.20 m s.l.m. e disattivazione del quarto ordine di tiranti precedentemente installati.

Step 12 – Applicazione azione sismica

Applicazione dell'azione sismica nella condizione finale.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro perforazione micropalo:	240 mm
Diametro armatura:	φ 177.8 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	12.5 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	19 m
Classe cls:	C28/35
Tiranti :	3 trefoli
Interasse max. tiranti	2.40m

Si riportano le fasi salienti in forma grafica.

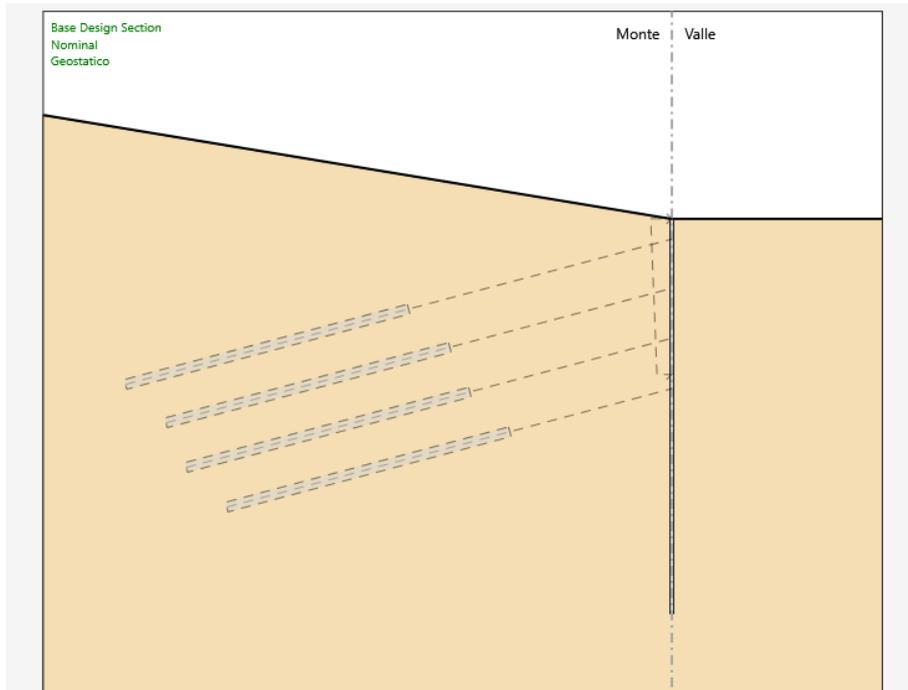


Figura 135 Berlinese scavo pila IP5 - Step 1

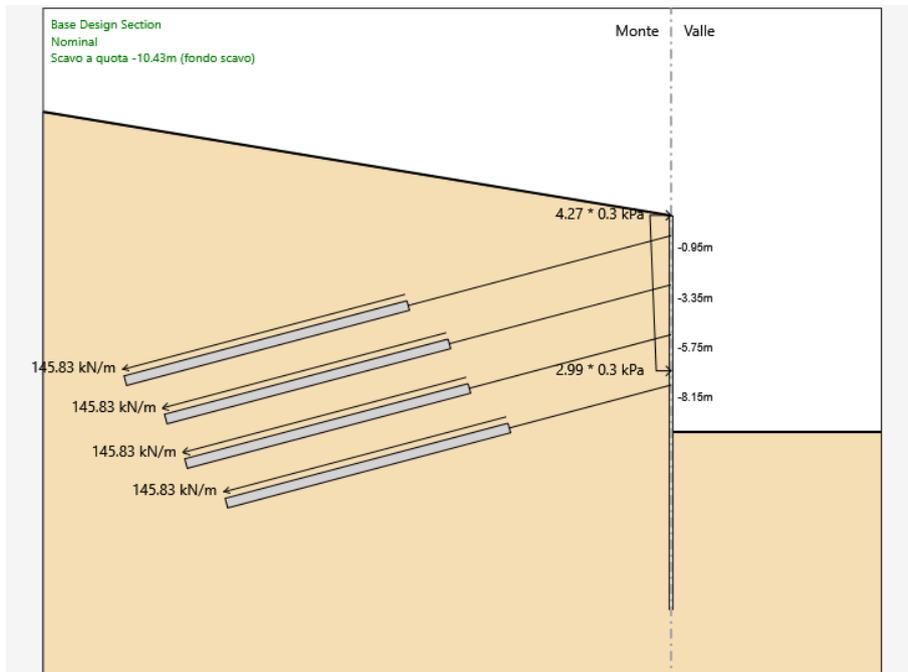


Figura 136 Berlinese scavo pila IP5 - Step 10

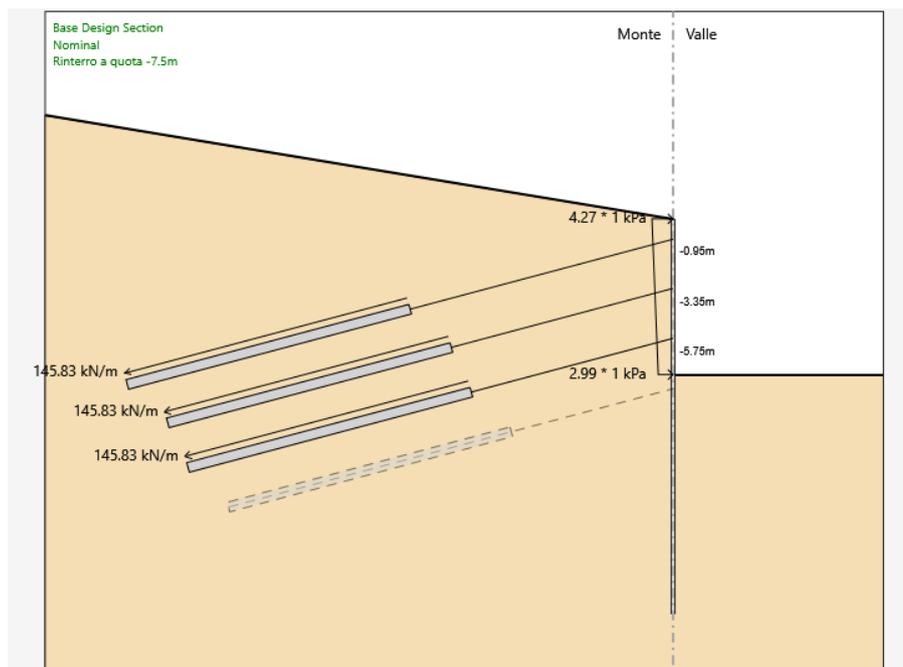


Figura 137 Berlinese scavo pila IP5 - Step 11

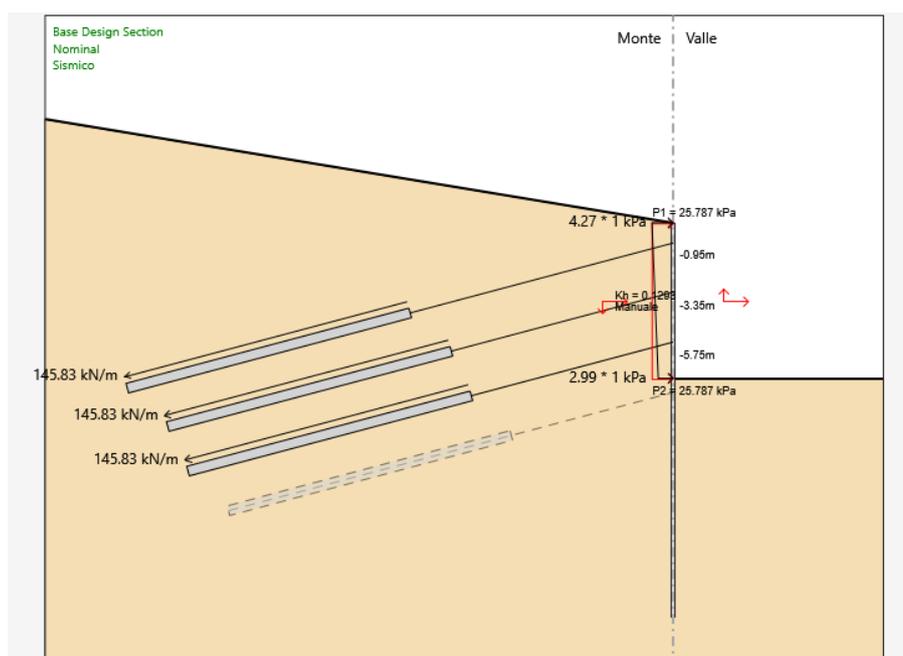


Figura 138 Berlinese scavo pila IP5 - Step 12

15.2 Risultati delle analisi

A seguire si riportano i risultati delle analisi condotte nelle combinazioni SLE RARA (verifica nelle condizioni di esercizio), SLU A1+M1 (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 (verifica allo stato limite ultimo GEO), SLU A1+M1 EQK (verifica allo stato limite ultimo degli elementi strutturali STR), SLU A2+M2 EQK (verifica allo stato limite ultimo GEO).

Nelle figure sottostanti si indica l'involuppo delle sollecitazioni strutturali per ciascuna combinazione considerata, sovrapposti alla configurazione della fase di rinterro (Step 11).

15.2.1 Combinazione A1+M1

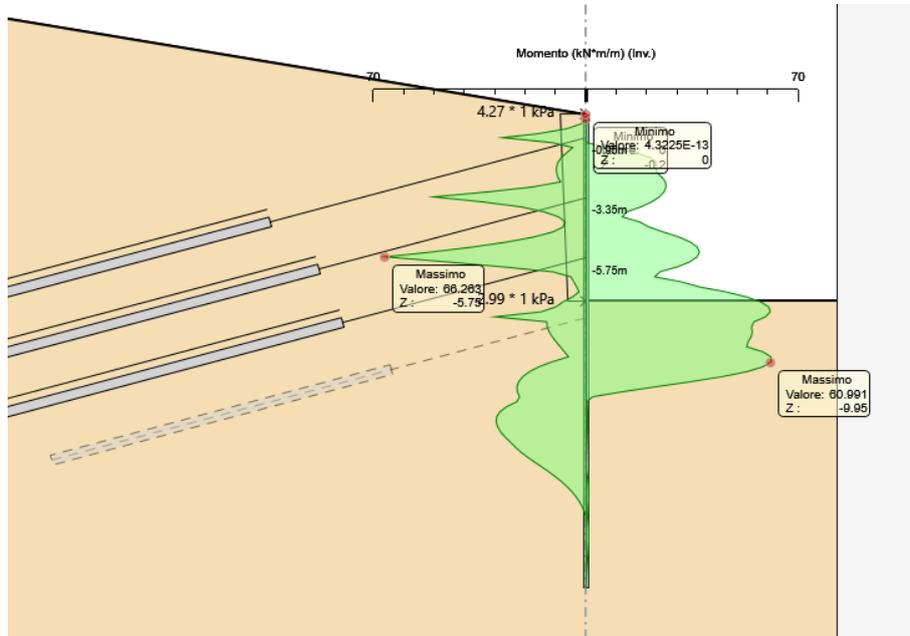


Figura 139: Berlinese scavo IP5 – SLU A1+M1: involuppo momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

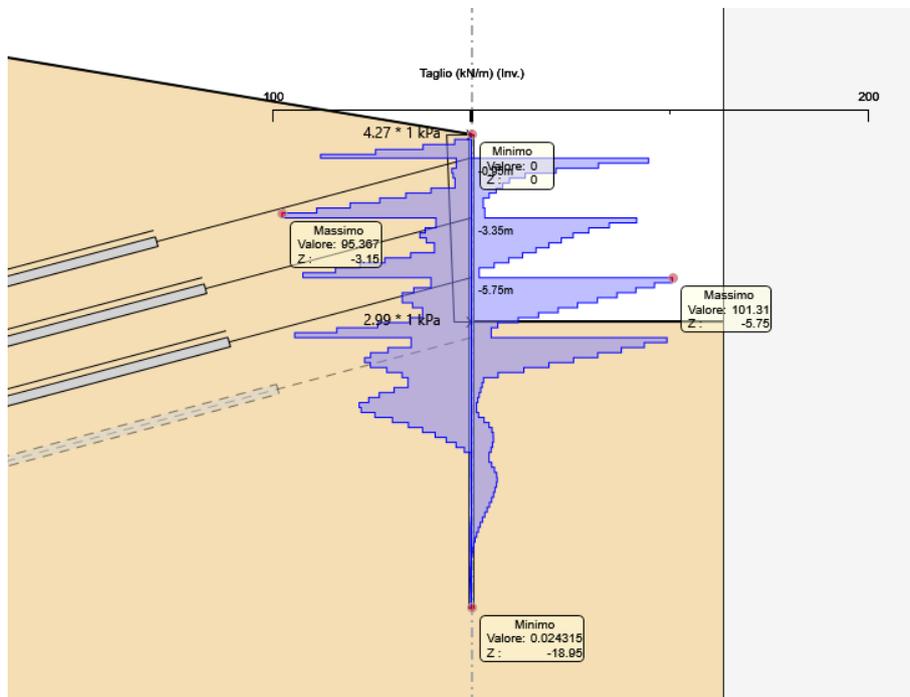


Figura 140: Berlinese scavo IP5- SLU A1+M1: involuppo taglio lungo i micropali [kN/m]

15.2.2 Combinazione A2+M2

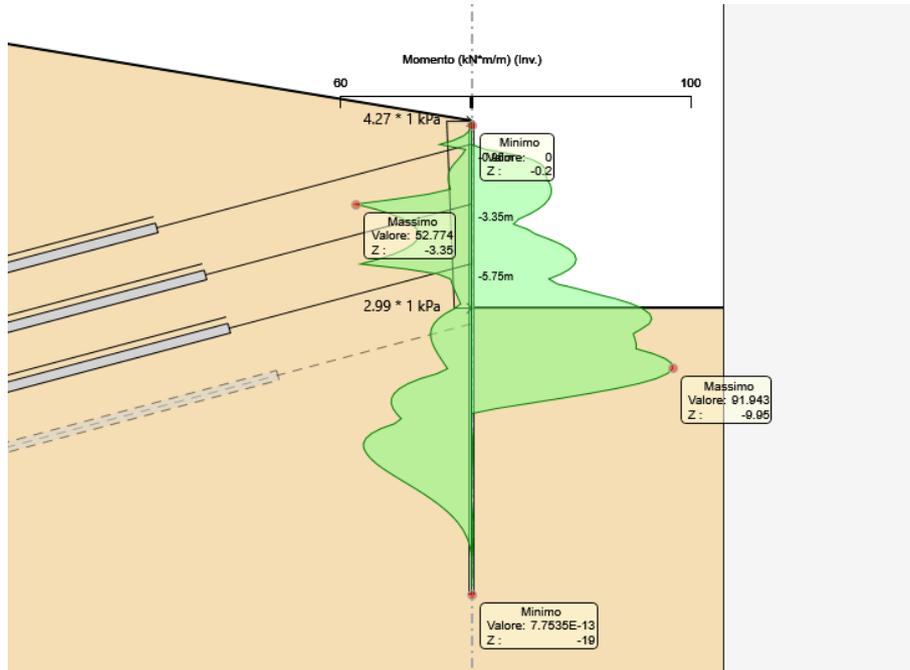


Figura 141 Berlinese scavo IP5– SLU A2+M2: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

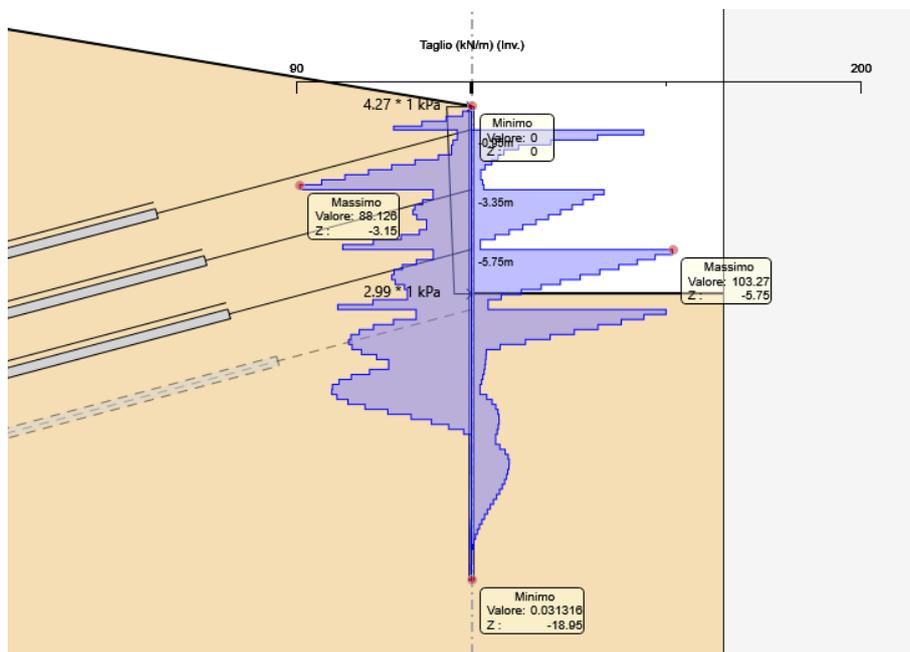


Figura 142: Berlinese scavo IP5- SLU A2+M2: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

15.2.3 Combinazione A1+M1 EQK

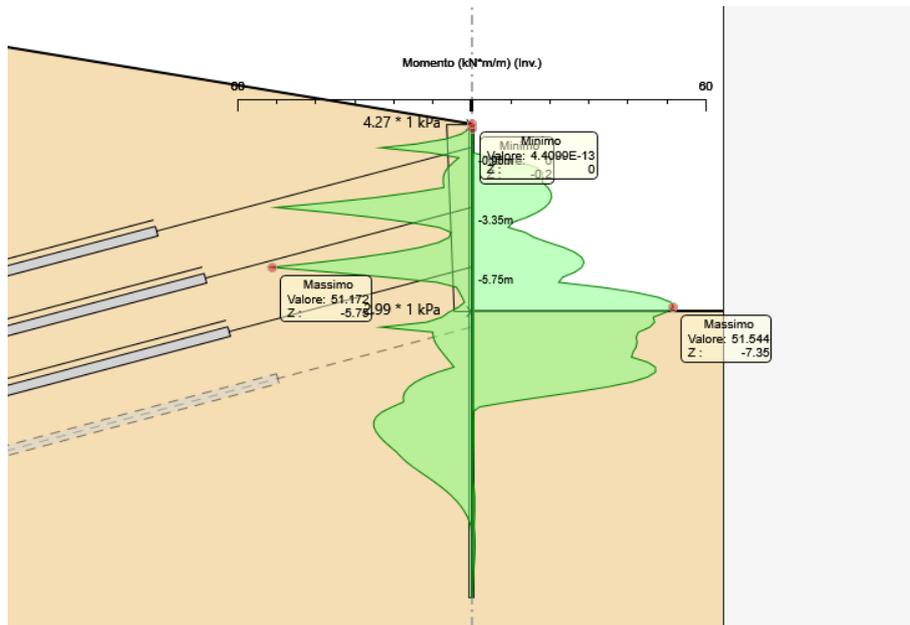


Figura 143: Berlinese scavo IP5- SLU A1+M1 EQK: involucro momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

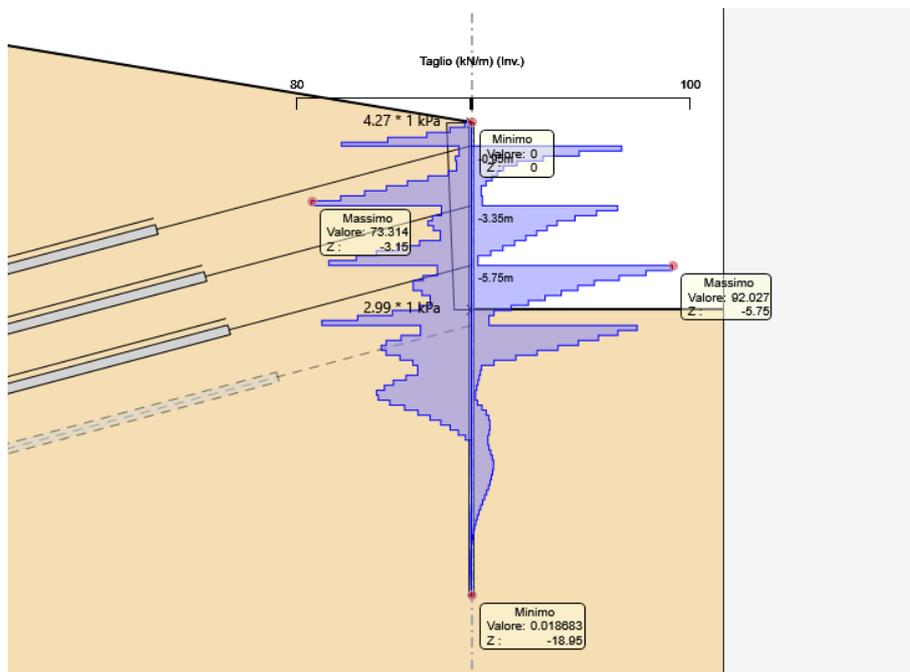


Figura 144: Berlinese scavo IP5- SLU A1+M1 EQK: involucro taglio lungo i micropali [kN/m]

15.2.4 Combinazione SLE RARA

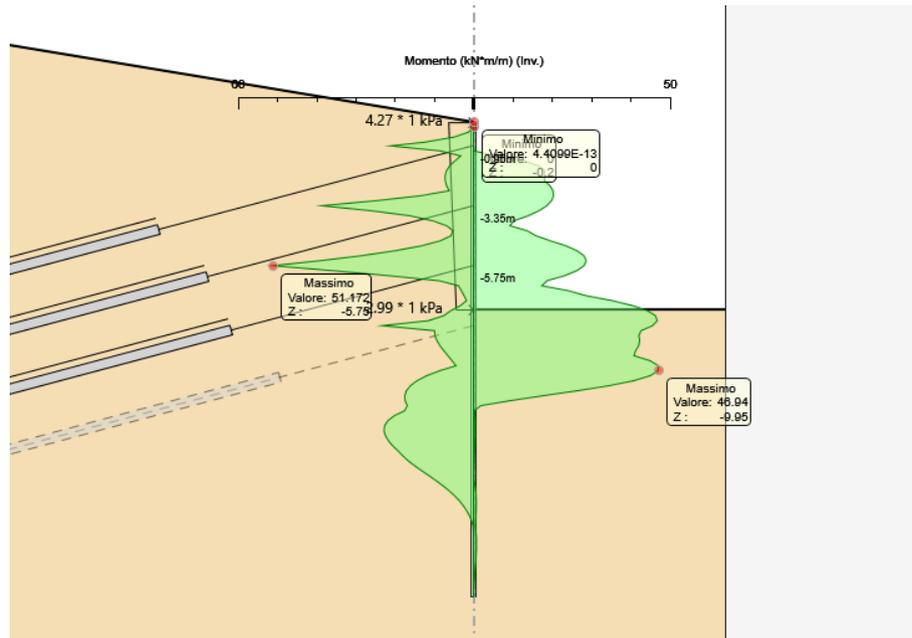


Figura 145: Berlinese scavo IP5– SLE: involucro del momento flettente lungo i micropali [kNm/m]

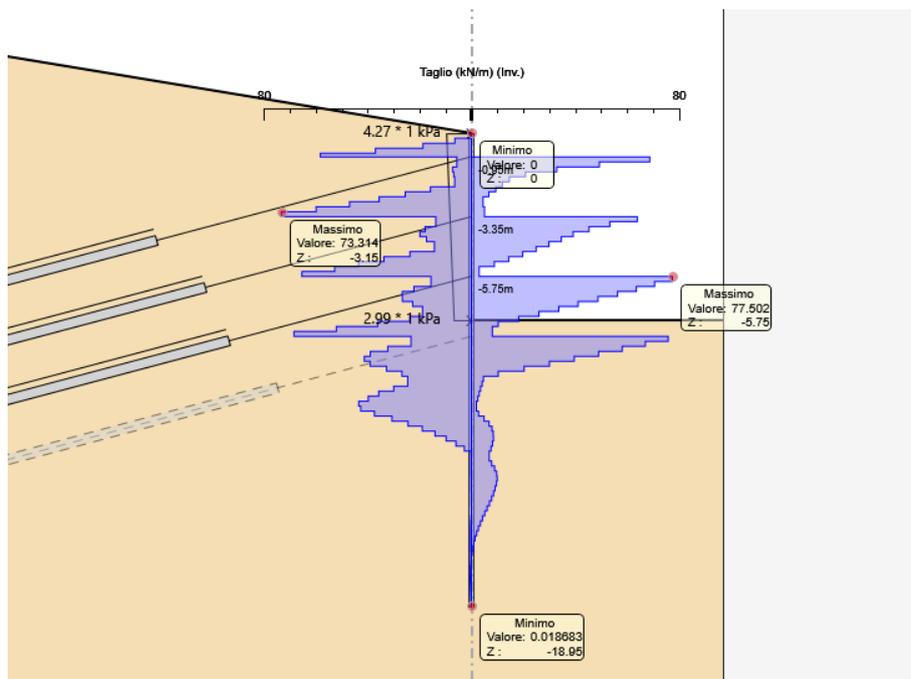


Figura 146: Berlinese scavo IP5– SLE: involucro del taglio lungo i micropali [kN]

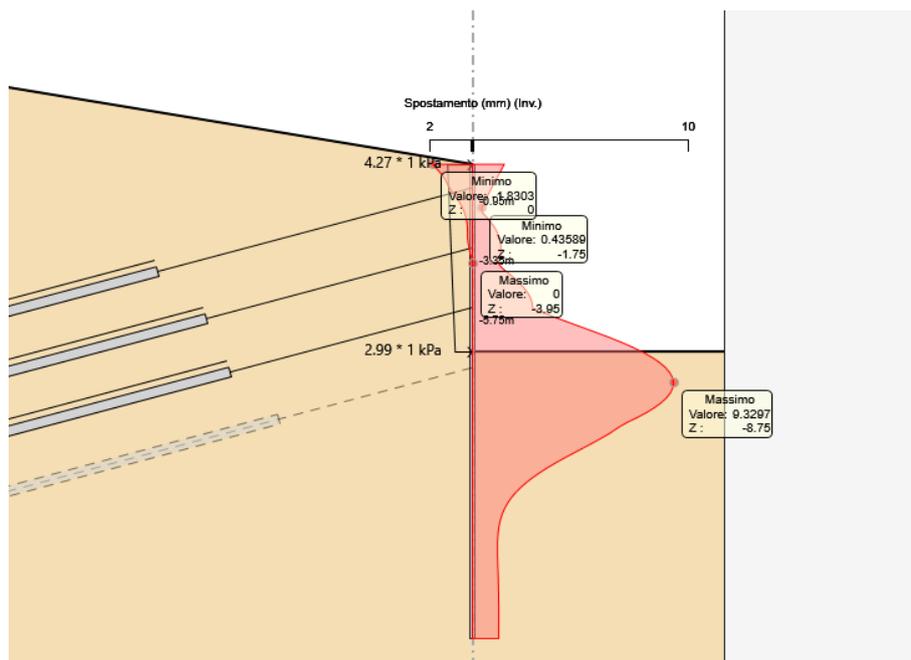


Figura 147: Berlinese scavo IP5– SLE: involucro degli spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 9.3$ mm

15.2.5 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo calcolato negli ancoraggi per le condizioni SLE e SLU analizzate.

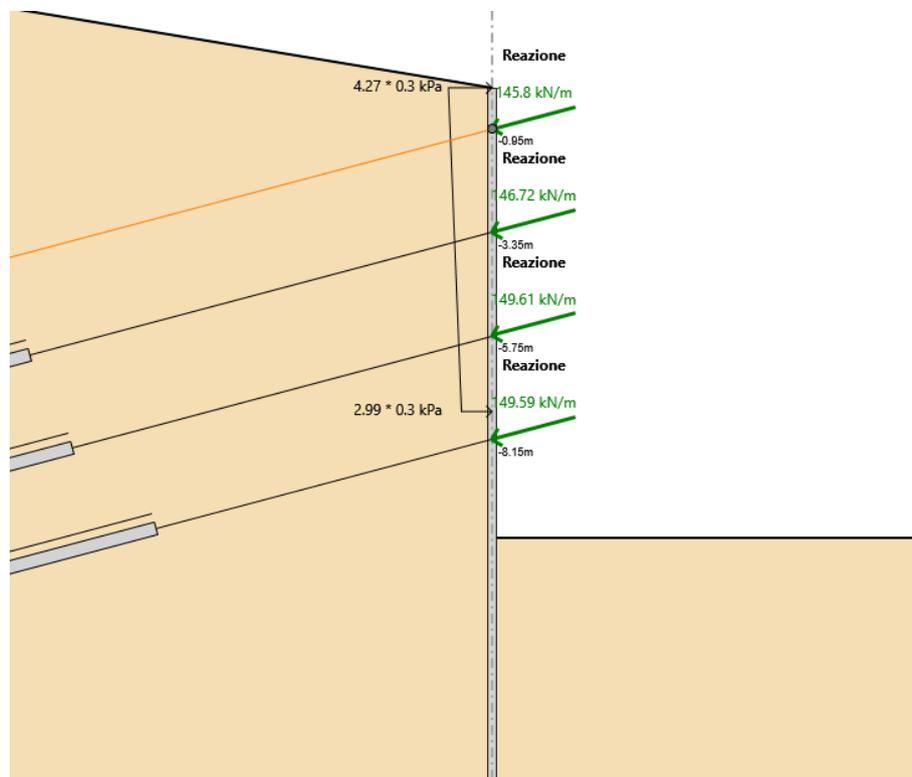


Figura 148 – Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLE)

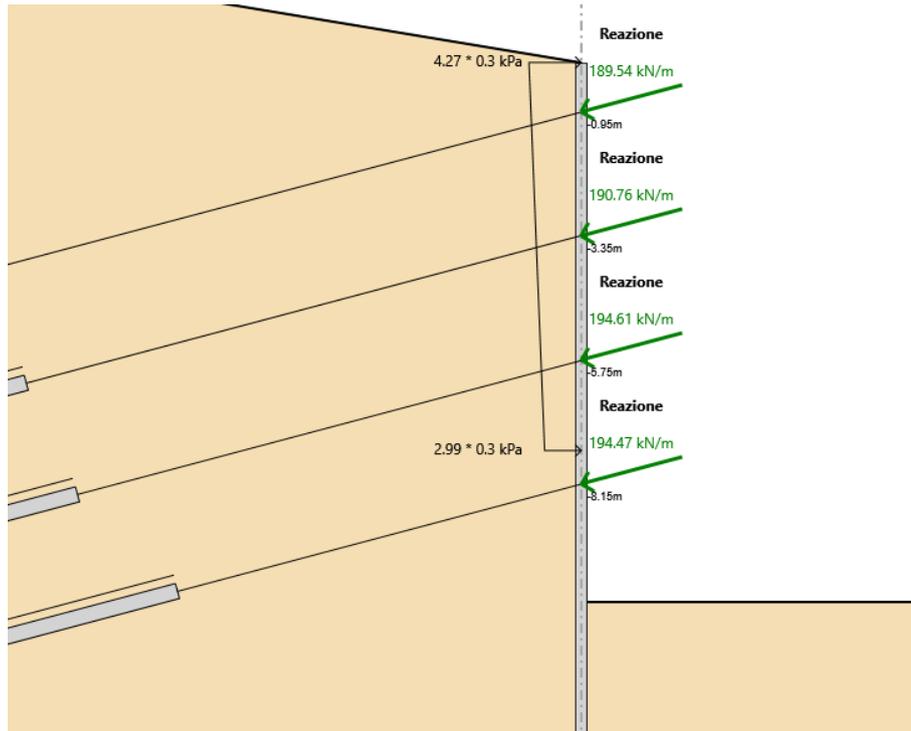


Figura 149 - Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1)

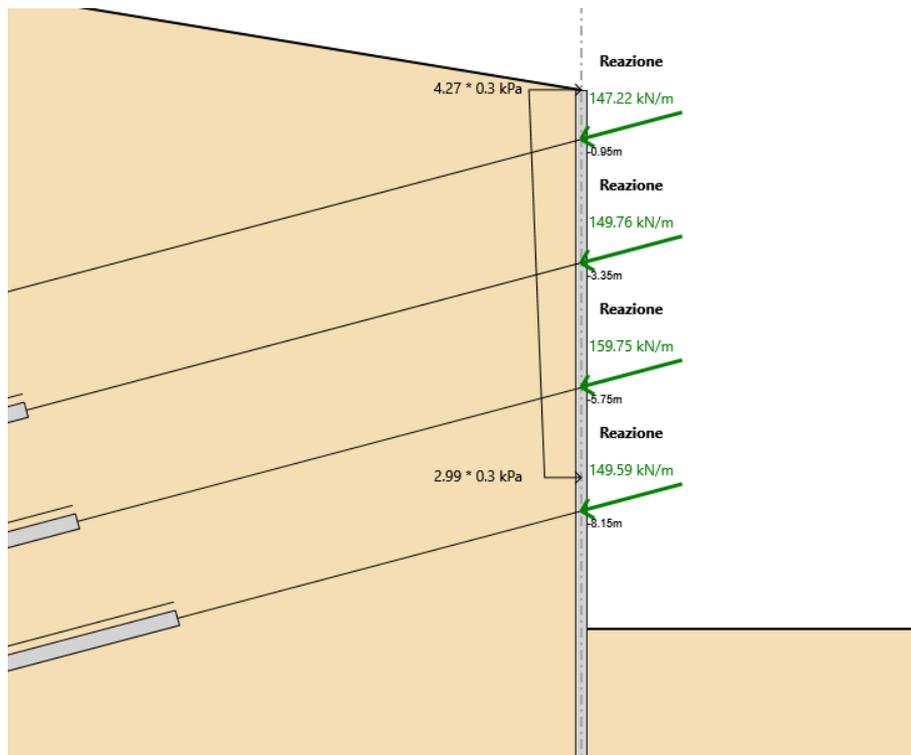


Figura 150 - Berlinese scavo IP5 -Azione di tiro massima nei tiranti (SLU A1+M1 EQK)

15.3 Verifica SLE: spostamenti attesi

Gli spostamenti massimi attesi sono molto limitati (dell'ordine di 9 mm) e del tutto compatibili con le esigenze realizzative e di funzionalità delle opere.

Si osserva inoltre che il piede della paratia presenta spostamenti nella sostanza nulli, a testimoniare un adeguato (>20% del tratto soprastante) immorsamento della paratia stessa.

Ciò è confermato anche dall'andamento dei momenti, che nel corrispondente tratto presentano valori tendenti a zero e con un'inversione dei valori, a seconda della fase di calcolo considerata.

15.4 Verifica di stabilità al piede della paratia - Combinazione A2+M2:

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è modesta e in particolare dell'ordine del 30% per la combinazione SLU A2+M2 e per la combinazione SLU A2+M2 EQK dato che si raggiunge nello Step 10.

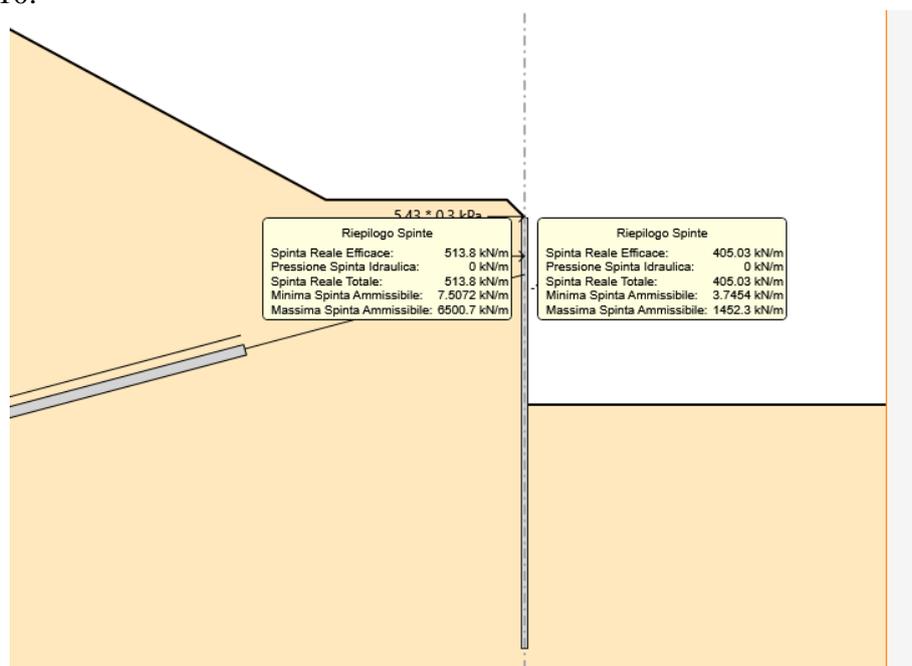


Figura 151 – Berlinese scavo IP5 - Combinazione SLU A2+M2÷ SLU A2+M2 EQK: spinte mobilitate e disponibili – Step 10

La verifica è dunque soddisfatta.

15.5 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

15.5.1 Micropali

15.5.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 51.2 \times 0.40 = 20.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 77.5 \times 0.40 = 31 \text{ kN (assunto in via cautelativa concomitante con il } M_{\max})$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\varnothing 177.8$ mm, spessore ridotto 11.3 mm.

Si ha:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{20.5}{0.000231} = 88'482 \text{ KN/m}^2 = 88 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{31000}{5910} = 7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 109 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 240 \text{ MPa}$$

Le verifiche strutturali SLE sono dunque soddisfatte.

15.5.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 66.3 \times 0.40 = 26.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 101.3 \times 0.40 = 40.5 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{231 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 71.5 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 71.5 \text{ kNm} > 26.5 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

e la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 5910 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1404 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 1404 \text{ kN} > 40.5 \text{ kN} = V_{Ed},$$

e anche questa verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

15.5.1 Tiranti d'ancoraggio

15.5.1.1 Requisiti da garantire per i tiranti permanenti

La protezione anticorrosiva minima intorno alle armature del tirante deve essere costruita da un unico strato continuo di materiale protettivo che non degradi durante la vita di esercizio. Le armature del tirante dovranno essere dotate di una doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con trefoli ingrassati e viplati singolarmente per la sola parte libera e racchiusi in unica guaina corrugata in stabilimento. Si prevede inoltre una protezione aggiuntiva della fondazione con ulteriore guaina corrugata – doppia guaina in plastica nel tratto di fondazione.

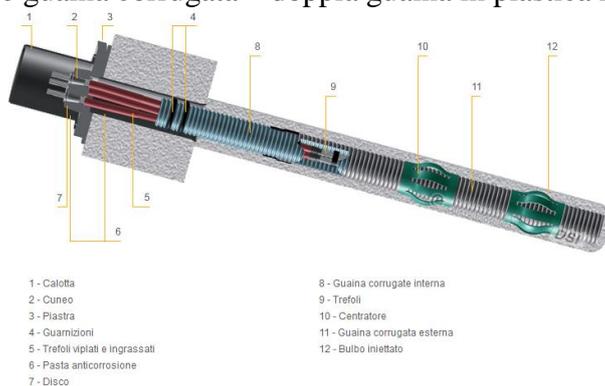


Figura 152 Esempio tipo di tirante permanente a doppia guaina anticorrosione

15.5.1.2 Dimensionamento

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione) e garantendo il rispetto della gerarchia delle resistenze come riportato nelle NTC2008 § 6.6.2.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 43Tabella 15.

Ordine di tiranti	z_i [m s.l.m.]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
I ordine	664.60	15°	2.4	3	13.0	14.0	27.00	350
II ordine	662.20	15°	2.4	3	11.0	14.0	25.00	350

III ordine	659.80	15°	2.4	3	10.0	14.0	24.00	350
IV ordine	657.40	15°	2.4	3	8.0	14.0	22.00	350

Tabella 43 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

Nella tabella:

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6" e hanno le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale:

$$D = 15.2 \text{ mm}$$

sezione nominale:

$$A_s = 139 \text{ mm}^2$$

carico allo snervamento ($\varepsilon=1\%$)

$$P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$$

carico di rottura a trazione

$$P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$$

modulo di elasticità

$$E = 200'000 \text{ N/mm}^2$$

15.5.1.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere:

$$P_0 \leq 0.60 \cdot P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \cdot 774 = 465 \text{ kN (3 trefoli)}$$

Lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \cdot P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{\text{amm}} = 0.65 \cdot 774 = 503 \text{ kN (3 trefoli)}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella Tabella 44, si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.40\text{m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
I ordine	350	503	OK
II ordine	352	503	OK
III ordine	359	503	OK

III ordine	359	503	OK
------------	-----	-----	----

Tabella 44 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

15.5.1.4 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica- scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni SLU-A1+M1, SLU-A1+M1 EQK e riportati nella tabella sottostante:

	A1+M1		A1+M1 EQK	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1° ordine - 3 trefoli	190	455	147	353
2° ordine - 3 trefoli	191	458	150	359
3° ordine - 3 trefoli	195	467	160	383
4° ordine - 3 trefoli	195	467	150	359

Tabella 45: Berlinese IP5 - Inviluppo azioni assiali nei tiranti (SLU A1+M1÷SLU A1+M1 EQK)

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \Rightarrow R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

Resistenza strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 774 / 1.35 = 573 \text{ kN}$$

Risulta

$$R_{d,i} = 573 \text{ kN} > 467 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica della sezione metallica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al § 6.6.2 della Normativa:

$$\gamma_R = 1.20 \text{ (tiranti definitivi)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix :

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.20$$

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{fon} = 14 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

lunghezza del bulbo di fondazione

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 46). La tensione tangenziale q_s è stata stimata attraverso gli abachi forniti dagli stessi Autori (vedi Figura 153), facendo riferimento alla curva SG.2 e ad un numero NSPT pari a 28.

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 46 - Valori del coefficiente α

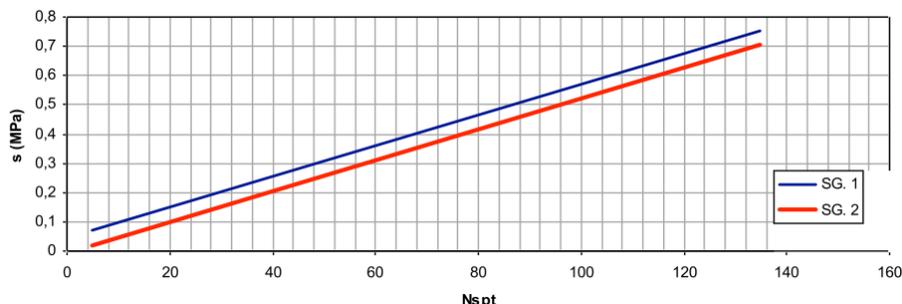


Figura 153 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare mamoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R 1	≥ R 2

Tabella 47 - Indicazioni per la scelta del valore di s

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i due ordini di tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.15 \times 1.20 \times 150 \times 14 = 1187 \text{ kN (tiranti 3 trefoli)}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1187 / (1.20 \times 1.80) = 550 \text{ kN (tiranti 3 trefoli)}$$

Considerando la combinazione di verifica A1+M1+R3, risulta per ciascun ordine di tiranti:

$$R_{d,i} = 550 \text{ kN} > 467 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica è quindi soddisfatta.

Inoltre si ha che la resistenza di calcolo interna del tirante R_{id} (strutturale) è maggiore di quella esterna R_{ed} (geotecnica) ($R_{id,i} > R_{ed,i}$) quindi risulta verificata anche la gerarchia delle resistenze.

15.5.1.5 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

I parametri per la determinazione della lunghezza libera degli ancoraggio, sono quelli riportati al paragrafo 7.5.2.5.

Tutti i bulbi di fondazione sono ancorati oltre il cuneo di spinta attiva.

15.5.2 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili in acciaio S355 del tipo HEA 200.

La verifica di tali elementi strutturali agli SLE e agli SLU è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su appoggi, soggetta a un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

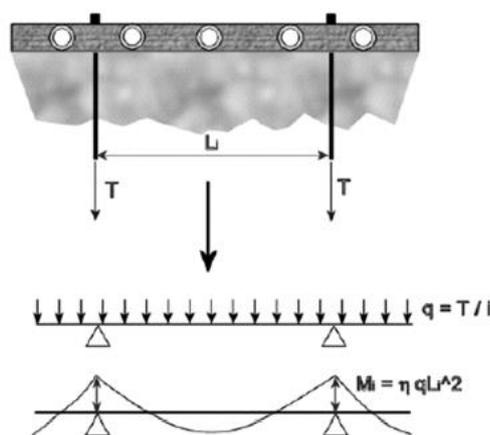


Figura 154 - Schema statico travi di ripartizione

15.5.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{\max} = 150 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{\max} = 150 \times 2.4^2/8 = 108 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 150 \times 2.4/2 = 180 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{108}{2 \cdot 0.000389} = 138'817 \text{ kN/m}^2 = 139 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{180000}{2 \cdot 5383} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

15.5.2.2 Verifica agli Stti Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi, è :

$$F_{\max} = 195 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.40$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{Ed} = 195 \times 2.4^2/8 = 140.4 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{Ed} = 195 \times 2.4/2 = 234 \text{ kN (appoggio)}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA200, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 389 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 240 \text{ kNm} > 140.4 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 5383 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1918 \text{ kN} > 234 \text{ kN}$$

Risulta $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$, quindi anche la verifica agli stati limite ultimi è soddisfatta.

16. VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI

Per le verifiche dei manufatti prefabbricati tipo geoblocchi, si rimanda alla relazione di calcolo: 104C_C16166_NV02_C_3_E_CL_OC_1617B.