

**MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**




COMUNE DI TORINO



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna**


PROGETTO DEFINITIVO		 INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i>										INFRATRASPORTI S.r.l.		
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 60385	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI GALLERIA DI LINEA – GALLERIA ARTIFICIALE RELAZIONE DI CALCOLO												
		ELABORATO							REV.		SCALA	DATA		
		MT	L2	T1	A1	D	STR	GA0	R	003	Int.	Est.	-	29/03/2023
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi											0	2		

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1


REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	18/01/22	GGI	ECA	FRI	RCR
1	Emissione finale a seguito di verifica preventiva	29/12/22	RCC	ECA	FRI	RCR
2	Emissione finale a seguito di verifica preventiva	29/03/23	FCA	ECA	FRI	RCR
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td>LOTTO 1</td><td>CARTELLA</td><td>9.5.1</td><td>3</td><td>MTL2T1A1D</td><td>STRGA0R003</td></tr></table>	LOTTO 1	CARTELLA	9.5.1	3	MTL2T1A1D	STRGA0R003	STAZIONE APPALTANTE DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro
LOTTO 1	CARTELLA	9.5.1	3	MTL2T1A1D	STRGA0R003		


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

INDICE


1.	PREMESSA	15
2.	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
2.2	PROGRAMMI DI CALCOLO	20
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	22
3.1	CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI: C25/30	22
3.2	CALCESTRUZZO PER PIEDRITTI DI SOPRAELEVAZIONE, SOLETTA E STRUTTURE INTERNE: C30/37	22
3.3	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO: B450C	23
3.4	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA - MICROPALI	23
3.5	MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONI A BASSA PRESSIONE – MICROPALI	23
3.6	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE: DIAFRAMMI	23
3.7	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE: SOLETTA DI COPERTURA	26
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	28
4.1	SEZIONE DI CALCOLO GA1	28
4.2	SEZIONE DI CALCOLO GA2 E GA3	29
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	32
5.1	CONTESTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	32
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	34
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	35
6.1	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI BASE	35
6.2	FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO	36
6.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	37
6.4	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO	37

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

7.	CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE	40
7.1	CENNI NORMATIVI	40
7.2	ANALISI DELL'INTERAZIONE PARATIA-TERRENO	43
7.3	CARICHI APPLICATI ALLE STRUTTURE	44
7.4	SPINTA DEL TERRENO	47
7.5	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	50
7.6	CAPACITÀ PORTANTE	51
7.6.1	CAPACITÀ PORTANTE LATERALE	52
7.6.2	CAPACITÀ PORTANTE DI BASE	52
8.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI DIAFRAMMI DEFINITIVI GA1	55
8.1	FASI DI CALCOLO	55
8.2	ANALISI DEI CARICHI	57
8.3	RISULTATI DI CALCOLO	59
8.4	VERIFICA STRUTTURALE	62
8.4.1	VERIFICA STRUTTURALE - SLE	69
8.5	MOBILITAZIONE DELLA SPINTA PASSIVA	71
8.6	ANALISI DI STABILITÀ	72
8.7	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	74
8.8	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	76
9. GA3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI DIAFRAMMI DEFINITIVI GA2 E 78	
9.1	FASI DI CALCOLO	78
9.2	ANALISI DEI CARICHI	80
9.3	RISULTATI DI CALCOLO	84
9.4	VERIFICA STRUTTURALE	89
9.4.1	VERIFICA STRUTTURALE - SLE	97
9.5	MOBILITAZIONE DELLA SPINTA PASSIVA	98
9.6	ANALISI DI STABILITÀ	100
9.7	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	104

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

9.8	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	104
10.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE BERLINESI PROVVISORIALI	107
10.1	FASI DI CALCOLO	107
10.2	RISULTATI DI CALCOLO	108
10.3	VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO	112
10.4	VERIFICA MICROPALI A CAVALLETTO	114
10.5	VERIFICA TRAVE DI CORONAMENTO	117
10.6	MOBILITAZIONE DELLA SPINTA PASSIVA	119
10.7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	120
11.	VALIDAZIONE DEI MODELLI ESEGUITI	122
11.1	METODO DELL'AREA TRIBUTARIA	122
12.	ROBUSTEZZA DURANTE LE FASI DI COSTRUZIONE	126
13.	DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE GA01	127
13.1	GEOMETRIA DELL'OPERA GA01	127
13.2	ANALISI DEI CARICHI DELLE STRUTTURE INTERNE	128
13.2.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	128
13.2.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	128
13.2.3	CARICHI VARIABILI (Q)	129
13.2.4	SPINTA DELLA FALDA (G1 FALDA)	132
13.2.5	RITIRO (ΔT)	132
13.2.6	AZIONI TRASMESSE DAI DIAFRAMMI	135
13.2.7	CARICHI SISMICI (s1, s2, s3)	137
13.2.8	AZIONE DELLE TERRE (N SLE TERRE, NSLU TERRE)	139
13.3	COMBINAZIONI DI CARICO	140
13.4	MODELLO DI CALCOLO	143
13.4.1	CONDIZIONI DI VINCOLO	147
13.5	FIGURE DEI CARICHI	150
13.6	SOLLECITAZIONI	155
13.7	DEFORMATE	160

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

14. CRITERI DI CALCOLO DELLA SOLETTA DI COPERTURA E STRUTTURE INTERNE 161

14.1	VALORE AMMISSIBILE DI APERTURA DELLE FESSURE	161
14.2	LIMITI TENSIONALI PER LE VERIFICHE ALLO SLE	161

15. VERIFICHE STRUTTURE INTERNE GA01 162

15.1	FONDAZIONE	164
15.2	MURI LATERALI	166
15.3	VALORI LIMITE INFLESSIONE	168


16. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA01 CON RICOPRIMENTO MASSIMO 169

16.1	ANALISI DEI CARICHI DELLA SOLETTA	169
16.1.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	169
16.1.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	169
16.1.3	CARICHI VARIABILI (Q)	170
16.1.4	RITIRO	170
16.1.5	AZIONI TRASMESSE DAI DIAFRAMMI	174
16.2	COMBINAZIONI DI CARICO	175
16.3	MODELLO DI CALCOLO	178
16.4	SOLLECITAZIONI	179
16.5	VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA	183
16.5.1	ESTREMI	184
16.5.2	MEZZERIA	186
16.6	VALORI LIMITE INFLESSIONE	188

17. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA01 CON RICOPRIMENTO MEDIO 189

17.1	ANALISI DEI CARICHI DELLA SOLETTA	189
17.1.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	189
17.1.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	189
17.1.3	CARICHI VARIABILI (Q)	190
17.1.4	RITIRO	190
17.1.5	AZIONI TRASMESSE DAI DIAFRAMMI	194
17.2	COMBINAZIONI DI CARICO	195

17.3	MODELLO DI CALCOLO	198
17.4	SOLLECITAZIONI	199
17.5	VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA	203
17.5.1	ESTREMI	204
17.5.2	MEZZERIA	206
18. E GA03	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA02 208	
18.1	GEOMETRIA DELL'OPERA GA02 E GA03	208
18.2	ANALISI DEI CARICHI DELLA SOLETTA	209
18.2.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	209
18.2.2	PERMANENTI PORTATI (G2)	209
18.2.3	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO	210
18.2.4	RITIRO	210
18.2.5	AZIONI TRASMESSE DAI DIAFRAMMI	213
18.3	COMBINAZIONI DI CARICO	214
18.4	MODELLO DI CALCOLO	218
18.5	SOLLECITAZIONI	219
18.6	VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA	225
18.6.1	ESTREMI	227
18.6.2	MEZZERIA	229
18.7	VALORI LIMITE INFLESSIONE	231
18.8	VERIFICA EFFETTI LONGITUDINALI DA RITIRO	232
18.9	SOLETTA DI FONDAZIONE	234
18.10	RESISTENZA AL FUOCO	236
18.11	VERIFICA EFFETTI LONGITUDINALI DA RITIRO	238
18.12	GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	241
19.	ALLEGATO 1: FASI DI CALCOLO DIAFRAMMI DEFINITIVI	245
19.1	SEZIONE DI CALCOLO GA01	245
19.2	SEZIONE DI CALCOLO GA02, GA03	254
20.	ALLEGATO 2: FASI DI CALCOLO BERLINESE PROVVISORIALE	271

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan linea 2 della Metropolitana di Torino	15
Figura 2.	Dimensioni minime spessore muro e copriferro in caso di incendio (UNI EN 1992-1-2:2005)	25
Figura 3.	Esempio di sezione trasversale della galleria artificiale realizzata in trincea (GA1)	28
Figura 4.	Esempio di sezione trasversale della galleria artificiale realizzata in trincea (GA2-GA3)	30
Figura 5.	Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)	32
Figura 6.	Modellazione piana della paratia	43
Figura 7.	Schematizzazione terreno ed ancoraggi	44
Figura 8.	Schematizzazione metodo di Wood	46
Figura 9.	Valori di K_a e K_p ottenuti con superficie di scorrimento formata da spirale logaritmica (Navfac, 1971)	49
Figura 10.	Diagramma per la valutazione del coefficiente N_q (Berezantzev, 1965)	53
Figura 11.	Dimensioni del modello di calcolo realizzato mediante Paratie Plus	55
Figura 12.	Schema di carico 1 previsto per la soletta di copertura	57
Figura 13.	Modello di carico LM71 previsto per la soletta di copertura	58
Figura 14.	Spostamento massimo nella condizione di lungo termine - SLE	60
Figura 15.	Involuppo di momento flettente – SLE	60
Figura 16.	Involuppo di momento flettente – SLU / SLV	61
Figura 17.	Involuppo di taglio – SLU / SLV	61
Figura 18.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato terreno)	63
Figura 19.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato galleria)	64
Figura 20.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato terreno)	65
Figura 21.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato galleria)	66
Figura 22.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato terreno)	67
Figura 23.	Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato galleria)	68
Figura 24.	Diagramma di momento flettente agente e momento flettente resistente	69
Figura 25.	Diagramma di taglio agente e taglio resistente	69
Figura 26.	Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite di esercizio (SLE)	71
Figura 27.	Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2)	72
Figura 28.	Resistenza passiva mobilitata in condizioni sismiche (SISMA)	72
Figura 29.	Verifica di stabilità globale in condizioni statiche	73
Figura 30.	Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche	74
Figura 31.	Verifica di stabilità della scarpata (condizioni statiche)	74


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 32. Taglio massimo agente sulla soletta di copertura (Fase 14 – A1+M1+R3)	77
Figura 33. Dimensioni del modello di calcolo realizzato mediante Paratie Plus	78
Figura 34. Schema di carico 1 previsto per la soletta di copertura	80
Figura 35. Modello di carico LM71 previsto per la soletta di copertura	82
Figura 36. Spostamento massimo nella condizione di lungo termine - SLE	85
Figura 37. Involuppo di momento flettente – SLE	86
Figura 38. Involuppo di momento flettente – SLU / SLV	87
Figura 39. Involuppo di taglio – SLU / SLV	88
Figura 40. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato terreno)	90
Figura 41. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato galleria)	91
Figura 42. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato terreno)	92
Figura 43. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato galleria)	93
Figura 44. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato terreno)	94
Figura 45. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato galleria)	95
Figura 46. Diagramma di momento flettente agente e momento flettente resistente	96
Figura 47. Diagramma di taglio agente e taglio resistente	97
Figura 48. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite di esercizio (SLE)	98
Figura 49. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2)	99
Figura 50. Resistenza passiva mobilitata in condizioni sismiche (SISMA)	100
Figura 51. Verifica di stabilità globale in condizioni statiche	102
Figura 52. Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (k_v positiva)	102
Figura 53. Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (k_v negativa)	103
Figura 54. Verifica di stabilità della scarpata (condizioni statiche)	104
Figura 55. Taglio massimo agente sulla soletta di copertura (Fase 14 – A1+M1+R3)	106
Figura 56. Involuppo degli spostamenti sulla berlinese provvisoriale (SLE)	108
Figura 57. Involuppo dei momenti flettenti sulla berlinese provvisoriale (A1+M1+R1)	109
Figura 58. Involuppo del taglio sulla berlinese provvisoriale (A1+M1+R1)	110
Figura 59. Involuppo dei momenti flettenti sulla berlinese provvisoriale (A2+M2+R1)	111
Figura 60. Involuppo del taglio sulla berlinese provvisoriale (A2+M2+R1)	112
Figura 61. Verifica strutturale del tubolare in acciaio (A1+M1+R1)	113
Figura 62. Verifica strutturale del tubolare in acciaio (A2+M2+R1)	113
Figura 63. Andamento delle azioni nei micropali a cavalletto al variare delle fasi di calcolo (A1+M1+R3)	115
Figura 64. Range di resistenza a sfilamento dei micropali a cavalletto per la formazione geologica presente nel sito oggetto di studio (vedi rettangolo in rosso)	116
Figura 65. Verifica di resistenza strutturale e a sfilamento dei micropali a cavalletto (A1+M1+R3)	117
Figura 66. Verifica di resistenza strutturale della trave di coronamento in c.a.	118
Figura 67. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di esercizio (SLE)	119


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 68. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2+R1)	120
Figura 69. Verifica di stabilità globale della berlinese provvisionale in condizioni statiche	121
Figura 70. Diagramma delle pressioni per il metodo dell'Area Tributaria	123
Figura 71. Schema semplificato di calcolo	124
Figura 72. Schema di carico della metro	129
Figura 73. Distribuzione del carico sulla soletta	131
Figura 74. Modello delle strutture interne soggette a spinta idrostatica della falda e conseguenti sollecitazioni assiali	136
Figura 75. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018	140
Figura 76. Licenza del Software Sap2000 impiegato ai fini dell'analisi	143
Figura 77. Proprietà meccaniche della sezione della copertura del modello	144
Figura 78. Numerazione dei nodi	146
Figura 79. Numerazione delle aste	146
Figura 80. Grafico spostamento assoluto-profondità paratie	148
Figura 81. Andamento delle rigidezze	148
Figura 82. Vincoli del modello	149
Figura 83. G2 carichi permanenti portati	150
Figura 84. N sle (terre)	150
Figura 85. N SLU (terre)	151
Figura 86. Falda	151
Figura 87. Ritiro	152
Figura 88. Q metro	152
Figura 89. Q locali tecnici	153
Figura 90. S1 azione sismica	153
Figura 91. S3 inerzia sismica della struttura	154
Figura 92. S2 inerzia sismica dei permanenti portati	154
Figura 93. ENV M SLU/SLV	155
Figura 94. ENV N SLU/SLV	155
Figura 95. ENV V SLU/SLV	156
Figura 96. ENV M RARA	156
Figura 97. ENV N RARA	157
Figura 98. ENV M FREQUENTE	157
Figura 99. ENV N FREQUENTE	158
Figura 100. ENV M QUASI PERMANENTE	158
Figura 101. ENV N QUASI PERMANENTE	159
Figura 102. DEFORMATA SLU GA01	160
Figura 103. DEFORMATA SLE RARA GA01	160
Figura 104. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.	162
Figura 105. Legenda delle componenti strutturali	163


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 106. Verifica sezione soletta di fondazione GA01 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)	164
Figura 107. Verifica sezione soletta di fondazione GA01 in c.a. allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)	165
Figura 108. Verifica sezione muri laterali GA01 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Estremi)	166
Figura 109. Verifica sezione muri laterali GA01 in c.a. allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)	167
Figura 110. Modello portale soggetto a ritiro	172
Figura 111. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro	172
Figura 112. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018	175
Figura 113. Modelli del solaio di copertura	178
Figura 114. G2 carichi permanenti portati	178
Figura 115. Q carichi variabili	179
Figura 116. Momento flettente (SLU)	180
Figura 117. Taglio schema (SLU)	180
Figura 118. Momento flettente (SLE Rara)	181
Figura 119. Momento flettente (SLE Frequente)	181
Figura 120. Momento flettente (SLE Quasi Permanente)	182
Figura 121. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.	183
Figura 122. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Estremi)	184
Figura 123. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)	185
Figura 124. Verifica soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)	186
Figura 125. Verifica soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)	187
Figura 126. Modello portale soggetto a ritiro	192
Figura 127. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro	192
Figura 128. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018	195
Figura 129. Modelli del solaio di copertura	198
Figura 130. G2 carichi permanenti portati	198
Figura 131. Q carichi variabili	199
Figura 132. Momento flettente (SLU)	200
Figura 133. Taglio schema (SLU)	200
Figura 134. Momento flettente (SLE Rara)	201
Figura 135. Momento flettente (SLE Frequente)	201
Figura 136. Momento flettente (SLE Quasi Permanente)	202
Figura 137. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.	203
Figura 138. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Estremi)	204


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 139. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)	205
Figura 140. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)	206
Figura 141. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)	207
Figura 142. Modello portale soggetto a ritiro	212
Figura 143. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro	213
Figura 144. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018	215
Figura 145. Modelli del solaio di copertura	218
Figura 146. G2 carichi permanenti portati	218
Figura 147. Q carichi variabili	219
Figura 148. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLU)	219
Figura 149. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLU)	220
Figura 150. Taglio schema appoggio-appoggio (SLU)	220
Figura 151. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Rara)	221
Figura 152. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Rara)	221
Figura 153. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Frequente)	222
Figura 154. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Frequente)	222
Figura 155. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Quasi Permanente)	223
Figura 156. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Quasi Permanente)	223
Figura 157. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.	226
Figura 158. Verifica sezione soletta di copertura GA02 e GA03 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Estremi)	227
Figura 159. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)	228
Figura 160. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)	229
Figura 161. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)	230
Figura 162. Dimensioni minime spessore soletta e copriferro in caso di incendio (UNI EN 1992-1-2:2005 – Tabella 5.8)	237
Figura 163. Sezioni degli elementi strutturali e distanza dall'asse a (UNI EN 1992-1-2:2005)	237
Figura 164. Carico permanente portato su trave appoggiata – validazione risultati	242
Figura 165. Carico variabile su trave appoggiata – validazione risultati	242
Figura 166. Momenti in mezzeria ottenuto mediante SAP2000 – validazione risultati	243
Figura 167. Fase condizione geostatica	246
Figura 168. Fase stato attuale	246
Figura 169. Fase bonifica	247
Figura 170. Fase rinterro	247



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 171. Fase realizzazione diaframmi	248
Figura 172. Fase primo scavo di ribasso	248
Figura 173. Fase realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta di copertura	249
Figura 174. Fase ritombamento parziale	249
Figura 175. Fase di scavo	250
Figura 176. Fase applicazione extra-scavo da NTC18	250
Figura 177. Fase realizzazione solettone di fondo	251
Figura 178. Fase ritombamento fino alla quota di fondo scavo	251
Figura 179. Fase ritombamento finale	252
Figura 180. Fase condizione di lungo termine	252
Figura 181. Fase fluage	253
Figura 182. Fase 1: condizione geostatica	255
Figura 183. Fase 2: stato attuale	256
Figura 184. Fase 3: bonifica	257
Figura 185. Fase 4: rinterro	258
Figura 186. Fase 5: realizzazione diaframmi	259
Figura 187. Fase 6: primo scavo di ribasso	260
Figura 188. Fase 7: realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta di copertura	261
Figura 189. Fase 8: ritombamento parziale	262
Figura 190. Fase 9: fase di scavo	263
Figura 191. Fase 10: applicazione extra-scavo da NTC18	264
Figura 192. Fase 11: realizzazione solettone di fondo	265
Figura 193. Fase 12: ritombamento fino alla quota di fondo scavo	266
Figura 194. Fase 13: ritombamento finale	267
Figura 195. Fase 14: condizione di lungo termine	268
Figura 196. Fase 15 (SLE): fluage	269
Figura 197. Fase 15 (SLV): condizione sismica	270
Figura 198. Fase 1: condizione geostatica	272
Figura 199. Fase 2: realizzazione micropali	273
Figura 200. Fase 3: realizzazione micropali a cavalletto	274
Figura 201. Fase 4: scavo fino alla quota -1 m da piano stradale	275
Figura 202. Fase 5: scavo fino alla quota -2 m da piano stradale	276
Figura 203. Fase 6: scavo fino alla quota -3 m da piano stradale	277
Figura 204. Fase 7: scavo fino alla quota -4 m da piano stradale	278
Figura 205. Fase 8: scavo fino alla quota -5 m da piano stradale	279
Figura 206. Fase 9: scavo fino alla quota -6 m da piano stradale	280
Figura 207. Fase 10: scavo fino alla quota -7 m da piano stradale	281
Figura 208. Fase 11: fondo scavo	282
Figura 209. Fase 12: extra-scavo previsto da NTC 2018	283

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1. Classi di esposizione e copriferro impiegati	26
Tabella 2. Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento	34
Tabella 3. Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base	38
Tabella 4. Sintesi delle azioni sismiche di progetto GA1	38
Tabella 5. Sintesi delle azioni sismiche di progetto GA2 e GA3	39
Tabella 6. Coefficienti parziali per le azioni	40
Tabella 7. Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali	41
Tabella 8. Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti	42
Tabella 9. Valori di $q_{b,max}$ per terreni a grana grossa (Gwizdala, 1984)	53
Tabella 10. Parametri di resistenza e deformabilità impiegati nelle analisi numeriche	55
Tabella 11. Sintesi risultati di calcolo principali (diaframmi definitivi)	59
Tabella 12. Sintesi livelli di armatura di forza previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)	62
Tabella 13. Sintesi livelli di armatura a taglio previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)	62
Tabella 14. Risultati delle verifiche di stabilità globale	72
Tabella 15. Valori di capacità portante al variare della profondità (AGI, 1984)	76
Tabella 16. Parametri di resistenza e deformabilità impiegati nelle analisi numeriche	78
Tabella 17. Sintesi risultati di calcolo principali (diaframmi definitivi)	84
Tabella 18. Sintesi livelli di armatura di forza previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)	89
Tabella 19. Sintesi livelli di armatura a taglio previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)	89
Tabella 20. Risultati delle verifiche di stabilità globale	100
Tabella 21. Valori di capacità portante al variare della profondità (AGI, 1984)	105
Tabella 22. Sintesi risultati di calcolo principali (berlinese provvisoria)	108
Tabella 23. Azione massima che insorge nei micropali a cavalletto durante le fasi di realizzazione della berlinese	114
Tabella 24. Risultati delle verifiche di stabilità globale	120
Tabella 25. Calcolo del carico idrostatica della falda	132
Tabella 26. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo della soletta di copertura	133
Tabella 27. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo della soletta di fondazione	134
Tabella 28. Azioni trasmesse dai diaframmi alla struttura interna	135
Tabella 29. Azioni trasmesse dai diaframmi alla struttura interna deputare dal contributo della spinta idrostatica	136
Tabella 30. Coefficiente di ripartizione del carico r	138



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Tabella 31. Calcolo azioni del terreno agenti sulle fodere della struttura interna ripartite in funzione della rigidità flessionale	139
Tabella 32. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – (¹) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}	141
Tabella 33. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)	141
Tabella 34. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto	142
Tabella 35. Calcolo della costante di sottofondo mediante la formula di Vogt	145
Tabella 36. Parametri operativi per la verifica del CLS armato	162
Tabella 37. Verifica di deformabilità dei solai della sezione GA01 allo stato limite di esercizio RARA	168
Tabella 38. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo	170
Tabella 39. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – (¹) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}	176
Tabella 40. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)	176
Tabella 41. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto	177
Tabella 42. Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)	182
Tabella 43. Parametri operativi per la verifica del CLS armato	183
Tabella 44. Verifica di deformabilità della soletta di copertura soggetta a ricoprimento massimo allo stato limite di esercizio RARA	188
Tabella 45. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo	190
Tabella 46. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – (¹) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}	196
Tabella 47. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)	196
Tabella 48. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto	197
Tabella 49. Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)	202
Tabella 50. Parametri operativi per la verifica del CLS armato	203
Tabella 51. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo	211
Tabella 52. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – (¹) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}	215
Tabella 53. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)	216
Tabella 54. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto	217
Tabella 55. Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)	224
Tabella 56. Parametri operativi per la verifica del CLS armato	225
Tabella 57. Verifica di deformabilità dei solai GA02 e GA03 allo stato limite di esercizio RARA231	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica ha per oggetto la Progettazione Definitiva delle opere di sostegno della galleria artificiale e le relative strutture previste per la GA01, GA02 e GA03, tra la Stazione Corelli alla PK 13+113.76 circa e la Stazione Rebaudengo alla PK 14+534.20 circa, della linea 2 della Metropolitana di Torino. In particolare, saranno trattate le fasi realizzative, le analisi strutturali e le relative verifiche di sicurezza della galleria artificiale realizzata all'interno della trincea ferroviaria esistente.


Il 1° lotto funzionale della Linea 2 della Metropolitana di Torino, incluso tra le stazioni Rebaudengo e Politecnico, si colloca interamente nel territorio comunale di Torino, presenta una lunghezza di circa 9,5 km, e, procedendo da nord verso sud, si sviluppa a partire dalla stazione di corrispondenza con la stazione F.S. Rebaudengo-Fossata, proseguendo poi lungo la ex trincea ferroviaria posta tra via Gottardo e via Sempione. Il tracciato, a partire dalla fermata Corelli passa lungo via Bologna, al fine di servire meglio gli insediamenti dell'area interessata esistenti e futuri con le fermate intermedie Cimarosa-Tabacchi, Bologna e Novara. Dopo la fermata Novara, il tracciato si allontana dall'asse di Via Bologna mediante una curva in direzione sud-est e si immette sotto l'asse di Corso Verona fino alla Stazione Verona ubicata in Largo Verona. Dopo la fermata Verona, sotto attraversato il fiume Dora e Corso Regina Margherita, la linea entra nel centro storico della città con le fermate Mole/Giardini Reali e Carlo Alberto, portandosi poi in corrispondenza di via Lagrange, sino ad arrivare alla stazione Porta Nuova, posta lungo via Nizza, che sarà di corrispondenza sia con la linea F.S. che con la Linea 1 della metropolitana di Torino.

Dalla fermata Porta Nuova il tracciato prosegue lungo l'allineamento di via Pastrengo, per poi portarsi su corso Duca degli Abruzzi fino alla fermata Politecnico.




Figura 1. Key-plan linea 2 della Metropolitana di Torino

Nella presente relazione saranno trattati i seguenti argomenti:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- documenti e normative di riferimento per la progettazione definitiva delle opere;
- descrizione delle opere e delle caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione;
- descrizione del contesto geologico, idrogeologico e caratterizzazione geotecnica;
- caratterizzazione sismica dell'area di riferimento;
- criteri di calcolo delle opere, dimensionamento e verifica delle stesse.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

2. DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento

La progettazione definitiva delle opere sarà condotta in accordo alle seguenti norme:


- [1] Legge n. 1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [2] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" - NTC2018 - (GU n.42 del 20/02/2018).
- [3] Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 21 gennaio 2019, n.7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- [4] 21/10/2015: "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, costruzione ed esercizio delle metropolitane".
- [5] UNI 9503-2007: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio".
- [6] D.M. 16/02/2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- [7] UNI EN 206:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- [8] UNI 11104-2016, "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- [9] UNI EN 1090-1:2012 – "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali".
- [10] Stucchi M., et al., 2004 - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. (<https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>).
- [11] Azioni sismiche - Spettri di risposta ver.1.03 (Software sperimentale disponibile dal sito del CSLLPP, <http://cslp.mit.gov.it>).
- [12] Legge 2 febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- [13] D.G.R. 30 Dicembre 2019, n. 6-887: "Preso d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte"

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


[14]D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico".

Quando necessario, sono state altresì assunti a riferimento i Codici Normativi Europei nella loro ultima revisione) sottoelencati:

- [15]Eurocode 0 - Criteri generali di progettazione strutturale
- [16]UNI EN 1990:2006 Criteri generali di progettazione strutturale
- [17]Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
- [18]UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [19]UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- [20]UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- [21]UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [22]UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [23]UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [24]UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [25]UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [26]UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
- [27]UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
- [28]Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [29]UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [30]UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [31]UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [32]UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi
- [33]Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
- [34]UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [35]UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- [36]UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- [37]UNI EN 1993-1-4:2015 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
- [38]UNI EN 1993-1-5:2017 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [39]UNI EN 1993-1-6:2017 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
- [40]UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
- [41]UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [42]UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- [43]UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [44]UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [45]UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
- [46]UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- [47]UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali
- [48]UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere
- [49]UNI EN 1993-4-1:2017 Parte 4-1: Silos
- [50]UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi
- [51]UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte
- [52]UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
- [53]UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento
- [54]Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- [55]UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [56]UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [57]UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- [58]Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
- [59]UNI EN 1995-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- [60]UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [61]UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti
- [62]Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura
- [63]UNI EN 1996-1-1:2013 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
- [64]UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [65]UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
- [66]UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
- [67]Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
- [68]UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- [69]UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- [70]Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- [71]UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [72]UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- [73]UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
- [74]UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte
- [75]UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [76]UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

2.2 Programmi di calcolo

Per il dimensionamento delle paratie:


- Paratie Plus ver. 21.0.2 – CaAS 2021


Per le analisi di stabilità:

- Slope/W – GeoSlope ver. 8.13 – GEOSTUDIO 2012

Per le strutture:

- SAP2000 ver. 23.1.0

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per diaframmi: C25/30

Classe di esposizione:XC2

Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90$ MPa

Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90$ MPa

Modulo Elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16$ MPa

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11$ MPa

Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.55$ MPa

Resistenza a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ MPa

Resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ MPa

3.2 Calcestruzzo per piedritti di sopraelevazione, soletta e strutture interne: C30/37

Classe di esposizione:XC3

Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71$ MPa

Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71$ MPa


Modulo Elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43$ MPa

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 17.40$ MPa

Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$ MPa

Resistenza a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.06$ MPa

Resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37$ MPa

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

3.3 Acciaio da cemento armato: B450C

Tensione di rottura caratteristica $f_{tk} \geq 540$ MPa

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450$ MPa

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.3$ MPa

Allungamento caratteristico $\geq 7.5\%$

Modulo elastico $E_s = 210000$ MPa

3.4 Acciaio per carpenteria metallica - Micropali

Classe acciaio carpenteria metallica: S355JR

Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} \geq 355$ MPa

Tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} \geq 510$ MPa

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = f_{yk}/1.05 = 338.10$ MPa

3.5 Miscele cementizie per iniezioni a bassa pressione – Micropali

Classe di esposizione: XC2


Classe di resistenza: C25/30

Rapporto a/c massimo: 0.50

Fluidificante 1%-2% in peso sul cemento

3.6 Copriferro minimo e copriferro nominale: Diaframmi

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Il copriferro viene calcolato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1, §4.4.1): il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo (c_{min}) più un margine di progetto per gli scostamenti ΔC_{dev} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Il copriferro minimo (c_{min}) è pari a:

$$C_{min} = \max (C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$


in cui:

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza e vale 20 mm (diametro massimo delle barre isolate);
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (30 mm);
- $\Delta C_{dur,\gamma}$ riduzione del copriferro per margine di sicurezza (0 mm);
- $\Delta C_{dur,st}$ riduzione del copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (0 mm);
- $\Delta C_{dur,add}$ riduzione del copriferro per utilizzo di protezione aggiuntiva (0 mm).

Pertanto, si ha $c_{min} = 45$ mm. Nel caso in esame, sarà adottato un copriferro nominale pari a 75 mm per tutte le opere in oggetto (coerentemente con quanto indicato nel manuale di progettazione).

I rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi. La resistenza al fuoco è il tempo durante il quale la struttura può resistere al fuoco. Per il caso in esame si considera una durata di progetto dell'incendio di 120 minuti (REI 120, riferito alla curva di incendio ISO 834).

Per la valutazione del copriferro da adottare si utilizza il metodo tabellare secondo quanto riportato al §5.4.2 della UNI EN 1992-1-2:2005; si riporta di seguito la tabella relativa allo spessore minimo da adottare per diaframma e copriferro.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	Wall thickness/axis distance for			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	wall exposed on one side	wall exposed on two sides	wall exposed on one side	wall exposed on two sides
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60


* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

Note: For the definition of μ_{fi} see 5.3.2 (3).

Figura 2. Dimensioni minime spessore muro e copriferro in caso di incendio (UNI EN 1992-1-2:2005)

Il valore μ_{fi} rappresenta il rapporto tra N_{Ed} (sforzo normale agente) e N_{Rd} (sforzo normale resistente); nel caso in esame si considera – cautelativamente – $\mu_{fi} = 0.7$.

Secondo quanto riportato in Figura 2 lo spessore minimo del muro (per REI 120) deve essere pari a 160 mm, mentre per il copriferro pari a 35 mm; entrambe le condizioni risultano dunque soddisfatte.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

3.7 Copriferro minimo e copriferro nominale: Soletta di copertura

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale". I valori dei copriferro sono calcolati in accordo alla tabella C4.1.6.1.3 della Circolare del 21 gennaio 2019 inerente alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Tabella 1. Classi di esposizione e copriferro impiegati


Tipologia	Classe di esposizione	Ambiente	Classe calcestruzzo	C_{min} [mm]	$C_{utilizzato}$ [mm]
Diaframmi	XC2	Ordinario	C25/30	25+10*+10* *=45	75
Solaio di copertura	XC3	Ordinario	C30/37	20+10*+10* *=40	50
Fodere	XC3	Ordinario	C30/37	20+10*+10* *=40	50
Solai interni	XC3	Ordinario	C30/37	20+10*+10* *=40	40
Pilastri interni	XC3	Ordinario	C30/37	25+10*+10* *=45	45
Solaio di fondo	XC3	Ordinario	C30/37	20+10*+10* *=40	50

*per costruzioni con vita nominale di 100 anni

**per tolleranze di posa dell'armatura

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Sulla base della classe di esposizione XC3 considerata si assume un copriferro minimo pari a 20 mm, a tale valore va aggiunta la tolleranza di posa pari a 10 mm e, dato che la struttura ha vita nominale di 100 anni, si aggiungono ulteriormente altri 10 mm. Pertanto, il c_{min} risulta essere pari a:

$$c_{min} = 20 + 10 + 10 = 40 \text{ mm}$$

Il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo (c_{min}) più un margine di progetto per gli scostamenti ΔC_{dev} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

Nel caso in esame sarà adottato un copriferro nominale pari a 50 mm per la soletta di copertura ed il solaio di fondo in oggetto.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La galleria artificiale oggetto di studio della presente relazione tecnica e di calcolo, si sviluppa per circa 1750 m tra la Stazione Corelli e la Stazione Rebaudengo. La galleria artificiale verrà quasi interamente realizzata all'interno della trincea ferroviaria esistente (dismessa) tra le vie Gottardo e Sempione.

A causa delle differenti condizioni al contorno presenti lungo il tratto dell'opera, si distinguono due differenti sezioni di calcolo di seguito descritte.

4.1 Sezione di calcolo GA1

Per quanto concerne il tratto in cui insiste la GA1 si ha una quota di falda di lungo termine che impone la necessità della presenza di fodere interne. In particolare, il battente idraulico massimo misurato tra la quota di falda di lungo termine ed il fondo scavo è pari a 3.8m. In aggiunta a tale aspetto, l'elevata altezza del ricoprimento insistente sull'opera determina uno spessore della soletta di copertura maggiore rispetto alle GA 2 e 3. Si mostra di seguito la sezione di calcolo adottata:

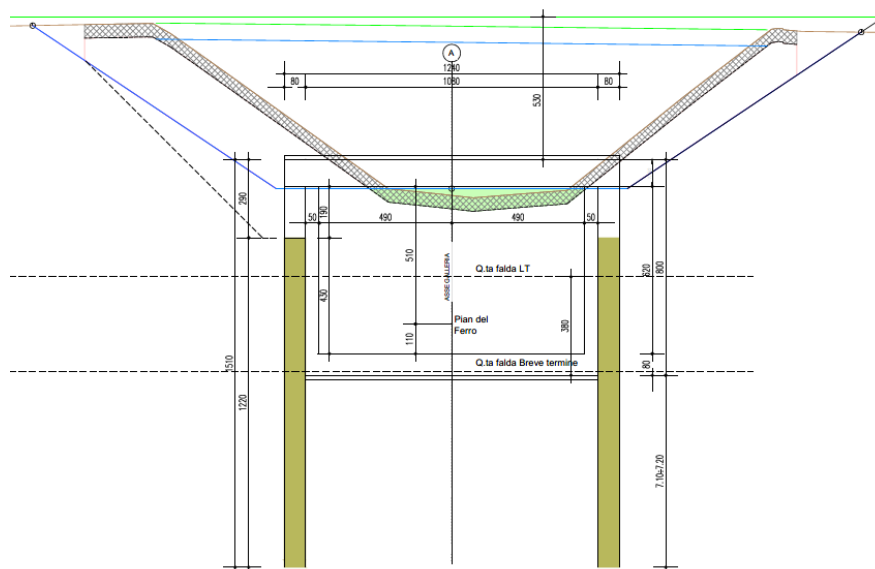



Figura 3. Esempio di sezione trasversale della galleria artificiale realizzata in trincea (GA1)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La galleria artificiale GA1 verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down, caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi e dal solaio di copertura. In particolare, le fasi realizzative prevedono:

- deviazione della viabilità esistente, posizionamento recinzioni di cantiere e barriere acustiche;
- rimozione della vegetazione superficiale e bonifica della ex trincea ferroviaria mediante scotico di circa 0.5 m;
- esecuzione di eventuali opere di consolidamento e di sostegno dello scavo;
- rinterro fino alla quota prevista da progetto per la realizzazione dei diaframmi di supporto;
- realizzazione dei diaframmi di sostegno;
- scavo sino ad una quota tale da avere una luce netta interna tra intradosso soletta di copertura e terreno di fondo pari a circa 3.5 m (per questioni legate alla sicurezza);
- realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta superiore di copertura;
- esecuzione dell'impermeabilizzazione del solettone di copertura e relativo massetto di copertura, con parziale ritombamento;
- scavo di ribasso sino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- preparazione del piano di posa del solettone di fondo mediante getto di CLS magro di pulizia e livellamento (circa 15 cm) con interposto strato di impermeabilizzazione;
- esecuzione del solettone di fondo;
- ritombamento in copertura sino a quota piano stradale;
- ripristino viabilità e realizzazione area verde in corrispondenza del trincerone.

La galleria artificiale GA1, una volta realizzata, lungo l'intera tratta in trincea verrà interamente interrata con un ricoprimento che risulterà variabile da un minimo di circa 3 m fino ad un massimo di circa 6.60 m.

I diaframmi presentano uno spessore di 0.8 m e lunghezza totale di 14 m; la distanza tra le paratie è pari a 11.62 m, la soletta di copertura ha uno spessore di 1.30 m e infine il solettone di fondo uno spessore di 0.8 m.

Infine, per l'opera in esame non sono previsti puntelli provvisori per garantire la stabilità dell'opera nelle fasi intermedie.

4.2 Sezione di calcolo GA2 e GA3

Ai fini del dimensionamento strutturale delle sezioni dei tratti di competenza GA2 e GA3, la falda risulta essere ininfluenza, pertanto, non sono previste fodere interne.

Si riporta nella figura seguente un esempio grafico dell'opera oggetto di studio per GA2 e GA3.

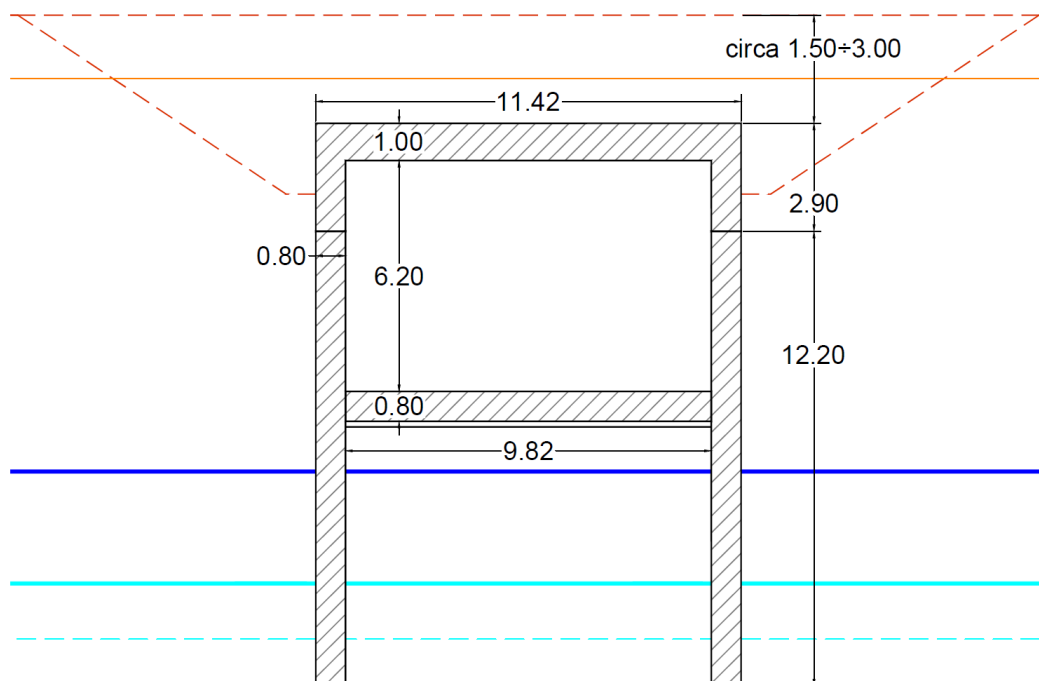



Figura 4. Esempio di sezione trasversale della galleria artificiale realizzata in trincea (GA2-GA3)

La galleria artificiale verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down, caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi e dal solaio di copertura. In particolare, le fasi realizzative prevedono:

- deviazione della viabilità esistente, posizionamento recinzioni di cantiere e barriere acustiche;
- rimozione della vegetazione superficiale e bonifica della ex trincea ferroviaria mediante scotico di circa 0.5 m;
- esecuzione di eventuali opere di consolidamento e di sostegno dello scavo;
- rinterro fino alla quota prevista da progetto per la realizzazione dei diaframmi di supporto;
- realizzazione dei diaframmi di sostegno;
- scavo sino ad una quota tale da avere una luce netta interna tra intradosso soletta di copertura e terreno di fondo pari a circa 3.5 m (per questioni legate alla sicurezza);
- realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta superiore di copertura;
- esecuzione dell'impermeabilizzazione del solettone di copertura e relativo massetto di copertura, con parziale ritombamento;
- scavo di ribasso sino alla quota di imposta del solettone di fondo;
- preparazione del piano di posa del solettone di fondo mediante getto di CLS magro di pulizia e livellamento (circa 15 cm) con interposto strato di impermeabilizzazione;
- esecuzione del solettone di fondo;


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- ritombamento in copertura sino a quota piano stradale;
- ripristino viabilità e realizzazione area verde in corrispondenza del trincerone.

La galleria artificiale, una volta realizzata, lungo l'intera tratta in trincea verrà interamente interrata con un ricoprimento che risulterà variabile da un minimo di circa 1.5 m fino ad un massimo di circa 3 m.

I diaframmi presentano uno spessore di 0.8 m e lunghezza totale di 14 m; la distanza tra le paratie è pari a 10.62 m, la soletta di copertura ha uno spessore di 1 m e infine il solettone di fondo uno spessore di 0.8 m.

Infine, per l'opera in esame non sono previsti puntelli provvisori per garantire la stabilità dell'opera nelle fasi intermedie.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Contesto geologico e idrogeologico

L'area lungo la quale si realizzerà la linea 2 della Metropolitana di Torino è ubicata nella cosiddetta "pianura piemontese settentrionale" delimitata a Nord-Ovest dalle Alpi e verso Sud-Est dai rilievi collinari della Collina di Torino e del Monferrato. Tale struttura è caratterizzata da una potente serie di età pliocenico superiore – olocenica formata dagli apporti successivi di due ampi conoidi fluvio-glaciali appartenenti al fiume Dora Riparia e torrente Stura di Lanzo. All'interno dei depositi fluvio-glaciali, si rinvengono termini litologici legati ai litotipi del bacino idrografico di alimentazione, per esempio serpentiniti e ultrabasiti del Massiccio Ultrabasico di Lanzo, gneiss e quarziti del Complesso del Dora Maira. I materiali di natura continentale sono sovrapposti ad una serie marina pliocenica composta da depositi sabbiosi, sabbioso-limosi fino a totalmente limosi. Ad ulteriore profondità si rinvengono formazioni marine di età terziaria di natura prevalentemente marnosa ed arenaceo-conglomeratica costituenti la Collina di Torino. Come si può osservare dalla figura sottostante, il fianco occidentale della Collina di Torino, con struttura anticlinale con asse circa NE-SW, si immerge al di sotto dei depositi quaternari della pianura.

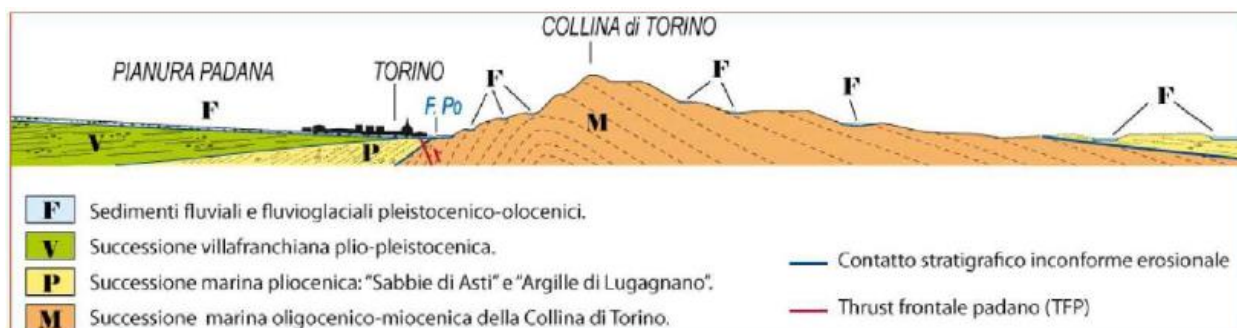



Figura 5. Quadro strutturale tratto dal progetto CARG (Fonte: Forno M.G., 2012)

I terreni presenti in superficie appartengono quindi all'ambiente continentale e risalgono al periodo Pleistocenico (Era Quaternaria); tali depositi sono formati in prevalenza da materiali ghiaiosi, sabbiosi e limosi all'interno dei quali si rinvengono localmente ciottoli silicatici, silicei e calcarei. I ciottoli possono avere dimensioni molto variabili (fino a pluridecimetriche, in media di 10-30 cm), e generalmente sono composti da quarziti, gneiss, serpentiniti e metagabbri. A minori profondità si possono incontrare lenti limoso-argillose attribuibili al fiume Po. La caratteristica principale dei depositi pleistocenici di origine fluvio-glaciale è la presenza in forma discontinua e localizzata, di orizzonti e livelli con grado di cementazione (e/o addensamento) variabile. I livelli conglomeratici, dotati di maggior cementazione, sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono conosciuti con il nome di "puddinghe". I depositi fluvio-glaciali possono presentare caratteristiche

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

notevolmente variabili in termini di resistenza e deformabilità geotecnica in funzione del grado di cementazione ma anche dal punto di vista granulometrico.


A maggiori profondità, al di sotto dei depositi del Quaternario, si possono riscontrare i seguenti materiali geologici, dipendendo dalla zona della città in considerazione:

- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano (Pleistocene inferiore-Pliocene superiore) che possono essere di due differenti tipologie:
 - materiale di ambiente lacustre-palustre, caratterizzati da una granulometria predominante fine e costituiti da alternanza di limi e argille;
 - materiali di ambiente fluviale, più grossolani e rappresentati da livelli sabbioso-ghiaiosi;
- la successione marina Pliocenica (composta da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio-azzurre con fossili);
- la successione marina Oligo-Miocenica della Collina di Torino (formata da marne, siltiti, arenarie e conglomerati marini).

In base agli studi idrogeologici realizzati nella città di Torino e considerando le esperienze previe di progetti simili, possono essere identificati due principali livelli idrogeologici:

- Complesso ghiaioso-sabbioso, sede dell'acquifero libero principale, è formato dai depositi grossolani del Quaternario (ciottoli, ghiaie, e sabbie in matrice sabbioso-limoso) con potenza tra i 30-40 m. In genere i depositi quaternari possono essere caratterizzati da una permeabilità maggiore a 1.0E-04 m/s (permeabilità da media a alta) e localmente presentano un grado di permeabilità inferiore (permeabilità media, compresa tra 1.0E-06 m/s e 1.0E-04 m/s).
- Complesso argilloso-limoso-ghiaioso, sede di un acquifero profondo di tipo “multifalda” situato ad una profondità indicativa tra 40 e 200 m dal p.c. Questo acquifero è costituito da alternanze di depositi medio grossolani e fini appartenenti ai depositi fluviolacustri del Villafranchiano (con una permeabilità media, compresa tra 1.0E-06 m/s e 1.0E-04 m/s), chiusi al tetto da depositi argillosi (potenti fino a 20-30 m e con permeabilità medio-bassa, da 1.0E-08 m/s a 1.0E-06 m/s).

Si può concludere che i lavori della Linea 2 interferiranno esclusivamente con l'acquifero superficiale del complesso ghiaioso-sabbioso, con eccezione della tratta compresa tra le stazioni di Zappata e Caboto lungo la quale la soletta della galleria attraverserà i depositi del Villafranchiano. Con riferimento all'esperienza della Linea 1 della Metropolitana di Torino, la falda superficiale si colloca ad una profondità variabile tra i 14 m ed i 16 m dal piano campagna e l'oscillazione annuale può raggiungere un valore massimo di 2.0 m.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

5.2 Parametri geotecnici di riferimento

Con riferimento alla relazione Geotecnica, sono state individuate 7 unità geotecniche, caratterizzate da un comportamento meccanico-deformativo similare.

Nella seguente tabella si riportano gli intervalli di valori proposti per i parametri di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione delle opere in sotterraneo della linea 2 della Metropolitana di Torino.

Tabella 2. Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche di riferimento


Unità	γ_{nat}	ϕ'	c'	C_u	E	ν
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]
U1	18-19	29-32	0	-	10-25	0.3
U2	18-21	36-38	0-20	-	150-170	0.3
U3	19-20	38-40	30-50	-	170-200	0.3
U4	19-20	38-40	50-100	-	200-260	0.3
U5	18-20	30-32	15-25	100-150	90-100	0.35
U6	19-21	22-26	35-40	70-310	50-80	0.35
U7	20-21	26-28	25-50	100-200	100-200	0.35

**U1: Terreno superficiale; U2: Ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate; U3: Ghiaie e sabbie mediamente cementate; U4: Ghiaie e sabbie altamente cementate; U5: Limi argillosi ed argille limose; U6: Alternanza di sabbie fini-medie debolmente limose e limi argillosi-sabbiosi; U7: Argille limose compatte e localmente litificate (marne di Sant'Agata).*

Riguardo il livello piezometrico della falda reale nei tratti di galleria GA1, GA2 e GA3, esso risulta variabile tra le seguenti quote:

- GA01: 216.4 – 219.9m slm
- GA02: 213.0 – 215.4m slm
- GA03: 211.3 – 212.0m slm

Per ulteriori dettagli e/o approfondimenti in merito alla caratterizzazione geotecnica dei materiali si rimanda all'elaborato specialistico.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione sismica prevede:

- la definizione dell'accelerazione sismica di riferimento su substrato rigido di base;
- l'individuazione della classe di sottosuolo, per la valutazione dell'amplificazione stratigrafica;
- l'individuazione di un valore di riferimento per la magnitudo massima attesa.

6.1 Valutazione dell'azione sismica di base

La valutazione dell'azione sismica per il dimensionamento degli elementi delle infrastrutture, si basa sulla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale in cui la pericolosità è quantificata dall'accelerazione di picco (normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità), a_g/g , in condizioni ideali di sottosuolo rigido e superficie orizzontale, associata a diverse probabilità di superamento in 50 anni. I valori di a_g/g sono dati su una griglia di punti equi-spaziati di 10km. Sulla stessa griglia sono dati anche in valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su substrato rigido (Cfr. §3.2 "azione sismica" delle NTC 2018 che, per i valori di a_g , F_o , T^*_c necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si rimanda agli allegati A e B delle NTC 2018), per le probabilità di superamento associate agli stati limite di verifica previsti dalla normativa di riferimento.


L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La normativa delinea il processo di individuazione dell'azione sismica di progetto che prevede:

- la definizione della vita utile dell'opera, V_R , sulla base della correlazione tra vita nominale V_N e classe d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$
- la stima del periodo di ritorno, T_R , sulla base delle probabilità di superamento, P_{VR} , associata agli stati limite di verifica, secondo la formula: $T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR})$
- la stima dei valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su suolo rigido (parametri d'azione) in funzione di T_R .

I parametri d'azione sono:

- a_g/g , accelerazione massima normalizzata, su sito di riferimento rigido orizzontale;

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- F_0 , moltiplicatore di a_g/g che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T^*_C , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido.
- Gli stati limite di verifica previsti dalla NTC2018 sono elencati di seguito, con le corrispondenti probabilità di superamento in 50 anni:
 - Stato limite ultimo di collasso, SLC, $P_{RV} = 5\%$;
 - Stato limite ultimo di vulnerabilità, SLV, $P_{RV} = 10\%$;
 - Stato limite di esercizio, di danno, SLD, $P_{RV} = 63\%$;
 - Stato limite di esercizio, di operatività, SLO, $P_{RV} = 81\%$.

6.2 Fattore di amplificazione dello spettro di risposta elastico


In coerenza con le prescrizioni normative, l'accelerazione orizzontale massima in superficie, a_{max}/g , si ottiene moltiplicando l'accelerazione massima di base, a_g/g , per un fattore di amplificazione stratigrafica, S_s , ed uno di amplificazione topografica, S_T :

$$a_{max} /g = S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$$

Il fattore di amplificazione stratigrafica dipende dalla classe di sottosuolo definita sulla base di indagini specifiche per la valutazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s , nel sottosuolo di sedime delle singole opere, e si calcola secondo la formulazione riportata nella normativa di riferimento (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV), in funzione dei parametri spettrali F_0 ed a_g/g .

La classe di sottosuolo modifica anche il valore del periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione, attraverso il coefficiente C_C secondo la formulazione riportata in norma (paragrafo 3.2.3.2.1, Tabella 3.2.IV).

Nel caso specifico, l'andamento altimetrico dell'area attraversata dall'infrastruttura di progetto, prevalentemente pianeggiante, con rilievi di pendenza minore di 15° , giustifica l'assunzione di una categoria topografica T1, a cui corrisponde $S_T = 1$ (Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

6.3 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.


6.4 Valutazione dell'azione sismica di progetto

Sulla base delle caratteristiche delle opere in progetto, sono stati scelti i seguenti parametri:

- **Vita nominale: 100 anni** (Tipo di costruzione di categoria 3 – grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica);
- **Classe d'uso: III** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significanti. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provoca situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- **Coefficienti C_u : 1.5** (funzione della classe d'uso).

I parametri di pericolosità sismica di base sono stati elaborati a partire dalle coordinate del sito di riferimento. Con riferimento alle opere in oggetto:

- **Latitudine: 45.098323°**
- **Longitudine: 7.695215°**

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Sulla base di tali parametri di ingresso si ottengono i seguenti valori di pericolosità sismica:

Tabella 3. Sintesi dei parametri di pericolosità sismica di base

Parametri stati limite	u.m.	SLD	SLV
Probabilità di superamento (P_{VR})	%	63	10
Tempo di ritorno (T_R)	anni	151	1424
Accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (a_g)	g	0.039	0.067
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F₀)	-	2.679	2.851
Tempo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T*_c)	s	0.232	0.291


La categoria di sottosuolo è stata definita in funzione dei materiali naturali interessati dalle opere in progetto; in particolare per la GA1 si adotta la categoria di sottosuolo **C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*). Invece, per lo studio di GA2 e GA3 si adotta la categoria di sottosuolo **B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Per quanto riguarda le condizioni topografiche è stata attribuita alle opere in oggetto la categoria T1 (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Sulla base di quanto sopra esposto, i parametri sismici di progetto che saranno impiegate per le analisi delle opere in oggetto risultano:

Tabella 4. Sintesi delle azioni sismiche di progetto GA1


Stato Limite	Coefficienti sismici	Depositi di paleofrana
SLD	Ss	1.500
	Cc	1.700
	St	1.100
	a _{max} (g)	0.058
SLV	Ss	1.500

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

	Cc	1.577
	St	1.000
	a _{max} (g)	0.100

Tabella 5.Sintesi delle azioni sismiche di progetto GA2 e GA3

Stato Limite	Coefficienti sismici	Depositi di paleofrana
SLD	Ss	1.200
	Cc	1.474
	St	1.100
	a _{max} (g)	0.047
SLV	Ss	1.200
	Cc	1.408
	St	1.000
	a _{max} (g)	0.081

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

7. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei criteri delle NTC2018.

In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

7.1 Cenni Normativi

I criteri per la verifica e il dimensionamento di seguito esposti si applicano a tutte le opere che hanno funzione di sostegno quali muri e berlinesi.

In accordo con quanto prescritto dalla Normativa vigente, per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

in cui E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza. Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , queste possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Le azioni sull'opera di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi e all'acqua. In particolar modo, nella valutazione dei sovraccarichi a tergo di un'opera di sostegno, è necessario tenere in conto dell'eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito o di apparecchi di sollevamento.

I valori dei coefficienti parziali da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi sono riportati nella seguente tabella (Tab. 2.6.I delle NTC 2018):

Tabella 6.Coefficienti parziali per le azioni



		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, opportunamente ridotto in funzione del coefficiente parziale specificato nella Tab 6.2.II delle NTC2018.


Tabella 7. Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno – struttura si dovranno eseguire con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1, così come previsto al §6.2.4.2 della normativa vigente.

Per il calcolo e la verifica si devono considerare i seguenti stati limite ultimi, accertando che le resistenze superino le azioni agenti per ciascuno stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo;
 - Instabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza di uno o più sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura della paratia.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

Tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti del gruppo R1 pari all'unità.

Tabella 8. Coefficienti parziali per le verifiche di opere di materiali sciolti

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Inoltre, secondo quanto prescritto al §6.5.2.2 della normativa vigente, il modello geotecnico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Nel caso in cui la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opera vincolata;
- 0.5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti del sistema di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, si deve ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni a bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

7.2 Analisi dell'interazione paratia-terreno

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro si è utilizzato un metodo di calcolo capace di simulare l'interazione terreno-paratia. L'analisi è stata sviluppata con il software Paratie Plus 2019 di CeAS.

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

Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella seguente figura.

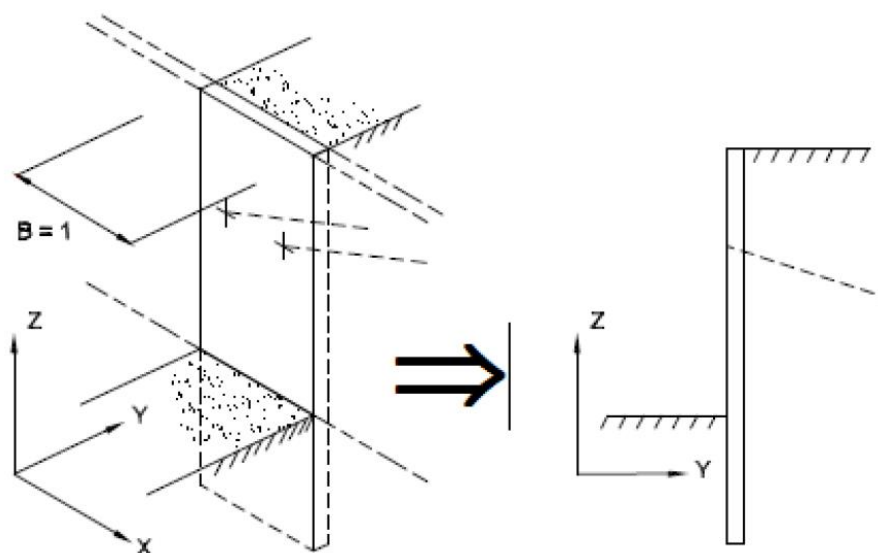


Figura 6. Modellazione piana della paratia

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico"; le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connesse ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi di terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione tra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

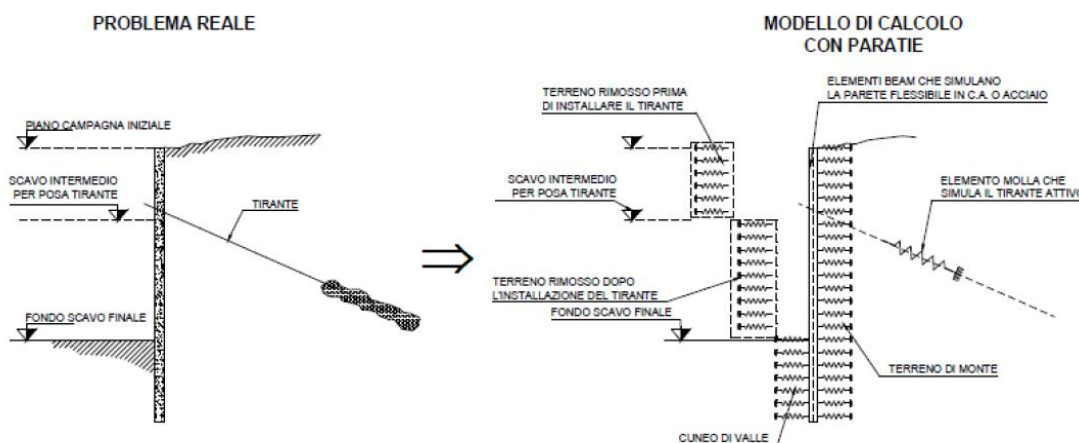


Figura 7. Schematizzazione terreno ed ancoraggi


La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate/puntellate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi "statica incrementale": ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti/vincoli applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

7.3 Carichi applicati alle strutture

Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti per la definizione dei carichi (permanenti, accidentali, ecc.) per le relative combinazioni (Stati Limite Ultimi, Stati limiti di Esercizio, Stati limiti di Danno, etc.) saranno prese in considerazione tutte le prescrizioni del citato DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018).

I software FEM più comuni consentono l'applicazione di forze e momenti concentrati o distribuiti esterni, per situazioni molto speciali. I carichi da considerare sono riepilogati di seguito.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- **Peso della struttura.** Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali (CLS) pari a:
 $\gamma_{cls}=25.0 \text{ kN/m}^3$
- **Spinte del suolo.** La spinta del terreno viene solitamente calcolata dai software considerando la storia di carico dell'opera di sostegno, in diverse fasi di costruzione, considerando la pressione attiva (K_a) e la pressione passiva (K_p).
L'attrito terreno-struttura sarà considerato sul lato attivo e passivo durante la fase temporanea della costruzione ma non in condizioni permanenti di lungo termine. Pertanto, nelle analisi, l'angolo di attrito della parete δ è uguale a:

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi$$
 per diaframmi, pali e micropali durante la fase di costruzione.

$$\delta = 0^\circ$$
 per diaframmi (strutture permanenti) in condizione di lungo termine.
- **Spinta pressione idraulica in caso di presenza di falda.** Nella fase transitoria della costruzione i diaframmi saranno progettati al fine di sopportare la spinta del suolo e la spinta idraulica dovuta alla falda quando presente. A lungo termine, invece, si considereranno i diaframmi come strutture permanenti per la sola spinta del suolo. Per quanto riguarda la spinta idraulica, a favore di sicurezza, si considererà che i giunti fra un diaframma e l'altro non saranno più in grado di "trattenere" l'acqua di falda che, quindi, andrà a esercitare la propria pressione per la sua interezza sulle fodere interne opportunamente impermeabilizzate.
I livelli di breve termine (fase di costruzione) e lungo termine (fase di esercizio) sono così definiti:

 - Breve termine: livello indicato sul profilo + 1.5m (livello di falda considerato nella verifica a galleggiamento del tappo di fondo).
 - Lungo termine: livello di breve termine + 3.0m (livello di falda considerato nella verifica a sifonamento e a galleggiamento della stazione).
- **Sovraccarichi esterni per circolazione mezzi.** Fatte salve situazioni singolari dove il ricoprimento non ha uno spessore adeguato a ridistribuire i carichi stradali da normativa agenti sull'estradosso della soletta (per queste configurazioni rimangono valide le indicazioni definite dalle NTC2018), per simulare la presenza di circolazione di mezzi di cantiere (nella fase di costruzione) e traffico stradale (nella fase definitiva) a tergo delle opere di sostegno, sarà considerato un carico nastriforme di 20 kPa applicato uniformemente su tutto il solaio di copertura e come spinta dal solo lato di azione del sisma. Tale sovraccarico sarà considerato anche in fase di costruzione quale carico di cantiere e/o riapertura al traffico.
- **Carichi degli edifici posti a tergo delle opere di contenimento.** Dove presenti, si considera quale scarico a quota fondazione dell'edificio un carico di 10 kPa per ogni

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

piano dell'edificio stesso. Per maggiori dettagli in merito all'ubicazione e le caratteristiche del fabbricato si veda la cartella 4.6 – Indagini sui fabbricati.

- **Carichi permanenti per eventuali rinterri ed altre finiture superficiali.** Per maggiori dettagli riguardo tali sovraccarichi, si rimanda al paragrafo 8.2 e 9.2 specifici per ciascuno schema di calcolo utilizzato per il dimensionamento del tratto di galleria in esame.
- **Carichi sismici.** Per quello che riguarda l'applicazione della spinta sismica in condizioni di lungo termine, si utilizzerà il metodo di Wood (1973). Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

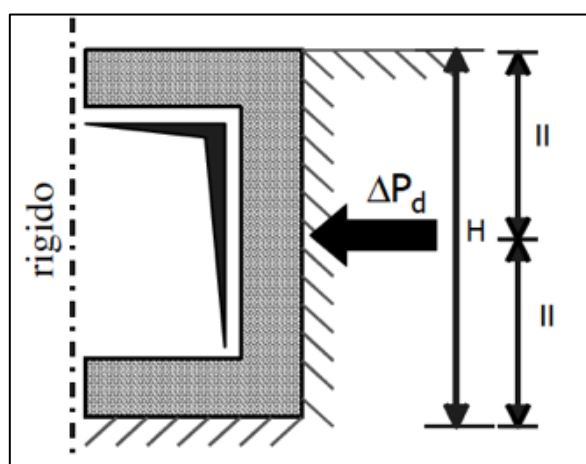



Figura 8. Schematizzazione metodo di Wood

Tale metodo è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

In cui γ è il peso specifico del terreno supposto uniforme. Poiché tale risultante ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

7.4 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo realizzato mediante il software Paratie Plus, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la seguente relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

e il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR = 1$). OCR rappresenta il grado di sovraconsolidazione e "m" un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.


I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno, assunto per il caso in esame pari a 0.5 volte l'angolo di resistenza al taglio, il software Paratie Plus impiega rispettivamente per i coefficienti di spinta attiva e passiva le formulazioni di Coulomb e Lancellotta.

Di seguito si riporta la formulazione di Coulomb per la determinazione del coefficiente di spinta attiva impiegato dal software di calcolo Paratie Plus:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Dove β è l'angolo di inclinazione del diaframma rispetto alla verticale e "i" l'angolo di inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale.

Di seguito si riporta la formulazione di Lancellotta per la determinazione del coefficiente di spinta passiva impiegato dal software di calcolo Paratie Plus:

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} \cdot \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2\theta \cdot \tan \phi'}$$

dove

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \delta$$

Il software di calcolo calcola automaticamente i coefficienti di spinta a riposo, attivi e passivi in accordo alle formulazioni sopra citate e riportate per semplicità nella figura seguente.

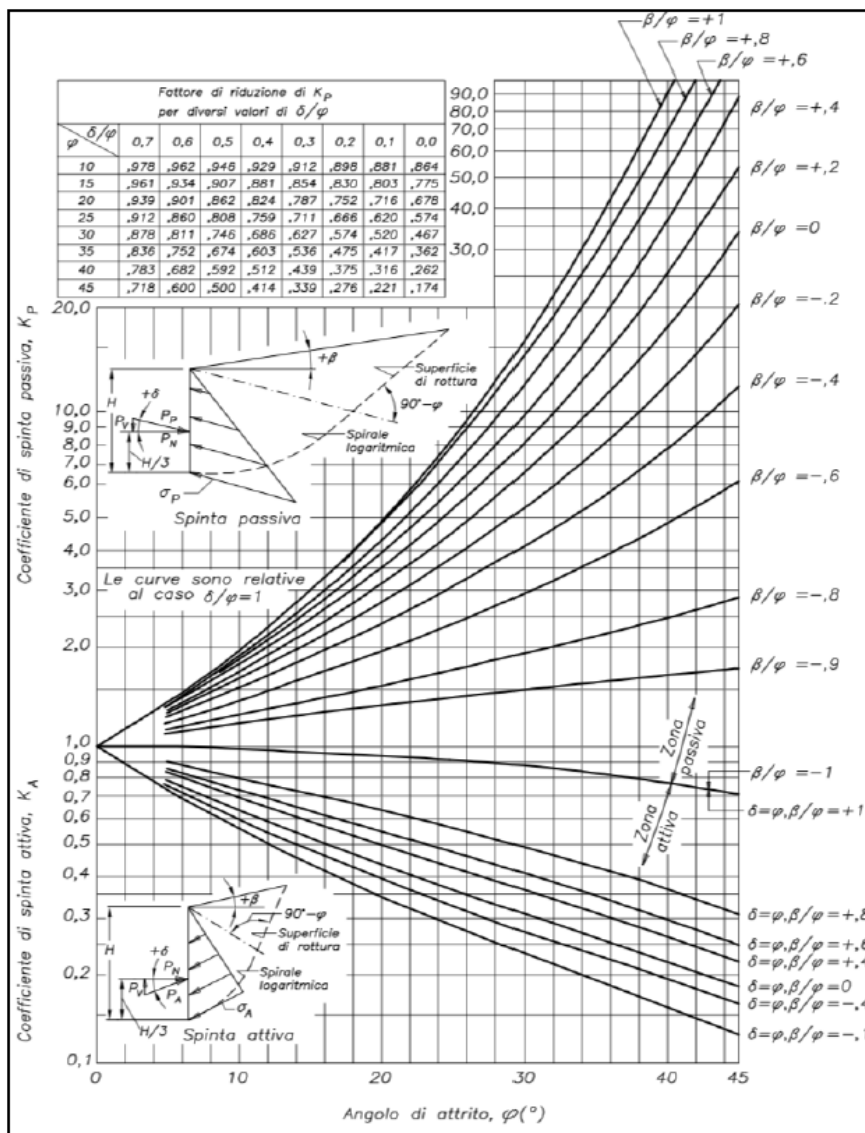



Figura 9. Valori di K_A e K_P ottenuti con superficie di scorrimento formata da spirale logaritmica (Navfac, 1971)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

7.5 Analisi di stabilità globale

Il calcolo della stabilità è stato eseguito per mezzo del Metodo di Bishop, definendo dei punti di entrata e di uscita delle potenziali superfici di scorrimento. Nel dettaglio si considerano: le superfici critiche analizzate e la superficie critica, a cui è associato il coefficiente di sicurezza più basso (FS^{MIN}).

Per le verifiche di stabilità globale è impiegato il codice ParatiePlus e Slope/W, dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia.

Il codice Slope/W utilizza il metodo dell'equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idrostratigrafiche complesse mediante l'utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è Paratie Plus e Slope/W – GeoSlope ver. 8.13 – GEOSTUDIO 2012.

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:


$$F_s = \frac{T_{disp}}{T_{mob}}$$

Il codice Slope/W è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità sia in campo statico che in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico) costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Nelle analisi sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali (con profondità minori di 0.5 m circa).

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere seguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ ed $F_v = k_v W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale calcolati come segue:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito di riferimento.

Come riportato nel paragrafo §7.11.4 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al §6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

7.6 Capacità portante

Per la valutazione della capacità portante – lato terreno – delle opere di sostegno in oggetto è necessario determinare i valori di resistenza forniti dalle unità geotecniche attraversate in termini di:


- capacità portante laterale Q_l ;
- capacità portante di base Q_b ;

Una volta definite le singole componenti che contribuiscono alla definizione della resistenza ultima lato terreno, è possibile determinare il valore della capacità portante complessiva mediante la seguente espressione:

$$Q_t = Q_l + Q_b - W_d$$

Dove W_d rappresenta il peso proprio dell'elemento strutturale.

Vista la natura granulare dei terreni presenti nell'area oggetto di studio, saranno condotte le verifiche secondo le raccomandazioni AGI (1984) in condizioni drenate.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

7.6.1 Capacità portante laterale

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

$$\tau_l = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi'$$

con k rappresentante un coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6.

La capacità portante laterale sarà in definitiva pari a:

$$Q_l = \tau_l \cdot A_l$$

con A_l area laterale.

7.6.2 Capacità portante di base

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,max}$$

dove N_q rappresenta un parametro definito mediante il grafico seguente, funzione dell'angolo di attrito del terreno oggetto di studio.

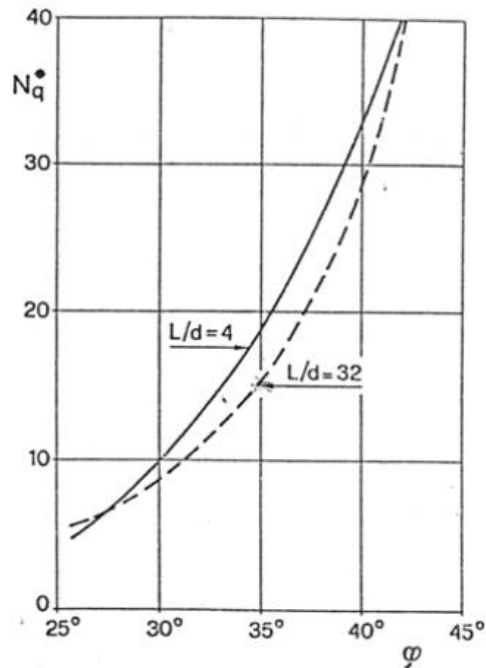


Figura 10. Diagramma per la valutazione del coefficiente N_q (Berezantzev, 1965)

Il valore di q_b non deve essere comunque superiore al limite inferiore $q_{b,max}$ riportato nella seguente tabella, funzione del litotipo attraversato.


Tabella 9. Valori di $q_{b,max}$ per terreni a grana grossa (Gwizdala, 1984)

Litotipo	$q_{b,max}$ [kPa]
Ghiaie	7500
Ghiaie sabbiose	5800
Sabbie	5800
Sabbie limose	4300

Si assume – cautelativamente – per il caso in esame il valore limite $q_{b,max}$ pari a 4300 kPa, da applicarsi qualora risulti valida la seguente disuguaglianza:

$$q_b > q_{b,max}$$

Nel caso in cui la precedente disuguaglianza non risulti soddisfatta, si applicherà – cautelativamente – il valore di q_b calcolato a partire dai parametri geotecnici di riferimento.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La capacità portante di base sarà in definitiva pari a:

$$Q_b = q_b \cdot A_b$$

con A_b area di base.



8.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI DIAFRAMMI DEFINITIVI GA1

Nel seguente capitolo saranno riportate le analisi numeriche e le rispettive verifiche di sicurezza eseguite per la sezione di calcolo rappresentativa della galleria artificiale realizzata all'interno della trincea ferroviaria esistente (dismessa). La sezione di calcolo impiegata per le analisi si trova alla PK 14+430 circa e ha le dimensioni indicate nella seguente figura.

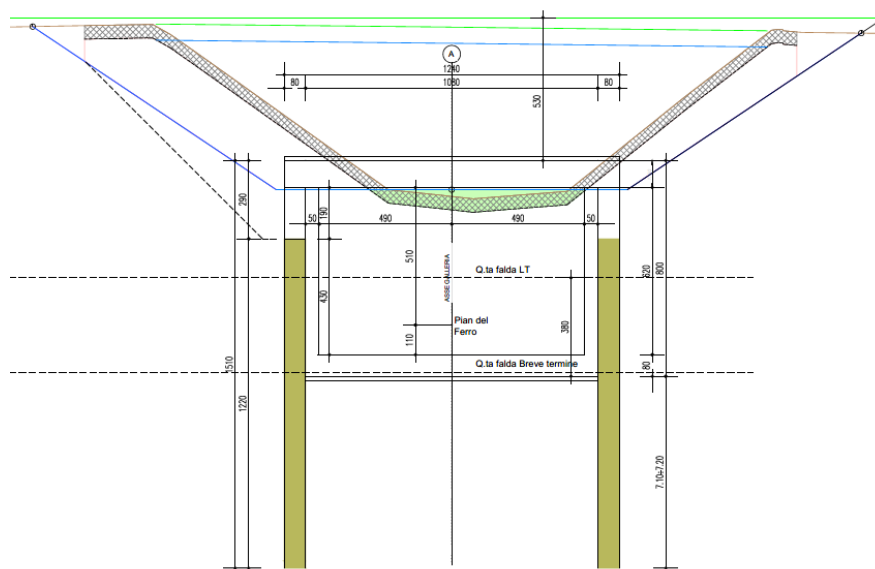


Figura 11. Dimensioni del modello di calcolo realizzato mediante Paratie Plus

Per il modello di calcolo della sezione oggetto di studio sono stati impiegati i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.

Tabella 10. Parametri di resistenza e deformabilità impiegati nelle analisi numeriche


Unità	H_{strato}	$\gamma_{nat, dry}$	ϕ'	c'	$E_{vc, op}$	$E_{UR, op}$
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
U1	2.85	19	30	0	15	24
U2	Da 2.85 in giù	21	35	5	30	48

*U1: Terreno superficiale; U2: Ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate.

8.1 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo impiegati per l'analisi numerica sono di seguito sintetizzate:


- **Fase 1:** condizione geostatica (2.85 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -12.5 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- **Fase 2:** realizzazione trincea (condizione esistente);
- **Fase 3:** scotico di 0.50 m per bonifica area e applicazione del carico stradale pari a 20 kPa su entrambe le vie confinanti. Il carico degli edifici è stato debitamente considerato dove e se presente. Per l'ubicazione e le caratteristiche del fabbricato si veda la cartella 4.6 – Indagini sui fabbricati.
- **Fase 4:** rinterro fino alla quota di realizzazione dei diaframmi ed eventuale sistemazione delle scarpate;
- **Fase 5:** realizzazione dei diaframmi (lunghezza diaframmi pari a 12.2 m e spessore 0.8 m);
- **Fase 6:** esecuzione scavo fino alla quota di -9.80 m da piano stradale (tale da garantire una luce netta interna di 3.5 m dopo l'esecuzione della soletta – per ragioni legate alla sicurezza);
- **Fase 7:** realizzazione piedritto di sopraelevazione e soletta di copertura (spessore pari a 1.00 m);
- **Fase 8:** ritombamento parziale e applicazione di un carico di cantiere pari a 20 kPa;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -13.6 m da piano stradale;
- **Fase 10:** scavo fino alla quota di fondo scavo, pari a -14.1 m dal piano stradale (scavo effettivo e 50 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2);
- **Fase 11:** realizzazione del solettone di fondo (spessore pari a 0.80 m);
- **Fase 12:** ritombamento fino alla quota di fondo scavo;
- **Fase 13:** ritombamento finale fino alla quota stradale;
- **Fase 14:** innalzamento quota della falda a -9.5 m da piano stradale e applicazione carico tranviario (condizione di lungo termine);
 - **Fase 15/SLE:** simulazione dell'effetto del fluage dei diaframmi; per simulare tale effetto si applica al modulo elastico del CLS un coefficiente di viscosità pari a $\varphi = 2.75$, come di seguito indicato:
$$E_{CLS,FL} = E_{CLS} \cdot \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$
 - **Fase 15/SLV:** applicazione di un'azione sismica pseudostatica secondo il noto metodo di Wood.

Per la rappresentazione delle fasi di calcolo, riferirsi all'Allegato 1 al §19 della presente relazione tecnica e di calcolo.

L'analisi in oggetto è stata condotta – cautelativamente – sia per uno schema di incastro-incastro (tenendo conto del rapporto di rigidità tra diaframma e soletta) che per uno schema appoggio-appoggio tra solettone di copertura e diaframma (Robustezza della struttura, per ulteriori approfondimenti si rimanda al capitolo §12 della presente relazione tecnica e di calcolo).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

8.2 Analisi dei carichi

Poiché la soletta di copertura risulta incastrata al diaframma, l'effetto dei carichi agenti in superficie condiziona anche i diaframmi stessi (per inversione del momento flettente agente). Per tale ragione, si considera – cautelativamente – sul modello di calcolo di Paratie Plus il peggiore tra i seguenti scenari di carico possibili:

- carico da traffico stradale;
- carico tranviario;
- valore minimo pari a 20 kPa.

Per i carichi da traffico agenti sulla soletta di copertura si è fatto riferimento – in quanto condizione di carico più gravosa – allo schema di carico 1 previsto al §5.1.3.3.3 della Normativa vigente (NTC2018).

Lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura seguente. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

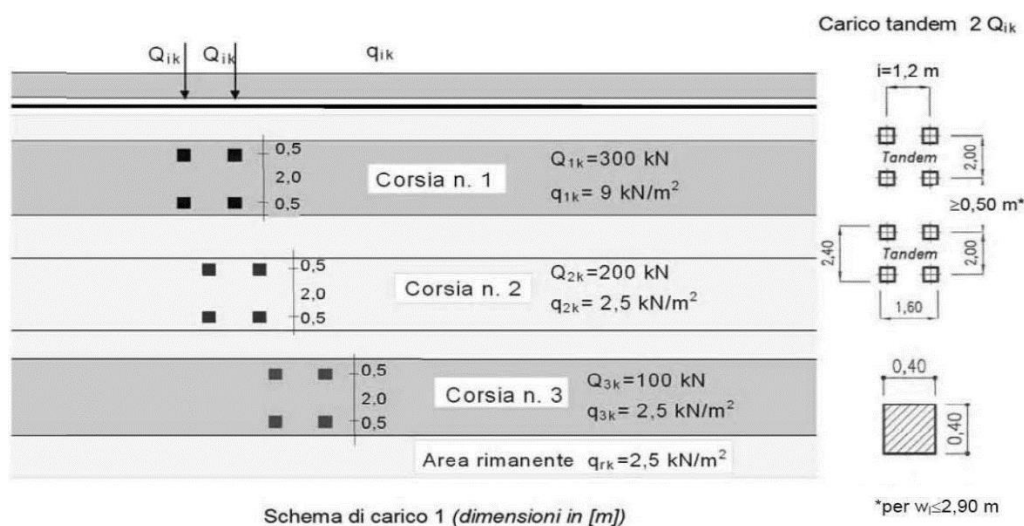


Figura 12. Schema di carico 1 previsto per la soletta di copertura

A partire dal piano stradale il carico si diffonderà fino alla mezzera della soletta di copertura; a tal proposito si considera un angolo di diffusione pari a 45° per il terreno e di circa 14° (1/4) per la soletta in c.a. Per un'altezza di terreno pari a 5.6 m (per il caso in esame) e della soletta pari ad 1.0 m si ha:



$$\Delta L_{TERRENO} = 2 \cdot H_{TERRENO} \cdot \tan 45^\circ = 2 \cdot 5.6 \cdot \tan 45^\circ = 11.20 \text{ m}$$

$$\Delta L_{SOLETTA} = 2 \cdot \frac{H_{SOLETTA}}{2} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.5 \cdot \tan 14^\circ = 0.25 \text{ m}$$

$$\Delta L = \Delta L_{TERRENO} + \Delta L_{SOLETTA} = 11.45 \text{ m}$$

L'impronta di carico in superficie è pari a 1.60 x 2.40 m (L1xL2) come indicato nella figura precedente, che diffuso fino alla mezzeria della soletta risulta pari a 13.05 x 13.85 m (L1+ΔL x L2+ΔL). Si ha dunque che:

$$q_{TOT,Stradale} = q_1 + q_2 = \frac{600}{13.05 \cdot 13.85} + 9 = 12.3 \text{ kPa}$$

Per i carichi tranviari agenti sulla soletta di copertura si è fatto riferimento – in quanto condizione di carico più gravosa – al modello di carico LM71 previsto al §5.2.2.2.1.1 della Normativa vigente (NTC2018).

Tale modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale (come mostrato nella figura seguente) costituito da: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata. Tale carico va moltiplicato a sua volta per un coefficiente di adattamento "α" che, per il modello di carico LM71 e posto pari a 1.1.

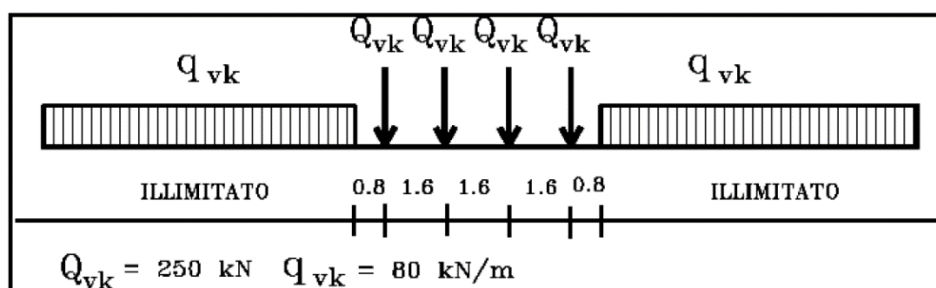



Figura 13. Modello di carico LM71 previsto per la soletta di copertura

A partire dal piano stradale il carico si diffonderà fino alla mezzeria della soletta di copertura; a tal proposito si considera un angolo di diffusione pari a 45° per il terreno e di circa 14° (1/4) per la soletta in c.a. e per l'armamento tranviario. Per un'altezza di terreno pari a 2.9 m (per il caso in esame), della soletta pari ad 1.0 m e 0.7 m dell'armamento tranviario si ha:

$$\Delta L_{TERRENO} = 2 \cdot H_{TERRENO} \cdot \tan 45^\circ = 2 \cdot (2.9 - 0.7) \cdot \tan 45^\circ = 4.40 \text{ m}$$

$$\Delta L_{SOLETTA} = 2 \cdot \frac{H_{SOLETTA}}{2} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.5 \cdot \tan 14^\circ = 0.25 \text{ m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

$$\Delta L_{ARMAMENTO} = 2 \cdot H_{ARMAMENTO} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.38 \cdot \tan 14^\circ = 0.19 \text{ m}$$

Il carico tranviario si diffonde a partire dalla quota di imposta della traversina; infatti, si ha che dal pacchetto dell'armamento tranviario di 70 cm bisogna sottrarre l'altezza della rotaia, pari a 18 cm e della traversina, pari a 14 cm (il carico si diffonderà per i rimanenti 38 cm).

$$\Delta L = \Delta L_{TERRENO} + \Delta L_{SOLETTA} + \Delta L_{ARMAMENTO} = 4.84 \text{ m}$$

Si ha pertanto un carico infinitamente esteso pari a:

$$Q = \frac{250 \cdot 4}{6.4} = 156.25 \text{ kN/m}$$

L'impronta di carico in superficie sarà definita dalla lunghezza della traversina, pari a 2.3 m, che diffuso fino alla mezzeria della soletta risulta pari a 12.54 m ($L_{TRAVERSINA} + \Delta L$). Si ha dunque che:

$$Q_{TOT,Tranviario} = \frac{156.25}{12.54} \cdot 1.1 = 13.7 \text{ kPa}$$

Pertanto, si considera il carico variabile dato da 20kPa, in quanto il peggiore tra quelli considerati.

Si ha che il carico permanente portato dalla soletta è:

$$p = 5.6 \cdot 18 = 100.8 \text{ kPa}$$

8.3 Risultati di calcolo

Nella seguente tabella sono sintetizzati i principali risultati di calcolo relativi al dimensionamento della paratia di sostegno definitiva (si riportano a seguire i relativi plot grafici).

Tabella 11. Sintesi risultati di calcolo principali (diaframmi definitivi)

Combinazione	Spostamenti	Spinta passiva mobilitata
	[mm]	[%]
SLE	10.7 **	42
A1+M1+R1 / SLV	-	42
A2+M2+R1	-	78

*valori massimi riferiti all'incastro tra diaframma e cordolo di sopraelevazione

**valori massimi riferiti in mezzeria al diaframma nella condizione di appoggio-appoggio

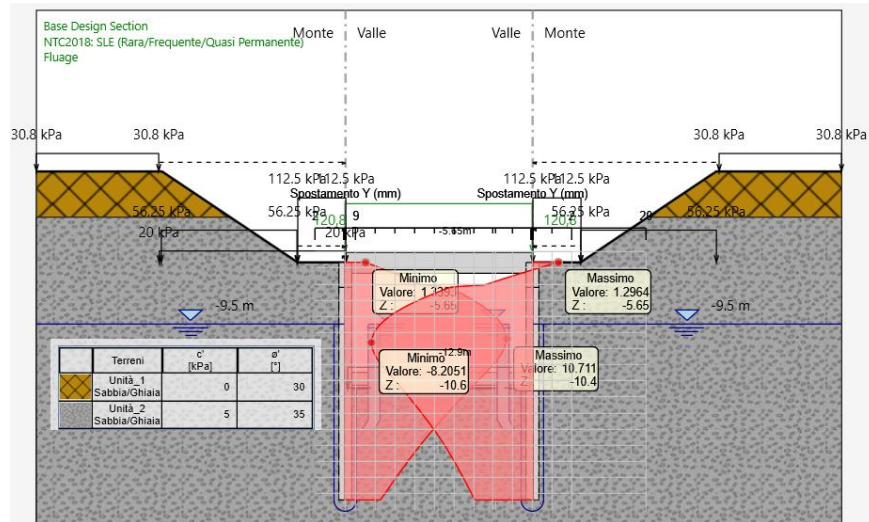


Figura 14.Spostamento massimo nella condizione di lungo termine - SLE

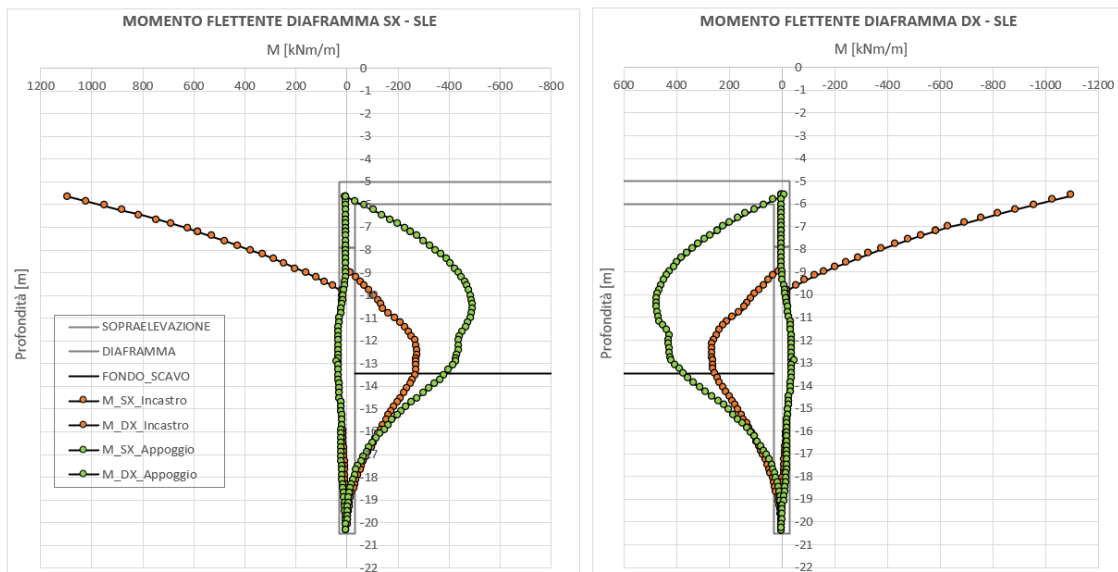


Figura 15.Inviluppo di momento flettente – SLE

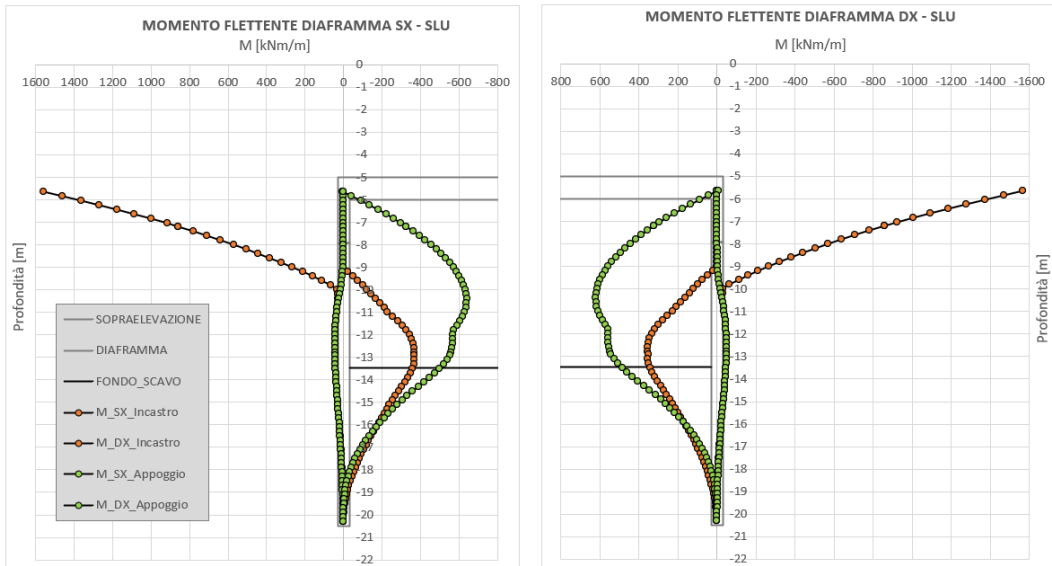


Figura 16. Inviluppo di momento flettente – SLU / SLV

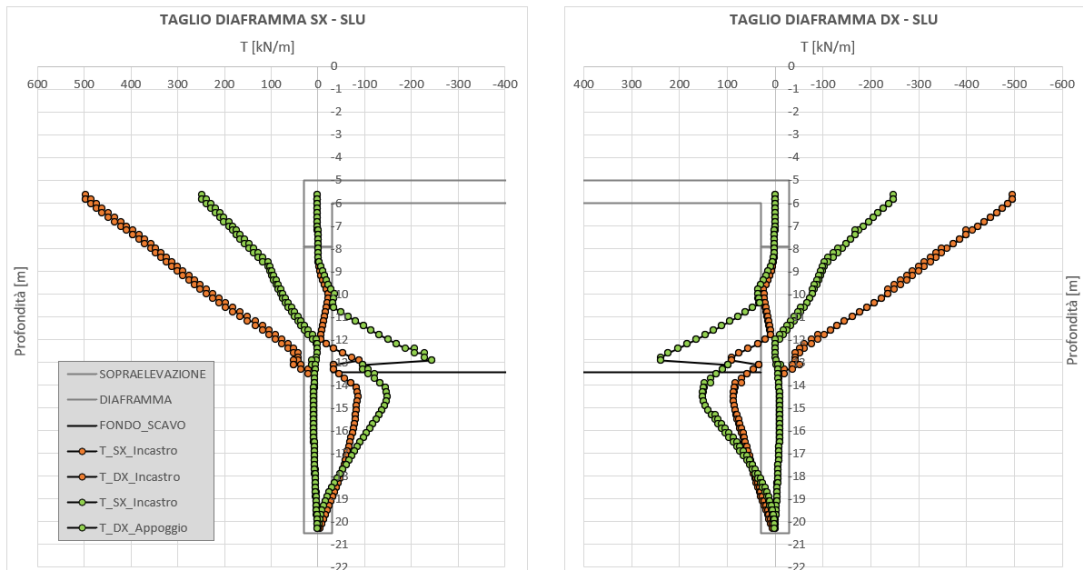



Figura 17. Inviluppo di taglio – SLU / SLV

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

8.4 Verifica strutturale

Nel seguente paragrafo saranno illustrate le verifiche strutturali dei diaframmi oggetti di studio. In particolare, saranno riportati gli schemi di armatura previsti ai vari livelli di profondità e le conseguenti verifiche dell'elemento strutturale a taglio e momento flettente secondo gli schemi sollecitativi riportati al §9.3 della presente relazione tecnica e di calcolo.

Lungo lo sviluppo della paratia saranno previsti – al fine di ottimizzare la quantità di armatura prevista in funzione dei livelli sollecitativi – 2 schemi differenti di armatura, come indicato sinteticamente nelle tabelle seguenti:

Tabella 12. Sintesi livelli di armatura di forza previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)

Schema	Profondità [m]	Momento flettente (lato terreno) [kNm/m]	Momento flettente (lato galleria) [kNm/m]	Armatura di forza lato terreno	Armatura di forza lato galleria
S1_Cordolo	0.0 ÷ -2.4 (L = 2.4 m)	-1560 (SLU) -1100 (SLE)	330 (SLU) 250 (SLE)	Φ30/10+ Φ26/20	Φ26/20
S1_Diaframma	-2.4 ÷ -6.2 (L = 3.8 m)	-860 (SLU) -585 (SLE)	590 (SLU) 500 (SLE)	Φ30/10+ Φ26/20	Φ26/20
S2_Diaframma	-6.2 ÷ -14.4 (L = 10.0 m)	-160 (SLU) -90 (SLE)	650 (SLU) 500 (SLE)	26/20	Φ26/10

Tabella 13. Sintesi livelli di armatura a taglio previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)

Schema	Profondità [m]	Taglio [kN/m]	Armatura a taglio*
S1_Cordolo	0.0 ÷ -2.4 (L = 2.4 m)	500 (SLU)	1.6 Br. Φ12/10
S1_Diaframma	-2.4 ÷ -6.2 (L = 3.8 m)	400 (SLU)	1.6 Br. Φ12/10
S2_Diaframma	-6.2 ÷ -14.4 (L = 10.1 m)	245 (SLU)	1.6 Br. Φ12/20

*staffe da 1.6 braccia è riferito alla normalizzazione di 4 braccia (doppia staffa) in un concio da 2.5 m per eseguire una verifica al metro lineare ($4 / 2.5 = 1.6$ braccia/m).

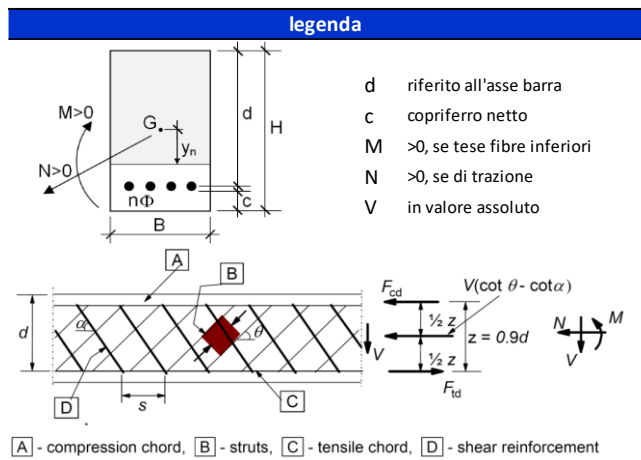
Per la gabbia S1 si riportano due verifiche differenti in quanto tra il cordolo di sopraelevazione e il diaframma saranno impiegate due differenti classi di calcestruzzo.

Si riportano nelle seguenti figure le verifiche di sicurezza delle sezioni in esame, con i rispettivi diagrammi di confronto delle sollecitazioni agenti con quelle resistenti.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	68.2	61.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	30	10.2	70.69	
5	26	16.0	26.55	
5	32	69.7	40.21	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	10	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk -1100.0 [kNm]	MEd -1560.0 [kNm]
NEk -142.8 [kN]	NEd -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec -19.0 [kNm]	
Mcr -395.6 [kNm]	
yn 9.38 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -10.2 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -101.1 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 194.9 [MPa]	
presso-flessione	
MRd -2301.7 [kNm]	
FS 1.48	
taglio	
VRdc 271.5 [kN]	
predisporre armatura a taglio	
VRds 753.0 [kN]	
VRdmax 2434.8 [kN]	
θ 30.0 [°]	
sezione duttile	
ai 53.2 [cm]	

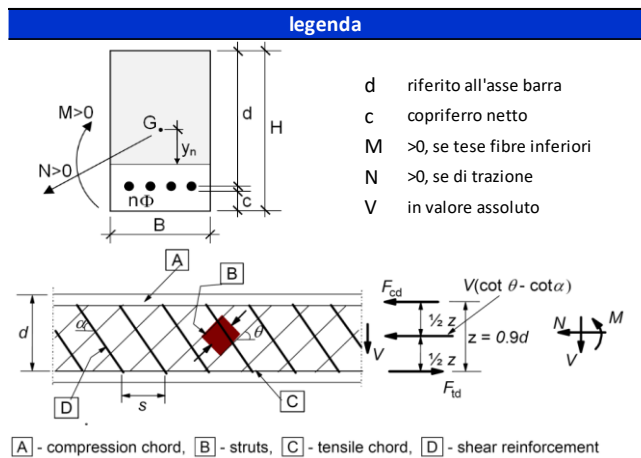
materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30.7 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17.4 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0.526		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]		
α_e	15.0		
kt	0.4		
valori limite			
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	13.8 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]


Figura 18. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato terreno)

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	10	90	1.81

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
M _{Ek} 250.0 [kNm]	M _{Ed} 330.0 [kNm]		
N _{Ek} -142.8 [kN]	N _{Ed} -142.8 [kN]		
tensioni e fessure			
M _{dec} 21.7 [kNm]	V _{Ed} 500.0 [kN]		
M _{cr} 334.3 [kNm]	presso-flessione		
y _n -19.81 [cm]		M _{Rd} 745.4 [kNm]	
$\sigma_{c,min}$ -3.3 [MPa]		FS 2.26	
$\sigma_{s,min}$ -25.2 [MPa]		taglio	
$\sigma_{s,max}$ 123.2 [MPa]		V _{Rdc} 276.8 [kN]	predisporre armatura a taglio
k ₂ 0.5		V _{Rds} 772.7 [kN]	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]		V _{Rdmax} 2498.5 [kN]	
s _{r,max} - [cm]		θ 30.0 [°]	
w _k - [mm]		sezione duttile	
		a _i 54.6 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30.7 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17.4 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0.526	valori limite	
ϵ_{c2}	2.0 [%]	k ₁	0,45 f _{ck} 13.8 [MPa]
ϵ_{cu2}	3.5 [%]	k ₃	0,8 f _{yk} 360.0 [MPa]
α_e	15.0	k ₄	0.425 w _{k,lim} 0.3 [mm]
kt	0.4		

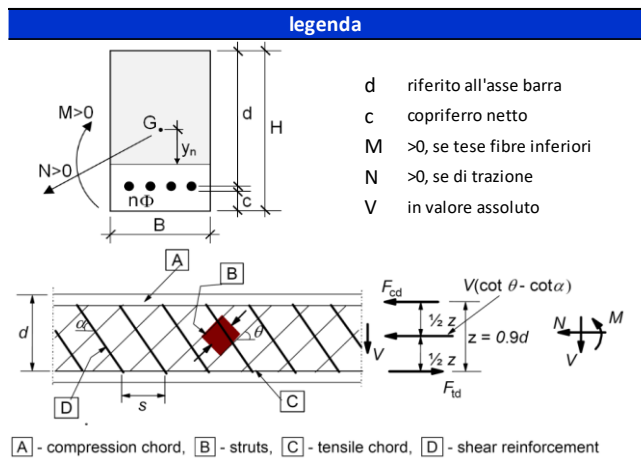

Figura 19. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato galleria)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	68.2	61.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	30	10.2	70.69	
5	26	16.0	26.55	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	10	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk -585.0 [kNm]	MEd -860.0 [kNm]
NEk -142.8 [kN]	NEd -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec -18.2 [kNm]	
Mcr -340.1 [kNm]	
yn 7.83 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -5.7 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -59.4 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 100.9 [MPa]	
presso-flessione	
MRd -2234.1 [kNm]	
FS 2.60	
taglio	
VRdc 246.3 [kN]	
predisporre armatura a taglio	
VRds 753.0 [kN]	
VRdmax 2026.5 [kN]	
θ 30.0 [°]	
sezione duttile	
ai 53.2 [cm]	

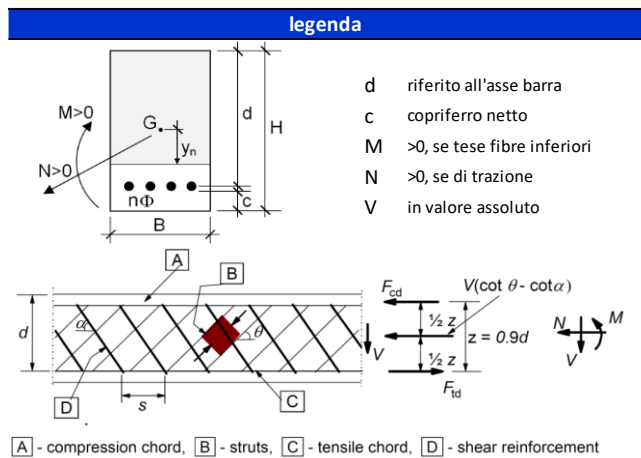
materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0.540		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]		
α_e	15.0		
kt	0.4		
valori limite			
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]


Figura 20. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato terreno)

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	30	10.2	70.69	
5	26	16.0	26.55	
10	26	70.0	53.09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	10	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk 500.0 [kNm]	MEd 590.0 [kNm]
NEk -142.8 [kN]	NEd -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 22.7 [kNm]	
Mcr 330.3 [kNm]	
presso-flessione	
M _{Rd} 1373.5 [kNm]	
FS 2.33	
taglio	
V _{Rdc} 251.1 [kN]	
predisporre armatura a taglio	
V _{Rds} 772.7 [kN]	
V _{Rdmax} 2079.5 [kN]	
θ 30.0 [°]	
sezione duttile	
ai 54.6 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0.540		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]		
α_e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]


Figura 21. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato galleria)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	10.0	26.55	
10	26	70.0	53.09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	20	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} -90.0 [kNm]	M_{Ed} -160.0 [kNm]
N_{Ek} -142.8 [kN]	N_{Ed} -142.8 [kN]
	V_{Ed} 245.0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec} -21.7 [kNm]	
M_{cr} -293.5 [kNm]	
y_n 13.14 [cm]	
$\sigma_{c,min}$ -1.2 [MPa]	
$\sigma_{s,min}$ -11.2 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 28.6 [MPa]	
k_2 0.5	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	
$s_{r,max}$ - [cm]	
w_k - [mm]	
presso-flessione	
M_{Rd} -730.4 [kNm]	
FS 4.56	
taglio	
V_{Rdc} 251.1 [kN]	
non serve armatura a taglio	
V_{Rds} 386.3 [kN]	
V_{Rdmax} 2079.5 [kN]	
θ 30.0 [°]	
sezione duttile	
ai 70.0 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0.540		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k_t	0.4		
		valori limite	
k_1	0.8	0,45 f_{ck}	11.2 [MPa]
k_3	3.4	0,8 f_{yk}	360.0 [MPa]
k_4	0.425	$w_{k,lim}$	0.3 [mm]

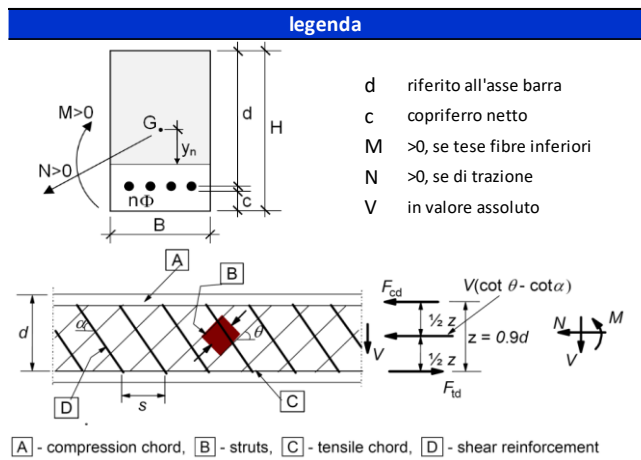
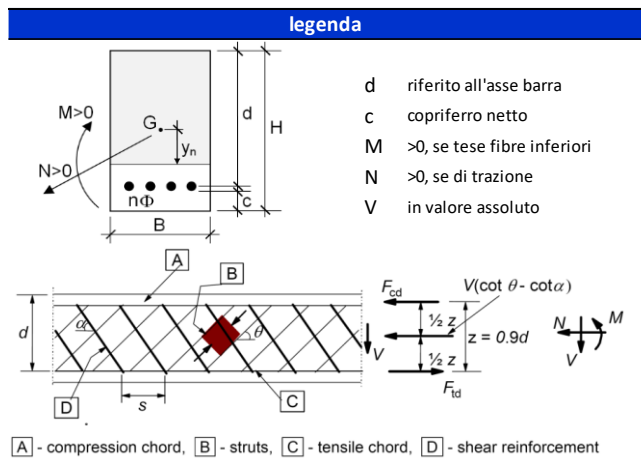


Figura 22. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato terreno)

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
10	26	70.0	53.09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	20	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{Ek} 500.0 [kNm]	M _{Ed} 650.0 [kNm]
N _{Ek} -142.8 [kN]	N _{Ed} -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 21.1 [kNm]	
M _{cr} 319.8 [kNm]	
presso-flessione	
	M _{Rd} 1353.7 [kNm]
	FS 2.08
taglio	
	V _{Rdc} 251.1 [kN]
	non serve armatura a taglio
	V _{Rds} 386.3 [kN]
	V _{Rdmax} 2079.5 [kN]
	θ 30.0 [°]
	sezione duttile
	a _i 70.0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0.540		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]		
α_e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]


Figura 23. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato galleria)

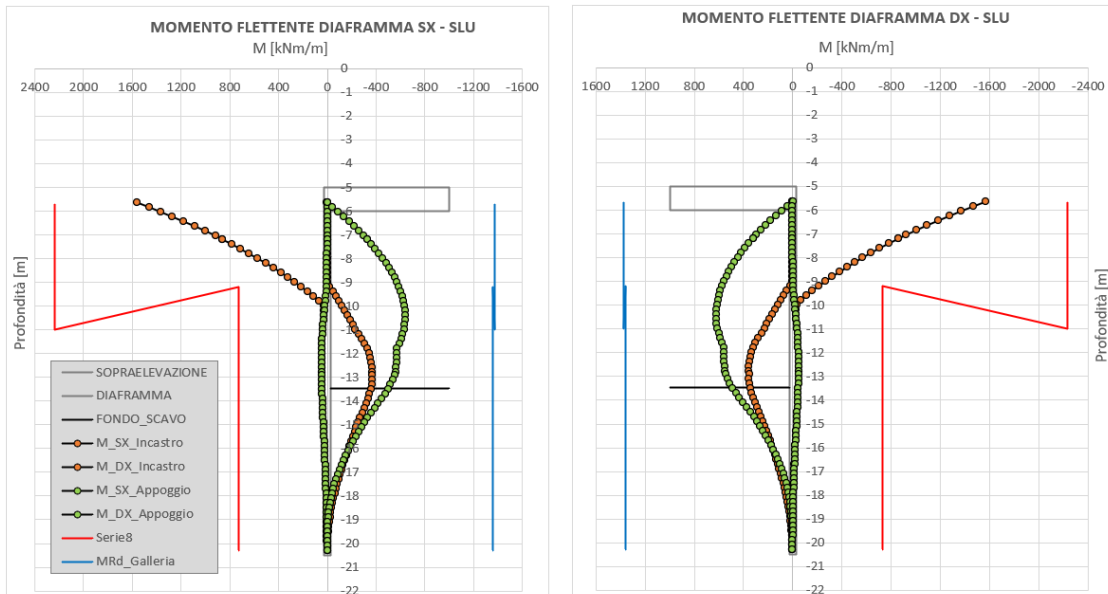


Figura 24. Diagramma di momento flettente agente e momento flettente resistente

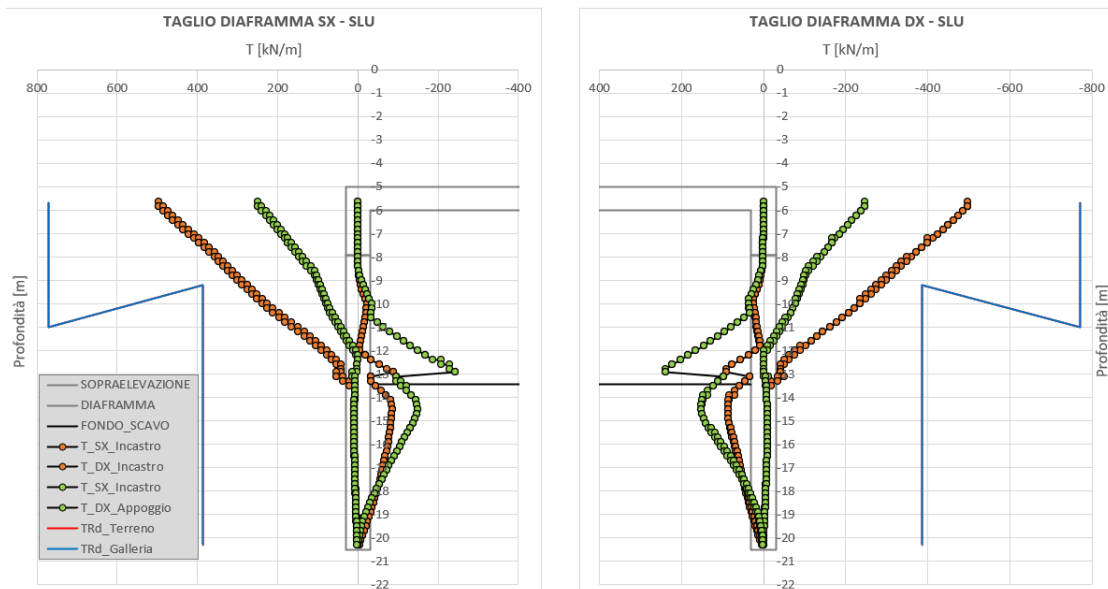



Figura 25. Diagramma di taglio agente e taglio resistente

8.4.1 Verifica strutturale - SLE

Come criterio per lo spostamento limite delle paratie, si fa riferimento al par. 7.11.6.3.1 delle NTC 2018. Ammettendo che il tipo di opera non sviluppi meccanismi duttili, deve risultare uno

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

spostamento permanente massimo $u_s \leq 0,005 H$ (H = altezza totale della paratia). La verifica risulta soddisfatta.

- Spostamento laterale massimo: 10.7mm
- Altezza paratia H: 14.1m
- $u_{s,lim} = 0.005 * 14.1 = 0.0705m = 70mm > 10.7mm$



8.5 Mobilitazione della spinta passiva

La verifica delle spinte a valle della paratia è condotta in accordo all’approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R1) e in condizioni sismiche; per completezza sarà riportata la mobilitazione della resistenza passiva di valle anche in condizioni di esercizio.

Per soddisfare le verifiche deve risultare che la spinta mobilitata a valle (Spinta reale efficace), moltiplicata per il coefficiente $\gamma_F = 1.0$, sia inferiore alla resistenza del terreno (Massima spinta ammissibile) corrispondente alla spinta passiva divisa per il coefficiente di resistenza $\gamma_R = 1.0$.

La verifica allo stato limite di esercizio consente di valutare il livello di infissione da assegnare alla paratia; in particolare, è buona prassi progettuale mantenere la percentuale di spinta passiva mobilitata secondo tale combinazione di carico (SLE) al di sotto del 50%. Per tale ragione la verifica in tale condizione può ritenersi soddisfatta.

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte (per i valori numerici riferirsi a quanto riportato in Tabella 17).

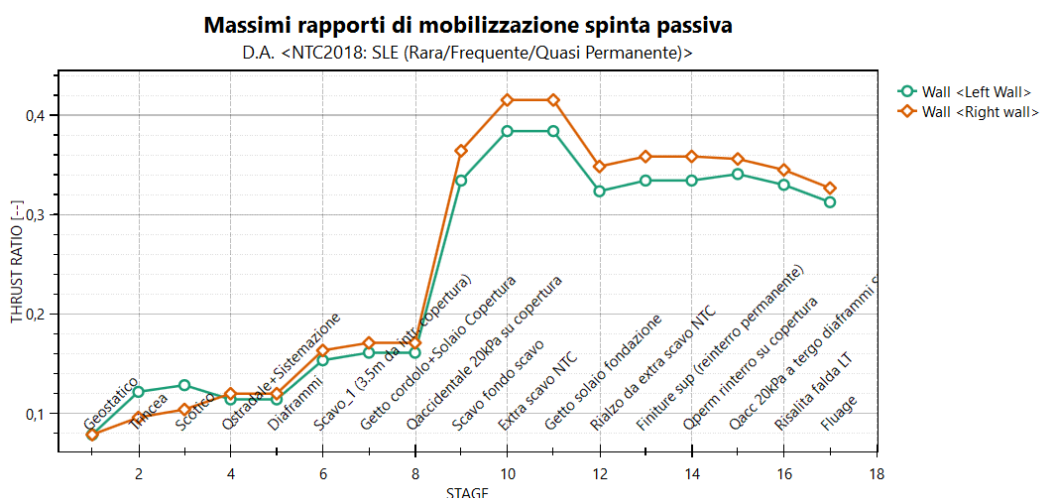
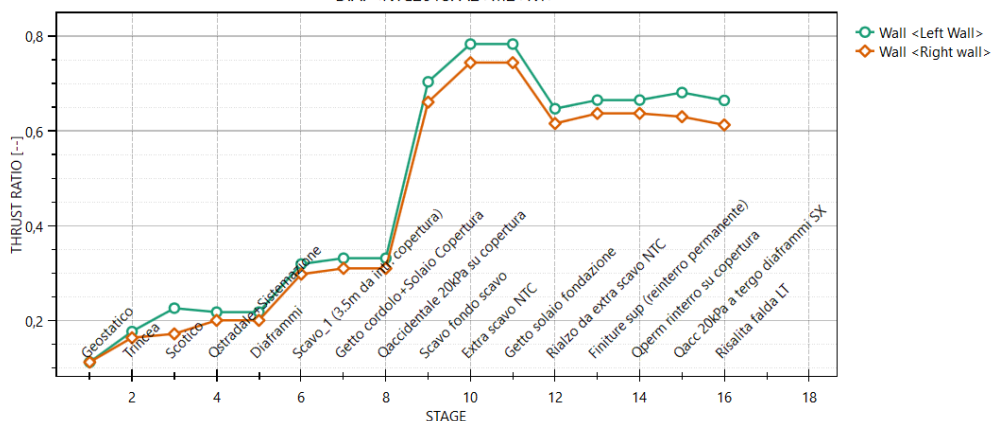


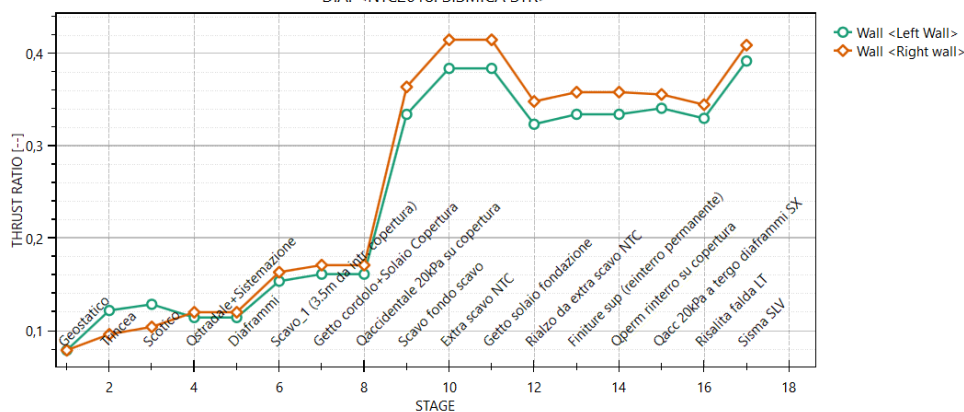
Figura 26. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite di esercizio (SLE)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>


Figura 27. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2)
Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: SISMICA STR>


Figura 28. Resistenza passiva mobilitata in condizioni sismiche (SISMA)

8.6 Analisi di stabilità

Nella seguente tabella si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza minimi FS^{MIN} ottenuti a seguito delle analisi di stabilità in accordo a quanto riportato al §7.5 della presente relazione.

Tabella 14. Risultati delle verifiche di stabilità globale

Analisi	FS^{MIN} globale
Condizioni statiche	2.1
Condizioni sismiche	1.9
Condizioni statiche - scarpata	1.57



Per la valutazione delle componenti orizzontale e verticale di tale forza si è fatto riferimento a quanto riportato al §7.5 della presente relazione; in particolare:

$$k_h = 0.10 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \rightarrow \pm 0.05$$

Essendo soddisfatte le relazioni:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1, \text{ in condizioni statiche; } \quad FS^{MIN} \geq R2 = 1.2, \text{ in condizioni sismiche;}$$

le analisi di stabilità globali risultano verificate.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi di stabilità che mostrano le cinque superfici più critiche, ed evidenziano la superficie critica a cui è associato il coefficiente di sicurezza più basso.

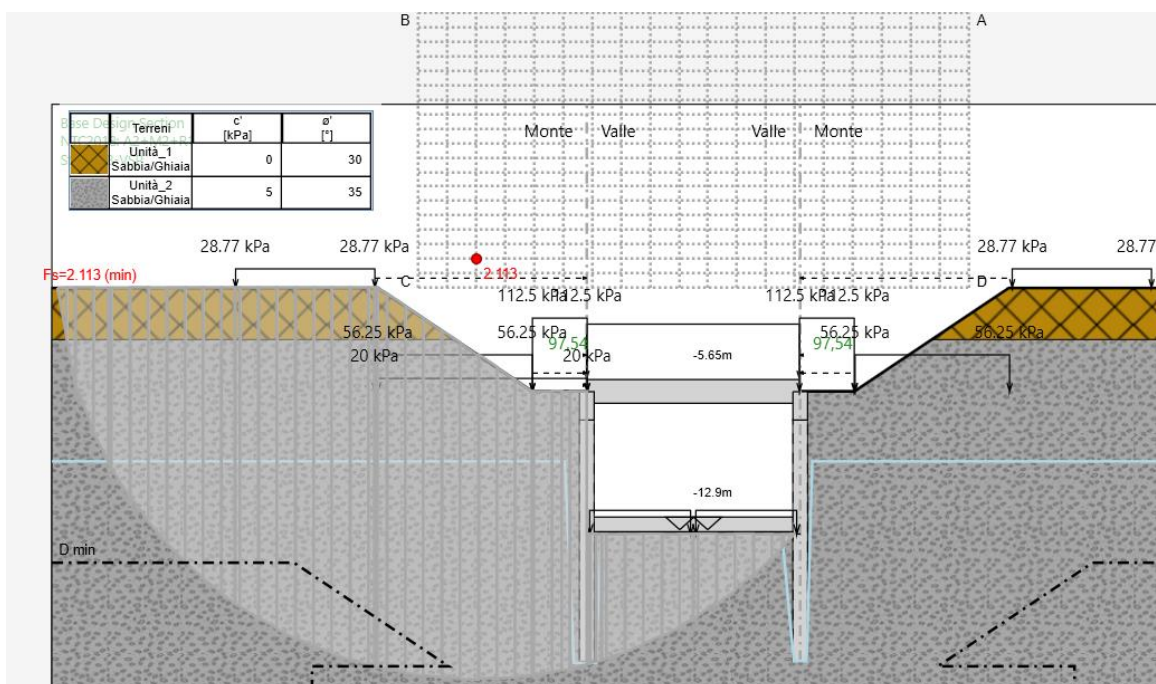


Figura 29. Verifica di stabilità globale in condizioni statiche

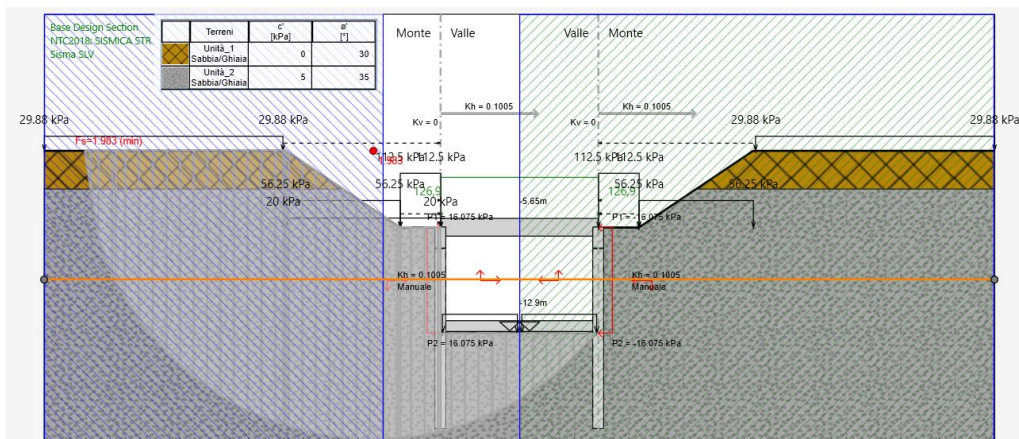


Figura 30.Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

Per completezza, si riporta nel seguito la verifica di stabilità della scarpata della trincea relativamente alle fasi provvisionali.

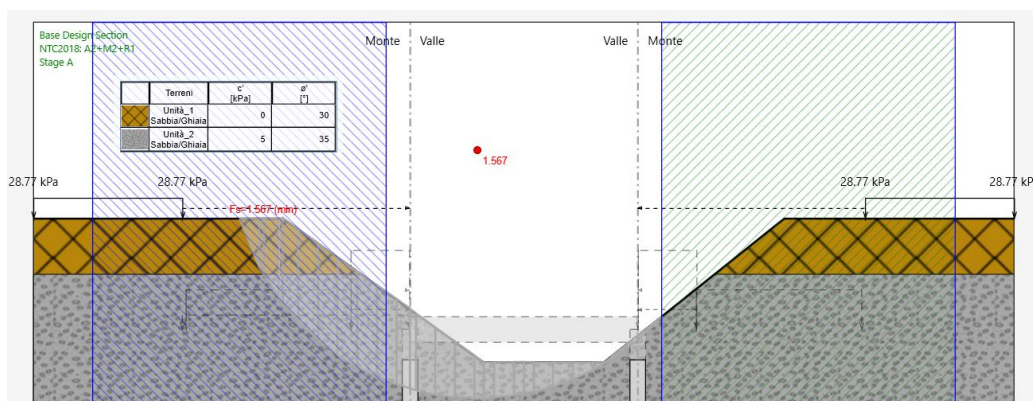


Figura 31.Verifica di stabilità della scarpata (condizioni statiche)


8.7 Verifica a galleggiamento

Nel caso in esame si ha che la posizione relativa della falda acquifera superficiale – nella condizione più gravosa di falda a lungo termine – rispetto al piano stradale risulta essere alla quota di circa -9.5 m; la quota di appoggio del solettone di fondo risulta essere alla profondità di -13.45 m rispetto al piano stradale e pertanto soggetto alla sottospinta della falda in quanto più superficiale di quest'ultima. Si riporta la necessaria verifica a sollevamento che risulta soddisfatta.

La sotto spinta dell'acqua è data dalla somma dei seguenti contributi:

- Azione destabilizzante ai piedi dei diaframmi (-20.72 m):

$$p_{w,1} = (38.1 - 9.5) \cdot 9.81 \cdot 0.8 \cdot 2 = 176.1 \text{ kN/m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- Azione destabilizzante ad estradosso della soletta di fondazione (-13.45 m):

$$p_{w,2} = (13.45 - 9.5) \cdot 9.81 \cdot 10.8 = 419 \text{ kN/m}$$

Le azioni stabilizzanti sono date dalla somma dei seguenti contributi:

- Azione stabilizzante del terreno di riempimento (5.3 m di ricoprimento – cautelativamente il rinterro sarà considerato con 1 m di riduzione):

$$g_1 = 12.4 \cdot 18 \cdot 4.3 = 960 \text{ kN/m}$$
- Azione stabilizzante della soletta di copertura:

$$g_2 = 12.4 \cdot 25 \cdot 1.3 = 619 \text{ kN/m}$$
- Azione stabilizzante della soletta di fondazione:

$$g_4 = 10.8 \cdot 25 \cdot 0.8 = 210 \text{ kN/m}$$
- Azione stabilizzante delle contro-pareti:

$$g_5 = (6.2) \cdot 25 \cdot 0.5 \cdot 2 = 155 \text{ kN/m}$$
- Azione stabilizzante dei diaframmi:

$$g_6 = 15.12 \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 2 = 604 \text{ kN/m}$$


Il fattore di sicurezza al sollevamento globale della struttura (allo SLU) è pertanto:

$$FS = \frac{(g_1 + g_2 + g_4 + g_5 + g_6) \cdot 0.9}{(p_{w,1} + p_{w,2}) \cdot 1.1} = \frac{2338 \cdot 0.9}{594 \cdot 1.1} = 3.2$$

Infine, è necessario valutare l'eventualità che la sotto spinta dell'acqua agente ad estradosso del solettone di fondo non generi un sollevamento dei diaframmi; tale contributo, infatti, potrebbe generare degli stati sollecitativi di trazione nei diaframmi a seguito dell'incastro tra soletta di copertura e diaframmi stessi. Per effettuare tale valutazione bisogna semplicemente escludere dalla precedente verifica il contributo dato dal peso dei diaframmi e dalla spinta dell'acqua agente al piede degli stessi.

$$FS = \frac{(g_1 + g_2 + g_4 + g_5) \cdot 0.9}{p_{w,2} \cdot 1.1} = \frac{1733 \cdot 0.9}{594 \cdot 1.1} = 2.4$$

La verifica al galleggiamento globale risulta soddisfatta senza il contributo stabilizzante del diaframma.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

8.8 Verifica di capacità portante

Si riporta nel seguente paragrafo la verifica di capacità portante condotta in accordo alle normative vigenti (combinazione A1+M1+R3). Per la verifica si terrà in considerazione – a favore di sicurezza – la sola parte di diaframma infissa al di sotto della quota di fondo scavo e la quota della falda considerata in condizione di lungo termine.

Nella seguente tabella si riportano i valori di capacità portante al variare della profondità. In accordo alle NTC18, sono stati impiegati i coefficienti di sicurezza parziali γ_{R3} (1.15 per la resistenza laterale, 1.35 per la capacità portante di base e 1.3 per il peso proprio del diaframma) e il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cautelativamente pari a 1.70 – valore corrispondente ad una sola verticale indagata).

Tabella 15. Valori di capacità portante al variare della profondità (AGI, 1984)

Combinazione SLU A1+M1+R3 (metodo AGI, 1984)						
$L_{infissa}$	$Q_{l,k}$	$Q_{b,k}$	$Q_{l,d}$	$Q_{b,d}$	ΔW	$Q_{t,d}$
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
1.0	168.2	2865.8	86.0	1248.7	15.6	1319.2
2.0	344.0	2991.8	176.0	1303.6	31.2	1448.4
3.0	527.3	3117.8	269.7	1358.5	46.8	1581.5
4.0	718.2	3243.8	367.4	1413.4	62.4	1718.4
5.0	916.7	3369.8	468.9	1468.3	78.0	1859.2
6.0	1122.7	3440.0	574.3	1498.9	93.6	1979.6
7.0	1336.3	3440.0	683.5	1498.9	109.2	2073.3

Il valore di capacità portante allo SLU così determinato risulta – ad una profondità di infissione del diaframma pari a 7 m – pari a circa 2073 kN/m.

L'azione sollecitante risulterà pari al valore del taglio agente sulla soletta in corrispondenza dell'incastro con il diaframma stesso, a cui si sommerà il contributo del peso proprio dei diaframmi presenti al di sopra della parte infissa.

Come rappresentato nella figura seguente, l'azione agente massima allo SLU si ha nella condizione di lungo termine, pari a 1295 kN/m.

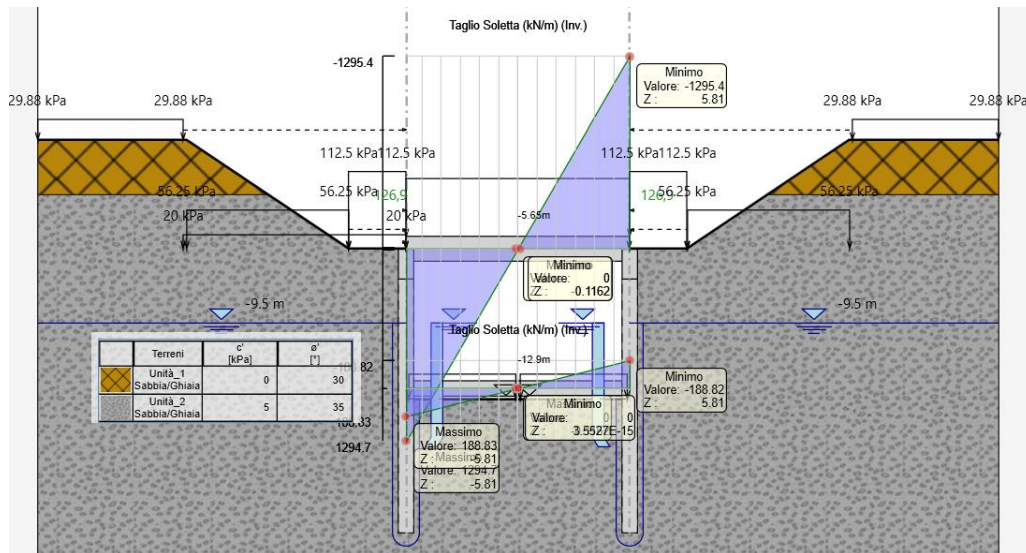


Figura 32. Taglio massimo agente sulla soletta di copertura (Fase 14 – A1+M1+R3)

Si ha pertanto che l'azione sollecitante risulta pari a:

$$P_t = 1295 + 7.15 \cdot 1.0 \cdot 0.8 \cdot 25 \cdot 1.3 =$$

$$= 1295 + 185.9 = 1480.9 \text{ kN}$$

Dove 7.15 m è l'altezza del diaframma fuori terra, pari alla somma della luce netta interna (6.2 m), della soletta di fondazione (0.80 m) e del magrone (0.15 m).

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza allo SLU pari a:

$$FS = \frac{Q_t}{P_t} = \frac{2073}{1480.9} = 1.40$$



9. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DEI DIAFRAMMI DEFINITIVI GA2 E GA3

Nel seguente capitolo saranno riportate le analisi numeriche e le rispettive verifiche di sicurezza eseguite per la sezione di calcolo rappresentativa della galleria artificiale realizzata all'interno della trincea ferroviaria esistente (dismessa) tra le vie Gottardo e Sempione. La sezione di calcolo impiegata per le analisi si trova alla PK 14+300 circa e ha le dimensioni indicate nella seguente figura.

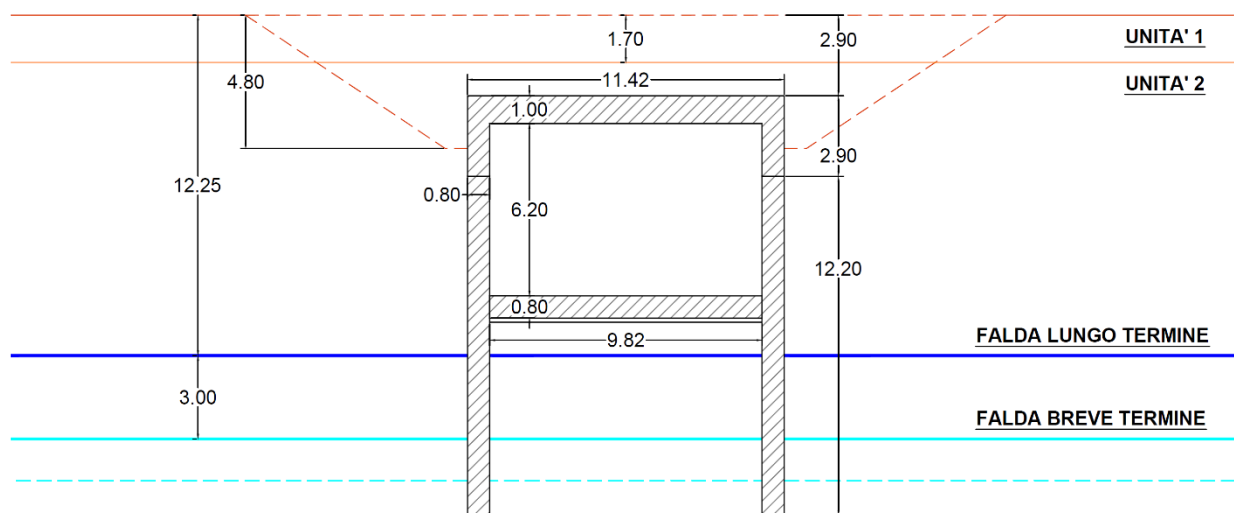


Figura 33. Dimensioni del modello di calcolo realizzato mediante Paratie Plus

Per il modello di calcolo della sezione oggetto di studio sono stati impiegati i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.


Tabella 16. Parametri di resistenza e deformabilità impiegati nelle analisi numeriche

Unità	H_{strato}	$\gamma_{nat,dry}$	ϕ'	c'	$E_{VC,op}$	$E_{UR,op}$
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
U1	1.7	19	30	0	15	24
U2	Da 1.7 in giù	21	35	5	30	48

*U1: Terreno superficiale; U2: Ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate.

9.1 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo impiegati per l'analisi numerica sono di seguito sintetizzate:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- **Fase 1:** condizione geostatica (1.70 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -15.25 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);
- **Fase 2:** realizzazione trincea (condizione esistente);
- **Fase 3:** scotico di 0.50 m per bonifica area e applicazione del carico stradale pari a 20 kPa su entrambe le vie confinanti. Il carico degli edifici è stato debitamente considerato dove e se presente. Per l'ubicazione e le caratteristiche del fabbricato si veda la cartella 4.6 – Indagini sui fabbricati.
- **Fase 4:** rinterro fino alla quota di realizzazione dei diaframmi ed eventuale sistemazione delle scarpate;
- **Fase 5:** realizzazione dei diaframmi (lunghezza diaframmi pari a 12.2 m e spessore 0.8 m);
- **Fase 6:** esecuzione scavo fino alla quota di -7.40 m da piano stradale (tale da garantire una luce netta interna di 3.5 m dopo l'esecuzione della soletta – per ragioni legate alla sicurezza);
- **Fase 7:** realizzazione piedritto di sopraelevazione e soletta di copertura (spessore pari a 1.00 m);
- **Fase 8:** ritombamento parziale e applicazione di un carico di cantiere pari a 20 kPa;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -11.75 m da piano stradale;
- **Fase 10:** scavo fino alla quota di fondo scavo, pari a -12.55 m dal piano stradale (scavo effettivo e 80 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2);
- **Fase 11:** realizzazione del solettone di fondo (spessore pari a 0.80 m);
- **Fase 12:** ritombamento fino alla quota di fondo scavo;
- **Fase 13:** ritombamento finale fino alla quota stradale;
- **Fase 14:** innalzamento quota della falda a -12.25 m da piano stradale e applicazione carico tranviario (condizione di lungo termine);
 - **Fase 15/SLE:** simulazione dell'effetto del fluage dei diaframmi; per simulare tale effetto si applica al modulo elastico del CLS un coefficiente di viscosità pari a $\varphi = 2.75$, come di seguito indicato:

$$E_{CLS,FL} = E_{CLS} \cdot \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

- **Fase 15/SLV:** applicazione di un'azione sismica pseudostatica secondo il noto metodo di Wood.

Per la rappresentazione delle fasi di calcolo, riferirsi all'Allegato 1 al §19 della presente relazione tecnica e di calcolo.

L'analisi in oggetto è stata condotta – cautelativamente – sia per uno schema di incastro-incastro (tenendo conto del rapporto di rigidità tra diaframma e soletta) che per uno schema appoggio-appoggio tra solettone di copertura e diaframma (Robustezza della struttura, per ulteriori approfondimenti si rimanda al capitolo §12 della presente relazione tecnica e di calcolo).



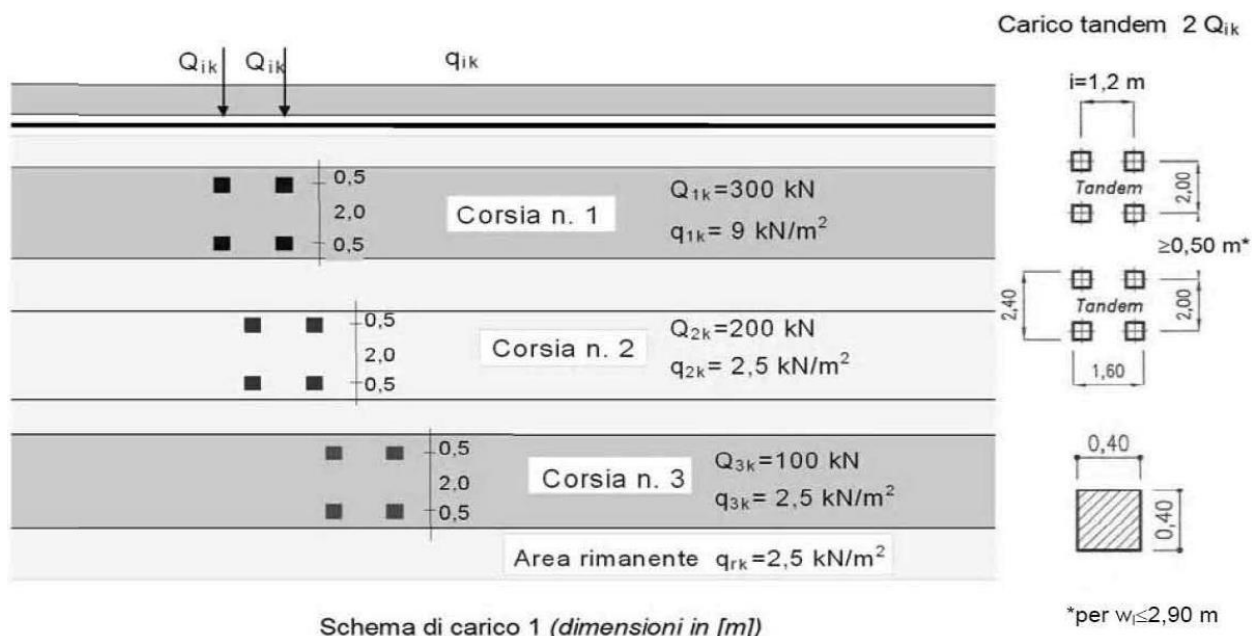
9.2 Analisi dei carichi

Poiché la soletta di copertura risulta incastrata al diaframma, l'effetto dei carichi agenti in superficie condiziona anche i diaframmi stessi (per inversione del momento flettente agente). Per tale ragione, si considera – cautelativamente – sul modello di calcolo di Paratie Plus il peggiore tra i seguenti scenari di carico possibili:


- carico da traffico stradale;
- carico tranviario;
- valore minimo pari a 20 kPa.

Per i carichi da traffico agenti sulla soletta di copertura si è fatto riferimento – in quanto condizione di carico più gravosa – allo schema di carico 1 previsto al §5.1.3.3.3 della Normativa vigente (NTC2018).

Lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura seguente. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])
Figura 34. Schema di carico 1 previsto per la soletta di copertura

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

A partire dal piano stradale il carico si diffonderà fino alla mezzeria della soletta di copertura; a tal proposito si considera un angolo di diffusione pari a 45° per il terreno e di circa 14° (1/4) per la soletta in c.a. Per un'altezza di terreno pari a 2.9 m (per il caso in esame) e della soletta pari ad 1.0 m si ha:

$$\Delta L_{TERRENO} = 2 \cdot H_{TERRENO} \cdot \tan 45^\circ = 2 \cdot 2.9 \cdot \tan 45^\circ = 5.80 \text{ m}$$

$$\Delta L_{SOLETTA} = 2 \cdot \frac{H_{SOLETTA}}{2} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.5 \cdot \tan 14^\circ = 0.25 \text{ m}$$

$$\Delta L = \Delta L_{TERRENO} + \Delta L_{SOLETTA} = 6.05 \text{ m}$$

L'impronta di carico in superficie è pari a 1.60 x 2.40 m (L1xL2) come indicato in Figura 34, che diffuso fino alla mezzeria della soletta risulta pari a 7.65 x 8.45 m (L1+ΔL x L2+ΔL). Si ha dunque che:

$$q_{TOT,Stradale} = q_1 + q_2 = \frac{600}{7.65 \cdot 8.45} + 9 = 18.3 \text{ kPa}$$

Per i carichi tranviari agenti sulla soletta di copertura si è fatto riferimento – in quanto condizione di carico più gravosa – al modello di carico LM71 previsto al §5.2.2.2.1.1 della Normativa vigente (NTC2018).

Tale modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale (come mostrato nella figura seguente) costituito da: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata. Tale carico va moltiplicato a sua volta per un coefficiente di adattamento "α" che, per il modello di carico LM71 e posto pari a 1.1.

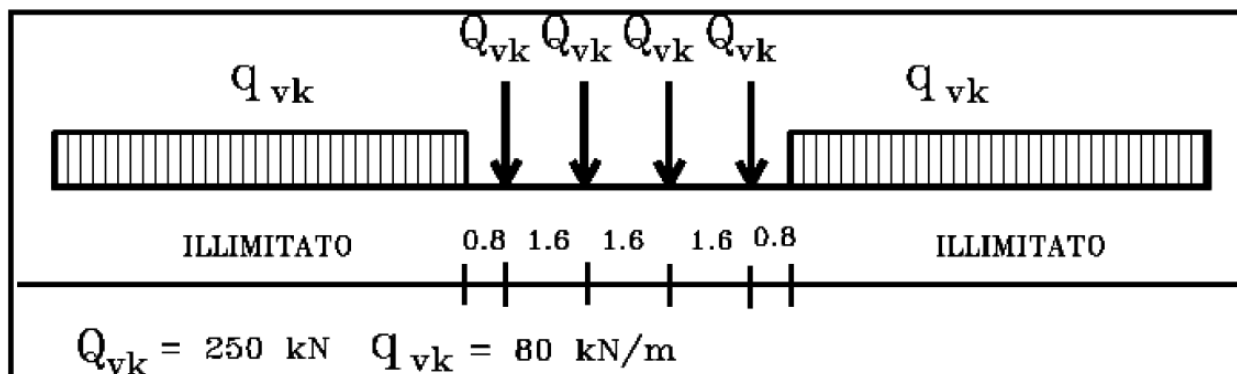


Figura 35. Modello di carico LM71 previsto per la soletta di copertura

A partire dal piano stradale il carico si diffonderà fino alla mezzeria della soletta di copertura; a tal proposito si considera un angolo di diffusione pari a 45° per il terreno e di circa 14° ($1/4$) per la soletta in c.a. e per l'armamento tranviario. Per un'altezza di terreno pari a 2.9 m (per il caso in esame), della soletta pari ad 1.0 m e 0.7 m dell'armamento tranviario si ha:

$$\Delta L_{TERRENO} = 2 \cdot H_{TERRENO} \cdot \tan 45^\circ = 2 \cdot (2.9 - 0.7) \cdot \tan 45^\circ = 4.40 \text{ m}$$

$$\Delta L_{SOLETTA} = 2 \cdot \frac{H_{SOLETTA}}{2} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.5 \cdot \tan 14^\circ = 0.25 \text{ m}$$


$$\Delta L_{ARMAMENTO} = 2 \cdot H_{ARMAMENTO} \cdot \tan 14^\circ = 2 \cdot 0.38 \cdot \tan 14^\circ = 0.19 \text{ m}$$

Il carico tranviario si diffonde a partire dalla quota di imposta della traversina; infatti, si ha che dal pacchetto dell'armamento tranviario di 70 cm bisogna sottrarre l'altezza della rotaia, pari a 18 cm e della traversina, pari a 14 cm (il carico si diffonderà per i rimanenti 38 cm).

$$\Delta L = \Delta L_{TERRENO} + \Delta L_{SOLETTA} + \Delta L_{ARMAMENTO} = 4.84 \text{ m}$$

Si ha pertanto un carico infinitamente esteso pari a:

$$Q = \frac{250 \cdot 4}{6.4} = 156.25 \text{ kN/m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

L'impronta di carico in superficie sarà definita dalla lunghezza della traversina, pari a 2.3 m, che diffuso fino alla mezzera della soletta risulta pari a 7.14 m ($L_{\text{TRAVERSINA}} + \Delta L$). Si ha dunque che:

$$Q_{TOT,Tranviario} = \frac{156.25}{7.14} \cdot 1.1 = 24.1 \text{ kPa}$$

Pertanto, si considera il carico variabile dato dal traffico tranviario pari a 24.1 kPa, in quanto il peggiore tra quelli considerati.

Il carico $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$ è tenuto in conto al lato sinistro della soletta (applicato sul terreno – cautelativamente – in condizione asimmetrica), per massimizzare il carico sul diaframma trasferito ad esso dal terreno. Per quest'ultimo l'impronta di carico in superficie sarà definita dalla lunghezza della traversina, pari a 2.3 m, che diffuso fino alla mezzera della soletta risulta pari a 7.14 m ($L_{\text{TRAVERSINA}} + \Delta L$). Si ha dunque che:

$$q_{vk,Tranviario} = \frac{80}{7.14} \cdot 1.1 = 12.3 \text{ kPa}$$


Sulla soletta di copertura vanno considerati i carichi permanenti rappresentati dal terreno e dalla sovrastruttura tranviaria. Quest'ultima è costituita da una coppia di rotaie ancorate ad una traversina di sezione circa pari a 14 x 26 cm e lunghezza 230 cm; quest'ultima è annegata in uno strato di calcestruzzo e rivestita dagli strati di binder ed usura. Inferiormente, il pacchetto è delimitato da un supporto antivibrante. L'intera sovrastruttura ha uno spessore di 70 cm.

Considerando un'estensione di superficie di 1 metro quadrato, il peso della coppia di rotaie risulta pari a:

$$P_f = P_u \cdot n = 59.74 \cdot 2 = 119.48 \text{ kg/m}^2$$

Per il peso si è tenuto conto di una coppia di rotaie del tipo Ri60N.

Il peso della traversina risulta essere di circa 70 kg; considerando un interasse di 75 cm tra traverse successive, si ottiene un peso per unità di superficie di circa 61 kg/m².

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La parte restante di sovrastruttura, per semplicità, può essere assimilata come un'unica sezione in calcestruzzo di altezza pari a 70 cm, per la quale si ottiene di conseguenza un peso per unità di superficie di circa 1680 kg/m².

Si può quindi desumere che il carico permanente della sovrastruttura tranviaria è dato dalla somma di tali contributi, e risulta essere pari a 18.25 kPa, come di seguito esplicitato:

$$\frac{(119.48 + 61 + 1680) \cdot 9.81}{1000} = 18.25 \text{ kPa}$$

Si ha che il carico permanente portato dalla soletta è pertanto:

$$p = 18.25 + (2.9 - 0.7) \cdot 18 = 57.85 \text{ kPa}$$

9.3 Risultati di calcolo

Nella seguente tabella sono sintetizzati i principali risultati di calcolo relativi al dimensionamento della paratia di sostegno definitiva (si riportano a seguire i relativi plot grafici).

Tabella 17. Sintesi risultati di calcolo principali (diaframmi definitivi)



Combinazione	Spostamenti	Spinta passiva mobilizzata
	[mm]	[%]
SLE	4.3	42.5
A1+M1+R1 / SLV	-	47.2
A2+M2+R1	-	74.5

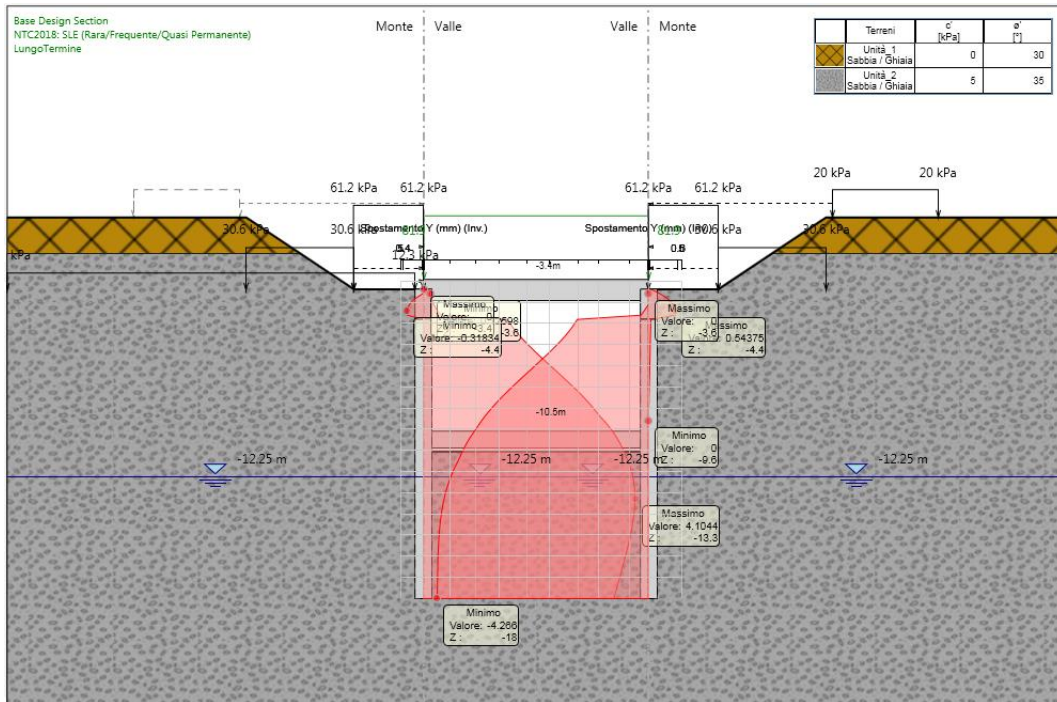


Figura 36. Spostamento massimo nella condizione di lungo termine - SLE

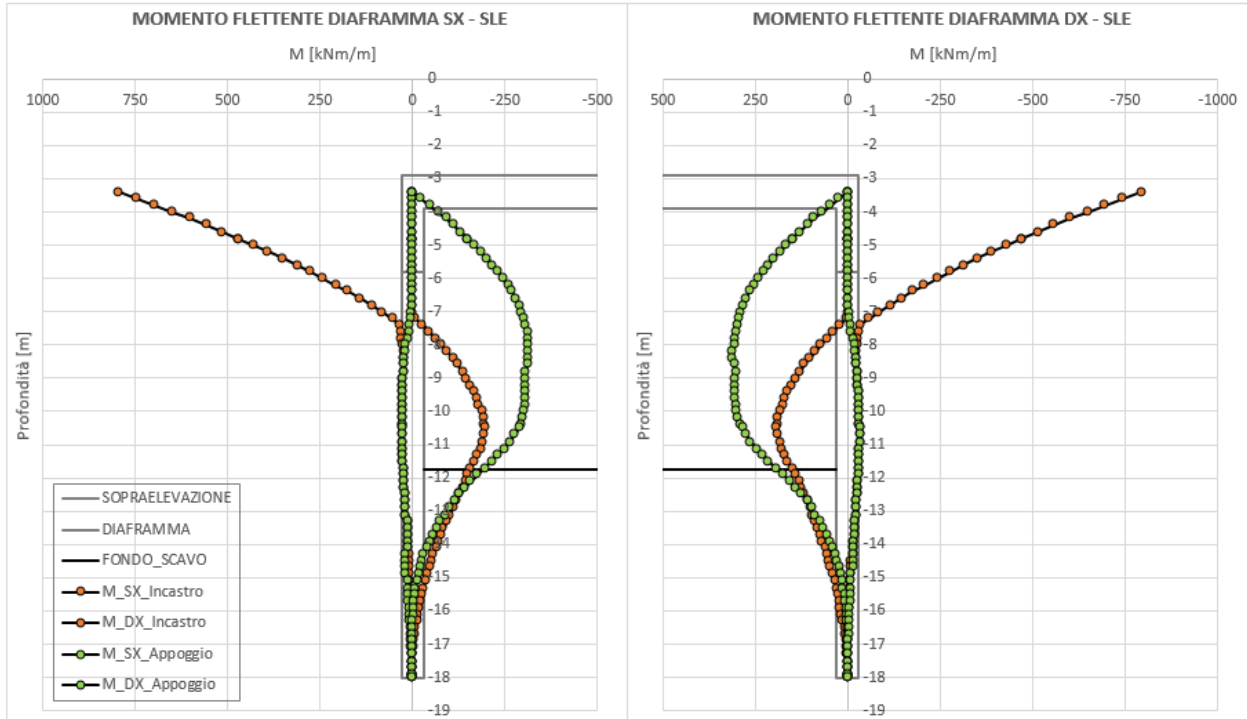


Figura 37. Inviluppo di momento flettente – SLE

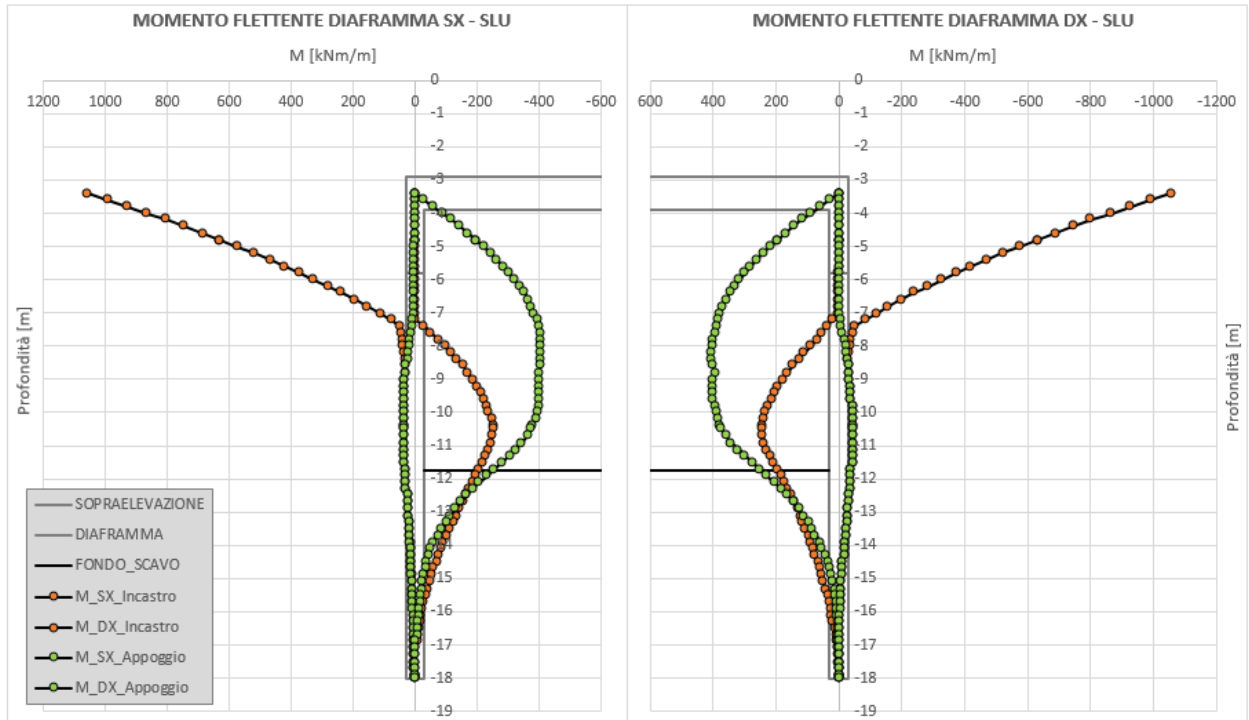


Figura 38. Involuppo di momento flettente – SLU / SLV

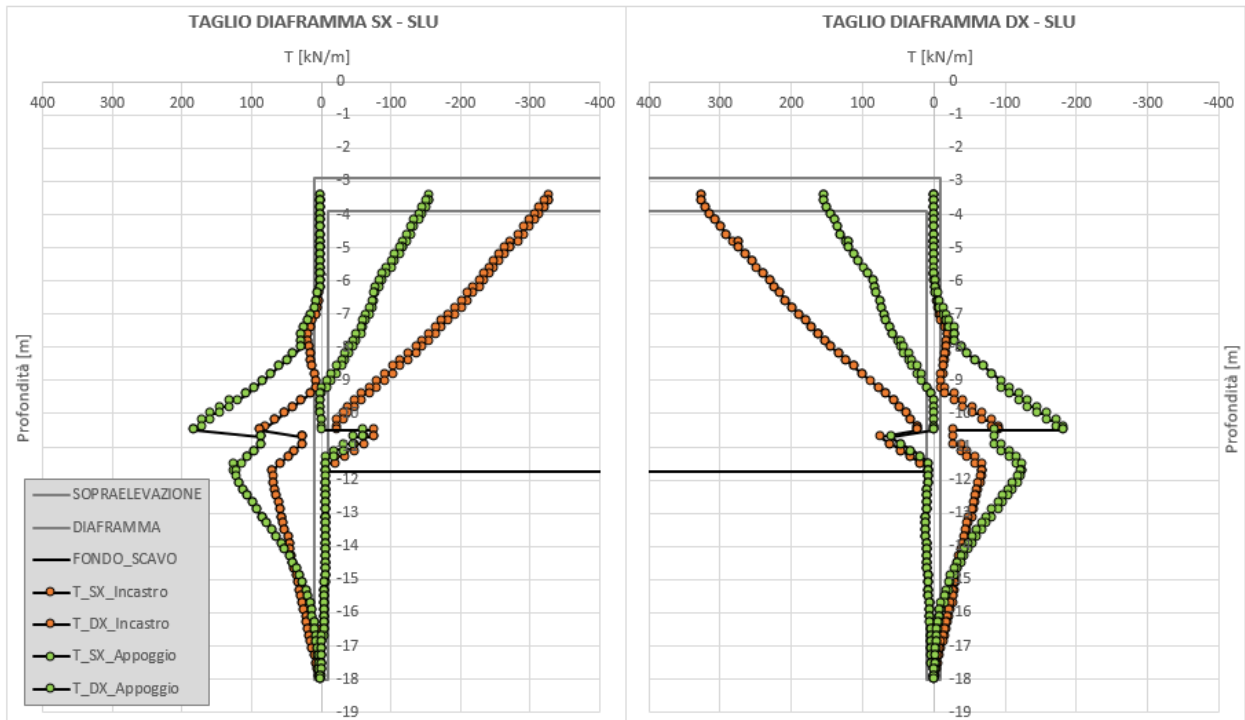



Figura 39. Involuppo di taglio – SLU / SLV

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

9.4 Verifica strutturale

Nel seguente paragrafo saranno illustrate le verifiche strutturali dei diaframmi oggetti di studio. In particolare, saranno riportati gli schemi di armatura previsti ai vari livelli di profondità e le conseguenti verifiche dell'elemento strutturale a taglio e momento flettente secondo gli schemi sollecitativi riportati al §9.3 della presente relazione tecnica e di calcolo.

Lungo lo sviluppo della paratia saranno previsti – al fine di ottimizzare la quantità di armatura prevista in funzione dei livelli sollecitativi – 2 schemi differenti di armatura, come indicato sinteticamente nelle tabelle seguenti:

Tabella 18. Sintesi livelli di armatura di forza previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)

<i>Schema</i>	<i>Profondità [m]</i>	<i>Momento flettente (lato terreno) [kNm/m]</i>	<i>Momento flettente (lato galleria) [kNm/m]</i>	<i>Armatura di forza lato terreno</i>	<i>Armatura di forza lato galleria</i>
S1_Cordolo	0.0 ÷ -2.4 (L = 2.4 m)	-1057.3 (SLU) -672.1 (SLE)	408.0 (SLU) 312.2 (SLE)	Φ26/10	Φ26/20
S1_Diaframma	-2.4 ÷ -6.4 (L = 4.0 m)	-326.9 (SLU) -241.9 (SLE)	320.8 (SLU) 245.1 (SLE)	Φ26/10	Φ26/20
S2_Diaframma	-4.4 ÷ -14.4 (L = 10.0 m)	-43.9 (SLU) -33.7 (SLE)	400.2 (SLU) 309.1 (SLE)	26/20	Φ26/20

Tabella 19. Sintesi livelli di armatura a taglio previsti per i diaframmi (quote rispetto alla mezzeria della soletta di copertura)

<i>Schema</i>	<i>Profondità [m]</i>	<i>Taglio (lato terreno) [kN/m]</i>	<i>Taglio (lato galleria) [kN/m]</i>	<i>Armatura a taglio*</i>
S1_Cordolo	0.0 ÷ -2.4 (L = 2.4 m)	326.2 (SLU)	146.0 (SLU)	1.6 Br. Φ12/20
S1_Diaframma	-2.4 ÷ -4.3 (L = 1.9 m)	28.8 (SLU)	165.6 (SLU)	1.6 Br. Φ12/20
S2_Diaframma	-4.3 ÷ -14.4 (L = 10.1 m)	181.8 (SLU)	119.2 (SLU)	1.6 Br. Φ12/30

*staffe da 1.6 braccia è riferito alla normalizzazione di 4 braccia (doppia staffa) in un concio da 2.5 m per eseguire una verifica al metro lineare ($4 / 2.5 = 1.6$ braccia/m).



Per la gabbia S1 si riportano due verifiche differenti in quanto tra il cordolo di sopraelevazione e il diaframma saranno impiegate due differenti classi di calcestruzzo.

Si riportano nelle seguenti figure le verifiche di sicurezza delle sezioni in esame, con i rispettivi diagrammi di confronto delle sollecitazioni agenti con quelle resistenti.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	20	90	1.81

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	-672.1 [kNm]	MEd	-1057.3 [kNm]
NEk	-142.8 [kN]	NEd	-142.8 [kN]
tensioni e fessure		presso-flessione	
M _{dec}	-19.5 [kNm]	MRd	-1368.7 [kNm]
M _{cr}	-351.8 [kNm]	FS	1.29
y _n		taglio	
y _n	14.07 [cm]	VR _{d,c}	276.8 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-7.6 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,min}$	-69.9 [MPa]	VR _{d,s}	386.3 [kN]
$\sigma_{s,max}$	193.4 [MPa]	VR _{d,max}	2498.5 [kN]
k _z		θ	30.0 [°]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.65 [%]	sezione duttile	
s _{r,max}	44.6 [cm]	a _l	54.6 [cm]
w _k	0.288 [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30.7 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17.4 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0.526		
ϵ_{c2}	2.0 [%]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	13.8 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

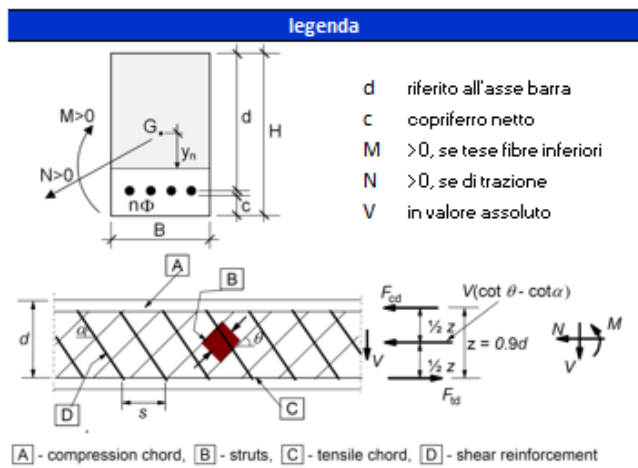


Figura 40. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato terreno)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	30	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
ME _k 312.2 [kNm]	ME _d 408.0 [kNm]
NE _k -142.8 [kN]	NE _d -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 21.7 [kNm]	
M _{cr} 334.3 [kNm]	
presso-flessione	
	MR _d 745.4 [kNm]
	FS 1.83
taglio	
	VR _d 276.8 [kN]
non serve armatura a taglio	
	VR _d s 257.6 [kN]
	VR _d max 2498.5 [kN]
	θ 30.0 [°]
sezione duttile	
	al 70.0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30.7 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{ed}	17.4 [MPa]	e _{uk}	75 [%]
v	0.526		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
valori limite			
k _t	0.4	0,45 f _{ck}	13.8 [MPa]
k ₁	0.8	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₃	3.4	w _{k,lim}	0.3 [mm]
k ₄	0.425		

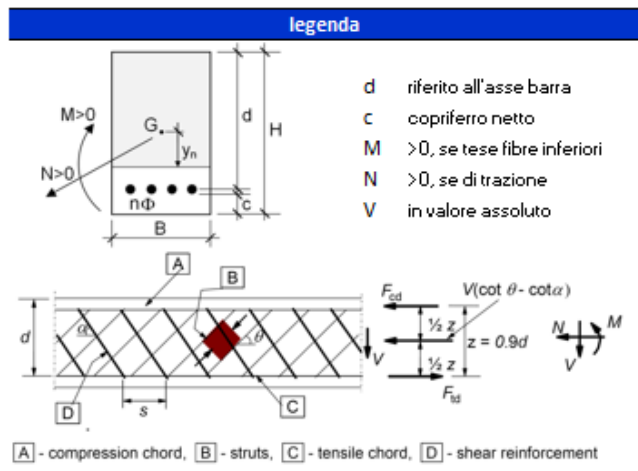


Figura 41. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Cordolo (lato galleria)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	20	90	1.81

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
ME _{ek}	-241.9 [kNm]	ME _{ed}	-326.9 [kNm]
NE _{ek}	-142.8 [kN]	NE _{ed}	-142.8 [kN]
		VE _{ed}	28.8 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	-19.5 [kNm]		
M _{cr}	-308.5 [kNm]		
		presso-flessione	
		MR _{ed}	-1353.7 [kNm]
		FS	4.14
		taglio	
y _n	11.63 [cm]	VR _{edc}	251.1 [kN]
σ _{c,min}	-2.8 [MPa]		non serve armatura a taglio
σ _{s,min}	-27.3 [MPa]		
σ _{s,max}	61.8 [MPa]		
		VR _{eds}	386.3 [kN]
k _z	0.5	VR _{edmax}	2079.5 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	θ	30.0 [°]
s _{r,max}	- [cm]	sezione	duatile
w _k	- [mm]	al	70.0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{od}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

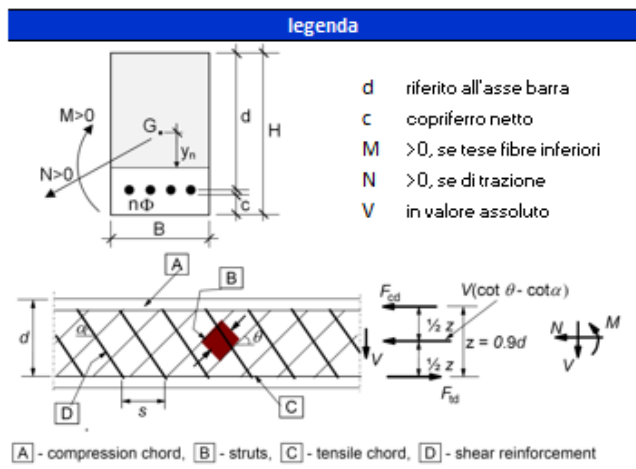


Figura 42. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato terreno)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	10.0	53.09	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	30	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
ME _{ek} 245.1 [kNm]	ME _d 320.8 [kNm]
NE _{ek} -142.8 [kN]	NE _d -142.8 [kN]
	VE _d 165.6 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 21.7 [kNm]	
M _{cr} 293.5 [kNm]	
	presso-flessione
	MR _d 730.4 [kNm]
	FS 2.28
	taglio
y _n -19.75 [cm]	VR _d 251.1 [kN]
σ _{c,min} -3.3 [MPa]	non serve armatura a taglio
σ _{s,min} -24.8 [MPa]	
σ _{s,max} 120.3 [MPa]	
	VR _{ds} 257.6 [kN]
k _z 0.5	VR _{dmax} 2079.5 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	θ 30.0 [°]
s _{r,max} - [cm]	sezione duttile
w _k - [mm]	al 70.0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{od}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

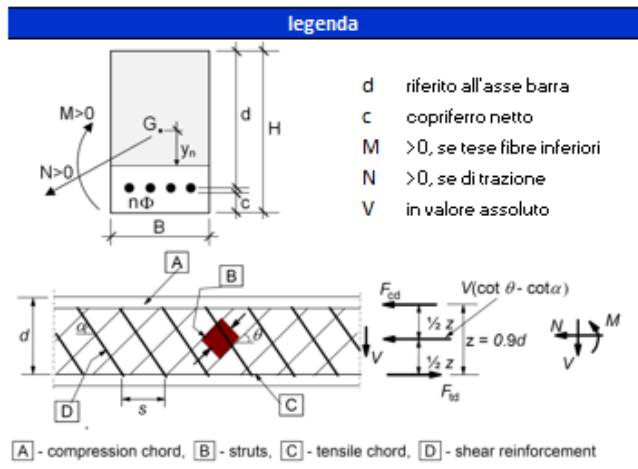


Figura 43. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S1 Diaframma (lato galleria)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	10.0	26.55	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	30	90	1.81

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
ME _{ek} -33.7 [kNm]	ME _{ed} -43.9 [kNm]	
NE _{ek} -142.8 [kN]	NE _{ed} -142.8 [kN]	
	VE _{ed} 181.8 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} -20.1 [kNm]		
M _{cr} -283.2 [kNm]		
	presso-flessione	
	MR _{ed} -730.4 [kNm]	
	FS 16.64	
	taglio	
	VR _{edc} 251.1 [kN]	
	non serve armatura a taglio	
	VR _{eds} 257.6 [kN]	
	VR _{edmax} 2079.5 [kN]	
	θ 30.0 [°]	
	sezione duttile	
	al 70.0 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{od}	14.1 [MPa]	e _{uk}	75 [%]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

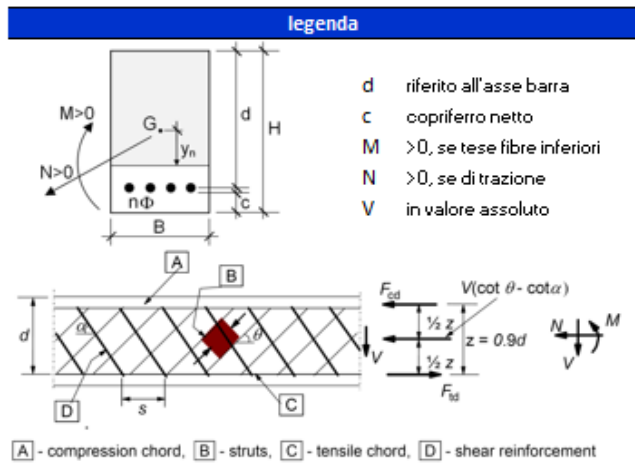


Figura 44. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato terreno)



geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	8.7	70.0	63.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	10.0	26.55	
5	26	70.0	26.55	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
1.6	12	30	90	1.81

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
ME _{ek} 309.1 [kNm]	ME _{ed} 400.2 [kNm]
NE _{ek} -142.8 [kN]	NE _{ed} -142.8 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} 20.1 [kNm]	
M _{cr} 283.2 [kNm]	
γ _n -19.10 [cm]	
σ _{c,min} -4.5 [MPa]	
σ _{s,min} -35.1 [MPa]	
σ _{s,max} 158.2 [MPa]	
k _z 0.5	
ε _{sm-ε_{cm}} 0.45 [%]	
s _{r,max} 62.4 [cm]	
w _k 0.282 [mm]	
	presso-flessione
	MR _{Ed} 730.4 [kNm]
	FS 1.83
	taglio
	VR _{Ed} 251.1 [kN]
	non serve armatura a taglio
	VR _{RdS} 257.6 [kN]
	VR _{Rdmax} 2079.5 [kN]
	θ 30.0 [°]
	sezione duttile
	al 70.0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{ed}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

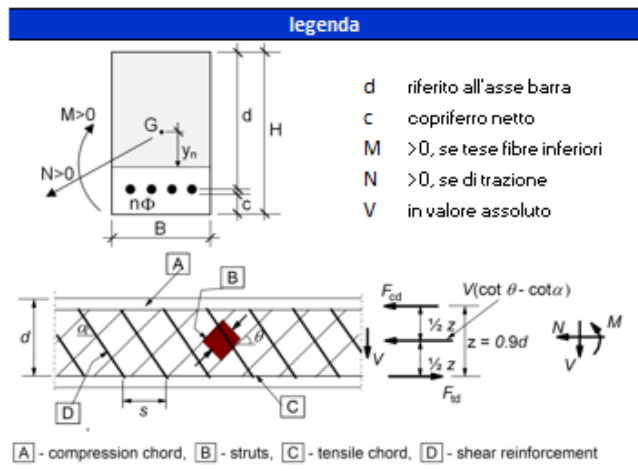


Figura 45. Verifica strutturale del diaframma in c.a. – Sezione S2 Diaframma (lato galleria)

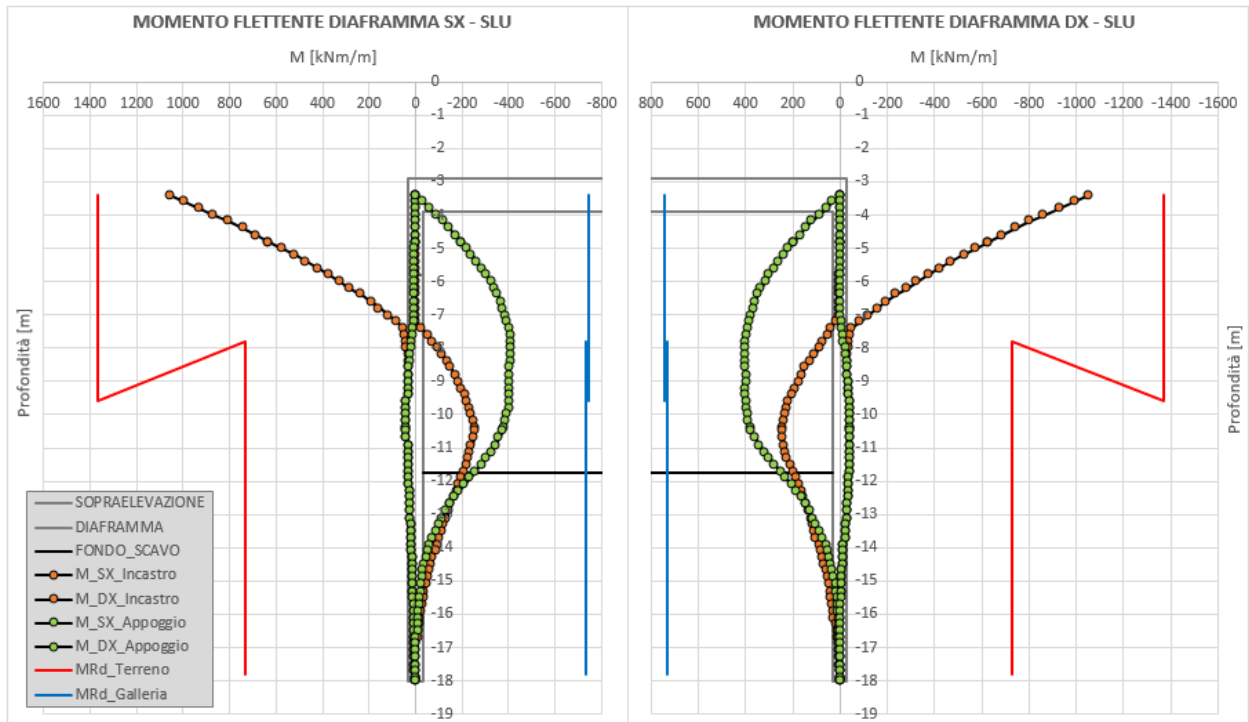


Figura 46. Diagramma di momento flettente agente e momento flettente resistente

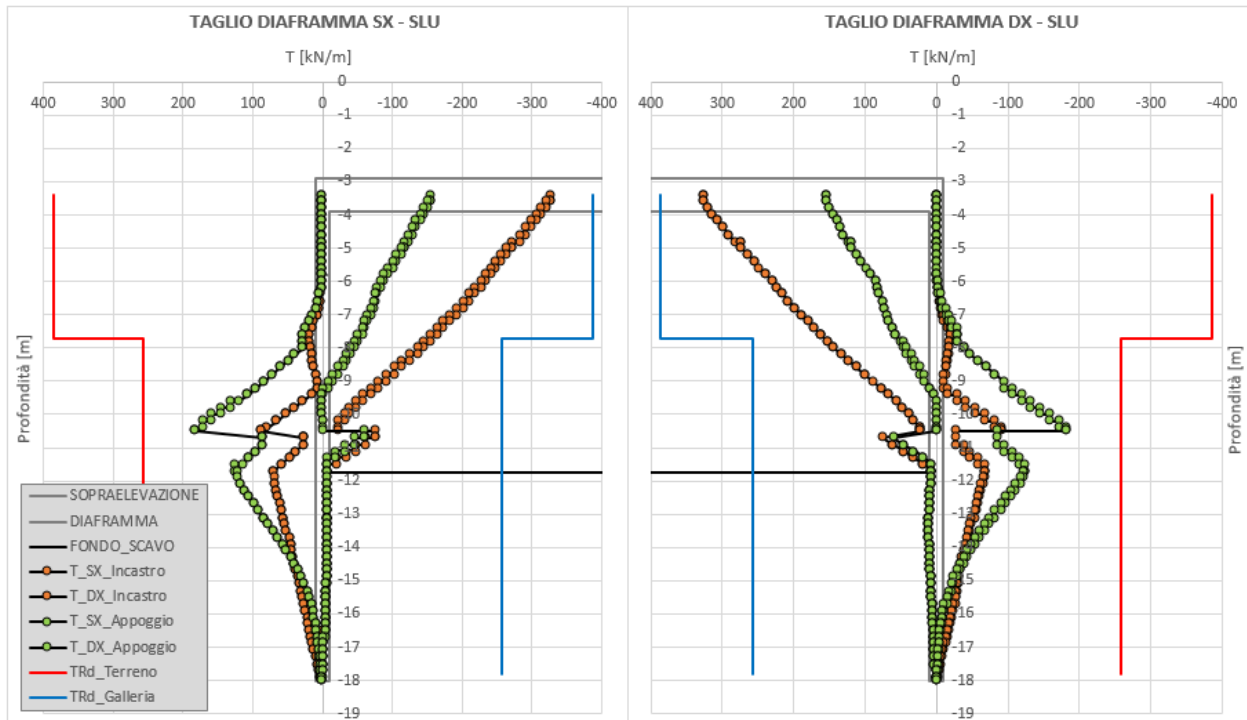


Figura 47. Diagramma di taglio agente e taglio resistente

9.4.1 Verifica strutturale - SLE

Come criterio per lo spostamento limite delle paratie, si fa riferimento al par. 7.11.6.3.1 delle NTC 2018. Ammettendo che il tipo di opera non sviluppi meccanismi duttili, deve risultare uno spostamento permanente massimo $u_s \leq 0,005 H$ (H = altezza totale della paratia). La verifica risulta soddisfatta in quanto lo spostamento massimo del diaframma in esame è minore dello spostamento massimo risultante dalle analisi riportate nel paragrafo 8.

9.5 Mobilitazione della spinta passiva

La verifica delle spinte a valle della paratia è condotta in accordo all'approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R1) e in condizioni sismiche; per completezza sarà riportata la mobilitazione della resistenza passiva di valle anche in condizioni di esercizio.

Per soddisfare le verifiche deve risultare che la spinta mobilitata a valle (Spinta reale efficace), moltiplicata per il coefficiente $\gamma_F = 1.0$, sia inferiore alla resistenza del terreno (Massima spinta ammissibile) corrispondente alla spinta passiva divisa per il coefficiente di resistenza $\gamma_R = 1.0$.

La verifica allo stato limite di esercizio consente di valutare il livello di infissione da assegnare alla paratia; in particolare, è buona prassi progettuale mantenere la percentuale di spinta passiva mobilitata secondo tale combinazione di carico (SLE) al di sotto del 50%. Per tale ragione la verifica in tale condizione può ritenersi soddisfatta.

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte (per i valori numerici riferirsi a quanto riportato in Tabella 17).

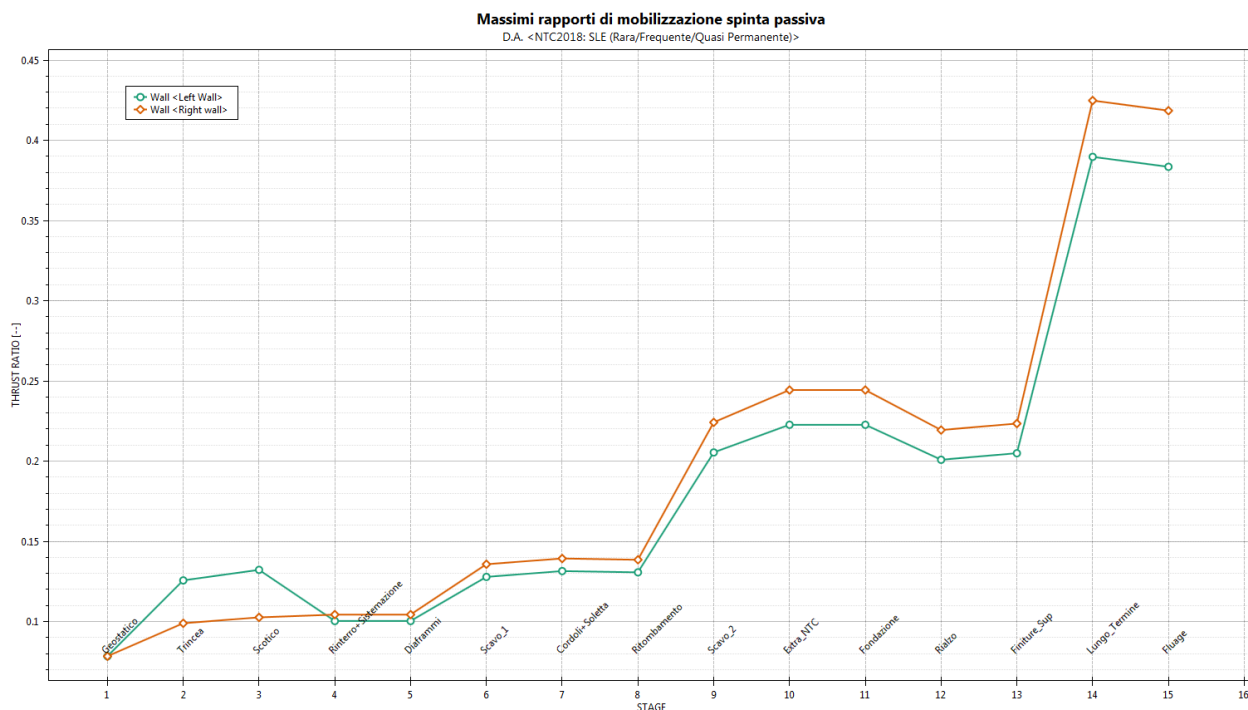


Figura 48. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite di esercizio (SLE)



Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva
D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>

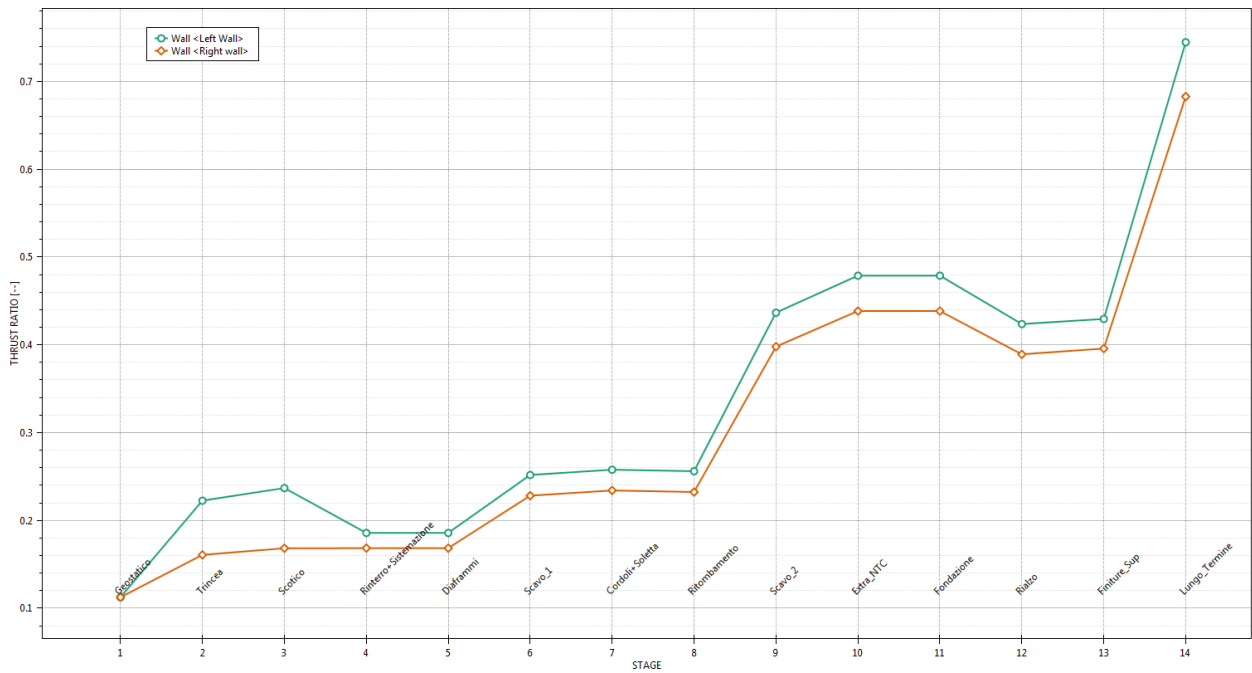


Figura 49. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2)

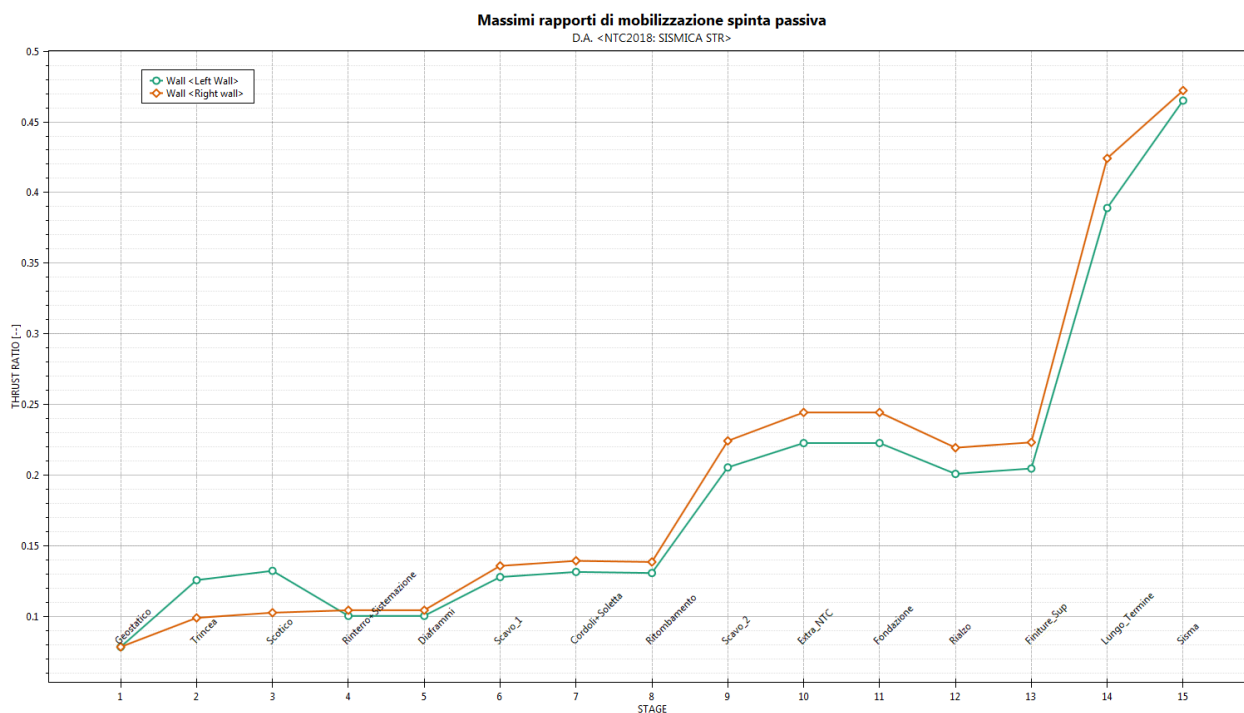



Figura 50. Resistenza passiva mobilitata in condizioni sismiche (SISMA)

9.6 Analisi di stabilità

Nella seguente tabella si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza minimi FS^{MIN} ottenuti a seguito delle analisi di stabilità in accordo a quanto riportato al §7.5 della presente relazione.

Tabella 20. Risultati delle verifiche di stabilità globale

<i>Analisi</i>	<i>FS^{MIN} globale</i>
Condizioni statiche	10.983
Condizioni sismiche (k_v negativa)	10.276
Condizioni sismiche (k_v positiva)	10.423
Condizioni statiche - scarpata	1.262

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Per la valutazione delle componenti orizzontale e verticale di tale forza si è fatto riferimento a quanto riportato al §7.5 della presente relazione; in particolare:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \rightarrow 0.0306$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \rightarrow \pm 0.0153$$

dove β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa nel sito di riferimento, il cui valore suggerito è pari a 0.38 per analisi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Essendo soddisfatte le relazioni:

$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1$, in condizioni statiche;

$FS^{MIN} \geq R2 = 1.2$, in condizioni sismiche;

le analisi di stabilità globali risultano verificate.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi di stabilità che mostrano le cinque superfici più critiche, ed evidenziano la superficie critica a cui è associato il coefficiente di sicurezza più basso.

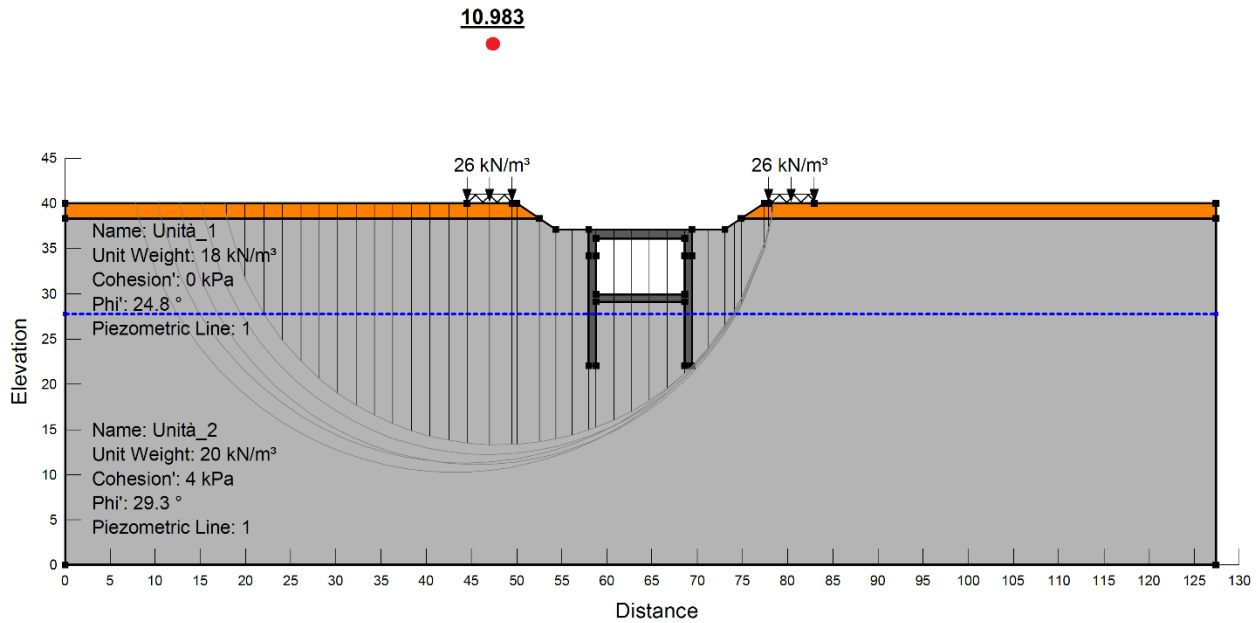


Figura 51.Verifica di stabilità globale in condizioni statiche

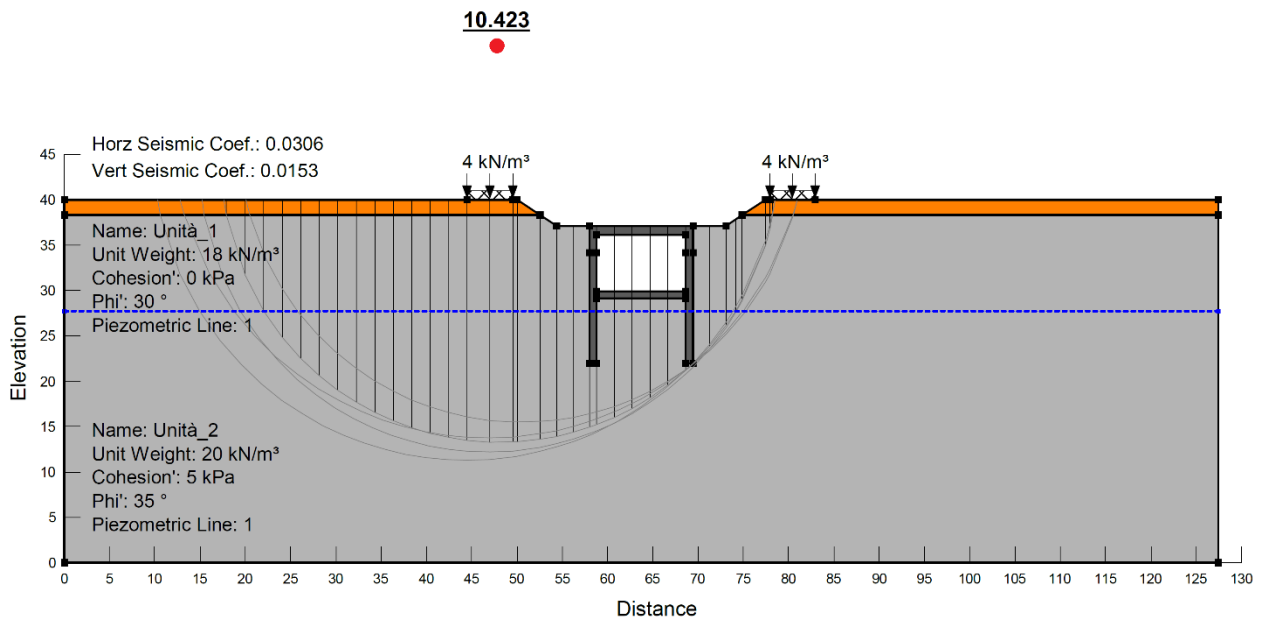


Figura 52.Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (k_v positiva)

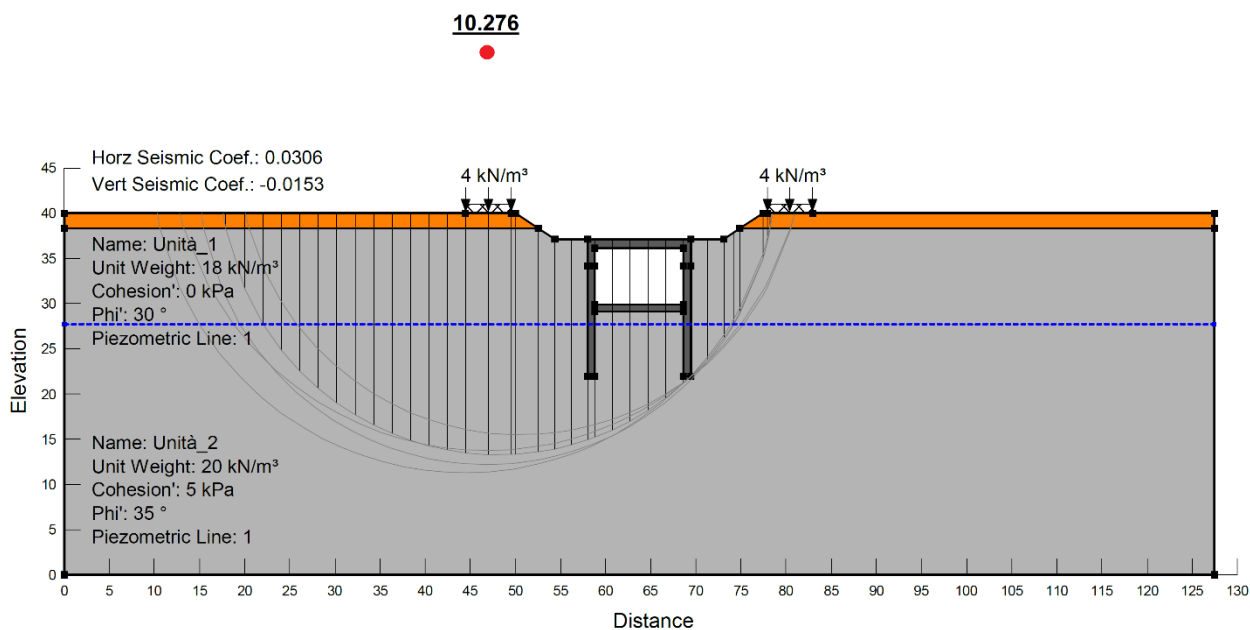


Figura 53. Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (k_v negativa)

Per completezza, si riporta nel seguito la verifica di stabilità della scarpata della trincea relativamente alle fasi provvisoriale; cautelativamente, è stata considerata per la verifica un'altezza di scavo pari a 6 m.

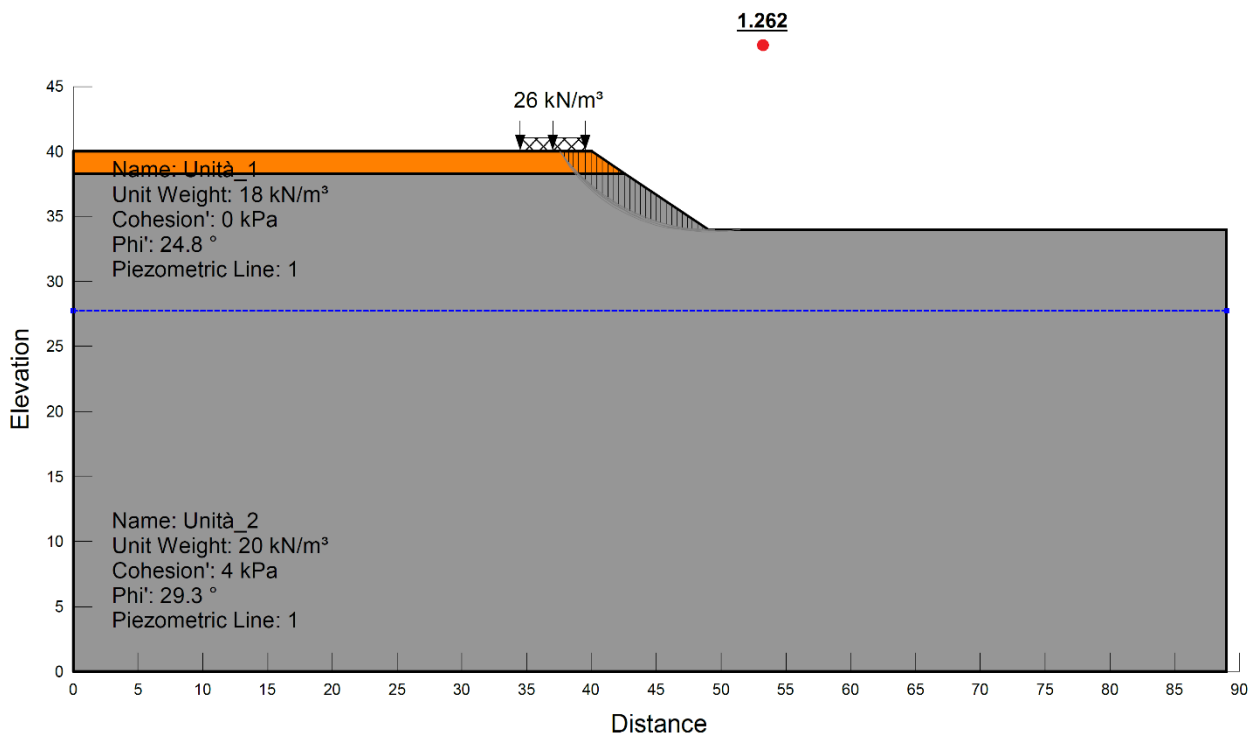



Figura 54. Verifica di stabilità della scarpata (condizioni statiche)

9.7 Verifica a galleggiamento

Nel caso in esame si ha che la posizione relativa della falda acquifera superficiale – nella condizione più gravosa di falda a lungo termine – rispetto al piano stradale risulta essere alla quota di circa -12.25 m; la quota di appoggio del solettone di fondo risulta essere alla profondità di -11.60 m rispetto al piano stradale e pertanto non soggetto alla sottospinta della falda in quanto più superficiale di quest'ultima.

9.8 Verifica di capacità portante

Si riporta nel seguente paragrafo la verifica di capacità portante condotta in accordo alle normative vigenti (combinazione A1+M1+R3). Per la verifica si terrà in considerazione – a favore di sicurezza – la sola parte di diaframma infissa al di sotto della quota di fondo scavo e la quota della falda considerata in condizione di lungo termine.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Nella seguente tabella si riportano i valori di capacità portante al variare della profondità. In accordo alle NTC18, sono stati impiegati i coefficienti di sicurezza parziali γ_{R3} (1.15 per la resistenza laterale, 1.35 per la capacità portante di base e 1.3 per il peso proprio del diaframma) e il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cautelativamente pari a 1.70 – valore corrispondente ad una sola verticale indagata).

Tabella 21. Valori di capacità portante al variare della profondità (AGI, 1984)

Combinazione SLU A1+M1+R3 (metodo AGI, 1984)						
L_{infissa}	$Q_{l,k}$	$Q_{b,k}$	$Q_{l,d}$	$Q_{b,d}$	ΔW	$Q_{t,d}$
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
1.0	212.0	3440.0	108.4	1498.9	15.6	1591.7
2.0	433.1	3440.0	221.6	1498.9	31.2	1689.3
3.0	663.6	3440.0	339.4	1498.9	46.8	1791.5
4.0	903.3	3440.0	462.0	1498.9	62.4	1898.5
5.0	1152.2	3440.0	589.4	1498.9	78.0	2010.3
6.0	1410.4	3440.0	721.4	1498.9	93.6	2126.7
7.0	1677.8	3440.0	858.2	1498.9	109.2	2247.9

Il valore di capacità portante allo SLU così determinato risulta – ad una profondità di infissione del diaframma pari a 7 m – pari a circa 2247.9 kN/m.

L'azione sollecitante risulterà pari al valore del taglio agente sulla soletta in corrispondenza dell'incastro con il diaframma stesso, a cui si sommerà il contributo del peso proprio dei diaframmi presenti al di sopra della parte infissa.

Come rappresentato nella figura seguente, l'azione agente massima allo SLU si ha nella condizione di lungo termine (Fase 14), pari a 763.35 kN/m.

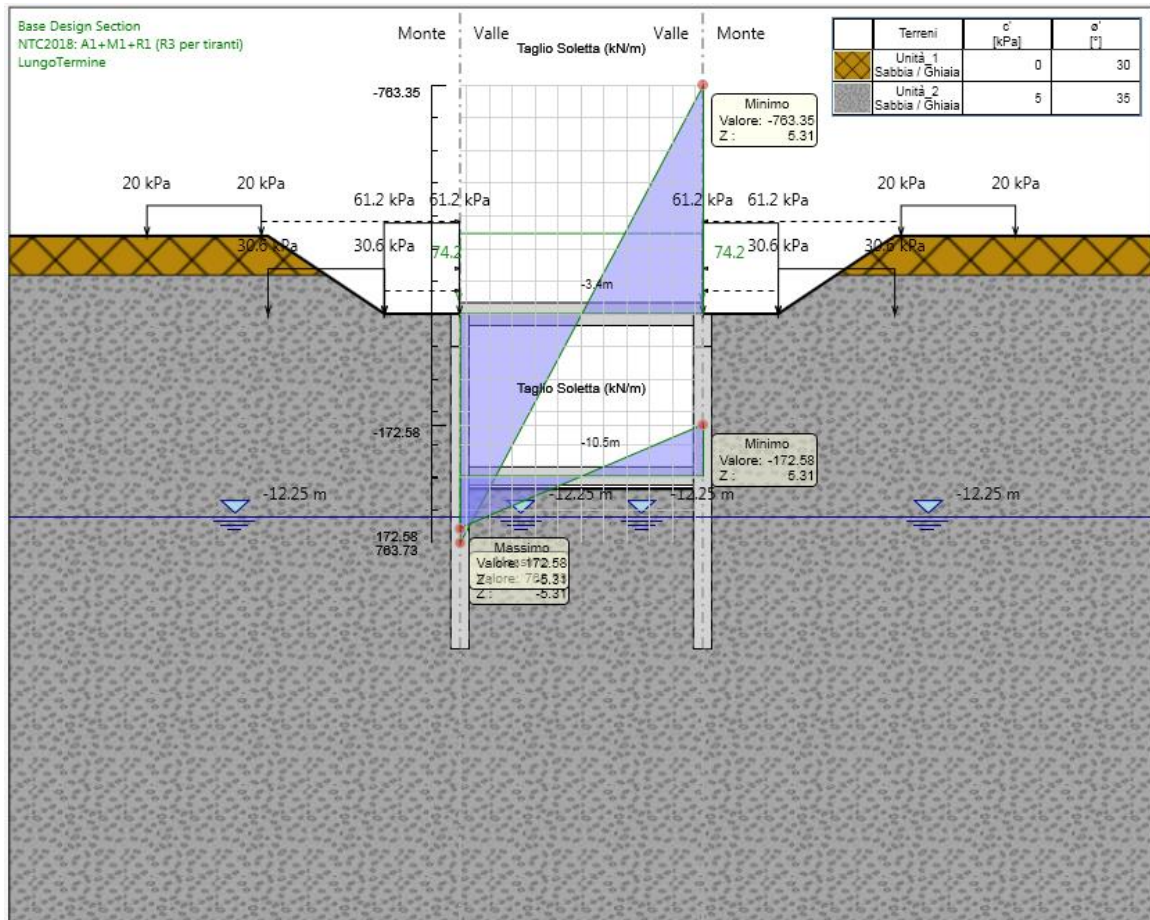


Figura 55. Taglio massimo agente sulla soletta di copertura (Fase 14 – A1+M1+R3)

Si ha pertanto che l'azione sollecitante risulta pari a:


$$P_t = 763.35 + 7.15 \cdot 1.0 \cdot 0.8 \cdot 25 \cdot 1.3 =$$

$$= 763.35 + 185.9 = 949.25 \text{ kN}$$

Dove 7.15 m è l'altezza del diaframma fuori terra, pari alla somma della luce netta interna (6.2 m), della soletta di fondazione (0.80 m) e del magrone (0.15 m).

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza allo SLU pari a:

$$FS = \frac{Q_t}{P_t} = \frac{2247.9}{949.25} = 2.37$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

10. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE BERLINESI PROVVISORIALI

Nel seguente capitolo saranno riportate le analisi numeriche e le rispettive verifiche di sicurezza eseguite per le berlinesi provvisoriali in micropali da realizzarsi a sostegno degli scavi in corrispondenza degli attraversamenti tra le vie Gottardo e Sempione, al fine di eseguire le operazioni di rimozione delle spalle in sicurezza.

10.1 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo impiegati per l'analisi numerica sono di seguito sintetizzate:

- **Fase 1:** condizione geostatica (2.80 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -15.25 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);
- **Fase 2:** realizzazione doppia berlinese di micropali e applicazione di un carico stradale pari a 20 kPa;
- **Fase 3:** realizzazione dei micropali a cavalletto;
- **Fase 4:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -1.0 m dal piano stradale;
- **Fase 5:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -2.0 m dal piano stradale;
- **Fase 6:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -3.0 m dal piano stradale;
- **Fase 7:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -4.0 m dal piano stradale;
- **Fase 8:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -5.0 m dal piano stradale;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -6.0 m dal piano stradale;
- **Fase 10:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.0 m dal piano stradale;
- **Fase 11:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.4 m dal piano stradale (fondo scavo di progetto);
- **Fase 12:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.9 m dal piano stradale (scavo effettivo e 50 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2).

Per la rappresentazione delle fasi di calcolo, riferirsi all'Allegato 2 al §20 della presente relazione tecnica e di calcolo.

L'analisi in condizioni sismiche per la sezione in esame è omessa in quanto trattasi di opera di tipo provvisoriale con vita nominale inferiore ai 2 anni.



10.2 Risultati di calcolo

Nella seguente tabella sono sintetizzati i principali risultati di calcolo relativi al dimensionamento della berlinese di sostegno provvisoria (si riportano a seguire i relativi plot grafici).

Tabella 22. Sintesi risultati di calcolo principali (berlinese provvisoria)

Combinazione	Momento	Taglio	Spostamenti	Spinta passiva mobilizzata
	[kNm/m]	[kN/m]	[mm]	[%]
SLE	-	-	36.0	21.3
A1+M1+R1	162.90	111.62	-	-
A2+M2+R1	201.66	116.23	-	35.1

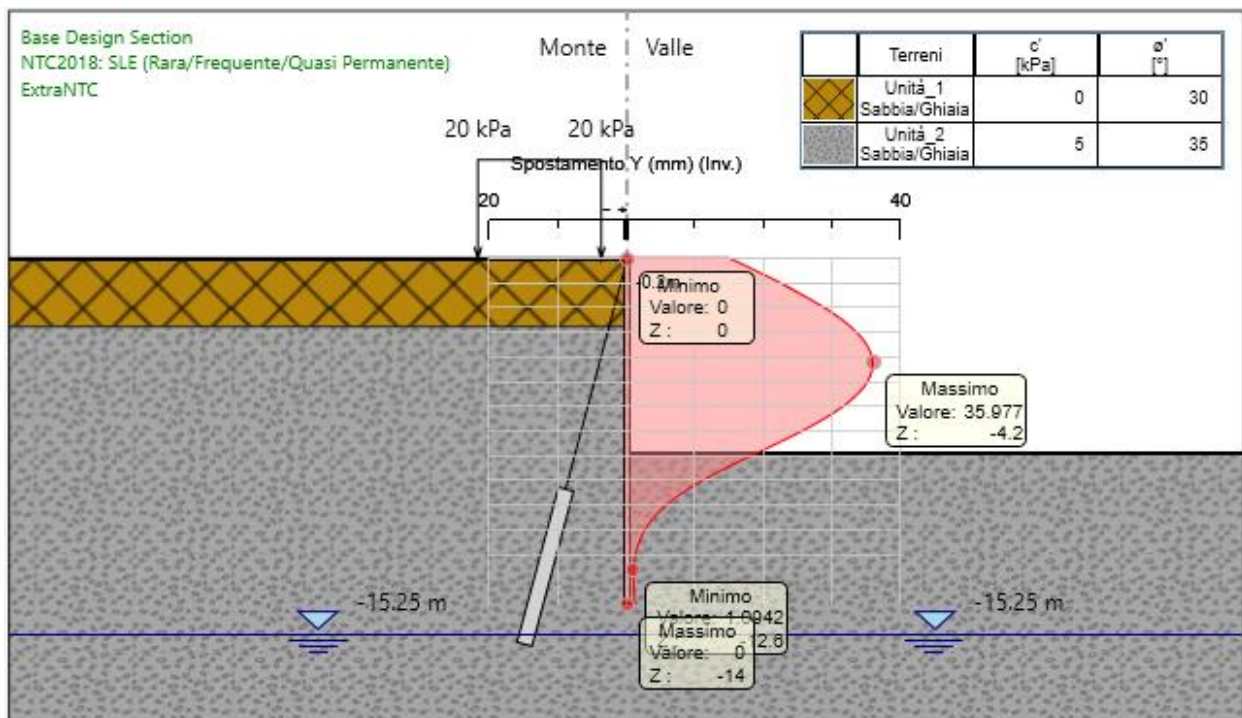


Figura 56. Involuppo degli spostamenti sulla berlinese provvisoria (SLE)

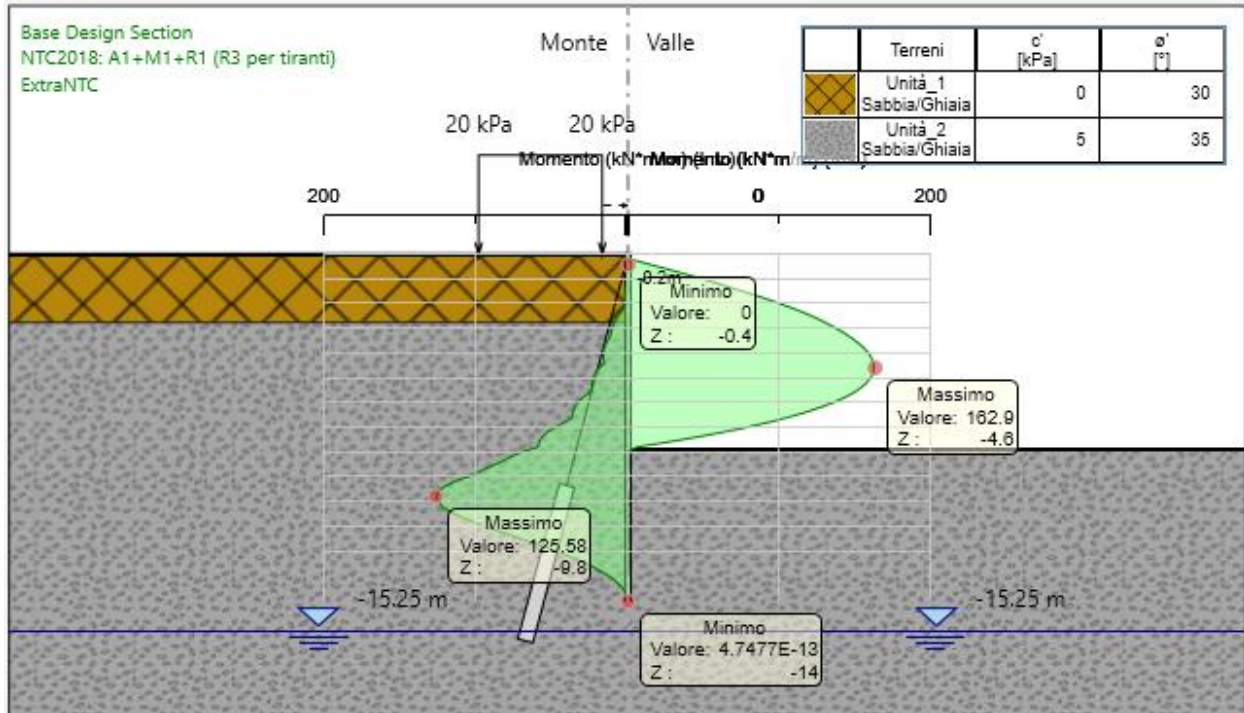


Figura 57. Involuppo dei momenti flettenti sulla berlinese provvisoriale (A1+M1+R1)

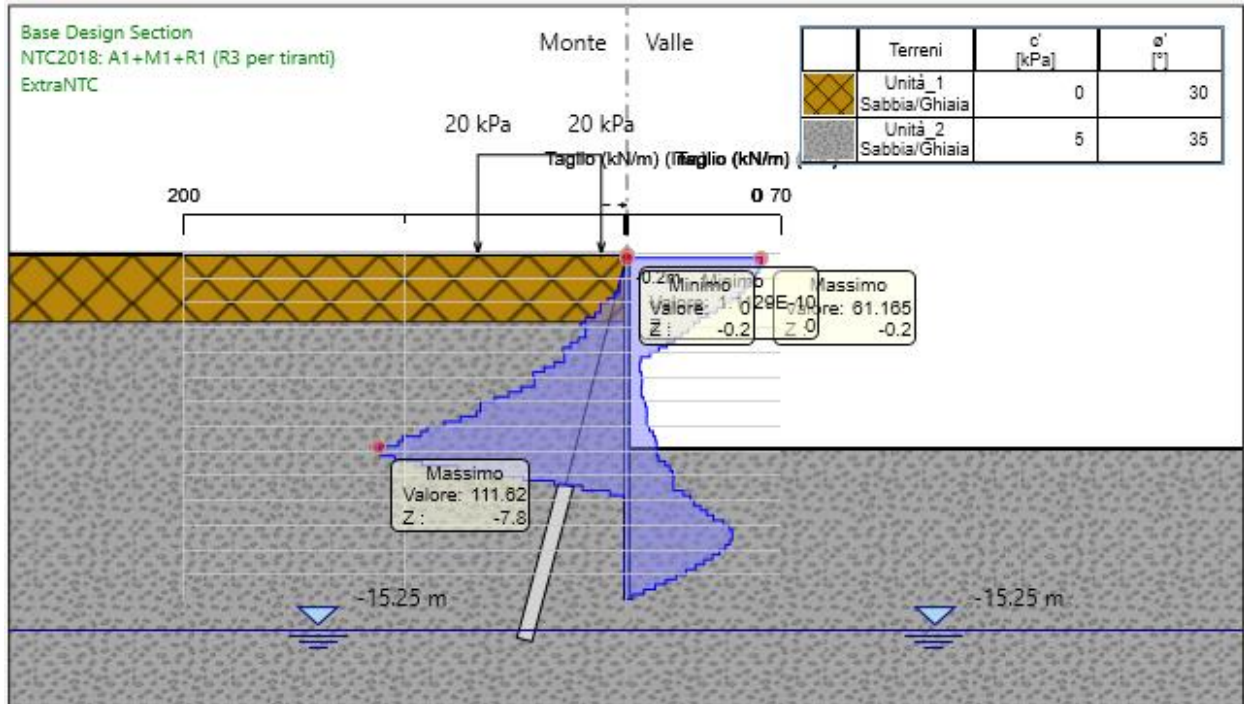


Figura 58. Involuppo del taglio sulla berlinese provvisoria (A1+M1+R1)

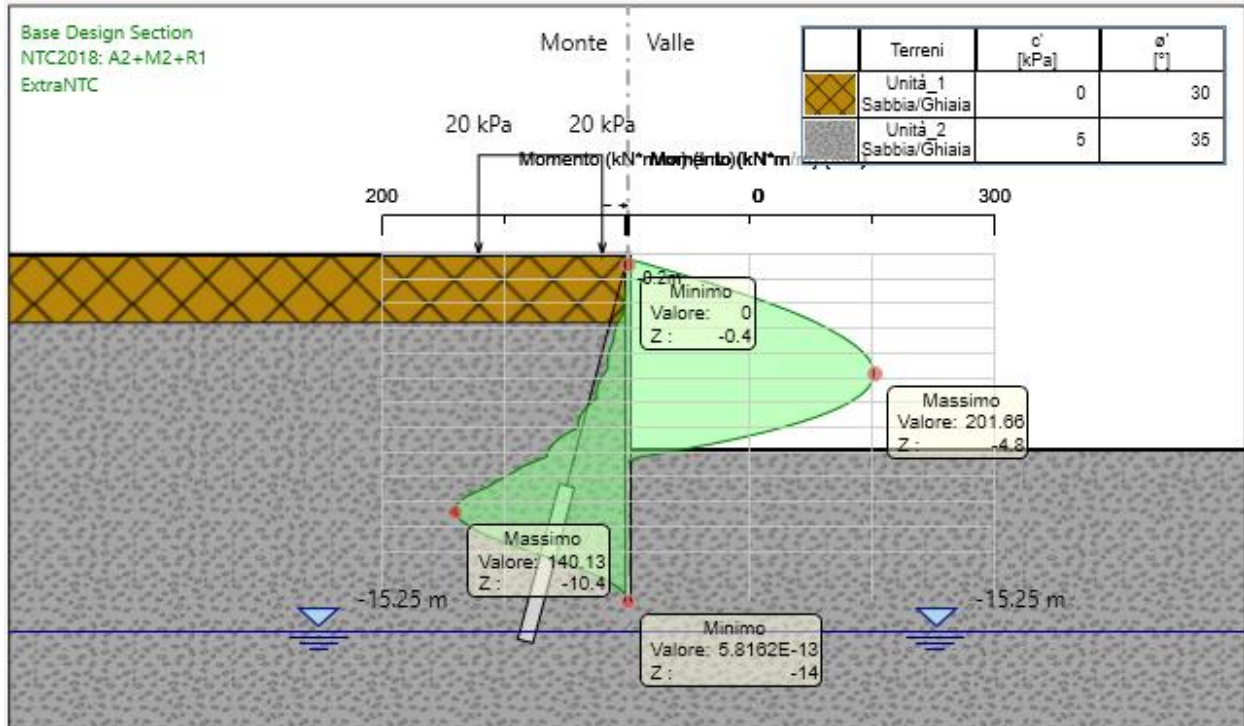


Figura 59. Inviluppo dei momenti flettenti sulla berlinese provvisoriale (A2+M2+R1)

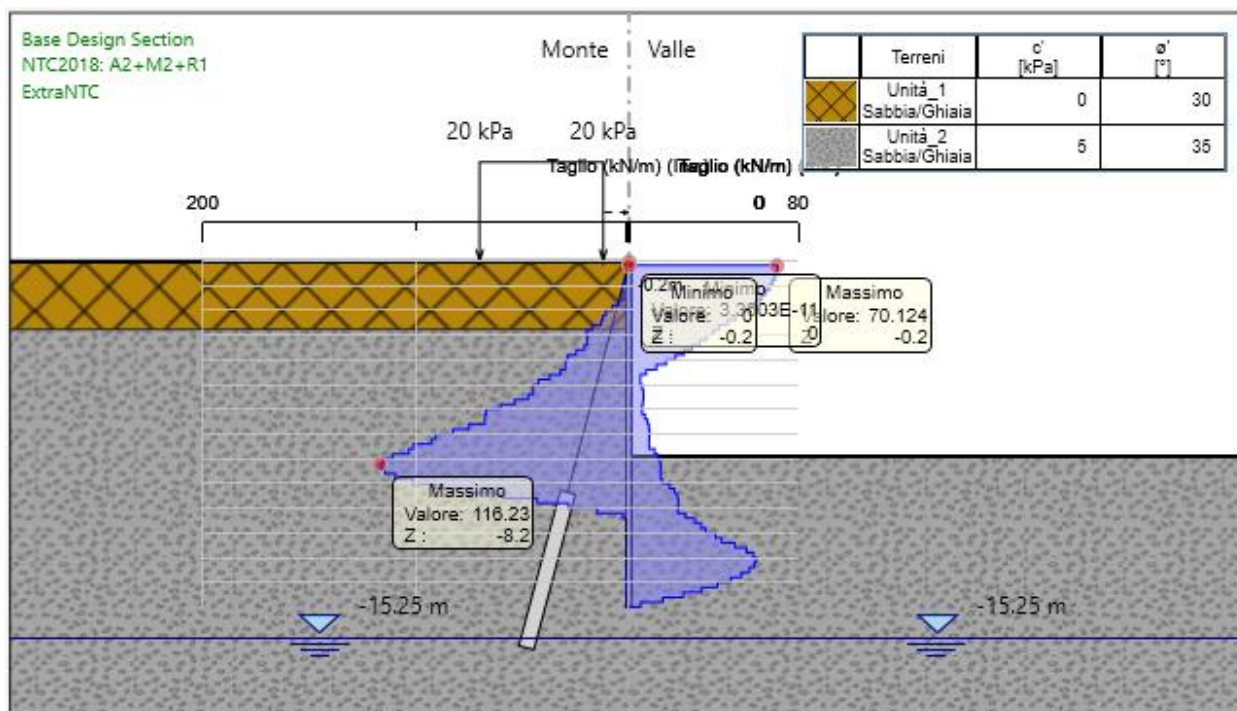


Figura 60. Involuppo del taglio sulla berlinese provvisoria (A2+M2+R1)

10.3 Verifica strutturale micropalo

La berlinese è realizzata con doppia fila di micropali aventi tubolari in acciaio di diametro pari a $\Phi 168.3$ spessore 12.5 mm, diametro di perforazione 0.24 m, interasse tra i micropali di 0.40 m (per la verifica verrà impiegato un passo 0.20 m equivalente) e lunghezza pari a 14 m.

Di seguito si riporta la verifica strutturale relativa all'acciaio in quanto, a favore di sicurezza, si ipotizza che l'effetto del calcestruzzo non intervenga in termini di resistenza globale del sistema.

Sulla base delle sollecitazioni che insorgono lungo il fusto del micropalo (vedi i risultati riportati nel paragrafo precedente), si riportano di seguito le verifiche del tubolare in acciaio per le combinazioni di carico A1+M1+R1 e A2+M2+R1.




LINEA 2 METRO TORINO		<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>	
<u>MICROPALI DI SOSTEGNO PROVVISORIALI</u>		<i>tensione di snervamento no</i> ϵ 0.81 [-]	
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare</u>		ϵ^2 0.66 [-]	
		<i>rapporto diametro/spessore</i> d/t 13.5 [-]	
		<i>classe della sezione</i> CLASSE 1	
		<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>		<i>momento flettente di calcolo</i> M_{Ed} 162.90 [kNm/ml]	
<i>diametro esterno del tubolare</i> d	168.3 [mm]	<i>taglio di calcolo</i> T_{Ed} 111.62 [kN/ml]	
<i>spessore del tubolare</i> t	12.5 [mm]	<i>sforzo normale di calcolo</i> N_{Ed} 0.00 [kN/ml]	
<i>diametro interno del tubolare</i> d_{int}	143.3 [mm]	<i>interasse tubolari</i> i 0.20 [m]	
<i>area della sezione del tubolare</i> A	6118.3 [mm ²]	<i>momento flettente agente</i> M_{Ed} 32.58 [kNm]	
<i>momento inerzia tubolare</i> I	1868.4 [cm ⁴]	<i>taglio agente</i> T_{Ed} 22.32 [kN]	
<i>modulo resistenza elastico</i> W_{el}	222.0 [cm ³]	<i>sforzo normale agente</i> N_{Ed} 0 [kN]	
<i>momento statico di metà sezione</i> $S_{A/2}$	152.0 [cm ³]	<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:</u>	
<i>tipologia di acciaio</i> S	355 [MPa]	<i>tensione normale</i> $\sigma_{x,Ed}$ 146.7 [MPa]	
<i>coefficiente di sicurezza</i> γ_{MO}	1.05 [-]	<i>tensione tangenziale</i> τ_{Ed} 7.3 [MPa]	
<i>tensione di snervamento di progett</i> f_{yd}	338.1 [MPa]	<i>sigma ideale</i> σ_{id} 147.3 [MPa]	
		<i>fattore di sicurezza</i> FS 2.3 VERIFICATO	

Figura 61.Verifica strutturale del tubolare in acciaio (A1+M1+R1)

LINEA 2 METRO TORINO		<u>CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)</u>	
<u>MICROPALI DI SOSTEGNO PROVVISORIALI</u>		<i>tensione di snervamento no</i> ϵ 0.81 [-]	
<u>Calcolo della resistenza strutturale del tubolare</u>		ϵ^2 0.66 [-]	
		<i>rapporto diametro/spessore</i> d/t 13.5 [-]	
		<i>classe della sezione</i> CLASSE 1	
		<u>SOLLECITAZIONI AGENTI:</u>	
<u>DATI GEOMETRICI:</u>		<i>momento flettente di calcolo</i> M_{Ed} 201.66 [kNm/ml]	
<i>diametro esterno del tubolare</i> d	168.3 [mm]	<i>taglio di calcolo</i> T_{Ed} 116.23 [kN/ml]	
<i>spessore del tubolare</i> t	12.5 [mm]	<i>sforzo normale di calcolo</i> N_{Ed} 0.00 [kN/ml]	
<i>diametro interno del tubolare</i> d_{int}	143.3 [mm]	<i>interasse tubolari</i> i 0.20 [m]	
<i>area della sezione del tubolare</i> A	6118.3 [mm ²]	<i>momento flettente agente</i> M_{Ed} 40.33 [kNm]	
<i>momento inerzia tubolare</i> I	1868.4 [cm ⁴]	<i>taglio agente</i> T_{Ed} 23.25 [kN]	
<i>modulo resistenza plastico</i> W_{pl}	304.0 [cm ³]	<i>sforzo normale agente</i> N_{Ed} 0 [kN]	
<i>momento statico di metà sezione</i> $S_{A/2}$	152.0 [cm ³]	<u>VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO PLASTICO:</u>	
<i>tipologia di acciaio</i> S	355 [MPa]	<i>tensione normale</i> $\sigma_{x,Ed}$ 132.7 [MPa]	
<i>coefficiente di sicurezza</i> γ_{MO}	1.05 [-]	<i>tensione tangenziale</i> τ_{Ed} 7.6 [MPa]	
<i>tensione di snervamento di progett</i> f_{yd}	338.1 [MPa]	<i>sigma ideale</i> σ_{id} 133.3 [MPa]	
		<i>fattore di sicurezza</i> FS 2.5 VERIFICATO	

Figura 62.Verifica strutturale del tubolare in acciaio (A2+M2+R1)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

10.4 Verifica micropali a cavalletto

La berlinese oggetto di studio è ancorata in testa da micropali disposti a cavalletto, di lunghezza pari a 16 m, passo 1.6 m e inclinazione di 75° rispetto all'orizzontale. I cavalletti sono realizzati con micropali aventi tubolari in acciaio di diametro pari a $\Phi 139.7$ spessore 10.0 mm e con diametro di perforazione pari a 0.24 m.

La lunghezza libera del micropalo a cavalletto è valutata tracciando una retta con inclinazione pari a 27.5° dalla base della berlinese fino ad intercettare il micropalo a cavalletto stesso. L'inclinazione della retta, pari a 27.5° è valutata come segue:

$$\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}$$

Tale retta, intercettando la superficie, individua il cuneo di spinta attiva definito dalla teoria di Rankine. Tutto il tratto di micropalo a cavalletto ricadente all'interno di tale cuneo definisce la lunghezza libera dello stesso in condizioni statiche.

Per il caso in esame, la lunghezza libera dei micropali a cavalletto risulta pari a 9.0 m (di conseguenza, la lunghezza di ancoraggio è pari a 7.0 m).

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente le azioni massime dimensionanti che insorgono nei tiranti durante le fasi di scavo della berlinese.

Tabella 23. Azione massima che insorge nei micropali a cavalletto durante le fasi di realizzazione della berlinese

Combinazione	Cavalletto
	[kN/m]
A1+M1+R3	237.4

Si riporta nella seguente figura l'andamento del tiro al variare delle fasi di calcolo.

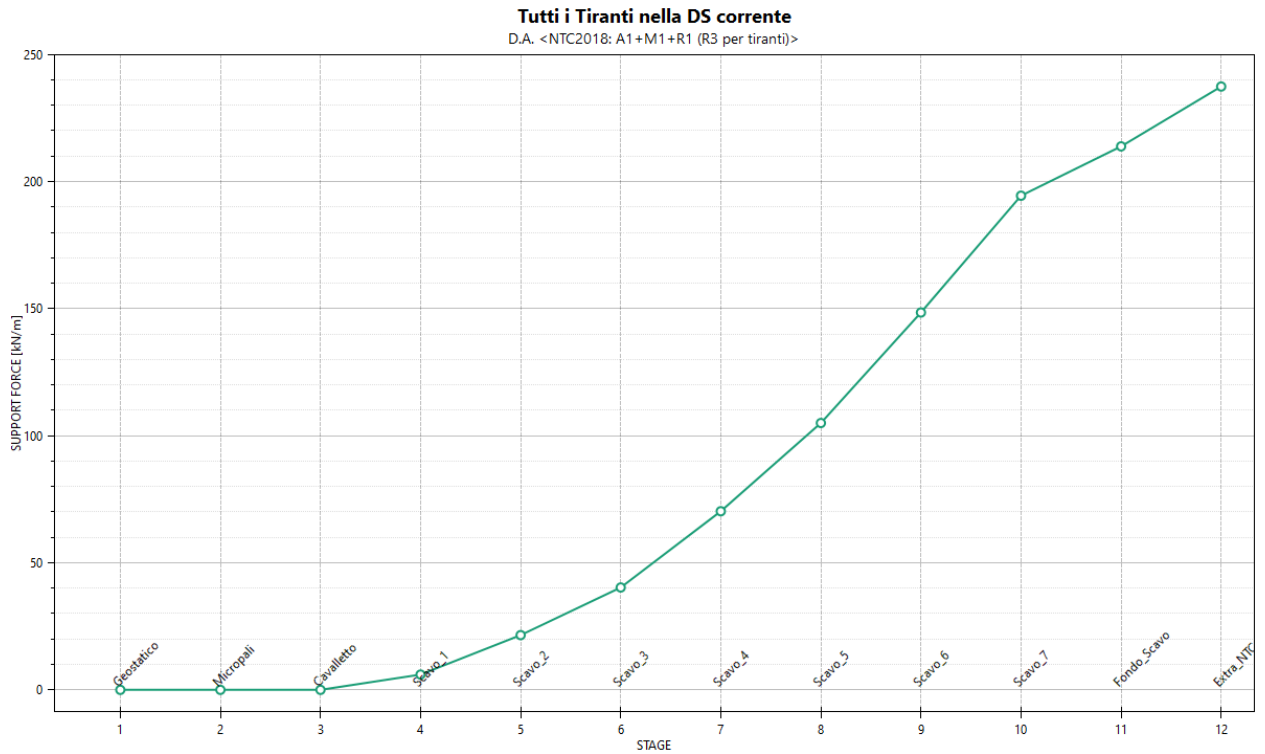


Figura 63. Andamento delle azioni nei micropali a cavalletto al variare delle fasi di calcolo (A1+M1+R3)

Per la valutazione della resistenza a sfilamento bulbo-terreno, si fa riferimento ai valori indicati in letteratura da FHWA, 2005 (vedi figura seguente).

I micropali a cavalletto saranno realizzati mediante iniezione per semplice gravità, pertanto, si può ipotizzare – in funzione della formazione geologica a cui si vanno ad ancorare gli stessi – che il coefficiente di sbulbamento sia pari – cautelativamente – a 1.0 e, a favore di sicurezza, considerare una t di aderenza bulbo-terreno pari a 150 kPa.



Soil / Rock Description	Grout-to-Ground Bond Ultimate Strengths, kPa (psi)			
	Type A	Type B	Type C	Type D
Silt & Clay (some sand) (soft, medium plastic)	35-70 (5-10)	35-95 (5-14)	50-120 (5-17.5)	50-145 (5-21)
Silt & Clay (some sand) (stiff, dense to very dense)	50-120 (5-17.5)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-190 (14-27.5)
Sand (some silt) (fine, loose-medium dense)	70-145 (10-21)	70-190 (10-27.5)	95-190 (14-27.5)	95-240 (14-35)
Sand (some silt, gravel) (fine-coarse, med.-very dense)	95-215 (14-31)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Gravel (some sand) (medium-very dense)	95-265 (14-38.5)	120-360 (17.5-52)	145-360 (21-52)	145-385 (21-56)
Glacial Till (silt, sand, gravel) (medium-very dense, cemented)	95-190 (14-27.5)	95-310 (14-45)	120-310 (17.5-45)	120-335 (17.5-48.5)
Soft Shales (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	205-550 (30-80)	N/A	N/A	N/A
Slates and Hard Shales (fresh- moderate fracturing, little to no weathering)	515-1380 (70-200)	N/A	N/A	N/A
Limestone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1035-2070 (150-300)	N/A	N/A	N/A
Sandstone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	520-1725 (75.5-250)	N/A	N/A	N/A
Granite and Basalt (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1380-4200 (200-609)	N/A	N/A	N/A


Type A: Gravity grout only

Type B: Pressure grouted through the casing during casing withdrawal

Type C: Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting

Type D: Primary grout placed under gravity head, then one or more phases of secondary "global" pressure grouting

Figura 64. Range di resistenza a sfilamento dei micropali a cavalletto per la formazione geologica presente nel sito oggetto di studio (vedi rettangolo in rosso)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Si riporta nella figura seguente la verifica strutturale e geotecnica (verifica a sfilamento) dei micropali a cavalletto oggetto di studio.

Ordine	GEOMETRIA				RESISTENZA CARATTERISTICA			LUNGHEZZE CARATTERISTICHE			
	Quota (m da t.p.)	Interasse (m)	D _{perforazione} (m)	α (-)	τ _{ad,k} (kPa)	ξ _a (-)	r _{ak} (kN/ml)	L _{libera,min} (m)	L _{libera} (m)	L _{bulbo} (m)	L _{tot} (m)
1	0.20	1.60	0.24	1.0	150	1.8	62.8	6.4	9.0	7.0	16.0
2											
3											
4											
5											

Ordine	COMBINAZIONE STATICA			VERIFICA A SFILAMENTO				VERIFICA STRUTTURALE			
	T _{es,d} (kN/ml)	T _{es,d} (kN)	γ _E (-)	T _{d,tot} (kN)	γ _R (-)	R _{ad} (kN)	Verifica	L _{bulbo,min} (m)	T _{d,tot} (kN)	R _{γ,d} (kN)	Verifica
1	237.4	379.8	1.0	380	1.1	399.8	OK	6.6	380	1378	OK
2											
3											
4											
5											

Figura 65.Verifica di resistenza strutturale e a sfilamento dei micropali a cavalletto (A1+M1+R3)

10.5 Verifica trave di coronamento

La berlinese oggetto di analisi è collegata in testa da una trave di coronamento in c.a. di dimensioni pari a B = 90 cm x H = 70 cm.

Nel caso in esame la verifica della trave di ripartizione sarà eseguita prendendo in conto il carico di progetto più gravoso fornito dai micropali a cavalletto, pari a 237.4 kN/m in condizione statica (A1+M1).

Il passo dei micropali a cavalletto è pari ad 1.6 m, pertanto secondo lo schema di trave continua su n appoggi, si hanno nella trave di ripartizione le seguenti sollecitazioni di taglio e momento flettente:

$$M_{d,A1+M1} = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{237.4 \cdot 1.6^2}{10} = 60.8 \text{ kNm}$$

$$T_{d,A1+M1} = 0.6 \cdot q \cdot l = 0.6 \cdot 237.4 \cdot 1.6 = 227.9 \text{ kN}$$



Si riporta nella figura seguente la verifica della trave di ripartizione in oggetto secondo la combinazione di carico più gravosa. La verifica risulta ampiamente soddisfatta con il quantitativo minimo di armatura di forza, pari a 4Φ20 in zona tesa/compressa e staffe per l'armatura a taglio Φ16/40.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
90	70	6.6	62.4	56.2
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
4	20	7.6	12.57	
4	20	62.4	12.57	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2	16	40	90	4.02

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 46.77 [kNm]	MEd 60.80 [kNm]	
NEk 0.00 [kN]	NEd 0.00 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 0.0 [kNm]		
M _{cr} 172.8 [kNm]		
γ _n -21.56 [cm]		
σ _{c,min} -1.2 [MPa]		
σ _{s,min} -7.7 [MPa]		
σ _{s,max} 64.7 [MPa]		
k _z 0.5		
ε _{sm-ε_{cm}} - [%]		
s _{r,max} - [cm]		
w _k - [mm]		
	presso-flessione	
	MRd 300.9 [kNm]	
	FS 4.95	
	taglio	
	VRd _c 192.2 [kN]	
	predisporre armatura a taglio	
	VRd _s 382.7 [kN]	
	VRd _{max} 1668.3 [kN]	
	θ 30.0 [°]	
	sezione duttile	
	al 48.6 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	210000 [MPa]
f _{od}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]

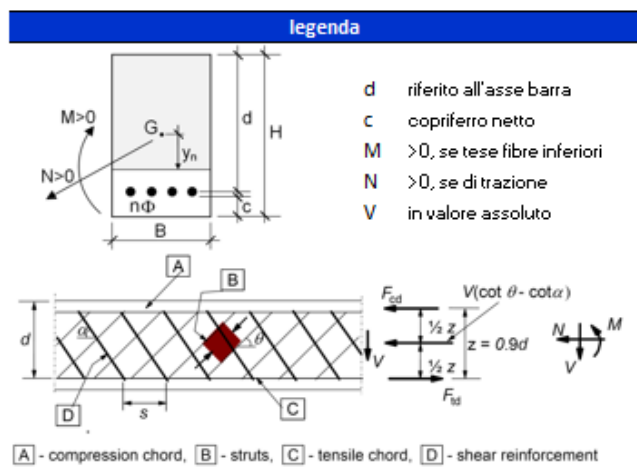


Figura 66. Verifica di resistenza strutturale della trave di coronamento in c.a.

10.6 Mobilitazione della spinta passiva

La verifica delle spinte a valle della berlinese è stata condotta in accordo all'approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R1); per completezza sarà riportata la mobilitazione della resistenza passiva di valle anche in condizioni di esercizio.

Per soddisfare le verifiche deve risultare che la spinta mobilitata a valle (Spinta reale efficace), moltiplicata per il coefficiente $\gamma_F = 1.0$, sia inferiore alla resistenza del terreno (Massima spinta ammissibile) corrispondente alla spinta passiva divisa per il coefficiente di resistenza $\gamma_R = 1.0$.

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

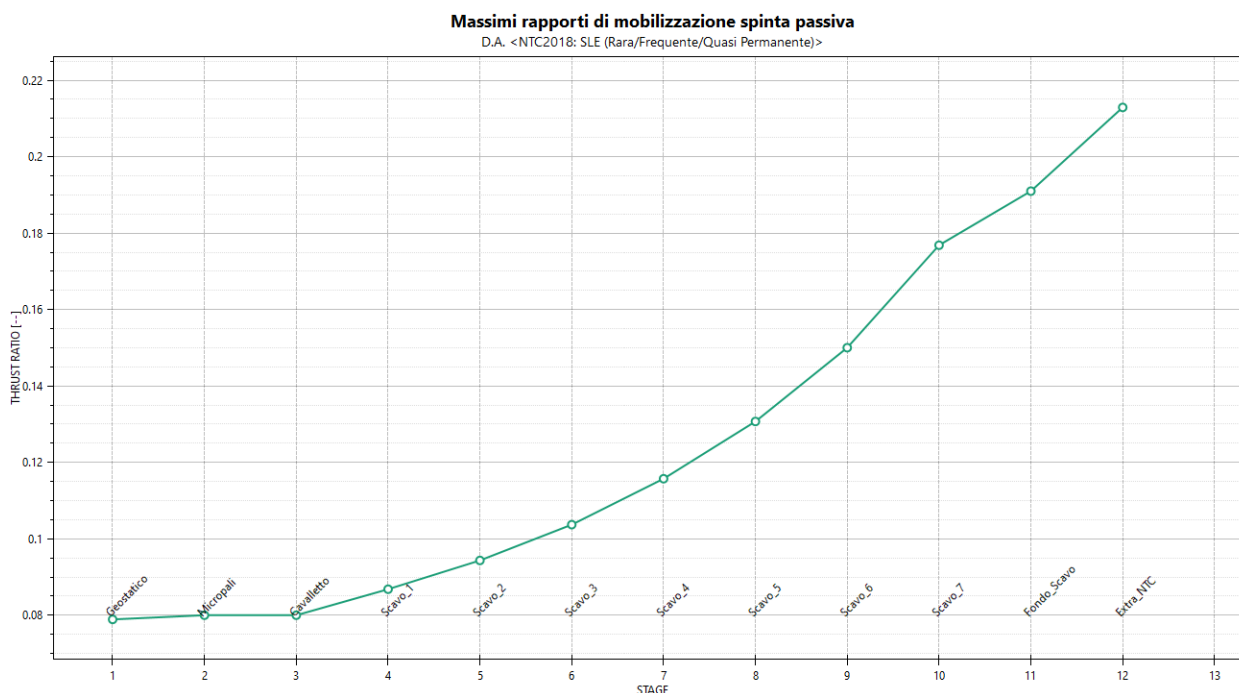


Figura 67. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di esercizio (SLE)

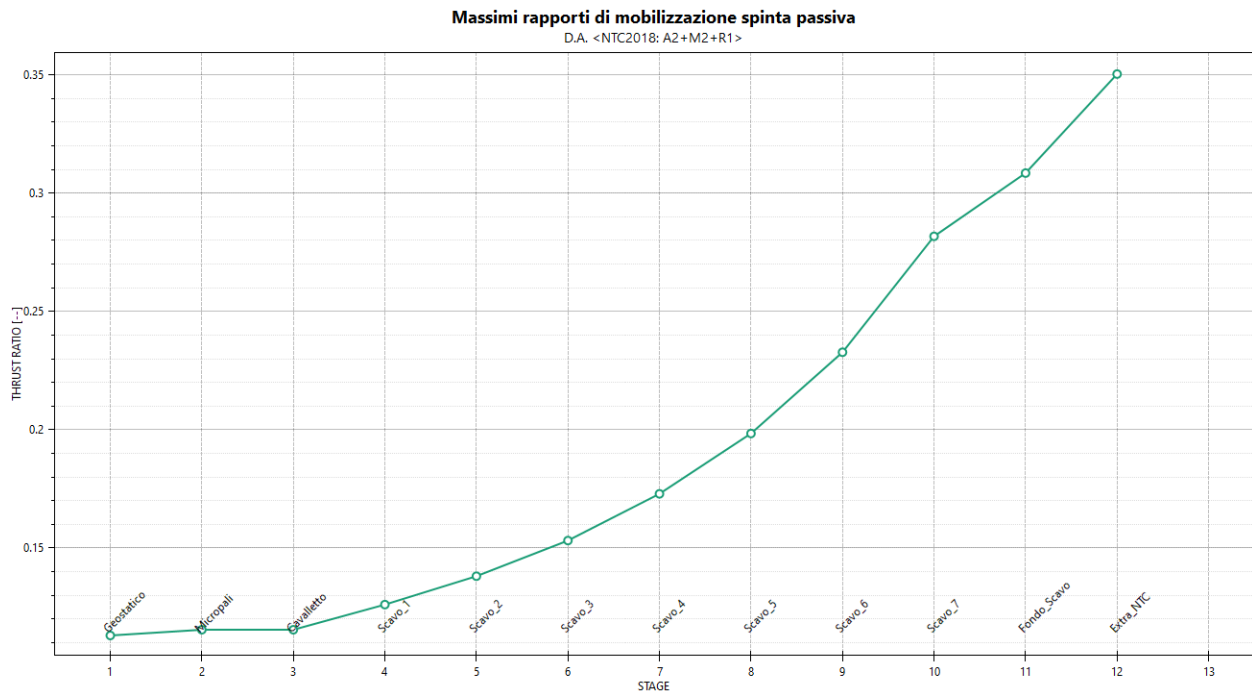


Figura 68. Resistenza passiva mobilitata in condizioni di stato limite ultimo (A2+M2+R1)

10.7 Verifica di stabilità globale


In Tabella 24 si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza minimi FS^{MIN} ottenuti a seguito delle analisi di stabilità in accordo a quanto riportato al §7.5 della presente relazione.

Tabella 24. Risultati delle verifiche di stabilità globale

<i>Analisi</i>	<i>FS^{MIN} globale</i>
Condizioni statiche	3.140

Essendo soddisfatte la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1, \text{ in condizioni statiche;}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

le analisi di stabilità globali risultano verificate.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi di stabilità che mostrano le cinque superfici più critiche, ed evidenziano la superficie critica a cui è associato il coefficiente di sicurezza più basso.

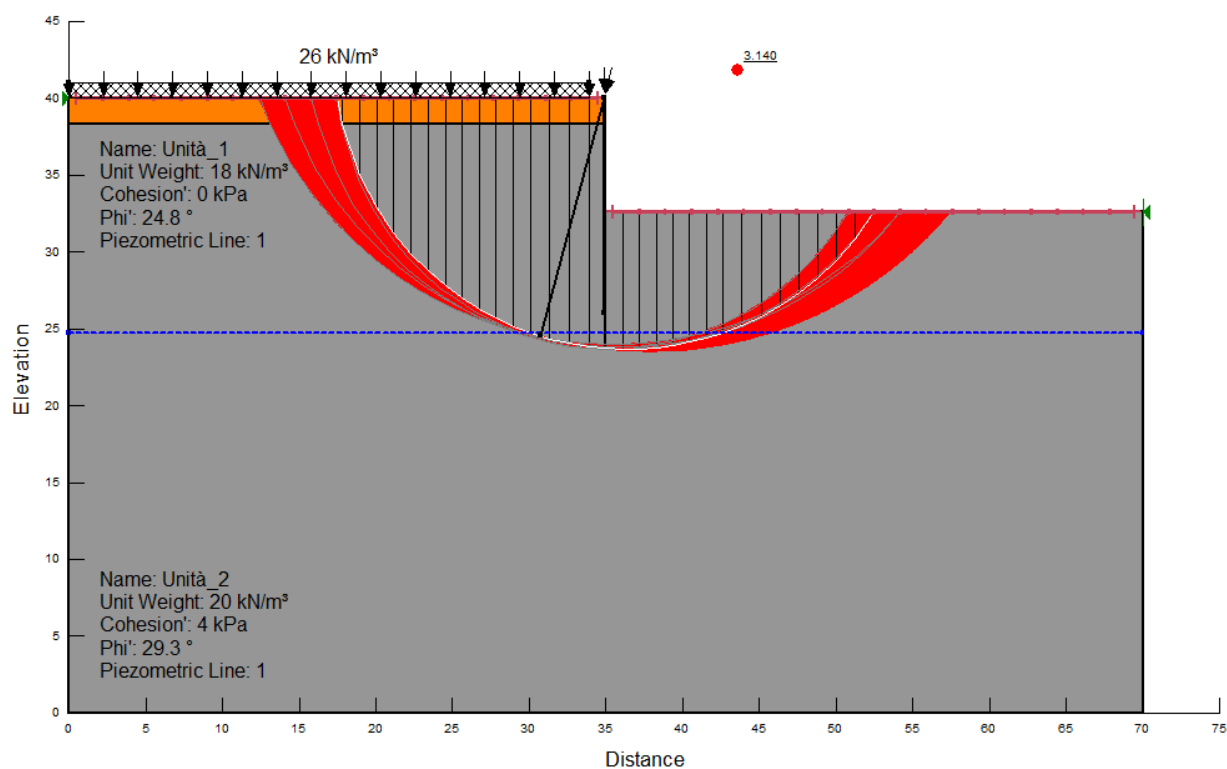



Figura 69. Verifica di stabilità globale della berlinese provvisoria in condizioni statiche

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

11. VALIDAZIONE DEI MODELLI ESEGUITI

Il modello di calcolo descritto al paragrafo precedente è stato validato utilizzando il metodo di calcolo semplificato sviluppato da Terzaghi e Peck (1967) e da Peck (1969), che hanno proposto diagrammi empirici delle pressioni per il progetto di una paratia puntonata, dedotti dal monitoraggio di progetti reali. Le evidenze sperimentali hanno indotto a ritenere che il diagramma delle pressioni in un terreno competente abbia un andamento di tipo trapezoidale (metodo dell'Area Tributaria). Tale tipo di distribuzione è normalmente adottata per il progetto di paratie con più ordini di puntoni. Il metodo semplificato comporta una serie di limitazioni che riguardano i seguenti aspetti:

- altezza di scavo superiore a 6 m e sviluppo longitudinale relativamente grande;
- assenza di falda;
- terreno omogeneo e comportamento drenato per le sabbie e non drenato per le argille (verifica a breve termine);
- il diagramma delle pressioni si applica solo per l'altezza di scavo;
- non è possibile simulare la sequenza di scavo per fasi successive.

Nel seguito, pertanto, verranno fatte alcune semplificazioni per rendere congruenti le sollecitazioni flettenti calcolate con la formulazione empirica proposta e quella valutata con i modelli numerici sviluppati in Paratie Plus.

11.1 Metodo dell'Area Tributaria

Lo schema per costruire il diagramma delle pressioni è riportato nella figura seguente:

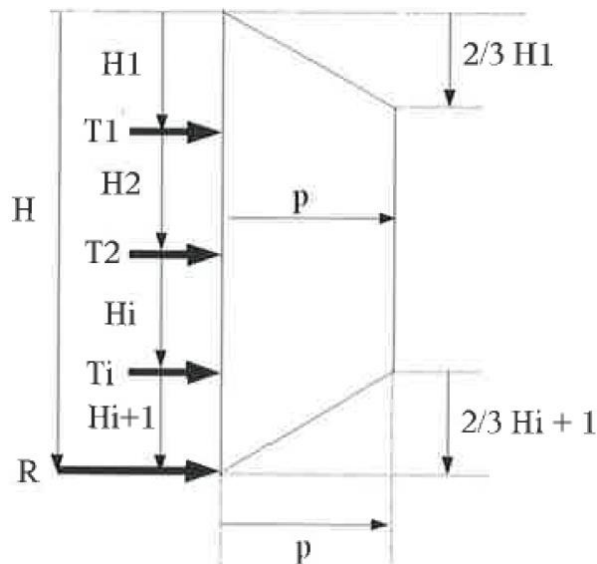


Figura 70. Diagramma delle pressioni per il metodo dell'Area Tributaria

Con riferimento alle stratigrafie di progetto presenti in corrispondenza delle gallerie artificiali esaminate nella presente relazione di calcolo, il valore di p (pressione massima) è stato calcolato mediante le espressioni usate per i terreni incoerenti, ossia:

$$p = \frac{0.65 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H_{scavo}^2}{H_{scavo} - \frac{1}{3} \cdot H_1 - \frac{1}{3} \cdot H_{(i+1)}}$$

al valore della pressione "p" va aggiunto il valore della pressione indotta da eventuali sovraccarichi di tipo uniforme presenti "p_q" a tergo della paratia.

Nel caso in esame si ha:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.271$$

H_{scavo} è dato dalla somma dei contributi H_1 , H_2 e H_4 , pari a 11.05 m, come rappresentato nella seguente figura:

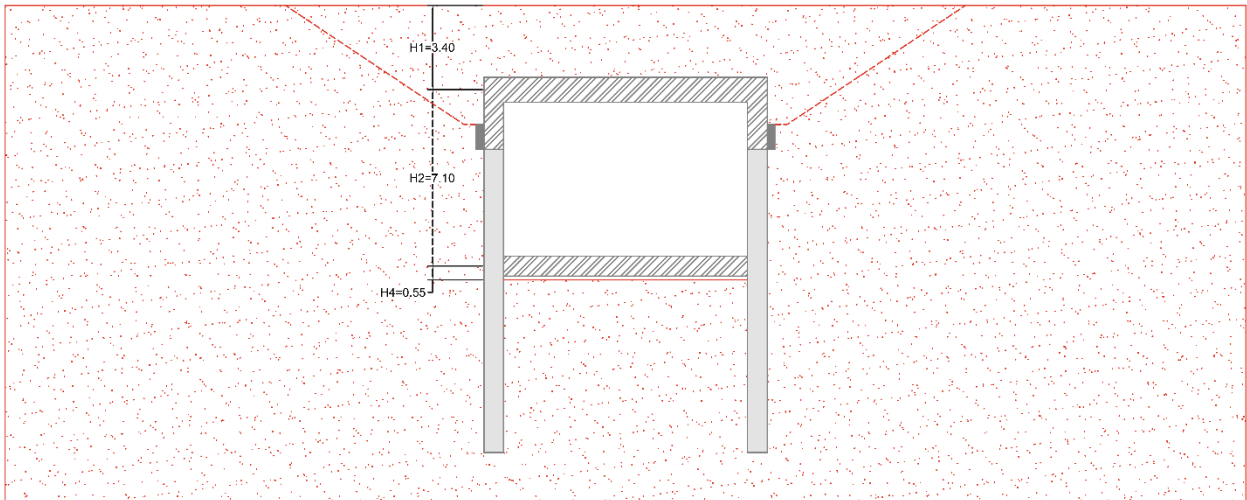


Figura 71. Schema semplificato di calcolo


I sovraccarichi da sommare al valore della pressione "p" sono i seguenti (sovraccarico del terreno e carico accidentale di 20 kPa):

$$p_q = (\gamma \cdot H + q) \cdot k_a = (2.9 \cdot 20 + 80) \cdot 0.271 = 37.4 \text{ kPa}$$

La pressione totale è pertanto:

$$p_{tot} = \frac{0.65 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H_{scavo}^2}{H_{scavo} - \frac{1}{3} \cdot H_1 - \frac{1}{3} \cdot H_{(i+1)}} + p_q = \frac{0.65 \cdot 0.271 \cdot 20 \cdot 11.05^2}{11.05 - \frac{1}{3} \cdot 3.4 - \frac{1}{3} \cdot 0.55} + 37.4 = 81.6 \text{ kPa}$$


Il momento massimo lungo la paratia vale:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

$$M = \frac{p_{tot} \cdot L^2}{10}$$

dove "L" è pari alla luce interna della galleria artificiale, corrispondente al valore di H₂. Si ottiene un valore di momento flettente massimo pari a 411.3 kNm/m.

In conclusione, come si può notare, il valore del momento flettente calcolato con il metodo semplificato è simile al valore del momento calcolato con Paratie Plus nello schema di soletta incernierata (M_{PP} = 352.4 kNm/m), a conferma dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

12. ROBUSTEZZA DURANTE LE FASI DI COSTRUZIONE

Una struttura si definisce robusta se:

- le parti della struttura che sono fondamentali per la sicurezza sono poco sensibili ad eventi inattesi o a difetti di costruzione;
- non si verifica il collasso estensivo della struttura nel caso in cui un singolo elemento della struttura subisca un cedimento strutturale.


Dato che il primo requisito è difficile da dimostrare, se non in termini di controllo di qualità dei materiali e di esecuzione dei lavori, il criterio della robustezza, in questo progetto, è stato applicato al secondo punto.

L'approccio dei progettisti si è pertanto focalizzato nella selezione di dettagli costruttivi e materiali adeguati e nel progettare elementi strutturali chiave con margini di sicurezza strutturale e geotecnica superiori.

Per le strutture come le stazioni interrato o le gallerie artificiali, le fasi di costruzione rappresentano sicuramente le fasi in cui la struttura risulta essere più vulnerabile dato che in queste fasi le strutture definitive interne non sono state completate e gli schemi strutturali iperstatici non possono contribuire a contrastare eventi inattesi.

Nella galleria artificiale oggetto della presente relazione tecnica, il principale metodo di costruzione è quello definito "Cut&Cover", che prevede lo scavo completo della struttura dopo il completamento della soletta di copertura. Pertanto, l'unico elemento critico è il nodo tra la soletta di copertura stessa e paratia, che da progetto è considerato come un incastro. Nella verifica di robustezza della galleria artificiale si è pertanto considerato un diverso andamento dei momenti flettenti lungo il fusto dei diaframmi nel caso in cui non si riesca a garantire tale grado di incastro previsto in progetto. Nello specifico si è ipotizzata la presenza di una cerniera alle estremità della soletta di copertura.

Per ulteriori approfondimenti in merito alle verifiche di sicurezza svolte si rimanda al capitolo §9, in cui si descrivono con chiarezza le analisi svolte per tener conto altresì della condizione limite di soletta incernierata agli estremi.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE INTERNE GA01

13.1 Geometria dell'opera GA01

La galleria artificiale ad un livello è costituita dalla soletta di copertura, fodere interne, diaframmi e soletta di fondazione come mostrato in Figura 43 al Capitolo §4 della presente relazione tecnica e di calcolo.


Si riportano di seguito le dimensioni geometriche inerenti alle strutture interne ed alla soletta di copertura della galleria oggetto di studio nella presente relazione tecnica e di calcolo:

Dimensioni geometriche:

- $l = 11.62$ m (luce della soletta di copertura rispetto all'asse dei diaframmi)
- $S_{\text{copertura}} = 1.30$ m
- $S_{\text{fondazione}} = 0.80$ m
- $S_{\text{muri esterni}} = 0.50$ m
- $H_r = 5.60$ m (da estradosso soletta a p.f.)

La quota della falda presa come riferimento per il dimensionamento delle opere risulta essere a 3.2 m di profondità rispetto all'intradosso della copertura.

Per l'analisi della struttura si schematizza la soletta di copertura sia come una trave a semplice appoggio, sia come una trave incastro-incastro comparando le massime sollecitazioni ottenute da entrambi i casi. Per il dimensionamento di tutte le altre componenti strutturali si considera uno schema a telaio multipiano.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.2 Analisi dei carichi delle strutture interne

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate. Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

13.2.1 Permanenti strutturali (G1)

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici che sono automaticamente valutati dal modello:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- soletta copertura $S_{cop} \times \gamma_{c.a.} = 1.30 \times 25.00 = \mathbf{32.50 \text{ kN/m}^2}$
- soletta di fondo $S_{fondo} \times \gamma_{c.a.} = 0.80 \times 25.00 = \mathbf{20.00 \text{ kN/m}^2}$
- muri esterni $S_{mur \text{ est}} \times \gamma_{c.a.} = 0.50 \times 25.00 = \mathbf{12.50 \text{ kN/m}^2}$

13.2.2 Permanenti portati (G2)


I carichi permanenti portati considerati ai fini dell'analisi sono dovuti alla presenza dell'armamento e dei tramezzi, tali carichi sono calcolati nel modo seguente:

G2-armamento:

Tale carico si ottiene considerando un peso specifico pari a 24 kN/m^3 moltiplicato per la distanza tra la base dell'armamento ed il piano del ferro compreso.

- peso armamento $H \times \gamma_{arm} = 1.1 \times 24.0 = \mathbf{26.4 \text{ kN/m}^2}$

G2-Tramezzi distribuiti:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Per tenere in conto dell'eventuale presenza di tramezzi è stato considerato un carico permanente pari a 2 kPa. Tale carico viene sommato al carico permanente G2-armamento ed è applicato come un unico carico distribuito uniforme.

13.2.3 Carichi variabili (Q)

Sulla soletta intermedia e su quella di fondazione agisce il sovraccarico determinato dal passaggio della metropolitana, dalla presenza di locali tecnici non di sistema e dalla folla agente lungo le banchine. Tali carichi sono calcolati come segue:

Metro (q metro)

Si considera uno schema di carico longitudinale come mostrato nella figura seguente:

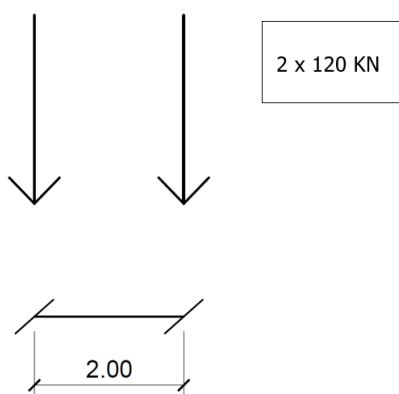



Figura 72.Schema di carico della metro

Per considerare possibili incrementi d'intensità futuri si amplifica il carico di treno per un fattore di 1.25. S'impiega un ulteriore fattore di amplificazione dinamico $\phi = 1.2$. Il carico da treno viene ripartito considerando un angolo di diffusione di 45° per lo strato di armamento e della soletta.

Carico Q_{vk} : due assi ad interasse di 2 m: 240 kN

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Considerazioni geometriche

Il carico variabile da treno va considerato diffuso su una superficie dipendente dalle geometrie del rilevato e della struttura; l'area in questione è pari a:

$$A_{diff} = B_L \cdot B_T$$

Si indica con B_T la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura e con B_L la lunghezza di diffusione del carico longitudinale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura. Assumendo che la diffusione avvenga con un angolo di 45° nell'armamento e lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando la larghezza della traversina $L_{travers} = 2.30$ m:

$$B_T = L_{travers} + 2 \cdot [H_{armamento} \cdot \tan(45^\circ) + Ss/2]$$

$$B_T = 2.3 + 2 \cdot [0.7 \cdot \tan(45^\circ) + 0.8/2] = \mathbf{4.5 \text{ m}}$$

L'altezza dell'armamento $H_{armamento}$ è determinato sottraendo l'altezza della traversina alla distanza tra piano del ferro e l'estradosso della soletta:


$$H_{armamento} = H_{piano \text{ del ferro}} - H_{traversina} = 1.1 - 0.4 = 0.7 \text{ m}$$

Si considera, a favore di sicurezza, l'altezza della soletta meno spessa per il calcolo della diffusione del carico della metro da applicare al modello.

La lunghezza di ripartizione longitudinale (B_L) si calcola considerando un interasse di 2 m tra i carichi concentrati:

$$B_L = 2 + 2 \cdot [H_{armamento} \cdot \tan(45^\circ) + Ss/2]$$

$$B_L = 2 + 2 \cdot [0.7 \cdot \tan(45^\circ) + 0.8/2] = \mathbf{4.2 \text{ m}}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Azioni verticali causate dal treno

In base alle considerazioni geometriche formulate in precedenza, le forze concentrate Q_{VK} possono essere considerate come un carico q_{equi} distribuito lungo B_L :

$$q_{metro} = \frac{120 \cdot 2 \cdot 1.2 \cdot 1.25}{B_T \cdot B_L}$$

$$q_{metro} = \frac{360}{4.2 \cdot 4.5} = \mathbf{19.05 \text{ kN/m}^2}$$

Tale carico è distribuito lungo la larghezza trasversale B_T calcolata. Di seguito si mostra lo schema di diffusione di carico impiegata.

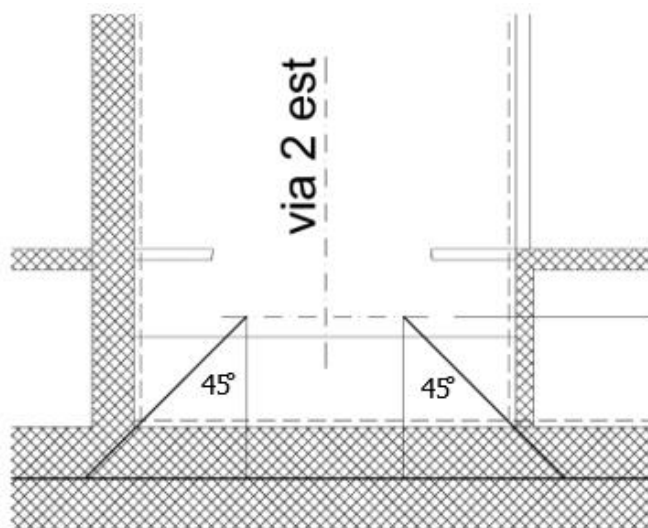



Figura 73. Distribuzione del carico sulla soletta

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Locali tecnici (q locali tecnici)

Si considera un carico di 10 kPa distribuito sulla luce della soletta su cui non grava il carico della metro.

13.2.4 Spinta della falda (G1 FALDA)

Considerando una quota di falda a lungo termine a 6m di profondità rispetto all'intradosso della soletta di copertura, si ottiene un battente idraulico pari ad:

$$H_w = 3.80 \text{ m}$$

Da tale valore si ottiene un carico triangolare agente sui muri esterni ed un carico distribuito uniforme di sottospinta agente sulla fondazione della struttura. Ponendo z la coordinata con origine al piano campagna si determina il carico idrostatico agente sulla struttura:

Tabella 25. Calcolo del carico idrostatico della falda

	Z	$\sigma_{h,WATER}$
posizione	[m]	[kN/m ²]
piano di falda	10	0
piano di fondazione	13.80	38

13.2.5 Ritiro (ΔT)

Si considera l'effetto del ritiro agente nelle solette della struttura in esame. La deformazione da ritiro viene valutata come previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08) al paragrafo 11.2.10.6.


L'azione viene applicata come variazione termica negativa equivalente.

La deformazione totale da ritiro è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$ è la deformazione per ritiro da essiccamento

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


$\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ con f_{ck} in N/mm² è la deformazione per ritiro autogeno

Soletta di copertura

Il ritiro agente in soletta viene calcolato nel modo seguente:

Tabella 26. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo della soletta di copertura

Concrete class C30/37	f _{ck} (Mpa)	30,71	N
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019
element thickness	s (mm)	=	1300
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2600
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)		54630
age of concrete at loading in days/t0	t _s (gg)	=	1
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	4
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,12
reference mean compressive strength	f _{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f _{ck} (Mpa)	=	30,71
mean compressive strength	f _{cm} (Mpa)	=	38,71
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,90
basic drying shrinkage strain	ε_{cd0}	=	0,00032
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,91
coefficient depending on the notional size	k _h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\varepsilon_{cd}(t)$	=	0,20
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\varepsilon_{ca}(t)$	=	0,0518
total shrinkage strain x1000	$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2534
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	25,3

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Si considera, coerentemente con quanto indicato al paragrafo §8 Fase 15 SLE, un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.75$$


Per ottenere la variazione termica conseguente al ritiro si calcola:

$$\Delta T \text{ applicata} = \Delta T \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 25.3 \frac{1}{1 + 2.75} = -6.75$$

Soletta di fondo

Tabella 27. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo della soletta di fondazione

Concrete class C30/37	fck (Mpa)	30,71	N
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019
element thickness	s (mm)	=	800
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/uh_0$	α (mm)	=	1600
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)		54630
age of concrete at loading in days/t0	t _s (gg)	=	1
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	4
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,12
reference mean compressive strength	f _{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f _{ck} (Mpa)	=	30,71
mean compressive strength	f _{cm} (Mpa)	=	38,71
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,90
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	0,00032
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,96
coefficient depending on the notional size	k _h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,21
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0518
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2630

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Equivalent thermal effect	ΔT °C = 26,3
---------------------------	----------------------

Per ottenere la variazione termica conseguente al ritiro da applicare si calcola:

$$\Delta T_{applicata} = \Delta T \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 26.3 \frac{1}{1 + 2.75} = -7.01 \text{ °C}$$

13.2.6 Azioni trasmesse dai diaframmi

La galleria in analisi è realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto dai diaframmi e dal solaio di copertura. Gli elementi interni della struttura sono collegati ai diaframmi e questo ne implica la trasmissione di forze. Ai fini dell'analisi dei carichi si considerano le forze trasmesse dai diaframmi ed agenti sulla struttura interna indicate di seguito:

Tabella 28. Azioni trasmesse dai diaframmi alla struttura interna

	N SLV [kN/m]	N SLU [kN/m]	N SLE [kN/m]
SOLETTONE	-438	-504	-365
FONDAZIONE	-103	-134	-104

Le azioni sopra riportate sono state calcolate mediante il software di calcolo Paratie Plus e generano, se di segno negativo, una compressione nei solai; queste ultime si riferiscono alle azioni fornite dal solo terreno in corrispondenza dei vari livelli di contrasto presente lungo l'altezza del diaframma. Risulta necessario sottrarre a tali azioni il contributo fornito dalla spinta idrostatica della falda, la quale viene considerata separatamente mediante il carico G1 FALDA espresso al paragrafo §8. Per determinare tale contributo si definisce un modello mediante il Software SAP2000 di un telaio multipiano soggetto esclusivamente all'azione della falda e vincolato alla traslazione orizzontale mediante un carrello posto in mezzeria alla fondazione, come evidenziato nell'immagine seguente:

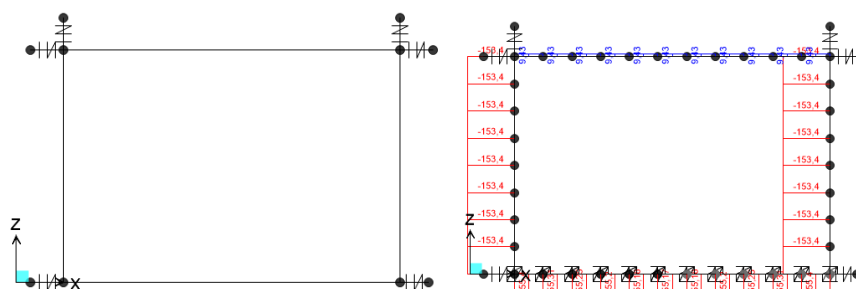


Figura 74. Modello delle strutture interne soggette a spinta idrostatica della falda e conseguenti sollecitazioni assiali

Da tale modello si ottengono le seguenti azioni assiali che agiscono in corrispondenza dei solai e sono determinate dalla spinta idrostatica:


- N idro SLE (solettone) = 9.43 kN
- N idro SLE (fondazione) = -55.25 kN

Tali azioni vengono sottratte alle azioni trasmesse dai diaframmi ai solai interni fornite dal software di calcolo Paratie Plus. Si precisa che, in combinazione di stato limite ultimo, le azioni N idro SLE sono moltiplicate per il coefficiente di combinazione 1.3.

Tabella 29. Azioni trasmesse dai diaframmi alla struttura interna deppure dal contributo della spinta idrostatica

	N SLV [kN/m]	N SLU [kN/m]	N SLE [kN/m]
SOLETTONE	-428	-491	-355
FONDAZIONE	-158	-205	-159

Alle azioni risultanti positive è stato imposto un valore nullo poiché prive di significato fisico. Le azioni indicate in tabella sono applicate in prossimità delle solette della struttura e non tengono conto della spinta idrostatica dell'acqua che, pertanto, sarà considerata in analisi mediante il carico "spinta della falda" precedentemente calcolato.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.2.7 Carichi sismici (s1, s2, s3)

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B", la categoria topografica è "T1". Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario. L'azione sismica viene valutata come:

- incremento di spinta laterale agente asimmetricamente (N SLV trasmessa dai diaframmi)
- spinta sismica del terreno ripartita in funzione delle rigidezze (s1)
- inerzia dei carichi permanenti portati (s2)
- inerzia della struttura (s3)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma. I parametri sismici considerati sono (si precisa che S, prodotto tra S_S e S_T , è pari a):

$$S = S_S \times S_T = 1.500 \times 1.0 = 1.500$$

componente orizzontale

accelerazione massima del sito: $a_{max} = S \times a_g = 1.500 \times 0.067 \text{ g} = 0.100 \text{ g}$

coefficiente di riduzione $b_m = 1.0$

coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.100$

Si valuta l'azione sismica agente sulle fodere interne mediante la formula di Wood. Considerando i parametri sismici appena descritti si ottiene:


$$S_{wood} = \gamma \cdot H^2 \cdot K_h = 20 \cdot 8.3^2 \cdot 0.100 = 137.80 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo della spinta di Wood si considera l'altezza sismicamente attiva H come la differenza di quota tra il piano campagna e l'intradosso della soletta di fondazione.

Tale azione viene ripartita per l'altezza della controparete ottenendo il valore del carico sismico distribuito:

$$\frac{S_{wood}}{h} = \frac{137.80}{7.4} = 16.76 \text{ kN/m}^2$$

Poiché la parete interna è affiancata dalla paratia si ripartisce l'azione sismica in funzione delle rigidezze flessionali delle sezioni degli elementi. Il coefficiente di ripartizione viene così calcolato:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- Coefficiente di ripartizione: $r = \frac{I_{parete}}{I_{diaframma} + I_{parete}}$

Tabella 30. Coefficiente di ripartizione del carico r

	Diaframma	Parete interna
Spessore [m]	0,8	0,5
I [m ⁴]	0,043	0,010
r	0,196	-

Valutato il coefficiente di ripartizione si ottiene la quota parte di spinta sismica che grava sulla parete interna:

$$s_1 = \frac{S_{wood}}{h} \cdot r = 3.30 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione si applica come carico distribuito costante sulla parete della struttura come N SLV.


Inerzia carichi permanenti (s2)

Si considerano i pesi dei permanenti portati agenti sulla via ovest ed est precedentemente calcolati (armamento, banchina e tramezzi) e si ripartiscono rispetto alla larghezza dello scatolare interessato:

- G_{arm} : peso dell'armamento + 2 KPa (peso tramezzi distribuiti);
- G_2 armamento: $G_{arm} + 2 \text{ Kpa} = 26.4 + 2 = \mathbf{28.4 \text{ kN/m}^2}$

Tali carichi vengono moltiplicati per $S \times a_g / g = 0.1$ ed applicati come carico distribuito orizzontali sulle solette della struttura.

- f armamento: $28.4 \cdot 0.1 = \mathbf{2.84 \text{ kN/m}^2}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

inerzia struttura (s3)

Per considerare l'inerzia della struttura in combinazione sismica si applica al modello in esame un "gravity load" in direzione x pari all'accelerazione massima:

$$S \times a_g / g = 0.1$$

13.2.8 Azione delle terre (N sle terre, Nslu terre)

Si valuta la quota parte di carico agente sulle pareti della struttura dovuta al terreno. Data la presenza dei diaframmi, la spinta del terreno sarà ripartita in funzione delle rigidità flessionali degli elementi. Per valutare gli sforzi a lungo termine si determina la differenza tra sforzo in spinta a riposo e sforzo in spinta attiva in corrispondenza dei vari livelli dei solai.

Cautelativamente si considera un angolo di attrito del terreno pari a $\phi' = 30^\circ$ facendo riferimento ai parametri geotecnici descritti al paragrafo §8. Dopo aver valutato lo sforzo del terreno a lungo termine come:

$$\Delta\sigma = \sigma_{h,o} - \sigma_{h,a}$$


Si applicano in parete esterna gli sforzi ripartiti per il coefficiente r valutato precedentemente.

In tabella si mostrano i valori degli sforzi [kN/m^2] ottenuti in funzione della quota z inerente alla profondità dei vari solai del sistema:

Tabella 31. Calcolo azioni del terreno agenti sulle fodere della struttura interna ripartite in funzione della rigidità flessionale

LIVELLI	Z [m]	σ_v	$\sigma_{h,o}$	$\sigma_{h,a}$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_r$
1	6,25	112,5	47,97265091	30,49	17,49	3,43
2	13,65	245,7	104,7722696	66,58	38,19	7,49

Tali carichi sono distribuiti sulle pareti della struttura e sono applicati al modello come N SLE ed N SLU, quest'ultimo è valutato moltiplicando gli sforzi ottenuti per il coefficiente parziale di sicurezza 1.3.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.3 Combinazioni di carico

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Figura 75. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018

Per i coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla Normativa Italiana 2018 Cap. 6.2.4 Tab. 6.2.I, mentre per i coefficienti di combinazione ψ si è considerata la Tab. 2.5.I assumendo che la soletta in analisi ricada in categoria G (rimesse, parcheggi ed aree per il traffico dei veicoli).



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Tabella 32. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – ⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 33. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)


Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Di seguito si espone la tabella raffigurante le combinazioni impiegate ai fini dell'analisi.

Tabella 34. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto

	g1	g1 (w) falda	g2	N SLE	N SLU	N SLV	s3	Ritiro	q metro	q locali tecnici	s2 (inerzia permanenti)
A1-M1_1	1,3	1	1,5								
A1-M1_2	1	1,3	0,8		1						
A1-M1_3	1,3	1,3	1,5		1			1,3	1,5	1,05	
A1-M1_4	1,3	1,3	1,5		1			1,3	1,05	1,5	
SLV_1	1	1	1			1	1	1			1
SLV_2	1	1	1			1	1	1	0,2	0,2	1
RARA_1	1	1	1								
RARA_2	1	1	1	1	1						
RARA_3	1	1	1	1	1			1	1	0,7	
RARA_4	1	1	1	1	1			1	0,7	1	
FREQUENTE_1	1	1	1	1	1			1	0,5	0,3	
FREQUENTE_2	1	1	1	1	1			1	0,3	0,5	
Q PERMAN_1	1	1	1	1	1			1	0,3	0,3	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.4 Modello di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dagli scriventi a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati nonché, in prima battuta, dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva. Per la verifica circa l'attendibilità dei risultati si espone il confronto di valori riscontrati per un caso semplificato al paragrafo §11.

Si riporta la licenza del programma utilizzato.

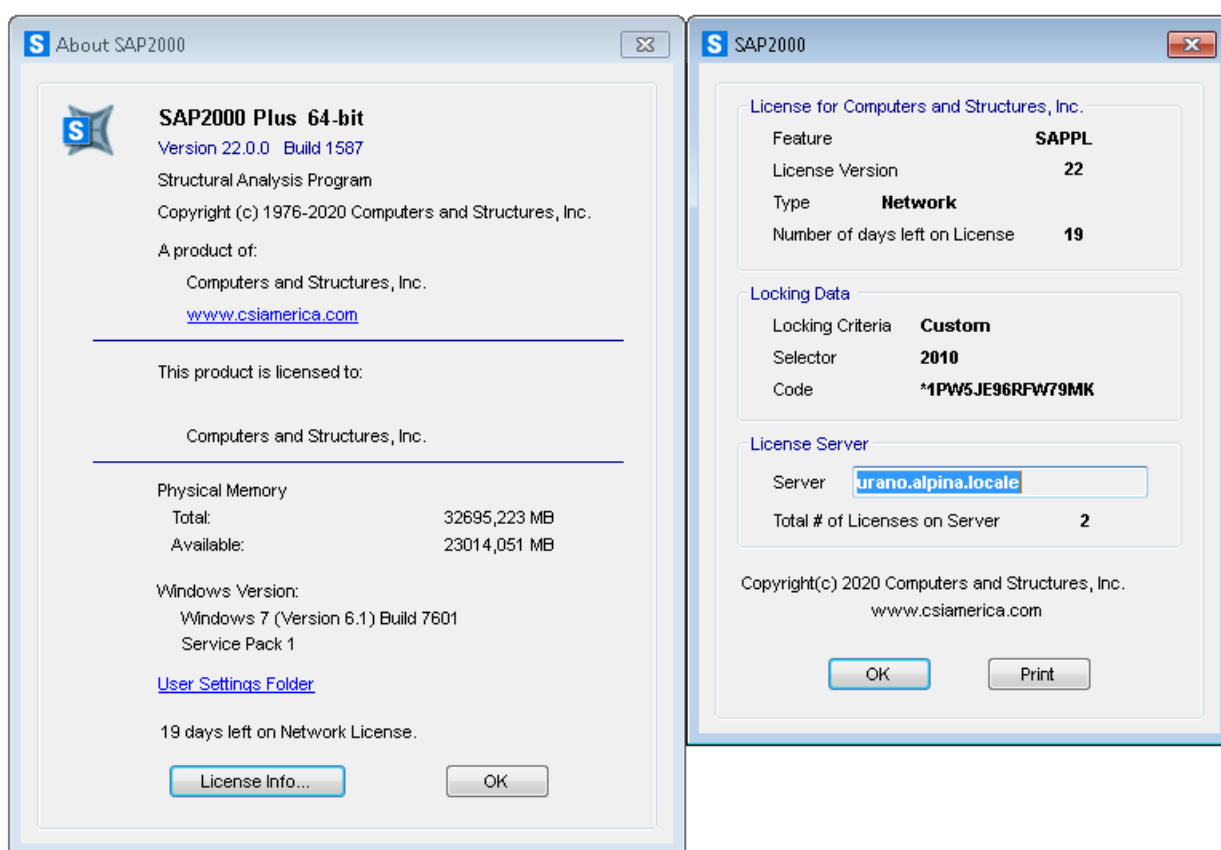



Figura 76. Licenza del Software Sap2000 impiegato ai fini dell'analisi

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di telaio chiuso multipiano. Per il modello dello scatolare in oggetto la soletta di copertura viene modellata come un elemento frame privo di peso e massa poiché tale componente scarica sui diaframmi a cui essa è vincolata. L'analisi della soletta di copertura viene effettuata mediante un differente modello di trave vincolata agli estremi.

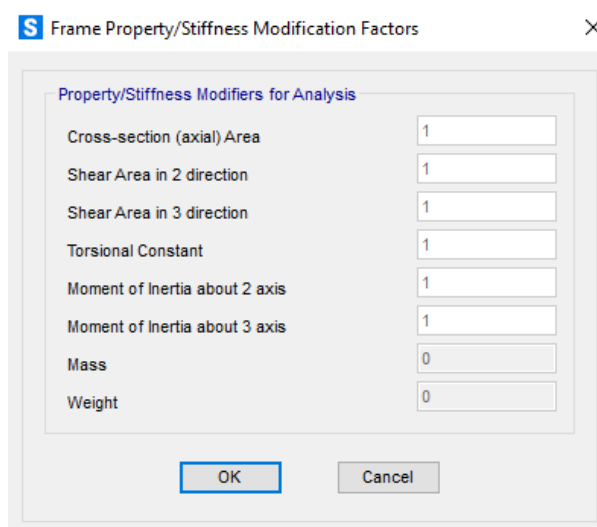



Figura 77. Proprietà meccaniche della sezione della copertura del modello

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata attraverso la formulazione di Vogt:

$$K_s = \frac{1.33 \cdot E}{\sqrt[3]{B_t^2 \cdot B_l}}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Si è adottato un valore di $E = 30000 \text{ kN/m}^2$ per il calcolo della rigidità delle molle, la quale è valutata idealmente su di una dimensione longitudinale di 1 m. Il valore di modulo elastico operativo adottato è pari ad 1/5 del modulo del terreno a piccole deformazioni.

Tabella 35. Calcolo della costante di sottofondo mediante la formula di Vogt

Terreno di fondazione	
Modulo di Young	$E \quad 30000 \text{ kN/m}^2$
Dimensione trasversale dell'opera	$B_t \quad 10.8 \text{ m}$
Dimensione longitudinale dell'opera	$B_l \quad 1 \text{ m}$
Costante di sottofondo	$K_s \quad 8166 \text{ kN/m}^3$


Dal momento che si considera una larghezza unitaria per la struttura, la rigidità delle molle distribuite sotto la fondazione sarà pari a 8166 kN/m^2 .

Per le caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s \text{ cm}$ per la soletta di copertura
- una sezione rettangolare $b \times h = 80 \times S_f \text{ cm}$ per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 50 \times S_p \text{ cm}$ per i muri esterni

Per quanto riguarda la rigidità delle aste del reticolo si è assunto:

- $E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$ (per cls Rck 37);

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

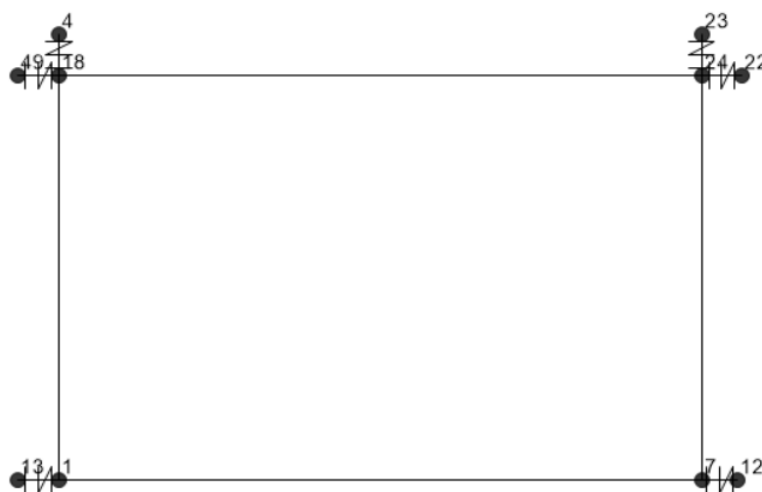


Figura 78. Numerazione dei nodi

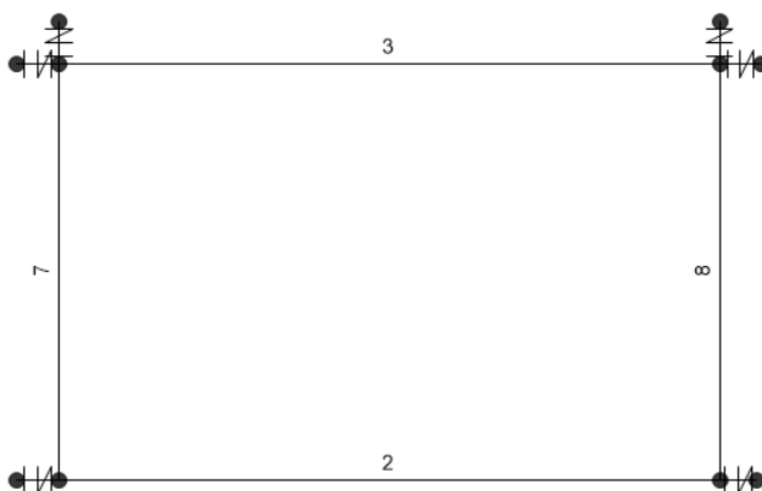



Figura 79. Numerazione delle aste

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

13.4.1 Condizioni di vincolo

Per l'analisi della struttura in esame sono stati considerati i seguenti vincoli:

- Letto di molle alla Winkler alla base della fondazione che lavora solo a compressione avente rigidezza pari a 8166 kN/m² per modellare l'interazione del terreno vergine con la struttura;
- Molle orizzontali lineari distribuite alla base della fondazione aventi rigidezza di 10000 kN/m² per modellare l'interazione dei diaframmi e del terreno con la fondazione della struttura rispetto alla direzione parallela all'asse della fondazione stessa;
- Molle verticali che lavorano solo a compressione applicate in corrispondenza della sommità dei muri laterali per rappresentare la rigidezza assiale dei diaframmi a cui sono vincolati. Tali molle sono calibrate in funzione della rigidezza assiale del diaframma calcolata nel modo seguente:

$$K_{\text{assiale-diaframma}} = \frac{E \cdot A}{L} = 1796980.6 \text{ kN/m}$$

con:

- E = 31447160 kN/m²
 - A = b · h = 1 · 0.8 = 0.8 m²
 - L = 14.00 m
- Molle traslazionali che lavorano solo a compressione calibrate in funzione della rigidezza a taglio del diaframma e del terreno in condizione di spinta passiva. Tali molle sono state calibrate sulla base degli spostamenti del diaframma ottenuti in corrispondenza di ogni solaio. Mediante il software Paratie Plus ver. 21.0.2 viene calcolato lo spostamento orizzontale assoluto del diaframma a differente profondità ed in funzione di differenti valori di carico:

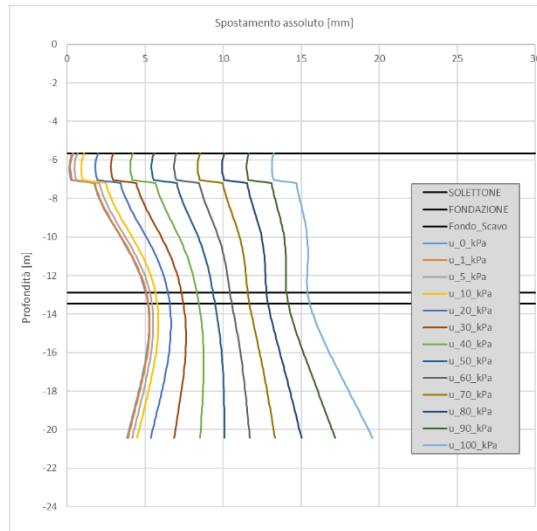


Figura 80. Grafico spostamento assoluto-profondità paratie

In funzione dell'entità del carico e dello spostamento assoluto misurato si ottiene l'andamento delle rigidezze delle molle in corrispondenza delle profondità dei solai della struttura in esame. Dall'immagine seguente è possibile osservare che, a partire da un determinato valore di carico, l'andamento delle rigidezze risulta essere costante.

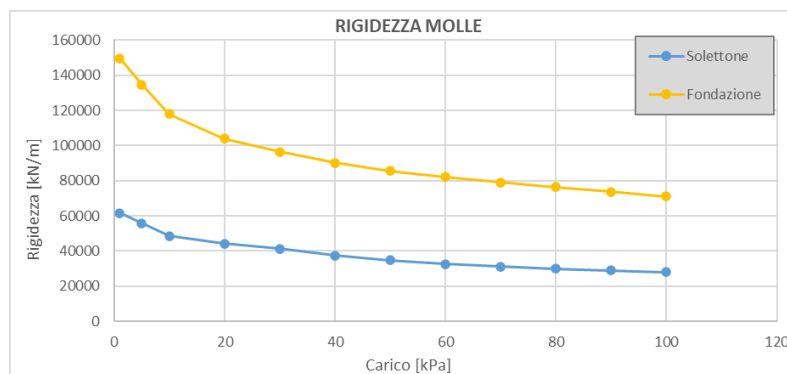



Figura 81. Andamento delle rigidezze

Le rigidezze impiegate per caratterizzare le molle orizzontali poste in corrispondenza di ogni solaio sono le seguenti:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- K solettone= 30000 kN/m
- K fondazione= 80000 kN/m

L'immagine seguente evidenzia le molle descritte ed applicate in corrispondenza di ogni solaio e vincolate esternamente con incastri.



Figura 82. Vincoli del modello



13.5 Figure dei carichi

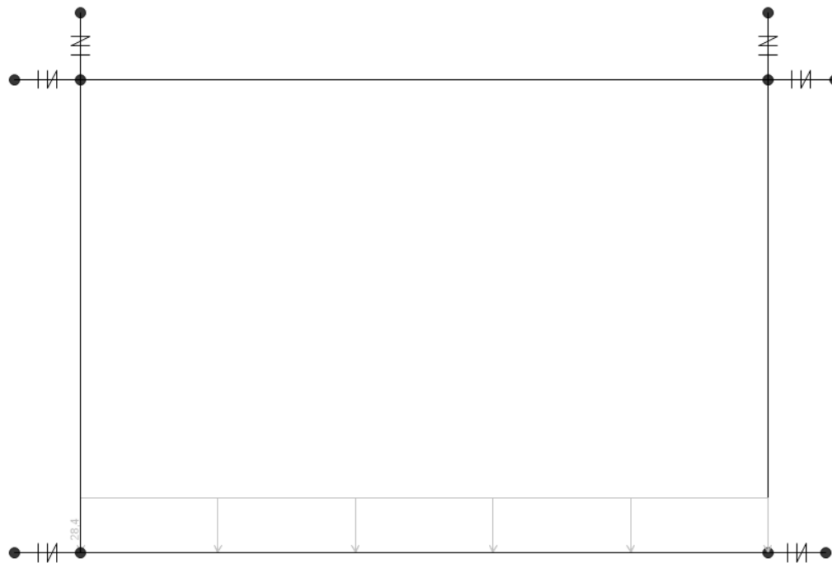


Figura 83.G2 carichi permanenti portati

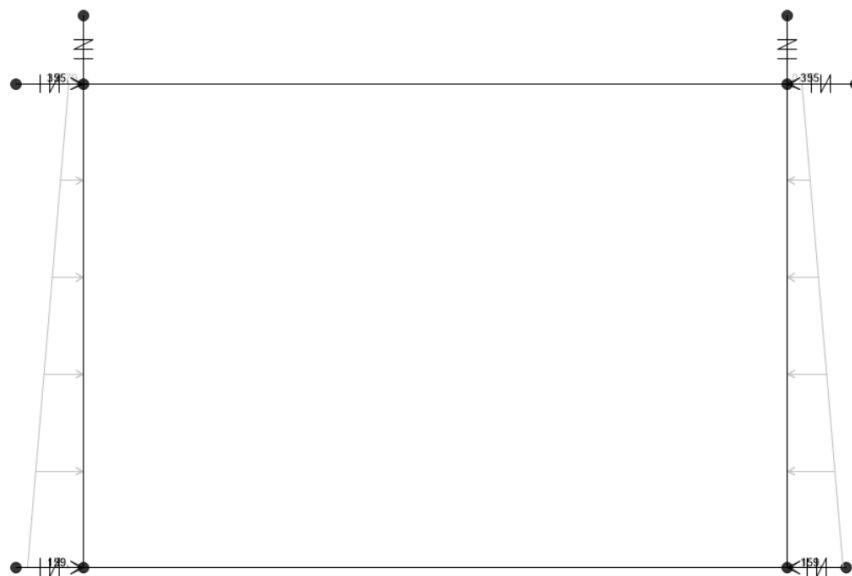


Figura 84.N sle (terre)

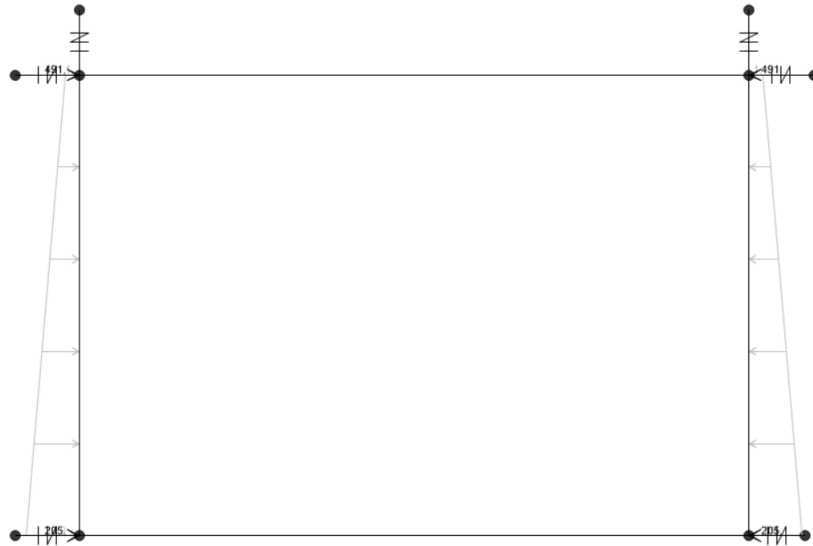


Figura 85.N SLU (terre)

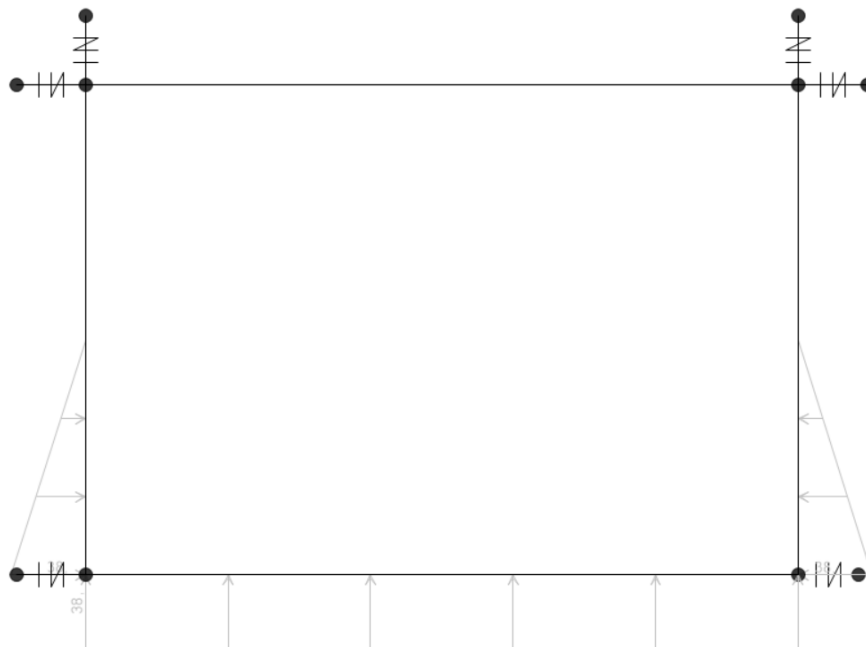


Figura 86.Falda



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

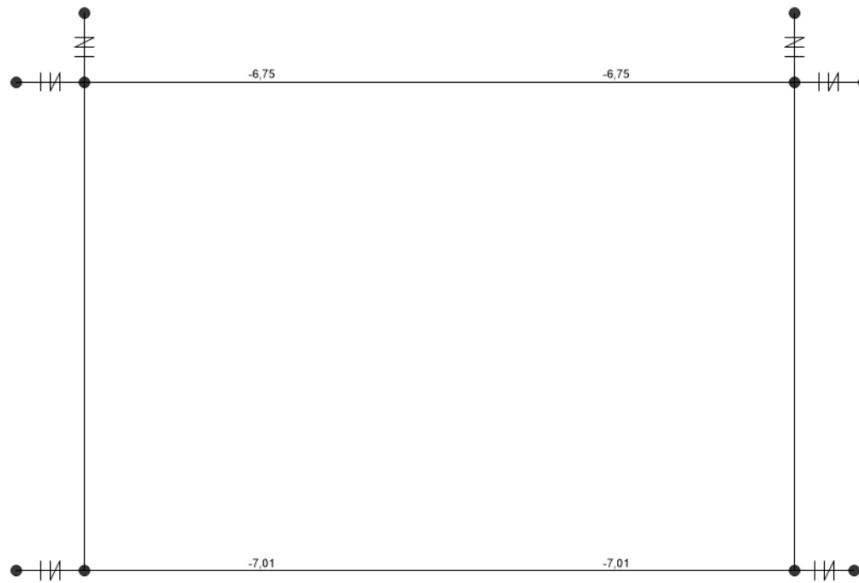


Figura 87.Ritiro

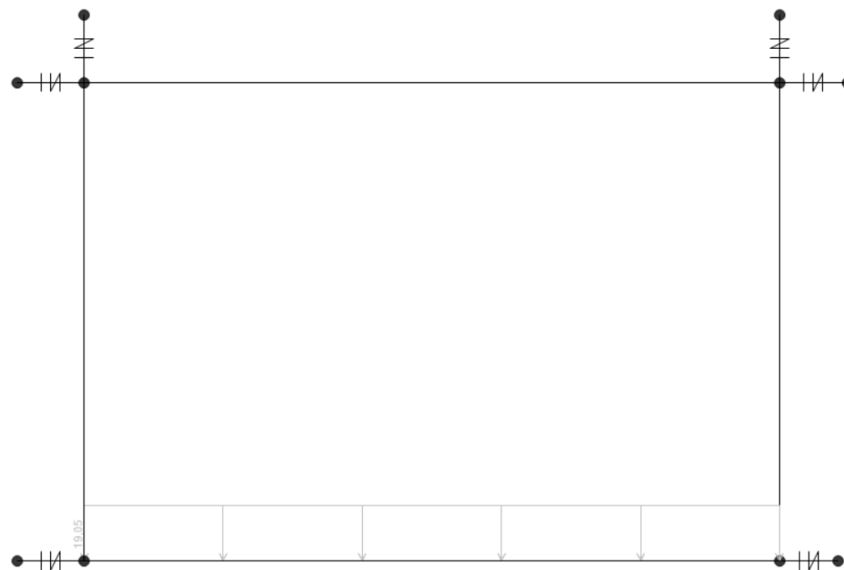


Figura 88.Q metro

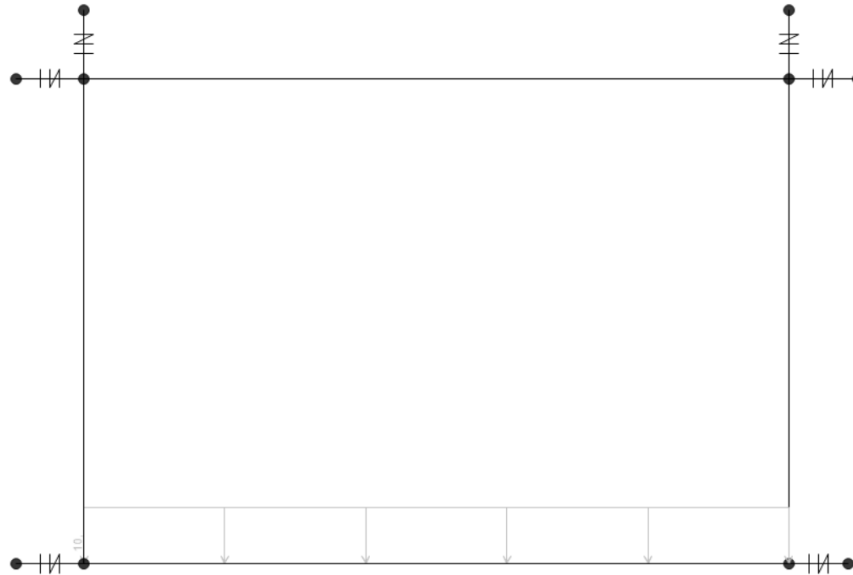


Figura 89.Q locali tecnici



Figura 90.S1 azione sismica

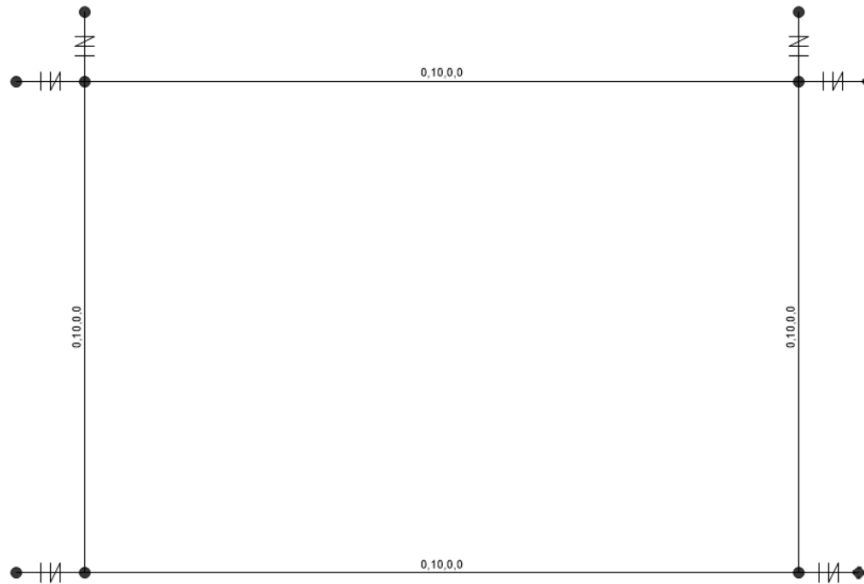


Figura 91.S3 inerzia sismica della struttura



Figura 92.S2 inerzia sismica dei permanenti portati



13.6 Sollecitazioni

Di seguito si espongono le sollecitazioni ottenute dagli involuipi (ENV) dei vari stati limite considerati.

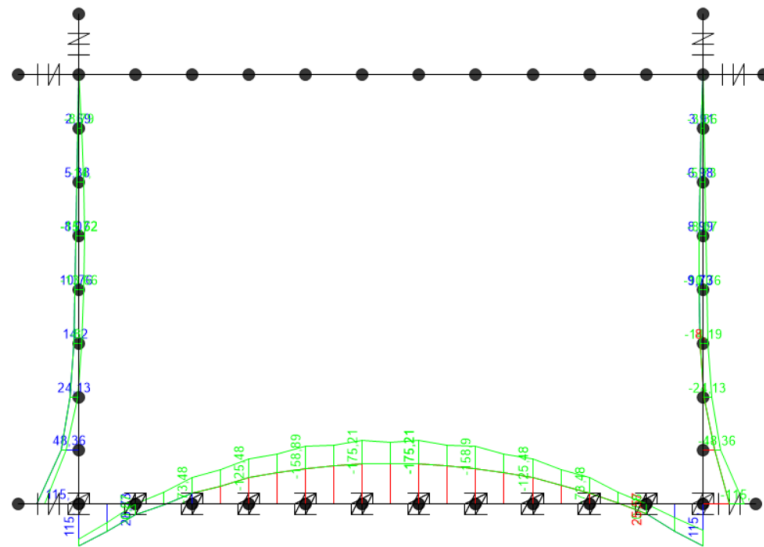


Figura 93.ENV M SLU/SLV

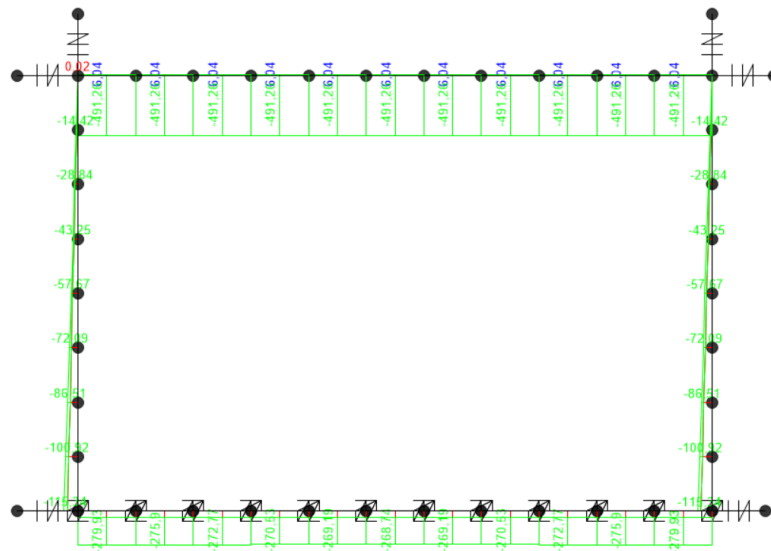


Figura 94.ENV N SLU/SLV

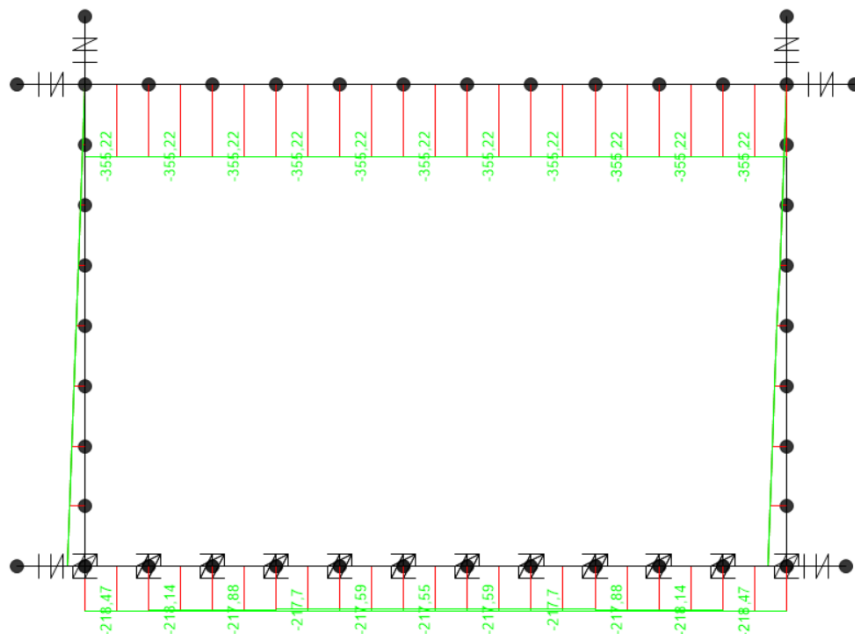


Figura 97.ENV N RARA

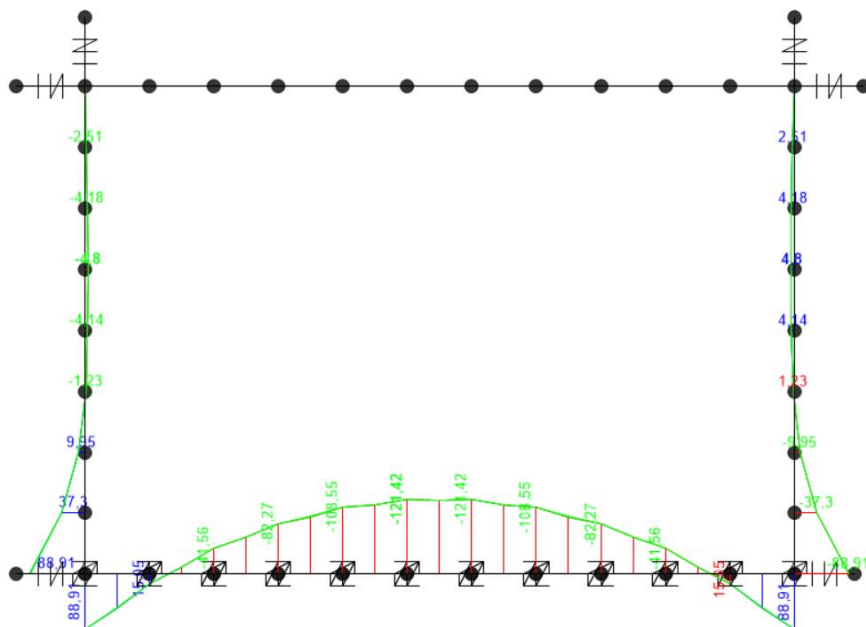


Figura 98.ENV M FREQUENTE

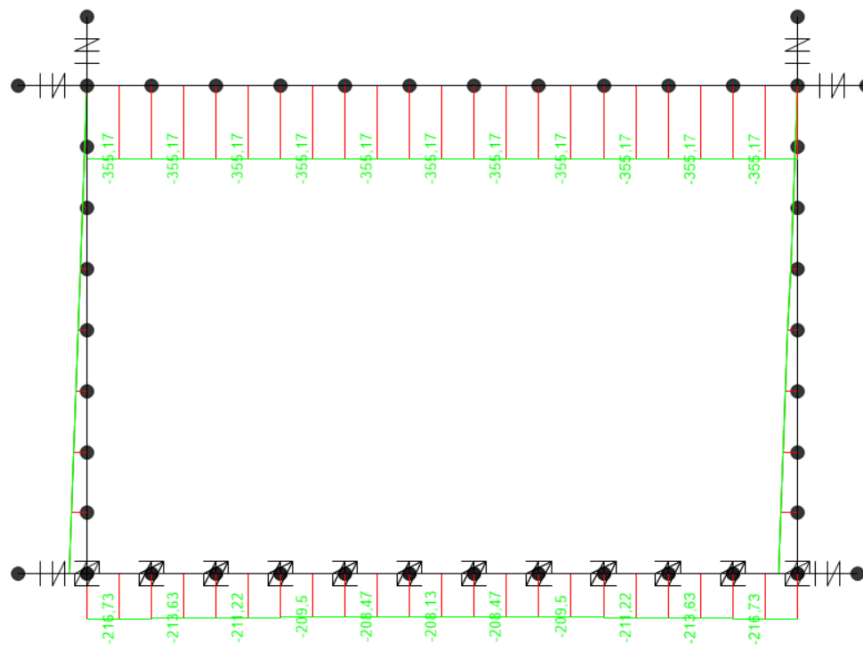


Figura 99.ENV N FREQUENTE

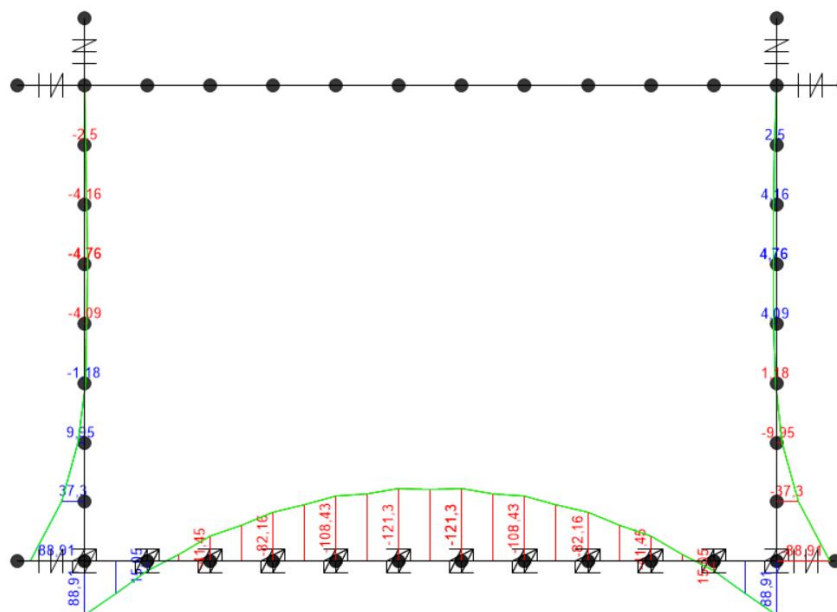


Figura 100.ENV M QUASI PERMANENTE



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

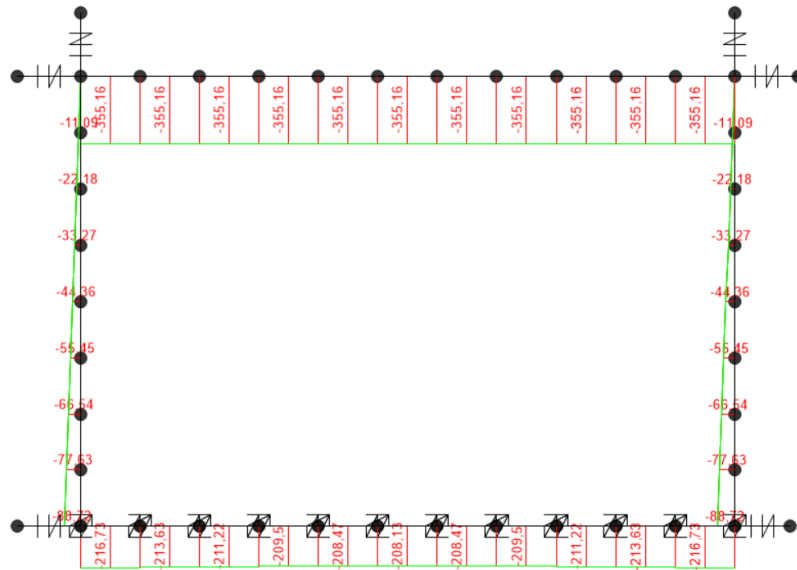


Figura 101.ENV N QUASI PERMANENTE



13.7 Deformate

Di seguito si espongono le deformate ottenute dagli involuipi (ENV) dei vari stati limite considerati.

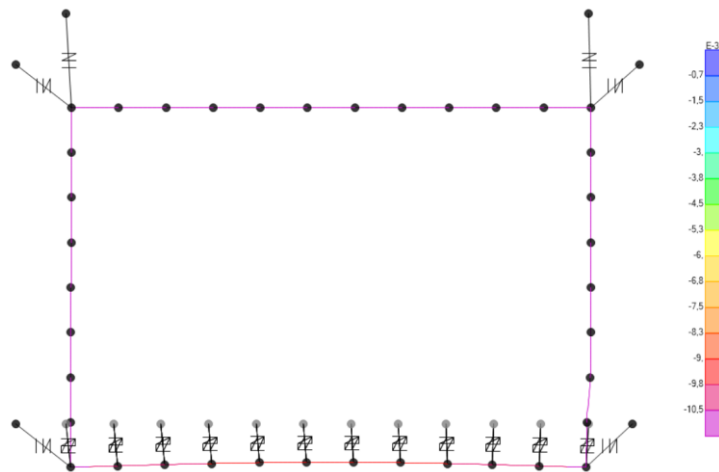


Figura 102.DEFORMATA SLU GA01

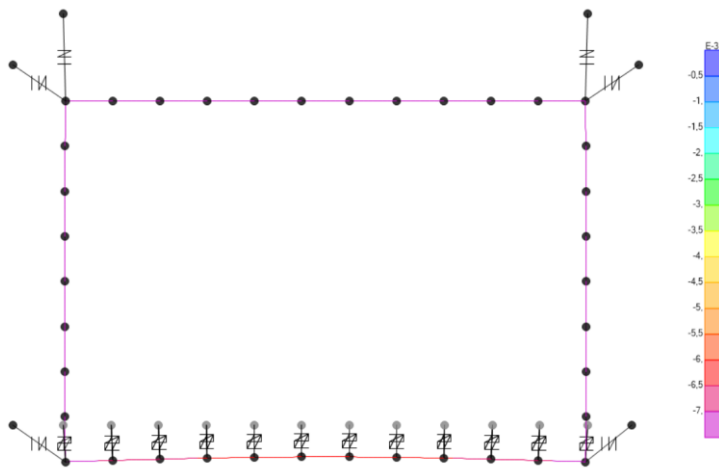



Figura 103.DEFORMATA SLE RARA GA01

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

14.CRITERI DI CALCOLO DELLA SOLETTA DI COPERTURA E STRUTTURE INTERNE

In ottemperanza al D.M. del 14/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

14.1 Valore ammissibile di apertura delle fessure

Facendo riferimento alla Tabella 4.1.IV delle NTC2018 si considerano tali valori limite di apertura delle fessure per le verifiche allo stato limite di esercizio:

- $w_3 = 0.4$ mm (combinazione frequente);
- $w_2 = 0.3$ mm (combinazione quasi permanente);

14.2 Limiti tensionali per le verifiche allo SLE

Le limitazioni tensionali considerate ai fini delle verifiche SLE per le sezioni in c.a. sono le seguenti, coerentemente con quanto riportato nelle NTC2018 al paragrafo §4.1.2.2.5:

Calcestruzzo C30/37

- $\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck} = 18.0$ MPa (combinazione caratteristica, rara)
- $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5$ MPa (combinazione quasi permanente)

Acciaio B450C

- $\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa (combinazione caratteristica, rara)

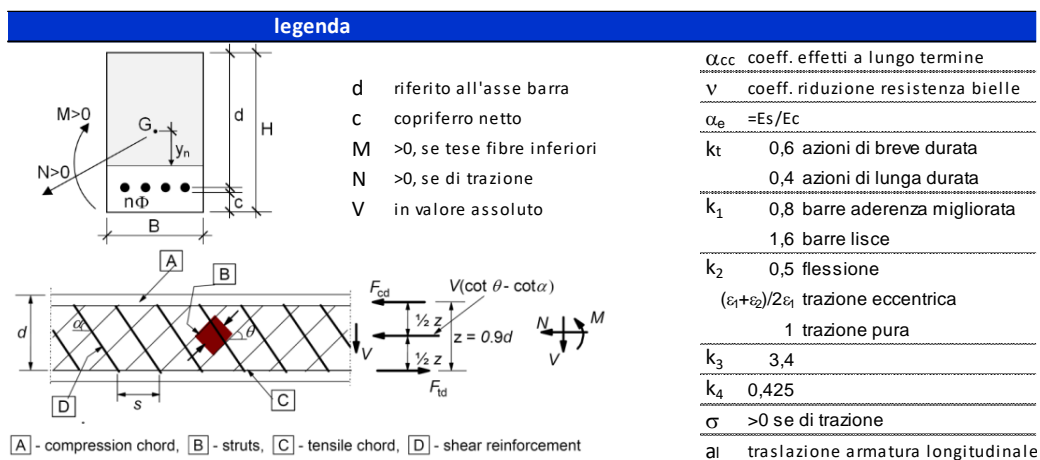
15.VERIFICHE STRUTTURE INTERNE GA01


Si riportano di seguito le verifiche effettuate sul sistema considerando le sollecitazioni massime e minime agenti. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa indicati nei paragrafi §2.

Le verifiche sono state effettuate mediante un foglio di calcolo, che utilizza la seguente simbologia e parametri:

Tabella 36. Parametri operativi per la verifica del CLS armato

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	37 [MPa]	f _{yk}	450 [Mpa]
f _{ck}	30,7 [Mpa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [Mpa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [Mpa]
f _{cd}	17,4 [Mpa]	ε _{uk}	75 [%o]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [%o]		
ε _{cu2}	3,5 [%o]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		


Figura 104. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Si definisce la seguente nomenclatura delle sezioni della struttura in esame:

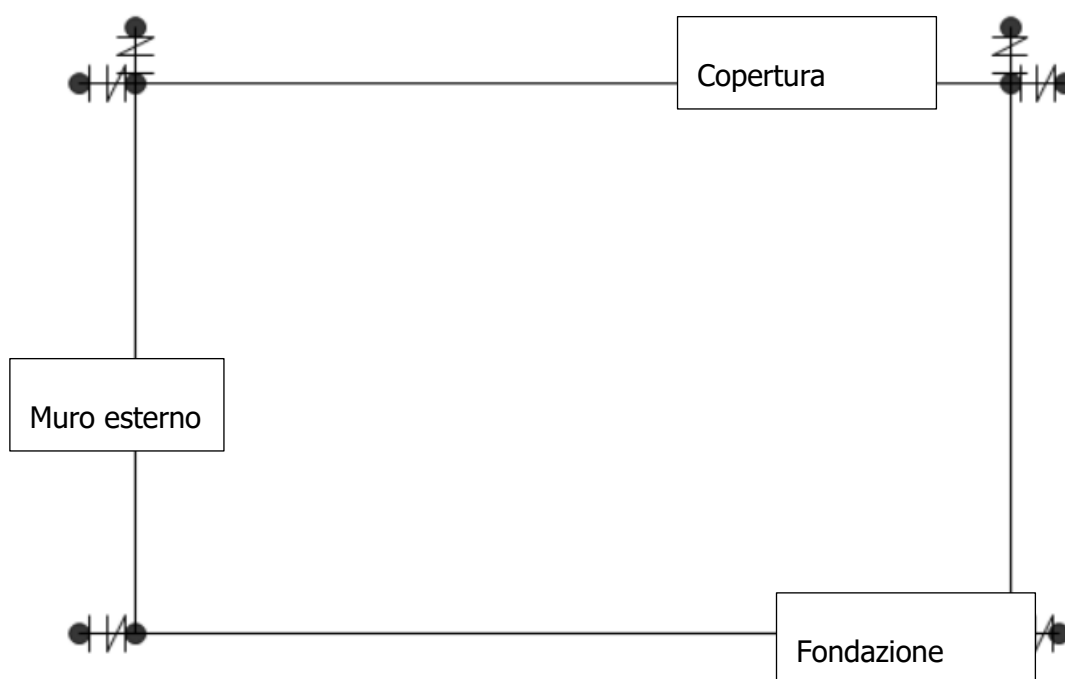



Figura 105. Legenda delle componenti strutturali

Sulla base di tali definizioni si mostrano le verifiche effettuate.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


15.1 Fondazione

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 80 cm ed in mezzeria è armata inferiormente con $\phi 20/20$ e superiormente con $\phi 20/20$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	6,6	72,4	65,2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	7,6	15,71	
5,0	20	72,4	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
0	0	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati	
SLE RARA	SLU
MEk 137,00 [kNm]	MEd 187,00 [kNm]
NEk 0,00 [kN]	NEd 0,00 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 0,0 [kNm]	
Mcr 289,8 [kNm]	
taglio	
yn -24,73 [cm]	VRdc 264,6 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -2,3 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -17,5 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 130,2 [MPa]	
k ₂ 0,5	VRds 0,0 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [‰]	VRdmax 2584,2 [kN]
Sr,max - [cm]	θ 30,0 [°]
wk - [mm]	sezione duttile
	ai 72,4 [cm]


Figura 106. Verifica sezione soletta di fondazione GA01 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FRE		SLE Q PERM	
M _{Ek}	134,00 [kNm]	M _{Ek}	134,00 [kNm]
N _{Ek}	0,00 [kN]	N _{Ek}	0,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	0,0 [kNm]	M _{dec}	0,0 [kNm]
M _{cr}	289,8 [kNm]	M _{cr}	289,8 [kNm]
y _n	-24,73 [cm]	y _n	-24,73 [cm]
σ _{c,min}	-2,3 [MPa]	σ _{c,min}	-2,3 [MPa]
σ _{s,min}	-17,1 [MPa]	σ _{s,min}	-17,1 [MPa]
σ _{s,max}	127,4 [MPa]	σ _{s,max}	127,4 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	- [‰]	ε _{sm-ε_{cm}}	- [‰]
S _{r,max}	- [cm]	S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]	w _k	- [mm]

Figura 107. Verifica sezione soletta di fondazione GA01 in c.a. allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$); è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4$ mm e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


15.2 Muri laterali

Il muro laterale (C30/37) ha uno spessore di 50 cm ed all'estremità è armato esternamente con doppio strato $5\phi 20$ ed internamente con $\phi 20/20$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\phi 10/40 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$) ed il diametro delle staffe ($\phi 10$).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	50	7,6	41,4	37,3
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asi	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8,6	15,71	
5,0	20	41,4	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	10	40	90	1,96

sollecitazioni e risultati			
SLE RARA	SLU		
Mek	89,00 [kNm]	MEd	115,00 [kNm]
NEk	-87,00 [kN]	NEd	-119,00 [kN]
tensioni e fessure		VEd	97,00 [kN]
Mdec	7,4 [kNm]	MRd	276,0 [kNm]
Mcr	121,2 [kNm]	FS	2,40
yn	-11,90 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-3,8 [MPa]	VRdc	192,0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-19,8 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	124,4 [MPa]	VRds	124,0 [kN]
k ₂	0,5	VRdmax	1477,7 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]	θ	30,0 [°]
Sr,max	- [cm]	sezione duttile	
Wk	- [mm]	ai	41,4 [cm]


Figura 108.Verifica sezione muri laterali GA01 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Estremi)1

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q PERM	
M _{Ek}	89,00 [kNm]	M _{EK}	89,00 [kNm]
N _{Ek}	-87,00 [kN]	N _{EK}	-87,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	7,4 [kNm]	M _{dec}	7,4 [kNm]
M _{cr}	121,2 [kNm]	M _{cr}	121,2 [kNm]
y _n	-11,90 [cm]	y _n	-11,90 [cm]
σ _{c,min}	-3,8 [MPa]	σ _{c,min}	-3,8 [MPa]
σ _{s,min}	-19,8 [MPa]	σ _{s,min}	-19,8 [MPa]
σ _{s,max}	124,4 [MPa]	σ _{s,max}	124,4 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	- [%]
S _{r,max}	- [cm]	S _{r,max}	- [cm]
w _k	- [mm]	w _k	- [mm]

Figura 109.Verifica sezione muri laterali GA01 in c.a. allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$); è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4$ mm e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


15.3 Valori limite inflessione

Si effettua la verifica delle deformate dei solai coerentemente con quanto indicato nell'Eurocodice 2 al paragrafo 7.4.1 (4). L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione di una trave o piastra soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di 1/250 della luce dell'elemento. Cautelativamente si effettua la verifica considerando le frecce ottenute per la combinazione RARA, di seguito si riportano i valori ottenuti:

Tabella 37. Verifica di deformabilità dei solai della sezione GA01 allo stato limite di esercizio RARA

	Inflessione elementi [mm]	Valori limite [mm]	VERIFICA
Fondazione	6,2	46,48	OK
Copertura	8,16	46,48	OK

La verifica risulta essere soddisfatta.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA01 CON RICOPRIMENTO MASSIMO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico della soletta di copertura considerando il valore di ricoprimento massimo gravante lungo il tratto in cui è presente la GA01.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate. Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

16.1 Analisi dei carichi della soletta

16.1.1 Permanenti strutturali (G1)

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.} = 1.30 \times 25.00 = \mathbf{32.50 \text{ kN/m}^2}$

16.1.2 Permanenti portati (G2)

Sulla soletta di copertura vanno considerati i carichi permanenti rappresentati dal terreno e dalla sovrastruttura tranviaria.


g2-1 (carico portato del rilevato):

Si considera l'altezza del rilevato gravante in soletta.

- peso rilevato $(H_r) \cdot \gamma_{ric} = 4.90 \cdot 18.0 = \mathbf{88.20 \text{ kN/m}^2}$

g2-2 (peso proprio dell'armamento ferroviario del tram):

- peso armamento g2-2 = $\mathbf{18.25 \text{ kN/m}^2}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.1.3 Carichi variabili (Q)

Si considera un carico variabile distribuito di 20 kPa applicato in soletta di copertura:

- Carico variabile $q = 20 \text{ kN/m}^2$

16.1.4 Ritiro

Si considera l'effetto del ritiro agente in copertura. La deformazione da ritiro viene valutata come previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08) al paragrafo 11.2.10.6.

L'azione viene applicata come variazione termica negativa equivalente.

La deformazione totale da ritiro è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$ è la deformazione per ritiro da essiccaamento

$\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ con f_{ck} in N/mm^2 è la deformazione per ritiro autogeno

Il calcolo del ritiro agente in soletta viene riportato integralmente nella seguente tabella.

Il ritiro agente in soletta viene calcolato nel modo seguente:

Tabella 38. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo

Concrete class C30/37	fck (Mpa)	30,71	N
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019
element thickness	s (mm)	=	1300
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2600
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)		54630



age of concrete at loading in days/t0	t_s (gg)	=	1
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	4
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,12
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	30,71
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	38,71
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,90
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	0,00032
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,91
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,20
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0518
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2534
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	25,3


Si considera, coerentemente con quanto indicato al paragrafo §8 Fase 15 SLE, un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.75$$

Per ottenere la variazione termica conseguente al ritiro si calcola:

$$\Delta T_{applicata} = \Delta T \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 25.3 \frac{1}{1 + 2.75} = -6.75 \text{ °C}$$

Per ottenere la trazione agente in soletta causata dal ritiro si modella un portale composto da un traverso, avente le caratteristiche della soletta, e da colonne incastrate alla base, aventi le caratteristiche geometriche e meccaniche dei diaframmi della galleria in oggetto. Essendo il punto d'incastro di difficile valutazione, cautelativamente si considera quest'ultimo in corrispondenza del primo vincolo che determina una lunghezza inferiore del piedritto. Il modello viene implementato sul Software Sap2000 ver. 23.1.0 schematizzando colonne e traverso come elementi "beam". Le caratteristiche degli elementi sono:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- $b_{diaf} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale del diaframma)
- $b_{sol} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale della soletta)
- $s_{diaf} = 0.8 \text{ m}$ (spessore del diaframma)
- $s_{sol} = 1.30 \text{ m}$ (spessore soletta)
- $h_{diaframma} = 4.8 \text{ m}$ (lunghezza diaframmi rispetto al punto d'incastro)
- $L_{soletta} = 11.62 \text{ m}$
- $\Delta T = -6.75 \text{ }^\circ\text{C}$

Si precisa che il punto d'incastro del diaframma – cautelativamente – è stato considerato come il punto in corrispondenza del quale si dispone il primo ordine di puntelli metallici in fase di costruzione, prossimo alla soletta di copertura.


Il modello del portale con la sollecitazione ottenuta viene esposto di seguito:



Figura 110. Modello portale soggetto a ritiro




Figura 111. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La trazione agente in soletta conseguente al ritiro risulta essere:

$$N_{ritiro} = 34 \text{ kN}$$

Tale azione sarà opportunamente moltiplicata per il rispettivo coefficiente di combinazione.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.1.5 Azioni trasmesse dai diaframmi

La galleria artificiale in analisi è realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto dai diaframmi e dal solaio di copertura. Tali elementi sono collegati tra di loro e questo implica la trasmissione di forze dai diaframmi alla soletta di copertura. Ai fini dell'analisi dei carichi del solaio si considerano le forze trasmesse ed agenti sulla soletta come indicate di seguito:

SLU

$$M_{diaf\ SLU} = 1568\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLU} = 504\ KN/m$$

SLV

$$M_{diaf\ SLV} = 1184\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLV} = 438\ KN/m$$

SLE

$$M_{diaf\ SLE} = 1097\ KNm/m$$


$$N_{diaf\ SLE} = 365\ KN/m$$

Tali azioni vengono sommate ai momenti sollecitanti i modelli in base alle rispettive combinazioni. I momenti sono sommati a quelli conseguenti ai carichi agenti per lo schema trave incastro-incastro:

Momento flettente "M" agente in soletta:

- $M_{SLU\ tot} = M_{diaf\ SLU} + M_{SLU}$
- $M_{SLE\ tot} = M_{diaf\ SLE} + M_{SLE}$

Per i coefficienti di combinazione impiegati si rimanda al paragrafo **Errore. L'origine r** **iferimento non è stata trovata**. della presente relazione tecnica e di calcolo (Combinazioni di carico).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle NTC2018. Si riporta nella seguente figura l'estratto della normativa.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Figura 112. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018

Per i coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla Normativa Italiana 2018 Cap. 6.2.4 Tab. 6.2.I, mentre per i coefficienti di combinazione ψ si è considerata la Tab. 2.5.I assumendo che la soletta in analisi ricada in categoria G (rimesse, parcheggi ed aree per il traffico dei veicoli).



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Tabella 39. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) –
⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 40. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)


Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Di seguito si espone la tabella raffigurante le combinazioni impiegate ai fini dell'analisi.

Tabella 41. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto

	g_1	g_2	q	Ritiro	Mslu	Mslc	Mslv
A1-M1_1	1,3				1		
A1-M1_2	1,3	1,5	1,5	1,3	1		
A1-M1_3	1,3	1,5	1,05	1,3	1		
SLV_1	1	1					1
SLV_2	1	1	0,2	1			1
RARA_1	1	1				1	
RARA_2	1	1	1	1		1	
RARA_3	1	1	0,7	1		1	
FREQ_1	1	1	0,5	1		1	
Q. PERMA_1	1	1	0,3	1		1	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.3 Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di asta appoggio-appoggio per massimizzare il momento in mezzeria ed uno schema asta incastro-incastro per massimizzare i momenti agli estremi.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto dai carichi statici.

Per le caratteristiche geometriche dell'asta si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 130$ cm per la soletta di copertura

Per quanto riguarda la rigidezza dell'asta si è assunto:

- $E_{cm} = 33019$ N/mm² (per CLS R_{ck} 37);

Si riportano nelle seguenti figure il modello di calcolo impiegato per l'analisi strutturale della soletta e l'applicazione sullo stesso dei carichi permanenti e variabili.



Figura 113. Modelli del solaio di copertura



Figura 114. G2 carichi permanenti portati


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX



Figura 115.Q carichi variabili

16.4 Sollecitazioni

Ai fini del dimensionamento della soletta si considerano due differenti sezioni di riferimento: sezione in mezzeria e sezione all'estremità dell'elemento. Poiché la condizione di vincolo tra gli estremi della soletta ed i diaframmi non rappresenta un incastro perfetto e poiché dalla simulazione del sistema, mediante il software Paratie Plus ver. 21.0.2 – CaAS 2021, i momenti sollecitanti in mezzeria e all'estremità della copertura risultano essere pari a $\frac{p \cdot l^2}{16}$, si adoperano i seguenti valori per il dimensionamento:

- Sezione in mezzeria: si considera un momento pari a $\frac{p \cdot l^2}{10}$ corrispondente ad un valore intermedio tra $\frac{p \cdot l^2}{8}$ (momento in mezzeria per schema di trave appoggio-appoggio) e $\frac{p \cdot l^2}{16}$ (momento in mezzeria ottenuto dalla media della simulazione del sistema mediante il software Paratie Plus ver. 21.0.2 – CaAS 2021);
- Sezione all'estremo: si considera un momento pari alla somma di $\frac{p \cdot l^2}{16}$ ed il momento trasmesso dai diaframmi alla soletta;



Di seguito si espongono le sollecitazioni ottenute.

Stato limite ultime (SLU)

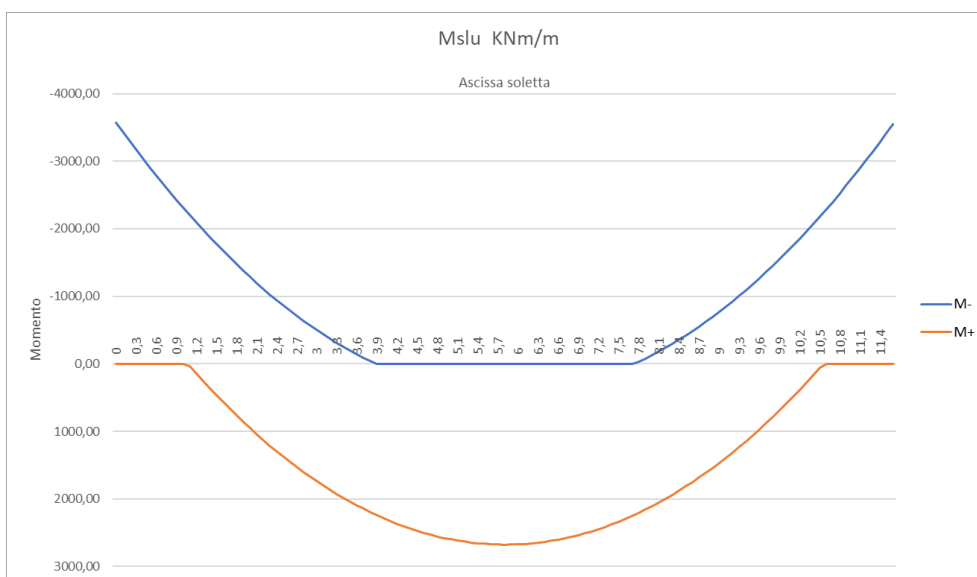


Figura 116.Momento flettente (SLU)

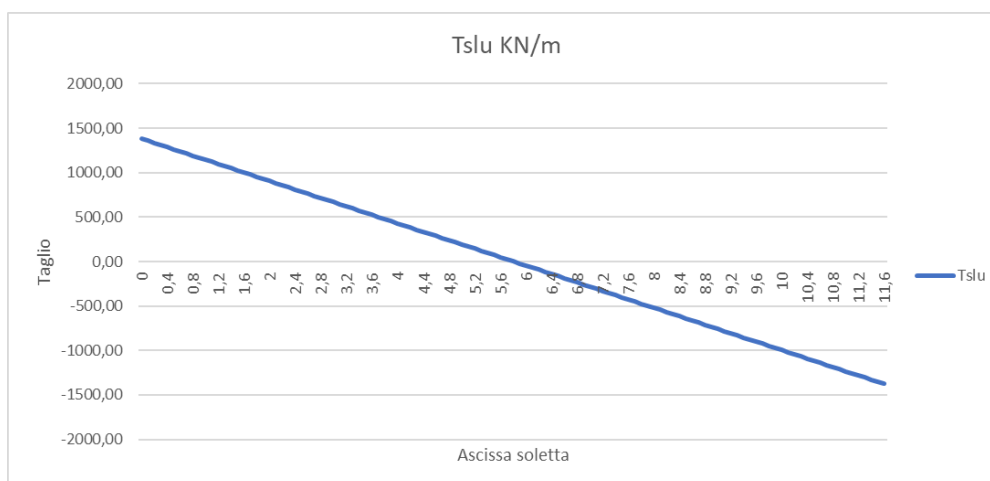


Figura 117.Taglio schema (SLU)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Rara)

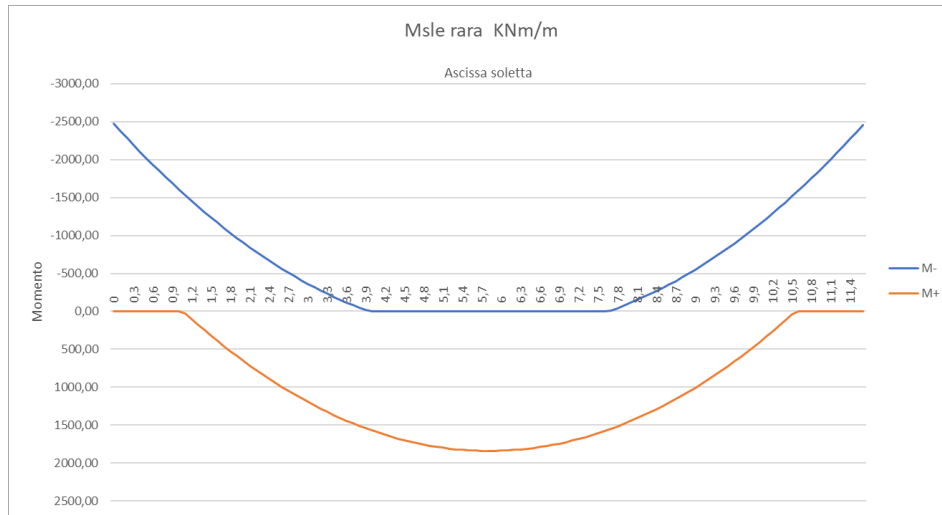


Figura 118.Momento flettente (SLE Rara)

Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Frequente)

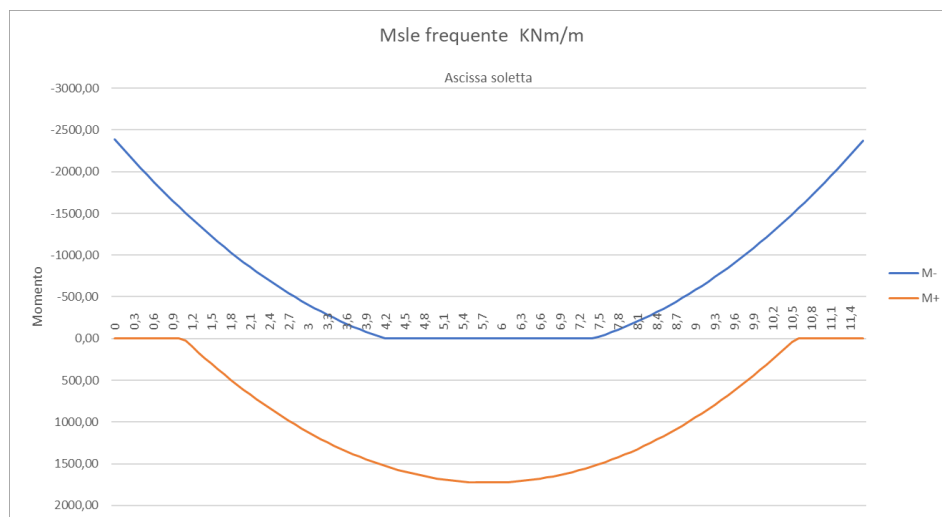


Figura 119.Momento flettente (SLE Frequente)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Quasi Permanente)

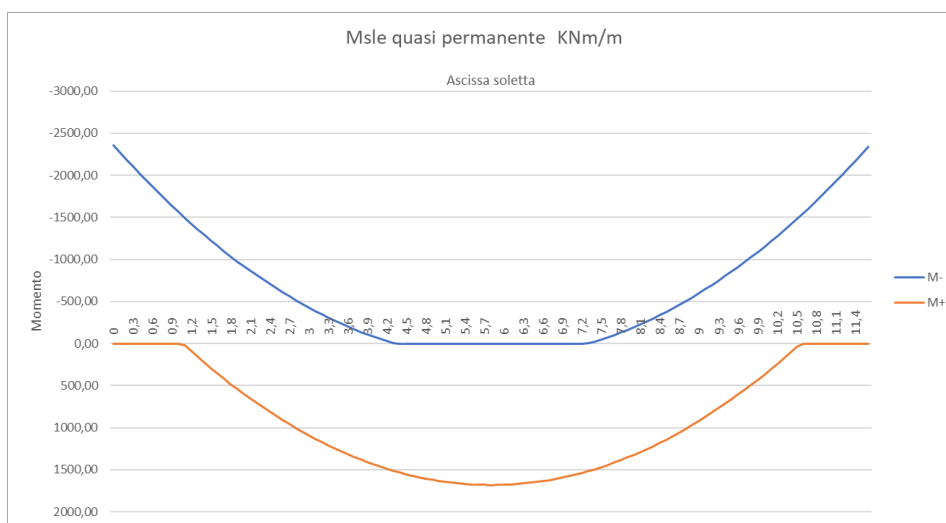


Figura 120. Momento flettente (SLE Quasi Permanente)

Azione assiale

Tabella 42. Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)

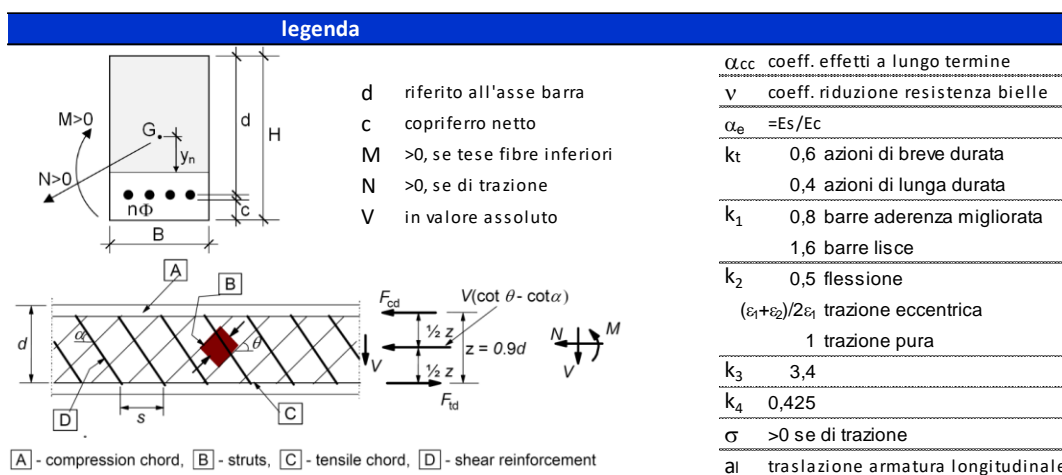
$N_{SLU} = 1.3 N_{ritiro}$	44.20 kN
$N_{SLE} = N_{ritiro}$	34 kN


16.5 Verifiche soletta di copertura

Si riportano di seguito le verifiche effettuate sulla soletta considerando le sollecitazioni massime e minime agenti sui differenti modelli e considerando l'azione di trazione determinata dal ritiro. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa indicati nei paragrafi §2 della presente relazione tecnica e di calcolo. Le verifiche sono state effettuate mediante un foglio di calcolo, che utilizza la seguente simbologia e parametri:

Tabella 43. Parametri operativi per la verifica del CLS armato

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30,7 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		


Figura 121. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

16.5.1 Estremi

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 130 cm e agli estremi è armata superiormente con doppio strato $10\phi 26+10\phi 26$. Inferiormente si arma con $5\phi 26$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. A taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$) ed il diametro degli spilli ($\phi 12$).

geometria					sollecitazioni e risultati			
sezione trasversale					SLE RARA		SLU	
B	H	c	d	z	MEk	NEk	MEd	NEd
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]				
100	130	7,8	118,3	106,5	2110,00	34,00	3303,50	44,20
armatura longitudinale					tensioni e fessure			
nbarre	ϕ	d	Asl		Mdec		MRd	FS
	[mm]	[cm]	[cm ²]					
5	26	9,1	26,55		-		4495,9	1,36
10,0	26	115,7	53,09		Mcr			
10	26	120,9	53,09		934,9			
armatura a taglio					taglio			
nbracci	ϕ	s	α	Asw	γ_n	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,min}$	$\sigma_{s,max}$
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]				
5	12	20	90	5,65	-20,11	-7,8	-93,8	199,2
					k_2		V_{Rdc}	
					0,5		378,6	
					$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,71		
					0,71			
					$S_{r,max}$	38,3		
					38,3			
					w_k	0,274		
					0,274			
							V_{Rds}	2040,3
							V_{Rdmax}	4222,5
							θ	30,0
							sezione	duttile
							ai	92,2


Figura 122. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Estremi)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q PERM	
M _{EK}	2048,00 [kNm]	M _{EK}	2023,00 [kNm]
N _{EK}	34,00 [kN]	N _{EK}	34,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	934,9 [kNm]	M _{cr}	934,9 [kNm]
y _n	-20,12 [cm]	y _n	-20,13 [cm]
σ _{c,min}	-7,6 [MPa]	σ _{c,min}	-7,5 [MPa]
σ _{s,min}	-91,0 [MPa]	σ _{s,min}	-89,9 [MPa]
σ _{s,max}	193,3 [MPa]	σ _{s,max}	191,0 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm} -ε _{cm}	0,69 [%]	ε _{sm} -ε _{cm}	0,68 [%]
S _{r,max}	38,3 [cm]	S _{r,max}	38,3 [cm]
w _k	0,263 [mm]	w _k	0,259 [mm]

Figura 123. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$); è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4 \text{ mm}$ e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


16.5.2 Mezzeria

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 130 cm ed in mezzeria è armata inferiormente con doppio strato $\phi 26/10$ esterno e $\phi 26/10$ interno. Superiormente si arma con $5\phi 26$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$) ed il diametro degli spilli ($\phi 12$).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	130	7,8	118,3	106,5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asi	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	9,1	26,55	
10,0	26	115,7	53,09	
10	26	120,9	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	20	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE RARA	SLU
MEk 2207,00 [kNm]	MEd 3211,00 [kNm]
NEk 34,00 [kN]	NEd 44,20 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec - [kNm]	
Mcr 934,9 [kNm]	MRd 4495,9 [kNm]
yn -20,10 [cm]	FS 1,40
$\sigma_{c,min}$ -8,2 [MPa]	taglio
$\sigma_{s,min}$ -98,1 [MPa]	VRdc 378,6 [kN]
$\sigma_{s,max}$ 208,2 [MPa]	non serve armatura a taglio
k ₂ 0,5	VRds 2040,3 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,76 [‰]	VRdmax 4222,5 [kN]
Sr,max 38,3 [cm]	θ 30,0 [°]
wk 0,290 [mm]	sezione duttile
	ai 118,3 [cm]


Figura 124. Verifica soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q PERM	
M _{Ek}	2072,00 [kNm]	M _{Ek}	2018,00 [kNm]
N _{Ek}	34,00 [kN]	N _{Ek}	34,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	934,9 [kNm]	M _{cr}	934,9 [kNm]
γ _n	-20,12 [cm]	γ _n	-20,13 [cm]
σ _{c,min}	-7,7 [MPa]	σ _{c,min}	-7,5 [MPa]
σ _{s,min}	-92,1 [MPa]	σ _{s,min}	-89,6 [MPa]
σ _{s,max}	195,6 [MPa]	σ _{s,max}	190,5 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	0,70 [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	0,67 [%]
S _{r,max}	38,3 [cm]	S _{r,max}	38,3 [cm]
w _k	0,267 [mm]	w _k	0,258 [mm]

Figura 125. Verifica soletta di copertura in c.a. con massimo ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$), è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4 \text{ mm}$ e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


16.6 Valori limite inflessione

Si effettua la verifica delle deformate dei solai coerentemente con quanto indicato nell'Eurocodice 2 al paragrafo 7.4.1 (4). L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione di una trave o piastra soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di 1/250 della luce dell'elemento. Cautelativamente si effettua la verifica considerando le frecce ottenute per la combinazione RARA, di seguito si riportano i valori ottenuti:

Tabella 44. Verifica di deformabilità della soletta di copertura soggetta a ricoprimento massimo allo stato limite di esercizio RARA

	Inflessione elementi [mm]	Valori limite [mm]	VERIFICA
Copertura	8,16	46,48	OK

La verifica risulta essere soddisfatta.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

17.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA01 CON RICOPRIMENTO MEDIO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico della soletta di copertura considerando un valore di ricoprimento medio lungo il tratto in cui è presente la GA01.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate. Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

17.1 Analisi dei carichi della soletta

17.1.1 Permanenti strutturali (G1)

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.} = 1.30 \times 25.00 = \mathbf{32.50 \text{ kN/m}^2}$

17.1.2 Permanenti portati (G2)

Sulla soletta di copertura vanno considerati i carichi permanenti rappresentati dal terreno e dalla sovrastruttura tranviaria.


g2-1 (carico portato del rilevato):

Si considera l'altezza del rilevato gravante in soletta.

- peso rilevato $(H_r) \cdot \gamma_{ric} = 3.15 \cdot 18.0 = \mathbf{56.70 \text{ kN/m}^2}$

g2-2 (peso proprio dell'armamento ferroviario del tram):

- peso armamento g2-2 = $\mathbf{18.25 \text{ kN/m}^2}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

17.1.3 Carichi variabili (Q)

Si considera un carico variabile distribuito di 20 kPa applicato in soletta di copertura:

- Carico variabile $q = 20 \text{ kN/m}^2$

17.1.4 Ritiro

Si considera l'effetto del ritiro agente in copertura. La deformazione da ritiro viene valutata come previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/08) al paragrafo 11.2.10.6.

L'azione viene applicata come variazione termica negativa equivalente.

La deformazione totale da ritiro è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$ è la deformazione per ritiro da essiccaamento

$\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ con f_{ck} in N/mm^2 è la deformazione per ritiro autogeno

Il calcolo del ritiro agente in soletta viene riportato integralmente nella seguente tabella.

Il ritiro agente in soletta viene calcolato nel modo seguente:

Tabella 45. Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo

Concrete class C30/37	fck (Mpa)	30,71	N
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019
element thickness	s (mm)	=	1300
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	2600
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)		54630



age of concrete at loading in days/t0	t_s (gg)	=	1
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	4
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,12
reference mean compressive strength	f_{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f_{ck} (Mpa)	=	30,71
mean compressive strength	f_{cm} (Mpa)	=	38,71
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,90
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	0,00032
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,91
coefficient depending on the notional size	k_h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,20
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0518
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2534
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	25,3


Si considera un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.75$$

Per ottenere la variazione termica conseguente al ritiro si calcola:

$$\Delta T_{applicata} = \Delta T \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 25.3 \frac{1}{1 + 2.75} = -6.75 \text{ °C}$$

Per ottenere la trazione agente in soletta causata dal ritiro si modella un portale composto da un traverso, avente le caratteristiche della soletta, e da colonne incastrate alla base, aventi le caratteristiche geometriche e meccaniche dei diaframmi della galleria in oggetto. Essendo il punto d'incastro di difficile valutazione, cautelativamente si considera quest'ultimo in corrispondenza del primo vincolo che determina una lunghezza inferiore del piedritto. Il modello viene implementato

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

sul Software Sap2000 ver. 23.1.0 schematizzando colonne e traverso come elementi "beam". Le caratteristiche degli elementi sono:

- $b_{diaf} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale del diaframma)
- $b_{sol} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale della soletta)
- $s_{diaf} = 0.8 \text{ m}$ (spessore del diaframma)
- $s_{sol} = 1.30 \text{ m}$ (spessore soletta)
- $h_{diaframma} = 4.8 \text{ m}$ (lunghezza diaframmi rispetto al punto d'incastro)
- $L_{soletta} = 11.62 \text{ m}$
- $\Delta T = -6.75 \text{ }^\circ\text{C}$

Si precisa che il punto d'incastro del diaframma – cautelativamente – è stato considerato come il punto in corrispondenza del quale si dispone il primo ordine di puntelli metallici in fase di costruzione, prossimo alla soletta di copertura.


Il modello del portale con la sollecitazione ottenuta viene esposto di seguito:



Figura 126. Modello portale soggetto a ritiro




Figura 127. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

La trazione agente in soletta conseguente al ritiro risulta essere:

$$N_{ritiro} = 34 \text{ kN}$$

Tale azione sarà opportunamente moltiplicata per il rispettivo coefficiente di combinazione.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

17.1.5 Azioni trasmesse dai diaframmi

La galleria artificiale in analisi è realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto dai diaframmi e dal solaio di copertura. Tali elementi sono collegati tra di loro e questo implica la trasmissione di forze dai diaframmi alla soletta di copertura. Ai fini dell'analisi dei carichi del solaio si considerano le forze trasmesse ed agenti sulla soletta come indicate di seguito:

SLU

$$M_{diaf\ SLU} = 1568\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLU} = 504\ KN/m$$

SLV

$$M_{diaf\ SLV} = 1184\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLV} = 438\ KN/m$$

SLE

$$M_{diaf\ SLE} = 1097\ KNm/m$$


$$N_{diaf\ SLE} = 365\ KN/m$$

Tali azioni vengono sommate ai momenti sollecitanti i modelli in base alle rispettive combinazioni. I momenti sono sommati a quelli conseguenti ai carichi agenti per lo schema trave incastro-incastro:

Momento flettente "M" agente in soletta:

- $M_{SLU\ tot} = M_{diaf\ SLU} + M_{SLU}$
- $M_{SLE\ tot} = M_{diaf\ SLE} + M_{SLE}$

Per i coefficienti di combinazione impiegati si rimanda al paragrafo della presente relazione tecnica e di calcolo (Combinazioni di carico).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

17.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle NTC2018. Si riporta nella seguente figura l'estratto della normativa.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Figura 128. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018

Per i coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla Normativa Italiana 2018 Cap. 6.2.4 Tab. 6.2.I, mentre per i coefficienti di combinazione ψ si è considerata la Tab. 2.5.I assumendo che la soletta in analisi ricada in categoria G (rimesse, parcheggi ed aree per il traffico dei veicoli).



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Tabella 46. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) –
⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 47. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)


Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Di seguito si espone la tabella raffigurante le combinazioni impiegate ai fini dell'analisi.

Tabella 48. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto

	g_1	g_2	q	Ritiro	Mslu	Mslc	Mslv
A1-M1_1	1,3				1		
A1-M1_2	1,3	1,5	1,5	1,3	1		
A1-M1_3	1,3	1,5	1,05	1,3	1		
SLV_1	1	1					1
SLV_2	1	1	0,2	1			1
RARA_1	1	1				1	
RARA_2	1	1	1	1		1	
RARA_3	1	1	0,7	1		1	
FREQ_1	1	1	0,5	1		1	
Q. PERMA_1	1	1	0,3	1		1	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

17.3 Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di asta appoggio-appoggio per massimizzare il momento in mezzeria ed uno schema asta incastro-incastro per massimizzare i momenti agli estremi.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto dai carichi statici.

Per le caratteristiche geometriche dell'asta si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 130$ cm per la soletta di copertura

Per quanto riguarda la rigidità dell'asta si è assunto:

- $E_{cm} = 33019$ N/mm² (per CLS R_{ck} 37);

Si riportano nelle seguenti figure il modello di calcolo impiegato per l'analisi strutturale della soletta e l'applicazione sullo stesso dei carichi permanenti e variabili.



Figura 129. Modelli del solaio di copertura



Figura 130. G2 carichi permanenti portati


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX



Figura 131.Q carichi variabili

17.4 Sollecitazioni

Ai fini del dimensionamento della soletta si considerano due differenti sezioni di riferimento: sezione in mezzeria e sezione all'estremità dell'elemento. Poiché la condizione di vincolo tra gli estremi della soletta ed i diaframmi non rappresenta un incastro perfetto e poiché dalla simulazione del sistema, mediante il software Paratie Plus ver. 21.0.2 – CaAS 2021, i momenti sollecitanti in mezzeria e all'estremità della copertura risultano essere pari a $\frac{p \cdot l^2}{16}$, si adoperano i seguenti valori per il dimensionamento:

- Sezione in mezzeria: si considera un momento pari a $\frac{p \cdot l^2}{12}$ corrispondente ad un valore intermedio tra $\frac{p \cdot l^2}{10}$ (momento in mezzeria per schema di trave appoggio-appoggio) e $\frac{p \cdot l^2}{16}$ (momento in mezzeria ottenuto dalla media della simulazione del sistema mediante il software Paratie Plus ver. 21.0.2 – CaAS 2021);
- Sezione all'estremo: si considera un momento pari alla somma di $\frac{p \cdot l^2}{16}$ ed il momento trasmesso dai diaframmi alla soletta;



Di seguito si espongono le sollecitazioni ottenute.

Stato limite ultime (SLU)

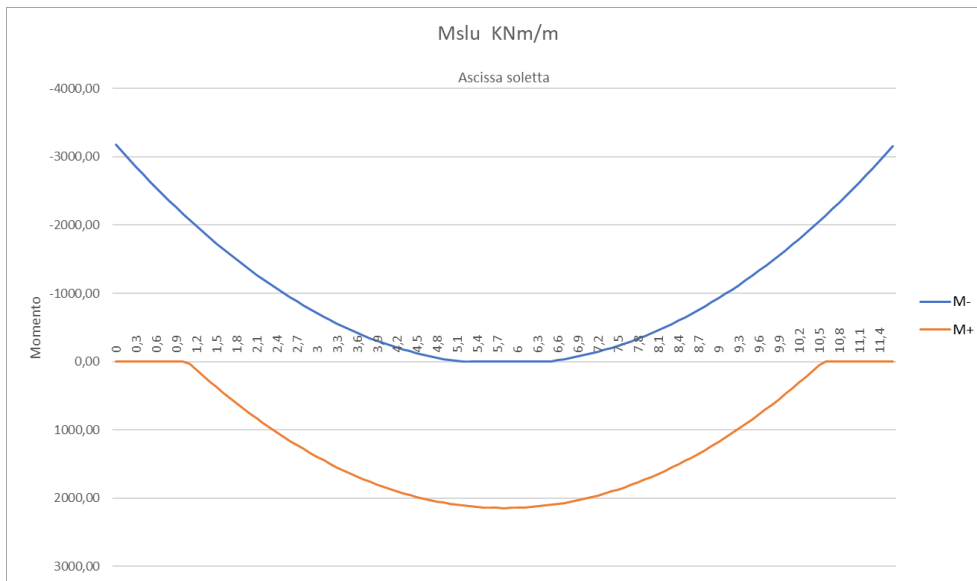


Figura 132.Momento flettente (SLU)

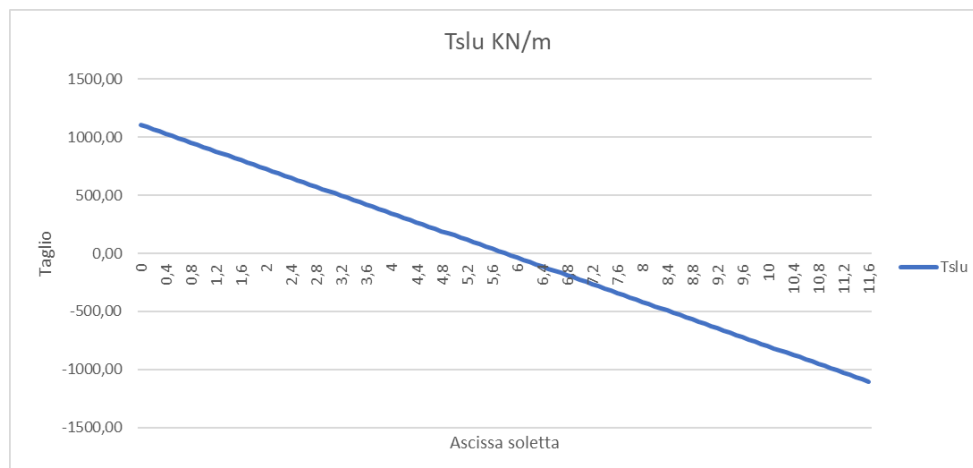


Figura 133.Taglio schema (SLU)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Rara)

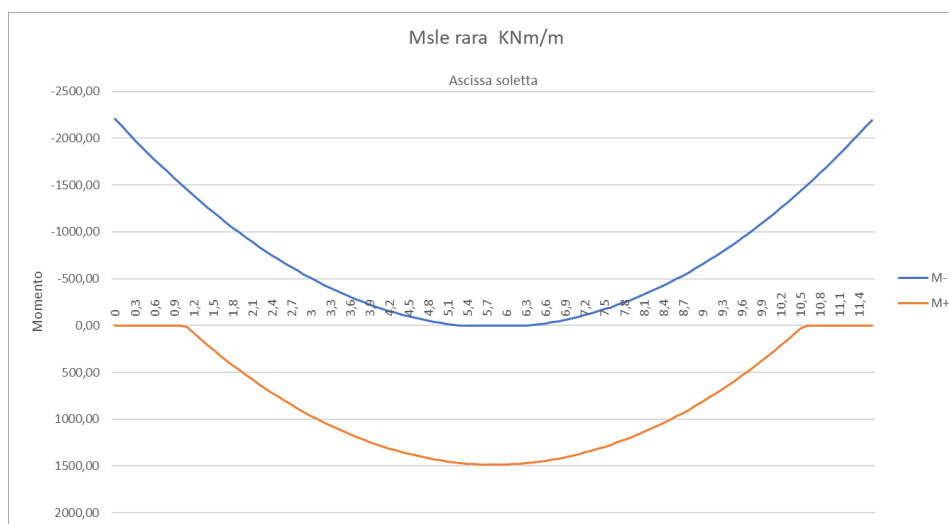


Figura 134.Momento flettente (SLE Rara)

Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Frequente)



Figura 135.Momento flettente (SLE Frequente)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Quasi Permanente)

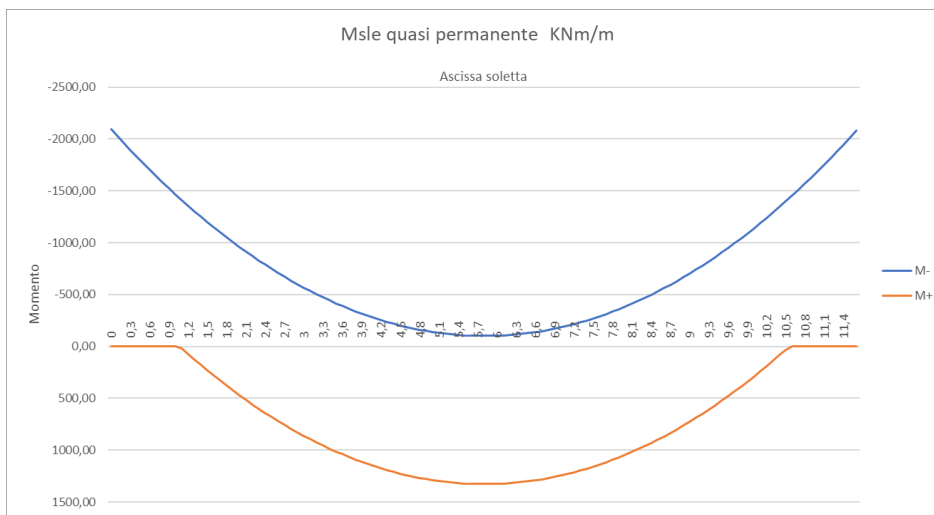


Figura 136.Momento flettente (SLE Quasi Permanente)

Azione assiale

Tabella 49.Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)

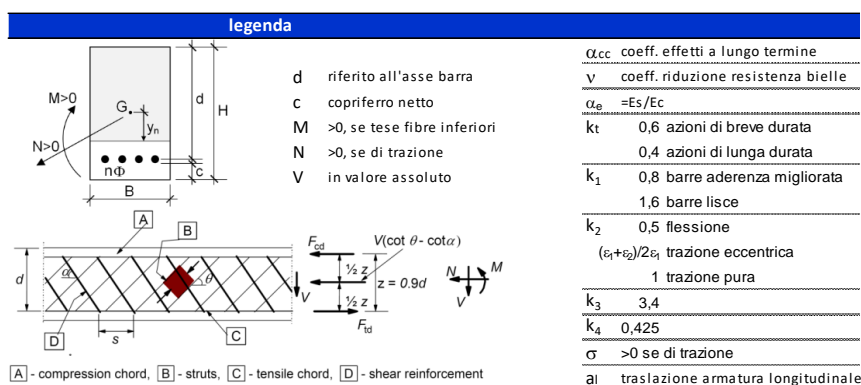
$N_{SLU} = 1.3 N_{ritiro}$	44.2 kN
$N_{SLE} = N_{ritiro}$	34 kN


17.5 Verifiche soletta di copertura

Si riportano di seguito le verifiche effettuate sulla soletta considerando le sollecitazioni massime e minime agenti sui differenti modelli e considerando l'azione di trazione determinata dal ritiro. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa indicati nei paragrafi §2 della presente relazione tecnica e di calcolo. Le verifiche sono state effettuate mediante un foglio di calcolo, che utilizza la seguente simbologia e parametri:

Tabella 50. Parametri operativi per la verifica del CLS armato

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	37 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	30,7 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		


Figura 137. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


17.5.1 Estremi

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 130 cm e agli estremi è armata superiormente con doppio strato $10\phi 24+10\phi 24$. Inferiormente si arma con $10\phi 24$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. A taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$) ed il diametro degli spilli ($\phi 12$).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	130	7,8	118,6	106,7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{si}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	9,0	22,62	
10,0	24	116,2	45,24	
10	24	121,0	45,24	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati	
SLE RARA	SLU
M _{Ek} 1914,00 [kNm]	M _{Ed} 2959,00 [kNm]
N _{Ek} 34,00 [kN]	N _{Ed} 44,20 [kN]
tensioni e fessure	
M _{dec} - [kNm]	
M _{cr} 899,6 [kNm]	M _{Rd} 3866,3 [kNm]
γ_n -22,55 [cm]	FS 1,31
$\sigma_{c,min}$ -7,5 [MPa]	taglio
$\sigma_{s,min}$ -89,2 [MPa]	V _{Rdc} 379,4 [kN]
$\sigma_{s,max}$ 209,5 [MPa]	predisporre armatura a taglio
k_2 0,5	V _{Rds} 1022,7 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0,74 [‰]	V _{Rdmax} 4233,2 [kN]
S _{r,max} 39,4 [cm]	θ 30,0 [°]
w _k 0,290 [mm]	sezione duttile
	a _i 92,4 [cm]


Figura 138. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Estremi)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q PERM	
M _{EK}	1853,00 [kNm]	M _{EK}	1828,00 [kNm]
N _{EK}	34,00 [kN]	N _{EK}	34,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	899,6 [kNm]	M _{cr}	899,6 [kNm]
y _n	-22,56 [cm]	y _n	-22,57 [cm]
σ _{c,min}	-7,3 [MPa]	σ _{c,min}	-7,2 [MPa]
σ _{s,min}	-86,4 [MPa]	σ _{s,min}	-85,2 [MPa]
σ _{s,max}	202,9 [MPa]	σ _{s,max}	200,2 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm} -ε _{cm}	0,71 [%]	ε _{sm} -ε _{cm}	0,69 [%]
S _{r,max}	39,4 [cm]	S _{r,max}	39,4 [cm]
w _k	0,278 [mm]	w _k	0,273 [mm]

Figura 139. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$); è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4$ mm e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


17.5.2Mezzeria

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 130 cm ed in mezzeria è armata inferiormente con doppio strato $\phi 24/10$ esterno e $\phi 20/10$ interno. Superiormente si arma con $5\phi 24$, in longitudinale si dispongono $\phi 16/20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 16$) ed il diametro degli spilli ($\phi 12$).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	130	7,8	119,1	107,2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asi	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	9,0	22,62	
10,0	20	116,4	31,42	
10	24	121,0	45,24	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	20	90	5,65

sollecitazioni e risultati			
SLE RARA		SLU	
MEk	1782,00 [kNm]	MEd	2573,00 [kNm]
NEk	34,00 [kN]	NEd	44,20 [kN]
		VEd	0,00 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	- [kNm]	MRd	3324,5 [kNm]
Mcr	872,9 [kNm]	FS	1,29
yn	-25,25 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-7,4 [MPa]	VRdc	380,6 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-85,5 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	225,9 [MPa]	VRds	2054,4 [kN]
k ₂	0,5	VRdmax	4251,5 [kN]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,78 [‰]	θ	30,0 [°]
Sr,max	41,6 [cm]	sezione	duttile
wk	0,326 [mm]	ai	119,1 [cm]


Figura 140. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q PERM	
M _{Ek}	1647,00 [kNm]	M _{Ek}	1593,00 [kNm]
N _{Ek}	34,00 [kN]	N _{Ek}	34,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	872,9 [kNm]	M _{cr}	872,9 [kNm]
y _n	-25,28 [cm]	y _n	-25,29 [cm]
σ _{c,min}	-6,8 [MPa]	σ _{c,min}	-6,6 [MPa]
σ _{s,min}	-79,0 [MPa]	σ _{s,min}	-76,3 [MPa]
σ _{s,max}	208,9 [MPa]	σ _{s,max}	202,1 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	0,70 [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	0,67 [%]
S _{r,max}	41,6 [cm]	S _{r,max}	41,6 [cm]
w _k	0,293 [mm]	w _k	0,279 [mm]

Figura 141. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. con medio ricoprimento allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$), è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4 \text{ mm}$ e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA SOLETTA DI COPERTURA GA02 E GA03

18.1 Geometria dell'opera GA02 e GA03


La galleria artificiale ad un livello GA02 e GA03 è costituita dalla soletta di copertura, diaframmi e soletta di fondazione come mostrato in Figura 4 al Capitolo §4 della presente relazione tecnica e di calcolo.

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura oggetto di studio nella presente relazione tecnica e di calcolo:

Dimensioni geometriche:

- $l = 10.62$ m (luce della soletta di copertura rispetto all'asse dei diaframmi)
- $S_{\text{copertura}} = 1.00$ m
- $S_{\text{fondazione}} = 0.80$ m
- $H_r = 2.20$ m (da estradosso soletta a p.f.)

Ai fine del dimensionamento della soletta di copertura e del solettone di fondo, la falda risulta essere ininfluyente.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.2 Analisi dei carichi della soletta

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate. Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

18.2.1 Permanenti strutturali (G1)

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.} = 1.0 \times 25.0 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}^2}$

18.2.2 Permanenti portati (G2)


I carichi permanenti portati tenuti in conto nelle analisi sono rappresentati dal carico del rilevato e dal carico dell'armamento ferroviario (per ulteriori approfondimenti in merito alla sua valutazione riferirsi a quanto indicato al paragrafo §9.2), di seguito riportati:

g2-1 (carico portato del rilevato):

- peso rilevato $g2-1 = H_r \times \gamma_{ril} = 2.20 \times 18.0 = \mathbf{39.6 \text{ kN/m}^2}$

g2-2 (peso proprio dell'armamento ferroviario del tram):

- peso armamento $g2-2 = \mathbf{18.25 \text{ kN/m}^2}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.2.3 Carichi variabili da traffico

Sulla soletta agisce il carico variabile tranviario che è determinato secondo i parametri di un carico variabile ferroviario LM71.

Per tale carico valgono le considerazioni effettuate in occasione del calcolo delle opere di sostegno definitive, pertanto, per ogni ulteriore approfondimento in merito si rimanda al paragrafo §9.2 della presente relazione tecnica e di calcolo. Si riassumono brevemente nel seguito i carichi variabili tenuti in conto nelle analisi in oggetto:

- Carico variabile tranviario $q_{tram} = 24.1 \text{ kN/m}^2$

18.2.4 Ritiro

Si considera l'effetto del ritiro agente in copertura. La deformazione da ritiro viene valutata come previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08) al paragrafo §11.2.10.6.

L'azione viene applicata come variazione termica negativa equivalente.

La deformazione totale da ritiro è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$ è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ (con f_{ck} in N/mm^2) è la deformazione per ritiro autogeno

Il calcolo del ritiro agente in soletta viene riportato integralmente nella seguente tabella. Si precisa che, coerentemente con quanto riportato con la Normativa Italiana 2018 Cap. 4.1.1.1, in analisi elastica lineare per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche e del ritiro, si assume:




- Per gli stati limite ultimi, rigidzze ridotte ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidzza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidzza delle sezioni interamente reagenti);
- Per gli stati limiti di esercizio, rigidzze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate;

Il calcolo del ritiro agente in soletta viene riportato integralmente nella seguente tabella.

Tabella 51.Valutazione dell'azione dovuto al ritiro del calcestruzzo

Concrete class C30/37	f _{ck} (Mpa)	30,71	N
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	24,765
element thickness	s (mm)	=	1000
exposed surfaces	n°	=	1
member's notional size $\alpha=2A_c/u h_0$	α (mm)	=	2000
relative humidity	UR%	=	75
age of concrete in days	t (gg)		54630
age of concrete at loading in days/t ₀	t _s (gg)	=	1
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds1}	=	4
coefficient which depends on the type of cement	α_{ds2}	=	0,12
reference mean compressive strength	f _{cm0} (Mpa)	=	10
characteristic compressive strength	f _{ck} (Mpa)	=	30,71
mean compressive strength	f _{cm} (Mpa)	=	38,71
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,90
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	0,00032
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,94
coefficient depending on the notional size	k _h	=	0,7
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,21
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0518
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2593
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	25,9

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Si considera, coerentemente con quanto indicato al paragrafo §9.1 Fase 15 SLE, un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2.75$$

Per ottenere la variazione termica conseguente al ritiro da applicare si calcola:

$$\Delta T_{applicata} = \Delta T \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 25.9 \frac{1}{1 + 2.75} = 6.90 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Per ottenere la trazione agente in soletta causata dal ritiro si modella un portale composto da un traverso, avente le caratteristiche della soletta, e da colonne incastrate alla base, aventi le caratteristiche geometriche e meccaniche dei diaframmi della galleria in oggetto. Il modello viene implementato sul Software Sap2000 ver. 23.1.0 schematizzando colonne e traverso come elementi "beam". Le caratteristiche degli elementi sono:

- $b_{diaf} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale del diaframma)
- $b_{sol} = 1 \text{ m}$ (dimensione geometrica in direzione longitudinale della soletta)
- $s_{diaf} = 0.8 \text{ m}$ (spessore del diaframma)
- $s_{sol} = 1 \text{ m}$ (spessore soletta)
- $h_{diaframma} = 5 \text{ m}$ (estensione dei diaframmi dal punto d'incastro)
- $L_{soletta} = 10.62 \text{ m}$
- $\Delta T = -6.90 \text{ } ^\circ\text{C}$

Si precisa che il punto d'incastro del diaframma, ottenuto mediante il Software Paratie Plus, viene valutato come il punto in corrispondenza del quale si ottiene il momento massimo in funzione dei carichi agenti. Il modello del portale con la sollecitazione ottenuta viene esposto di seguito:

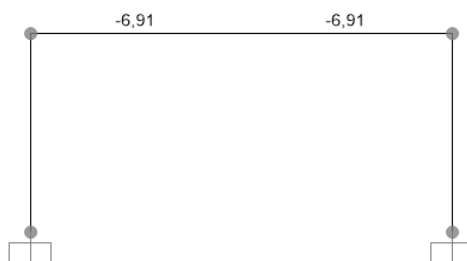


Figura 142. Modello portale soggetto a ritiro


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX



Figura 143. Trazione agente in soletta conseguente al ritiro

La trazione agente in soletta conseguente al ritiro risulta essere:

$$N_{ritiro} = 23.00 \text{ KN}$$

Tale azione sarà opportunamente moltiplicata per il rispettivo coefficiente di combinazione.


18.2.5 Azioni trasmesse dai diaframmi

La galleria artificiale in analisi è realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto dai diaframmi e dal solaio di copertura. Tali elementi sono collegati tra di loro e questo implica la trasmissione di forze dai diaframmi alla soletta di copertura. Ai fini dell'analisi dei carichi del solaio si considerano le forze trasmesse ed agenti sulla soletta come indicate di seguito:

SLU

$$M_{diaf \text{ SLU}} = 350.82 \text{ KNm/m}$$

$$N_{diaf \text{ SLU}} = 203.6 \text{ KN/m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLV

$$M_{diaf\ SLV} = 297.7\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLV} = 195.16\ KN/m$$

SLE

$$M_{diaf\ SLE} = 269\ KNm/m$$

$$N_{diaf\ SLE} = 155.9\ KN/m$$

Tali azioni vengono sommate ai momenti sollecitanti i modelli in base alle rispettive combinazioni. I momenti sono sommati a quelli conseguenti ai carichi agenti per lo schema trave incastro-incastro:


Momento flettente "M" agente in soletta:

- $M_{SLU\ tot} = M_{diaf\ SLU} + M_{SLU}$
- $M_{SLE\ tot} = M_{diaf\ SLE} + M_{SLE}$

Per i coefficienti di combinazione impiegati si rimanda al paragrafo della presente relazione tecnica e di calcolo (Combinazioni di carico).

18.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle NTC2018. Si riporta nella seguente figura l'estratto della normativa.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Figura 144. Combinazioni di carico previste dalle NTC2018

Per i coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla Normativa Italiana 2018 Cap. 6.2.4 Tab. 6.2.I, mentre per i coefficienti di combinazione ψ si è considerata la Tab. 2.5.I assumendo che la soletta in analisi ricada in categoria G (rimesse, parcheggi ed aree per il traffico dei veicoli).

Tabella 52. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I – NTC2018) – ⁽¹⁾Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}



	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3


Tabella 53.Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I – NTC2018)

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Di seguito si espone la tabella raffigurante le combinazioni impiegate ai fini dell'analisi.

**Tabella 54. Combinazioni di carico impiegate per le analisi in oggetto**

	g_1	g_2	q	Ritiro	Mslu	Mslc	Mslv
A1-M1_1	1,3				1		
A1-M1_2	1,3	1,5	1,5	1,3	1		
A1-M1_3	1,3	1,5	1,05	1,3	1		
SLV_1	1	1					1
SLV_2	1	1	0,2	1			1
RARA_1	1	1				1	
RARA_2	1	1	1	1		1	
RARA_3	1	1	0,7	1		1	
FREQ_1	1	1	0,5	1		1	
Q.PERMA_1	1	1	0,3	1		1	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.4 Modello di calcolo

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti, assumendo uno schema statico di asta appoggio-appoggio per massimizzare il momento in mezzeria ed uno schema asta incastro-incastro per massimizzare i momenti agli estremi.

L'analisi strutturale viene condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto dai carichi statici.

Per le caratteristiche geometriche dell'asta si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 100$ cm per la soletta di copertura e di fondo

Per quanto riguarda la rigidezza dell'asta si è assunto:

- $E_{cm} = 33019$ N/mm² (per CLS R_{ck} 37);

Si riportano nelle seguenti figure il modello di calcolo impiegato per l'analisi strutturale della soletta e l'applicazione sullo stesso dei carichi permanenti e variabili.



Figura 145. Modelli del solaio di copertura



Figura 146. G2 carichi permanenti portati


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX



Figura 147.Q carichi variabili

18.5 Sollecitazioni

Di seguito si espongono le sollecitazioni ottenute; si precisa che per lo schema di trave incastro-incastro, ai fini delle verifiche, sono stati sommati i momenti trasmessi dai diaframmi alla soletta.

Stato limite ultime (SLU)

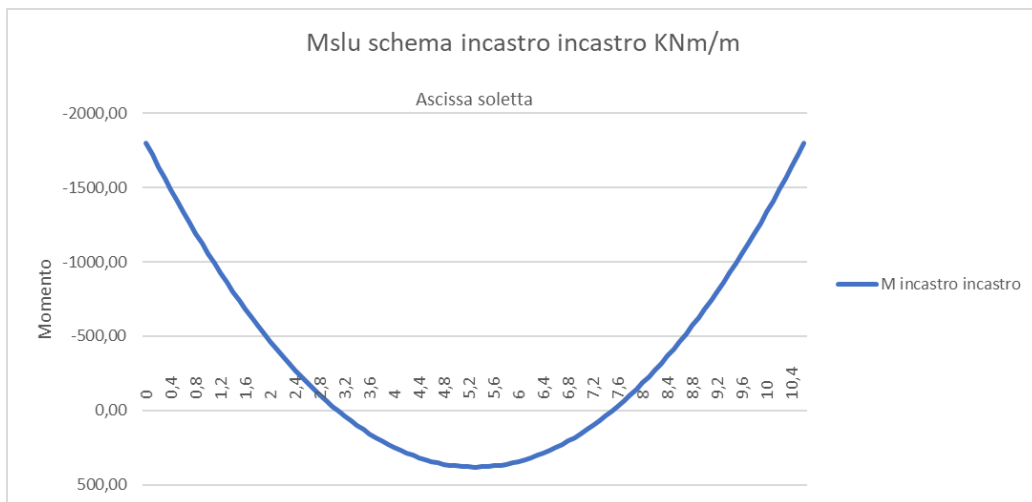


Figura 148.Momento flettente con schema incastro-incastro (SLU)

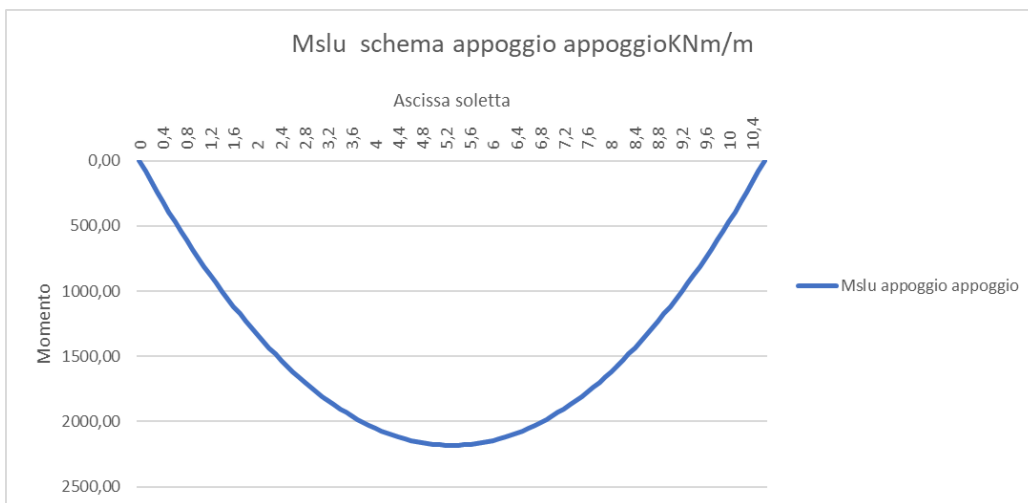


Figura 149.Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLU)

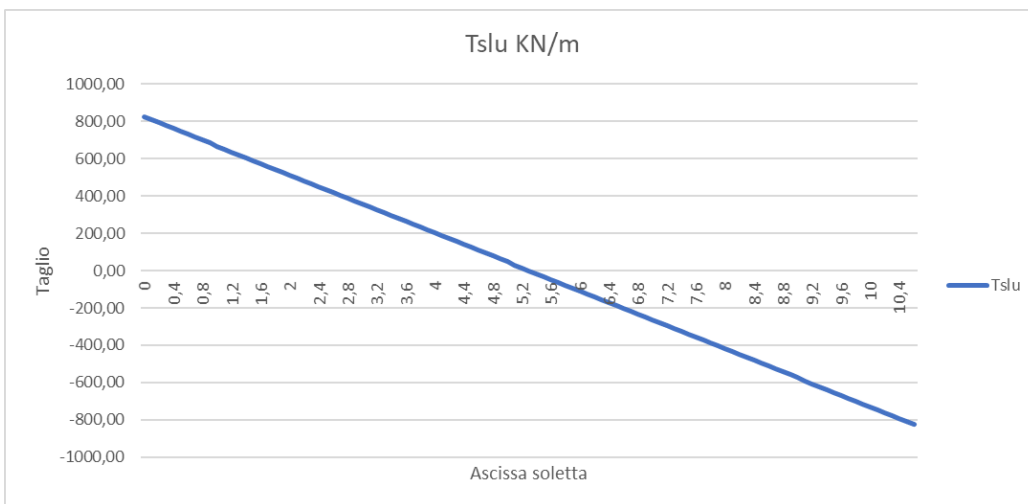


Figura 150.Taglio schema appoggio-appoggio (SLU)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Rara)

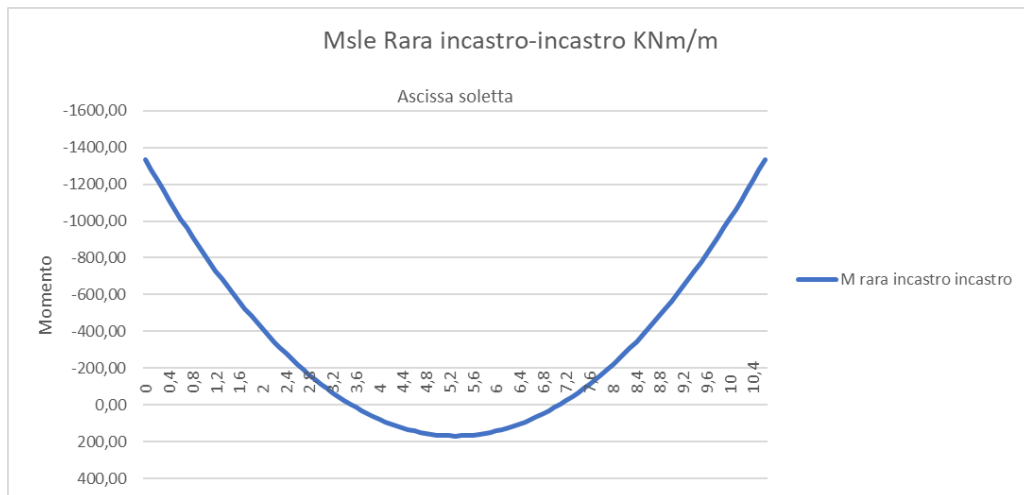


Figura 151. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Rara)

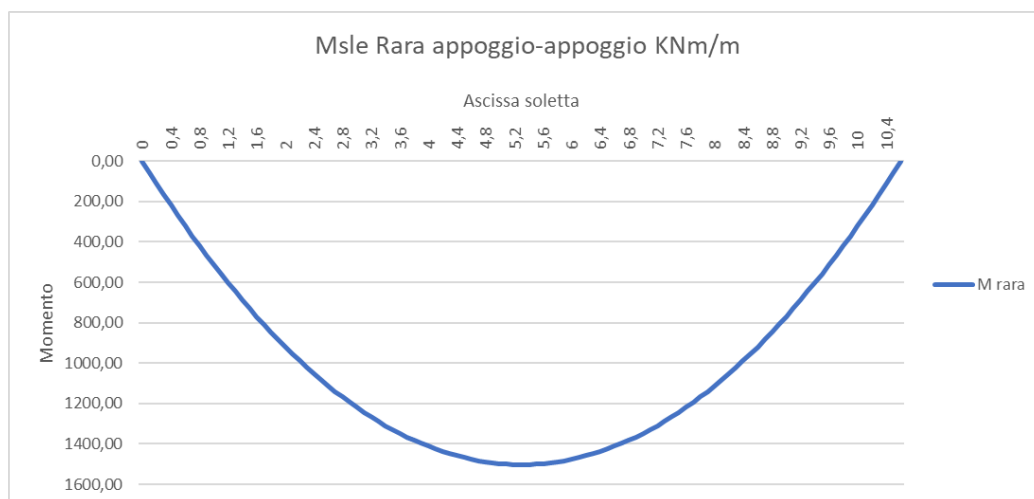


Figura 152. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Rara)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Frequente)

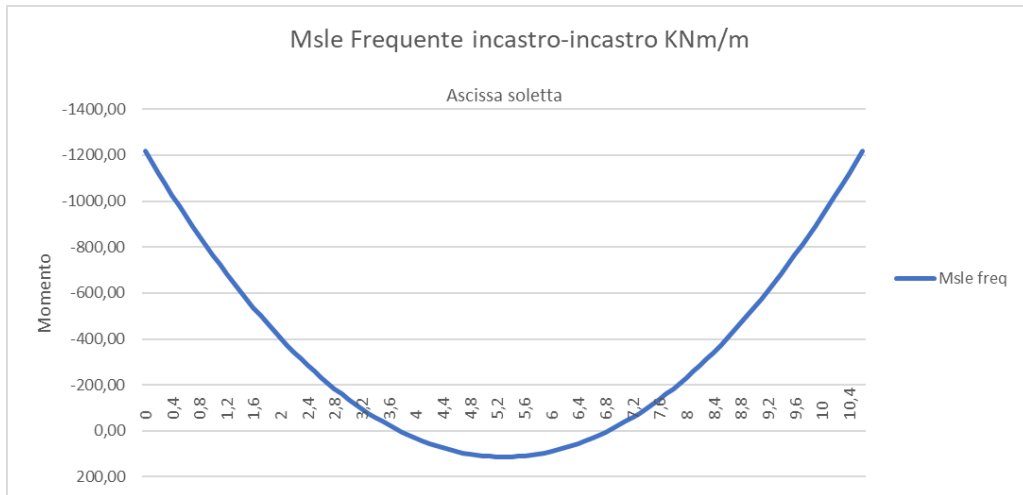


Figura 153.Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Frequente)

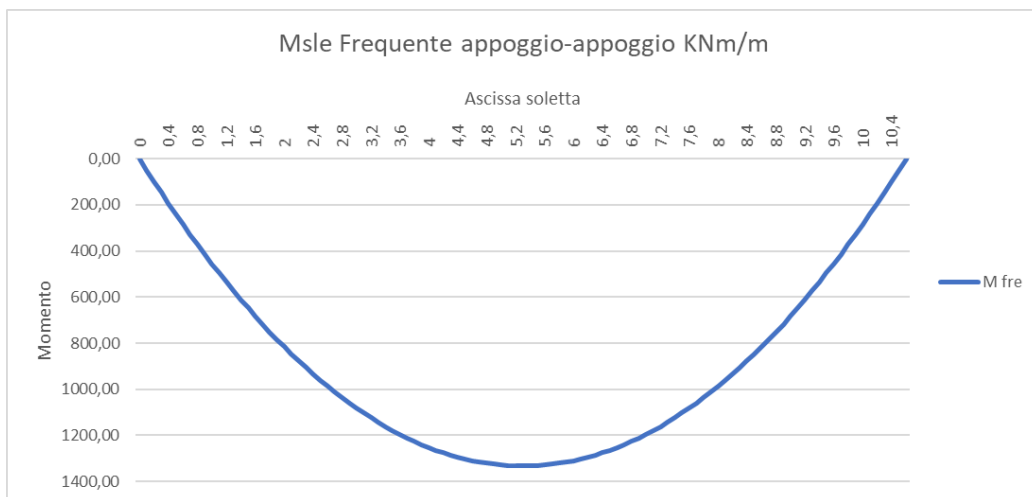


Figura 154.Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Frequente)



Stato Limite di Esercizio (SLE Combinazione Quasi Permanente)



Figura 155. Momento flettente con schema incastro-incastro (SLE Quasi Permanente)

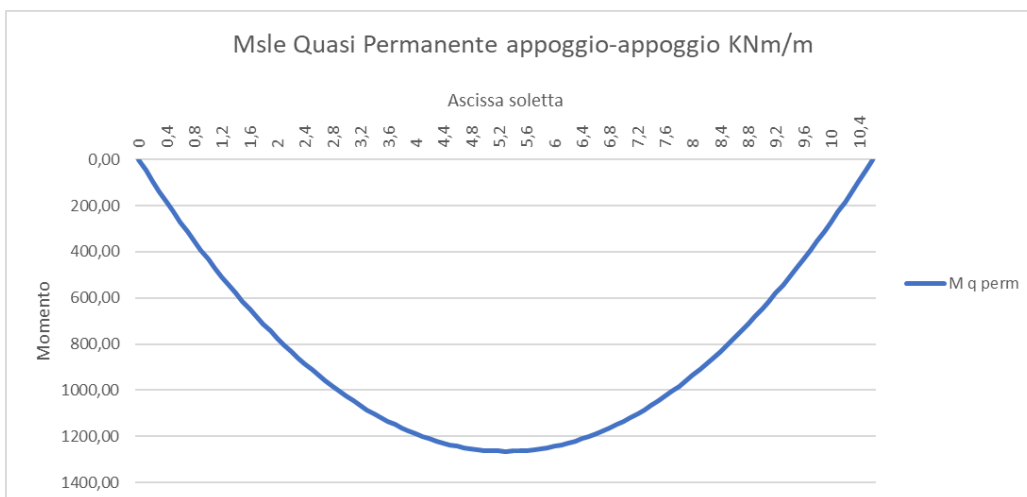




Figura 156. Momento flettente con schema appoggio-appoggio (SLE Quasi Permanente)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Azione assiale

Tabella 55. Azione assiale sulla soletta (SLE / SLU)

$N_{SLU} = 1.3 N_{ritiro}$	29.90 KN
$N_{SLE} = N_{ritiro}$	23.00 KN

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.6 Verifiche soletta di copertura

Si riportano di seguito le verifiche effettuate sulla soletta considerando le sollecitazioni massime e minime agenti sui differenti modelli e considerando l'azione di trazione determinata dal ritiro. Le verifiche allo stato limite di esercizio prendono come riferimento i valori limite da Normativa indicati nei paragrafi §2 della presente relazione tecnica e di calcolo.

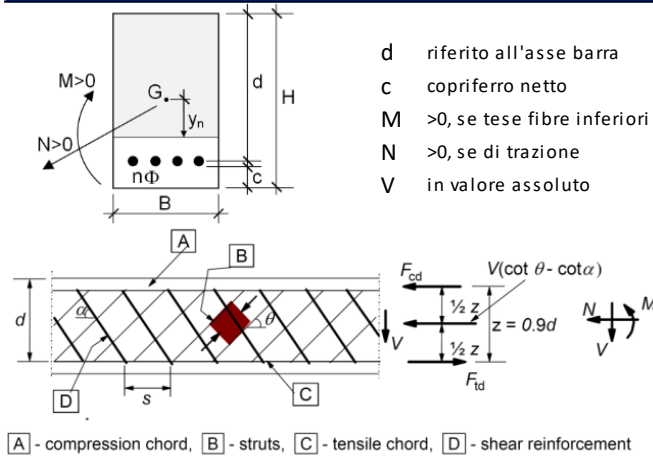
Le verifiche sono state effettuate mediante un foglio di calcolo, che utilizza la seguente simbologia e parametri:

Tabella 56. Parametri operativi per la verifica del CLS armato

		materiali	
		calcestruzzo	acciaio
Rck	37 [MPa]	fyk	450 [MPa]
fck	30,7 [MPa]	γs	1,15
γc	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	17,4 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,526		
ε _{c2}	2,0 [‰]		
ε _{cu2}	3,5 [‰]		
α _e	15,0		
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		




legenda



α_{cc}	coeff. effetti a lungo termine
ν	coeff. riduzione resistenza bielle
α_e	$=E_s/E_c$
k_t	0,6 azioni di breve durata 0,4 azioni di lunga durata
k_1	0,8 barre aderenza migliorata 1,6 barre lisce
k_2	0,5 flessione $(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2\epsilon_1$ trazione eccentrica 1 trazione pura
k_3	3,4
k_4	0,425
σ	>0 se di trazione
a_l	traslazione armatura longitudinale

Figura 157. Convenzioni adottate per la verifica sezione in c.a.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.6.1 Estremi

La soletta (C30/37) ha uno spessore di 100 cm e agli estremi è armata con $\phi 26/20$ inferiore ed superiormente con strato esterno $\phi 26/10$ e strato interno $2.5\phi 26$, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$. A taglio si dispongono spilli $\phi 12/20 \times 20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura ed il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) ed il diametro degli spilli ($\phi 12$).

geometria					sollecitazioni e risultati					
sezione trasversale					SLE RARA	SLU				
B	H	c	d	z	MEk	MEd	NEd	VEd		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		
100	100	8,2	90,5	81,5	NEk	1644,47	29,90	761,60		
armatura longitudinale					tensioni e fessure					
nbarre	ϕ	d	Asl	Mdec	-	MRd	1751,7	FS	1,07	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[kNm]				taglio		
5	26	9,5	26,55	Mcr	513,0	Vrdc	308,8	predisporre armatura a taglio		
2,5	26	14,7	13,27					Vrds	1560,8	
10	26	90,5	53,09	yn	-22,07			Vrdmax	3230,2	
armatura a taglio									θ	30,0
nbracci	ϕ	s	α	Asw	$\sigma_{c,min}$	-7,4	[MPa]	sezione duttile		
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	$\sigma_{s,min}$	-72,8	[MPa]	ai	70,5	
5	12	20	90	5,65	$\sigma_{s,max}$	247,2	[MPa]			
					k ₂	0,5				
					$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,84	[‰]			
					Sr,max	47,7	[cm]			
					wk	0,401	[mm]			


Figura 158.Verifica sezione soletta di copertura GA02 e GA03 in c.a. allo SLU e SLE Rara (Estremi)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q.PERM	
M _{Ek}	963,98 [kNm]	M _{Ek}	928,70 [kNm]
N _{Ek}	23,00 [kN]	N _{Ek}	23,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	543,9 [kNm]	M _{cr}	541,2 [kNm]
y _n	-20,67 [cm]	y _n	-20,70 [cm]
σ _{c,min}	-5,9 [MPa]	σ _{c,min}	-5,7 [MPa]
σ _{s,min}	-61,0 [MPa]	σ _{s,min}	-58,3 [MPa]
σ _{s,max}	185,7 [MPa]	σ _{s,max}	180,1 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm-ε_{cm}}	0,60 [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	0,57 [%]
S _{r,max}	42,2 [cm]	S _{r,max}	43,6 [cm]
w _k	0,254 [mm]	w _k	0,250 [mm]

Figura 159.Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Estremi)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$); è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4$ mm e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.6.2 Mezzeria

La soletta in mezzeria è armata con $\phi 26/20$ superiori e con doppio strato $\phi 26/20 + \phi 26/40$ e $\phi 26/10$ inferiori, in longitudinale si dispongono $\phi 20/20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro netto di 5 cm sono stati sommati il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale ($\phi 20$) ed il diametro delle staffe ($\phi 12$).

geometria					sollecitazioni e risultati				
sezione trasversale					SLE RARA		SLU		
B	H	c	d	z	MEk	1502,11 [kNm]	MEd	2182,94 [kNm]	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	NEk	23,00 [kN]	NEd	29,90 [kN]	
100	100	8,2	88,3	79,4	tensioni e fessure				
armatura longitudinale					Mdec	- [kNm]			
nbarre	ϕ	d	Asl		Mcr	556,8 [kNm]	MRd	2892,6 [kNm]	
	[mm]	[cm]	[cm ²]				FS	1,33	
5	26	9,5	26,55		yn	-14,63 [cm]	taglio		
7,5	26	85,3	39,82		$\sigma_{c,min}$	-9,4 [MPa]	VRdc	303,1 [kN]	
10	26	90,5	53,09		$\sigma_{s,min}$	-103,4 [MPa]	<i>non serve armatura a taglio</i>		
					$\sigma_{s,max}$	220,3 [MPa]			
armatura a taglio							VRds	0,0 [kN]	
nbracci	ϕ	s	α	Asw	k ₂	0,5	VRdmax	3150,7 [kN]	
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0,84 [%]	θ	30,0 [°]	
0	12	20	90	0,00	Sr,max	38,1 [cm]	sezione duttile		
					wk	0,318 [mm]	ai	88,3 [cm]	


Figura 160. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLU e SLE Rara (Mezzeria)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

SLE FREQ		SLE Q.PERM	
M _{Ek}	1332,90 [kNm]	M _{Ek}	1265,00 [kNm]
N _{Ek}	23,00 [kN]	N _{Ek}	23,00 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M _{dec}	- [kNm]	M _{dec}	- [kNm]
M _{cr}	556,8 [kNm]	M _{cr}	556,8 [kNm]
γ _n	-14,65 [cm]	γ _n	-14,66 [cm]
σ _{c,min}	-8,4 [MPa]	σ _{c,min}	-7,9 [MPa]
σ _{s,min}	-91,7 [MPa]	σ _{s,min}	-87,0 [MPa]
σ _{s,max}	195,6 [MPa]	σ _{s,max}	185,7 [MPa]
k ₂	0,5	k ₂	0,5
ε _{sm} -ε _{cm}	0,72 [‰]	ε _{sm} -ε _{cm}	0,67 [‰]
S _{r,max}	38,1 [cm]	S _{r,max}	38,1 [cm]
w _k	0,274 [mm]	w _k	0,256 [mm]

Figura 161. Verifica sezione soletta di copertura in c.a. GA02 e GA03 allo SLE Frequente e SLE Quasi Permanente (Mezzeria)

Le verifiche sono soddisfatte: per lo SLE le sollecitazioni verificano la tensione di compressione nel calcestruzzo sia in combinazione rara, sia in combinazione quasi permanente ($0.45 f_{ck}$), è inoltre verificata l'apertura delle fessure per le combinazioni frequente e quasi permanente ($w_k < 0.4 \text{ mm}$ e 0.3 mm). Inoltre, in combinazione rara, le sollecitazioni verificano la tensione limite nell'acciaio ($0.80 f_{yk}$).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


18.7 Valori limite inflessione

Si effettua la verifica delle deformate dei solai coerentemente con quanto indicato nell'Eurocodice 2 al paragrafo 7.4.1 (4). L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione di una trave o piastra soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di 1/250 della luce dell'elemento. Cautelativamente si effettua la verifica considerando le frecce ottenute per la combinazione RARA, di seguito si riportano i valori ottenuti:

Tabella 57. Verifica di deformabilità dei solai GA02 e GA03 allo stato limite di esercizio RARA

	Inflessione elementi [mm]	Valori limite [mm]	VERIFICA
Copertura	7,16	42,48	OK

La verifica risulta essere soddisfatta.

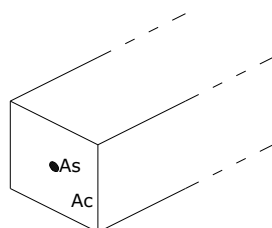
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.8 Verifica effetti longitudinali da ritiro

Vengono discussi brevemente gli effetti dovuti al ritiro nel calcestruzzo che provocano stati interni di coazione con l'armatura. Scopo della trattazione è quello di verificare l'armatura minima longitudinale nella soletta superiore dello scatolare.

Coazioni interne longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro

Per il calcolo delle coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro si consideri una sezione di area unitaria A_c con un'unica barra di armatura di area A_s come rappresentato nell'immagine sottostante:



Si assumono le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra calcestruzzo ed acciaio;
- deformata piana della sezione in calcestruzzo;
- comportamento del calcestruzzo e dell'acciaio elastico e lineare,


Le equazioni di equilibrio, congruenza e legame dell'insieme calcestruzzo più acciaio che governano il fenomeno sono:

$$N_c + N_s = 0 \text{ (equazione di equilibrio)}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_s - \varepsilon_c \text{ (equazione di congruenza)}$$

$$N_c = A_c \sigma_c = A_c E_c \varepsilon_c \text{ (equazione legame costitutivo del calcestruzzo)}$$

$$N_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s \text{ (equazione legame costitutivo dell'acciaio)}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Sostituendo le equazioni di legame in quella di equilibrio ed esprimendo la deformazione del calcestruzzo in funzione di quella dell'acciaio si ha:

$$N_s = - N_c = A_s E_s A_c E_c \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c)$$

Il comportamento viscoso del calcestruzzo viene considerato attraverso l'abbattimento del modulo elastico; pertanto, è necessario sostituire il valore di E_c con E_c^* . Le tensioni sull'acciaio e sul calcestruzzo risultano quindi pari a:

$$\sigma_s = A_c E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

$$\sigma_c = -A_s E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u > 500$ mm, ed un calcestruzzo C30/37.


Caratteristiche della sezione:

- B = 100 cm
- H = 100 cm
- $A_{s, long} = 1+1\phi 20/20 = 3140$ mm²
- $E_s = 210\,000$ N/mm²
- $E_c = 33020$ N/mm²

Deformazione da ritiro:

- U.R. = 75%
- $\varepsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 37 - 10) \times 10^{-6} = 0.052$ ‰
- $\varepsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32$ ‰ = 0.212 ‰ (per $h_0 > 500$ mm, calcestruzzo C30/37, U.R.=75%)
- $\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.259$ ‰

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione $\varepsilon_r = 0.400$ ‰

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito, coerentemente con quanto indicato nel paragrafo §9.1, viene assunto pari a $\phi (t=\infty) = 2.75$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 8805.33 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = 78.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -0.25 \text{ N/mm}^2$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla rispettiva resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.

18.9 Soletta di fondazione


La soletta di fondazione della galleria artificiale in esame è sollecitata esclusivamente dalle azioni assiali di compressione trasmesse dai diaframmi. Infatti, la falda risulta essere ininfluente ed i carichi da traffico sono auto equilibrati dal terreno sottostante. A tal ragione si considera, ai fini del dimensionamento, un quantitativo di armatura minimo calcolato coerentemente con quanto riportato nella Normativa NTC2018 al paragrafo §4.1.6.1.1:

$$A_{fondazione\ t} = b_t \cdot d = 400 \cdot 1000 = 400000 \text{ mm}^2$$

dove:

- b_t larghezza media della zona tesa;
- d altezza utile della sezione approssimata all'altezza totale della sezione in via cautelativa;

$$A_{s,min} = 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 520 \text{ mm}^2$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


Considerando per la soletta di fondazione un'armatura pari a 1+ ϕ 20/20 si ottiene:

$$A_s = \left(20^2 \cdot \frac{3.14}{4} \right) \cdot 5 = 1570 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

$$A_s > A_{s,min}$$

In via cautelativa, si arma la soletta di fondazione con un'armatura pari a 1+ ϕ 20/20 sia trasversalmente che longitudinalmente.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.10 Resistenza al fuoco

Ai fini della verifica di resistenza al fuoco si fa riferimento al metodo dei dati tabellari da EN 1992-1-2 (Paragrafo §5.7). Tali dati sono ottenuti da prove interpretate per via numerica e prevedono la prescrizione di dimensioni e valori di copriferro lordo minimi soggetti ad incendi standard.

L' ipotesi di base delle tabelle riportate in EC2 sono:

- Incendio ISO834 di durata limitata ($t \leq 240$ min);
- Densità compresa tra 2000 e 2600 Kg/m³;
- Calcestruzzo ad aggregato siliceo.

Si precisa che l'utilizzo di tali tabelle consente di considerare implicitamente soddisfatte sia le verifiche di resistenza al fuoco, sia quelle per lo spalling.

Con riferimento alla Tabella 5.8 del EN1992-1-2 (Cap. 5.7.2) – di seguito riportata – inerente alle solette semplicemente appoggiate risulta necessario considerare minimo sul lembo inferiore un copriferro lordo pari a 4 cm ed uno spessore minimo di 120 mm per la classe di resistenza al fuoco REI120 ipotizzata per il caso in analisi:

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	slab thickness h_s (mm)	one way	axis-distance a	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	two way: $1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x and l_y are the spans of a two-way slab (two directions at right angles) where l_y is the longer span.

For prestressed slabs the increase of axis distance according to 5.2(5) should be noted.

The axis distance a in Column 4 and 5 for two way slabs relate to slabs supported at all four edges. Otherwise, they should be treated as one-way spanning slab.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Figura 162. Dimensioni minime spessore soletta e copriferro in caso di incendio (UNI EN 1992-1-2:2005 – Tabella 5.8)

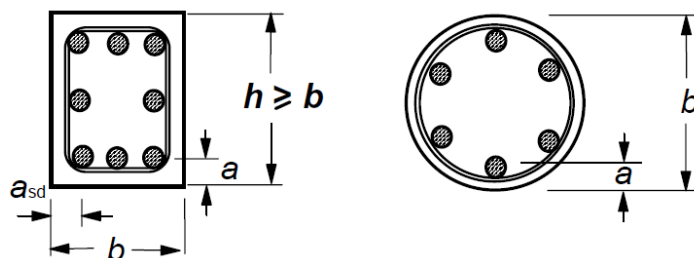



Figura 163. Sezioni degli elementi strutturali e distanza dall'asse a (UNI EN 1992-1-2:2005)

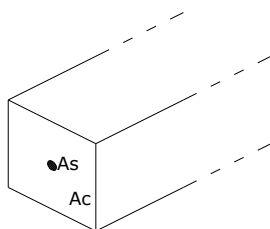
La soletta di copertura in analisi, così come la soletta di fondazione che sono presenti nelle gallerie, hanno un copriferro netto di 5 cm e un'altezza della sezione superiore a 120 mm. Pertanto, tali dimensioni risultano essere superiori agli spessori minimi prescritti da Eurocodice e la verifica di resistenza del fuoco risulta essere soddisfatta.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

18.11 Verifica effetti longitudinali da ritiro

Vengono discussi brevemente gli effetti dovuti al ritiro nel calcestruzzo che provocano stati interni di coazione con l'armatura. Scopo della trattazione è quello di verificare l'armatura minima longitudinale nella soletta superiore dello scatolare.

Coazioni interne longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro



Per il calcolo delle coazioni interne dovute ai fenomeni di ritiro si consideri una sezione di area unitaria A_c con un'unica barra di armatura di area A_s come rappresentato nell'immagine sottostante:

Si assumono le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra calcestruzzo ed acciaio;
- deformata piana della sezione in calcestruzzo;
- comportamento del calcestruzzo e dell'acciaio elastico e lineare,


Le equazioni di equilibrio, congruenza e legame dell'insieme calcestruzzo più acciaio che governano il fenomeno sono:

$$N_c + N_s = 0 \text{ (equazione di equilibrio)}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_s - \varepsilon_c \text{ (equazione di congruenza)}$$

$$N_c = A_c \sigma_c = A_c E_c \varepsilon_c \text{ (equazione legame costitutivo del calcestruzzo)}$$

$$N_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s \text{ (equazione legame costitutivo dell'acciaio)}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Sostituendo le equazioni di legame in quella di equilibrio ed esprimendo la deformazione del calcestruzzo in funzione di quella dell'acciaio si ha:

$$N_s = - N_c = A_s E_s A_c E_c \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c)$$

Il comportamento viscoso del calcestruzzo viene considerato attraverso l'abbattimento del modulo elastico; pertanto, è necessario sostituire il valore di E_c con E_c^* . Le tensioni sull'acciaio e sul calcestruzzo risultano quindi pari a:

$$\sigma_s = A_c E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

$$\sigma_c = -A_s E_c^* E_s \varepsilon_r / (A_s E_s + A_c E_c^*)$$

Calcolo delle sollecitazioni longitudinali dovute ai fenomeni di ritiro


L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u > 500$ mm, ed un calcestruzzo C30/37.

Caratteristiche della sezione:

- B = 100 cm
- H = 120 cm
- $A_{s,long} = 1+1\phi 16/20 = 2009.6 \text{ mm}^2$
- $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- $E_c = 33020 \text{ N/mm}^2$

Deformazione da ritiro:

- U.R. = 75%
- $\varepsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 37 - 10) \times 10^{-6} = 0.052 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{cd}(t = \infty) = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0.7 \times 0.32 \text{ ‰} = 0.20 \text{ ‰}$ (per $h_0 > 500$ mm, calcestruzzo C30/37, U.R.=75%)
- $\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.255 \text{ ‰}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

A favore di sicurezza, si assume comunque una deformazione $\epsilon_r = 0.400 \text{ ‰}$

Effetto viscosità:

Il modulo viscoso a tempo infinito viene assunto pari a $\phi (t=\infty) = 2.75$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:


$$E_c^* = E_c / (1 + \phi) = 8805.33 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni nei materiali:

$$\sigma_s = 80.77 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = -0.14 \text{ N/mm}^2$$

La sollecitazione sul calcestruzzo risulta molto inferiore rispetto alla rispettiva resistenza a trazione e quindi non porta a fessurazione; la sollecitazione sull'acciaio risulta modesta ed accettabile per le normali condizioni di esercizio della struttura.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX


18.12 Giudizio di accettabilità dei risultati

In accordo con le indicazioni contenute nel capitolo 10 delle NTC 2018, a commento delle verifiche riportate nei precedenti capitoli si precisa quanto segue:

- le verifiche degli elementi strutturali, laddove eseguite con programmi di calcolo automatico, sono state effettuate mediante l'utilizzo di codici di riconosciuta affidabilità ed impiego in ambito nazionale: tali codici contengono adeguata documentazione, nonché numerosi test di verifica e validazione circa l'affidabilità dei risultati ottenuti;
- i file di input e output dei programmi, riportati nella presente relazione e nell'apposito allegato, sono stati sottoposti a verifica mediante:
 - o controllo dei dati inseriti in merito a caratteristiche dei materiali, carichi e parametri di resistenza e deformabilità dei terreni, condizioni di vincolo imposte e coerenza con gli schemi statici rappresentati negli elaborati di progetto, nonché della successione delle fasi costruttive imposte nel progetto stesso;
 - o valutazione delle reazioni ai vincoli e verifica equilibrio globale della struttura analizzata;
 - o analisi speditiva dei risultati per confronto con schemi di calcolo semplificati, oppure con i risultati ed i dimensionamenti già svolti in sede di Progetto Definitivo: questi ultimi, in particolare, hanno costituito un primario riferimento per il dimensionamento delle opere e la valutazione dei risultati, nonché per la comprensione/ elaborazione del giudizio di accettabilità in presenza di eventuali scostamenti, qualora osservati a motivo delle diverse ipotesi di carico/vincolo e sequenze operative imposte.

L'analisi della struttura è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000), per validarne l'attendibilità sono stati confrontati i risultati ottenuti dal calcolo analitico della soletta di copertura con il rispettivo modello sul software. Considerando lo schema statico di trave in appoggio agli estremi si valuta il momento in mezzera conseguente ai carichi così definiti:

- *Peso proprio* = $G1 = 37 \text{ kN/m}^2$;
- *Permanenti portati* = $G2 = 34 \text{ kN/m}^2$;
- *Carico variabile* = $Q = 36 \text{ kN/m}^2$;
- *Luce* = 20 m;

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

Il valore dei carichi non è reale ma è stato ipotizzato esclusivamente per la validazione dei risultati ottenuti dal Software.

Si calcola analiticamente il momento in mezzeria della soletta:

$$M_{mezzeria} = \frac{L^2 \cdot (1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 + 1.5 \cdot Q)}{8} = 7655 \text{ kNm/m}$$

Si valuta il momento in mezzeria della soletta definendo un modello sul software SAP2000 schematizzando la soletta di copertura con un elemento "beam" appoggiato agli estremi e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene risolta come struttura piana. Mentre il peso proprio è automaticamente considerato dal Software, i carichi permanenti portati e variabili vengono applicati al modello:




Figura 164. Carico permanente portato su trave appoggiata – validazione risultati



Figura 165. Carico variabile su trave appoggiata – validazione risultati

Considerando i medesimi coefficienti parziali di sicurezza impiegati per il calcolo analitico, si mostra di seguito il momento in mezzeria ottenuto per la soletta mediante il Software SAP2000.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

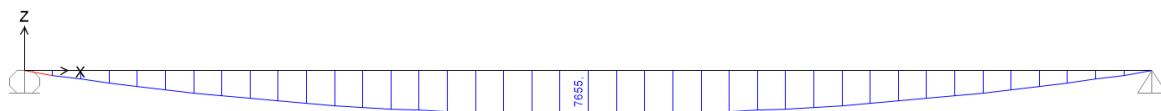




Figura 166. Momenti in mezzeria ottenuto mediante SAP2000 – validazione risultati

Il momento in mezzeria ottenuto dal Software risulta essere pari a 7655 kNm/m e quindi coincidente con il calcolo analitico.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

19.ALLEGATO 1: FASI DI CALCOLO DIAFRAMMI DEFINITIVI

19.1 SEZIONE DI CALCOLO GA01

Si riassumono brevemente le fasi di calcolo impiegate per le analisi numeriche:

- **Fase 1:** condizione geostatica (2.85 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -12.5 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);
- **Fase 2:** realizzazione trincea (condizione esistente);
- **Fase 3:** scotico di 0.50 m per bonifica area e applicazione del carico stradale pari a 20 kPa su entrambe le vie confinanti. Il carico degli edifici è stato debitamente considerato dove e se presente. Per l'ubicazione e le caratteristiche del fabbricato si veda la cartella 4.6 – Indagini sui fabbricati.
- **Fase 4:** rinterro fino alla quota di realizzazione dei diaframmi ed eventuale sistemazione delle scarpate;
- **Fase 5:** realizzazione dei diaframmi (lunghezza diaframmi pari a 12.2 m e spessore 0.8 m);
- **Fase 6:** esecuzione scavo fino alla quota di -9.80 m da piano stradale (tale da garantire una luce netta interna di 3.5 m dopo l'esecuzione della soletta – per ragioni legate alla sicurezza);
- **Fase 7:** realizzazione piedritto di sopraelevazione e soletta di copertura (spessore pari a 1.00 m);
- **Fase 8:** ritombamento parziale e applicazione di un carico di cantiere pari a 20 kPa;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -13.6 m da piano stradale;
- **Fase 10:** scavo fino alla quota di fondo scavo, pari a -14.1 m dal piano stradale (scavo effettivo e 50 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2);
- **Fase 11:** realizzazione del solettone di fondo (spessore pari a 0.80 m);
- **Fase 12:** ritombamento fino alla quota di fondo scavo;
- **Fase 13:** ritombamento finale fino alla quota stradale;
- **Fase 14:** innalzamento quota della falda a -9.5 m da piano stradale e applicazione carico tranviario (condizione di lungo termine);

- **Fase 15/SLE:** simulazione dell'effetto del fluage dei diaframmi; per simulare tale effetto si applica al modulo elastico del CLS un coefficiente di viscosità pari a $\varphi = 2.75$, come di seguito indicato:

$$E_{CLS,FL} = E_{CLS} \cdot \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

- **Fase 15/SLV:** applicazione di un'azione sismica pseudostatica secondo il noto metodo di Wood.

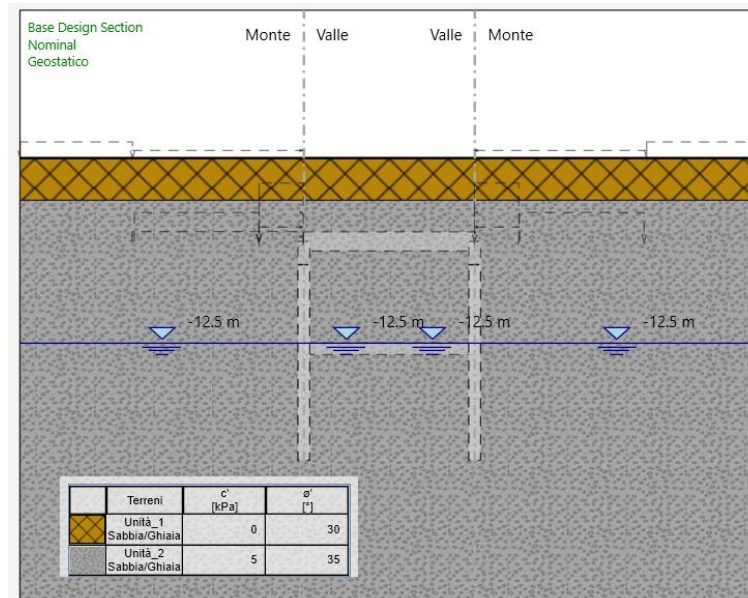


Figura 167.Fase condizione geostatica

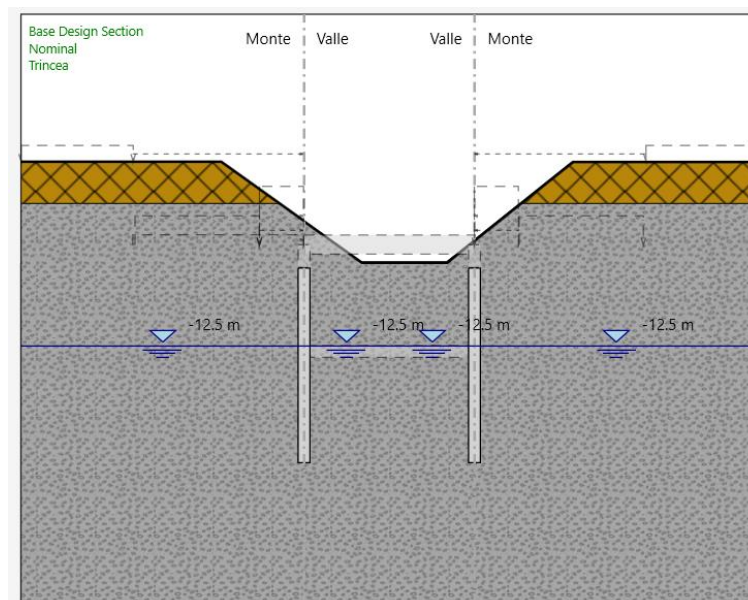


Figura 168.Fase stato attuale

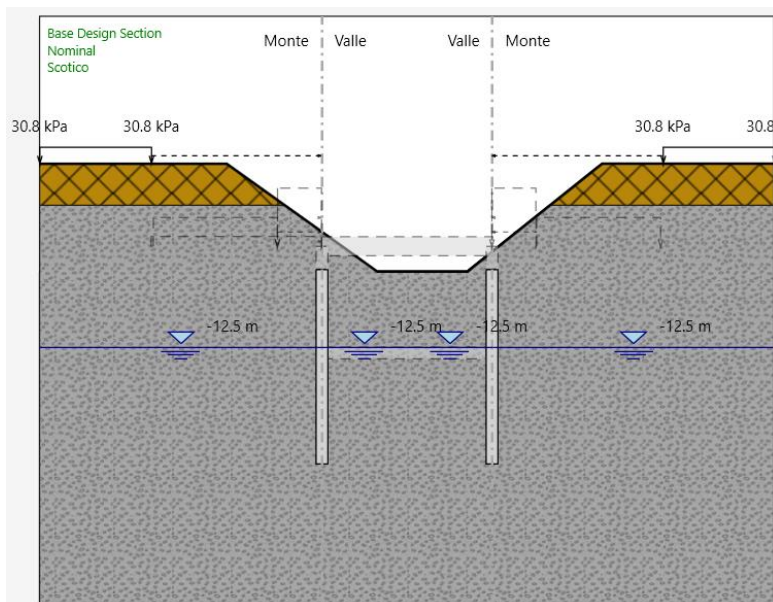


Figura 169.Fase bonifica

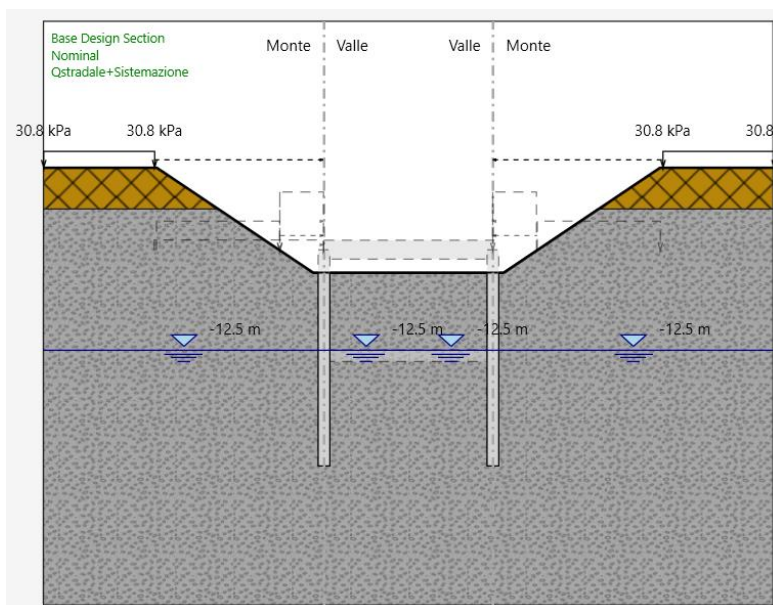


Figura 170.Fase rinterro

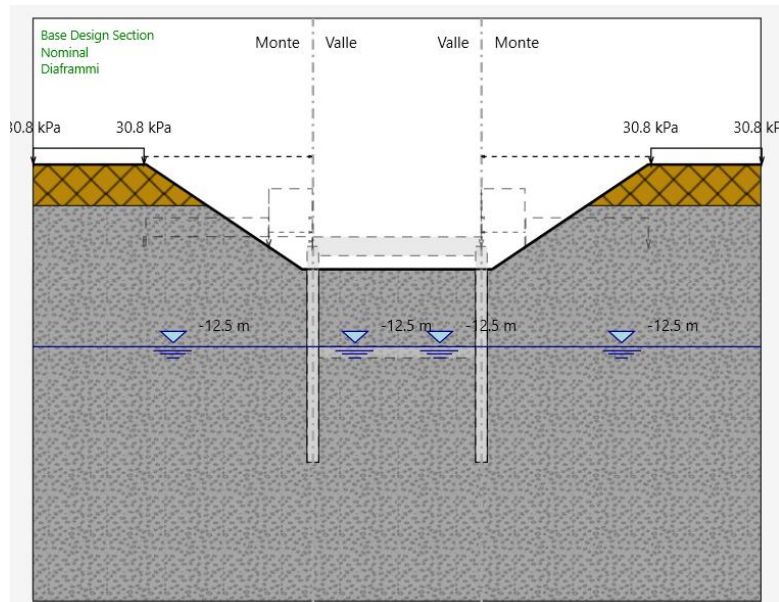


Figura 171. Fase realizzazione diaframmi

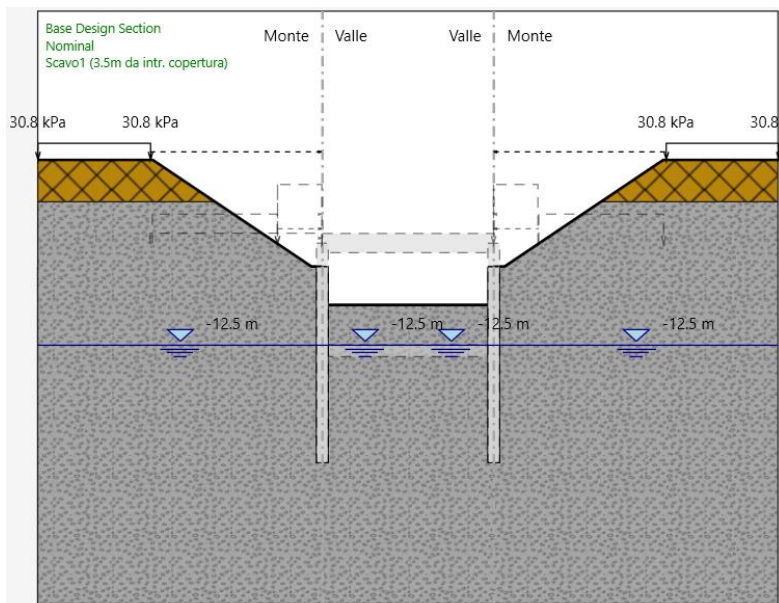


Figura 172. Fase primo scavo di ribasso

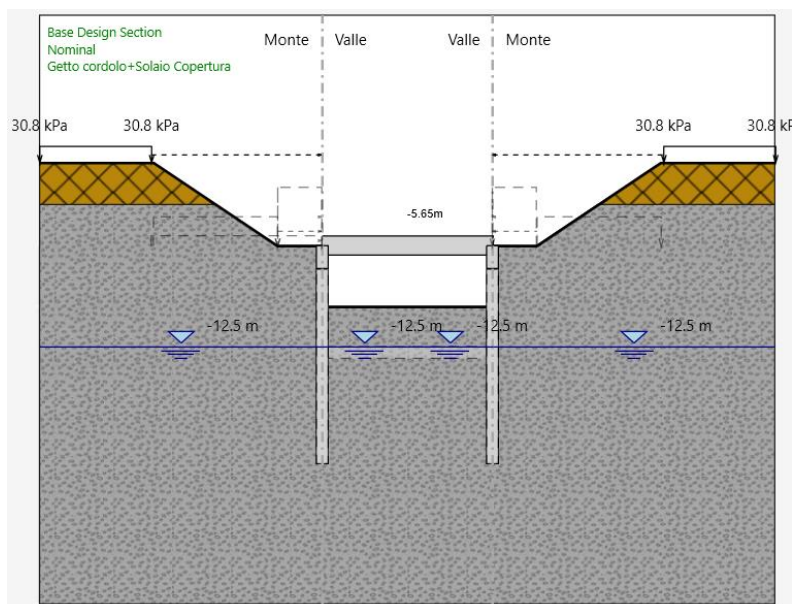


Figura 173.Fase realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta di copertura

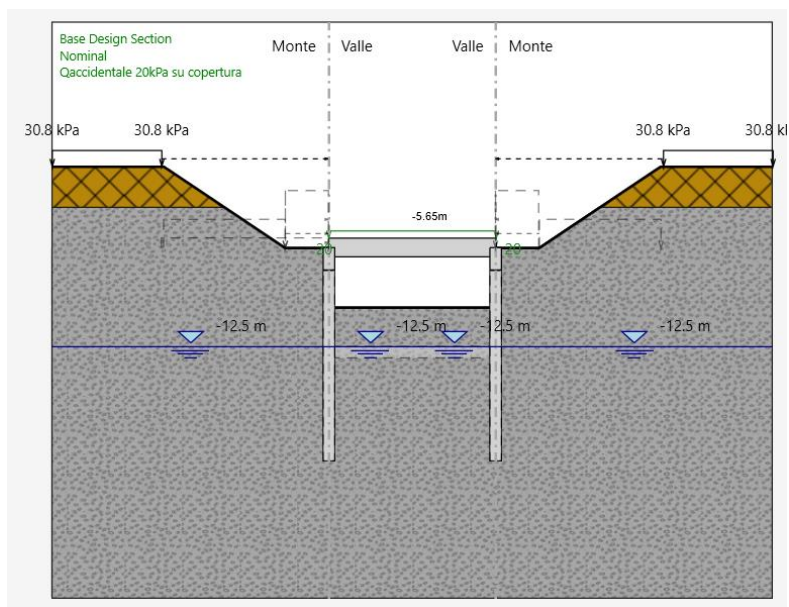


Figura 174.Fase ritombamento parziale

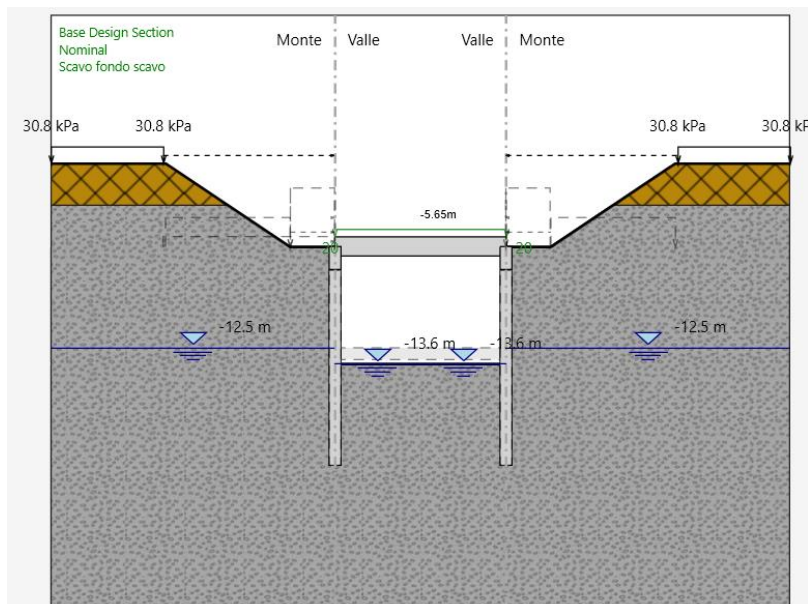


Figura 175. Fase di scavo

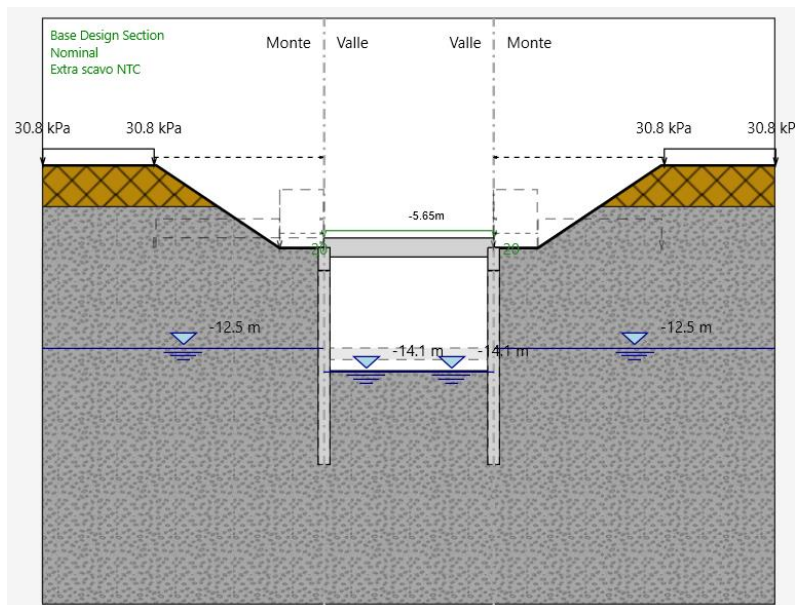


Figura 176. Fase applicazione extra-scavo da NTC18

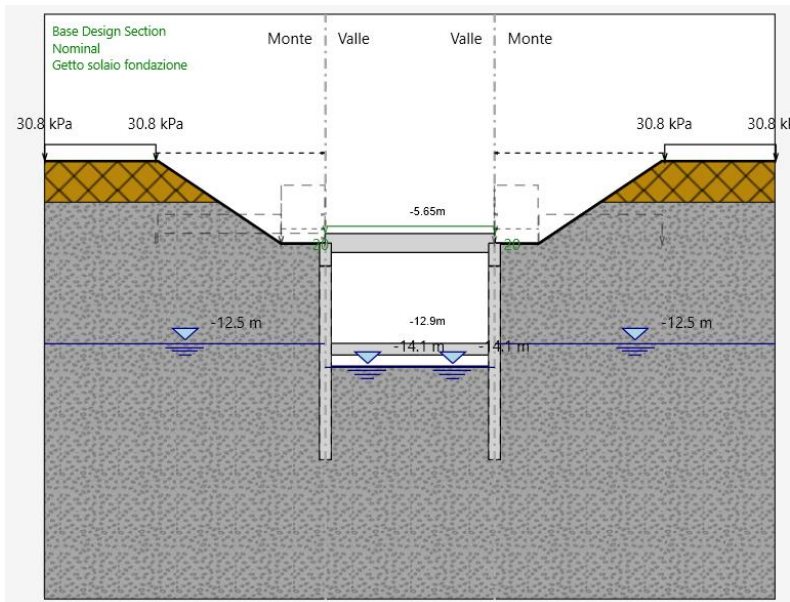


Figura 177.Fase realizzazione solettone di fondo

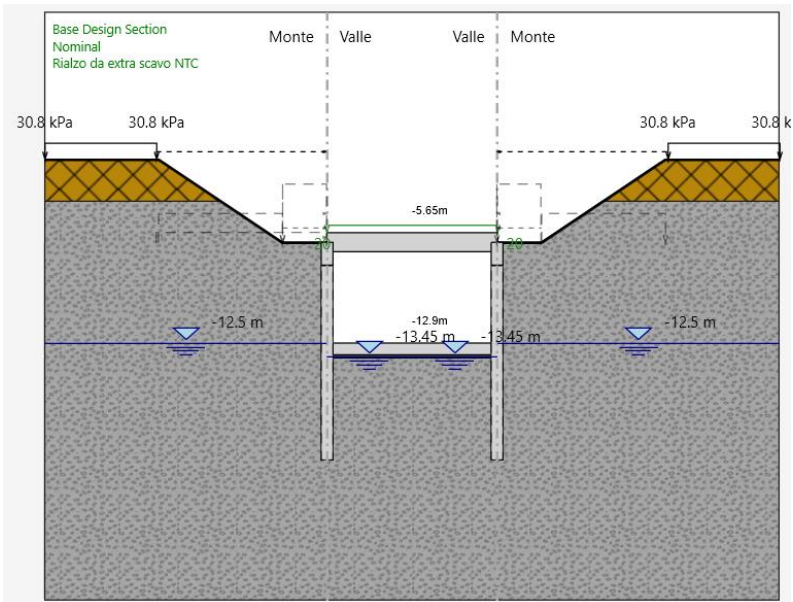


Figura 178.Fase ritombamento fino alla quota di fondo scavo

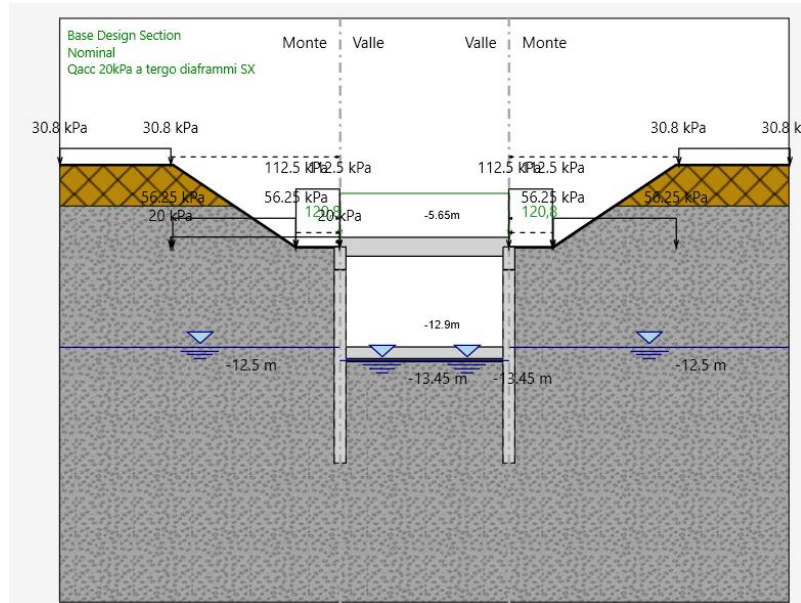


Figura 179.Fase ritombamento finale

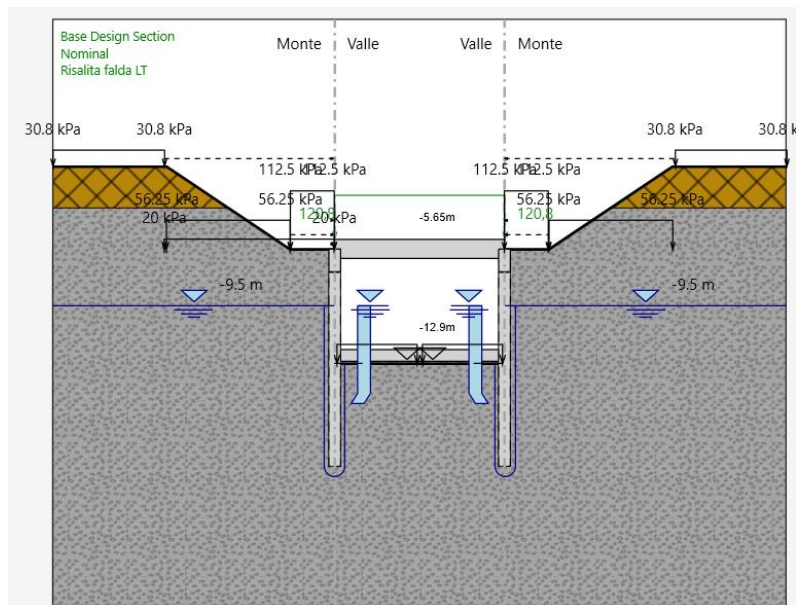


Figura 180.Fase condizione di lungo termine

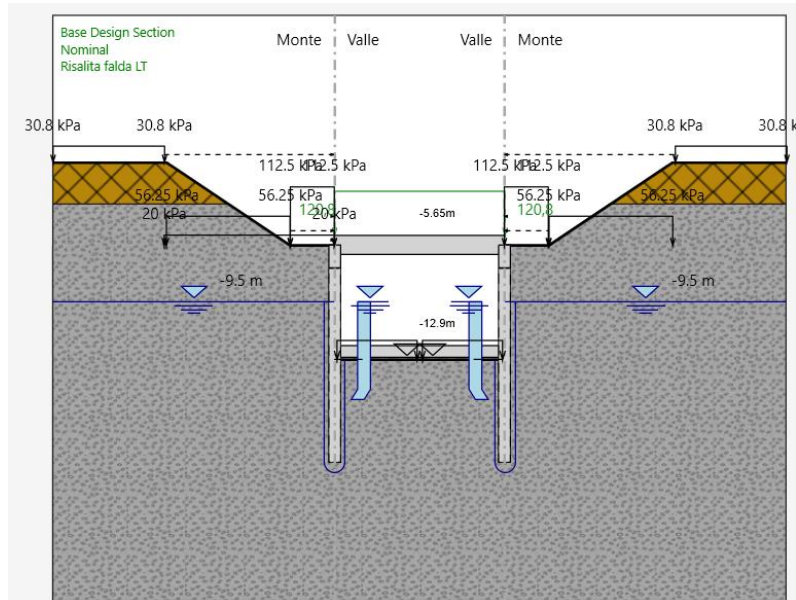



Figura 181.Fase fluage

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

19.2 SEZIONE DI CALCOLO GA02, GA03

Si riassumono brevemente le fasi di calcolo impiegate per le analisi numeriche:

- **Fase 1:** condizione geostatica (1.70 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -15.25 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);
- **Fase 2:** realizzazione trincea (condizione esistente);
- **Fase 3:** scotico di 0.50 m per bonifica area e applicazione del carico stradale pari a 20 kPa su entrambe le vie confinanti;
- **Fase 4:** rinterro fino alla quota di realizzazione dei diaframmi ed eventuale sistemazione delle scarpate;
- **Fase 5:** realizzazione dei diaframmi (lunghezza diaframmi pari a 12.2 m e spessore 0.8 m);
- **Fase 6:** esecuzione scavo fino alla quota di -7.40 m da piano stradale (tale da garantire una luce netta interna di 3.5 m dopo l'esecuzione della soletta – per ragioni legate alla sicurezza);
- **Fase 7:** realizzazione piedritto di sopraelevazione e soletta di copertura (spessore pari a 1.00 m);
- **Fase 8:** ritombamento parziale e applicazione di un carico di cantiere pari a 20 kPa;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -11.75 m da piano stradale;
- **Fase 10:** scavo fino alla quota di fondo scavo, pari a -12.55 m dal piano stradale (scavo effettivo e 80 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2);
- **Fase 11:** realizzazione del solettone di fondo (spessore pari a 0.80 m);
- **Fase 12:** ritombamento fino alla quota di fondo scavo;
- **Fase 13:** ritombamento finale fino alla quota stradale;
- **Fase 14:** innalzamento quota della falda a -12.25 m da piano stradale e applicazione carico tranviario (condizione di lungo termine);
 - **Fase 15/SLE:** simulazione effetto fluage delle strutture in CLS sotto carico costante applicando al rispettivo modulo elastico un coefficiente di riduzione pari a 2.75.
 - **Fase 15/SLV:** applicazione di un'azione sismica pseudostatica secondo il noto metodo di Wood.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

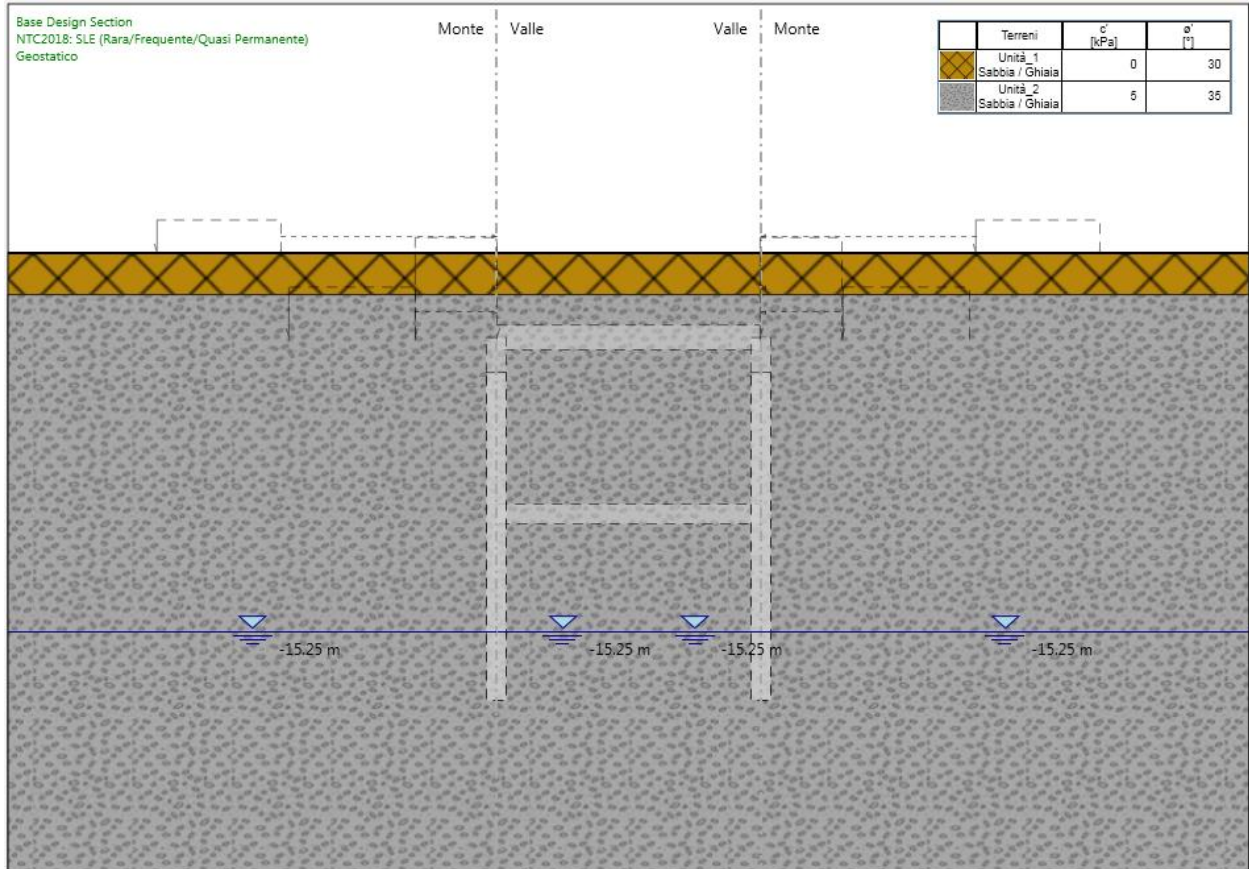


Figura 182.Fase 1: condizione geostatica



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

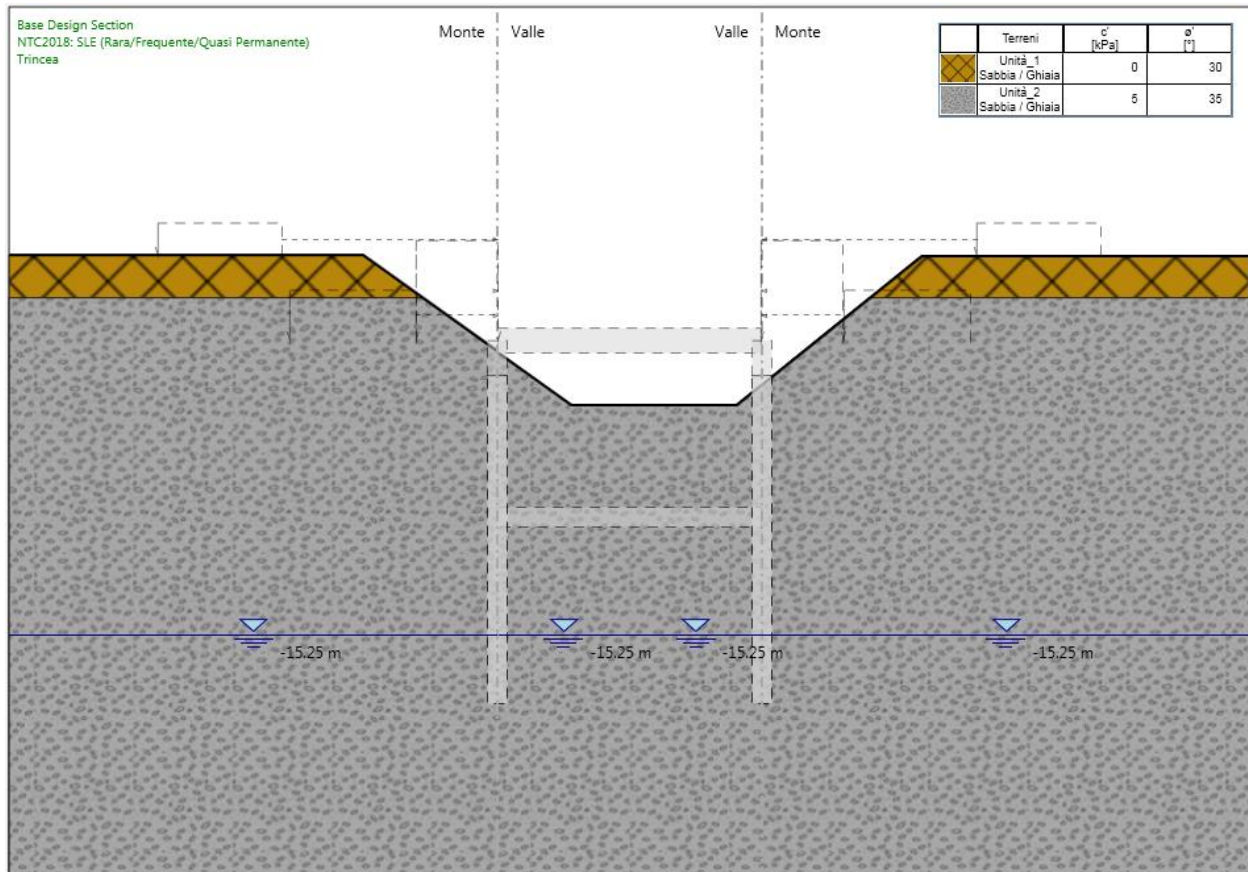


Figura 183.Fase 2: stato attuale

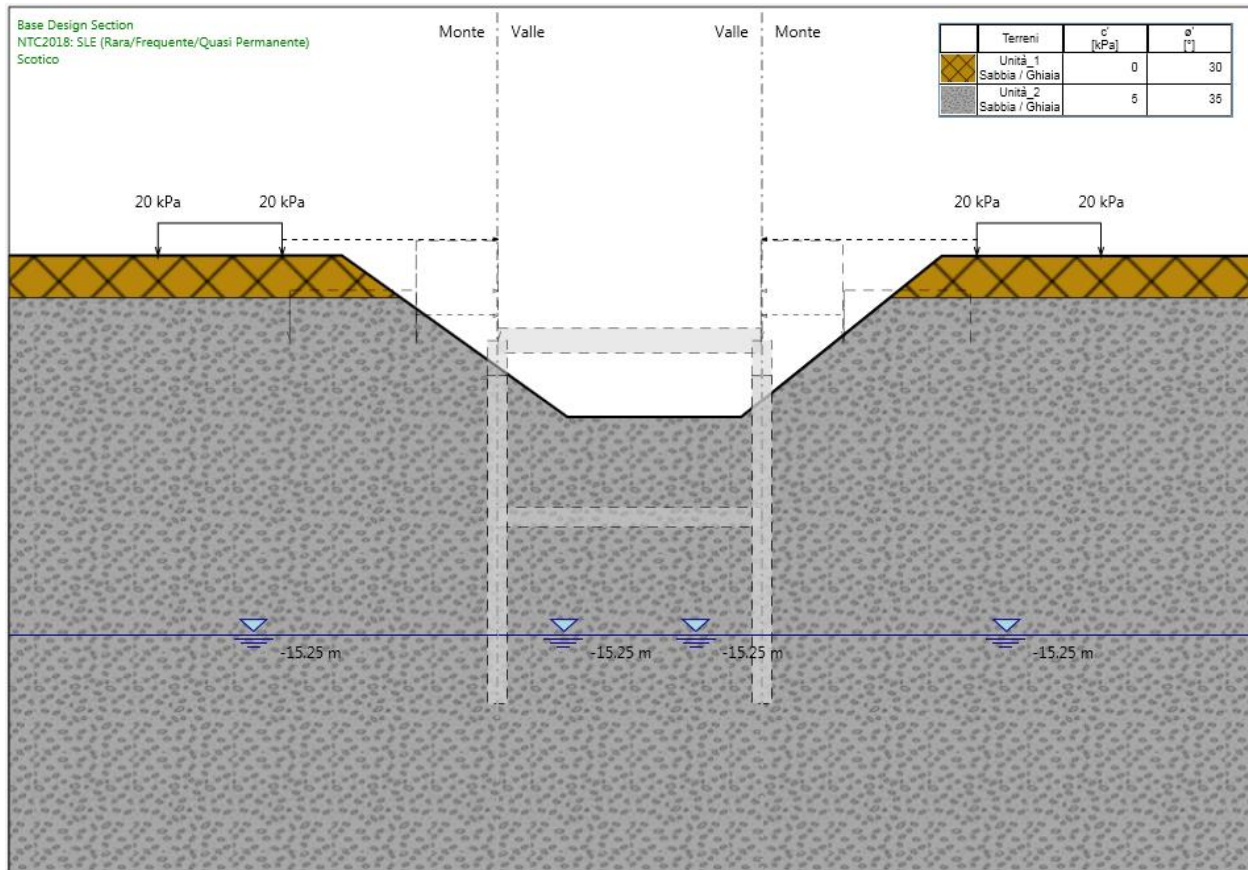


Figura 184.Fase 3: bonifica

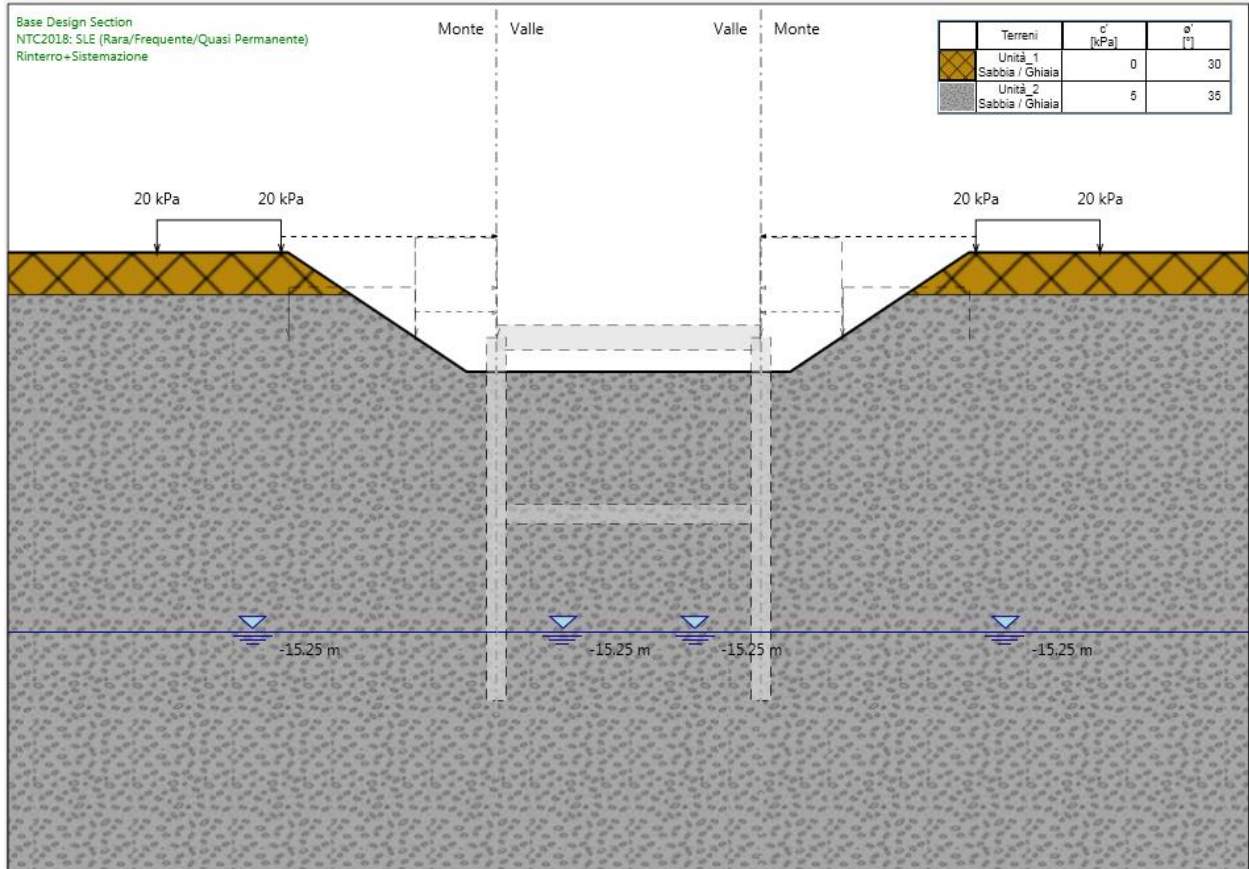


Figura 185.Fase 4: rinterro



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

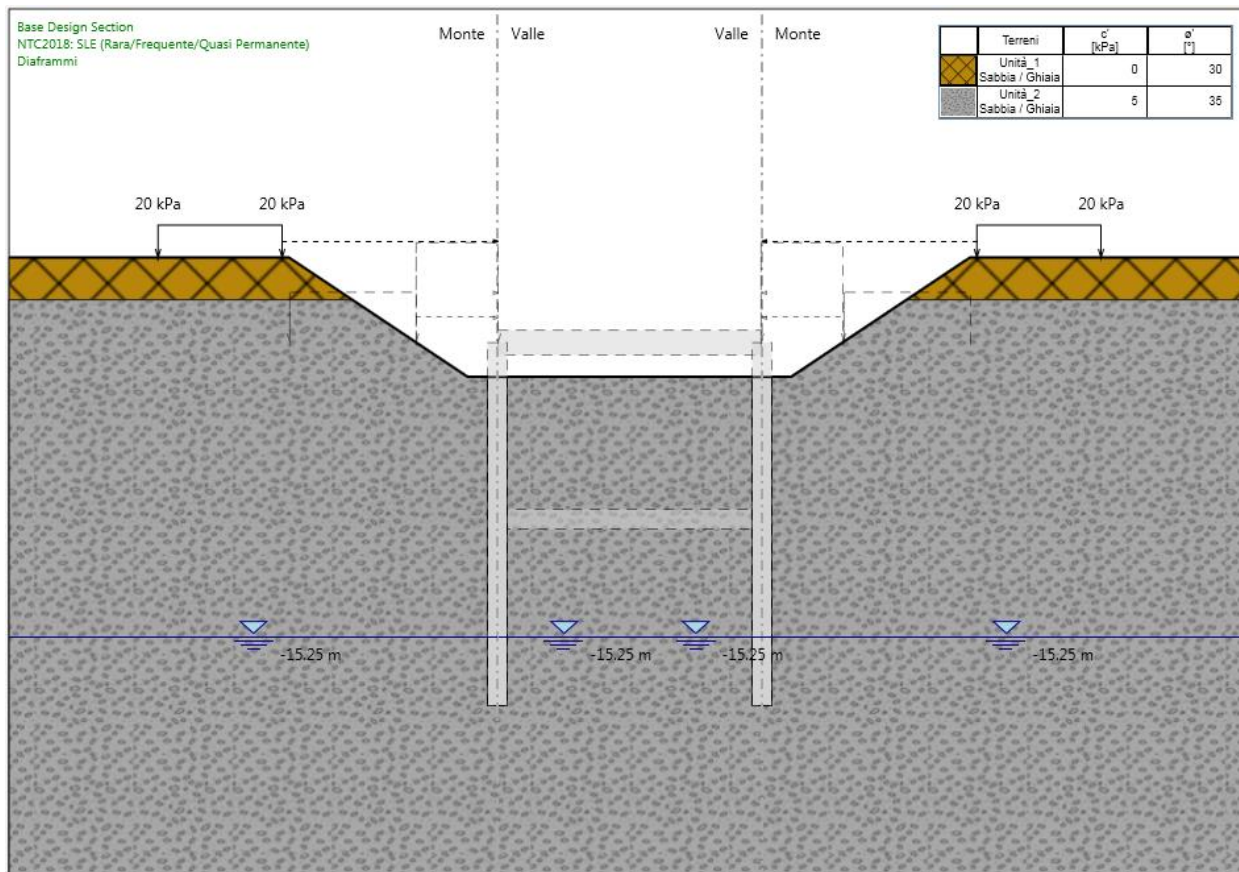


Figura 186.Fase 5: realizzazione diaframmi



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

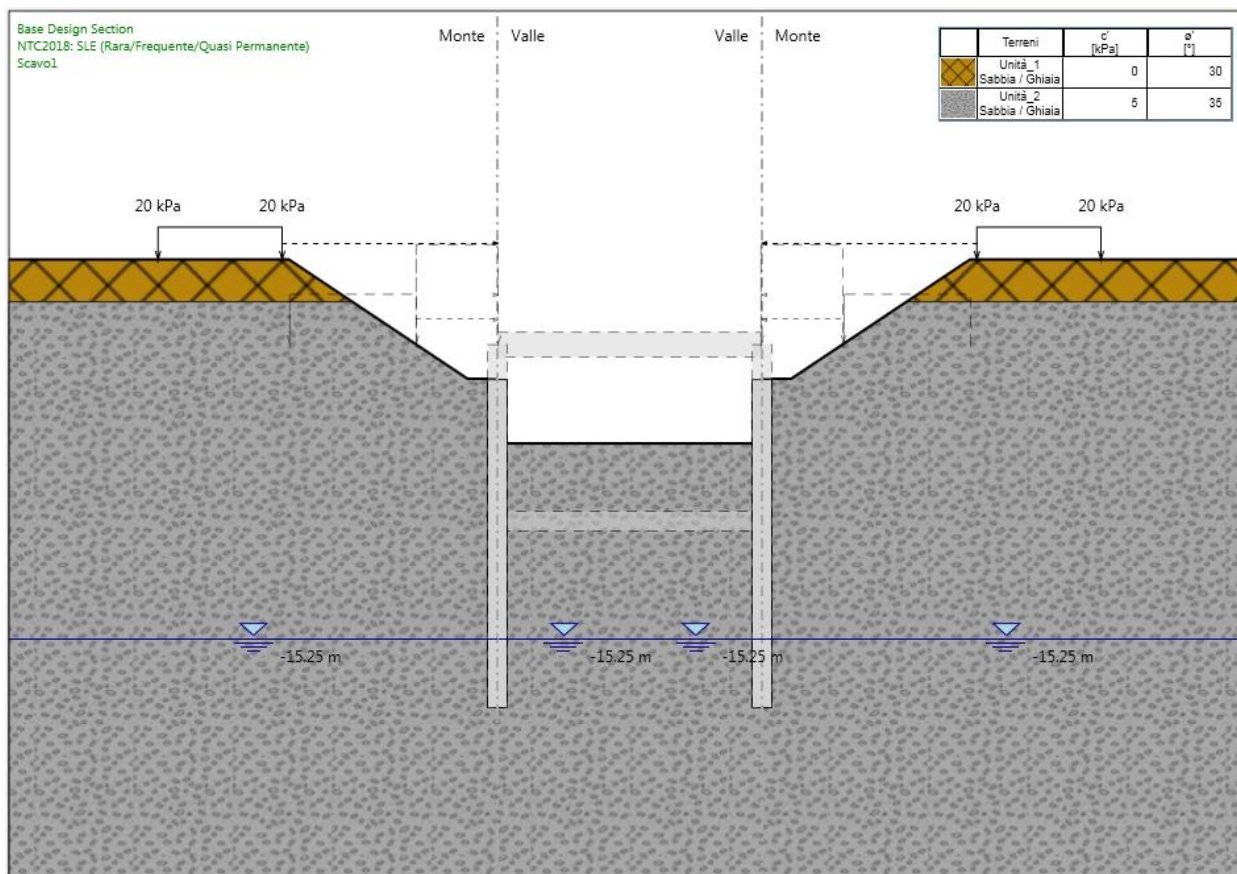


Figura 187.Fase 6: primo scavo di ribasso

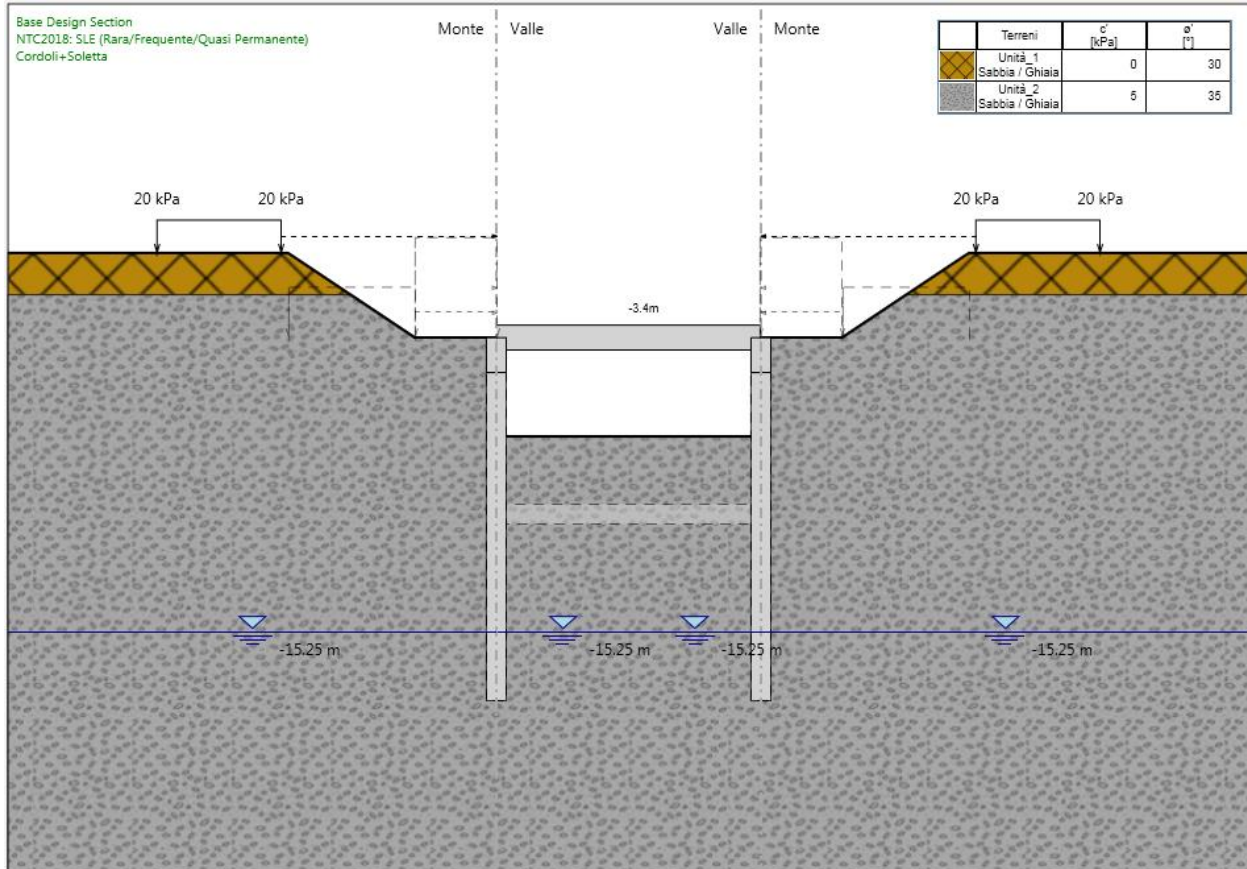


Figura 188.Fase 7: realizzazione piedritti di sopraelevazione e soletta di copertura

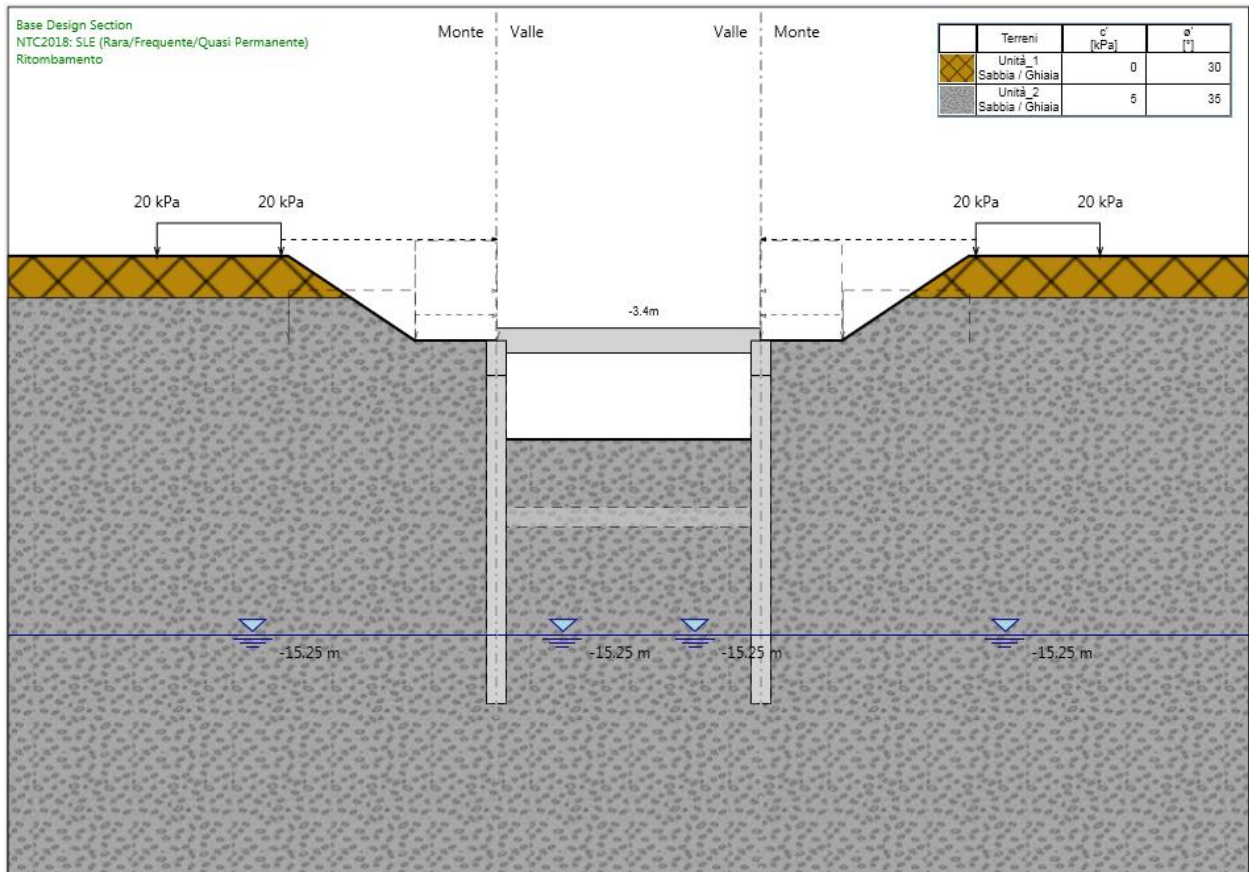


Figura 189.Fase 8: ritombamento parziale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

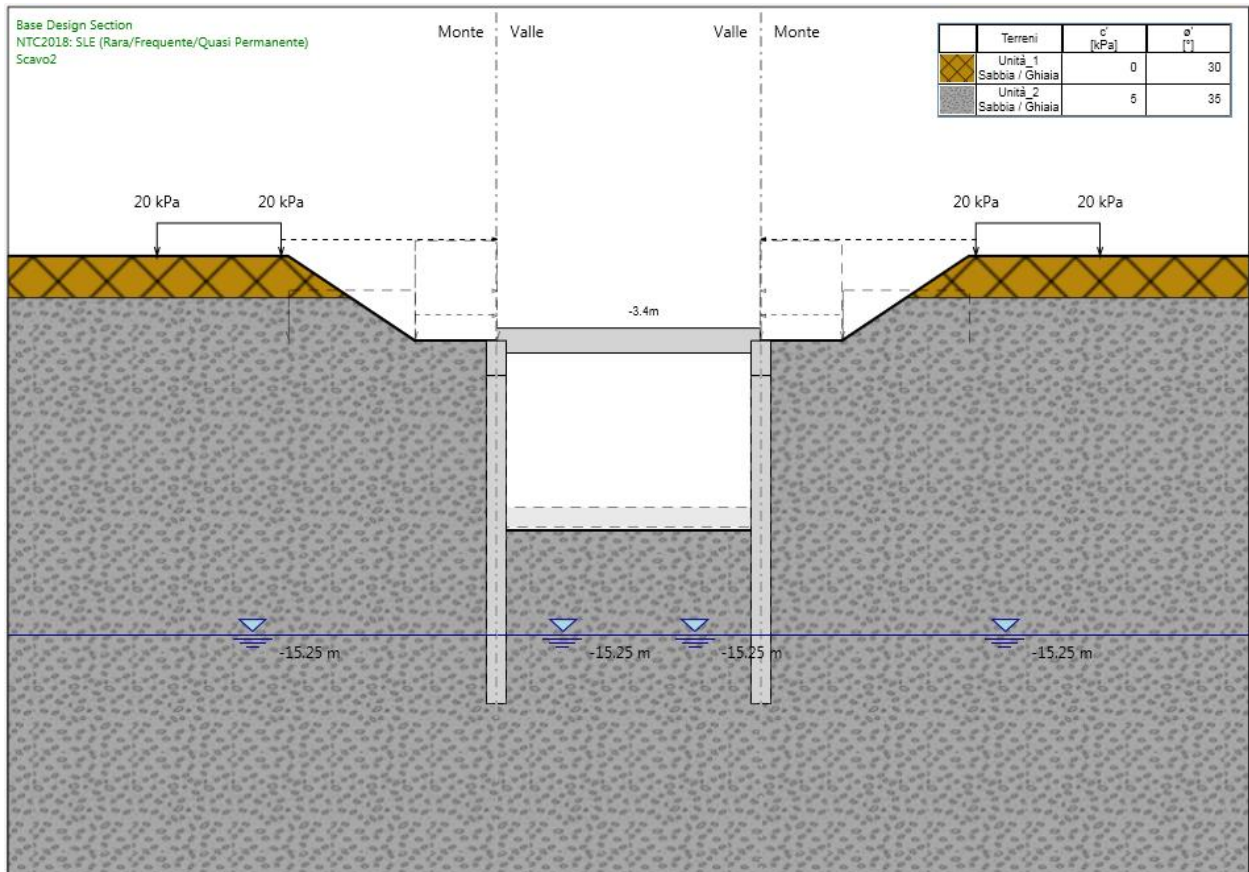


Figura 190.Fase 9: fase di scavo

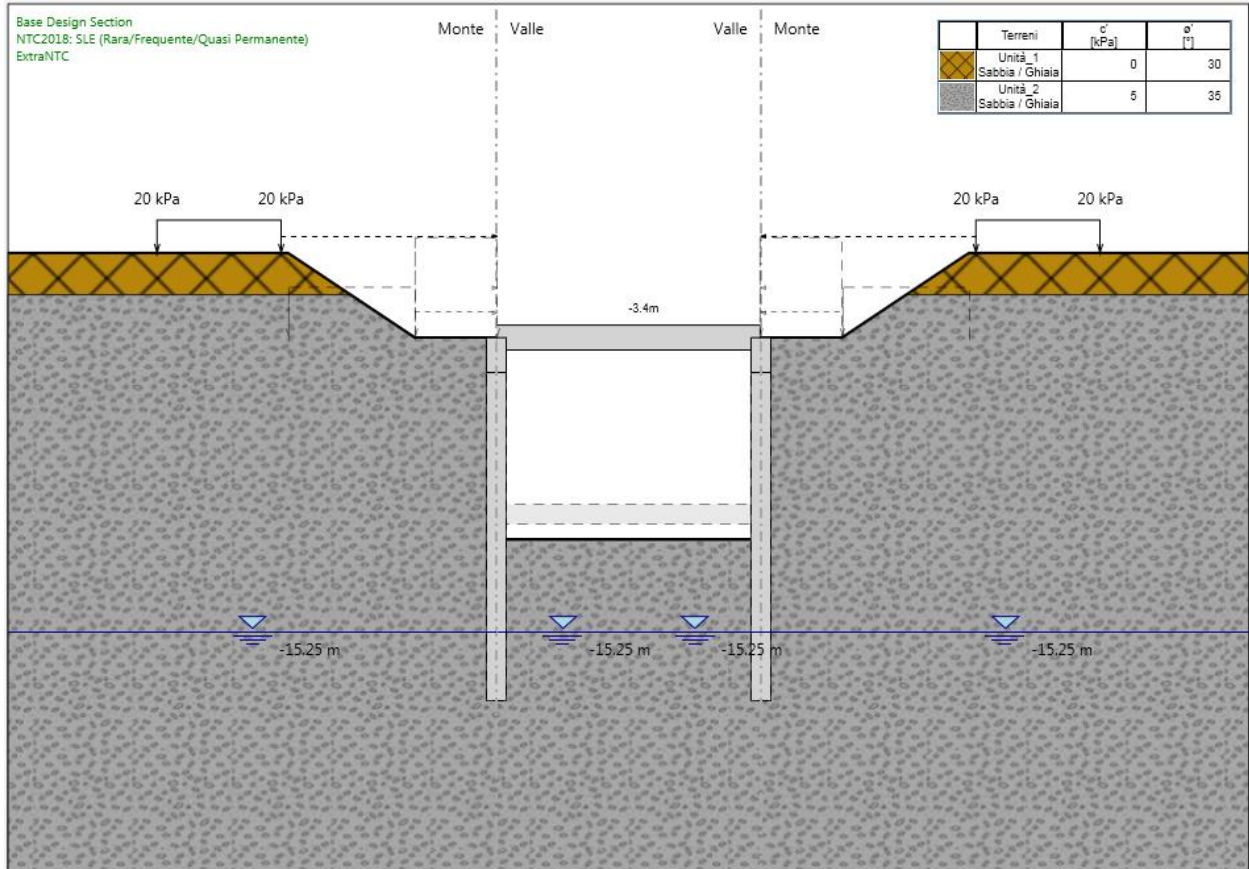


Figura 191.Fase 10: applicazione extra-scavo da NTC18

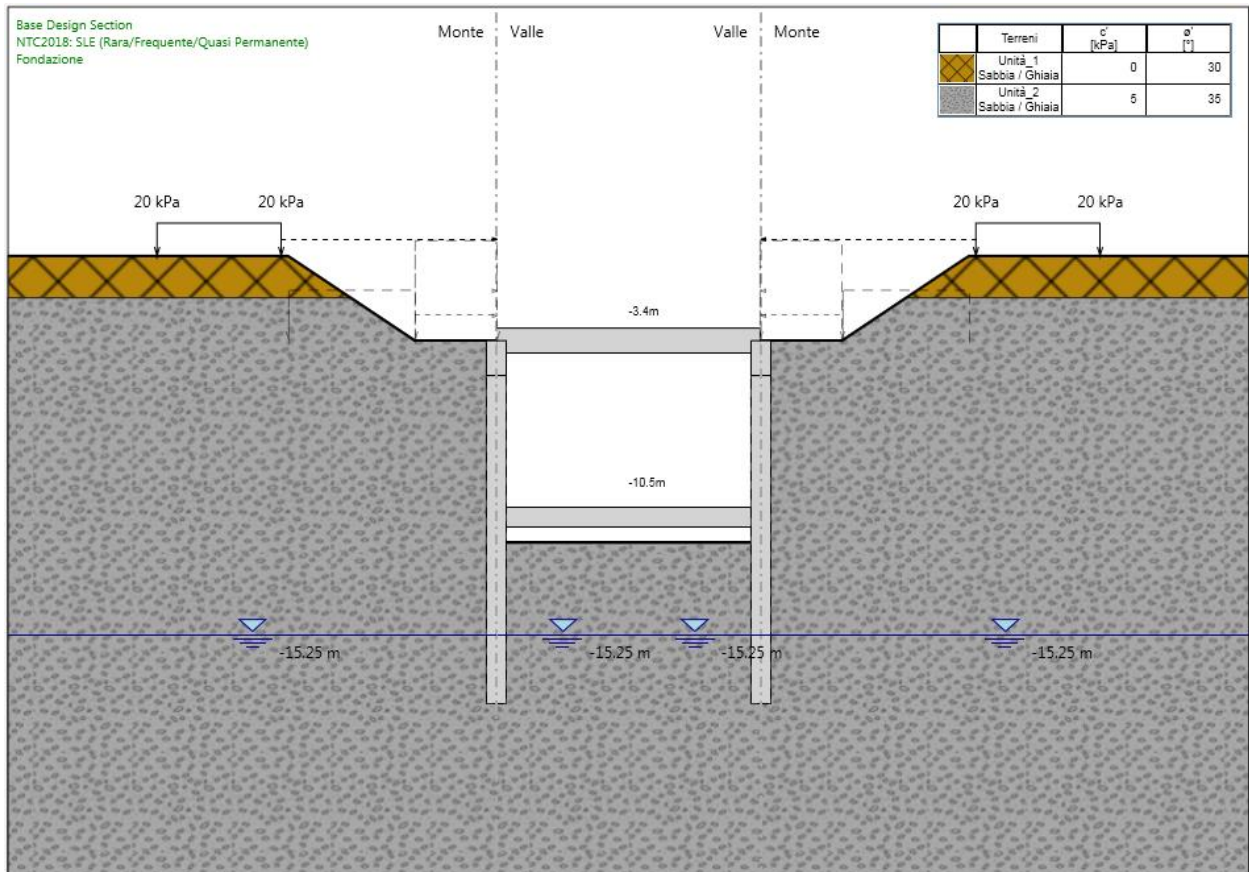


Figura 192.Fase 11: realizzazione solettone di fondo



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

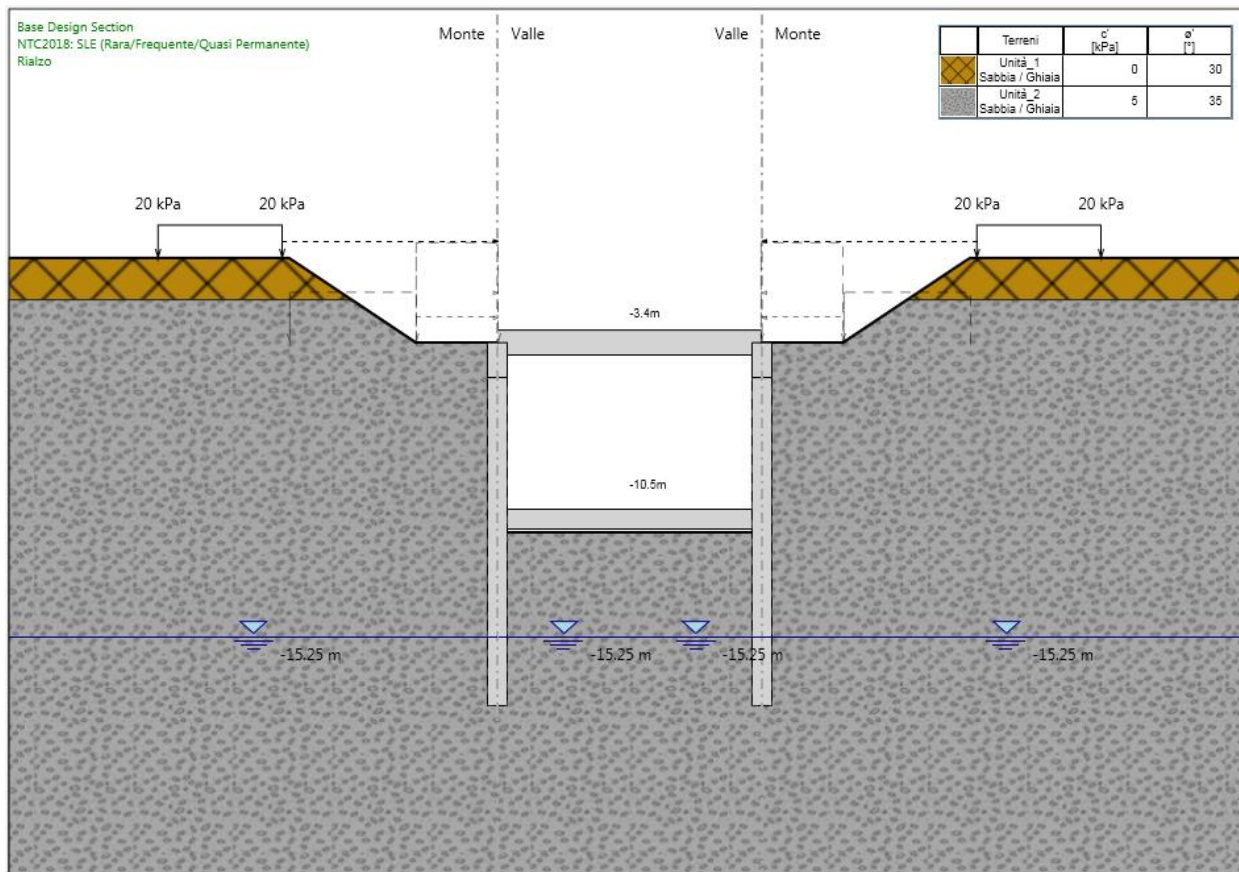


Figura 193.Fase 12: ritombamento fino alla quota di fondo scavo

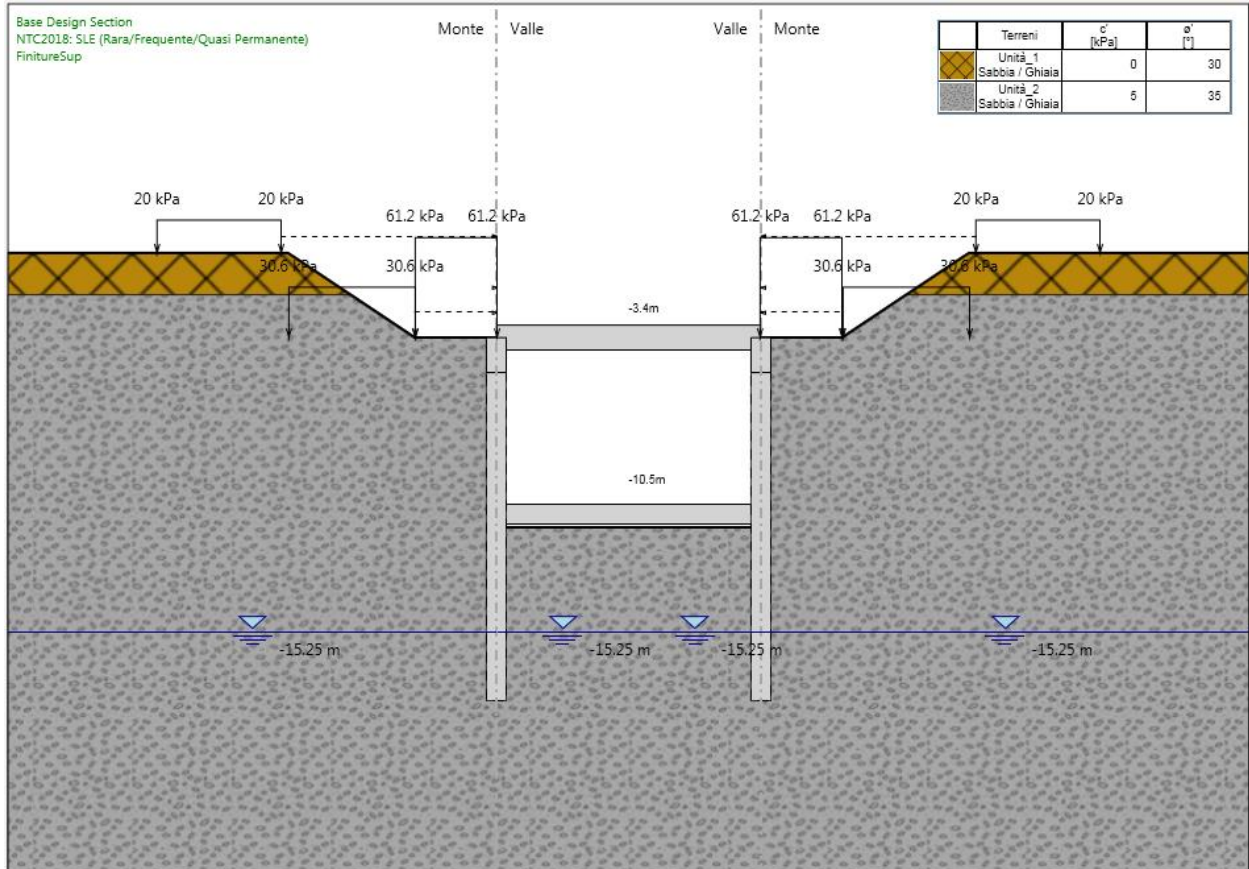


Figura 194.Fase 13: ritombamento finale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

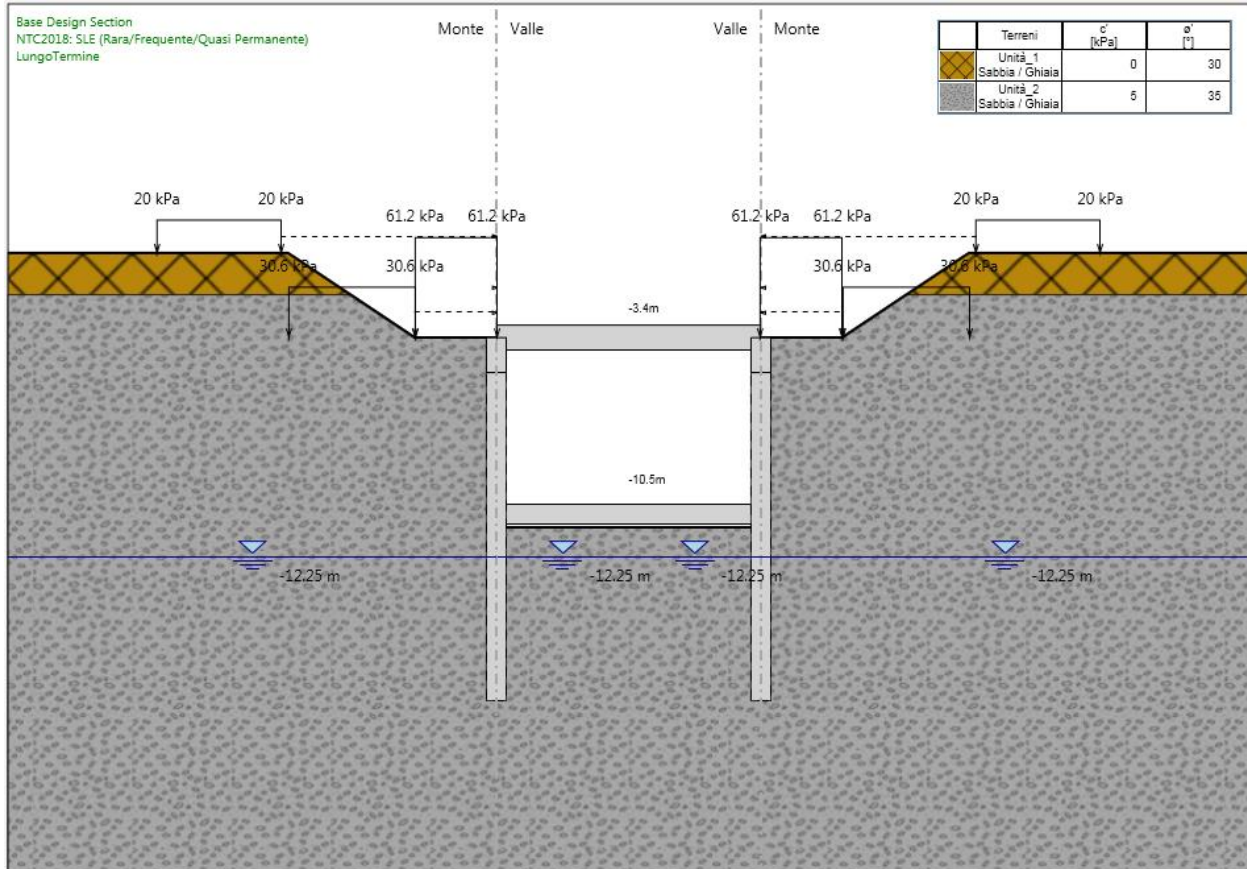


Figura 195.Fase 14: condizione di lungo termine

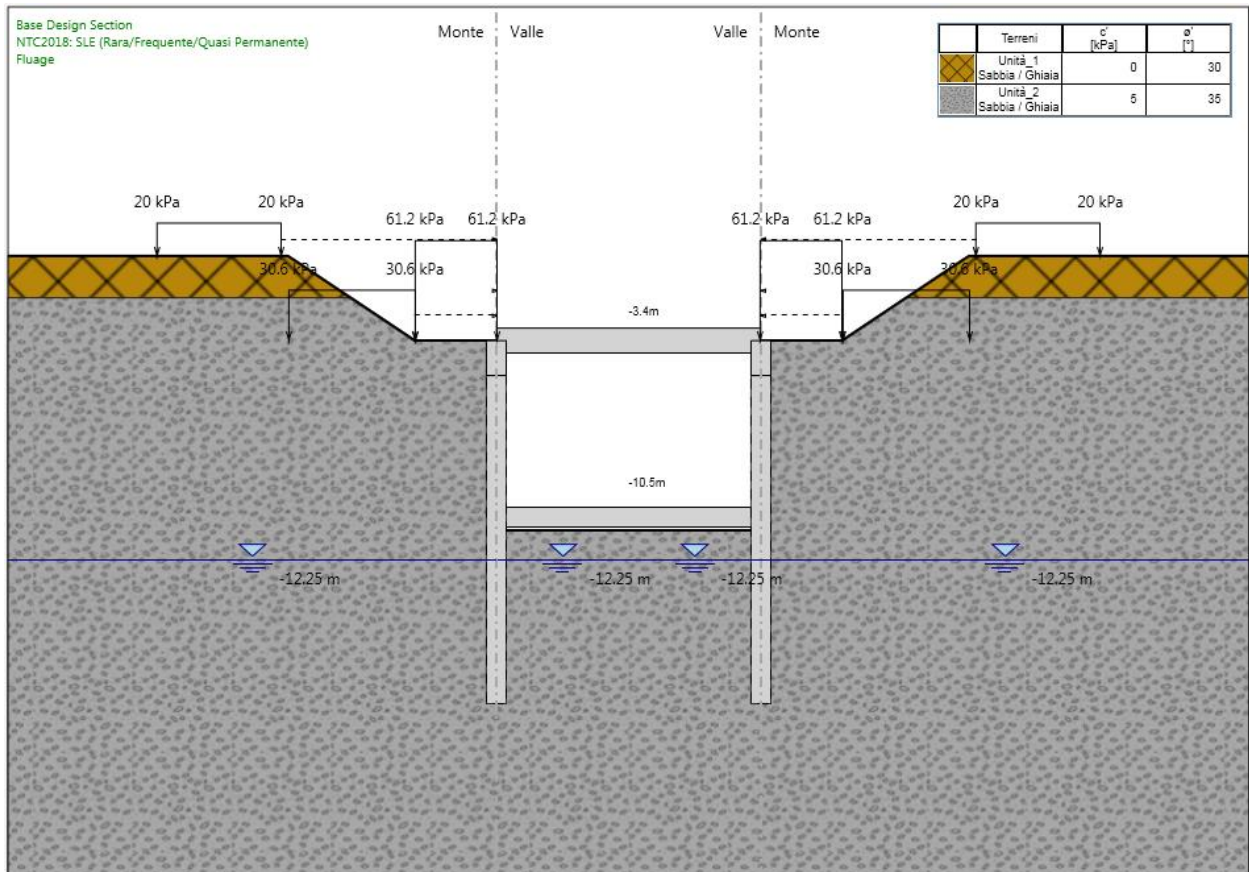


Figura 196.Fase 15 (SLE): fluage



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

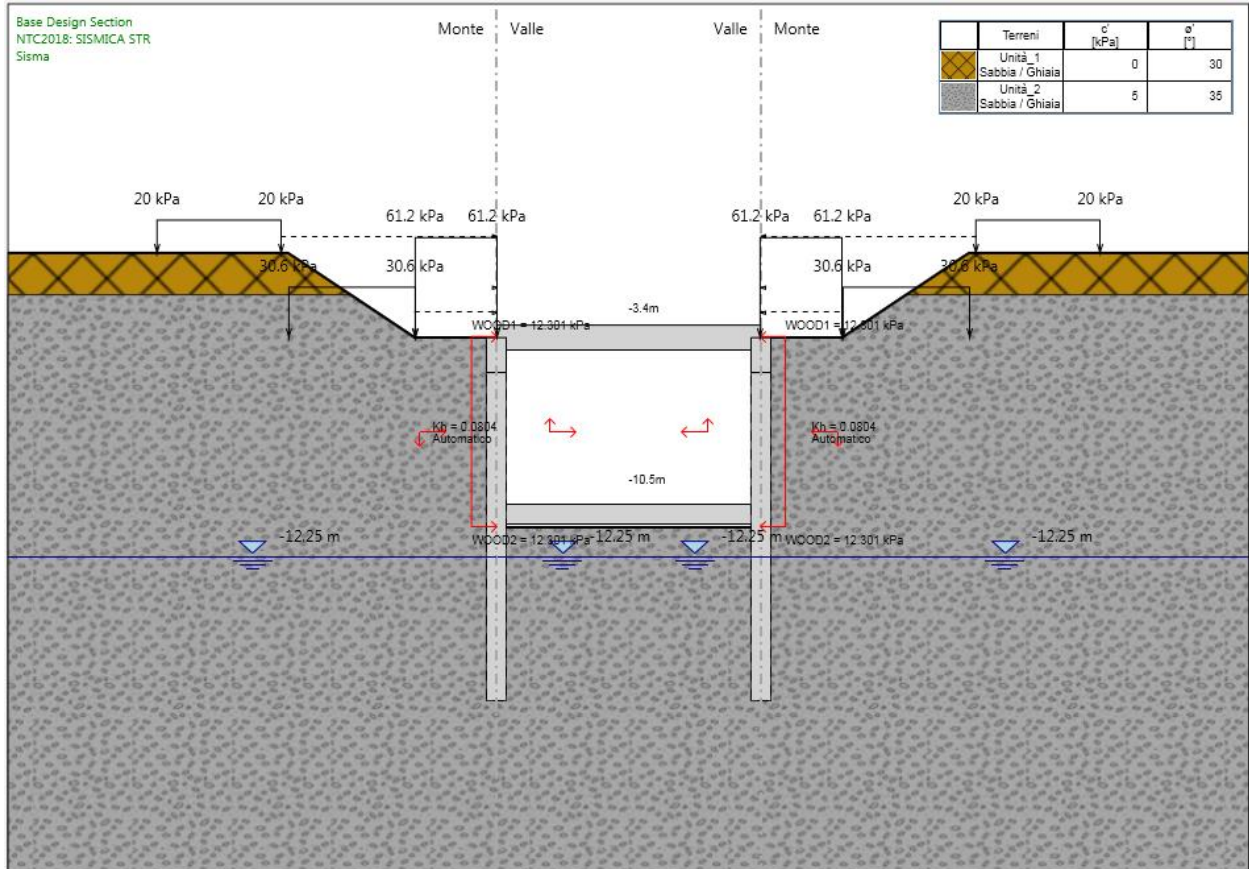



Figura 197.Fase 15 (SLV): condizione sismica

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta: Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale 1 Rebaudengo-Bologna
Galleria artificiale Galleria di linea – Relazione di calcolo	3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

20. ALLEGATO 2: FASI DI CALCOLO BERLINESE PROVISIONALE

Si riassumono brevemente le fasi di calcolo impiegate per le analisi numeriche:

- **Fase 1:** condizione geostatica (2.80 m di terreno superficiale sovrastante l'unità 2 principale e quota falda a -15.25 m da quota stradale – falda di progetto a breve termine);
- **Fase 2:** realizzazione doppia berlinese di micropali e applicazione di un carico stradale pari a 20 kPa;
- **Fase 3:** realizzazione dei micropali a cavalletto;
- **Fase 4:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -1.0 m dal piano stradale;
- **Fase 5:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -2.0 m dal piano stradale;
- **Fase 6:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -3.0 m dal piano stradale;
- **Fase 7:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -4.0 m dal piano stradale;
- **Fase 8:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -5.0 m dal piano stradale;
- **Fase 9:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -6.0 m dal piano stradale;
- **Fase 10:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.0 m dal piano stradale;
- **Fase 11:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.4 m dal piano stradale (fondo scavo di progetto);
- **Fase 12:** esecuzione dello scavo fino alla quota di -7.9 m dal piano stradale (scavo effettivo e 50 cm di extra scavo come imposto dalle NTC 2018 al §6.5.2.2).



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

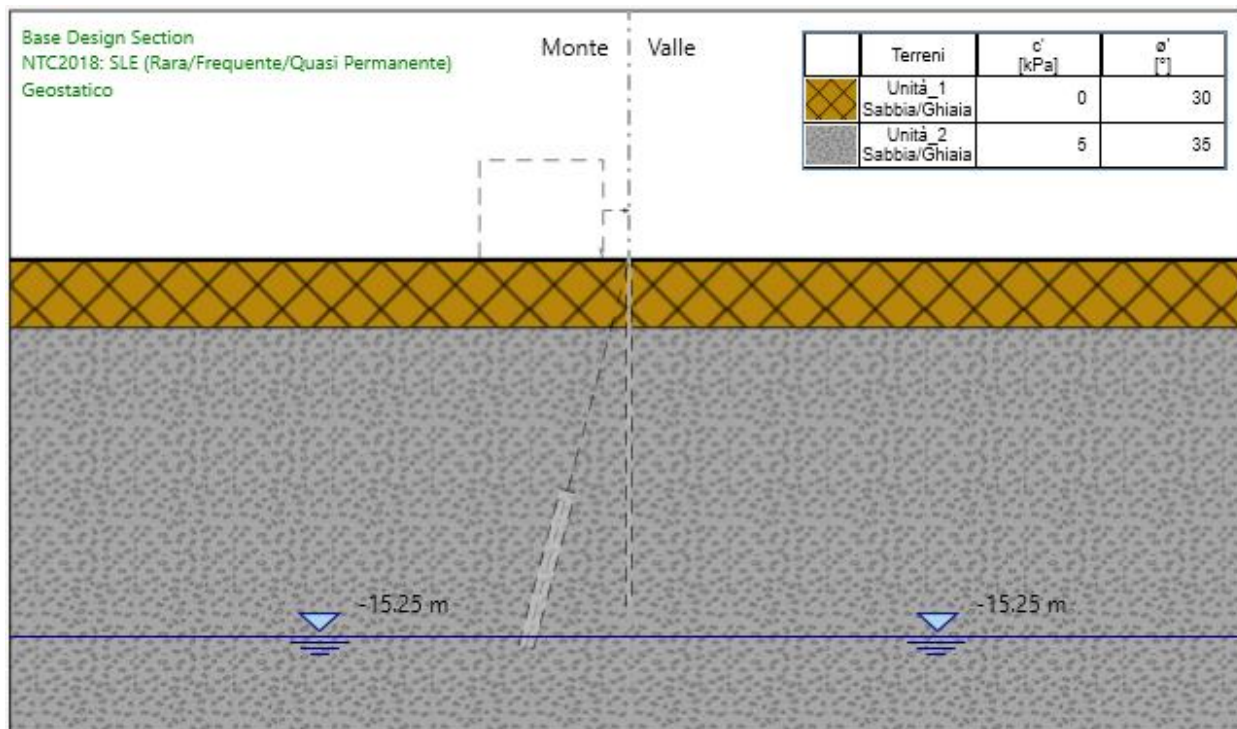


Figura 198.Fase 1: condizione geostatica

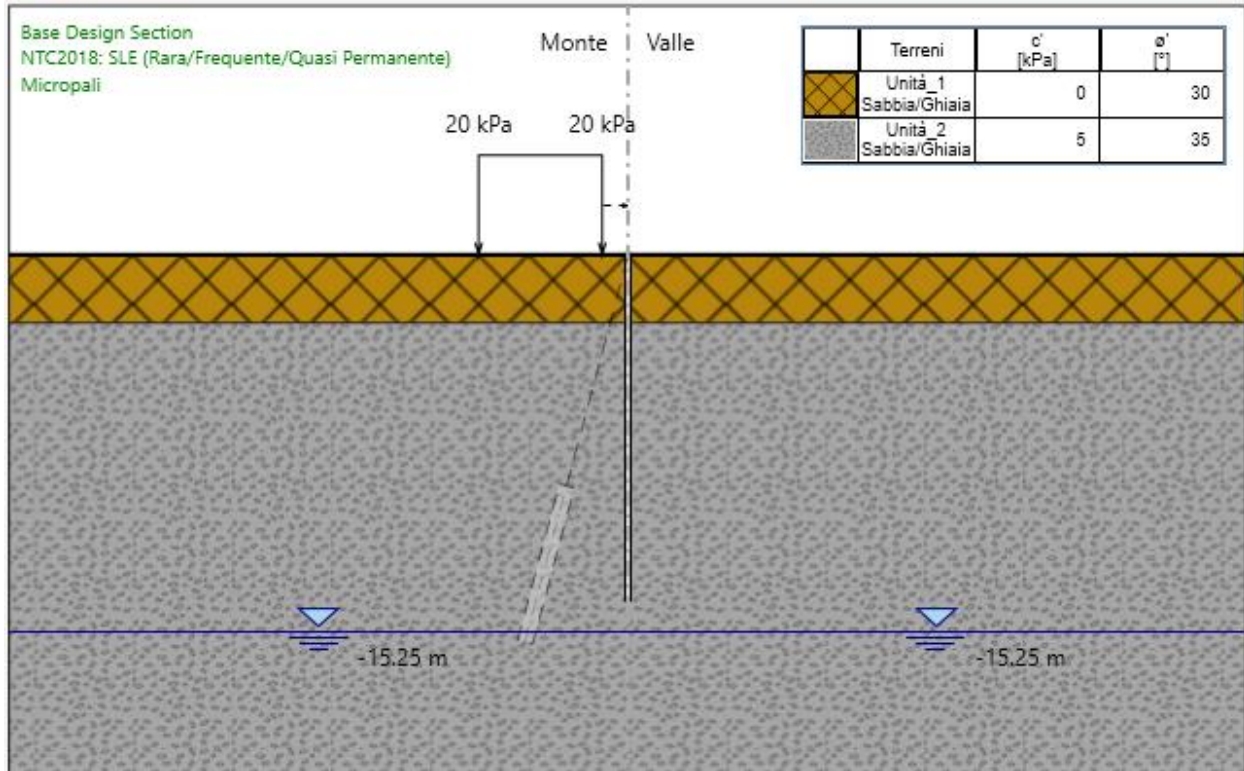


Figura 199.Fase 2: realizzazione micropali



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

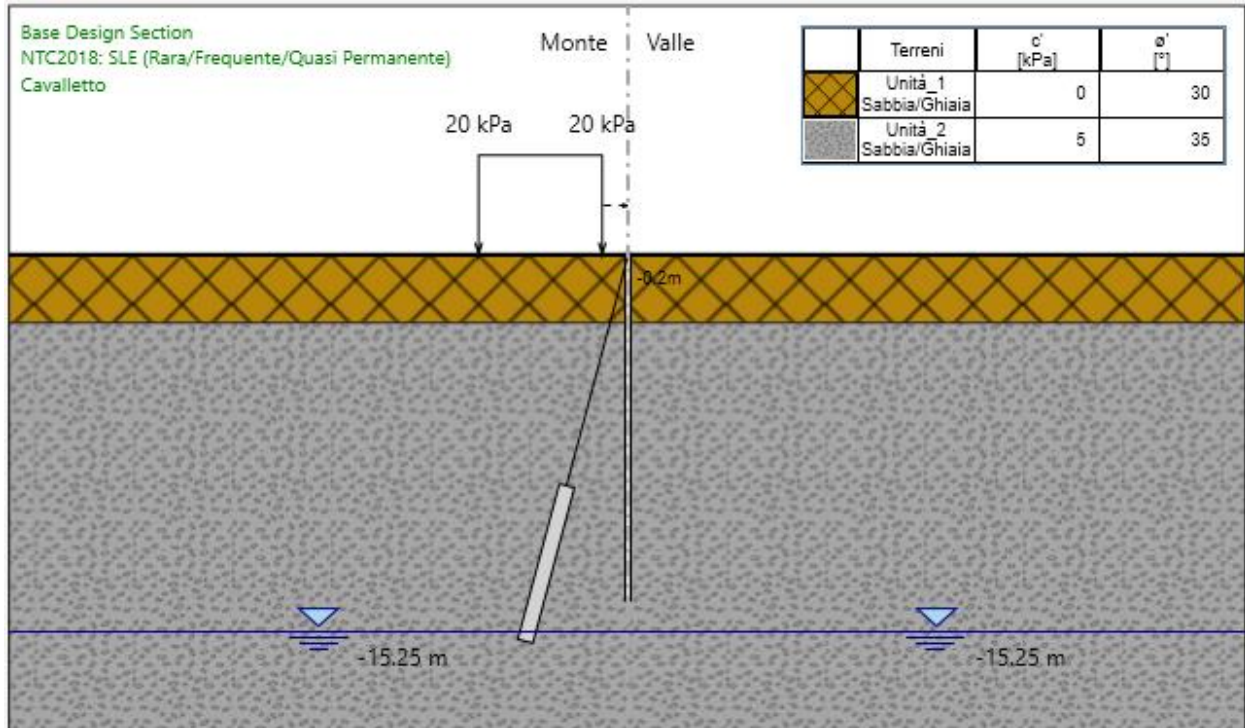


Figura 200.Fase 3: realizzazione micropali a cavalletto



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

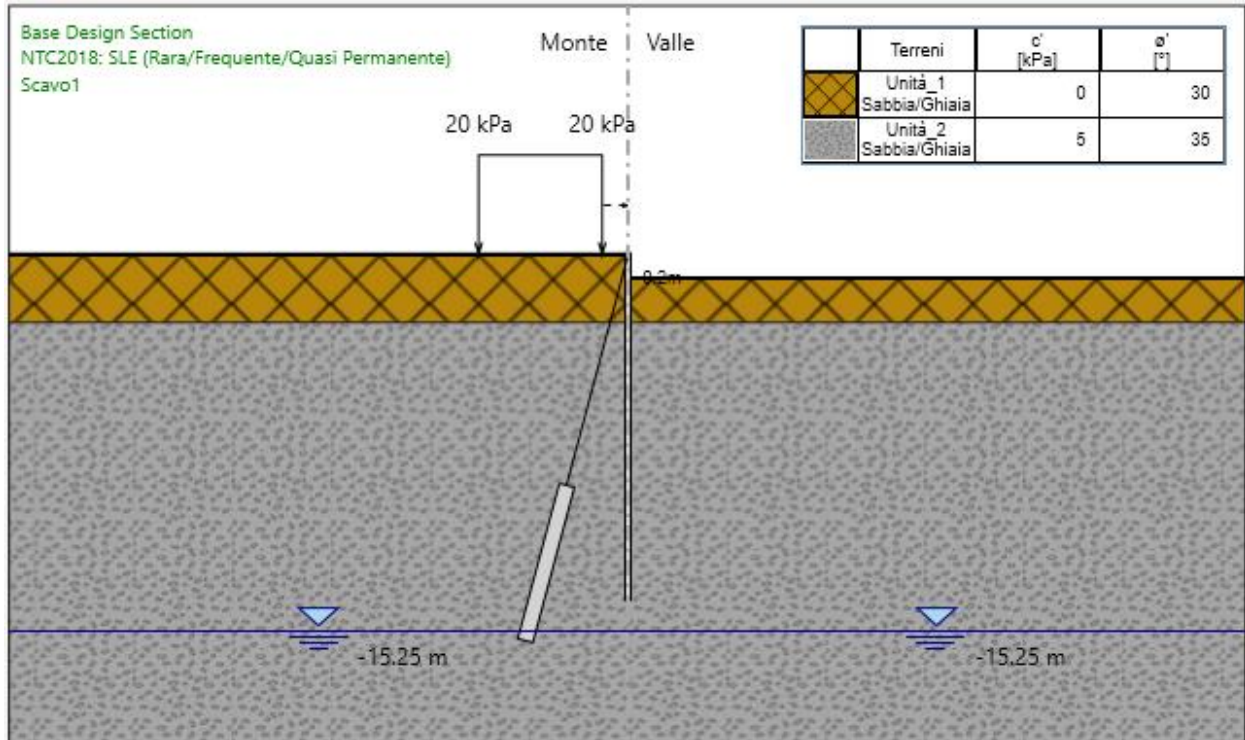


Figura 201.Fase 4: scavo fino alla quota -1 m da piano stradale

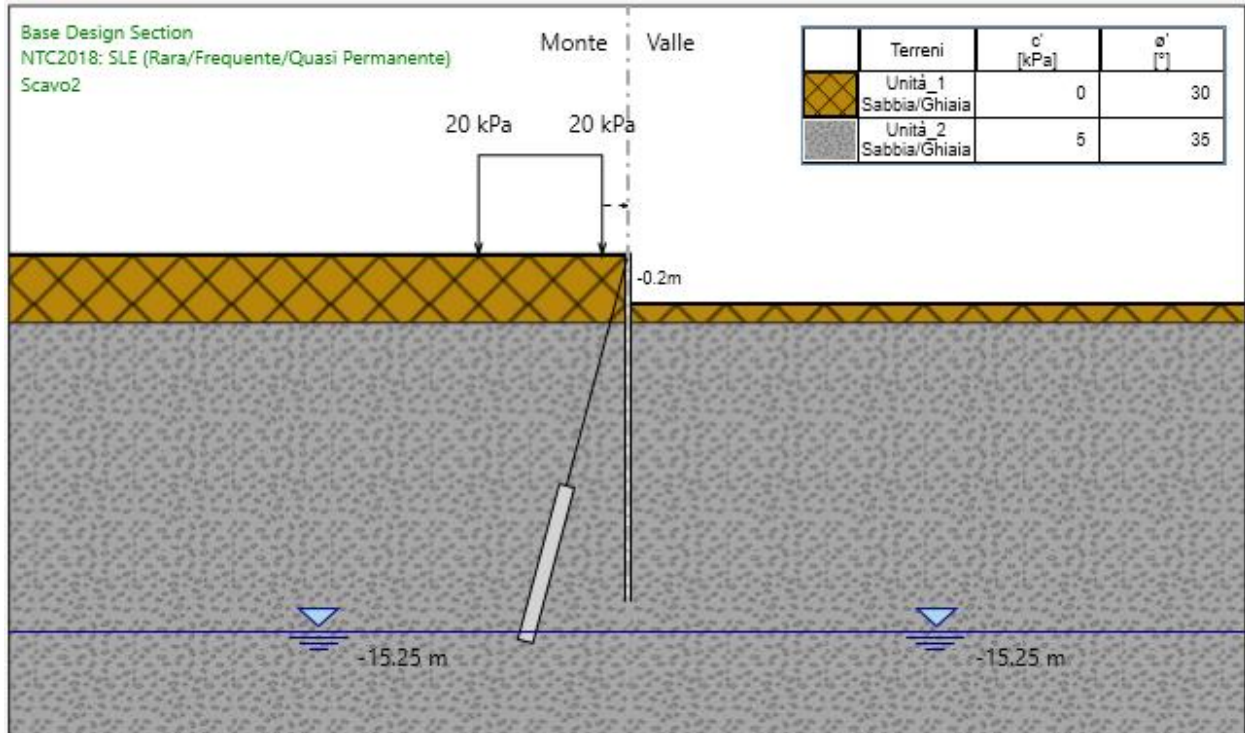


Figura 202.Fase 5: scavo fino alla quota -2 m da piano stradale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

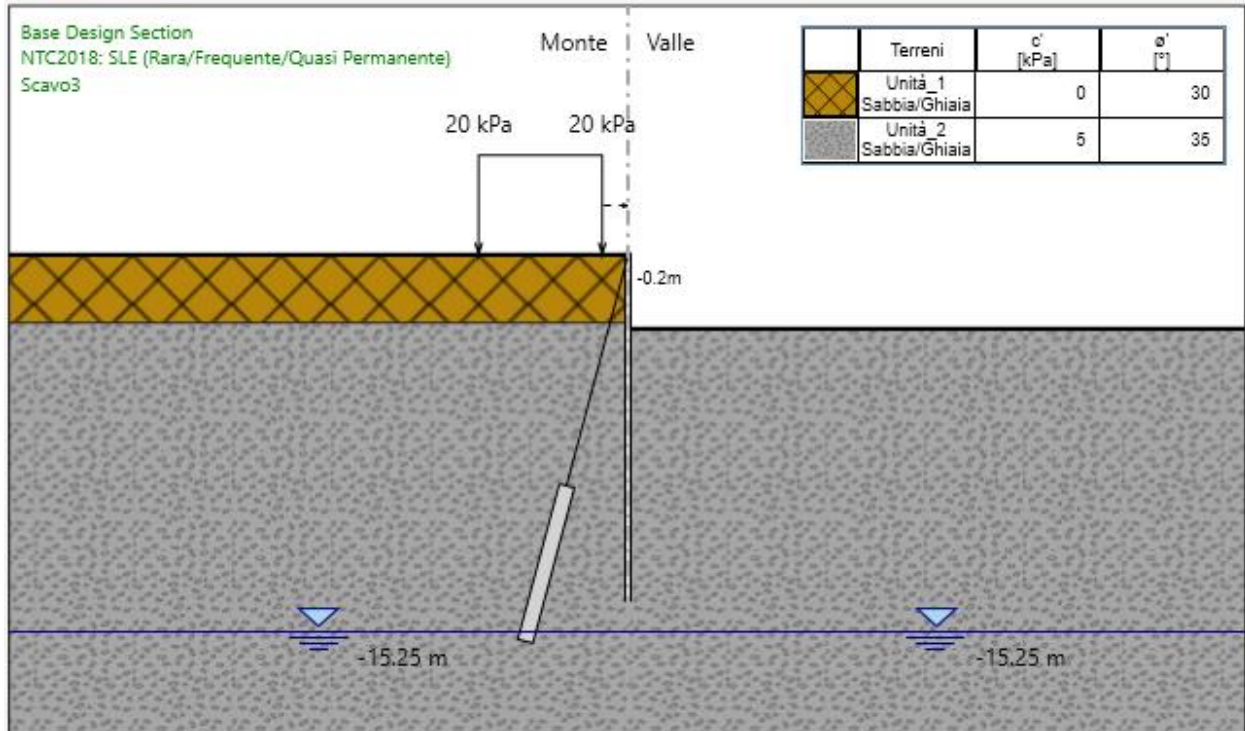


Figura 203.Fase 6: scavo fino alla quota -3 m da piano stradale

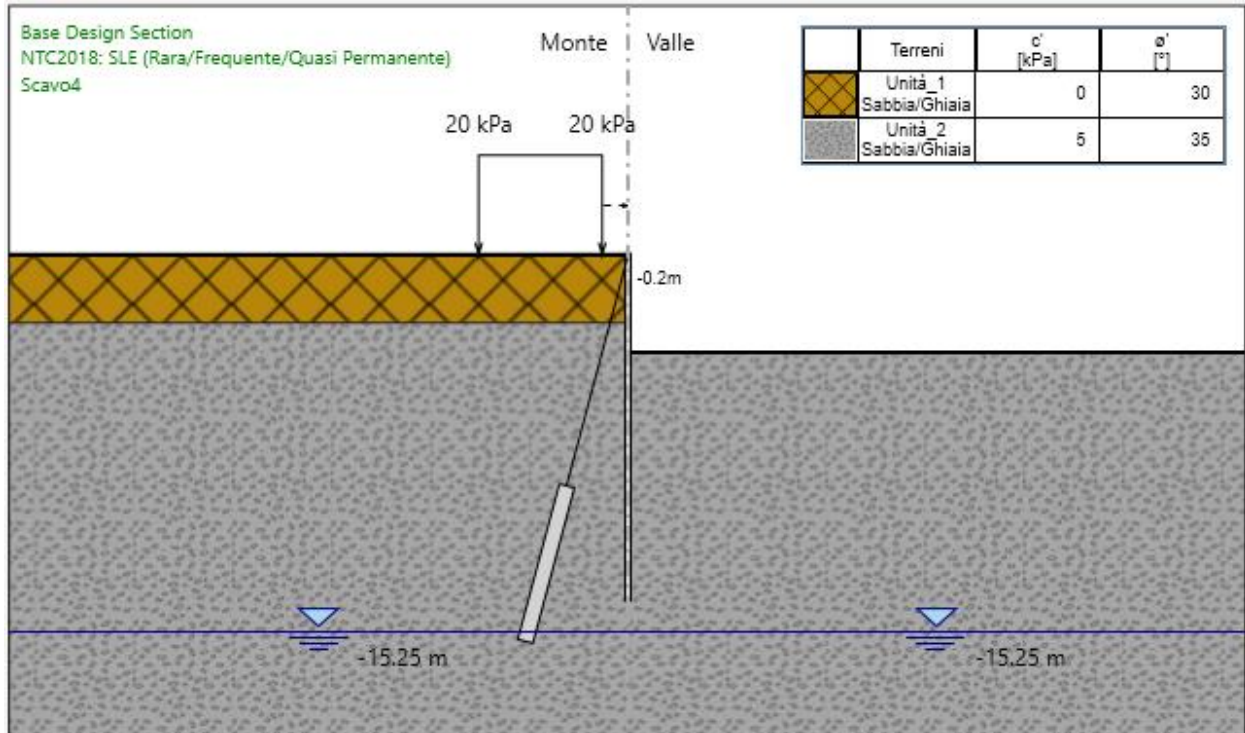


Figura 204.Fase 7: scavo fino alla quota -4 m da piano stradale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

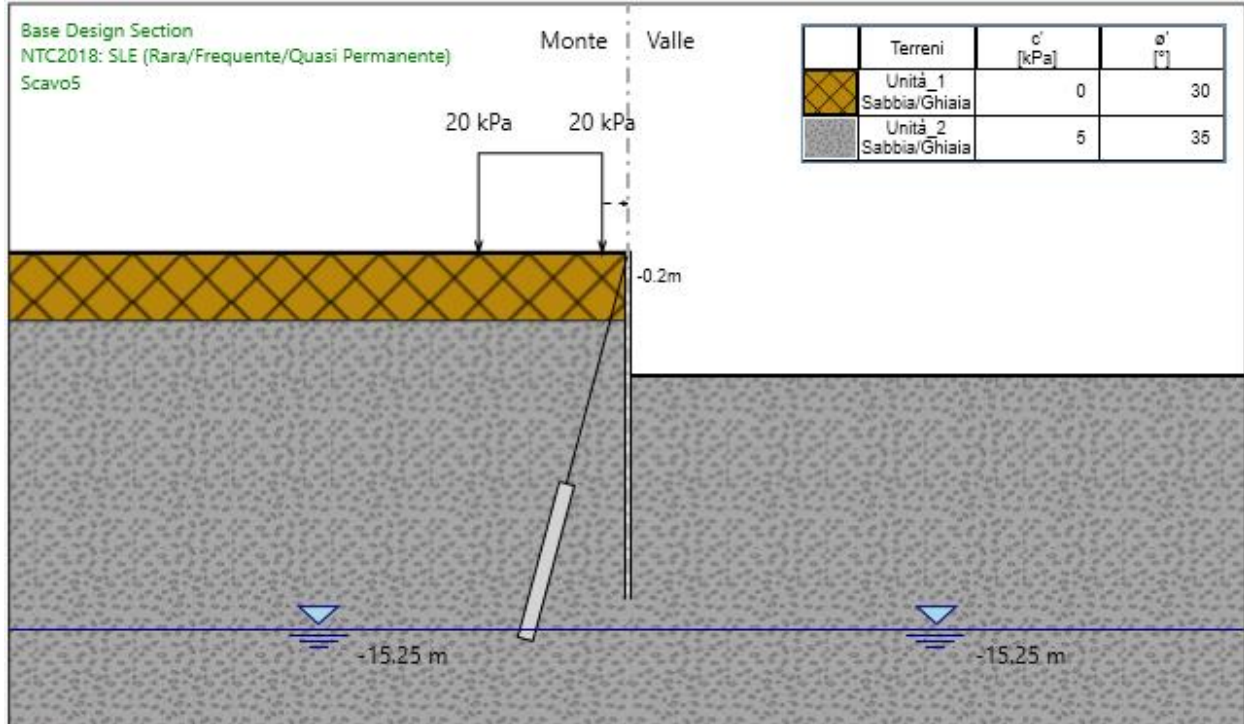


Figura 205.Fase 8: scavo fino alla quota -5 m da piano stradale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

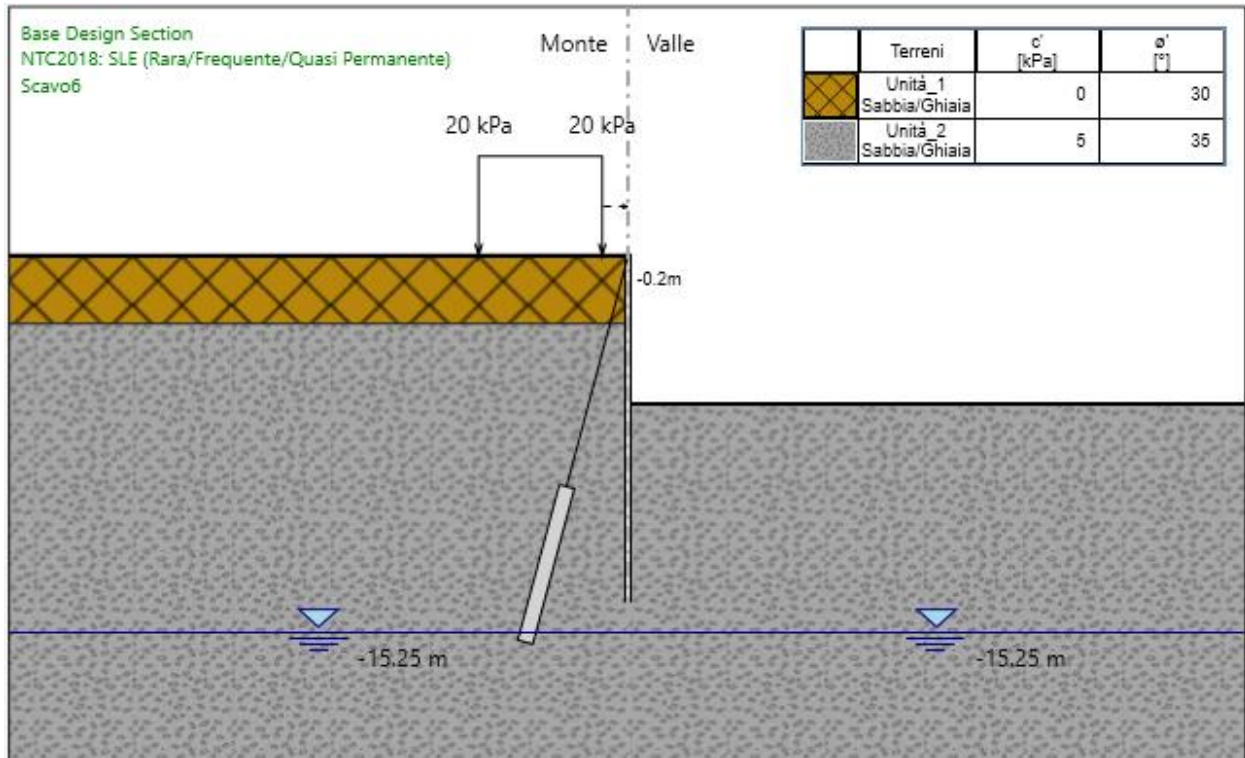


Figura 206.Fase 9: scavo fino alla quota -6 m da piano stradale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

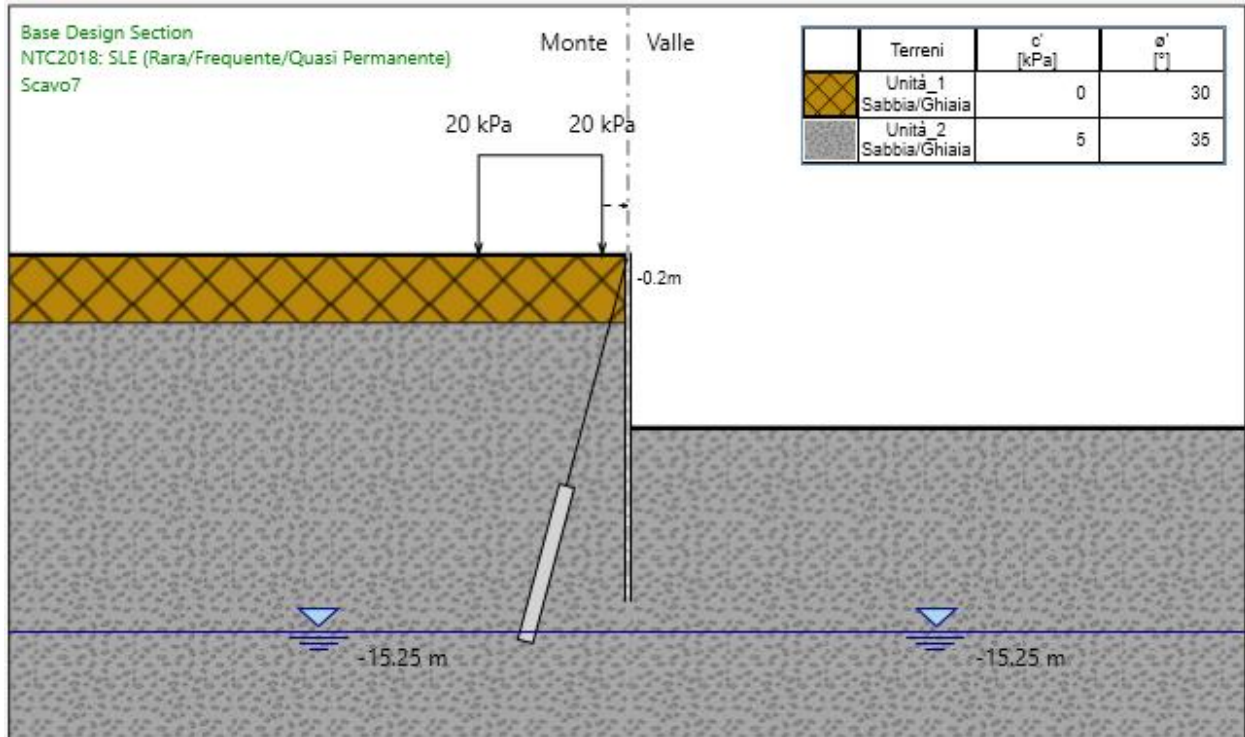


Figura 207.Fase 10: scavo fino alla quota -7 m da piano stradale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino – Linea 2 - Tratta:
Politecnico – Rebaudengo - Lotto funzionale
1 Rebaudengo-Bologna

Galleria artificiale
Galleria di linea – Relazione di calcolo

3_MTL2T1A1DSTRGA0R003-0-2.DOCX

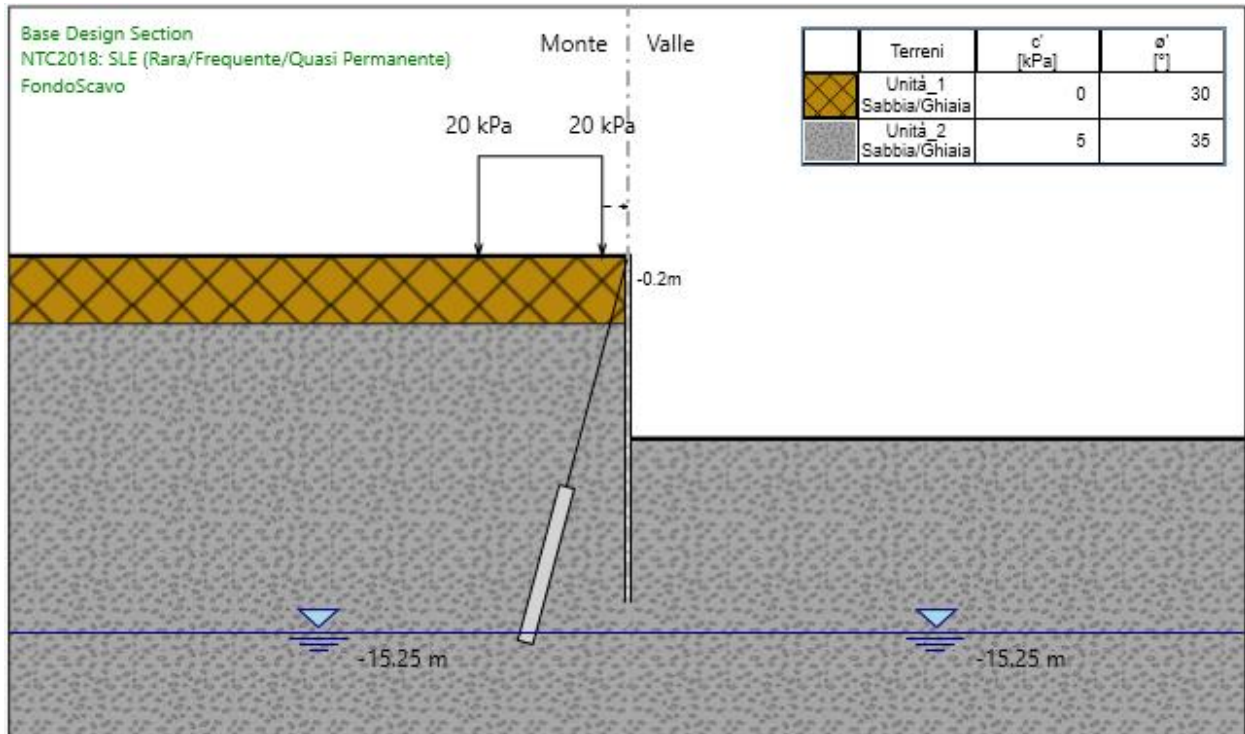


Figura 208.Fase 11: fondo scavo

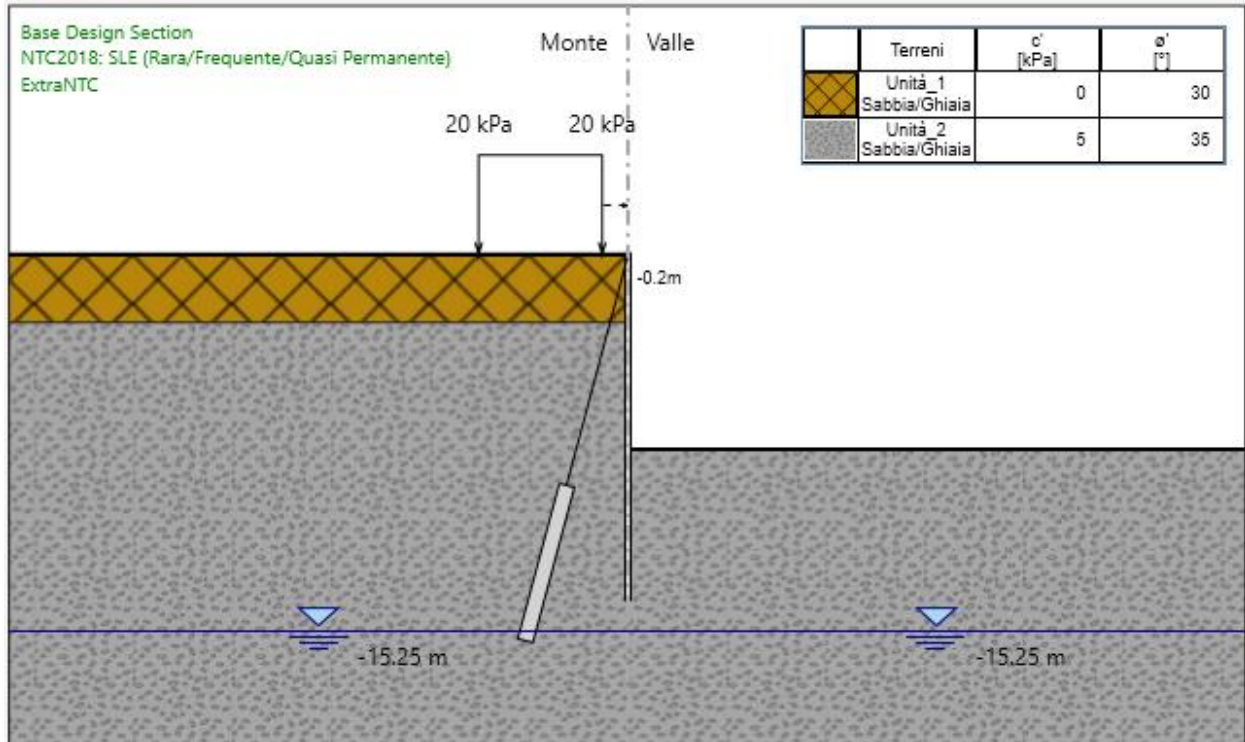


Figura 209.Fase 12: extra-scavo previsto da NTC 2018