

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

PARTE IN TERRITORIO ITALIANO – PROGETTO IN VARIANTE
(OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 235 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)

CUP C11J05000030001 – PROGETTO DEFINITIVO

TUNNEL DE BASE – TUNNEL DI BASE
SITE DE SECURITE DE CLAREA – AREA DI SICUREZZA DI CLAREA
DIMENSIONNEMENT – DIMENSIONAMENTO

NOTE DE CALCUL DU REVETEMENT DEFINITIF – RELAZIONE DI CALCOLO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0-B	2013-2014	Première diffusion / Prima emissione Révision suite aux commentaires de LTF/ Revisione a seguito dei commenti di LTF Mise au statut AP / Messa allo stato AP	F. MEMMI (AMB.) D.FLOREANI (AMB.)	M. RUSSO C. SALOT C. OGNIBENE	L.CHANTRON M. PANTALEO C. OGNIBENE
C	15.10.2016	Première diffusion PRV – révision générale des calculs / Prima emissione PRV – revisione generale dei calcoli	M. JANUTOLO (BG) C. SALOT (BG) G.QUESTI (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
D	27.01.2017	Révision suite aux commentaires de TELT/ Revisione a seguito dei commenti di TELT	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) F. REDOUTEY (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
E	24.03.2017	Révision suite aux échanges avec TELT / Revisione a seguito di condivisione commenti con TELT	M. JANUTOLO (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI

COD E DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	3	7	3	1	E
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	26	46	20	10	02
------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA



TELT sas – Savoie Technolac - Bâtiment "Homère"
13 allée du Lac de Constance – 73370 LE BOURGET DU LAC (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés – Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet
est cofinancé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	11
1.1 L'area di sicurezza di Clarea	11
1.2 Ipotesi di base	11
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	12
2.1 Quadro normativo di riferimento	12
2.2 Documenti di riferimento	12
3. FILOSOFIA DI CALCOLO.....	12
4. IPOTESI GENERALI DI DIMENSIONAMENTO DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI. 13	
4.1 Dati geometrici delle sezioni di calcolo.....	13
4.2 Geologia e geomeccanica	20
4.3 Modello di calcolo	20
4.4 Caratteristiche dei materiali utilizzate per il calcolo	20
4.5 Carichi.....	20
4.5.1 Peso proprio	20
4.5.2 Carichi provenienti dall'ammasso roccioso	21
4.5.3 Carichi dovuti all'acqua.....	22
4.5.4 Carichi concentrati	23
4.5.5 Pressione dovuta al passaggio del treno.....	23
4.6 Combinazioni dei carichi	23
5. VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI.....	25
5.1 Sezione A-A.....	25
5.1.1 Modello	25
5.1.2 Sezione tipo S1, GSI=65	26
5.1.3 Sezione tipo S2, GSI=60.....	30
5.1.4 Sezione tipo S3, GSI equivalente = 41	34
5.1.5 Sezione tipo S4, GSI=65, multilaminare	37
5.2 Sezione B-B	40
5.2.1 Modello	40
5.2.2 Sezione tipo S1, GSI=65	41
5.2.3 Sezione tipo S2, GSI=60.....	44
5.2.4 Sezione tipo S3, GSI=65, multilaminare	47
5.2.5 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare	50
5.3 Sezione E-E	54
5.3.1 Modello	54
5.3.2 Sezione tipo S1, GSI=65	55
5.3.3 Sezione tipo S2, GSI=60.....	59
5.3.4 Sezione tipo S3, GSI equivalente = 41	62
5.3.5 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare	65
5.4 Sezione H-H.....	69
5.4.1 Modello	69
5.4.2 Sezione tipo S1, GSI=65	70
5.4.3 Sezione tipo S2, GSI=60.....	73
5.4.4 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare	76

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.5	Sezione R-R	79
5.5.1	Modello	79
5.5.2	Sezione tipo S1, GSI=65	80
5.5.3	Sezione tipo S2, GSI=60	83
5.5.4	Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare	86
5.6	Sezione I-I	89
5.6.1	Modello	89
5.6.2	Sezione tipo S1, GSI=65	90
5.6.3	Sezione tipo S2, GSI=60	93
5.6.4	Sezione tipo S3, GSI equivalente = 37	96
5.6.5	Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare	99
6.	RISULTATI DELLE VERIFICHE (SEZIONI ARMATE E NON ARMATE)	102
7.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE PARTIZIONI INTERNE	103
7.1	Galleria in linea	103
7.1.1	Sistema statico	103
7.1.2	Caratteristiche della sezione	103
7.1.3	Carichi	103
7.1.4	Sforzi	105
7.1.5	Dimensionamento delle sezioni (SLU)	106
7.1.6	Verifica a SLE	107
7.1.7	Verifica a taglio	110
7.1.8	Tasso d'armatura	110
7.2	Strutture interne nella galleria intertubo con sala di accoglienza e caverna Ovest	112
7.3	Soletta tra condotto di ventilazione area di sicurezza e transito galleria intertubo	112
7.3.1	Sistema statico	112
7.3.2	Caratteristiche della sezione	112
7.3.3	Carichi	112
7.3.4	Sforzi	113
7.3.5	Dimensionamento delle sezioni (SLU)	114
7.3.6	Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)	115
7.3.7	Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)	118
7.3.8	Verifica a taglio	121
7.3.9	Tasso d'armatura	121
7.4	Soletta tra galleria intertubo e sala d'accoglienza	123
7.4.1	Sistema statico	123
7.4.2	Caratteristiche della sezione	123
7.4.3	Carichi	123
7.4.4	Dimensionamento della sezione (SLU)	125
7.4.5	Verifica a taglio	126
7.4.6	Tasso d'armatura	127
7.5	Trave che sostiene la soletta tra galleria intertubo e sala d'accoglienza	128
7.5.1	Sistema statico	128
7.5.2	Caratteristiche della sezione	128
7.5.3	Carichi	128
7.5.4	Sforzi	129
7.5.5	Dimensionamento della sezione (SLU)	129
7.5.6	Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)	130
7.5.7	Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)	133
7.5.8	Verifica a taglio	136

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

7.5.9	Tasso d'armatura	138
7.6	Pilastro nella sala d'accoglienza	138
7.6.1	Caratteristiche della sezione.....	138
7.6.2	Carichi e sollecitazioni.....	138
7.6.3	Dimensionamento	138
7.7	Strutture interne nella caverna tecnica.....	139
7.8	Solette della caverna tecnica – zone "intermedie"	140
7.8.1	Sistema statico	140
7.8.2	Caratteristiche della sezione.....	140
7.8.3	Carichi.....	140
7.8.4	Sforzi.....	141
7.8.5	Dimensionamento delle sezioni (SLU).....	141
7.8.6	Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2).....	143
7.8.7	Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)	146
7.8.8	Verifica a taglio.....	149
7.8.9	Tasso d'armatura	149
7.9	Travi della caverna tecnica – zone "intermedie"	151
7.9.1	Schema statico	151
7.9.2	Caratteristiche della sezione.....	151
7.9.3	Carichi.....	151
7.9.4	Sforzi.....	152
7.9.5	Dimensionamento delle sezioni (SLU).....	153
7.9.6	Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2).....	154
7.9.7	Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)	157
7.9.8	Verifica a taglio.....	159
7.9.9	Tasso d'armatura	162
7.10	Soletta tra condotto di ventilazione tunnel e condotto di ventilazione aria fresca	162
7.10.1	Schema statico	162
7.10.2	Caratteristiche della sezione	162
7.10.3	Carichi	162
7.10.4	Sforzi	163
7.10.5	Dimensionamento della sezione (SLU).....	164
7.10.6	Verifica a SLE	165
7.10.7	Verifica a taglio	168
7.10.8	Tasso d'armatura	170
7.11	Setti di separazione nella caverna tecnica	170
7.11.1	Caratteristiche della sezione	170
7.11.2	Carichi	170
7.11.3	Dimensionamento della sezione	170
7.12	Fondazione dei setti della caverna tecnica.....	171
8.	MESSA A TERRA ELETTRICA	172
9.	CONCLUSIONE	172
ALLEGATO 1: SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI CON ARMATURE NECESSARIE.....		174
ALLEGATO 2: CALCOLO DEI RIVESTIMENTI CON MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE INTERNE.....		175

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Sezione di carpenteria della caverna tecnica (sez. B-B, doc. [12])	14
Figura 2: Sezione di carpenteria della galleria in linea con marciapiede (sez. A-A, doc. [10])	15
Figura 3: Sezione di carpenteria della caverna Ovest (sez. E-E, doc. [15]).....	16
Figura 4: Sezione di carpenteria del serbatoio di raccolta Est (sez. H-H, doc. [18]).....	17
Figura 5: Sezione di carpenteria della galleria logistica (sez. R-R, doc. [22]).....	18
Figura 6: Sezione di carpenteria del serbatoio di raccolta Ovest (sez. I-I, doc. [19]).....	19
Figura 7: Pressione dell'acqua ammessa nei calcoli, sezione H-H.....	22
Figura 8: Pressione dell'acqua ammessa nei calcoli, sezione I-I.....	23
Figura 9: Modello 2D del rivestimento definitivo	25
Figura 10: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1	26
Figura 11: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1.....	27
Figura 12: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1	27
Figura 13: Diagramma d'interazione M-N	28
Figura 14: Schema per il calcolo della sollecitazione al taglio	29
Figura 15: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2	30
Figura 16: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2.....	31
Figura 17: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2.....	31
Figura 18: Diagramma d'interazione M-N	32
Figura 19: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3	34
Figura 20: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3.....	35
Figura 21: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3	35
Figura 22: Diagramma d'interazione M-N	36
Figura 23: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4	37
Figura 24: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4.....	38
Figura 25: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4	38
Figura 26: Diagramma d'interazione M-N	39
Figura 27: Modello 2D del rivestimento definitivo	40
Figura 28: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1.....	42
Figura 29: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1	42
Figura 30: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1	42
Figura 31: Diagramma d'interazione M-N	43
Figura 32: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2.....	44
Figura 33: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2	45
Figura 34: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2	45
Figura 35: Diagramma d'interazione M-N	46
Figura 36: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3.....	47
Figura 37: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3	48
Figura 38: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3	48
Figura 39: Diagramma d'interazione M-N	49
Figura 40: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4.....	50
Figura 41: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4	51
Figura 42: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4	51
Figura 43: Diagramma d'interazione M-N	52
Figura 44: Diagramma d'interazione M-N della sezione armata.....	53
Figura 45: Modello 2D del rivestimento definitivo	54

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Figura 46: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1	56
Figura 47: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1.....	56
Figura 48: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1	57
Figura 49: Diagramma d'interazione M-N	58
Figura 50: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2.....	59
Figura 51: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2.....	60
Figura 52: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2.....	60
Figura 53: Diagramma d'interazione M-N	61
Figura 54: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3.....	62
Figura 55: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3.....	63
Figura 56: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3.....	63
Figura 57: Diagramma d'interazione M-N	64
Figura 58: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4.....	65
Figura 59: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4.....	66
Figura 60: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4.....	66
Figura 61: Diagramma d'interazione M-N	67
Figura 62: Diagramma d'interazione M-N	68
Figura 63: Modello 2D del rivestimento definitivo	69
Figura 64: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1	70
Figura 65: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1.....	71
Figura 66: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1	71
Figura 67: Diagramma d'interazione M-N	72
Figura 68: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2	73
Figura 69: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2.....	74
Figura 70: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2.....	74
Figura 71: Diagramma d'interazione M-N	75
Figura 72: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S4	76
Figura 73: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S4.....	77
Figura 74: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S3	77
Figura 75: Diagramma d'interazione M-N	78
Figura 76: Modello 2D del rivestimento definitivo	79
Figura 77: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1.....	80
Figura 78: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1	81
Figura 79: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1	81
Figura 80: Diagramma d'interazione M-N	82
Figura 81: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2.....	83
Figura 82: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2	84
Figura 83: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2	84
Figura 84: Diagramma d'interazione M-N	85
Figura 85: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4.....	86
Figura 86: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S4.....	87
Figura 87: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S4	87
Figura 88: Diagramma d'interazione M-N	88
Figura 89: Modello 2D del rivestimento definitivo	89
Figura 90: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1	90
Figura 91: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1.....	91
Figura 92: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1	91
Figura 93: Diagramma d'interazione M-N	92
Figura 94: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2	93
Figura 95: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2.....	94

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Figura 96: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2	94
Figura 97: Diagramma d'interazione M-N	95
Figura 98: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3	96
Figura 99: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3.....	97
Figura 100: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3	97
Figura 101: Diagramma d'interazione M-N	98
Figura 102: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4	99
Figura 103: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4.....	100
Figura 104: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4.....	100
Figura 105: Diagramma d'interazione M-N	101
Figura 106: Schema statico	103
Figura 107: Schema statico	112
Figura 108: Schema statico	123
Figura 109: Diagrammi di momento e di taglio per le 8 combinazioni considerate	124
Figura 110: Diagramma di momento nel caso 1	125
Figura 111: Diagramma di momento nel caso 2	125
Figura 112: Schema statico trave sala d'accoglienza	128
Figura 113: strutture portanti nella caverna tecnica considerate per i calcoli.....	139
Figura 114: schema statico della soletta nelle zone "intermedie" della caverna tecnica	140
Figura 115: schema statico delle travi nelle zone "intermedie" della caverna tecnica.....	151
Figura 116: schema statico della soletta tra il condotto di ventilazione tunnel ed il condotto di ventilazione aria fresca della caverna tecnica	162
Figura 117: Modello 2D del rivestimento definitivo della caverna tecnica con strutture interne	176
Figura 118: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni	177
Figura 119: Paragone del momento ottenuto nei due modelli, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni	178
Figura 120: Paragone dello sforzo di taglio ottenuto nei due modelli, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni	179
Figura 121: Momento e sforzo normale nei solai, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni	180
Figura 122: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni	181
Figura 123: Paragone del momento ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni	182
Figura 124: Paragone dello sforzo di taglio ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni	183
Figura 125: Momento e sforzo normale nei solai, con applicazione degli sforzi interni.....	184
Figura 126: Modello 2D del rivestimento della sezione E-E con la soletta superiore	185
Figura 127: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli	186
Figura 128: Paragone del momento ottenuto nei due modelli	187
Figura 129: Paragone dello sforzo di taglio ottenuto nei due modelli	188
Figura 130: Momento e sforzo normale nella soletta.....	189

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Spessori di calcolo delle sezioni di verifica	20
Tabella 2: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.....	20

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura.....	20
Tabella 4: Pressioni di contatto ammasso-rivestimento.....	21
Tabella 5: Verifica del rivestimento al taglio, sezione AA, sostegno S1.....	29
Tabella 6: Verifica del rivestimento al taglio, sezione A-A, S2.....	32
Tabella 7: Verifica del rivestimento al taglio, sezione A-A, sostegno S4.....	39
Tabella 8: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S1.....	43
Tabella 9: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S2.....	46
Tabella 10: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S3.....	49
Tabella 11: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S4.....	53
Tabella 12: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S1.....	58
Tabella 13: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S2.....	61
Tabella 14: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S3.....	64
Tabella 15: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S4.....	68
Tabella 16: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S1.....	72
Tabella 17: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S2.....	75
Tabella 18: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S4.....	78
Tabella 19: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S1.....	82
Tabella 20: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S2.....	85
Tabella 21: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S4.....	88
Tabella 22: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S1.....	92
Tabella 23: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S2.....	95
Tabella 24: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S3.....	98
Tabella 25: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S4.....	101
Tabella 26: Calcolo a SLU armature superiori.....	106
Tabella 27: Calcolo a SLU armature inferiori.....	107
Tabella 28: Ipotesi di calcolo per la verifica delle tensioni di esercizio.....	108
Tabella 29: Verifica delle tensioni di esercizio (SLE).....	108
Tabella 30: Verifica della fessurazione.....	109
Tabella 31: Calcolo della contro-freccia (peso proprio).....	110
Tabella 32: Calcolo della freccia (azioni variabili).....	110
Tabella 33: Verifica a taglio.....	111
Tabella 34: Calcolo a SLU armature inferiori.....	114
Tabella 35: Calcolo a SLU armature superiori.....	115
Tabella 36: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio.....	116
Tabella 37: Verifica delle tensioni di esercizio.....	116
Tabella 38: Verifica a fessurazione.....	117
Tabella 39: Calcolo della freccia.....	118
Tabella 40: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio.....	119
Tabella 41: Verifica delle tensioni di esercizio.....	119
Tabella 42: Verifica a fessurazione.....	120
Tabella 43: Verifica a taglio.....	122
Tabella 44: Calcolo a SLU armature inferiori.....	126
Tabella 45: Calcolo a SLU armature superiori.....	126
Tabella 46: Verifica a taglio.....	127
Tabella 47: Calcolo a SLU armature inferiori.....	129
Tabella 48: Calcolo a SLU armature superiori.....	130
Tabella 49: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio.....	131
Tabella 50: Verifica delle tensioni di esercizio.....	131
Tabella 51: Verifica alla fessurazione.....	132
Tabella 52: Verifica a SLE – deformabilità.....	133

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Tabella 53: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio.....	134
Tabella 54: Verifica delle tensioni di esercizio.....	134
Tabella 55: Verifica a fessurazione.....	135
Tabella 56: Verifica a taglio.....	137
Tabella 57: Calcolo a SLU armature inferiori.....	142
Tabella 58: Calcolo a SLU armature superiori.....	143
Tabella 59: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio.....	143
Tabella 60: Verifica a SLE – tensioni di esercizio.....	144
Tabella 61: Verifica a fessurazione.....	145
Tabella 62: Verifica a SLE – deformabilità.....	146
Tabella 63: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio.....	147
Tabella 64: Verifica a SLE – tensioni di esercizio.....	147
Tabella 65: Verifica a fessurazione.....	148
Tabella 66: Verifica a taglio.....	150
Tabella 67: Verifica a SLU - mezzeria.....	153
Tabella 68: Verifica a SLU – estremità.....	154
Tabella 69: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio.....	155
Tabella 70: verifica a SLE.....	155
Tabella 71: verifica a fessurazione.....	156
Tabella 72: verifica della freccia.....	157
Tabella 73: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio.....	158
Tabella 74: Verifica a SLE – tensioni di esercizio.....	158
Tabella 75: verifica a fessurazione.....	159
Tabella 76: Verifica a taglio.....	161
Tabella 77: Verifica a SLU - mezzeria.....	165
Tabella 78: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio.....	165
Tabella 79: verifica a SLE.....	166
Tabella 80: verifica a fessurazione.....	167
Tabella 81: Verifica della freccia.....	168
Tabella 82: Verifica a taglio.....	169
Tabella 83: Verifica a pressoflessione del setto.....	171
Tabella 84: Riassunto delle sollecitazioni, delle resistenze e dei fattori di sicurezza per le sezioni analizzate per le verifiche statiche.....	173

RESUME / RIASSUNTO

La présente note contient la vérification du revêtement définitif prévu pour les profils types de creusement du site de sécurité de Clarea et la détermination du taux d'armature nécessaire pour les structures intérieures des différents ouvrages.

Dans l'optique d'une rationalisation des calculs, sur la base de la forme et de la dimension des sections, conformément au calcul des soutènements (cfr. PRV_C3A_3730_26-46-20), les vérifications ont été effectuées pour les coupes suivantes: A-A, B-B, E-E, H-H, R-R, I-I. À travers la coupe E-E, la vérification est retenue satisfaite pour les coupes C-C, D-D, F-F et G-G, tandis qu'à travers la coupe I-I, la vérification est satisfaite également pour les coupes P-P et J-J. Pour les coupes de calcul les épaisseurs minimales de béton sont les suivantes: coupe A-A, E-E, R-R et H-H 50 cm, coupe B-B 80 cm, coupe I-I 30 cm.

Ce document présente les vérifications statiques. Les vérifications au feu sont contenues dans le document PRV_C3A_3699_26-46-20.

En outre, dans ce document, les principales structures à l'intérieur des galeries/cavernes ont été vérifiées: dalles, poutres, poteaux et voiles.

Les vérifications effectuées sont satisfaites et confirment les prévisions de projet.

Scopo della presente relazione è la verifica del rivestimento definitivo previsto per le sezioni tipo di scavo dell'area di sicurezza di Clarea e la determinazione del tasso di armatura necessario per le partizioni interne delle varie opere.

In un'ottica di razionalizzazione dei calcoli, sulla base della forma e delle dimensioni delle sezioni, conformemente al calcolo dei sostegni (cfr. PRV_C3A_3730_26-46-20), si sono effettuate le verifiche per le sezioni seguenti: A-A, B-B, E-E, H-H, R-R, I-I. Mediante la sezione E-E, la verifica è ritenuta soddisfatta per le sezioni C-C, D-D, F-F e G-G, mentre mediante la sezione I-I, la verifica è soddisfatta anche per le sezioni P-P e J-J. Per le sezioni di calcolo gli spessori minimi di cls sono i seguenti: sezioni A-A, E-E, R-R e H-H 50 cm, sezione B-B 80 cm, sezione I-I 30 cm.

Questo documento presenta le verifiche statiche. Le verifiche al fuoco sono contenute nel documento PRV_C3A_3699_26-46-20.

Inoltre, in questo documento, si sono verificate le principali strutture all'interno delle gallerie/caverne: solette, travi, pilastri e setti.

Le verifiche effettuate risultano soddisfatte confermando le previsioni di progetto.

1. Introduzione

1.1 L'area di sicurezza di Clarea

Per ragioni di sicurezza lungo il Tunnel di Base (TdB) sono previste tre aree di sicurezza: La Praz, Modane e Clarea. Queste aree forniscono un accesso al Tunnel di Base sia per il soccorso che per la manutenzione. Inoltre le aree di sicurezza permettono l'accoglienza dei viaggiatori in un luogo sicuro (adibito anche alla prestazione delle prime cure). Le aree sono state progettate per la gestione degli incidenti per tutti i tipi di treno che circoleranno lungo la nuova linea Torino - Lione.

La geometria delle aree di sicurezza è funzione delle esigenze tecniche, funzionali e di sicurezza (antincendio, intervento dei mezzi di soccorso, accesso dei veicoli bimodali, ventilazione e altre installazioni). I volumi necessari per il funzionamento in fase d'esercizio sono definiti in accordo con i volumi necessari per la logistica di cantiere e la progettazione delle aree tiene conto anche del fasaggio di costruzione e delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi nell'area di progetto.

L'asse dell'area (ovvero l'asse della sala di accoglienza) è situato alla pk 52+164.5; l'area si estende per una lunghezza di circa 405 m verso Ovest e circa 435 m verso Est. La copertura varia da 1020 m a 1340 m circa.

L'interasse tra le gallerie in linea è pari a 80 m per il tratto in rettilineo. Si riduce poi nel tratto in raccordo parabolico ed è pari a 79.3 m nell'asse della caverna tecnica.

1.2 Ipotesi di base

Si elencano di seguito le ipotesi alla base della presente relazione di calcolo e le variazioni rispetto al PR:

- **Geometria:** la variante che fa seguito alla prescrizione n° 235 del CIPE porta ad un certo numero di modifiche geometriche rispetto al PR come illustrato nella relazione [7]. Tuttavia, fatta salva la leggera modifica alla galleria intertubo (e sala d'accoglienza) e l'aggiunta della galleria logistica (sezione R-R) le modifiche hanno riguardato il layout e non la forma delle sezioni.
- **Geologia e geomeccanica:** si è fatto riferimento al ritorno di esperienza del cunicolo esplorativo della Maddalena (cfr. doc. [4] e [5]), alla sezione geomeccanica dell'area di sicurezza di Clarea (cfr. doc. [6]) e all'ultima classificazione geologica e geomeccanica di PRV/PRF (cfr. doc.[1] - [3]). Secondo tali documenti l'area di sicurezza si inserisce all'interno del complesso di Clarea, costituito da micascisti e gneiss minuti. Al suo interno si possono trovare zone fratturate e alcune faglie e zone tettonizzate minori, di spessori massimi decimetrici. Generalmente queste strutture sembrano sviluppare principalmente roccia di faglia costituita da cataclaste e solo limitatamente gouge argilloso. L'ammasso roccioso mostra in generale buone caratteristiche geomeccaniche, che si traducono, secondo la classificazione di Beniaowski, nelle classi RMR II e III, con classe III prevalente. Solo in corrispondenza delle zone fratturate/di faglia si trova un RMR di classe IV. La progettazione tiene conto del ritorno di esperienza del cunicolo esplorativo della Maddalena che si trova in media a circa 45 m al di sopra dell'area di sicurezza. Si è peraltro tenuto conto nei modelli di calcolo della scistosità suborizzontale, dello stato tensionale nell'area e dei fenomeni di rilascio in calotta osservati durante lo scavo del cunicolo.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

In questo quadro generale è stata quindi effettuata la verifica del rivestimento definitivo e la determinazione del tasso di armatura necessario per le principali strutture interne dell'area di sicurezza.

2. Documenti di riferimento

2.1 Quadro normativo di riferimento

Il quadro normativo di riferimento è trattato nell'allegato 4.1 del Dossier Preliminare della Sicurezza (documento PRF_C1_0003_00-00-00_10-03).

2.2 Documenti di riferimento

Riferimento	Titolo documento	Codice documento
[1]	Profilo geomeccanico lato Italia	PRV_C3B_0103_00-03-03
[2]	Profilo geologico-geomeccanico in asse galleria	PRV_C3B_0005_26-19-01
[3]	Relazione geomeccanica di sintesi (lato Italia)	PRV_C3B_0100_00-03-03
[4]	Relazione ritorno di esperienza scavo cunicolo geognostico Maddalena	PRV_C3B_7200_26-48-01
[5]	Profilo geomeccanico as-built con applicazione delle sezioni tipo – Galleria Maddalena 1	PRV_C3B_7206_26-48-01
[6]	Sezione geomeccanica - area di sicurezza di Clarea	PRV_C3B_7205_26-48-01
[7]	Relazione tecnica	PRV_C3A_3700_26-46-10
[8]	Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni	PRV_C3A_3730_26-46-20
[9]	Relazione di calcolo al fuoco	PRV_C3A_3699_26-46-20
[10]	Galleria in linea con marciapiede – carpenteria – sezione tipo A-A	PRV_C3A_3807_26-46-22
[11]	Galleria in linea senza marciapiede – carpenteria – sezione tipo A-Abis	PRV_C3A_3808_26-46-22
[12]	Caverna tecnica – carpenteria – sezione tipo B-B	PRV_C3A_3809_26-46-22
[13]	Galleria intertubo e sala d'accoglienza – carpenteria – sezione tipo C-C	PRV_C3A_3810_26-46-22
[14]	Galleria intertubo – carpenteria – sezione tipo D-D	PRV_C3A_3812_26-46-22
[15]	Caverna Ovest – carpenteria – sezione tipo E-E	PRV_C3A_3814_26-46-22
[16]	Ramo per inserimento dei veicoli bimodali sul binario – carpenteria – sezione tipo F-F	PRV_C3A_3816_26-46-22
[17]	Ramo per inserimento dei veicoli bimodali sul binario – carpenteria – sezione tipo G-G	PRV_C3A_3818_26-46-22
[18]	Serbatoio di raccolta Est – carpenteria – sezione tipo H-H	PRV_C3A_3820_26-46-22
[19]	Serbatoio di raccolta Ovest – carpenteria – sezione tipo I-I	PRV_C3A_3821_26-46-22
[20]	Ramo di collegamento – carpenteria – sezione tipo J-J	PRV_C3A_3822_26-46-22
[21]	Sezione di giunzione – carpenteria – sezione tipo P-P	PRV_C3A_3823_26-46-22
[22]	Galleria logistica – carpenteria – sezione tipo R-R	PRV_C3A_7595_26-46-22
[23]	Progetto di tunnel – predisposizioni civili per la messa a terra elettrica ai fini della protezione contro i contatti indiretti e le correnti vaganti	PD2_C3A_1629_05-02-00

3. Filosofia di calcolo

Per la definizione delle sezioni da verificare, si è seguita la stessa filosofia di calcolo descritta nella relazione [8]. Sulla base della forma e delle dimensioni delle sezioni, le sezioni verificate sono le seguenti: A-A (appartenente alla categoria "grande"), B-B (appartenente alla categoria "medio-grande"), E-E, R-R e H-H (appartenenti alla categoria "media") e I-I (appartenenti alla categoria "piccola"). Si tratta delle stesse sezioni verificate per i sostegni provvisori. Peraltro, per le verifiche statiche descritte nella presente relazione, si utilizza lo stesso modello di calcolo.

Le verifiche del rivestimento sono state eseguite per ciascuna sezione tipo di sostegno. Per la sezione S3, si è considerato il GSI equivalente definito nel documento [8].

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

La verifica del rivestimento definitivo si effettua in un primo momento per la sezione non armata. Nel caso in cui essa non fosse sufficiente si passa poi al calcolo dell'armatura necessaria. Si considerano le norme/raccomandazioni seguenti:

- Analisi della sezione non armata: raccomandazioni AFTES GT7 ("L'utilisation du béton non armé en tunnel) e AFTES GT29 ("Compatibilité des recommandations AFTES relatives au revêtement des tunnels en béton avec les Eurocodes")
- Analisi della sezione armata: Eurocodice 2 EN 1992-1-1

Si eseguono successivamente le verifiche al fuoco (oggetto del documento [9]), considerando le armature ottenute dalle verifiche statiche quando presenti.

Per ogni sezione si presenta una tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche svolte, in particolare in merito alla necessità o meno di armatura, alle armature considerate nei calcoli ed al tasso d'armatura risultante.

Per la determinazione del tasso di armatura necessario per le principali strutture interne (solette, travi, setti, pilastri), si sono considerati gli schemi statici effettivi di progetto e i carichi legati agli aspetti funzionali delle strutture oggetto della verifica (pesi dei veicoli bimodali, carichi dovuti all'attivazione dei sistemi di ventilazione forzata, pressione dovuta al passaggio del treno ecc..).

4. Ipotesi generali di dimensionamento dei rivestimenti definitivi

4.1 Dati geometrici delle sezioni di calcolo

Nelle figure seguenti si riportano le caratteristiche geometriche delle sezioni oggetto delle verifiche, appartenenti alle rispettive categorie descritte nel documento [8].

Sezione "grande" B-B (Caverna Tecnica)

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

e type B-B / Caverna tecnica - sezione tipo B-B
 en A3) / Scala 1:50 in A1 (1:100 in A3)

COFFRAGE - COUPE TYPE B-B, 1:50
 PENTERIA - SEZIONE TIPO B-B, 1:50

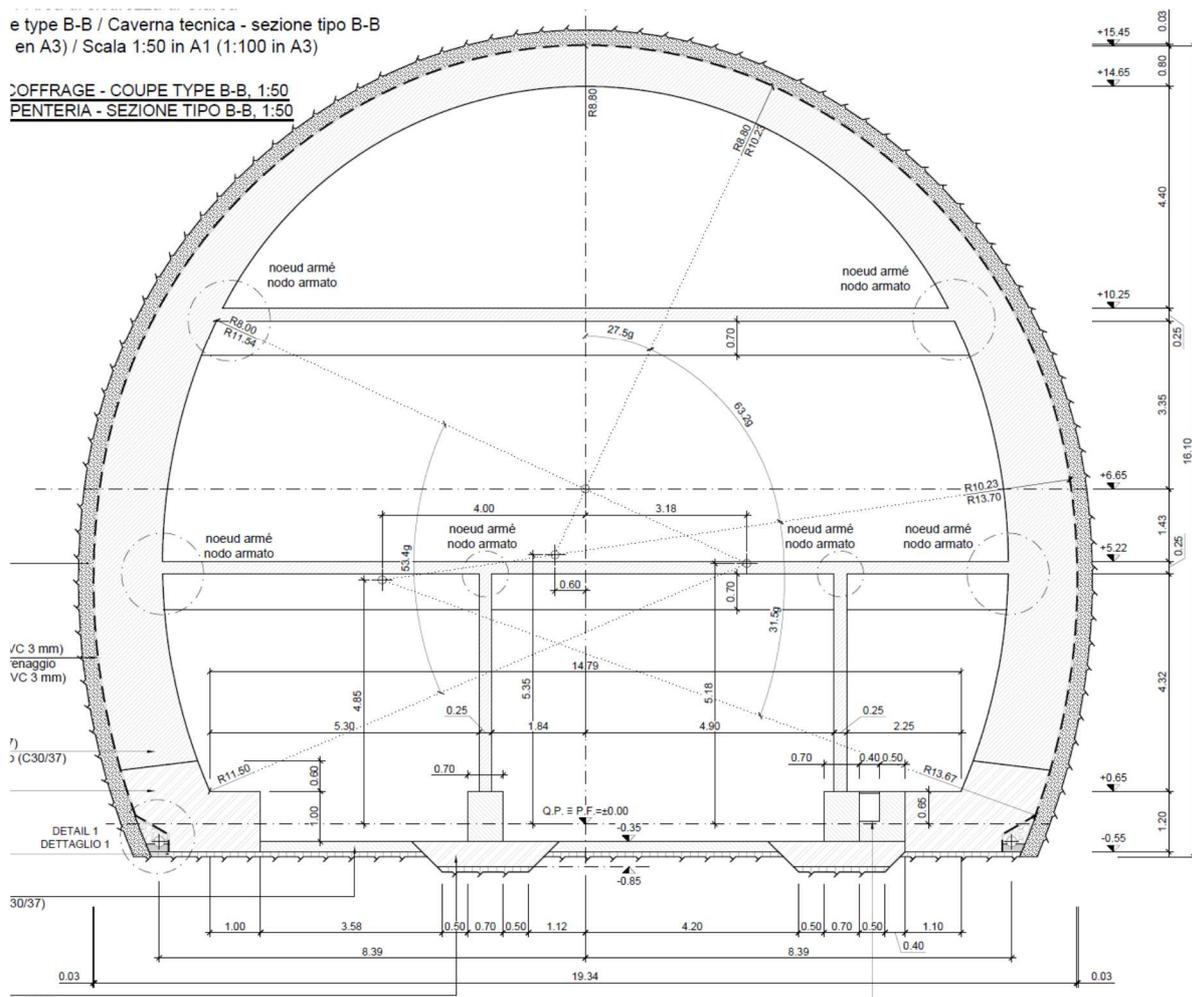


Figura 1: Sezione di carpenteria della caverna tecnica (sez. B-B, doc. [12])

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione "medio-grande" A-A (Galleria in linea)

Sezione tipo A-A

1:50 in A1 (1:100 in A3)

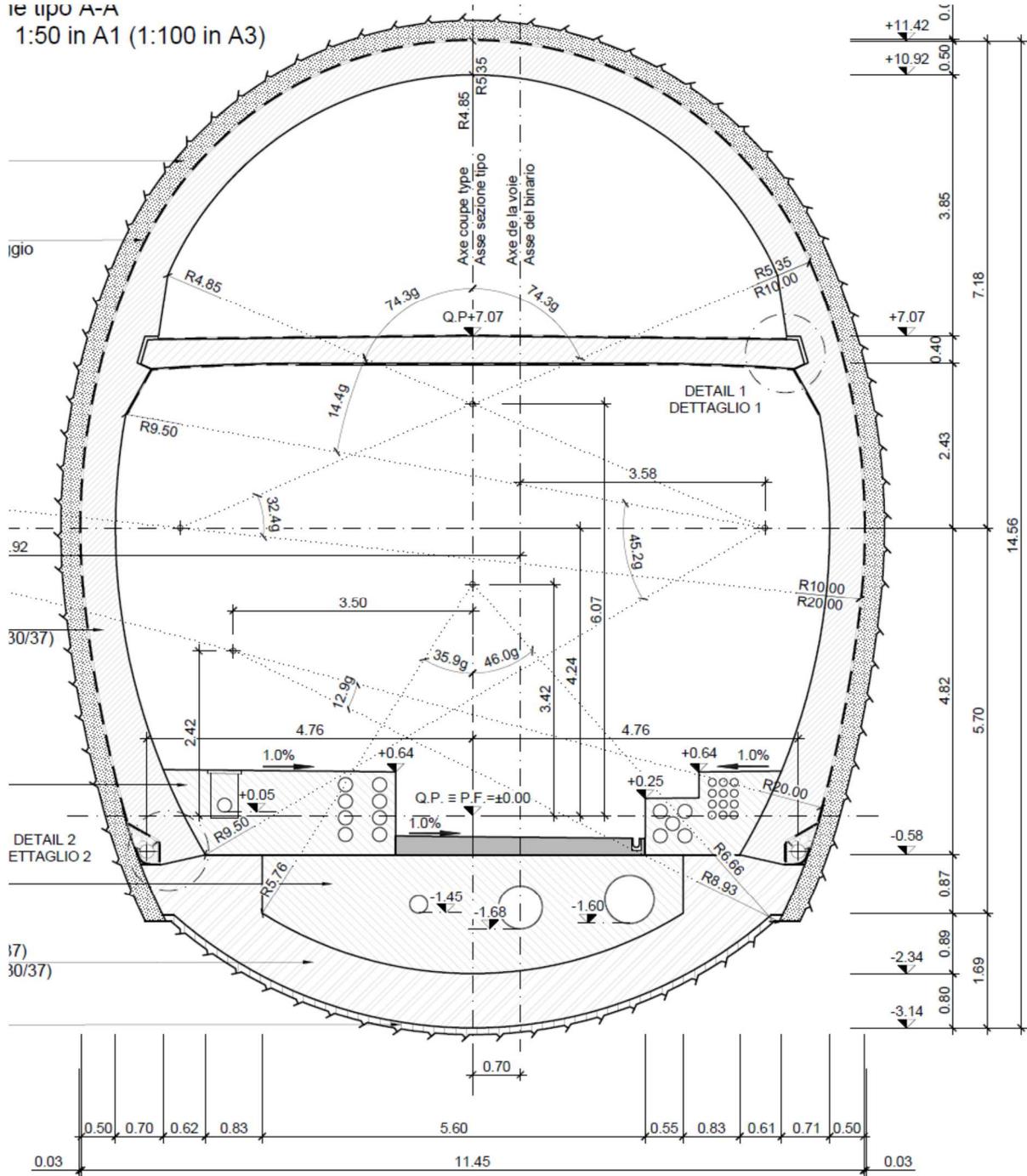


Figura 2: Sezione di carpenteria della galleria in linea con marciapiede (sez. A-A, doc. [10])

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione "media" E-E (Caverna Ovest)

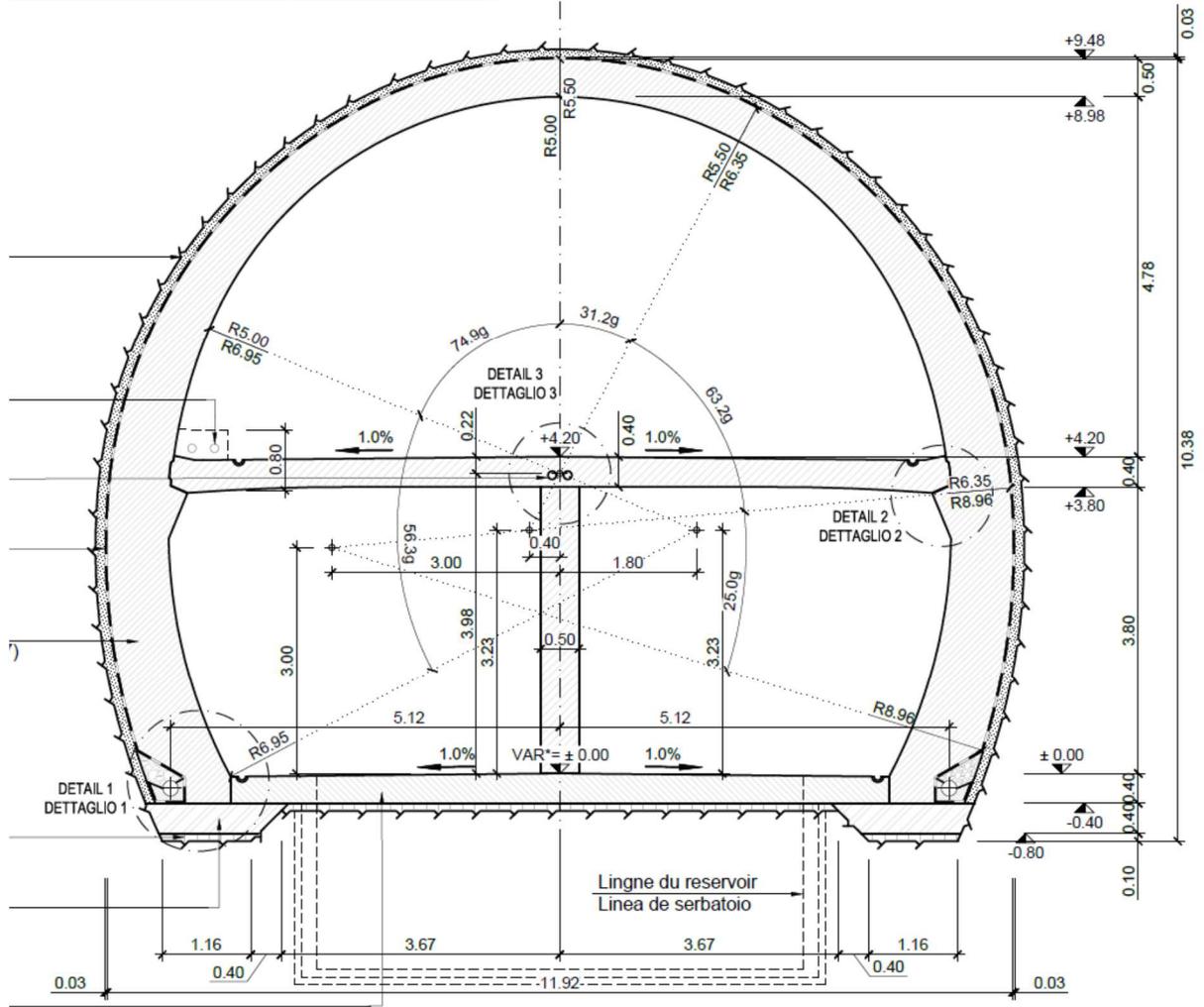


Figura 3: Sezione di carpenteria della caverna Ovest (sez. E-E, doc. [15])

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione "media" H-H (Serbatoio di raccolta Est)

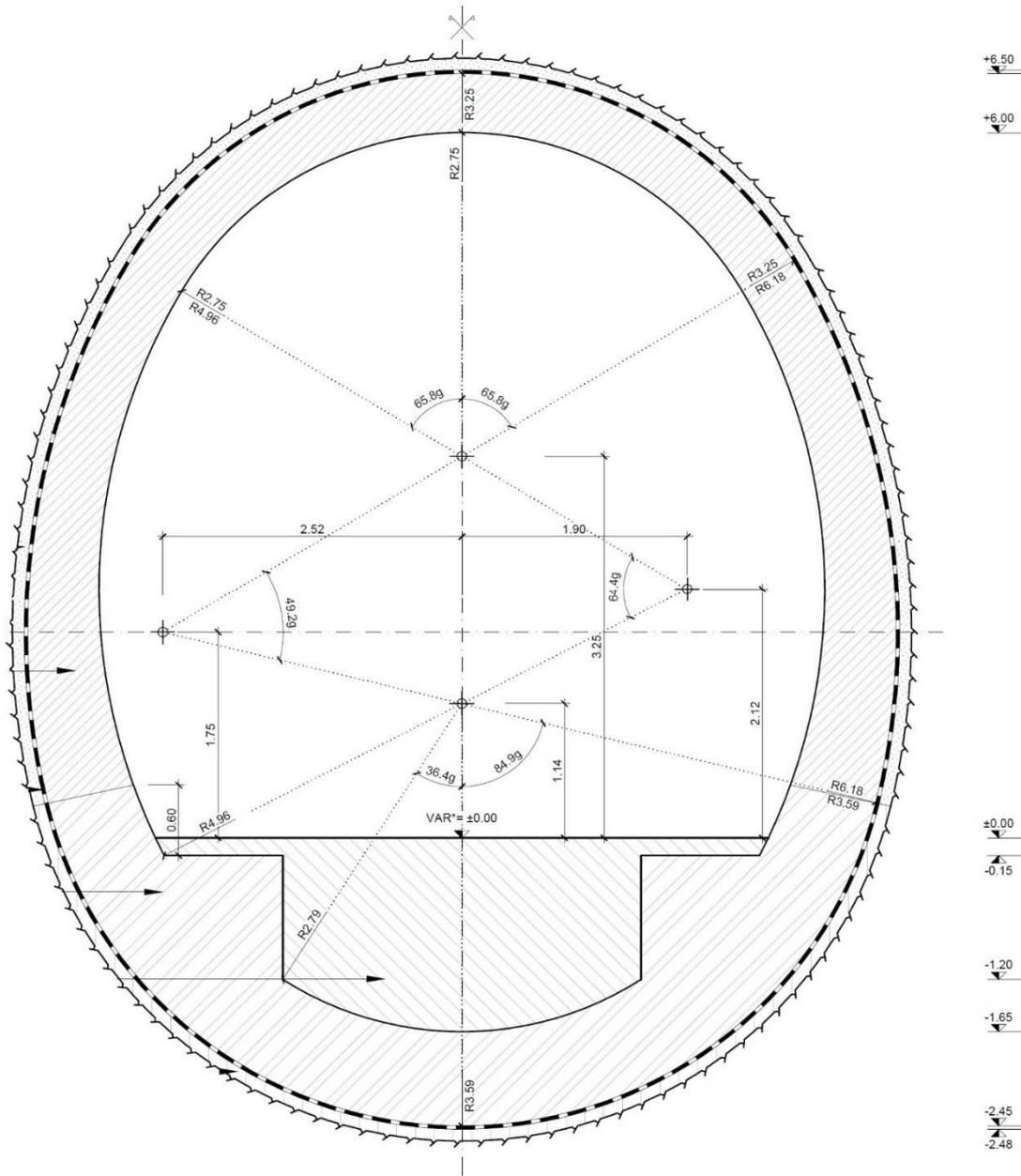


Figura 4: Sezione di carpenteria del serbatoio di raccolta Est (sez. H-H, doc. [18])

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione "media" R-R (Galleria logistica)

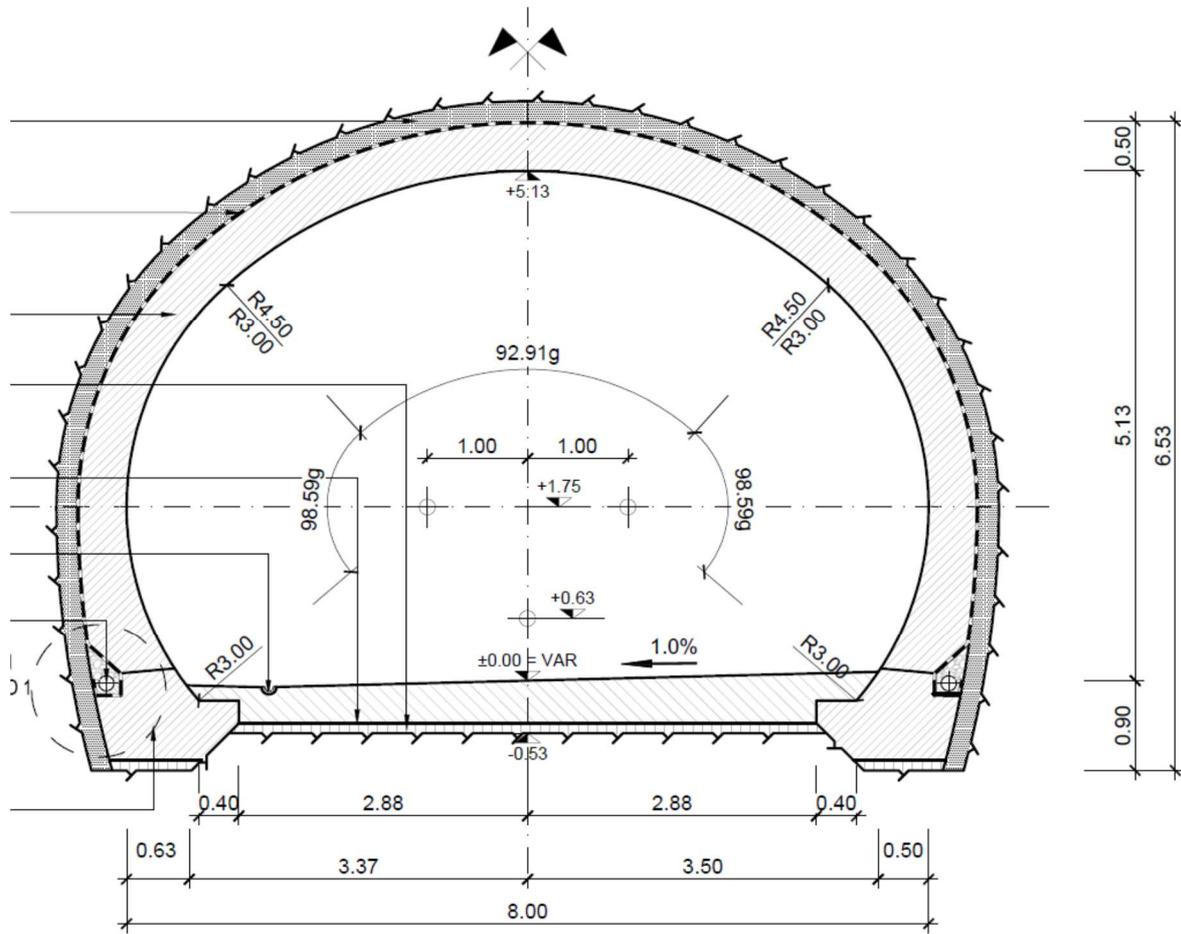


Figura 5: Sezione di carpenteria della galleria logistica (sez. R-R, doc. [22])

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione "piccola" I-I (Serbatoio di raccolta Ovest)

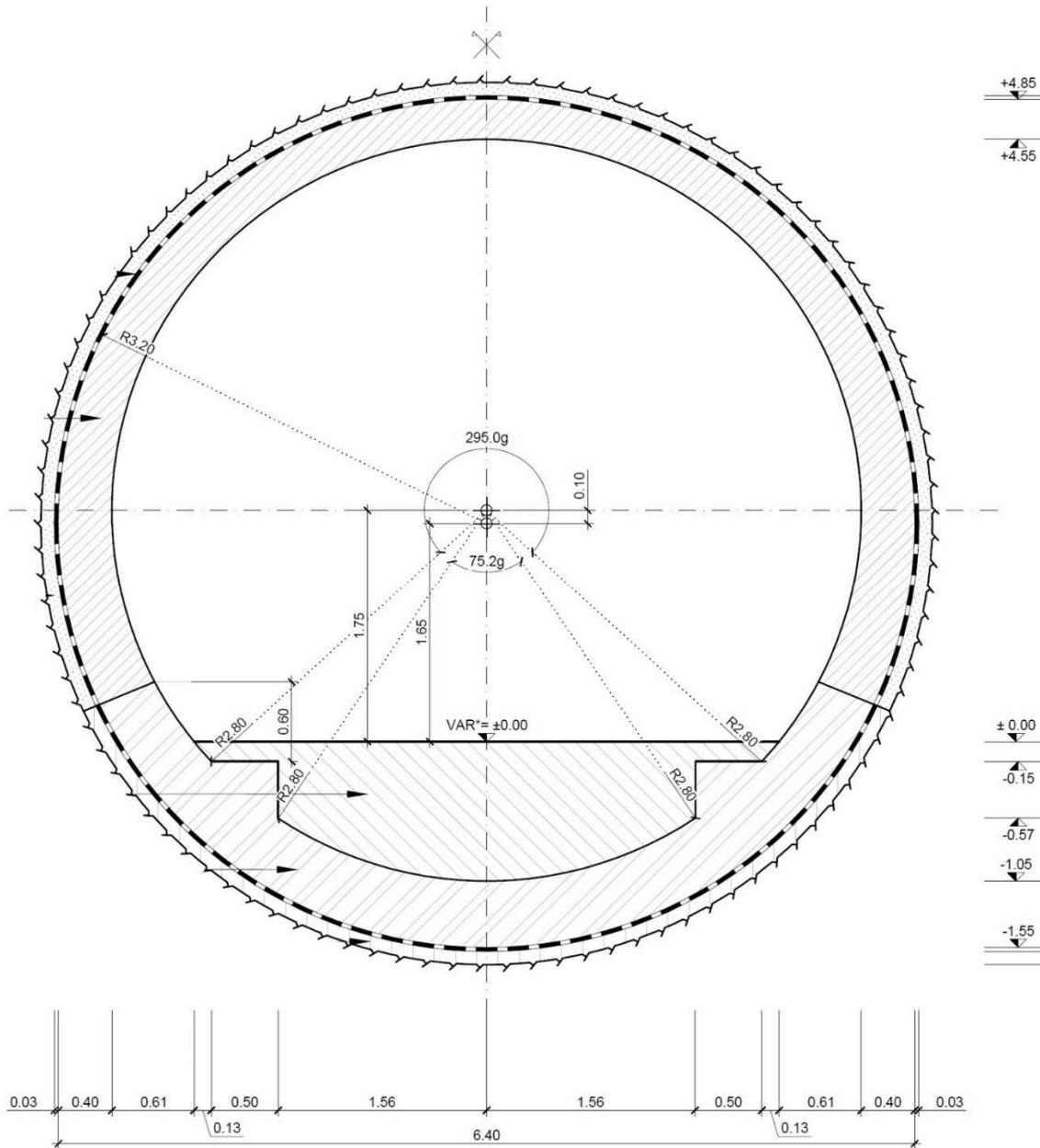


Figura 6: Sezione di carpenteria del serbatoio di raccolta Ovest (sez. I-I, doc. [19])

Per tutte le sezioni di calcolo il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo di classe C30/37. Si considerano i seguenti spessori di calcolo:

Sezione	Spessore (cm)
A-A	50
B-B	80
E-E	50
I-I	30
H-H	50
R-R	50

Tabella 1: Spessori di calcolo delle sezioni di verifica

Nel caso in cui le verifiche non siano soddisfatte con questi spessori minimi, si è allora considerato lo spessore reale di calcestruzzo in corrispondenza delle sollecitazioni di calcolo.

4.2 Geologia e geomeccanica

Per la descrizione dettagliata della situazione geologica e geomeccanica attesa in sito si rimanda al documento [8] §3.

4.3 Modello di calcolo

I calcoli statici sono eseguiti mediante i modelli numerici realizzati con l'ausilio del programma ZSoil utilizzati per il calcolo dei sostegni (per una descrizione dettagliata si veda il documento [8]). Nel programma viene modellato il rivestimento definitivo con elementi volumici, caratterizzati da un comportamento elastico con le proprietà del cls, ed il programma fornisce direttamente gli sforzi M, N e T all'interno di questi elementi.

4.4 Caratteristiche dei materiali utilizzate per il calcolo

Calcestruzzo

Tipo	$f_{ck,cilindro}$ [MPa]	γ_c	α_{cc}	f_{cd} [MPa]	E_{cm} [MPa]
C 30/37	30	1.5	0.85	17	34000

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Acciaio d'armatura

Tipo	f_{yk} [MPa]	γ_s	f_{yd} [MPa]	E [MPa]
B450C	450	1.15	391	200000

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura

4.5 Carichi

4.5.1 Peso proprio

Il peso proprio del calcestruzzo armato e non si considera pari a:

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

$$\gamma_c = 25 \frac{kN}{m^3}$$

4.5.2 Carichi provenienti dall'ammasso roccioso

In maniera conservativa si considera che il sostegno smetta di funzionare al momento della messa in opera del rivestimento definitivo. Questo significa che il rivestimento è sottoposto alla totalità dei carichi residui provenienti dall'ammasso.

I carichi dell'ammasso roccioso si determinano tramite la pressione di contatto all'interfaccia ammasso roccioso - rivestimento nel modello numerico 2D. In realtà, per i calcoli statici, questa pressione non viene inserita nel modello, in quanto già comprensivo di sostegno e rivestimento. Lo scopo della tabella 4 è quindi di fornire le pressioni sul rivestimento estratte dai risultati del software Zsoil e da applicare sui modelli strutturali adottati per le verifiche al fuoco (documento [9]).

Le pressioni medie per tutte le sezioni tipo, a seconda delle condizioni geomeccaniche, sono presentate nella tabella 4:

Sezione	Classe di sostegno	GSI	Pressioni CC [Mpa]	Pressioni di contatto medie [MPa]		
				Calotta	Piedritto	Arco rovescio
A-A	S1	65	0,13	0,02	0,04	0,05
	S2	60	0,26	0,04	0,06	0,05
	S3	41*	0,88	0,6	0,2	0,15
	S4	65	0,15	0,4	0,1	0,15
B-B	S1	65	0,09	0,05	0,05	-
	S2	60	0,42	0,15	0,1	-
	S3	65	0,37	0,45	0,2	-
	S4	65	0,23	0,59	0,2	-
E-E	S1	65	0,05	0	0,03	-
	S2	60	0,08	0	0,03	-
	S3	41*	0,79	0,3	0,2	-
	S4	65	0,27	0	0,035	-
H-H	S1	65	0,04	0	0,02	0,06
	S2	60	0,08	0,12	0	0,1
	S4	65	0,23	0,4	0,12	0,35
I-I	S1	65	0,04	0	0,015	0,03
	S2	60	0,07	0	0,015	0,03
	S3	37*	0,66	0,33	0,25	0,22
	S4	65	0,06	0	0,015	0,03
R-R	S1	65	0,06	0	0,02	-
	S2	60	0,08	0	0,02	-
	S4	65	0,26	0,035	0,025	-

* GSI equivalente (si vedano i calcoli effettuati nel documento [8])

Tabella 4: Pressioni di contatto ammasso-rivestimento

4.5.3 Carichi dovuti all'acqua

Il carico idraulico stimato alla quota dell'area di sicurezza (che non tiene conto dell'effetto dreno di Maddalena 1) è presentato nel documento [2].

Le gallerie vengono drenate con dreni generalmente posti ai piedritti, per cui il carico idraulico non rappresenta una pressione sul rivestimento. Il carico al di sotto dei dreni non è dimensionante per la struttura.

Per i serbatoi di raccolta (Est e Ovest) è prevista un'impermeabilizzazione full-round. In presenza d'acqua si crea una pressione supplementare sul rivestimento. Il drenaggio è posto in calotta ed avviene tramite dreni nell'ammasso (tubi microfessurati), ma si considera il caso in cui esso non sia efficace. Il livello della falda considerato è il seguente:

Sezione H-H: la sezione si trova completamente al di sotto al livello dei binari. Il livello massimo della falda si trova 8.02 m al di sopra della calotta.

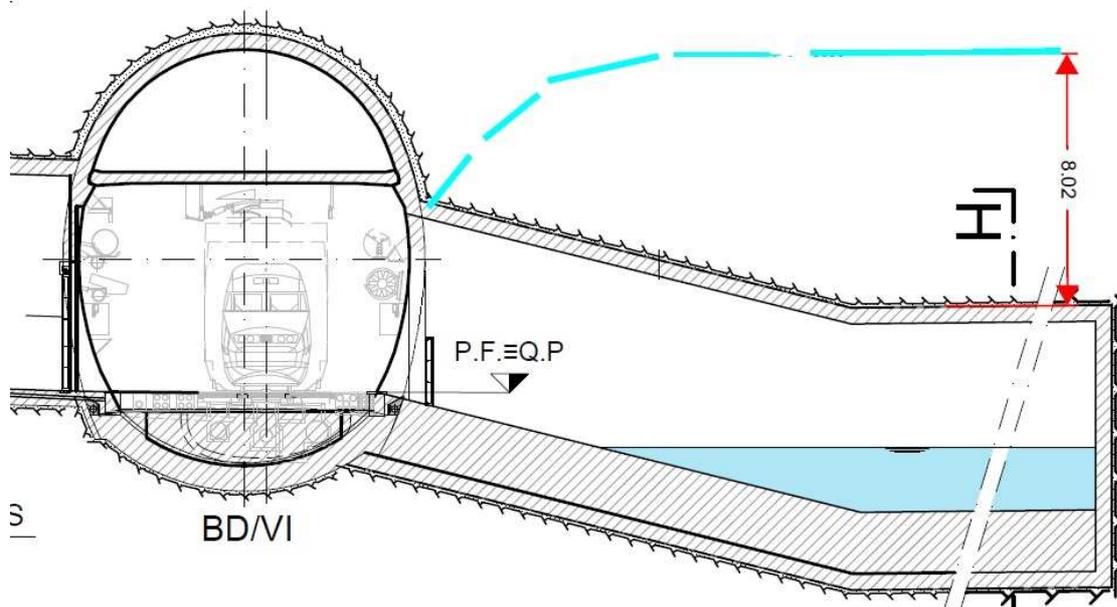


Figura 7: Pressione dell'acqua ammessa nei calcoli, sezione H-H

Sezione I-I: anche in questo caso la sezione si trova interamente al di sotto dei binari e della falda. Il livello massimo della falda è di 12 m al di sopra della calotta.

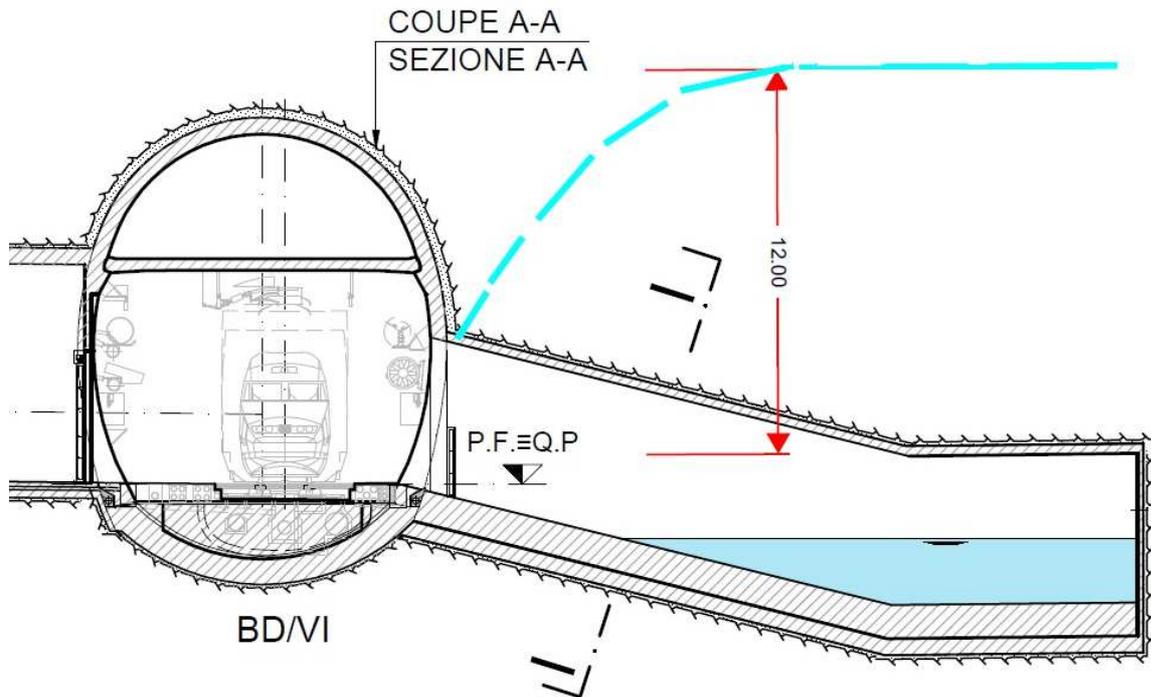


Figura 8: Pressione dell'acqua ammessa nei calcoli, sezione I-I

Per i calcoli statici si introducono queste pressioni dovute all'acqua nel software Zsoil, all'interfaccia ammasso roccioso-rivestimento.

4.5.4 Carichi concentrati

Si considerano i carichi provenienti dalle solette intermedie (reazioni ai vincoli di estremità). I carichi sono specificati nei paragrafi relativi a ciascuna sezione tipo. Essi vengono introdotti nel modello Zsoil nel loro reale punto di applicazione.

4.5.5 Pressione dovuta al passaggio del treno

Come descritto nella relazione [7], secondo le STI, la variazione della pressione massima in galleria, causata dal passaggio di un treno, è inferiore a 10 kPa. Questo valore è trascurabile rispetto alle pressioni dell'ammasso a tali profondità.

4.6 Combinazioni dei carichi

Conformemente alle NTC, la combinazione delle azioni impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3}$$

Con:

γ_{G1} : coefficiente parziale dei carichi permanenti, pari a 1.3;

G_1 : carichi permanenti, ovvero peso proprio delle strutture (rivestimento definitivo e strutture interne), pressione dell'ammasso, pressione dell'acqua (quando presente);

γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili, pari a 1.5;

Q_{k1} : azione variabile dominante, agente sulle strutture interne e trasmessa sul rivestimento;

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Q_{k2} , Q_{k3} : azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante, agenti sulle strutture interne e trasmesse sul rivestimento;
 ψ_{0i} : coefficienti di combinazione.

Il quadro normativo di riferimento ed in particolare le raccomandazioni AFTES GT7 e GT29 stabiliscono di applicare i coefficienti parziali sugli effetti delle azioni (sollecitazioni) anziché sulle azioni stesse. Questo permette di simulare in Zsoil la situazione effettiva, senza coefficienti moltiplicatori. Le sollecitazioni sono in seguito moltiplicate per un coefficiente γ pari a 1.3. La scelta di tale valore trova ragione nella natura dei carichi gravanti sui rivestimenti, in cui la netta prevalenza è di quelli permanenti o ad essi assimilabili.

Per i carichi concentrati sulle strutture interne trasmessi sul rivestimento, occorre considerare la combinazione di carico a SLU poi dividerla per 1.3 al fine di inserire in Zsoil il valore caratteristico.

Per la verifica del rivestimento definitivo, sulla base di quanto espresso nella raccomandazione dell'AFTES GT7, si esegue solo la verifica a SLU. La raccomandazione infatti dice che l'attitudine all'esercizio che corrisponde allo stato limite d'esercizio è generalmente garantita dalla concezione stessa del rivestimento: condizioni di messa in opera, geometria studiata per evitare problemi di instabilità di forma (cerchi o archi di cerchio), presenza dell'impermeabilizzazione.

5. Verifica dei rivestimenti definitivi

5.1 Sezione A-A

5.1.1 Modello

Nella carpenteria della sezione A-A è presente una soletta intermedia che separa il condotto di estrazione fumi dalla zona di transito dei treni. E' dunque necessario tener conto delle reazioni d'appoggio di quest'ultima agenti sul rivestimento definitivo.

La reazione di appoggio della soletta proviene dai calcoli effettuati al § 7.1.

Si inserisce un carico concentrato all'altezza della soletta, come mostrato nella figura seguente, che permette inoltre di visualizzare il modello FEM 2D utilizzato per il calcolo degli sforzi nel rivestimento:

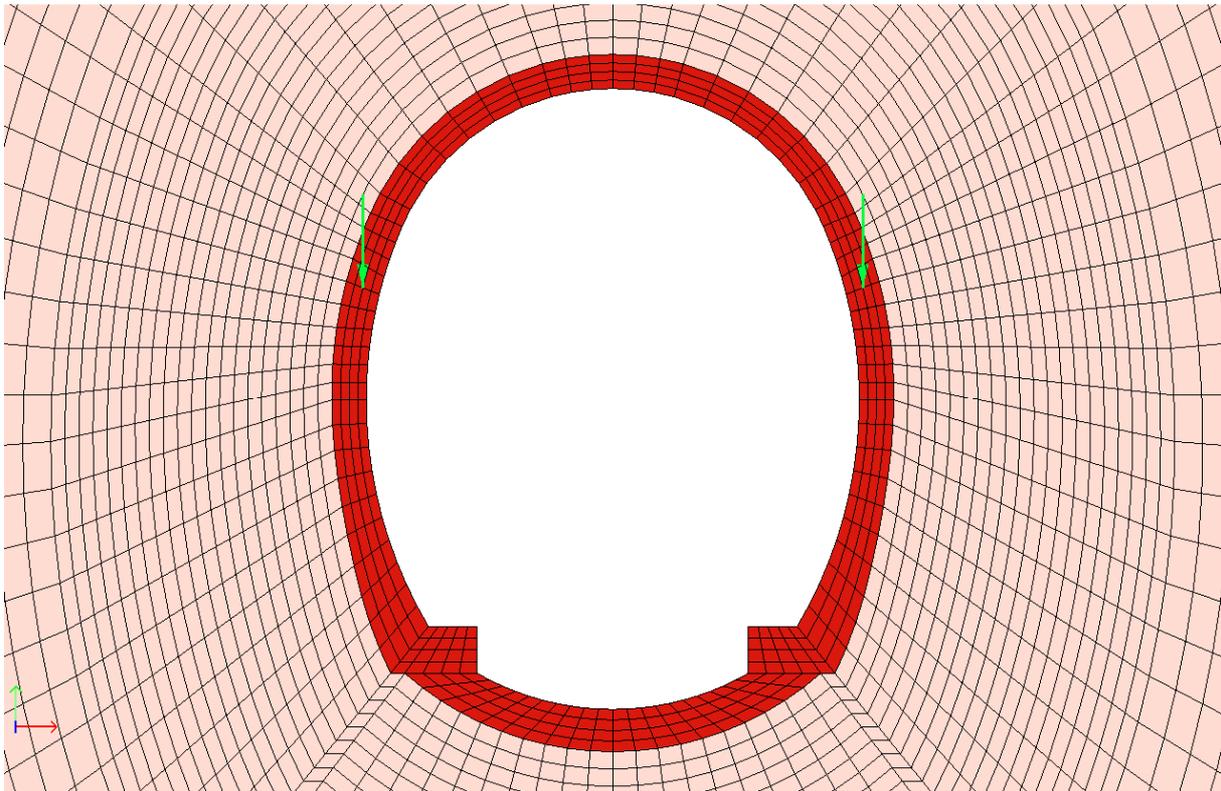


Figura 9: Modello 2D del rivestimento definitivo

Le reazioni di appoggio vengono calcolate allo stato limite ultimo. Siccome gli sforzi ottenuti in ZSoil vengono poi moltiplicati per un fattore di 1.3, esse devono essere inserite nel programma dividendole per questo fattore al fine di non sovrastimare i loro effetti.

Calcolo della reazione della soletta da inserire in ZSoil:

$$P = \frac{149 \text{ kN}}{1.3} = 114.6 \text{ kN}$$

5.1.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37
 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_k = 114.6 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008

(Norme Tecniche per le Costruzioni): $\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

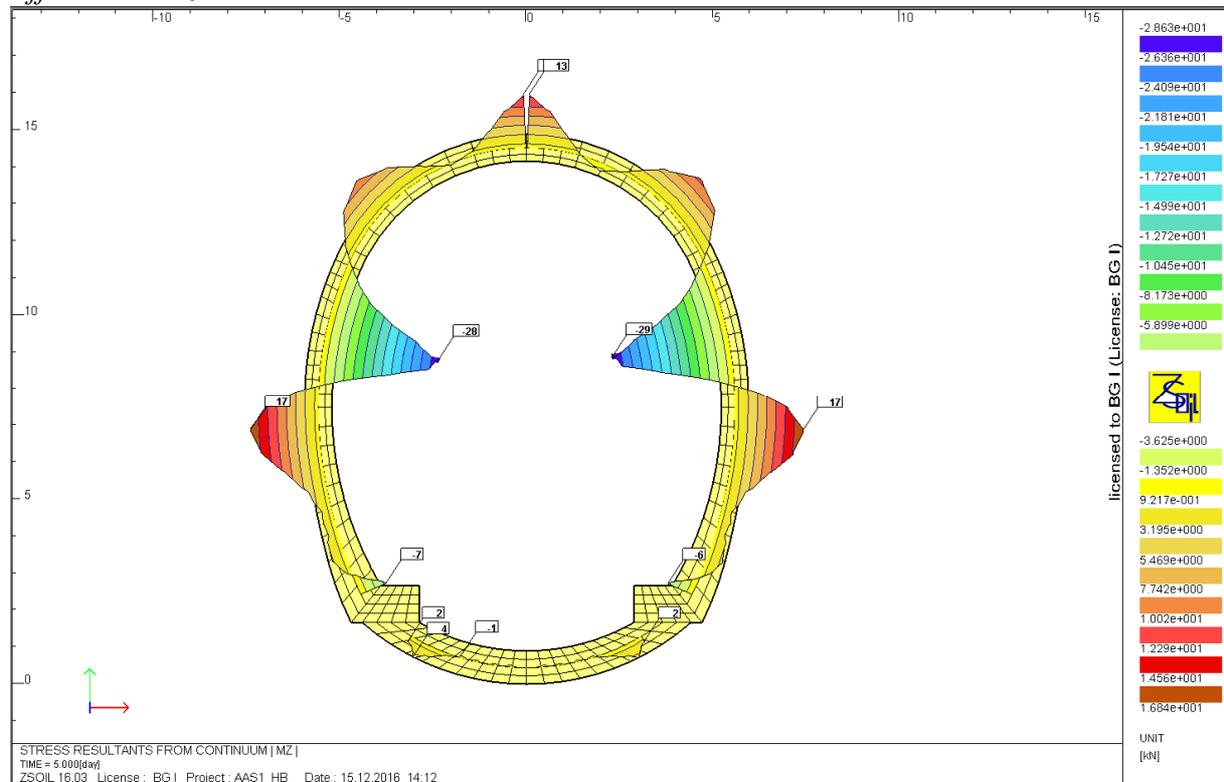


Figura 10: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

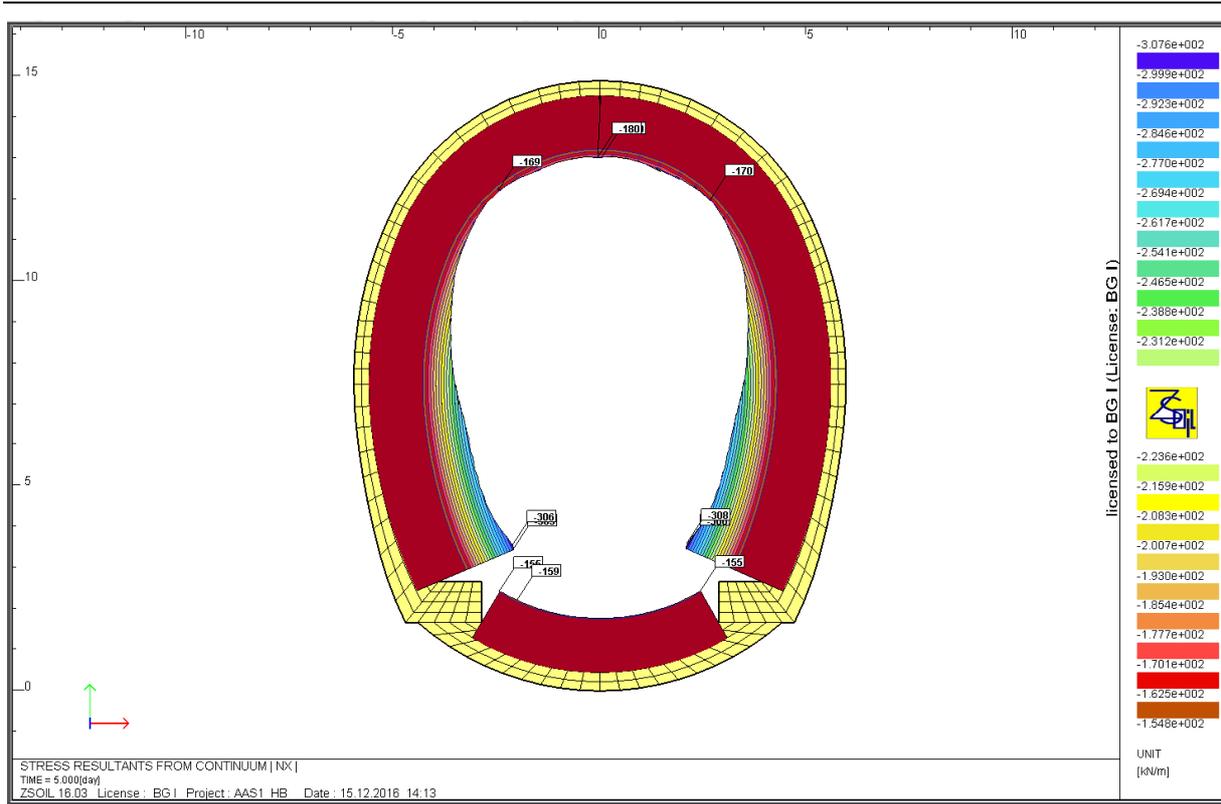


Figura 11: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1

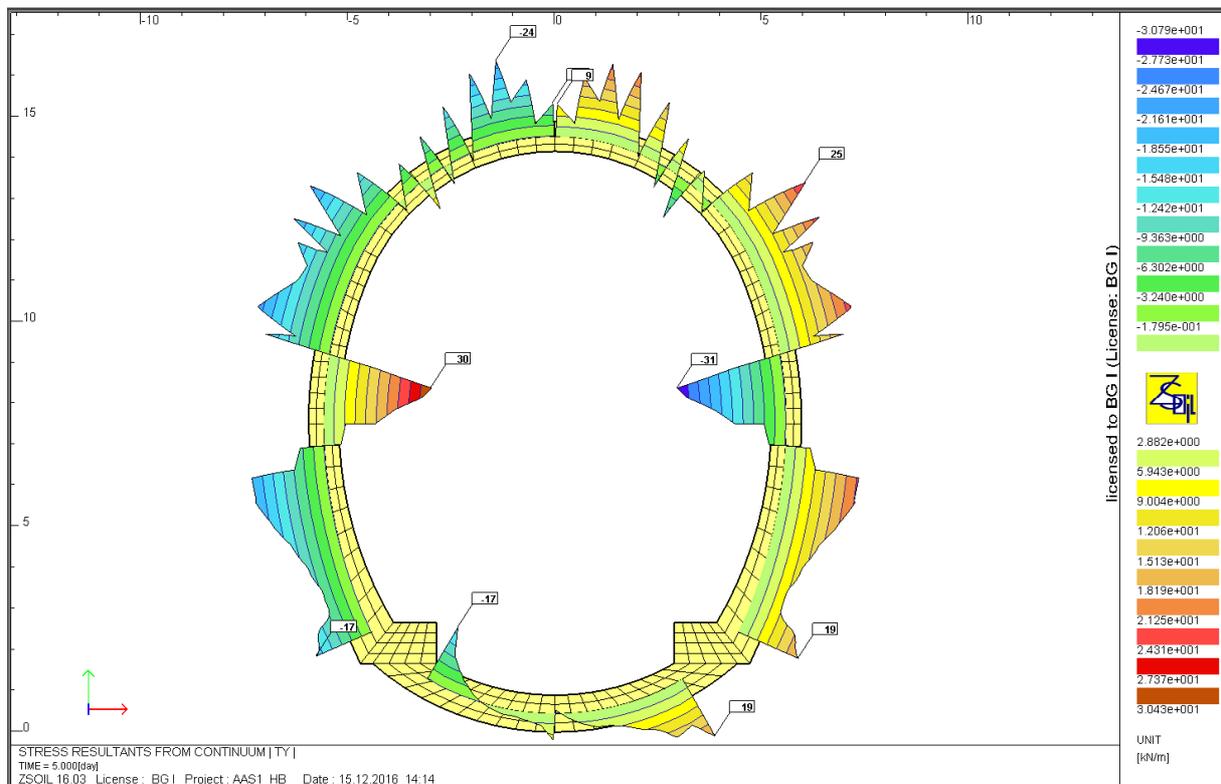


Figura 12: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S1

Verifica interazione M+N

La verifica viene condotta secondo il diagramma di interazione per il calcestruzzo non armato proposto dalle raccomandazioni AFTES GT7 e GT29. Tutte le sollecitazioni N, M fornite nel software Zsoil sono inserite nel diagramma, non solo quelle determinanti (Nmax, M, ecc...).

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

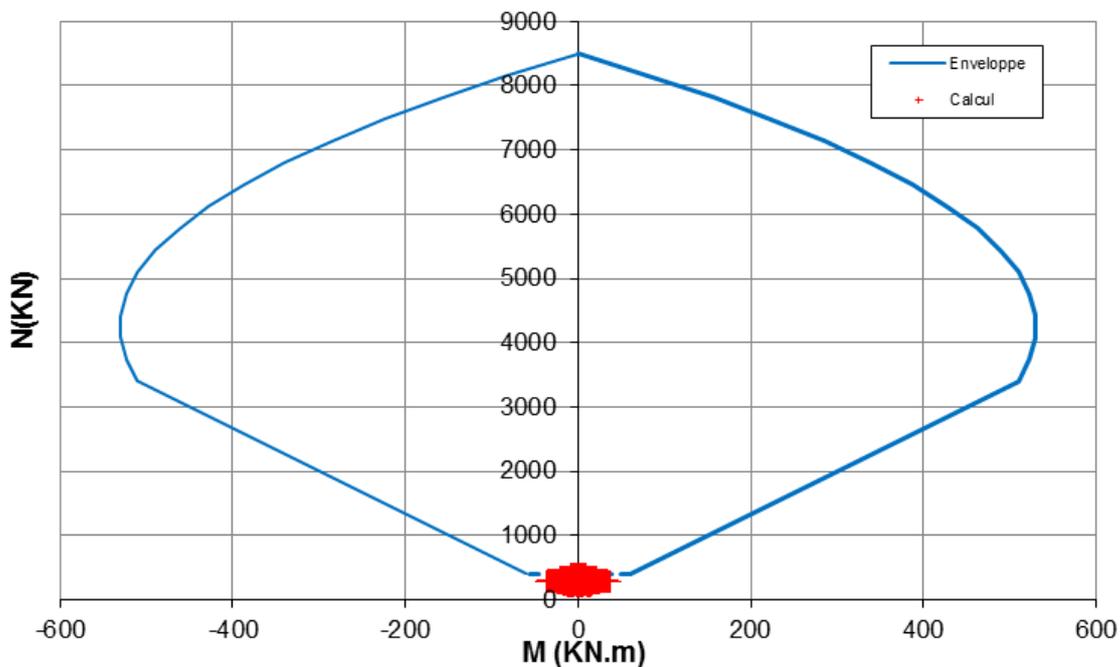


Figura 13: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, FS >> 1.

Verifica interazione N+V

Per rivestimenti non armati, la resistenza al taglio si valuta secondo la raccomandazione AFTES GT29 con:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

Sollecitazione

$$\tau_{cp} = 1.5 \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = b \cdot x$$

x : spessore compresso secondo la figura 11.

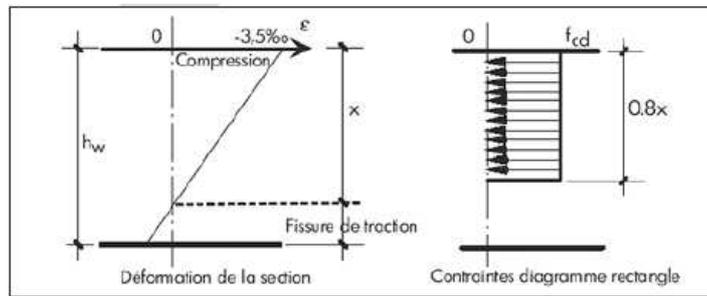


Figura 14: Schema per il calcolo della sollecitazione al taglio

Resistenza

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \quad \text{se} \quad \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})}$$

Tra tutte le coppie N-V viene illustrata quella da cui risulta il fattore di sicurezza minore.
 La sezione dimensionante è la seguente:

V_{Rd} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
-39,92	0,44	-0,14	0,69	1,08	7,40	1,39	OK	10,16

Tabella 5: Verifica del rivestimento al taglio, sezione AA, sostegno S1

Conclusioni

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Bisogna tuttavia considerare un'armatura localizzata in corrispondenza delle mensole all'appoggio della soletta intermedia e quella derivante dalle verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.1.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_k = 113.45 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

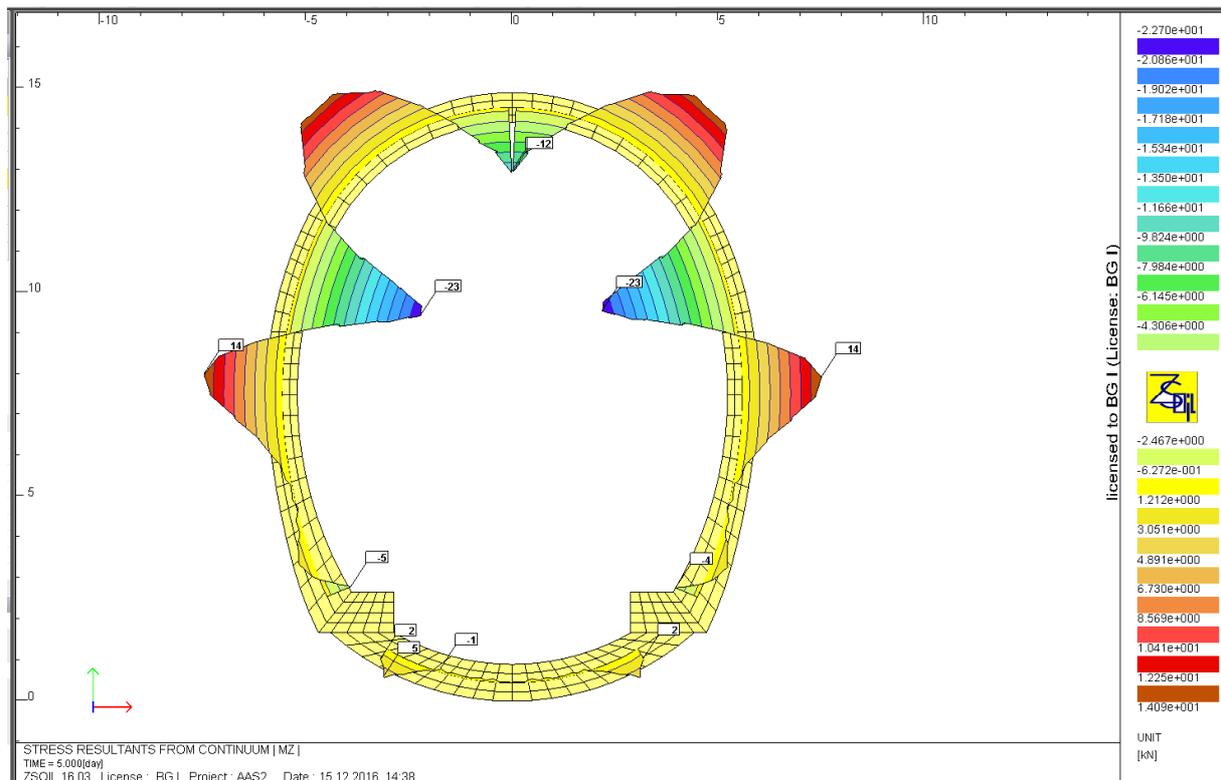


Figura 15: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

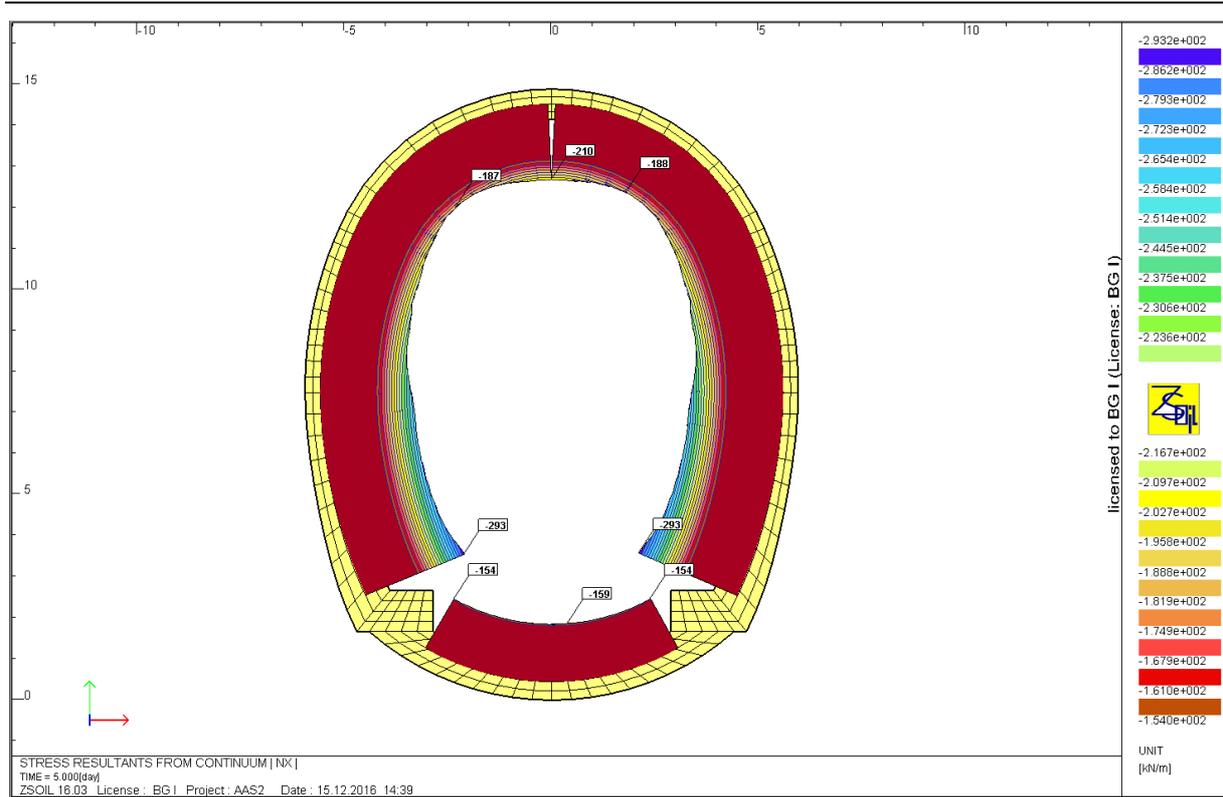


Figura 16: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2

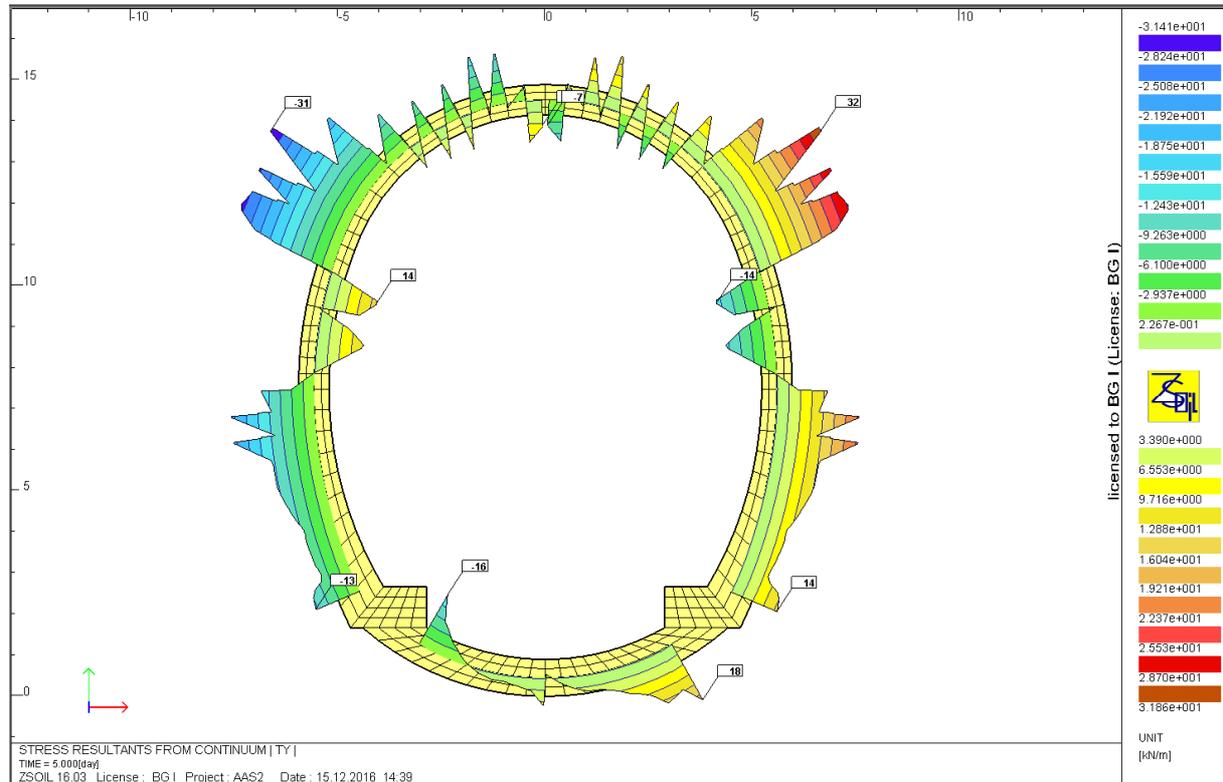


Figura 17: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S2

Verifica interazione N+M

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

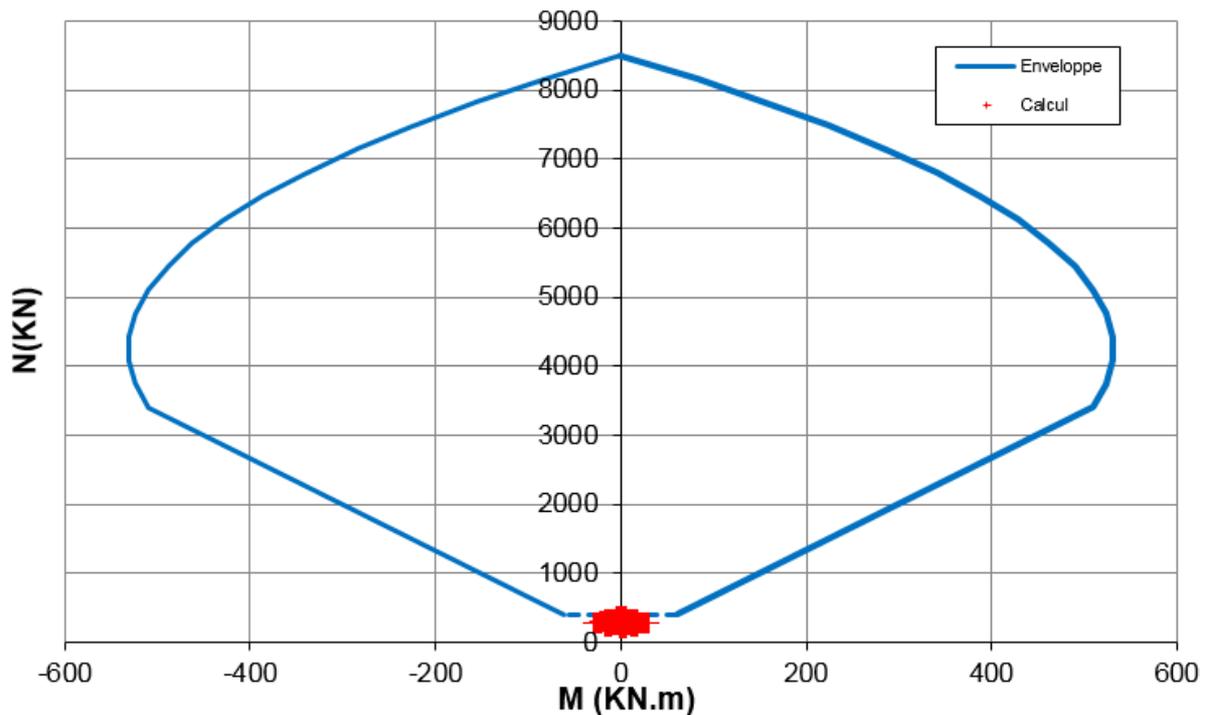


Figura 18: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, FS >> 1.

Verifica interazione N+V

V _{Ed} [kN]	x [m]	τ _{cp} [MPa]	σ _{cp} [MPa]	f _{ctd} [MPa]	σ _{clim} [MPa]	f _{cvd} [MPa]	Verifica	FS
-37,47	0,42	-0,13	0,67	1,08	7,40	1,37	OK	10,26

Tabella 6: Verifica del rivestimento al taglio, sezione A-A, S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Bisogna tuttavia considerare un'armatura localizzata in corrispondenza delle mensole all'appoggio della soletta intermedia e

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

quella derivante dalle verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.1.4 Sezione tipo S3, GSI equivalente = 41

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_k = 113.45 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

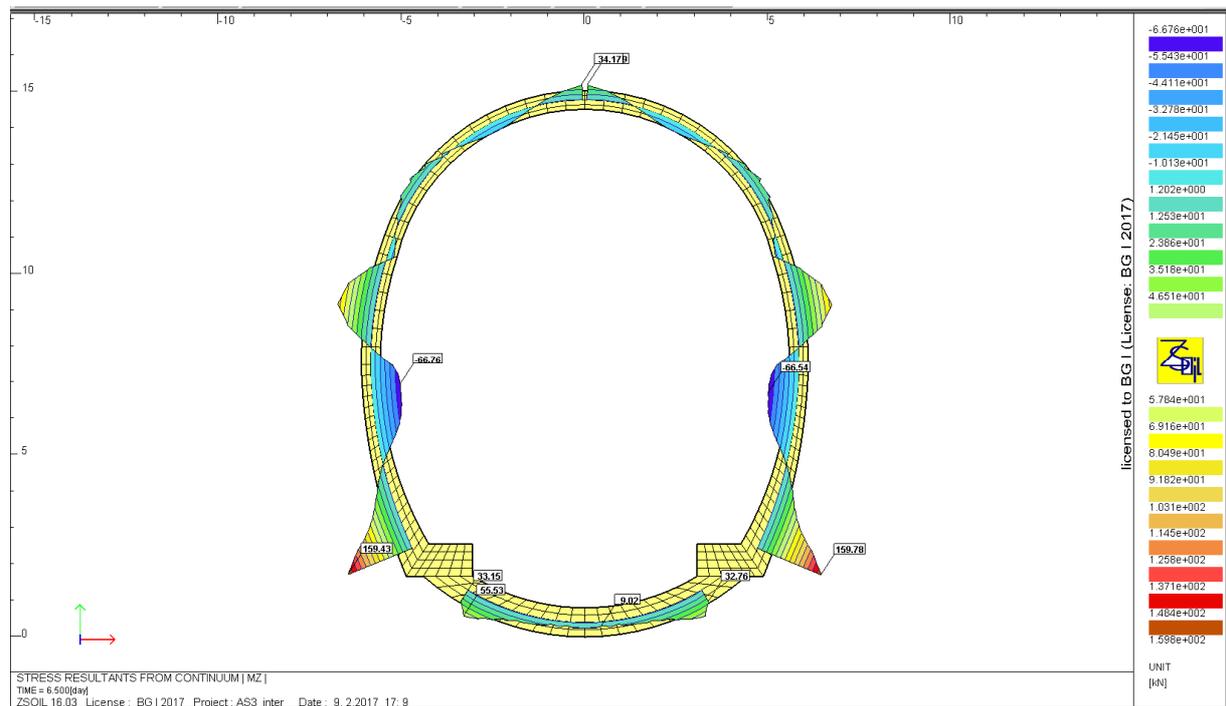


Figura 19: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

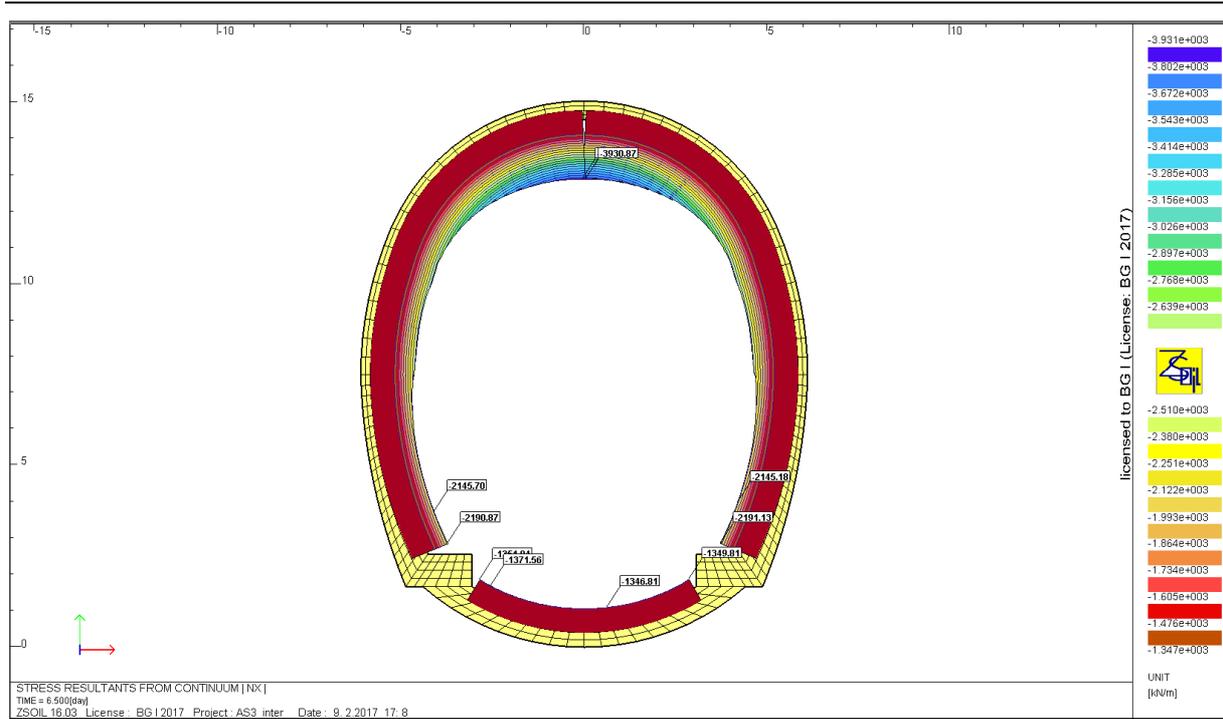


Figura 20: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3

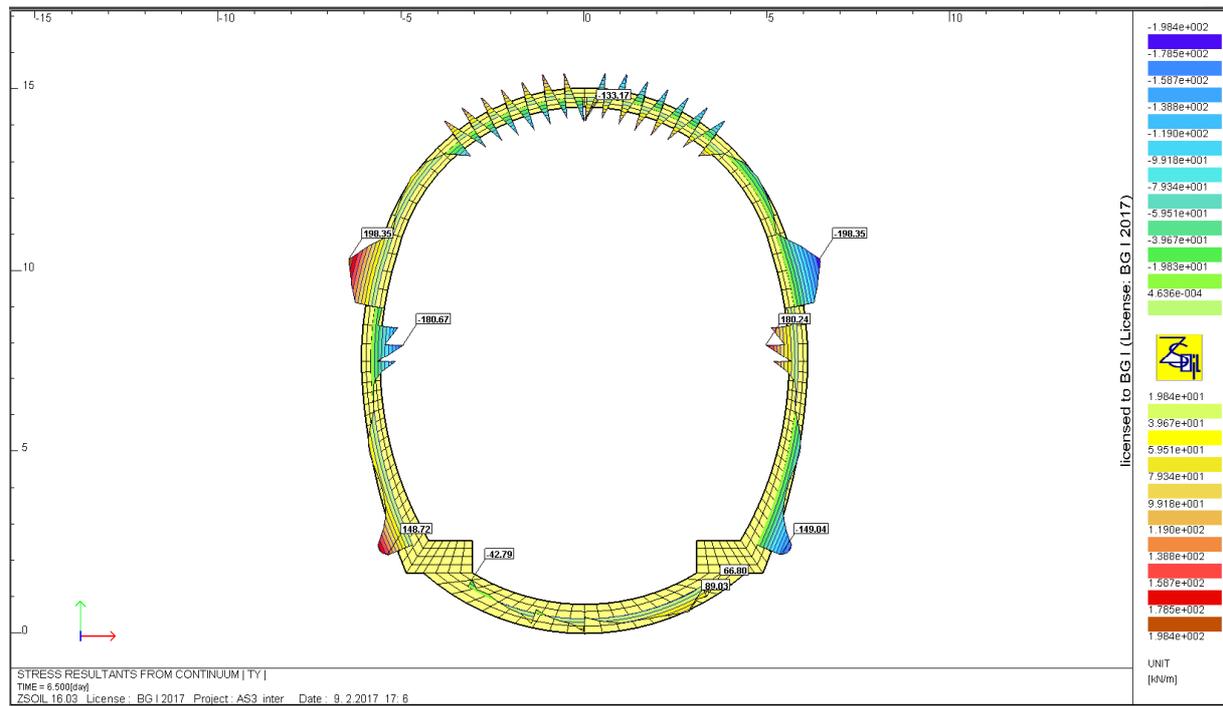


Figura 21: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S3

Verifica interazione N+M

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

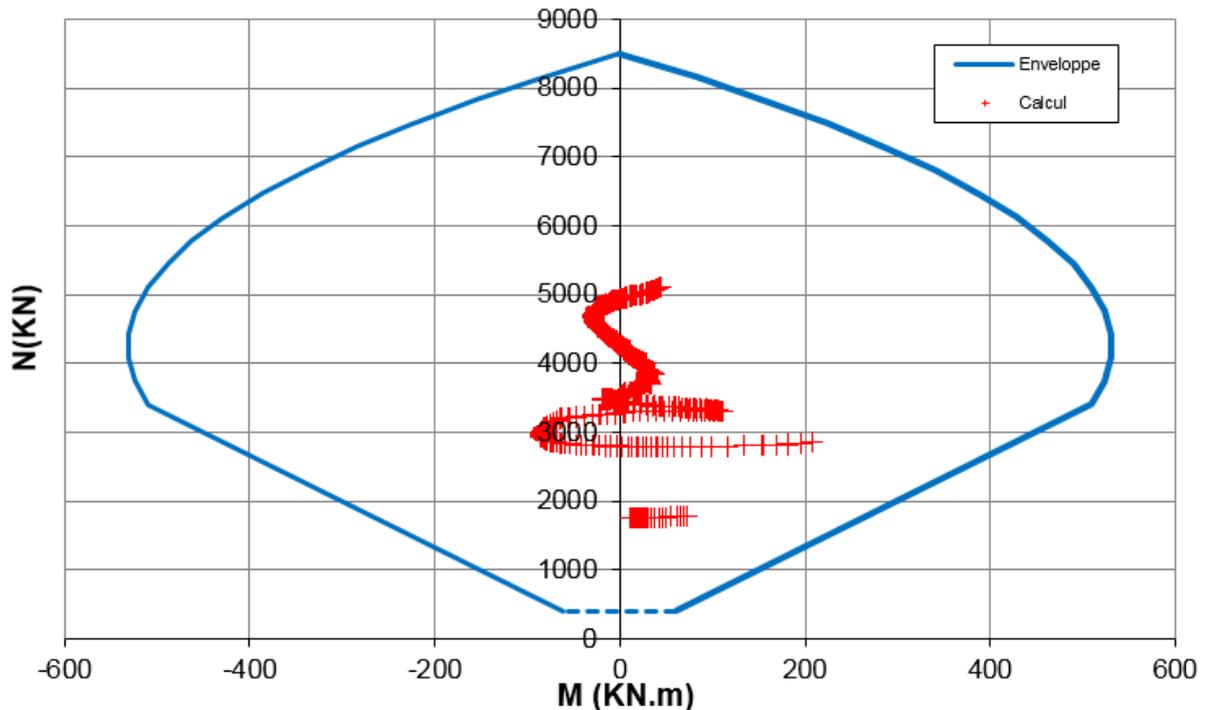


Figura 22: Diagramma d'interazione M-N

La sezione di calcestruzzo è verificata a pressoflessione con un fattore di sicurezza pari a FS=1.6.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
445,63	0,50	1,34	8,66	1,15	7,87	3,33	OK	2,49

La sezione è verificata allo sforzo di taglio.

Conclusion

Nessuna armatura è necessaria alle verifiche statiche. Bisogna tuttavia considerare un'armatura localizzata in corrispondenza delle mensole all'appoggio della soletta intermedia e quella derivante dalle verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.1.5 Sezione tipo S4, GSI=65, multilaminare

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil

Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_k = 113.45 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni

secondo NTC 2008: $\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

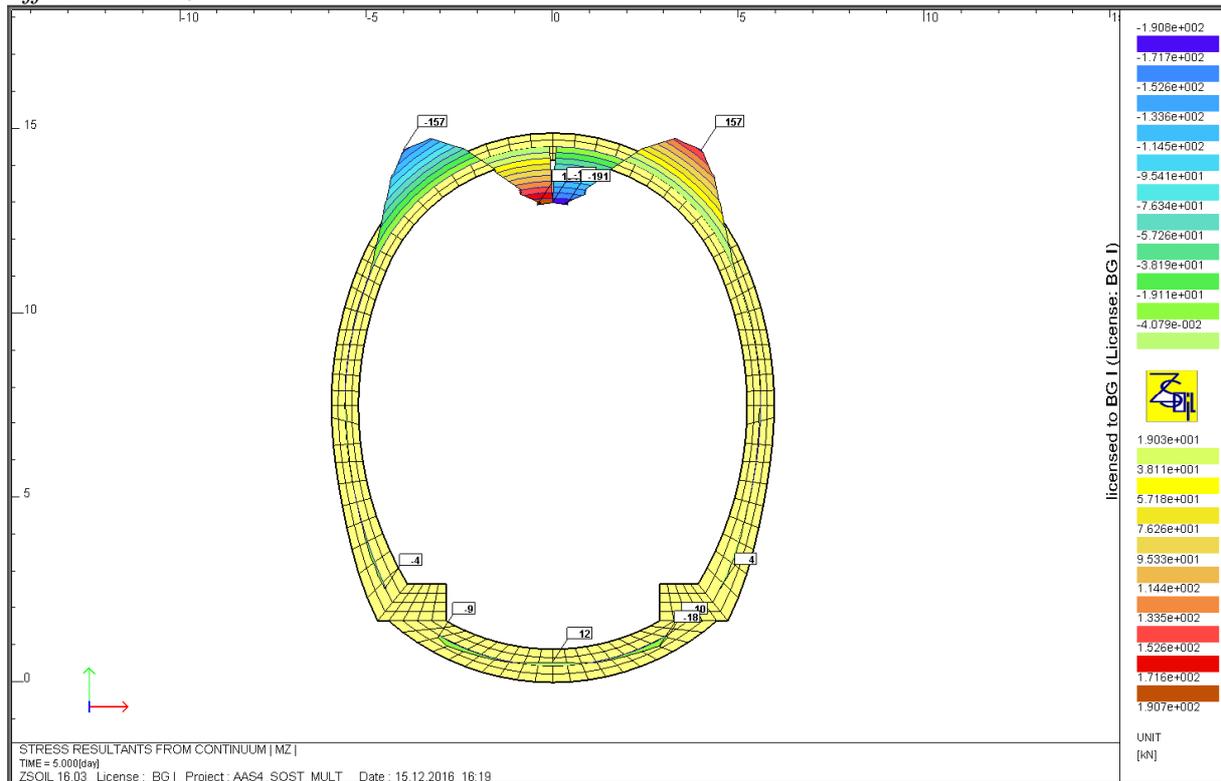


Figura 23: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

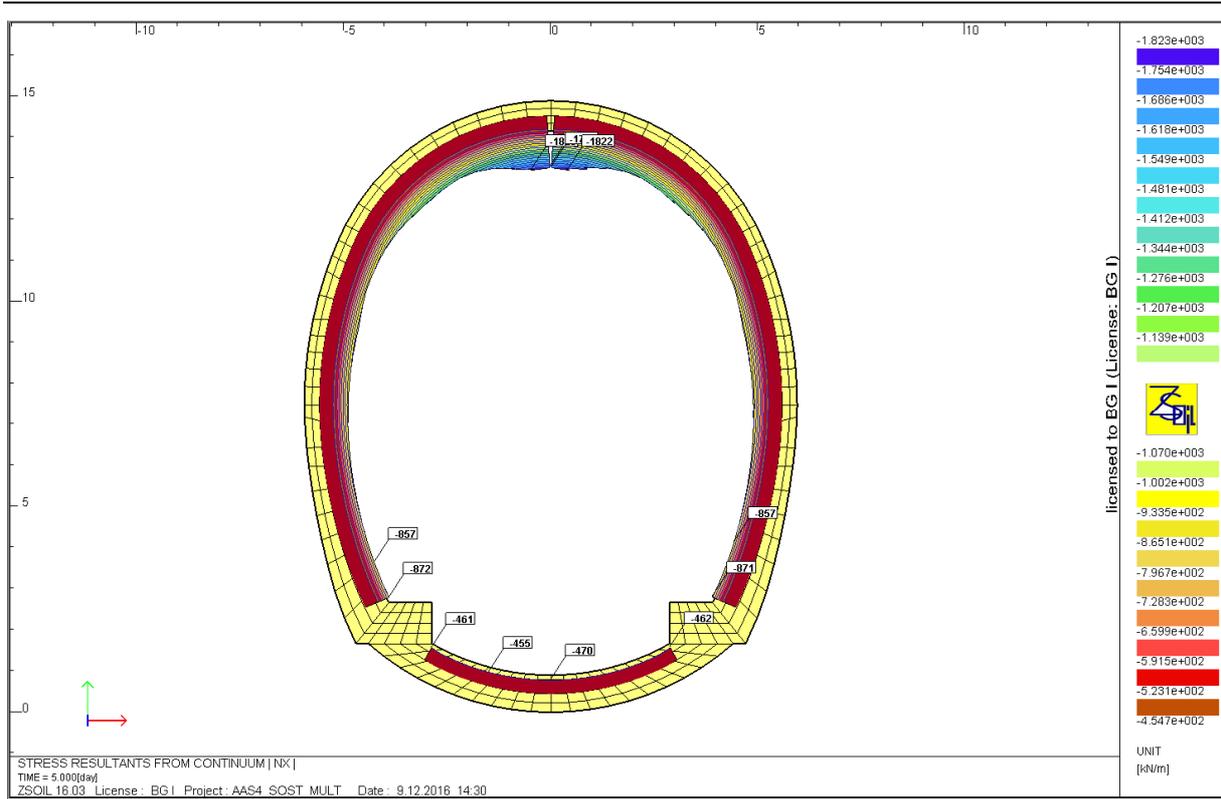


Figura 24: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4

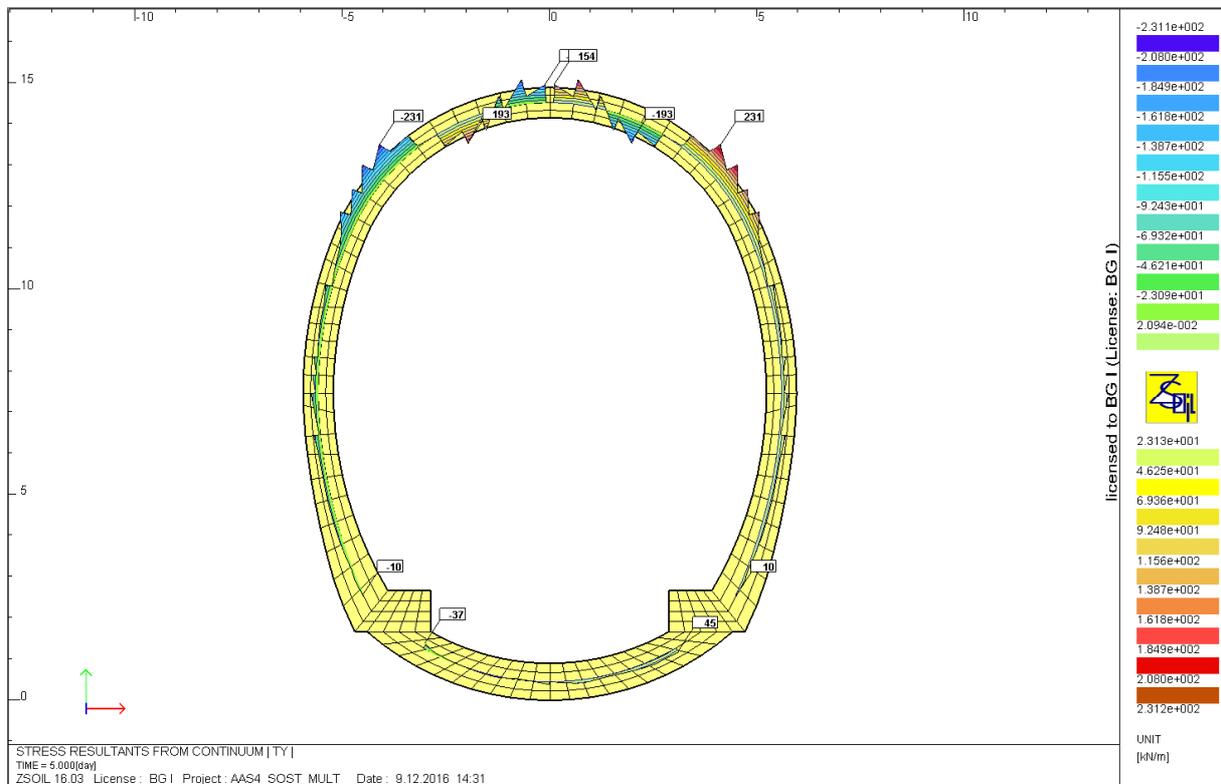


Figura 25: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione A-A, sostegno S4

Verifica all'interazione N+M

Données

Largueur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

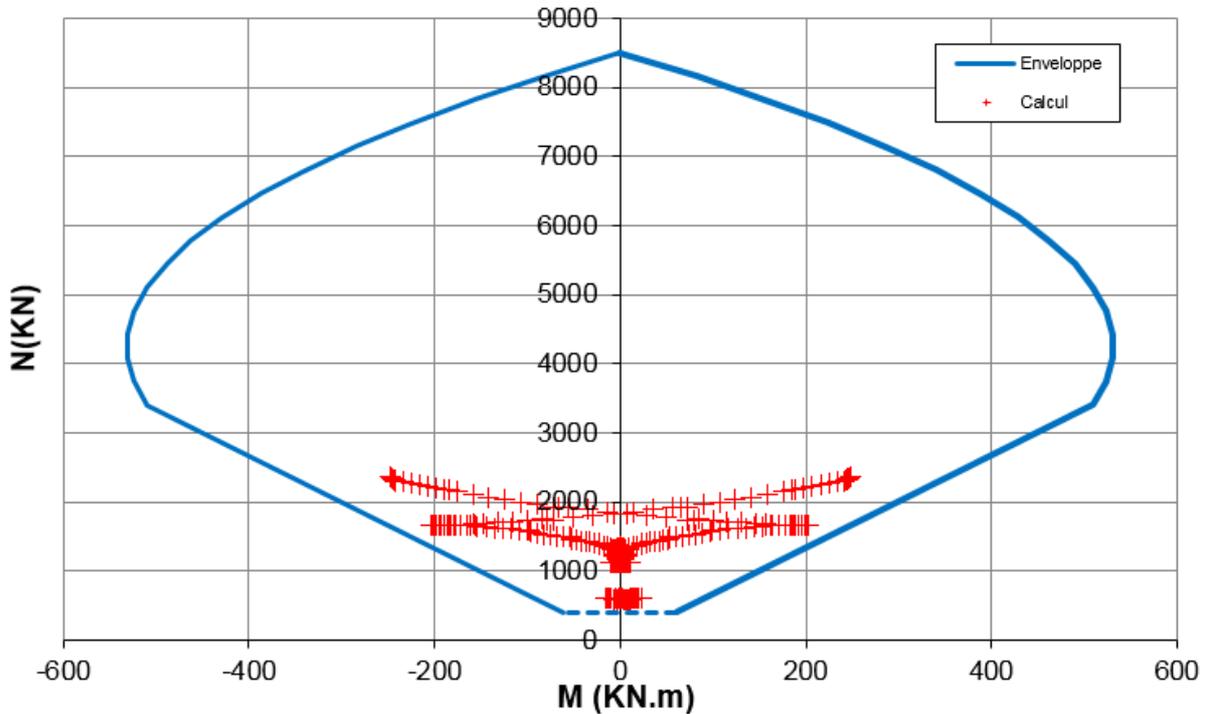


Figura 26: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo non armato è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=2.75.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [MPa]	f_{ctd} [MPa]	σ_{clim} [MPa]	f_{cvd} [MPa]	Verifica	FS
-300.5	0,39	1,15	4,20	1,08	7,40	2,39	OK	2,07

Tabella 7: Verifica del rivestimento al taglio, sezione A-A, sostegno S4

Conclusioni

Nessuna armatura strutturale è necessaria. Bisogna tuttavia considerare un'armatura localizzata in corrispondenza delle mensole all'appoggio della soletta intermedia e quella derivante dalle verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.2 Sezione B-B

5.2.1 Modello

Nella carpenteria della sezione B-B sono presenti due solai nervati (solette + travi con interasse 3 m), che costituiscono il pavimento dei piani E2 ed E3. E' dunque necessario tener conto delle reazioni di appoggio delle travi, che agiscono sul rivestimento definitivo.

La modellazione dei solai nervati stessi non porta invece a variazioni significative dei diagrammi degli sforzi sul rivestimento, come mostrato in allegato 1, in cui nel modello FEM 2D si sono inseriti i solai nervati, per cui non sono stati considerati nei modelli illustrati nel seguito.

Le reazioni di appoggio delle travi provengono dai calcoli effettuati al § 7.9. Si considera sia la reazione verticale che il momento. Si veda il paragrafo citato per la descrizione della realizzazione del rivestimento e delle strutture interne.

Il modello del rivestimento con i carichi è illustrato nella figura seguente.

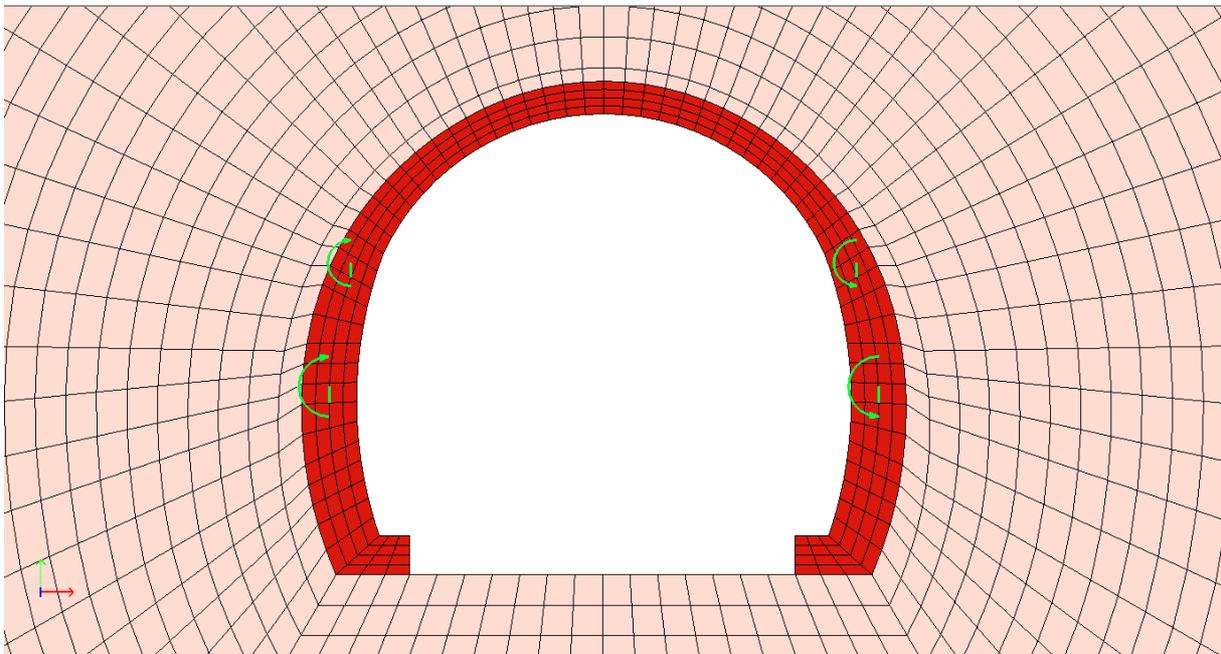


Figura 27: Modello 2D del rivestimento definitivo

Le reazioni di appoggio vengono calcolate allo stato limite ultimo. Siccome gli sforzi ottenuti in ZSoil vengono poi moltiplicati per un fattore di 1.3, esse devono essere inserite nel programma dividendole per questo fattore al fine di non sovrastimare i loro effetti.

Reazioni di appoggio trave piano inferiore (tra E1 ed E2)

Da inserire in ZSoil :

$$\begin{aligned} Ra &= 509 \text{ kN} \\ Ma &= 928 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Reazioni di appoggio trave piano superiore (tra E2 ed E3)

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Da inserire in ZSoil (si sono ridotti gli sforzi ottenuti per la trave al piano inferiore proporzionalmente alla lunghezza di tale trave):

$$Ra = 444 \text{ kN}$$

$$Ma = 706 \text{ kNm}$$

5.2.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,8 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

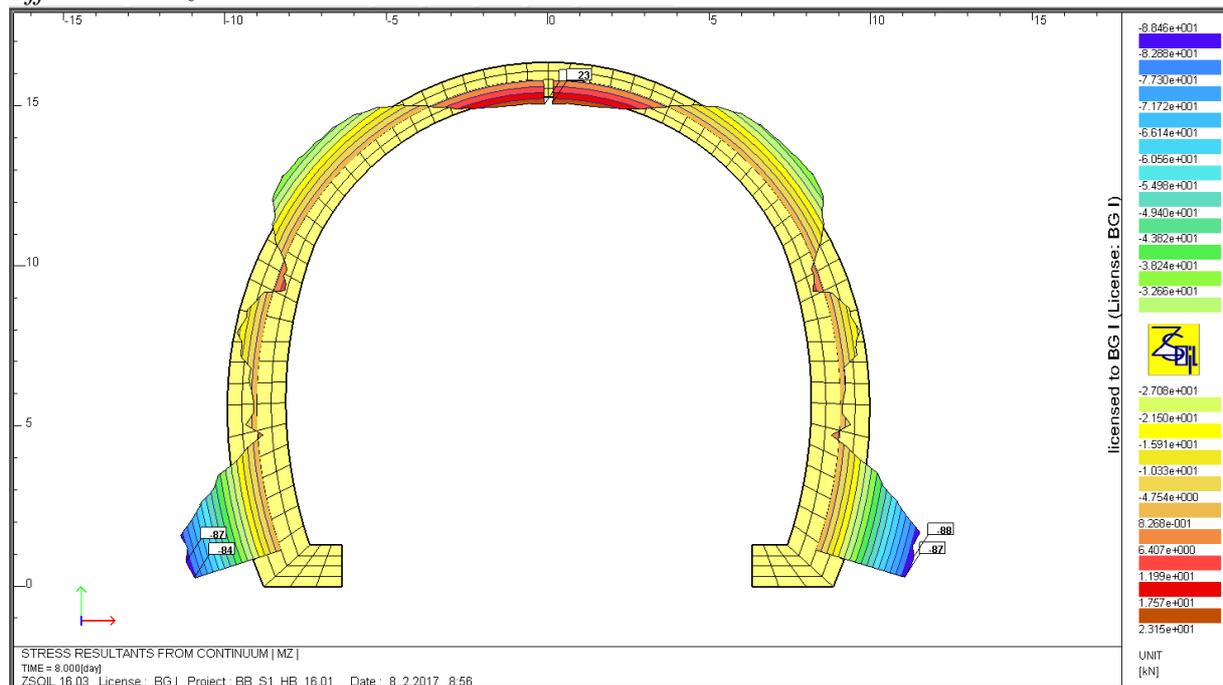
Carichi concentrati

(Reazioni di incastro della trave): $Q_{k,sup} = 444 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 509 \text{ kN}$
 $M_{k,sup} = 706 \text{ kNm}$
 $M_{k,inf} = 928 \text{ kNm}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni



Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Figura 28: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1

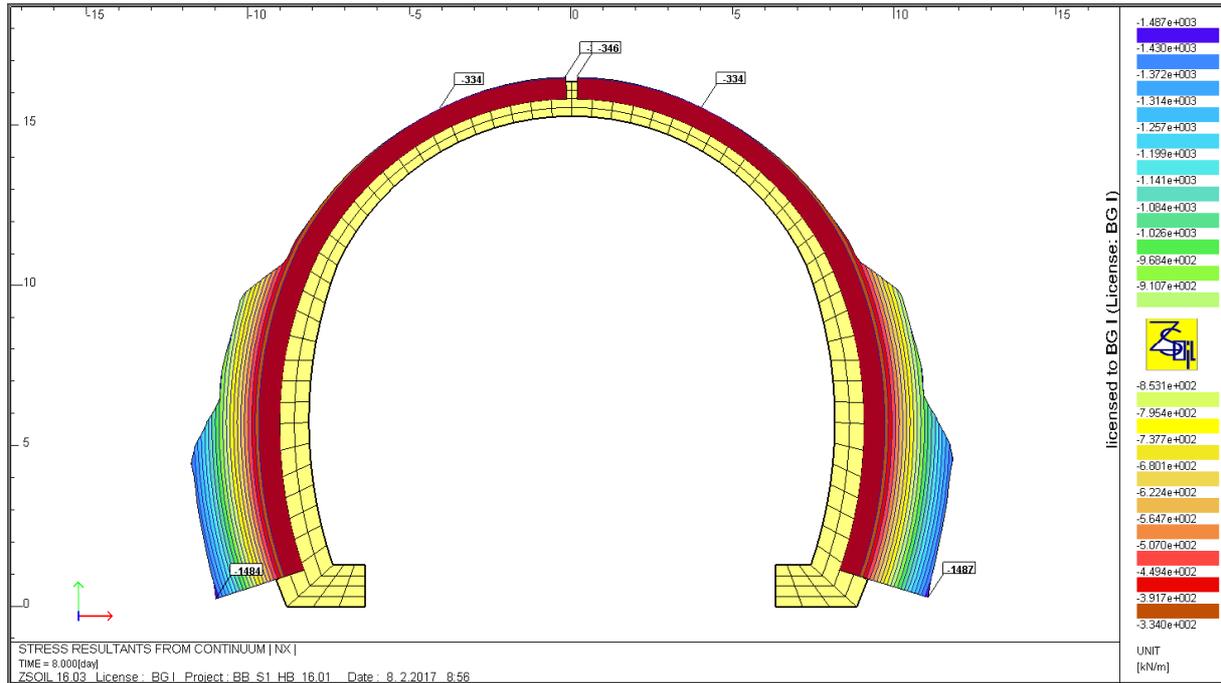


Figura 29: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1

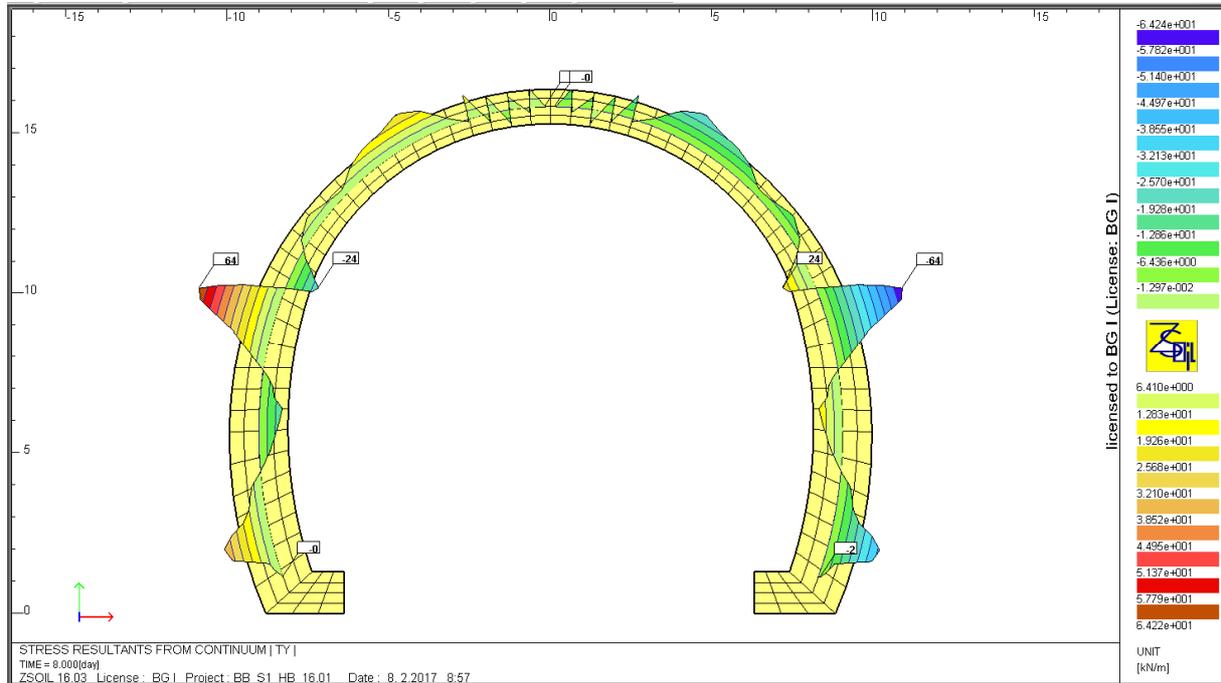


Figura 30: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,8 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,35

Résultats

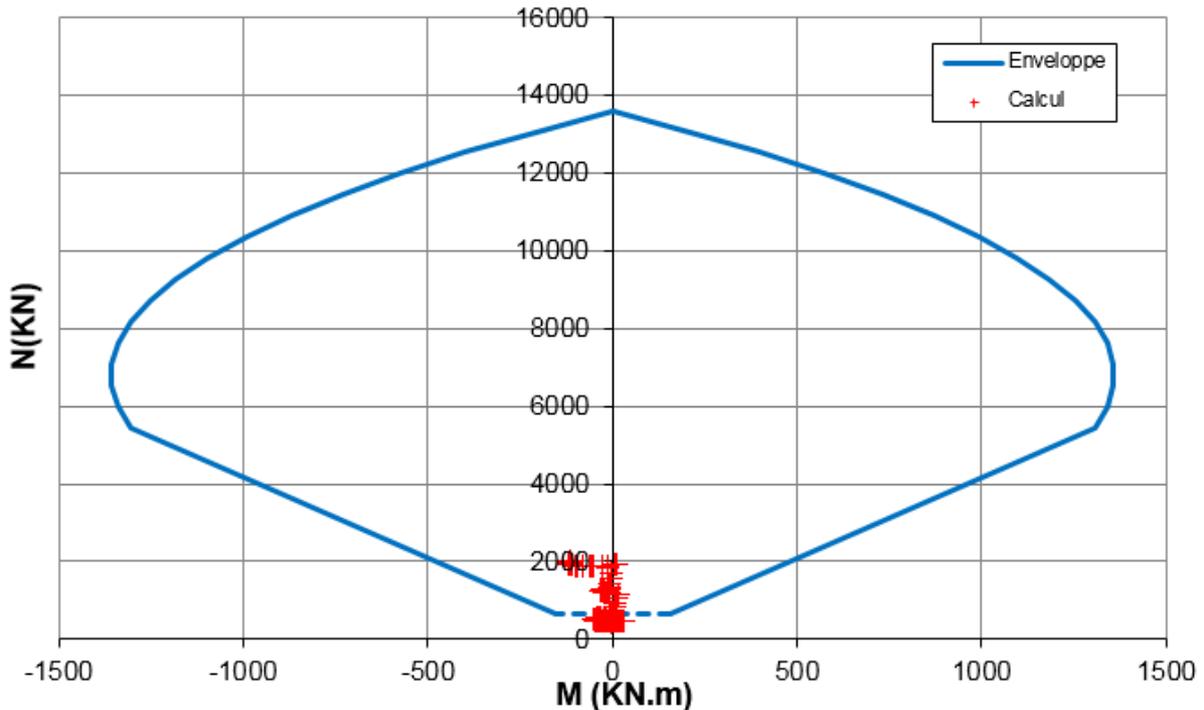


Figura 31: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=5,8.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [MPa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-92,22	0,80	-0,17	1,63	1,15	7,87	1,79	OK	10,33

Tabella 8: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S1

Conclusioni

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Tuttavia, un'armatura localizzata dovrà essere disposta in corrispondenza delle intersezioni tra strutture interne e rivestimento, dato che la struttura è monolitica. Bisogna inoltre considerare l'armatura richiesta per le verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.2.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,8 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di incastro della trave):
 $Q_{k,sup} = 444 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 509 \text{ kN}$
 $M_{k,sup} = 706 \text{ kN}$
 $M_{k,inf} = 928 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

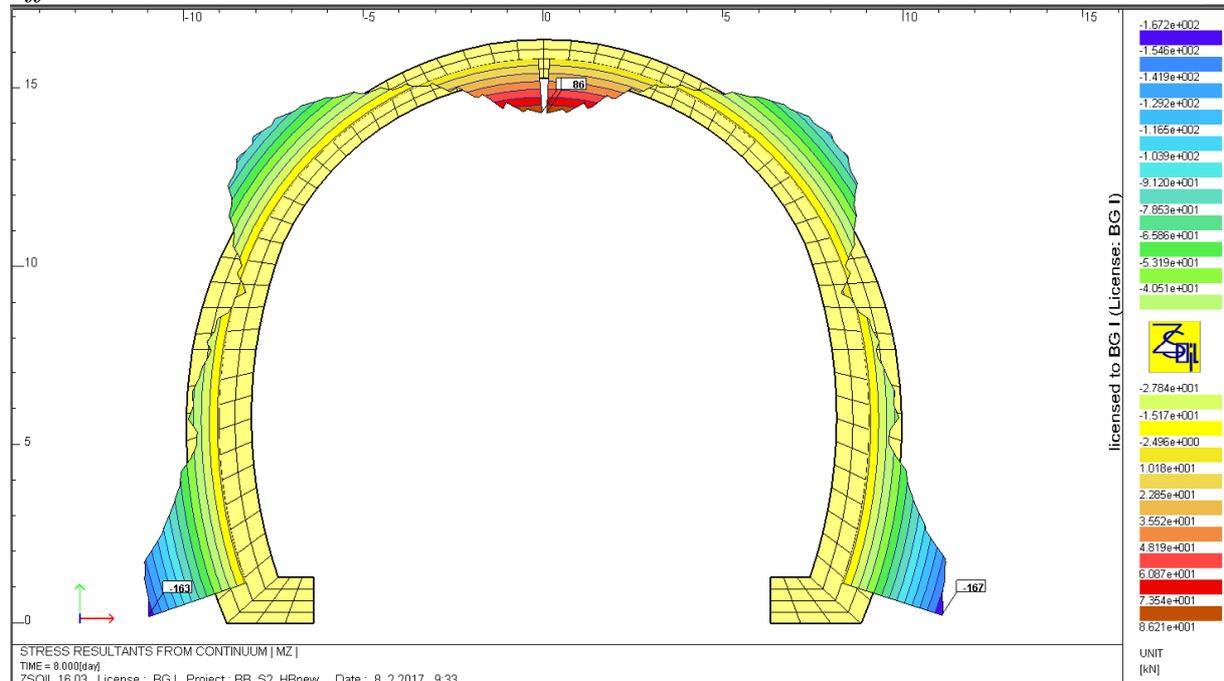


Figura 32: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

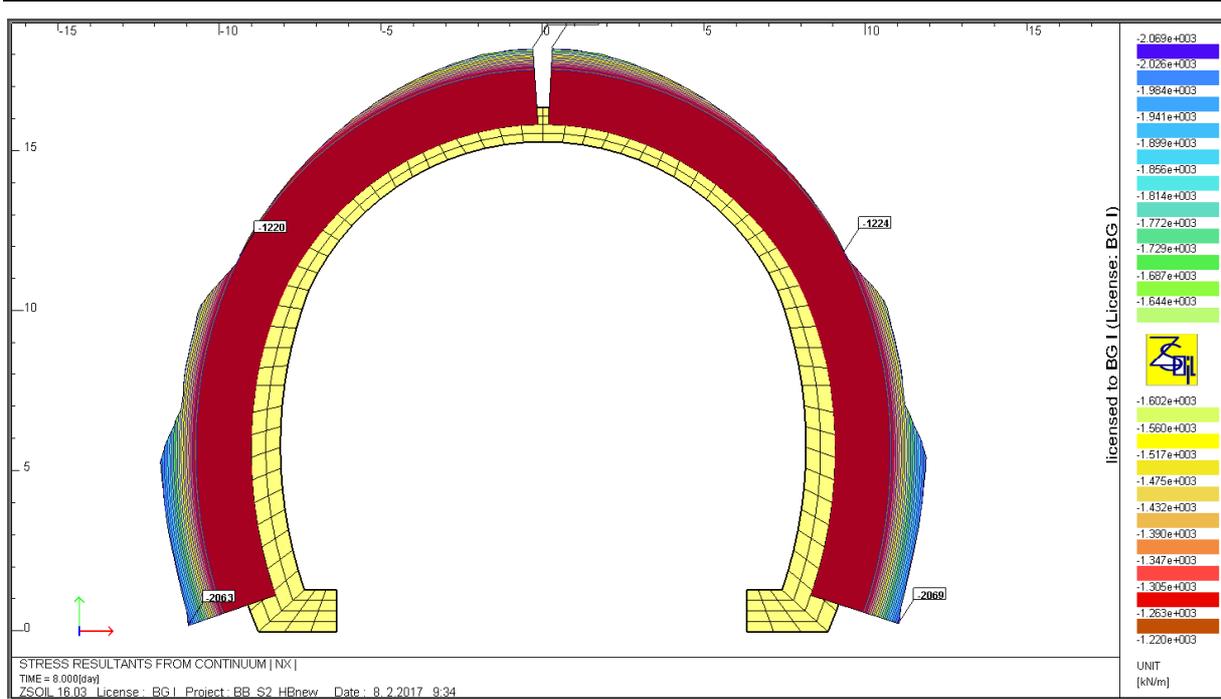


Figura 33: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2

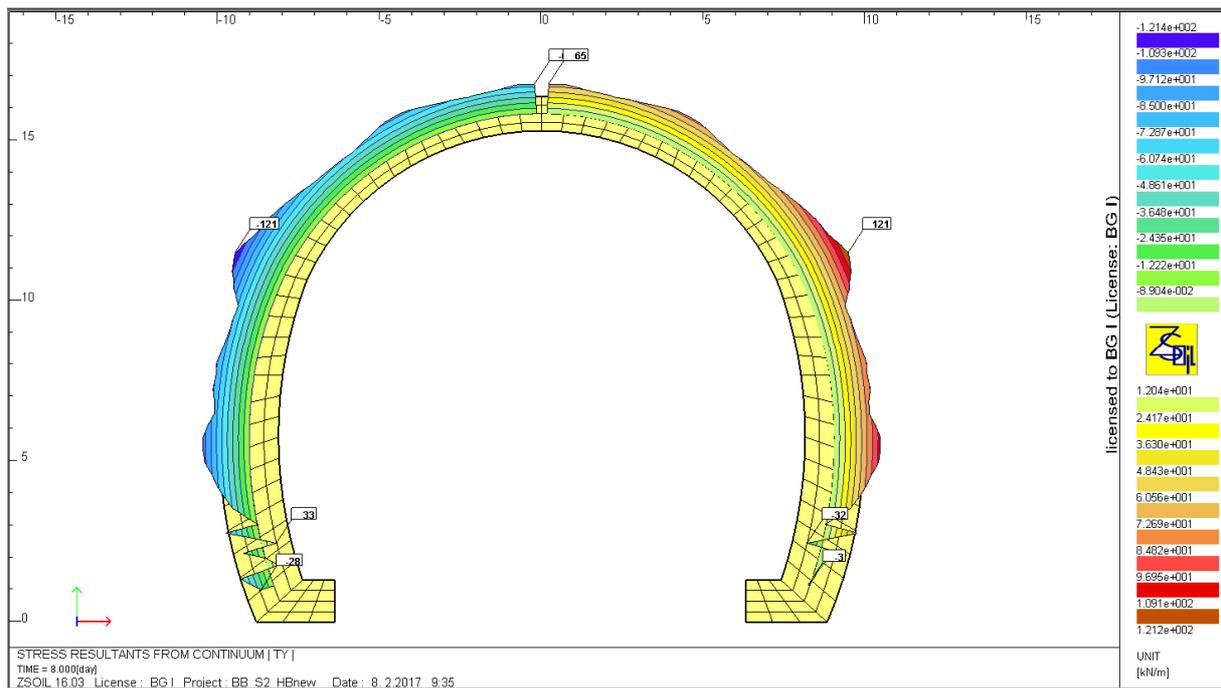


Figura 34: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section $b =$	1 m
Epaisseur section $h_w =$	0,8 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl} =$	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_c =$	1,5
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1,35

Résultats

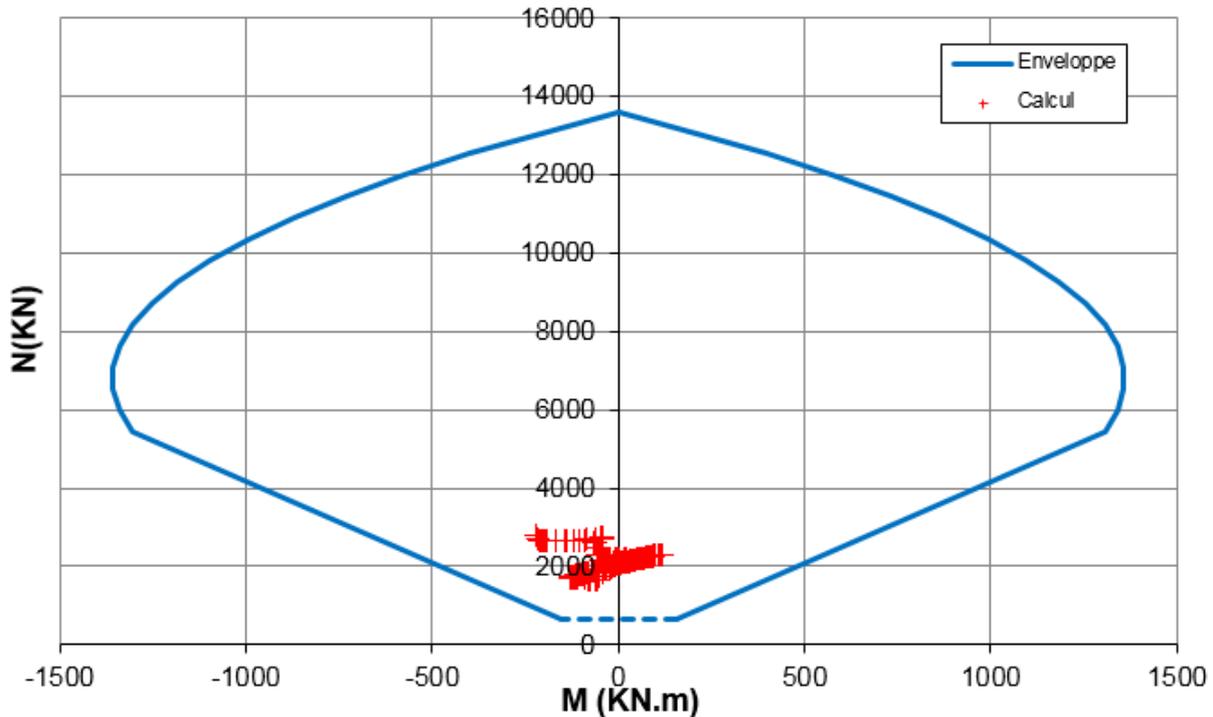


Figura 35: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a $FS=3,9$.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-163,87	0,80	-0,31	2,07	1,15	7,87	1,92	OK	6,26

Tabella 9: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Tuttavia, un'armatura localizzata dovrà essere disposta in corrispondenza delle intersezioni tra strutture interne e rivestimento, dato che la struttura è monolitica. Bisogna inoltre considerare l'armatura richiesta

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

per le verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.2.4 Sezione tipo S3, GSI=65, multilaminare

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,8 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di incastro della soletta): $Q_{k,sup} = 444 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 509 \text{ kN}$
 $M_{k,sup} = 706 \text{ kN}$
 $M_{k,inf} = 928 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

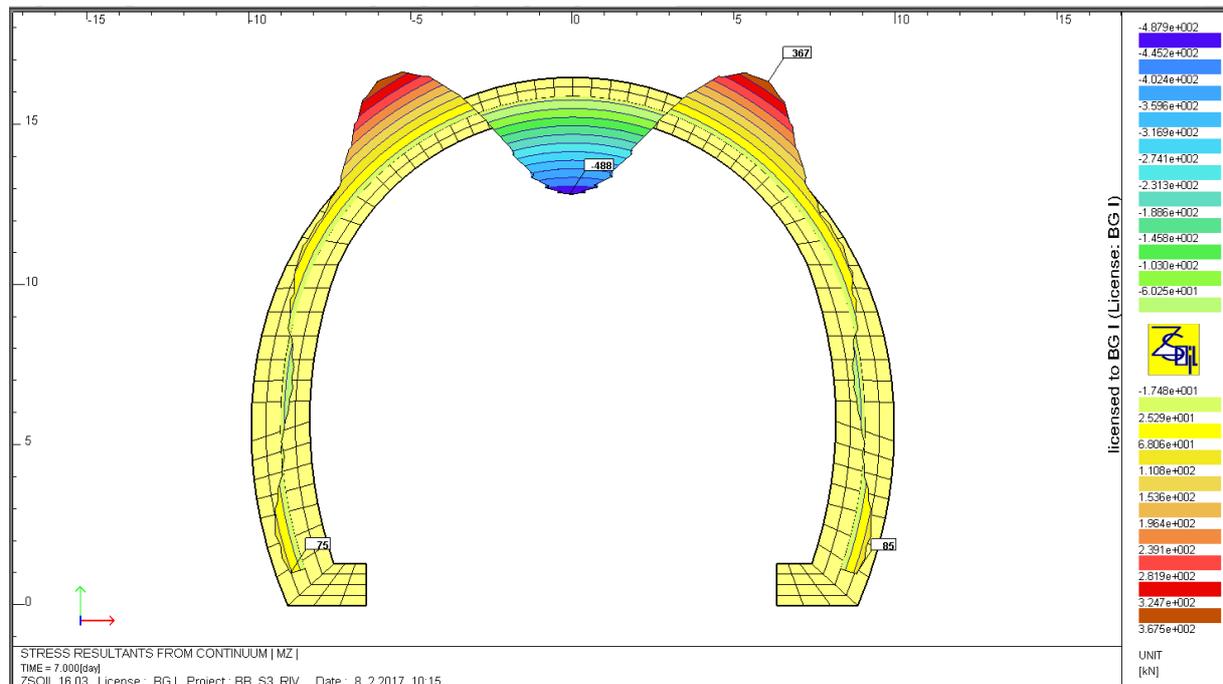


Figura 36: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

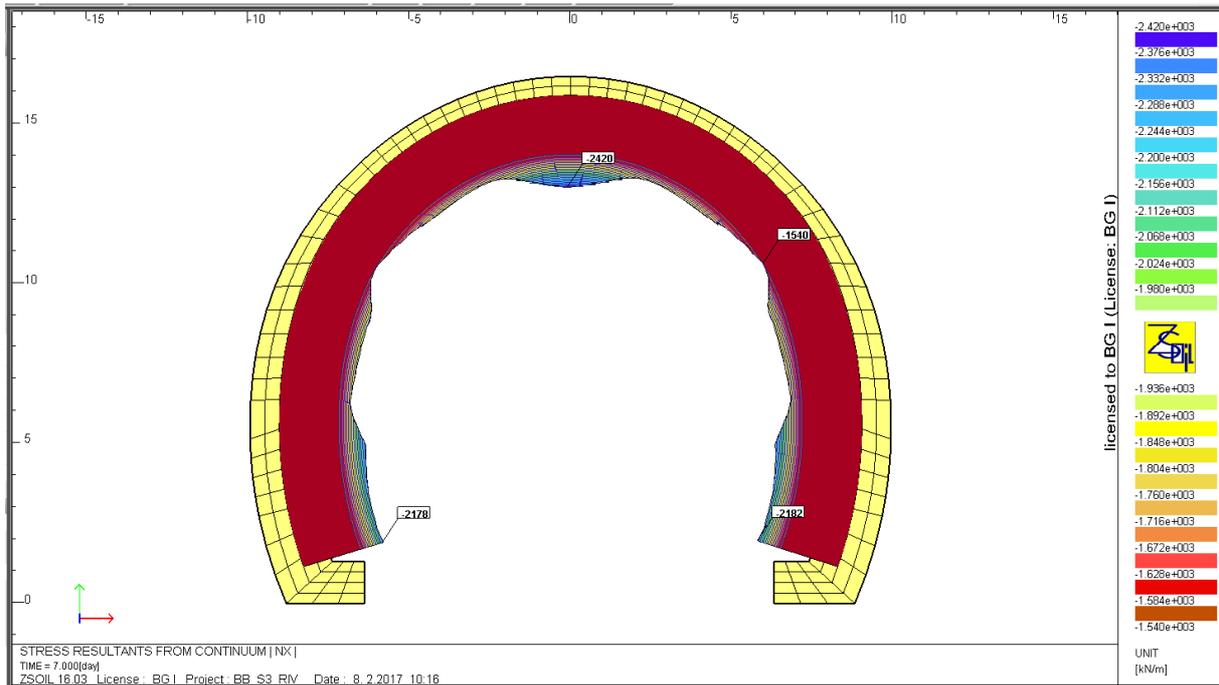


Figura 37: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3

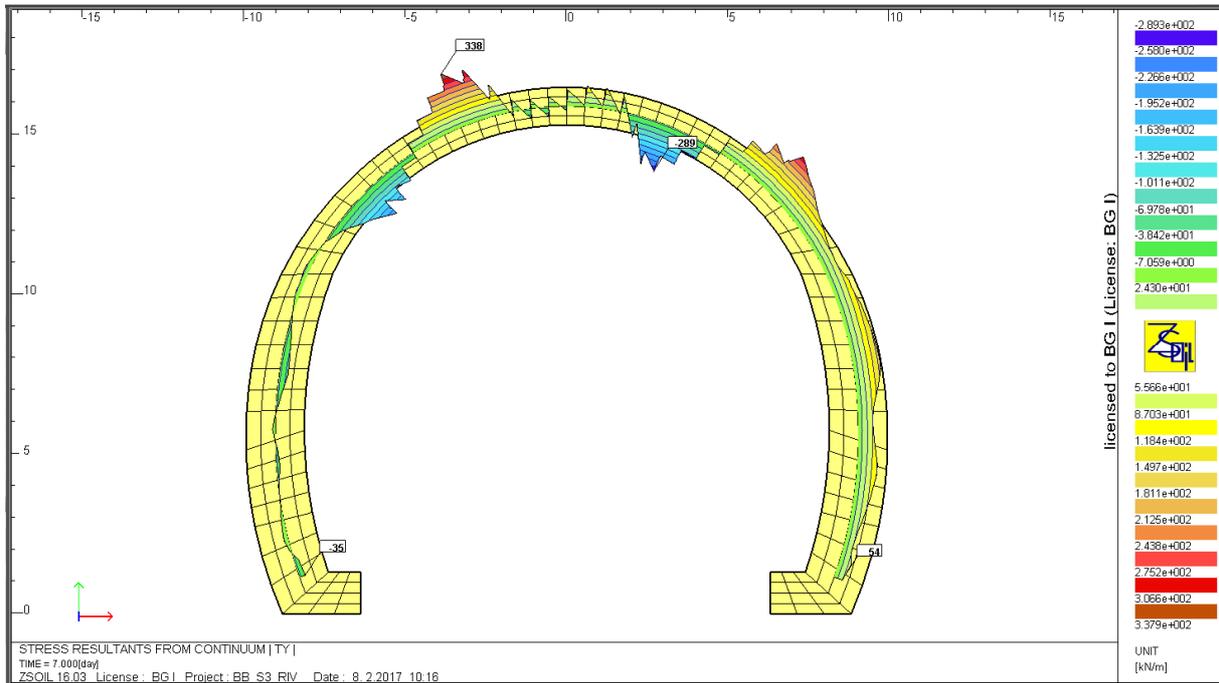


Figura 38: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

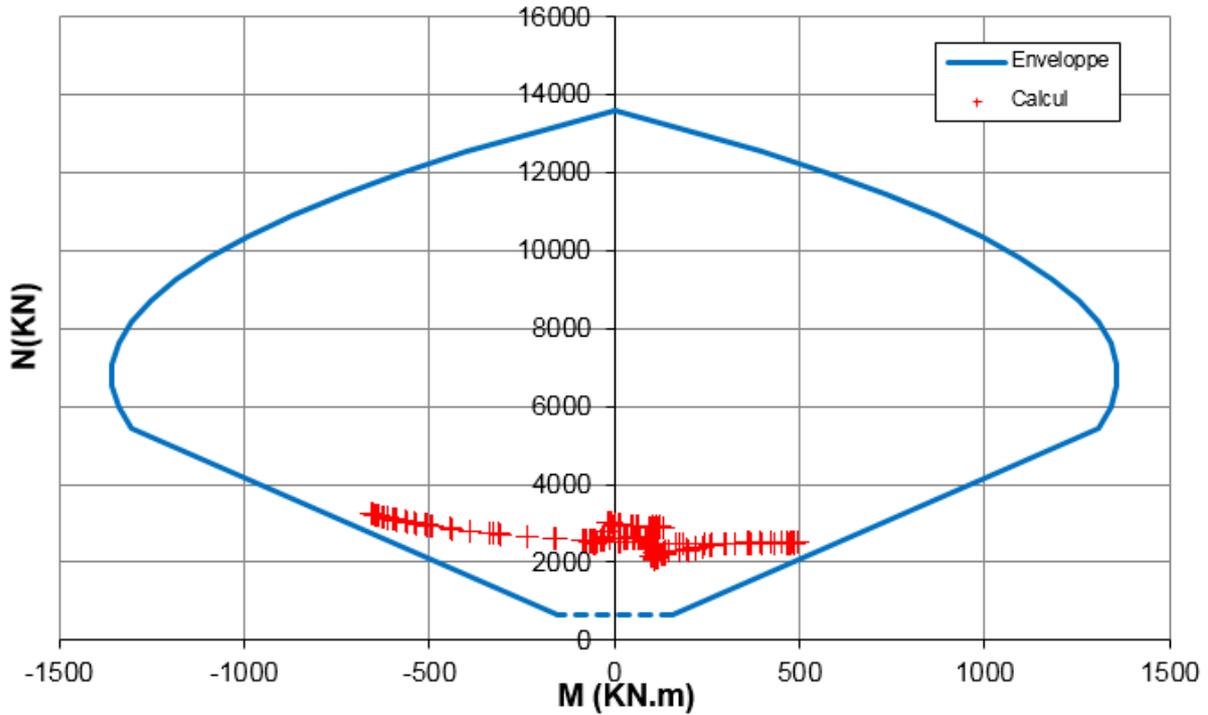


Figura 39: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=2.0.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
456,19	0,80	0,86	3,09	1,15	7,87	2,21	OK	2,58

Tabella 10: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S3

Conclusioni

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche. Tuttavia, un'armatura localizzata dovrà essere disposta in corrispondenza delle intersezioni tra strutture interne e rivestimento, dato che la struttura è monolitica. Bisogna inoltre considerare l'armatura richiesta per le verifiche al fuoco. Per la determinazione del tasso d'armatura si veda dunque il documento [9].

5.2.5 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,8 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil

Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di incastro della trave):
 $Q_{k,sup} = 444 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 509 \text{ kN}$
 $M_{k,sup} = 706 \text{ kN}$
 $M_{k,inf} = 928 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

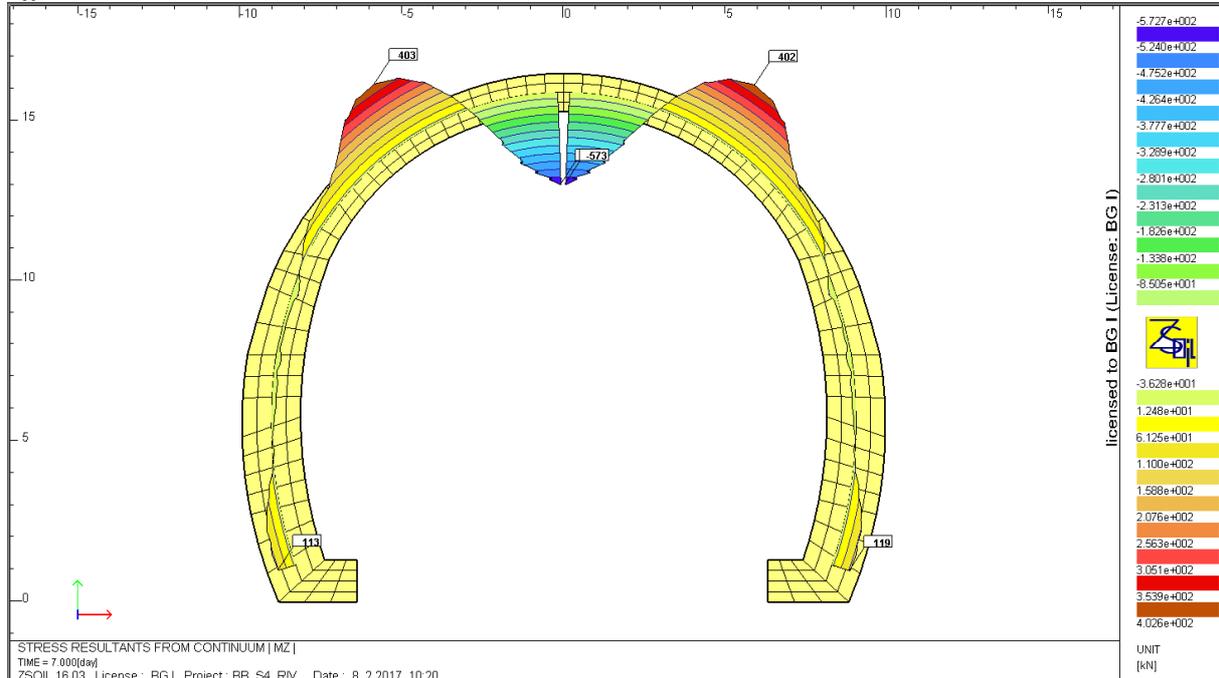


Figura 40: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

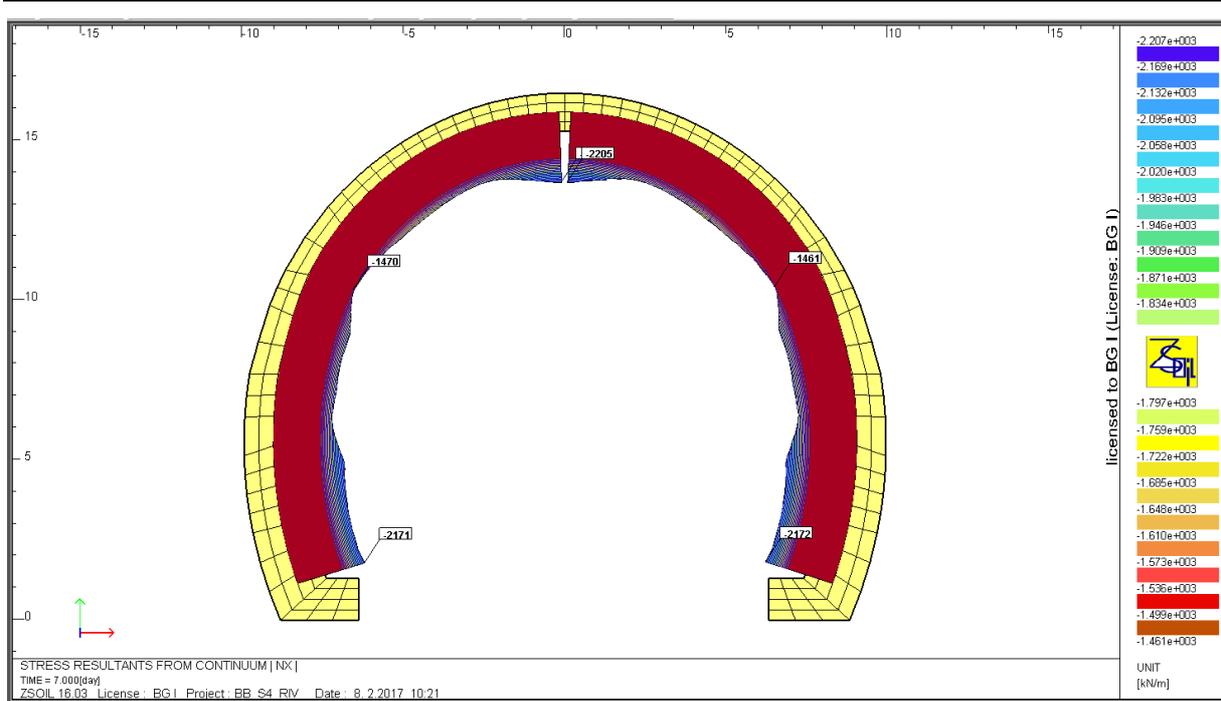


Figura 41: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4

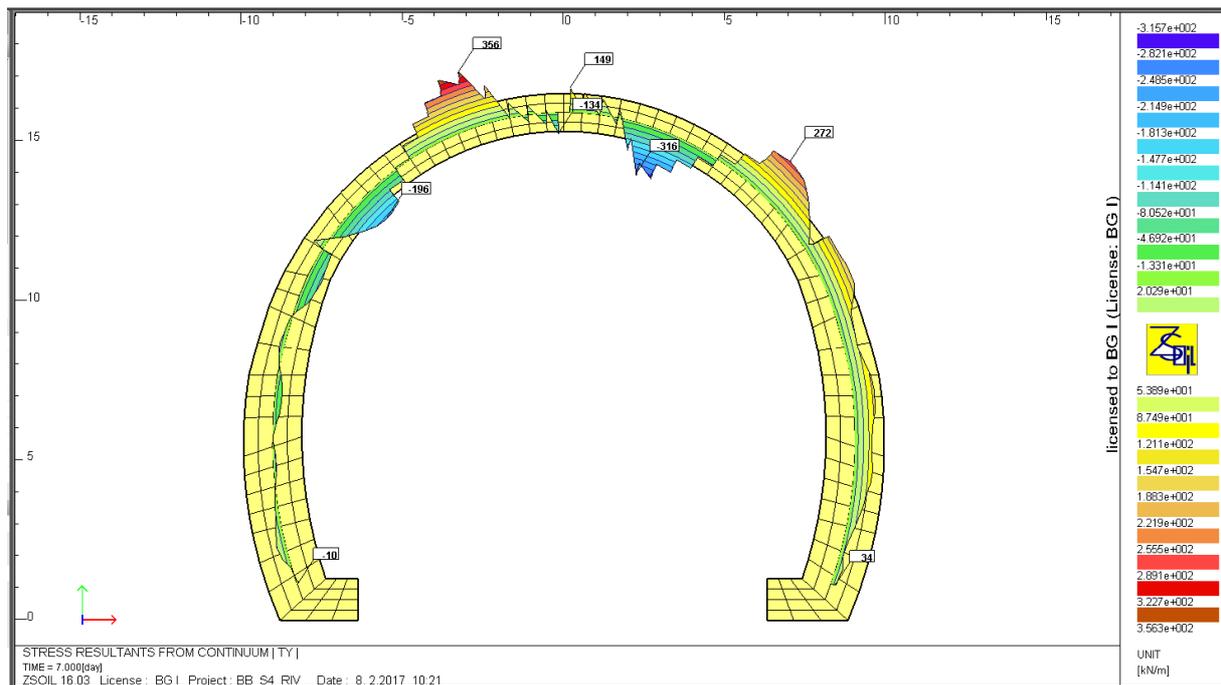


Figura 42: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione B-B, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,8 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,35

Résultats

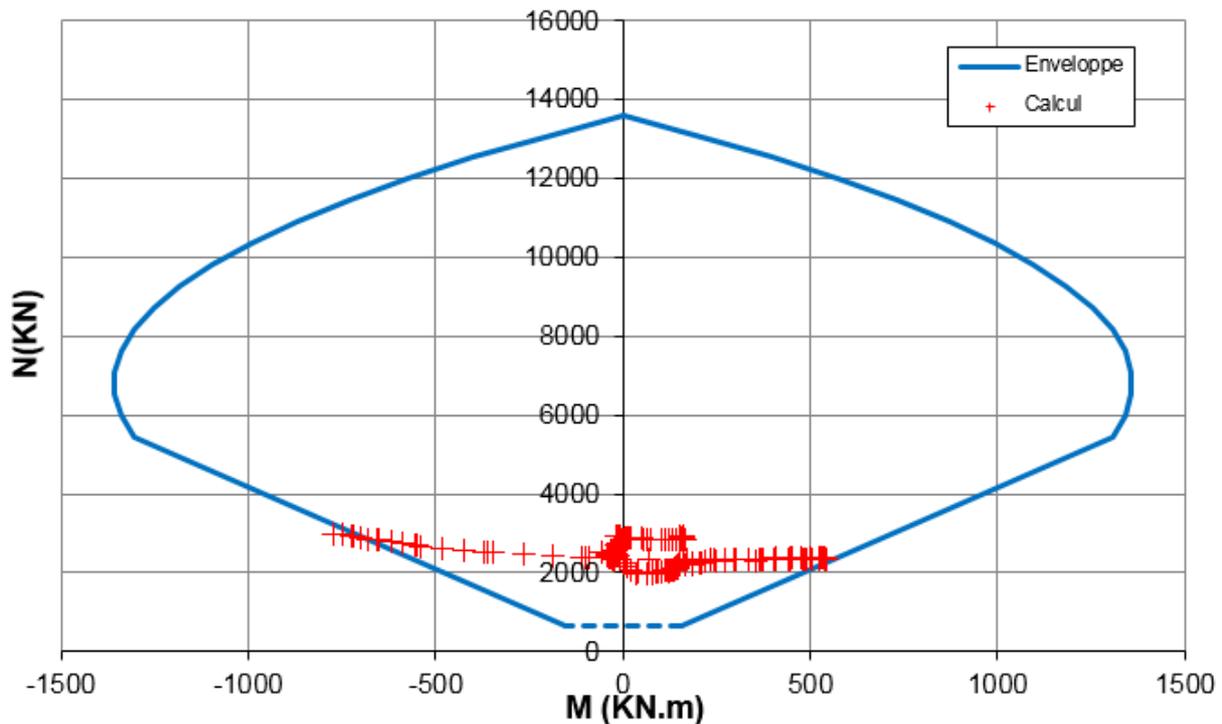


Figura 43: Diagramma d'interazione M-N

La struttura non armata non è verificata a pressoflessione. Occorre predisporre un'armatura.

Armatura minima secondo NTC eq. 4.1.43:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_y} \cdot b \cdot d = 0.26 \frac{2.9 \text{ MPa}}{450 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (800 - 50) \text{ mm} = 1257 \text{ mm}^2$$

Armatura necessaria:

$$\mathbf{\varnothing 16@150}$$

$$A_s = 1340 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$$

Dunque uno strato di $\varnothing 16@150$ all'intradosso e uno strato di $\varnothing 16@150$ all'estradosso.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo



Calcul de la courbe d'interaction du béton armé
 selon l'Eurocode 2
 BG Lyon - 2009

Données

Section	
Largeur section b =	1 m
Epaisseur section hw =	0,8 m
Section	0,8 m ²
Béton	
Résistance du béton f _{ck} =	30 MPa
γ _c =	1
Acier	
σ _e	450 MPa
E _s	200000 MPa
γ _s =	1,15
nbre barres	1 2 3 4
diamètre	6,67 6,67 0 0 mm
enrobage à l'axe	16 16 0 0 m
section (cm ²)	0,058 0,75 0 0 cm ²
	13,40 13,40

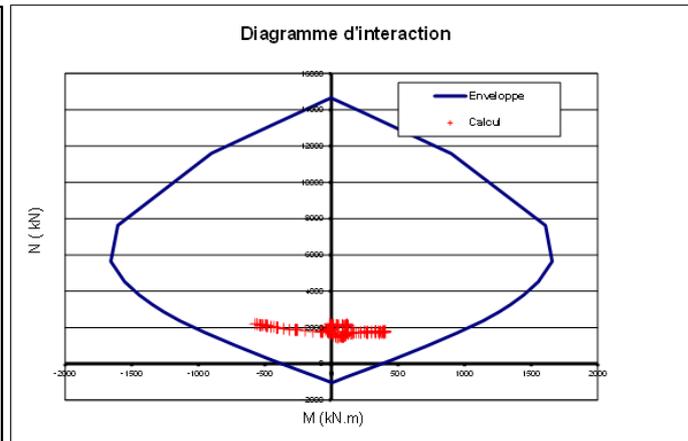


Figura 44: Diagramma d'interazione M-N della sezione armata

La sezione armata è verificata a pressoflessione con un fattore di sicurezza pari a FS=1.9.

Verifica interazione N+V

V _{Ed} [kN]	x [m]	τ _{cp} [Mpa]	σ _{cp} [Mpa]	f _{ctd} [Mpa]	σ _{clim} [Mpa]	f _{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
481,02	0,80	0,90	2,96	1,15	7,87	2,17	OK	2,41

Tabella 11: Verifica del rivestimento al taglio, sezione B-B, sostegno S4

Conclusion

Si dispone un'armatura di diametro 16mm ogni 150mm, sia all'intradosso che all'estradosso. Nessuna armatura specifica a taglio è necessaria. Per la determinazione completa del tasso d'armatura si veda il documento [9].

5.3 Sezione E-E

5.3.1 Modello

Al fine di considerare tutti i carichi che gravano sulle sezioni E-E, C-C e D-D, in questa sezione si considerano i carichi concentrati provenienti dalla soletta tra galleria intertubo e sala d'accoglienza (o tra i due piani che compongono la caverna Ovest), su cui transitano i veicoli bimodali, e della soletta che separa il condotto di ventilazione dell'area di sicurezza in calotta. Per maggiori dettagli sulla geometria e sui carichi si veda il documento [7].

Le reazioni di appoggio provengono dai calcoli svolti ai § 7.3 e 7.4.

La soletta superiore è incastrata alle sue estremità; tuttavia, data la differenza di spessore e considerata anche la pressione dovuta alla ventilazione di soli 1.5 kPa, il carico in soletta non è tale da indurre rotazioni significative sul rivestimento e quindi momenti.

Inoltre, la modellazione della soletta non porta a variazioni significative dei diagrammi degli sforzi sul rivestimento, come mostrato in allegato 1, in cui nel modello FEM 2D si è inserita la soletta, per cui non è stata considerata nei modelli illustrati nel seguito.

Il modello di calcolo in Zsoil con i rivestimenti e i carichi è illustrato nella figura seguente.

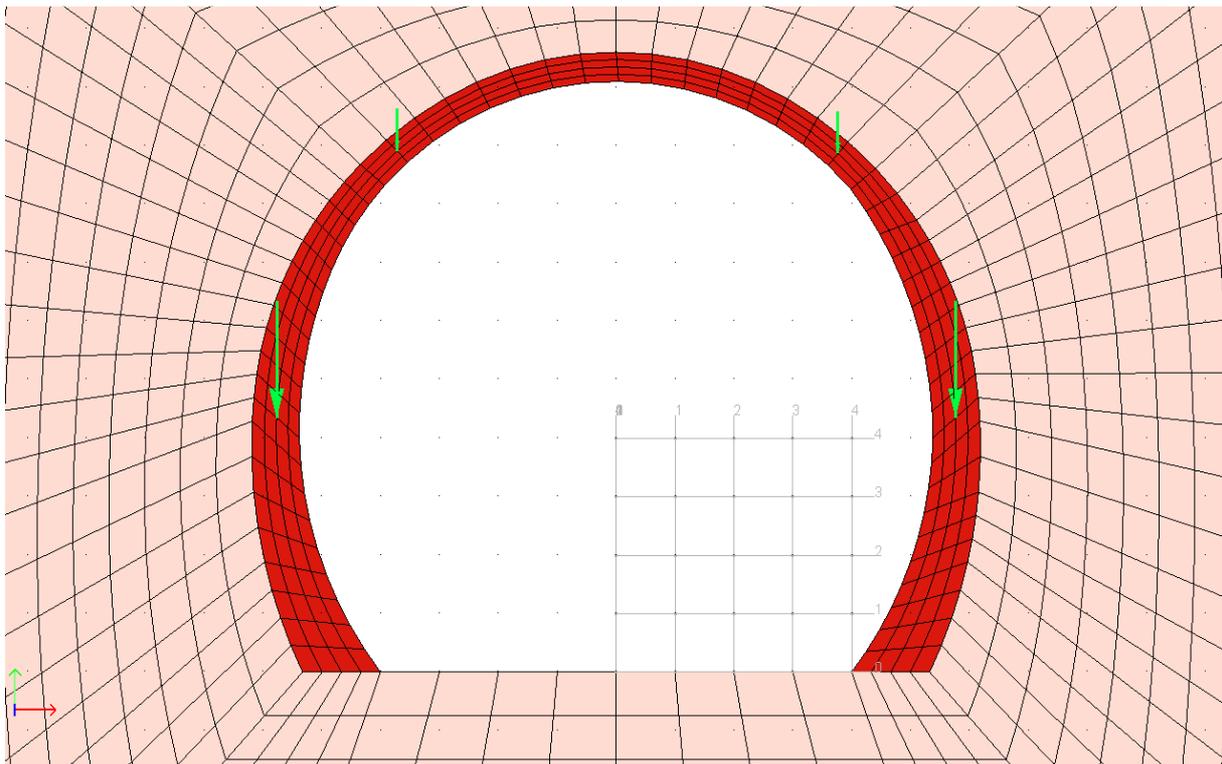


Figura 45: Modello 2D del rivestimento definitivo

Reazioni di appoggio Soletta Inferiore

Da inserire in ZSoil:

$$Ra = 90.8 \text{ kN}$$

Reazioni di appoggio Soletta Superiore

Da inserire in ZSoil:

$$Ra = 22.2 \text{ kN}$$

5.3.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37
 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_{k,sup} = 22.2 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 90.8 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
per gli effetti delle azioni
secondo NTC 2008
(Norme Tecniche per le Costruzioni): $\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

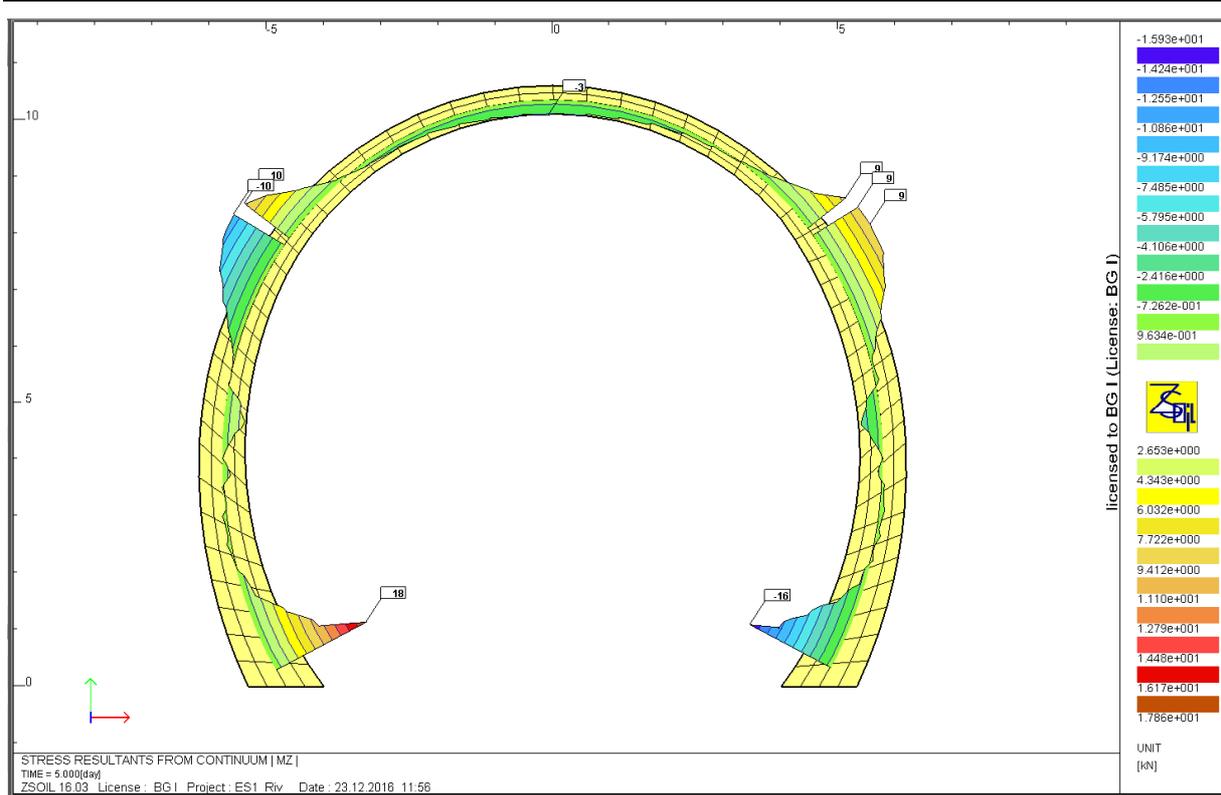


Figura 46: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1

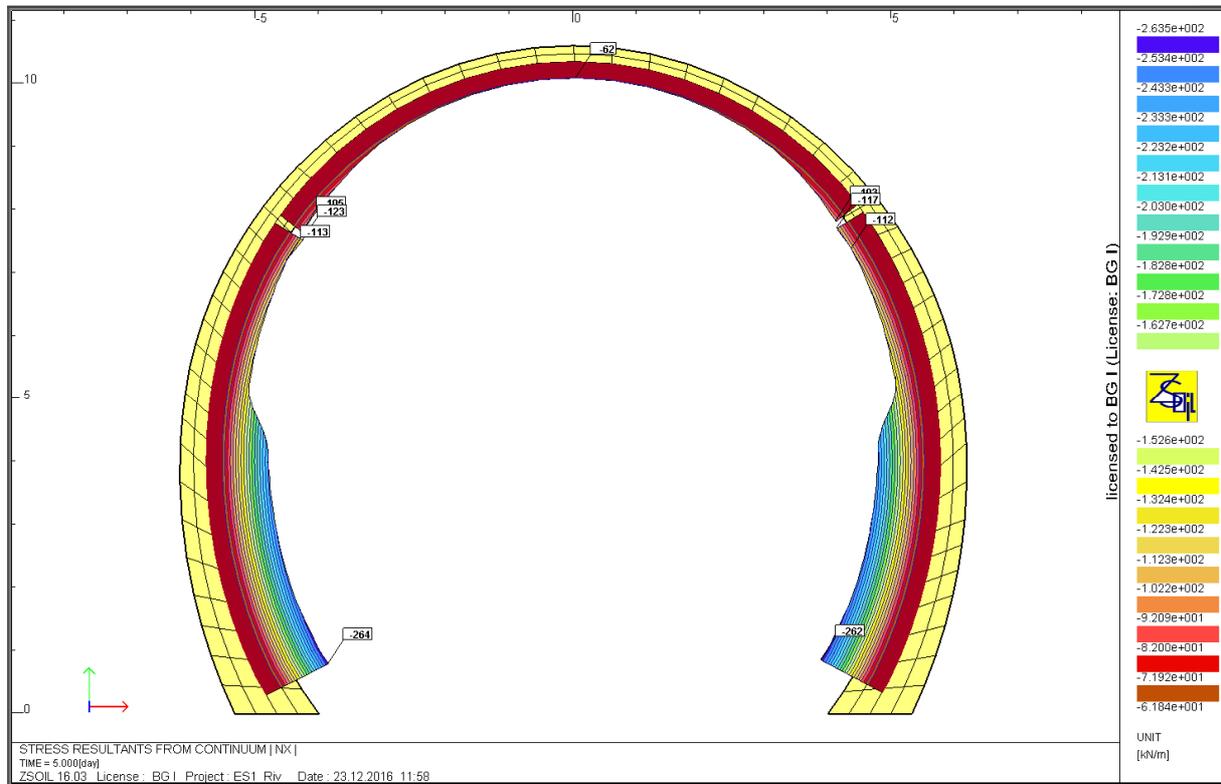


Figura 47: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

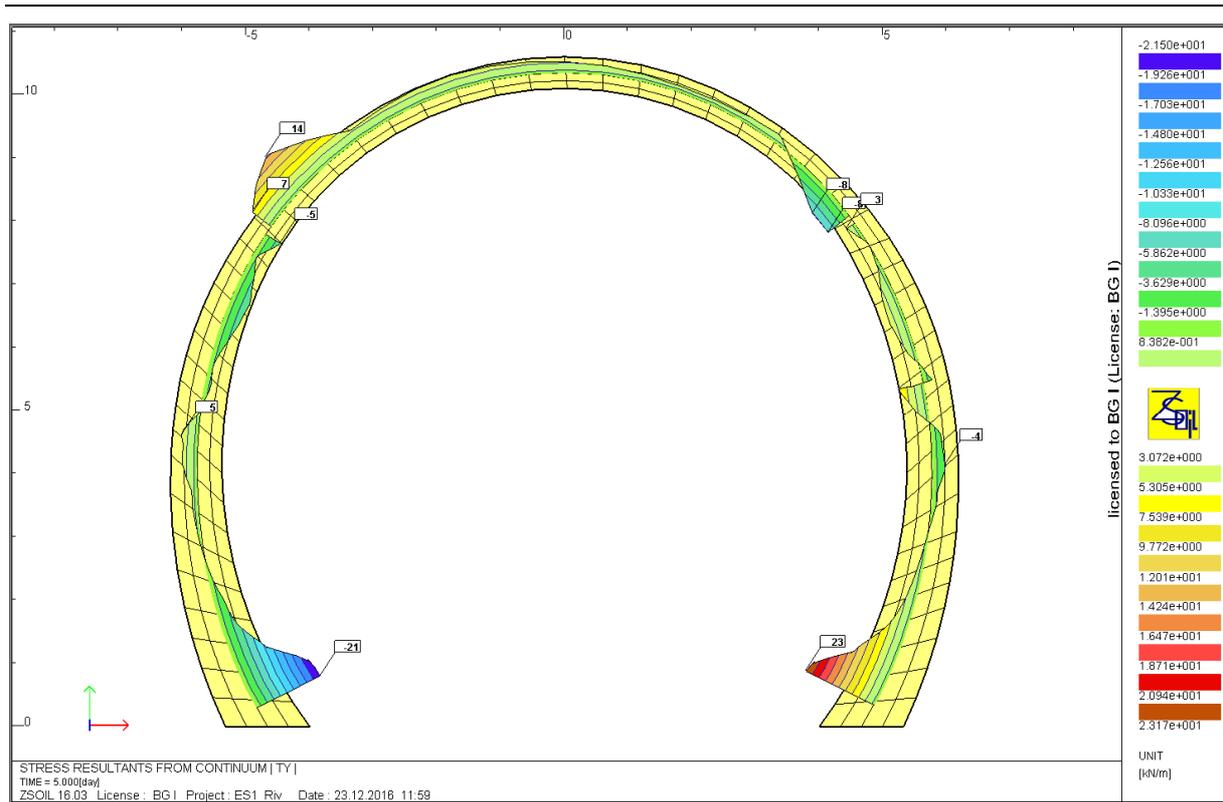


Figura 48: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S1

Verifica interazione N+M

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

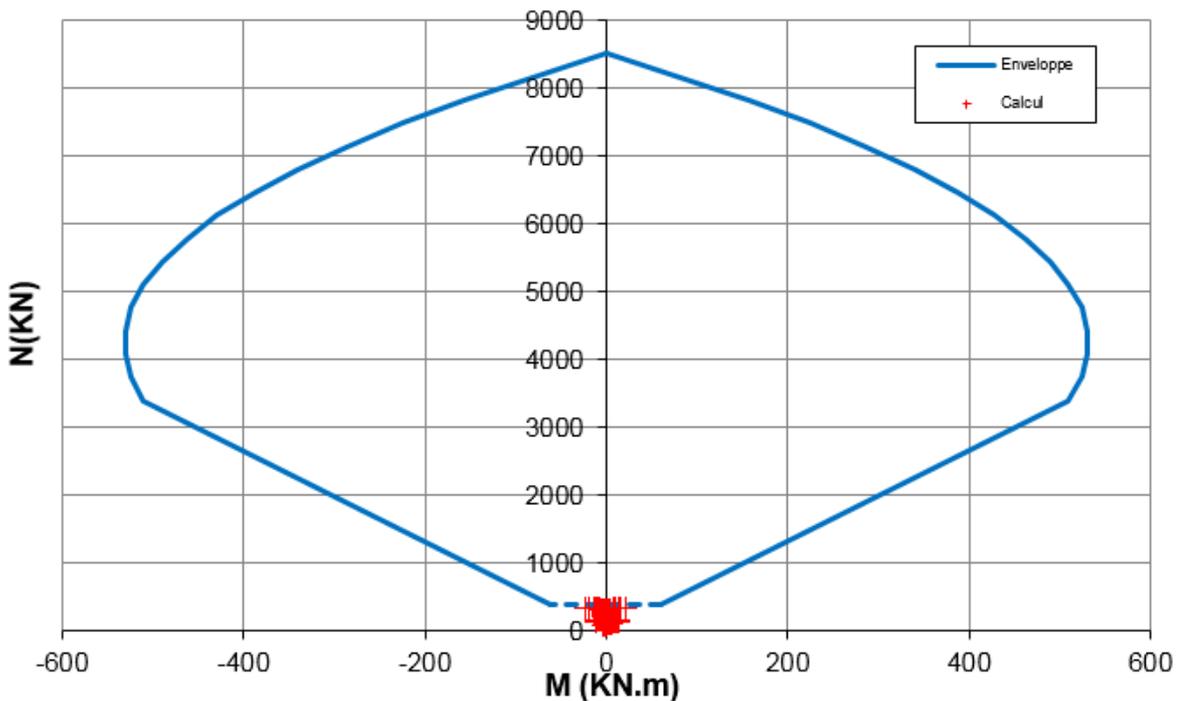


Figura 49: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, $FS \gg 1$.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
30,13	0,47	0,10	0,72	1,15	7,87	1,47	OK	15,3

Tabella 12: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S1

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.3.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_{k,sup} = 22.2 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 90.8 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

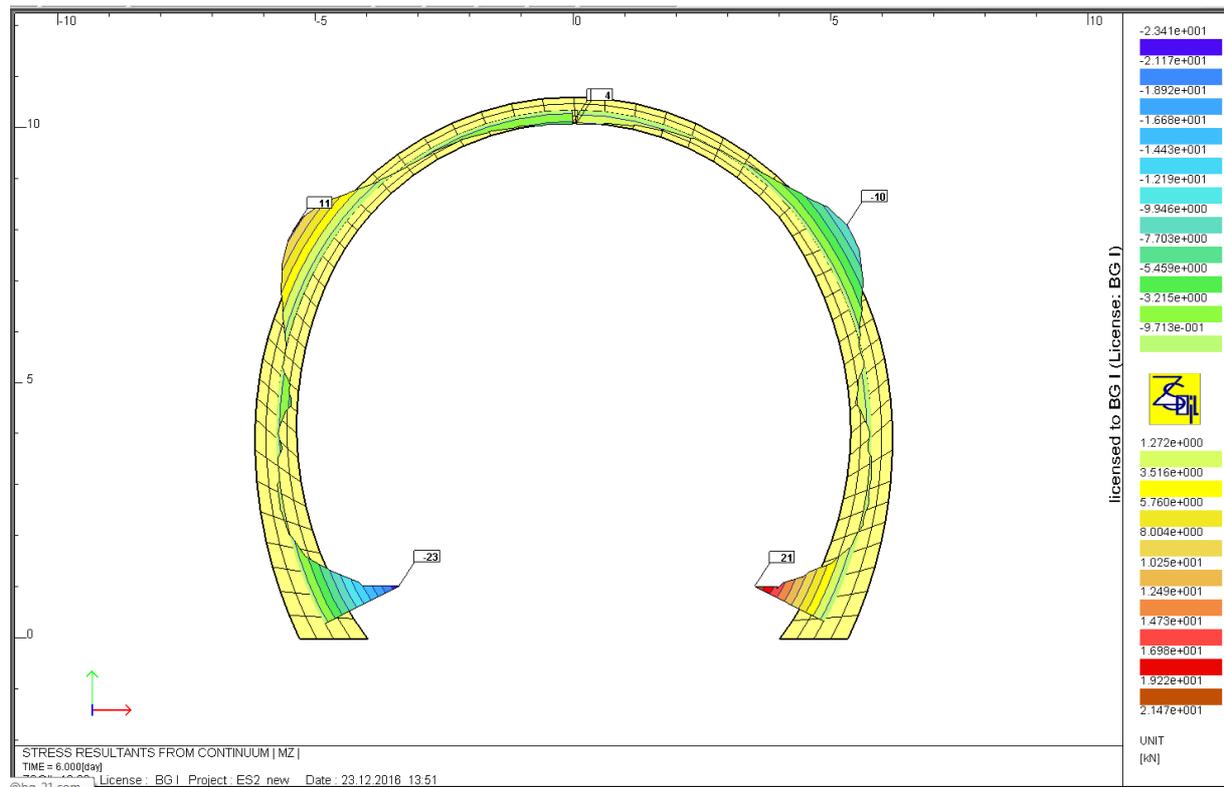


Figura 50: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

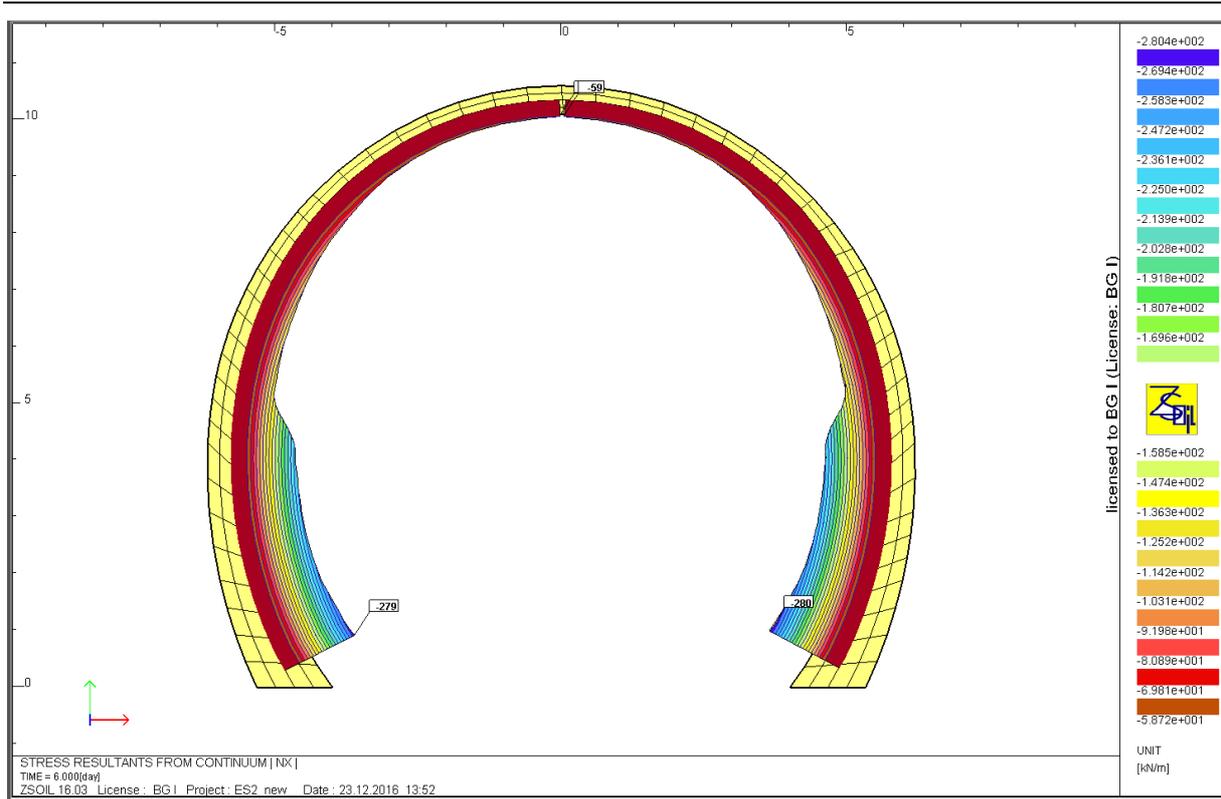


Figura 51: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2

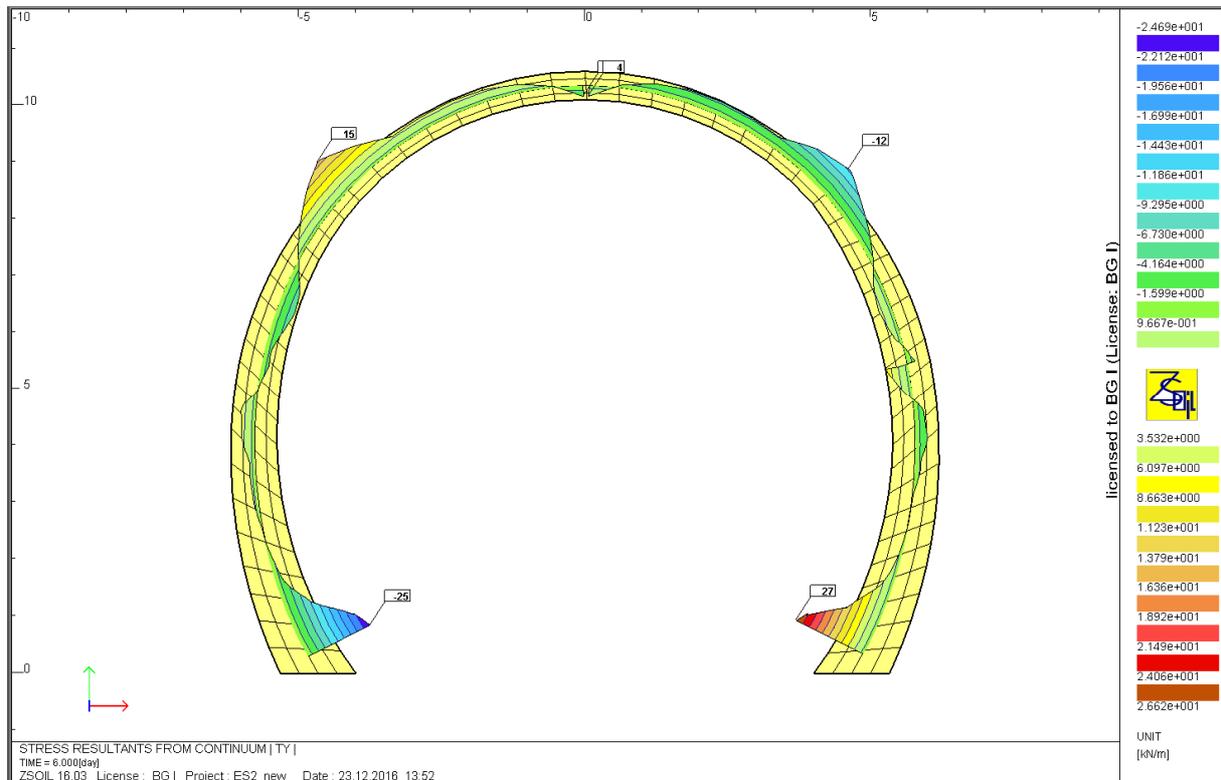


Figura 52: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S2

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

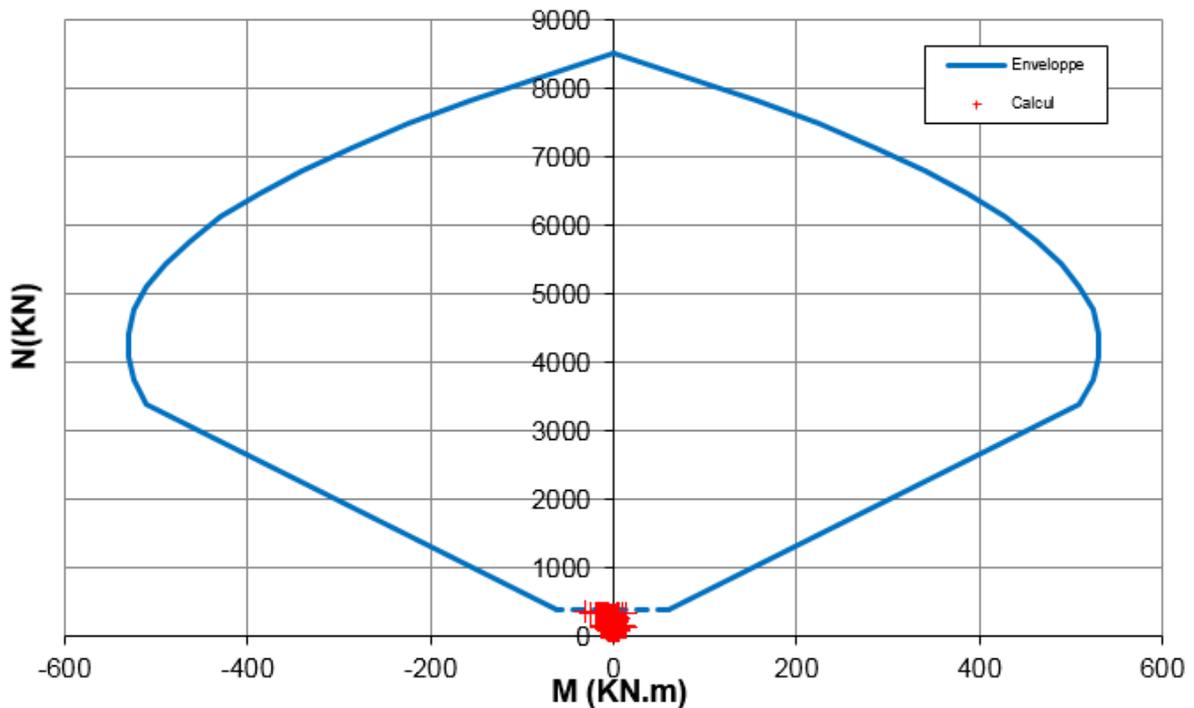


Figura 53: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, FS >> 1.

Verifica interazione N+V

V _{Ed} [kN]	x [m]	τ _{cp} [Mpa]	σ _{cp} [Mpa]	f _{ctd} [Mpa]	σ _{clim} [Mpa]	f _{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
34,61	0,43	0,12	0,84	1,15	7,87	1,51	OK	12,7

Tabella 13: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.3.4 Sezione tipo S3, GSI equivalente = 41

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_{k,sup} = 22.2 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 90.8 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

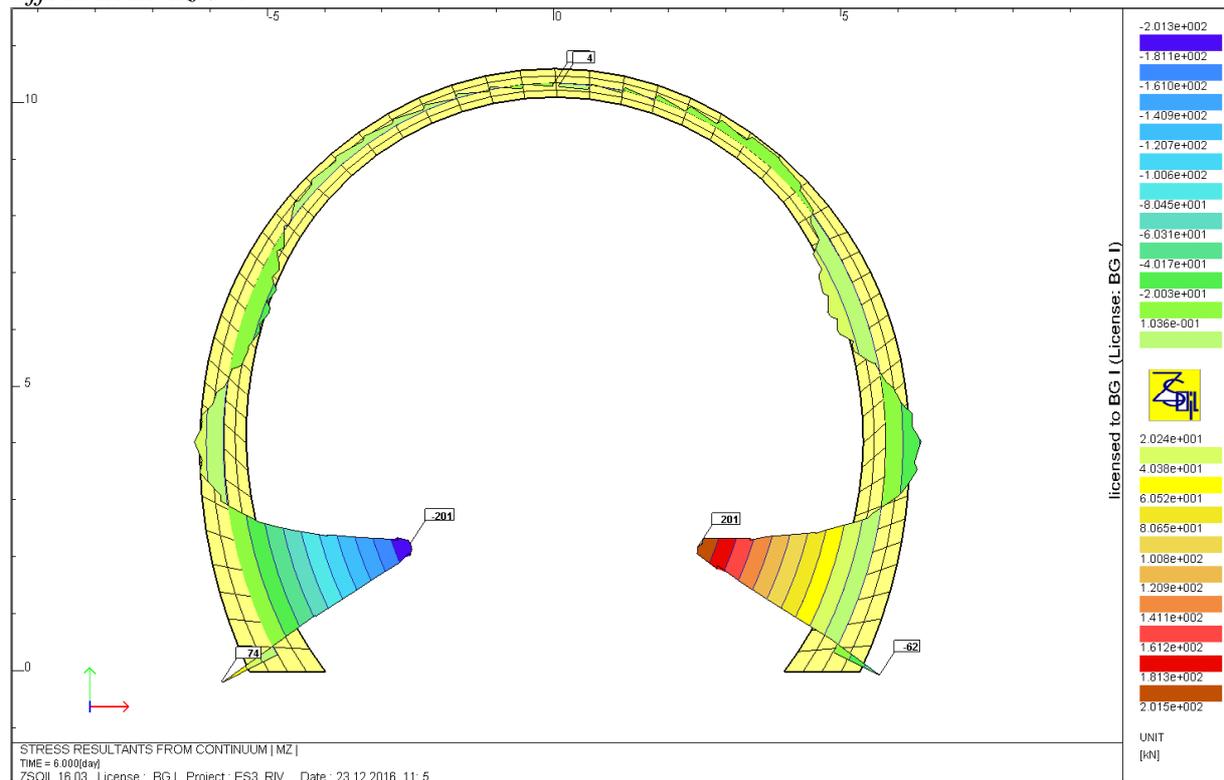


Figura 54: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

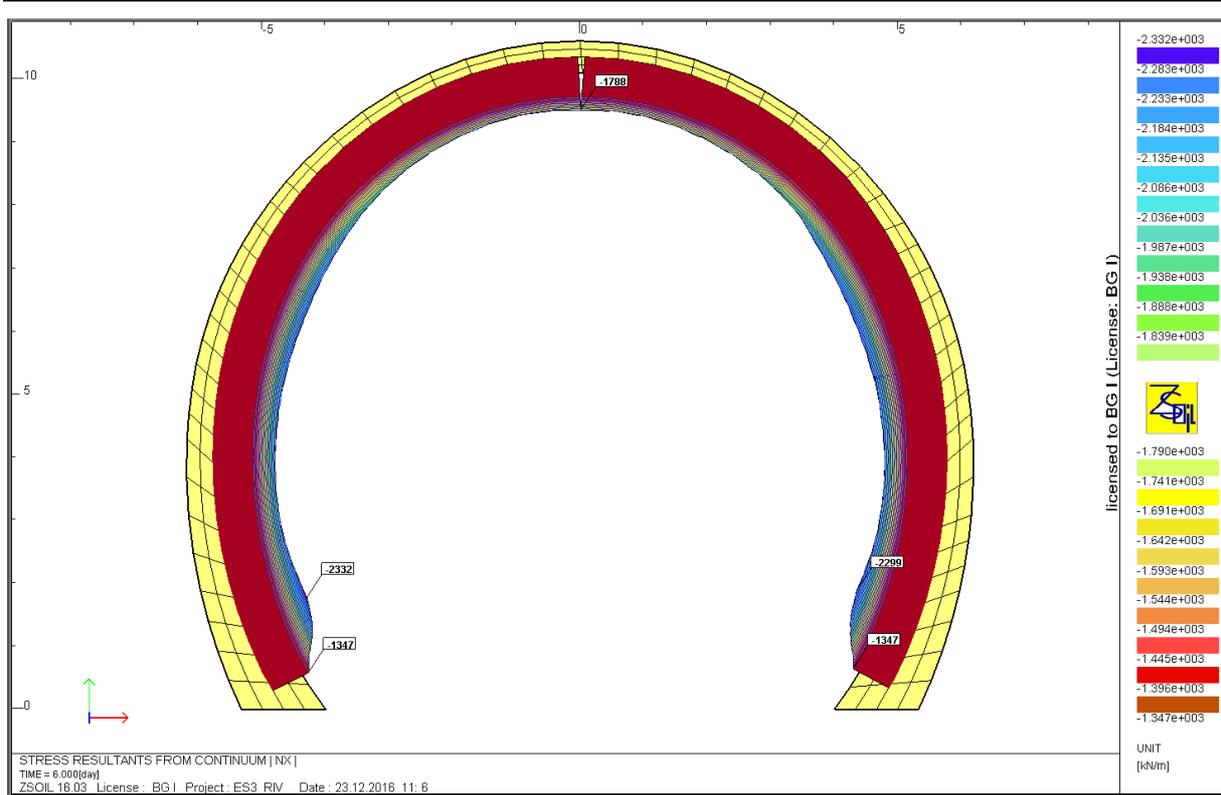


Figura 55: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3

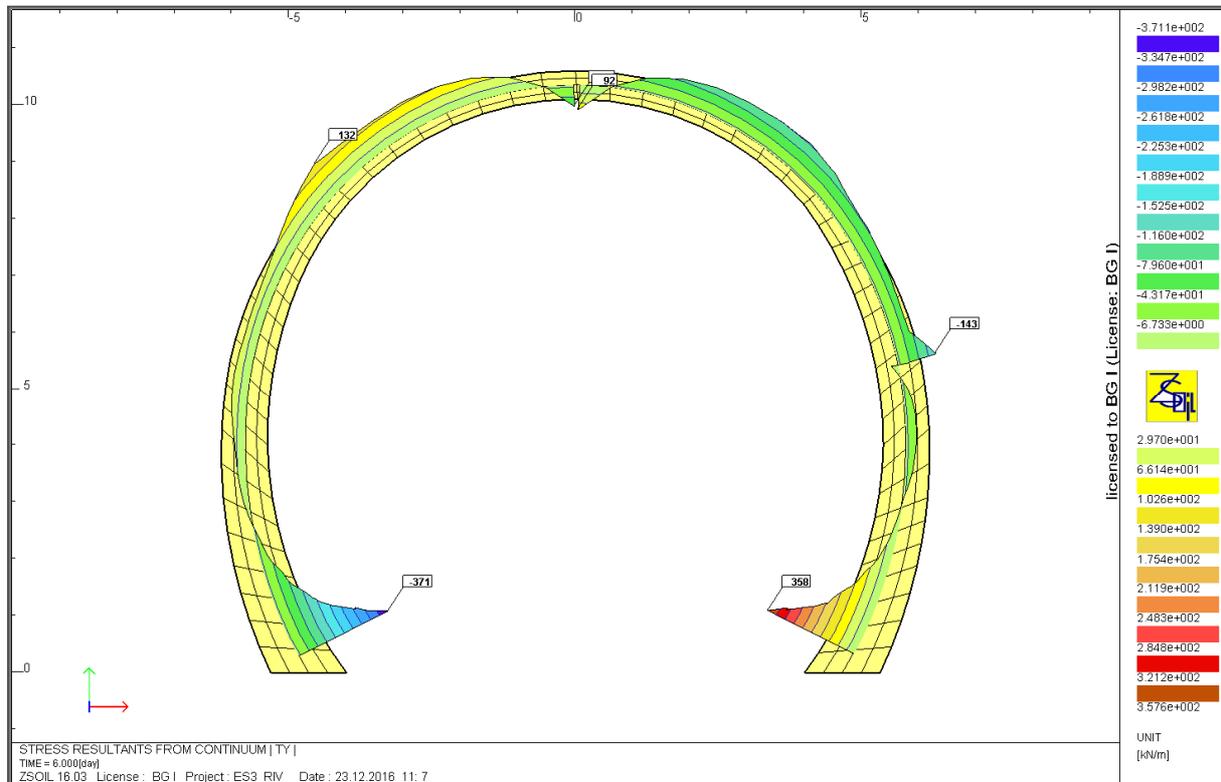


Figura 56: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S3

Verifica interazione N+M

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

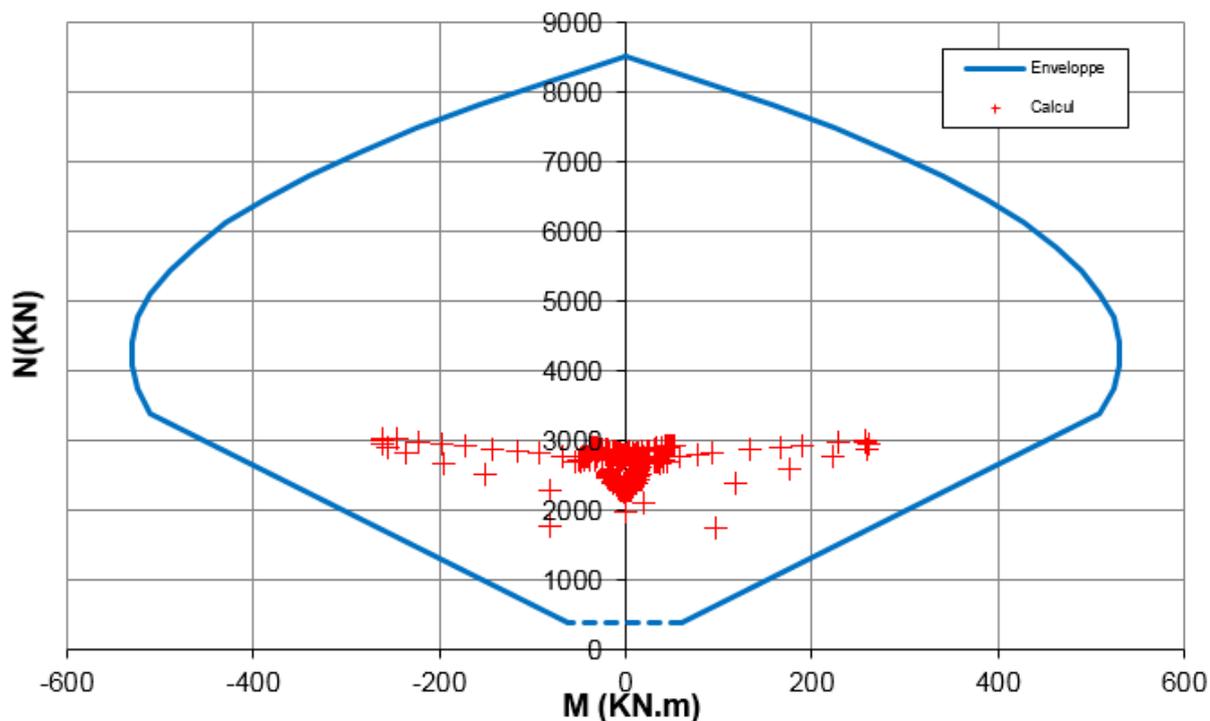


Figura 57: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=1.85.

Verifica interazione N+V

V _{Ed} [kN]	x [m]	τ _{cp} [Mpa]	σ _{cp} [Mpa]	f _{ctd} [Mpa]	σ _{clim} [Mpa]	f _{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-482,42	0,49	-1,49	3,59	1,15	7,87	2,33	OK	1,6

Tabella 14: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S3

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria per le verifiche statiche.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.3.5 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Carichi concentrati

(Reazioni di appoggio della soletta): $Q_{k,sup} = 22.2 \text{ kN}$
 $Q_{k,inf} = 90.8 \text{ kN}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

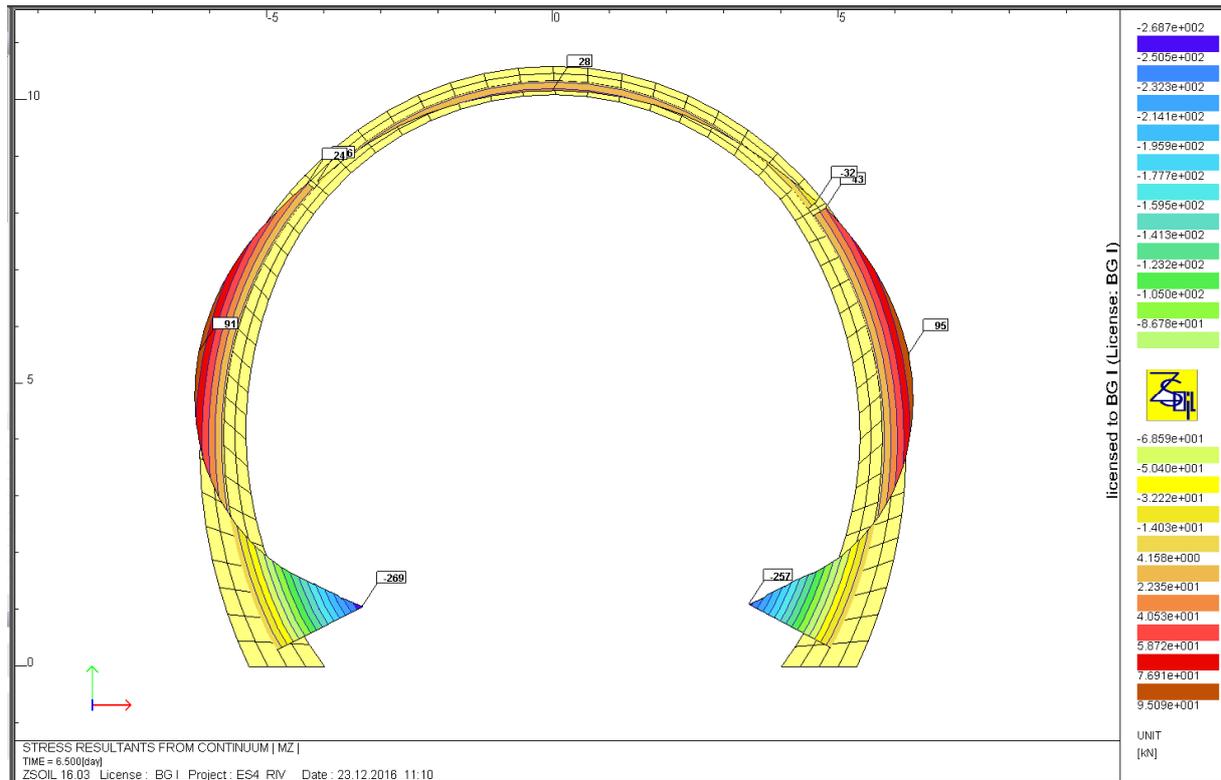


Figura 58: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

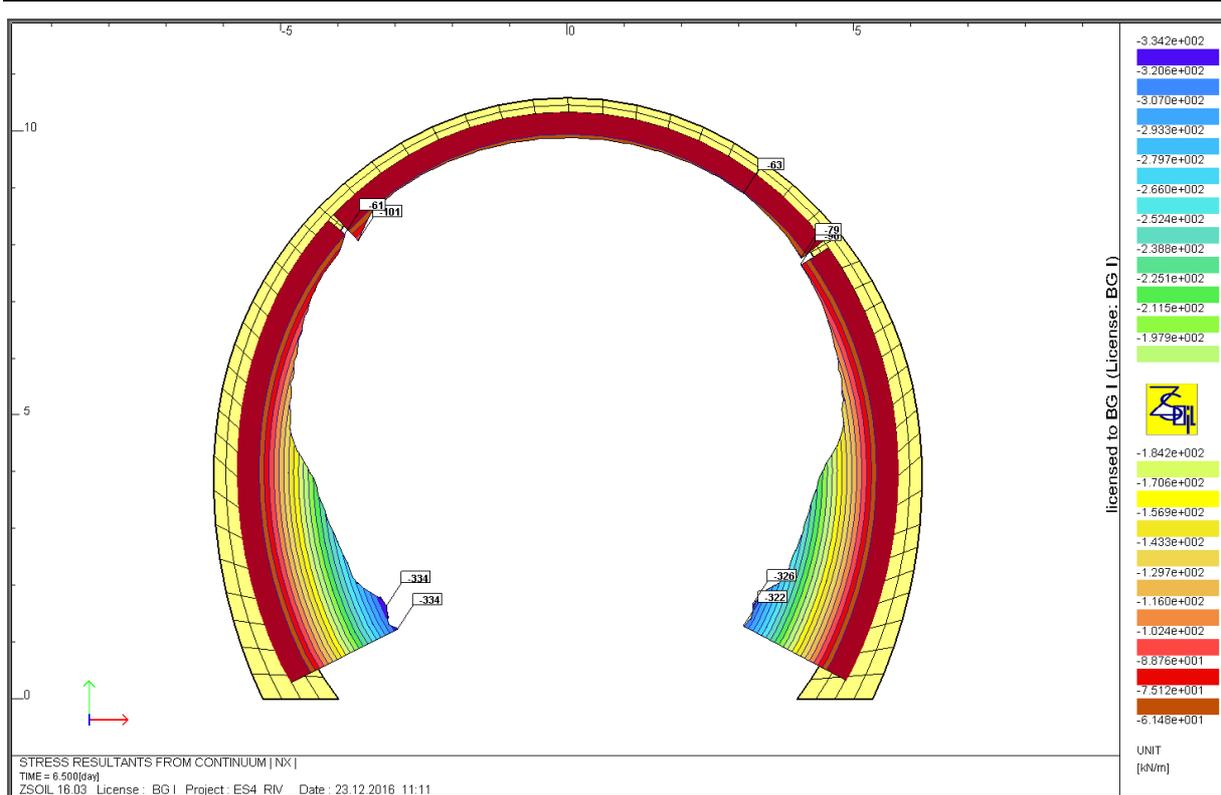


Figura 59: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4

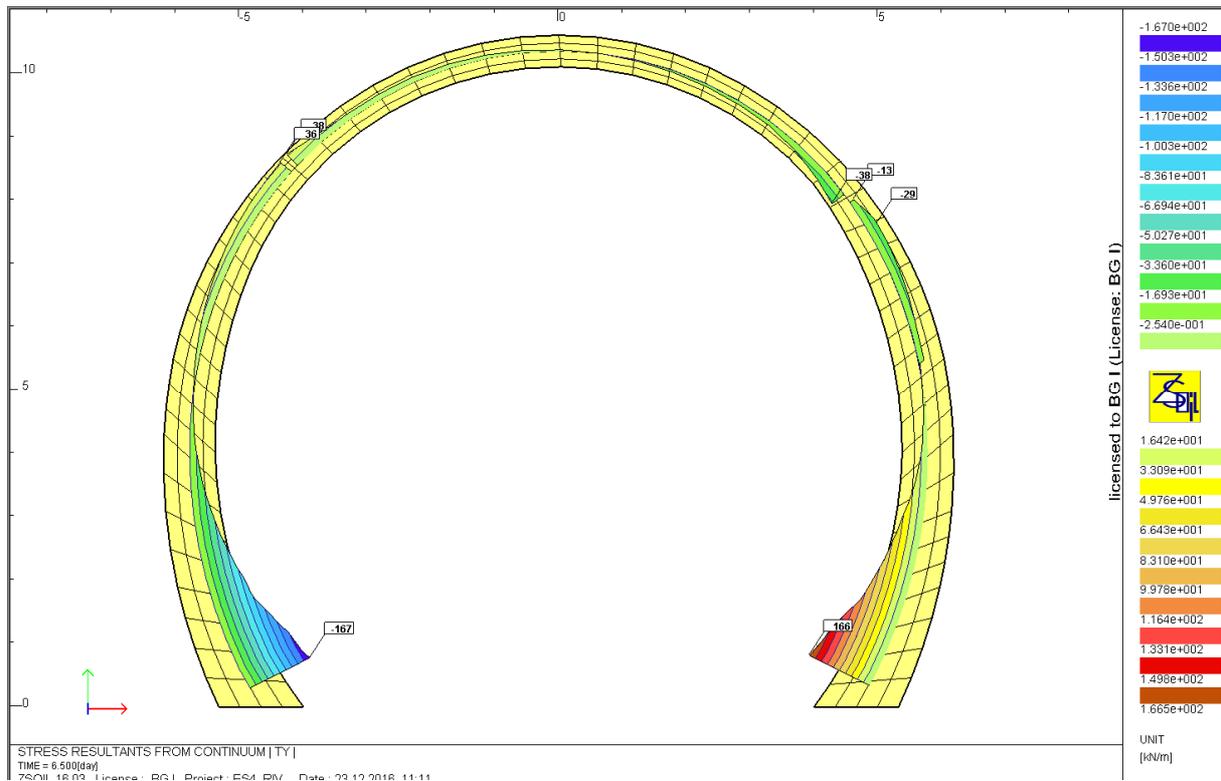


Figura 60: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4

Verifica interazione N+M

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h _w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f _{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme α _{cc,pl} et α _{ct,pl} =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ _c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ _{ELU} =	1,3

Résultats

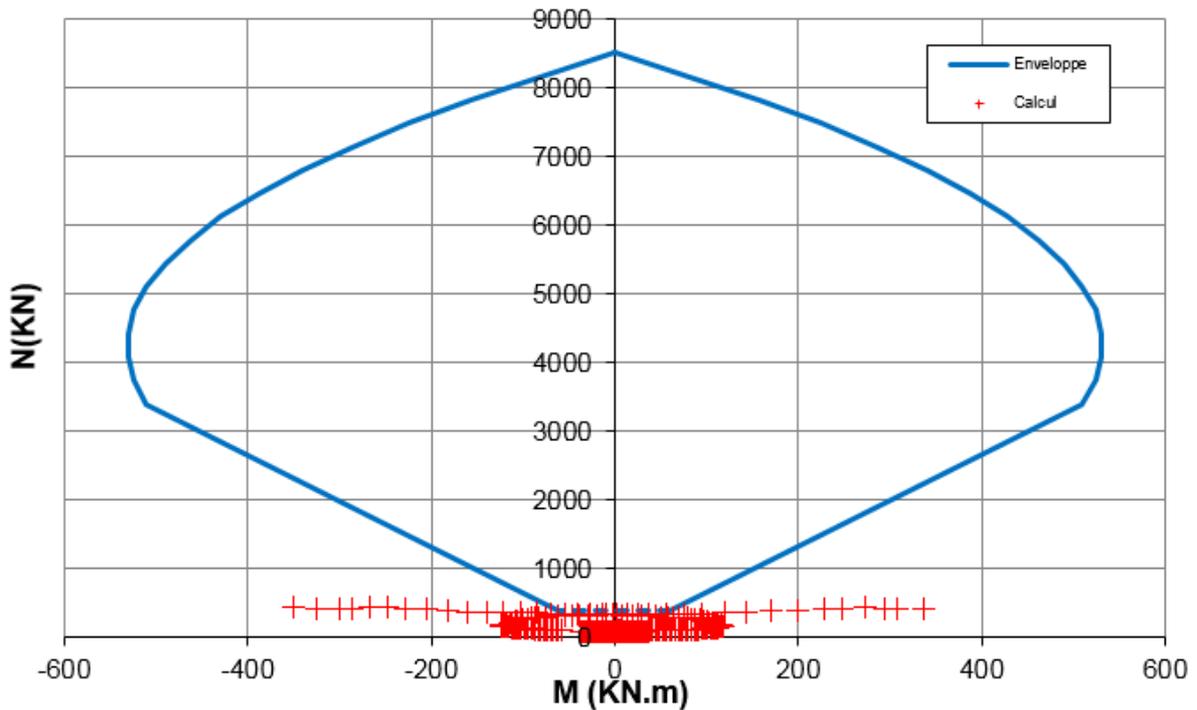


Figura 61: Diagramma d'interazione M-N

La sezione non armata non è verificata sotto gli sforzi sollecitanti, anche considerando lo spessore massimo dei rivestimenti nei piedritti t_{max}=1m.

Occorre armatura. Secondo le NTC eq. 4.1.4.3, l'armatura minima è la seguente:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.9}{450} \cdot 1000 \cdot 0.9 \cdot 500 = 754 \text{ mm}^2$$

Si dispone, sia all'intradosso che all'estradosso:

$$\begin{aligned} & \text{Ø18@150} \\ & A_s = 1696.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} \end{aligned}$$

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

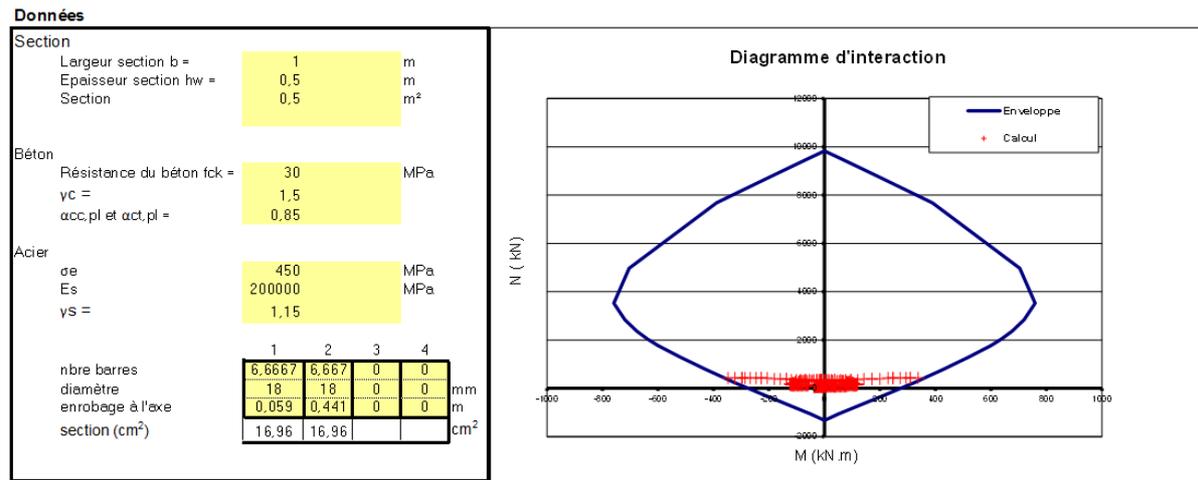


Figura 62: Diagramma d'interazione M-N

La sezione armata è verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=1.6

Verifica interazione N+V

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

Con

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

ρ_1 : tasso di armatura geometrico ≤ 0.02

σ_{cp} : tensione di compressione nella sezione $\leq 0.2 f_{cd}$

d: altezza utile della sezione

V_{SLU}=216,4 kN

Ved [kN]	Ned [kN]	VRd [kN]	Verifica	FS
216,4	423,9	297.67	OK	1.38

Tabella 15: Verifica del rivestimento al taglio, sezione E-E, sostegno S4

Conclusion

Si dispone un'armatura di diametro 18mm con interasse 150mm sia all'intradosso che all'estradosso.

5.4 Sezione H-H

5.4.1 Modello

Il rivestimento così come risulta nel modello Zsoil è rappresentato nella figura seguente. In questo caso non vi sono carichi concentrati provenienti da solette intermedie. Vi è invece una pressione idraulica all'interfaccia secondo quanto definito al § 4.5.3.

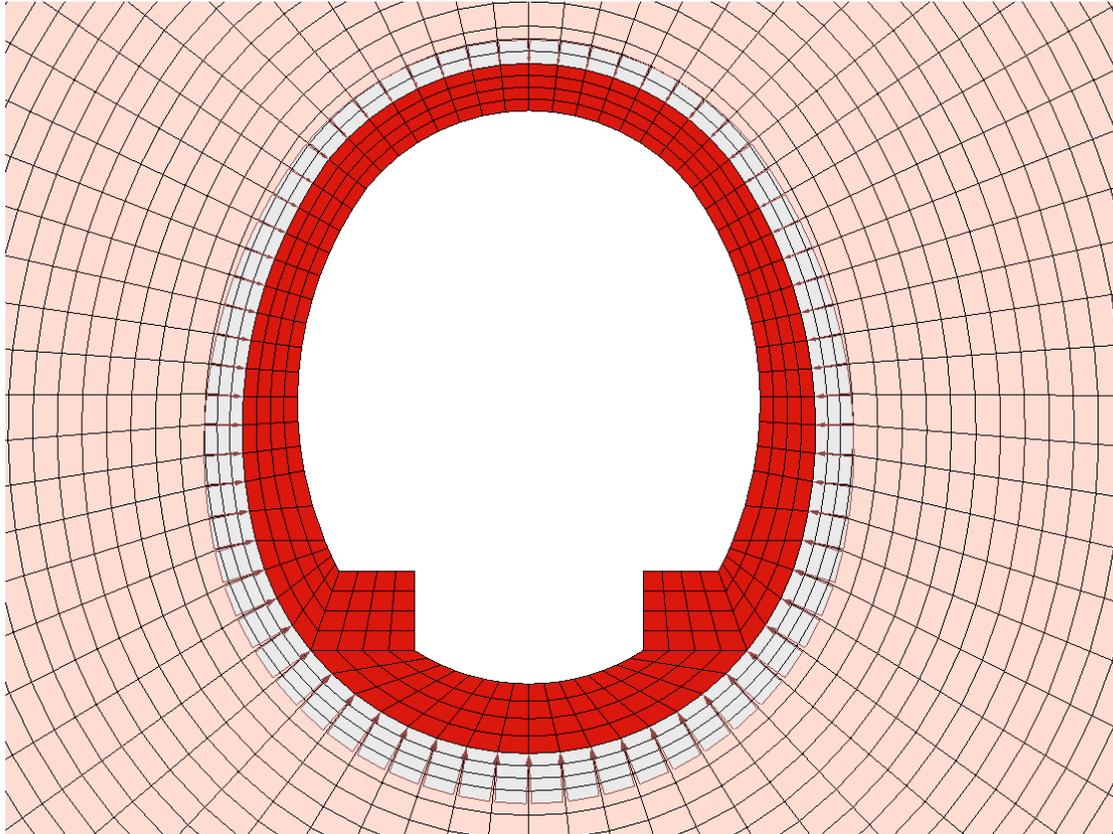


Figura 63: Modello 2D del rivestimento definitivo

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.4.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico in calotta 8.02m

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008: $\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

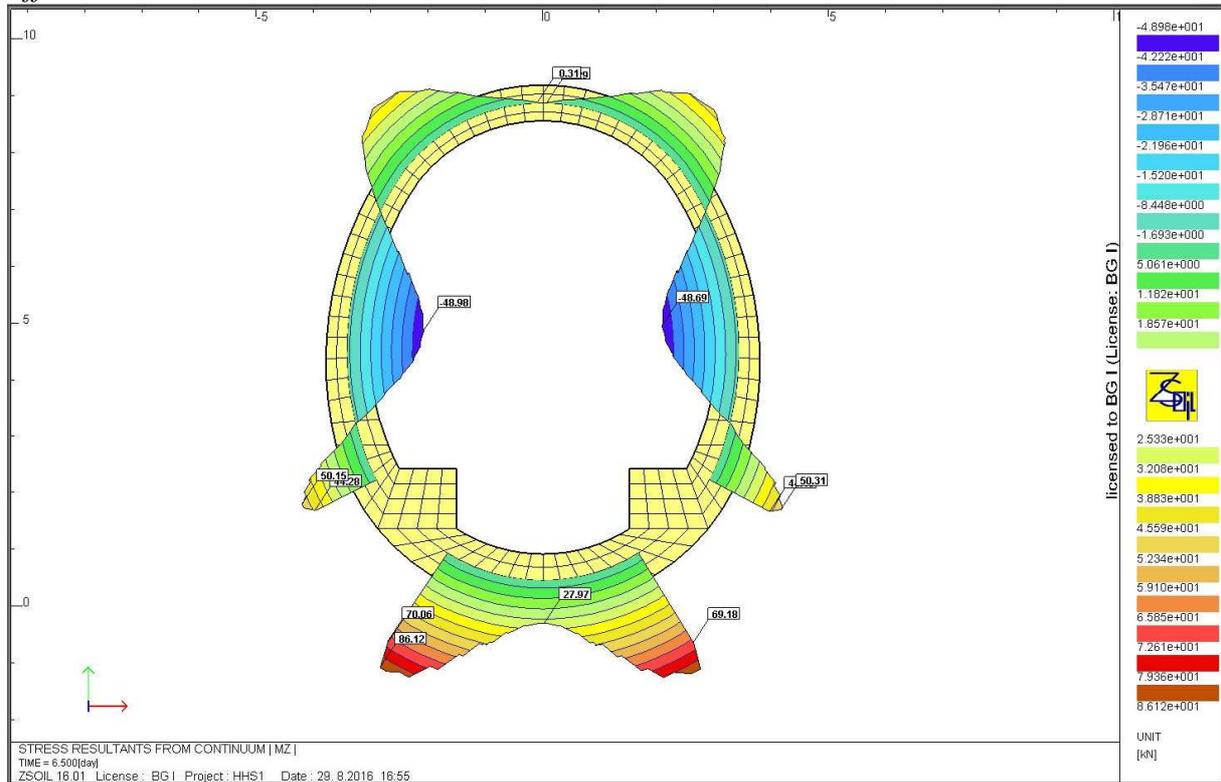


Figura 64: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

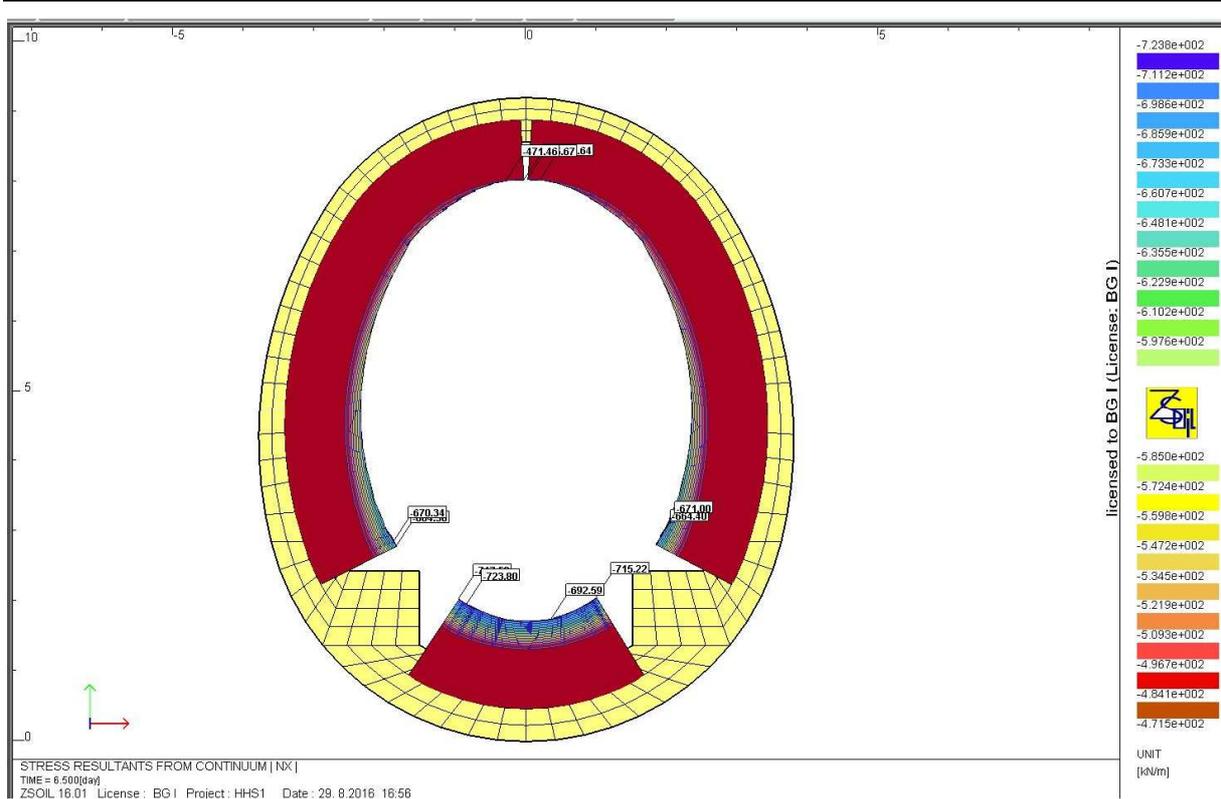


Figura 65: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1

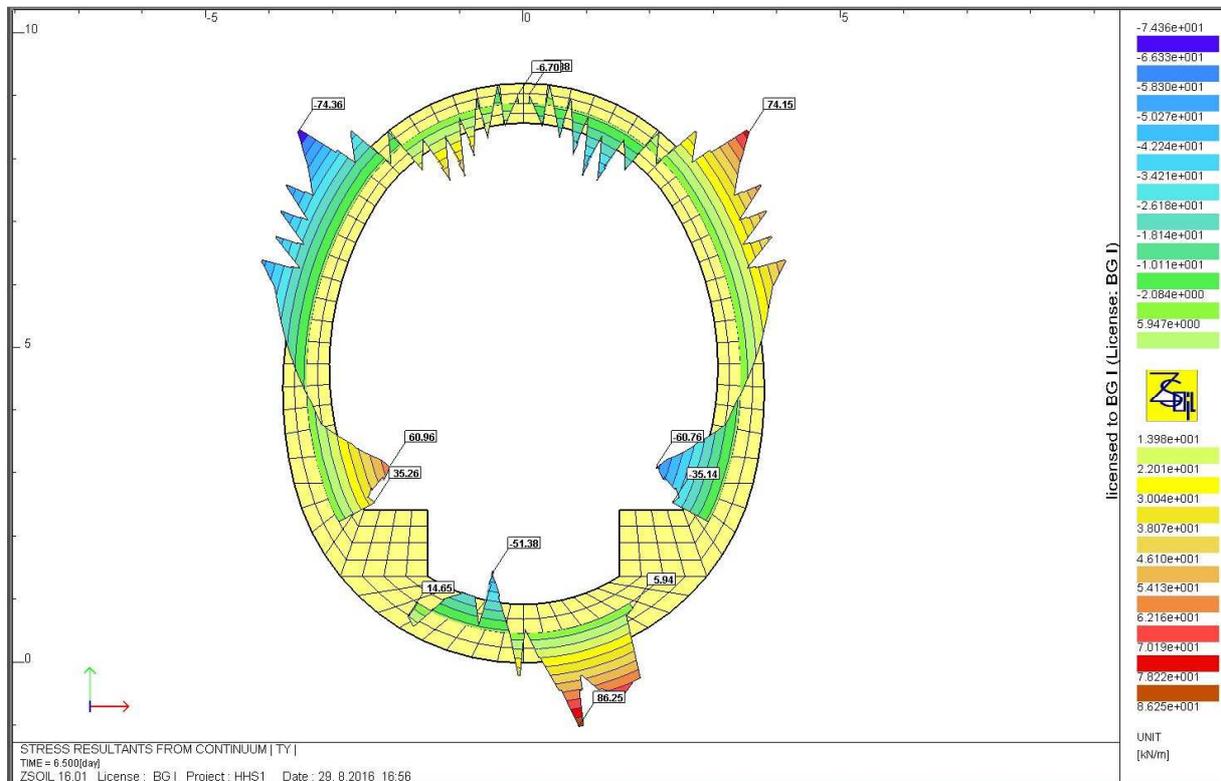


Figura 66: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S1

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

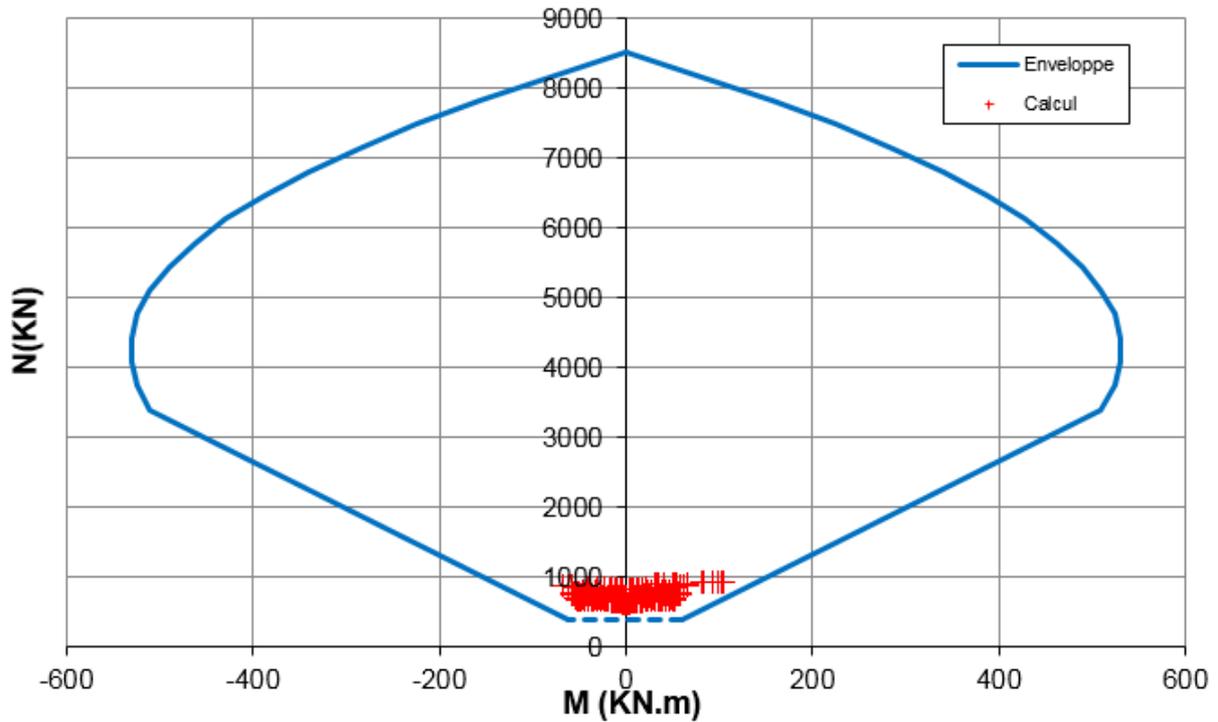


Figura 67: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=5.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
107,63	0,49	0,33	1,85	1,15	7,87	1,86	OK	5,60

Tabella 16: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S1

Conclusioni

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

5.4.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil

Carico idraulico: 8.02m

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

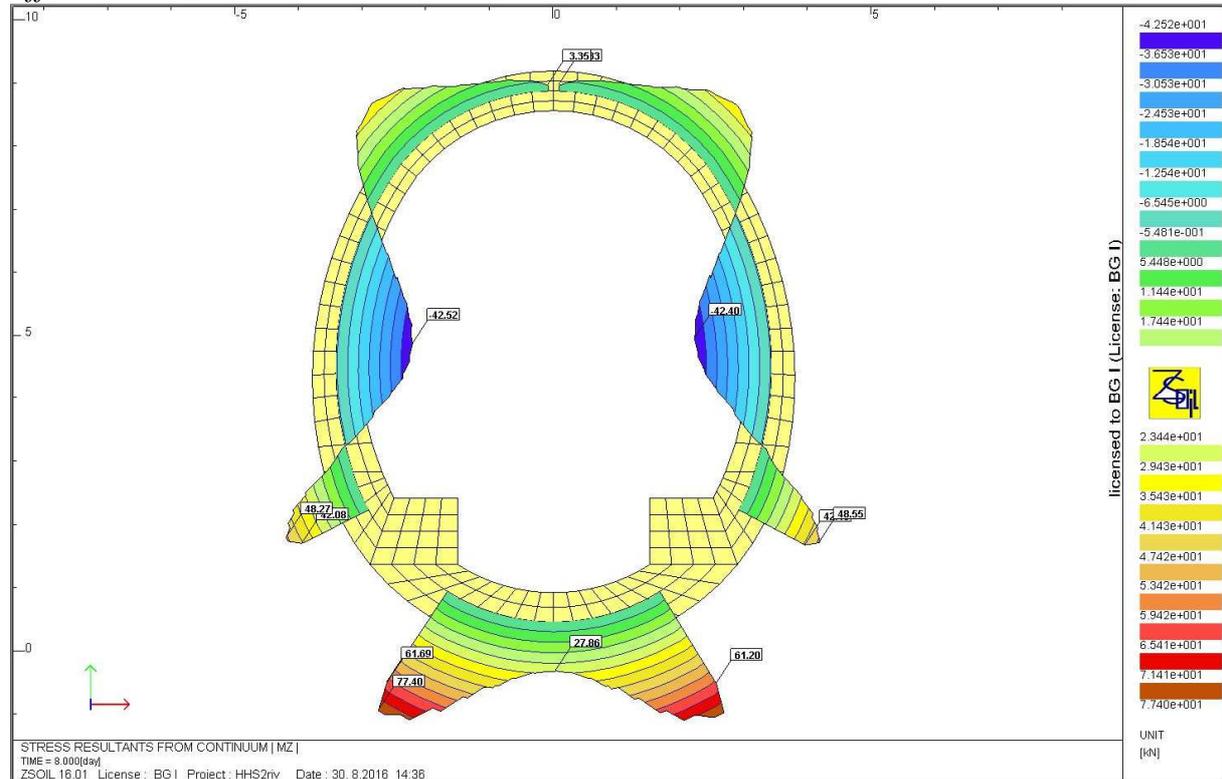


Figura 68: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

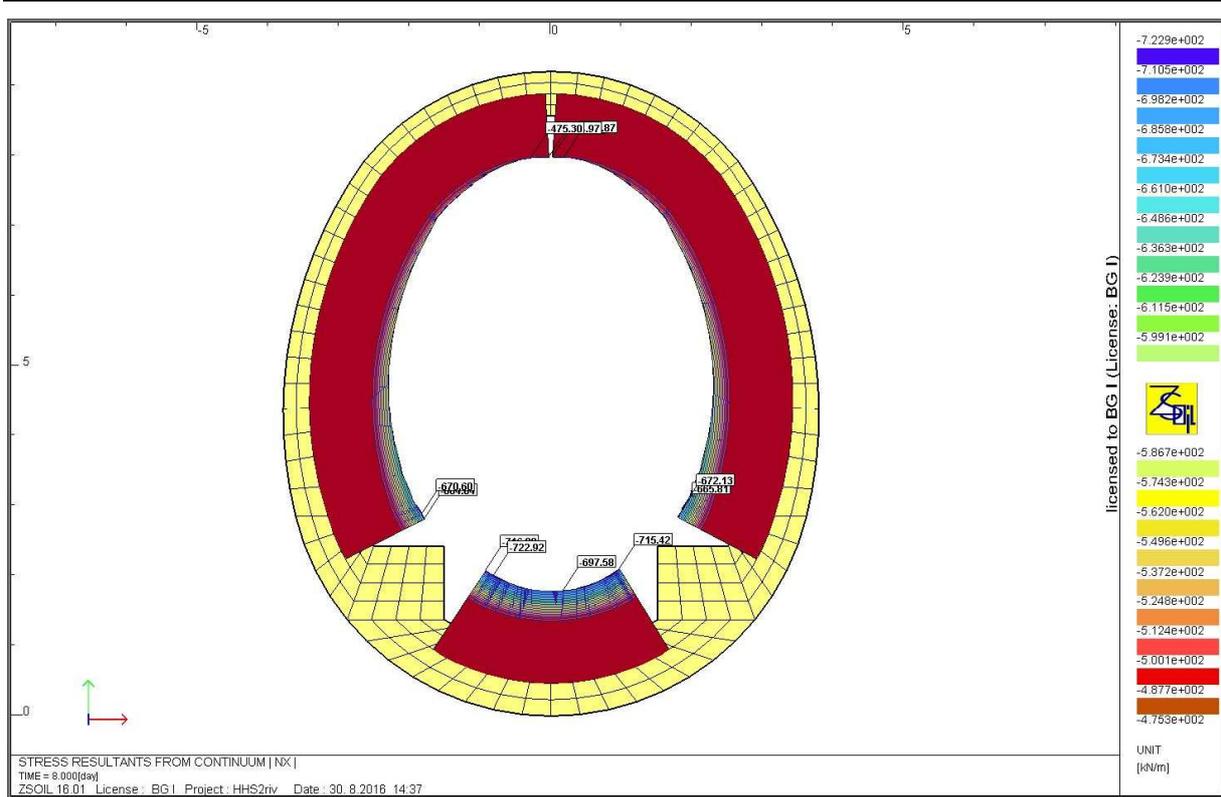


Figura 69: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2

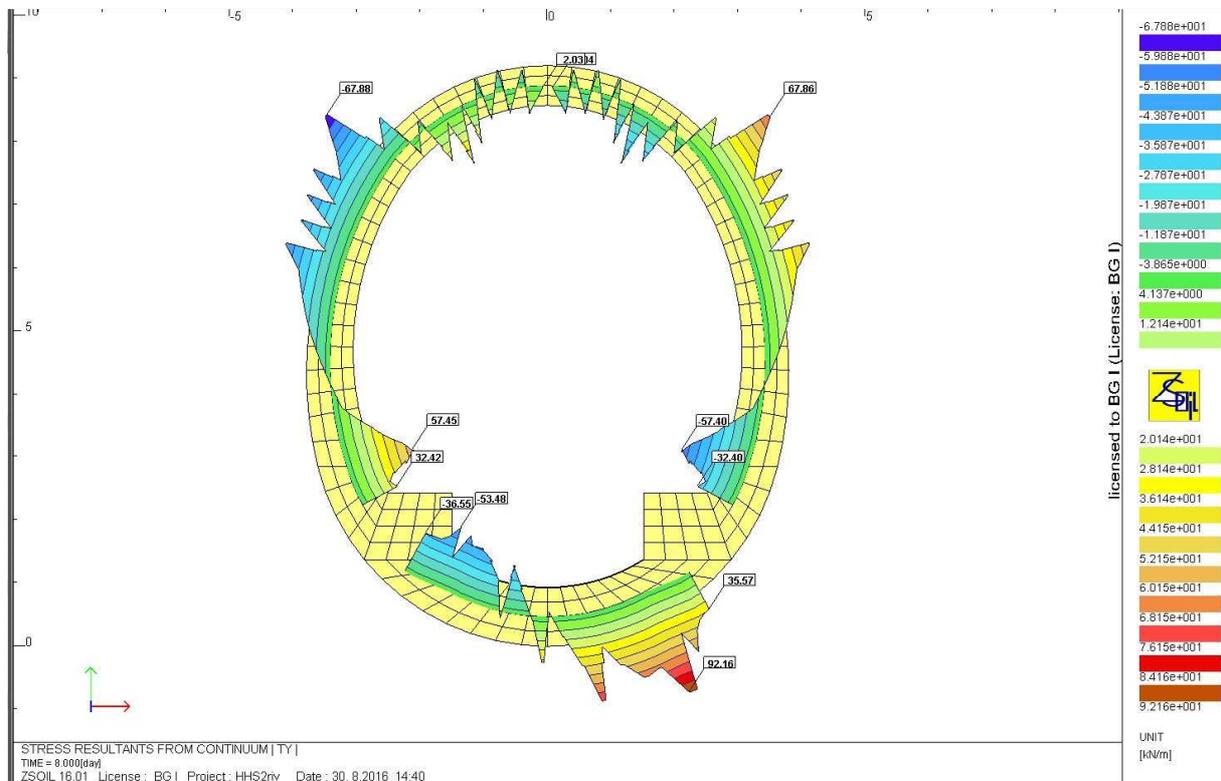


Figura 70: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

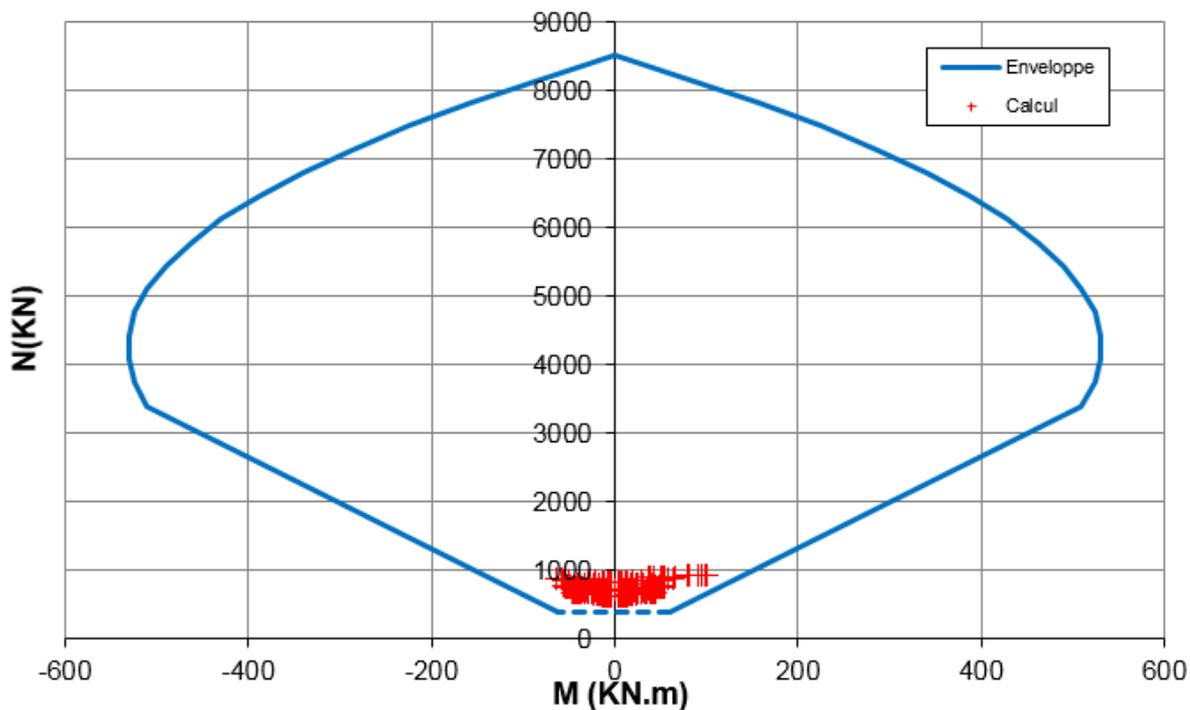


Figura 71: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=5.1.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
97,71	0,48	0,30	1,87	1,15	7,87	1,86	OK	6,16

Tabella 17: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

5.4.4 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil

Carico idraulico: 8.02m

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

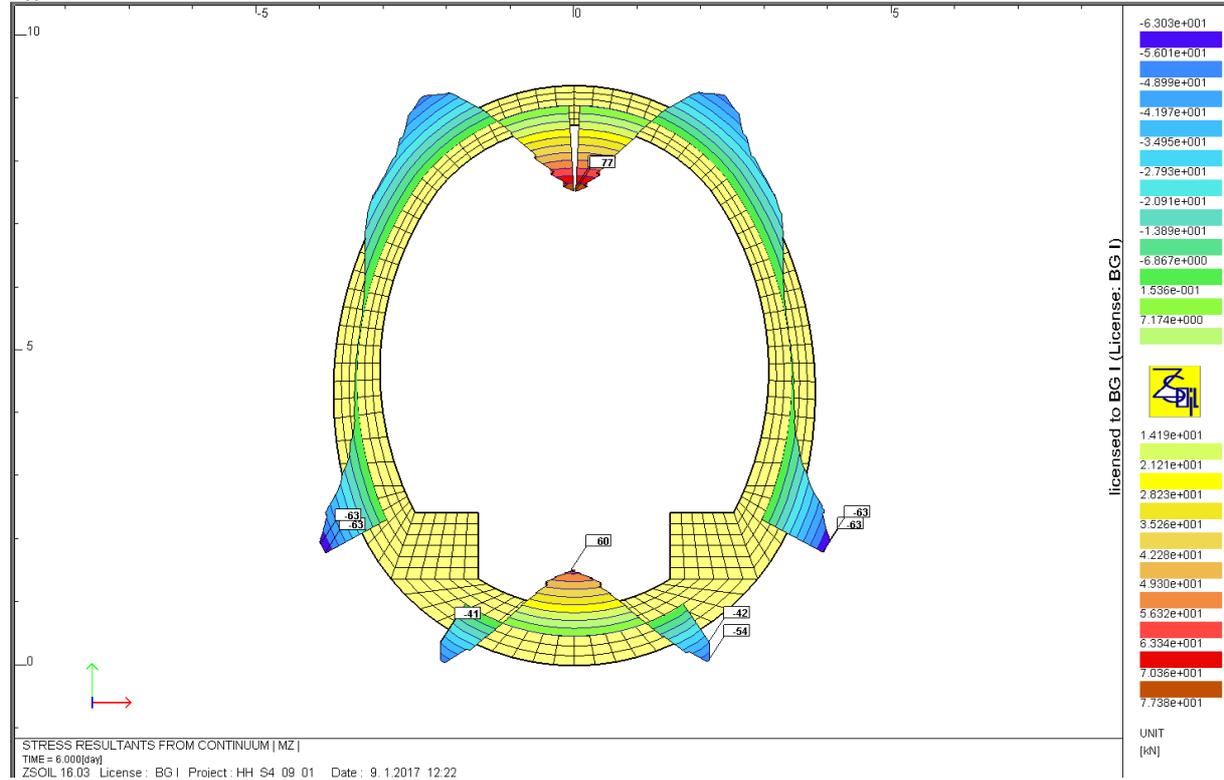


Figura 72: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

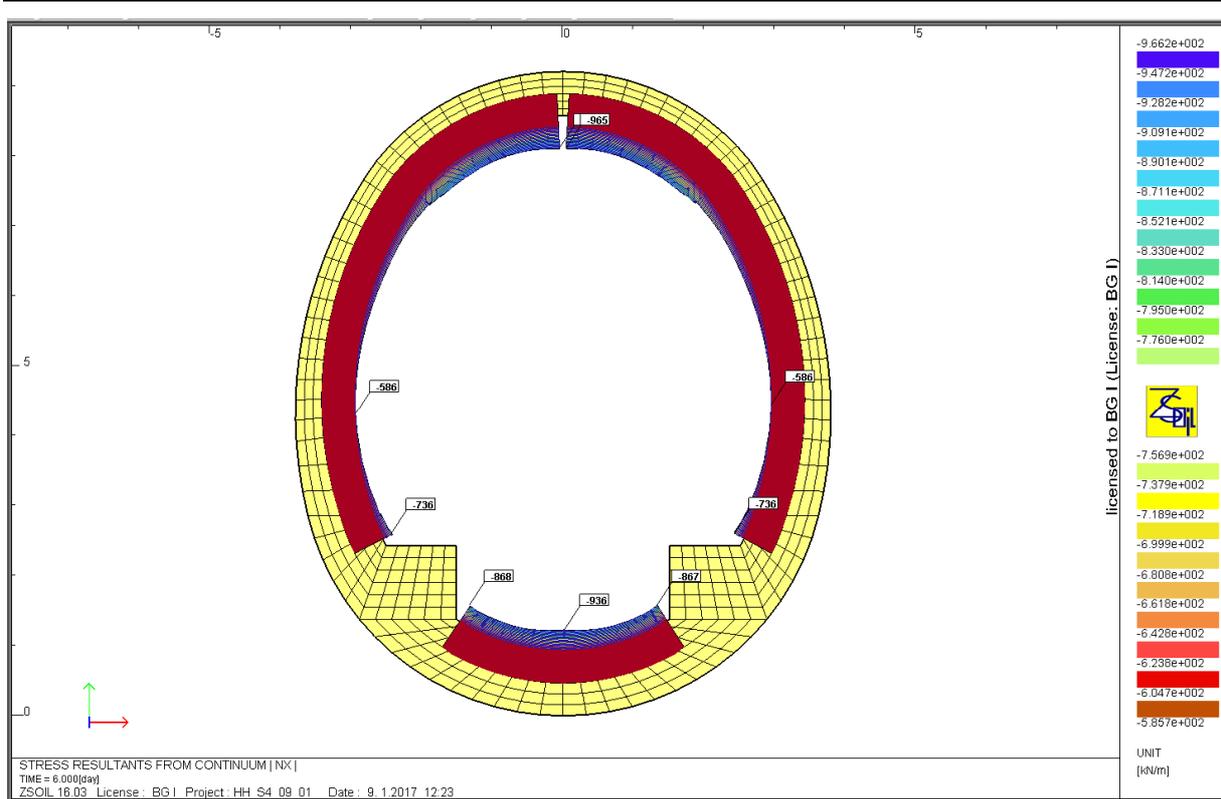


Figura 73: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S4

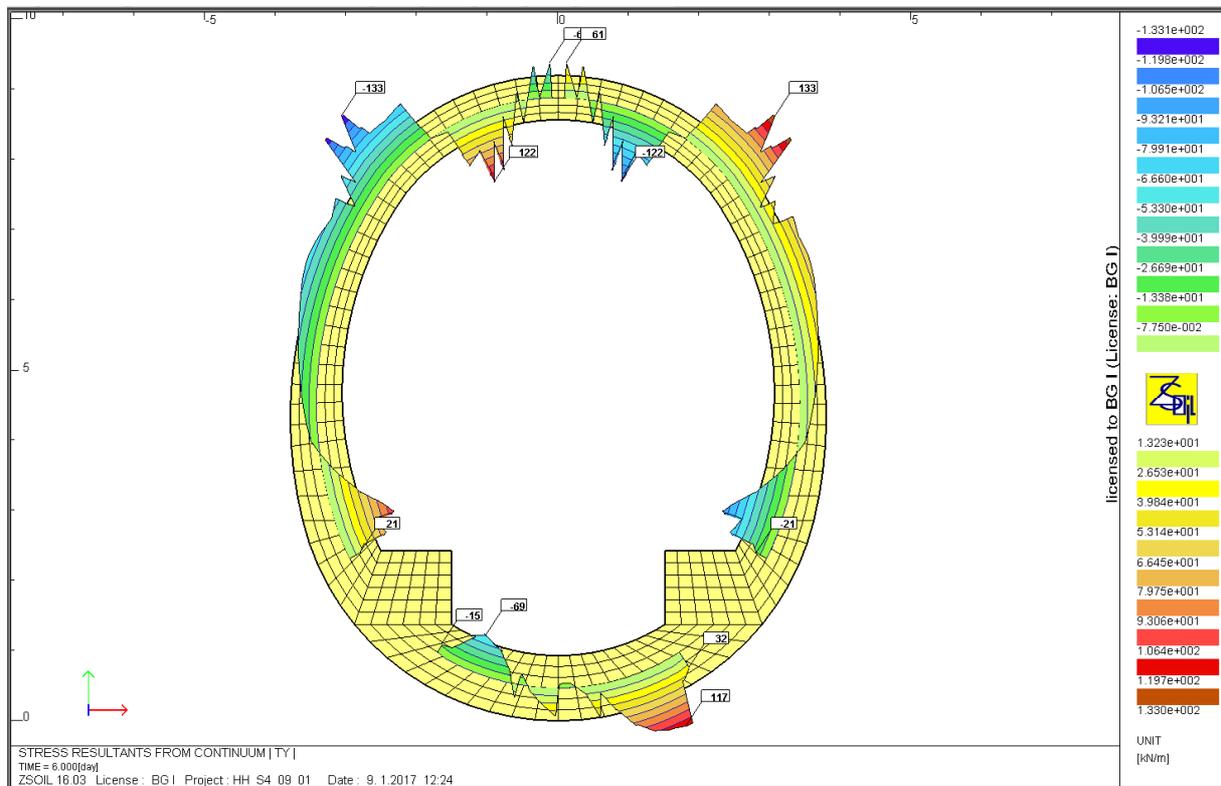


Figura 74: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione H-H, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

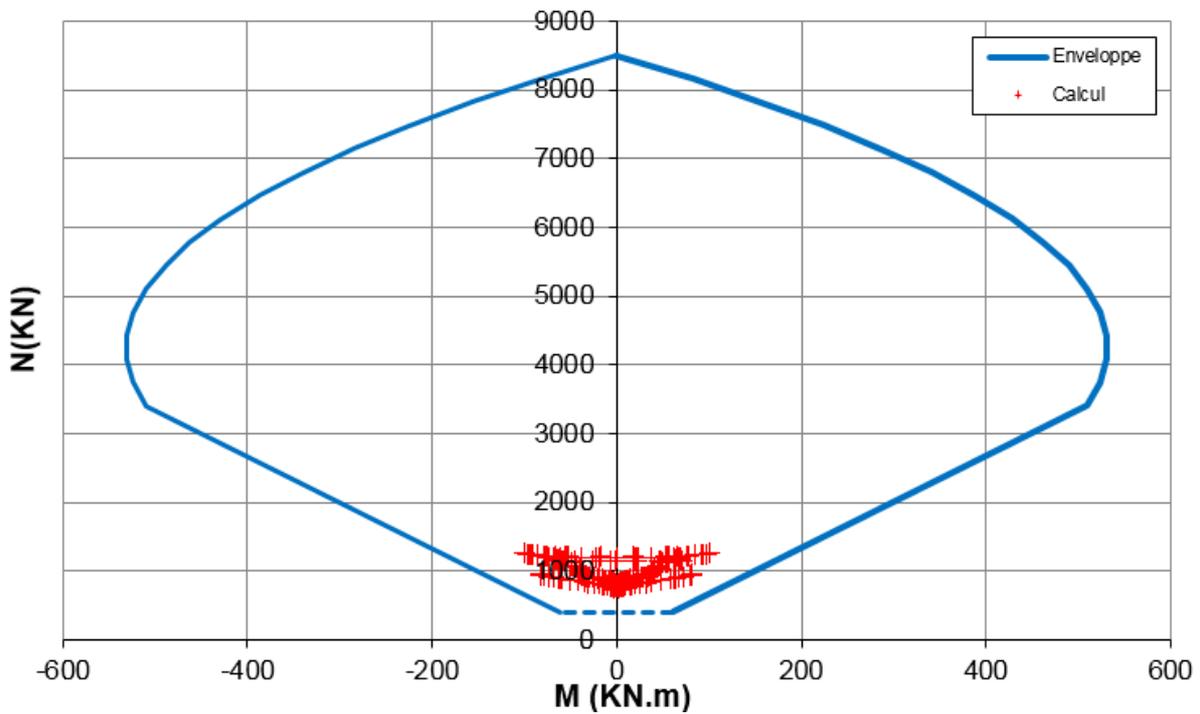


Figura 75: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=4.6.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-173,06	0,5	-0,52	2,23	1,15	7,87	1,97	OK	3,80

Tabella 18: Verifica del rivestimento al taglio, sezione H-H, sostegno S4

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

5.5 Sezione R-R

5.5.1 Modello

Il modello per la sezione R-R è mostrato nella figura seguente. Non vi sono né carichi concentrati né carichi idraulici.

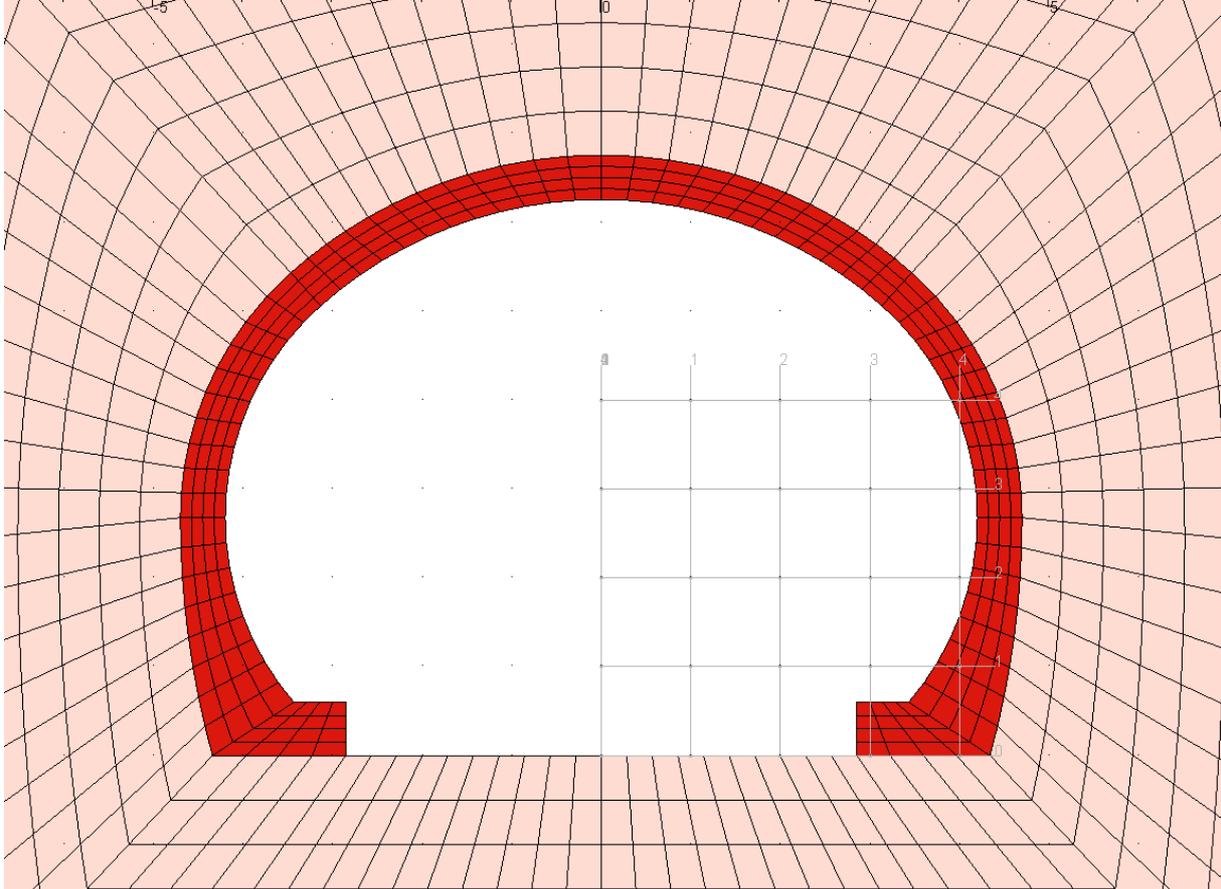


Figura 76: Modello 2D del rivestimento definitivo

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.5.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

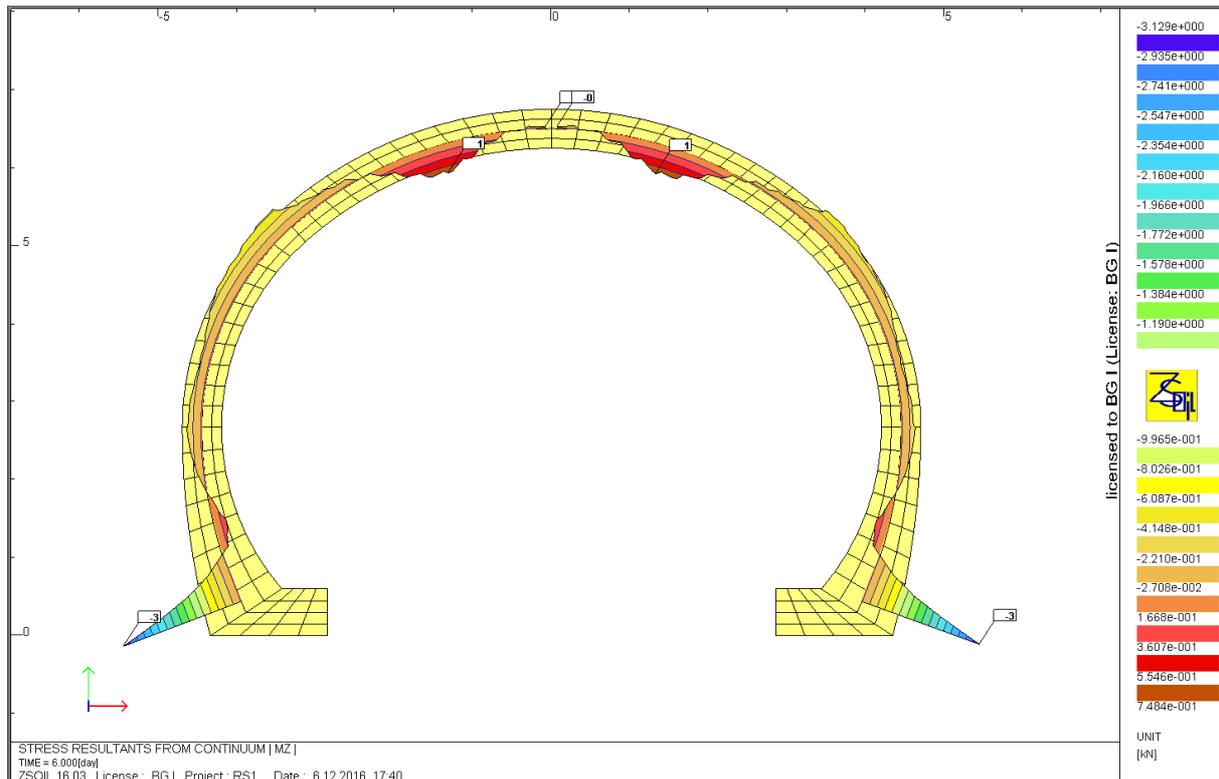


Figura 77: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

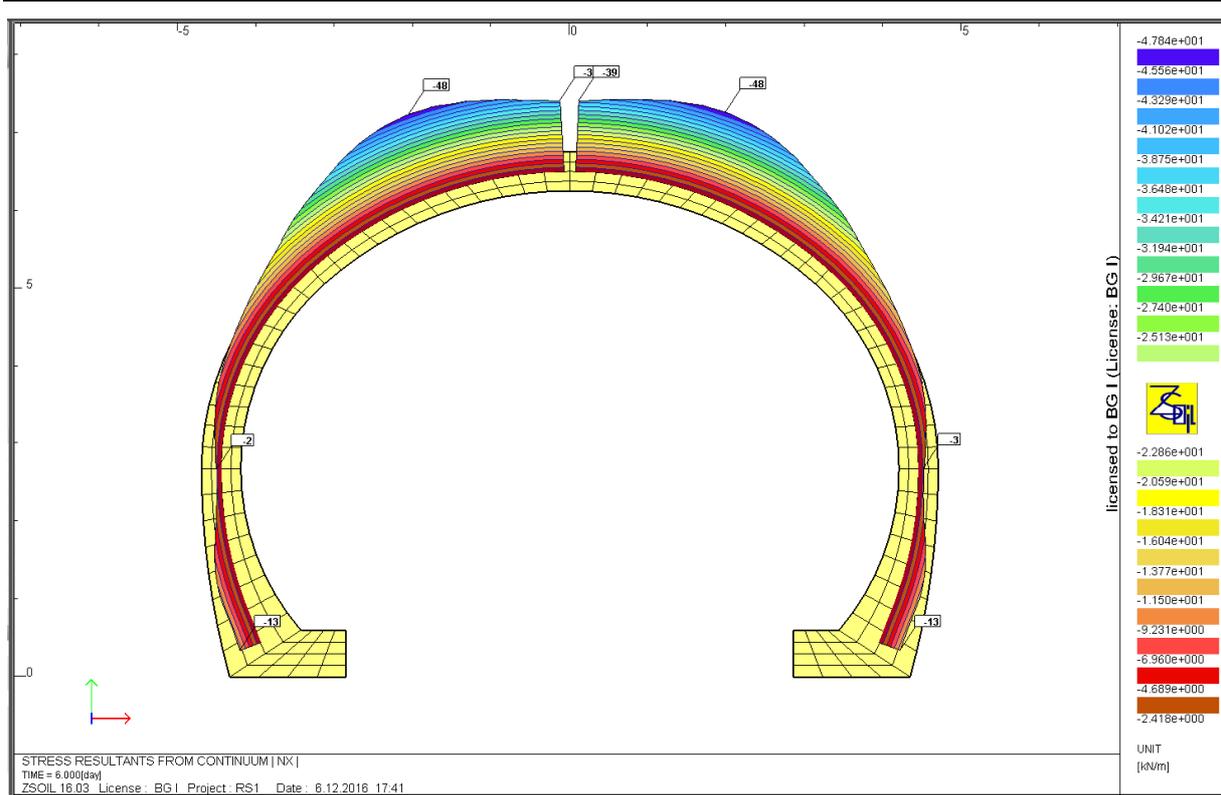


Figura 78: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1

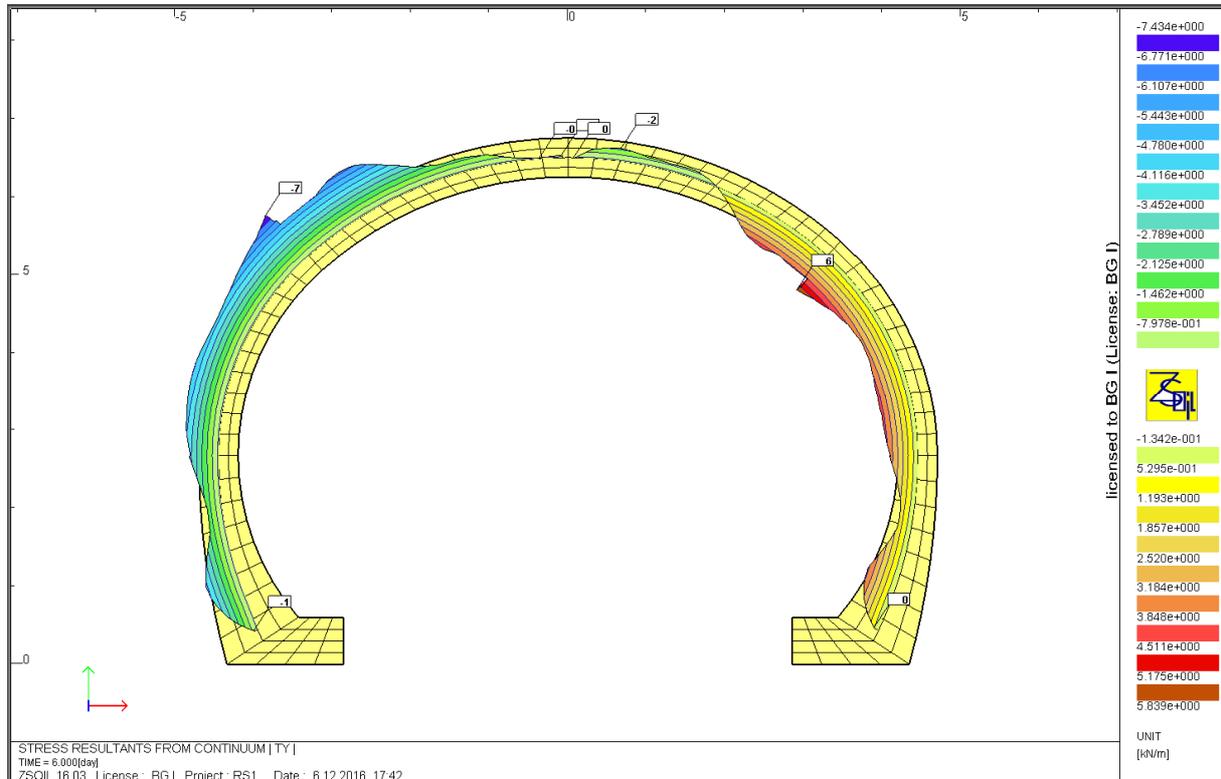


Figura 79: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

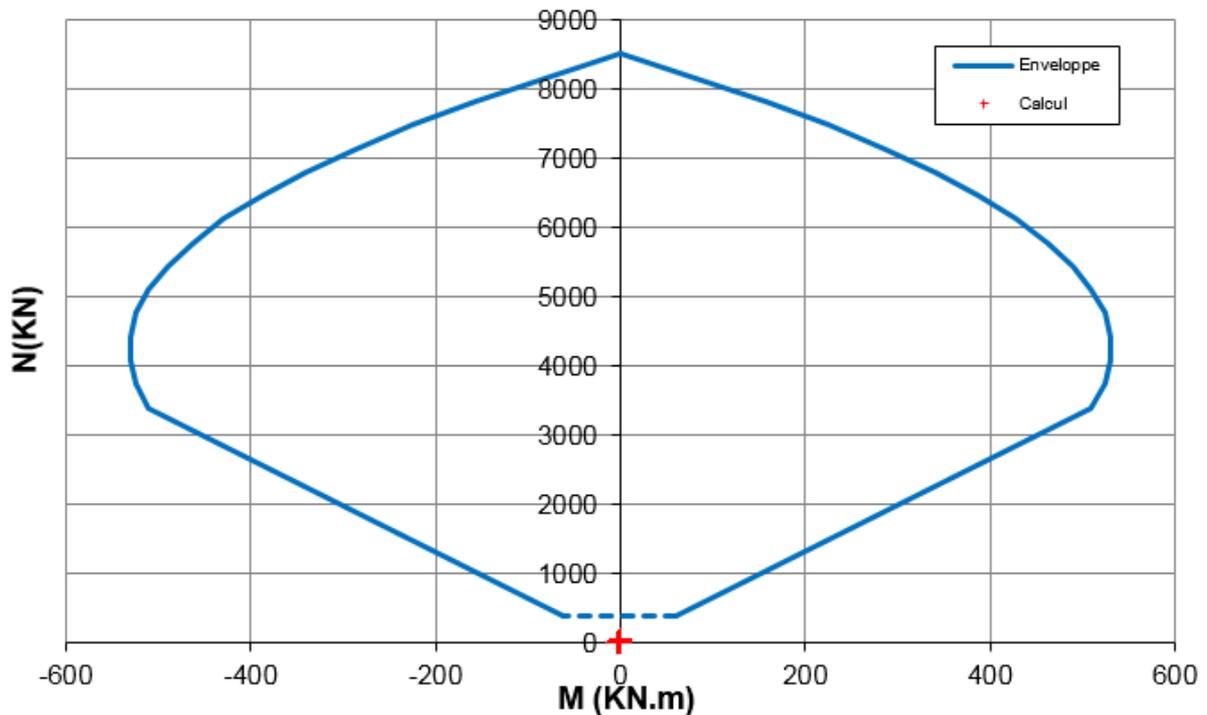


Figura 80: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, FS >> 1.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-0,68	0,002	-0,591	9,4	1,1	7,9	3,4	OK	5,8

Tabella 19: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S1

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.5.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

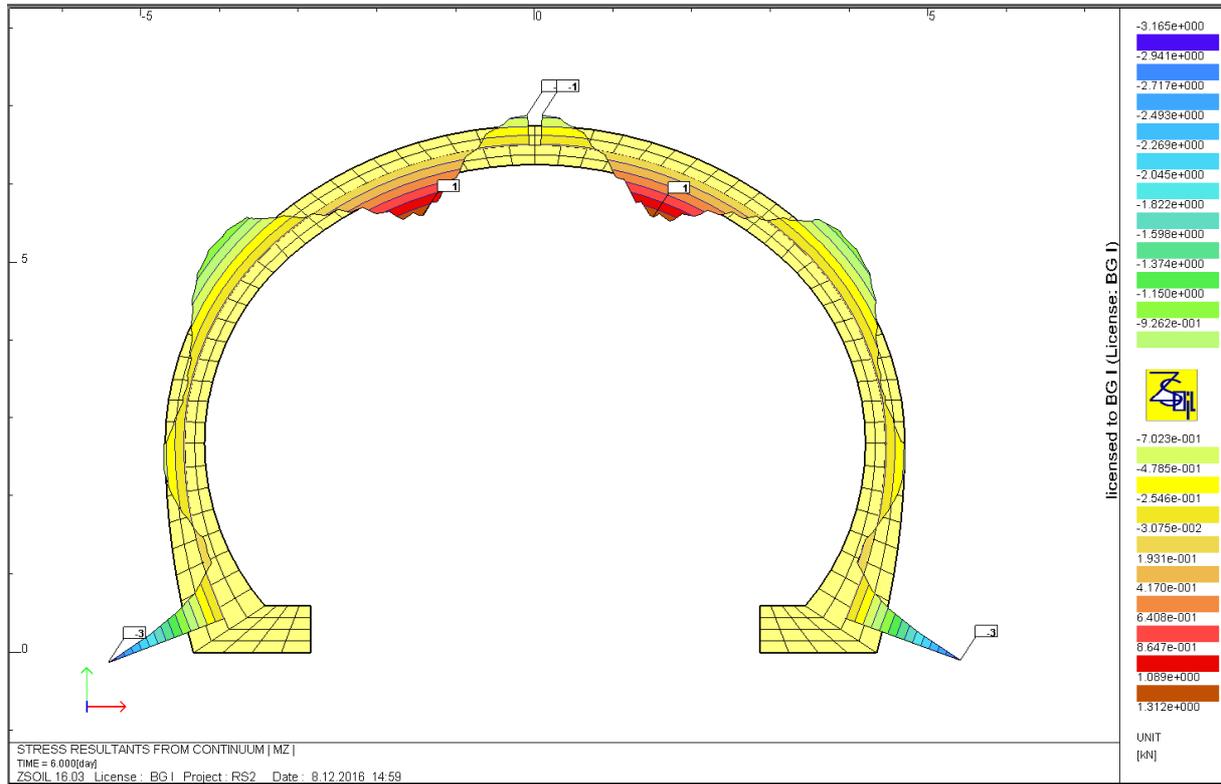


Figura 81: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

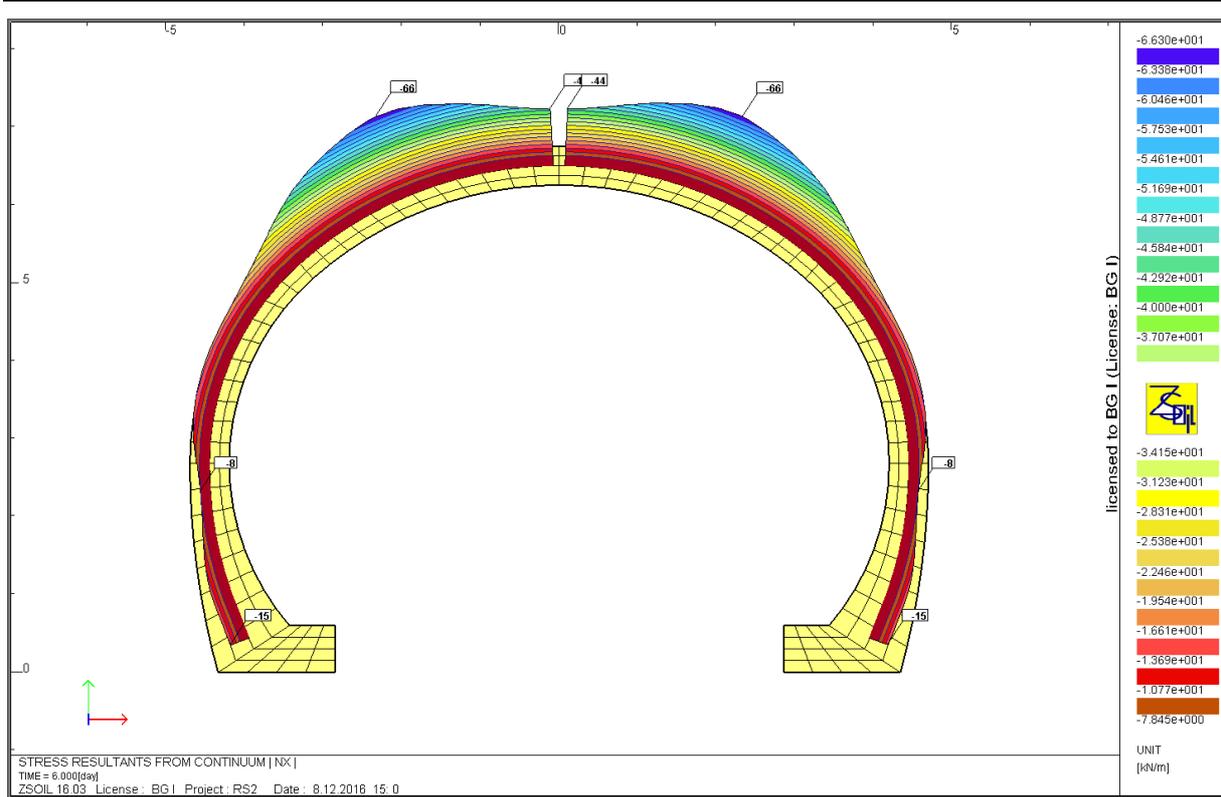


Figura 82: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2

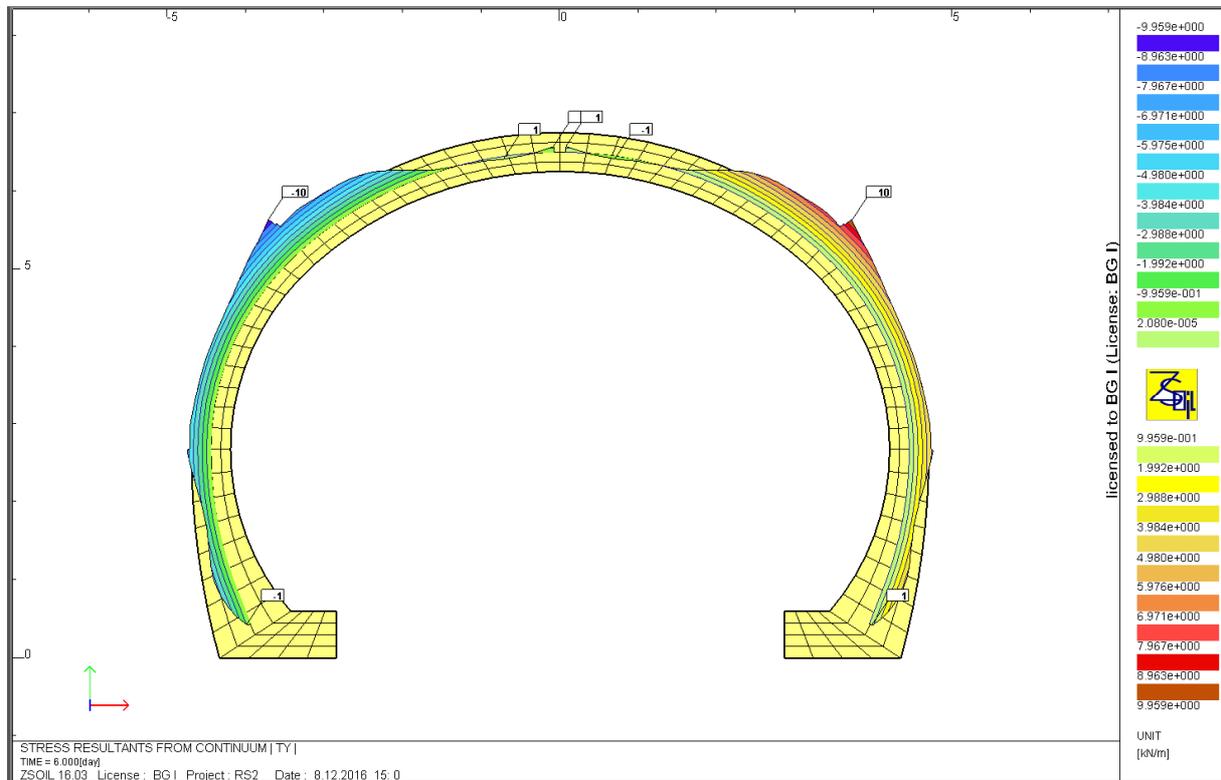


Figura 83: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S2

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

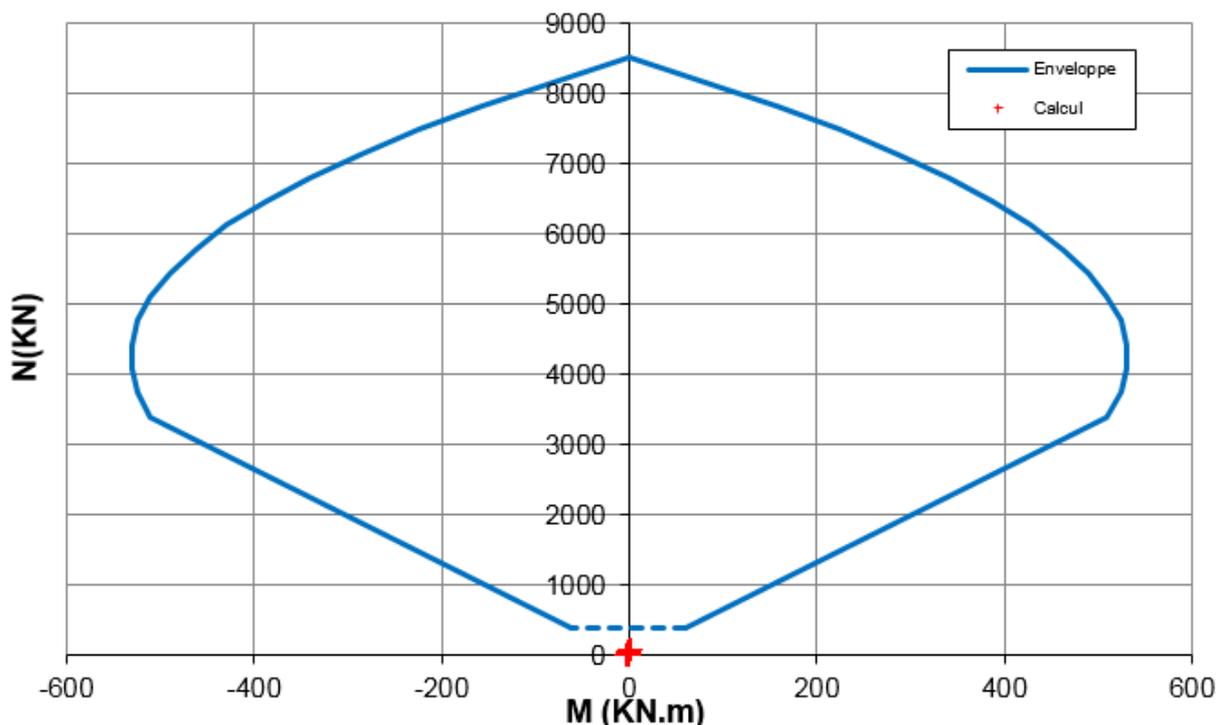


Figura 84: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, $FS \gg 1$.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-12,95	0,5	0,04	0,09	1,08	7,40	1,12	OK	28,9

Tabella 20: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.5.4 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,5 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso: direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico: nessuno

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

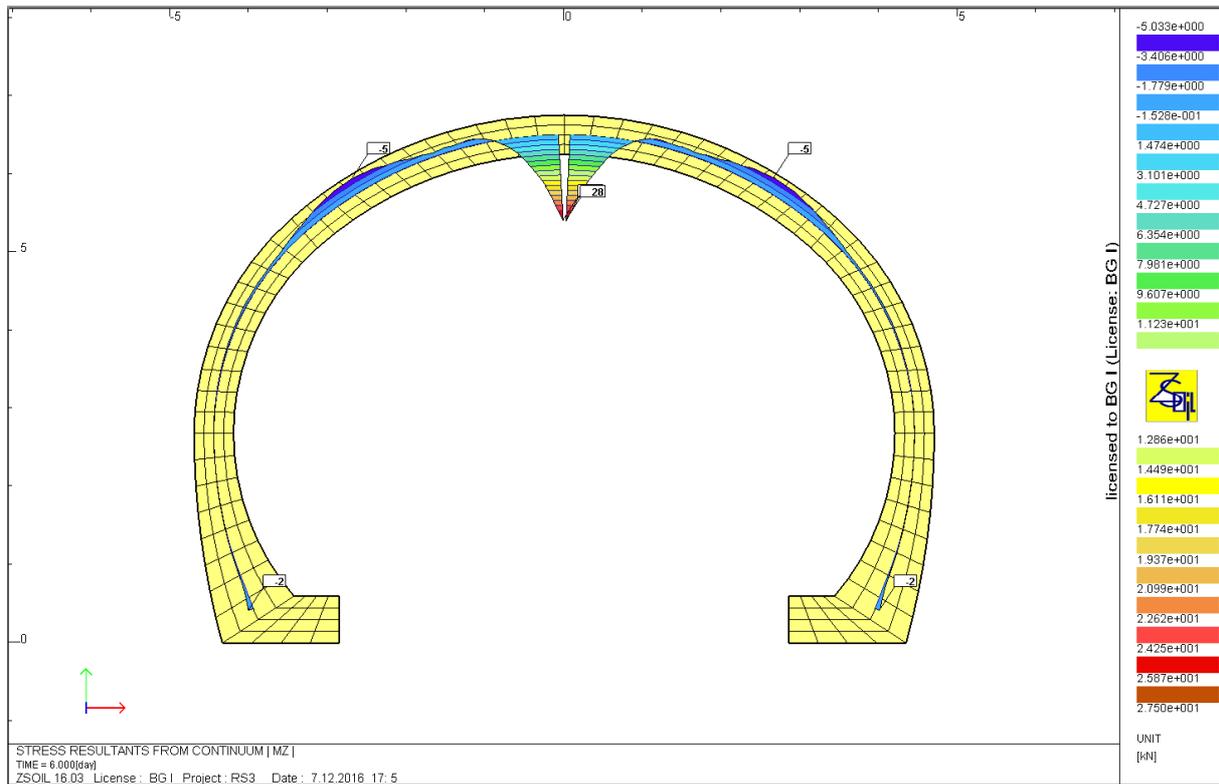


Figura 85: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione E-E, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

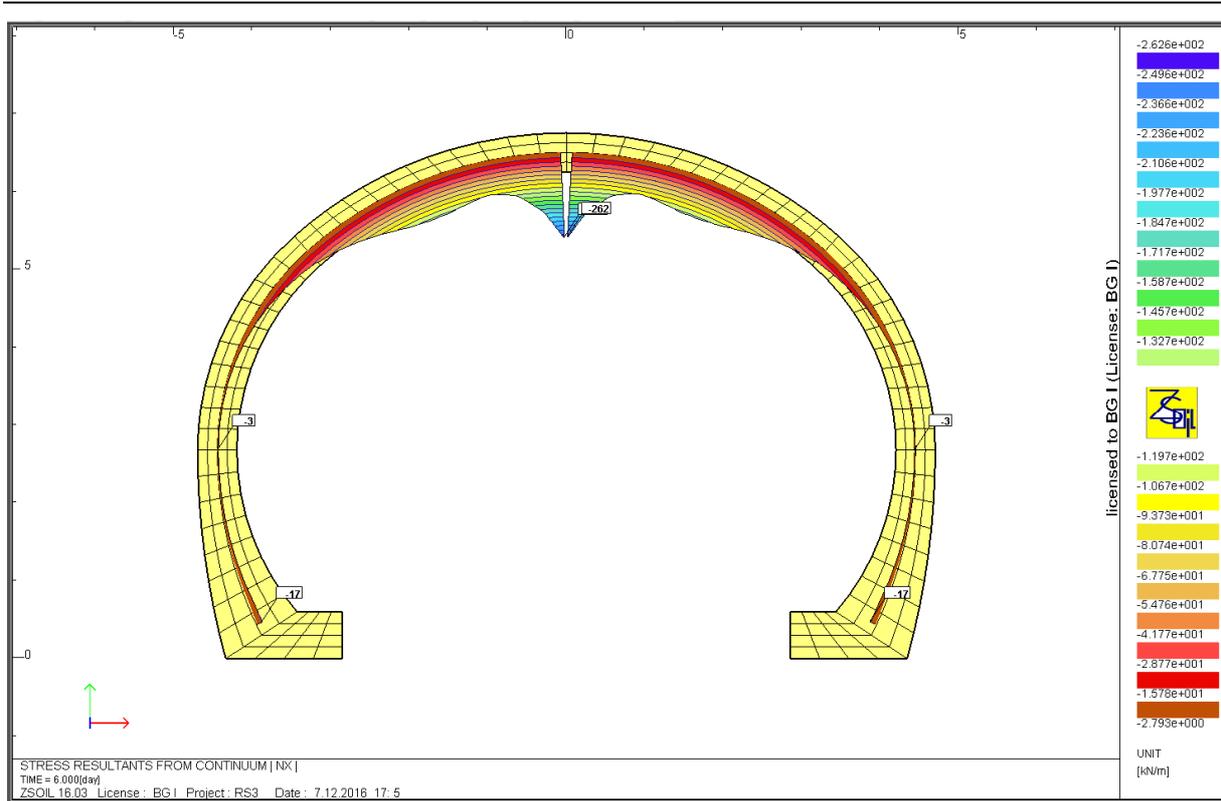


Figura 86: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S4

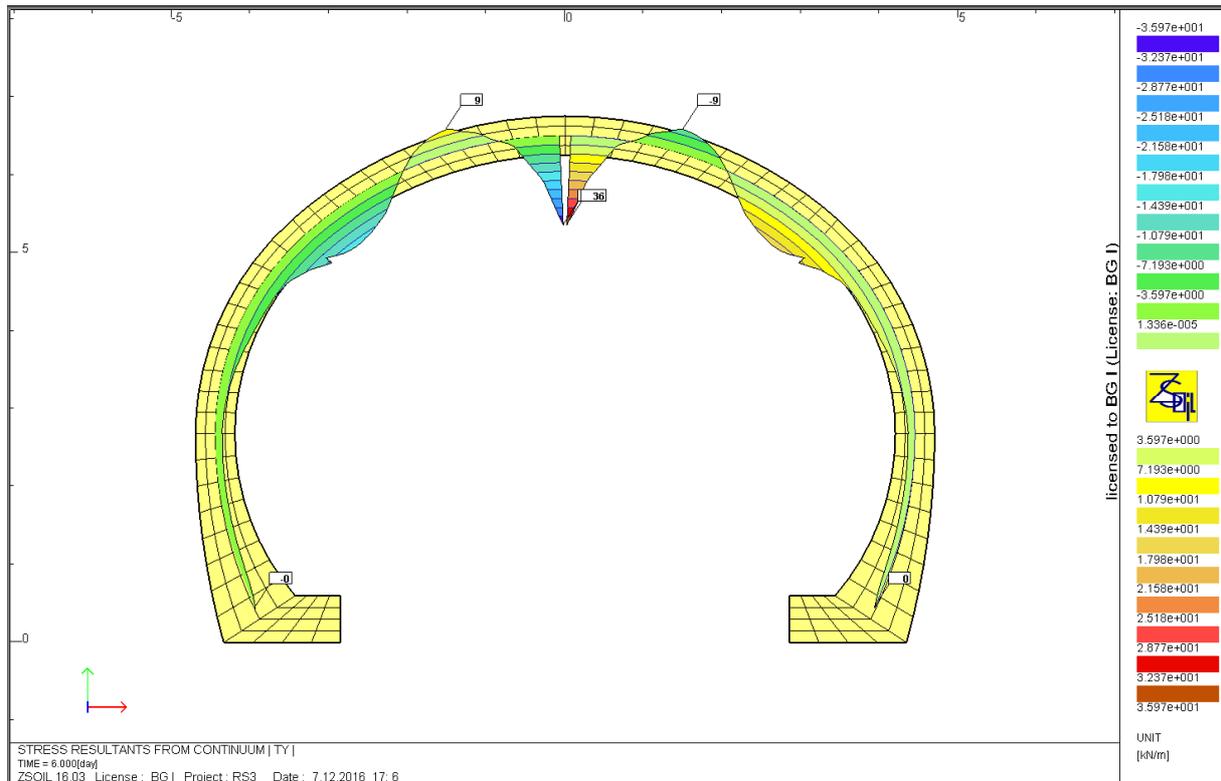


Figura 87: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione R-R, sostegno S4

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,5 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

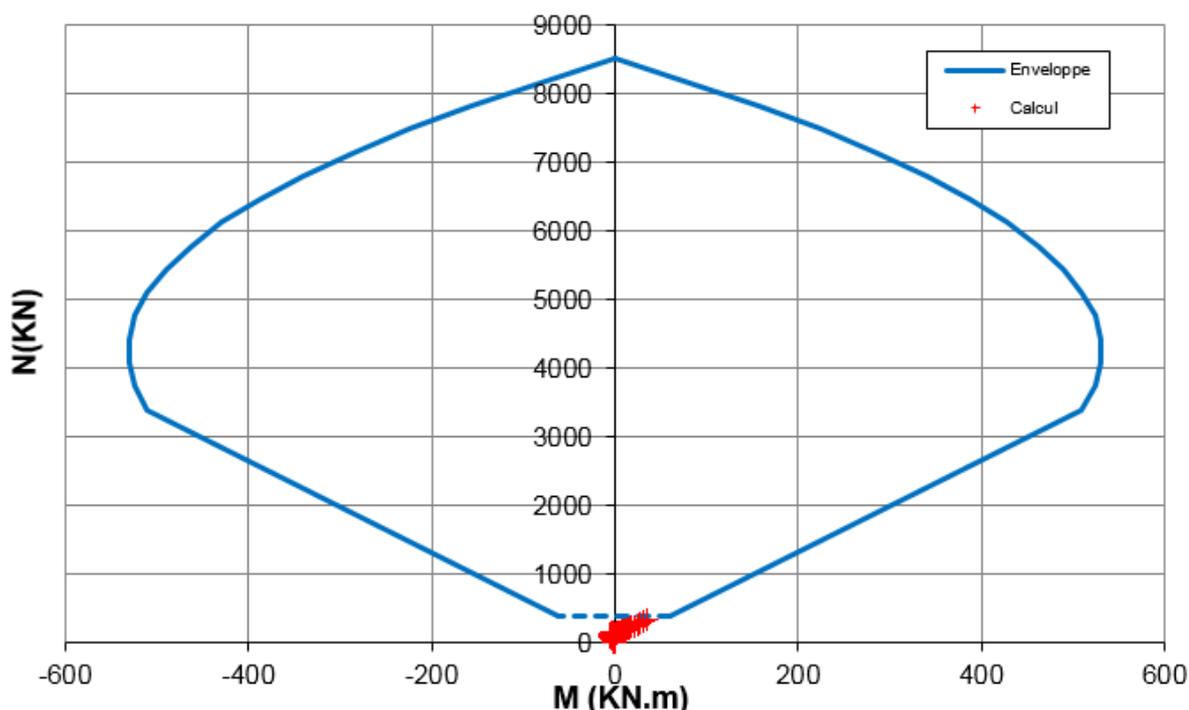


Figura 88: Diagramma d'interazione M-N

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere effettuata, FS >> 1.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-49.24	0,36	0,20	0,94	1,08	7,40	1,48	OK	7,3

Tabella 21: Verifica del rivestimento al taglio, sezione R-R, sostegno S4

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

5.6 Sezione I-I

5.6.1 Modello

Il rivestimento così come risulta nel modello Zsoil è rappresentato nella figura seguente. In questo caso non vi sono carichi concentrati provenienti da solette intermedie. Vi è invece una pressione idraulica all'interfaccia secondo quanto definito al § 4.5.3.

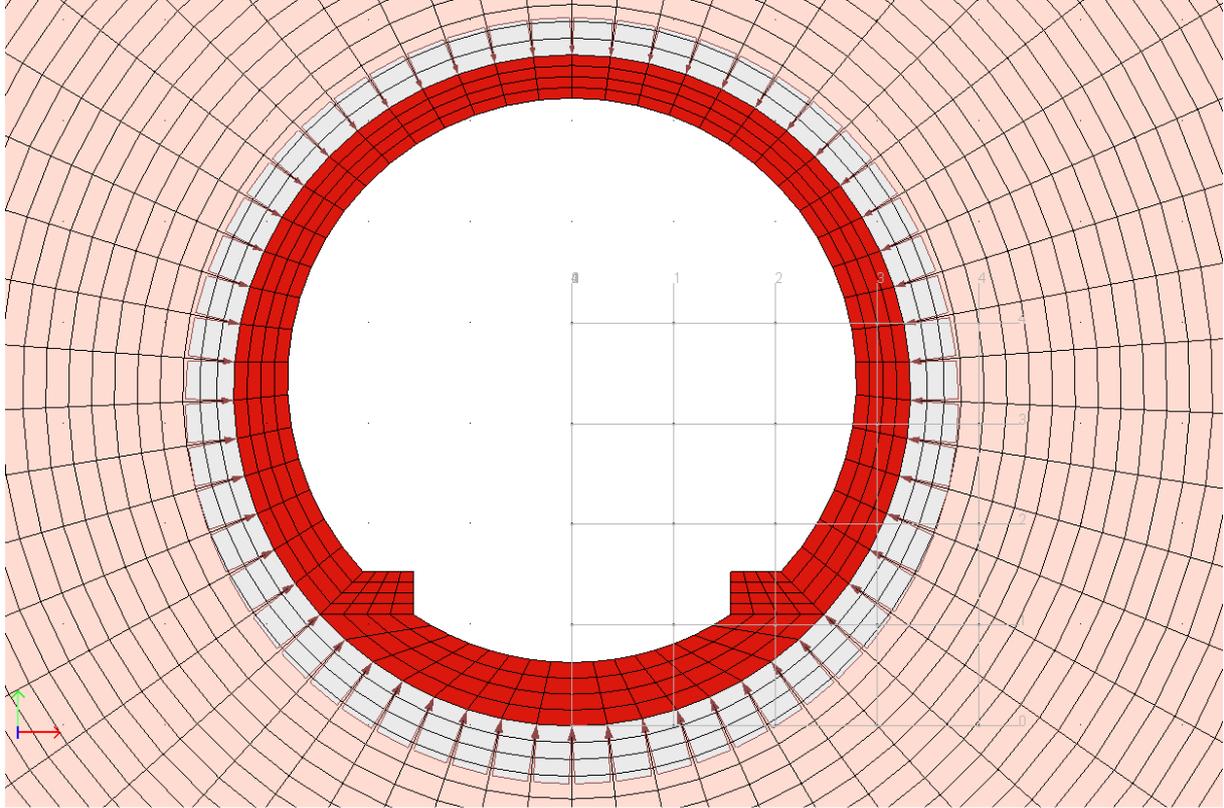


Figura 89: Modello 2D del rivestimento definitivo

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.6.2 Sezione tipo S1, GSI=65

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,3 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico in calotta: 12m

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

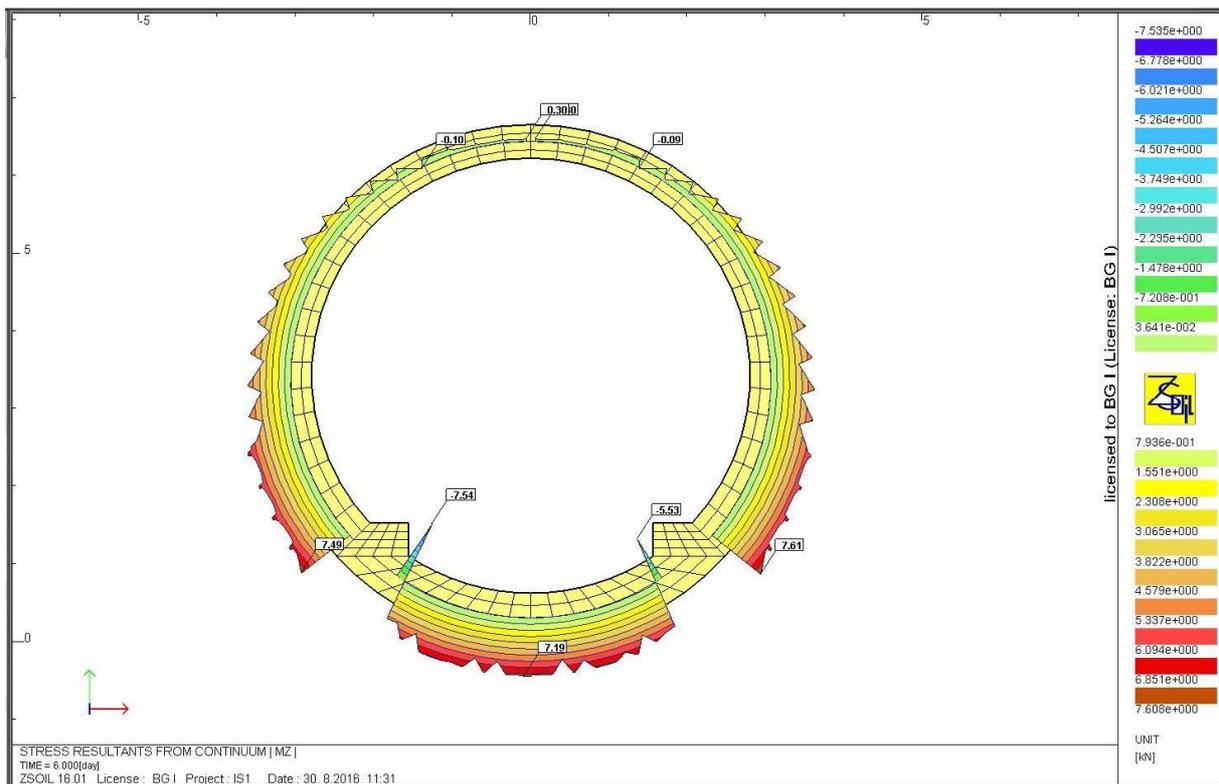


Figura 90: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

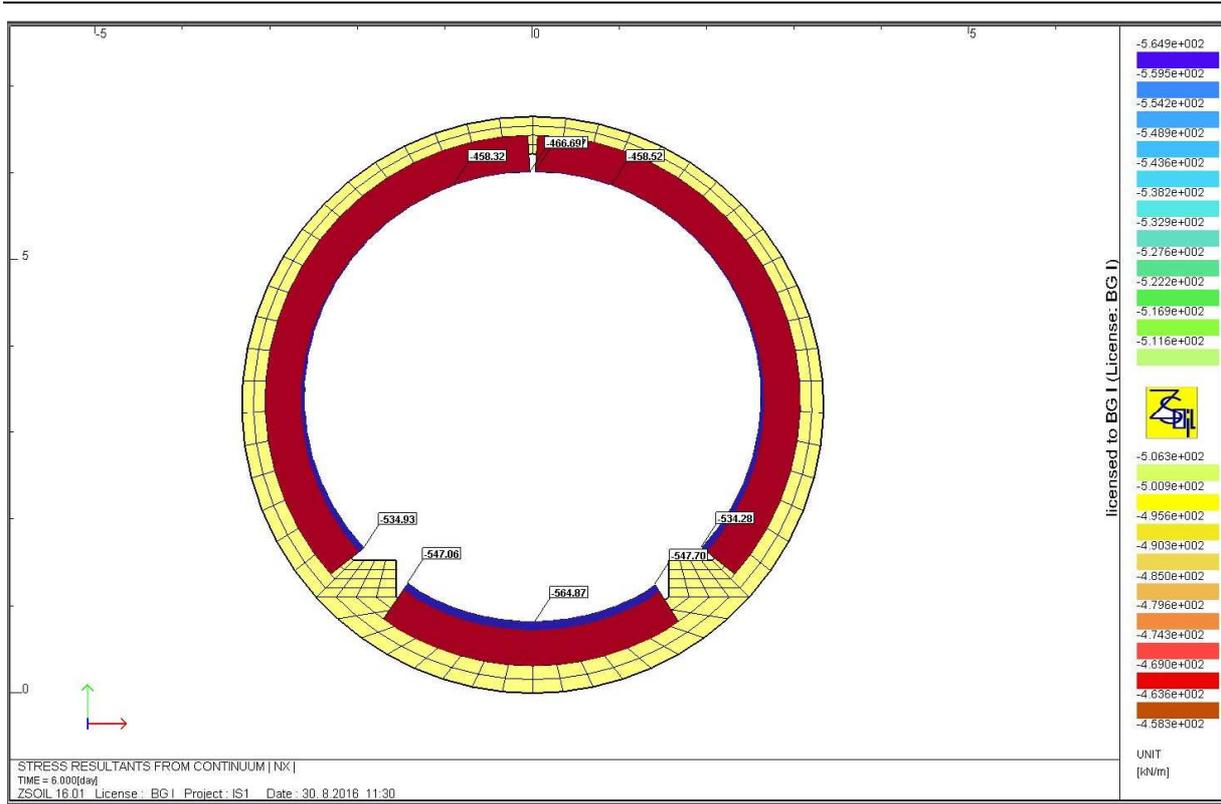


Figura 91: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1

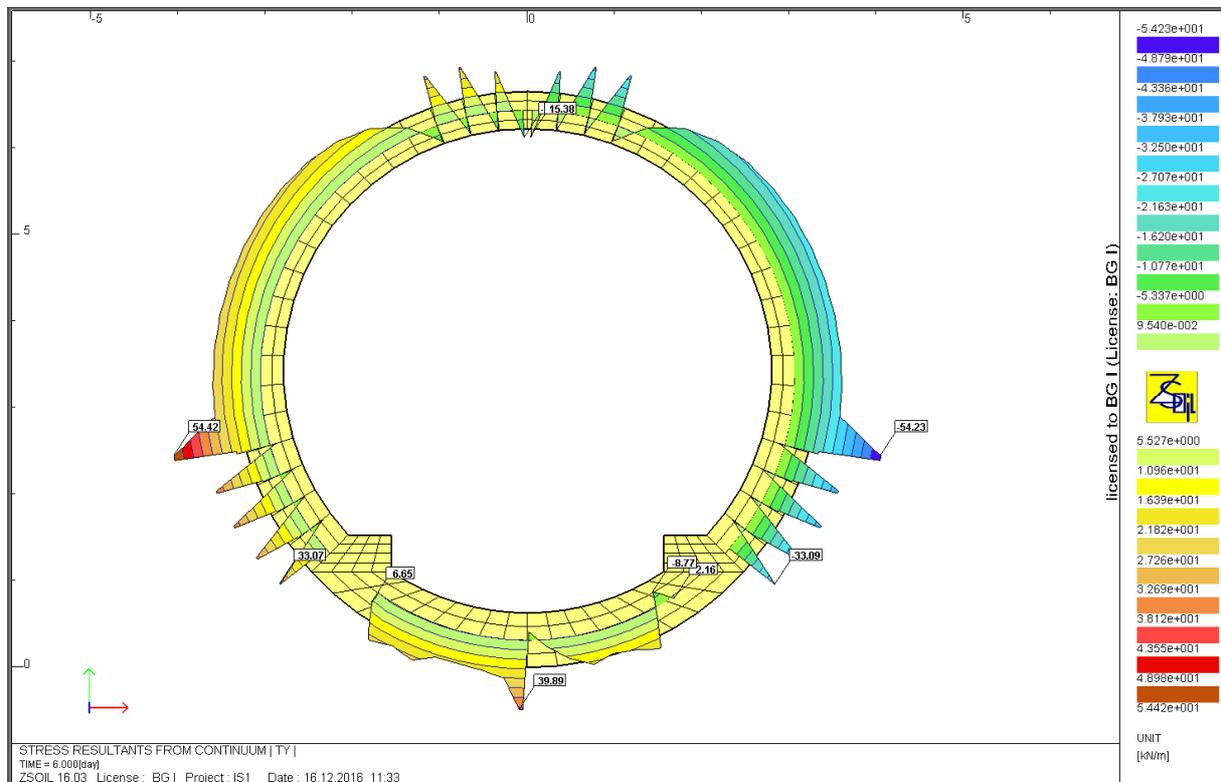


Figura 92: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S1

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section $b =$	1 m
Epaisseur section $h_w =$	0,3 m
Résistance du béton à la compression $f_{ck} =$	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl} =$	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton $\gamma_c =$	1,5
Coefficient relatif aux actions $\gamma_{ELU} =$	1,3

Résultats

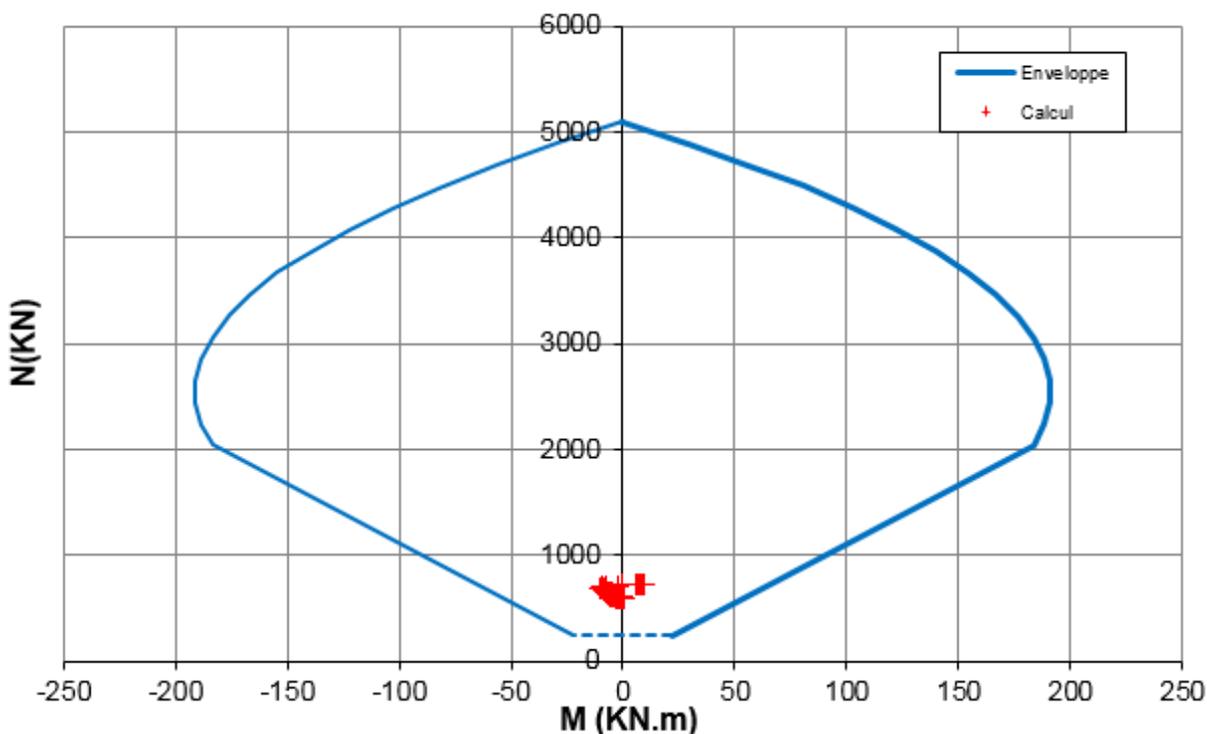


Figura 93: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=6.3.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-70,49	0,3	-0,35	2,19	1,15	7,87	1,96	OK	5,55

Tabella 22: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S1

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.6.3 Sezione tipo S2, GSI=60

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,3 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico in calotta: 12m

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008: $\gamma = 1.3$

Effetti delle azioni

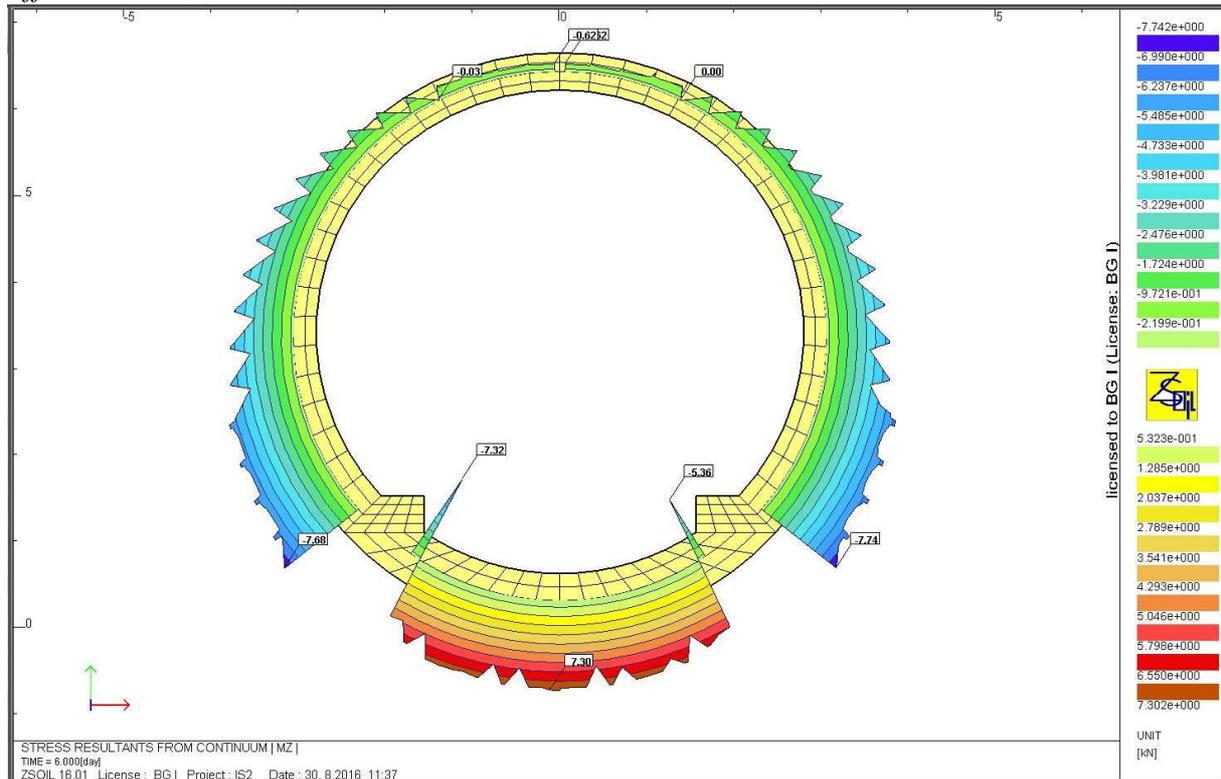


Figura 94: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

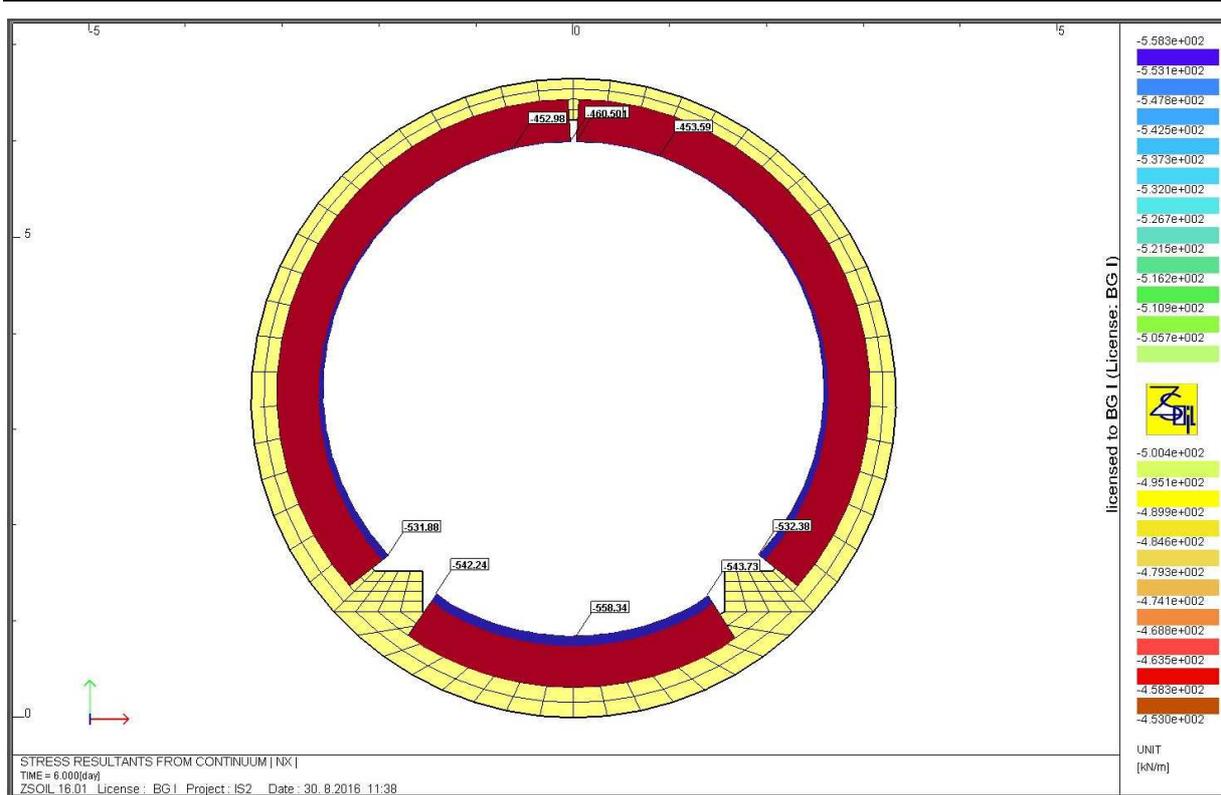


Figura 95: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2

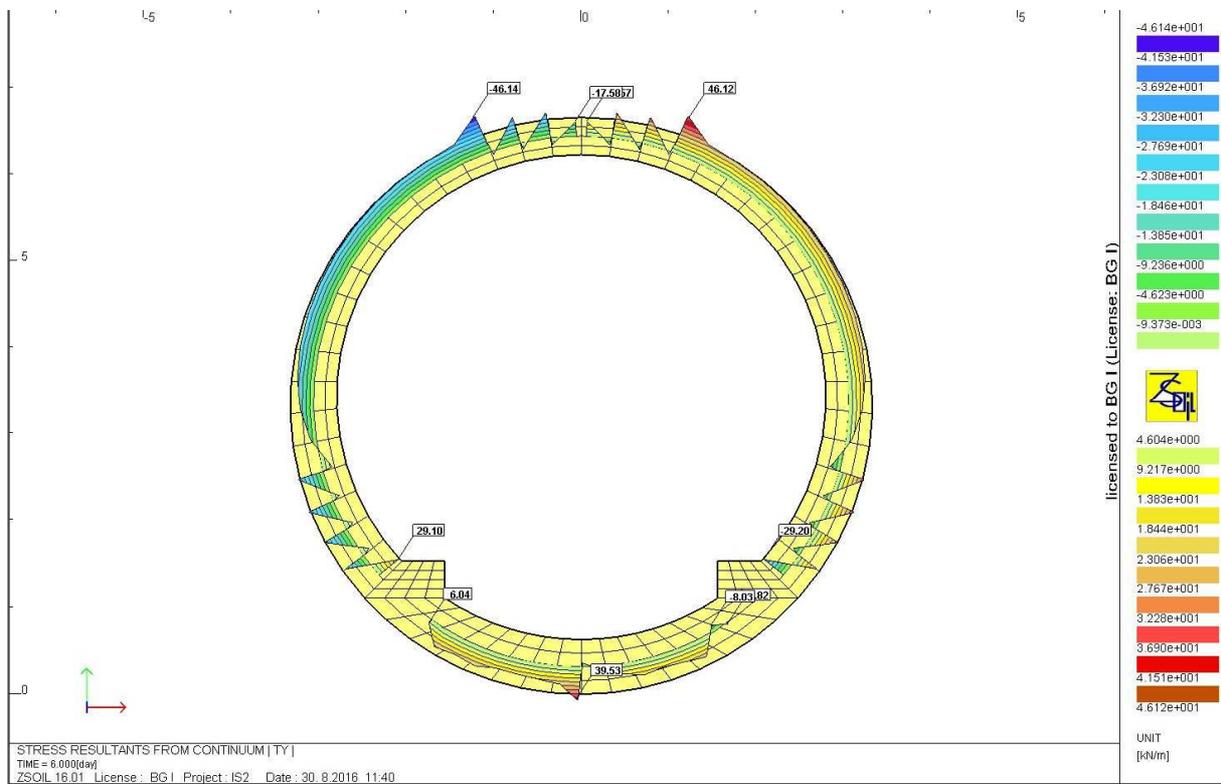


Figura 96: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S2

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,3 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

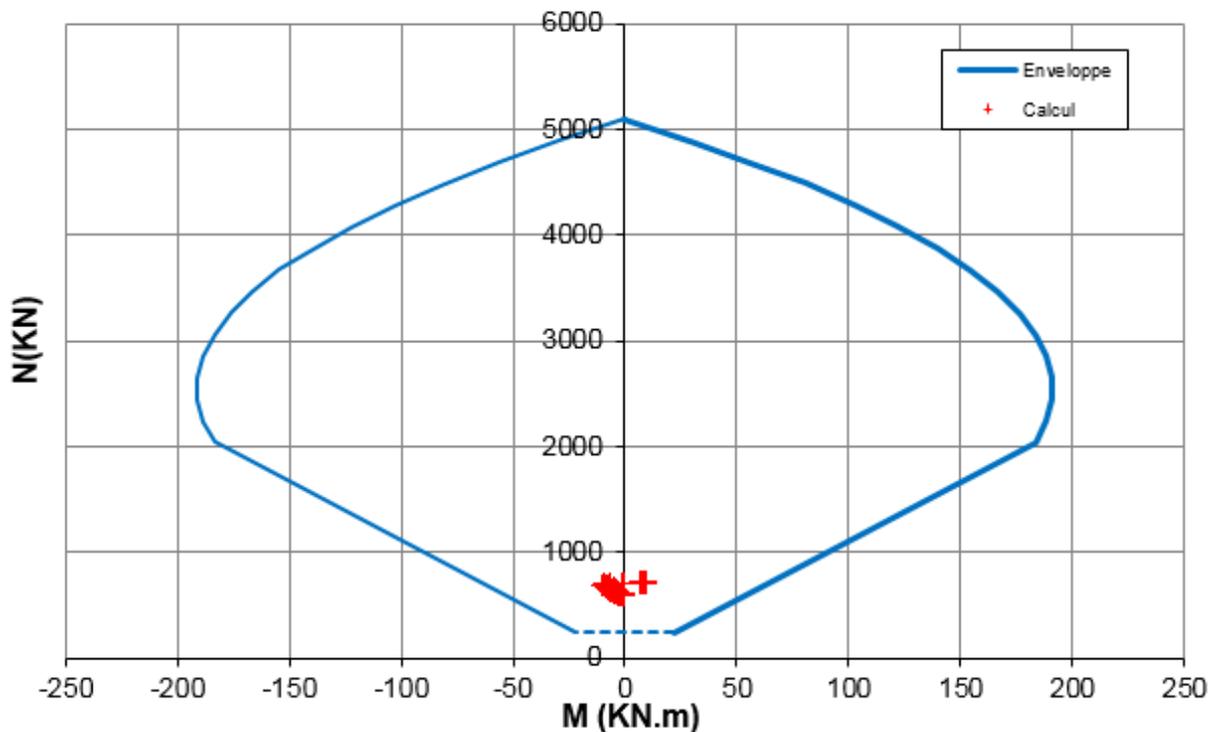


Figura 97: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza pari a FS=6.4.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-70,22	0,3	-0,35	2,19	1,15	7,87	1,96	OK	5,58

Tabella 23: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S2

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

5.6.4 Sezione tipo S3, GSI equivalente = 37

Geometria

Sezione $h_{min} = 0,3 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil
 Carico idraulico in calotta: 12m

Carico idraulico: $p_{min} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 $p_{max} = 181 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Coefficiente di sicurezza per gli effetti delle azioni secondo NTC 2008: $\gamma = 1.3$

Sforzi nei rivestimenti

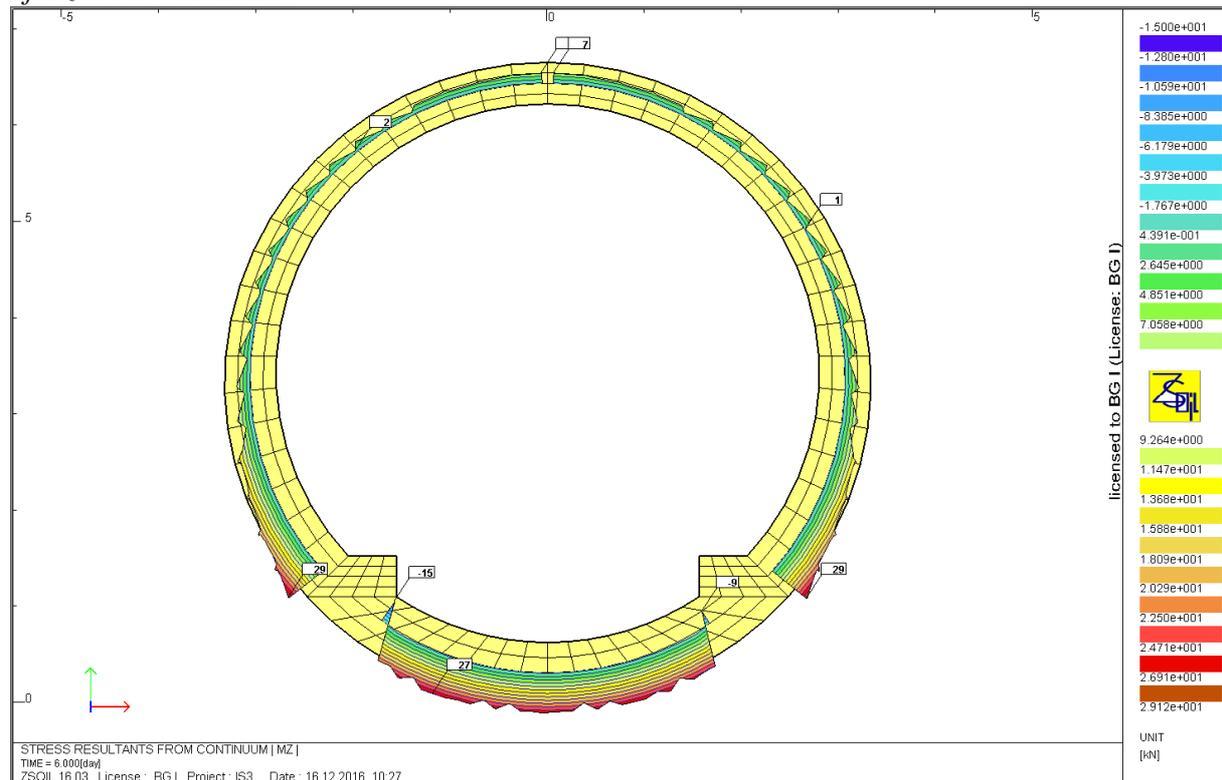


Figura 98: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

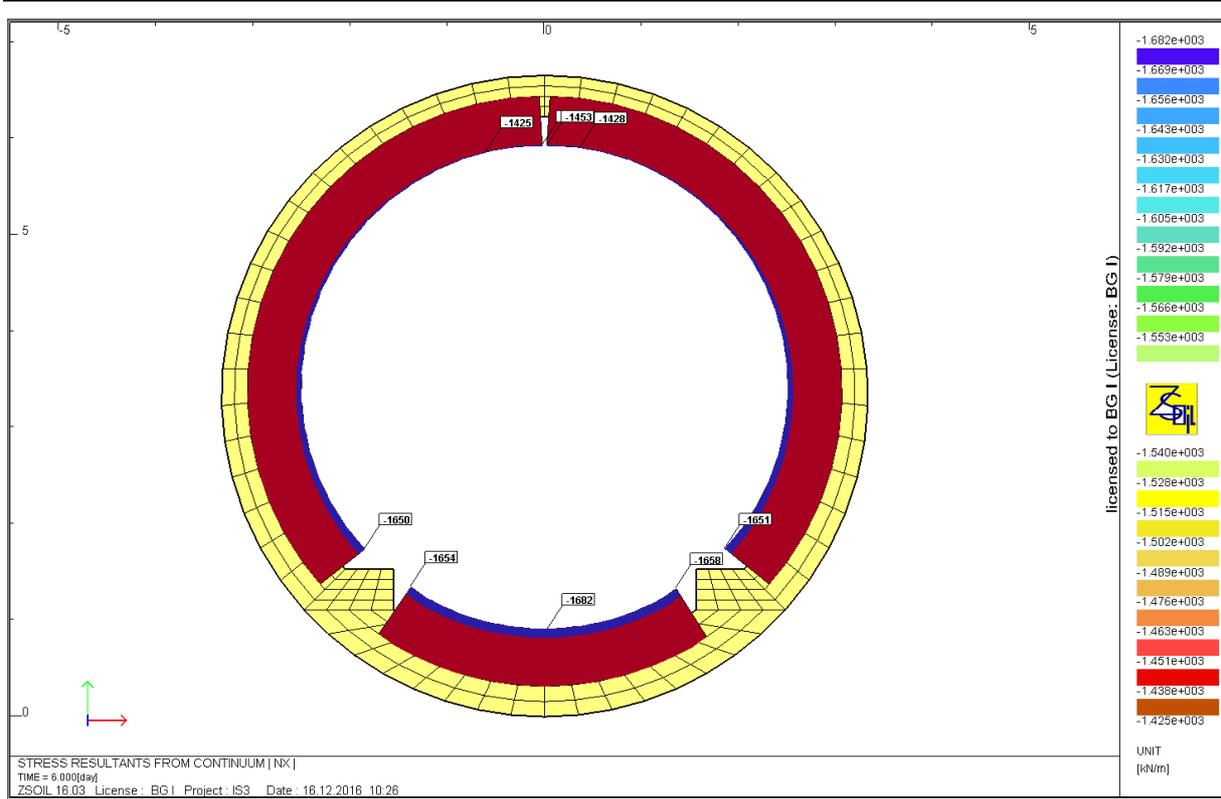


Figura 99: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3

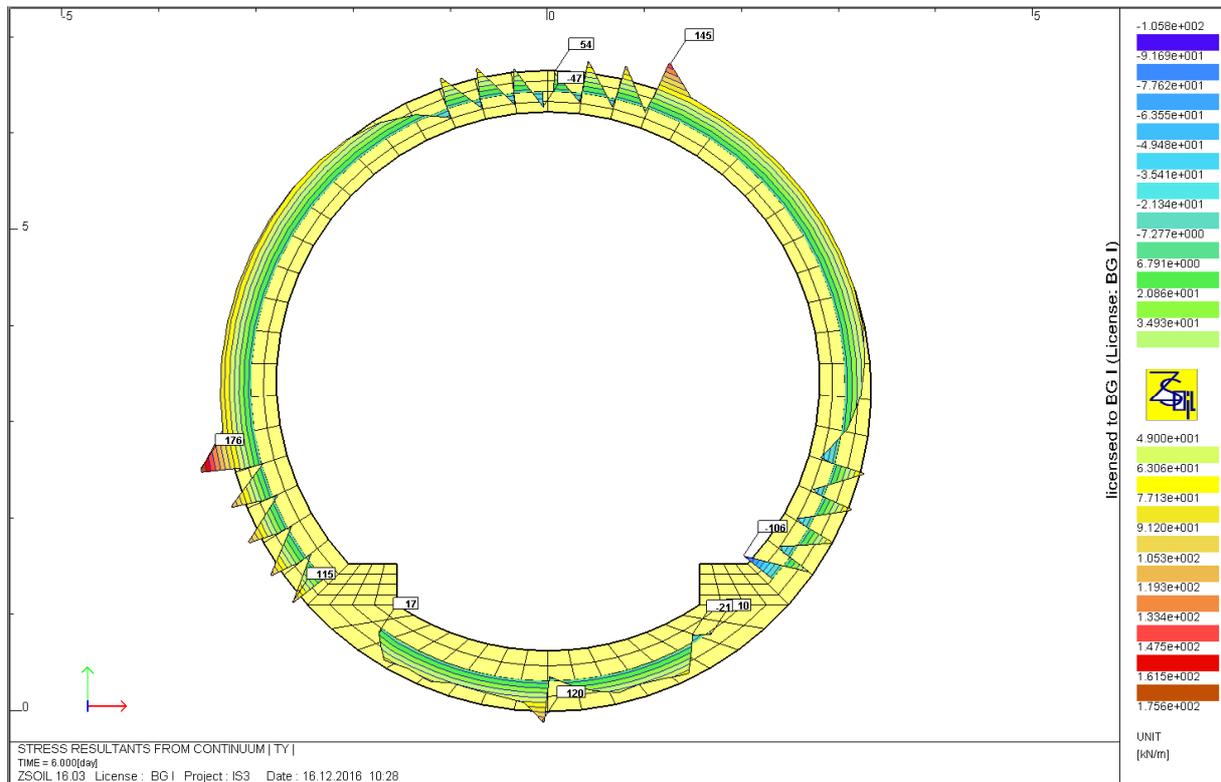


Figura 100: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S3

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,3 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

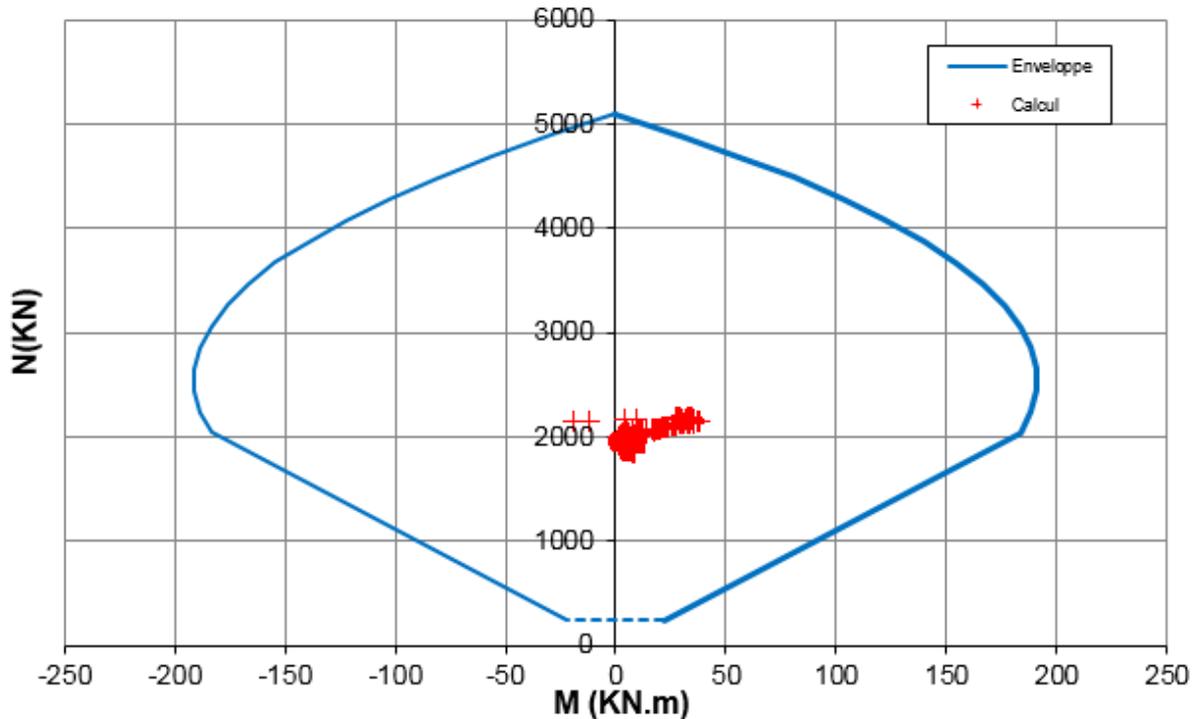


Figura 101: Diagramma d'interazione M-N

La sezione in calcestruzzo non armato è verificata con fattore di sicurezza pari a FS=2.1.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
228,29	0,3	1,14	6,84	1,15	7,87	3,03	OK	2,7

Tabella 24: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S3

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

5.6.5 Sezione tipo S4, GSI=65 multilaminare

Geometria

Sezione $h_{\min} = 0,3 \text{ m}$

Materiali

Calcestruzzo: C30/37, $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Carichi

Peso proprio: $g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Carico dell'ammasso direttamente considerato in Zsoil

Carico idraulico in calotta: 12m

Coefficiente di sicurezza
 per gli effetti delle azioni
 secondo NTC 2008:

$$\gamma = 1.3$$

Effetti delle azioni

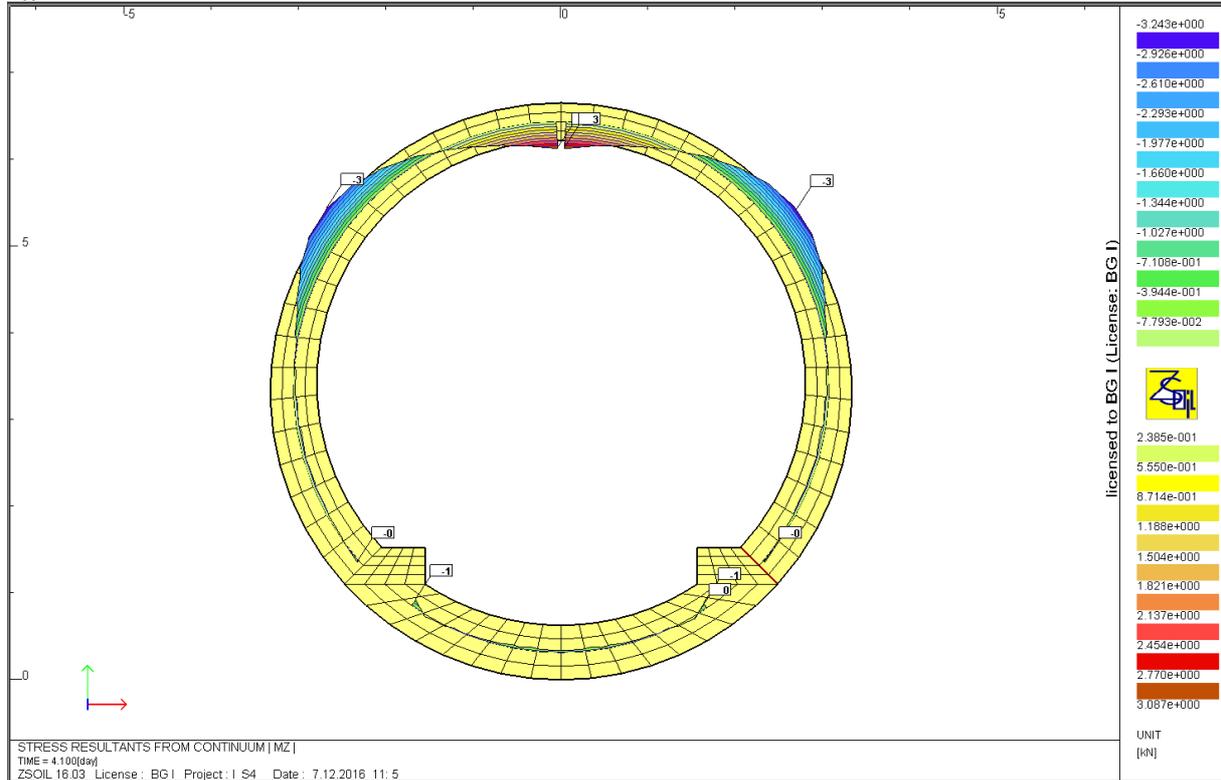


Figura 102: Diagramma dei momenti nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

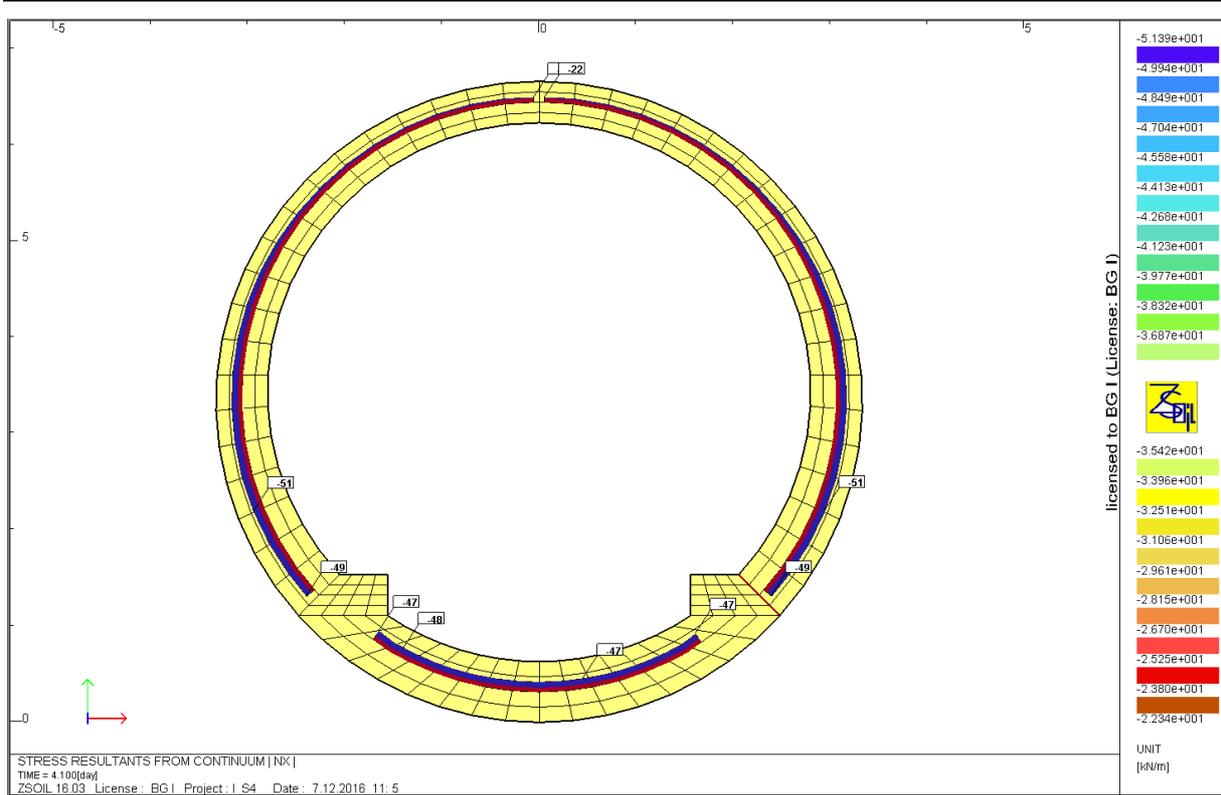


Figura 103: Diagramma degli sforzi normali nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4

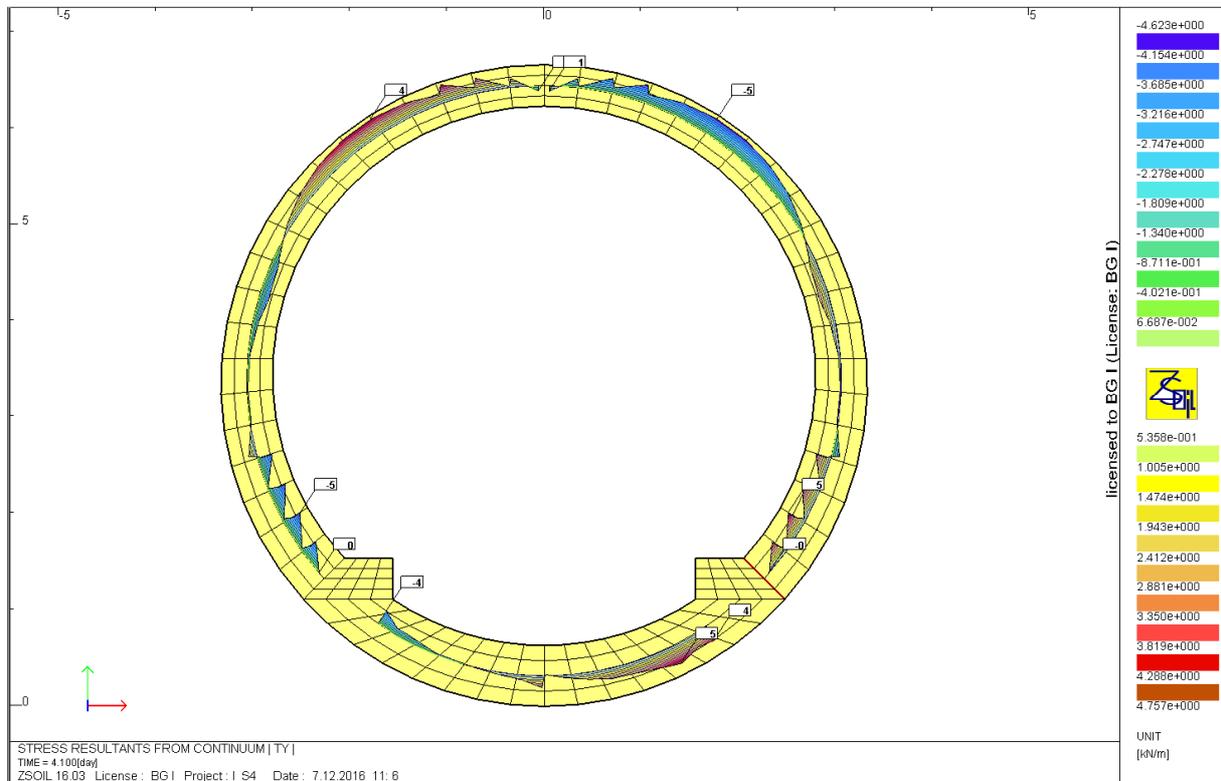


Figura 104: Diagramma degli sforzi di taglio nel rivestimento, sezione I-I, sostegno S4

Verifica a pressoflessione

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,3 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	30 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	0,85
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

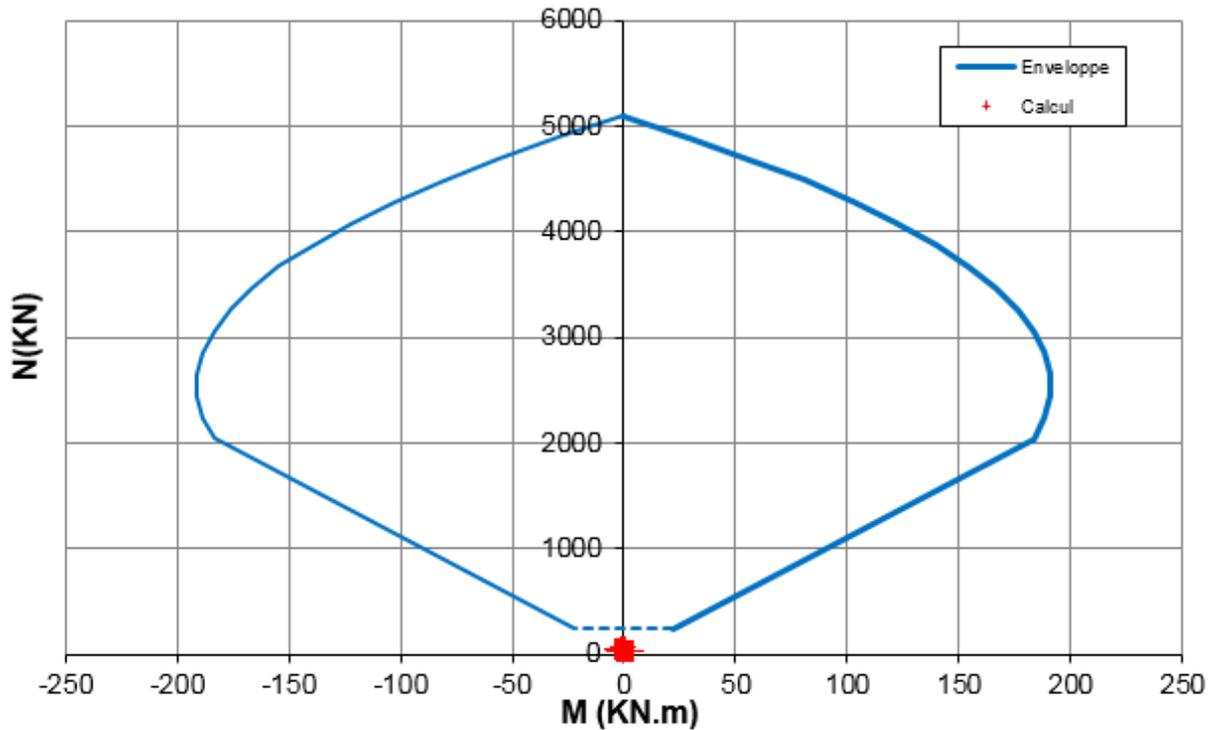


Figura 105: Diagramma d'interazione M-N

Il calcestruzzo è verificato all'interazione di sforzo normale e momento con un fattore di sicurezza $FS \Rightarrow \gg 1$.

Verifica interazione N+V

V_{Ed} [kN]	x [m]	τ_{cp} [Mpa]	σ_{cp} [Mpa]	f_{ctd} [Mpa]	σ_{clim} [Mpa]	f_{cvd} [Mpa]	Verifica	FS
-1,47	0,03	-0,10	1,03	1,15	7,87	1,58	OK	15,57

Tabella 25: Verifica del rivestimento al taglio, sezione I-I, sostegno S4

Conclusion

Nessuna armatura strutturale è necessaria.

6. Risultati delle verifiche (sezioni armate e non armate)

In questo paragrafo si riassumono i risultati delle verifiche statiche in termini di armature necessarie sulla sezione all'intradosso e all'estradosso e di tasso d'armatura risultante che compare negli elaborati di carpenteria (elaborati da [10] a [22]).

Al fine di ottenere il tasso d'armatura, la quantità di armatura considerata nei calcoli è stata moltiplicata per un fattore di 1.3 per tener conto della lunghezza di sovrapposizione dei ferri e delle armature trasversali (ovvero lungo l'asse delle gallerie).

Le analisi statiche effettuate dimostrano che un'armatura strutturale si rende necessaria nella sezione B-B in corrispondenza delle zone dove la sezione tipo S4 è messa in opera e nella sezione E-E quando si dispone la sezione tipo di sostegno S4.

Per quanto riguarda le verifiche al fuoco, relative alle sezioni A-A e B-B, si veda la relazione [9]. Per queste sezioni, il tasso d'armatura è dunque stato definito in quel documento.

Le armature necessarie sono riassunte nella tabella in allegato 1.

Si fa notare che la platea di fondazione, presente nella maggioranza delle opere, a differenza dell'arco rovescio, non presenta un ruolo strutturale e viene armata unicamente per evitare una sua fessurazione al momento del transito dei veicoli e per non danneggiare i cavidotti presenti all'interno di essa.

7. Dimensionamento e verifica delle partizioni interne

7.1 Galleria in linea

Nella galleria in linea come partizione interna si ha solo la soletta che separa il condotto di estrazione fumi dalla zona di passaggio del treno.

7.1.1 Sistema statico

Il sistema statico viene illustrato alla figura seguente. La soletta risulta semplicemente appoggiata alle sue due estremità. Si considera un metro lineare di soletta, dato che la soletta è molto lunga.

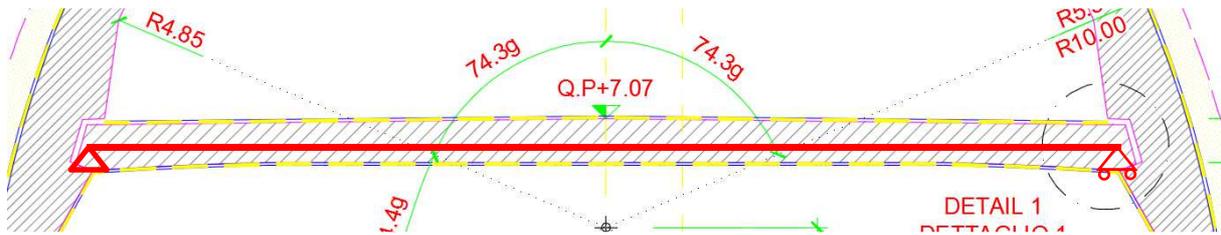


Figura 106: Schema statico

7.1.2 Caratteristiche della sezione

Altezza	$h = 0.4 \text{ m}$
Lunghezza	$l = 9.6 \text{ m}$
Larghezza	$b = 1 \text{ m}$

7.1.3 Carichi

Si considerano il peso proprio della struttura, la pressione/depressione dovuta al passaggio del treno e il carico utile del personale.

Peso proprio:
$$G_k = 1 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carichi variabili:

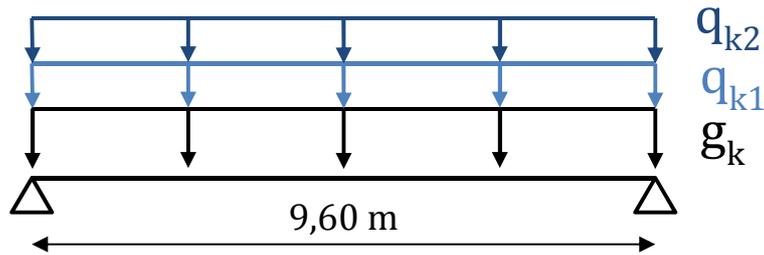
- Pressione/depressione $q_{k1} = \pm 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = \pm 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Personale $q_{k2} = 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Per le combinazioni di azioni variabili, si considera la categoria E ai sensi delle NTC per il coefficiente di combinazione.

Si considerano due casi: il caso in cui la pressione grava verso il basso e quindi si aggiunge al peso proprio ed al personale, ed il caso in cui vi è una pressione dal basso verso l'alto.

1° Caso

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo



SLU

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot q_{k,2} = 31 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,3 \\ \gamma_{Q,1} &= \gamma_{Q,2} = 1,5 \\ \psi_{0,2} &= 1 \end{aligned}$$

SLE caratteristico

$$p = g_k + q_{k,1} + \psi_{0,2} \cdot q_{k,2} = 22 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{0,2} = 1$$

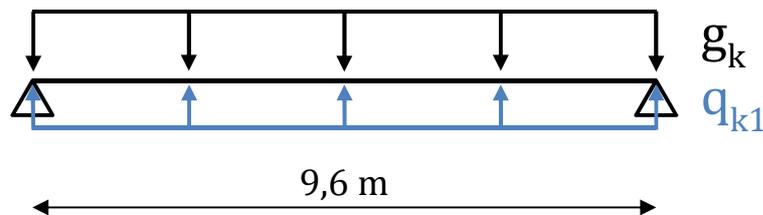
SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} + \psi_{2,2} \cdot q_{k,2} = 19,6 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = \psi_{2,2} = 0,8$$

2° caso



SLU

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} = -5 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,0 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \end{aligned}$$

SLE caratteristico

$$p = g_k + q_{k,1} = 0 \frac{kN}{m}$$

SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 2 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = 0,8$$

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Il 2° caso permette di mettere in evidenza un rischio di sollevamento della soletta a SLU. Il rivestimento al di sopra della soletta è stato sagomato in modo da impedire questo sollevamento (sebbene le deformazioni dovute all'espansione termica siano libere grazie alla presenza di un giunto di dilatazione di spessore 5 cm). Questo caso non è dimensionante per le armature inferiori, ma lo è per le armature superiori nella parte centrale.

7.1.4 Sforzi

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = p \frac{L^2}{8}$$

$$V_{\max} = V(L) = p \frac{L}{2}$$

SLU

1° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	31	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1,3	1	Lunghezza	9,6	m
Pressione treno	10	kN/m	1,5	1	Vmax	148,8	kN
Personale	2	kN/m	1,5	1	Mmax	357,12	kN.m

2° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	-5	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1	1	Lunghezza	9,6	m
Pressione treno	-10	kN/m	1,5	1	Vmax	-24	kN
Personale	2	kN/m	0	1	Mmax	-57,6	kN.m

SLE caratteristico

1° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	22	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1	1	Lunghezza	9,6	m
Pressione treno	10	kN/m	1	1	Vmax	105,6	kN
Personale	2	kN/m	1	1	Mmax	253,44	kN.m

2° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	0	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1	1	Lunghezza	9,6	m
Pressione treno	-10	kN/m	1	1	Vmax	0	kN
Personale	2	kN/m	0	1	Mmax	0	kN.m

SLE q.p.

1° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	19,6	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1	1	Lunghezza	9,6	m

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Pressione treno	10	kN/m	1	0,8	Vmax	94,08	kN
Personale	2	kN/m	1	0,8	Mmax	225,792	kN.m

2° caso

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	2	kN/m
Peso proprio	10	kN/m	1	1	Lunghezza	9,6	m
Pressione treno	-10	kN/m	1	0,8	Vmax	9,6	kN
Personale	2	kN/m	0	0,8	Mmax	23,04	kN.m

7.1.5 Dimensionamento delle sezioni (SLU)

Armature superiori

Il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 4.4 cm².

Scelta: **5 ϕ 12** ovvero **A_{sup} = 5,65 cm²**

hauteur h	0,4	m	bras de levier approx.	0,3	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,34	m
			moment réduit μ	0,030	
Moment ELU	58	kNm	μ_{AB}	0,056	
			Pivot	Pivot A	
f_{ck}	30	MPa			
f_{cd}	17,00	MPa	α	0,037	
f_{yk}	450	MPa	β	0,985	
ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,045	
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,002	
ϵ_{ud}	0,045				
Es	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	non				
k	1,08		σ_a	391	Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale A	4,4	cm ²
γ_c	1,5				
α_{cc}	0,85				

Tabella 26: Calcolo a SLU armature superiori

Armature inferiori

Il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 32.3 cm².

Scelta:

2 strati **5 ϕ 25 + 5 ϕ 16** ovvero **A_{inf} = 34,59 cm²**

hauteur h	0,4	m	bras de levier approx.	0,3	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,32	m
			moment réduit μ	0,205	
Moment ELU	357	kNm	μ_{AB}	0,056	
			Pivot	Pivot B	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

f_{ck}	30	MPa		
f_{cd}	17,00	MPa	α	0,290
f_{yk}	450	MPa	β	0,884
ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,009
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,004
ϵ_{ud}	0,045			
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui
λ	0,8			
Branche inclinée acier	non			
k	1,08		σ_a	391 Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale A	32,3 cm ²
γ_c	1,5			
α_{cc}	0,85			

Tabella 27: Calcolo a SLU armature inferiori

7.1.6 Verifica a SLE

Tensioni di esercizio

Si considera solo il 1° caso, che è il più gravoso.

Le ipotesi di calcolo sono elencate nel seguito:

hauteur h	0,4	m
largeur b	1	m
Moment ELS caractéristique	253	kN.m
Moment ELS qp	226	kN.m
charge linéique qp	19,6	kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11784	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,0	
ϕ_{eff}	1,8	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

section acier tendue At	34,59	cm2
section acier comprimée Ac	5,65	cm2
bras de levier d	0,32	m
pos. aciers comprimés c'	0,06	m
Inertie fissurée :		
position axe neutre x :	0,140	m
Inertie fissurée If :	0,00288	m4
Inertie non fissurée :		
position axe neutre x :	0,2122	m
Inertie non fissurée Ih :	0,0063	m4

Tabella 28: Ipotesi di calcolo per la verifica delle tensioni di esercizio

La verifica viene svolta con la tabella seguente ed è soddisfatta sia a SLE quasi permanente che a SLE caratteristico.

Contraintes				
ELS qp			valeur limite	
béton comprimé σ_b	11,01	MPa	13,5	MPa OK
ELS caractéristique				
béton comprimé σ_b	12,32	MPa	18	MPa OK
aciers tendus σ_{st}	-268,31	MPa	-360	MPa OK
aciers comprimés σ_{sc}	119,59	MPa	360	MPa OK

Tabella 29: Verifica delle tensioni di esercizio (SLE)

Fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

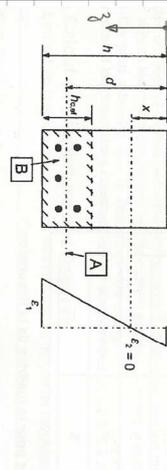
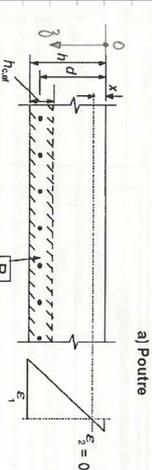
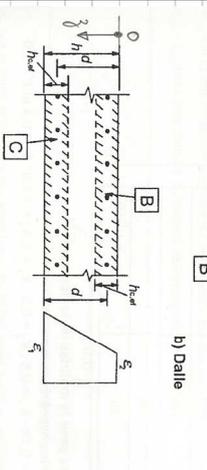
CALCUL DE L'OUVERTURE DES FISSURES - SECTION BETON ARME			
Description de la section d'étude		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module d'élasticité du béton	Ecm = 33000 MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	w _{max} = 0,30 mm
Module d'élasticité des armatures de béton armé	Es = 200000 MPa	Coefficient αe = Es / Ecm	αe = 6,061
Hauteur de la section de béton	h = 0,400 m	Facteur dépendant de la durée du chargement (kt = 0,6 si courte durée, kt = 0,4 si longue durée)	kt = 0,400
Enrobage des armatures longitudinales	c = 45 mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des 1ères fissures (fct,eff = fctm, sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	fct,eff = 2,90 MPa
Espacement des armatures tendues	s = 200 mm	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	hc,eff = 0,089 m
Résultats du calcul ELS en section fissurée (cf calculs CDS)		Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues	Ac,eff = 0,0880 m²
Contrainte max ELS dans les armatures tendues	σs = 238,5 MPa	Diamètre équivalent des armatures tendues dans Ac,eff	Φ _{eq} = 21 mm
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la moins tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε2 = 0,347 ‰	Section d'armatures tendues dans Ac,eff	As = 34,6 cm²
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la plus tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε1 = -0,689 ‰	Hauteur utile des armatures tendues situées dans Ac,eff	d = 0,320 m
=> Position de l'axe neutre	x = 0,134 m	Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton pp,eff = As / Ac,eff	pp,eff = 0,0393
Description des armatures tendues dans Ac,eff		Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures	ε _{sm-ecm} = 1,010 ‰
	HA 25 5 0,320	$\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{p_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e p_{p,eff} \right) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	
	HA 16 5 0,320	Coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des barres HA	k1 = 0,800
	HA 12 0 0,000	Coefficient tenant compte de la distribution des déformations	k2 = 0,500
	HA 14 0 0,000	Autres coefficients tenant compte notamment de l'enrobage des armatures	k3 = 2,298 k4 = 0,425
	HA 16 0 0,000		
	HA 20 0 0,000		
	HA 25 0 0,000		
	HA 32 0 0,000		
	HA 40 0 0,000		
a) Poutre 			
b) Dalle 			
c) Elément sollicité en traction 			
Légende : A - Niveau du centre de gravité des armatures B et C - Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues			
Valeur de l'entraxe maximum des armatures considéré comme suffisamment faible		s _{max} = 279 mm	
Espacement final maximal des fissures s _{r,max} = k3 c + k1 k2 k4 d / p _{p,eff}		s _{r,max} = 196 mm	
s _{r,max} = 5 (c + Φ/2) si s < s _{r,max} , sinon			
Ouverture des fissures w _k = s _{r,max} (ε _{sm} - ε _{cm})		w _k = 0,198 mm	< 0,30 mm OK

Tabella 30: Verifica della fessurazione

Verifica di deformabilità – freccia

Per evitare una freccia troppo importante, si introduce una contro-freccia per compensare il peso proprio. I calcoli mostrano che questa contro-freccia vale **27 mm**. In realtà nel progetto si ha una contro-freccia superiore a questo valore (circa 4 cm).

Contre-Flèche	
	valeur
flèche non fissurée α_I	15,9 mm
flèche fissurée α_{II}	33,4 mm
coef. interpolation	0,63
moment critique de première fissuration M_{cr}	98,59 kN.m
flèche α	27,0 mm

Tabella 31: Calcolo della contro-freccia (peso proprio)

La freccia finale si calcola dunque unicamente con le azioni variabili:

Flèche	
	valeur
flèche non fissurée α_I	13,5 mm
flèche fissurée α_{II}	30,7 mm
coef. interpolation	0,63
moment critique de première fissuration M_{cr}	95,88 kN.m
flèche α	24,3 mm

Tabella 32: Calcolo della freccia (azioni variabili)

Si può considerare qui un valore limite della freccia di $L/250$, ovvero 38 mm.

7.1.7 Verifica a taglio

Come si può vedere dal calcolo effettuato nella seguente tabella, non è necessaria armatura specifica a taglio.

La soletta beneficia di un effetto di redistribuzione trasversale: non vi è un'armatura minima per le solette (a differenza delle travi), ma bisogna considerare le disposizioni costruttive (es. 2 staffe $\phi 10$ con passo 50cm).

7.1.8 Tasso d'armatura

Si moltiplica per un fattore di 1.8 il tasso di armatura ottenuto in direzione trasversale per tener conto delle armature longitudinali e delle sovrapposizioni delle armature trasversali e longitudinali.

Il tasso d'armatura vale dunque $79 \text{ kg/m}^3 * 1,8 + 11 \text{ kg/m}^3$ (staffe) = **150 kg/m³**. **Tale tasso d'armatura deve essere confermato dalle verifiche al fuoco** (si veda elaborato [9]).

Il tasso di armatura è ragionevole e lo spessore della soletta di 40 cm è sufficiente ai fini delle verifiche statiche.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Vérification à l'effort tranchant	
VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT - SECTION BETON ARME			
Section : dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale Type d'élément calculé : dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale Plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue Aire de la section droite de béton Hauteur utile des armatures tendues Section totale des armatures longitudinales Aire de la section des armatures tendues (armatures prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section)		Calcul de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant : Coefficient CRd,c = 0,18 / γ_c Coefficient $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ avec d en mm Pourcentage d'armatures tendues $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$ Coefficient k_1 (valeur recommandée) Contrainte normale dans la section d'étude $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ (<0 si traction, >0 si compression) $V_{min} = 0,34 \gamma_c f_{tk}^{1/2}$ sur les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considérée ; $= 0,053 \gamma_c k^{2/3} f_{tk}^{1/2}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus ; $= 0,35 \gamma_c f_{tk}^{1/2}$ pour les voiles.	
Matériaux : Résistance caractéristique à la compression du béton Résistance à la traction du béton Coefficient partiel relatif au matériau béton Résistance de calcul en compression du béton Limite caractéristique d'élasticité des armatures Coefficient partiel relatif aux armatures tendues Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant $f_{tw} = f_{tk} / \gamma_s$		On obtient VRd,c > VED => aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire => prévoir le % minimum Vérification du non-écrasement des bielles et calcul des armatures d'effort tranchant : Vérification de la limitation d'inclinaison des bielles $\cot(\theta) = 1,00 \leq 2,50$ => OK $1,5 \cot(\theta) \leq 2,5$ Le cas d'une section où $\cot(\theta) \geq f_{tm}$ n'est pas traité.	
Sollicitations : Effort tranchant sollicitant maximal à ELLU Effort normal sollicitant concomitant à ELLU (<0 si traction, >0 si compression)		Facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{td}}{250} \right]$ (f_{td} en MPa) Coefficient α_{cw} tenant compte de l'état de contrainte dans la membrane comprimée $1,25$ pour $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ $1,25 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ $2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$ flexion composée avec traction	
Autres hypothèses de calcul : Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément Angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales $\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot(\theta) - \cot(\alpha))$		VRd,max = 1521 kN => OK VRd,s = 0,0 cm ² /ml	



Tabella 33: Verifica a taglio

7.2 Strutture interne nella galleria intertubo con sala di accoglienza e caverna Ovest

Nel caso della galleria intertubo con sala d'accoglienza, si hanno i quattro elementi statici interni principali:

- 1) La soletta che separa il condotto di ventilazione area di sicurezza dalla zona di transito dei veicoli
- 2) La soletta tra la galleria intertubo e la sala d'accoglienza;
- 3) La trave al di sotto della suddetta soletta;
- 4) I pilastri all'interno della sala d'accoglienza che sostengono la suddetta trave.

Nella galleria intertubo senza sala d'accoglienza, si ha solo l'elemento 1), mentre nella caverna Ovest si hanno gli elementi 2), 3) e 4).

7.3 Soletta tra condotto di ventilazione area di sicurezza e transito galleria intertubo

7.3.1 Sistema statico

Si considera lo schema statico illustrato nella figura seguente. La soletta risulta incastrata alle sue due estremità. Si considera un metro lineare di soletta, dato che la soletta è molto lunga.

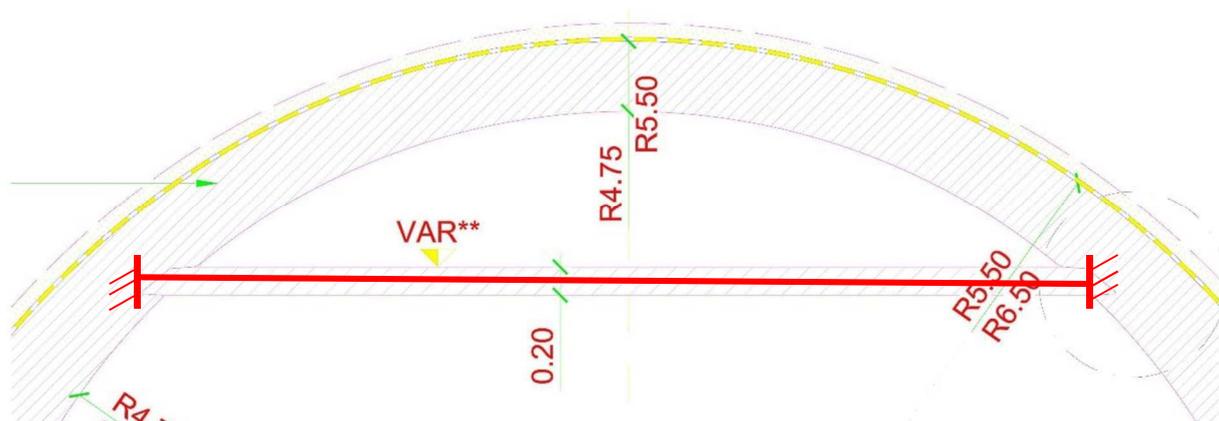


Figura 107: Schema statico

7.3.2 Caratteristiche della sezione

Altezza	$h = 0,20 \text{ m}$
Lunghezza	$b = 6,6 \text{ m}$
Larghezza	$b = 1 \text{ m}$

7.3.3 Carichi

Peso proprio: $g_k = 1 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carichi variabili:

- Pressione ventilazione $q_{k,1} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

SLU

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} = 8,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Con:

$$\gamma_G = 1,3$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,5$$

SLE caratteristico

$$p = g_k + q_{k,1} = 6,5 \frac{kN}{m}$$

SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 6,2 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = 0,8$$

7.3.4 Sforzi

$$|M_{\max}| = |M(L)| = p \frac{L^2}{12}$$

$$|M_c| = |M\left(\frac{L}{2}\right)| = p \frac{L^2}{24}$$

$$V_{\max} = V(L) = p \frac{L}{2}$$

SLU

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	8,75	kN/m
Peso proprio	5	kN/m	1,3	1	Lunghezza	6,6	m
Personale	1,5	kN/m	1,5	1	Vmax	28,875	kN
					Mmax	-31,7625	kN.m
					Mc	15,88125	kN.m

SLE caratteristico

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	6,5	kN/m
Peso proprio	5	kN/m	1	1	Lunghezza	6,6	m
Personale	1,5	kN/m	1	1	Vmax	21,45	kN
					Mmax	-23,595	kN.m
					Mc	11,7975	kN.m

ELS q.p.

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	6,2	kN/m
Peso proprio	5	kN/m	1	1	Lunghezza	6,6	m
Personale	1,5	kN/m	1	0,8	Vmax	20,46	kN
					Mmax	-22,506	kN.m
					Mc	11,253	kN.m

7.3.5 Dimensionamento delle sezioni (SLU)

Armature inferiori (in L/2)

Il calcolo a SLU mostrato nella tabella seguente indica una sezione di acciaio minima di 3 cm².

Scelta (utilizzata per verifica a SLE):

5 φ10 ovvero **A_{inf} = 3,92 cm²**

hauteur h	0,2	m	bras de levier approx.	0,1	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,14	m
Moment ELU	16	kNm	moment réduit μ	0,048	
f _{ck}	30	MPa	μ _{AB}	0,056	
f _{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot A	
f _{yk}	450	MPa	α	0,062	
ε _{cu2}	0,0035		β	0,975	
ε _{uk}	0,05		ε _a	0,045	
ε _{ud}	0,045		ε _b	0,003	
Es	200000	MPa	ε _a > f _{yk} /(γ _s .E _s) ?	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée	non				
acier					
k	1,08		σ _a	391	Mpa
γ _s	1,15		Aire acier		
γ _c	1,5		minimale A	3,0	cm2
α _{cc}	0,85				

Tabella 34: Calcolo a SLU armature inferiori

Armature superiori (in 0 e L)

Il calcolo a SLU mostrato nella seguente tabella indica una sezione di acciaio minima di 6.7 cm².

Scelta:

5 φ10 (di ritorno dall'armatura superiore) + **5 φ10** ovvero **A_{sup} = 7.84 cm²**

hauteur h	0,2	m	bras de levier approx.	0,1	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,13	m
Moment ELU	32	kNm	moment réduit μ	0,111	
f _{ck}	30	MPa	μ _{AB}	0,056	
f _{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot B	
			α	0,148	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

f_{yk}	450 MPa	β	0,941
ϵ_{cu2}	0,0035	ϵ_a	0,020
ϵ_{uk}	0,05	ϵ_b	0,004
ϵ_{ud}	0,045		
E_s	200000 MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui
λ	0,8		
Branche inclinée acier	non		
k	1,08	σ_a	391 Mpa
γ_s	1,15	Aire acier minimale A	6,7 cm ²
γ_c	1,5		
α_{cc}	0,85		

Tabella 35: Calcolo a SLU armature superiori

7.3.6 Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono le seguenti:

hauteur h	0,2 m
largeur b	1 m
Moment ELS cara	11,8 kN.m
Moment ELS qp	11,3 kN.m
charge linéique qp	6,2 kN/m
f_{ck}	30 Mpa
f_{cd}	17,0 Mpa
f_{cm}	38,0 Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9 Mpa
module du béton E_{cm}	32837 Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11264 Mpa
f_{yk}	450 MPa
ϵ_{cu2}	0,0035
ϵ_{uk}	0,05
ϵ_{ud}	0,045
E_s	200000 MPa
λ	0,8
Branche inclinée acier	non
k	1,08
γ_s	1,15
γ_c	1,5
α_{cc}	0,85
coef. équivalence n	17,8
ϕ_{eff}	1,9
section acier tendue A_t	3,92 cm ²
section acier comprimée A_c	3,92 cm ²
bras de levier d	0,14 m

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

pos. aciers comprimés c'	0,06	m
Inertie fissurée :		
position axe neutre x :	0,038	m
Inertie fissurée I _f :	0,00008	m ⁴
Inertie non fissurée :		
position axe neutre x :	0,1000	m
Inertie non fissurée I _h :	0,0007	m ⁴

Tabella 36: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio

La verifica alle tensioni di esercizio viene effettuata mediante la tabella seguente ed è soddisfatta sia a SLE quasi permanente che a SLE caratteristico.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	4,88 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	5,10 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-222,56 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	-43,67 MPa	360 MPa	OK

Tabella 37: Verifica delle tensioni di esercizio

Fessurazione

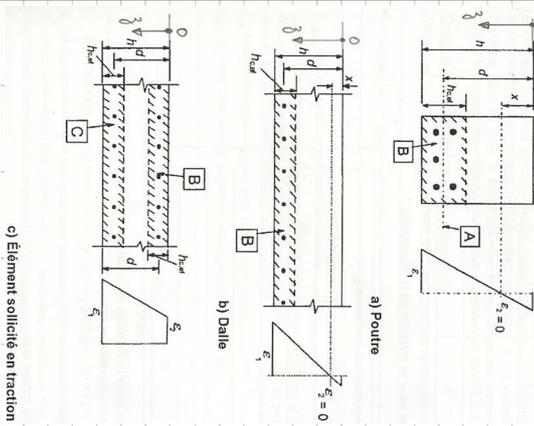
Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module délastique du béton	$E_{cm} = 33000$ MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	$w_{lim} = 0.30$ mm
Module d'élasticité des armatures de béton armé	$E_s = 200000$ MPa	Coefficient $\alpha_e = E_s / E_{cm}$	$\alpha_e = 6.061$
Hauteur de la section de béton	$h = 0.200$ m	Facteur dépendant de la durée du chargement ($k_t = 0.5$ si courte durée, $k_t = 0.4$ si longue durée)	$k_t = 0.400$
Enrobage des armatures longitudinales	$c = 55$ mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des premières fissures ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$, sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	$f_{ct,eff} = 2.90$ MPa
Espacement des armatures tendues	$s = 200$ mm		
Résultats du calcul ELS en section fissurée (cf calcul CDS)			
Contrainte max ELS dans les armatures tendues	$\sigma_s = 210.6$ MPa	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	$h_{o,eff} = 0.054$ m
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la moins tendue (>0 si compression, <0 si traction)	$\epsilon_2' = 0.157$ ‰	Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues	$A_{c,eff} = 0.0540$ m ²
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la plus tendue (>0 si compression, <0 si traction)	$\epsilon_1 = -0.699$ ‰	Diamètre équivalent des armatures tendues dans $A_{c,eff}$	$\Phi_{eq} = 10$ mm
=> Position de l'axe neutre	$x = 0.036$ m	Section d'armatures tendues dans $A_{c,eff}$	$A_s = 3.9$ cm ²
Description des armatures tendues dans $A_{c,eff}$		Hauteur utile des armatures tendues situées dans $A_{c,eff}$	$d = 0.140$ m
		Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton $p_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$	$p_{p,eff} = 0.0073$
		Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_f \frac{f_{ct,eff}}{f_{p,eff}} (1 + \alpha_e p_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.632$ ‰
		Coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des barres HA	$k_1 = 0.800$
		Coefficient tenant compte de la distribution des déformations	$k_2 = 0.500$
		Autres coefficients tenant compte notamment de l'enrobage des armatures	$k_3 = 2.010$ $k_4 = 0.425$
		Valeur de l'entaxe maximum des armatures considéré comme suffisamment faible $s_{max} = 5(c + \Phi/2)$	$s_{max} = 300$ mm
		Espacement final maximal des fissures $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / f_{p,eff}$ si $s < s_{max}$, sinon $s_{r,max} = 1.3(l - x)$	$s_{r,max} = 344$ mm
		Ouverture des fissures $w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	$w_k = 0.218$ mm < 0.30 mm OK



Légende :

A - Niveau du centre de gravité des armatures
 B et C - Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues

HA	10	5	0.140
HA	16	0	0.000
HA	12	0	0.000
HA	14	0	0.000
HA	16	0	0.000
HA	20	0	0.000
HA	25	0	0.000
HA	32	0	0.000
HA	40	0	0.000

Tabella 38: Verifica a fessurazione

Verifica di deformabilità – freccia

Flèche	valeur	
flèche non fissurée α_I	4,0	mm
flèche fissurée α_{II}	34,4	mm
coef. interpolation	0,00	
moment critique de première fissuration M_{cr}	19,83	kN.m
flèche α	4,0	mm OK

Tabella 39: Calcolo della freccia

Si può considerare qui un valore limite della freccia di $L/250$, ovvero 26 mm.

7.3.7 Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono elencate nel seguito:

hauteur h	0,2	m
largeur b	1	m
Moment ELS cara	24	kN.m
Moment ELS qp	23	kN.m
charge linéique qp	6,2	kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\varphi$	11258	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,8	
φ_{eff}	1,9	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

section acier tendue A_t	7,84	cm ²
section acier comprimée A_c	3,92	cm ²
bras de levier d	0,13	m
pos. aciers comprimés c'	0,06	m

Inertie fissurée :

position axe neutre x :	0,048	m
Inertie fissurée I_f :	0,00013	m ⁴

Inertie non fissurée :

position axe neutre x :	0,1008	m
Inertie non fissurée I_h :	0,0007	m ⁴

Tabella 40: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio

La verifica alle tensioni di esercizio viene effettuata mediante la tabella seguente ed è soddisfatta sia a SLE quasi permanente che a SLE caratteristico.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	8,62 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	8,99 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-261,90 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	-34,84 MPa	360 MPa	OK

Tabella 41: Verifica delle tensioni di esercizio

Fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module délasticité du béton	$E_{cm} = 33000$ MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	$w_{max} = 0,30$ mm
Module d'élasticité des armatures de béton armé	$E_s = 200000$ MPa	Coefficient $\alpha_e = E_s / E_{cm}$	$\alpha_e = 6,061$
Hauteur de la section de béton	$h = 0,200$ m	Facteur dépendant de la durée du chargement ($k_t = 0,6$ si courte durée; $k_t = 0,4$ si longue durée)	$k_t = 0,400$
Enrobage des armatures longitudinales	$c = 55$ mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des (ères fissures ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$, sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	$f_{ct,eff} = 2,90$ MPa
Espacement des armatures tendues	$s = 200$ mm		
Résultats du calcul ELS en section fissurée (cf calculs CDS)			
Contrainte maxi ELS dans les armatures tendues	$\sigma_s = 249,4$ MPa	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	$h_{c,eff} = 0,051$ m
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la moins tendue (>0 si compression, <0 si traction)	$\epsilon_2 = 0,273$ ‰	Alte de la section effective de béton autour des armatures tendues	$h_{c,eff} = 0,0510$ m
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la plus tendue (>0 si compression, <0 si traction)	$\epsilon_1 = -0,915$ ‰	Diamètre équivalent des armatures tendues dans Ac,eff	$\Phi_{eq} = 10$ mm
=> Position de l'axe neutre	$x = 0,046$ m	Section d'armatures tendues dans Ac,eff	$A_s = 7,9$ cm ²
		Hauteur utile des armatures tendues situées dans Ac,eff	$d = 0,130$ m
		Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton	$p_{p,eff} = 0,0154$
			$p_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$
Description des armatures tendues dans Ac,eff		Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,836$ ‰
			$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{f_{ct,eff}}{f_{p,eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff} \right) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
		Coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des barres HA	$k_1 = 0,800$
		Coefficient tenant compte de la distribution des déformations	$k_2 = 0,500$
		Autres coefficients tenant compte notamment de l'enrobage des armatures	$k_3 = 2,010$ $k_4 = 0,425$
		Valeur de l'entraxe maximum des armatures considéré comme suffisamment faible	$s_{max} = 300$ mm
		$s_{max} = 5(c + \Phi/2)$	
		Espacement final maximal des fissures	$s_{f,max} = 221$ mm
		$s_{f,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	
		si $s < s_{max}$, sinon	si $s_{f,max} = 221$ mm
		Ouverture des fissures	
		$w_k = s_{f,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	
		$w_k = 0,185$ mm	$< 0,30$ mm
			OK

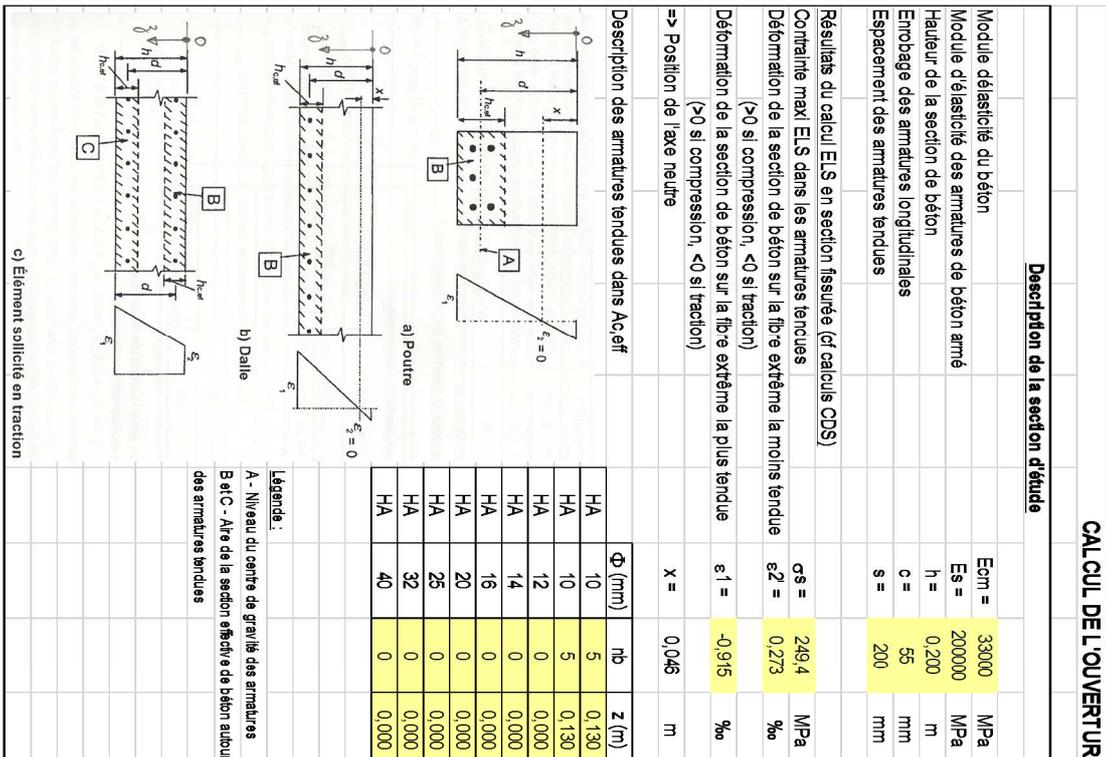


Tabella 42: Verifica a fessurazione

7.3.8 Verifica a taglio

Come si può vedere dal calcolo effettuato nella seguente tabella, non è necessaria armatura specifica a taglio.

La soletta beneficia di un effetto di redistribuzione trasversale: non vi è un'armatura minima per le solette (a differenza delle travi), ma bisogna considerare le disposizioni costruttive (es. 2 staffe $\phi 10$ con passo 50cm).

7.3.9 Tasso d'armatura

Si moltiplica per un fattore di 1.8 il tasso di armatura ottenuto in direzione trasversale per tener conto delle armature longitudinali e delle sovrapposizioni delle armature trasversali e longitudinali.

Il tasso d'armatura vale dunque $38 \text{ kg/m}^3 * 1,8 + 12 \text{ kg/m}^3 \text{ (cadres)} = \mathbf{80 \text{ kg/m}^3}$.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Vérification à l'effort tranchant	
<p>Section :</p> <p>Type d'élément calculé : dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale</p> <p>Puis petite largeur de la section droite dans la zone tendue</p> <p>Aire de la section droite de béton</p> <p>Hauteur utile des armatures tendues</p> <p>Section totale des armatures longitudinales</p> <p>Aire de la section des armatures tendues (armatures prolongées sur une longueur z (l_{bd} + d) au-delà de la section)</p>			
bw =	1,000	m	
Ac =	0,200	m ²	
d =	0,130	m	
Al =	10,8	cm ²	
Asl =	7,7	cm ²	
<p>Matériaux :</p> <p>Résistance caractéristique à la compression du béton</p> <p>Résistance à la traction du béton</p> <p>Coefficient partiel relatif au matériau béton</p> <p>Résistance de calcul en compression du béton</p> <p>Limite caractéristique d'élasticité des armatures</p> <p>Coefficient partiel relatif aux armatures tendues</p> <p>Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant f_{ywd} = f_{yk} / γ_s</p>			
fk =	30,00	MPa	
fctm =	2,90	MPa	
γ _c =	1,50		
fcd =	20,00	MPa	
f _{yk} =	450	MPa	
γ _s =	1,15		
f _{ywd} =	391	MPa	
<p>Sollicitations :</p> <p>Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU</p> <p>Effort normal sollicitant concomitant à l'ELU (< 0 si traction, > 0 si compression)</p>			
VED =	21	KN	
NED =	0	KN	
<p>Autres hypothèses de calcul :</p> <p>Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément</p> <p>Angle entre la biele de compression et la fibre moyenne de l'élément</p> <p>Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales</p>			
α =	90	°	
θ =	45	°	
ΔF _{td} =	11	KN	
<p>Calcul de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant :</p> <p>Coefficient CRd,c = 0,18 / γ_c</p> <p>Coefficient $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ avec d en mm</p> <p>Pourcentage d'armatures tendues $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$</p> <p>Coefficient k₁ (valeur recommandée)</p> <p>Contrainte normale dans la section d'étude σ_{cp} = NED / Ac < 0,2 f_{cd}</p> <p>(< 0 si traction, > 0 si compression)</p> <p>sur les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré :</p> <p>$V_{rd,c} = 0,053 \gamma_c k^2 f_{ctd} f_{yk} / z$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus :</p> <p>$V_{rd,c} = 0,35 \gamma_c f_{ctd} f_{yk} / z$ pour les voiles.</p> <p>On obtient V_{rd,c} > VED</p> <p>=> aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire => prévoir le % minimum</p> <p>Effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant</p> <p>$V_{Rd,c} = [CRd,c k (100 / f_{yk})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$ avec une valeur minimale $V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$</p> <p>V_{rd,c} = 181 KN</p>			
<p>Vérification du non-écrasement des bielles et calcul des armatures d'effort tranchant :</p> <p>Vérification de la limitation d'inclinaison des bielles</p> <p>1,000 ≤ cot(θ) = 1,00 ≤ 2,500 => OK</p> <p>en compression, ou flexion simple</p> <p>1 ≤ cotθ ≤ 2,5</p> <p>en traction</p> <p>$\sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{cm}} \leq \cot\theta \leq 2,5 \sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{cm}}$</p> <p>Le cas d'une section où l'eq.1 z f_{cm} n'est pas traité.</p>			
<p>Facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant</p> <p>$\gamma = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ctd}}{250} \right]$ (f_{ctd} en MPa)</p> <p>Coefficient α_{cw} tenant compte de l'état de contrainte dans la membrane comprimée</p> <p>$\alpha_{cw} = 1,000$</p> <p>pour 0 < σ_{cp} ≤ 0,25 f_{cd}</p> <p>pour 0,25 f_{cd} < σ_{cp} ≤ 0,5 f_{cd}</p> <p>2,3 (1 - σ_{cp} / f_{cd}) pour 0,5 f_{cd} < σ_{cp} < 1,0 f_{cd}</p> <p>(1 + α_{cw} / f_{cm}) flexion composée avec traction</p>			
<p>Valeur de calcul de l'effort tranchant maximal avant écrasement des bielles</p> <p>V_{rd,max} = 618 KN</p> <p>On obtient V_{rd,max} > VED</p> <p>Aire de la section des armatures d'effort tranchant (sans prise en compte du % minimum)</p> <p>V_{rd,max} => OK</p> <p>AS_w = 0,0 cm²/ml</p>			

Tabella 43: Verifica a taglio

7.4 Soletta tra galleria intertubo e sala d'accoglienza

7.4.1 Sistema statico

Si considera lo schema statico illustrato nella figura seguente. La soletta risulta appoggiata alle due estremità e sulla trave centrale. Si considera un metro lineare di soletta, dato che la soletta è molto lunga.

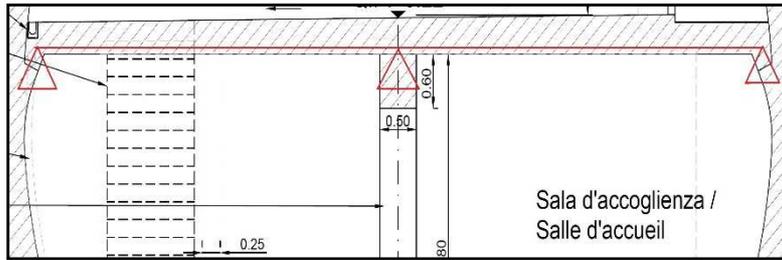


Figura 108: Schema statico

7.4.2 Caratteristiche della sezione

Altezza $h = 0,40$ m
 lunghezza $L = 10,0$
 Larghezza $b = 1,00$ m

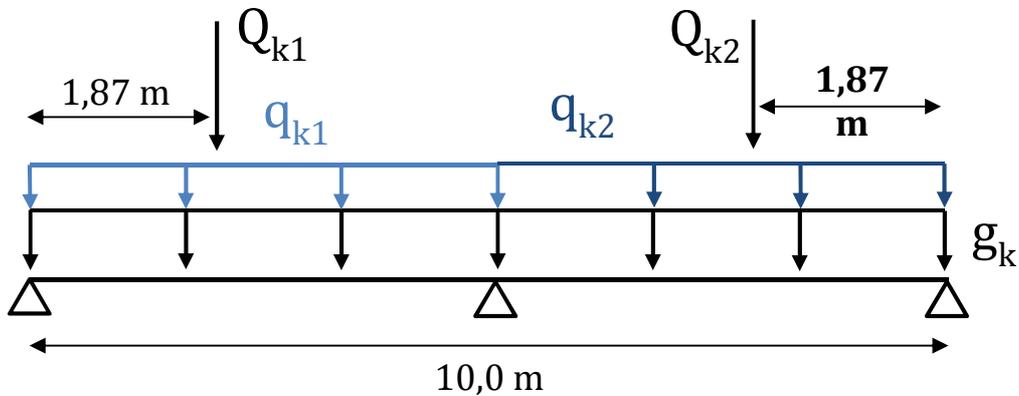
7.4.3 Carichi

Il peso massimo di un veicolo bimodale è di 19 t. Si considera che il peso che agisce su un metro longitudinale è $2/3$ del peso totale (12.6t).

Peso proprio: $g_k = 1\text{ m} \cdot 0,40\text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carichi variabili:

- Personale $q_{k,1} = q_{k,2} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Veicoli bimodali $Q_{k,1} = Q_{k,2} = 126 \text{ kN}$



Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Si sono considerate le combinazioni di carico seguenti in merito al peso proprio ed alla presenza o meno del personale su una o l'altra campata, a seconda se si considerano i carichi come favorevoli o sfavorevoli:

- Combi 1 : 1,0 g_k
- Combi 2 : 1,3 g_k
- Combi 3 : 1,0 g_k + 1,5 q_{k1}
- Combi 4 : 1,3 g_k + 1,5 q_{k1}
- Combi 5 : 1,0 g_k + 1,5 q_{k2}
- Combi 6 : 1,3 g_k + 1,5 q_{k2}
- Combi 7 : 1,0 g_k + 1,5 q_{k1} + 1,5 q_{k2}
- Combi 8 : 1,3 g_k + 1,5 q_{k1} + 1,5 q_{k2}

SLU:

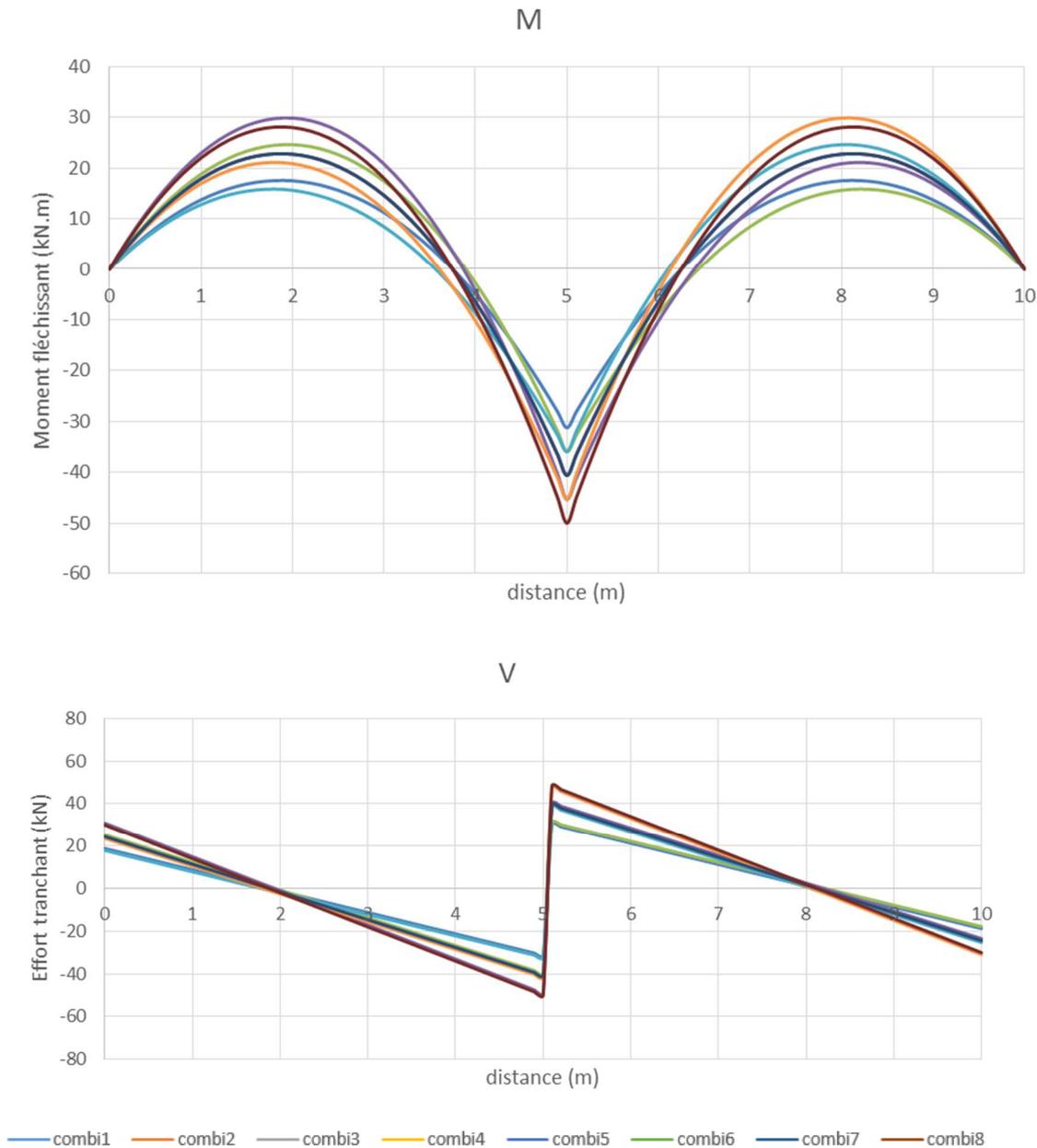


Figura 109: Diagrammi di momento e di taglio per le 8 combinazioni considerate

I casi dimensionanti ottenuti da tali combinazioni di carico sono:

1. Nella mezzeria, il peso proprio (considerato favorevole) + il carico del personale su una sola campata (sfavorevole);
2. Nell'appoggio centrale, il peso proprio (sfavorevole) + il carico del personale sulle due campate.

Ai casi dimensionanti si aggiunge l'azione dei veicoli bimodali (sulla campata caricata nel caso 1, sulle due campate nel caso 2).

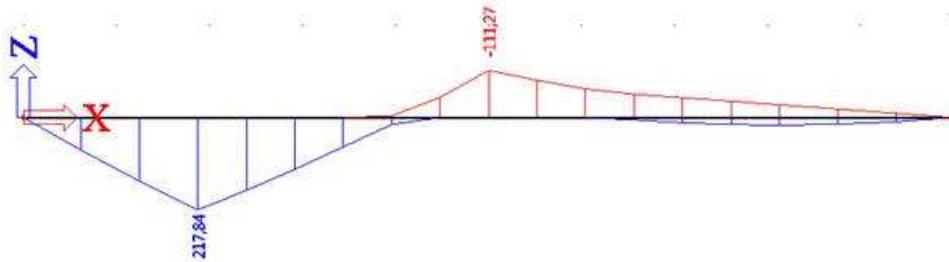


Figura 110: Diagramma di momento nel caso 1

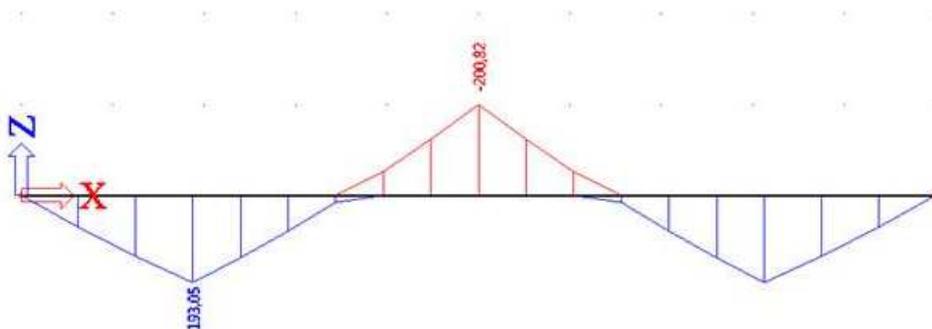


Figura 111: Diagramma di momento nel caso 2

7.4.4 Dimensionamento della sezione (SLU)

Il calcolo a SLU mostrato nella tabella seguente indica una sezione di acciaio minima di 18.2 cm².

Scelta:

6 φ20 ovvero A = 18,85 cm².

Armature inferiori

hauteur h	0,4 m	bras de levier approx.	0,3 m
largeur b	1 m	bras de levier d	0,32 m
		moment réduit μ	0,125
Moment ELU	218 kNm	μ _{AB}	0,056
		Pivot	Pivot B
f _{ck}	30 MPa		
f _{cd}	17,00 MPa	α	0,168

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

f_{yk}	450	MPa	β	0,933
ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,017
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,004
ϵ_{ud}	0,045			
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui
λ	0,8			
Branche inclinée acier	oui			
k	1,08		σ_a	401 Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale A	18,2 cm ²
γ_c	1,5			
α_{cc}	0,85			

Tabella 44: Calcolo a SLU armature inferiori

Armature superiori

Il calcolo a SLU mostrato nella tabella seguente indica una sezione di acciaio minima di 16.5 cm².

Scelta:

6 ϕ 20 ovvero A = 18,85 cm².

hauteur h	0,4	m	bras de levier approx.	0,3	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,32	m
			moment réduit μ	0,115	
Moment ELU	200	kNm	μ_{AB}	0,056	
			Pivot	Pivot B	
f_{ck}	30	MPa			
f_{cd}	17,00	MPa	α	0,153	
f_{yk}	450	MPa	β	0,939	
ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,019	
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,004	
ϵ_{ud}	0,045				
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	oui				
k	1,08		σ_a	403	Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale A	16,5	cm ²
γ_c	1,5				
α_{cc}	0,85				

Tabella 45: Calcolo a SLU armature superiori

7.4.5 Verifica a taglio

Come si può vedere dal calcolo effettuato nella seguente tabella, non è necessaria armatura specifica a taglio.

La soletta beneficia di un effetto di redistribuzione trasversale: non vi è un'armatura minima per le solette (a differenza delle travi), ma bisogna considerare le disposizioni costruttive (es. 2 staffe ϕ 10 con passo 50cm).

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Verification à l'effort tranchant	
Section : Type d'élément calculé : dalles bétonnari d'un effet de redistribution transversale Plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue Aire de la section droite de béton Hauteur utile des armatures tendues Section totale des armatures longitudinales Aire de la section des armatures tendues (armatures prolongées sur une longueur $z(lbd + d)$ au-delà de la section)		Calcul de l'effort tranchant résidant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant : Coefficient CRD: $c = 0.18 / \gamma_c$ Coefficient $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ avec d en mm Pourcentage d'armatures tendues $\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} \leq 0.02$ Coefficient k_l (valeur recommandée) Contrainte normale dans la section d'étude $\sigma_{cp} = NED / Ae < 0.2 f_{cd}$ (< 0 si traction, > 0 si compression) sur les dalles, l'effort d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considérée : $V_{red} = 0.34 \gamma_c k_l k_l^{1/2}$ $= 0.035 \gamma_c k_l^{3/2} k_l^{1/2}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus : $= 0.39 \gamma_c k_l^{1/2}$ pour les voiles.	
Matériaux : Résistance caractéristique à la compression du béton Résistance à la traction du béton Coefficient partiel relatif au matériau béton Résistance de calcul en compression du béton Limite caractéristique élastique des armatures Coefficient partiel relatif aux armatures tendues Limite élastique de calcul des armatures d'effort tranchant $f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$		Effort tranchant résidant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant $V_{red} = [CRD \cdot c \cdot (100 \rho_l f_{yk})^{1/2} + k_l \sigma_{cp}] A_{wd}$ avec une valeur minimale $V_{red} = (V_{min} + k_l \gamma_c) b_w d$ On obtient VRD,c > VED => aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire => prévoir le % minimum	
Sollicitations : Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU Effort normal sollicitant concomitant à l'ELU (< 0 si traction, > 0 si compression)		VRD,c = 397 KN VED = 151 KN NED = 0 KN	
Autres hypothèses de calcul : Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales $\Delta P_{tr} = 0.15 V_{ed} (codr - codt)$		Facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant $v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{td}}{250} \right]$ (f_{td} en MPa) Coefficient α_{cov} tenant compte de l'état de contrainte dans la membrane comprimée pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$ pour $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$ pour $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0 f_{cd}$ itération composée avec traction	
Valeur de calcul de l'effort tranchant maximal avant écrasement des béliers On obtient VRD,max		VRD,max = 1521 KN VRD,c = 397 KN VRD,max = 1521 KN A _{sws} = 0.0 cm ² /ml	

Tabella 46: Verifica a taglio

7.4.6 Tasso d'armatura

Si moltiplica per un fattore di 1.8 il tasso di armatura ottenuto in direzione trasversale per tener conto delle armature longitudinali e delle sovrapposizioni delle armature trasversali e longitudinali.

Il tasso d'armatura vale dunque $74 \text{ kg/m}^3 * 1,8 + 12 \text{ kg/m}^3 \text{ (cadres)} = 150 \text{ kg/m}^3$.

7.5 Trave che sostiene la soletta tra galleria intertubo e sala d'accoglienza

7.5.1 Sistema statico

Si considera una trave continua di N campate identiche ($N \gg 1$) di 5 m che sostiene la soletta e che si appoggia su N pilastri (appoggio semplice).

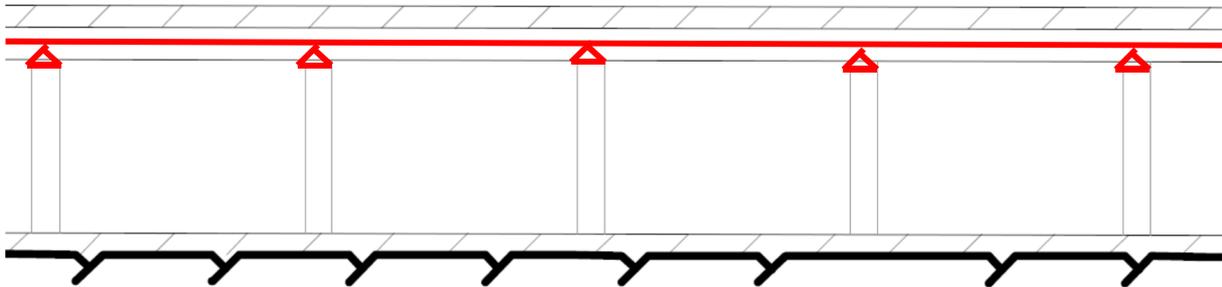


Figura 112: Schema statico trave sala d'accoglienza

7.5.2 Caratteristiche della sezione

Altezza $h = 0,60$ m

Lunghezza $L = 5,0$ m

Larghezza $b = 0,5$ m

7.5.3 Carichi

Peso proprio trave: $g_{k,1} = 0,5\text{m} \cdot 0,6\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Peso proprio soletta: $g_{k,2} = 5,0\text{m} \cdot 0,4\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

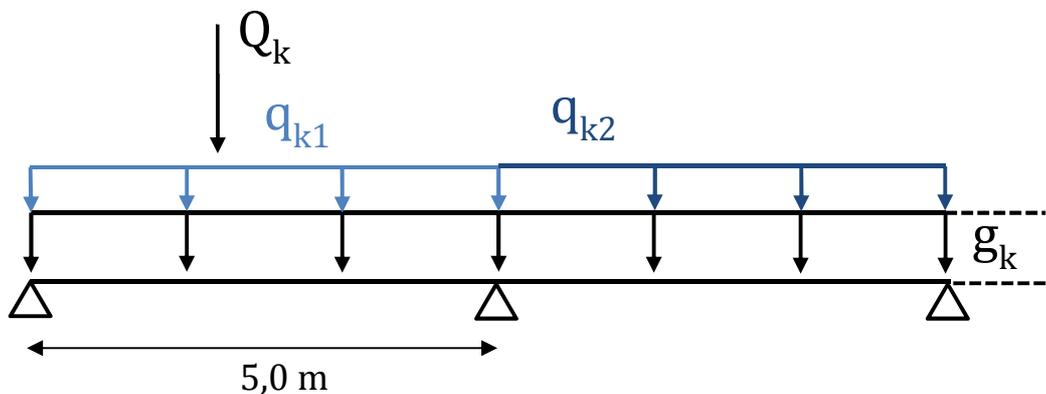
Peso proprio totale: $g_k = 57,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carichi variabili:

- Personale $q_{k,1} = q_{k,2} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Veicoli bimodali $Q_k = 95$ kN

(si considera che gli assi sono distanti 5 m, per cui si ha un solo asse per campata)



7.5.4 Sforzi

In questa configurazione, il momento massimo in campata è ottenuto sulla campata di bordo:

$$M_{\max} = p \frac{L^2}{12,9} + q \frac{L^2}{10,1} + 0,409 QL = 444 \text{ kN.m à l'ELU}$$

$$M_{\min} = -p \frac{L^2}{9,5} - q \frac{L^2}{8,4} - 0,206 QL = -352 \text{ kN.m à l'ELU}$$

$$V_{\max} = 0,3943 pL + 0,4471qL + 2Q = 439 \text{ kN à l'ELU}$$

7.5.5 Dimensionamento della sezione (SLU)

Armature inferiori

Il calcolo a SLU mostrato nella tabella seguente indica una sezione di acciaio minima di 24.2 cm².

Scelta:

2 strati da 4 φ20 ovvero A = 25,14 cm².

hauteur h	0,6 m	bras de levier approx.	0,5 m
largeur b	0,5 m	bras de levier d	0,52 m
		moment réduit μ	0,193
Moment ELU	444 kNm	μ _{AB}	0,056
		Pivot	Pivot B
f _{ck}	30 MPa		
f _{cd}	17,00 MPa	α	0,271
f _{yk}	450 MPa	β	0,892
ε _{cu2}	0,0035	ε _a	0,009
ε _{uk}	0,05	ε _b	0,004
ε _{ud}	0,045		
E _s	200000 MPa	ε _a > f _{yk} / (γ _s · E _s) ?	oui
λ	0,8		
Branche inclinée acier	oui		
k	1,08	σ _a	396 Mpa
γ _s	1,15	Aire acier minimale A	24,2 cm ²
γ _c	1,5		
α _{cc}	0,85		

Tabella 47: Calcolo a SLU armature inferiori

Armature superiori

Il calcolo a SLU mostrato nella tabella seguente indica una sezione di acciaio minima di 16.9 cm².

Scelta:

2 strati da 4 φ20+4 φ14 ovvero A = 18,73 cm².

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

hauteur h	0,6 m	bras de levier approx.	0,5 m
largeur b	0,5 m	bras de levier d	0,52 m
		moment réduit μ	0,141
Moment ELU	325 kNm	μ_{AB}	0,056
		Pivot	Pivot B
f_{ck}	30 MPa		
f_{cd}	17,00 MPa	α	0,191
f_{yk}	450 MPa	β	0,923
ϵ_{cu2}	0,0035	ϵ_a	0,015
ϵ_{uk}	0,05	ϵ_b	0,004
ϵ_{ud}	0,045		
Es	200000 MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui
λ	0,8		
Branche inclinée acier	oui		
k	1,08	σ_a	400 Mpa
γ_s	1,15	Aire acier minimale A	16,9 cm ²
γ_c	1,5		
α_{cc}	0,85		

Tabella 48: Calcolo a SLU armature superiori

7.5.6 Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono le seguenti:

hauteur h	0,6 m
largeur b	0,5 m
Moment ELS cara	311 kN.m
Moment ELS qp	271 kN.m
charge linéique qp	kN/m
f_{ck}	30 Mpa
f_{cd}	17,0 Mpa
f_{cm}	38,0 Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9 Mpa
module du béton E_{cm}	32837 Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11972 Mpa
f_{yk}	450 MPa
ϵ_{cu2}	0,0035
ϵ_{uk}	0,05
ϵ_{ud}	0,045
Es	200000 MPa
λ	0,8
Branche inclinée acier	non
k	1,08
γ_s	1,15
γ_c	1,5

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

α_{cc}	0,85
coef. équivalence n	16,7
ϕ_{eff}	1,7
section acier tendue A_t	25,14 cm ²
section acier comprimée A_c	18,73 cm ²
bras de levier d	0,52 m
pos. aciers comprimés c'	0,08 m

Inertie fissurée :

position axe neutre x :	0,198 m
Inertie fissurée I_f :	0,00608 m ⁴

Inertie non fissurée :

position axe neutre x :	0,3063 m
Inertie non fissurée I_h :	0,0125 m ⁴

Tabella 49: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio

La verifica alle tensioni di esercizio viene effettuata mediante la tabella seguente ed è soddisfatta sia a SLE quasi permanente che a SLE caratteristico.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	8,83 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	10,14 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-274,72 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	101,02 MPa	360 MPa	OK

Tabella 50: Verifica delle tensioni di esercizio

Fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

CALCUL DE L'OUVERTURE DES FISSURES - SECTION BETON ARME			
Description de la section d'étude		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module d'élasticité du béton	E _{cm} = 33000 MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	w _{max} = 0,30 mm
Module d'élasticité des armatures de béton armé	E _s = 200000 MPa	Coefficient α _e = E _s / E _{cm}	α _e = 6,061
Hauteur de la section de béton	h = 0,600 m	Facteur dépendant de la durée du chargement (k _t = 0,6 si courte durée; k _t = 0,4 si longue durée)	k _t = 0,400
Enrobage des armatures longitudinales	c = 50 mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des 1 ^{ères} fissures (f _{ct,eff} = f _{ctm} , sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	f _{ct,eff} = 2,90 MPa
Espacement des armatures tendues	s = 250 mm		
Résultats du calcul ELS en section fissurée (cf calculs CDS)			
Contrainte max ⁱ ELS dans les armatures tendues	σ _s = 238,4 MPa	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	h _{c,eff} = 0,136 m
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la moins tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε ₂ = 0,282 ‰	Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues	A _{c,eff} = 0,0680 m ²
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la plus tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε ₁ = -0,600 ‰	Diamètre équivalent des armatures tendues dans A _{c,eff}	Φ _{eq} = 20 mm
=> Position de l'axe neutre	x = 0,192 m	Section d'armatures tendues dans A _{c,eff}	A _s = 25,1 cm ²
		Hauteur utile des armatures tendues situées dans A _{c,eff}	d = 0,520 m
		Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton p _{p,eff} = A _s / A _{c,eff}	p _{p,eff} = 0,0370
Description des armatures tendues dans A _{c,eff}			
HA 20	4	0,520	
HA 20	4	0,520	
HA 12	0	0,000	
HA 14	0	0,000	
HA 16	0	0,000	
HA 20	0	0,000	
HA 25	0	0,000	
HA 32	0	0,000	
HA 40	0	0,000	
		Coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des barres HA Coefficient tenant compte de la distribution des déformations Autres coefficients tenant compte notamment de l'enrobage des armatures K1 = 0,800 K2 = 0,500 K3 = 2,142 K4 = 0,425	
Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures $\sigma_s - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{p_{p,eff}} (1 + \alpha_e p_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$		e _{sm-εcm} = 1,000 ‰	
Valeur de l'entaxe maximum des armatures considérées comme suffisamment faible s _{max} = 5 (c + Φ/2)		s _{max} = 300 mm	
Espacement final maximal des fissures s _{f,max} = k ₃ c + k ₁ k ₂ k ₄ p _{p,eff} / p _{p,eff}		si s < s _{max} , si non s _{f,max} = 1,3 (h - x)	s _{f,max} = 199 mm
Ouverture des fissures w _k = s _{f,max} (ε _{sm} - ε _{cm})		w _k = 0,199 mm	< 0,30 mm OK

Tabella 51: Verifica alla fessurazione

Verifica di deformabilità – freccia

Flèche	valeur	
flèche non fissurée α_I	4,5	mm
flèche fissurée α_{II}	9,3	mm
coef. interpolation	0,90	
moment critique de première fissuration M_{cr}	123,60	kN.m
flèche α	8,8	mm

OK

Tabella 52: Verifica a SLE – deformabilità

Si considera una freccia limite di $L/250$ ovvero 20 mm.

7.5.7 Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)

Tensioni di esercizio

Si hanno le seguenti ipotesi di calcolo:

hauteur h	0,6	m
largeur b	0,5	m
Moment ELS cara	255	kN.m
Moment ELS fréq		kN.m
Moment ELS qp	234	kN.m
charge linéique qp		kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11581	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,3	
ϕ_{eff}	1,8	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

section acier tendue At	18,73	cm2
section acier comprimée Ac	25,14	cm2
bras de levier d	0,52	m
pos. aciers comprimés c'	0,08	m

Inertie fissurée :

position axe neutre x :	0,171	m
Inertie fissurée If :	0,00513	m4

Inertie non fissurée :

position axe neutre x :	0,2935	m
Inertie non fissurée Ih :	0,0127	m4

Tabella 53: Ipotesi calcolo delle tensioni di esercizio

La verifica alle tensioni di esercizio viene effettuata mediante la tabella seguente ed è soddisfatta sia a SLE quasi permanente che a SLE caratteristico.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	7,80 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	8,50 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-299,32 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	78,19 MPa	360 MPa	OK

Tabella 54: Verifica delle tensioni di esercizio

Fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

7.5.8 Verifica a taglio

Alle estremità della trave, il calcolo mostra una necessità di armatura di 24 cm²/ml. Per ragioni costruttive non si possono mettere delle staffe troppo fitte. Si scelgono dunque due staffe (o 1 staffa + 2 spilli centrali) $\phi 12$ con spaziatura 15cm, ovvero 30.1 cm²/m.

Si aumenta progressivamente la spaziatura per arrivare in mezzeria (dove lo sforzo di taglio è nullo) ad una spaziatura di 40-50 cm.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Verification à l'effort tranchant	
VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT - SECTION BETON ARME			
Section :			
Type d'élément calculé :	poutres, et poutres dalles autres que celles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale		
Plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue	bw =	0,500	m
Aire de la section droite de béton	Ac =	0,300	m ²
Hauteur utile des armatures tendues	d =	0,520	m
Section totale des armatures longitudinales	Al =	43,9	cm ²
Aire de la section des armatures tendues (armatures prolongées sur une longueur ≥ (lbd + d) au-delà de la section)	Asl =	18,7	cm ²
Matériaux :			
Résistance caractéristique à la compression du béton	fk =	30,00	MPa
Résistance à la traction du béton	ftcm =	2,90	MPa
Coefficient partiel relatif au matériau béton	γc =	1,50	
Résistance de calcul en compression du béton	fcd =	20,00	MPa
Limite caractéristique d'élasticité des armatures	fyk =	450	MPa
Coefficient partiel relatif aux armatures tendues	γs =	1,15	
Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant fywd = fyk / γs	fywd =	391	MPa
Solllicitations :			
Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU	VEd =	439	KN
Effort normal sollicitant concomitant à l'ELU (<0 si traction, >0 si compression)	NEd =	0	KN
Autres hypothèses de calcul :			
Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément	α =	90	°
Angle entre la biele de compression et la fibre moyenne de l'élément	θ =	45	°
Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales	ΔFtd =	220	KN
$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha)$			
$V_{Ed, max} = \alpha_{cw} b_w z^* f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$			
$F_{td, s} = \frac{A_{sw} z^* f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s}$			
Calcul de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant :			
Coefficient CRD c = 0,18 / γc	CRD c =	0,120	
Coefficient k = 1 + √(200/d) avec d en mm	k =	1,620	
Pourcentage d'armatures tendues	ρl =	7,20	%
Coefficient k1 (valeur recommandée)	k1 =	0,15	
Contrainte normale dans la section d'étude σcp = NEd / Ac < 0,2 fcd	σcp =	0,00	MPa
(<0 si traction, >0 si compression)			
$v_{min} = 0,34 / \gamma_c f_{ck}^{1/2}$ sur les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré ; $= 0,053 / \gamma_c k_1^{2/3} f_{ck}^{1/2}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus ; $= 0,35 / \gamma_c f_{ck}^{1/2}$ pour les voiles.			
$v_{min} = 0,399$			
Effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant $V_{Rd, c} = [C_{90} k_1 (100 / f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d'$ avec une valeur minimale $V_{Rd, c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d'$			
VRD c = 141 KN			
On obtient VRD c < VEd			
=> il est nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant			
Vérification du non-écrasement des bielles et calcul des armatures d'effort tranchant : Vérification de la limitation d'inclinaison des bielles 1,000 ≤ cotg(θ) = 1,00 ≤ 2,500 => OK en compression, ou flexion simple 1 ≤ cotθ ≤ 2,5 en traction $\frac{\sqrt{1 + \alpha_{ct} / f_{cm}}}{\sqrt{1 + \alpha_{ct} / f_{cm}}} \leq \cot\theta \leq 2,5 \cdot \frac{\sqrt{1 + \alpha_{ct} / f_{cm}}}{\sqrt{1 + \alpha_{ct} / f_{cm}}}$ Gd est la contrainte de traction au centre de gravité (< 0). Le cas d'une section où eqd ≥ fcm n'est pas traité.			
Facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant			
$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{td}}{250} \right] (f_{ck} \text{ en MPa})$			
VR1 = v = 0,528			
Coefficient αcw tenant compte de l'état de contrainte dans la membrane comprimée			
pour 0 < σcp ≤ 0,25 fcd αcw = 1,000 pour 0,25 fcd < σcp ≤ 0,5 fcd αcw = 1,25 pour 0,5 fcd < σcp < 1,0 fcd αcw = 2,5 (1 - σcp / fcd) flexion composée avec traction (1 + αct / fcm)			
Valeur de calcul de l'effort tranchant maximal avant écrasement des bielles On obtient VRD max > VEd VRD mix = 1236 KN VRD mix => OK Asws = 24,0 cm ² /ml			

Tabella 56: Verifica a taglio

7.5.9 Tasso d'armatura

Occorre aggiungere delle armature di pelle pari a 3,0 cm²/ml. Si possono considerare 2 ϕ 10 sui due bordi laterali, ovvero 3,14 cm².

Il tasso d'armatura vale: [2,47 kg (pelle) + 19,76 kg (acciai inf) + 14,72 (acciai sup) + 17,3 (taglio)] / 0,3 m³ = **180 kg/m³**.

7.6 Pilastro nella sala d'accoglienza

7.6.1 Caratteristiche della sezione

Altezza	h= 3,20 m
Lato 1	b=0,5 m
Lato 2	b=0,5 m

7.6.2 Carichi e sollecitazioni

Peso proprio trave:	$g_{k,1} = 0,5\text{m} \cdot 0,6\text{m} \cdot 5,0\text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso proprio soletta:	$g_{k,2} = 5,0\text{m} \cdot 5,0\text{m} \cdot 0,4\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso proprio pilastro:	$g_{k,3} = 3,2\text{ m} \cdot 0,5\text{m} \cdot 0,5\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 20\text{ kN}$
Peso proprio totale:	$g_k = 307,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Carichi variabili:	
• Personale	$q_{k,1} = 2,0\text{ kPa} \cdot 5,0\text{m} \cdot 5,0\text{m} = 50\text{kN}$
• Veicoli bimodali	$Q_k = 2 \cdot 95\text{ kN} = 190\text{ kN}$

A SLU, lo sforzo normale vale dunque $N_{Ed} = 760\text{ kN}$. A SLE, $N_{Ed} = 547\text{ kN}$.

7.6.3 Dimensionamento

Secondo il modello statico (trave appoggiata sui pilastri), non vi è momento che transita nel pilastro. Siccome la sezione è interamente compressa, un semplice calcolo della tensione massima nel cls mostra che è necessaria l'armatura minima: $N_{Ed}/A = 760\text{ kN} / 0,25\text{ m}^2 = 3,04\text{ Mpa} < \sigma_c$.

L'armatura minima è tuttavia molto ridotta (20 cm²). Scelta: **4 ϕ 14 su ogni faccia del pilastro, ovvero un tasso d'armatura di circa 90 kg/m³**.

7.8 Solette della caverna tecnica – zone "intermedie"

7.8.1 Sistema statico

Si tratta di una soletta nervata, con travi con interdistanza pari a 3 m. Si considera, come schema statico, che le solette sono incastrate alle travi. Si considera una banda di spessore di 1 m. Lateralmente, le solette possono anche trasferire il loro carico verso i piedritti del rivestimento definitivo, tuttavia si considera il caso più gravoso, ovvero nella zona centrale della sezione.

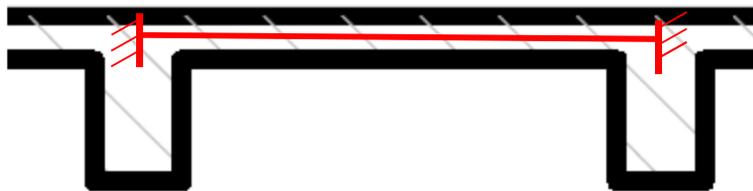


Figura 114: schema statico della soletta nelle zone "intermedie" della caverna tecnica

7.8.2 Caratteristiche della sezione

Altezza $h = 0,25 \text{ m}$
 Lunghezza $L = 3,0 \text{ m}$
 Larghezza $b = 1,0 \text{ m}$

7.8.3 Carichi

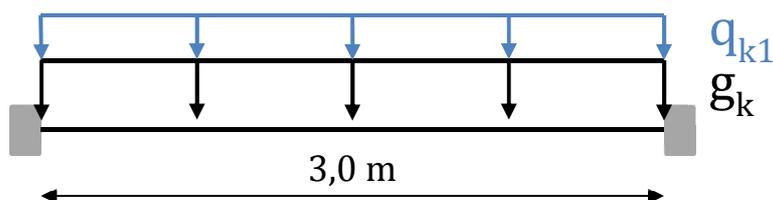
Oltre al peso proprio, si considera la situazione più gravosa tra quelle ai piani E2 ed E3 definite nell'allegato 1 della relazione [7]. Si tratta di quella al piano E2, con carico dovuto agli impianti/attrezzature (in cui è compreso anche il personale) di 10 kPa.

Si hanno quindi i carichi seguenti:

Peso proprio: $g_k = 1 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carichi variabili:

- impianti $q_{k,1} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



SLU

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} = 26,4 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,3 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \end{aligned}$$

SLE caratteristico

$$p = g_k + q_{k,1} = 18,8 \frac{kN}{m}$$

SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 16,8 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = 0,8$$

7.8.4 Sforzi

$$\begin{aligned} |M_{\max}| &= |M(L)| = p \frac{L^2}{12} \\ |M_c| &= |M\left(\frac{L}{2}\right)| = p \frac{L^2}{24} \\ V_{\max} &= V(L) = p \frac{L}{2} \end{aligned}$$

SLU

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	26,375	kN/m
Peso proprio	8,75	kN/m	1,3	1	Lunghezza	3	m
Impianti	10	kN/m	1,5	1	Vmax	39,5625	kN
					Mmax	-19,78	kN.m
					Mc	9,89	kN.m

SLE caratteristico

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	18,75	kN/m
Peso proprio	8,75	kN/m	1	1	Lunghezza	3	m
Impianti	10	kN/m	1	1	Vmax	28,125	kN
			1	1	Mmax	-14,06	kN.m
					Mc	7,03	kN.m

SLE q.p.

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	16,75	kN/m
Peso proprio	8,75	kN/m	1	1	Lunghezza	3	m
Impianti	10	kN/m	1	0,8	Vmax	25,125	kN
	0	kN/m	1	0,8	Mmax	-12,56	kN.m
					Mc	6,28	kN.m

7.8.5 Dimensionamento delle sezioni (SLU)

Armature inferiori (in L/2)

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 1.7 cm². Per ragioni costruttive si sceglie: **4 φ14** ovvero **A_{inf} = 6,16 cm²**

hauteur h	0,25	m	bras de levier approx.	0,15	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,15	m
Moment ELU	10	kNm	moment réduit μ	0,026	
f _{ck}	30	MPa	μ _{AB}	0,056	
f _{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot A	
f _{yk}	450	MPa	α	0,033	
ε _{cu2}	0,0035		β	0,987	
ε _{uk}	0,05		ε _a	0,045	
ε _{ud}	0,045		ε _b	0,002	
Es	200000	MPa	ε _a > f _{yk} /(γ _s .E _s) ?	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	non				
k	1,08		σ _a	391	Mpa
γ _s	1,15		Aire acier minimale A	1,7	cm ²
γ _c	1,5				
α _{cc}	0,85				

Tabella 57: Calcolo a SLU armature inferiori

Armature superiori (in 0 e L)

Il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 3.3 cm². Per ragioni costruttive si sceglie: **4 φ14** ovvero **A_{inf} = 6,16 cm²**.

hauteur h	0,25	m	bras de levier approx.	0,15	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,15	m
Moment ELU	19	kNm	moment réduit μ	0,050	
f _{ck}	30	MPa	μ _{AB}	0,056	
f _{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot A	
f _{yk}	450	MPa	α	0,064	
ε _{cu2}	0,0035		β	0,975	
ε _{uk}	0,05		ε _a	0,045	
ε _{ud}	0,045		ε _b	0,003	
Es	200000	MPa	ε _a > f _{yk} /(γ _s .E _s) ?	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	non				
k	1,08		σ _a	391	Mpa
γ _s	1,15		Aire acier minimale A	3,3	cm ²
γ _c	1,5				
α _{cc}	0,85				

Tabella 58: Calcolo a SLU armature superiori

7.8.6 Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)

Tensioni di esercizio

Si hanno le seguenti ipotesi di calcolo:

hauteur h	0,25	m
largeur b	1	m
Moment ELS cara	7	kN.m
Moment ELS qp	6,3	kN.m
charge linéique qp	16,8	kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11727	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,1	
ϕ_{eff}	1,8	
section acier tendue A_t	6,16	cm ²
section acier comprimée A_c	6,16	cm ²
bras de levier d	0,18	m
pos. aciers comprimés c'	0,07	m

Inertie fissurée :

position axe neutre x :	0,054	m
Inertie fissurée I_f :	0,00022	m ⁴

Inertie non fissurée :

position axe neutre x :	0,1250	m
Inertie non fissurée I_h :	0,0014	m ⁴

Tabella 59: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Le verifiche a SLE sono svolte nella tabella seguente e risultano soddisfatte sia a SLE caratteristico che a SLE quasi-permanente.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	1,54 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	1,71 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-67,69 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	-8,53 MPa	360 MPa	OK

Tabella 60: Verifica a SLE – tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Verifica di deformabilità – freccia

Flèche	valeur	
flèche non fissurée α_I	0,2 mm	
flèche fissurée α_{II}	1,4 mm	
coef. interpolation	0,00	
moment critique de première fissuration M_{Cr}	31,64 kN.m	
flèche α	0,2 mm	OK

Tabella 62: Verifica a SLE – deformabilità

Si considera in questo caso una freccia limite di L/500 (presenza di setti interni), ovvero 6 mm.

7.8.7 Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)

Tensioni di esercizio

Si hanno le seguenti ipotesi di calcolo:

hauteur h	0,25 m
largeur b	1 m
Moment ELS cara	14 kN.m
Moment ELS qp	12,6 kN.m
charge linéique qp	16,8 kN/m
f_{ck}	30 Mpa
f_{cd}	17,0 Mpa
f_{cm}	38,0 Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9 Mpa
module du béton E_{cm}	32837 Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\varphi$	11727 Mpa
f_{yk}	450 MPa
ϵ_{cu2}	0,0035
ϵ_{uk}	0,05
ϵ_{ud}	0,045
E_s	200000 MPa
λ	0,8
Branche inclinée acier	non
k	1,08
γ_s	1,15
γ_c	1,5
α_{cc}	0,85
coef. équivalence n	17,1
ϕ_{eff}	1,8
section acier tendue A_t	6,16 cm ²
section acier comprimée A_c	6,16 cm ²

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

bras de levier d	0,18 m
pos. aciers comprimés c'	0,07 m

Inertie fissurée :

position axe neutre x :	0,054 m
Inertie fissurée I _f :	0,00022 m ⁴

Inertie non fissurée :

position axe neutre x :	0,1250 m
Inertie non fissurée I _h :	0,0014 m ⁴

Tabella 63: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio

Le verifiche a SLE sono svolte nella tabella seguente e risultano soddisfatte sia a SLE caratteristico che a SLE quasi-permanente.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	3,07 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	3,42 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-135,39 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	-17,06 MPa	360 MPa	OK

Tabella 64: Verifica a SLE – tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

7.8.8 Verifica a taglio

Come si può vedere dal calcolo effettuato nella seguente tabella, non è necessaria armatura specifica a taglio.

La soletta beneficia di un effetto di redistribuzione trasversale: non vi è un'armatura minima per le solette (a differenza delle travi), ma bisogna considerare le disposizioni costruttive (es. 2 staffe $\phi 10$ con passo 50cm).

7.8.9 Tasso d'armatura

Si moltiplica per un fattore di 1.8 il tasso di armatura ottenuto in direzione trasversale per tener conto delle armature longitudinali e delle sovrapposizioni delle armature trasversali e longitudinali.

Il tasso d'armatura per le solette tra i piani E1 ed E2 e tra E2 ed E3 nella "zona intermedia" della caverna tecnica, relativo ai carichi statici, vale dunque $36 \text{ kg/m}^3 * 1,8 + 12 \text{ kg/m}^3 \text{ (staffe)} = \mathbf{80 \text{ kg/m}^3}$. **Tale tasso d'armatura deve essere confermato dalle verifiche al fuoco** (si veda elaborato [9]).

I calcoli hanno confermato anche lo spessore delle solette pari a 25cm.

7.9 Travi della caverna tecnica – zone "intermedie"

7.9.1 Schema statico

Si considerano le travi tra piano E1 ed E2, incastrate alle due estremità.

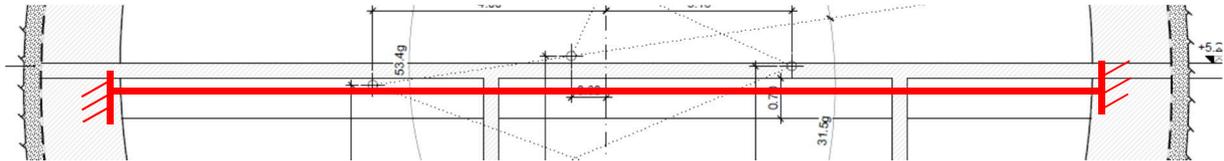


Figura 115: schema statico delle travi nelle zone "intermedie" della caverna tecnica

7.9.2 Caratteristiche della sezione

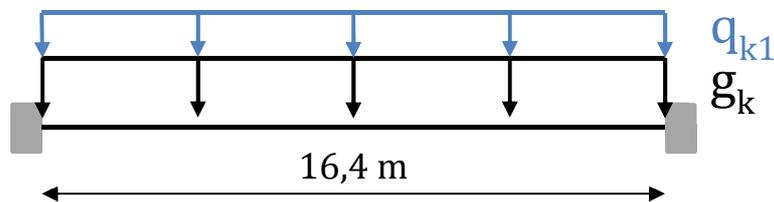
Altezza $h = 0,95 \text{ m}$ (0,70m per la trave + 0,25m della soletta)
 Lunghezza $L = 16,4 \text{ m}$
 Larghezza $b = 0,5 \text{ m}$

7.9.3 Carichi

Peso proprio trave: $g_{k,1} = 0,5 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
 Peso proprio soletta : $g_{k,2} = 3,0 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 18,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
 Peso proprio totale: $g_k = 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carichi variabili:

- impianti $q_{k,1} = 3 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



SLU

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} = 80,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,3 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \end{aligned}$$

SLE caratteristico

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

$$p = g_k + q_{k,1} = 57,5 \frac{kN}{m}$$

SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 51,5 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = 0,8$$

7.9.4 Sforzi

$$|M_{\max}| = |M(L)| = p \frac{L^2}{12}$$

$$|M_c| = |M\left(\frac{L}{2}\right)| = p \frac{L^2}{24}$$

$$V_{\max} = V(L) = p \frac{L}{2}$$

Tenuto conto degli importanti carichi in gioco e della possibilità di formazione di cerniere plastiche alle estremità, il momento alle estremità viene ridotto a $\frac{2}{3} \cdot p \frac{L^2}{12}$ ed il momento in mezzzeria viene aumentato a $p \frac{L^2}{24} + \frac{1}{3} p \frac{L^2}{12} = 5 p \frac{L^2}{72}$

SLU

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	80,75	kN/m
Peso proprio	27,5	kN/m	1,3	1	Lunghezza	16,4	m
Impianti	30	kN/m	1,5	1	Vmax	662,15	kN
					M_A	-1206,6	kN.m
					M_c	1508,3	kN.m

SLE caratteristico

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	57,5	kN/m
Peso proprio	27,5	kN/m	1	1	Lunghezza	16,4	m
Impianti	30	kN/m	1	1	Vmax	471,5	kN
					M_A	-859,2	kN.m
					M_c	1073,97	kN.m

SLE q.p.

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	51,5	kN/m
Peso proprio	27,5	kN/m	1	1	Lunghezza	16,4	m
Impianti	30	kN/m	1	0,8	Vmax	422,3	kN
					M_A	-769,5	kN.m
					M_c	961,9	kN.m

7.9.5 Dimensionamento delle sezioni (SLU)

Armature nella mezzeria (L/2)

Armature inferiori: il calcolo a SLU effettuato nella seguente tabella indica una sezione di acciaio minima di 53,5 cm². Si scelgono 3 strati **3 ϕ 32 + 3 ϕ 25 + 3 ϕ 25** ovvero **A_{inf} = 53,59 cm²**.

Armature superiori: si dispongono 3 ϕ 20.

hauteur h	0,95	m	bras de levier approx.	0,85	m
largeur b	0,5	m	bras de levier d	0,84	m
Moment ELU	1508	kNm	moment réduit μ	0,251	
f_{ck}	30	MPa	μ_{AB}	0,056	
f_{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot B	
f_{yk}	450	MPa	α	0,369	
ϵ_{cu2}	0,0035		β	0,853	
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_a	0,006	
ϵ_{ud}	0,045		ϵ_b	0,004	
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	oui				
k	1,08		σ_a	394	Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale	53,5	cm ²
γ_c	1,5		A		
α_{cc}	0,85				

Tabella 67: Verifica a SLU - mezzeria

Armature alle estremità (in 0 e L)

Armature superiori: il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 40,3 cm². Si scelgono 2 strati di **3 ϕ 32** ovvero **A_{inf} = 48,26 cm²**. In parte inferiore, si conserva **3 ϕ 32** al fine di realizzare l'incastro mediante una giunzione meccanica con manicotto.

hauteur h	0,95	m	bras de levier approx.	0,85	m
largeur b	0,5	m	bras de levier d	0,85	m
Moment ELU	1206	kNm	moment réduit μ	0,196	
f_{ck}	30	MPa	μ_{AB}	0,056	
f_{cd}	17,00	MPa	Pivot	Pivot B	
f_{yk}	450	MPa	α	0,276	
			β	0,890	

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,009	
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,004	
ϵ_{ud}	0,045				
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s) ?$	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	oui				
k	1,08		σ_a	396	Mpa
			Aire acier minimale		
γ_s	1,15		A	40,3	cm ²
γ_c	1,5				
α_{cc}	0,85				

Tabella 68: Verifica a SLU – estremità

7.9.6 Verifica a SLE – armature inferiori (in L/2)

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono elencate nel seguito:

hauteur h	0,95	m
largeur b	0,5	m
Moment ELS cara	1074	kN.m
Moment ELS qp	962	kN.m
charge linéique qp	51,5	kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\phi$	11763	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,0	
ϕ_{eff}	1,8	
section acier tendue A_t	53,59	cm ²
section acier comprimée A_c	9,42	cm ²
bras de levier d	0,84	m

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

pos. aciers comprimés c' 0,07 m

Inertie fissurée :

position axe neutre x : 0,383 m

Inertie fissurée I_f : 0,02996 m⁴

Inertie non fissurée :

position axe neutre x : 0,5210 m

Inertie non fissurée I_h : 0,0493 m⁴

Tabella 69: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio

Le verifiche a SLE sono svolte nella tabella seguente e risultano soddisfatte sia a SLE caratteristico che a SLE quasi-permanente.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	12,29 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	13,72 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-278,65 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	190,62 MPa	360 MPa	OK

Tabella 70: verifica a SLE

Verifica a fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

flèche fissurée a_{II}	27,5 mm	
coef. interpolation	0,94	
moment critique de première fissuration M_{cr}	332,57 kN.m	
flèche α	26,9 mm	OK

Tabella 72: verifica della freccia

Si considera in questo caso una freccia limite di $L/500$ ovvero 33 mm.

7.9.7 Verifica a SLE – armature superiori (in 0 e L)

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono elencate nel seguito:
 sont les suivantes :

hauteur h	0,95 m
largeur b	0,5 m
Moment ELS cara	859 kN.m
Moment ELS qp	770 kN.m
charge linéique qp	51,5 kN/m
f_{ck}	30 Mpa
f_{cd}	17,0 Mpa
f_{cm}	38,0 Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9 Mpa
module du béton E_{cm}	32837 Mpa
module long terme $E_{cm}/1+\varphi$	11758 Mpa
f_{yk}	450 MPa
ϵ_{cu2}	0,0035
ϵ_{uk}	0,05
ϵ_{ud}	0,045
E_s	200000 MPa
λ	0,8
Branche inclinée acier	non
k	1,08
γ_s	1,15
γ_c	1,5
α_{cc}	0,85
coef. équivalence n	17,0
ϕ_{eff}	1,8
section acier tendue A_t	48,26 cm ²
section acier comprimée A_c	24,13 cm ²
bras de levier d	0,85 m
pos. aciers comprimés c'	0,076 m
Inertie fissurée :	
position axe neutre x :	0,347 m
Inertie fissurée I_f :	0,03075 m ⁴

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Inertie non fissurée :

position axe neutre x : 0,4991 m
 Inertie non fissurée I_h : 0,0535 m⁴

Tabella 73: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio

Le verifiche a SLE sono svolte nella tabella seguente e risultano soddisfatte sia a SLE caratteristico che a SLE quasi-permanente.

Contraintes				
ELS qp			valeur limite	
béton comprimé σ_b	8,69 MPa	13,5 MPa		OK
ELS caractéristique				
béton comprimé σ_b	9,70 MPa	18 MPa		OK
aciers tendus σ_{st}	-238,95 MPa	-360 MPa		OK
aciers comprimés σ_{sc}	128,87 MPa	360 MPa		OK

Tabella 74: Verifica a SLE – tensioni di esercizio

Verifica a fessurazione

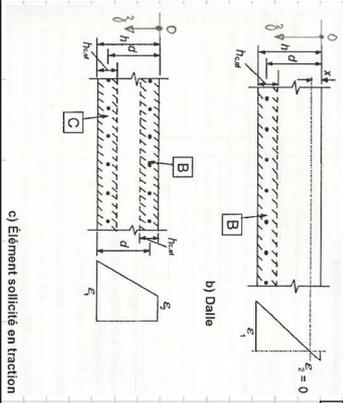
Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section étudiée		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module délastique du béton	E _{cm} = 33000 MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	w _{lim} = 0,30 mm
Module délastique des armatures de béton armé	E _s = 200000 MPa	Coefficient α = E _s / E _{cm}	α = 6,061
Hauteur de la section de béton	h = 0,960 m	Facteur dépendant de la durée du chargement (k1 = 0,8 si courte durée, k1 = 0,4 si longue durée)	k1 = 0,400
Empoissage des armatures longitudinales	c = 55 mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des premières fissures (f _{ct,eff} = f _{ctm} , sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	f _{ct,eff} = 2,90 MPa
Espacement des armatures tendues	s = 333 mm		
Resultats du calcul ELS en section fissurée (cf calculs CDS)			
Contrainte max ELS dans les armatures tendues	σ _s = 213,5 MPa	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	h _{c,eff} = 0,205 m
Déformation de la section de béton sur la fibre externe la moins tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε _t = 0,280 ‰	Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues	A _{c,eff} = 0,1025 m ²
Déformation de la section de béton sur la fibre externe la plus tendue (>0 si compression, <0 si traction)	ε ₁ = -0,516 ‰	Diamètre équivalent des armatures tendues dans A _{c,eff}	Φ _{eq} = 32 mm
=> Position de l'axe neutre	x = 0,334 m	Section d'armatures tendues dans A _{c,eff}	A _s = 48,3 cm ²
		Hauteur utile des armatures tendues situées dans A _{c,eff}	d = 0,860 m
		Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton pp,eff = A _s / A _{c,eff}	pp,eff = 0,0471
Description des armatures tendues dans A _{c,eff}			
HA 10	Φ (mm)	nb	z (m)
HA 10	10	0	0,000
HA 12	12	0	0,000
HA 14	14	0	0,000
HA 16	16	0	0,000
HA 20	20	0	0,000
HA 25	25	0	0,000
HA 32	32	6	0,860
HA 40	40	0	0,000
Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures $\sigma_s - k_1 \frac{f_{s,eff}}{f_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{s,eff}}{f_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$			
Coefficient tenant compte des propriétés d'adhérence des barres HA Coefficient tenant compte de la distribution des déformations Autres coefficients tenant compte notamment de l'empoissage des armatures			
Valeur de l'entaxe maximum des armatures considéré comme suffisamment faible		s _{max} = 355 mm	
Espacement final maximal des fissures s _{r,max} = k ₃ c + k ₁ k ₂ k ₄ φ / ρ _{p,eff} si s < s _{max} , sinon		s _{r,max} = 1,3 (h - x) mm	
Ouverture des fissures w _k = s _{r,max} (ε _{sm} - ε _{cm})		w _k = 0,208 mm < 0,30 mm OK	



Legend:
 A - Niveau du centre de gravité des armatures
 B et C - Aile de la section efficace de béton autour des armatures tendues

a) Poutre
 b) Dalle
 c) Elément sollicité en traction

Tabella 75: verifica a fessurazione

7.9.8 Verifica a taglio

Alle estremità della trave, il calcolo mostra una necessità di armatura di 22 cm²/ml. Per ragioni costruttive non si possono mettere delle staffe troppo fitte. Si sceglie dunque una staffa a 3 bracci (staffa a 2 bracci + spillo centrale) φ14 con spaziatura 15cm (spaziatura massima tenuto conto dell'incastro), ovvero 30.8 cm²/m.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Si aumenta progressivamente la spaziatura per arrivare in mezzeria (dove lo sforzo di taglio è nullo) ad una spaziatura di 50 cm.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Verification à l'effort tranchant	
VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT - SECTION BETON ARMEE			
Section : Type d'élément calculé : poutres et poutres-dalles autres que celles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale Plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue Aire de la section droite de béton Hauteur utile des armatures tendues Section totale des armatures longitudinales Aire de la section des armatures tendues (armatures protégées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section)		Calcul de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant : Coefficient CRd,c = 0,18 / γ_c Coefficient $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ avec d en mm Pourcentage d'armatures tendues $\rho = \frac{A_{st}}{b_w d} \leq 0,02$ Coefficient k1 (Valeur recommandée) Contrainte normale dans la section d'étude $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ (<0 si traction, >0 si compression) $v_{min} = 0,34 / \gamma_c \cdot k_1^{1/2}$ sur les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré ; $= 0,053 / \gamma_c \cdot k_1^{1/2}$ pour les poutres, et pour les dalles autres que celles ci-dessus ; $= 0,35 / \gamma_c \cdot k_1^{1/2}$ pour les voiles.	
Matériaux : Résistance caractéristique à la compression du béton Résistance à la traction du béton Coefficient partiel relatif au matériau béton Résistance de calcul en compression du béton Limite caractéristique d'élasticité des armatures Coefficient partiel relatif aux armatures tendues Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant $f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$		Effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k^{1/3} (100 / \rho)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$, avec une valeur minimale $V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$ On obtient $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ => Il est nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant Vérification du non-dépassement des bielles et calcul des armatures d'effort tranchant : Vérification de la limitation d'inclinaison des bielles $\cot(\theta) = 1,00$ en compression ou flexion simple $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ en traction $\frac{\sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{cm}}}{1 + \sigma_{cp} / f_{cm}} \leq \cot \theta \leq 2,5 \cdot \sqrt{1 + \sigma_{cp} / f_{cm}}$ σ_{cp} est la contrainte de traction au centre de gravité (< 0). Le cas d'une section où $l_{eq} \geq l_{cm}$ n'est pas traité.	
Sollicitations : Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU Effort normal sollicitant concomitant à l'ELU (<0 si traction, >0 si compression)		Facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{tk}}{250} \right]$ (f_{tk} en MPa) Coefficient α_{cw} tenant compte de l'état de contrainte dans la membrane comprimée pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$ flexion composée avec traction $(1 + \sigma_{cp} / f_{cm})$	
Autres hypothèses de calcul : Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément Angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales $\Delta f_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha)$		Valeur de calcul de l'effort tranchant maximal avant écrasement des bielles On obtient $V_{Rd,max} > V_{Ed}$ Air de la section des armatures d'effort tranchant (sans prise en compte du % minimum) $A_{sw/s} = 22,1$ cm ² /ml	
$V_{Rd,max} = \frac{e_{cw} b_w z^2 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$ $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$		VRd,c = 246 KN VRd,c = 0,350 VRd,max = 2020 KN => OK ASw/s = 22,1 cm ² /ml	

Tabella 76: Verifica a taglio

7.9.9 Tasso d'armatura

Occorre aggiungere delle armature di pelle pari a 3,0 cm²/ml. Si possono considerare 3 ϕ 10 sui due bordi laterali, ovvero 4,71 cm².

Il tasso d'armatura in mezzeria vale: [3,70 kg (pelle) + 42,03 kg (acciai inf) + 7,41 (acciai sup) + 8,35 (taglio)] / 0,475 m³ = 130 kg/m³.

Il tasso d'armatura alle estremità vale: [3,70 kg (pelle) + 18,93 kg (acciai inf) + 37,86 kg (acciai sup) + 27,83 kg (taglio)] / 0,475 m³ = 185 kg/m³.

In media si considera un tasso d'armatura per le travi della caverna tecnica dovuto ai carichi statici pari a 150 kg/m³. Tale tasso d'armatura deve essere confermato dalle verifiche al fuoco (si veda elaborato [9]).

Le verifiche hanno confermato le dimensioni della trave pari a 0.7 m x 0.5 m.

7.10 Soletta tra condotto di ventilazione tunnel e condotto di ventilazione aria fresca

7.10.1 Schema statico

Si considera la soletta incastrata alle due estremità. Si considera una banda di spessore di 1 m.

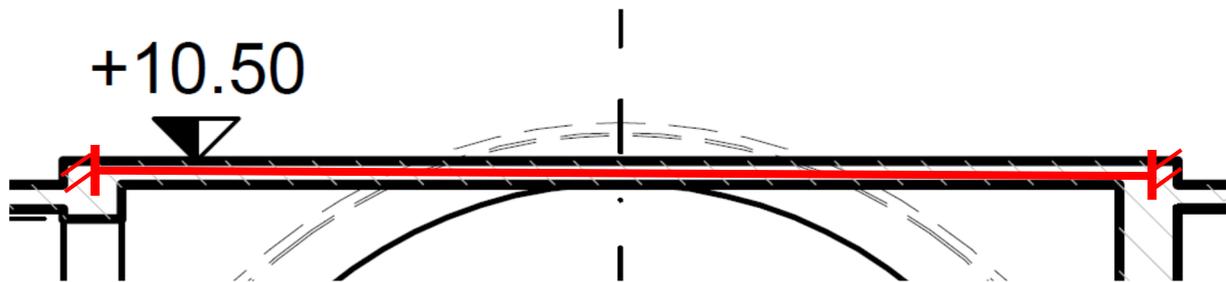


Figura 116: schema statico della soletta tra il condotto di ventilazione tunnel ed il condotto di ventilazione aria fresca della caverna tecnica

7.10.2 Caratteristiche della sezione

Altezza $h = 0,25$ m
 Lunghezza $L = 10,9$ m
 Larghezza $b = 1,0$ m

7.10.3 Carichi

Peso proprio: $g_k = 0,25m \cdot 1m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 6,25 \frac{kN}{m}$

Carichi variabili:

- Ventilazione area di sicurezza $q_{k,1} = 1m \cdot 1,5 \frac{kN}{m^2} = 1,5 \frac{kN}{m}$

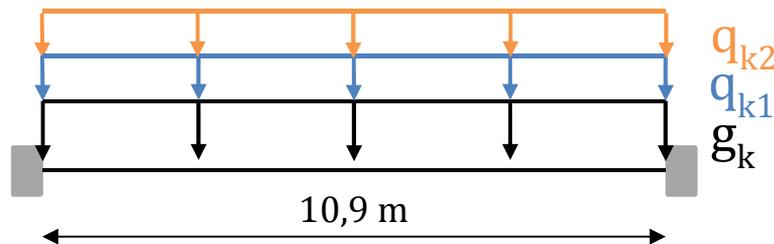
Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

- estrazione fumi (valore massimo, considerato per verifica a SLU)

$$q_{k,2} = 1m \cdot 6,6 \frac{kN}{m^2} = 6,6 \frac{kN}{m}$$

- estrazione fumi (valore a regime, considerato per verifica a SLE)

$$q_{k,2} = 1m \cdot 3 \frac{kN}{m^2} = 3 \frac{kN}{m}$$



SLU

$$p = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_{Q1} \cdot q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot q_{k,2} = 20,3 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,3 \\ \gamma_{Q,1} &= \gamma_{Q,2} = 1,5 \\ \psi_{0,2} &= 1 \end{aligned}$$

SLE caratteristico

$$p = g_k + q_{k,1} + \psi_{0,2} \cdot q_{k,2} = 10,75 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{0,2} = 1$$

SLE quasi permanente

$$p = g_k + \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} + \psi_{2,2} \cdot q_{k,2} = 9,85 \frac{kN}{m}$$

Con:

$$\psi_{2,1} = \psi_{2,2} = 0,8$$

7.10.4 Sforzi

$$|M_{\max}| = |M(L)| = p \frac{L^2}{12}$$

$$|M_c| = |M\left(\frac{L}{2}\right)| = p \frac{L^2}{24}$$

$$V_{\max} = V(L) = p \frac{L}{2}$$

Per considerare la formazione di cerniere plastiche, il momento alle estremità è ridotto a

$$\frac{2}{3} \cdot p \frac{L^2}{12} \text{ ed il momento in mezzeria è aumentato a } p \frac{L^2}{24} + \frac{1}{3} p \frac{L^2}{12} = 5 p \frac{L^2}{72}.$$

SLU

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	20,275	kN/m
Peso proprio	6,25	kN/m	1,3	1	Lunghezza	10,9	m
Estrazione fumi	6,6	kN/m	1,5	1	Vmax	110,50	kN
Ventilazione	1,5	kN/m	1,5	1	Ma	-133,83	kN.m
					Mc	167,28	kN.m

SLE caratteristico

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	10.75	kN/m
Peso proprio	6,25	kN/m	1	1	Lunghezza	10,9	m
Estrazione fumi	3	kN/m	1	1	Vmax	58.5	kN
Ventilazione	1,5	kN/m	1	1	Ma	-70.9	kN.m
					Mc	88.6	kN.m

SLE q.p.

Azioni			γ_i	ψ_i	Carico lineico	9.85	kN/m
Peso proprio	6,25	kN/m	1	1	Lunghezza	10,9	m
Estrazione fumi	3	kN/m	1	0,8	Vmax	53.7	kN
Ventilazione	1,5	kN/m	1	0,8	Ma	-65	kN.m
					Mc	81.3	kN.m

7.10.5 Dimensionamento della sezione (SLU)

Si considera il momento massimo, ovvero a L/2. Il calcolo a SLU mostra una sezione di acciaio minima di 26.7 cm². Si sceglie uno strato di **6 ϕ 25** ovvero **A_{inf} = 29,45 cm²**. In parte superiore, si può sistemare 6 ϕ 14 ovvero 9,24 cm².

hauteur h	0,25	m	bras de levier approx.	0,15	m
largeur b	1	m	bras de levier d	0,19	m
			moment réduit μ	0,272	
Moment ELU	167	kNm	μ_{AB}	0,056	
			Pivot	Pivot B	
f_{ck}	30	MPa			
f_{cd}	17,00	MPa	α	0,406	
f_{yk}	450	MPa	β	0,838	
ϵ_{cu2}	0,0035		ϵ_a	0,005	
ϵ_{uk}	0,05		ϵ_b	0,004	
ϵ_{ud}	0,045				
E_s	200000	MPa	$\epsilon_a > f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s)$?	oui	
λ	0,8				
Branche inclinée acier	oui				
k	1,08		σ_a	393	Mpa
γ_s	1,15		Aire acier minimale A	26,7	cm ²
γ_c	1,5				
α_{cc}	0,85				

Tabella 77: Verifica a SLU - mezzeria

7.10.6 Verifica a SLE

Tensioni di esercizio

Le ipotesi di calcolo sono elencate nel seguito:

hauteur h	0,25	m
largeur b	1	m
Moment ELS cara	88,6	kN.m
Moment ELS fréq		kN.m
Moment ELS qp	81,3	kN.m
charge linéique qp	9,85	kN/m
f_{ck}	30	Mpa
f_{cd}	17,0	Mpa
f_{cm}	38,0	Mpa
résistance en traction f_{ctm}	2,9	Mpa
module du béton E_{cm}	32837	Mpa
module long terme $E_{cm}/$ $1+\varphi$	11582	Mpa
f_{yk}	450	MPa
ϵ_{cu2}	0,0035	
ϵ_{uk}	0,05	
ϵ_{ud}	0,045	
E_s	200000	MPa
λ	0,8	
Branche inclinée acier	non	
k	1,08	
γ_s	1,15	
γ_c	1,5	
α_{cc}	0,85	
coef. équivalence n	17,3	
φ_{eff}	1,8	
section acier tendue A_t	29,45	cm ²
section acier comprimée A_c	9,24	cm ²
bras de levier d	0,19	m
pos. aciers comprimés c'	0,07	m
Inertie fissurée :		
position axe neutre x :	0,094	m
Inertie fissurée I_f :	0,00075	m ⁴
Inertie non fissurée :		
position axe neutre x :	0,1327	m
Inertie non fissurée I_h :	0,0015	m ⁴

Tabella 78: Ipotesi di calcolo delle tensioni di esercizio

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Le verifiche a SLE sono svolte nella tabella seguente e risultano soddisfatte sia a SLE caratteristico che a SLE quasi-permanente.

Contraintes			
ELS qp		valeur limite	
béton comprimé σ_b	10,17 MPa	13,5 MPa	OK
ELS caractéristique			
béton comprimé σ_b	11,09 MPa	18 MPa	OK
aciers tendus σ_{st}	-193,72 MPa	-360 MPa	OK
aciers comprimés σ_{sc}	49,55 MPa	360 MPa	OK

Tabella 79: verifica a SLE

Verifica a fessurazione

Si considera la combinazione quasi-permanente.

Secondo le NTC, quando si hanno condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili, l'apertura delle fessure deve essere inferiore a 0.3 mm. Questo è coerente con l'Eurocodice.

La verifica è svolta mediante la tabella seguente ed è soddisfatta.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

CALCUL DE L'OUVERTURE DES FISSURES - SECTION BETON ARME			
Description de la section d'étude		Calcul de l'ouverture des fissures	
Module d'élasticité des armatures de béton armé	E _{sm} = 33000 MPa	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures	w _{max} = 0,30 mm
Hauteur de la section de béton	Es = 200000 MPa	Coefficient α _e = E _s / E _{cm}	α _e = 6,061
Enrobage des armatures longitudinales	h = 0,250 m	Facteur dépendant de la durée du chargement (k _t = 0,6 si courte durée; k _t = 0,4 si longue durée)	k _t = 0,400
Espacement des armatures tendues	c = 45 mm	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment des premières fissures (f _{ct,eff} = f _{ctm} , sauf si l'on prévoit une fissuration avant 28 jours)	f _{ct,eff} = 2,90 MPa
Résultats du calcul ELS en section fissurée (cf calcul CDS)			
Contrainte maxi ELS dans les armatures tendues	σ _s = 175,4 MPa	Hauteur effective de béton autour des armatures tendues	h _{c,eff} = 0,053 m
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la moins tendue	ε _{s2} = 0,324 ‰	Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues	A _{c,eff} = 0,0530 m ²
Déformation de la section de béton sur la fibre extrême la plus tendue	ε _{s1} = -0,566 ‰	Diamètre équivalent des armatures tendues dans A _{c,eff}	Φ _{eq} = 25 mm
=> Position de l'axe neutre	x = 0,091 m	Section d'armatures tendues dans A _{c,eff}	A _s = 29,5 cm ²
		Hauteur utile des armatures tendues situées dans A _{c,eff}	d = 0,190 m
		Pourcentage d'armatures tendues dans la section effective de béton	ρ _{p,eff} = 0,0555
Description des armatures tendues dans A _{c,eff}			
HA 8	0	Différence de déformation moyenne entre les armatures et le béton entre les fissures	ε _{sm} - ε _{cm} = 0,738 ‰
HA 10	0		
HA 12	0		
HA 14	0		
HA 16	0		
HA 20	0		
HA 25	6		
HA 32	0		
HA 40	0		
Légende: A - Niveau du centre de gravité des armatures B et C - Aire de la section effective de béton autour des armatures tendues			
		Valeur de l'entraxe maximum des armatures considéré comme suffisamment faible s _{max} = 5(C + Φ/2)	
		Espacement final maximal des fissures s _{f,max} = k ₃ C + k ₁ k ₂ k ₄ l _{p,eff} si s < s _{max} , sinon s _{f,max} = 1,3(h - x)	
		Ouverture des fissures w _k = s _{f,max} (ε _{sm} - ε _{cm})	
		w _k = 0,133 mm	< 0,30 mm
			OK

Tabella 80: verifica a fessurazione

Verifica di deformabilità – freccia

La freccia è pari a 39 mm, che è inferiore a $L/250$, ovvero 43 mm. E' quindi accettabile, tenuto conto che non vi sono setti interni di separazione dei locali in questa parte di caverna tecnica. Al fine di evitare effetti estetici sgradevoli, in fase esecutiva si farà in modo di compensare l'inflessione della soletta (che si determinerà con un calcolo non lineare) con un'apposita contro-freccia.

Flèche	valeur
flèche non fissurée α_I	20,2 mm
flèche fissurée α_{II}	41,4 mm
coef. interpolation	0,89
moment critique de première fissuration M_{cr}	38,18 kN.m
flèche α	39,1 mm

Tabella 81: Verifica della freccia

7.10.7 Verifica a taglio

Come si può vedere dal calcolo effettuato nella seguente tabella, non è necessaria armatura specifica a taglio.

La soletta beneficia di un effetto di redistribuzione trasversale: non vi è un'armatura minima per le solette (a differenza delle travi), ma bisogna considerare le disposizioni costruttive (es. 2 staffe $\phi 10$ con passo 50cm).

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Description de la section d'étude		Verification à l'effort tranchant	
<p>Section : dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale</p> <p>Type d'effort calculé : Plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue</p> <p>Aire de la section droite de béton</p> <p>Hauteur utile des armatures tendues</p> <p>Section totale des armatures longitudinales</p> <p>Aire de la section des armatures tendues (armatures prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section)</p>			
<p>bw = 1.000 m</p> <p>Ac = 0.250 m²</p> <p>d = 0.190 m</p> <p>Al = 38.7 cm²</p> <p>Asl = 29.5 cm²</p>	<p>ORD c = 0.120</p> <p>K = 2.000</p> <p>pl = 15.50 %</p> <p>K1 = 0.15</p> <p>csp = 0.00 MPa</p>	<p>Calcul de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures d'effort tranchant :</p> <p>Coefficient $VRd,c = 0.18/\gamma_c$</p> <p>Coefficient $k = 1 + \sqrt{\frac{d}{200}} \leq 2.0$ avec d en mm</p> <p>Pourcentage d'armatures tendues $\eta = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$</p> <p>Coefficient $K1$ (valeur recommandée)</p> <p>Contrainte normale dans la section d'étude $csp = NED / Ac < 0.2 f_{cd}$</p> <p>(<0 si traction, >0 si compression)</p> <p>$V_{Rd,c} = 0.34/\gamma_c f_{ct,1/2}$ sur les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considérée ;</p> <p>$= 0.053/\gamma_c f_{ct,1/2}$ pour les ponts, et pour les dalles autres que celles ci-dessus ;</p> <p>$= 0.35/\gamma_c f_{ct,1/2}$ pour les voiles.</p> <p>VRd,c = 236 KN</p>	
<p>Matériaux :</p> <p>Résistance caractéristique à la compression du béton</p> <p>Résistance à la traction du béton</p> <p>Coefficient partiel relatif au matériau béton</p> <p>Résistance de calcul en compression du béton</p> <p>Limite caractéristique d'élasticité des armatures</p> <p>Coefficient partiel relatif aux armatures tendues</p> <p>Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant $f_{ywd} = \eta k' / \gamma_s$</p> <p>Sollicitations :</p> <p>Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU</p> <p>Effort normal sollicitant concomitant à l'ELU (<0 si traction, >0 si compression)</p> <p>Autres hypothèses de calcul :</p> <p>Angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément</p> <p>Angle entre la bête de compression et la fibre moyenne de l'élément</p> <p>Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales</p>			
<p>fk = 30.00 MPa</p> <p>fctm = 2.90 MPa</p> <p>$\gamma_c = 1.50$</p> <p>fcd = 20.00 MPa</p> <p>$f_{yk} = 450$ MPa</p> <p>$\gamma_s = 1.15$</p> <p>$f_{ywd} = 381$ MPa</p> <p>VED = 110 KN</p> <p>NED = 0 KN</p> <p>$\alpha = 90^\circ$</p> <p>$\theta = 45^\circ$</p> <p>$\Delta F_{td} = 55$ KN</p> <p>$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z^2 \eta f_{ct} (cot\theta + cot\alpha) / (1 + cot^2\theta)$</p> <p>$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z^2 f_{ywd} (cot\theta + cot\alpha) sin\alpha$</p>	<p>On obtient $VRd,c > VED$</p> <p>=> aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire => prévoir le % minimum</p> <p>Verification du non-écrasement des bielles et calcul des armatures d'effort tranchant :</p> <p>Verification de la limitation dimensionnelle des bielles</p> <p>$1.000 \leq \omega d(g/\gamma) = 1.00 \leq 2.500$ => OK</p> <p>en compression, ou flexion simple</p> <p>$1 \leq cot\theta \leq 2.5$</p> <p>Le cas d'une section où $c_{qd} \geq c_{adm}$ n'est pas traité.</p> <p>Facteur de réduction de la résistance de béton issue à l'effort tranchant</p> <p>$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{td}}{250} \right]$ (f_{td} en MPa)</p> <p>$v1 = v = 0.528$</p> <p>$c_{cw} = 1.000$</p>	<p>VRd,max = 903 KN</p> <p>VRd,max = 903 KN</p> <p>Asws = 0.0 cm²/ml</p>	

Tabella 82: Verifica a taglio

7.10.8 Tasso d'armatura

Si moltiplica per un fattore di 1.8 il tasso di armatura ottenuto in direzione trasversale per tener conto delle armature longitudinali e delle sovrapposizioni delle armature trasversali e longitudinali.

Il tasso d'armatura vale dunque $113 \text{ kg/m}^3 * 1,8 + 8 \text{ kg/m}^3 \text{ (cadres)} = \mathbf{210 \text{ kg/m}^3}$.

7.11 Setti di separazione nella caverna tecnica

Si considerano i setti di separazione ai due lati della galleria intertubo, in quanto più gravosi.

7.11.1 Caratteristiche della sezione

Altezza	$h = 10,9 \text{ m}$
Spessore	$b = 0,6 \text{ m}$
Larghezza	1 m

7.11.2 Carichi

Discesa dei carichi (SLU): $g_{k,1} = 112 \text{ kN} + 61 \text{ kN} + 48 \text{ kN} + 79 \text{ kN} + 113 \text{ kN} = 413 \text{ kN}$ (293 a SLE)

Peso proprio: $g_{k,2} = 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 10,9 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 212 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (163 a SLE)

A SLU, lo sforzo normale vale dunque $N_{Ed} = 625 \text{ kN}$ (456 a SLE). Siccome la soletta della galleria intertubo si appoggia su una mensola (con eccentricità rispetto all'asse del setto pari a 0.45 m), questa induce un momento a SLU di $M_{Ed} = 51 \text{ kN.m}$ (35 a SLE).

7.11.3 Dimensionamento della sezione

Il calcolo a pressoflessione mostra che teoricamente non si ha bisogno di armatura. Si considereranno dunque le armature minime (come minimo le armature di pelle). Tenuto conto del forte grado di iperstaticità e delle altezze non molto importanti ($\approx 4 \text{ m}$), non è necessaria la verifica a carico di punta.

Si può ad esempio considerare in sezione corrente, verticalmente ed orizzontalmente, delle barre $\phi 10$ spaziate di 15cm, ovvero un tasso d'armatura di 30 kg/m^3 . Al fine di considerare anche le armature localizzate in corrispondenza delle connessioni con le altre strutture interne, si considera **un tasso d'armatura pari a 50 kg/m^3** .

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

DONNEES				RESULTATS	
Section					
bo =	0,600	m	- Ratio d'armatures		
h =	1,000	m	$\rho = A_{tot} / bo.d = 0,00 \%$		
- Diagramme d'interaction - ELU					
Aciers	Section [*1] (cm ²)	Section (cm ²)	Pos % ext (m)		
Sup	0,00	0,00	0,070		
Inf	0,00	0,00	0,070		
[*1] Par défaut, les aciers sont déterminés à l'ELU					
Matériaux					
	Béton	Acier	Moments résistants pour Nu=0 :		
fck, fyk	30,0	450,0	MPa	- M min =	0,0000 MN.m
fcd, fyd (ELU)	17,0	391,3	MPa	- M max =	0,0000 MN.m
σb, σα (ELS)	13,5	360,0	MPa		
Sollicitations					
	ELU	ELS			
Nu, Ns	0,6250	0,2930	MN		
Mu, Ms	0,0510	0,0350	MN.m		
n = Ea / Eb =	15				
- Vérification des contraintes ELS					
	Béton	Acier			
σ sup	0,84	-11,8	MPa		
σ inf	0,1	-2,8	MPa		
h comprimé	1,000		m		

Tabella 83: Verifica a pressoflessione del setto

7.12 Fondazione dei setti della caverna tecnica

Si verifica la capacità portante dell'ammasso roccioso al di sotto dei setti interni della caverna tecnica. Si considerano nuovamente i setti ai due lati della galleria intertubo.

Per l'ammasso roccioso si considerano i parametri più scadenti che si possono trovare all'interno dell'area di sicurezza, ovvero quelli relativi alla faglia di potenza 17 m con GSI di 30-35. Si nota come non si prevedono queste condizioni all'interno dell'area di sicurezza, quindi questo risulta conservativo.

La determinazione della capacità portante è effettuata conformemente alla linee guida del Sétra (2009) per le fondazioni in roccia. Secondo queste linee guida, per ammassi rocciosi "omogeneizzati", si ammette che la tensione di rottura q_u è quella ottenuta da prove triassiali nelle quali la tensione di confinamento è uguale alla resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso, il che implica, utilizzando i parametri di Mohr-Coulomb:

$$q_u = C_f \left(C_0 + C_0 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right)$$

Con:

$C_f = 1$ secondo le linee guida Sétra considerando una fondazione rettangolare ($L/B > 6$)

$$C_0 = \frac{2c \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = 8,4 \text{ MPa}$$

$E = 7,7 \text{ Gpa}$

$C = 2,4 \text{ Mpa}$

$\Phi = 30,4^\circ$

Si ottiene dunque $q_u = 34 \text{ MPa}$.

Lo sforzo normale nel setto è pari a 625 kN a SLU per una banda di 1 m. Considerando che questo è ripartito sulla larghezza del setto, si ottiene una pressione di 1,041 MPa.

La verifica è dunque ampiamente soddisfatta. Questo significa che non sussiste alcun problema di capacità portante per le altre strutture interne della gallerie componenti l'area di sicurezza, ad esempio al di sotto dei pilastri al di sotto della sala d'accoglienza, laddove si ha una pressione pari a 3.04 MPa (si veda il § 7.6).

8. Messa a terra elettrica

I dettagli riguardanti la messa a terra per proteggere contro i contatti indiretti e le correnti vaganti si trovano nel documento [23].

9. Conclusione

La presente relazione contiene le verifiche del rivestimento definitivo previsto per le sezioni dell'area di sicurezza di Clarea e delle partizioni interne più significative.

Le verifiche sono tutte soddisfatte. Generalmente le sezioni non devono essere armate. Le sezioni A-A (galleria in linea) e B-B (caverna tecnica), oltre ai carichi statici, devono anche resistere al fuoco e di conseguenza saranno armate. Per questo si veda la relazione [9].

La tabella seguente riassume gli sforzi massimi, le resistenze ed i fattori di sicurezza ottenuti per le verifiche statiche, per ciascun tipo di sezione considerato.

I tassi d'armatura calcolati per le partizioni interne sono stati considerati negli elaborati di carpenteria del capitolo 26-46-22. Per la caverna tecnica, più complessa, le quantità relative alle partizioni interne sono state riportate negli elaborati PRV_C3A_da 3706 a 3708_26-46-10.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

Sezione	Sostegno	Res. di calcolo	Res. di calcolo	Sezione resistente considerata nei calcoli [cm]	Sforzi massimi allo SLU		FS
		cls	acciaio (quando presente)		Nmax [kN/m]	Mmax[kNm/m]	
		f_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]				
A-A	S1	17	-	50	400,4	-37,7	>>1
	S2	17	-	50	380,9	-29,9	>>1
	S3	17	-	50	5306,8	215,7	1.6
	S4	17	-	50	2369,9	-248,3	2.75
B-B	S1	17	-	80	1933,1	114,4	5.8
	S2	17	-	80	3859,7	-217,1	3.9
	S3	17	-	80	3146	-634,4	2.0
	S4	17	391	80	2869,1	-744,9	1.9
E-E	S1	17	-	50	343,2	23,4	>>1
	S2	17	-	50	364	-29,9	>>1
	S3	17	-	50	3031,6	261,3	1.85
	S4	17	391	50	434,2	349,7	1.6
H-H	S1	17	-	50	941,2	111,8	5
	S2	17	-	50	939,9	100,1	5.1
	S4	17	-	50	1255,8	100,1	4.6
R-R	S1	17	-	50	62,4	-3,9	>>1
	S2	17	-	50	85,8	-3,9	>>1
	S4	17	-	50	341,9	36,4	>>1
I-I	S1	17	-	30	734,5	10,4	6.3
	S2	17	-	30	725,4	10,4	6.4
	S3	17	-	30	2186,6	37,7	2.1
	S4	17	-	30	66,3	3,9	5.9

Tabella 84: Riassunto delle sollecitazioni, delle resistenze e dei fattori di sicurezza per le sezioni analizzate per le verifiche statiche

Allegato 1: sintesi dei risultati delle analisi con armature necessarie

Sezione calcolata	Sezioni assimilate a quelle calcolate	Sezioni tipo	Caratteristiche geomec. del modello	Armatura necessaria per le verifiche statiche	Armature all'estradosso			Armature all'intradosso			Tasso d'armatura		
					Calotta	Piedritti	Arco rovescio	Calotta	Piedritti	Arco rovescio	Calotta e piedritti	Arco rovescio	
A-A	-	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
		S3	GSI eq. 41	NO	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
		S4	GSI 65, multilaminare	NO	-	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]
B-B	-	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
		S3	GSI 65, multilaminare	NO	-	-	-	-	-	-	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]
		S4	GSI 65, multilaminare	SI	Φ 16 p. 150 mm	Φ 16 p. 150 mm	-	Φ 16 p. 150 mm	Φ 16 p. 150 mm	-	v. doc. [9]	v. doc. [9]	
E-E	C-C, D-D, F-F e G-G	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S3	GSI eq. 41	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S4	GSI 65, multilaminare	SI	Φ 18 p. 150 mm	Φ 18 p. 150 mm	-	Φ 18 p. 150 mm	Φ 18 p. 150 mm	-	70	70	
H-H	-	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S3	vedi S4										
		S4	GSI 65, multilaminare	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
R-R	-	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S3	vedi S4										
		S4	GSI 65, multilaminare	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
I-I	P-P e J-J	S1	GSI 65	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S2	GSI 60	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S3	GSI eq. 37	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	
		S4	GSI 65, multilaminare	NO	-	-	-	-	-	-	-	-	

Allegato 2: Calcolo dei rivestimenti con modellazione delle strutture interne

Introduzione

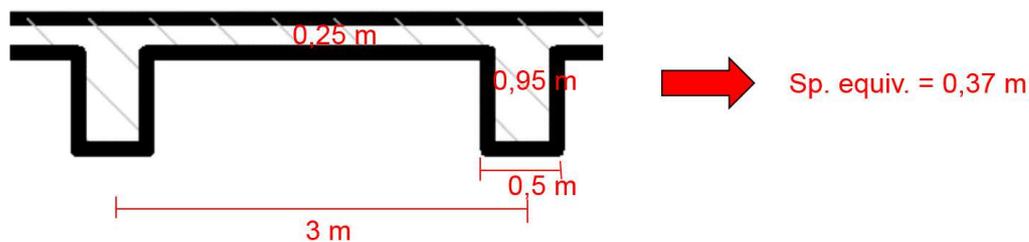
I calcoli riguardano la caverna tecnica (sezione B-B) e la galleria intertubo (per i calcoli si è considerata la sezione E-E).

Infatti, in queste opere, si è in presenza di strutture interne che risultano incastrate al rivestimento definitivo: si tratta dei solai nervati (ed in generale delle partizioni interne) per la caverna tecnica e della soletta del condotto di ventilazione area di sicurezza per la galleria intertubo.

Caverna tecnica

Si considera la sezione tipo S4, in quanto la più critica in termini di sforzi (infatti i calcoli al § 5.2.5 hanno mostrato la necessità di armature, mentre questa non è risultata necessaria per le altre sezioni tipo).

Si sono modellati i solai nervati con uno spessore equivalente pari a 37 cm (media tra travi e solette, come mostrato qui sotto).



I solai nervati con spessore equivalente sono stati modellati mediante elementi beam. I nodi alle estremità dell'elemento beam coincidono con i nodi del rivestimento, in modo da rappresentare la condizione di incastro.

Gli sforzi provenienti dai carichi interni sui solai ed inseriti sul rivestimento in corrispondenza dei solai sono applicati in un secondo momento rispetto all'attivazione del rivestimento con le strutture interne. Si considerano dunque i 2 casi (con e senza sforzi applicati).

Non si applicano i carichi sugli elementi beam (le strutture interne sono oggetto dei calcoli specifici al § 7).

Il modello è rappresentato nelle seguente figura.

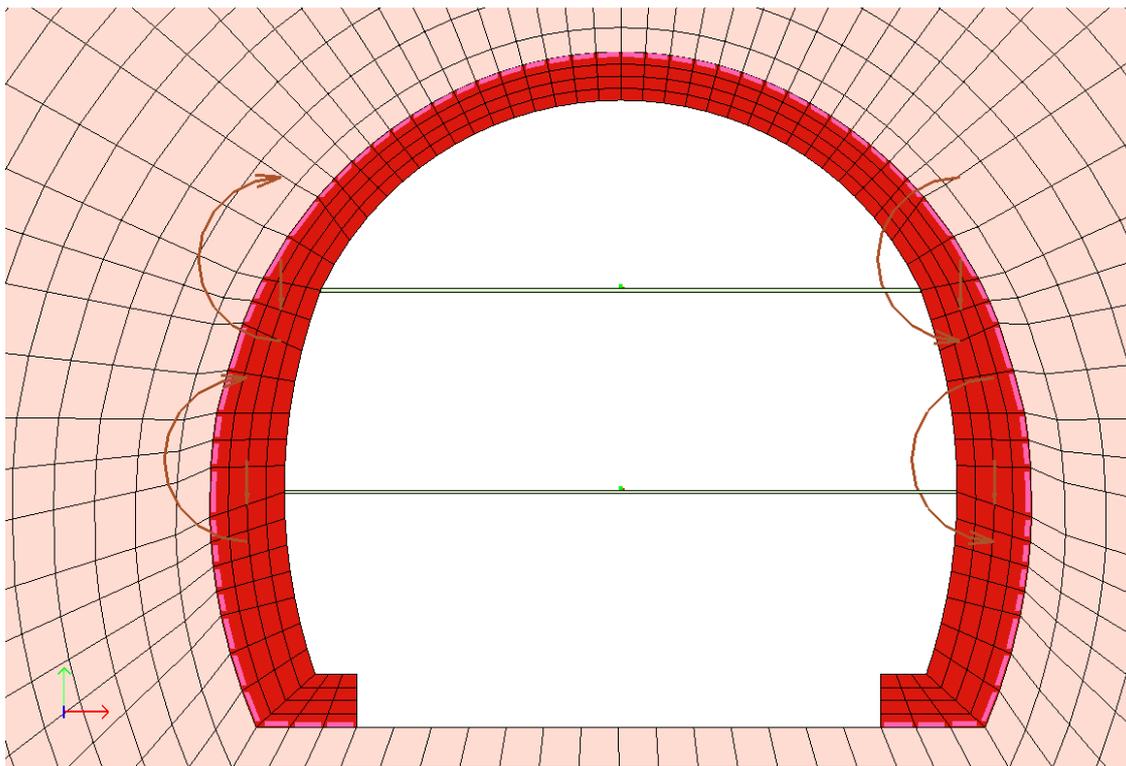


Figura 117: Modello 2D del rivestimento definitivo della caverna tecnica con strutture interne

Si sono paragonati i risultati relativi agli sforzi sul rivestimento, esplicitando i valori minimi e massimi e calcolando la differenza tra i valori calcolati in presenza e quelli in assenza delle strutture interne. Si presentano inizialmente i valori ottenuti senza l'applicazione degli sforzi interni sul rivestimento e poi quelli con l'applicazione di questi sforzi.

Si presentano inoltre gli sforzi negli elementi beam. Si nota che il momento è nullo e che si ha compressione nel solaio inferiore (124 kN con l'applicazione degli sforzi interni) ed una leggera trazione nella soletta superiore (45 kN con l'applicazione degli sforzi interni, solo 2 kN in assenza di essi).

Per quanto riguarda il solaio inferiore, il fatto di aver considerato uno sforzo normale nullo nelle verifiche al § 7 è conservativo. Per il solaio superiore, le barre di acciaio definite al § 7 sono in grado di riprendere la trazione ottenuta dal modello.

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

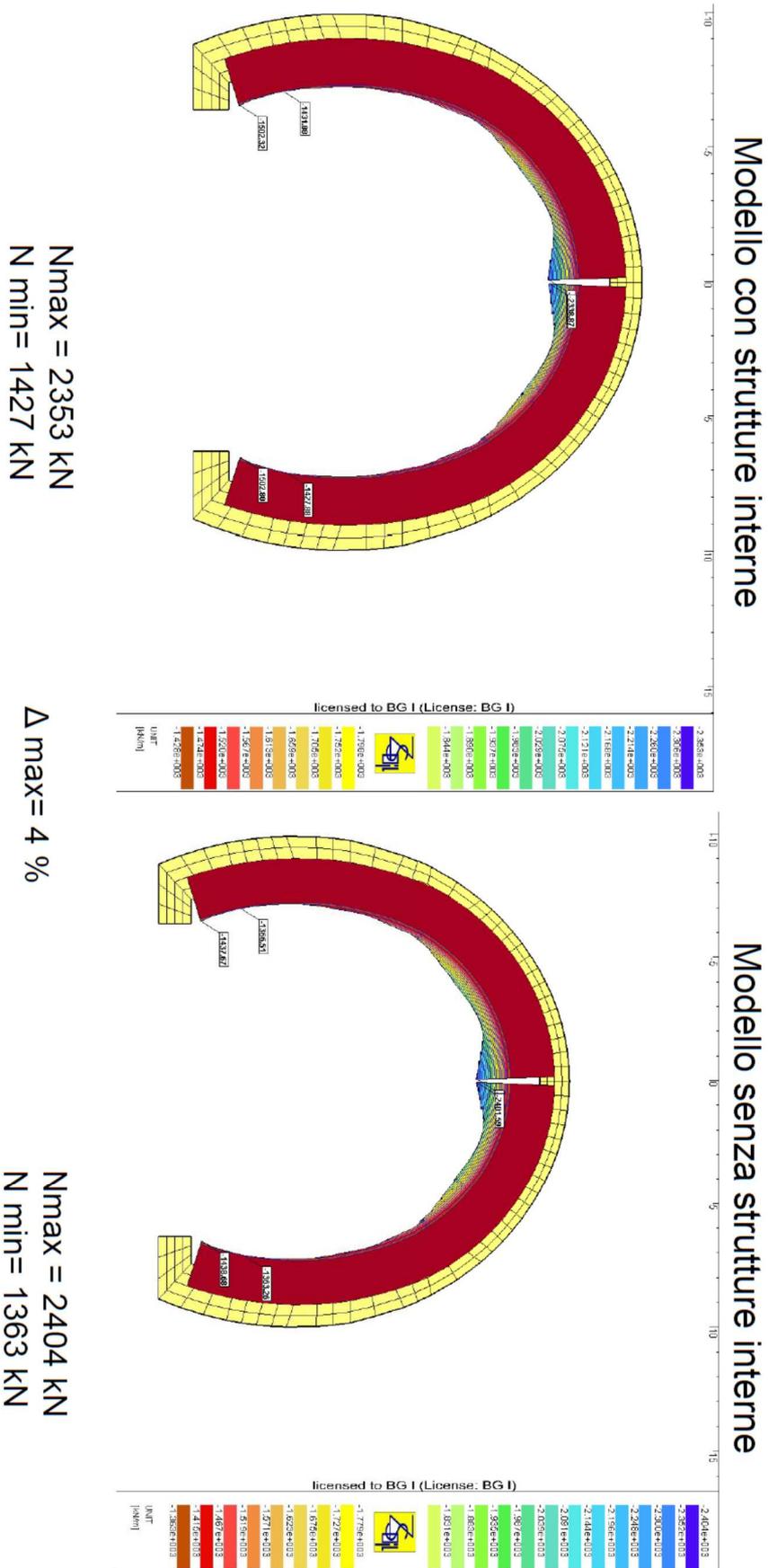
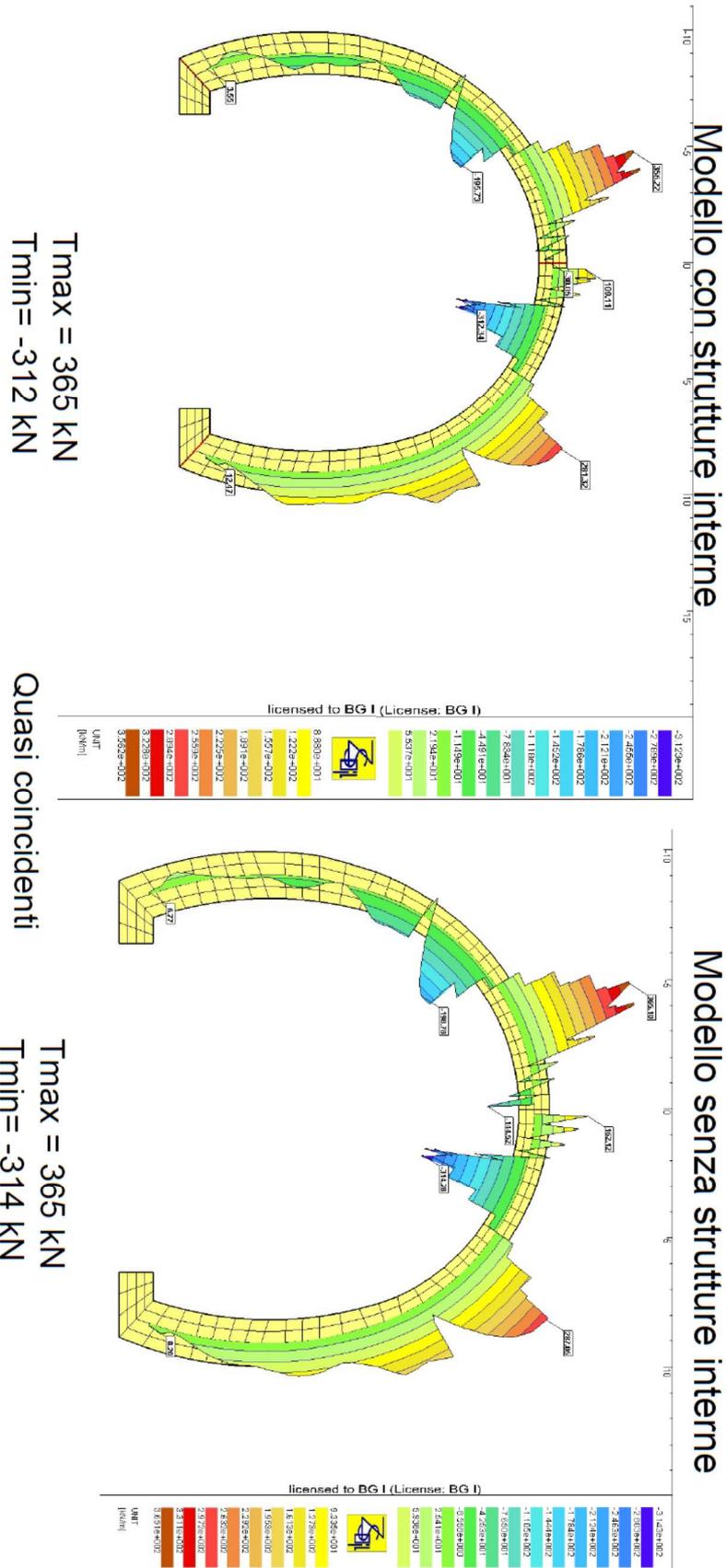


Figura 118: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo



Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

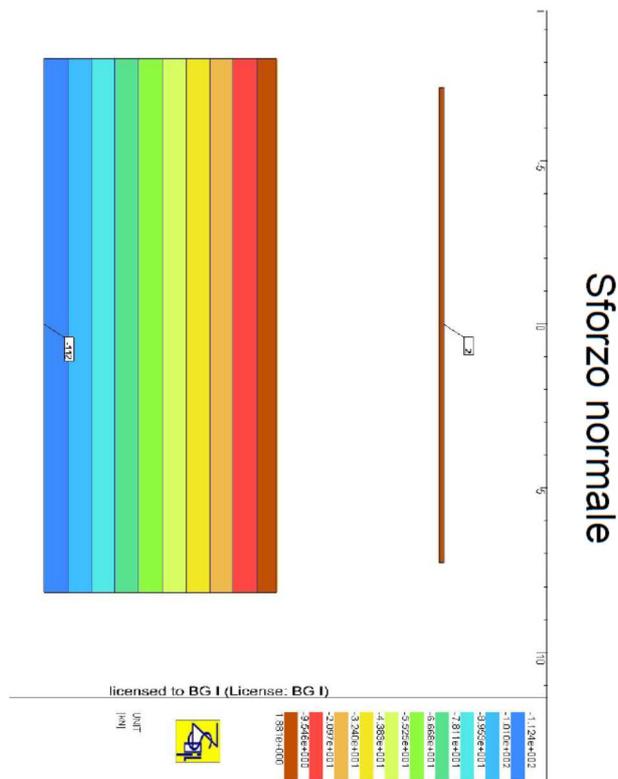
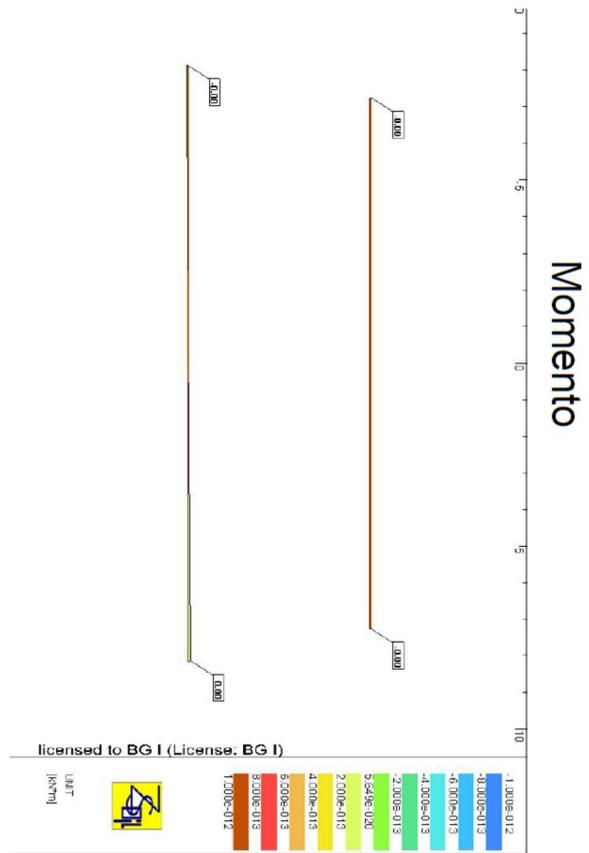


Figura 121: Momento e sforzo normale nei solai, in assenza dell'applicazione degli sforzi interni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

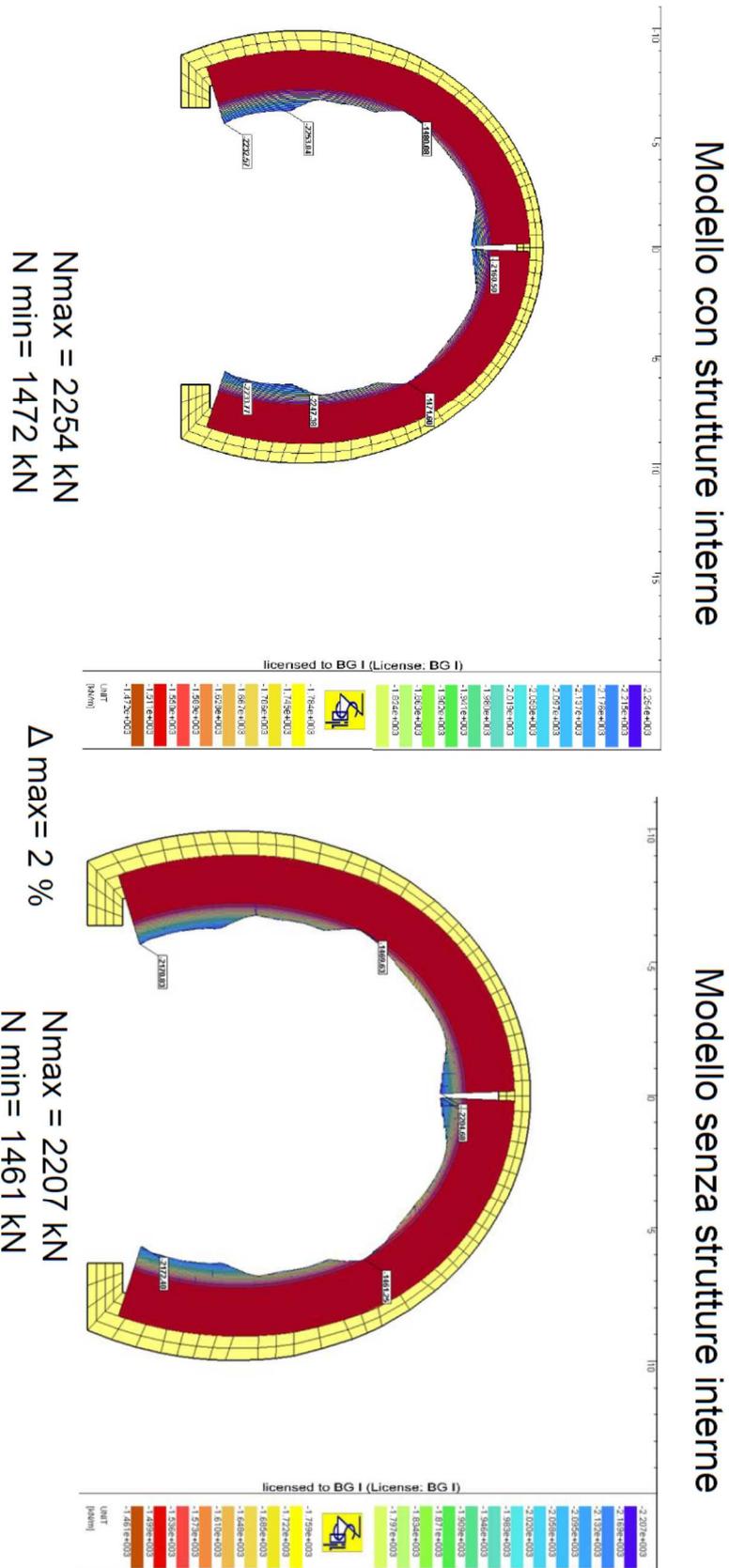


Figura 122: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

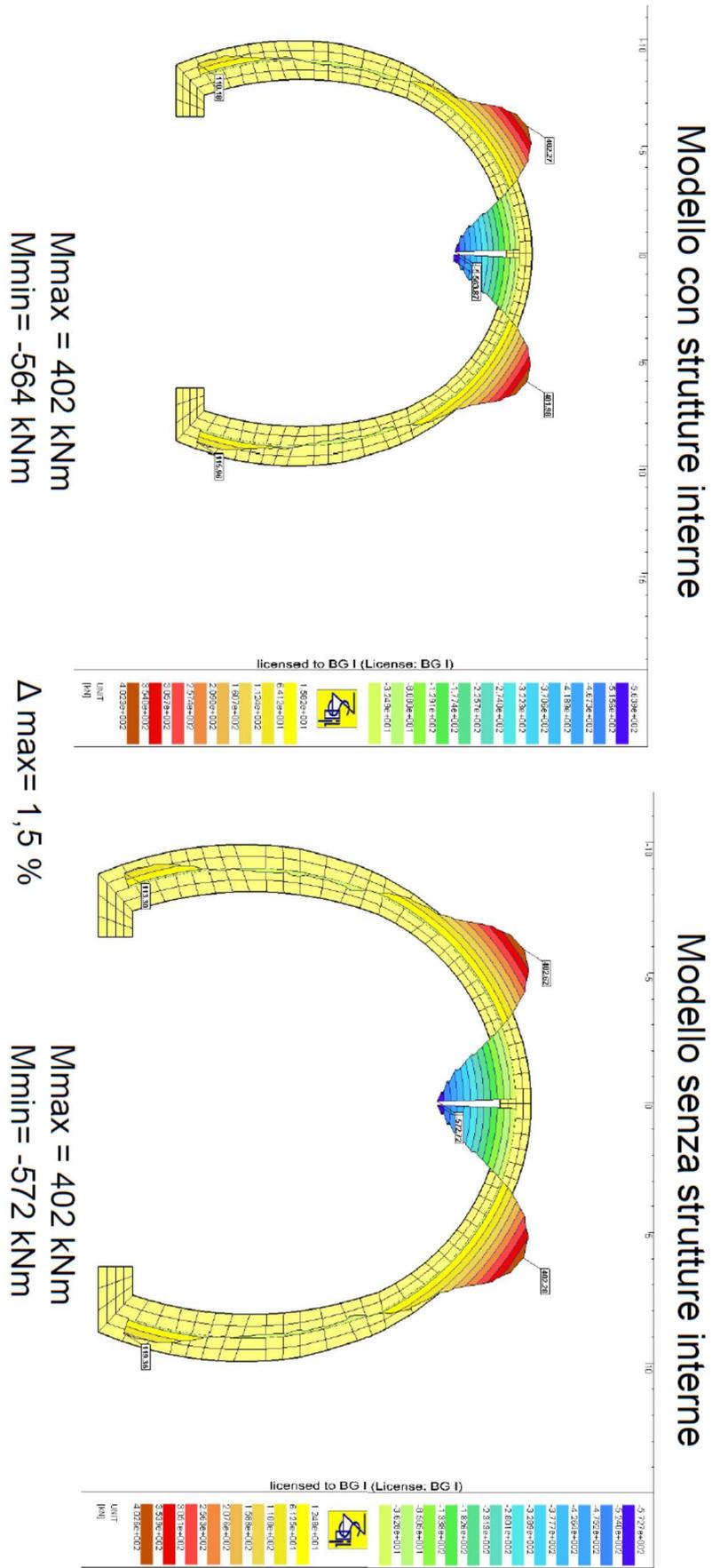


Figura 123: Paragone del momento ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

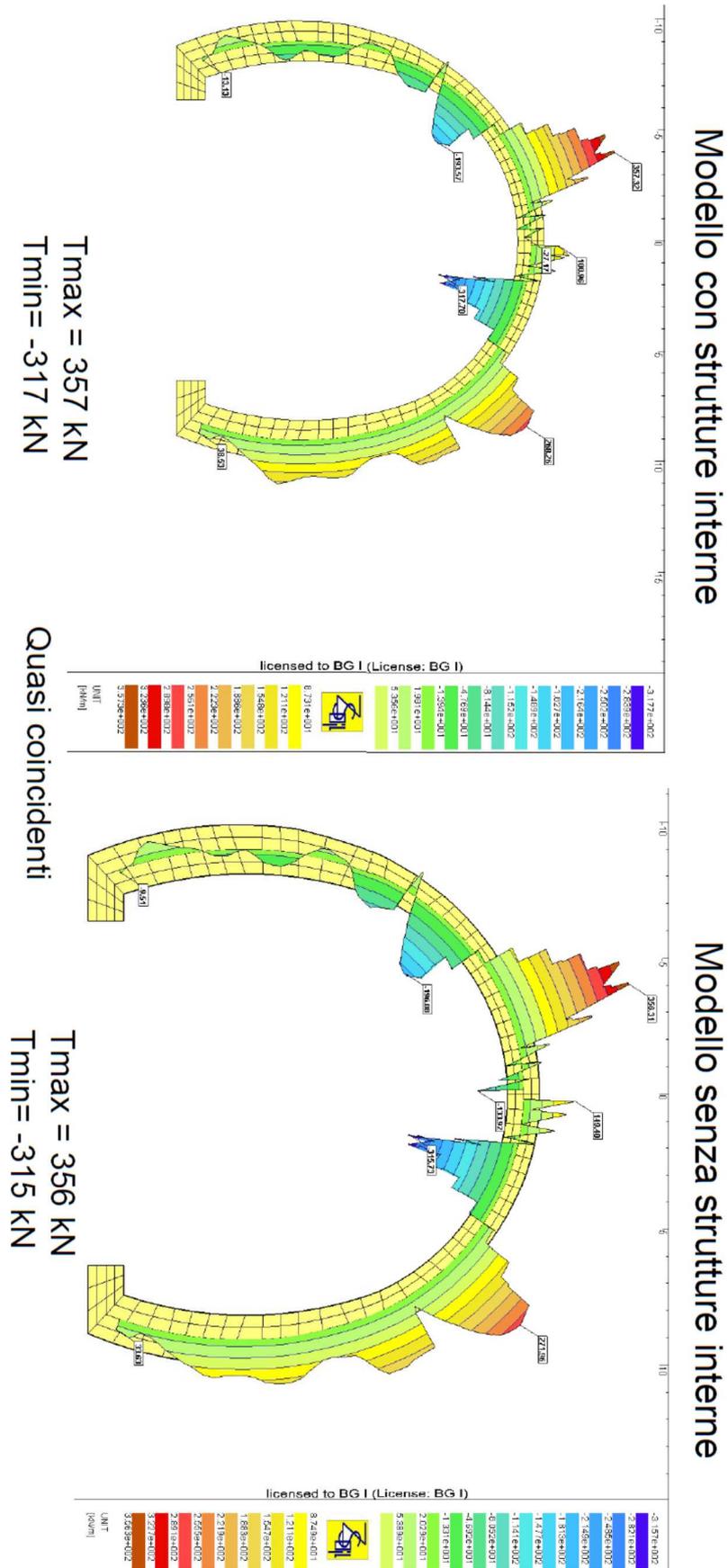


Figura 124: Paragone dello sforzo di taglio ottenuto nei due modelli, con applicazione degli sforzi interni

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

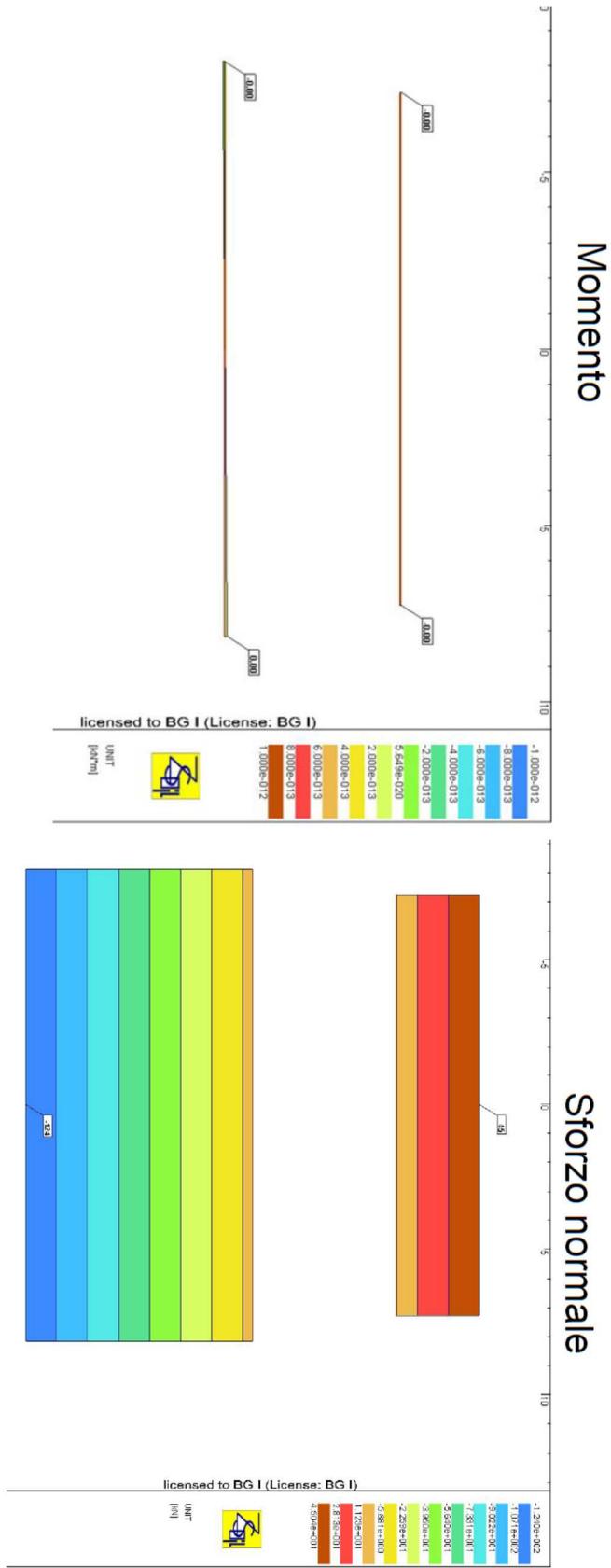


Figura 125: Momento e sforzo normale nei solai, con applicazione degli sforzi interni

Galleria intertubo con sala di accoglienza

Sulla sezione E-E, analogamente alla sezione B-B, si è aggiunto un elemento beam di spessore 20 cm che rappresenta la soletta superiore. Si ricorda che la soletta inferiore, su cui transitano i veicoli bimodali, è semplicemente appoggiata.

Si considera il caso della sezione tipo S3 in quanto gli spostamenti dell'ammasso roccioso sono i più importanti.

Nelle figure seguenti si paragonano i risultati, considerando fin da subito il caso con applicazione degli sforzi interni (solo sforzo normale, in questo caso).

Sulla soletta, si ha un momento nullo ed uno sforzo normale pari a 354 kN (compressione). Considerare uno sforzo normale nullo nelle verifiche al § 7 è conservativo.

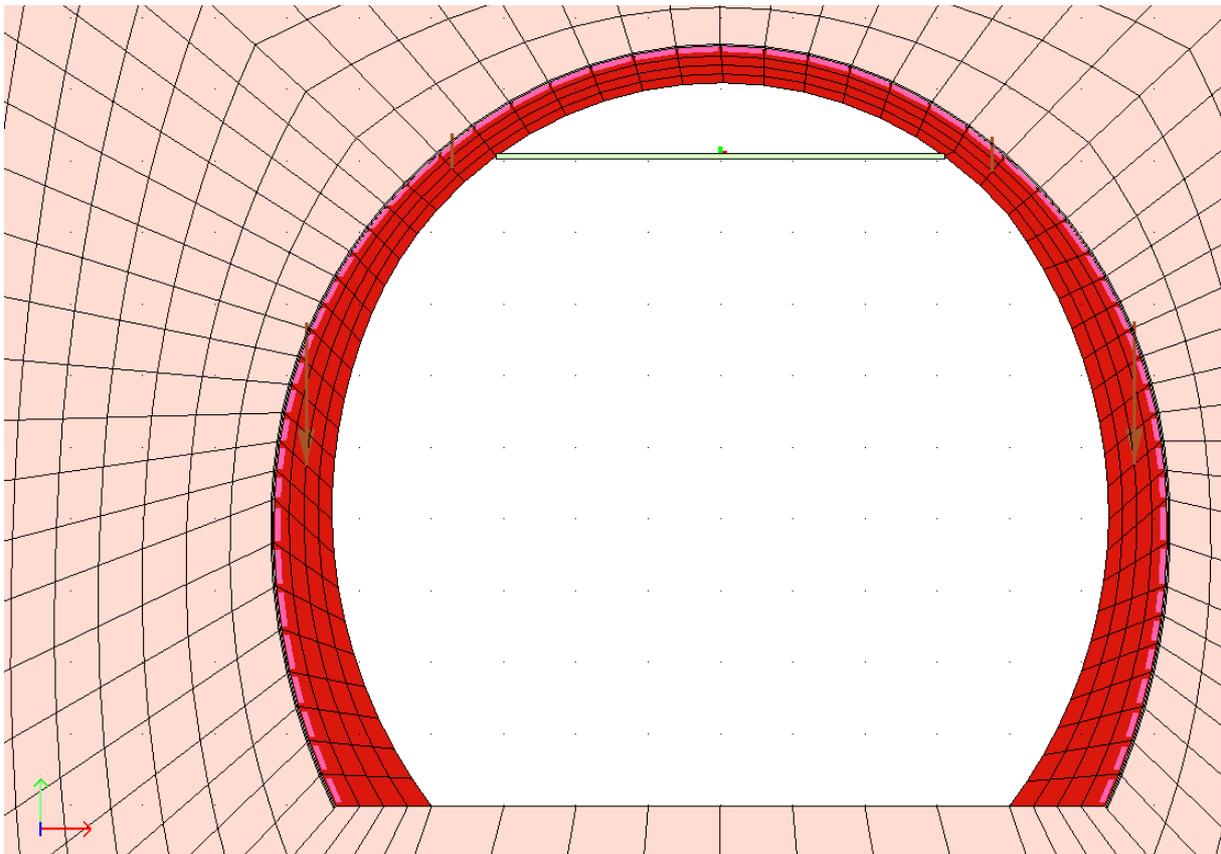


Figura 126: Modello 2D del rivestimento della sezione E-E con la soletta superiore

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

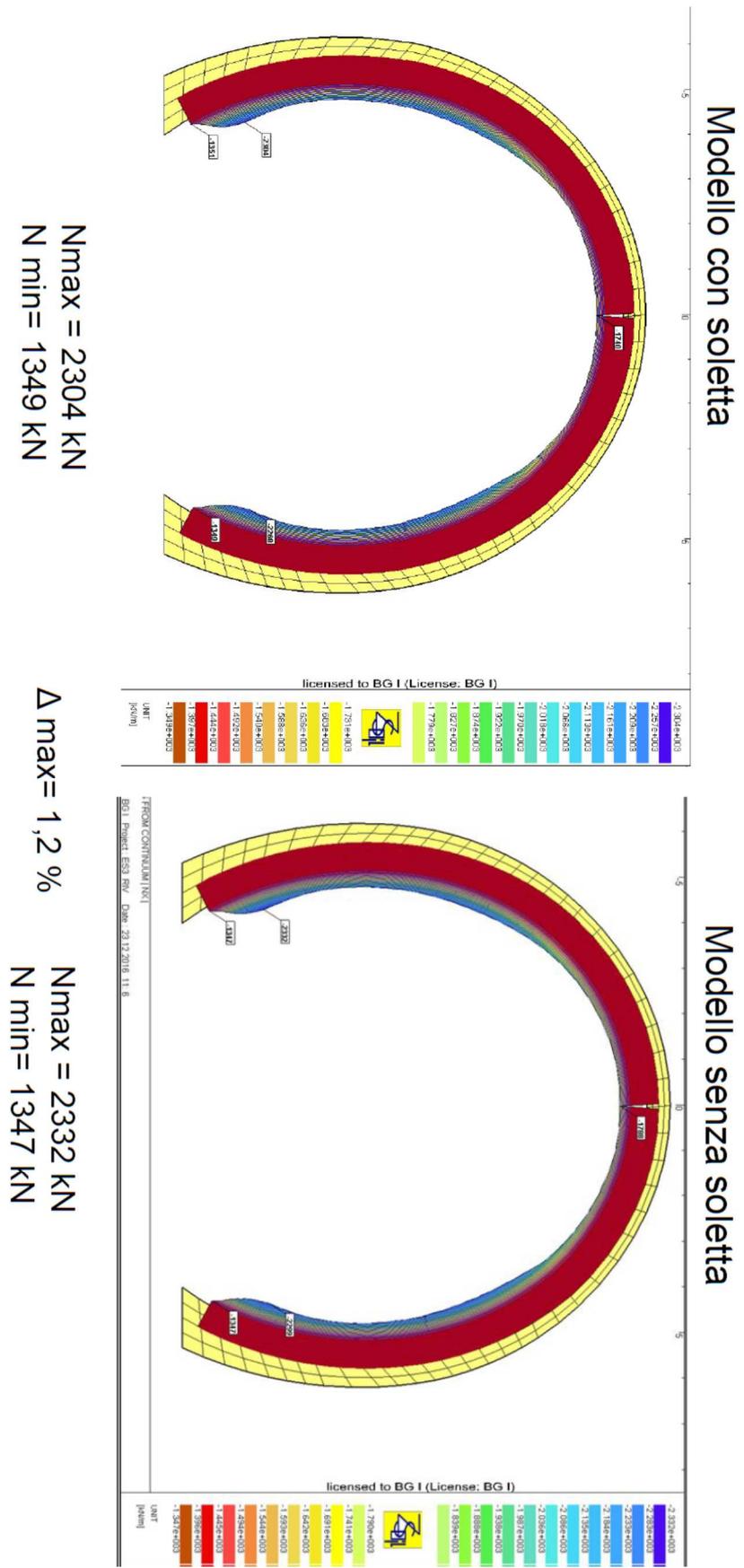


Figura 127: Paragone dello sforzo normale ottenuto nei due modelli

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

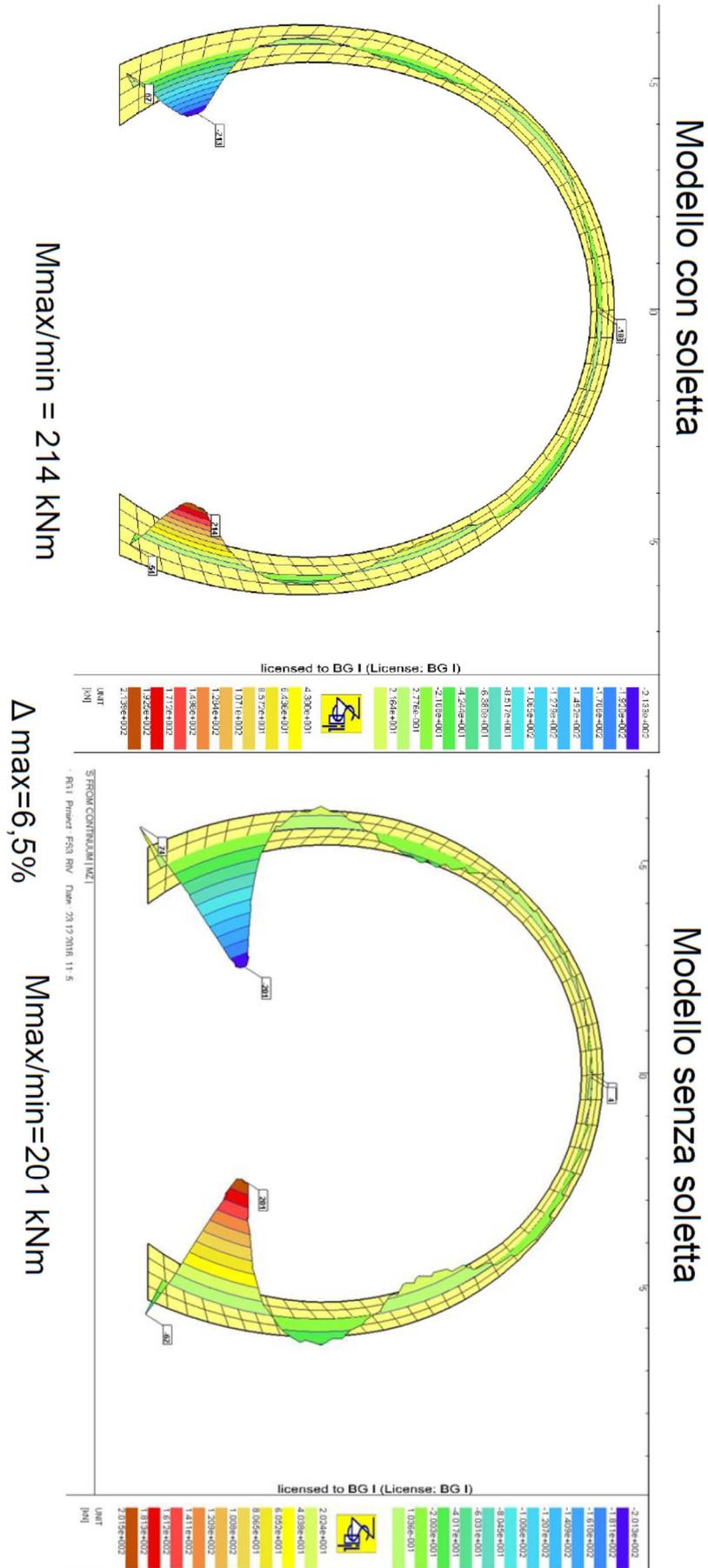


Figura 128: Paragone del momento ottenuto nei due modelli

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

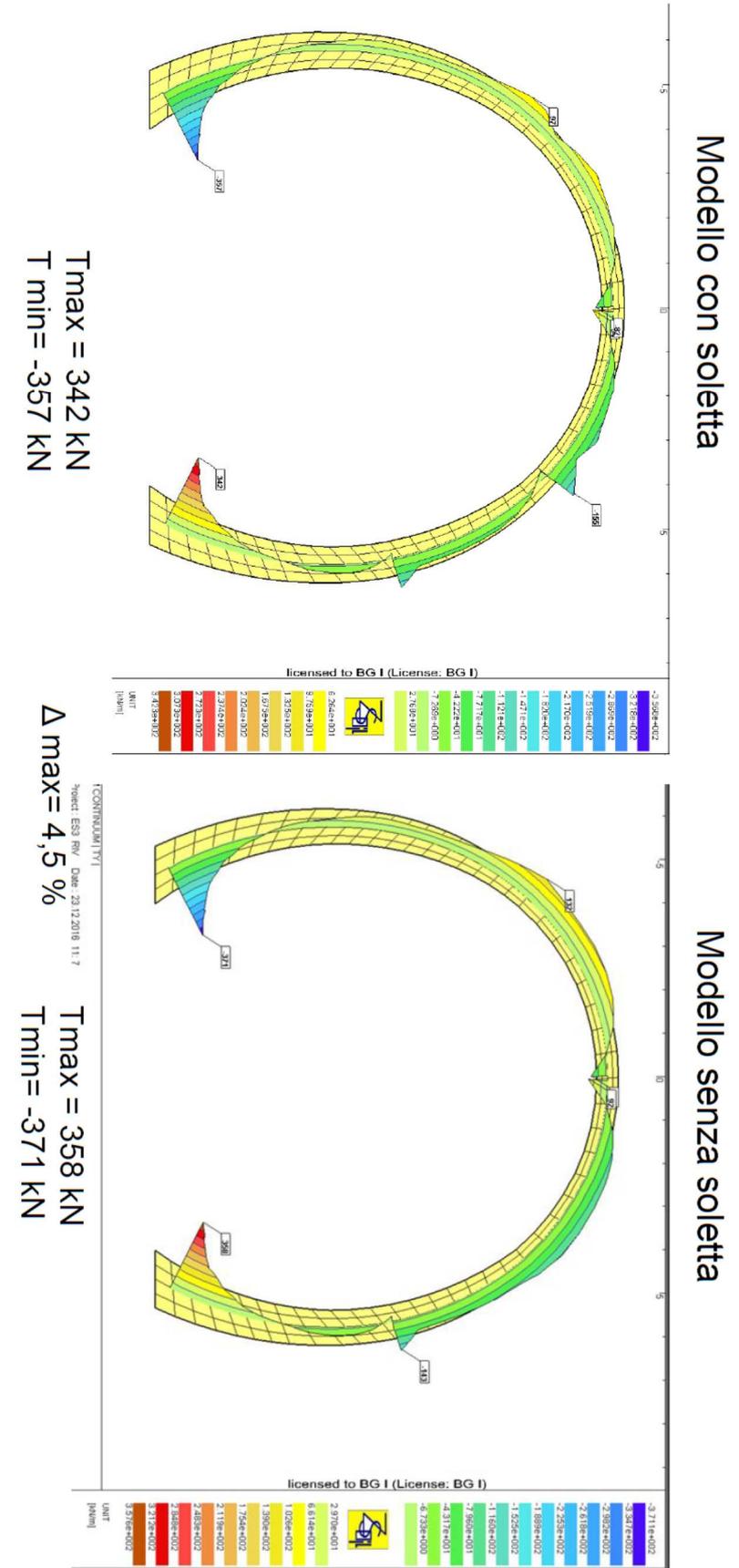


Figura 129: Paragone dello sforzo di taglio ottenuto nei due modelli

Note de calcul revêtement définitif / Relazione di calcolo rivestimento definitivo

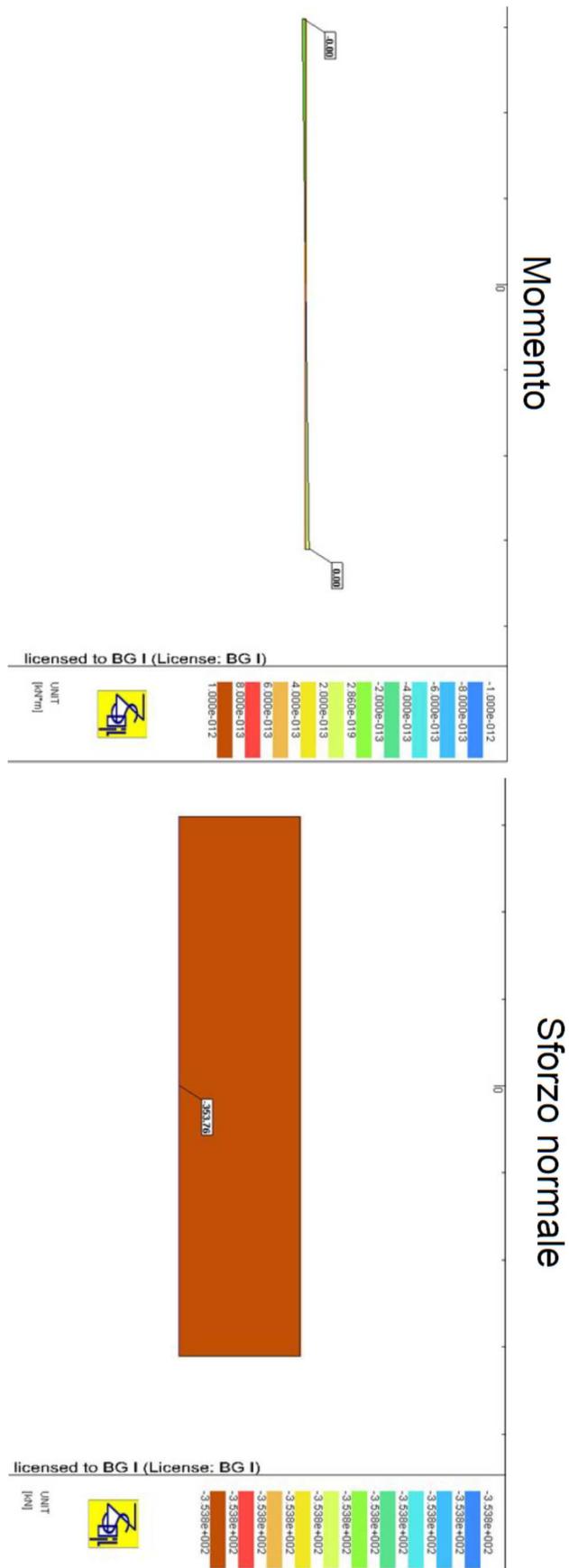


Figura 130: Momento e sforzo normale nella soletta

Conclusione

Si nota dunque che il modello con la/le strutture interne porta, per il rivestimento definitivo, a risultati molto simili al modello senza. L'andamento degli sforzi è molto simile (si nota una variazione locale per effetto della struttura) ed i valori estremi delle sollecitazioni differiscono al massimo del 6,5%. In generale, sul rivestimento si hanno valori maggiori in assenza delle strutture interne rispetto al caso in presenza di esse.

Questo è dovuto al fatto che il rivestimento riprende gli sforzi provenienti dal sostegno provvisorio, in seguito alla degradazione di quest'ultimi. Al momento della messa in opera del sostegno, non erano presenti tali elementi orizzontali e quindi le sollecitazioni non erano state influenzate da essi. Le stesse sollecitazioni saranno riprese dal rivestimento che ricalca la forma del sostegno ed è di spessore ben maggiore rispetto alle strutture interne. L'effetto delle strutture interne sul rivestimento sarebbe più importante se vi fossero spinte provenienti dall'ammasso sul rivestimento maggiori rispetto a quelle sui sostegni; questo si può avere in presenza di comportamento dell'ammasso roccioso dipendente dal tempo. Tuttavia, il ritorno di esperienza della Maddalena non ha mostrato un comportamento dipendente dal tempo nei micascisti di Clarea, né nelle zone competenti né nelle zone fratturate di faglia. Peraltro, non è noto che i micascisti di Clarea abbiano un comportamento meccanico con marcata dipendenza dal tempo.