

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

GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

TUNNEL DE BASE – TUNNEL DI BASE

PORTAIL EST TUNNEL DE BASE – IMBOCCO EST TUNNEL DI BASE
OUVRAGES DE TETE DEFINITIFS – OPERE DI IMBOCCO DEFINITIVE

RAPPORT DE CALCUL ET DE STABILITE DES STRUCTURES – RELAZIONE DI CALCOLO E DI
STABILITÀ DELLE STRUTTURE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	09/01/2013	Première diffusion / Prima emissione	F.DE VIVO (LOMBARDI)	M . RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
A	31/01/2013	Revision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	F. DE VIVO (LOMBARDI)	M . RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
B	15/12/2016	Première diffusion phase PRF-PRV / Prima emissione fase PRF-PRV	F. DE VIVO (LOMBARDI)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L.CHANTRON A. MORDASINI
C	28/03/2017	Revision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT	F. DE VIVO (LOMBARDI)	M . RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
D	12/04/2017	Passage du statut AP Passaggio allo stato AT	F. DE VIVO (LOMBARDI)	M . RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO



CODE DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	1	1	1	0	D
	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice	

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	26	70	10	10	03
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

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

RESUME/RIASSUNTO	9
1. PREMESSA	11
1.1 Oggetto	11
1.2 Documenti di riferimento	11
2. BASI DI CALCOLO	13
2.1 Normativa di riferimento	13
2.2 Software utilizzati	14
2.3 Materiali previsti e loro caratteristiche	14
2.3.1 Magrone di pulizia tipo C12/15	14
2.3.2 Calcestruzzo tipo C25/30	14
2.3.3 Calcestruzzo tipo C30/37	14
2.3.4 Acciaio per cemento armato tipo B450 C	15
2.3.5 Dati geotecnici	15
3. MODELLO STATICO ADOTTATO	16
4. AZIONI DI CALCOLO	18
4.1 Sezione da pk 61+076 a pk 61+084	18
4.1.1 Sovraccarico del terreno – C1	18
4.1.2 Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno – C2	18
4.1.3 Peso del riempimento sotto i binari – C3	19
4.1.4 Carico del treno – C4	20
4.1.5 Azione sismica – C5/C6	23
4.1.6 Urto da deragliamenti – C7	24
4.2 Sezione da pk 61+084 a pk 61+114	25
4.2.1 Sovraccarico del terreno – C1	25
4.2.2 Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno – C2	25
4.2.3 Peso del riempimento sotto i binari – C3	26
4.2.4 Carico del treno – C4	26
4.2.5 Azione sismica – C5/C6	26
4.2.6 Urto da deragliamenti – C7	27
4.2.7 Carico neve – C8	27
4.3 Sezione da pk 61+114 a pk 61+216	28
4.3.1 Peso del riempimento sotto i binari – C3	28
4.3.2 Carico del treno – C4	28
4.3.3 Azione sismica – C5	28
4.3.4 Urto da deragliamenti – C7	30
4.3.5 Carico neve – C8	30
4.3.6 Peso pannelli fotovoltaici – C9	30
4.4 Combinazioni delle azioni	31
5. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	33
5.1 Sezione da pk 61+062 a pk 61+084	34
5.1.1 Combinazione SLU – Fondamentale	34
5.1.2 Combinazione sismica (sisma da sx e verso il basso)	36
5.1.3 Combinazione sismica (sisma da dx e verso il basso)	39
5.1.4 Combinazione eccezionale	41

5.1.5	Combinazioni SLE.....	43
	Rara e Quasi permanente.....	43
	Frequente.....	44
5.2	Sezione da pk 61+084 a pk 61+114.....	46
5.2.1	Combinazione SLU – Fondamentale.....	46
5.2.2	Combinazione sismica (sisma da sx e verso il basso).....	48
5.2.3	Combinazione sismica (sisma da dx e verso il basso).....	50
5.2.4	Combinazione eccezionale.....	53
5.2.5	Combinazioni SLE.....	55
5.3	Sezione da pk 61+114 a pk 61+216.....	57
5.3.1	Combinazione SLU – Fondamentale.....	57
5.3.2	Combinazione sismica (inviluppo).....	59
5.3.3	Combinazione eccezionale.....	61
5.3.4	Combinazione SLE.....	63
6.	VERIFICHE.....	65
6.1	Verifiche a pressoflessione.....	65
6.1.1	Soletta H=130 cm.....	65
6.1.2	Soletta H=80 cm.....	67
6.1.2.1	Zona imbocco.....	70
6.1.3	Piedritti.....	72
6.1.3.1	Piedritto “C - C”.....	72
6.1.3.2	Piedritto “D - D”.....	74
6.1.3.3	Piedritto “E - E”.....	74
6.1.4	Platea di fondazione.....	76
6.2	Verifiche a taglio.....	80
6.2.1	Soletta h=130 cm.....	80
6.2.2	Soletta h=80 cm.....	82
6.2.3	Platea di fondazione.....	83
6.2.4	Modellazione bidimensionale della soletta orizzontale.....	84
6.3	Verifiche SLE.....	91
6.3.1	Deformazioni soletta.....	91
6.3.2	Verifiche di fessurazione.....	93
6.3.2.1	Soletta h=130 cm.....	93
6.3.2.1	Soletta h=80 cm.....	94
6.4	Riepilogo verifiche.....	96
7.	CORRENTI VAGANTI.....	99
8.	VERIFICHE AL FUOCO.....	99
8.1	Curve di incendio considerate.....	99
8.2	Andamento delle temperature all'interno della sezione.....	101
8.3	Determinazione della riduzione delle resistenze dei materiali in condizioni di incendio.....	104
8.3.1	Coefficiente correttivo della resistenza del calcestruzzo k_c	104
8.3.2	Coefficiente correttivo della resistenza dell'acciaio k_s	106
8.3.3	Rigidezza flessionale.....	108
8.4	Sezione da pk 61+076 a pk 61+084.....	109
8.4.1	Verifica secondo curva ISO 834.....	109
8.4.1.1	Verifica sezionale - soletta superiore.....	112
8.4.1.2	Verifica sezionale – Piedritti.....	114

Piedritto “C - C”	114
Piedritto “D - D”	115
Piedritto “E - E”	115
8.4.1.3 Verifica sezionale – Platea	117
8.4.1.4 Verifiche a taglio	117
8.4.2 Verifica secondo curva HC – 2 ore	118
8.4.2.1 Verifica sezionale – Soletta superiore	121
Verifica sezionale – Piedritti	122
Piedritto “C - C”	122
Piedritto “D - D”	123
Piedritto “E - E”	123
8.4.3 Verifica secondo curva EUREKA	124
8.4.3.1 Verifica sezionale – Soletta superiore	127
8.4.3.2 Verifica sezionale – Piedritti	127
Piedritto “C - C”	127
Piedritto “D - D”	128
Piedritto “E - E”	128
8.5 Sezione da pk 61+084 a fine imbocco	129
8.5.1 Verifica secondo curva ISO 834	129
8.5.1.1 Verifica sezionale – Soletta superiore	132
8.5.1.2 Verifica sezionale – Piedritti	133
8.5.2 Verifica secondo curva HC – 2 ore	134
8.5.2.1 Verifica sezionale – Soletta superiore	137
8.5.2.2 Verifica sezionale – Piedritti	138
8.5.3 Verifica secondo curva EUREKA	138
8.5.3.1 Verifica sezionale – Soletta superiore	141
8.5.3.2 Verifica sezionale – Piedritti	141
Piedritto “E - E”	141
8.6 Riepilogo armature	143
9. CONCLUSIONI	145

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Planimetria generale dell’imbocco	11
Figura 2 – Profilo imbocco asse binario pari	12
Figura 3 – Profilo imbocco asse binario dispari	12
Figura 4 – Sezione BP – tratto pk 61+062 – pk 61+0.70	17
Figura 5 – Sezione BP – tratto pk 61+070 – pk 61+100	17
Figura 6 – Sezione BP - tratto pk 61+100 – pk 61+202.90	17
Figura 7 – Sovraccarico terreno	18
Figura 8 – Valori di spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno	19
Figura 9 – Riempimento considerato sopra la platea	20
Figura 10 – Carico sopra la platea	20
Figura 11 – Treno di carico LM 71	21
Figura 12 – Treno di carico SW	21
Figura 13 – Angolo di diffusione del carico treno	22
Figura 14 – Carico verticale del treno	22
Figura 15 – Forza sismica Δ_{pd} da sx	23

Figura 16 – Forza sismica Δ_{pd} da dx	23
Figura 17 – Forza sismica verticale $F_{s,z}$	24
Figura 18 – Forza di deragliamentto	24
Figura 19 – Sovraccarico terreno	25
Figura 20 – Valori di spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno.....	25
Figura 21 – Forza sismica Δ_{pd} da sx	26
Figura 22 – Forza sismica Δ_{pd} da dx	26
Figura 23 – Forza sismica verticale $F_{s,z}$	27
Figura 24 – Carico neve	28
Figura 25 – Grafico spettro di risposta sismico SLV	29
Figura 26 – Forza sismica orizzontale	30
Figura 27 – Sovraccarico variabile	30
Figura 28 – Elementi strutturali oggetto di verifica	34
Figura 29 – Azione assiale SLU.....	35
Figura 30 – Momento flettente SLU	36
Figura 31 – Taglio SLU	36
Figura 32 – Azione assiale - Combinazione sismica	38
Figura 33 – Momento flettente - Combinazione sismica.....	38
Figura 34 – Taglio - Combinazione sismica	38
Figura 35 – Azione assiale - Combinazione sismica	40
Figura 36 – Momento flettente - Combinazione sismica.....	40
Figura 37 – Taglio - Combinazione sismica	40
Figura 38 – Azione assiale - Combinazione eccezionale.....	42
Figura 39 – Momento flettente - Combinazione eccezionale	42
Figura 40 – Taglio – Combinazione eccezionale.....	43
Figura 41 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Rara e Quasi Permanente	43
Figura 42 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE frequente	44
Figura 43 – Azione assiale SLU.....	47
Figura 44 – Momento flettente SLU	47
Figura 45 – Taglio SLU	48
Figura 46 – Azione assiale - Combinazione sismica	49
Figura 47 – Momento flettente - Combinazione sismica.....	49
Figura 48 – Taglio - Combinazione sismica	50
Figura 49 – Azione assiale - Combinazione sismica	51
Figura 50 – Momento flettente - Combinazione sismica.....	52
Figura 51 – Taglio - Combinazione sismica	52
Figura 52 – Azione assiale - Combinazione eccezionale.....	54
Figura 53 – Momento flettente - Combinazione eccezionale	54
Figura 54 – Taglio – Combinazione eccezionale.....	55
Figura 55 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE	55
Figura 56 – Azione assiale SLU.....	58
Figura 57 – Momento flettente SLU	58
Figura 58 – Taglio SLU	59
Figura 59 – Azione assiale - Combinazione sismica	60
Figura 60 – Momento flettente - Combinazione sismica.....	60
Figura 61 – Taglio - Combinazione sismica	61
Figura 62 – Azione assiale - Combinazione eccezionale.....	62
Figura 63 – Momento flettente - Combinazione eccezionale	62

Figura 64 – Taglio – Combinazione eccezionale	63
Figura 65 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Rara.....	63
Figura 66 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Frequente e quasi permanente	63
Figura 67 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione appoggio centrale	65
Figura 68 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata	66
Figura 69 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio centrale.....	67
Figura 70 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata	68
Figura 71 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio centrale.....	69
Figura 72 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata	70
Figura 73 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio	71
Figura 74 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione campata.....	72
Figura 75 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione contro terra	73
Figura 76 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione interno galleria	73
Figura 77 – Dominio M – N del piedritto “D-D”	74
Figura 78 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione interno galleria.....	75
Figura 79 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione contro terra.....	76
Figura 80 – Dominio M – N platea - max M negativo.....	77
Figura 81 – Dominio M – N platea - Max M positivo: sezione appoggio centrale	78
Figura 82 – Dominio M – N platea - max M negativo.....	79
Figura 83 – Dominio M – N platea - Max M positivo: sezione appoggio centrale	80
Figura 84 – Isolinee del momento flettente in direzione X - SLU	84
Figura 85 – Isolinee del momento flettente in direzione Y – SLU	85
Figura 86 – Isolinee del momento torsionale xy – SLU	86
Figura 87 – Grafico del momento flettente (strisce di 1 m) – SLU	87
Figura 88 – Grafico del taglio (strisce di 1 m) – SLU	88
Figura 89 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Rara	89
Figura 90 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Frequente	90
Figura 91 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Quasi Permanente.....	91
Figura 92 – Momento flettente - SLE Frequente	93
Figura 93 – Stato tensionale e fessurativo - SLE Frequente	94
Figura 94 – Momento flettente - SLE Frequente	94
Figura 95 – Stato tensionale e fessurativo - SLE Frequente	95
Figura 96 – Curva temperatura tempo : ISO 834.....	100
Figura 97 – Curva temperatura tempo : HC.....	100
Figura 98 – Curva temperatura tempo : EUREKA	101
Figura 99 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA ISO 834	102
Figura 100 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA HC	103
Figura 101 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA EUREKA.....	104
Figura 102 – $k_{c(\theta)}$ - ($\theta = 587^{\circ}\text{C}$).....	105
Figura 103 – $k_{c(\theta)}$ - ($\theta = 461^{\circ}\text{C}$).....	105
Figura 104 – $k_{c(\theta)}$ - ($\theta = 430^{\circ}\text{C}$).....	106
Figura 105 – $k_{s(\theta)}$ - ($\theta = 587^{\circ}\text{C}$).....	107
Figura 106 – $k_{s(\theta)}$ - ($\theta = 461^{\circ}\text{C}$).....	107
Figura 107 – $k_{s(\theta)}$ - ($\theta = 430^{\circ}\text{C}$).....	108

Figura 108 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	110
Figura 109 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	110
Figura 110 – Taglio – Incendio tunnel sx	110
Figura 111 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	111
Figura 112 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	111
Figura 113 – Taglio – Incendio tunnel dx	111
Figura 114 – Dominio M – N della soletta pk 61+076 - pk 61+084 - sezione appoggio centrale	112
Figura 115 – Dominio M – N della soletta pk 61+076 - pk 61+084 - sezione campata.....	113
Figura 116 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione contro terra	114
Figura 117 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione interno galleria	115
Figura 118 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione interno galleria.....	116
Figura 119 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione contro terra.....	117
Figura 120 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	119
Figura 121 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	119
Figura 122 – Taglio – Incendio tunnel sx	119
Figura 123 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	120
Figura 124 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	120
Figura 125 – Taglio – Incendio tunnel dx	120
Figura 126 – Dominio M – N della soletta pk 61+076 - pk 61+084 - sezione appoggio centrale	121
Figura 127 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione contro terra	122
Figura 128 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione contro terra.....	124
Figura 129 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	125
Figura 130 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	125
Figura 131 – Taglio – Incendio tunnel sx	125
Figura 132 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	126
Figura 133 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	126
Figura 134 – Taglio – Incendio tunnel dx	126
Figura 135 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione contro terra.....	128
Figura 136 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	130
Figura 137 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	130
Figura 138 – Taglio – Incendio tunnel sx	130
Figura 139 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	131
Figura 140 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	131
Figura 141 – Taglio – Incendio tunnel dx	131
Figura 142 – Dominio M – N della soletta da pk 61+084 - sezione campata.....	133
Figura 143 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	135
Figura 144 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	135
Figura 145 – Taglio – Incendio tunnel sx	135
Figura 146 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	136
Figura 147 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	136
Figura 148 – Taglio – Incendio tunnel dx	136
Figura 149 – Dominio M – N della soletta da pk 61+084 - sezione appoggio piedritto dx.	137
Figura 150 – Azione assiale - Incendio tunnel sx	139
Figura 151 – Momento flettente – Incendio tunnel sx	139
Figura 152 – Taglio – Incendio tunnel sx	139
Figura 153 – Azione assiale - Incendio tunnel dx.....	140
Figura 154 – Momento flettente – Incendio tunnel dx.....	140

Figura 155 – Taglio – Incendio tunnel dx 140
Figura 156 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione interno galleria..... 142

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Tipologie di carico considerate 31
Tabella 2 – Combinazione Fondamentale SLU 31
Tabella 3 – Combinazione sismica..... 32
Tabella 4 – Combinazione ECCEZIONALE 32
Tabella 5 – Combinazione SLE - RARA 32
Tabella 6 – Combinazione SLE - FREQUENTE 33
Tabella 7 – Combinazione SLE - QUASI PERMANENTE 33
Tabella 8 – Riepilogo verifiche 98
Tabella 9 – *Riepilogo armature a seguito verifica al fuoco*..... 144

RESUME/RIASSUNTO

Dans ce rapport on traite les vérifications des ouvrages en béton armé relatives au portail est du Tunnel de Base.

Vu que la géométrie et les surcharges sont différents le long du développement du portail, on a examiné trois coupes de calcul : la première de la pk 61+076 à la pk 61+084, qui prévoit un surcharge de terrain significatif (hauteur moyenne de 3,2 m) ; la deuxième, de la pk 61+084 à la pk 61+114, dans laquelle il y a un surcharge de projet de 1 m de terrain environ ; la dernière, qui va jusqu'à la sortie du portail, où il y a un mineur surcharge, mais où la structure a les plus importantes portée de calcul.

En outre, même les conditions de la structure changent : de la première partie, en correspondance de l'entrée du tunnel en naturelle complètement enterrée, jusqu'à la graduelle descente du sol à la fin du portail.

La coupe du tunnel de portail a un gabarit maximal de 38,5 m et un développement globale de 130 m environ (mesuré en correspondance de la ligne centrale des deux voies).

Les éléments structurels du portail ont les épaisseurs suivantes :

- base de fondation : 100 cm ;
- piédroit verticaux: 100 cm.
- dalle supérieure (pk 61+076 – pk 61+084) : 80 cm
- dalle supérieure (de la pk 61+114) : 130 cm

Les vérifications ont été effectuées en réalisant un modèle à châssis le largeur unitaire, en ne tenant pas compte de la rigidité horizontale de terrain, en faveur de sécurité.

Dans la zone à ciel ouvert, où on prévoit l'installation des panneaux photovoltaïques, on prévoit un surcharge de 10 kN/m^2 , afin de considerer eventuels moyens ou autre.

Pour la dalle de couverture on a effectué une ultérieure modélisation à plaque qui réalise un

Nella presente relazione si trattano le verifiche delle opere in calcestruzzo armato relative all'imbocco Est del Tunnel di Base.

Avendo geometria e sovraccarichi diversi lungo lo sviluppo dell'imbocco, sono state esaminate tre sezioni di calcolo : la prima nel tratto che va dalla pk 61+076 alla pk 61+084, che prevede un sovraccarico di terreno maggiore (altezza media di 3,2 metri), la seconda nel tratto che va dalla pk 61+084 alla pk 61+114, nella quale c'è un sovraccarico di progetto di circa 1 metro di terreno e l'ultima, che va fino all'uscita dell'imbocco, dove è presente un minor sovraccarico, ma dove lo scatolare presenta le maggiori luci di calcolo. Inoltre, anche le condizioni al contorno della struttura cambiano : si passa dal primo tratto, in corrispondenza dell'imbocco in naturale del tunnel completamente interrato, fino al graduale degrado del terreno all'uscita dell'imbocco.

La sezione del tunnel di imbocco ha un ingombro massimo di circa 38,5 m per uno sviluppo complessivo di circa 130 metri (misurato in mezzeria dei due binari).

Gli elementi strutturali del portale hanno i seguenti spessori:

- Platea di fondazione: 100 cm;
- Piedritti verticali: 100 cm ;
- Soletta superiore (pk 61+062 – pk 61+070) : 80 cm ;
- Soletta superiore (da pk 61+100) : 130 cm.

Le verifiche sono state condotte schematizzando un modello a telaio di larghezza unitaria e trascurando, a favore di sicurezza, la rigidità orizzontale del terreno. Nella zona a cielo aperto dell'imbocco, dove è prevista l'installazione dei pannelli fotovoltaici, si è previsto un sovraccarico di 10 kN/m^2 , per tener conto anche di eventuali mezzi di manovra o altro.

Per la soletta di copertura è stata effettuata una ulteriore modellazione a piastra che

schéma plus fidèle du comportement effectif de la structure. Pour les vérifications on a considéré les sollicitations plus lourdes des différentes combinaisons de charge et des deux typologies de modèle réalisées.

schematizza più fedelmente l'effettivo comportamento della struttura. Per le verifiche si sono considerate le sollecitazioni più gravose dalle varie combinazioni di carico e dalle due tipologie di modellazione effettuate.

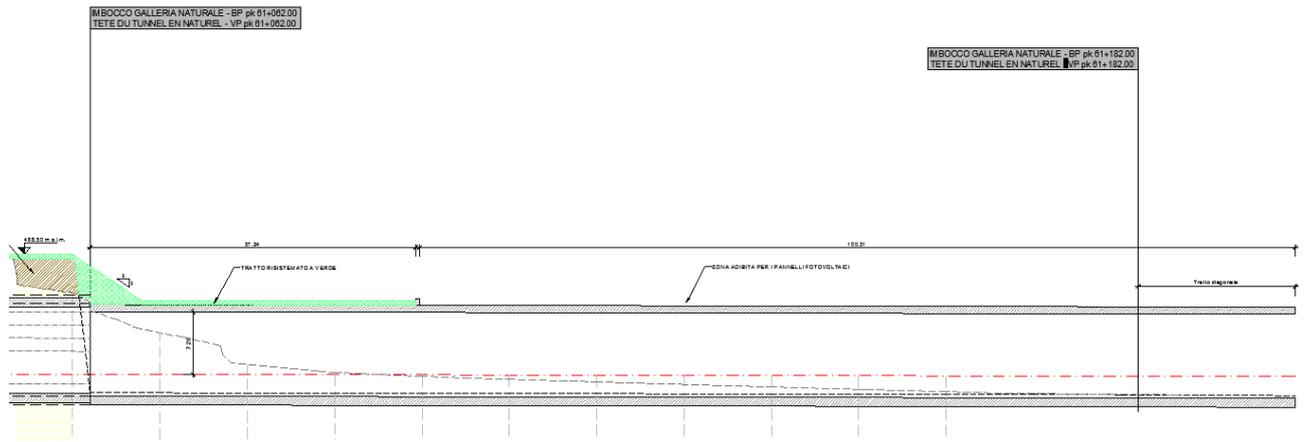


Figura 2 – Profilo imbocco asse binario pari

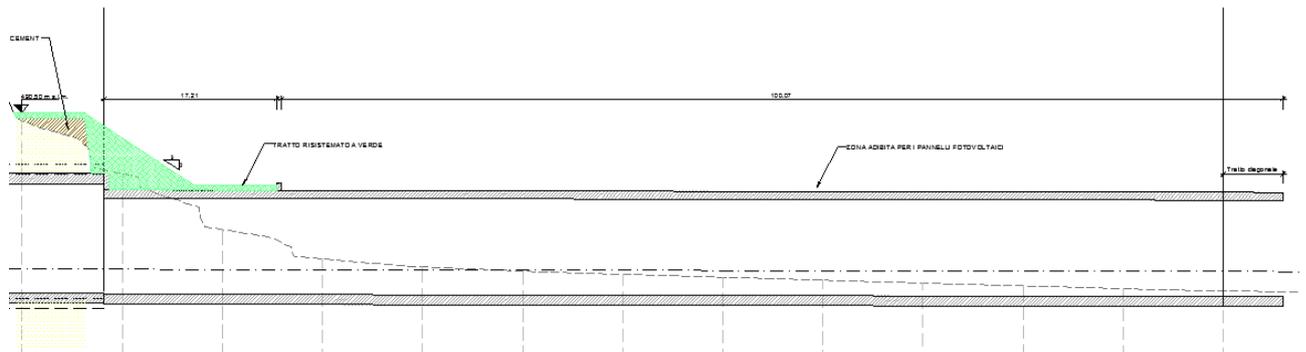


Figura 3 – Profilo imbocco asse binario dispari

2. Basi di calcolo

2.1 Normativa di riferimento

Le principali norme utilizzate per la stesura della presente relazione vengono di seguito elencate:

- Legge 5 novembre 1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.”
- Legge 2 febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per zone sismiche.”
- Decreto Ministeriale 24 gennaio 1986: “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.”
- Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”
- Circ.Min.LL.PP. n.156AA.GG./STC. - 4 luglio 1996: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.”
- Circ. Min. LL.PP. n. 252 AA.GG./S.T.C. - 15 ottobre 1996: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.”
- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n.3274 - 20 marzo 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”
- Dipartimento della Protezione Civile – Decreto 21 ottobre 2003: “Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2,3 e 4, dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274.”
- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Ordinanza n.3274 - 20 marzo 2003 e ulteriori modifiche ed integrazioni contenute nelle ordinanze n.3431/maggio 2005 e n.3519/28 aprile 2006.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni.”
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.”
- Eurocodice 1 (UNI EN 1991-1-1:2004): “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.”
- Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2005): “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”
- Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-2:2005): “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – progettazione strutturale contro l’incendio.”

- Eurocodice 8 UNI (EN 1998-1:2005): “ Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.”

2.2 Software utilizzati

I principali software di calcolo utilizzati per la stesura del presente documento vengono di seguito elencati:

- Statik-6;
- Cedrus-6;
- MathCad-15.

2.3 Materiali previsti e loro caratteristiche

2.3.1 Magrone di pulizia tipo C12/15

Classe di esposizione e durabilità X0 (per calcestruzzo privo di armatura in conformità UNI 11104 – 2004)

2.3.2 Calcestruzzo tipo C25/30

Classe di esposizione e durabilità XF2 (per elementi strutturali esposti a pioggia e al gelo, esposti ad agenti disgelanti - in conformità UNI 11104 – 2004)

Copriferro : 50 mm

Modulo di elasticità medio a tempo 0 $E_{cm,0} : 31.476 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità medio a tempo infinito $E_{cm,\infty} = E_{cm,0} / (1+\phi) : 10.492 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità $\phi : 2$

Peso specifico $\gamma_{cls} : 25 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente di sicurezza: 1,5

Resistenza di calcolo alla compressione (per carichi di lunga durata): $f_{cd} : 14,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media di calcolo alla trazione semplice: $f_{ctm} : 2,57 \text{ N/mm}^2$

2.3.3 Calcestruzzo tipo C30/37

Classe di esposizione e durabilità XF2 (per elementi strutturali esposti a pioggia e al gelo, esposti ad agenti disgelanti - in conformità UNI 11104 – 2004)

Copriferro : 50 mm

Modulo di elasticità medio a tempo 0 $E_{cm,0} : 32.837 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità medio a tempo infinito $E_{cm,\infty} = E_{cm,0} / (1+\phi) : 10.946 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità $\phi : 2$

Peso specifico $\gamma_{cls} : 25 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente di sicurezza: 1,5

Resistenza di calcolo alla compressione (per carichi di lunga durata): $f_{cd} : 17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media di calcolo alla trazione semplice: $f_{ctm} : 2,9 \text{ N/mm}^2$

2.3.4 Acciaio per cemento armato tipo B450 C

Modulo di elasticità medio E_s : 210.000 N/mm²

Peso specifico γ_s : 78,5 kN/m³

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom}$: 450 N/mm²

Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom}$: 540 N/mm²

Coefficiente di sicurezza: 1,15

Resistenza di calcolo alla trazione f_{yd} : 391,3 N/mm²

2.3.5 Dati geotecnici

Peso specifico terreno γ_t : 20 kN/m³

Peso specifico ballast γ_b : 20 kN/m³

Peso specifico calcestruzzo non strutturale: $\gamma_{cls,2}$: 24 kN/m³

Coefficiente di Winkler terreno di fondazione k: 50.000 kN/m³

Coefficiente di Winkler (verticale) terreno di riempimento k: 50.000 kN/m³

Coefficiente di Winkler (orizzontale) terreno di riempimento k: 15.000 kN/m³

Angolo di attrito del terreno di fondazione (roccia) $\Phi = 45^\circ$

Angolo di attrito del terreno di riempimento $\Phi = 30^\circ$

3. Modello statico adottato

Per il dimensionamento e la verifica strutturale del portale è stata considerata una porzione di struttura di larghezza unitaria, modellata con uno schema a telaio. La rappresentazione della struttura attraverso il modello a telaio, piuttosto che a piastra, è da considerarsi una semplificazione a favore di sicurezza, in quanto viene trascurato l'effetto collaborante perpendicolarmente all'asse del telaio. A favore di sicurezza si è trascurata la rigidità orizzontale data dal terreno ai lati del portale, mentre sotto la platea di fondazione sono state inserite delle molle con rigidità verticale pari a 50.000 kN/m^3 .

Gli elementi strutturali costituenti il telaio hanno i seguenti spessori:

- Platea di fondazione: 100 cm;
- Piedritti verticali: 100 cm;
- Soletta superiore (tratto pk 61+062 – pk 61+070): 130 cm;
- Soletta superiore (da pk 61+100): 80 cm.

Il portale ha dimensioni variabili in larghezza ed, inoltre, il tratto nelle vicinanze dell'attacco della galleria naturale è totalmente interrato, mentre, andando verso l'uscita, rimane a cielo aperto, pertanto sono state analizzate tre geometrie del telaio: una in corrispondenza dell'ingresso in galleria naturale (progressiva pk 61+062), una nel tratto pk 61+070 – pk 61+100 ed una dalla progressiva pk 61+100 fino alla fine dell'imbocco.

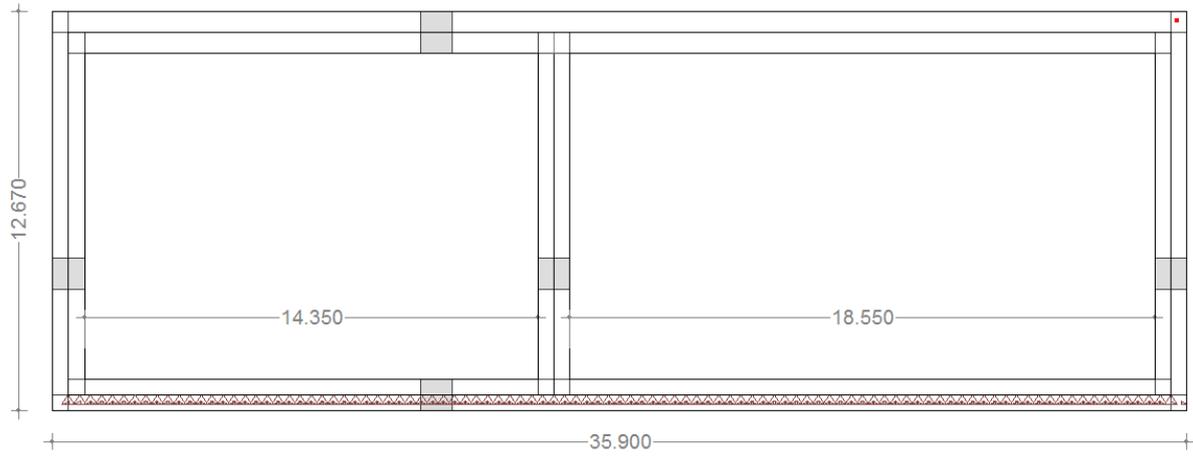


Figura 4 – Sezione BP – tratto pk 61+062 – pk 61+0.70

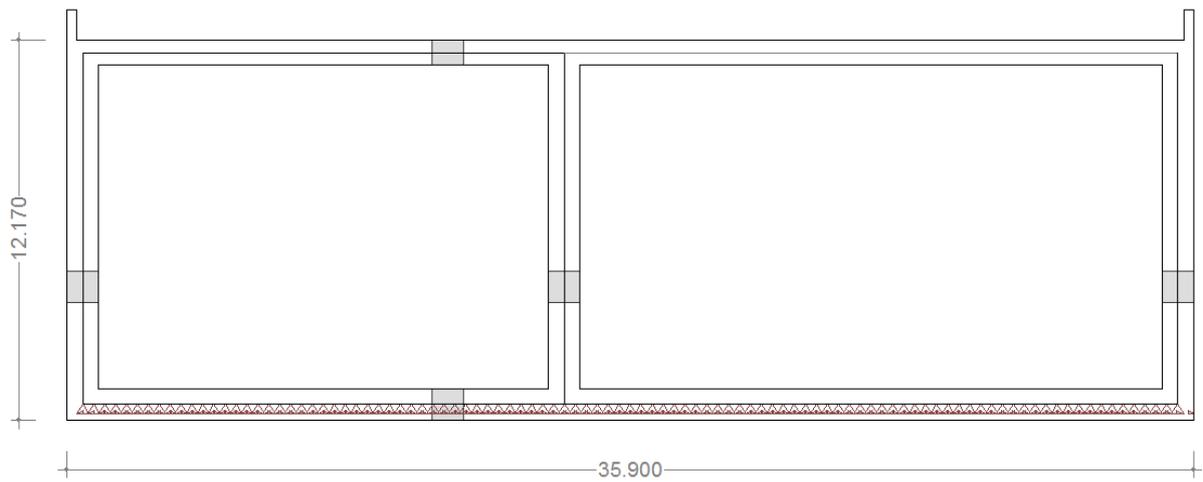


Figura 5 – Sezione BP – tratto pk 61+070 – pk 61+100

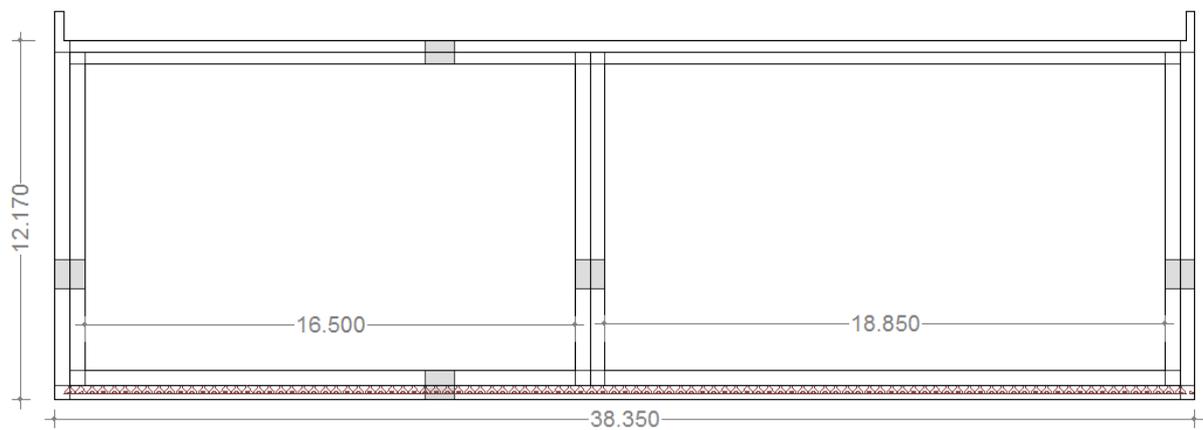


Figura 6 – Sezione BP - tratto pk 61+100 – pk 61+202.90

4. Azioni di calcolo

Si elencano di seguito i diversi carichi elementari considerati per il tratto interrato che per quello a cielo aperto.

4.1 Sezione da pk 61+076 a pk 61+084

In questo tratto, data la modesta entità (circa 2 kN/ml) rispetto agli altri carichi verticali, si trascura il carico della neve.

4.1.1 Sovraccarico del terreno – C1

Altezza media di ricoprimento	$h_m := 3.2$	m
Peso specifico del terreno	$\gamma_t := 20$	kN/m ³
Sovraccarico terreno	$Q_{d1} := h_m \cdot \gamma_t = 64$	kN/ml

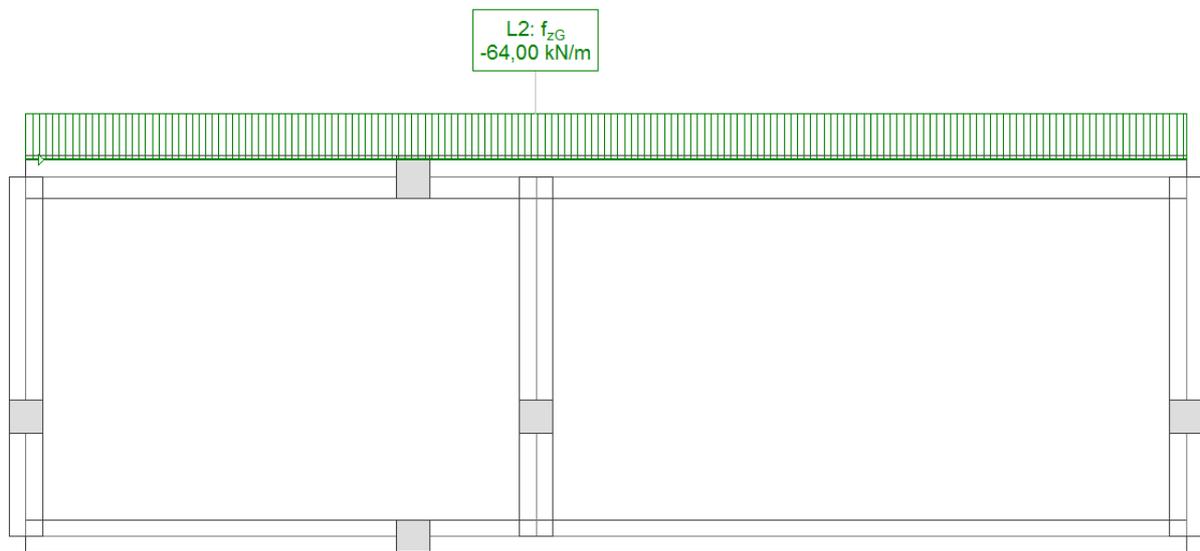


Figura 7 – Sovraccarico terreno

4.1.2 Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno – C2

Angolo di attrito interno del terreno	$\phi := 30\text{deg}$
Angolo di attrito tra muro e terreno	$\delta := 20\text{deg}$
Inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale	$i := 0\text{deg}$
Inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale	$\beta := 0\text{deg}$

Coefficiente di spinta attiva (Muller - Breslau):

$$K_a := \frac{\cos(\phi - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i))}{(\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta))}} \right]^2} = 0.297$$

Coefficiente di spinta a riposo (formula approssimata - Jaky)

$$K_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.5$$

Per il calcolo della spinta del terreno si adotta cautelativamente il valore K_0 .

Quindi:

$$h_{\text{muro}} := 12.67 \quad \text{m} \quad \text{altezza muro dall'intradosso fondazione}$$

$$Q_1 := 32 \quad \text{kN/m} \quad \text{Forza in testa al muro (al ml)}$$

$$Q_2 := Q_1 + \gamma \cdot t \cdot h_{\text{muro}} \cdot K_0 = 158.7 \quad \text{kN/m} \quad \text{Forza alla base del muro (al ml)}$$

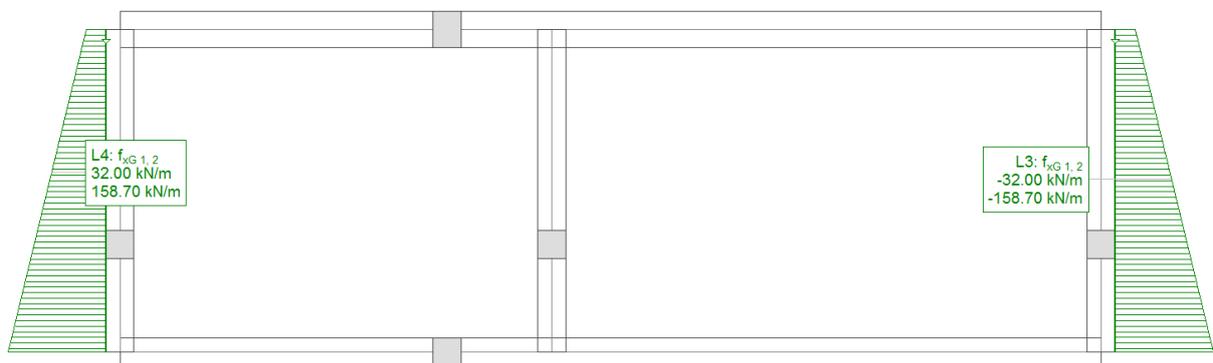


Figura 8 – Valori di spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno

4.1.3 Peso del riempimento sotto i binari – C3

Si considera quale carico gravante direttamente sulla platea di fondazione tutta la porzione tratteggiata in rosso nella **Figura 9**.

Si ha:

Peso specifico del calcestruzzo di riempimento $\gamma_b := 20$ kN/m³

Altezza media del riempimento $h := 2.2$ m

Carico agente $Q_b := \gamma_b \cdot h = 44$ kN/m

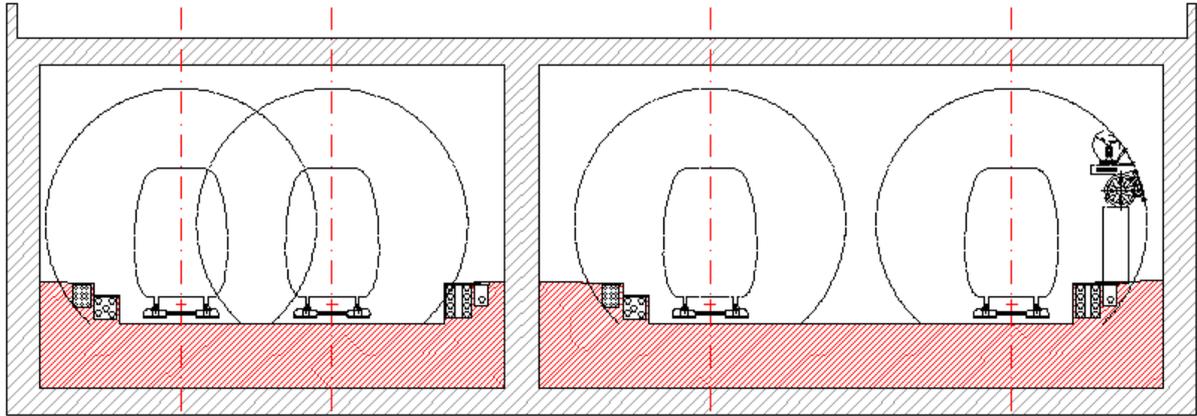


Figura 9 – Riempimento considerato sopra la platea

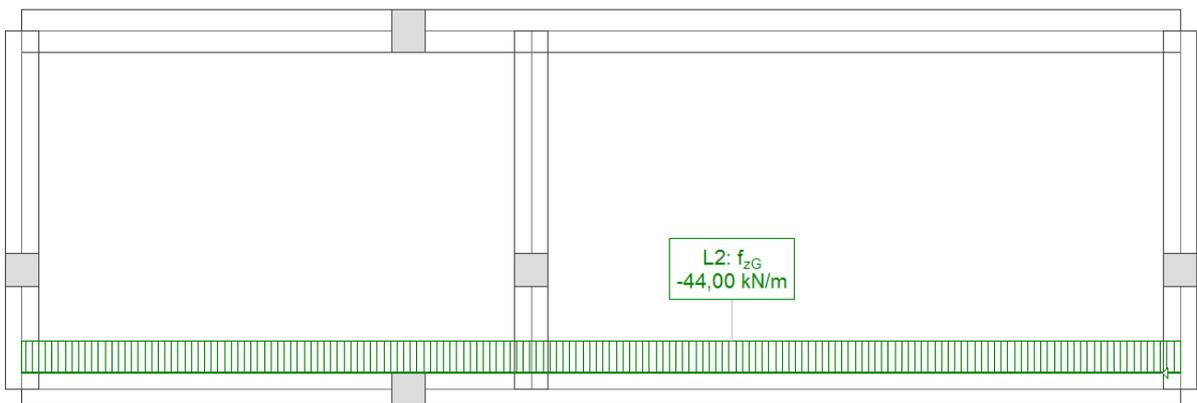


Figura 10 – Carico sopra la platea

4.1.4 Carico del treno – C4

Per le azioni verticali mobili dovute al passaggio dei treni si fa riferimento ai modelli di carico forniti dalla normativa al paragrafo 5.2.2.3; in particolare, sono forniti due modelli di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico LM 71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico SW).

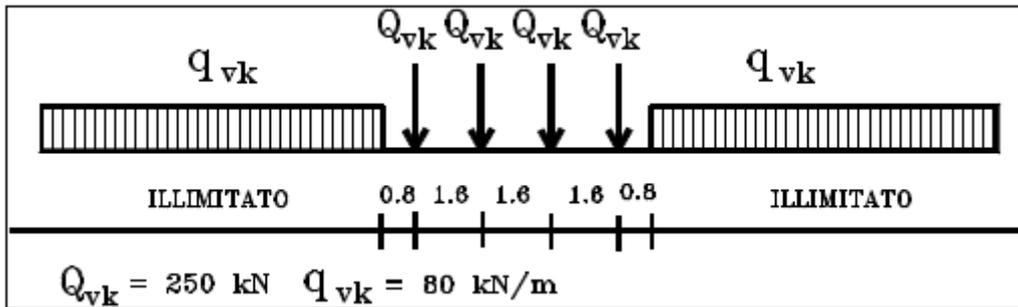
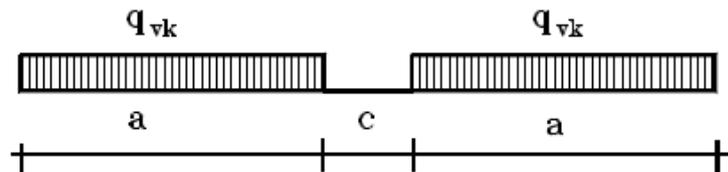


Figura 11 – Treno di carico LM 71



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 12 – Treno di carico SW

Nella presente trattazione si è considerato la situazione di traffico pesante nella sua configurazione SW/2, risultando ai calcoli la più gravosa. Il treno SW/2 viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/ml.}$$

Detta b la larghezza di diffusione del carico verticale dalla traversa alla quota dell' estradosso della platea di fondazione, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ricoprimento costituito da ballast e calcestruzzo non strutturale (vedi **Figura 13** – in accordo a quanto suggerito dalla normativa al paragrafo 5.2.2.3.1.4 – Ripartizione locale dei carichi), considerando 1.53 l'interasse dei binari e 2.11 m l'altezza di diffusione del carico, si ottiene:

$$b := 1.53 + 0.5 \cdot h = 2.63 \quad \text{m} \quad q_{vk} := 150 \quad \text{kN}$$

$$Q_{\text{treno}} := \frac{q_{vk}}{b} = 57 \quad \text{kN/m}$$

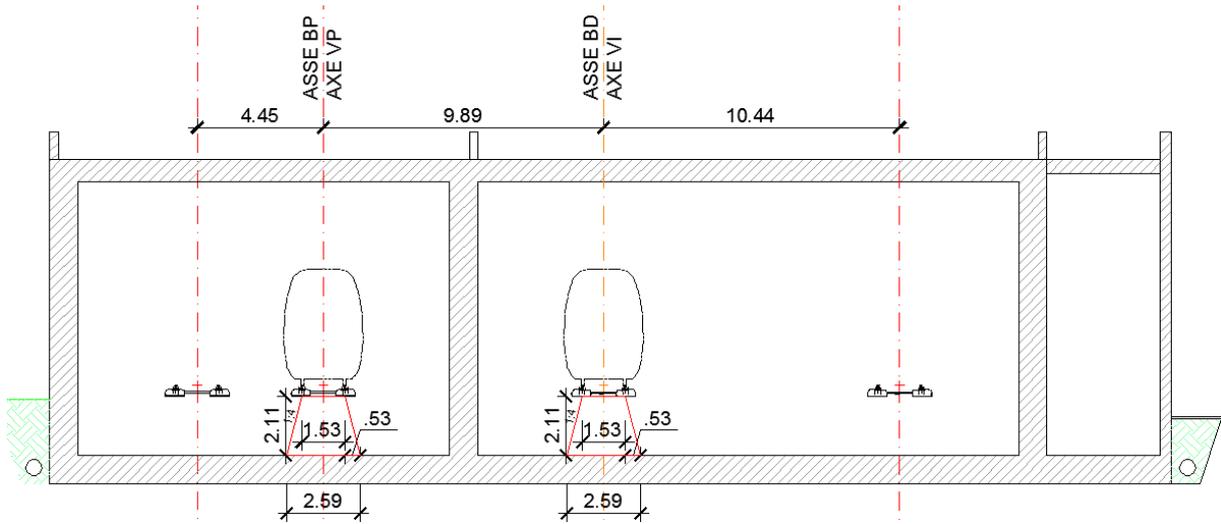


Figura 13 – Angolo di diffusione del carico treno

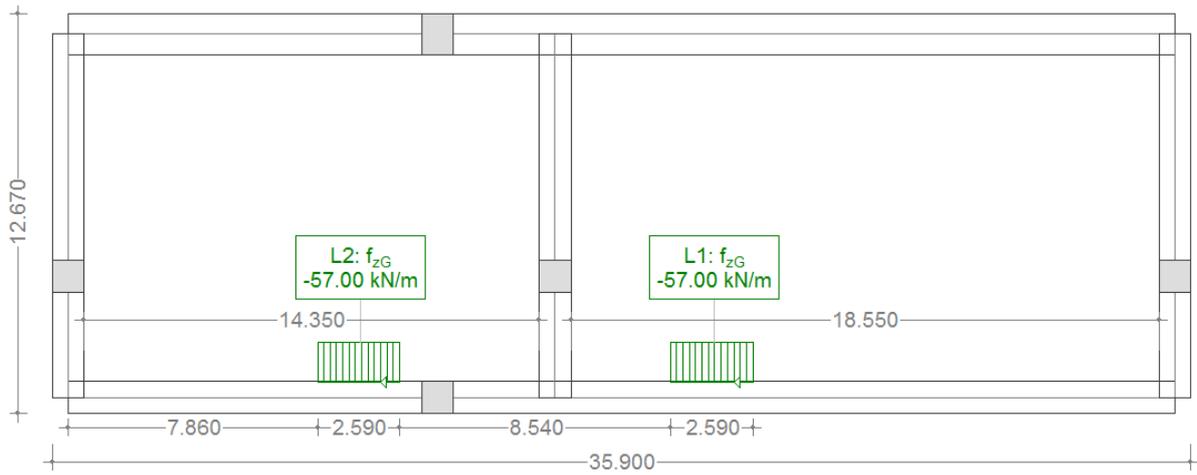


Figura 14 – Carico verticale del treno

4.1.5 Azione sismica – C5/C6

In riferimento ai parametri alla relazione geotecnica sismica si ha che la forza dinamica dovuta all'incremento della spinta del terreno, in accordo con la teoria di Wood per strutture rigide, si pone pari a:

$$\Delta_{pd} = \alpha S \gamma_t H^2 = 0.2187 \cdot 1.177 \cdot 20 \cdot 11.67^2 = 701 \text{ kN/ml} - \text{C5}$$

avendo indicato con:

$$\alpha = a_g/g = 0.2187;$$

$H=11.67 \text{ m}$ altezza libera del muro;

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno.

Tale forza, posta a metà altezza libera di inflessione del muro, si considera una volta agente sul piedritto di sinistra (**Figura 15**) ed una volta su quello di destra (**Figura 16**).

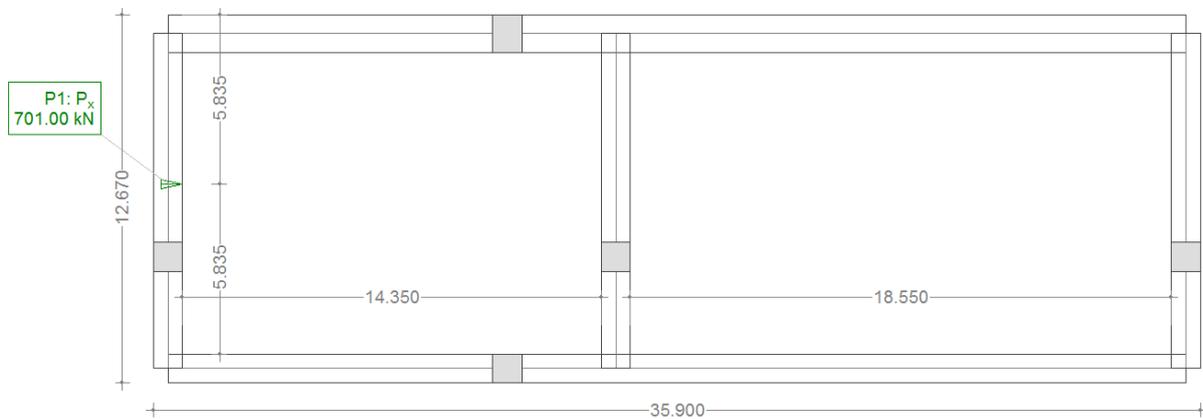


Figura 15 – Forza sismica Δ_{pd} da sx

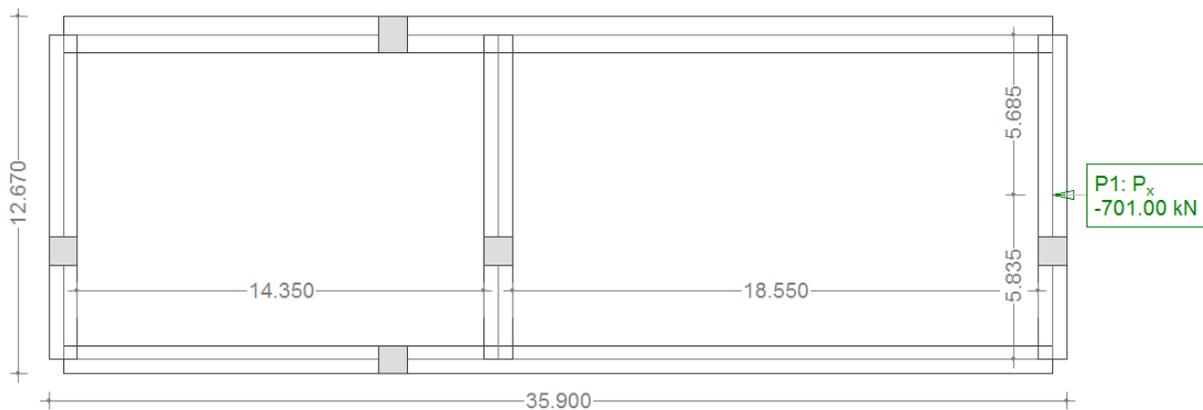


Figura 16 – Forza sismica Δ_{pd} da dx

La forza sismica verticale dovuta all'accelerazione della massa di terreno soprastante vale:

$$F_{s,z} = 0,5 \cdot Q_{d1} \alpha S = 0,5 \cdot 64 \cdot 0,129 \approx 8 \text{ kN/ml} (\text{Figura 17}). - \text{C6}$$

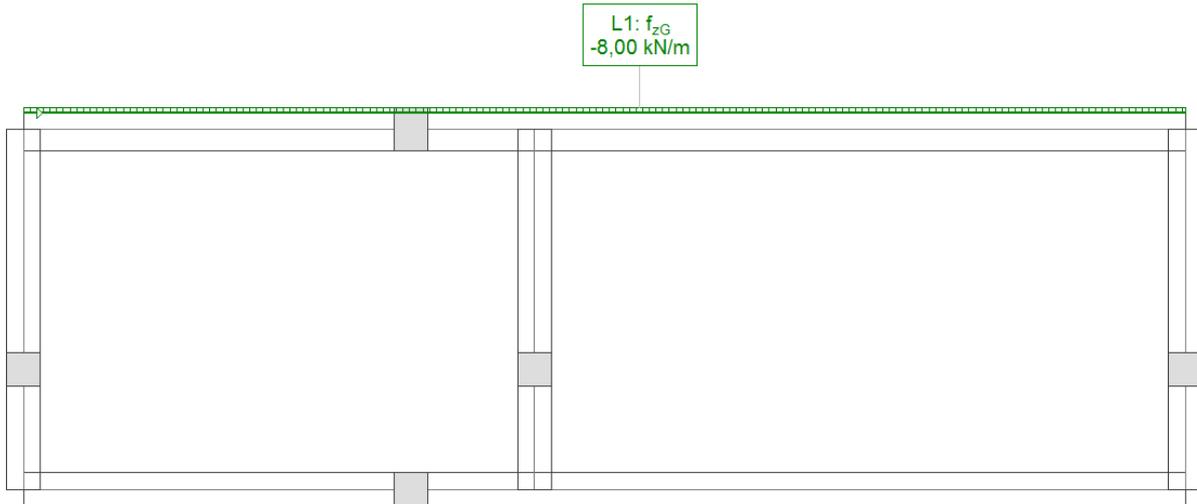


Figura 17 – Forza sismica verticale $F_{s,z}$

4.1.6 Urto da deragliamento – C7

In accordo alle NTC 2008 paragrafo 3.6.3.4, a simulazione di un urto da traffico ferroviario si inserisce sulla struttura una forza pari a 1.500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia del treno, posta alla quota baricentrica del treno.

Tale forza viene posta, singolarmente, su tutti i piedritti nelle diverse combinazioni di carico; in **Figura 18** viene rappresentato solo il caso della forza su piedritto di sinistra.

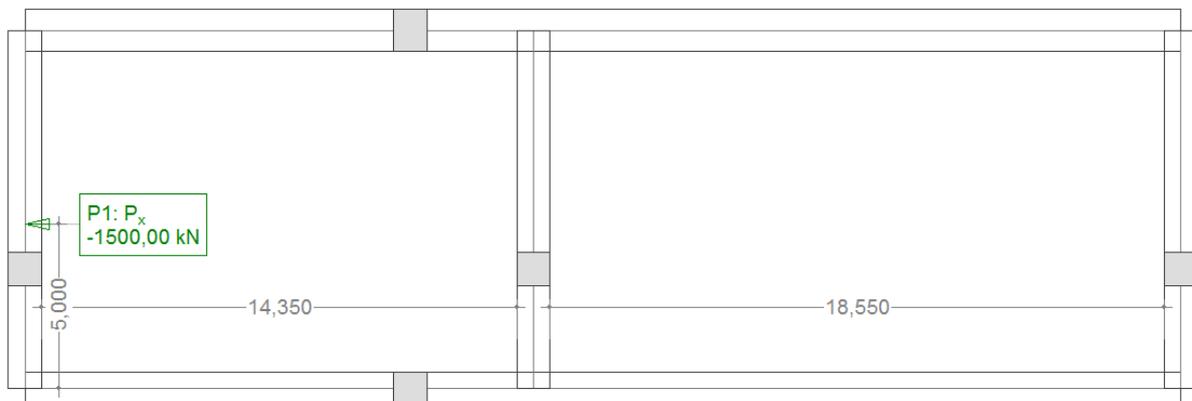


Figura 18 – Forza di deragliamento

4.2 Sezione da pk 61+084 a pk 61+114

4.2.1 Sovraccarico del terreno – C1

Altezza massima di ricoprimento	$h_m := 1$	m
Peso specifico del terreno	$\gamma_t := 20$	kN/m ³
Sovraccarico terreno	$Q_{d1} := h_m \cdot \gamma_t = 20$	kN/ml

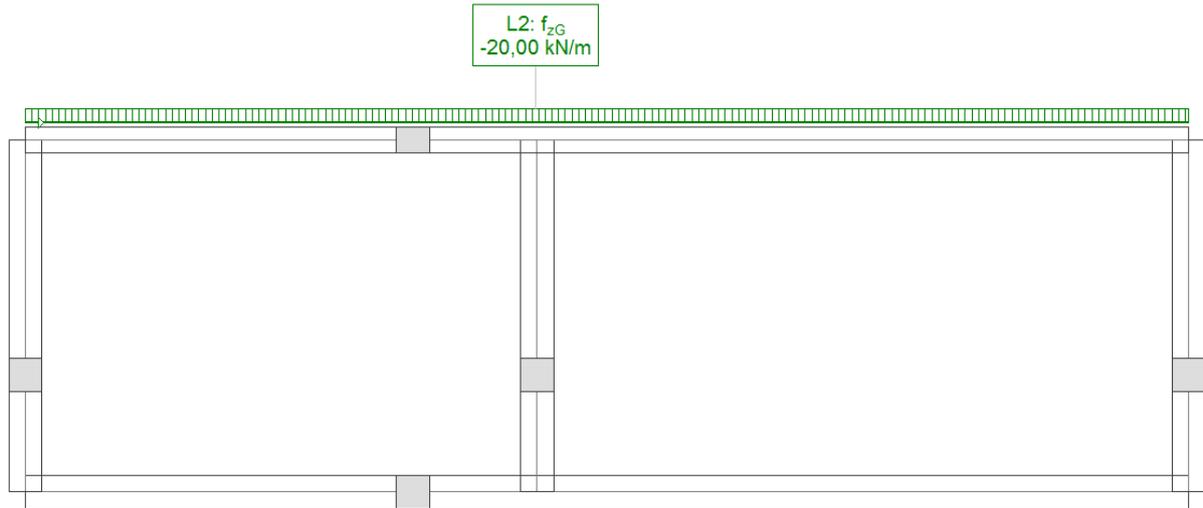


Figura 19 – Sovraccarico terreno

4.2.2 Spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno – C2

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.2.

Quindi:

$h_{\text{muro}} := 12.17$	m	altezza muro dall'intradosso fondazione
$Q_1 := 10$	kN/m	Forza in testa al muro (al ml)
$Q_2 := Q_1 + \gamma_t \cdot h_{\text{muro}} \cdot K_0 = 131.7$	kN/m	Forza alla base del muro (al ml)

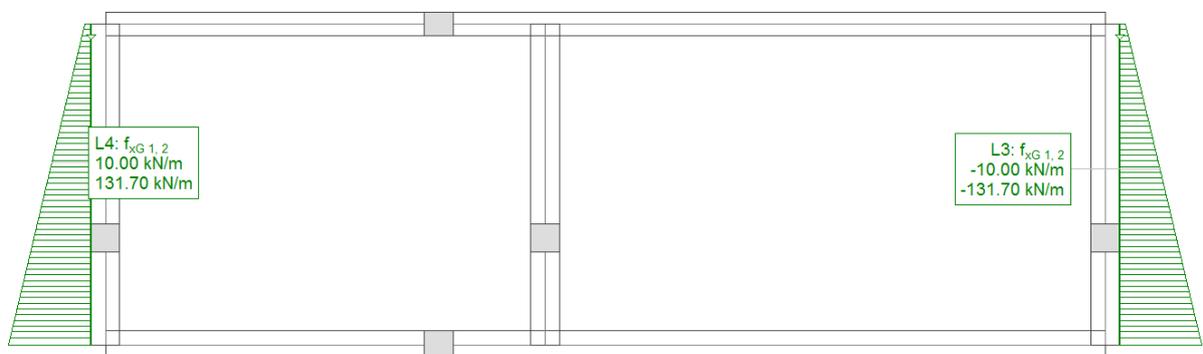


Figura 20 – Valori di spinta orizzontale dovuta al peso proprio del terreno

4.2.3 Peso del riempimento sotto i binari – C3

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.3: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.2.4 Carico del treno – C4

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.4: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.2.5 Azione sismica – C5/C6

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.5, pertanto:

$$\Delta_{pd} = \alpha S \gamma_t H^2 = 0.2187 \cdot 1.177 \cdot 20 \cdot 11.17^2 = 642 \text{ kN/ml} - \text{C5}$$

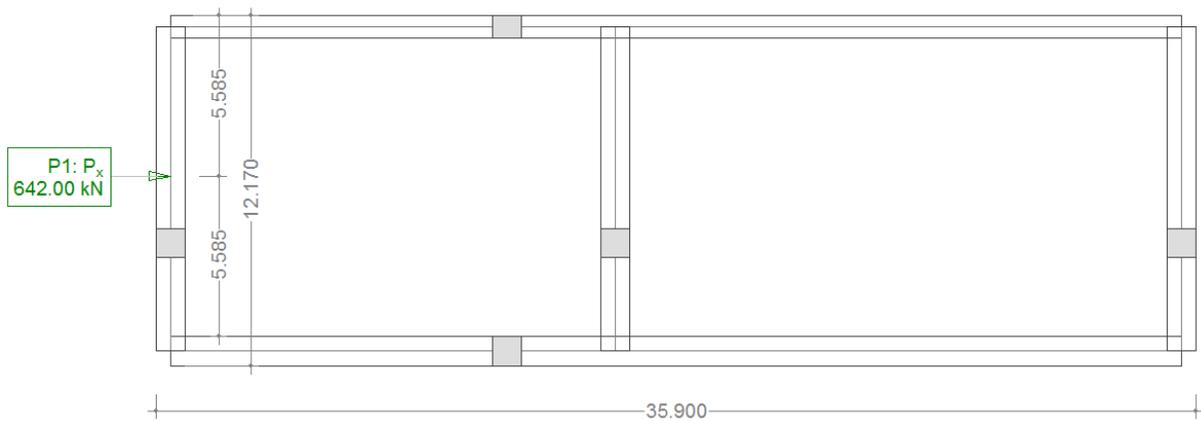


Figura 21 – Forza sismica Δ_{pd} da sx

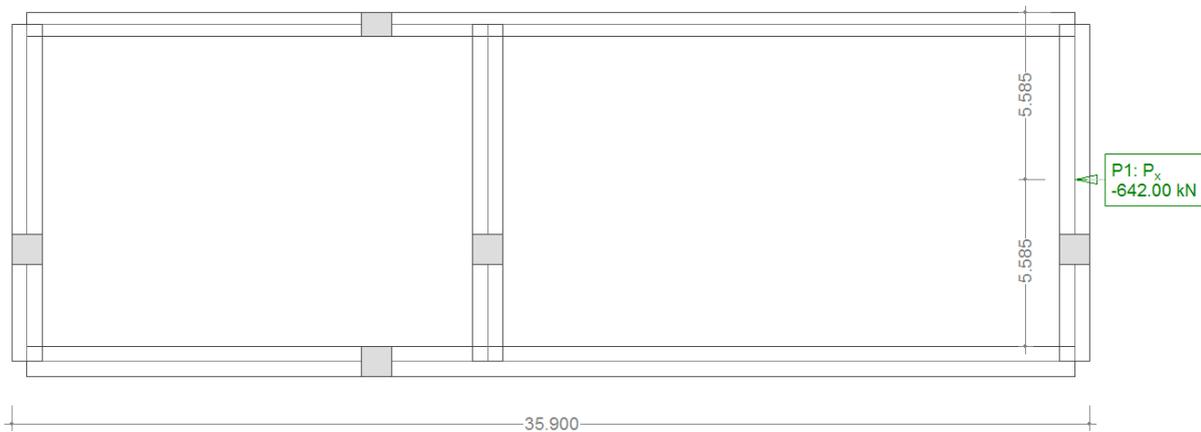


Figura 22 – Forza sismica Δ_{pd} da dx

La forza sismica verticale dovuta all'accelerazione della massa di terreno soprastante vale:

$$F_{s,z} = 20 \cdot 0,129 \approx 2,6 \text{ kN/ml (Figura 17) – C6.}$$

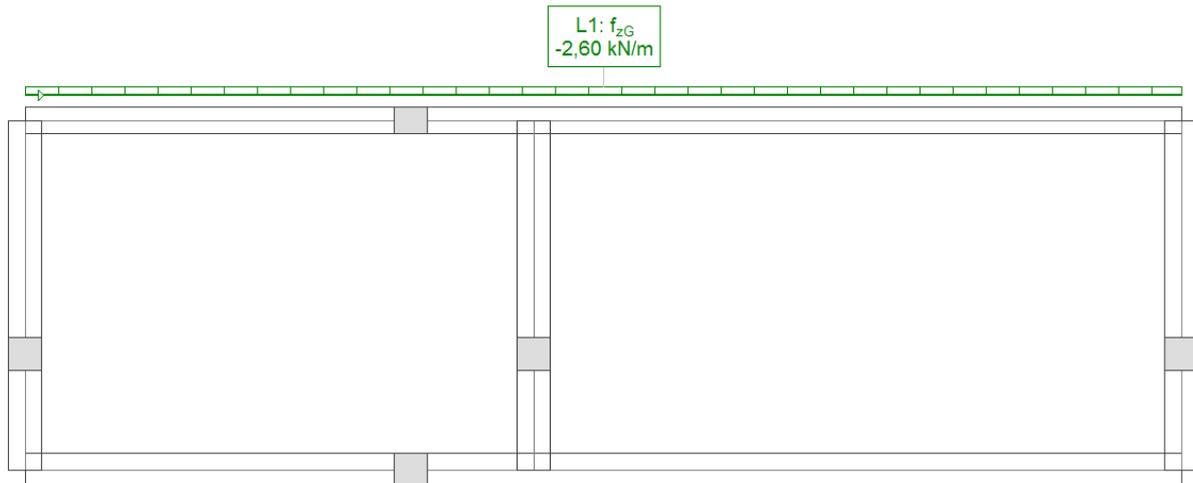


Figura 23 – Forza sismica verticale $F_{s,z}$

4.2.6 Urto da deragliamento – C7

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.6: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.2.7 Carico neve – C8

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Si ha:

Susa (Zona I - Alpina) q.s.l.m. 500 m:

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \approx 2 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,8 \quad C_E = 1 \quad C_T = 1$$

Pertanto $q_s = 1,6 \text{ kN/m}^2$ (vedi **Figura 24**).

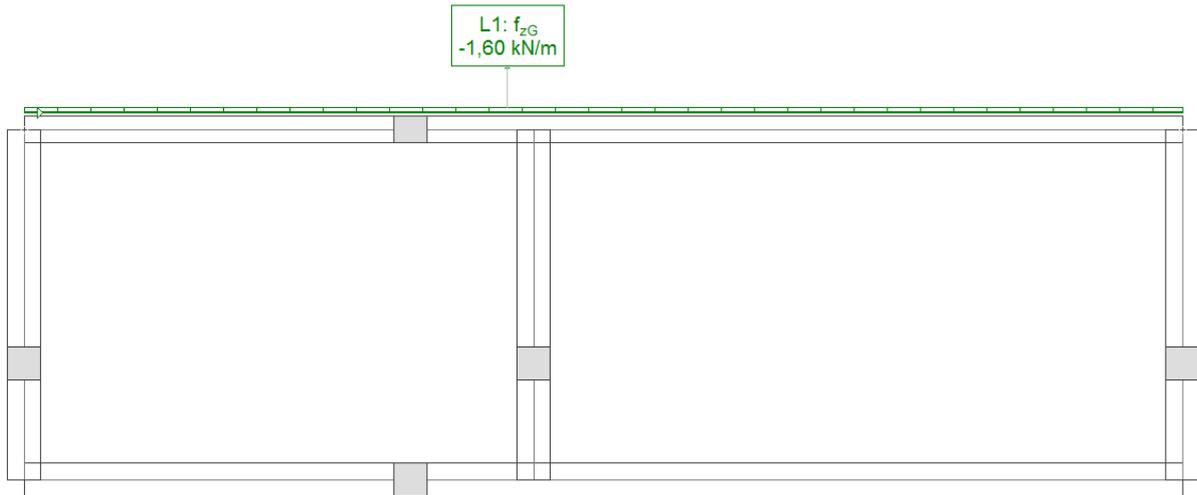


Figura 24 – Carico neve

4.3 Sezione da pk 61+114 a pk 61+216

In questo tratto, essendo a cielo aperto risultano assenti i carichi C1 e C2.

Viene considerato inoltre un sovraccarico variabile pari a 10 kN/m² (C9), ampiamente superiore al peso dei pannelli fotovoltaici previsti in progetto.

4.3.1 Peso del riempimento sotto i binari – C3

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.3: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.3.2 Carico del treno – C4

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.4: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.3.3 Azione sismica – C5

Si trascura il sisma verticale.

Il periodo proprio di vibrazione si valuta con la formula :

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0}$$

Con $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ pulsazione (in rad/s)

m massa della struttura

k rigidità della struttura

La rigidità della struttura è stata calcolata valutando il rapporto tra una forza unitaria applicata in testa ai piedritti della struttura e lo spostamento associato e vale, nel caso specifico 11.111 kN/m.

Si ha :

$P \approx 1.530$ kN peso della struttura ;

$m = P/9,81 \approx 156.000$ kg ;

$\omega_0 = 6,81$ rad/s ;

$T = 0,923$ sec.

In **Figura 25** è rappresentato il grafico dello spettro di risposta allo SLV con i parametri illustrati nella relazione geotecnica sismica (codice elaborato PD2_C3A_TS3_1101_Relazione opere provvisionali).

Il fattore di struttura q_0 è stato assunto pari a 3.

Al periodo $T = 0,923$ s corrisponde un'accelerazione sismica pari a 0,116g.

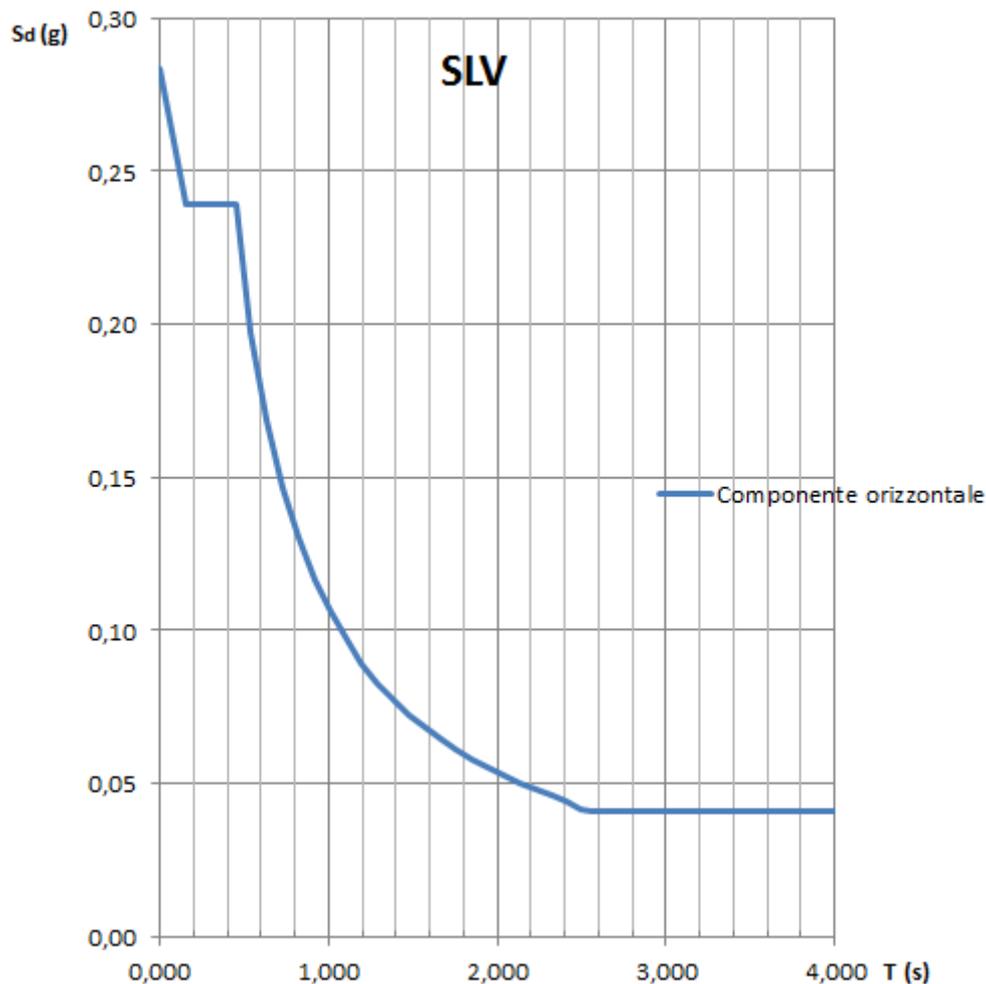


Figura 25 – Grafico spettro di risposta sismico SLV

La forza da applicare ai 3 piedritti sarà pari a :

$$F = \frac{m \cdot a}{3} \approx 59 \text{ kN.}$$

Tale forza viene applicata in testa ai piedritti ; viene analizzato solo il caso di sisma proveniente da una direzione (**Figura 26**).

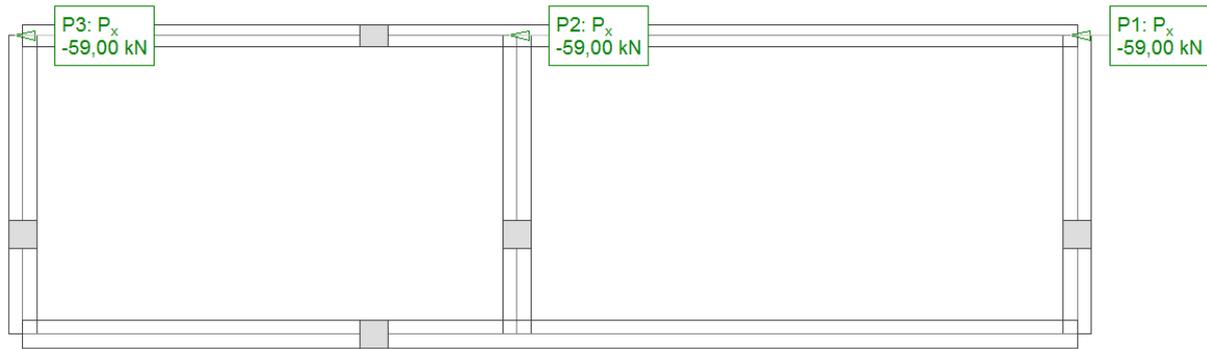


Figura 26 – Forza sismica orizzontale

4.3.4 Urto da deragliamento – C7

Vale quanto detto al paragrafo 4.1.6: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.3.5 Carico neve – C8

Vale quanto detto al paragrafo 4.2.7: si adotta la stessa configurazione di carico.

4.3.6 Peso pannelli fotovoltaici – C9

Si prevede, a favore di sicurezza, un sovraccarico di 10 kN/m².

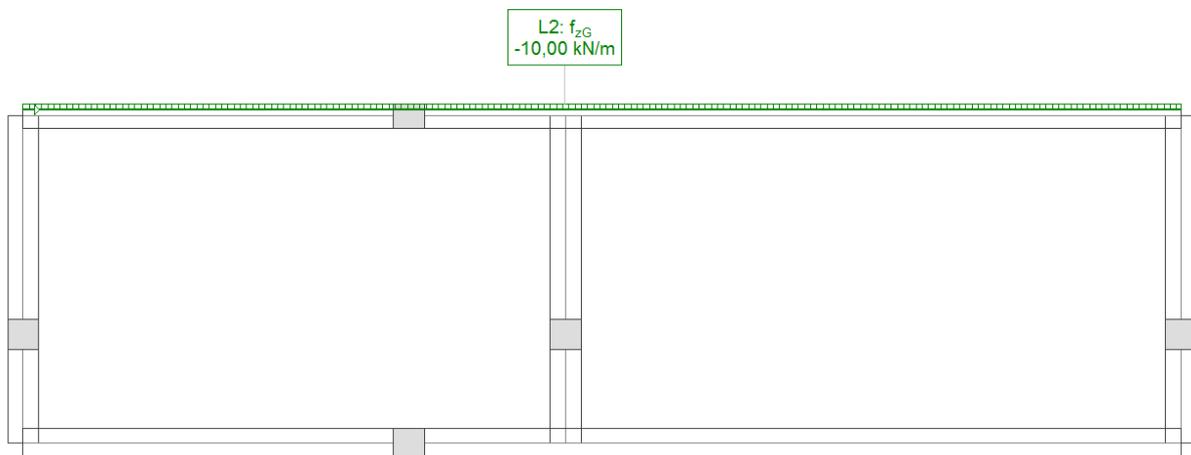


Figura 27 – Sovraccarico variabile

4.4 Combinazioni delle azioni

In **Tabella 1** sono riportati i carichi elementari applicati alla struttura con le relative sigle.

SIGLA	CARICO ELEMENTARE	TIPOLOGIA
C0	Peso proprio	Permanente strutturale
C1	Sovraccarico del terreno soprastante la struttura	Permanente non strutturale
C2	Pressione orizzontale del terreno	Permanente non strutturale
C3	Peso del ballast	Permanente non strutturale
C4	Carico del treno	Variabile
C5	Forza sismica orizzontale	Sismica
C6	Forza sismica verticale	Sismica
C7	Deragliamenti	Eccezionale
C8	Carico neve	Variabile
C9	Peso pannelli fotovoltaici	Variabile

Tabella 1 – Tipologie di carico considerate

COMBINAZIONE SLU - FONDAMENTALE		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1.3	1
C1	1.3	0
C2	1.3	0
C3	1.5	0
C4	1.5	0
C8	0.75	0
C9	1.5	0

Tabella 2 – Combinazione Fondamentale SLU

COMBINAZIONE SLU - SISMICA		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1	1
C1	1	0
C2	1	0
C3	1	0
C4	1	0
C5	1	0
C6	1	0

Tabella 3 – Combinazione sismica

COMBINAZIONE ECCEZIONALE		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1	1
C1	1	0
C2	1	0
C3	1	0
C4	1	0
C7	1	0

Tabella 4 – Combinazione ECCEZIONALE

COMBINAZIONE SLE - RARA		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1	1
C1	1	0
C2	1	0
C3	1	0
C8	0,5	0
C9	0,7	0

Tabella 5 – Combinazione SLE - RARA

COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1	1
C1	1	0
C2	1	0
C3	1	0
C4	1	0
C8	0,2	0
C9	0,7	0

Tabella 6 – Combinazione SLE - FREQUENTE

COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE		
Carico elementare	Fattore di carico (condizione sfavorevole)	Fattore di carico (condizione favorevole)
C0	1	1
C1	1	0
C2	1	0
C3	1	0
C9	0,6	0

Tabella 7 – Combinazione SLE - QUASI PERMANENTE

5. Analisi delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni allo SLU e le deformazioni massime per le sezioni di ogni elemento strutturale: platea – piedritti – soletta superiore (**Figura 28**).

Ai fini delle verifiche, non si tengono in conto le azioni di compressione nella soletta e nella platea di fondazione.

Si indicherà con:

M^- : momento flettente che tende le superiori della soletta, le fibre inferiori della platea, le fibre lato terreno del piedritto di sinistra, le fibre di sinistra per il piedritto centrale e per il piedritto di destra;

M^+ : momento flettente che tende le inferiori della soletta, le fibre superiori della platea, le fibre interne del piedritto di sinistra, le fibre di destra per il piedritto centrale e per il piedritto di destra.

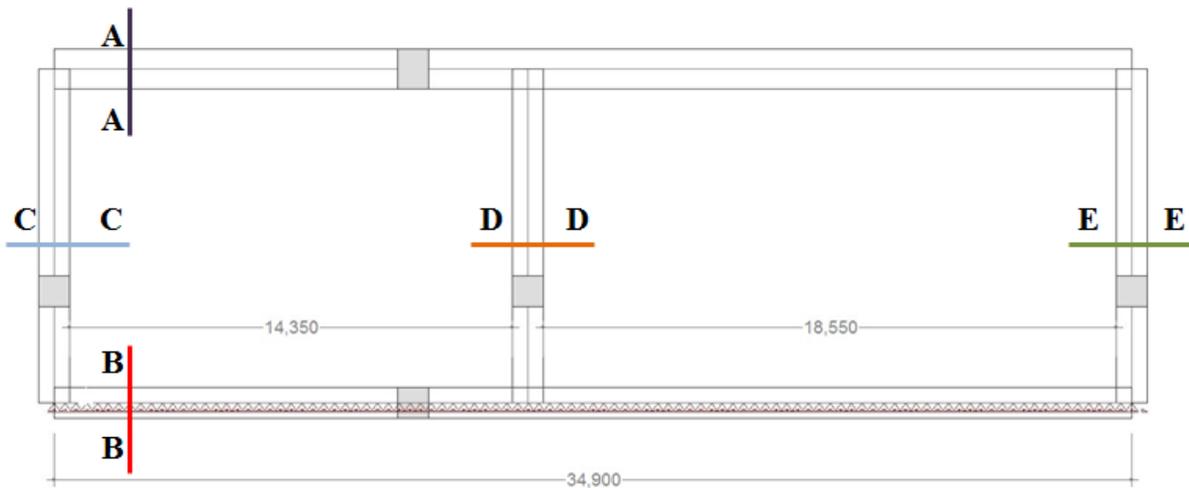


Figura 28 – Elementi strutturali oggetto di verifica

5.1 Sezione da pk 61+062 a pk 61+084

5.1.1 Combinazione SLU – Fondamentale

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	4308	kNm
M ⁺	2720	kNm
V	1332	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	875	kNm
M ⁺	2833	kNm
V	1414	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	912	kN
M ⁻	1792	kNm
M ⁺	466	kNm
V	907	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	1882	kN
M ⁻	593	kNm
M ⁺	235	kNm
V	72	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	862	kN
M ⁻	15	kNm
M ⁺	2269	kNm
V	836	kN

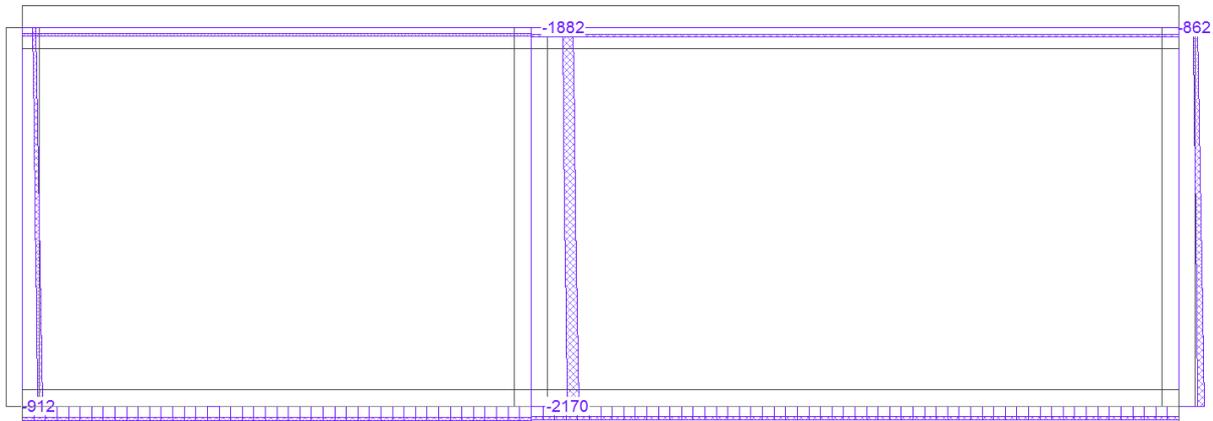


Figura 29 – Azione assiale SLU

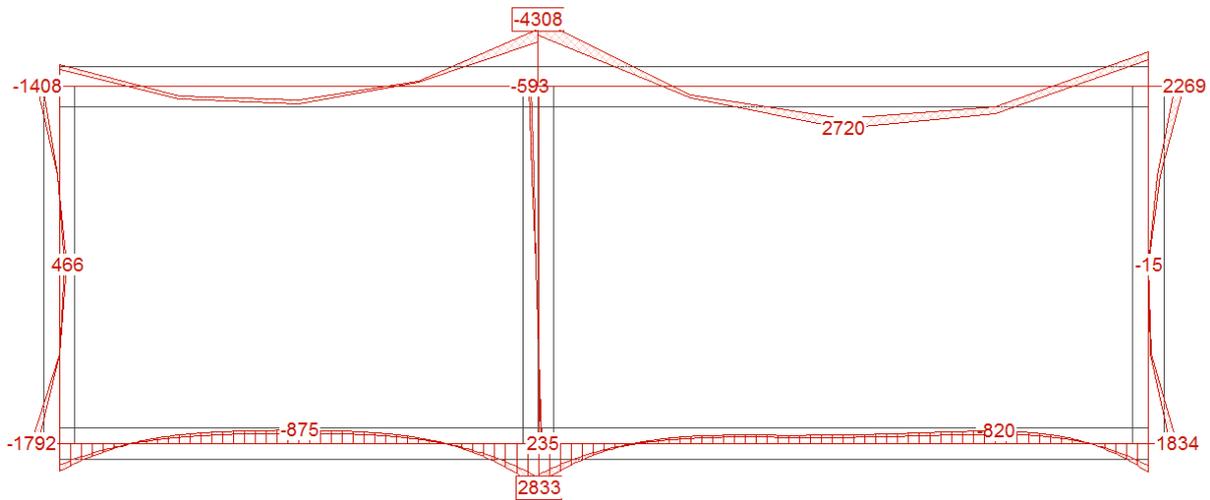


Figura 30 – Momento flettente SLU

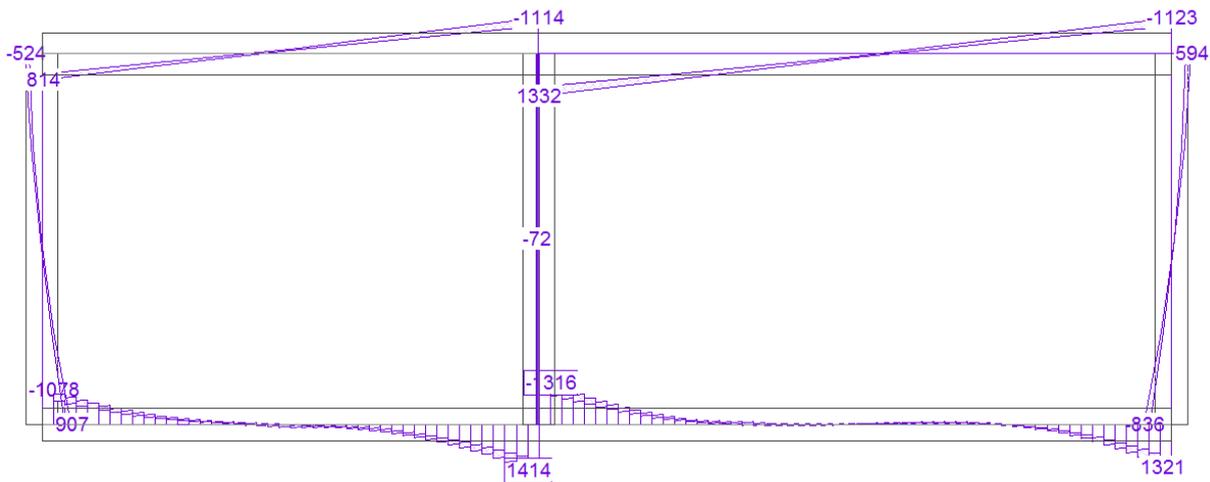


Figura 31 – Taglio SLU

5.1.2 Combinazione sismica (sisma da sx e verso il basso)

Si analizza il caso di sisma agente sul piedritto sinistro e verticale verso il basso; dal momento che è stato considerato il coefficiente di spinta a riposo, maggiore di quella attiva, non si tiene conto dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche dovuto al maggiore peso del terreno ai lati dei piedritti nel considerare la componente verticale agente verso il basso.

Per i piedritti, ai fini delle successive verifiche a pressoflessione, vengono riportati in tabella i valori minimi in corrispondenza dei momenti massimi.

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	3615	kNm
M ⁺	2279	kNm
V	1113	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	963	kNm
M ⁺	2613	kNm
V	1193	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	898	kN
M ⁻	2559	kNm
M ⁺	1752	kNm
V	1104	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	2107	kN
M ⁻	907	kNm
M ⁺	577	kNm
V	129	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	862	kN
M ⁻	55	kNm
M ⁺	2561	kNm
V	643	kN

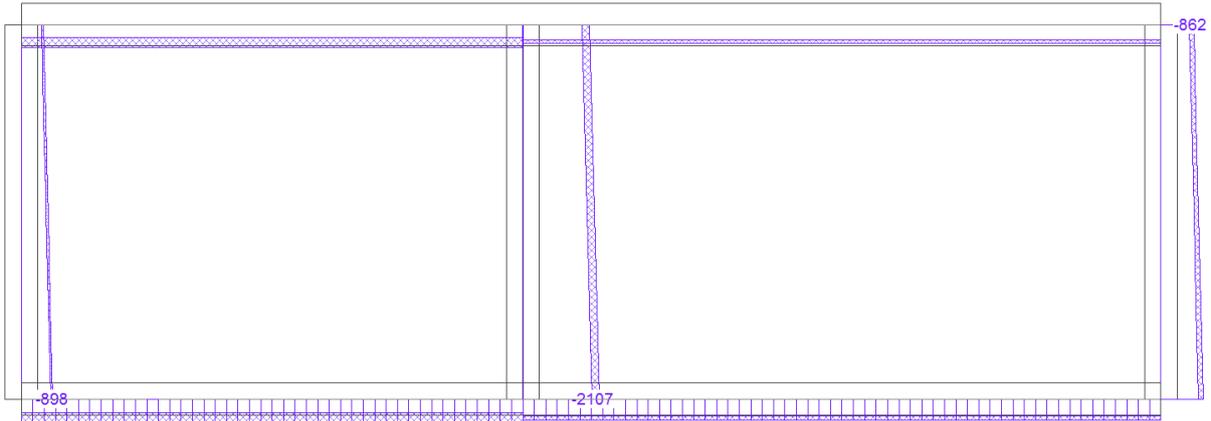


Figura 32 – Azione assiale - Combinazione sismica

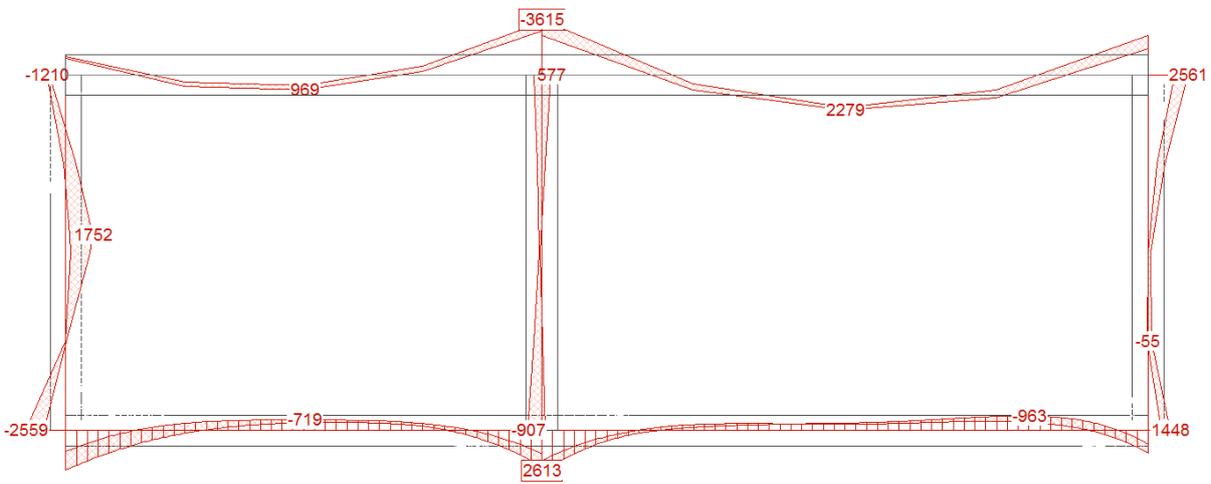


Figura 33 – Momento flettente - Combinazione sismica

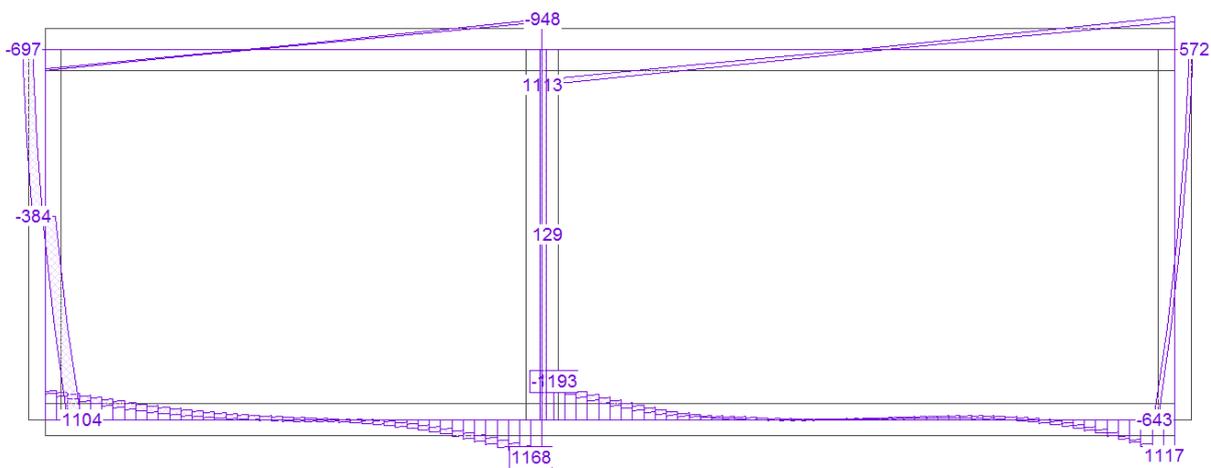


Figura 34 – Taglio - Combinazione sismica

5.1.3 Combinazione sismica (sisma da dx e verso il basso)

- Sezione A – A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	3844	kNm
M ⁺	2279	kNm
V	1119	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	881	kNm
M ⁺	2767	kNm
V	1249	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	624	kN
M ⁻	1811	kNm
M ⁺	358	kNm
V	698	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	1793	kN
M ⁻	1419	kNm
M ⁺	1174	kNm
V	225	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	1145	kN
M ⁻	1383	kNm
M ⁺	2565	kNm
V	1075	kN

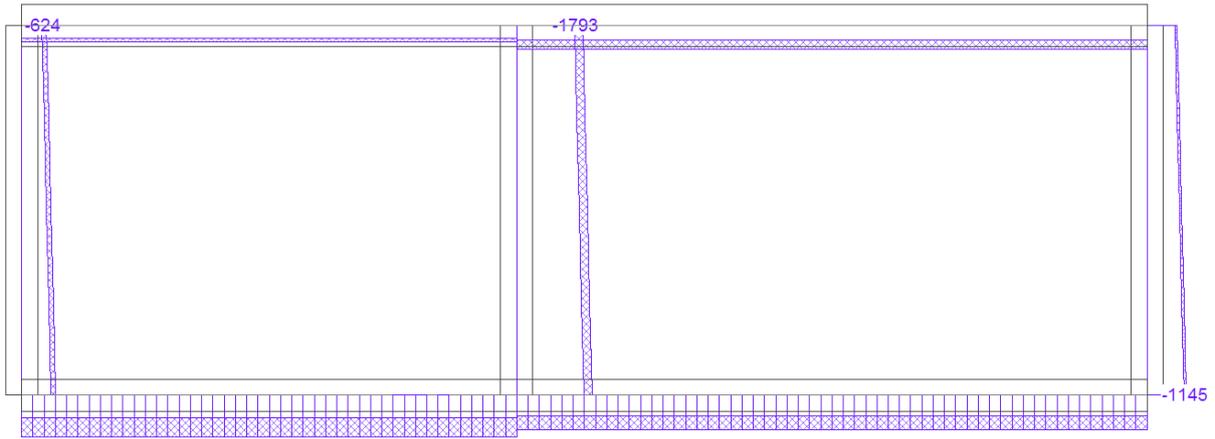


Figura 35 – Azione assiale - Combinazione sismica

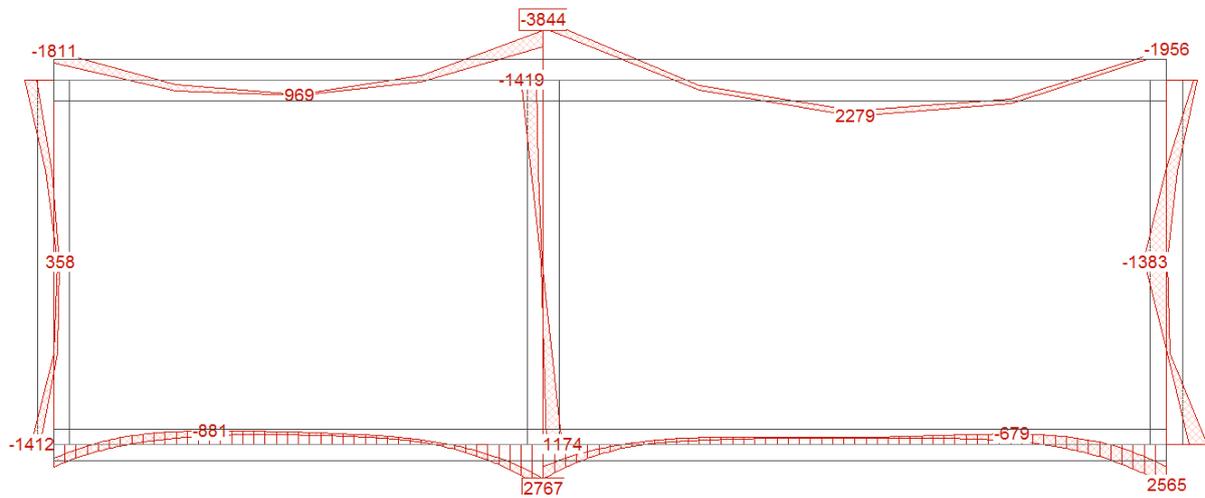


Figura 36 – Momento flettente - Combinazione sismica

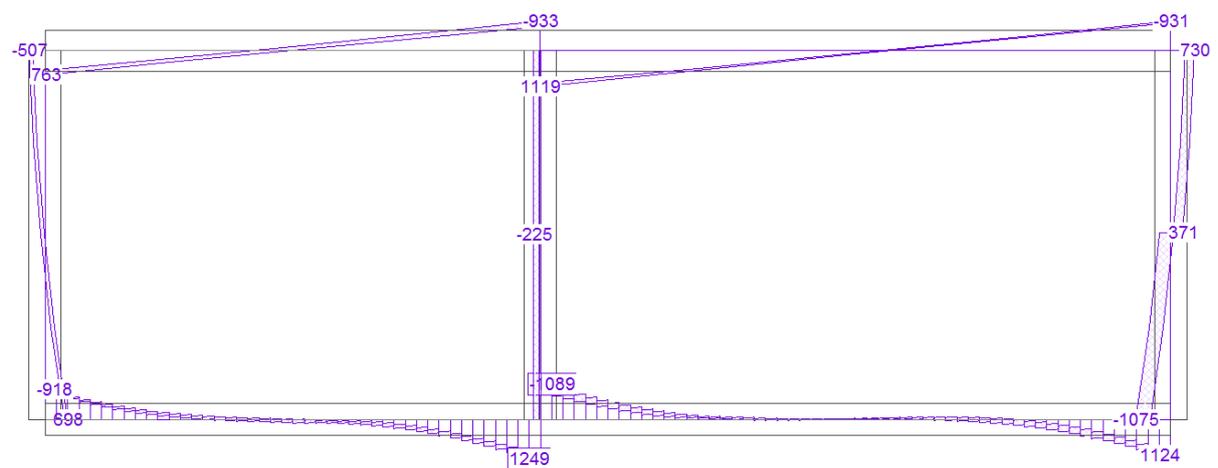


Figura 37 – Taglio - Combinazione sismica

5.1.4 Combinazione eccezionale

Si riportano di seguito i valori di involucro dei possibili casi di deragliamento della combinazione eccezionale:

1° caso : urto su piedritto sx ;

2° caso : urto su piedritto centrale da sx ;

3° caso : urto su piedritto centrale da dx ;

4° caso : urto su piedritto dx.

- Sezione A – A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	4536	kNm
M ⁺	2468	kNm
V	1149	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	1847	kNm
M ⁺	4053	kNm
V	1561	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	994	kN
M ⁻	2409	kNm
M ⁺	970	kNm
V	980	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	2377	kN
M ⁻	2317	kNm
M ⁺	2123	kNm
V	1246	kN

• Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	1222	kN
M ⁻	892	kNm
M ⁺	2747	kNm
V	1033	kN

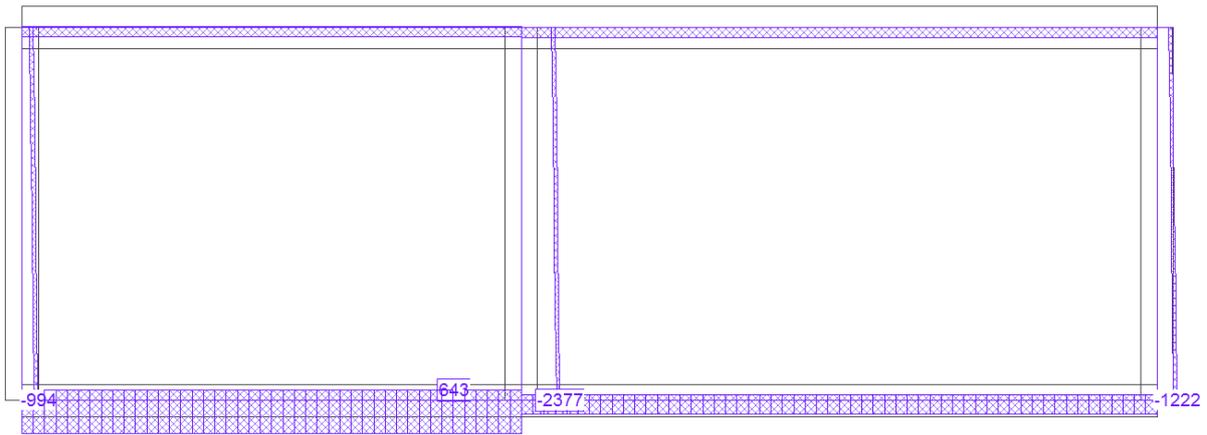


Figura 38 – Azione assiale - Combinazione eccezionale

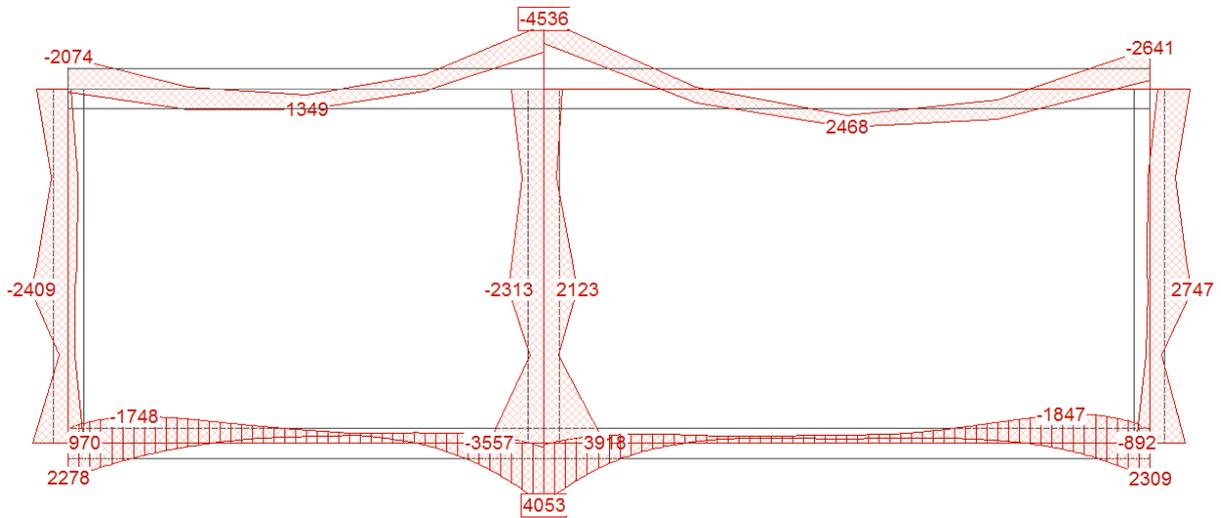


Figura 39 – Momento flettente - Combinazione eccezionale

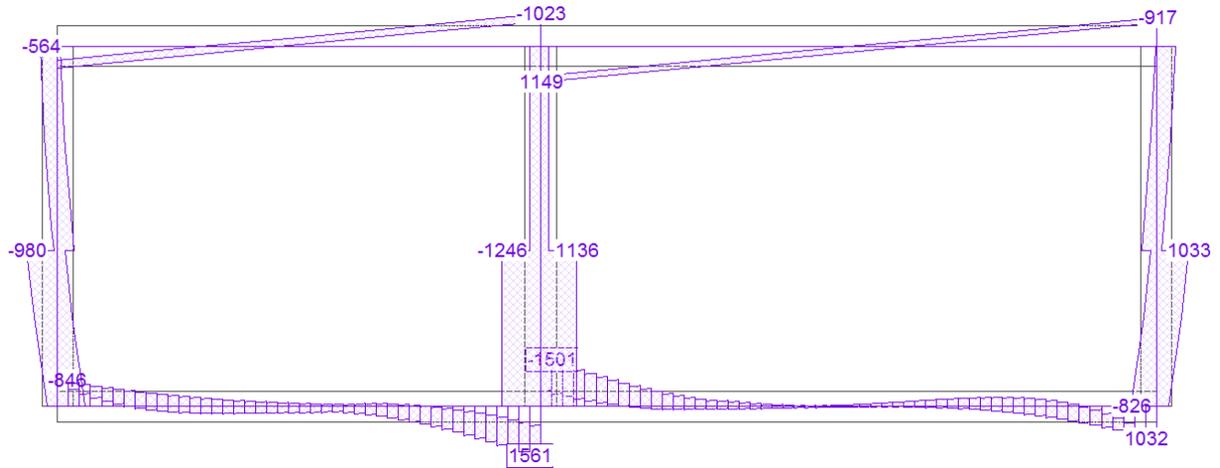


Figura 40 – Taglio – Combinazione eccezionale

5.1.5 Combinazioni SLE

Rara e Quasi permanente

Gli spostamenti verticali massimi relativi, considerando una sezione interamente reagente, ed utilizzando un modulo elastico ridotto che tiene conto degli effetti viscosi $E_{cm,\infty}$, sono rappresentati in **Figura 41** e **Figura 42**.

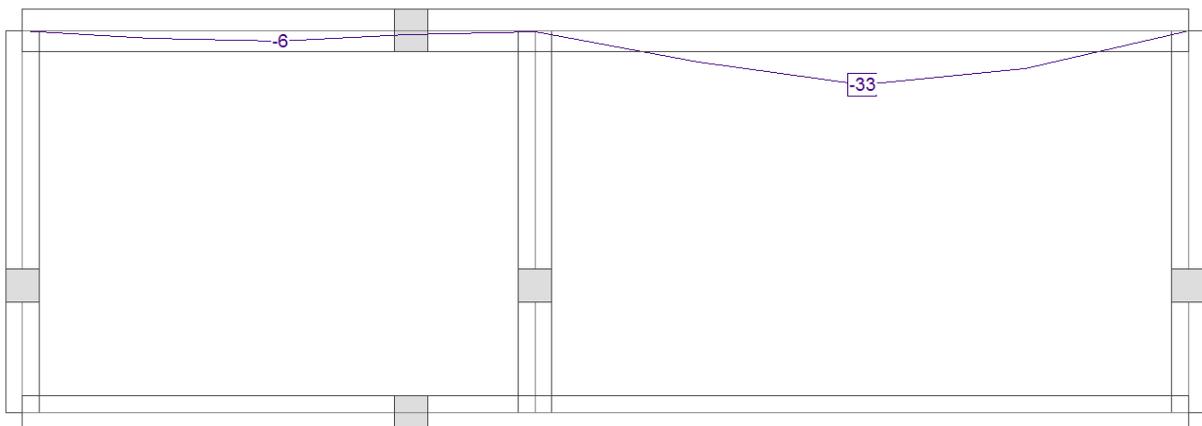


Figura 41 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Rara e Quasi Permanente

Frequente

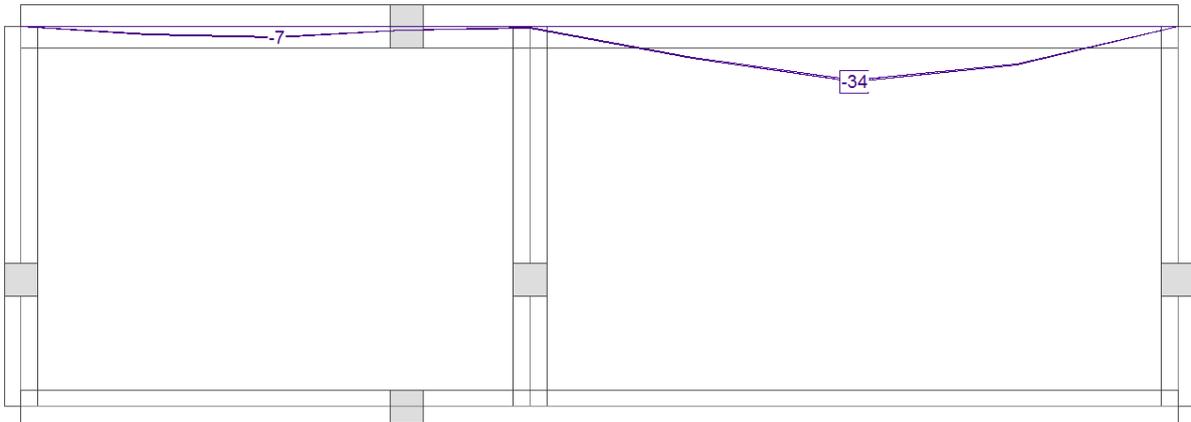


Figura 42 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE frequente

Tali spostamenti sono maggiori se si considera la sezione parzializzata.

Il momento di inerzia equivalente della sezione si ricava nel modo seguente:

$f_{cfm} := 3.07$	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione
$a := 1000$	mm	base della sezione
$h := 1300$	mm	altezza della sezione
$c := 40$	mm	copriferro
$n := 6.67$		coefficiente di omogeneizzazione
$m := 15$		coefficiente di omogeneizzazione che tiene conto degli effetti visosi
$A_s := 6363$	mm ²	armatura tesa (9φ30)
$A_{sc} := 2655$	mm ²	armatura compressa (5φ26)
$I := a \cdot \frac{h^3}{12} + 2n \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = 2.147 \times 10^{11}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione interamente reagente
$M_{Ed} := 2112000000$	Nmm	momento massimo sollecitante
$\beta := 0.5$		coefficiente che tiene conto della durata del carico
$M_r := 2 \cdot f_{cfm} \cdot \frac{I}{h} = 1013893863.3$	Nmm	momento di fessurazione
$\xi := \begin{cases} 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 & \text{if } 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 > 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.885$		
$x := n \cdot \frac{(A_s + A_{sc})}{a} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot a \cdot \frac{A_s \cdot (h - c) + A_{sc} \cdot c}{n \cdot (A_s + A_{sc})^2}} \right] = 274.4$	mm	posizione asse neutro
$I_{II} := a \cdot \frac{x^3}{3} + m \cdot \left[A_s \cdot (h - c - x)^2 \right] + m \cdot A_{sc} \cdot (x - c)^2 = 1.018 \times 10^{11}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione fessurata
$I_{fin} := I_{II} \cdot \xi + (1 - \xi)I = 1.148 \times 10^{11}$	mm ⁴	momento di inerzia equivalente

Si ha che $I_{fin} \approx 0,53 I$ pertanto lo spostamento massimo sarà:

$dz = 34/0,53 \approx 64$ mm, pari a $L/288$.

Si prevede una controfreccia di 50 mm.

5.2 Sezione da pk 61+084 a pk 61+114

5.2.1 Combinazione SLU – Fondamentale

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	1758	kNm
M ⁺	972	kNm
V	545	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	486	kNm
M ⁺	1405	kNm
V	792	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	570	kN
M ⁻	1228	kNm
M ⁺	423	kNm
V	699	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	726	kN
M ⁻	460	kNm
M ⁺	185	kNm
V	57	kN

• Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	382	kN
M ⁻	151	kNm
M ⁺	1507	kNm
V	645	kN

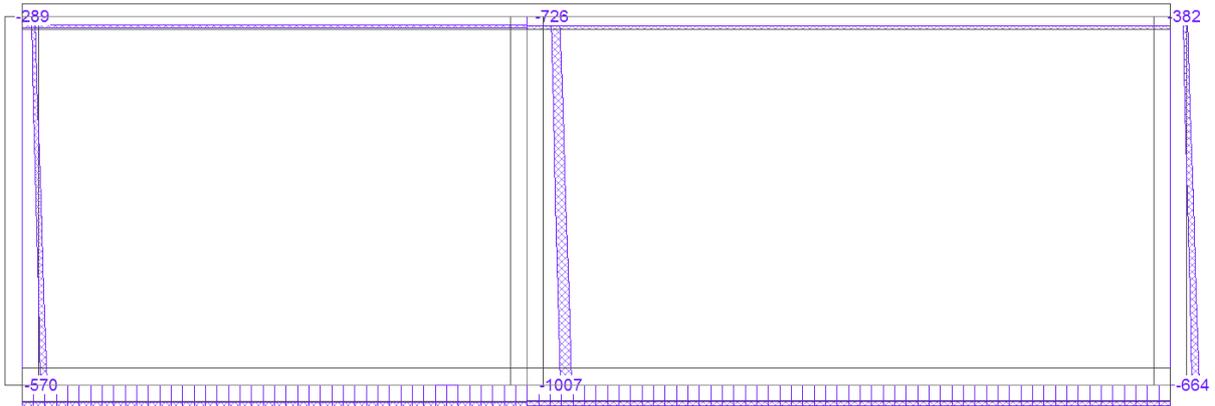


Figura 43 – Azione assiale SLU

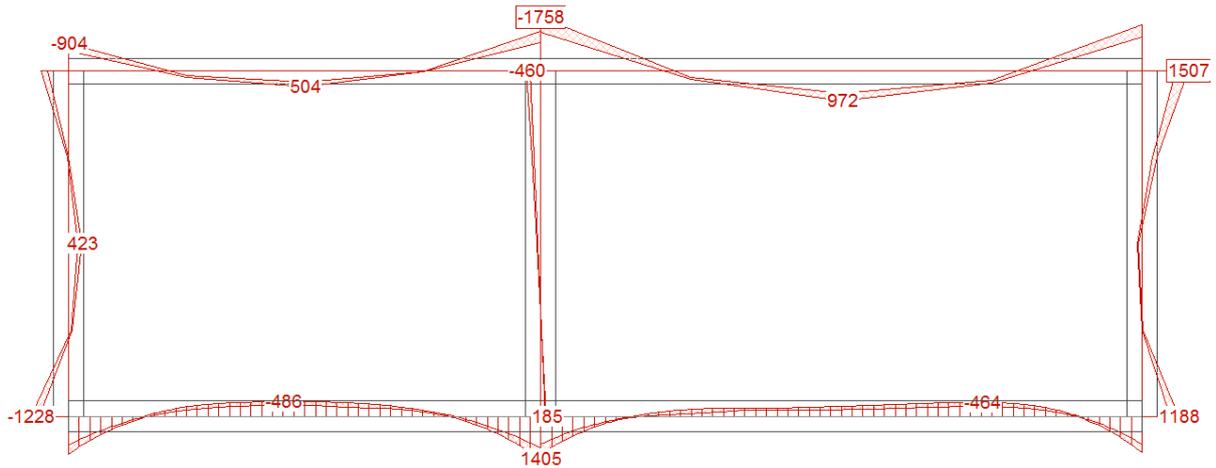


Figura 44 – Momento flettente SLU

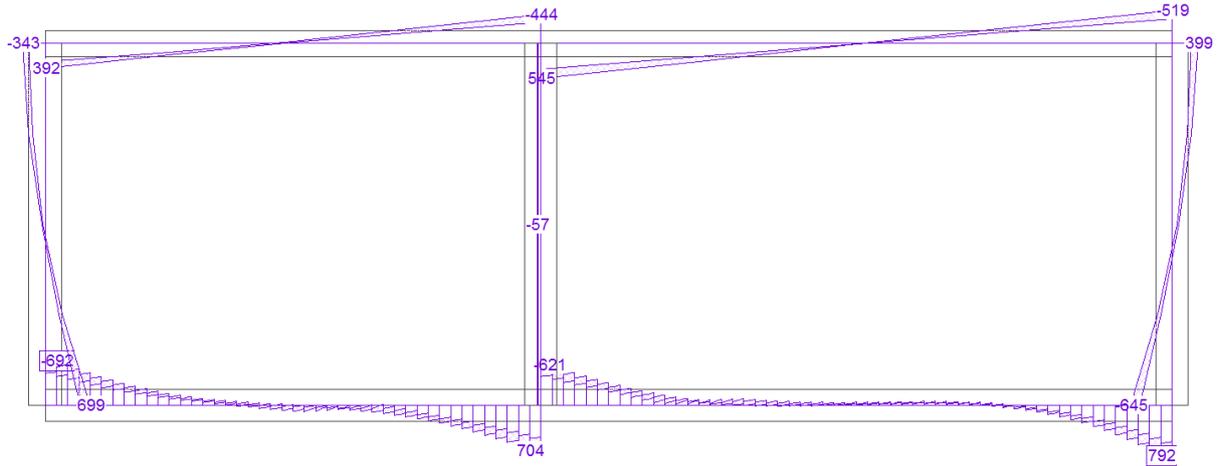


Figura 45 – Taglio SLU

5.2.2 Combinazione sismica (sisma da sx e verso il basso)

Valgono le stesse ipotesi di cui al paragrafo 5.1.2.

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	1588	kNm
M ⁺	762	kNm
V	427	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	609	kNm
M ⁺	2099	kNm
V	605	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	546	kN
M ⁻	1624	kNm
M ⁺	2099	kNm
V	944	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	989	kN
M ⁻	888	kNm
M ⁺	360	kNm
V	110	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	382	kN
M ⁻	303	kNm
M ⁺	1588	kNm
V	496	kN

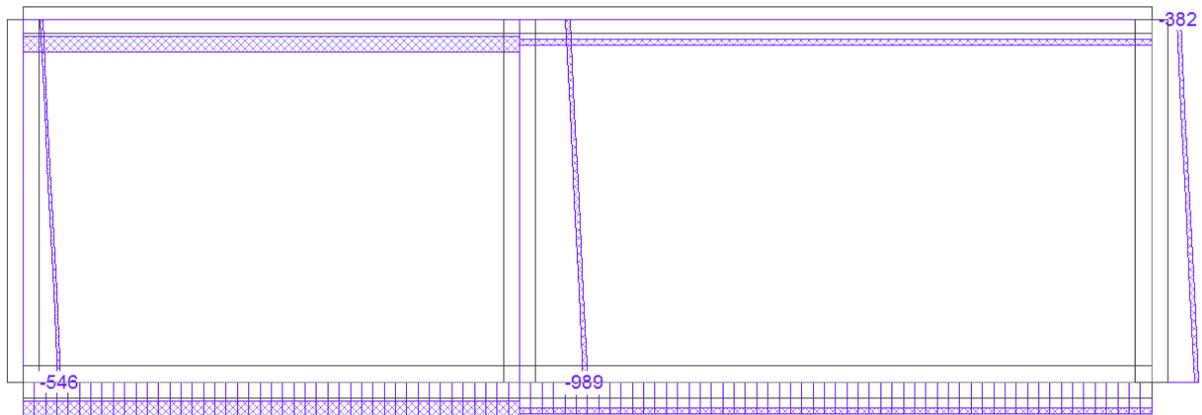


Figura 46 – Azione assiale - Combinazione sismica

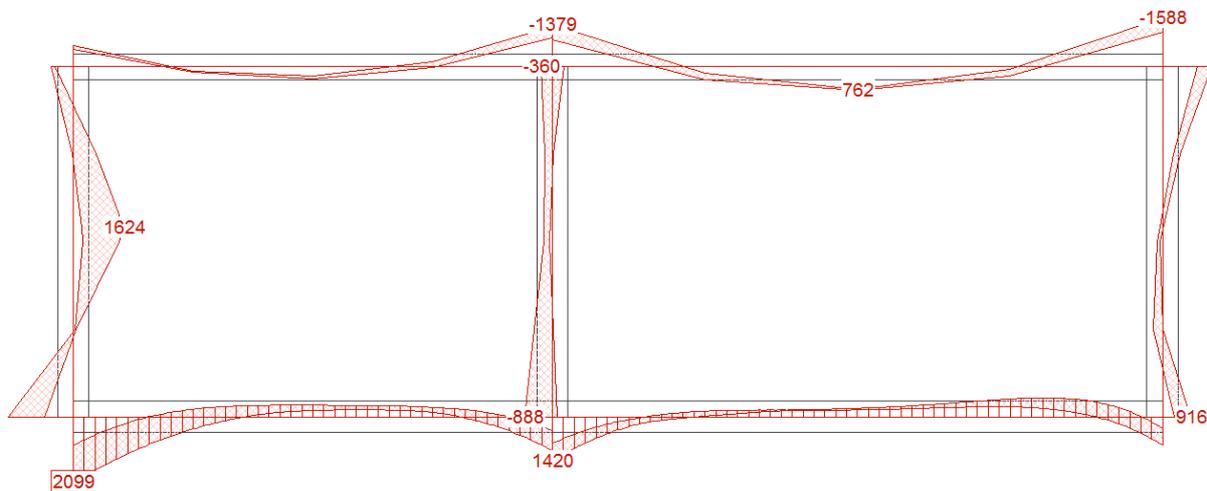


Figura 47 – Momento flettente - Combinazione sismica

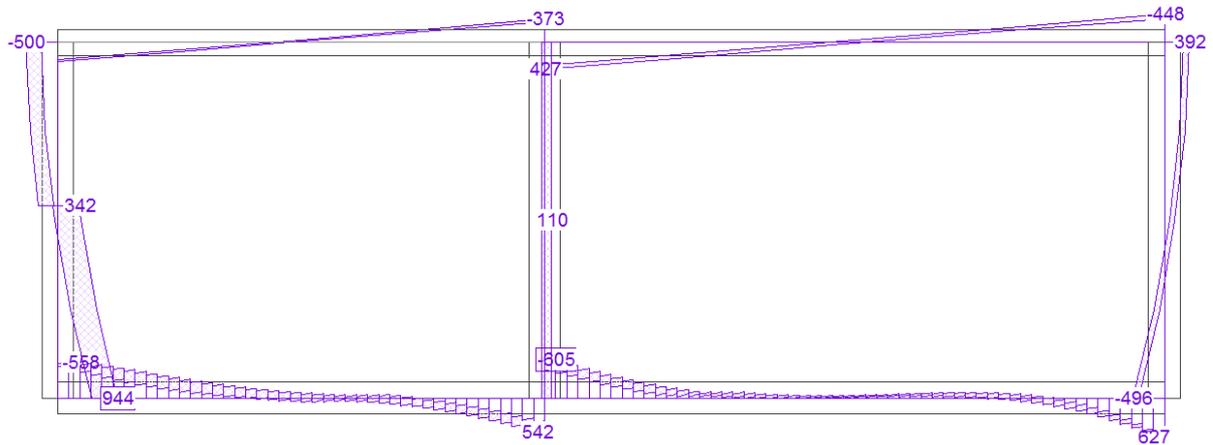


Figura 48 – Taglio - Combinazione sismica

5.2.3 Combinazione sismica (sisma da dx e verso il basso)

- Sezione A – A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	1601	kNm
M ⁺	762	kNm
V	443	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	2044	kNm
M ⁺	588	kNm
V	651	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	289	kN
M ⁻	1173	kNm
M ⁺	386	kNm
V	537	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	960	kN
M ⁻	1050	kNm
M ⁺	1147	kNm
V	195	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	648	kN
M ⁻	1398	kNm
M ⁺	2044	kNm
V	898	kN

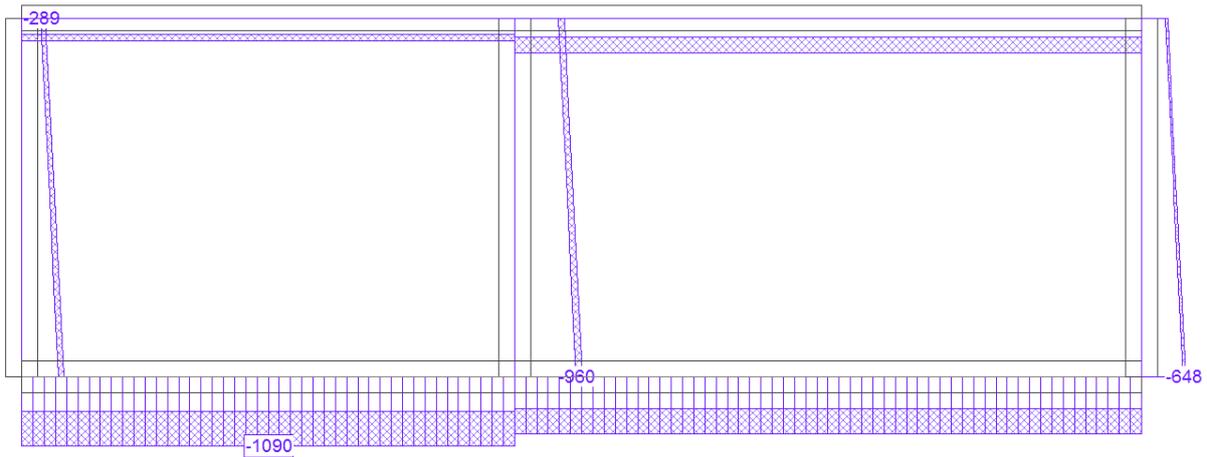


Figura 49 – Azione assiale - Combinazione sismica

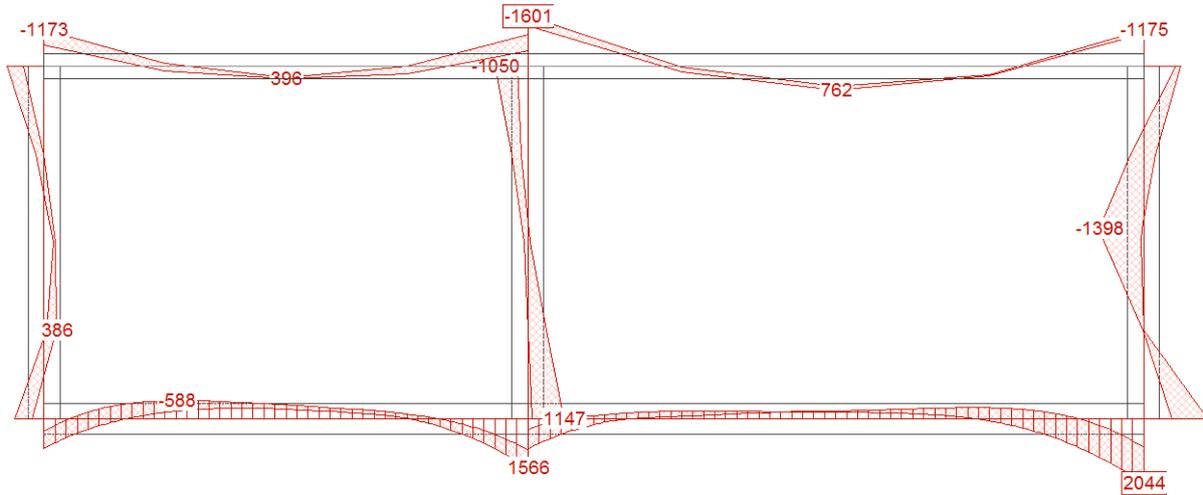


Figura 50 – Momento flettente - Combinazione sismica

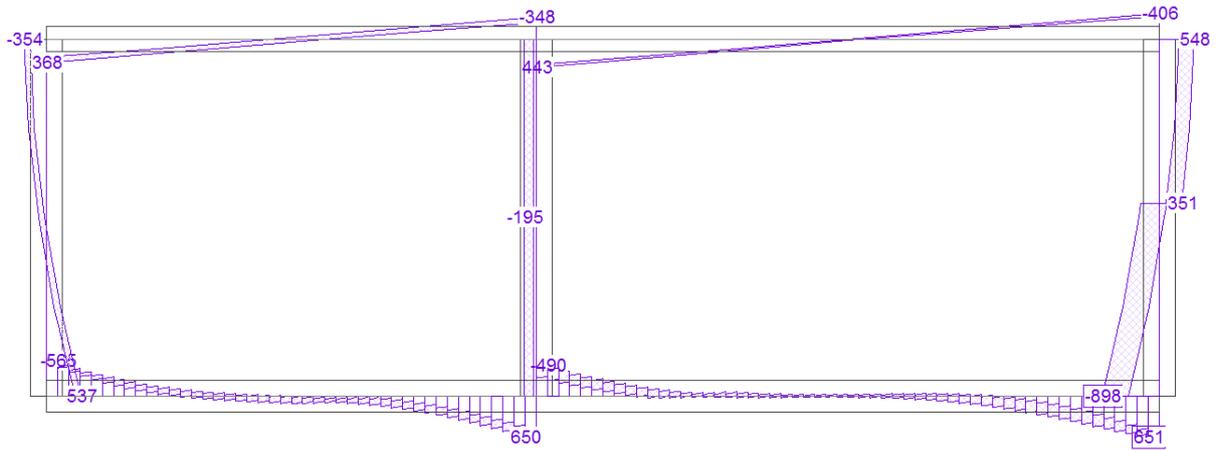


Figura 51 – Taglio - Combinazione sismica

5.2.4 Combinazione eccezionale

Si riportano di seguito i valori di involucro dei possibili casi di deragliamento della combinazione eccezionale :

1° caso : urto su piedritto sx ;

2° caso : urto su piedritto centrale da sx ;

3° caso : urto su piedritto centrale da dx ;

4° caso : urto su piedritto dx.

Sezione A – A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	2058	kNm
M ⁺	863	kNm
V	479	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	3063	kNm
M ⁺	1963	kNm
V	1025	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	456	kN
M ⁻	2477	kNm
M ⁺	1606	kNm
V	1055	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	986	kN
M ⁻	3900	kNm
M ⁺	4170	kNm
V	1281	kN

• Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	585	kN
M ⁻	1576	kNm
M ⁺	2673	kNm
V	1089	kN

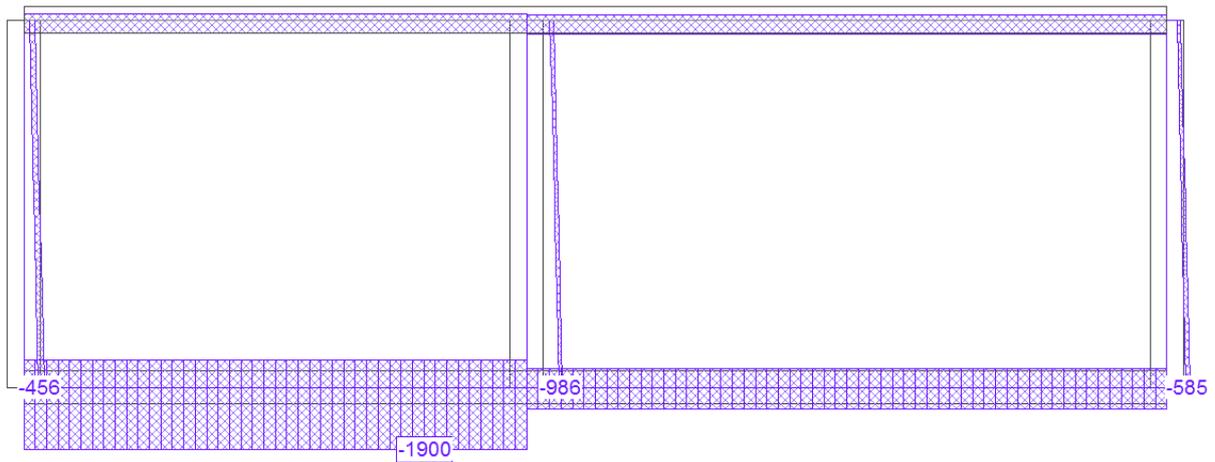


Figura 52 – Azione assiale - Combinazione eccezionale

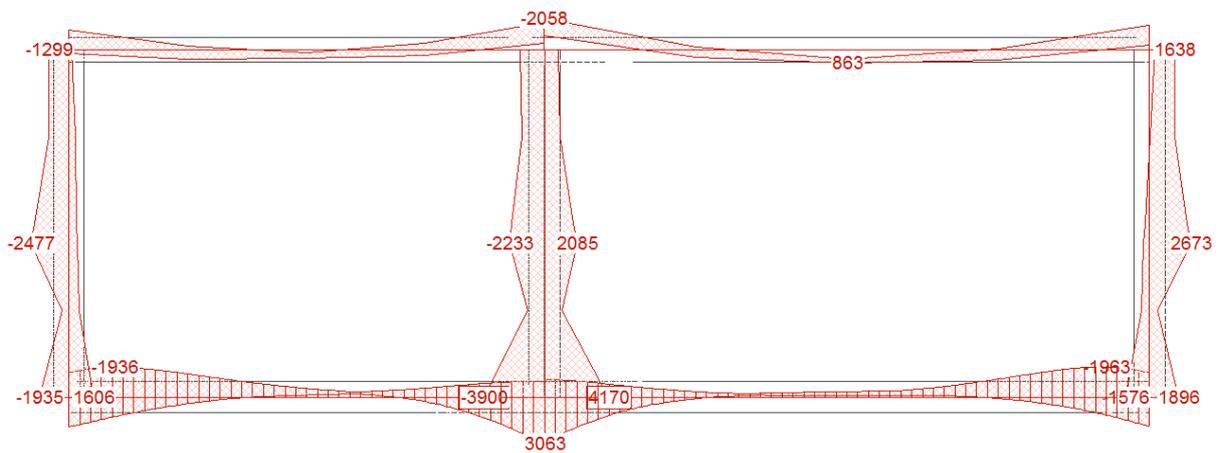


Figura 53 – Momento flettente - Combinazione eccezionale

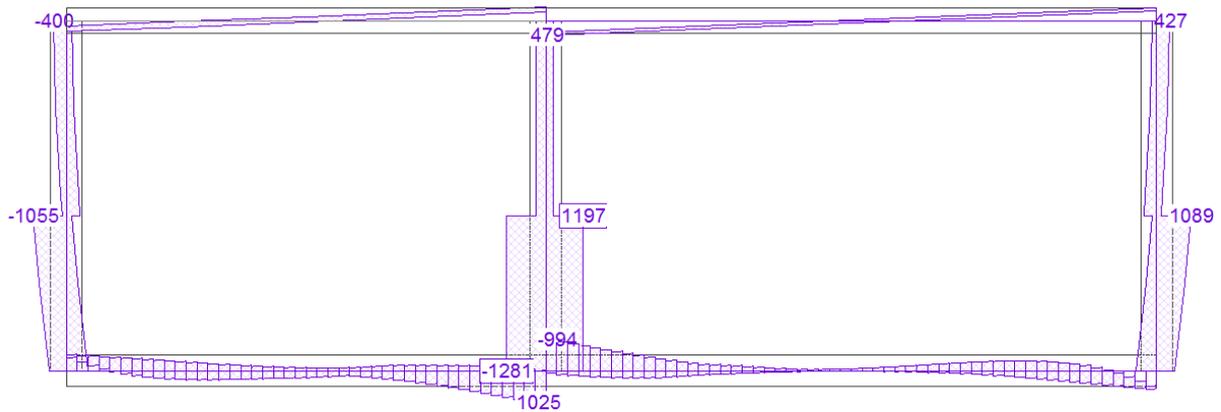


Figura 54 – Taglio – Combinazione eccezionale

5.2.5 Combinazioni SLE

Gli spostamenti verticali massimi relativi, considerando una sezione interamente reagente, ed utilizzando un modulo elastico ridotto che tiene conto degli effetti viscosi $E_{cm,\infty}$, sono rappresentati in **Figura 55**.

Gli spostamenti relativi della soletta sono uguali in tutte e tre le combinazioni SLE.

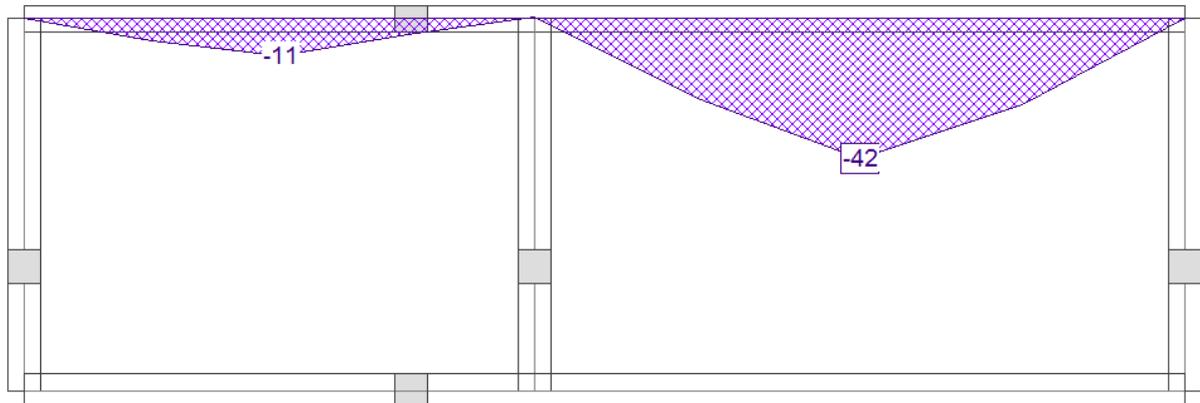


Figura 55 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE

Tali spostamenti sono maggiori se si considera la sezione parzializzata.

Il momento di inerzia equivalente della sezione si ricava nel modo seguente:

$f_{cfm} := 3.07$	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione
$a := 1000$	mm	base della sezione
$h := 800$	mm	altezza della sezione
$c := 40$	mm	copriferro
$n := 6.67$		coefficiente di omogeneizzazione
$m := 15$		coefficiente di omogeneizzazione che tiene conto degli effetti visosi
$A_s := 3717$	mm ²	armatura tesa (7φ26)
$A_{sc} := 1570$	mm ²	armatura compressa (5φ20)
$I := a \cdot \frac{h^3}{12} + 2n \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = 4.909 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione interamente reagente
$M_{Ed} := 713000000$	Nmm	momento massimo sollecitante
$\beta := 0.5$		coefficiente che tiene conto della durata del carico
$M_r := 2 \cdot f_{cfm} \cdot \frac{I}{h} = 376787655.6$	Nmm	momento di fessurazione
$\xi := \begin{cases} 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 & \text{if } 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 > 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.86$		
$x := n \cdot \frac{(A_s + A_{sc})}{a} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot a \cdot \frac{[A_s \cdot (h - c) + A_{sc} \cdot c]}{n \cdot (A_s + A_{sc})^2}} \right] = 164.1$	mm	posizione asse neutro
$I_{II} := a \cdot \frac{x^3}{3} + m \cdot [A_s \cdot (h - c - x)^2] + m \cdot A_{sc} \cdot (x - c)^2 = 2.163 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione fessurata
$I_{fin} := I_{II} \cdot \xi + (1 - \xi)I = 2.547 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia equivalente

Si ha che $I_{fin} \approx 0,5 I$ pertanto lo spostamento massimo sarà:

$$dz = 42/0,5 = 84,0 \text{ mm, pari a } L/220.$$

Si prevede una controfreccia di 50 mm.

5.3 Sezione da pk 61+114 a pk 61+216

5.3.1 Combinazione SLU – Fondamentale

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	1599	kNm
M ⁺	820	kNm
V	453	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	584	kNm
M ⁺	1258	kNm
V	641	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	152	kN
M ⁻	626	kNm
M ⁺	-	kNm
V	15	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	414	kN
M ⁻	216	kNm
M ⁺	99	kNm
V	28	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE (ASSOLUTO)	UNITA' DI MISURA
N	180	kN
M ⁻	923	kNm
M ⁺	438	kNm
V	10	kN

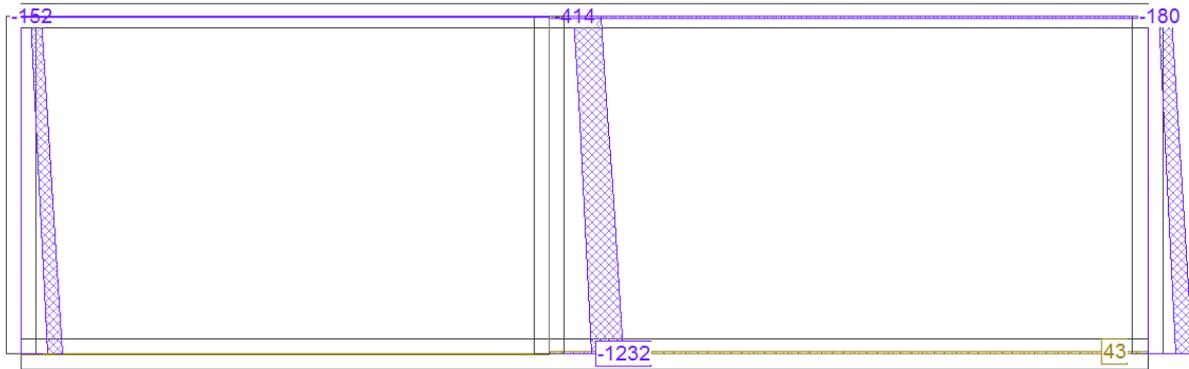


Figura 56 – Azione assiale SLU

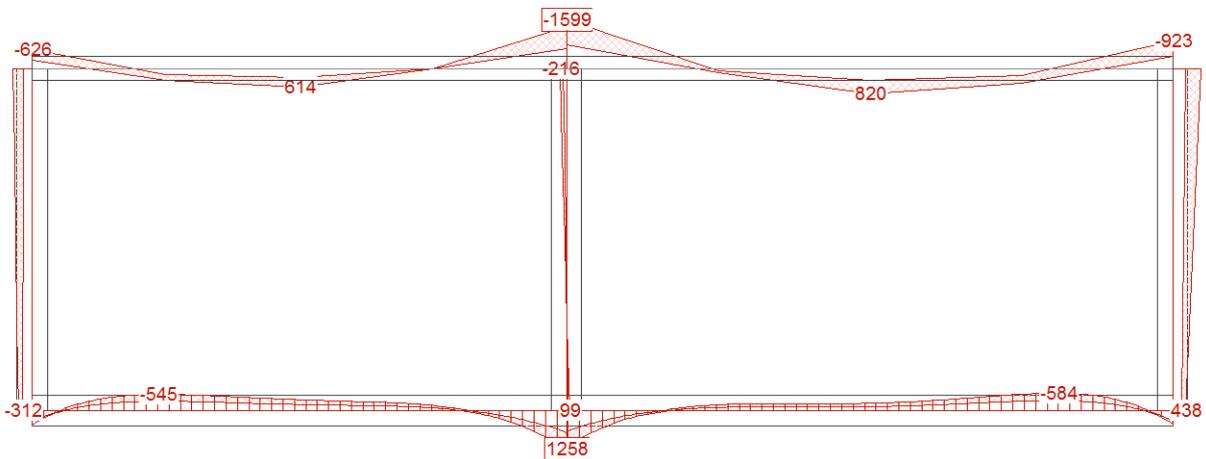


Figura 57 – Momento flettente SLU

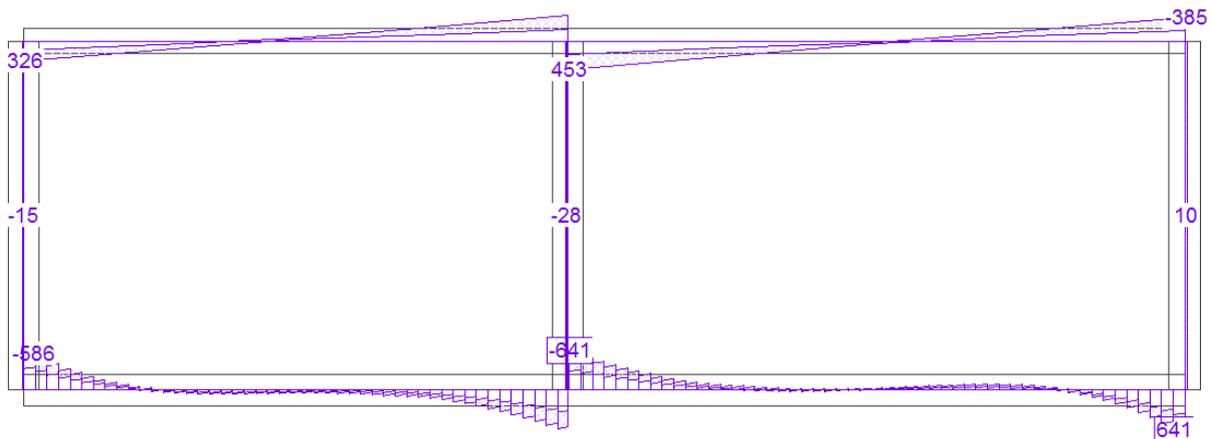


Figura 58 – Taglio SLU

5.3.2 Combinazione sismica (involuppo)

Valgono le stesse ipotesi di cui al paragrafo 5.1.2.

A differenza dei casi esaminati in precedenza, dove si avevano solo sollecitazioni prevalentemente di compressione, le azioni assiali, in questo caso, vengono suddivise in azioni di compressione (negative) e di trazione (positive), mentre i valori di taglio e momento flettente verranno ancora riportati in valore assoluto. Verranno comunque trascurate le azioni di compressione in soletta e in platea.

- Sezione A-A

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-	kN
M ⁻	-1320	kNm
M ⁺	589	kNm
V	341	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	138	kN
M ⁻	-595	kNm
M ⁺	1185	kNm
V	538	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-20	kN
M ⁻	-646	kNm
M ⁺	-	kNm
V	55	kN

- Sezione D – D

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-696	kN
M ⁻	-533	kNm
M ⁺	610	kNm
V	105	kN

- Sezione E – E

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-180	kN
M ⁻	841	kNm
M ⁺	-	kNm
V	73	kN

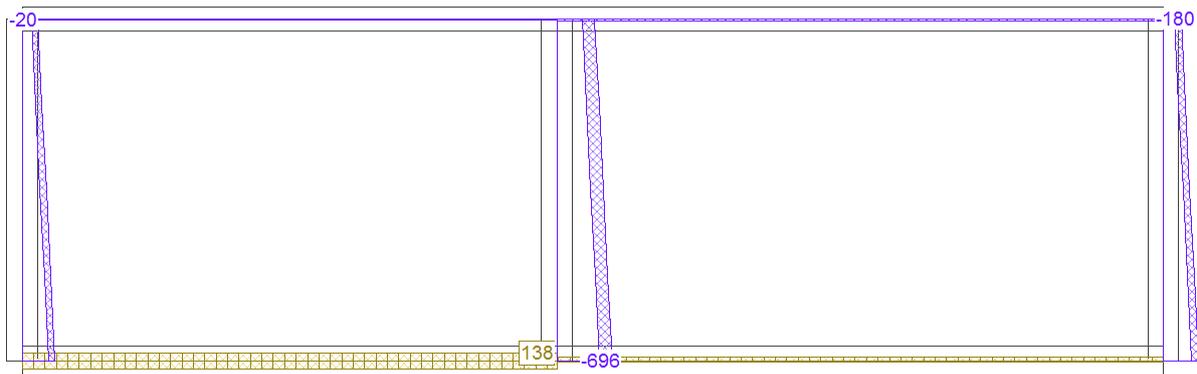


Figura 59 – Azione assiale - Combinazione sismica

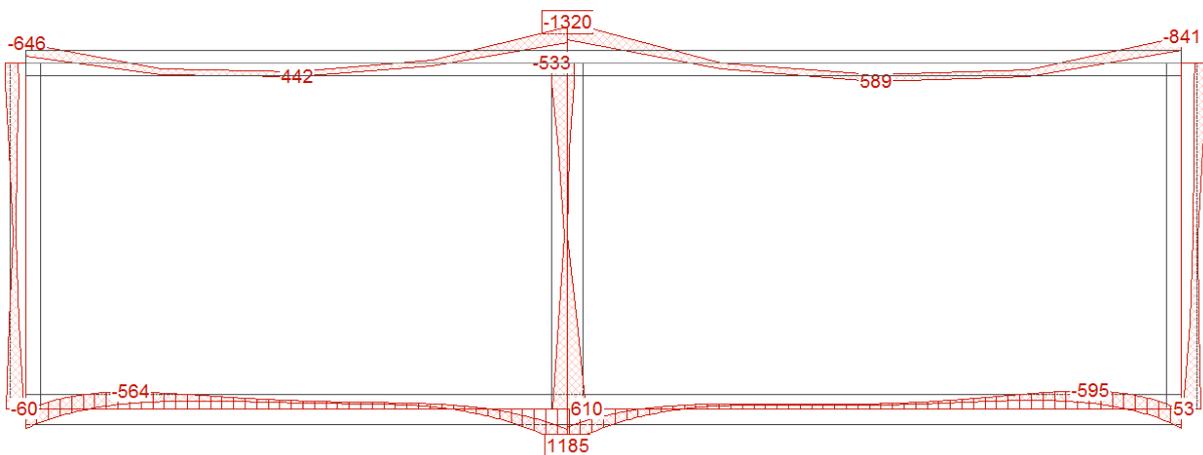


Figura 60 – Momento flettente - Combinazione sismica

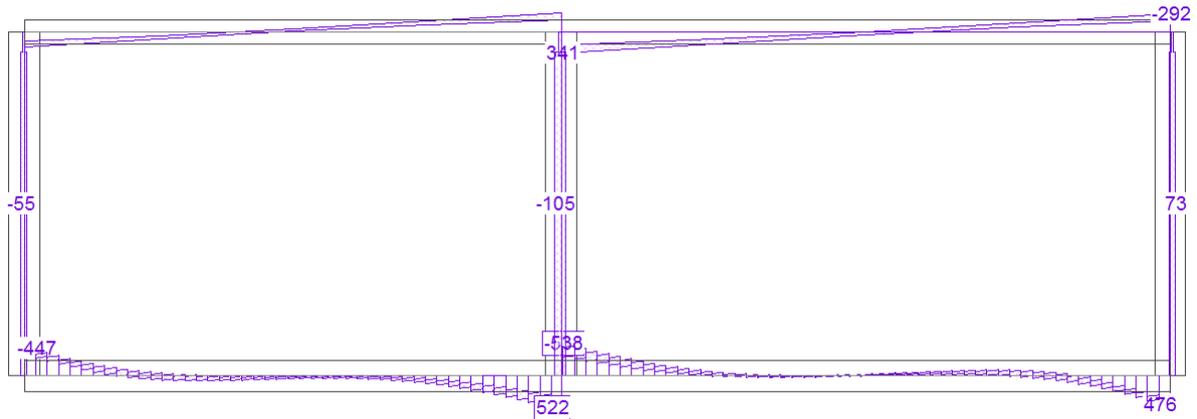


Figura 61 – Taglio - Combinazione sismica

5.3.3 Combinazione eccezionale

Valgono le stesse ipotesi dei paragrafi 5.1.4 e 5.2.4 e 5.3.2.

- Sezione A – A

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	422	kN
M ⁻	-1910	kNm
M ⁺	735	kNm
V	400	kN

- Sezione B – B

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	1374	kN
M ⁻	-2394	kNm
M ⁺	2939	kNm
V	967	kN

- Sezione C – C

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-293	kN
M ⁻	-3190	kNm
M ⁺	2201	kNm
V	1078	kN

• Sezione D – D

AZIONE	VALORE	UNITA' DI MISURA
N	-696	kN
M ⁻	-3977	kNm
M ⁺	4118	kNm
V	1260	kN

• Sezione E – E

AZIONE	VALORE)	UNITA' DI MISURA
N	-321	kN
M ⁻	-2383	kNm
M ⁺	3290	kNm
V	1092	kN

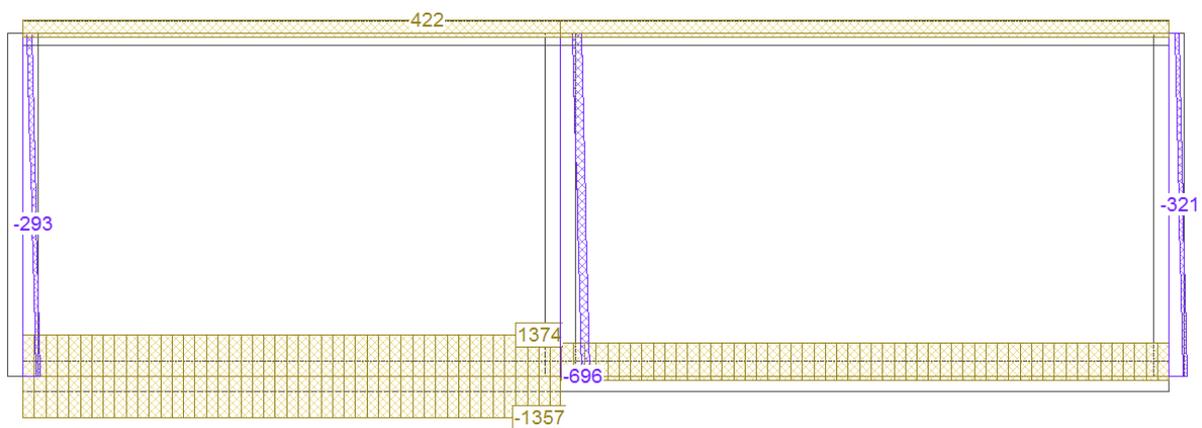


Figura 62 – Azione assiale - Combinazione eccezionale

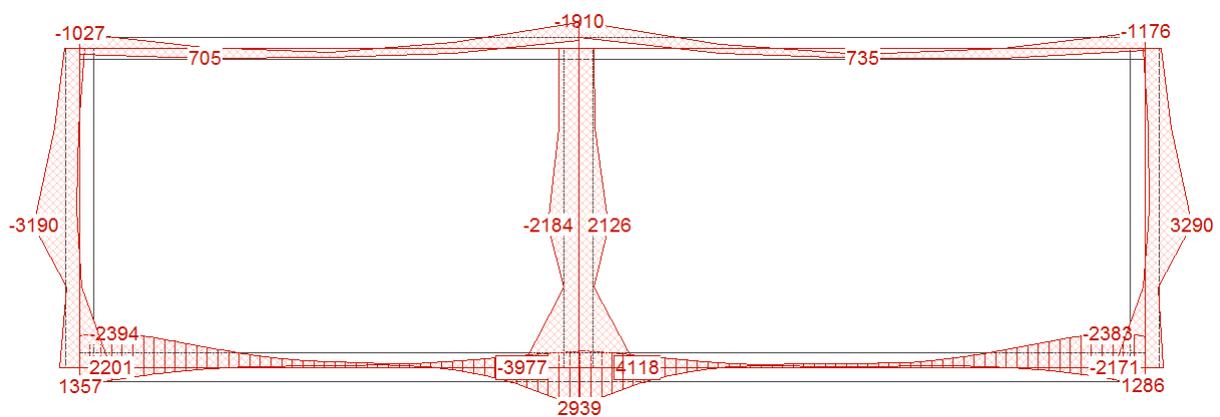


Figura 63 – Momento flettente - Combinazione eccezionale

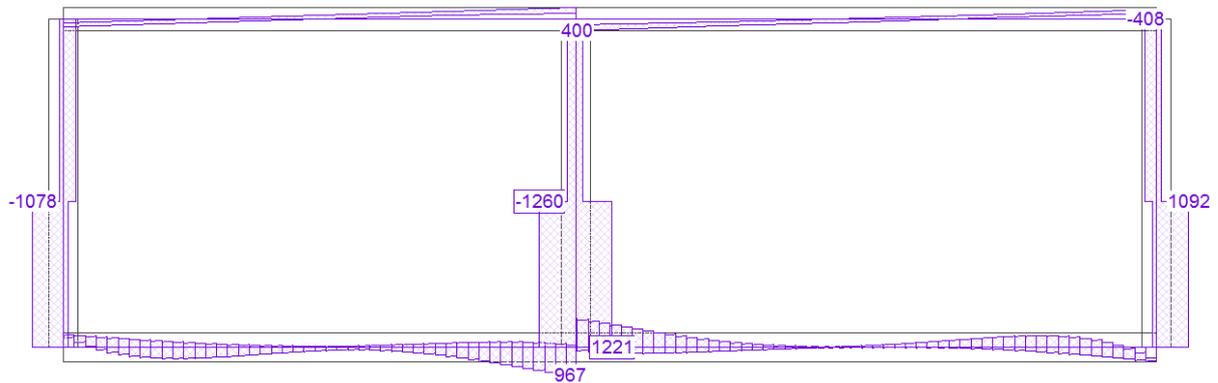


Figura 64 – Taglio – Combinazione eccezionale

5.3.4 Combinazione SLE

Gli spostamenti verticali massimi relativi, considerando una sezione interamente reagente, ed utilizzando un modulo elastico ridotto che tiene conto degli effetti viscosi $E_{cm,\infty}$, sono rappresentati in **Figura 65** e in **Figura 66**.

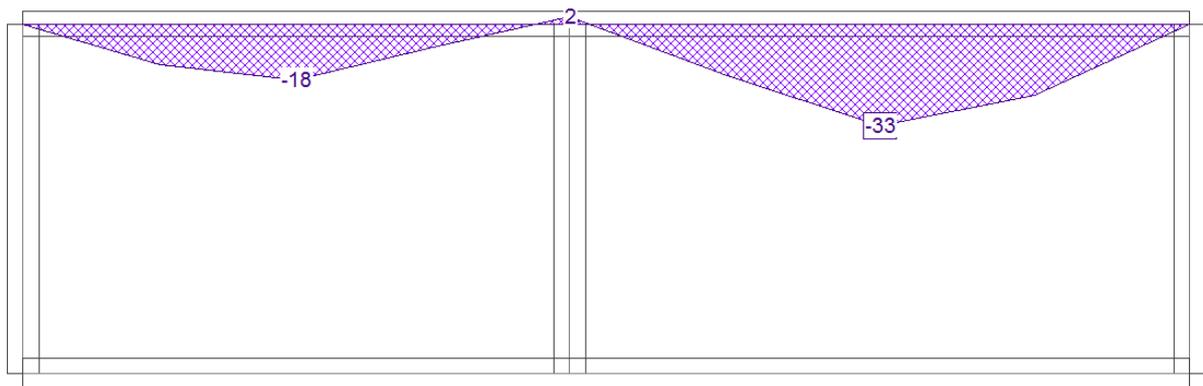


Figura 65 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Rara

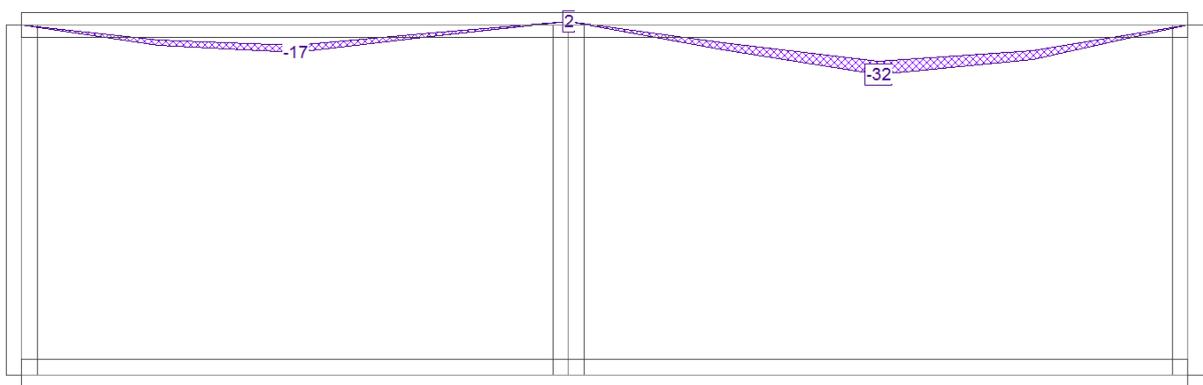


Figura 66 – Spostamenti verticali relativi soletta superiore - SLE Frequente e quasi permanente

Tali spostamenti sono maggiori se si considera la sezione parzializzata.

Il momento di inerzia equivalente della sezione si ricava nel modo seguente:

$f_{cfm} := 3.07$	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione
$a := 1000$	mm	base della sezione
$h := 800$	mm	altezza della sezione
$c := 40$	mm	copriferro
$n := 6.67$		coefficiente di omogeneizzazione
$m := 15$		coefficiente di omogeneizzazione che tiene conto degli effetti visosi
$A_s := 3717$	mm ²	armatura tesa (7φ26)
$A_{sc} := 1570$	mm ²	armatura compressa (5φ20)
$I := a \cdot \frac{h^3}{12} + 2n \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = 4.909 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione interamente reagente
$M_{Ed} := 535000000$	Nmm	momento massimo sollecitante
$\beta := 0.5$		coefficiente che tiene conto della durata del carico
$M_r := 2 \cdot f_{cfm} \cdot \frac{I}{h} = 376787655.6$	Nmm	momento di fessurazione
$\xi := \begin{cases} 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 & \text{if } 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 > 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.752$		
$x := n \cdot \frac{(A_s + A_{sc})}{a} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot a \cdot \frac{A_s \cdot (h - c) + A_{sc} \cdot c}{n \cdot (A_s + A_{sc})^2}} \right] = 164.1 \text{ mm}$		posizione asse neutro
$I_{II} := a \cdot \frac{x^3}{3} + m \cdot \left[A_s \cdot (h - c - x)^2 \right] + m \cdot A_{sc} \cdot (x - c)^2 = 2.163 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione fessurata
$I_{fin} := I_{II} \cdot \xi + (1 - \xi)I = 2.844 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia equivalente

Si ha che $I_{fin} \approx 0,6 I$ pertanto lo spostamento massimo sarà:

$$dz = 33/0,6 = 57 \text{ mm, pari a } L/326.$$

Si prevede una controfreccia di 50 mm.

6. Verifiche

Le verifiche vengono effettuate ipotizzando che la sezione sia costituita da calcestruzzo tipo C25/30 e acciaio B450 C.

Il copriferro di calcolo, misurato all'interasse della barra, è di 50 mm.

6.1 Verifiche a pressoflessione

6.1.1 Soletta $H=130$ cm

La combinazione più gravosa per la soletta (tratto pk 61+062 – 61+070) è quella descritta al paragrafo 5.1.4 per i momenti negativi e al paragrafo 5.1.1 per i momenti positivi.

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 0$ kN si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 4.536$ kNm momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 16\phi 30$ su due file armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.906$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

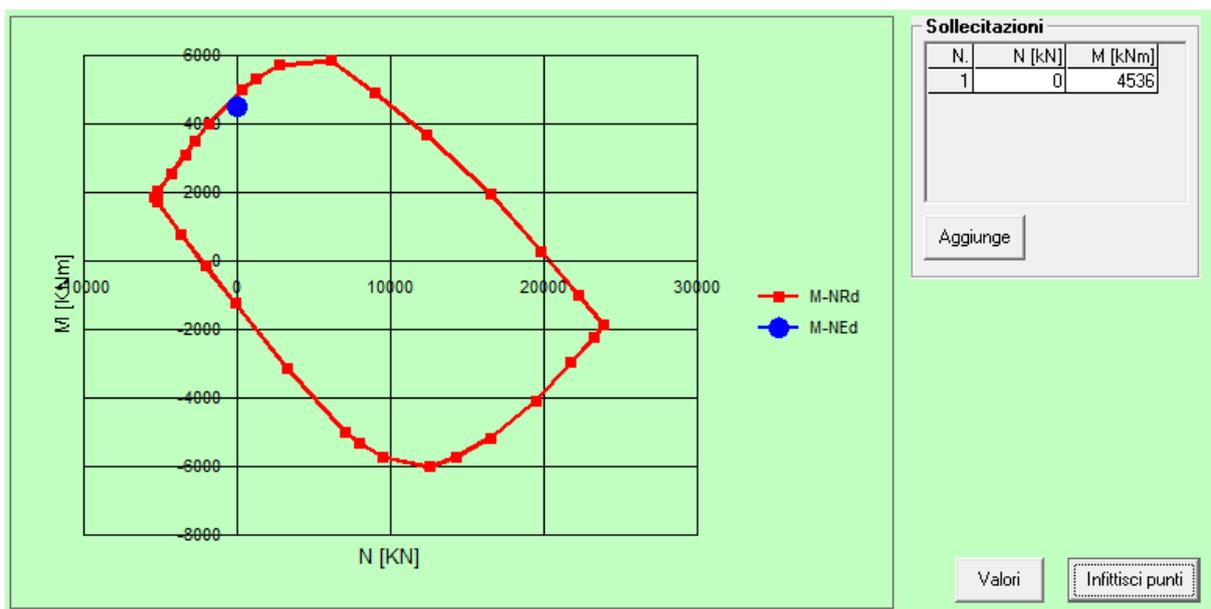


Figura 67 – Dominio $M - N$ della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione appoggio centrale

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 2.720 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 9\phi 30$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.968 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

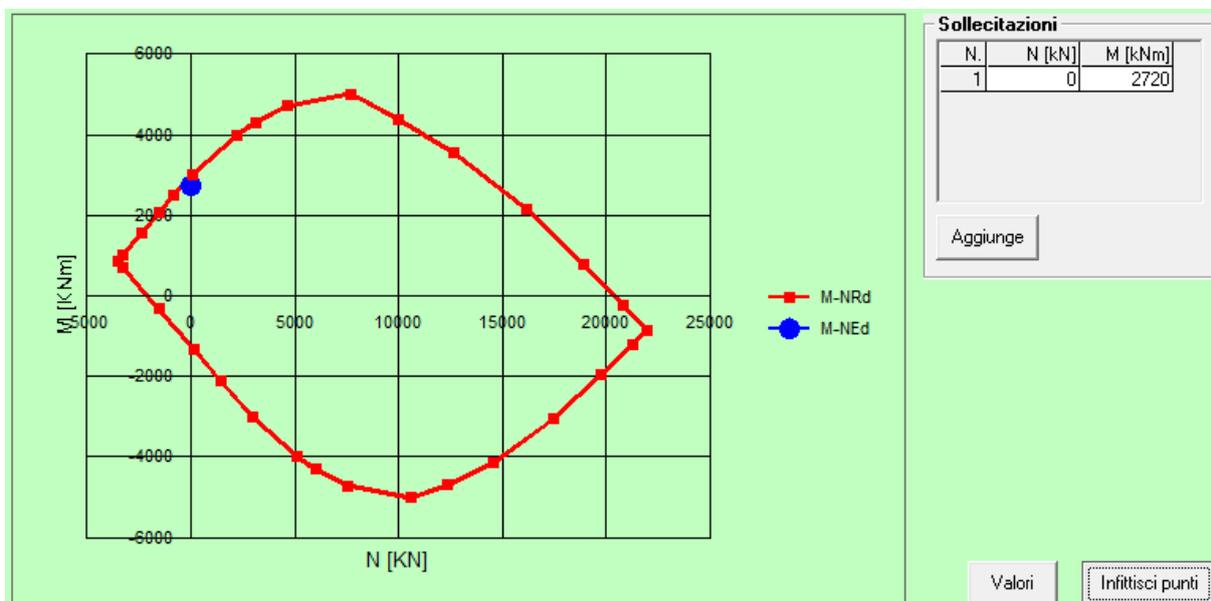


Figura 68 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata

6.1.2 Soletta $H=80\text{ cm}$

Vengono fatte due verifiche : una nella combinazione descritta al paragrafo 5.2.4 ed una al paragrafo 5.3.3.

Nel software di verifica sezionale VcaSLU© l'azione assiale ha convenzionalmente il segno + se di compressione, - se di trazione.

Si ha:

- 1) Combinazione eccezionale di cui al paragrafo 5.2.4

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 0\text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 2.058\text{ kNm}$ momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 20$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 10\phi 26 + 4\phi 30$ armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40\text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.215\text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

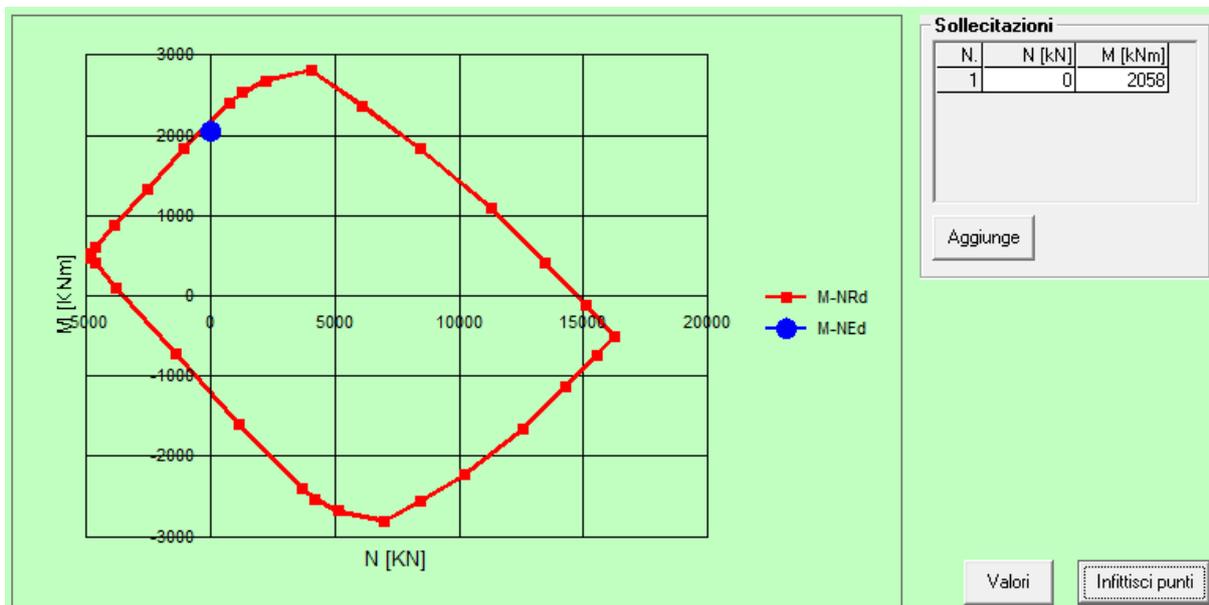


Figura 69 – Dominio $M - N$ della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio centrale

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 863 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 20$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 1.028 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,2.

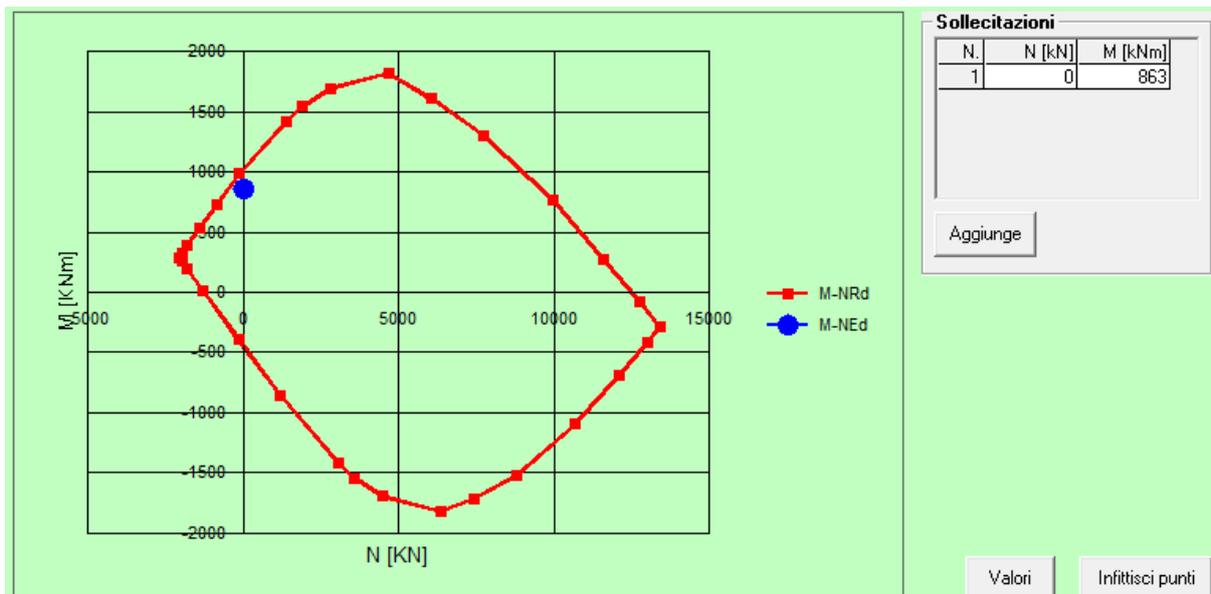


Figura 70 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata

2) Combinazione eccezionale di cui al paragrafo 5.3.3.

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = - 422 \text{ kN}$ (di trazione)

$M_{sd} = 1.910 \text{ kNm}$ momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 20$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 10\phi 26 + 4 \phi 30$ armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.010 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

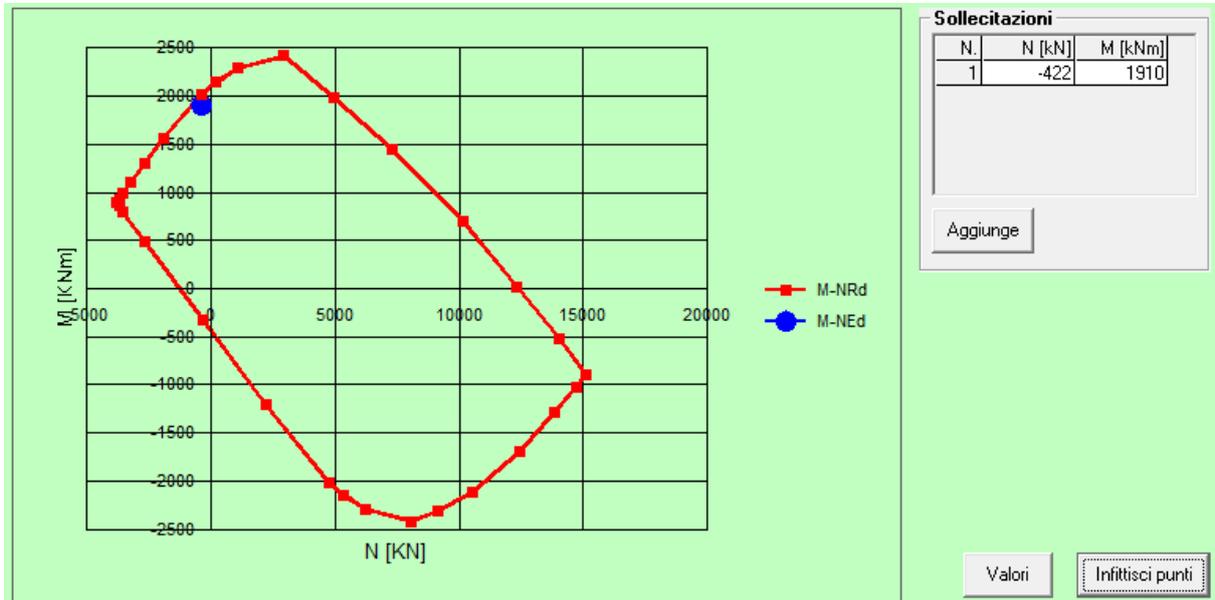


Figura 71 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio centrale

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = -422 \text{ kN}$ (di trazione)
 $M_{sd} = 735 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 20$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 883 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,2.

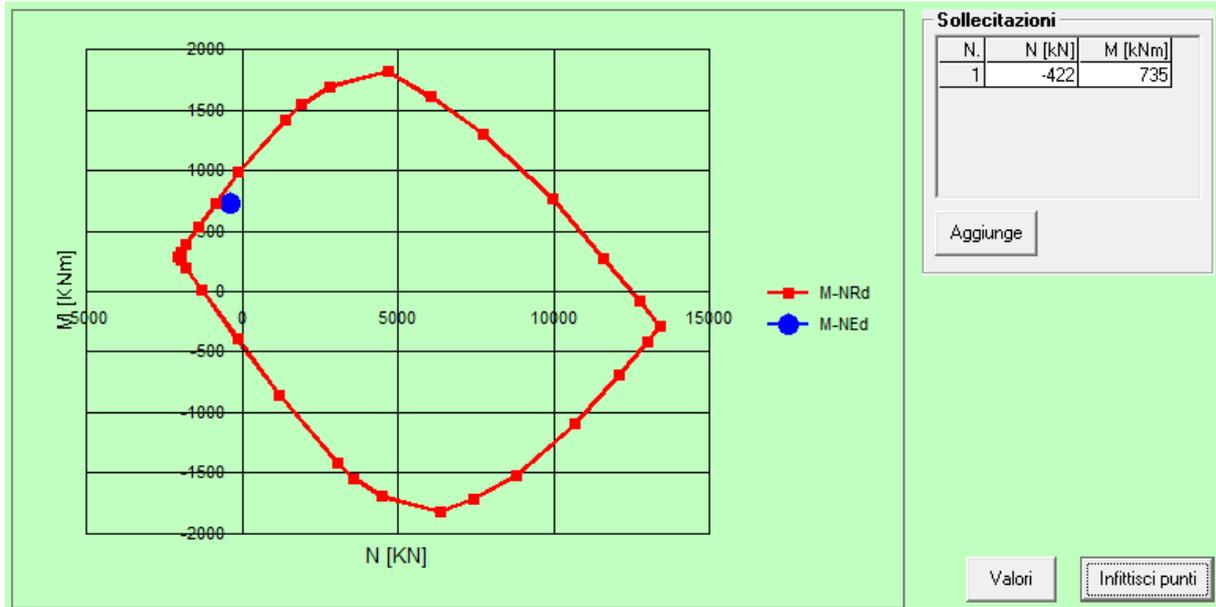


Figura 72 – Dominio M – N della soletta nel tratto pk 61+062 – 61+070 - sezione campata

Zona imbocco

In prossimità dei bordi del tratto terminale dell'imbocco si fa riferimento alle sollecitazioni ottenute dal modello bidimensionale della soletta (vedi paragrafo 6.2.4).

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 3.025 \text{ kNm}$ momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 10\phi 26$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 8\phi 36 + 6 \phi 36$ armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 3.354 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

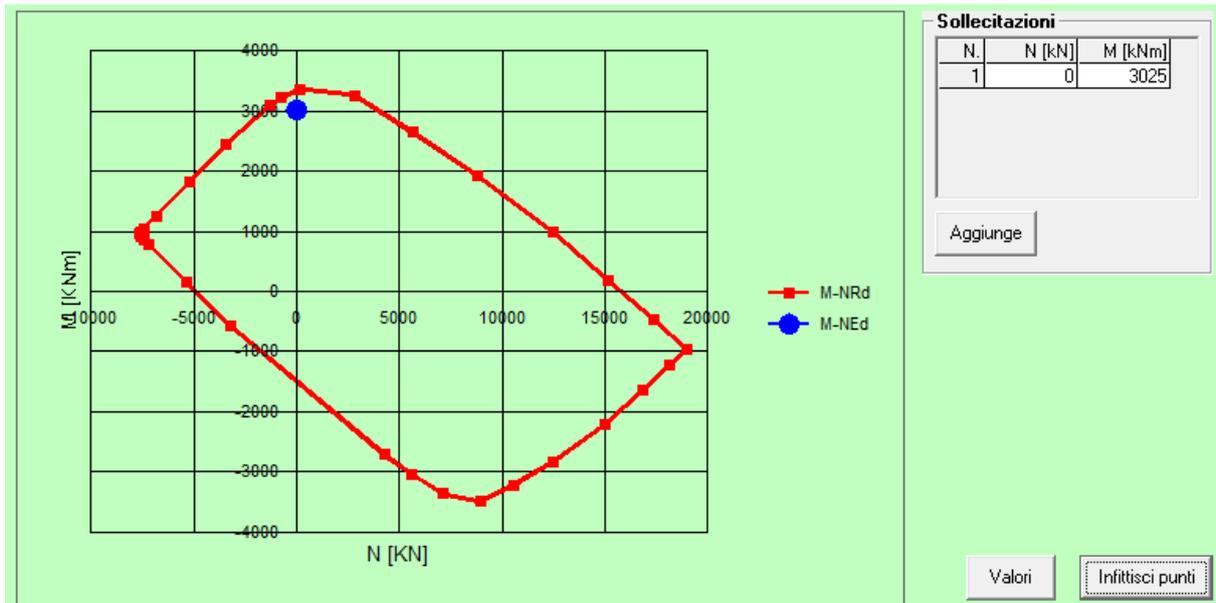


Figura 73 – Dominio M – N della soletta da pk 61+070 - sezione appoggio

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 780 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 20$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 1.028 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,3.

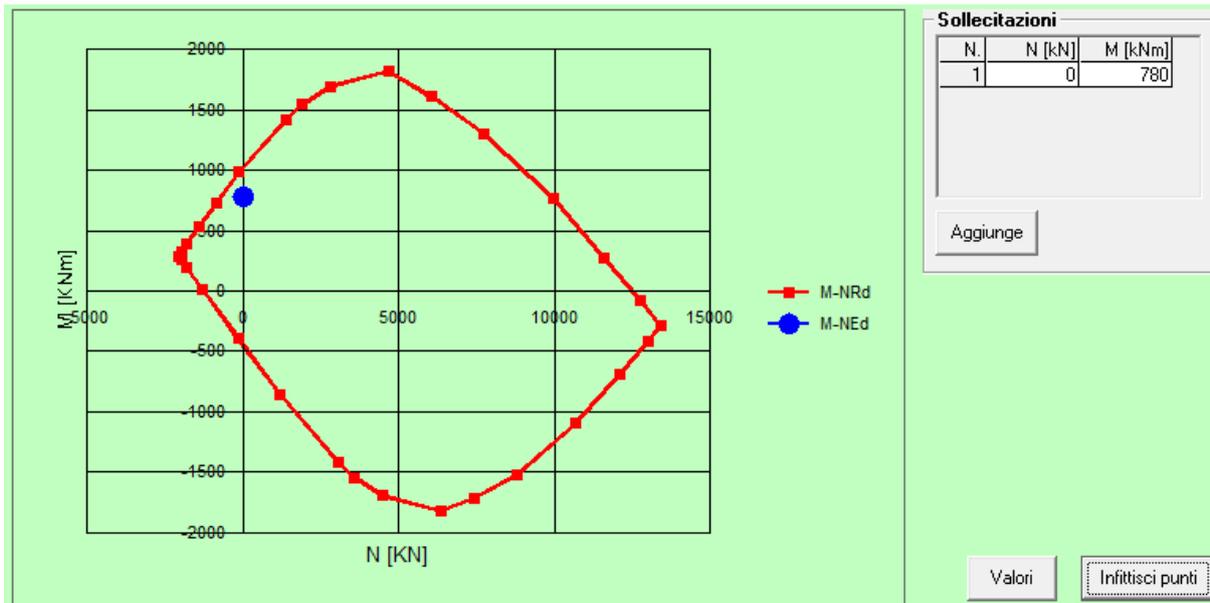


Figura 74 – Dominio $M - N$ della soletta da pk 61+070 - sezione campata

6.1.3 Piedritti

In riferimento alla **Figura 28** si calcolano le armature in entrambi i lembi per i tre piedritti.

Le sollecitazioni maggiori si hanno per la combinazione eccezionale di cui al paragrafo 5.3.3.

Piedritto "C - C"

Si ha :

$N_{sd} = 293 \text{ kN}$ compressione

$M_{sd}^- = 3.190 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre lato terreno)

$M_{sd}^+ = 2.201 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre interne)

Momento negativo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 20\phi 26$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 3.497 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

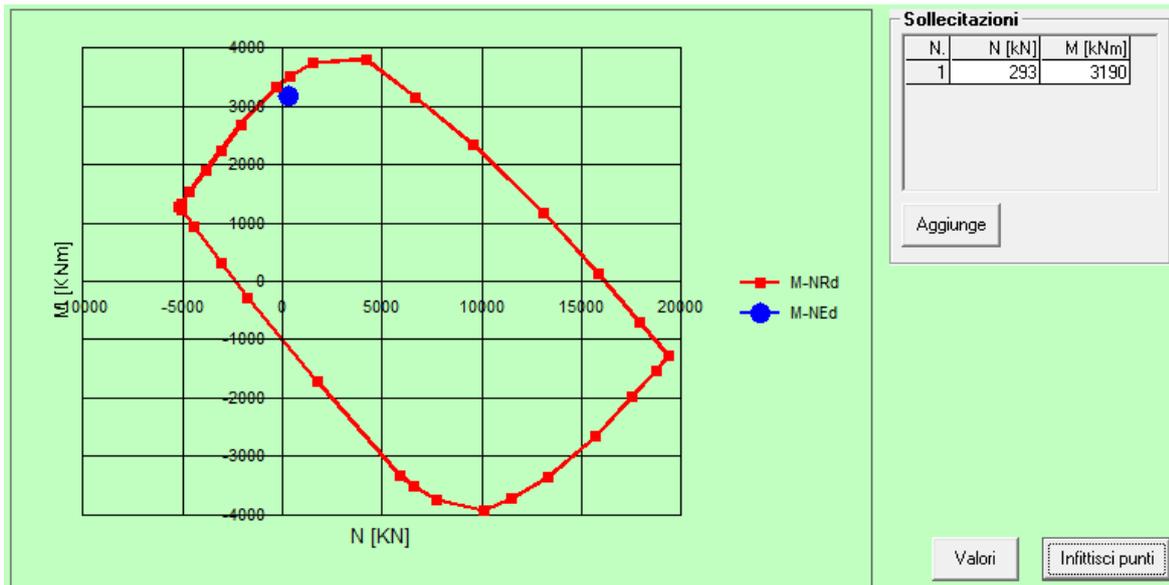


Figura 75 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione contro terra

Momento positivo (interno tunnel)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 10\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.474$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

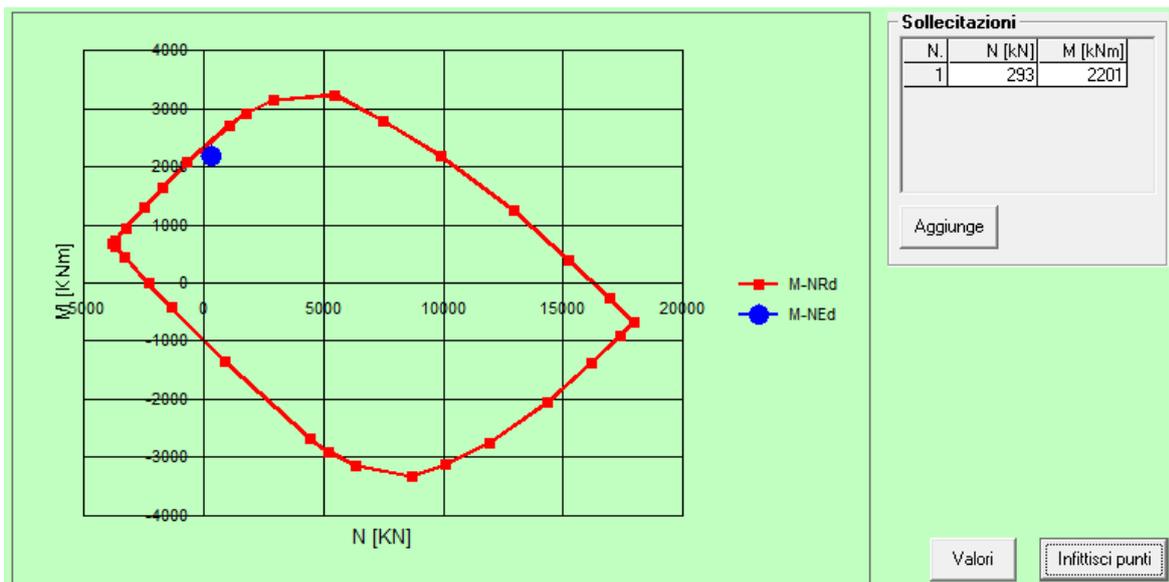


Figura 76 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione interno galleria

Piedritto “D - D”

Si ha :

$N_{sd} = 696 \text{ kN}$ compressione

$M_{sd,-} = 3.977 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre di sinistra)

$M_{sd,+} = 4.118 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre di destra)

Si verificano entrambi i lembi con la stessa armatura.

Ipotizzando:

$A'_s = 10\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 18\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.324 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,05.

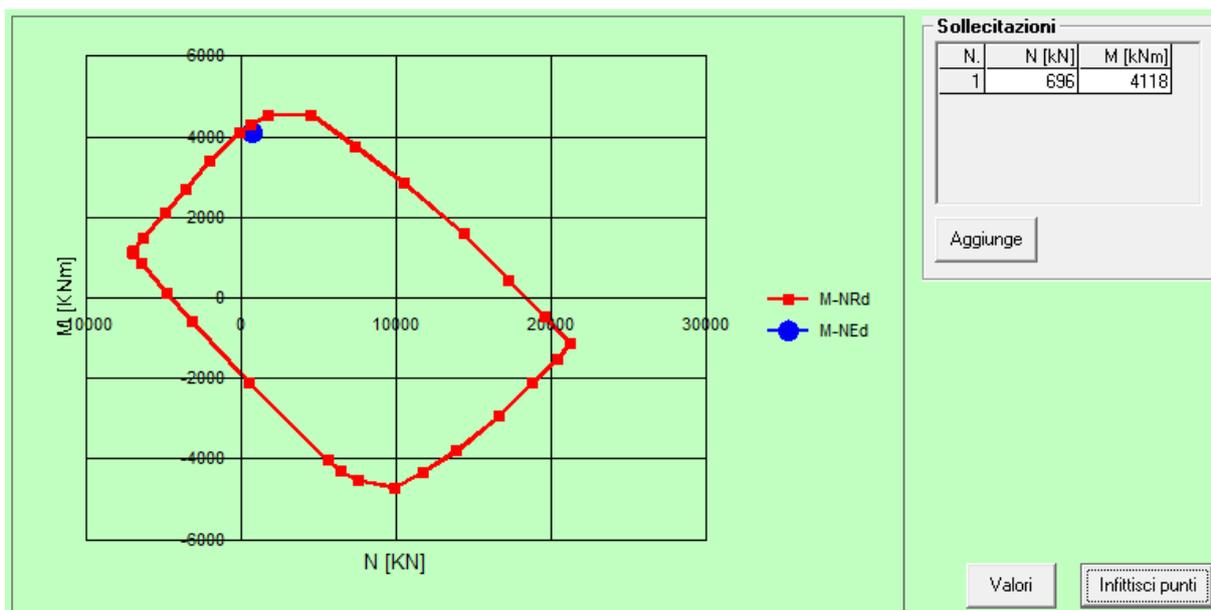


Figura 77 – Dominio M – N del piedritto “D-D”

Piedritto “E - E”

Si ha :

$N_{sd} = 321 \text{ kN}$ compressione

$M_{sd,-} = 2.383 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre interne)

$M_{sd,+} = 3.290 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre lato terreno)

Momento negativo (interno tunnel)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 10\phi 30$ armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.567$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

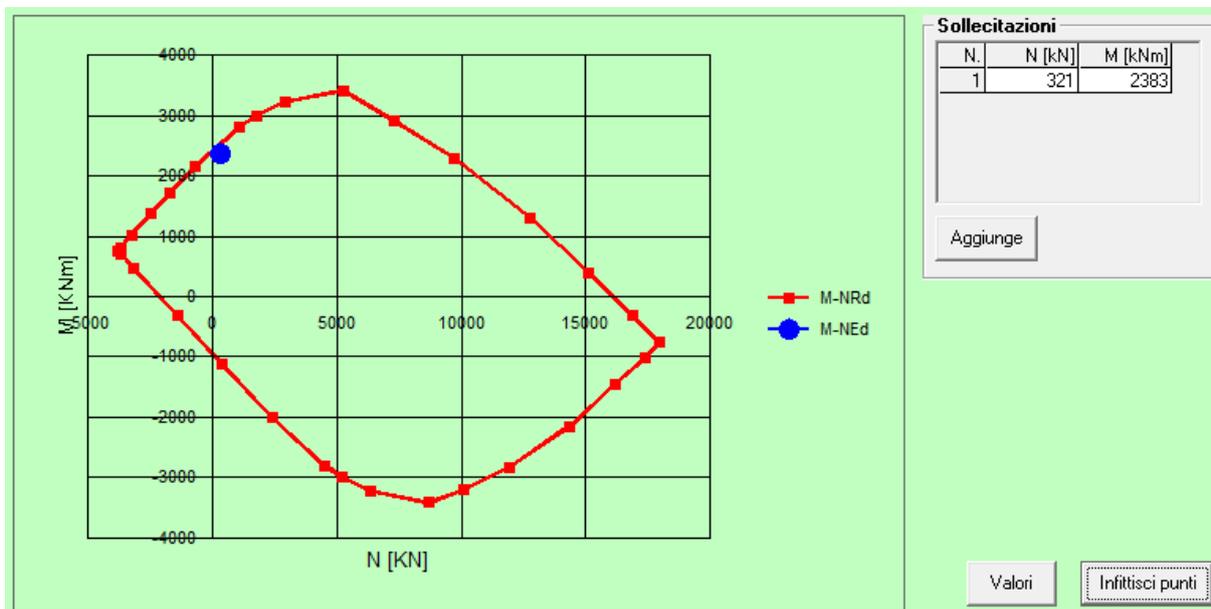


Figura 78 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione interno galleria

Momento positivo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 15\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 3.591$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

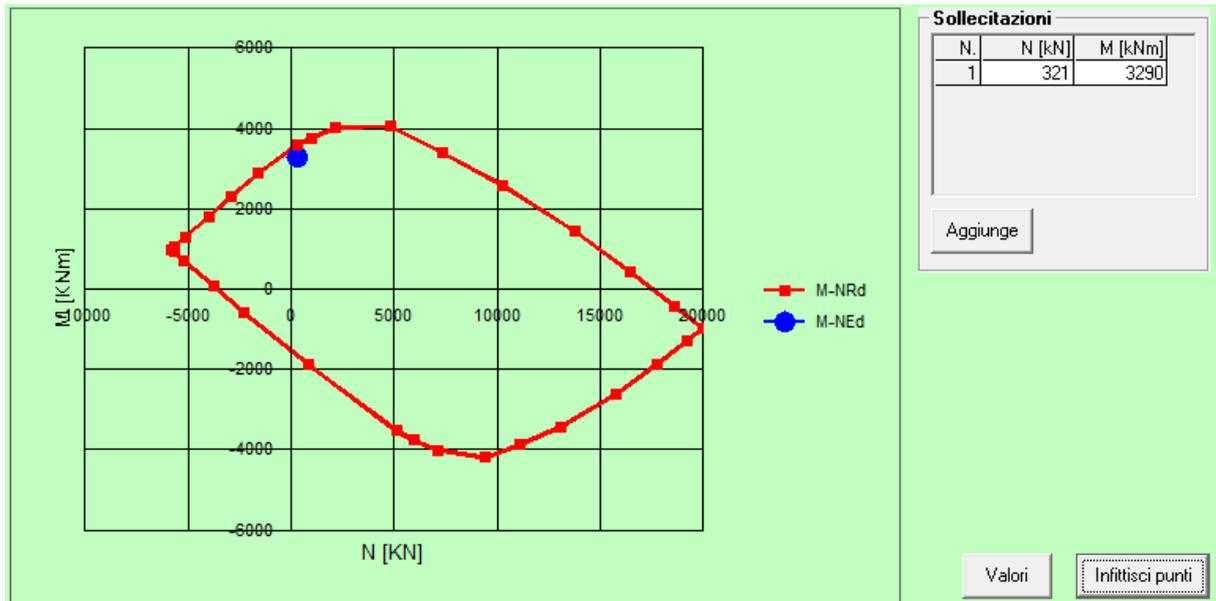


Figura 79 – Dominio $M - N$ del piedritto “E-E”- sezione contro terra

6.1.4 Platea di fondazione

Vengono fatte due verifiche: una nella combinazione descritta al paragrafo 5.1.4 ed una al paragrafo 5.3.3.

Si ha :

- 1) Combinazione eccezionale di cui al paragrafo 5.1.4

Momento negativo (fibre superiori)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 1.847 \text{ kNm}$ momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 8\phi 30$ armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 1.988 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

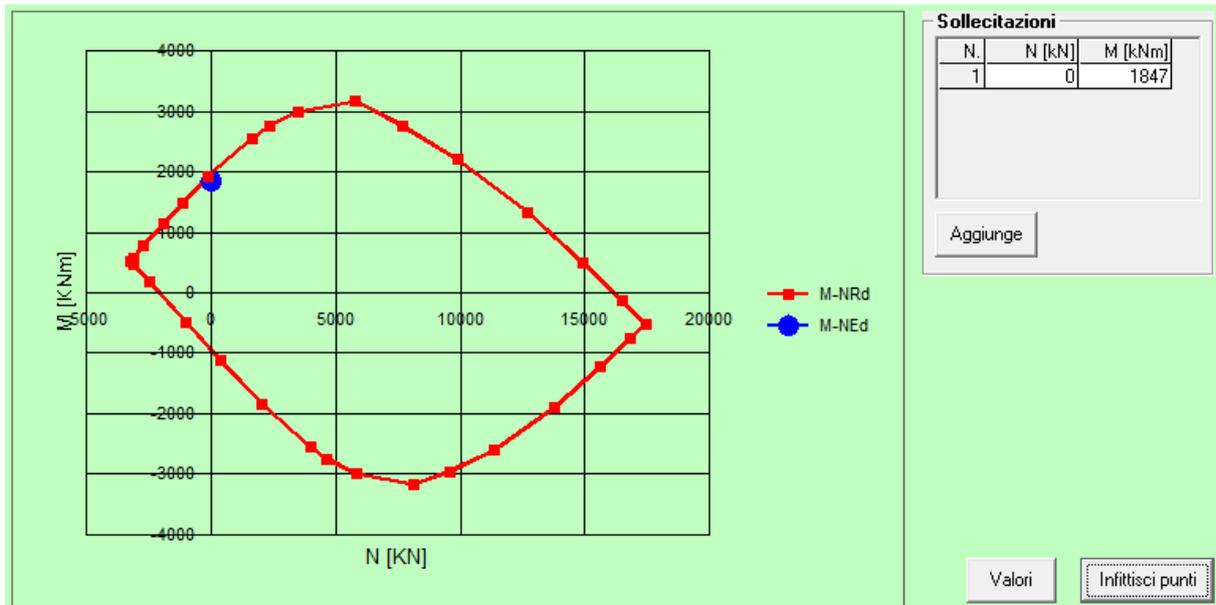


Figura 80 – Dominio $M - N$ platea - max M negativo

Momento positivo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 0 \text{ kN}$ si trascura, a favore di sicurezza (se di compressione)

$M_{sd} = 4.053 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 14\phi 36$ su due file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.442 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

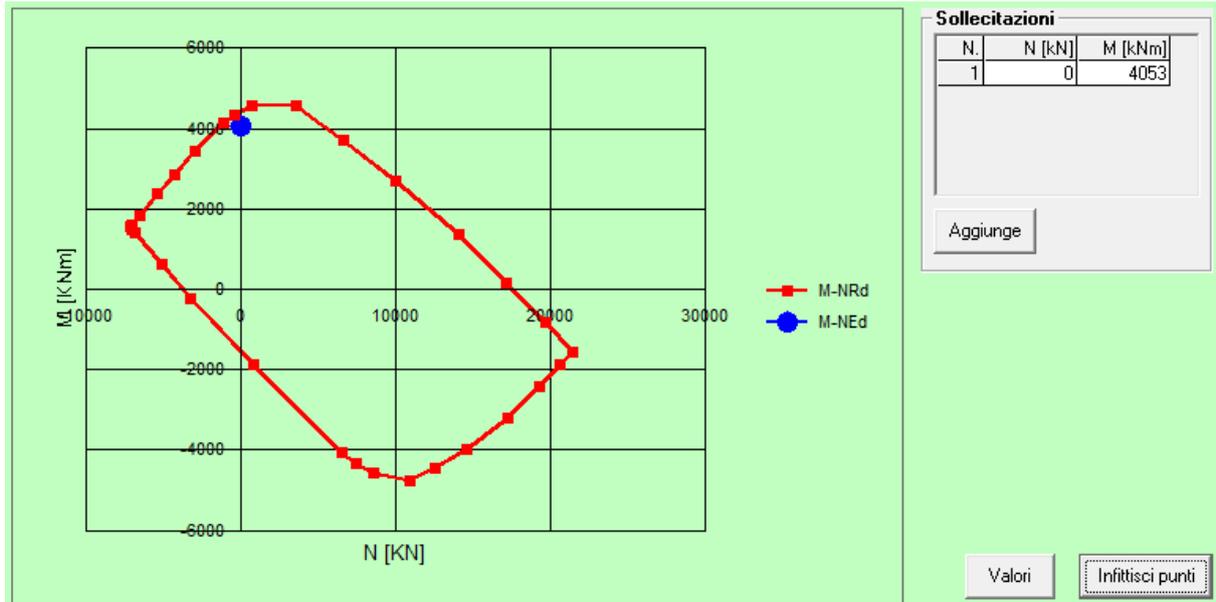


Figura 81 – Dominio $M - N$ platea - Max M positivo: sezione appoggio centrale

2) Combinazione eccezionale di cui al paragrafo 5.3.3.

Momento negativo (fibre superiori)

Si ha :

$N_{sd} = 1374 \text{ kN}$ trazione

$M_{sd} = 2.394 \text{ kNm}$ momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 8\phi 30$ armatura tesa

$\overset{\cdot}{c} = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.600 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

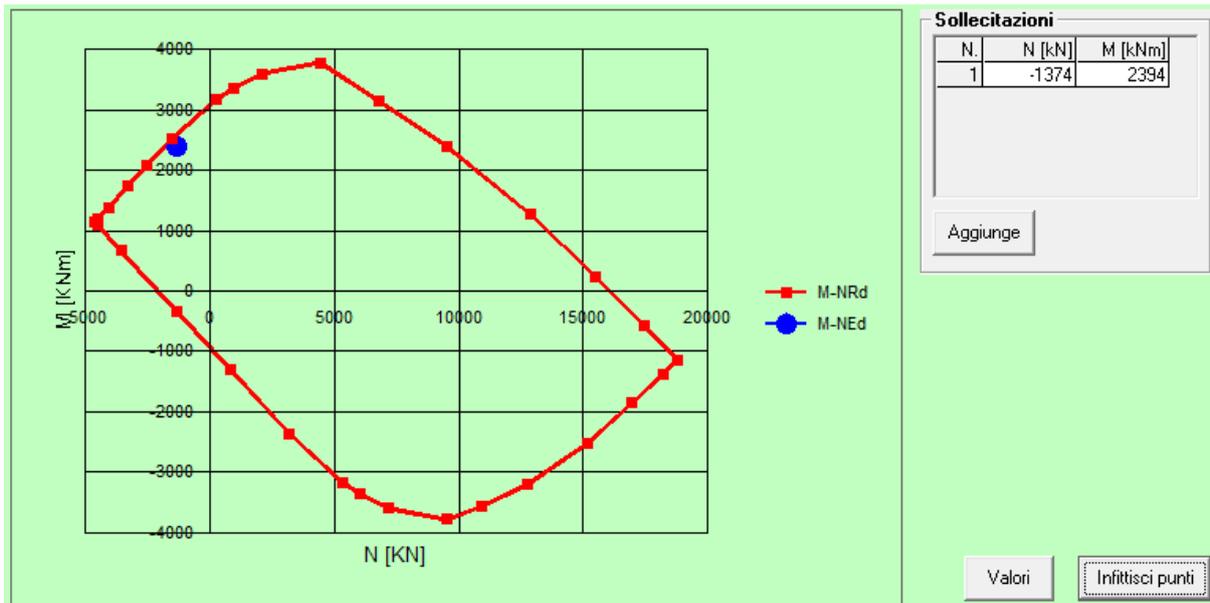


Figura 82 – Dominio $M - N$ platea - max M negativo

Momento positivo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 1.374 \text{ kN}$ trazione
 $M_{sd} = 2.939 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 11\phi 36$ su due file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 3.171 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

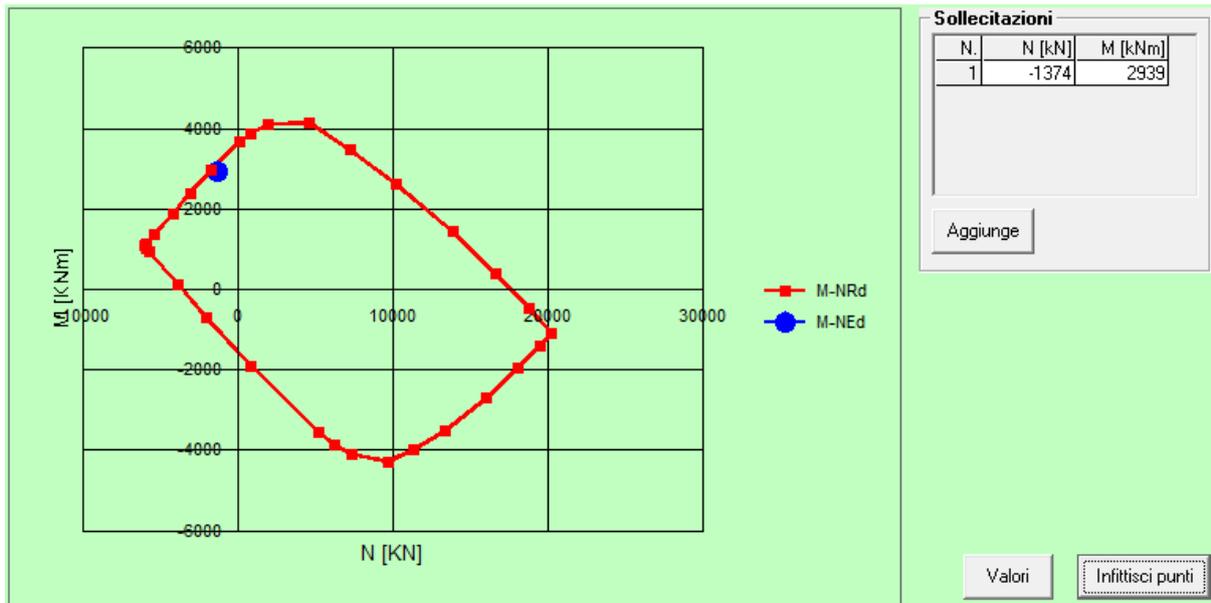


Figura 83 – Dominio $M - N$ platea - Max M positivo: sezione appoggio centrale

6.2 Verifiche a taglio

Si omette la verifica a taglio dei piedritti in quanto, a parità di sezione utile, hanno un'azione sollecitante minore rispetto alla platea di fondazione.

6.2.1 Soletta $h=130$ cm

La verifica più gravosa per la soletta è data dalla combinazione di tipo fondamentale allo SLU.

Si ha:

$$V_{sd} = 1.332 \text{ kN}$$

$A_{sw} := 226$	mm ²	area armatura a taglio	st. $\phi 12/2br.$
$s := 150$	mm	passo delle staffe	
$c := 50$	mm	copriferro	
$h := 1300$	mm	altezza della sezione	
$d := h - c = 1250$	mm	altezza utile	
$b_w := 1000$	mm	base della sezione	
$A_c := b_w \cdot h = 1300000$	mm ²	area della sezione	
$\alpha := 90deg$		inclinazione delle staffe	
$\theta := 21.8deg$		inclinazione dei puntoni	
$N_{sd} := 454000$	N	azione assiale	
$\alpha_c := 1 + \frac{N_{sd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 1.026$			
$V_{rsd} := \left(0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \right) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 1.7 \times 10^6$			
			N resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2} \right) = 2.8 \times 10^6$			
			N resistenza di calcolo "taglio compressione"
$V_{rd} := \min(V_{rsd}, V_{rcd}) = 1.7 \times 10^6$			
			N taglio resistente

Risulta $V_{rd} > V_{sd}$ pertanto la verifica è soddisfatta.

6.2.2 Soletta $h=80\text{ cm}$

La sollecitazione massima di taglio si ha nella combinazione allo SLU in prossimità dei bordi della tratto terminale dell'imbocco estrapolando i dati dal modello bidimensionale della soletta (vedi paragrafo 6.2.4).

Si ha:

$$V_{sd} = 1.400\text{ kN (a } \sim 0,9d \text{ dall'appoggio)}$$

$A_{sw} := 452$	mm^2	area armatura a taglio	st. $\phi 12/4br.$
$s := 150$	mm	passo delle staffe	
$c := 50$	mm	copriferro	
$h := 800$	mm	altezza della sezione	
$d := h - c = 750$	mm	altezza utile	
$b_w := 1000$	mm	base della sezione	
$A_c := b_w \cdot h = 800000$	mm^2	area della sezione	
$\alpha := 90\text{deg}$		inclinazione delle staffe	
$\theta := 21.8\text{deg}$		inclinazione dei puntoni	
$N_{sd} := 0$	N	azione assiale	

$$\alpha_c := 1 + \frac{N_{sd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 1$$

$$V_{rsd} := \left(0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \right) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 2 \times 10^6 \quad \text{N resistenza di calcolo a "taglio trazione"}$$

$$V_{rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2} \right) = 1.6 \times 10^6 \quad \text{N resistenza di calcolo a "taglio compressione"}$$

$$V_{rd} := \min(V_{rsd}, V_{rcd}) = 1.6 \times 10^6 \quad \text{N taglio resistente}$$

Risulta $V_{rd} > V_{sd}$ pertanto la verifica è soddisfatta.

6.2.3 Platea di fondazione

La sollecitazione massima di taglio è nel piedritto centrale nella combinazione di tipo eccezionale (paragrafo 5.1.4).

Si ha:

$$V_{sd} = 1.561 \text{ kN}$$

$$A_{sw} := 314 \quad \text{mm}^2 \quad \text{area armatura a taglio} \quad \text{st. } \phi 10/4\text{br.}$$

$$s := 150 \quad \text{mm} \quad \text{passo delle staffe}$$

$$c := 50 \quad \text{mm} \quad \text{copriferro}$$

$$h := 1000 \quad \text{mm} \quad \text{altezza della sezione}$$

$$d := h - c = 950 \quad \text{mm} \quad \text{altezza utile}$$

$$b_w := 1000 \quad \text{mm} \quad \text{base della sezione}$$

$$A_c := b_w \cdot h = 1000000 \quad \text{mm}^2 \quad \text{area della sezione}$$

$$\alpha := 90\text{deg} \quad \text{inclinazione delle staffe}$$

$$\theta := 21.8\text{deg} \quad \text{inclinazione dei puntoni}$$

$$N_{sd} := 0 \quad \text{N} \quad \text{azione assiale}$$

$$\alpha_c := 1 + \frac{N_{sd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 1$$

$$V_{rsd} := \left(0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \right) \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 1.8 \times 10^6 \quad \text{N} \quad \text{resistenza di calcolo a "taglio trazione"}$$

$$V_{rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5f_{cd} \cdot \left(\frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)^2} \right) = 2.1 \times 10^6 \quad \text{N} \quad \text{resistenza di calcolo "taglio compressione"}$$

$$V_{rd} := \min(V_{rsd}, V_{rcd}) = 1.8 \times 10^6 \quad \text{N} \quad \text{taglio resistente}$$

Risulta $V_{rd} > V_{sd}$ pertanto la verifica è soddisfatta.

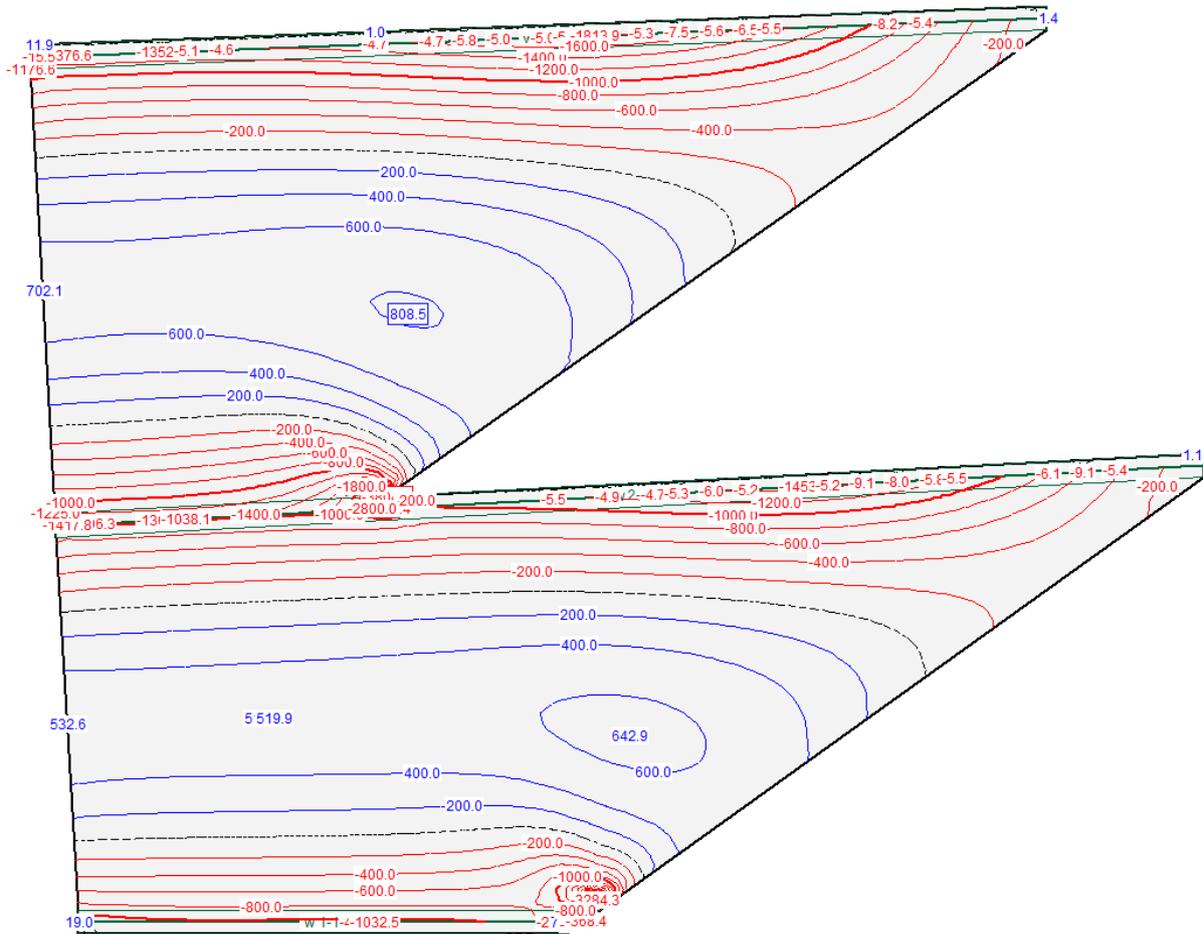


Figura 85 – Isolinee del momento flettente in direzione Y – SLU

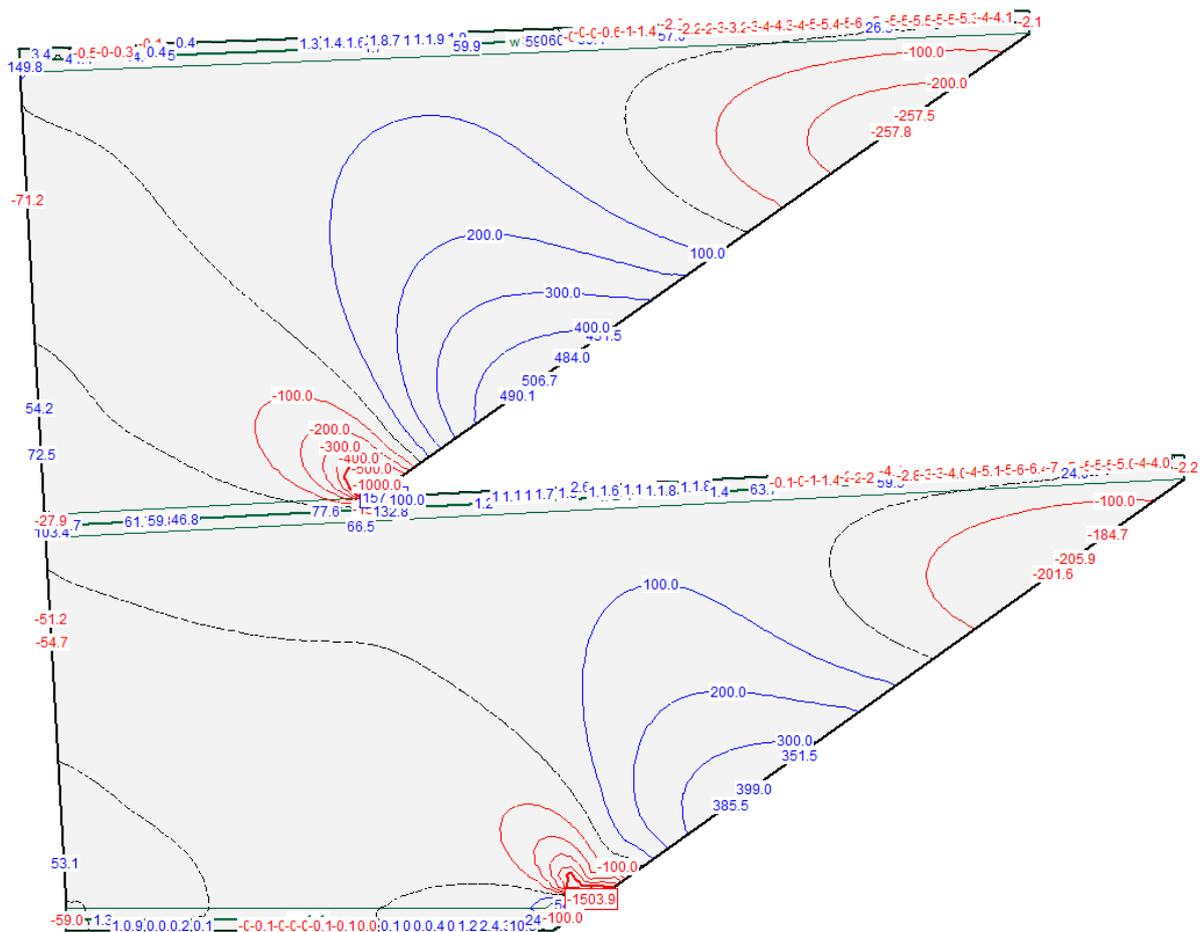


Figura 86 – Isolinee del momento torsionale xy – SLU

Dal modello, non considerando ovviamente i risultati di picco in prossimità dei bordi, dovuti ad un equilibrio di congruenza locale, e assolutamente non rappresentativi delle sollecitazioni presenti, sono state estrapolate alcune sezioni di larghezza pari ad un metro, in modo da ottenere i grafici del momento flettente (**Figura 87**) e del taglio (**Figura 88**).

I momenti torsionali, fatta eccezione per i picchi, sono di entità modesta rispetto ai momenti flettenti; nel punto di massimo momento flettente negativo, cioè sull'appoggio centrale, integrando le tensioni sulla larghezza di 1 m, si stima un momento torsionale $m_{xy} \sim 500$ kNm.

Il taglio massimo viene considerato ad una distanza 0.9 d, ovvero a circa 70 cm dal bordo dell'appoggio.

Pertanto:

Si ha che:

$$M_{sd, \max} = M_{sd} + |m_{xy}| = 3.025 \text{ kNm} < M_{rd} = 3.354 \text{ kNm} \text{ (vedi paragrafo 6.1.2.1)}$$

$$V_{sd, \max} \sim 1.400 \text{ kN} < V_{rd} = 1.600 \text{ kN} \quad \text{(vedi paragrafo 6.2.2).}$$

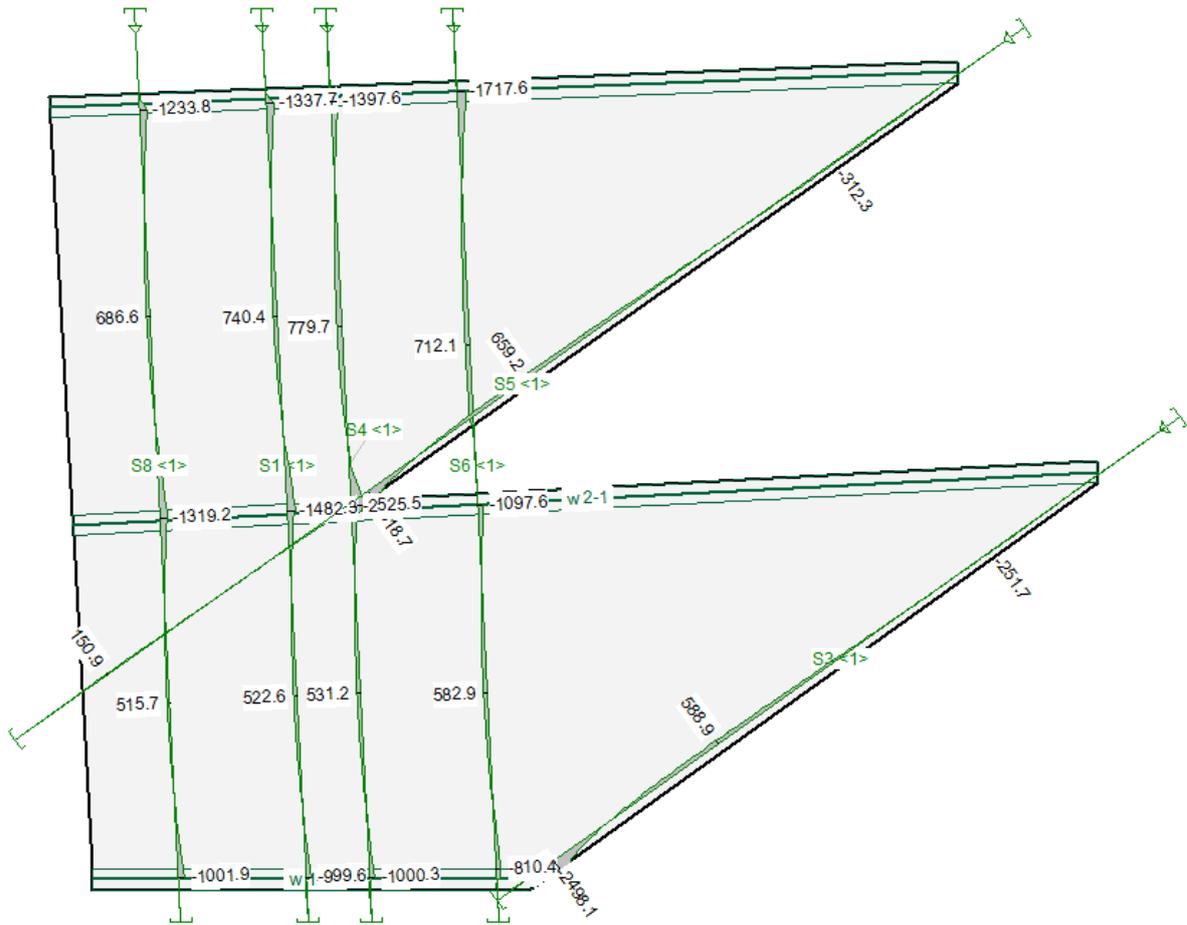


Figura 87 – Grafico del momento flettente (strisce di 1 m) – SLU

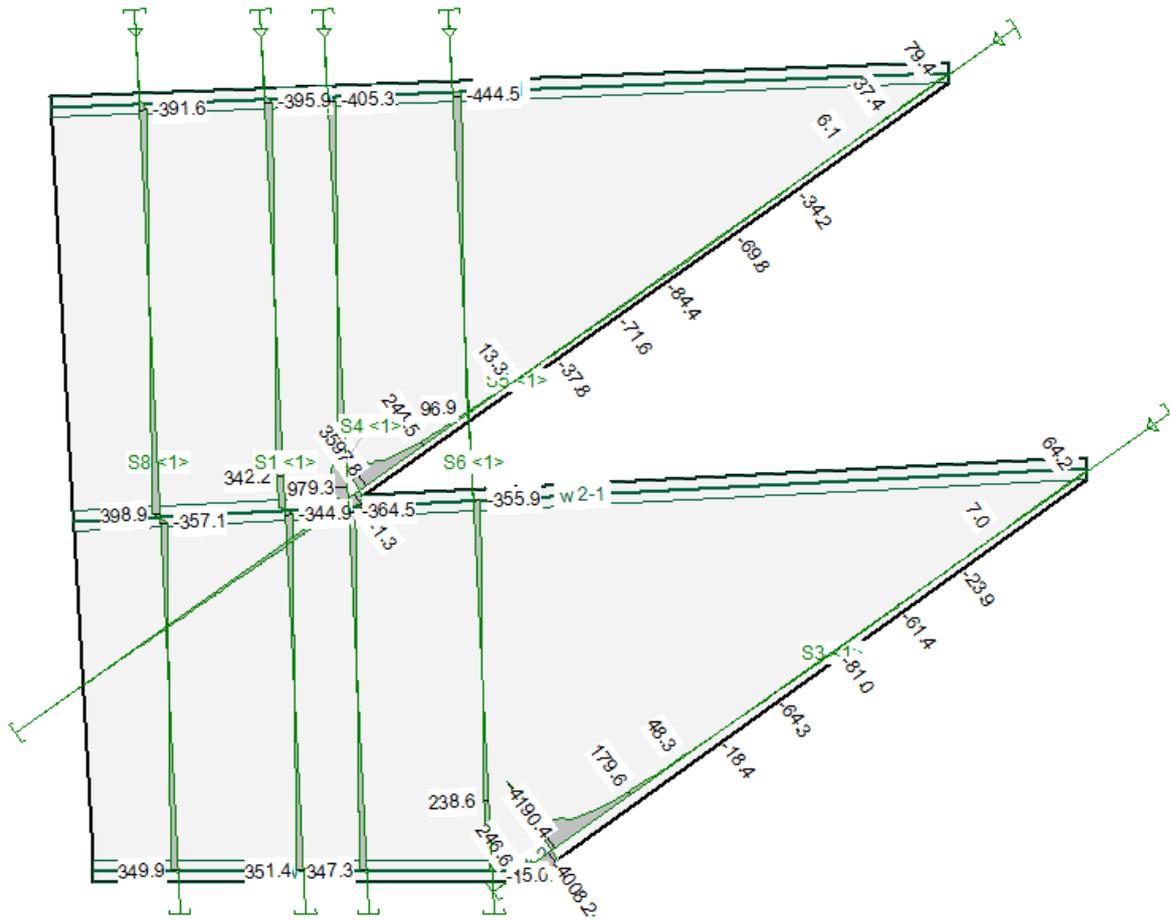


Figura 88 – Grafico del taglio (strisce di 1 m) – SLU

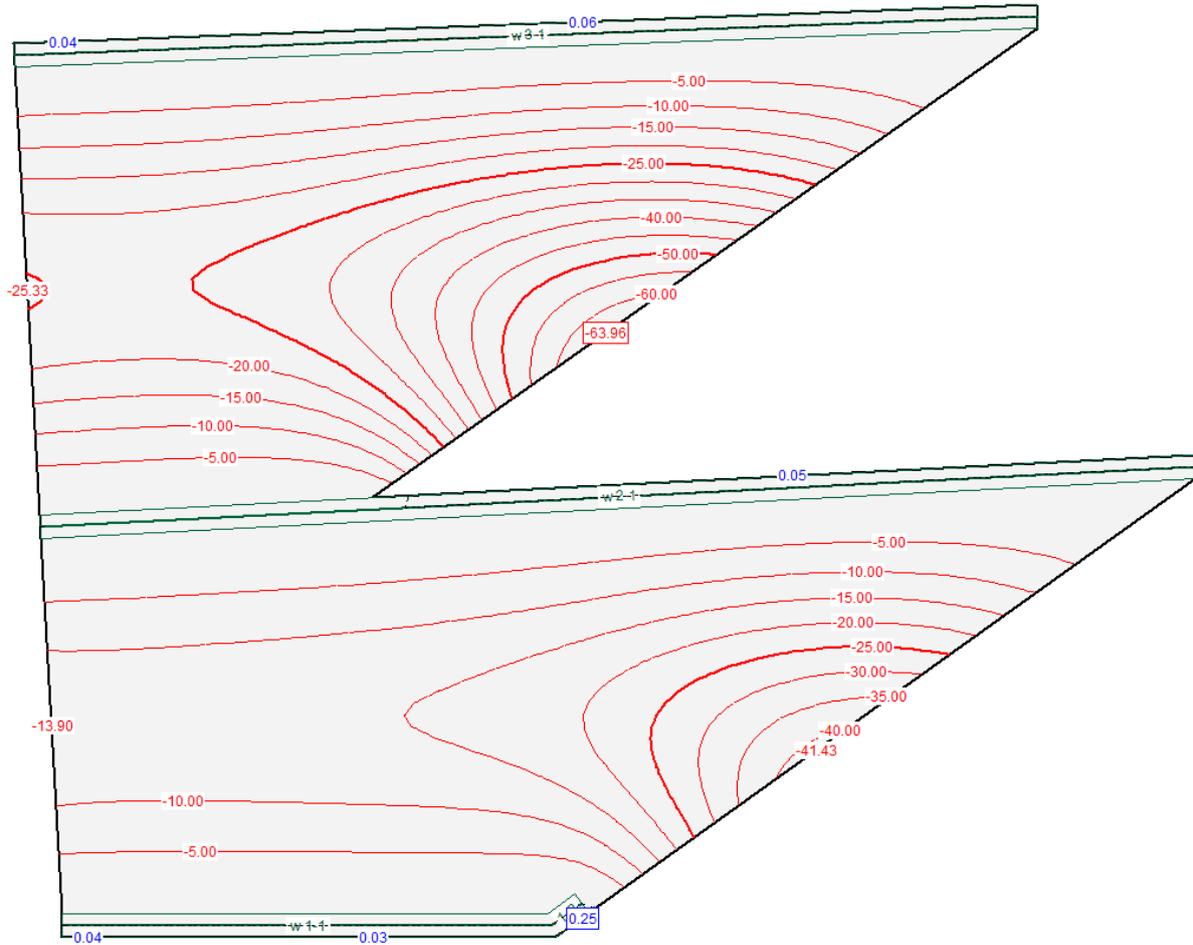


Figura 89 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Rara

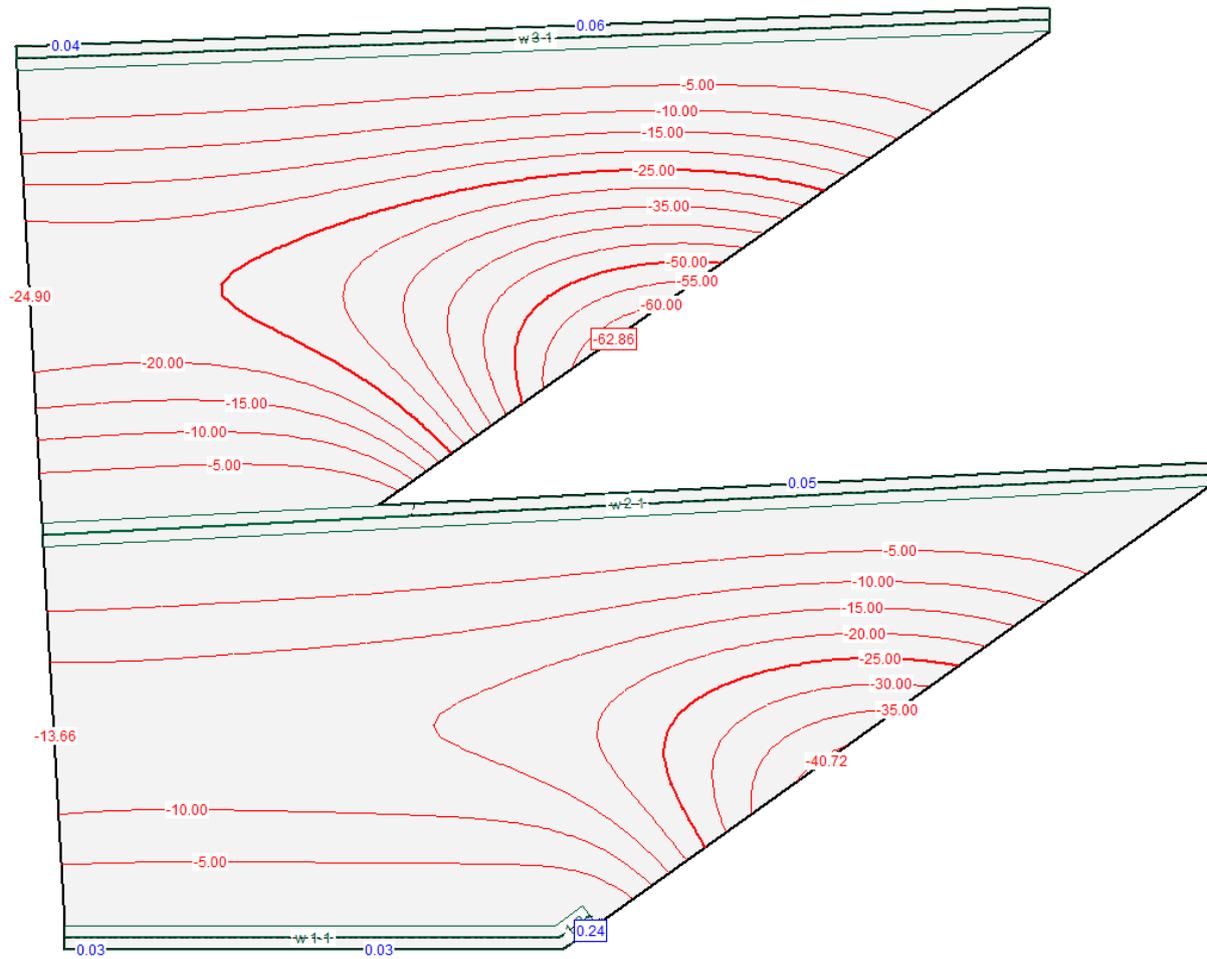


Figura 90 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Frequente

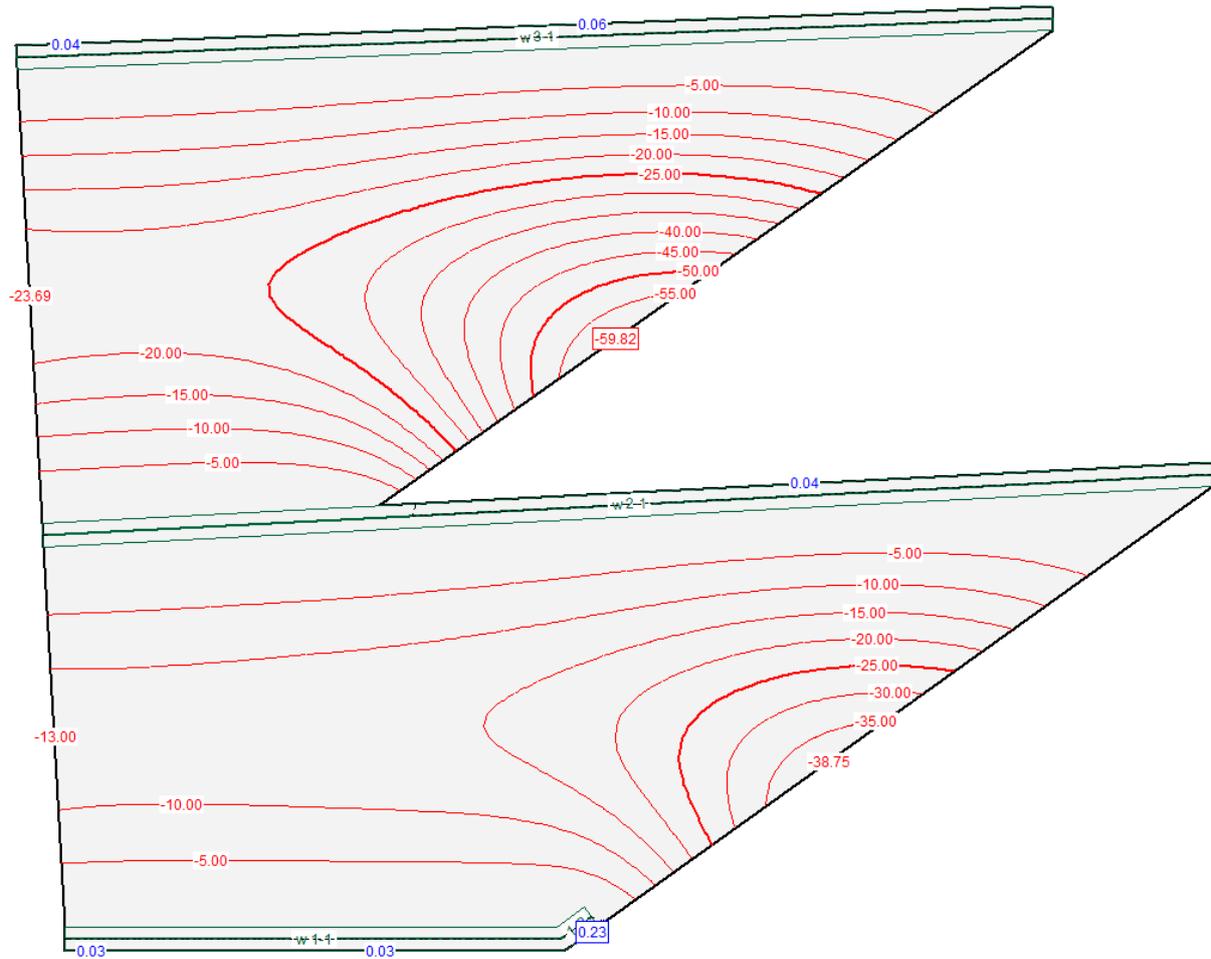


Figura 91 – Isolinee degli spostamenti verticali - SLE Quasi Permanente

6.3 Verifiche SLE

6.3.1 Deformazioni soletta

Per le verifiche a deformazione della soletta nel tratto interrato si rimanda ai paragrafi 5.1.5, 5.2.5 e 5.3.4.

Relativamente alla zona di imbocco, facendo riferimento agli spostamenti, nelle diverse combinazioni, riportati nel paragrafo 6.2.4, si ha che gli spostamenti massimi, considerando una sezione interamente reagente ed utilizzando un modulo elastico ridotto che tiene conto degli effetti viscosi $E_{cm,\infty}$, sono di 64 mm.

Se si considera la fessurazione si ottiene:

$f_{cfm} := 3.07$	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione
$a := 1000$	mm	base della sezione
$h := 800$	mm	altezza della sezione
$c := 40$	mm	copriferro
$n := 6.67$		coefficiente di omogeneizzazione
$m := 15$		coefficiente di omogeneizzazione che tiene conto degli effetti visosi
$A_s := 3717$	mm ²	armatura tesa (7φ26)
$A_{sc} := 1570$	mm ²	armatura compressa (5φ20)
$I := a \cdot \frac{h^3}{12} + 2n \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = 4.909 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia sezione interamente reagente
$M_{Ed} := 660000000$	Nmm	momento massimo sollecitante
$\beta := 0.5$		coefficiente che tiene conto della durata del carico
$M_r := 2 \cdot f_{cfm} \cdot \frac{I}{h} = 376787655.6$	Nmm	momento di fessurazione
$\xi := \begin{cases} 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 & \text{if } 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_r}{M_{Ed}} \right)^2 > 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.837$		
$x := n \cdot \frac{(A_s + A_{sc})}{a} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot a \cdot \frac{A_s \cdot (h - c) + A_{sc} \cdot c}{n \cdot (A_s + A_{sc})^2}} \right] = 164.1$	mm	posizione asse neutro
$I_{II} := a \cdot \frac{x^3}{3} + m \cdot \left[A_s \cdot (h - c - x)^2 \right] + m \cdot A_{sc} \cdot (x - c)^2$	mm ⁴	momento di inerzia sezione fessurata
$I_{fin} := I_{II} \cdot \xi + (1 - \xi)I = 2.611 \times 10^{10}$	mm ⁴	momento di inerzia equivalente

Pertanto:

$I_{fin} = 0,53 I$ pertanto lo spostamento massimo sarà:

$$dz = 64/0,53 = 121 \text{ mm}$$

Si prevede una controfreccia di 100 mm, in modo da avere una deformazione netta di 21 mm pari a $L/1.642$.

6.3.2 Verifiche di fessurazione

Si riportano le verifiche della soletta in combinazione frequente.

Si trascurano le verifiche dei piedritti in quanto sollecitati da una modesta componente flessionale.

Si assumono condizioni ambientali “aggressive”: $w_1 < 0.2$ mm.

Soletta $h=130$ cm

Si riportano nella figura seguente le sollecitazioni di momento flettente in esercizio.

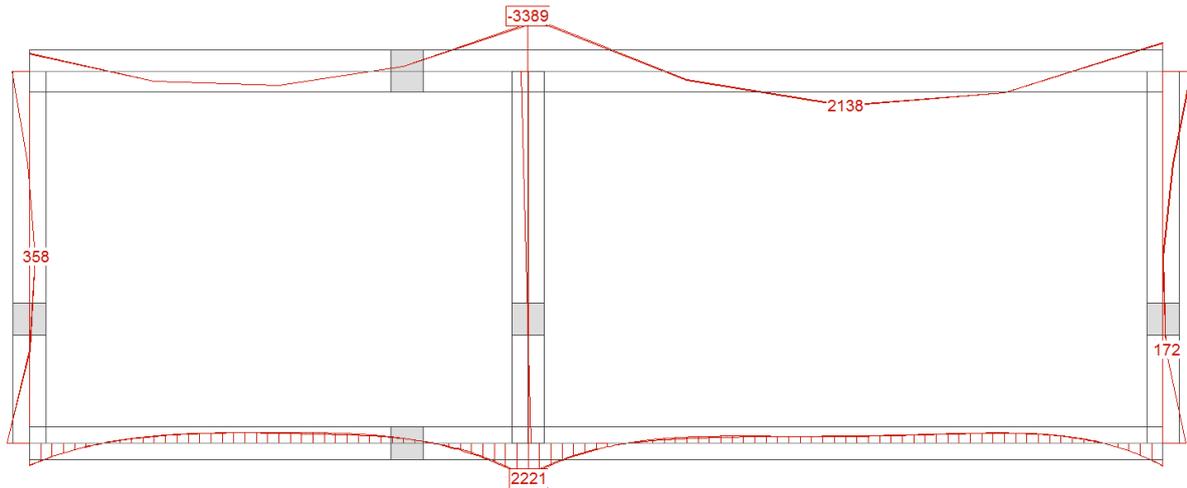


Figura 92 – Momento flettente - SLE Frequente

$M_{\max} = 2.138$ kNm massimo momento positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 13\phi 30$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

Si ottiene:

$w_d = 0.19$ mm $< w_1$ → **verifica soddisfatta**

$A_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

Si ottiene:

$w_d = 0.18$ mm < w_{I1} → **verifica soddisfatta**

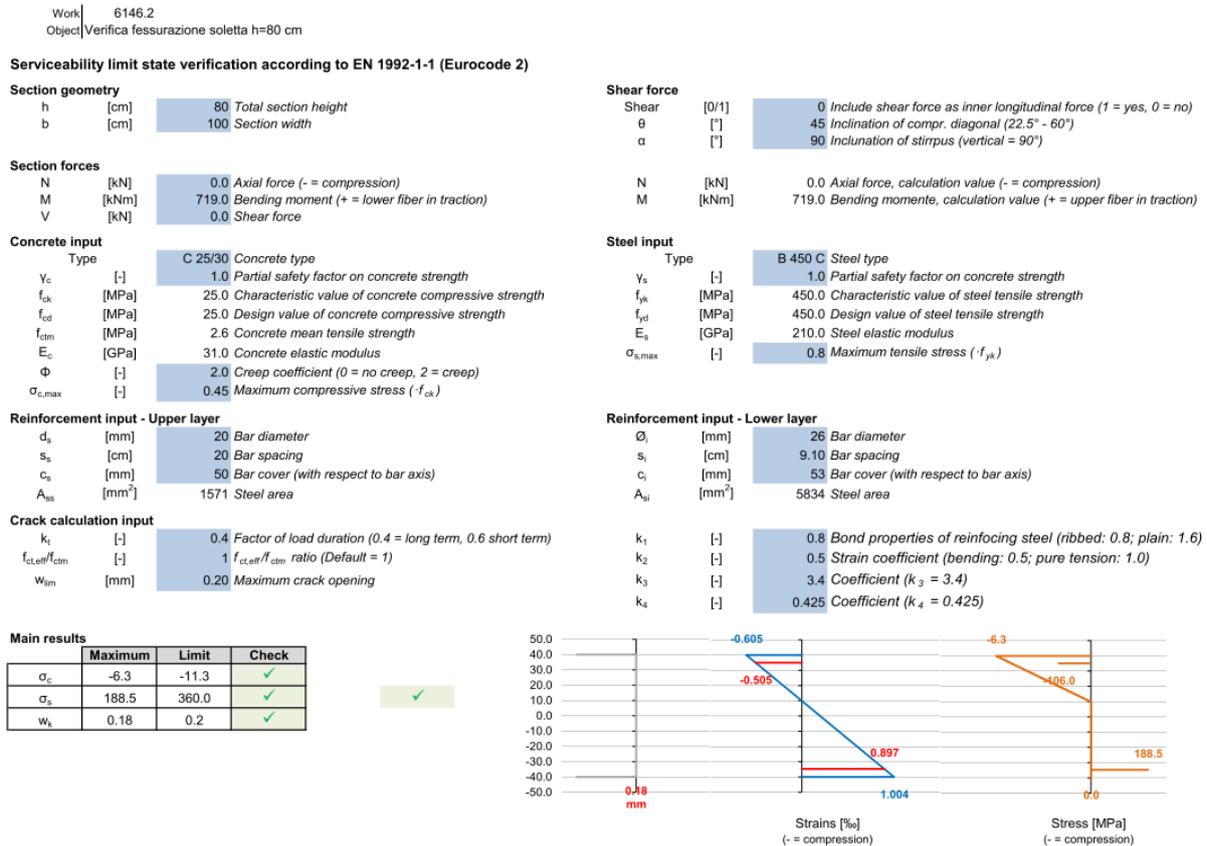


Figura 95 – Stato tensionale e fessurativo - SLE Frequente

6.4 Riepilogo verifiche

Si riporta in tabella un riepilogo delle verifiche effettuate nelle sezioni più sollecitate e l'armatura ipotizzata.

SOLETTA H=130 cm					
	Azione di progetto	Azione resistente	FS	Armatura ipotizzata	Ubicazione
N (kN)	0	---	---	---	----
M - (kNm)	4.536	4.906	1,1	A _s ' = 5φ26 armatura inferiore (compressa) A _s = 16φ30 su due file armatura superiore (tesa)	Appoggio centrale
M+ (kNm)	2.720	2.968	1,1	A _s ' = 5φ26 armatura superiore (compressa) A _s = 13φ30 armatura inferiore (tesa)	Campata
V (kN)	1.332	1.700	1,28	φ12/2br. passo 150	----
SOLETTA H=80 cm					
N (kN)	0	---	---	---	-
M - (kNm)	2.058	2.215	1,1	A _s ' = 5φ20 armatura inferiore (compressa) A _s = 10φ26 + 4φ30 armatura superiore (tesa)	Appoggio centrale
M+ (kNm)	863	1.028	1,2	A _s ' = 5φ20 armatura superiore (compressa) A _s = 7φ26 armatura inferiore (tesa)	Campata
V (kN)	1.400	2.000	1,4	φ12/4br. passo 150	----
SOLETTA H=80 cm (tratto finale)					
N (kN)	0	---	---	---	---
M - (kNm)	3.025	3.354	1,1	A _s ' = 10φ26 armatura inferiore (compressa) A _s = 8φ36 + 6φ36 armatura superiore (tesa)	Appoggio centrale
M+ (kNm)	780	1.028	1,1	A _s ' = 5φ20 armatura superiore (compressa) A _s = 7φ66 armatura inferiore (tesa)	Campata
V (kN)	1.400	2.000	1,4	φ12/4br. passo 150	----

PIEDRITTO CC					
	Azione di progetto	Azione resistente	FS	Armatura ipotizzata	Ubicazione
N (kN)	293	---	---	---	---
M - (kNm)	3.190	3.497	1,1	A' _s = 5φ26 armatura compressa A _s = 20φ26 su due file armatura tesa	Contro terra
M+ (kNm)	2.201	2.474	1,1	A' _s = 5φ26 armatura compressa A _s = 10φ30 su due file armatura tesa	Interno tunnel
PIEDRITTO DD					
	Azione di progetto	Azione resistente	FS	Armatura ipotizzata	Ubicazione
N (kN)	696	---	---	---	---
M - (kNm)	3.977	4.324	1,1	A' _s = 10φ26 armatura compressa A _s = 18φ30 su due file armatura tesa	Tende le fibre di sinistra
M+ (kNm)	4.118	2.474	1,05	A' _s = 10φ26 armatura compressa A _s = 18φ30 su due file armatura tesa	Tende le fibre di destra
PIEDRITTO EE					
	Azione di progetto	Azione resistente	FS	Armatura ipotizzata	Ubicazione
N (kN)	321	---	---	---	---
M - (kNm)	2.383	2.567	1,1	A' _s = 5φ26 armatura compressa A _s = 10φ30 armatura tesa	Interno tunnel
M+ (kNm)	3.290	3.591	1,1	A' _s = 8φ26 armatura compressa A _s = 15φ30 su due file armatura tesa	Contro terra

PLATEA					
	Azione di progetto	Azione resistente	FS	Armatura ipotizzata	Ubicazione
N (kN)	0	---	---	---	---
M- (kNm)	1.847	1.988	1,1	A' _s = 5φ26 armatura compressa A _s = 8φ30 armatura tesa	Fibre superiori
M+ (kNm)	4.053	4.442	1,1	A' _s = 8φ26 armatura compressa A _s = 14φ36 armatura tesa	Appoggio centrale
V (kN)	1.516	1.800	1,4	φ10/4br. passo 150	----

Tabella 8 – Riepilogo verifiche

7. Correnti vaganti

Per la verifica delle correnti vaganti si rimanda al documento “PD2_C3A_TS3_1629_Progetto dei tunnel – Predisposizioni civili per la messa a terra elettrica al fine della protezione contro i contatti indiretti e le correnti vaganti”.

8. Verifiche al fuoco

Le verifiche al fuoco vengono condotte secondo l'Eurocodice 2 – «Progettazione delle strutture in calcestruzzo – parte 1 – 2 : Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio ; si adotta il metodo di calcolo semplificato descritto al punto 4.2.4 della suddetta norma.

Si è esclusa la presenza di spalling del calcestruzzo, per escludere tale fenomeno è consigliabile predisporre al suo interno un quantitativo minimo di fibre polimeriche pari a 2 kg/m³

Per la verifica deve risultare :

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d \leq R_{d,t,fi}$$

dove :

E_d è il valore di progetto della sollecitazione a temperatura ambiente secondo la combinazione fondamentale allo SLU

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}} = 0,77 \text{ (nel caso di sole azioni permanenti)}$$

$R_{d,t,fi}$ è la resistenza di calcolo in situazione di incendio

La resistenza di progetto dei materiali è data da:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} \cdot X_k / \gamma_{M,fi}$$

dove:

k_{θ} è un fattore di riduzione dipendente dalla temperatura del materiale;

X_k è la resistenza caratteristica del materiale;

$\gamma_{M,fi}$ è il fattore parziale di sicurezza in situazione di incendio

8.1 Curve di incendio considerate

Le verifiche vengono condotte secondo tre curve di incendio:

- 1) Curva iso 834 – resistenza strutturale minima da garantire 240 minuti;
- 2) Curva HC – resistenza strutturale minima da garantire 120 minuti;
- 3) Curva EUREKA.

Si riportano di seguito i grafici delle diverse curve temperatura – tempo.

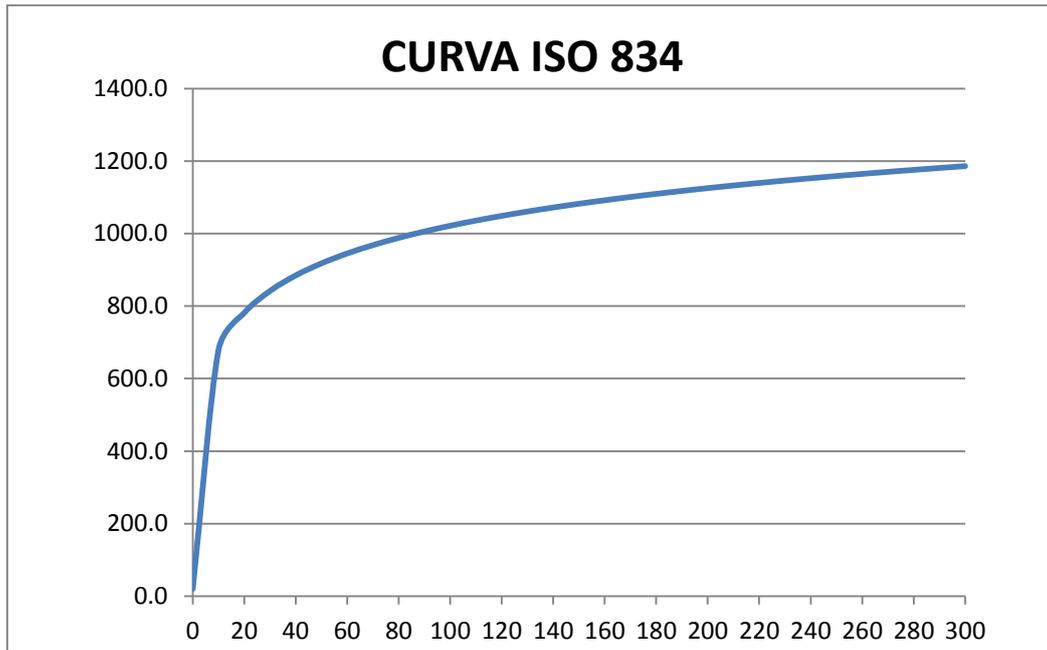


Figura 96 – Curva temperatura tempo : ISO 834

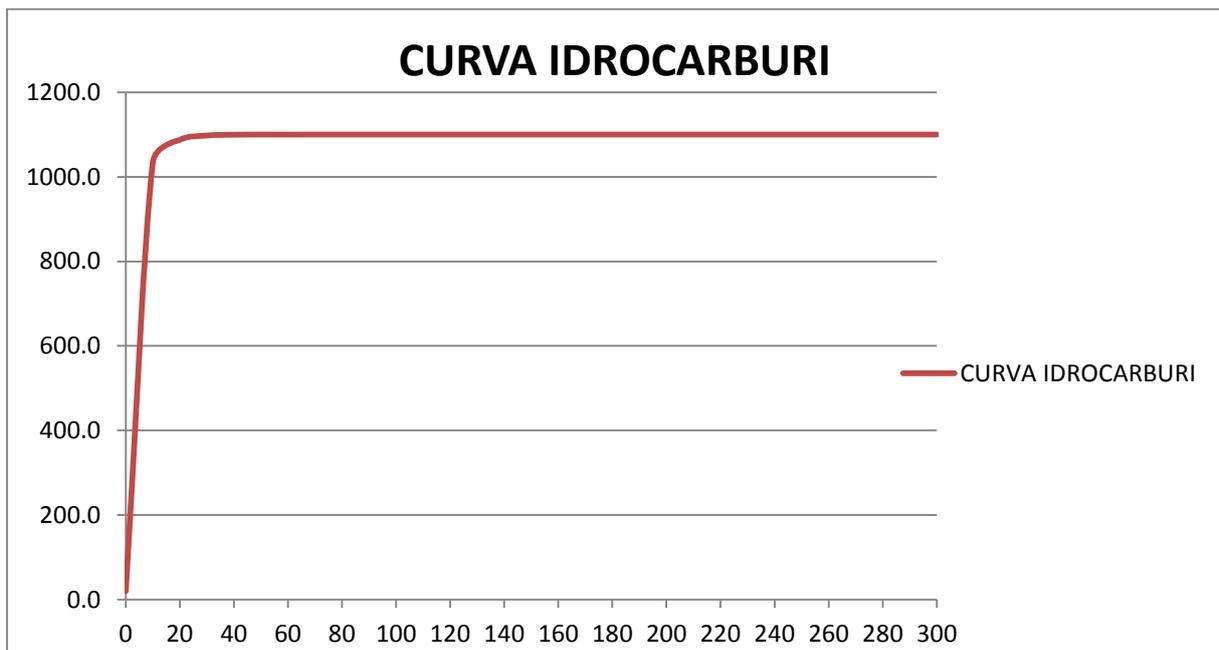


Figura 97 – Curva temperatura tempo : HC

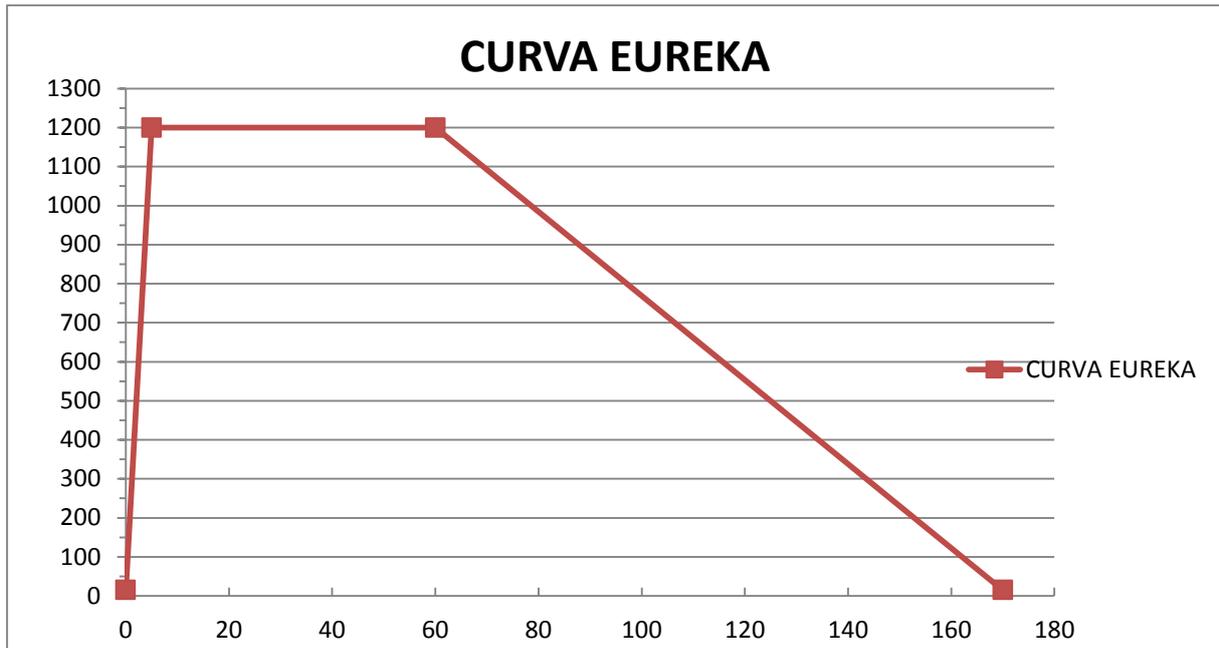


Figura 98 – Curva temperatura tempo : EUREKA

8.2 Andamento delle temperature all'interno della sezione

Definito l'incendio di progetto tramite la curva temperatura – tempo, con l'ausilio di un codice di calcolo si individua l'andamento delle temperature all'interno della sezione, che è stata discretizzata in strisce parallele di 1 cm di spessore ; nelle figure successive vengono rappresentate le linee della temperatura dei punti baricentrici di ogni striscia di 1 cm, con evidenziata la temperatura raggiunta in corrispondenza del baricentro delle armature tese (copriferro 5 cm).

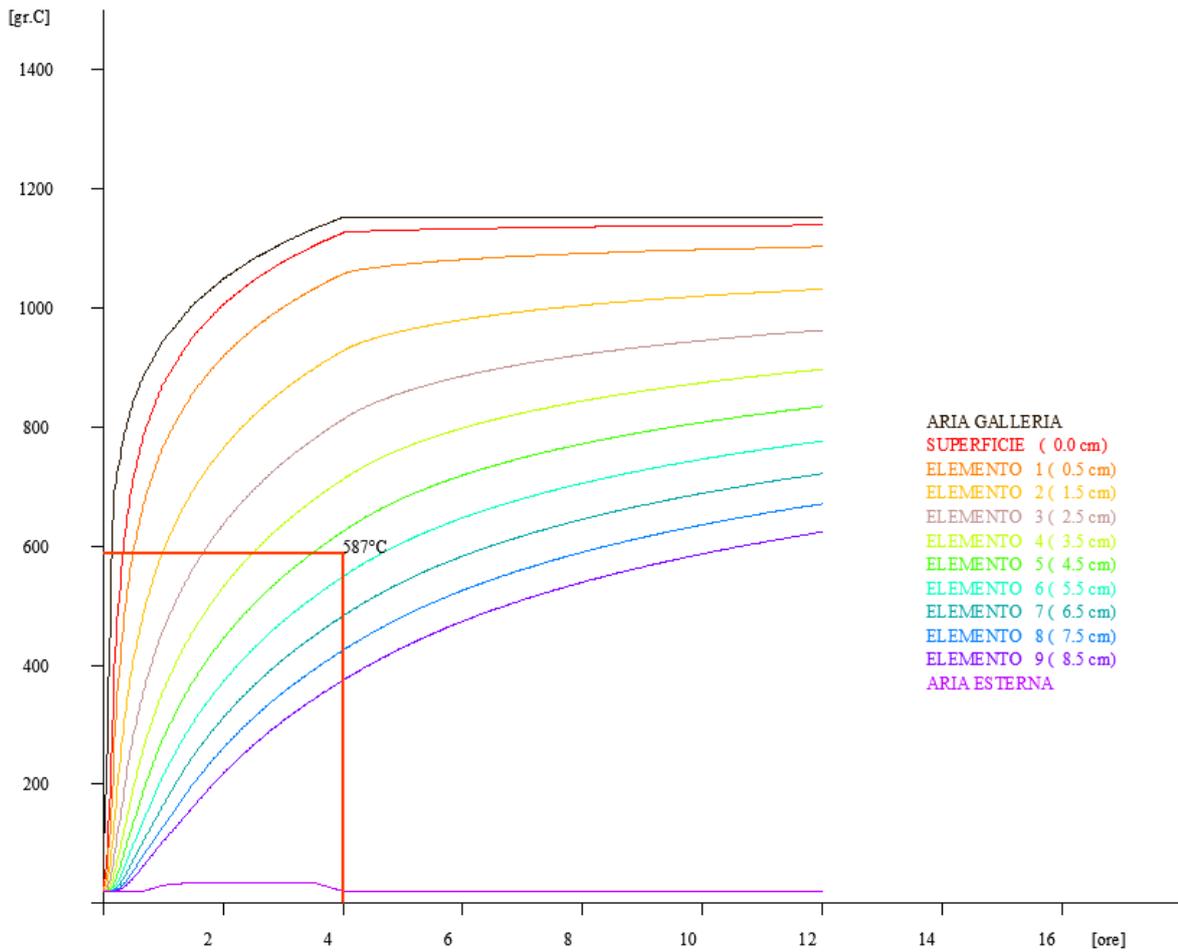


Figura 99 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA ISO 834

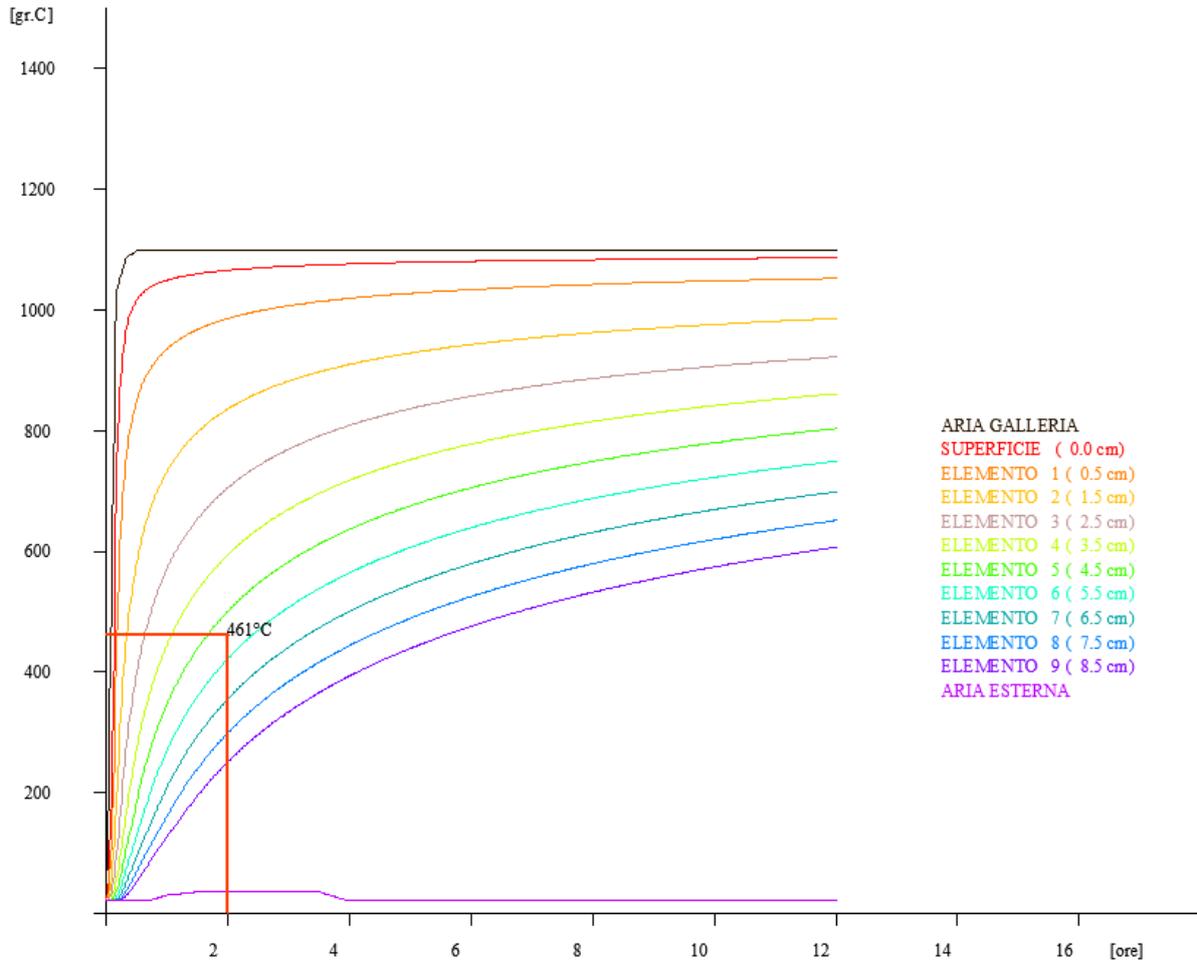


Figura 100 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA HC

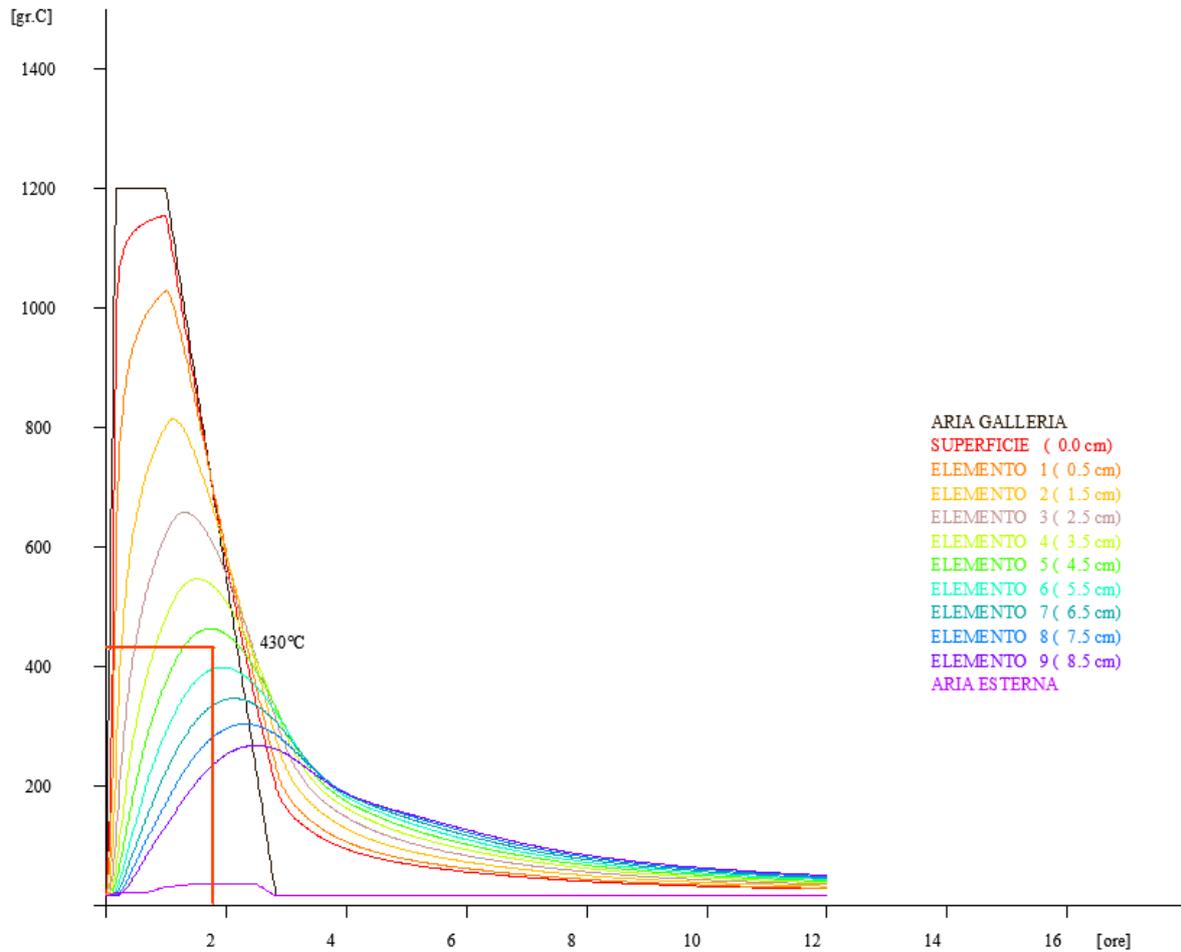


Figura 101 - Andamento delle temperature nella sezione (parte esposta al fuoco) secondo CURVA EUREKA

8.3 Determinazione della riduzione delle resistenze dei materiali in condizioni di incendio

8.3.1 Coefficiente correttivo della resistenza del calcestruzzo k_c

La riduzione della resistenza caratteristica del calcestruzzo viene calcolata secondo il prospetto 3.1 dell' Eurocodice 2.

Ipotesi curva 2 : calcestruzzo ordinario con aggregati calcarei

$$k_{c(\theta)} = 0,61 \quad \text{per } \theta = 587^\circ\text{C}$$

$$k_{c(\theta)} = 0,785 \quad \text{per } \theta = 461^\circ\text{C}$$

$$K_{c(\theta)} = 0,82 \quad \text{per } \theta = 430^\circ\text{C}$$

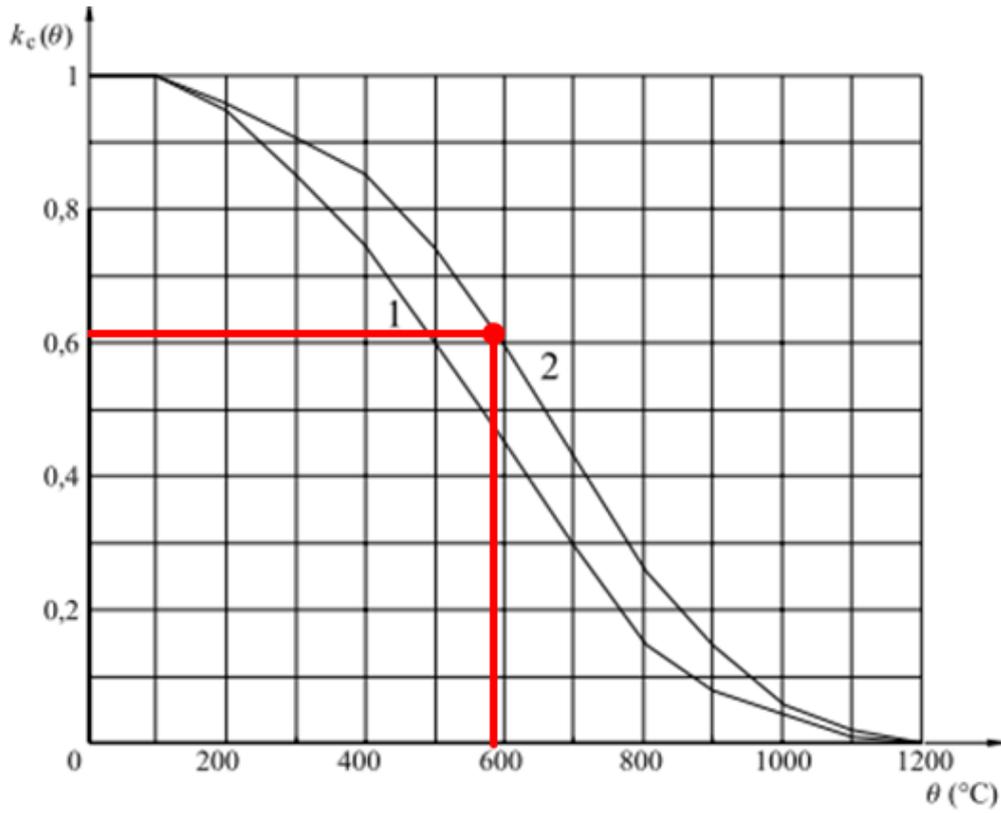


Figura 102 – $k_{c(\theta)}$ - ($\theta = 587^\circ\text{C}$)

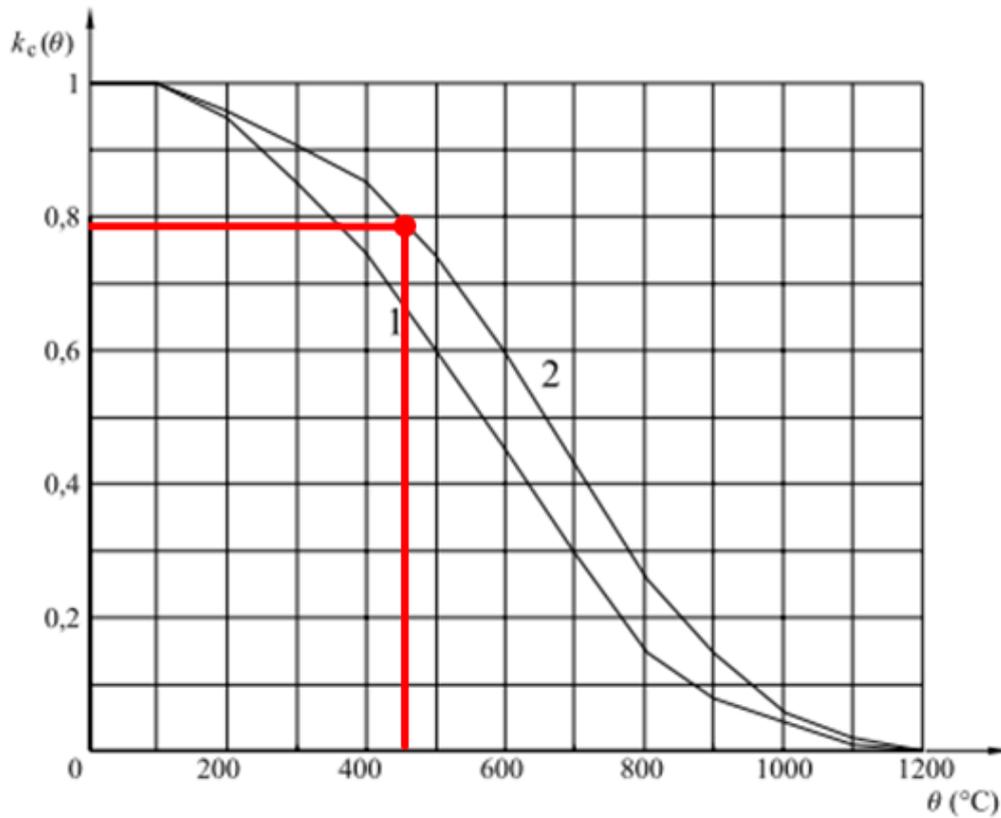


Figura 103 – $k_{c(\theta)}$ - ($\theta = 461^\circ\text{C}$)

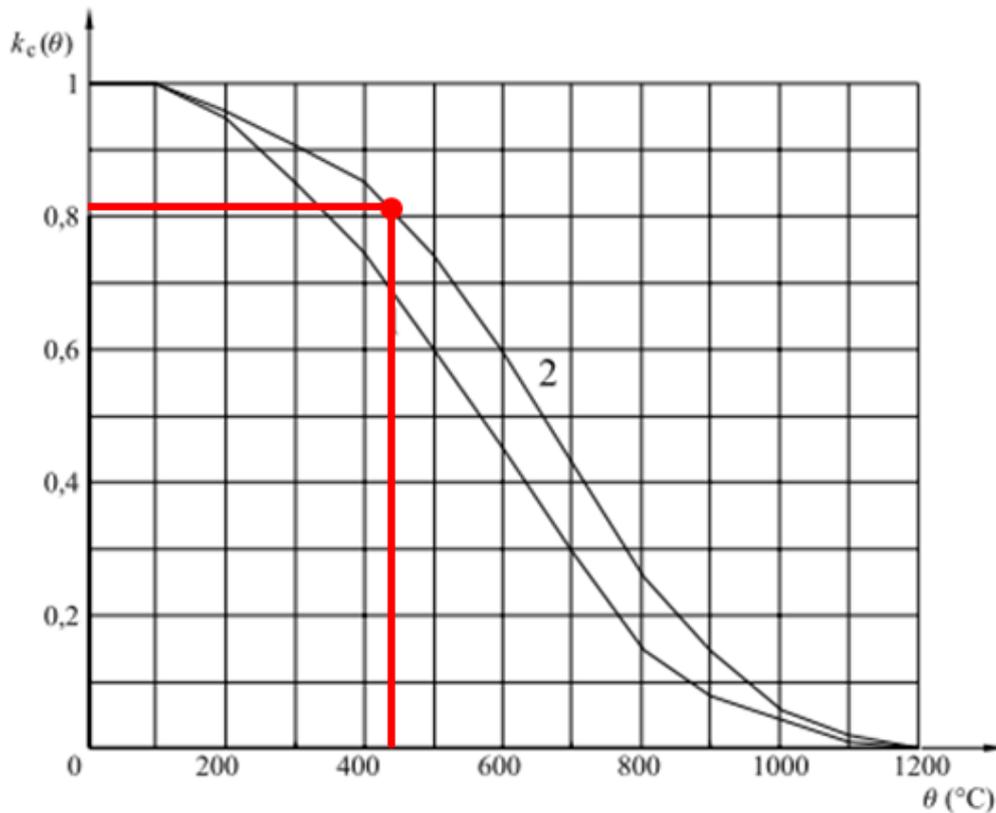


Figura 104 – $k_c(\theta)$ - ($\theta = 430^\circ\text{C}$)

8.3.2 Coefficiente correttivo della resistenza dell'acciaio k_s

La riduzione della resistenza caratteristica dell'acciaio viene calcolata secondo il prospetto 3.2a dell' Eurocodice 2.

Ipotesi curva 1 : acciaio laminato a caldo

$$k_{s(\theta)} = 0,5 \quad \text{per } \theta = 587^\circ\text{C}$$

$$K_{s(\theta)} = 0,87 \quad \text{per } \theta = 461^\circ\text{C}$$

$$k_{s(\theta)} = 0,92 \quad \text{per } \theta = 430^\circ\text{C}$$

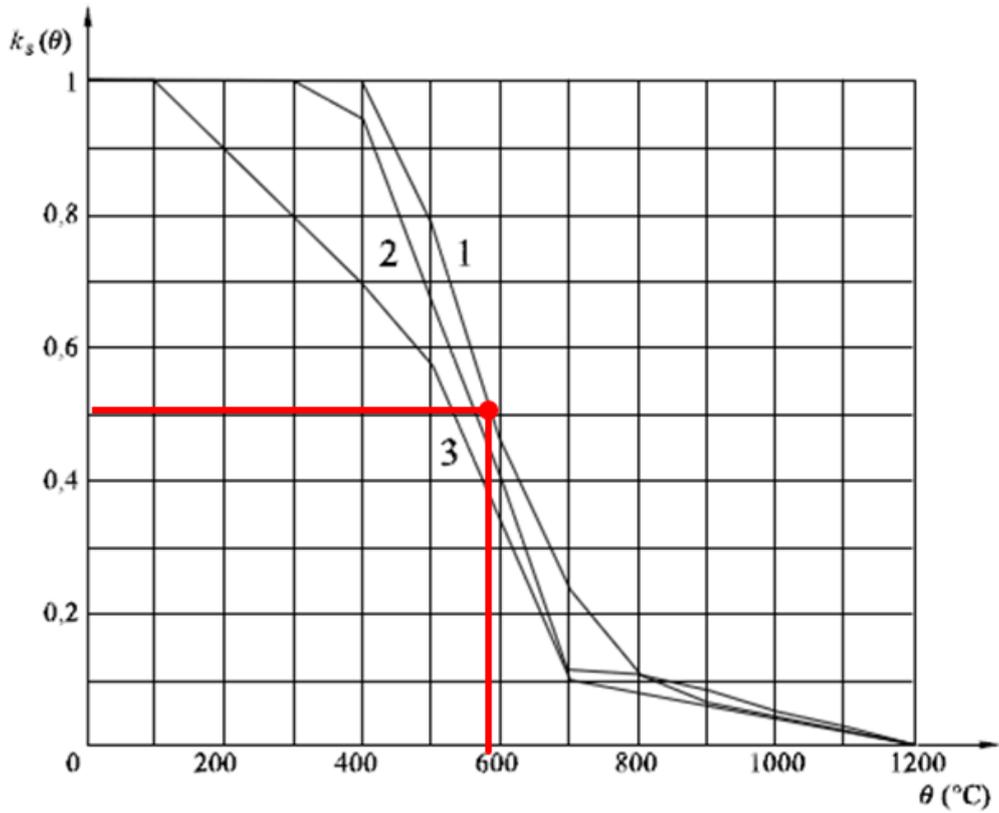


Figura 105 – $k_{s(\theta)}$ - ($\theta = 587^\circ\text{C}$)

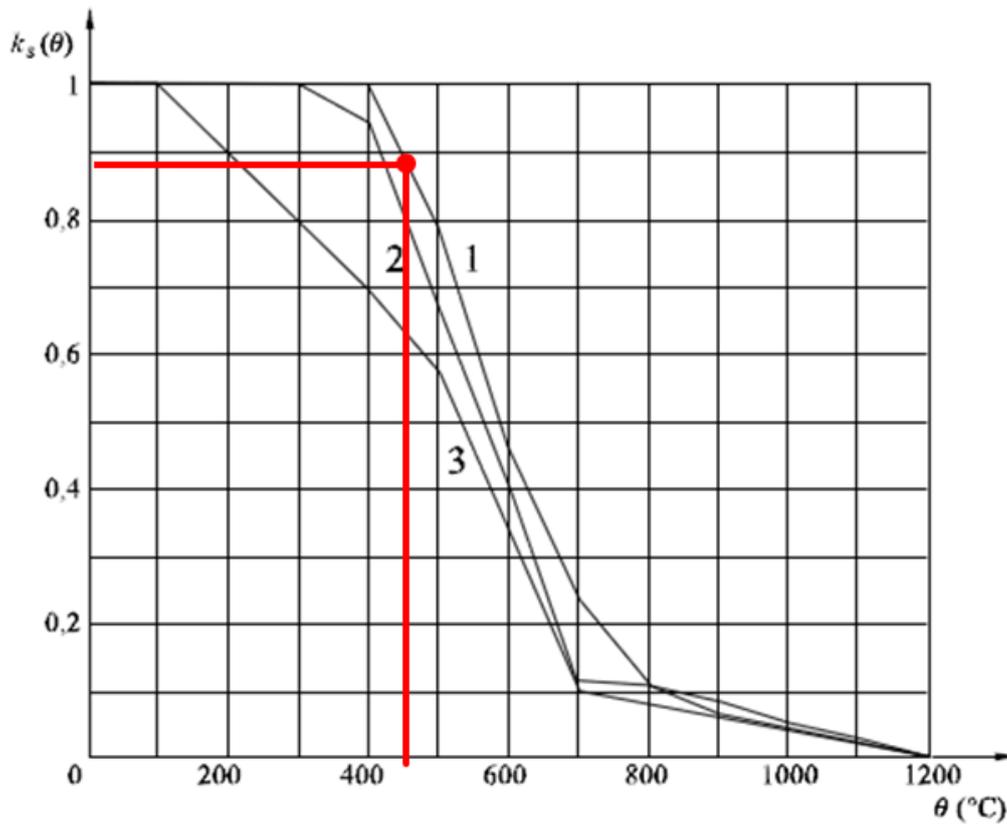


Figura 106 – $k_{s(\theta)}$ - ($\theta = 461^\circ\text{C}$)

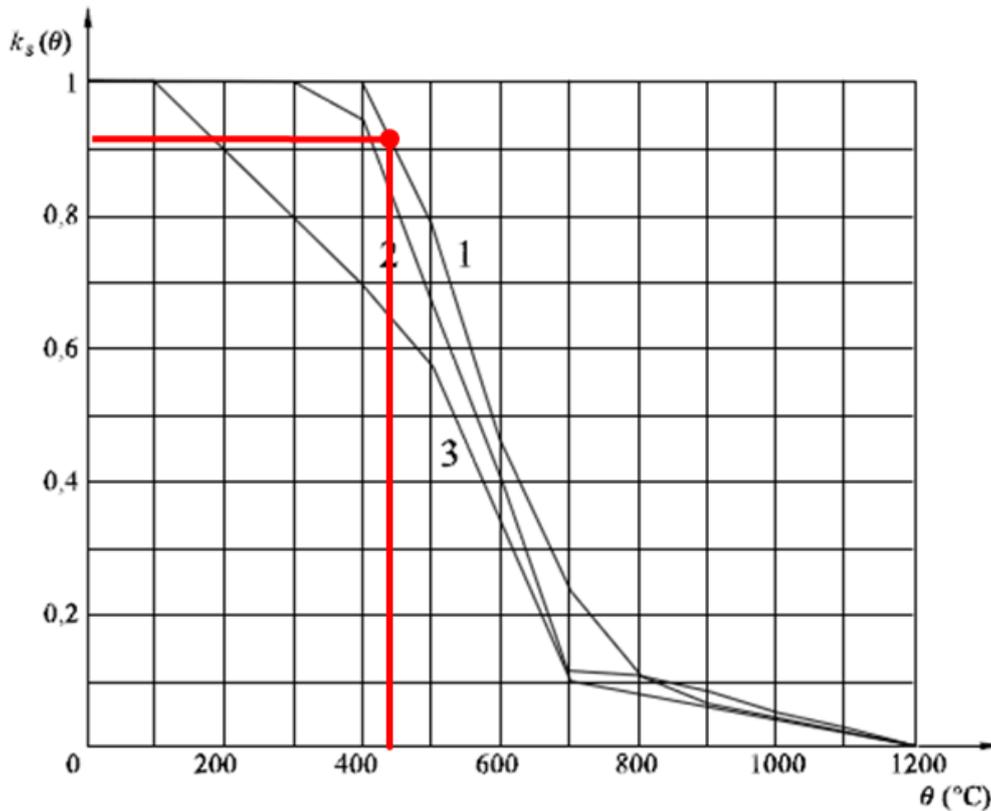


Figura 107 – $k_s(\theta)$ - ($\theta = 430^\circ\text{C}$)

8.3.3 Rigidezza flessionale

Il modulo elastico del calcestruzzo viene calcolato come :

$$E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}}$$

Con :

$$f_{c\theta} = k_{c(\theta)} \cdot f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c\theta} = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{per } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_{c\theta} = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{per } 805^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Il modulo elastico dell'acciaio viene calcolato secondo il prospetto 3.2a dell'Eurocodice 2.

Il momento di inerzia si considera in condizioni fessurate pertanto si assume pari al 50% di quello elastico.

8.4 Sezione da pk 61+076 a pk 61+084

8.4.1 Verifica secondo curva ISO 834

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 333,7^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta dopo 240 minuti}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 414,3^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti dopo 240 minuti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{333,7}{1,3} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0031 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{353,7}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0021 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{414,3}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0049 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{434,3}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0026 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=337^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,888 \cdot 25}{0,002438} = 9.106 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=414^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,835 \cdot 25}{0,00336} = 6.213 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=337^\circ\text{C})} + E_{(\theta=414^\circ\text{C})}] / 2 \approx 7.659 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidità ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio, si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

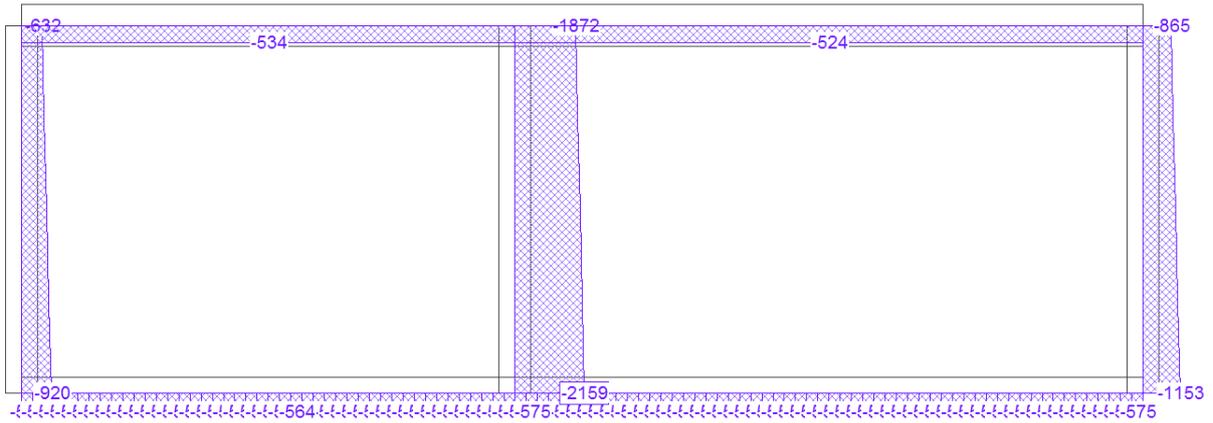


Figura 108 – Azione assiale - Incendio tunnel sx

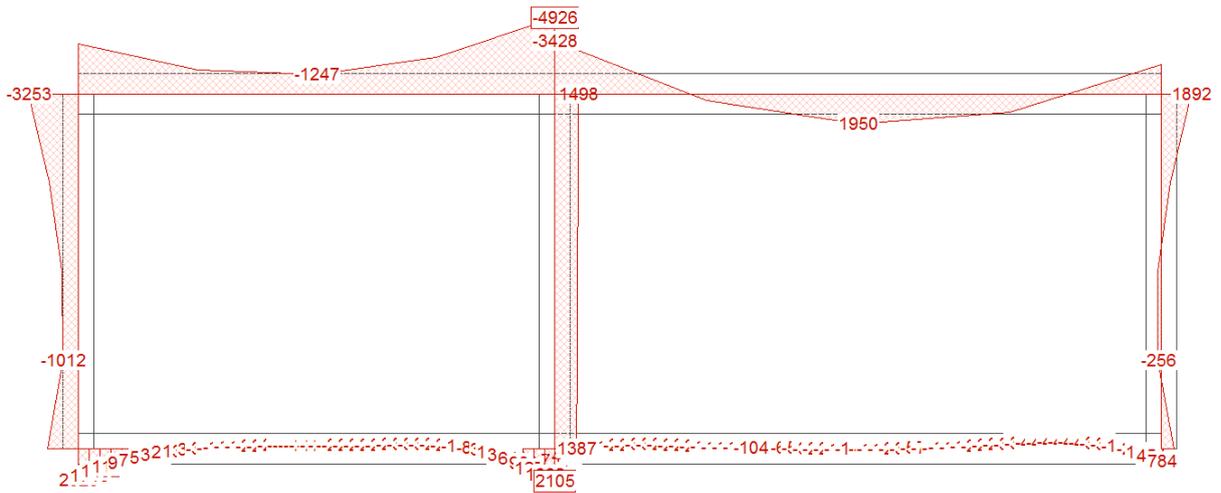


Figura 109 – Momento flettente – Incendio tunnel sx

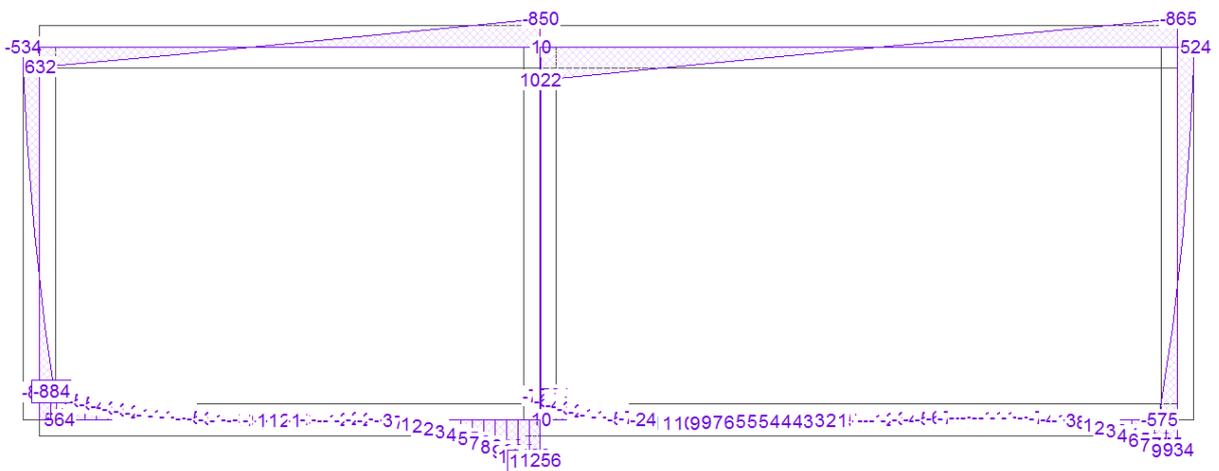


Figura 110 – Taglio – Incendio tunnel sx

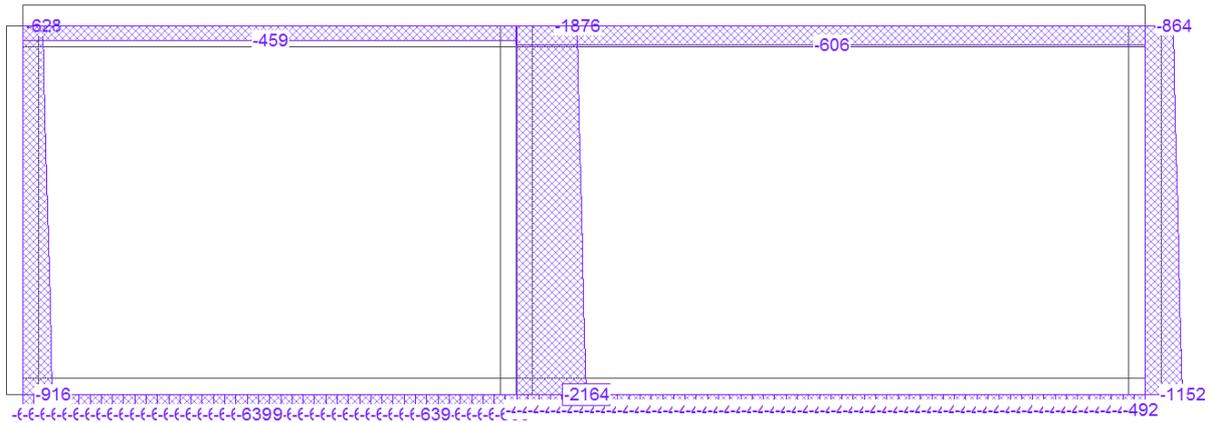


Figura 111 – Azione assiale - Incendio tunnel dx

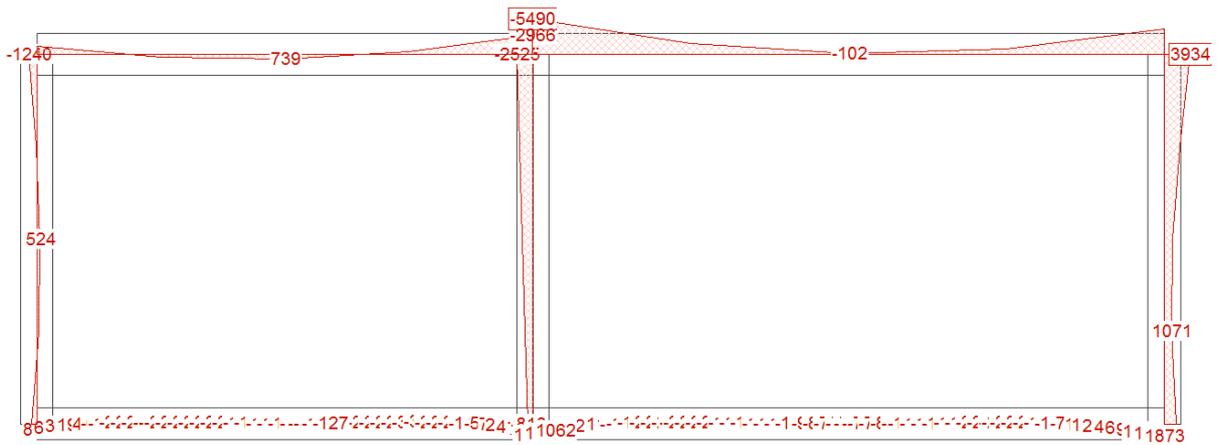


Figura 112 – Momento flettente – Incendio tunnel dx

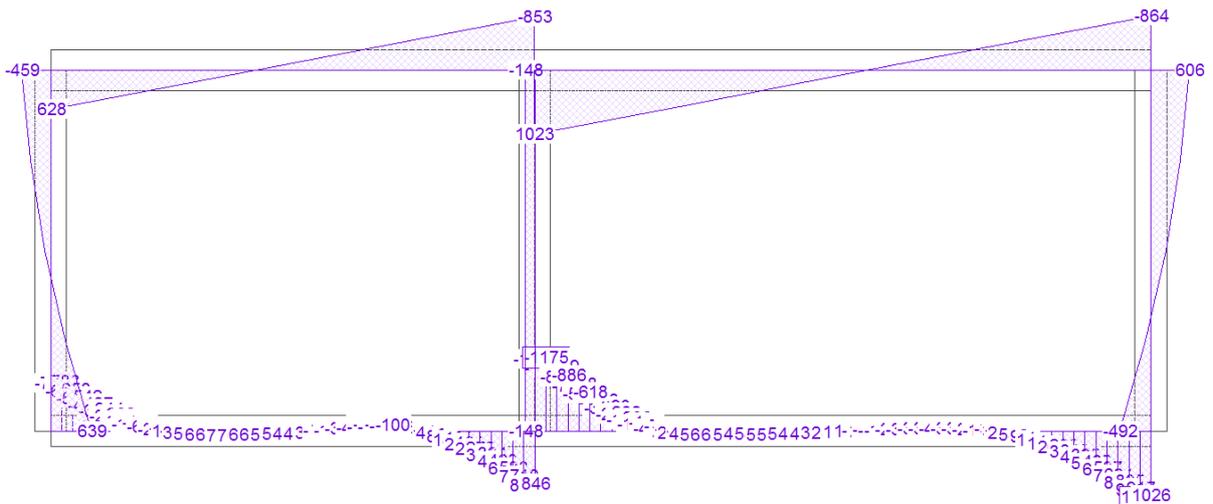


Figura 113 – Taglio – Incendio tunnel dx

Verifica sezionale - soletta superiore

La temperatura di progetto è quella raggiunta nel baricentro delle armature tese, a 5 cm dal bordo esposto al fuoco.

f_{ck} (temp. ambiente) = 25 MPa (verifiche su appoggio centrale)

f_{yk} (temp. ambiente) = 450 MPa (verifiche su appoggio centrale)

$f_{ck,fi}$ (incendio) = $25 \cdot 0,61 = 15,25$ MPa (verifiche in campata)

$f_{yk,fi}$ (incendio) = $450 \cdot 0,5 = 225$ MPa (verifiche in campata)

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 459$ kN compressione

$M_{sd} = 5.490$ kNm momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 16\phi 30$ su due file armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 5.731$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,04.

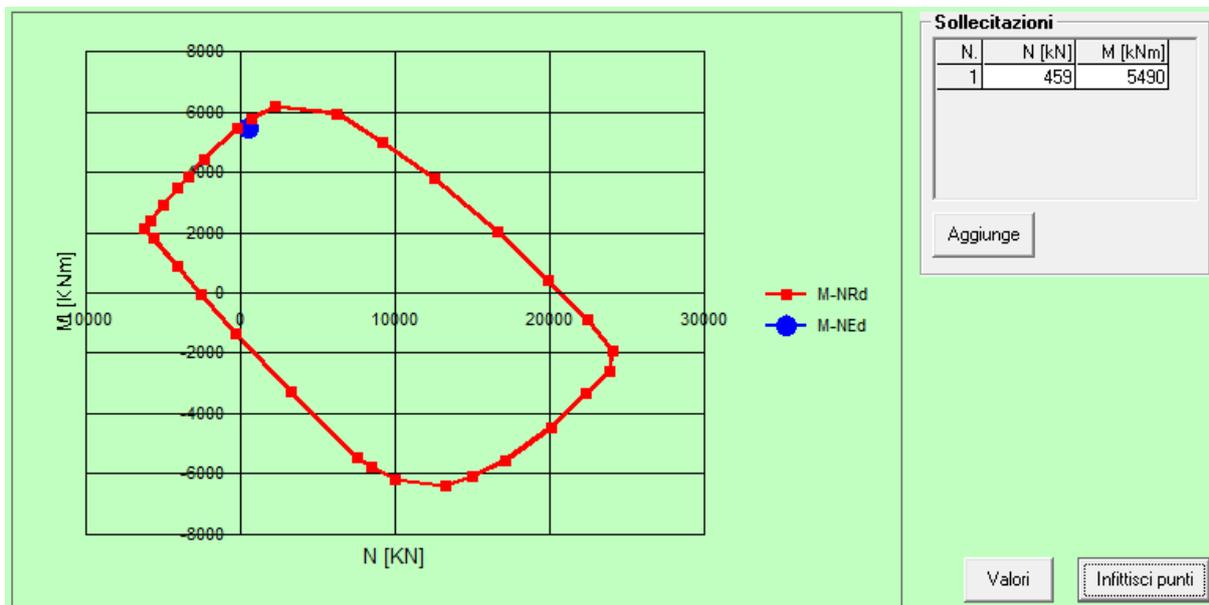


Figura 114 – Dominio M – N della soletta pk 61+076 - pk 61+084 - sezione appoggio centrale

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 524 \text{ kN}$ compressione

$M_{sd} = 1950 \text{ kNm}$ momento massimo positivo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura superiore (compressa)

$A_s = 9\phi 30$ armatura inferiore (tesa)

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.024 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,04.

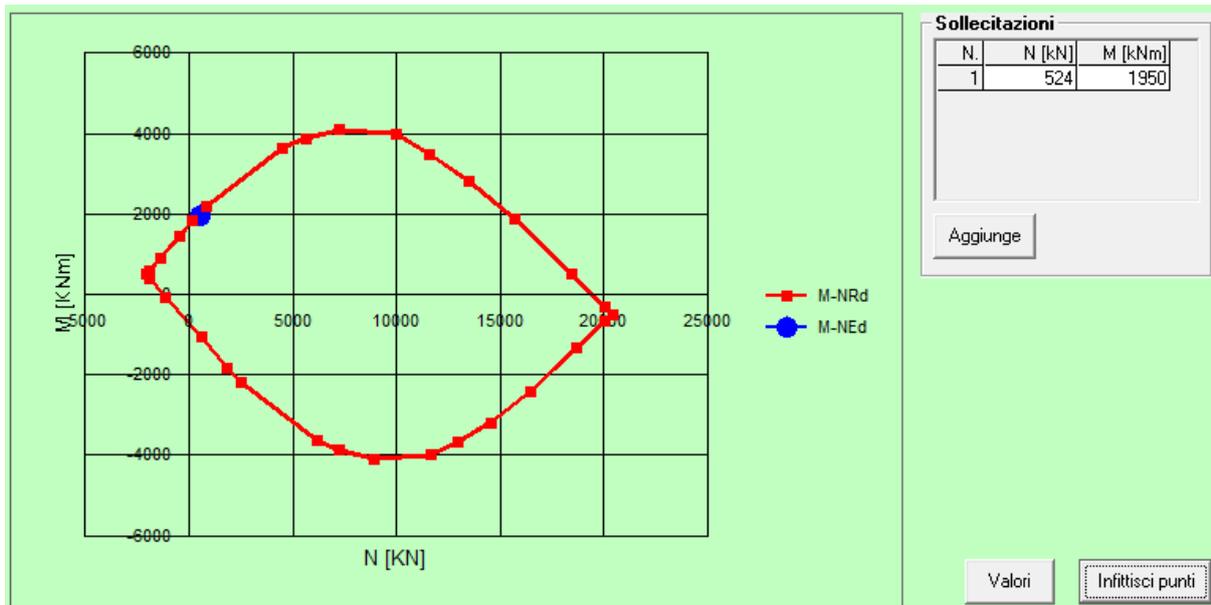


Figura 115 – Dominio $M - N$ della soletta $pk 61+076 - pk 61+084$ - sezione campata

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al § 8.4.1.1.

Piedritto “C - C”

Si ha :

$N_{sd} = 628 \text{ kN}$ minima azione assiale, di compressione
 $M_{sd,-} = 3.253 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre lato terreno)
 $M_{sd,+} = 524 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre interne)

Momento negativo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 20\phi 26$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.008 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,2.

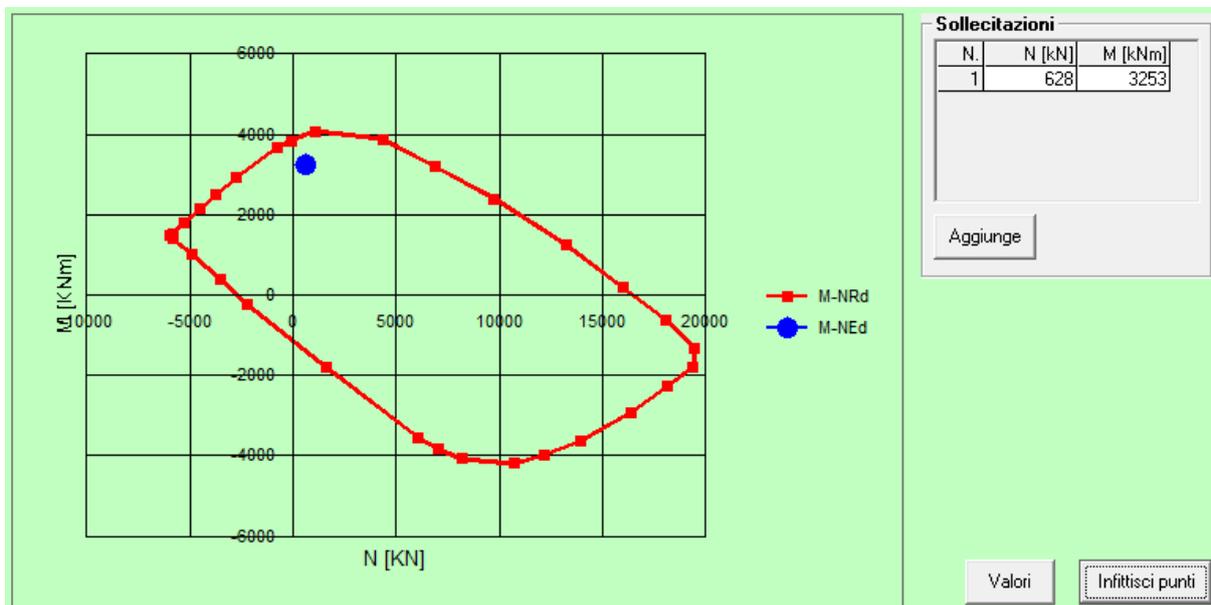


Figura 116 – Dominio M – N del piedritto “C-C” - sezione contro terra

Momento positivo (interno tunnel)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 10\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 1.642$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 3,1.

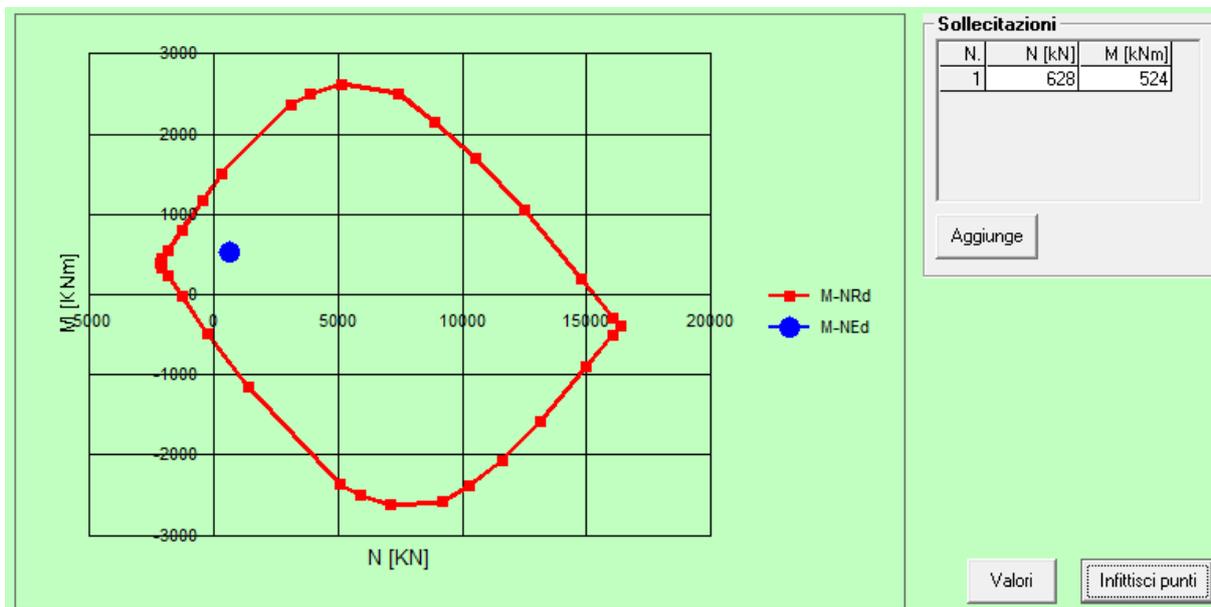


Figura 117 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione interno galleria

Piedritto “D - D”

Essendo le sollecitazioni inferiori a quelle in condizioni standard, ed essendo le fibre tese nel lato non esposto al fuoco, la sezione si ritiene verificata con le armature riportate al § 6.1.3.2.

Piedritto “E - E”

Si ha :

$N_{sd} = 864$ kN minima azione assiale, di compressione

$M_{sd,-} = 256$ kNm momento massimo negativo (tende le fibre interne)

$M_{sd,+} = 3.934$ kNm momento massimo positivo (tende le fibre contro terra)

Momento negativo (interno tunnel)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 10\phi 30$ armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 1.778$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 6,9.

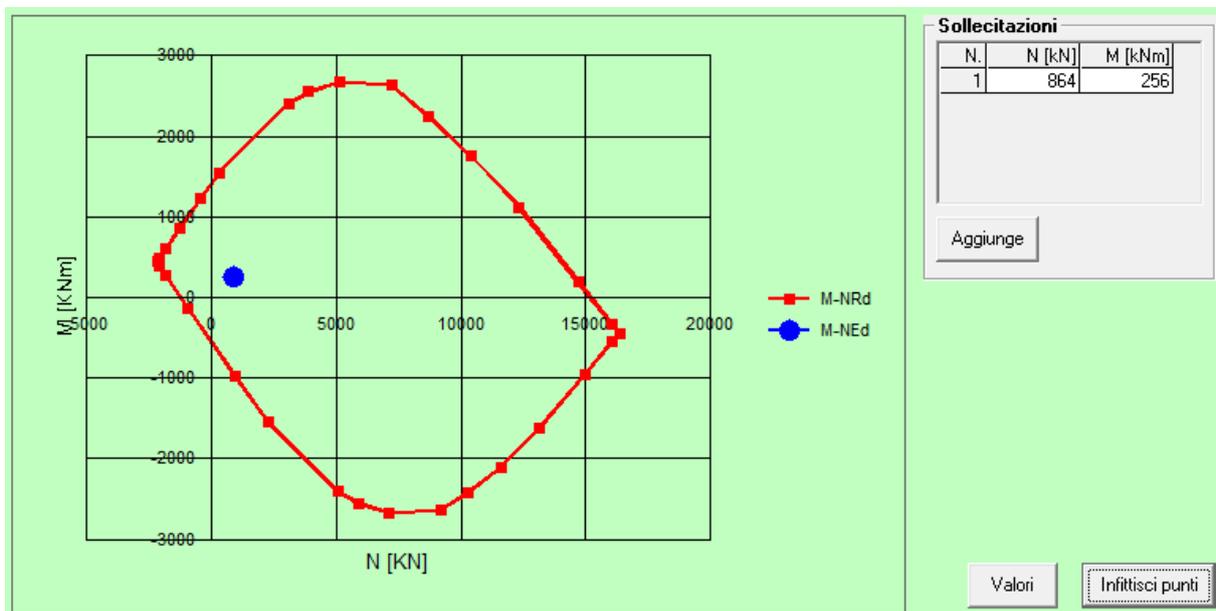


Figura 118 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione interno galleria

Momento positivo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 15\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.203$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

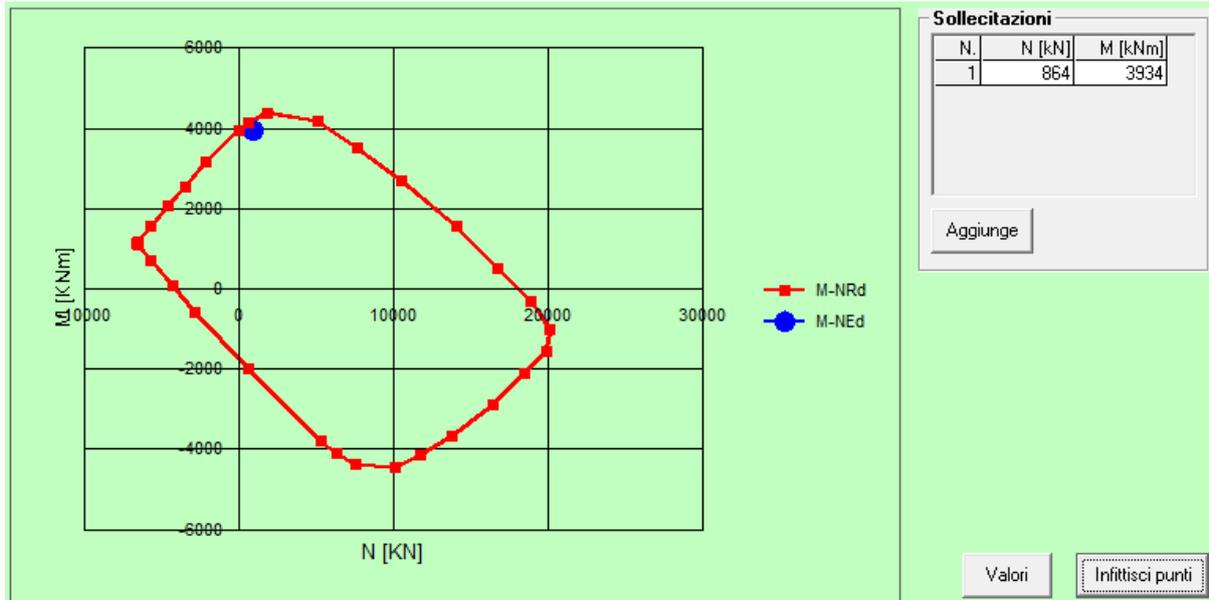


Figura 119 – Dominio $M - N$ del piedritto “E-E”- sezione contro terra

Verifica sezionale – Platea

La verifica della platea in condizioni di incendio viene omessa in quanto adeguatamente protetta dallo strato di ballast e, pertanto, i materiali non subiscono riduzione di resistenza. Questo vale anche per le curve di incendio trattate nei paragrafi successivi.

Verifiche a taglio

Si omettono le verifiche a taglio in quanto le sollecitazioni risultano inferiori a quelle in condizioni standard, essendo, inoltre, l’armatura a taglio adeguatamente protetta dal calcestruzzo. Questo vale anche per le curve di incendio trattate nei paragrafi successivi.

8.4.2 Verifica secondo curva HC – 2 ore

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 246,7^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta dopo 120 minuti}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 310,3^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti dopo 120 minuti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{246,7}{1,3} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0023 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{266,7}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0016 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{310,3}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0037 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{330,3}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0020 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=247^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,942 \cdot 25}{0,001573} = 14.971 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=310^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,904 \cdot 25}{0,00216} = 10.463 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=247^\circ\text{C})} + E_{(\theta=310^\circ\text{C})}] / 2 \approx 12.717 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidezza ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

Verifica sezionale – Soletta superiore

f_{ck} (temp. ambiente) = 25 MPa (verifiche su appoggio centrale)

f_{yk} (temp. ambiente) = 450 MPa (verifiche su appoggio centrale)

$f_{ck,fi}$ (incendio) = $25 \cdot 0,785 = 19,625$ MPa (verifiche in campata)

$f_{yk,fi}$ (incendio) = $450 \cdot 0,87 = 391,5$ MPa (verifiche in campata)

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 457$ kN compressione

$M_{sd} = 6.021$ kNm momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 18\phi 30$ su due file armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 6.288$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,04.

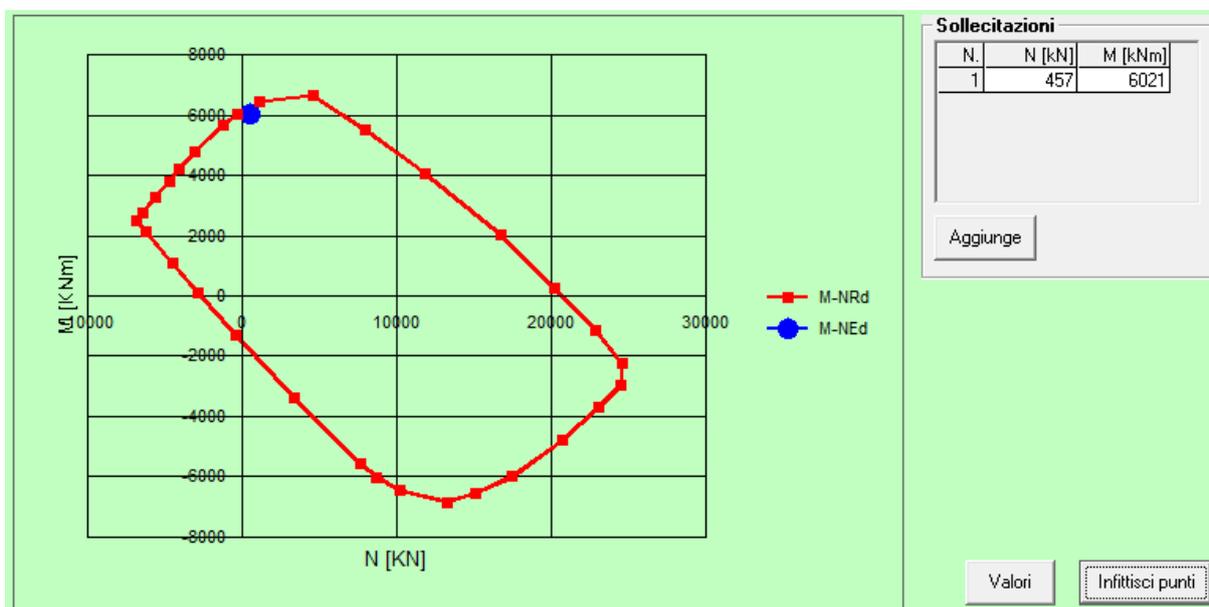


Figura 126 – Dominio M – N della soletta pk 61+076 - pk 61+084 - sezione appoggio centrale

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 520$ kN compressione

$M_{sd} = 1937$ kNm momento massimo positivo

Essendo le sollecitazioni pressochè uguali a quelle ottenute per la curva ISO 834 ed essendo maggiori le resistenze di progetto, si omette la verifica.

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al §8.4.2.1.

Piedritto “C - C”

Si ha :

$N_{sd} = 624 \text{ kN}$ minima azione assiale, di compressione
 $M_{sd,-} = 3.729 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre lato terreno)
 $M_{sd,+} = 521 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre interne)

Momento negativo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 20\phi 26$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.007 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,07.

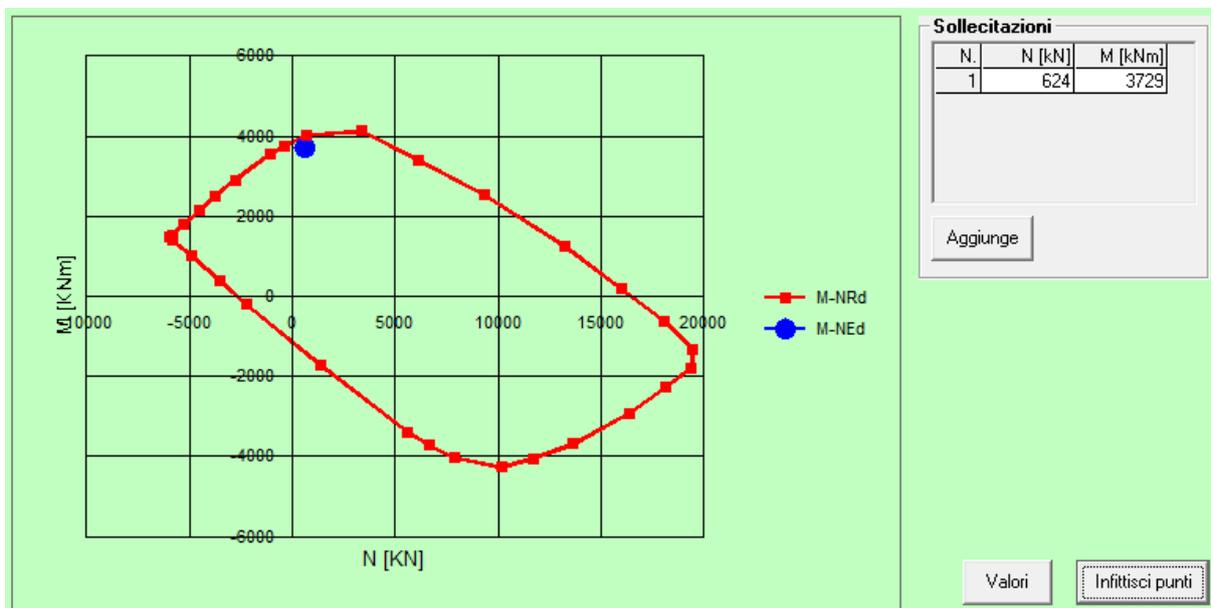


Figura 127 – Dominio M – N del piedritto “C-C”- sezione contro terra

Momento positivo (interno tunnel)

Essendo l'azione assiale pressochè uguale a quella riportata al § 8.4.1.2, ed essendo le resistenze dei materiali maggiori, ipotizzando le stesse armature della precedente verifica, la sezione risulta verificata.

Piedritto "D - D"

Essendo le sollecitazioni inferiori a quelle in condizioni standard, ed essendo le fibre tese nel lato non esposto al fuoco, la sezione si ritiene verificata con le armature riportate al § 6.1.3.2.

Piedritto "E - E"

Si ha :

$N_{sd} = 861 \text{ kN}$ minima azione assiale, di compressione

$M_{sd, -} = 232 \text{ kNm}$ momento massimo negativo (tende le fibre interne)

$M_{sd, +} = 4.418 \text{ kNm}$ momento massimo positivo (tende le fibre contro terra)

Momento negativo (interno tunnel)

Il momento flettente, a parità di azione assiale, risulta inferiore a quello riportato al § 8.4.1.2, pertanto si lasciano le stesse armature della precedente verifica.

Momento positivo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 17\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40 \text{ mm}$ copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.579 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,04.

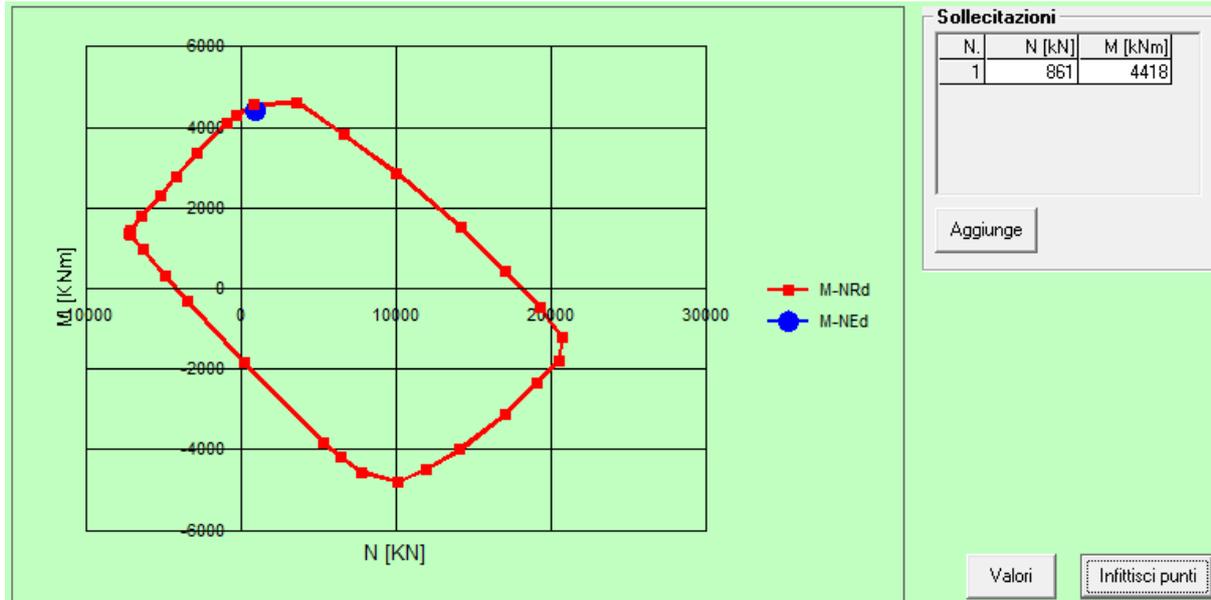


Figura 128 – Dominio M – N del piedritto “E-E”- sezione contro terra

8.4.3 Verifica secondo curva EUREKA

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 213,5^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 267,8^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{213,5}{1,3} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0020 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{233,5}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0014 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{267,8}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0032 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{287,2}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0017 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=214^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,96 \cdot 25}{0,001301} = 18.447 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=268^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,929 \cdot 25}{0,00176} = 13.196 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=214^\circ\text{C})} + E_{(\theta=268^\circ\text{C})}] / 2 \approx 15.821 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidezza ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

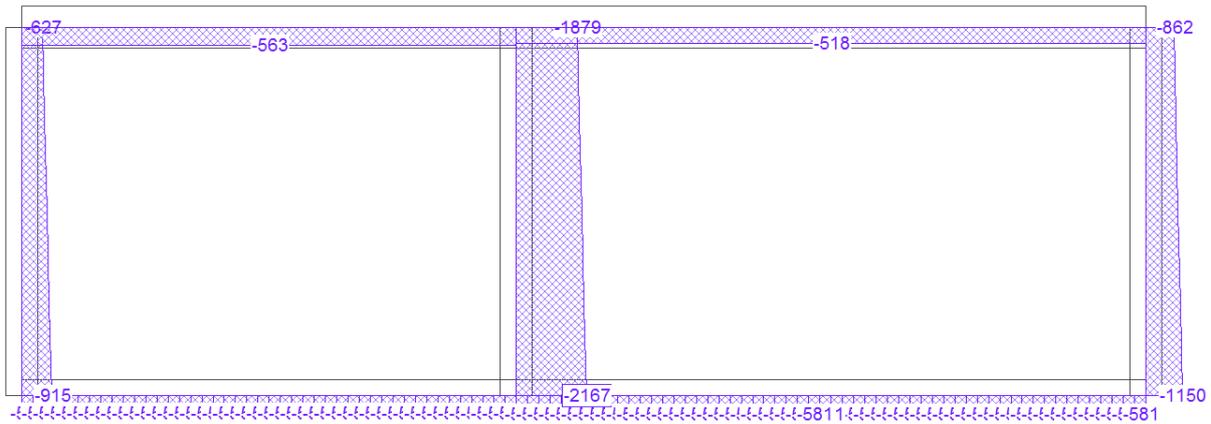


Figura 129 – Azione assiale - Incendio tunnel sx

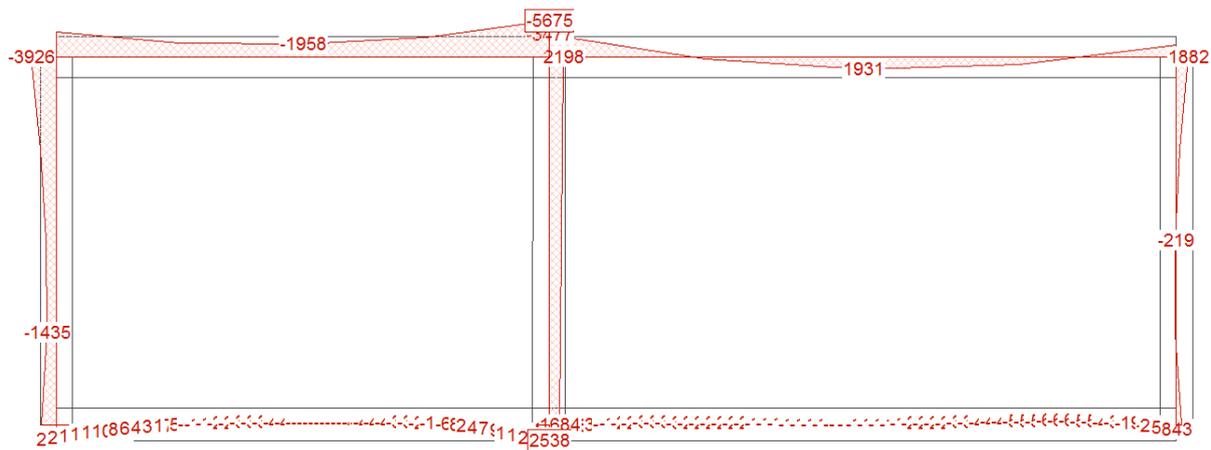


Figura 130 – Momento flettente – Incendio tunnel sx

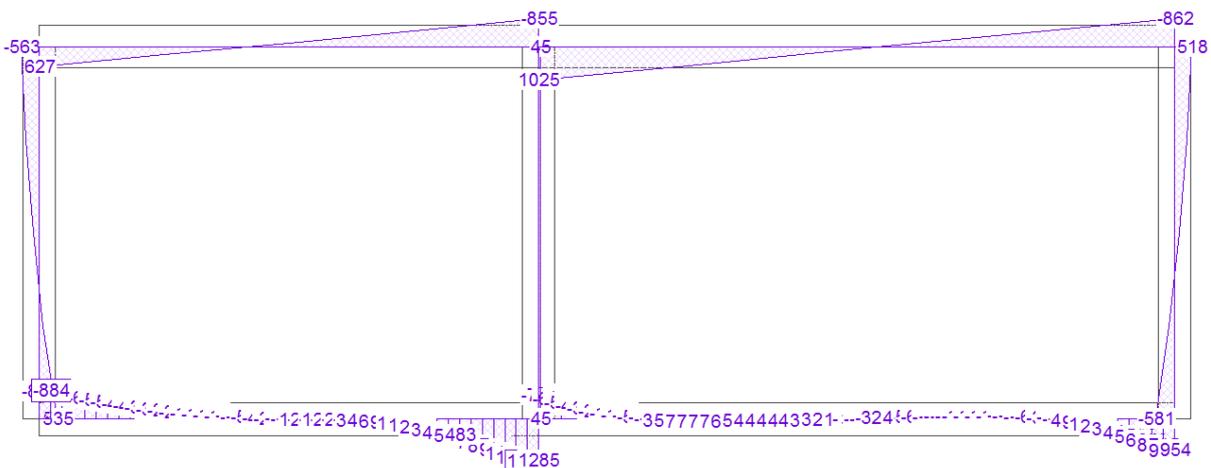


Figura 131 – Taglio – Incendio tunnel sx

Verifica sezionale – Soletta superiore

f_{ck} (temp. ambiente) = 25 MPa (verifiche su appoggio centrale)

f_{yk} (temp. ambiente) = 450 MPa (verifiche su appoggio centrale)

$f_{ck,fi}$ (incendio) = $25 \cdot 0,82 = 20,5$ MPa (verifiche in campata)

$f_{yk,fi}$ (incendio) = $450 \cdot 0,92 = 414$ MPa (verifiche in campata)

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$N_{sd} = 456$ kN compressione

$M_{sd} = 6.247$ kNm momento massimo negativo

A parità di azione assiale, ipotizzando le stesse armature del § 8.4.2.1, il momento resistente rimane invariato.

$M_{rd} = 6.288$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,01.

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 520$ kN compressione

$M_{sd} = 1931$ kNm momento massimo positivo

Essendo le sollecitazioni pressochè uguali a quelle ottenute per la curva HC ed essendo maggiori le resistenze di progetto, si omette la verifica.

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al § 8.4.3.1.

Piedritto “C - C”

Si ha :

$N_{sd} = 622$ kN minima azione assiale, di compressione

$M_{sd}^- = 3.926$ kNm momento massimo negativo (tende le fibre lato terreno)

$M_{sd}^+ = 518$ kNm momento massimo positivo (tende le fibre interne)

Momento negativo (contro terra)

Essendo l'azione assiale pressochè uguale a quella riportata al § 8.4.1.2, il momento resistente, ipotizzando le stesse armature della precedente verifica, rimane invariato.

$M_{rd} = 4.008$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,02.

Momento positivo (interno tunnel)

Essendo l'azione assiale pressochè uguale a quella che si ottiene con le 2 precedenti curve di incendio, il momento flettente inferiore e le resistenze di progetto dei materiali maggiori, ipotizzando le stesse armature, la sezione risulta automaticamente verificata.

Piedritto “D - D”

Essendo le sollecitazioni inferiori a quelle in condizioni standard, ed essendo le fibre tese nel lato non esposto al fuoco, la sezione si ritiene verificata con le armature riportate al § 6.1.3.2.

Piedritto “E - E”

Si ha :

$N_{sd} = 860$ kN minima azione assiale, di compressione

$M_{sd,-} = 219$ kNm momento massimo negativo (tende le fibre interne)

$M_{sd,+} = 4.617$ kNm momento massimo positivo (tende le fibre contro terra)

Momento negativo (interno tunnel)

Il momento flettente, a parità di azione assiale, risulta inferiore a quello delle 2 precedenti curve di incendio, pertanto si lasciano le stesse armature della precedente verifica.

Momento positivo (contro terra)

Ipotizzando:

$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 17\phi 30$ su 2 file armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 4.731$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,02.

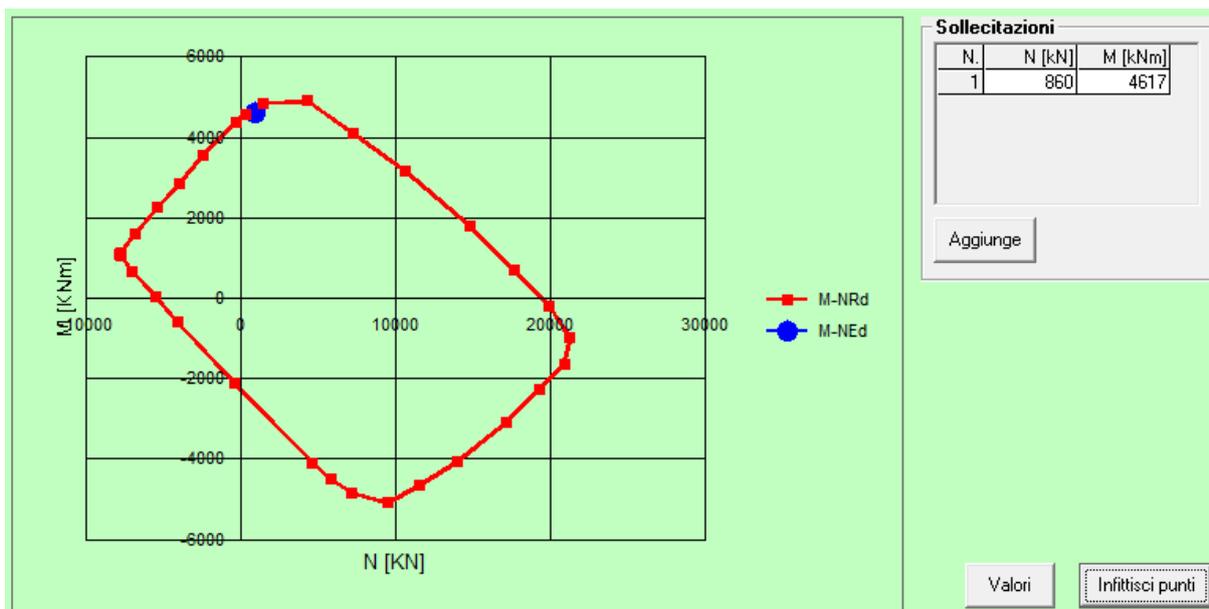


Figura 135 – Dominio M – N del piedritto “E-E” - sezione contro terra

8.5 Sezione da pk 61+084 a fine imbocco

8.5.1 Verifica secondo curva ISO 834

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 496,1^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta dopo 240 minuti}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 414,3^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti dopo 240 minuti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{496,1}{0,8} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0074 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{516,1}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0031 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{414,3}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0049 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{434,3}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0026 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=496^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,744 \cdot 25}{0,004564} = 4.075 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=414^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,835 \cdot 25}{0,00336} = 6.213 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=496^\circ\text{C})} + E_{(\theta=414^\circ\text{C})}] / 2 \approx 5.144 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidezza ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

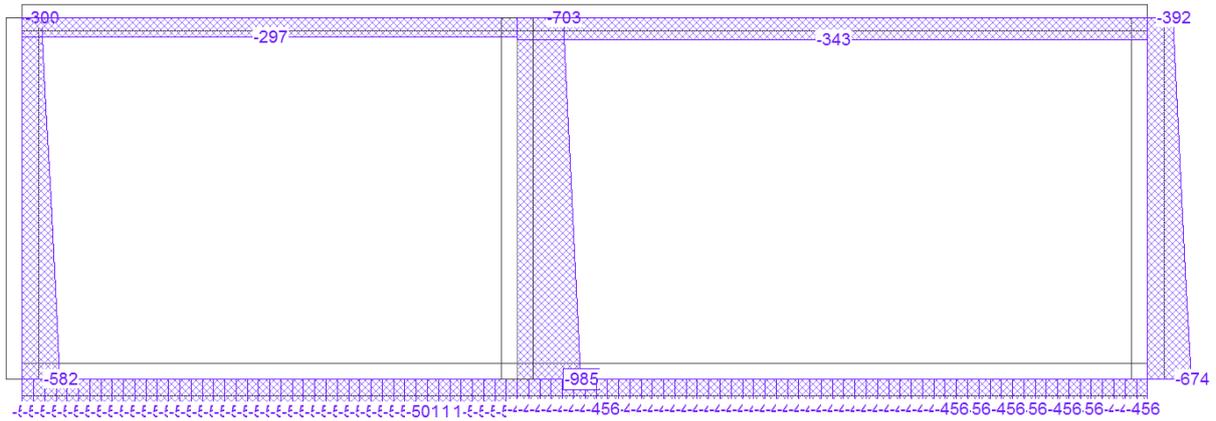


Figura 136 – Azione assiale - Incendio tunnel sx

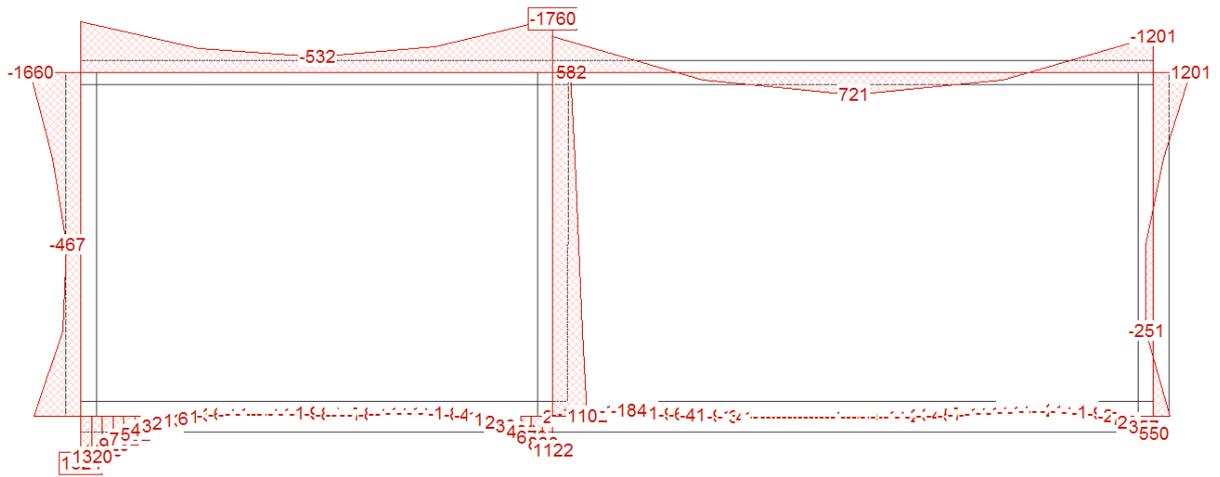


Figura 137 – Momento flettente – Incendio tunnel sx

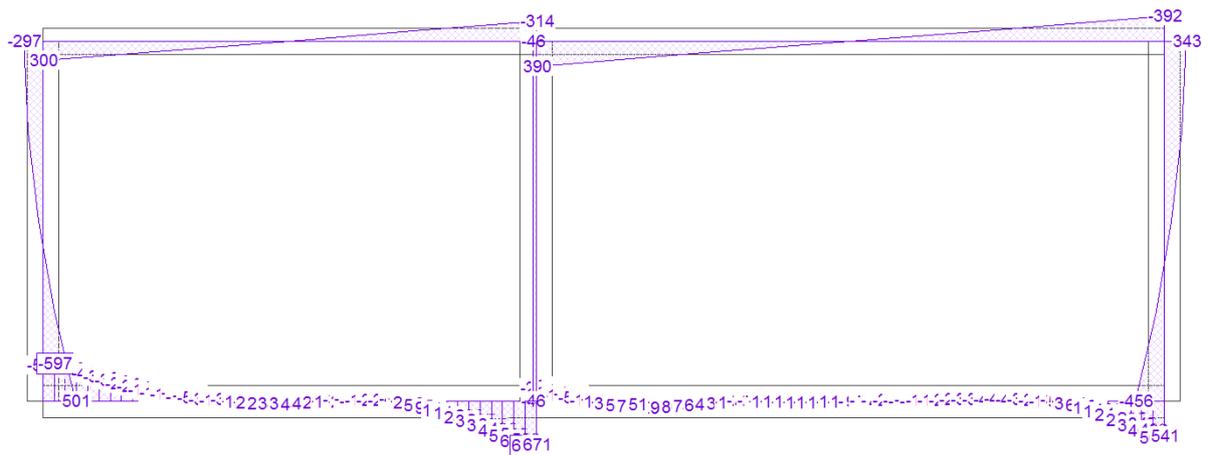


Figura 138 – Taglio – Incendio tunnel sx

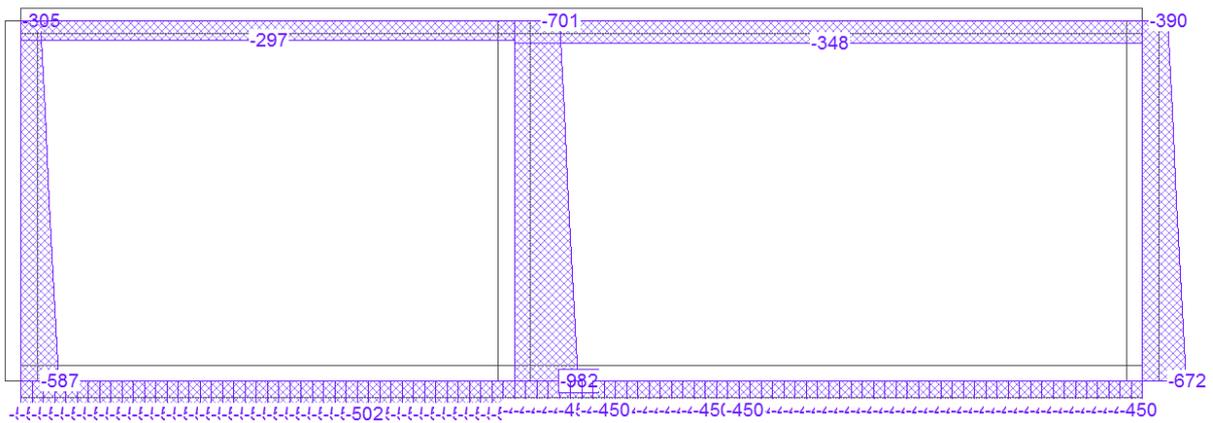


Figura 139 – Azione assiale - Incendio tunnel dx

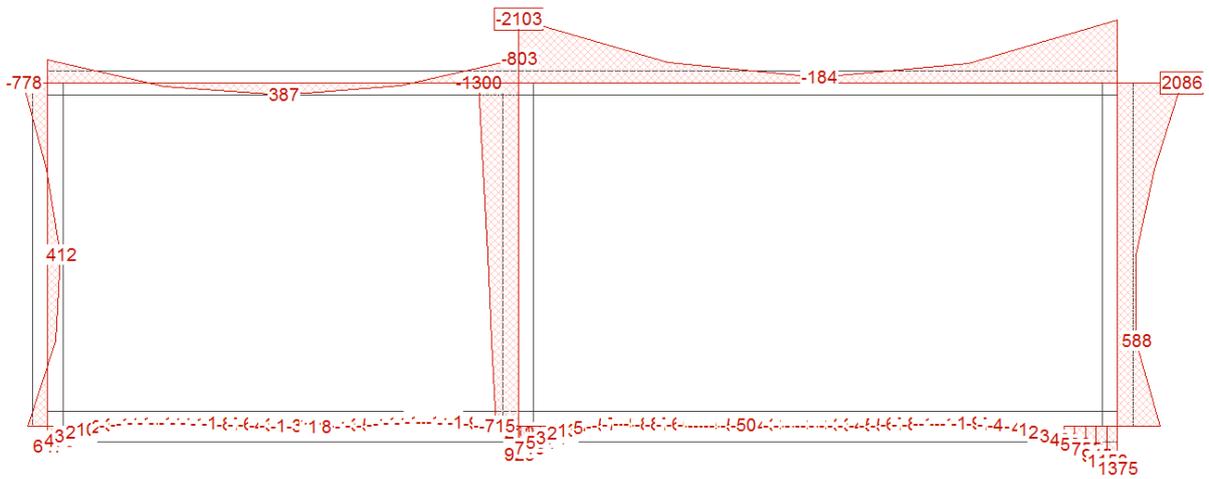


Figura 140 – Momento flettente – Incendio tunnel dx

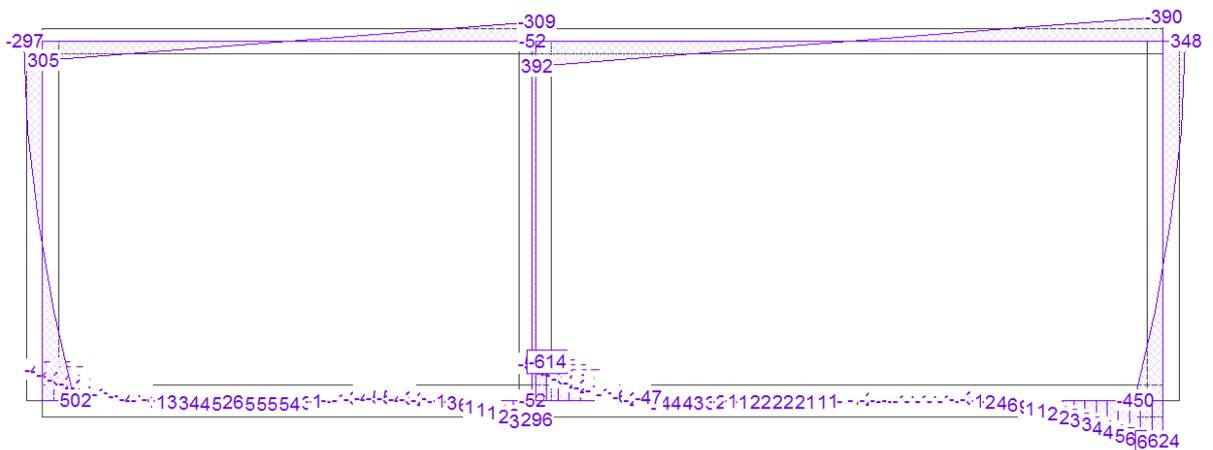


Figura 141 – Taglio – Incendio tunnel dx

Verifica sezionale – Soletta superiore

La temperatura di progetto è quella raggiunta nel baricentro delle armature tese, a 5 cm dal bordo esposto al fuoco.

$$f_{ck} \text{ (temp. ambiente)} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{verifiche su appoggio centrale})$$

$$f_{yk} \text{ (temp. ambiente)} = 450 \text{ MPa} \quad (\text{verifiche su appoggio centrale})$$

$$f_{ck,fi} \text{ (incendio)} = 25 \cdot 0,61 = 15,25 \text{ MPa} \quad (\text{verifiche in campata})$$

$$f_{yk,fi} \text{ (incendio)} = 450 \cdot 0,5 = 225 \text{ MPa} \quad (\text{verifiche in campata})$$

Momento negativo (appoggio centrale)

Si ha :

$$N_{sd} = 297 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M_{sd} = 2.103 \text{ kNm} \quad \text{momento massimo negativo}$$

Con le stesse armature di cui al § 6.1.2 la sezione risulta automaticamente verificata.

Momento positivo (campata)

Si ha :

$$N_{sd} = 343 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M_{sd} = 721 \text{ kNm} \quad \text{momento massimo positivo}$$

Ipotizzando:

$$A'_s = 5\phi 20 \quad \text{armatura superiore (compressa)}$$

$$A_s = 8\phi 26 \quad \text{armatura inferiore (tesa)}$$

$$c' = c = 40 \text{ mm} \quad \text{copriferro di calcolo}$$

$M_{rd} = 801 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,1.

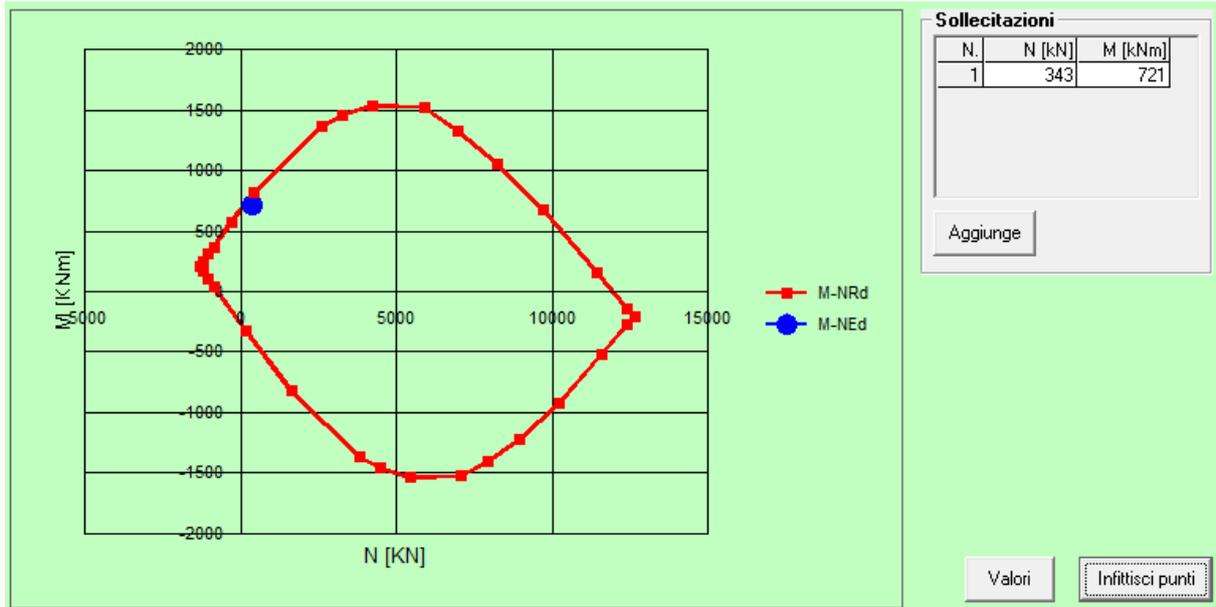


Figura 142 – Dominio M – N della soletta da pk 61+084 - sezione campata

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al §8.5.1.1.

Le sollecitazioni flessionali in tutti i piedritti, a parità di azione assiale, risultano sempre inferiori a quelle riportate nel paragrafo 8.4.1.2 pertanto si mantengono le stesse armature delle precedenti verifiche.

8.5.2 Verifica secondo curva HC – 2 ore

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 246,7^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta dopo 120 minuti}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 310,3^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti dopo 120 minuti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{246,7}{1,3} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0023 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{266,7}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0016 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{310,3}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0037 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{330,3}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0020 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=247^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,942 \cdot 25}{0,001573} = 14.971 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=310^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,904 \cdot 25}{0,00216} = 10.463 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=247^\circ\text{C})} + E_{(\theta=310^\circ\text{C})}] / 2 \approx 12.717 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidità ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

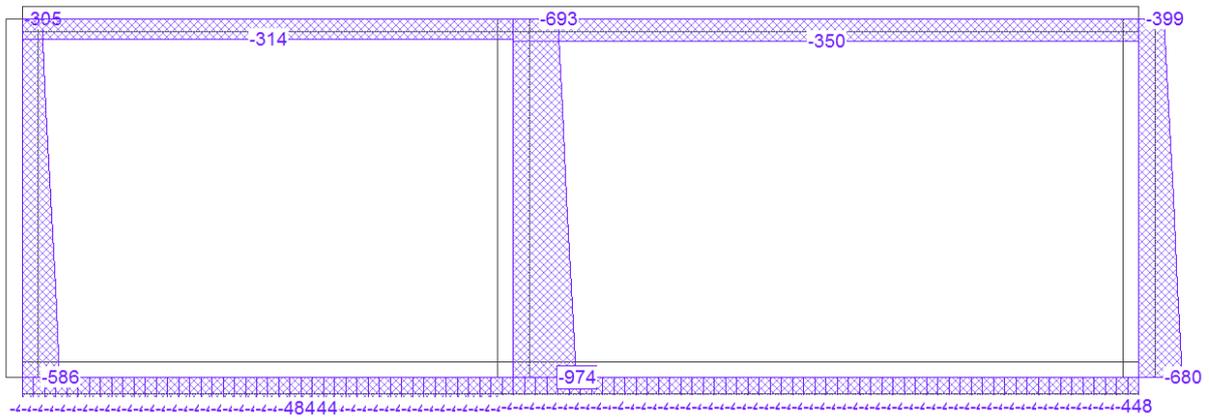


Figura 143 – Azione assiale - Incendio tunnel sx

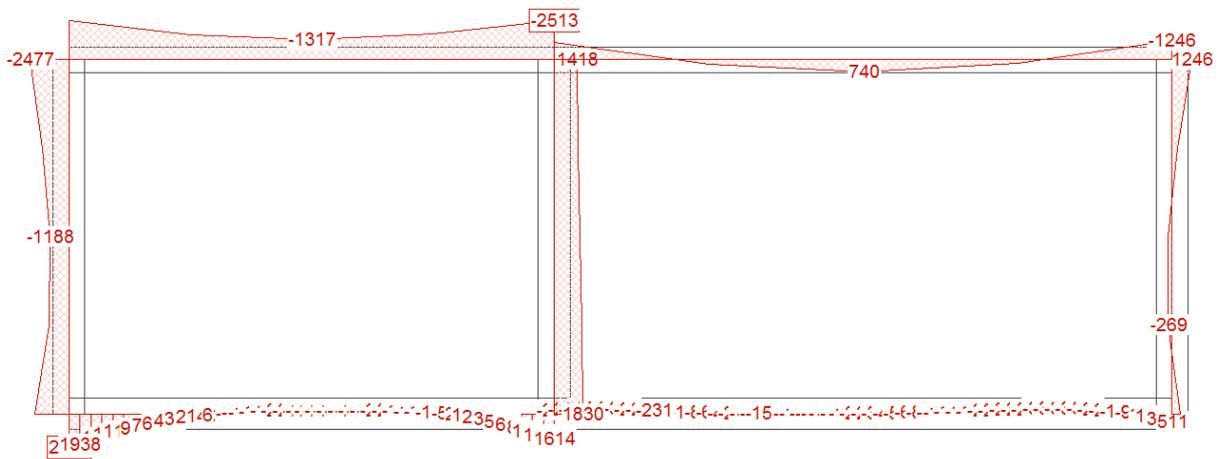


Figura 144 – Momento flettente – Incendio tunnel sx

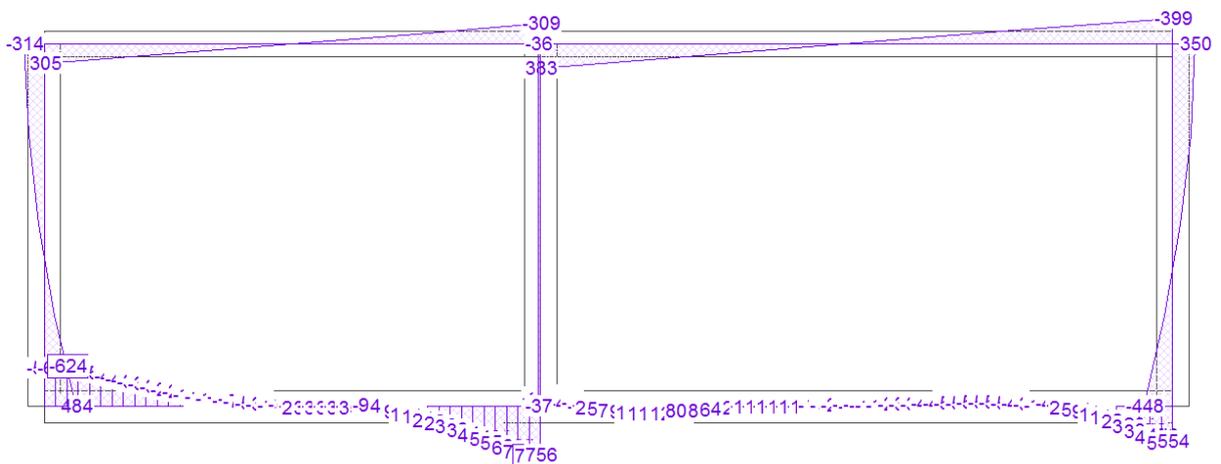


Figura 145 – Taglio – Incendio tunnel sx

Verifica sezionale – Soletta superiore

f_{ck} (temp. ambiente) = 25 MPa (verifiche su appoggio piedritto dx)

f_{yk} (temp. ambiente) = 450 MPa (verifiche su appoggio piedritto dx)

$f_{ck,fi}$ (incendio) = $25 \cdot 0,785 = 19,625$ MPa (verifiche in campata)

$f_{yk,fi}$ (incendio) = $450 \cdot 0,87 = 391,5$ MPa (verifiche in campata)

Momento negativo (appoggio piedritto dx)

Si ha :

$N_{sd} = 367$ kN compressione

$M_{sd} = 2.900$ kNm momento massimo negativo

Ipotizzando:

$A'_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (compressa)

$A_s = 15\phi 30$ su due file armatura superiore (tesa)

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 3.044$ kNm, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 1,05.

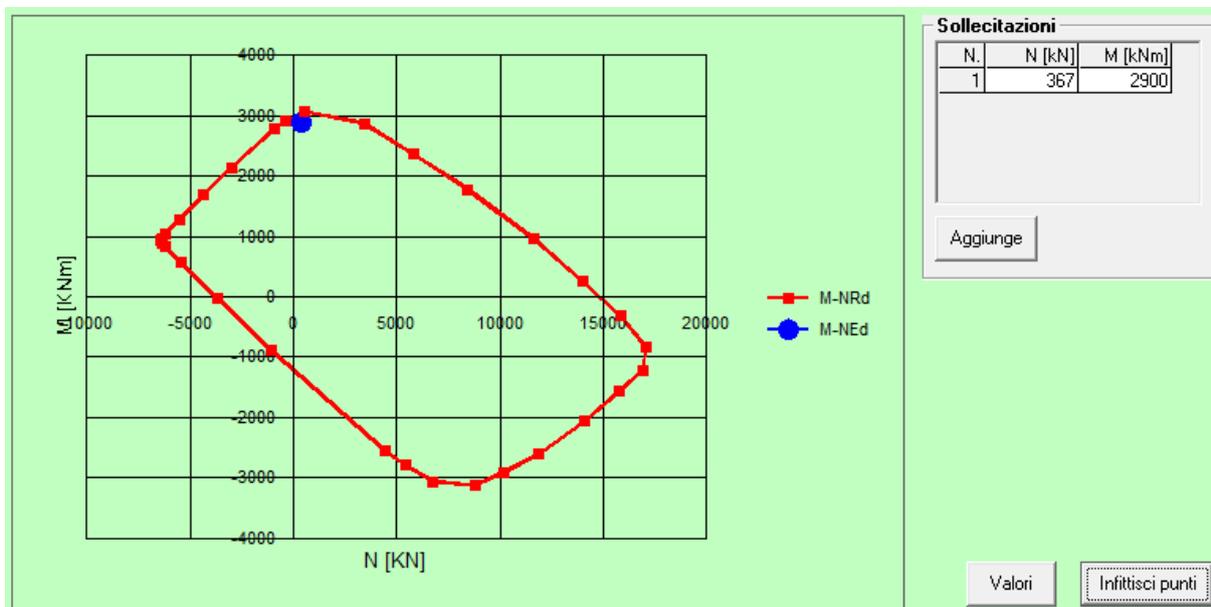


Figura 149 – Dominio M – N della soletta da pk 61+084 - sezione appoggio piedritto dx

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 314$ kN compressione

$M_{sd} = 740$ kNm momento massimo positivo

Essendo le sollecitazioni pressochè uguali a quelle ottenute per la curva ISO 834 ed essendo maggiori le resistenze di progetto, si omette la verifica.

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al § 8.5.2.1.

Le sollecitazioni flessionali in tutti i piedritti, a parità di azione assiale, risultano sempre inferiori a quelle riportate nel paragrafo 0 pertanto si mantengono le stesse armature delle precedenti verifiche.

8.5.3 Verifica secondo curva EUREKA

Si ha :

$$\Delta T_s = \Delta T_{1s} - \Delta T_{2s} = 213,5^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce della soletta}$$

$$\Delta T_p = \Delta T_{1p} - \Delta T_{2p} = 267,8^\circ\text{C} \quad \text{gradiente termico ponderato tra le facce dei piedritti}$$

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_s}{h} \cdot \alpha = \frac{213,5}{1,3} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0020 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta alla soletta superiore}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1s} + \Delta T_{2s}}{2} \cdot \alpha = \frac{233,5}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0014 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta alla soletta superiore}$$

$$\varphi = \frac{\Delta T_p}{h} \cdot \alpha = \frac{267,8}{1,0} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0032 \text{ m}^{-1} \quad \text{curvatura imposta ai piedritti}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta T_{1p} + \Delta T_{2p}}{2} \cdot \alpha = \frac{287,2}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 0,0017 \quad \text{dilatazione termica assiale imposta ai piedritti}$$

Per il calcolo delle sollecitazioni viene inserito nel modello un modulo elastico ridotto che tiene conto del gradiente termico ponderato:

$$E_{(\theta=214^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,96 \cdot 25}{0,001301} = 18.447 \text{ MPa}$$

$$E_{(\theta=268^\circ\text{C})} = E_{c\theta} = \frac{f_{c\theta}}{\varepsilon_{c\theta}} = \frac{0,929 \cdot 25}{0,00176} = 13.196 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{med}} = [E_{(\theta=214^\circ\text{C})} + E_{(\theta=268^\circ\text{C})}] / 2 \approx 15.821 \text{ MPa}$$

Imponendo le sollecitazioni termiche (rotazione ed allungamento), i parametri di rigidezza ridotti ed i carichi statici in condizioni di incendio si hanno le sollecitazioni riportate in seguito.

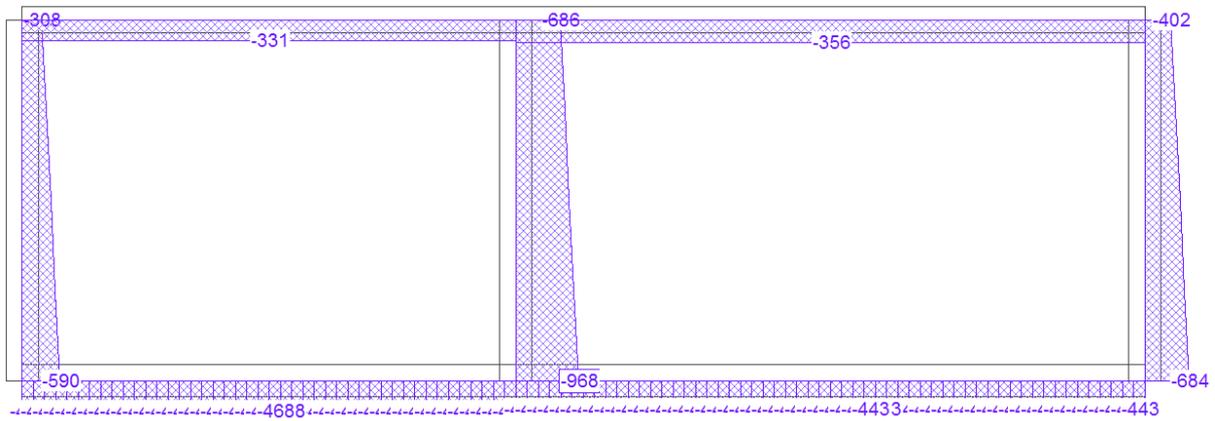


Figura 150 – Azione assiale - Incendio tunnel sx

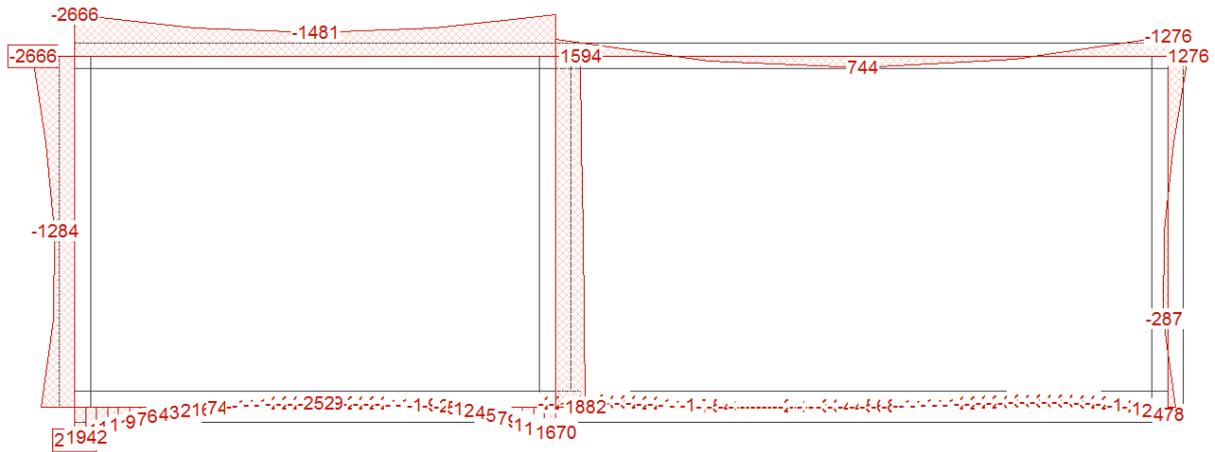


Figura 151 – Momento flettente – Incendio tunnel sx

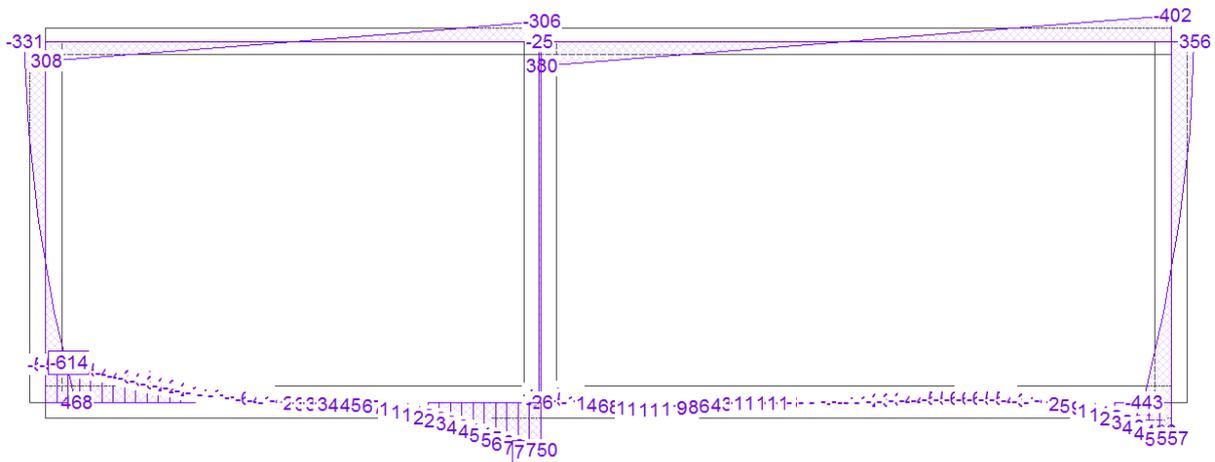


Figura 152 – Taglio – Incendio tunnel sx

Verifica sezionale – Soletta superiore

f_{ck} (temp. ambiente) = 25 MPa (verifiche su appoggio centrale)

f_{yk} (temp. ambiente) = 450 MPa (verifiche su appoggio centrale)

$f_{ck,fi}$ (incendio) = $25 \cdot 0,82 = 20,5$ MPa (verifiche in campata)

$f_{yk,fi}$ (incendio) = $450 \cdot 0,92 = 414$ MPa (verifiche in campata)

Momento negativo (appoggio piedritto dx)

Si ha :

$N_{sd} = 386$ kN compressione

$M_{sd} = 3.095$ kNm momento massimo negativo

Essendo le sollecitazioni pressochè uguali a quelle ottenute per la curva HC ed essendo maggiori le resistenze di progetto, si omette la verifica.

Momento positivo (campata)

Si ha :

$N_{sd} = 313$ kN compressione

$M_{sd} = 415$ kNm momento massimo positivo

Essendo le sollecitazioni inferiori a quelle ottenute per la curva HC ed essendo maggiori le resistenze di progetto, si omette la verifica.

Verifica sezionale – Piedritti

In merito alle resistenze dei materiali vale quanto scritto al § 8.4.3.1.

Le sollecitazioni flessionali in tutti i piedritti, ad eccezione del piedritto “E - E” lato interno, a parità di azione assiale, risultano sempre inferiori a quelle riportate nel paragrafo 8.4.3.2 pertanto si mantengono le stesse armature delle precedenti verifiche.

Piedritto “E - E”

Si ha :

$N_{sd} = 397$ kN minima azione assiale, di compressione

$M_{sd,-} = 287$ kNm momento massimo negativo (tende le fibre interne)

$M_{sd,+} = 3.095$ kNm momento massimo positivo (tende le fibre contro terra)

Momento negativo (interno tunnel)

Ipotizzando:

$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa

$A_s = 10\phi 30$ armatura tesa

$c' = c = 40$ mm copriferro di calcolo

$M_{rd} = 2.726 \text{ kNm}$, pertanto il coefficiente di sicurezza della sezione è pari a 9,5.

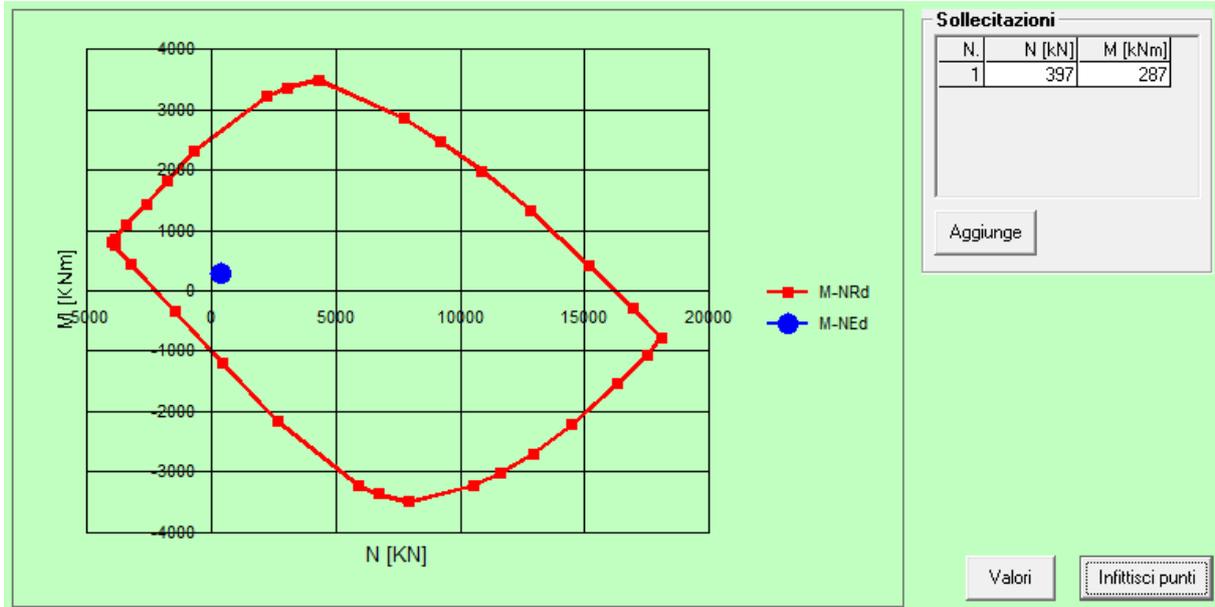


Figura 156 – Dominio $M - N$ del piedritto “E-E”- sezione interno galleria

8.6 Riepilogo armature

SOLETTA H=130 cm	
Armatura ipotizzata	Ubicazione
$A'_s = 5\phi 26$ armatura inferiore (compressa) $A_s = 18\phi 30$ su due file armatura superiore (tesa)	Appoggio centrale
$A'_s = 5\phi 26$ armatura superiore (compressa) $A_s = 13\phi 30$ armatura inferiore (tesa)	Campata
$\phi 12/2$ br. passo 150	----
SOLETTA H=80 cm	
$A'_s = 7\phi 26$ armatura inferiore (compressa) $A_s = 15\phi 30$ armatura superiore (tesa)	Appoggio piedritto destro
$A'_s = 5\phi 20$ armatura superiore (compressa) $A_s = 8\phi 26$ armatura inferiore (tesa)	Campata
$\phi 12/4$ br. passo 150	----
SOLETTA H=80 cm (tratto finale)	
$A'_s = 10\phi 26$ armatura inferiore (compressa) $A_s = 8\phi 36 + 6\phi 36$ armatura superiore (tesa)	Appoggio centrale
$A'_s = 5\phi 20$ armatura superiore (compressa) $A_s = 7\phi 66$ armatura inferiore (tesa)	Campata
$\phi 12/4$ br. passo 150	----
PIEDRITTO CC	
$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa $A_s = 20\phi 26$ su due file armatura tesa	Contro terra
$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa $A_s = 10\phi 30$ su due file armatura tesa	Interno tunnel
PIEDRITTO DD	
$A'_s = 10\phi 26$ armatura compressa $A_s = 18\phi 30$ su due file armatura tesa	Tende le fibre di sinistra
$A'_s = 10\phi 26$ armatura compressa $A_s = 18\phi 30$ su due file armatura tesa	Tende le fibre di destra
PIEDRITTO EE	
$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa $A_s = 10\phi 30$ armatura tesa	Interno tunnel
$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa $A_s = 17\phi 30$ su due file armatura tesa	Contro terra

PLATEA	
Armatura ipotizzata	Ubicazione
$A'_s = 5\phi 26$ armatura compressa $A_s = 8\phi 30$ armatura tesa	Fibre superiori
$A'_s = 8\phi 26$ armatura compressa $A_s = 14\phi 36$ armatura tesa	Appoggio centrale
$\phi 10/4$ br. passo 150	----

Tabella 9 – *Riepilogo armature a seguito verifica al fuoco*

9. Conclusioni

La relazione ha avuto lo scopo di verificare la struttura dal punto di vista statico, fornendo un dimensionamento degli elementi strutturali.

Si sono effettuate le verifiche nelle sezioni più sollecitate sia allo stato limite ultimo che di esercizio.

Si è altresì condotta la verifica in caso di incendio.