



SOCIETA' ITALIANA  
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS  
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



# RILOCALIZZAZIONE DELL' AUTOPORTO DI SUS A

MUSNET ENGINEERING S.p.A.  
 Cso Svizzera, 185  
 10149 TORINO  
 Tel. +39 011 5712411  
 Fax. +39 011 5712426  
 E-mail info@musnet.it  
 PEC musnet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.Iva 08015410015  
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.  
 Cod. fis.e Reg. Imprese  
 TO 08015410015  
 R.E.A. Torino 939200

## SOVRAPPASSO DI USCITA - RAMPE - RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	31/08/2013	Première diffusion / Prima emissione	L.BARBERIS (MUSNET)	C.GIOVANNETTI (MUSNET)	M.BERTI (SITAF)
A	25/10/2013	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	L.BARBERIS (MUSNET)	C.GIOVANNETTI (MUSNET) <i>Corrado GIOVANNETTI n° 2736</i>	M.BERTI (SITAF) <i>Dott. Ing. MASSIMO BERTI n° 5208 V</i>

COD E DOC	P	D	2	C	3	A	M	U	S	1	5	2	0	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	70	20	20	50	01
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

ECHELLE / SCALA
-

CUP	C11J05000030001
-----	-----------------

## SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA .....	8
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	9
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	16
4.1 Conglomerato di classe di resistenza C35/45 .....	16
4.2 Conglomerato di classe di resistenza C32/40 .....	16
4.3 Conglomerato di classe di resistenza C28/35 .....	16
4.4 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile .....	17
4.5 Acciaio da carpenteria metallica S355 (Rif. UNI EN 10025-2) .....	17
4.6 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10 .....	17
4.7 Collegamenti in unioni saldate .....	17
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	18
5.1 Descrizione del modello di calcolo globale .....	18
5.2 Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato .....	20
6. AZIONI DI PROGETTO .....	24
6.1 Azioni gravitazionali .....	24
6.2 Ritiro e viscosità .....	25
6.3 Azioni variabili da traffico .....	26
6.4 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ ) .....	29
6.5 Azione centrifuga .....	30
6.6 Azione del vento $q_5$ .....	30
6.6.1 Vento a ponte scarico .....	31
6.6.2 Vento a ponte carico .....	31
6.7 Resistenze passive dei vincoli $q_7$ .....	31
6.8 Urto di veicolo in svio $q_8$ .....	31
6.9 Variazioni termiche .....	32
6.10 Azioni orizzontali .....	32
6.10.1 Spinta del terreno .....	32
6.10.2 Azioni sismiche .....	32
6.10.3 Incremento di spinta in condizioni sismiche .....	37
7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	39
7.1 Condizioni elementari di carico .....	39
7.2 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi .....	40
7.3 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio .....	40
8. VERIFICHE DELL'IMPALCATO IN SISTEMA MISTO .....	49
8.1 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio .....	49
8.1.1 Verifiche per tensioni normali .....	49
8.1.2 Stabilità delle membrature .....	49
8.2 Criteri di verifica delle sezioni miste acciaio cls .....	51
8.2.1 Premessa .....	51
8.2.2 Resistenza a flessione .....	52
8.2.3 Verifica delle connessioni a taglio con pioli .....	52
8.3 Verifiche di resistenza e di stabilità .....	53

8.3.1	Verifiche delle travi principali .....	53
8.3.2	Verifiche del sistema di connessione .....	57
8.3.3	Verifiche di stabilità dei pannelli d'anima .....	59
8.3.4	Verifiche degli irrigidimenti longitudinali .....	64
8.3.5	Verifiche degli irrigidimenti trasversali .....	65
8.3.6	Verifiche dei traversi intermedi .....	66
8.3.7	Verifiche dei diaframmi di testata .....	73
8.3.8	Verifiche dei controventi inferiori .....	75
8.3.9	Verifiche dei controventi superiori .....	80
8.3.10	Verifiche in corrispondenza degli appoggi .....	84
8.3.11	Verifiche longitudinali della soletta .....	85
8.4	Deformazioni .....	87
8.4.1	Frecche calcolate .....	87
8.4.2	Deformazioni orizzontali .....	90
8.5	Reazioni agli appoggi .....	92
9.	VERIFICHE DELLA SOLETTA B=8.10m .....	96
9.1	Descrizione .....	96
9.2	Verifica della predalla (1 <sup>a</sup> fase) .....	97
9.2.1	Geometri e carichi .....	97
9.2.2	Verifica a flessione e taglio .....	99
9.3	Verifica della soletta (2 <sup>a</sup> fase) .....	101
9.3.1	Geometria e carichi .....	101
9.3.2	Verifica a flessione e taglio .....	104
9.3.3	Verifica a fessurazione .....	108
10.	VERIFICHE DELLA SOLETTA B=9.70m .....	112
10.1	Descrizione .....	112
10.2	Verifica della predalla (1 <sup>a</sup> fase) .....	113
10.2.1	Geometri e carichi .....	113
10.2.2	Verifica a flessione e taglio .....	115
10.3	Verifica della soletta (2 <sup>a</sup> fase) .....	117
10.3.1	Geometria e carichi .....	117
10.3.2	Verifica a flessione e taglio .....	120
10.3.3	Verifica a fessurazione .....	124
11.	VERIFICHE DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	128
11.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a. ....	128
11.1.1	Verifiche a sforzo normale e momento flettente .....	128
11.1.2	Verifica a taglio .....	128
11.2	Verifiche alla base delle pile .....	129
11.2.1	Verifiche a pressoflessione .....	129
11.2.2	Verifica a taglio .....	133
11.3	Verifiche spalle .....	140
11.3.1	Verifiche a Presso-flessione .....	140
11.3.2	Verifica a taglio .....	145
12.	ASPETTI GEOTECNICI E FONDAZIONI .....	147
12.1	Premessa .....	147
12.2	Caratterizzazione meccanica dei terreni .....	147
12.3	Criteri di analisi e verifica agli Stati Limite Ultimi .....	148

12.3.1	Carico limite dei pali di fondazione .....	150
12.3.2	Verifica strutturale dei pali .....	152
12.4	Ripartizione delle sollecitazioni sui pali .....	154
12.5	Verifiche di resistenza di tipo “GEO” .....	155
12.6	Verifiche di resistenza di tipo “STR” .....	164
13.	CONCLUSIONI .....	178

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b>	– Planimetria .....	9
<b>Figura 2</b>	– Profilo .....	10
<b>Figura 3</b>	– Traverso intermedio tratto costante .....	11
<b>Figura 4</b>	– Sezioni longitudinali impalcato misto .....	12
<b>Figura 5</b>	– Traverso intermedio a larghezza variabile .....	12
<b>Figura 6</b>	– Schema appoggi .....	13
<b>Figura 7</b>	– Sezioni trasversali pila tipo e pile P4/P5 .....	14
<b>Figura 8</b>	– Sezioni pila tipo e pila P4/P5 .....	14
<b>Figura 9</b>	– Sezione trasversale spalla BS1 .....	15
<b>Figura 10</b>	– Pianta fondazioni Pila tipo .....	15
<b>Figura 11</b>	– Vista 3D pile .....	18
<b>Figura 12</b>	– Vista 3D spalla .....	18
<b>Figura 13</b>	– Sezione impalcato .....	19
<b>Figura 14</b>	– Vista 3D del modello di calcolo Rampa A .....	19
<b>Figura 15</b>	– Vista 3D del modello di calcolo Rampa B .....	19
<b>Figura 16</b>	– Vista 3D del modello di calcolo Rampa A .....	20
<b>Figura 17</b>	– Vista 3D del modello di calcolo Rampa B .....	20
<b>Figura 18</b>	– Vista 3D della carpenteria metallica Rampa A .....	20
<b>Figura 19</b>	– Vista 3D della carpenteria metallica Rampa B .....	21
<b>Figura 20</b>	– Vista dal basso del modello di calcolo Rampa A .....	21
<b>Figura 21</b>	– Vista dal basso del modello di calcolo Rampa B .....	21
<b>Figura 22</b>	– Diaframma intermedio tratto a larghezza costante .....	21
<b>Figura 23</b>	– Diaframma pieno di testata .....	21
<b>Figura 24</b>	– Vincoli esterni in corrispondenza della pila P4 .....	22
<b>Figura 25</b>	– Modellazione soletta fessurata .....	22
<b>Figura 26</b>	– Deformazioni da ritiro in funzione del tempo .....	25
<b>Figura 27</b>	– Deformazioni da viscosità in funzione del tempo .....	25
<b>Figura 28</b>	– Moving load case 1 (modello globale Rampa A) .....	27
<b>Figura 29</b>	– Moving load case 2 (modello globale Rampa A) .....	28
<b>Figura 30</b>	– Posizione dei carichi mobili per la massimazione del momento torcente sull'appoggio pila P3 .....	28
<b>Figura 31</b>	– Posizione dei carichi mobili per la massimazione del momento flettente in campata P2-P3 .....	29
<b>Figura 32</b>	– Posizione dei carichi mobile per la massimazione del momento flettente sull'appoggio pila P3 .....	29
<b>Figura 33</b>	– Spinta statica .....	32
<b>Figura 34</b>	– Spinta attiva .....	38
<b>Figura 35</b>	– Incremento di spinta nella direzione Sisma X <sup>+</sup> .....	38
<b>Figura 36</b>	– Incremento di spinta nella direzione Sisma Y <sup>+</sup> .....	38

<b>Figura 37</b> – Inviluppo SLU tensioni normali $\sigma_{yy}$ (Rampa A) .....	53
<b>Figura 38</b> – Inviluppo SLU tensioni tangenziali $\tau_{xz}$ (Rampa A) .....	53
<b>Figura 39</b> – Inviluppo SLU tensioni normali $\sigma_{xx}$ (Rampa A).....	54
<b>Figura 40</b> – Inviluppo SLU tensioni normali $\sigma_{yy}$ (Rampa B).....	55
<b>Figura 41</b> – Inviluppo SLU tensioni tangenziali $\tau_{xz}$ (Rampa B).....	55
<b>Figura 42</b> – Inviluppo SLU tensioni normali $\sigma_{xx}$ (Rampa B).....	56
<b>Figura 43</b> – Sezioni travi con individuazione dei sub-pannelli.....	59
<b>Figura 44</b> – Inviluppo SLU sforzi normali correnti inferiori Rampa A.....	66
<b>Figura 45</b> – Inviluppo SLU sforzi normali diagonali Rampa A.....	66
<b>Figura 46</b> – Sforzi normali correnti superiori in prima fase (peso proprio) Rampa A.....	67
<b>Figura 47</b> – Inviluppo SLU sforzi normali correnti inferiori Rampa B.....	69
<b>Figura 48</b> – Inviluppo SLU sforzi normali diagonali Rampa B.....	70
<b>Figura 49</b> – Sforzi normali correnti superiori in prima fase (peso proprio) Rampa B.....	70
<b>Figura 50</b> – Inviluppo SLU tensioni normali trasverso di testata pila P3.....	73
<b>Figura 51</b> – Inviluppo SLU tensioni tangenziali trasverso di testata pila P3.....	73
<b>Figura 52</b> – Inviluppo SLU tensioni normali trasverso di testata pila P6.....	74
<b>Figura 53</b> – Inviluppo SLU tensioni tangenziali trasverso di testata pila P6.....	74
<b>Figura 54</b> – Vista del sistema di controventamento inferiori Rampa A.....	75
<b>Figura 55</b> – Vista del sistema di controventamento inferiori Rampa B.....	75
<b>Figura 56</b> – Inviluppo SLU sforzi normali di trazione nei controventi inferiori Rampa A ....	75
<b>Figura 57</b> – Inviluppo SLU sforzi normali di compressione controventi inferiori Rampa A.	76
<b>Figura 58</b> – Inviluppo SLU sforzi normali di trazione nei controventi inferiori Rampa B ....	78
<b>Figura 59</b> – Inviluppo SLU sforzi normali di compressione controventi inferiori Rampa B.	78
<b>Figura 60</b> – Vista del sistema di controventamento superiore Rampa A.....	80
<b>Figura 61</b> – Vista del sistema di controventamento superiore Rampa B.....	80
<b>Figura 62</b> – Sforzi normali controventi superiori in prima fase(peso proprio) Rampa A.....	80
<b>Figura 63</b> – Sforzi normali controventi superiori in prima fase(peso proprio) Rampa B.....	82
<b>Figura 64</b> – Compressione massima longitudinale Rampa A.....	85
<b>Figura 65</b> – Compressione massima longitudinale Rampa B.....	86
<b>Figura 66</b> – Spostamenti verticali dovuti peso proprio degli elementi strutturali.....	87
<b>Figura 67</b> – Spostamenti verticali da peso proprio, carichi permanenti e creep.....	88
<b>Figura 68</b> – Spostamenti dovuti al ritiro.....	88
<b>Figura 69</b> – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili.....	88
<b>Figura 70</b> – Spostamenti verticali dovuti peso proprio degli elementi strutturali.....	89
<b>Figura 71</b> – Spostamenti verticali da peso proprio, carichi permanenti e creep.....	89
<b>Figura 72</b> – Spostamenti dovuti al ritiro.....	90
<b>Figura 73</b> – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili.....	90
<b>Figura 74</b> – Sezione di calcolo soletta.....	96
<b>Figura 75</b> – Schema di calcolo fase 1.....	97
<b>Figura 76</b> – Fase 1 – Carichi.....	98
<b>Figura 77</b> – Fase 1 – Momento flettente.....	98
<b>Figura 78</b> – Fase 1 – Taglio.....	98
<b>Figura 79</b> – Peso proprio e carichi permanenti portati – momento flettente.....	102
<b>Figura 80</b> – Peso proprio e carichi permanenti portati – taglio.....	102
<b>Figura 81</b> – Azioni variabili da traffico – momento flettente.....	103
<b>Figura 82</b> – Azioni variabili da traffico – taglio.....	103
<b>Figura 83</b> – Combinazione SLU – momento flettente.....	103
<b>Figura 84</b> – Combinazione SLU – taglio.....	104
<b>Figura 85</b> – Verifica a momento positivo- direzione trasversale.....	105

<b>Figura 86</b> – Verifica a momento negativo- direzione trasversale .....	105
<b>Figura 87</b> – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale .....	107
<b>Figura 88</b> – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale .....	107
<b>Figura 89</b> – Verifica a apertura delle fessure – momento negativo .....	109
<b>Figura 90</b> – Verifica a apertura delle fessure – momento positivo .....	111
<b>Figura 91</b> – Sezione di calcolo soletta.....	112
<b>Figura 92</b> – Schema di calcolo fase 1.....	113
<b>Figura 93</b> – Fase 1 – Carichi .....	114
<b>Figura 94</b> – Fase 1 – Momento flettente .....	114
<b>Figura 95</b> – Fase 1 – Taglio.....	114
<b>Figura 96</b> – Peso proprio e carichi permanenti portati – momento flettente.....	118
<b>Figura 97</b> – Peso proprio e carichi permanenti portati – taglio.....	118
<b>Figura 98</b> – Azioni variabili da traffico – momento flettente .....	119
<b>Figura 99</b> – Azioni variabili da traffico – taglio .....	119
<b>Figura 100</b> – Combinazione SLU – momento flettente .....	119
<b>Figura 101</b> – Combinazione SLU – taglio .....	120
<b>Figura 102</b> – Verifica a momento positivo- direzione trasversale .....	121
<b>Figura 103</b> – Verifica a momento negativo- direzione trasversale .....	121
<b>Figura 104</b> – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale .....	123
<b>Figura 105</b> – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale .....	123
<b>Figura 106</b> – Verifica a apertura delle fessure – momento negativo .....	125
<b>Figura 107</b> – Verifica a apertura delle fessure – momento positivo .....	127
<b>Figura 108</b> – Inviluppo SLU – Momento $M_{xx}$ .....	140
<b>Figura 109</b> – Inviluppo SLV – Momento $M_{xx}$ .....	140
<b>Figura 110</b> – Verifica a pressoflessione deviata alla base del paramento.....	141
<b>Figura 111</b> – Verifica a pressoflessione deviata alla base del muro .....	142
<b>Figura 112</b> – Inviluppo SLU – Momento $M_{xx}$ .....	142
<b>Figura 113</b> – Inviluppo SLV – Momento $M_{xx}$ .....	143
<b>Figura 114</b> – Verifica a pressoflessione deviata alla base del paramento.....	143
<b>Figura 115</b> – Verifica a pressoflessione deviata alla base del muro .....	144
<b>Figura 116</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P1 .....	155
<b>Figura 117</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P2 .....	156
<b>Figura 118</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P3 .....	157
<b>Figura 119</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P4 .....	158
<b>Figura 120</b> – Sforzo normale e tagli pali spalla S1 .....	159
<b>Figura 121</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P5 .....	159
<b>Figura 122</b> – Sforzo normale e tagli pali pila P6 .....	160
<b>Figura 123</b> – Sforzo normale e tagli pali spalla S2 .....	161
<b>Figura 124</b> – Momenti flettenti direzione X Pila P2 .....	164
<b>Figura 125</b> – Momenti flettenti direzione Y Pila P2 .....	164
<b>Figura 126</b> – Momenti flettenti direzione X Pila P4 .....	165
<b>Figura 127</b> – Momenti flettenti direzione Y Pila P4 .....	165
<b>Figura 128</b> – Momenti flettenti direzione X Spalla S1 .....	166
<b>Figura 129</b> – Momenti flettenti direzione Y Spalla S1 .....	166
<b>Figura 130</b> – Taglio direzione X Pila P2.....	167
<b>Figura 131</b> – Taglio direzione Y Pila P2.....	167
<b>Figura 132</b> – Taglio direzione X Pila P4.....	168
<b>Figura 133</b> – Taglio direzione Y Pila P4.....	168
<b>Figura 134</b> – Taglio direzione X Spalla S1 .....	169

**Figura 135** – Taglio direzione Y Spalla S1 ..... 169

**LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE**

**Tabella 1.** Schema di carico 1 ..... 27  
**Tabella 2.** Pressioni del vento..... 31  
**Tabella 3.** Verifiche connessioni *Rampa A* ..... 57  
**Tabella 4.** Verifiche connessioni *Rampa B* ..... 57  
**Tabella 5.** Verifiche stabilità pannelli d'anima ( $M_{max}$ ) ..... 60  
**Tabella 6.** Verifiche stabilità pannelli d'anima ( $T_{max}$ )..... 61  
**Tabella 7.** Verifiche stabilità pannelli d'anima ( $M_{max}$ ) ..... 62  
**Tabella 8.** Verifiche stabilità pannelli d'anima ( $T_{max}$ )..... 63  
**Tabella 9.** Verifiche irrigidimenti longitudinali ..... 64  
**Tabella 10.** Verifiche irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei traversi intermedi ..... 65  
**Tabella 11.** Verifiche irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei traversi di testata ..... 65  
**Tabella 12.** Verifiche diaframmi intermedi *Rampa A* ..... 68  
**Tabella 13.** Verifiche diaframmi intermedi *Rampa B* ..... 71  
**Tabella 14.** Verifiche controventi inferiori *Rampa A* ..... 77  
**Tabella 15.** Verifiche controventi inferiori *Rampa B*..... 79  
**Tabella 16.** Verifiche controventi superiori *Rampa A*..... 81  
**Tabella 17.** Verifiche controventi superiori *Rampa B*..... 83  
**Tabella 18** – Frece calcolate ..... 87  
**Tabella 19** Verifica a momento positivo ..... 100  
**Tabella 20** Verifica a momento negativo ..... 100  
**Tabella 21** Verifica a taglio ..... 101  
**Tabella 22** Verifica a momento positivo ..... 116  
**Tabella 23** Verifica a momento negativo ..... 116  
**Tabella 24** Verifica a taglio ..... 117  
**Tabella 25.** Tabella riassuntiva dei tagli alla base delle pile..... 133  
**Tabella 26.** Tabella dei tagli alla base del paramento e dei muri andatori ..... 145  
**Tabella 27.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni..... 148  
**Tabella 28.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno..... 148  
**Tabella 29.** Coefficienti parziali per le resistenze ..... 151  
**Tabella 30.** Coefficienti parziali per le resistenze ..... 152  
**Tabella 31.** Tabella riassuntiva sollecitazioni sulle fondazioni..... 154

## 1. Premessa

La presente relazione è relativa al dimensionamento del Sovrappasso di Uscita, rampe A e B, facente parte più in generale delle opere strutturali relative al Progetto Definitivo “Collegamento Lione Torino – Rilocalizzazione dell’Autoporto di Susa”.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

## 2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione” ;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617-** Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **CNR – UNI 10011 – 92** – “Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, la esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- **CNR 10030/87** – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- **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 1992–2: 2006** - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi
- **Eurocodice 4 – UNI EN 1994–1–1: 2005** – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- **Eurocodice 4 – UNI EN 1994–2: 2006** – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta
- **Eurocodice 8 – UNI EN 1998–2: 2009** – “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 2: Ponti”

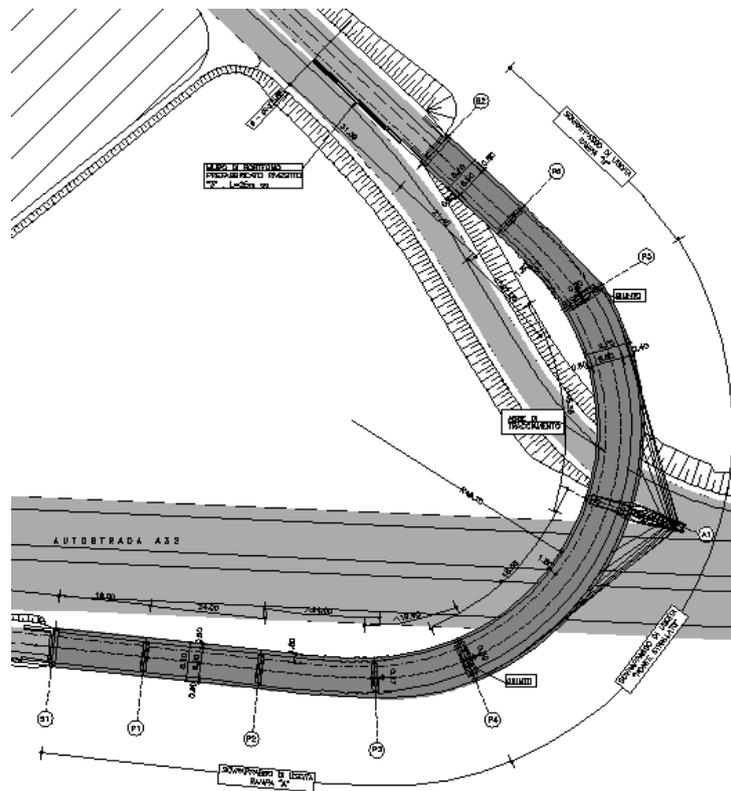
### 3. Descrizione delle strutture

Le rampe del sovrappasso sono realizzate con impalcato in struttura mista acciaio calcestruzzo con schema statico di trave continua su più appoggi. In particolare la rampa A è costituita da quattro campate che poggiano sulla spalla S1 e sulle pile P1, P2, P3 e P4; la rampa B è invece costituita da due campate poggianti sulla spalla S2 e sulle pile P5 e P6. In corrispondenza della pila P4 (rampa A) e P5 (rampa B) è presente un giunto di dilatazione che separa l'impalcato in acciaio-clc dal ponte strallato.

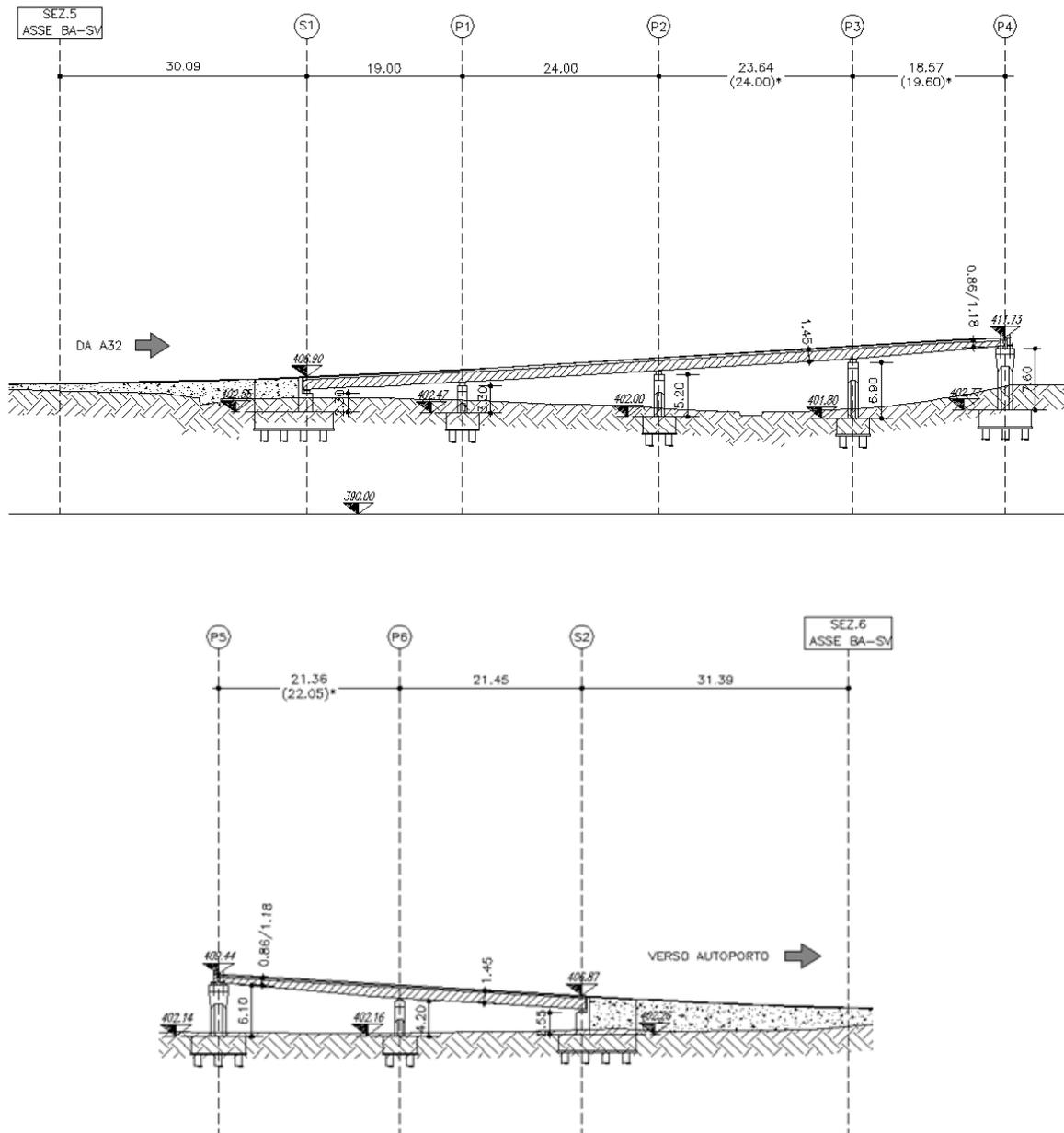
La **rampa A** ha lunghezza pari a 86.00 m più i due retrotrave da 0.40 m ognuno, la **rampa B** ha lunghezza di 42.90 m più i due retrotrave anch'essi da 0.40 m.

L'andamento planimetrico è rettilineo partendo dalle spalle e leggermente curvilineo a raggio variabile nell'ultima parte di entrambe le rampe.

I tratti sono caratterizzati dalla presenza di pile in c.a., a sostegno degli impalcato in sistema misto, e da una spalla, rispettivamente S1 ed S2, anch'essa in c.a..



*Figura 1 – Planimetria*



**Figura 2 – Profilo**

Gli impalcati misti sono costituiti da due travi metalliche principali, di altezza pari ad 1.20 m per i primi 67.40 m della rampa A e 28.45 m della rampa B, da tali sezioni in poi le travi sono ad altezza variabile ed in particolare, in entrambe le rampe, la trave interno curva varia linearmente da un'altezza di 1.20 m ad un'altezza di 0.61 m e la trave esterno curva varia linearmente da 1.20 m a 0.93 m in modo tale da terminare sulla pila di estremità con intradosso alla medesima quota.

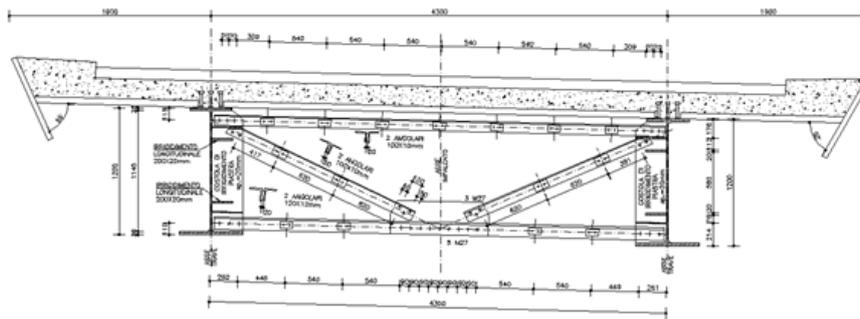
Le travi sono costituite da 2 profili saldati ad anime verticali poste ad interasse variabile da 4.30 m, nei tratti in cui l'impalcato mantiene una larghezza costante della soletta pari a 8.10

m, a 5.50 m in corrispondenza delle pile P4 e P5 in cui la larghezza della soletta raggiunge le dimensioni di 9.70 m. Le ali superiori sono collegate da controventi di montaggio di tipo reticolare. Le ali inferiori sono collegate da controventi di torsione. La collaborazione con la sovrastante soletta è realizzata mediante connettori tipo *Nelson*, saldati sull'estradosso delle piattabande superiori.

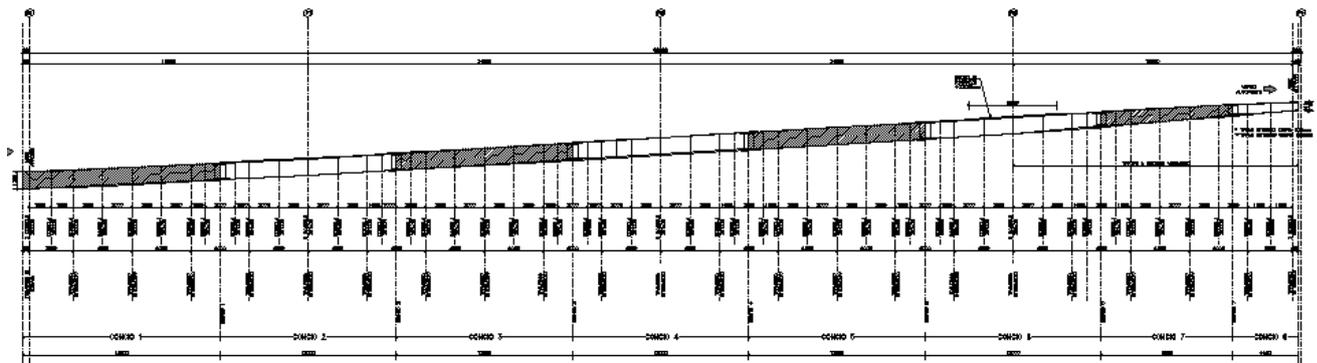
Trasversalmente le travate sono collegate da diaframmi intermedi reticolari e a parete piena in corrispondenza delle pile. In corrispondenza delle pile P4 e P5 e delle spalle S1 e S2 il diaframma è collegato alla soletta mediante i pioli.

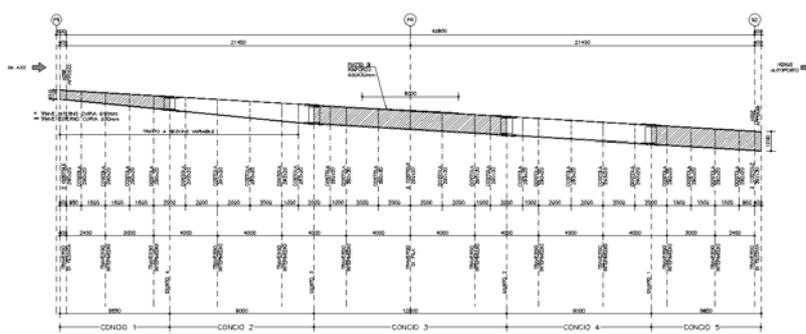
Al fine di permettere agevolmente il montaggio in opera dell'impalcato il profilo della rampa A è stato suddiviso in otto conci, quello della rampa B è stato suddiviso in cinque conci. In corrispondenza di ogni giunto le travi principali sono collegate attraverso unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza.

La larghezza della carreggiata stradale è costante per i due rami ed è pari a 6.50 m; sono previsti due cordoli laterali di cui quello interno presenta larghezza costante e pari a 0.80 m mentre il cordolo esterno ha una larghezza variabile da 0.80 m fino a 2.40 m in corrispondenza delle pile P4 e P5. La larghezza complessiva della sezione trasversale della soletta è di 8.10 m nel tratto costante e variabile da 8.10 m a 9.70 m negli ultimi 13.40 m della campata P3-P4 del ramo A e negli ultimi 13.85 m della campata P6-P5 del ramo B.



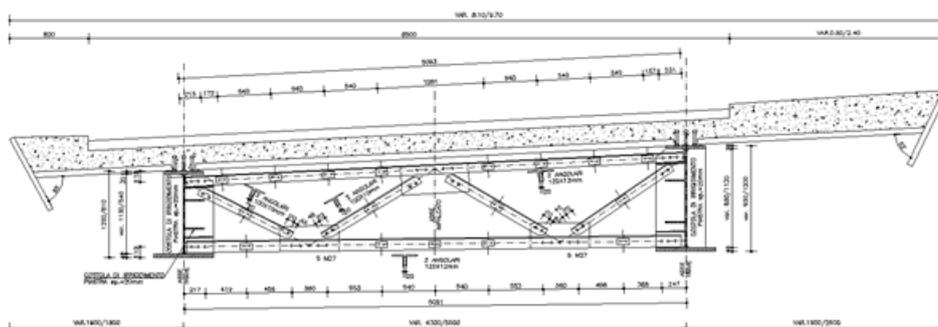
*Figura 3 – Traverso intermedio tratto costante*





*Figura 4 – Sezioni longitudinali impalcato misto*

Come detto precedentemente nella parte compresa tra la pila P3 e la pila P4 e tra la pila P6 e la pila P5 la carreggiata stradale presenta un allargamento per congiungersi in corrispondenza delle pile P4 e P5 con l'impalcato del ponte strallato. La larghezza dell'impalcato varia dai precedenti 8.10 m a 9.70 m. Le travi metalliche presentano anch'esse un interasse variabile fino a 5.50 m, per tale motivo gli ultimi due traversi intermedi delle due rampe A e B hanno una sezione differente come mostrato nella figura seguente.



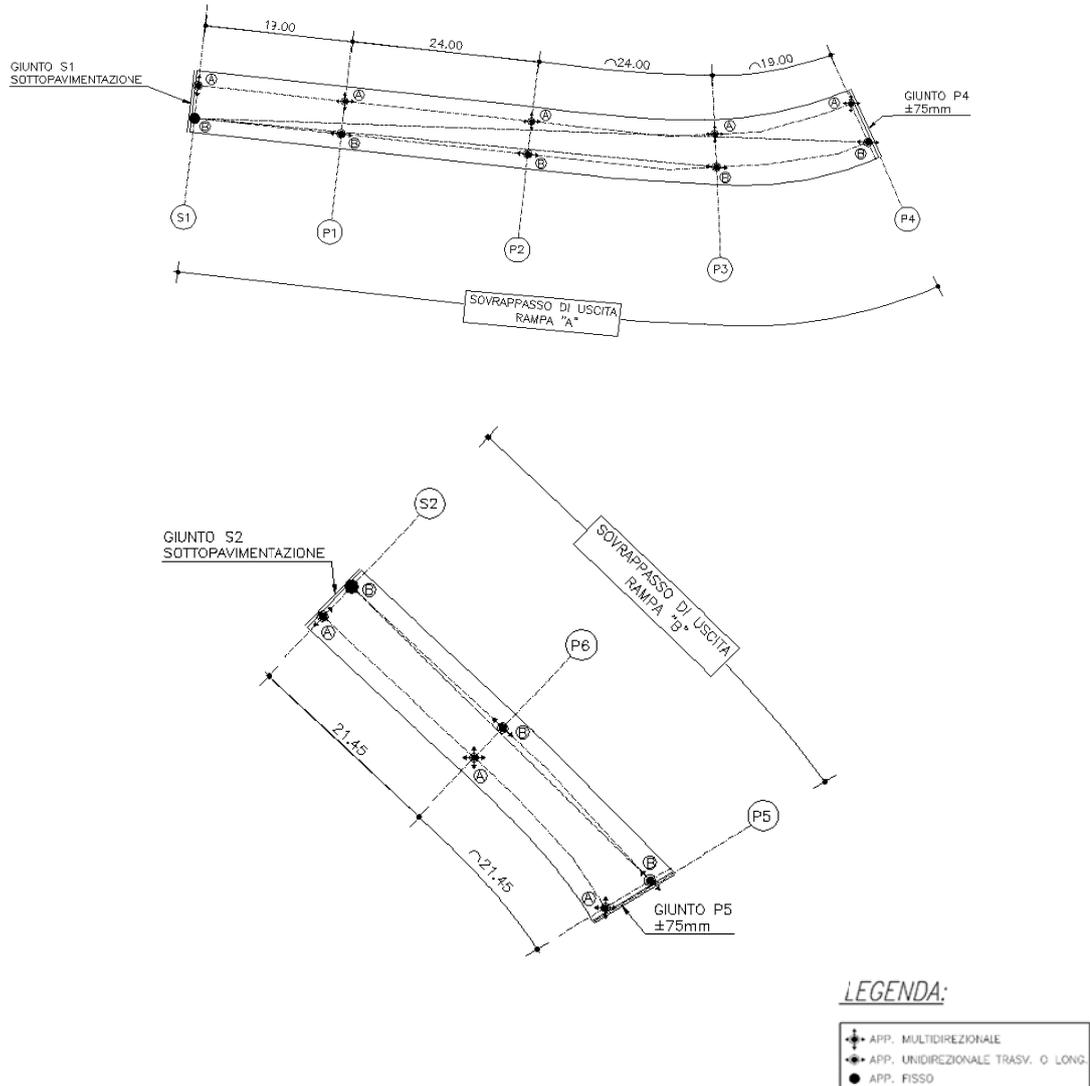
*Figura 5 – Traverso intermedio a larghezza variabile*

La pendenza trasversale è ottenuta, nella parte a larghezza costante, mediante una differente altezza dei baggioli con conseguente sfalsamento delle quote di intradosso travi; nella parte a larghezza variabile, invece, l'intradosso delle travi è tale da portarsi alla medesima quota in corrispondenza delle pile P4 e P5 e le travi interno ed esterno curva hanno altezze differenti per seguire la pendenza trasversale dell'impalcato.

La soletta collaborante in c.a. è prevista gettata in opera, utilizzando predalles autoportanti in c.a.v. poggianti sulle travi principali. Una volta disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e, quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

In corrispondenza dei pulvini sono previsti due appoggi in acciaio teflon con disco elastomerico incapsulato, uno per ogni trave. Sulle spalle S1 e S2 si ha un dispositivo fisso, che vincola l'impalcato sia longitudinalmente, che trasversalmente ed un appoggio

unidirezionale che consente gli scorrimenti in senso trasversale. I restanti apparecchi di appoggio sono di tipo multidirezionale ed unidirezionale longitudinale.



**Figura 6 – Schema appoggi**

Le pile hanno le seguenti altezze: *P1* 3.30 m, *P2* 5.20 m, *P3* 6.90 m, *P4* 7.60 m, *P5* 6.10 m e *P6* 4.20 m; presentano una sezione in c.a. ottagonale costante lungo l'intera altezza del fusto fino al pulvino a sezione variabile a forma di Y.

Le pile *P1* *P2* *P3* e *P6* hanno dimensioni trasversali 2.40 x 1.20 m con i pulvini che si allargano fino a 5.90 x 1.20 m, le pile *P4* e *P5* 4.70 x 2.20 m con i pulvini di 7.10 x 2.20 m.

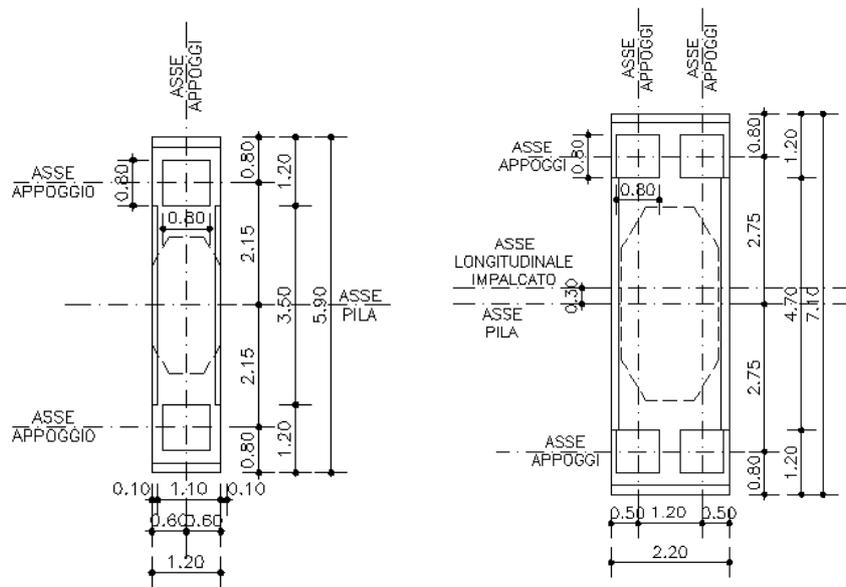


Figura 7 – Sezioni trasversali pila tipo e pile P4/P5

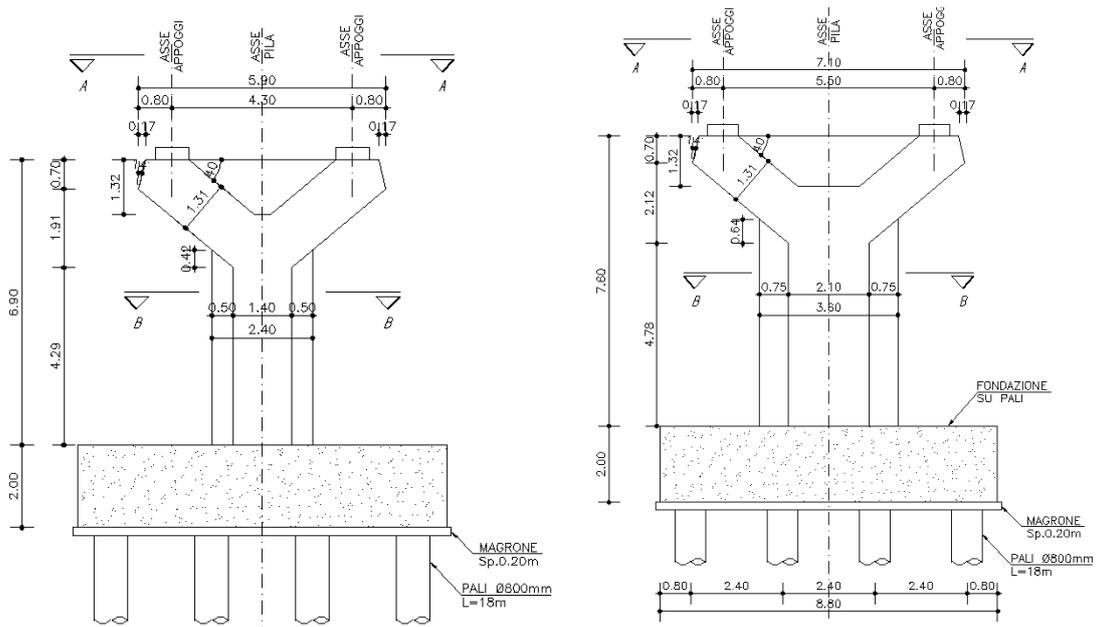
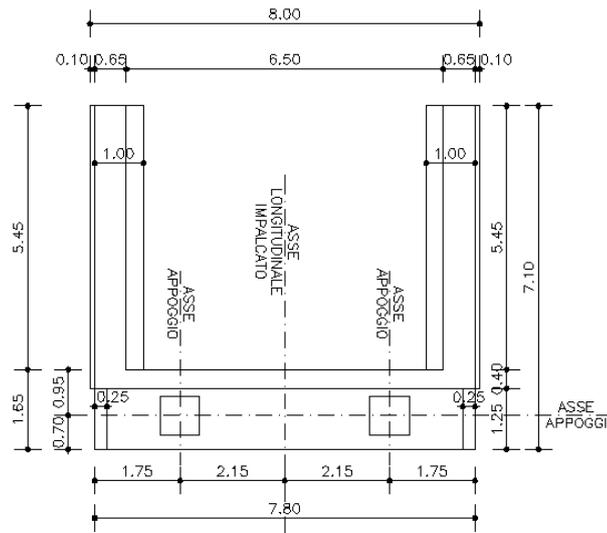


Figura 8 – Sezioni pila tipo e pila P4/P5

Per quanto riguarda la spalla essa viene realizzata in opera ed è costituita da un paramento in c.a. avente spessore pari a 1.65 m. L'altezza massima delle spalle, dalla suola di fondazione, è rispettivamente pari a 4.43 m per la spalla S1 e 4.71 m per la spalla S2.

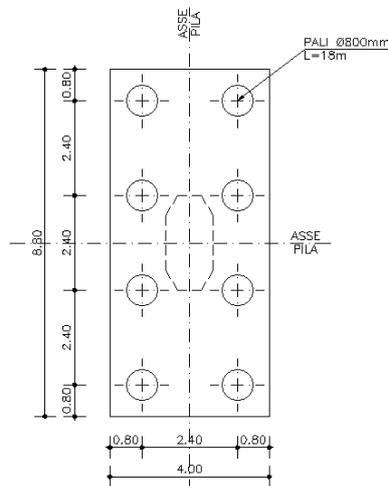
I muri di risvolto, di spessore pari a 1.00 m, corrono parallelamente all'asse stradale.



**Figura 9** – Sezione trasversale spalla BS1

Le fondazioni di pile e spalle sono di tipo indiretto, costituite da un sistema di pali di grande diametro collegati in testa da plinti in c.a. gettato in opera. Questi ultimi hanno forma rettangolare con spessori pari a 2.00 m.

Le dimensioni in pianta delle fondazioni sono rispettivamente: 8.80 x 4.00 m per le pile P1 P2 P3 e P6, 8.80 x 6.40 per le pile P4 e P5, 9.20 x 8.80 per le spalle S1 ed S2.



**Figura 10** – Pianta fondazioni Pila tipo

## 4. Caratteristiche dei materiali

### 4.1 Conglomerato di classe di resistenza C35/45

(per le solette degli impalcati in sistema misto acciaio-calcestruzzo)

Modulo elastico	$E_c = 34625$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	°C <sup>-1</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 45.35$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.35$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.34$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 4.02$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 21.16$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.56$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 5.26$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 3.51$	MPa

### 4.2 Conglomerato di classe di resistenza C32/40

(per le sottostrutture)

Modulo elastico	$E_c = 33643$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	°C <sup>-1</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 40$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 33.20$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 41.20$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.10$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.17$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.72$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.81$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.45$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.88$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 3.25$	MPa

### 4.3 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per le strutture di fondazione)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	°C <sup>-1</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.45$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

#### 4.4 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro  $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{mm}$ )

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5\%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

#### 4.5 Acciaio da carpenteria metallica S355 (Rif. UNI EN 10025-2)

(per piatti e profilati metallici)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa

#### 4.6 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10

Tensione di rottura (UNI 3740)	$f_{tb} = 1000$	MPa
Tensione di snervamento (UNI 3740)	$f_{yb} = 900$	MPa

#### 4.7 Collegamenti in unioni saldate

Le saldature di elementi in acciaio devono essere effettuate con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063/2001. Tutti i procedimenti di saldatura, (manuali, semiautomatici, automatici o robotizzati) dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1/2005. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011/2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. La preparazione dei lembi dovrà essere eseguita secondo la norma UNI EN ISO 9692-1/2005.

## 5. Modellazione della struttura

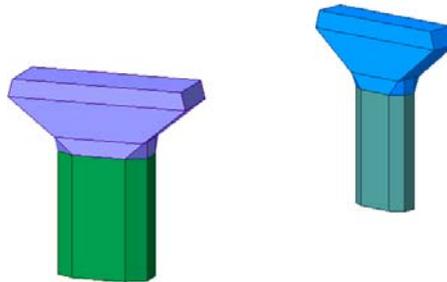
Si descrivono di seguito i modelli agli elementi finiti utilizzati per valutare il campo delle sollecitazioni ed il campo delle deformazioni delle strutture assoggettate ai carichi di progetto. I modelli sono stati realizzati con il Programma “MIDAS GEN 2011 (v2.1)”, prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd. I risultati ottenuti sono stati validati con verifiche manuali e confronti con risultati ottenuti su modelli semplificati.

I tabulati di calcolo comprensivi della descrizione completa del modello, e dei risultati dell'analisi per sollecitazioni e deformazioni, dato l'elevato numero di pagine, vengono forniti su supporto magnetico. I tabulati completi, comprensivi dello sviluppo di tutte le analisi, sono a disposizione presso i Progettisti.

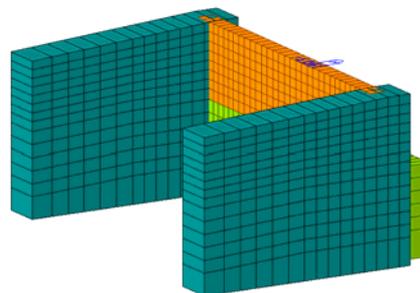
Per ciascuno tratto (A e B) sono stati realizzati due distinti modelli di calcolo: uno globale comprensivo di sottostrutture e l'altro relativo al solo impalcato.

### 5.1 Descrizione del modello di calcolo globale

Le pile sono state modellate mediante elementi monodimensionale tipo *beam* a sezione esagonale e con il pulvino ad Y. Anche l'impalcato è modellato con elementi monodimensionale di tipo *beam* a cui sono state attribuite le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione trasversale mista acciaio-clc. La spalla è stata modellata con elementi tipo *shell*.



**Figura 11** – Vista 3D pile

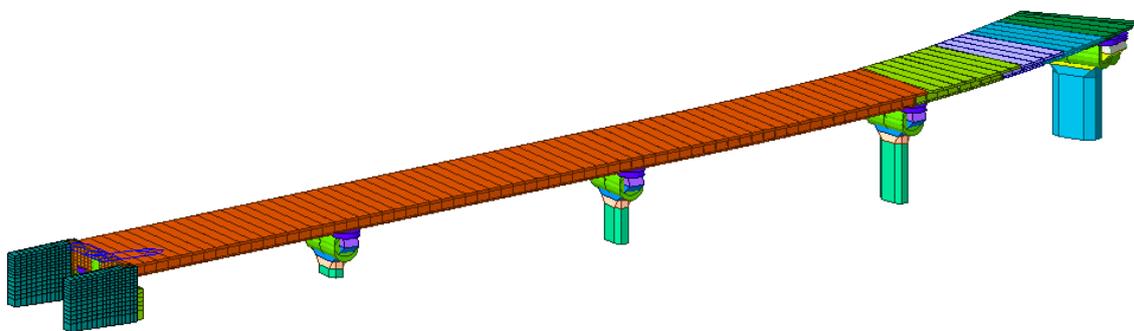


**Figura 12** – Vista 3D spalla

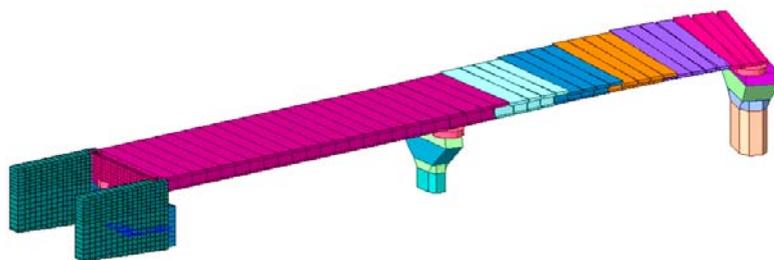


*Figura 13 – Sezione impalcato*

Il sistema di vincoli esterni è costituito da incastri posti alla base delle pile e della spalla. Si riportano di seguito alcune immagini rappresentative del modello di calcolo.



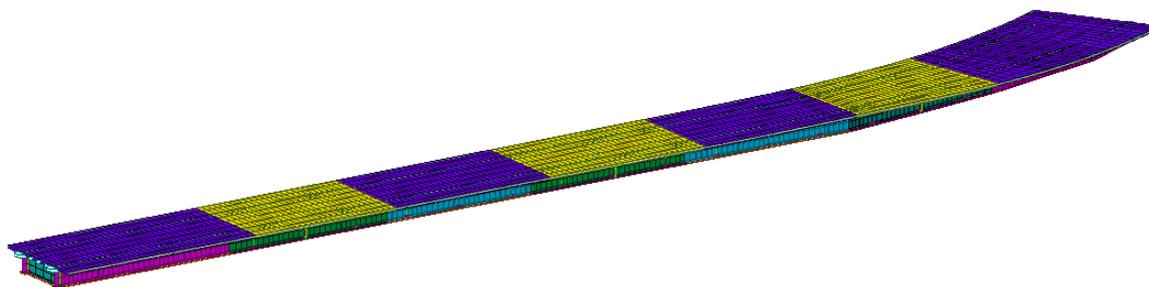
*Figura 14 – Vista 3D del modello di calcolo Rampa A*



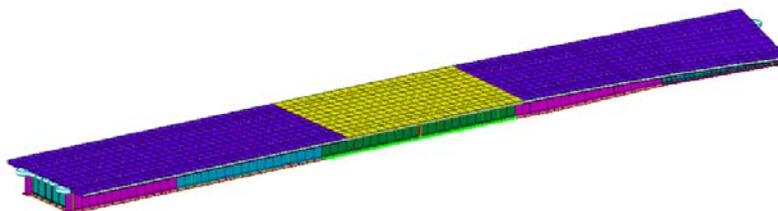
*Figura 15 – Vista 3D del modello di calcolo Rampa B*

## 5.2 Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato

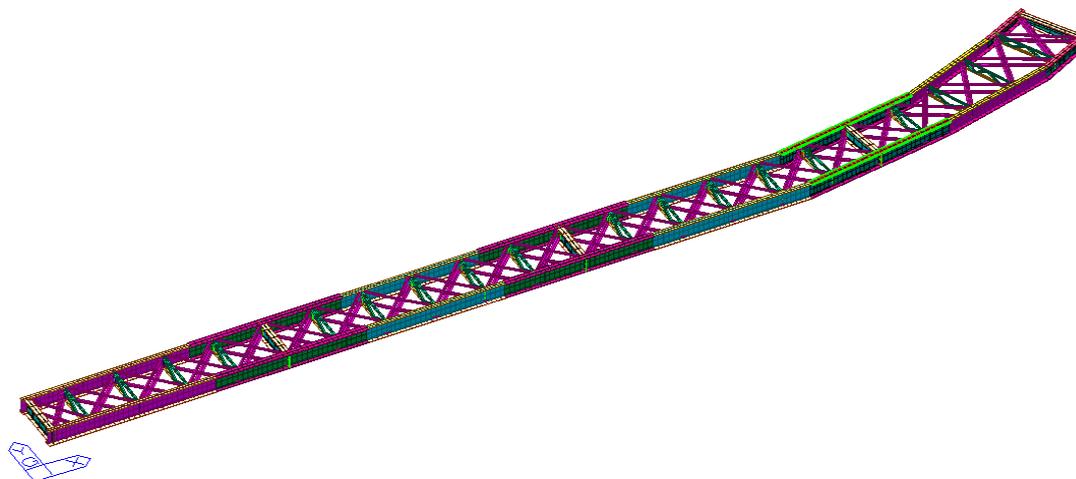
La soletta in c.a., le anime in acciaio delle travi ed i traversi di testata sono stati modellati attraverso elementi bidimensionali tipo *shell* opportunamente discretizzati, con spessori rispettivamente di 0.19 m per la soletta in c.a. (al netto della predalla in direzione longitudinale), spessori variabili in funzione dei conci tra 0.013 e 0.020 m per le anime e spessori di 0.020 m per i traversi pieni. Le piattabande superiori ed inferiori, il sistema di controventamento superiore ed inferiore, i diagonali ed i traversi di campata sono stati modellati attraverso elementi monodimensionali tipo *beam* opportunamente svincolati alle estremità nei punti in cui si è voluto schematizzare il vincolo interno tipo cerniera. Inoltre sono state introdotte nel modello di calcolo anche le costolature di irrigidimento verticale, simulate come elementi *beam*.



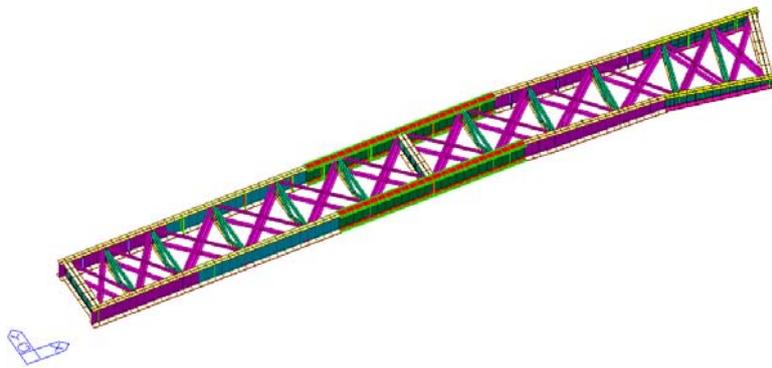
*Figura 16 – Vista 3D del modello di calcolo Rampa A*



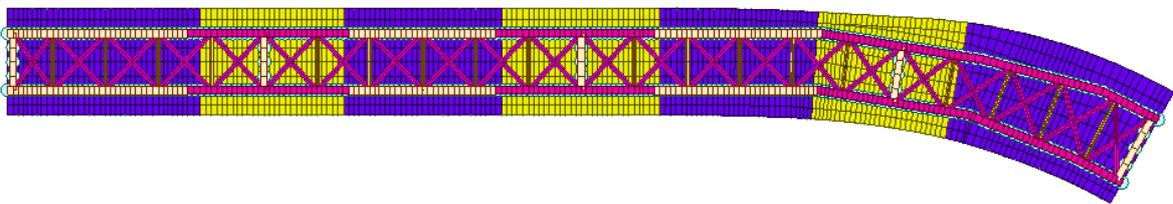
*Figura 17 – Vista 3D del modello di calcolo Rampa B*



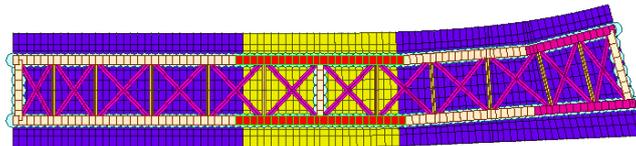
*Figura 18 – Vista 3D della carpenteria metallica Rampa A*



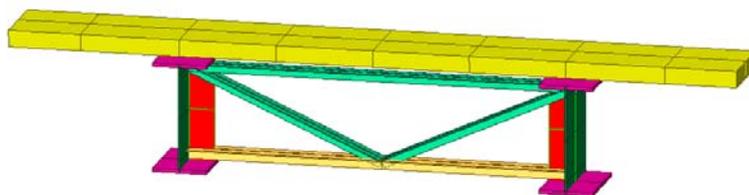
**Figura 19** – Vista 3D della carpenteria metallica Rampa B



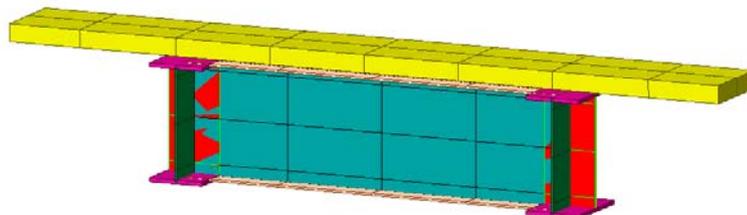
**Figura 20** – Vista dal basso del modello di calcolo Rampa A



**Figura 21** – Vista dal basso del modello di calcolo Rampa B



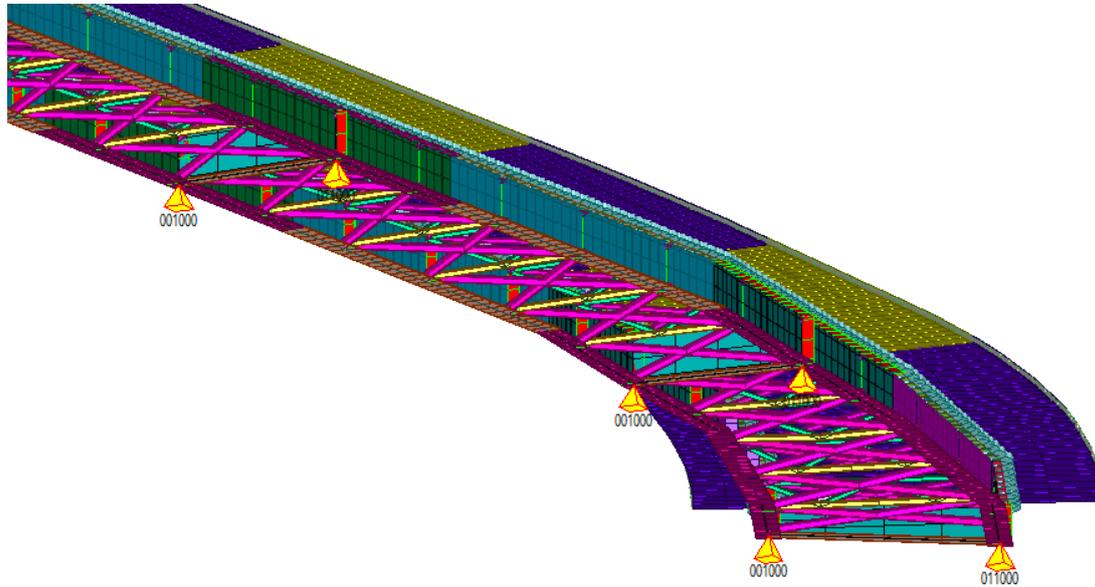
**Figura 22** – Diaframma intermedio tratto a larghezza costante



**Figura 23** – Diaframma pieno di testata

Il collegamento tra gli *shell* della soletta e le piattabande superiori è stato modellato mediante l'inserimento di elementi *beam* di rigidità molto elevata.

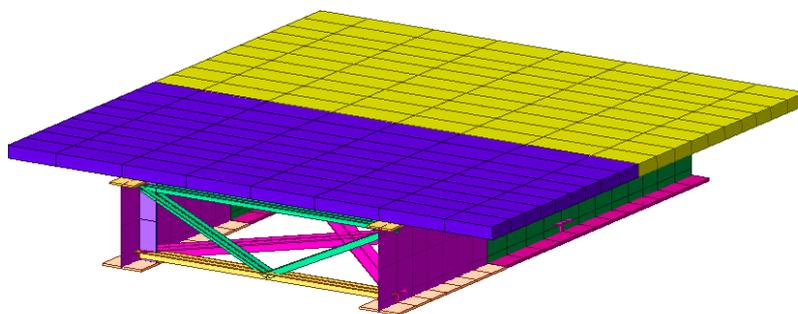
Il vincolamento esterno è stato schematizzato attraverso l'inserimento, in corrispondenza dei punti di appoggio sulle due travate principali, di vincoli fissi per i gradi di libertà bloccati ossia un vincolo fisso ed uno unidirezionale trasversale in corrispondenza delle spalle S1 e S2, un vincolo multidirezionale ed uno unidirezionale longitudinale in corrispondenza della pila.



**Figura 24** – Vincoli esterni in corrispondenza della pila P4

Nelle zone a momento negativo si è tenuto conto della fessurazione della soletta in c.a. trascurando in dette zone il contributo della rigidità in direzione longitudinale offerto dalla soletta, si è però schematizzato il contributo effettivo offerto dalle armature longitudinali.

Tale porzione di soletta è stata modellata mediante l'inserimento di elementi *shell* con diversa rigidità in direzione trasversale e longitudinale; in particolare la soletta presenta una rigidità trasversale pari a quella non fessurata ed una rigidità longitudinale pari a quella dei ferri di armatura modellata attraverso l'inserimento di uno spessore equivalente all'area di armatura.



**Figura 25** – Modellazione soletta fessurata

Sulle membrature e sulla soletta sono state applicate le azioni di progetto valutate come al capitolo 5, considerando le condizioni elementari di carico precedentemente riportate.

Si evidenzia che l'azione da variazione termica è stata tenuta in conto nel solo modello globale del viadotto in quanto non induce sollecitazioni sull'impalcato ma solo spostamenti in direzione longitudinale. Analoga considerazione è stata fatta per l'attrito dei vincoli, che non è stato introdotto nel modello di calcolo dell'impalcato, tenendone conto per il dimensionamento degli appoggi fissi in direzione longitudinale.

L'analisi dell'impalcato è stata realizzata per fasi, al fine di tener conto delle peculiarità costruttive dell'impalcato, legate alla realizzazione della soletta in c.a. gettato in opera.

In particolare, la 1<sup>a</sup> fase (Acciaio) fa riferimento al getto della soletta, durante la quale la sezione resistente è costituita esclusivamente dalle travi metalliche. Su di esse agiscono il peso proprio della soletta e delle predalles. In tale fase quindi gli elementi in calcestruzzo rappresentano esclusivamente dei carichi.

Nella 2<sup>a</sup> fase (Soletta), la sezione resistente è costituita dalla sezione mista acciaio-calcestruzzo in cui quest'ultimo è omogeneizzato con coefficiente per carichi di lunga durata. Su tale struttura vengono considerati i carichi permanenti (cordoli, pavimentazione, barriere).

L'applicazione dei carichi variabili stradali e gli altri sovraccarichi variabili (vento, frenamento, variazione termica, ecc.) fanno riferimento alla 3<sup>a</sup> fase, nella quale il coefficiente di omogeneizzazione del calcestruzzo è quello relativo ai carichi di breve durata.

Calcolate le sollecitazioni nelle diverse fasi, esse sono state sommate secondo il D.M.14/01/2008.

## 6. Azioni di progetto

I valori delle azioni di seguito assunti, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti la struttura.

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto dal D.M. 18.01.2008, vengono di seguito elencate:

### 6.1 Azioni gravitazionali

*Peso proprio elementi strutturali in c.a. ed acciaio*

Calcestruzzo ordinario armato	25.00 kN/m <sup>3</sup>
	26.00 kN/m <sup>3</sup> per le solette
Acciaio da carpenteria metallica	78.50 kN/m <sup>3</sup>

Nel dettaglio, i carichi per peso proprio delle pile e della spalla sono automaticamente determinati dal programma di analisi strutturale in funzione delle geometrie degli elementi e del peso specifico del cls ad essi associato.

Tratto costante:

- Soletta collaborante in cls:

$$0.25 * 8.10 * 26 = 52.65 \text{ kN/m}$$

- Acciaio (incidenza carpenteria metallica 2.50 kN/m<sup>2</sup>):

$$2.50 * 8.10 = 20.25 \text{ kN/m}$$

Tratto a larghezza variabile:

beam load linearmente variabile in funzione dell'allargamento dell'impalcato:

- Soletta collaborante in cls:

$$\text{da } 52.65 \text{ kN/m a } 63.05 \text{ kN/m}$$

- Acciaio (incidenza carpenteria metallica 2.50 kN/m<sup>2</sup>):

$$\text{da } 20.25 \text{ kN/m a } 24.25 \text{ kN/m}$$

*Permanenti portati*

- Pavimentazione:

$$3.00 \text{ kN/m}^2 * 6.5 \text{ m} = 19.5 \text{ kN/m}$$

- Guard-rail + rete di protezione + condotte:

$$2*0.8 + 2*0.4 + 2*0.3 = 3.00 \text{ kN/m}$$

- Cordoli:

Tratto costante:

$$2 * 0.80 * 0.15 * 25.00 \text{ kN/m}^2 = 6.00 \text{ kN/m}$$

Tratto variabile:

$$\text{da } 6.00 \text{ kN/m a } 12.00 \text{ kN/m}$$

## 6.2 Ritiro e viscosità

### Ritiro

La deformazione totale da ritiro a tempo infinito, comprensivo dell'effetto dell'essiccamento e del ritiro autogeno, è pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0.000315$$

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro;

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento;

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

$$\varepsilon_{cd} = -0.34 \times 10^{-3} \times 0.78 = -0.000265 \quad \text{con } h_0 = 285 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{ca} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0.0000684$$

Per cui:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0.000335$$

Questa condizione si applica solamente alla soletta in c.a. e non direttamente agli elementi costituenti la struttura metallica sottostante. Gli effetti del ritiro vengono valutati a tempo infinito e quindi considerando un modulo elastico ridotto per effetto della viscosità.

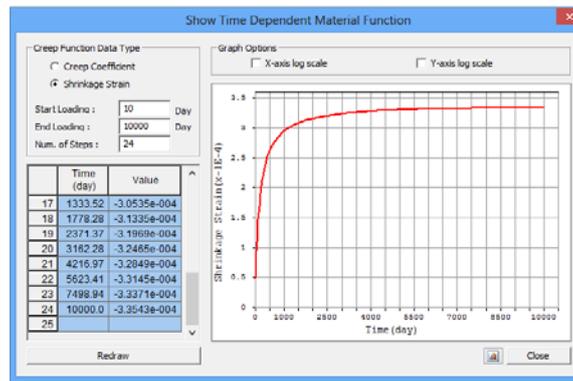


Figura 26 – Deformazioni da ritiro in funzione del tempo

### Viscosità

Coefficiente di viscosità al tempo infinito:  $\phi(\infty, 28\text{gg}) = 2.0827$

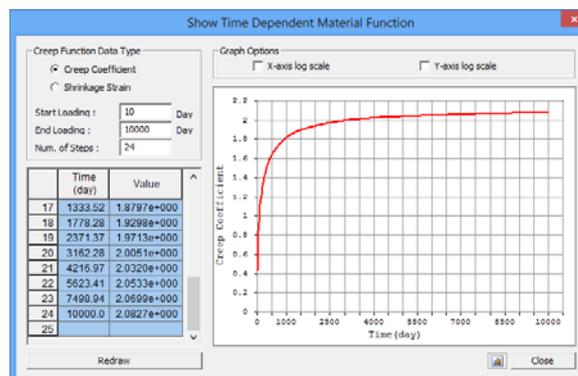
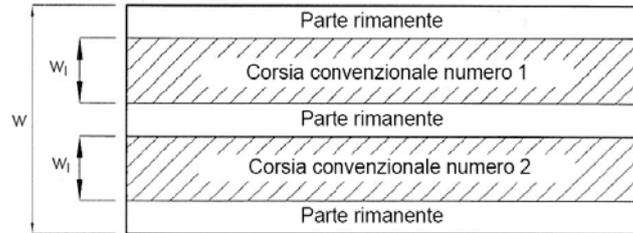


Figura 27 – Deformazioni da viscosità in funzione del tempo

Tali effetti sono tenuti in conto nel modello dell'impalcato che ripercorre le fasi costruttive.

### 6.3 Azioni variabili da traffico

La carreggiata delle due rampe presenta una larghezza costante di 6.50 m. Ai fini della determinazione degli effetti prodotti dalle azioni variabili da traffico, l'asse viario di 1a Categoria è stato suddiviso in 2 corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m e un'area rimanente di larghezza 0.50 m.

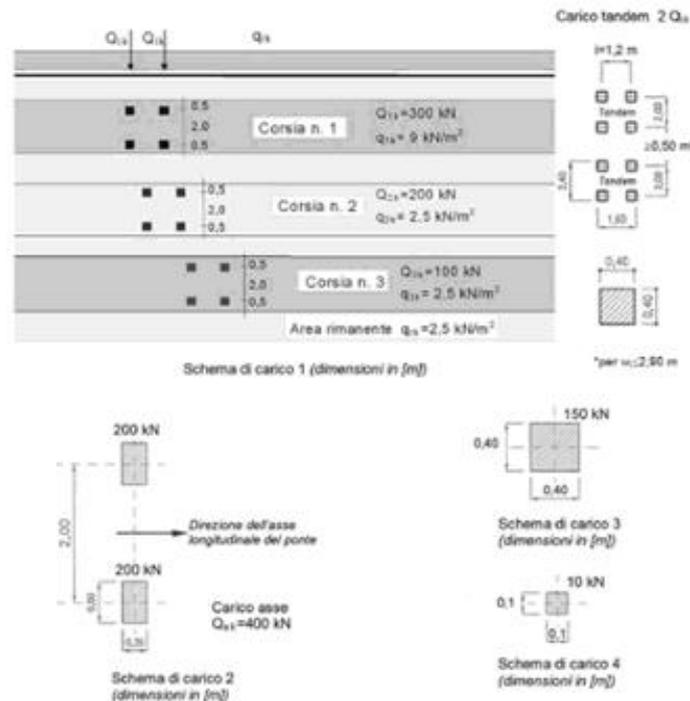


Schema corsie convenzionali

Essendo la larghezza della singola corsia convenzionale pari a:

$$w_i = 3.00 \text{ m}$$

La posizione è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. I carichi da considerare per ponti di prima categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:



Schemi di azioni variabili da traffico

Tramite la generazione automatica prevista dal codice di calcolo, è possibile definire:

- trasversalmente all'impalcato le corsie in qualsiasi posizione sulla carreggiata;
- i relativi carichi veicolari (tandem + distribuiti) secondo NTC08, viaggianti longitudinalmente lungo le corsie stesse, al fine di ottenere le relative linee di influenza e le massime azioni necessarie al dimensionamento.

Sono stati applicati i carichi definiti dagli Schemi di carico 1 così come indicato al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:

Gli schemi adottati per le verifiche globali sono i seguenti:

Corsia	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	Numero assi	Carico distribuito $q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	300	2	9.00
2	200	2	2.50
3	100	2	2.50
4	-	2	2.50
Area rimanente	-	-	2.50
Marciapiede	-	-	2.50

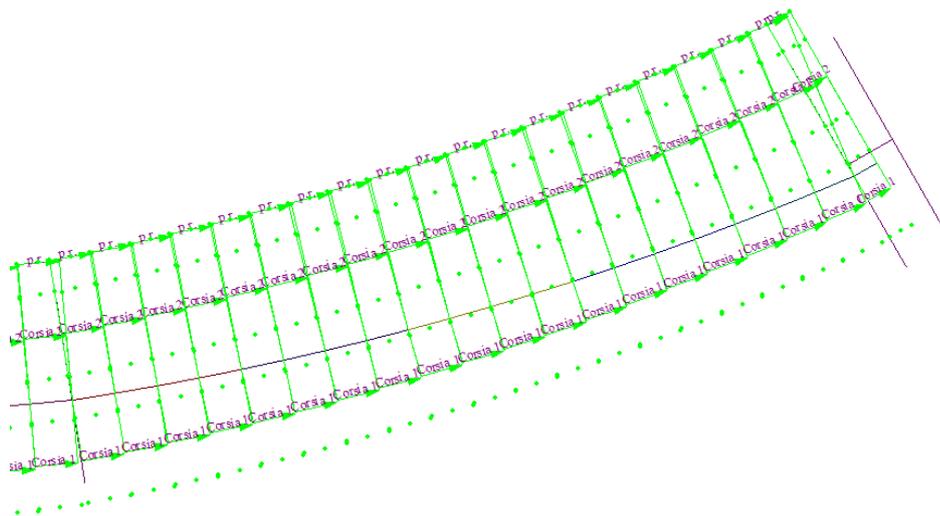
**Tabella 1.** Schema di carico 1

Più in dettaglio, per lo schema di carico 1 sono state definite due condizioni di carico:

Moving load case 1 [C1-C2] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo di sinistra;

Moving load case 2 [C3-C4] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo di destra.

Nelle immagini che seguono si mostra la definizione delle corsie convenzionali nelle due condizioni di carico.



**Figura 28** – Moving load case 1 (modello globale Rampa A)

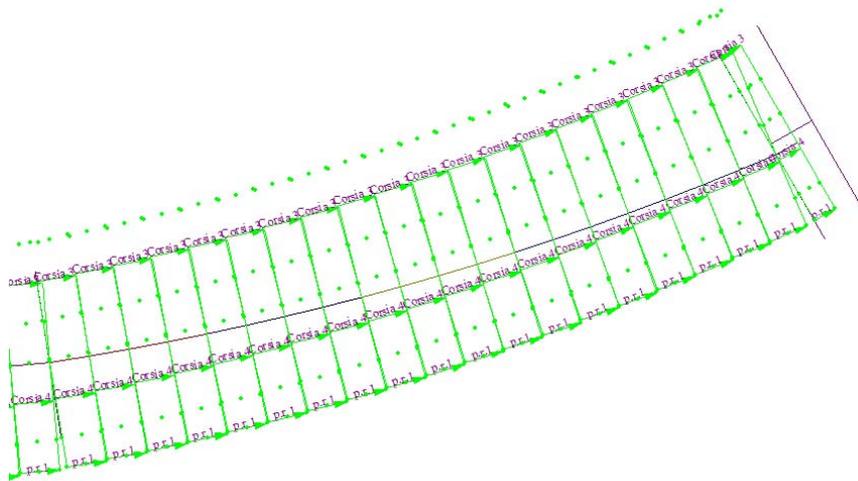


Figura 29 – Moving load case 2 (modello globale Rampa A)

A titolo di esempio si riportano inoltre le immagini relative ai posizionamenti dei carichi da traffico che massimizzano rispettivamente azione torcente in appoggio, momento flettente in campata, momento flettente in appoggio.

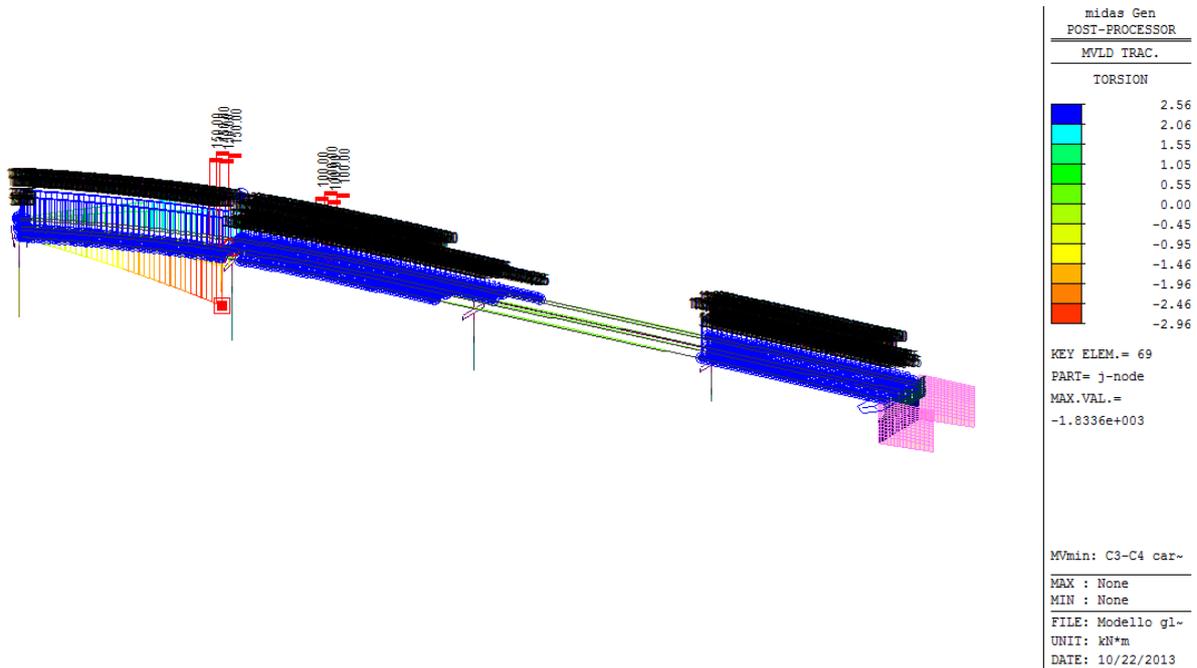


Figura 30 – Posizione dei carichi mobili per la massimazione del momento torcente sull'appoggio pila P3

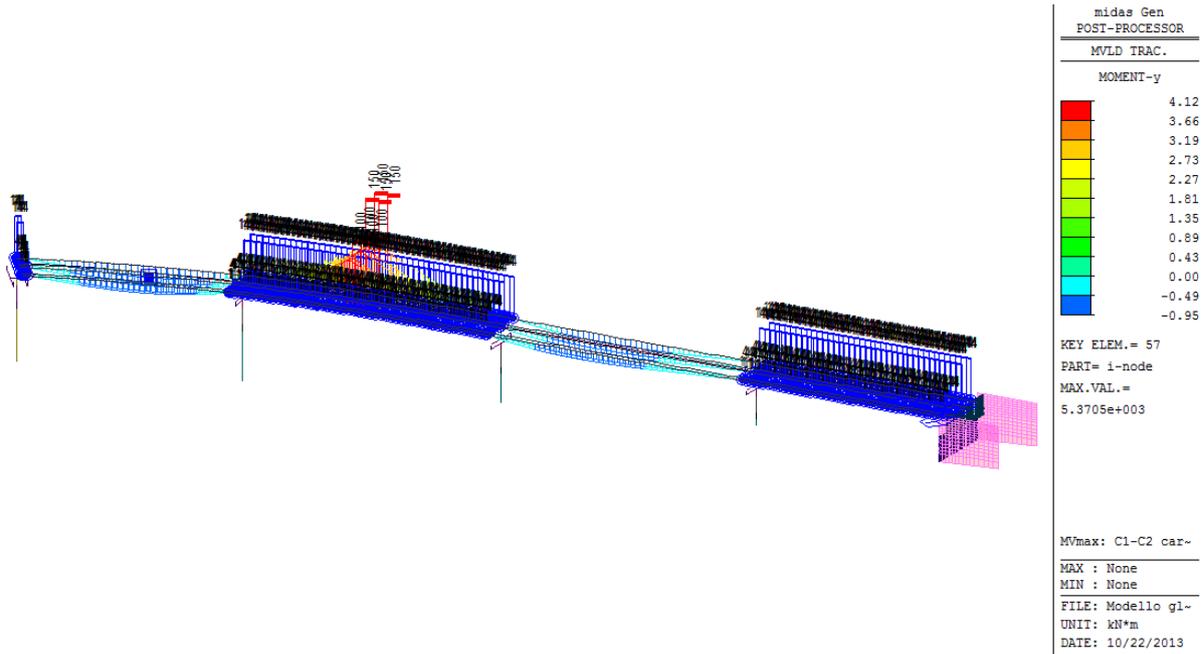


Figura 31 – Posizione dei carichi mobili per la massimazione del momento flettente in campata P2-P3

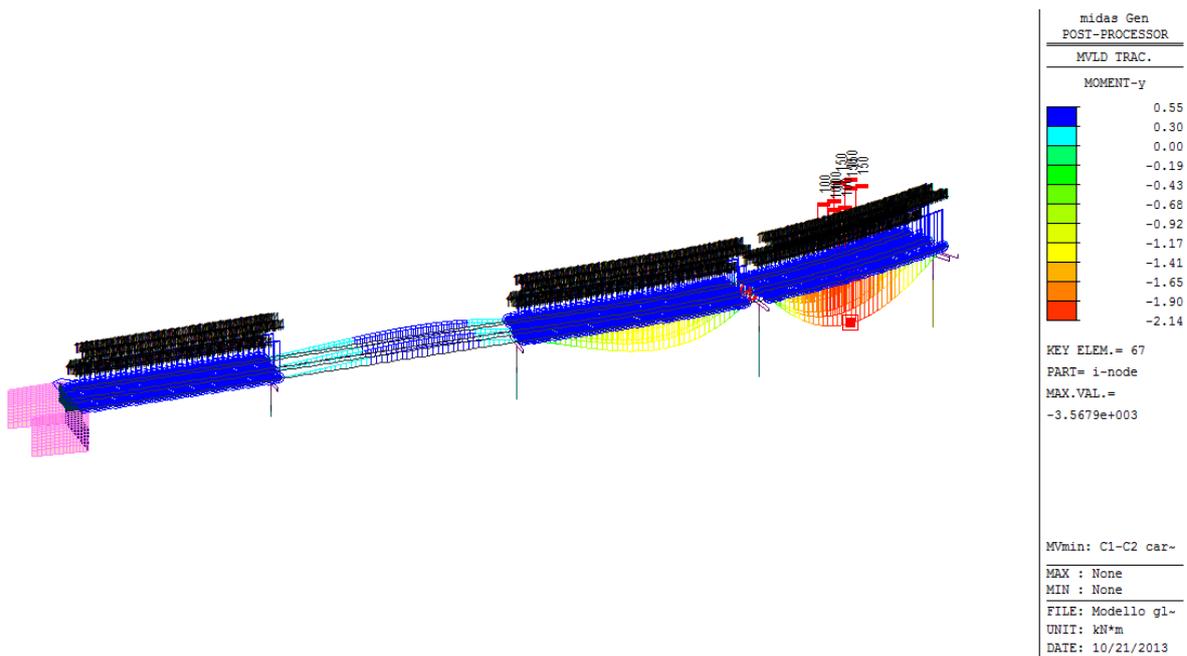


Figura 32 – Posizione dei carichi mobile per la massimazione del momento flettente sull'appoggio pila P3

#### 6.4 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ )

Per i ponti di 1a categoria, la forza di frenamento o di accelerazione è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  è il carico per asse sulla corsia convenzionale 1;

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  è il carico distribuito sulla corsia convenzionale 1;

$w_1 = 3 \text{ m}$  è la larghezza della corsia convenzionale 1;

$L$  è la lunghezza della zona caricata, nella Rampa A pari a 86.80 m (in asse) e nella Rampa B pari a 43.70 m.

Pertanto risulta:

$$F_{\text{rampaA}} = 594 \text{ kN}$$

$$F_{\text{rampaB}} = 478 \text{ kN}$$

Questa forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia convenzionale, è stata assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

E' stata applicata come beam load all'asse dell'impalcato con un'eccentricità verticale per considerarla agente a livello della pavimentazione.

### 6.5 Azione centrifuga

Nei tratto in cui le rampe si presentano ad asse curvo è stata considerata, essendo il raggio di curvatura  $R < 200 \text{ m}$ , l'azione centrifuga si valuta convenzionalmente come:

$$Q_4 = 0.2 Q_v \text{ [kN]}$$

in cui  $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$  è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

### 6.6 Azione del vento $q_s$

Le pressioni e depressioni dovute al vento sono state calcolate rispettando il DM 18.01.2008. I coefficienti per il calcolo delle pressioni sono stati ricavati considerando i seguenti dati:

*ZONA: 1*

*$T_R=200$  anni*

*Classe di rugosità del terreno: D*

*Categoria di esposizione del sito: II*

*$c_t=1$*

*$c_d=1$*

*$c_p=1.68$*

*$a_s=415.00\text{m}$*

$v_{b0}=25 \text{ m/s}$ ;

$v_b(T_R)=\alpha_R(T_R) \cdot v_{\text{ref}}=1.076 * 25=26.91 \text{ m/s}$ ;

$q_b=0.5 * 1.25 * 26.91^2 = 425.45 \text{ N/m}^2$ ;

La pressione del vento è funzione della quota  $z$  e vale:

<b>z</b> m	<b>c<sub>e</sub></b> (eq. 3.3.5)	<b>p</b> kN/m <sup>2</sup>
0.00	1.80	1.369
2.00	1.80	1.369
4.00	1.80	1.369
4.50	1.87	1.420

5.00	1.93	1.467
5.50	1.99	1.509
6.00	2.04	1.549
6.50	2.09	1.585
7.00	2.13	1.619
7.50	2.17	1.651
8.00	2.21	1.682
8.50	2.25	1.710
9.00	2.29	1.737
9.50	2.32	1.763
10.00	2.35	1.788

**Tabella 2.** Pressioni del vento

### **6.6.1 Vento a ponte scarico**

L' azione del vento viene considerata agente su una altezza comprensiva della trave, della soletta e della barriera.

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{\text{rampaA}} = 7.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{rampaB}} = 6.73 \text{ kN/m}$$

### **6.6.2 Vento a ponte carico**

L' azione del vento viene considerata agente su una altezza comprensiva della trave, della soletta della pavimentazione e del mezzo convenzionale.

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{\text{rampaA}} = 7.55 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{rampaB}} = 7.20 \text{ kN/m}$$

## **6.7 Resistenze passive dei vincoli $q_7$**

Nelle analisi sono state considerate anche le azioni da resistenze passive dei vincoli.

In particolare si considera una forza d' attrito pari al 3% del carico verticale permanente.

$$F_{h,\text{rampaA}} = 270 \text{ kN}$$

$$F_{h,\text{rampaB}} = 126 \text{ kN}$$

Tale forza è interamente assorbita dai dispositivi longitudinali d'appoggio in corrispondenza delle spalle.

## **6.8 Urto di veicolo in svio $q_8$**

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA 100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di

resistenza plastica del profilo pari a  $W_{pl}=83.01 \text{ cm}^3$  ed una tensione di rottura pari ad  $f_t=430 \text{ MPa}$ , si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u=83.01 \times 430 / 1000 = 35.7 \text{ kNm.}$$

Considerando, a vantaggio di sicurezza che l'urto avvenga a 0.60 m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V=35.7/0.60=59.5 \text{ kN.}$$

## 6.9 Variazioni termiche

Si prende in esame una variazione termica stagionale uniforme di  $\pm 30^\circ\text{C}$  rispetto alla temperatura media, per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio mobili e dei coprigiunti di impalcato.

## 6.10 Azioni orizzontali

### 6.10.1 Spinta del terreno

La spinta del terreno sulle pareti della spalla ha un andamento crescente secondo una legge di tipo lineare dall'alto verso il basso. La pendenza del diagramma delle spinte, che risulta quindi di tipo triangolare, è pari al prodotto  $\gamma \cdot k_0$  avendo indicato con  $\gamma$  il peso dell'unità di volume del terreno ( $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ ) e con  $k_0$  il coefficiente di spinta a riposo (per un angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  risulta  $k_0=0.426$ ). Si considera inoltre un sovraccarico stradale di  $20 \text{ kN/m}^2$ .

In particolare la spinta viene assegnata come *hydrostatic pressure loads* in direzione ortogonale a quella del paramento.

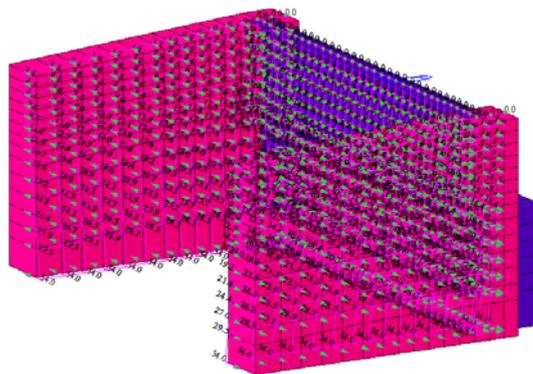


Figura 33 – Spinta statica

### 6.10.2 Azioni sismiche

- **Vita nominale e periodo di riferimento**

Per la struttura in oggetto, si assume una vita nominale pari a  $V_N = 100$  anni, trattandosi di un'opera infrastrutturale di importanza strategica.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, e con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura in esame rientra nella *classe d'uso IV* a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ .

Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è  $V_R = V_N \times C_U = 200$  anni.

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite.

In funzione dei valori del periodo di riferimento  $V_R$  e della probabilità di superamento  $P_{VR}$ , si definisce il periodo di ritorno  $T_R$  mediante la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

La struttura in oggetto ricade nel comune di San Didero (TO).

Dalla mappatura di microzonazione sismica si ricavano i valori dei parametri di pericolosità sismica  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi a ciascuno stato limite analizzato.

#### • Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Down-hole e MASW e che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $C_u > 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*.

Dato l'andamento clivometrico della zona, essa si classifica come categoria topografica **TI**, caratterizzata da superfici pianeggianti o rilevati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

#### • Spettri di progetto

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare per le componenti orizzontali è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$

considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule precedenti  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore di  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione orizzontale dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Per la struttura in esame è stata assunto  $q = 1.5$ .

Si riportano nel seguito gli spettri di progetto calcolati.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.201 g
$F_o$	2.524
$T_C$	0.279 s
$S_S$	1.197
$C_C$	1.420
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.197
$\eta$	0.667
$T_B$	0.132 s
$T_C$	0.396 s
$T_D$	2.402 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.240
$T_B$ ←	0.132	0.404
$T_C$ ←	0.396	0.404
	0.491	0.326
	0.587	0.273
	0.682	0.234
	0.778	0.206
	0.873	0.183
	0.969	0.165
	1.065	0.150
	1.160	0.138
	1.256	0.127
	1.351	0.118
	1.447	0.111
	1.542	0.104
	1.638	0.098
	1.733	0.092
		0.087
	1.925	0.083
	2.020	0.079
	2.116	0.076
	2.211	0.072
	2.307	0.069
$T_D$ ←	2.402	0.067
	2.478	0.063
	2.554	0.059
	2.631	0.056
	2.707	0.052
	2.783	
	2.859	0.047
	2.935	0.045
	3.011	0.042
	3.087	
	3.163	0.040
	3.239	0.040
	3.315	0.040
	3.391	0.040
	3.467	0.040
	3.544	0.040
	3.620	0.040
	3.696	0.040
	3.772	0.040
	3.848	0.040
	3.924	0.040
	4.000	0.040

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.121 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.526
$S$	1.000
$\eta$	1.000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

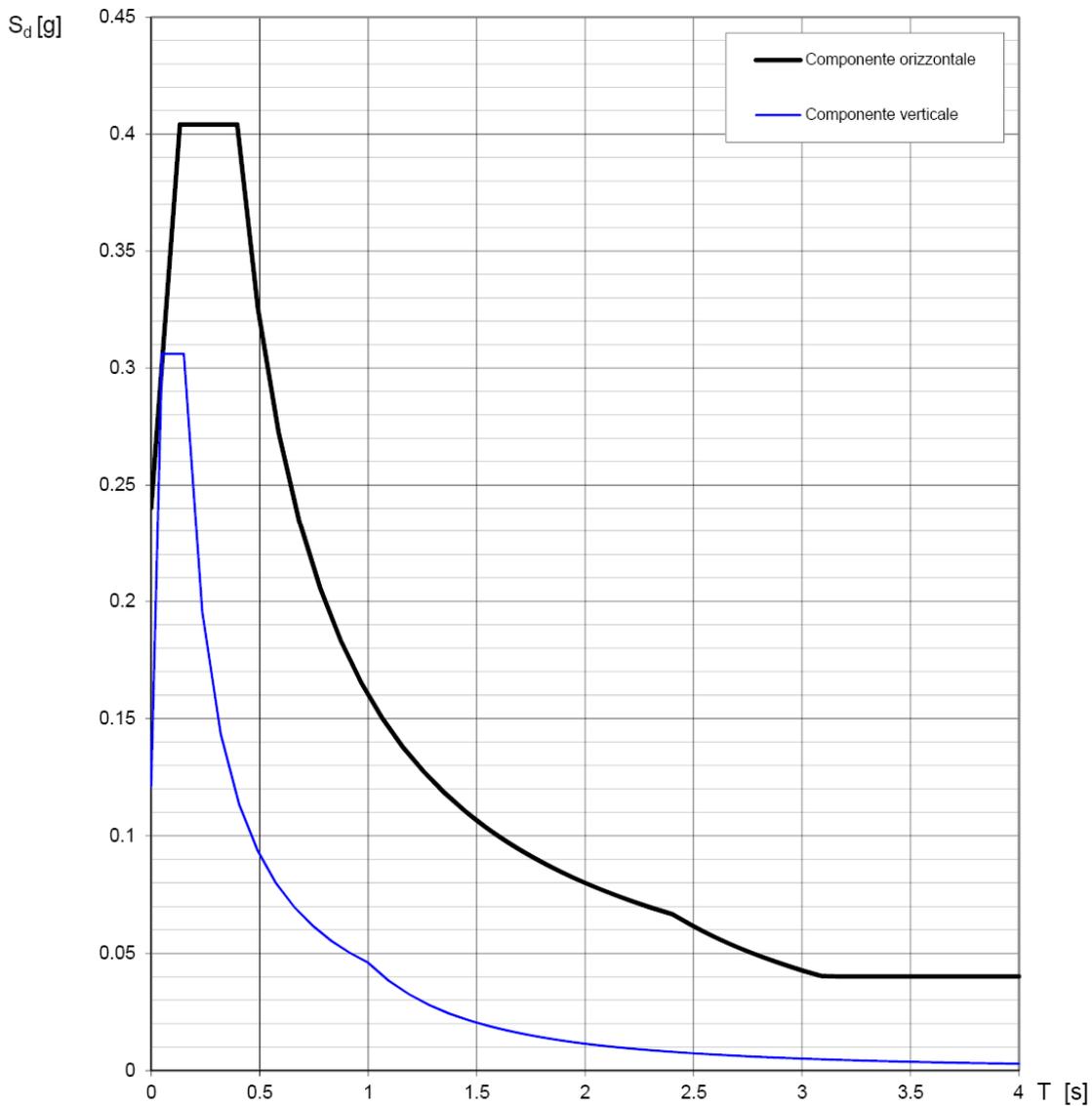
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.121
$T_B \leftarrow$	0.050	0.306
$T_C \leftarrow$	0.150	0.306
	0.235	0.195
	0.320	0.143
	0.405	0.113
	0.490	0.094
	0.575	0.080
	0.660	0.070
	0.745	0.062
	0.830	0.055
	0.915	0.050
$T_D \leftarrow$	1.000	0.046
	1.094	0.038
	1.188	0.033
	1.281	0.028
	1.375	0.024
	1.469	0.021
	1.563	0.019
	1.656	0.017
	1.750	0.015
	1.844	0.014
	1.938	0.012
	2.031	0.011
	2.125	0.010
	2.219	0.009
	2.313	0.009
	2.406	0.008
	2.500	0.007
	2.594	0.007
	2.688	0.006
	2.781	0.006
	2.875	0.006
	2.969	0.005
	3.063	0.005
	3.156	0.005
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



Lo stato di sollecitazione e di deformazione indotto dal sisma è stato indagato facendo ricorso ad un'analisi dinamica lineare della struttura.

Ai fini delle verifiche, sono state considerate le seguenti combinazioni degli effetti delle componenti sismiche permutando i coefficienti di combinazione ed i segni ( $E_x$  definisce gli effetti della componente orizzontale dell'azione sismica agente secondo la direzione x,  $E_y$  gli effetti della componente orizzontale agente secondo la direzione y,  $E_z$  gli effetti della componente verticale agente secondo la direzione z).

$$\pm E_x \pm 0.3 \cdot E_y \pm 0.3 \cdot E_z$$

$$\pm E_y \pm 0.3 \cdot E_x \pm 0.3 \cdot E_z$$

$$\pm E_z \pm 0.3 \cdot E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

Nel definire le combinazioni sismiche, si è tenuto conto di un'eccentricità accidentale del centro di massa dell'impalcato rispetto alla sua posizione pari a 0.03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica considerata.

### 6.10.3 Incremento di spinta in condizioni sismiche

Oltre alla forze di inerzia dovute al peso degli elementi strutturali e del terreno alle spalle della spalla, è necessario, in condizioni sismiche, considerare anche un incremento della spinta del terreno rispetto a quella statica.

Le spinte in stato limite attivo e passivo in condizioni sismiche possono essere determinate con le seguenti formule:

$$S_{aE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{aE}$$

$$S_{pE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{pE}$$

in cui:

$K_v$  è il coefficiente sismico verticale pari a  $\pm 0.5 K_h$ ;

$K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale da calcolare come (punto 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008):

$$K_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

$\beta_m$  è un coefficiente da assumere unitario per opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno;

$a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito da poter valutare come:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nel caso in esame risulta  $K_h = 0.241$

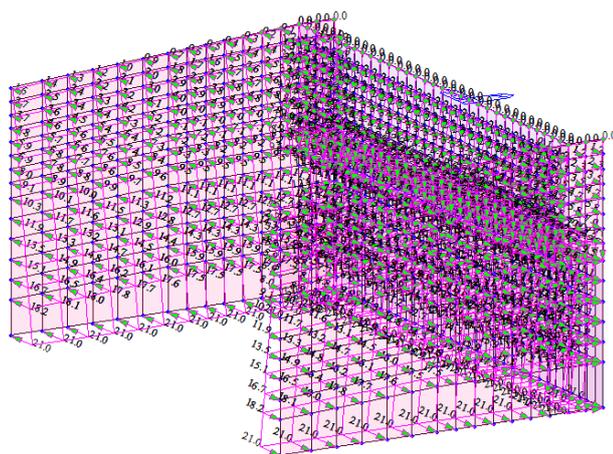
Ne consegue che  $K_v$  risulta pari a 0.121

$K_{aE}$  è il coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche;

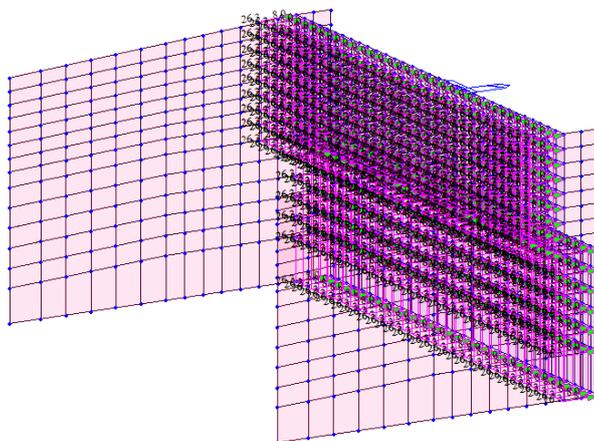
Sulla base delle formulazioni fornite da Mononobe e Okabe, risulta, nel caso in esame,  $K_{aE} = 0.44$ .

L'incremento di spinta è quindi ottenuto come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e quella applicata in condizioni statiche. Esso è rappresentato da un carico pseudo-statico di tipo lineare.

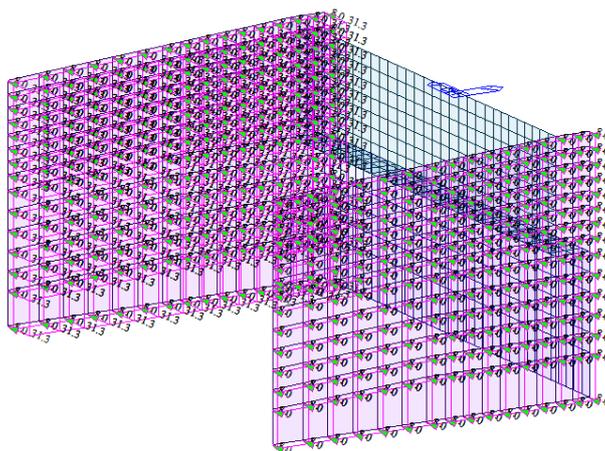
La direzione dell'incremento di spinta segue le direzioni ortogonali secondo cui si considera agente l'azione sismica.



*Figura 34 – Spinta attiva*



*Figura 35 – Incremento di spinta nella direzione Sisma X<sup>+</sup>*



*Figura 36 – Incremento di spinta nella direzione Sisma Y<sup>+</sup>*

## 7. Condizioni e combinazioni di carico

### 7.1 Condizioni elementari di carico

In base alla modellazione delle azioni adottata, sono state considerate le seguenti condizioni elementari di carico:

$G_1$  = peso proprio strutture

$G_2$  = carico permanente

$G_1$  imp. adiacente = peso proprio strutture impalcato adiacente

$G_2$  imp. adiacente = carico permanente impalcato adiacente

$q_3$  = azione di frenamento

$q_4$  = azione centrifuga

$q_{5-p.c.Y}$  = azione del vento a ponte carico

$q_{5-p.s.Y}$  = azione del vento a ponte scarico

$q_7$  = resistenze passive dei vincoli

$T$  = variazioni termiche

$E_x$  (Major) = azione sismica orizzontale nella direzione di massima inerzia

$E_y$  (Ortho) = azione sismica orizzontale nella direzione ortogonale a quella di massima inerzia

$E_z$  = azione sismica in direzione verticale

$M.torc.(SLV_y)$  = eccentricità accidentale sisma in direzione Y

$S_0$  = spinta a riposo

$S_q$  = spinta a riposo accidentali

$E_{st}$  = spinta attiva

$S_{sth_{+x}}$  = spinta sismica orizzontale  $X^+$

$S_{sth_{-x}}$  = spinta sismica orizzontale  $X^-$

$S_{sth_{+y}}$  = spinta sismica orizzontale  $Y^+$

$S_{sth_{-y}}$  = spinta sismica orizzontale  $Y^-$

$S_{stv}$  = spinta sismica verticale

Nel seguito della presente si riportano le diverse combinazioni di carico adottate in relazione allo stato limite considerato.

## 7.2 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi

In base alla vigente normativa, per la definizione delle azioni di calcolo agli stati limite ultimi, a partire dalle condizioni di carico elementari, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazioni delle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi secondo lo schema indicato in tabella 5.1.IV delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

avendo assunto per i coefficienti  $\gamma_{g,1}$ ,  $\gamma_{g,2}$  e  $\gamma_{q,i}$  e per i coefficienti di combinazione  $\Psi_{0i}$ ,  $\Psi_{1i}$  e  $\Psi_{2i}$  i valori previsti dalle norme e riportati rispettivamente nelle tabella 5.1.V e 5.1.VI delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008.

## 7.3 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite di Esercizio, le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo tale da risultare più sfavorevoli, mediante l'espressione:

- combinazioni caratteristiche rare:  $F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni frequenti:  $F_d = G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni quasi permanenti:  $F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

La combinazione di calcolo rara è stata utilizzata per la verifica dello stato limite di tensione in esercizio, la combinazione frequente per le verifiche a fessurazione e la quasi permanente per il controllo della deformabilità.

Si riporta di seguito un riepilogo delle combinazioni SLU SLE ed SLV delle azioni considerate nelle analisi strutturali in cui sono esplicitati i valori dei coefficienti parziali per le azioni  $\gamma$  utilizzati:

### Modello globale

```

LIST OF LOAD COMBINATIONS
=====
NUM  NAME      ACTIVE          TYPE          LOADCASE(FACTOR) +          LOADCASE(FACTOR)
=====
1    G1          Active          Add           G1( 1.000) +          G1-Imp. adiacente( 1.000)
=====

```

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

2	G2	Active G2( 1.000) +	Add G2-Imp. adiacente( 1.000)		
3	pp+perm	Active G1( 1.000) +	Add	G2( 1.000)	
4	Q4	Active q4-1( 1.000) +	Envelope	q4-2( 1.000)	
5	C1+C2+p.r. C1-C2 caratteristico	Active ( 1.000) +	Add	p.r.( 1.000)	
6	C3+C4+p.r. C3-C4 caratteristico	Active ( 1.000) +	Add	p.r.( 1.000)	
7	Q1k	Active C1+C2+p.r.( 1.000) +	Envelope	C3+C4+p.r.( 1.000)	
8	Q1f	Active C1-C2 psi( 1.000) +	Envelope	C3-C4 psi( 1.000)	
9	Q2a	Active q3( 1.000) +	Add	Q1f( 1.000) +	p.r.( 0.400)
10	Q2b	Active Q4( 1.000) +	Add	Q1f( 1.000) +	p.r.( 0.400)
11	SLU Q	Active S0( 1.500) +	Add	Sq( 1.350)	
12	SLU V	Active S0( 1.500) +	Add	Sq( 0.540)	
13	SLER Q	Active S0( 1.000) +	Add	Sq( 1.000)	
14	SLEF Q	Active S0( 1.000) +	Add	Sq( 0.400)	
15	SLEQP Q	Active S0( 1.000)	Add		
16	SLU1	Active q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +	Add	T( 0.720) + Q1k( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
17	SLU2	Active q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +	Add	T(-0.720) + Q1k( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
18	SLU3	Active q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +	Add	T(-0.720) + Q1k( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
19	SLU4	Active q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +	Add	T( 0.720) + Q1k( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
20	SLU5	Active q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +	Add	T( 0.720) + Q2a( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
21	SLU6	Active q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +	Add	T(-0.720) + Q2a( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
22	SLU7	Active q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +	Add	T(-0.720) + Q2a( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)
23	SLU8	Active q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +	Add	T( 0.720) + Q2a( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

24	SLU9	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +		T( 0.720) + Q2b( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)	
25	SLU10	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +		T(-0.720) + Q2b( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)	
26	SLU11	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +		T(-0.720) + Q2b( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)	
27	SLU12	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +		T( 0.720) + Q2b( 1.350) +	G1( 1.350) SLU Q( 1.000)	
28	SLU13	Active	Add			
+		q5 - p.s. Y( 1.500) + G2( 1.350) +		T( 0.720) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
29	SLU14	Active	Add			
+		q5 - p.s. Y( 1.500) + G2( 1.350) +		T(-0.720) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
30	SLU15	Active	Add			
+		q5 - p.s. Y(-1.500) + G2( 1.350) +		T(-0.720) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
31	SLU16	Active	Add			
+		q5 - p.s. Y(-1.500) + G2( 1.350) +		T( 0.720) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
32	SLU17	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +		T( 1.200) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
33	SLU18	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y( 0.900) + G2( 1.350) +		T(-1.200) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
34	SLU19	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +		T(-1.200) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
35	SLU20	Active	Add			
+		q5 - p.c. Y(-0.900) + G2( 1.350) +		T( 1.200) + Q1f( 1.350) +	G1( 1.350) SLU V( 1.000)	
36	SLV1x	Active	Add			
+		SLVx( 1.000) + G1( 1.000) +		SLVy( 0.300) + G2( 1.000) +	SLVz( 0.300) Est( 1.000)	
+		Ssth_x+( 1.000) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc. (SLVy)( 0.300)	
37	SLV2x	Active	Add			
+		Est( 1.000) + SLVz( 0.300) +		SLVx( 1.000) + G1( 1.000) +	SLVy(-0.300) G2( 1.000)	
+		Ssth_x+( 1.000) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc. (SLVy)(-0.300)	
38	SLV3x	Active	Add			
+		Est( 1.000) + SLVz(-0.300) +		SLVx( 1.000) + G1( 1.000) +	SLVy( 0.300) G2( 1.000)	
+		Ssth_x+( 1.000) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc. (SLVy)( 0.300)	
39	SLV4x	Active	Add			
+		Est( 1.000) + SLVz(-0.300) +		SLVx( 1.000) + G1( 1.000) +	SLVy(-0.300) G2( 1.000)	
+		Ssth_x+( 1.000) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc. (SLVy)(-0.300)	
40	SLV5x	Active	Add			
+		Est( 1.000) + SLVz( 0.300) +		SLVx(-1.000) + G1( 1.000) +	SLVy( 0.300) G2( 1.000)	
+		Ssth_x-( 1.000) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc. (SLVy)( 0.300)	
41	SLV6x	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-1.000) +	SLVy(-0.300)	

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

		SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x-( 1.000) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-0.300)
42	SLV7x	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-1.000) +		SLVy( 0.300)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x-( 1.000) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)( 0.300)
43	SLV8x	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-1.000) +		SLVy(-0.300)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x-( 1.000) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-0.300)
44	SLV1y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 1.000)
		SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y+( 1.000) +	M. torc.	(SLVy)( 1.000)
45	SLV2y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 1.000)
		SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_y+( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)( 1.000)
46	SLV3y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 1.000)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_y+( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)( 1.000)
47	SLV4y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 1.000)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x-( 0.300) +		Ssth_y+( 1.000) +	M. torc.	(SLVy)( 1.000)
48	SLV5y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-1.000)
		SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y-( 1.000) +	M. torc.	(SLVy)(-1.000)
49	SLV6y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-1.000)
		SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_y-( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-1.000)
50	SLV7y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-1.000)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_y-( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-1.000)
51	SLV8y	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-1.000)
		SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_y-( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000) +	M. torc.	(SLVy)(-1.000)
52	SLV1z	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 0.300)
		SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)( 0.300)
53	SLV2z	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 0.300)
		SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x+(-0.300) +		Ssth_y+( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)( 0.300)
54	SLV3z	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-0.300)
		SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-0.300)
55	SLV4z	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-0.300)
		SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		Ssth_x-( 0.300) +		Ssth_y-( 0.300) +	M. torc.	(SLVy)(-0.300)
56	SLV5z	Active	Add			
		Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 0.300)

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

		+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		+	Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y+( 0.300) +		M. torc. (SLVy)( 0.300)
57	SLV6z	Active	Add				
			Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		+	Ssth_x-( 0.300) +		Ssth_y+( 0.300) +		M. torc. (SLVy)( 0.300)
58	SLV7z	Active	Add				
			Est( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		+	Ssth_x+( 0.300) +		Ssth_y-( 0.300) +		M. torc. (SLVy)(-0.300)
59	SLV8z	Active	Add				
			Est( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
		+	Ssth_x-( 0.300) +		Ssth_y-( 0.300) +		M. torc. (SLVy)(-0.300)
60	SLV-x1 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 1.000)
		+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx( 1.000) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
61	SLV-x2 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 1.000)
		+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx( 1.000) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
62	SLV-x3 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 1.000)
		+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx( 1.000) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
63	SLV-x4 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 1.000)
		+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx( 1.000) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
64	SLV-x5 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 1.000)
		+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx( 1.000) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
65	SLV-x6 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000)
		+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx(-1.000) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
66	SLV-x7 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000)
		+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx(-1.000) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
67	SLV-x8 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000)
		+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx(-1.000) +		SLVy( 0.300)
		+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
68	SLV-y1 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000)
		+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx(-1.000) +		SLVy(-0.300)
		+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
69	SLV-y2 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
		+	Ssth_y+( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 1.000)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
70	SLV-y3 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300)
		+	Ssth_y+( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 1.000)
		+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
71	SLV-y4 e	Active	Add				
			M. torc. (SLVy)(-1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

	+	Ssth_y+( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 1.000)
	+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
72	SLV-y5 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)(-1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300)
	+	Ssth_y+( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 1.000)
	+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
73	SLV-y6 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y-( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-1.000)
	+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
74	SLV-y7 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300)
	+	Ssth_y-( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-1.000)
	+	SLVz( 0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
75	SLV-y8 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y-( 1.000) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-1.000)
	+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
76	SLV-z1 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 1.000) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 1.000)
	+	Ssth_y-( 1.000) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-1.000)
	+	SLVz(-0.300) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
77	SLV-z2 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 0.300)
	+	SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
78	SLV-z3 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+(-0.300)
	+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 0.300)
	+	SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
79	SLV-z4 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-0.300)
	+	SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
80	SLV-z5 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300)
	+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx(-0.300) +		SLVy(-0.300)
	+	SLVz( 1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
81	SLV-z6 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx( 0.300) +		SLVy( 0.300)
	+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
82	SLV-z7 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)(-0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x-( 0.300)
	+	Ssth_y+( 0.300) +		SLVx(-0.300) +		SLVy( 0.300)
	+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
83	SLV-z8 e	Active	Add			
		M. torc. (SLVy)( 0.300) +		Est( 1.000) +		Ssth_x+( 0.300)
	+	Ssth_y-( 0.300) +		SLVx( 0.300) +		SLVy(-0.300)
	+	SLVz(-1.000) +		G1( 1.000) +		G2( 1.000)
84	INVSLU	Active	Envelope			
		SLU1( 1.000) +		SLU2( 1.000) +		SLU3( 1.000)
	+	SLU4( 1.000) +		SLU5( 1.000) +		SLU6( 1.000)
	+	SLU7( 1.000) +		SLU8( 1.000) +		SLU9( 1.000)
	+	SLU10( 1.000) +		SLU11( 1.000) +		SLU12( 1.000)
	+	SLU13( 1.000) +		SLU14( 1.000) +		SLU15( 1.000)
	+	SLU16( 1.000) +		SLU17( 1.000) +		SLU18( 1.000)
	+	SLU19( 1.000) +		SLU20( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +		( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +		( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +		( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +		( 1.000) +		( 1.000)

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

			( 1.000 ) +		( 1.000 ) +		( 1.000 )
			( 1.000 ) +		( 1.000 ) +		( 1.000 )
			( 1.000 )				
-----							
85	INVSLV	Active		Envelope			
			SLV1x( 1.000 ) +		SLV2x( 1.000 ) +		SLV3x( 1.000 )
			SLV4x( 1.000 ) +		SLV5x( 1.000 ) +		SLV6x( 1.000 )
			SLV7x( 1.000 ) +		SLV8x( 1.000 ) +		SLV1y( 1.000 )
			SLV2y( 1.000 ) +		SLV3y( 1.000 ) +		SLV4y( 1.000 )
			SLV5y( 1.000 ) +		SLV6y( 1.000 ) +		SLV7y( 1.000 )
			SLV8y( 1.000 ) +		SLV1z( 1.000 ) +		SLV2z( 1.000 )
			SLV3z( 1.000 ) +		SLV4z( 1.000 ) +		SLV5z( 1.000 )
			SLV6z( 1.000 ) +		SLV7z( 1.000 ) +		SLV8z( 1.000 )
			SLV-x1 e( 1.000 ) +		SLV-x2 e( 1.000 ) +		SLV-x3 e( 1.000 )
			SLV-x4 e( 1.000 ) +		SLV-x5 e( 1.000 ) +		SLV-x6 e( 1.000 )
			SLV-x7 e( 1.000 ) +		SLV-x8 e( 1.000 ) +		SLV-y1 e( 1.000 )
			SLV-y2 e( 1.000 ) +		SLV-y3 e( 1.000 ) +		SLV-y4 e( 1.000 )
			SLV-y5 e( 1.000 ) +		SLV-y6 e( 1.000 ) +		SLV-y7 e( 1.000 )
			SLV-y8 e( 1.000 ) +		SLV-z1 e( 1.000 ) +		SLV-z2 e( 1.000 )
			SLV-z3 e( 1.000 ) +		SLV-z4 e( 1.000 ) +		SLV-z5 e( 1.000 )
			SLV-z6 e( 1.000 ) +		SLV-z7 e( 1.000 ) +		SLV-z8 e( 1.000 )
-----							
86	SLER1	Active		Add			
			T( 0.600 ) +		G1( 1.000 ) +		G2( 1.000 )
			Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )		
-----							
87	SLER2	Active		Add			
			T(-0.600) +		G1( 1.000 ) +		G2( 1.000 )
			Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )		
-----							
88	SLER3	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	( 0.600 ) +		T( 0.600 ) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
89	SLER4	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	( 0.600 ) +		T(-0.600) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
90	SLER5	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	(-0.600) +		T( 0.600 ) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
91	SLER6	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	(-0.600) +		T(-0.600) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q1k( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
92	SLER7	Active		Add			
			T( 0.600 ) +		G1( 1.000 ) +		G2( 1.000 )
			Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )		
-----							
93	SLER8	Active		Add			
			T(-0.600) +		G1( 1.000 ) +		G2( 1.000 )
			Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )		
-----							
94	SLER9	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	( 0.600 ) +		T( 0.600 ) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
95	SLER10	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	( 0.600 ) +		T(-0.600) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
96	SLER11	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	(-0.600) +		T( 0.600 ) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
97	SLER12	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	(-0.600) +		T(-0.600) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q2a( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
98	SLER13	Active		Add			
		q5 - p.c. Y	( 0.600 ) +		T( 0.600 ) +		G1( 1.000 )
			G2( 1.000 ) +		Q2b( 1.000 ) +		SLER Q( 1.000 )
-----							
99	SLER14	Active		Add			

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

		q5 - p.c. Y( 0.600) +		T(-0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q2b( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
100	SLER15	Active	Add		
		q5 - p.c. Y(-0.600) +		T( 0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q2b( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
101	SLER16	Active	Add		
		q5 - p.c. Y(-0.600) +		T(-0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q2b( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
102	SLER17	Active	Add		
		q5 - p.s. Y( 1.000) +		T( 0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q1f( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
103	SLER18	Active	Add		
		q5 - p.s. Y( 1.000) +		T(-0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q1f( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
104	SLER19	Active	Add		
		q5 - p.s. Y(-1.000) +		T( 0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q1f( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
105	SLER20	Active	Add		
		q5 - p.s. Y(-1.000) +		T(-0.600) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		Q1f( 1.000) +	SLER Q( 1.000)
106	SLEQP1	Active	Add		
		T( 0.500) +		G1( 1.000) +	G2( 1.000)
		SLEQP Q( 1.000)			
107	SLEQP2	Active	Add		
		T(-0.500) +		G1( 1.000) +	G2( 1.000)
		SLEQP Q( 1.000)			
108	SLEF1	Active	Add		
		q5 - p.s. Y( 0.200) +		T( 0.500) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		SLEF Q( 1.000)	
109	SLEF2	Active	Add		
		q5 - p.s. Y(-0.200) +		T( 0.500) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		SLEF Q( 1.000)	
110	SLEF3	Active	Add		
		q5 - p.s. Y( 0.200) +		T(-0.500) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		SLEF Q( 1.000)	
111	SLEF4	Active	Add		
		q5 - p.s. Y(-0.200) +		T(-0.500) +	G1( 1.000)
		G2( 1.000) +		SLEF Q( 1.000)	
112	INVSLE	Active	Envelope		
		SLER1( 1.000) +		SLER2( 1.000) +	SLER3( 1.000)
		SLER4( 1.000) +		SLER5( 1.000) +	SLER6( 1.000)
		SLEQP1( 1.000) +		SLEQP2( 1.000) +	SLEF1( 1.000)
		SLEF2( 1.000) +		SLEF3( 1.000) +	SLEF4( 1.000)
		SLER7( 1.000) +		SLER8( 1.000) +	SLER9( 1.000)
		SLER10( 1.000) +		SLER11( 1.000) +	SLER12( 1.000)
		SLER13( 1.000) +		SLER14( 1.000) +	SLER15( 1.000)
		SLER16( 1.000) +		SLER17( 1.000) +	SLER18( 1.000)
		SLER19( 1.000) +		SLER20( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)
		( 1.000) +		( 1.000) +	( 1.000)

Modello impalcato

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM NAME ACTIVE TYPE  
PD2\_C3A\_MUS\_1520\_A\_AP\_NOT.docx

Sovrappasso di uscita – Rampe – Relazione di Calcolo

	LOADCASE(FACTOR) +		LOADCASE(FACTOR) +		LOADCASE(FACTOR)
1	Q1k	Active	Add		
	C1-C2 caratteristico( 1.000)				
2	Qif	Active	Add		
	C1-C2 psi( 1.000)				
3	SLU1	Active	Add		
	Q5_pc Y( 0.900) +		Dead Load( 1.350) +		Creep( 1.200)
	+	Shrinkage( 1.200) +	Q1k( 1.350)		
4	SLU2	Active	Add		
	Q5_pc Y(-0.900) +		Dead Load( 1.350) +		Creep( 1.200)
	+	Shrinkage( 1.200) +	Q1k( 1.350)		
5	SLU3	Active	Add		
	Q5_ps Y( 1.500) +		Dead Load( 1.350) +		Creep( 1.200)
	+	Shrinkage( 1.200) +	Qif( 1.350)		
6	SLU4	Active	Add		
	Q5_ps Y(-1.500) +		Dead Load( 1.350) +		Creep( 1.200)
	+	Shrinkage( 1.200) +	Qif( 1.350)		
7	SLR1	Active	Add		
	Q5_pc Y( 0.600) +		Dead Load( 1.000) +		Creep( 1.000)
	+	Shrinkage( 1.000) +	Q1k( 1.000)		
8	SLR2	Active	Add		
	Q5_pc Y(-0.600) +		Dead Load( 1.000) +		Creep( 1.000)
	+	Shrinkage( 1.000) +	Q1k( 1.000)		
9	SLR3	Active	Add		
	Q5_ps Y( 1.000) +		Dead Load( 1.000) +		Creep( 1.000)
	+	Shrinkage( 1.000) +	Qif( 1.000)		
10	SLR4	Active	Add		
	Q5_ps Y(-1.000) +		Dead Load( 1.000) +		Creep( 1.000)
	+	Shrinkage( 1.000) +	Qif( 1.000)		
11	INVSLU	Active	Envelope		
	SLU1( 1.000) +		SLU2( 1.000) +		SLU3( 1.000)
	+	SLU4( 1.000) +	( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +	( 1.000)		
12	INVSLE	Active	Envelope		
	SLR1( 1.000) +		SLR2( 1.000) +		SLR3( 1.000)
	+	SLR4( 1.000) +	( 1.000) +		( 1.000)
	+	( 1.000) +	( 1.000)		
13	DL+creep	Active	Add		
	Dead Load( 1.000) +		Creep( 1.000)		
14	ritiro	Active	Add		
	Shrinkage( 1.000)				

## 8. Verifiche dell'impalcato in sistema misto

### 8.1 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio

#### 8.1.1 Verifiche per tensioni normali

- Membrature soggette a sola trazione

In generale per la verifica allo Stato Limite Ultimo per trazione pura deve essere rispettata la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{t, Rd}$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione assiale di calcolo

$N_{t, Rd}$  è la resistenza di calcolo a trazione che, per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, si assume pari al valore minimo tra:

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{resistenza plastica della sezione lorda})$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (\text{resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti})$$

In presenza di azioni sismiche, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, deve risultare:

$$N_{pl, Rd} \leq N_{u, Rd}$$

- Membrature soggette a sola compressione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per compressione pura viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{c, Rd}$$

dove

$N_{Ed}$  è la forza di compressione di calcolo

$N_{c, Rd}$  è la resistenza di calcolo a compressione della sezione da assumere pari a:

$$N_{c, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{c, Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

#### 8.1.2 Stabilità delle membrature

- Membrature compresse

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{b, Rd}$$

dove

$N_{Ed}$  è la forza di compressione di calcolo

$N_{b, Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b, Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{b, Rd} = \chi A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

dove i coefficienti  $\chi$ , che dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, si ricavano dalla formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

dove

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VI (D.M. 14-01-2008)

$\bar{\lambda}$  è la snellezza adimensionale da valutare come:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

$N_{cr}$  è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0 = \beta \cdot l$  dell'asta, essendo  $\beta$  un coefficiente da valutare in base alle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

I fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati qualora  $\bar{\lambda}$  sia minore di 0.2 oppure quando la sollecitazione di calcolo  $N_{Ed}$  sia inferiore a  $0.04 \cdot N_{cr}$ .

- Membrature inflesse

La verifica nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale di un'asta con sezione ad I o ad H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, viene condotta secondo la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

dove

$M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità da poter assumere pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

in cui

$W_y$  è il modulo resistente della sezione da assumere pari al:

modulo plastico  $W_{pl,y}$  (per le sezioni di classe 1 e 2)

modulo elastico  $W_{el,y}$  (per le sezioni di classe 3)

modulo efficace  $W_{eff,y}$  (per le sezioni di classe 4)

$\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale che, per profili laminati o composti saldati può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1 \\ 1/(\bar{\lambda}_{LT}^2 \cdot f) \end{cases}$$

in cui

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme

$\alpha_{LT}$  è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VII (D.M. 14-01-2008)

$\bar{\lambda}_{LT,0}$  può essere assunto in generale pari a 0.2 e comunque mai superiore a 0.4 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate)

$\beta$  può essere assunto in generale pari a 1 e comunque mai inferiore a 0.75 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate)

$f$  è un fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

in cui il fattore correttivo  $k_c$  si deduce dalla Tab 4.2.VIII (D.M. 14-01-2008).

## 8.2 Criteri di verifica delle sezioni miste acciaio cls

### 8.2.1 Premessa

In accordo con quanto indicato al punto 4.3.2.3 – *N.T.C.* la distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa oppure considerando nel calcolo una larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace,  $b_{eff}$ , può essere valutata come:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove  $b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori e  $b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$  è il valore della larghezza collaborante di ciascun lato della sezione composta.

$L_e$  nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\beta_i = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

dove

La resistenza di calcolo dei materiali  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove  $f_k$  è la resistenza caratteristica del materiale

$$\gamma_c \text{ (calcestruzzo)} = 1,5$$

$$\gamma_a \text{ (acciaio da carpenteria)} = 1,05$$

$$\gamma_s \text{ (acciaio da armatura)} = 1,15$$

$$\gamma_v \text{ (connessioni)} = 1,25$$

In particolare, per gli impalcati in sistema misto di progetto, le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo sono condotte con il Metodo elastico. La resistenza delle membrature viene calcolata al limite elastico ovvero viene individuata dal raggiungimento, anche in un solo punto della sezione, della resistenza di progetto nell'acciaio e nel calcestruzzo senza deformazioni plastiche.

Le resistenze di calcolo dei materiali acciaio e cls sono rispettivamente:

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 338,1 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 24,9 \text{ MPa}$$

### 8.2.2 Resistenza a flessione

Le verifiche sono svolte in accordo con quanto indicato al punto 4.3.4.2.1 – N.T.C. Il momento resistente delle sezioni composte può essere ricavato utilizzando differenti metodi:

- Metodo elastico

Il momento resistente elastico è calcolato sulla base di una distribuzione elastica delle tensioni all'interno della sezione, è applicabile a qualunque tipo di sezione e limitato all' ipotesi di comportamento lineare dei materiali. Viene trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il momento resistente elastico,  $M_{el}$ , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali, ossia:

$f_{cd}$  per il calcestruzzo

$f_{yd}$  per l'acciaio strutturale

$f_{sd}$  per le barre d'armatura

Le verifiche in campo elastico si eseguono con il seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

### 8.2.3 Verifica delle connessioni a taglio con pioli

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v$$

essendo:

$\gamma_v$  fattore parziale connessioni pari ad 1,25

$f_t$  resistenza a rottura dell'acciaio del piolo

$f_{ck}$  resistenza cilindrica del cls della soletta

$d$  diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm

$\alpha = 0,2(h_{sc} / d + 1)$  per  $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$

$\alpha = 1$  per  $h_{sc} / d \geq 4$

con  $h_{sc}$  pari all'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo.

### 8.3 Verifiche di resistenza e di stabilità

#### 8.3.1 Verifiche delle travi principali

Le travi principali sono realizzate mediante profili laminati in acciaio S355. Esse sono caratterizzate rispettivamente da una lunghezza di 85.50 m per la trave interna e 88.00 m per la trave esterna della *Rampa A* e da una lunghezza di 43.05 m per la trave interna e 44.30 m per la trave esterna della *Rampa B*. Con riferimento all'analisi effettuata, di seguito si riportano le immagini significative dei modelli di calcolo, distinguendo le anime (modellati come *shell*) delle piattabande (modellati come elementi *beam*). Per ognuna di esse viene riportato lo stato tensionale relativo ad inviluppo da Stato Limite Ultimo nella configurazione finale.

#### Rampa A

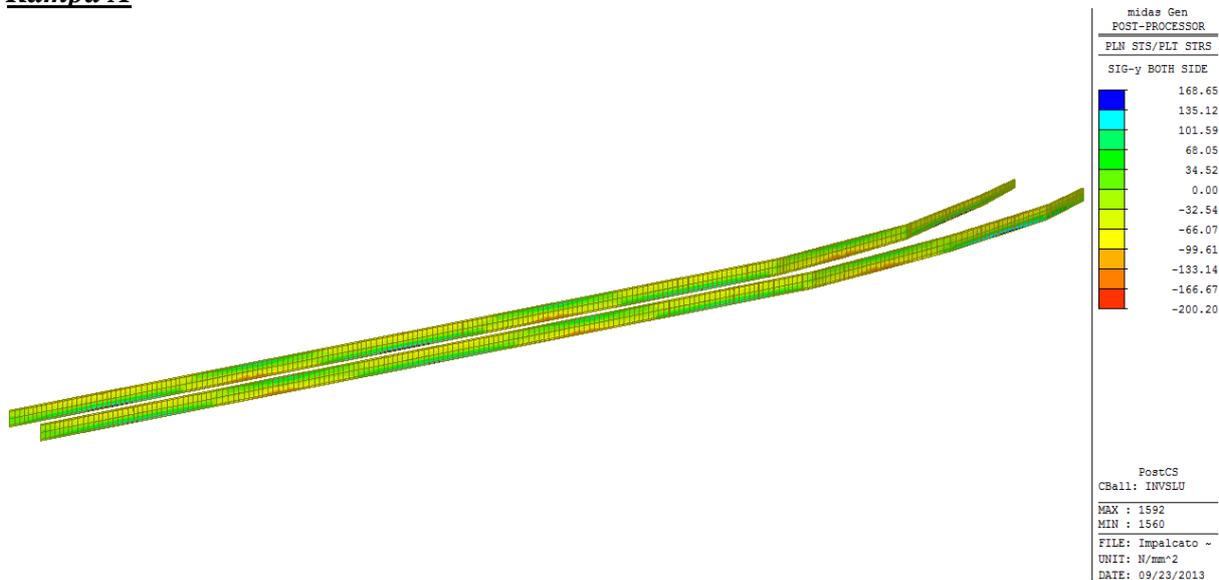


Figura 37 – Inviluppo SLU tensioni normali  $\sigma_{yy}$  (Rampa A)

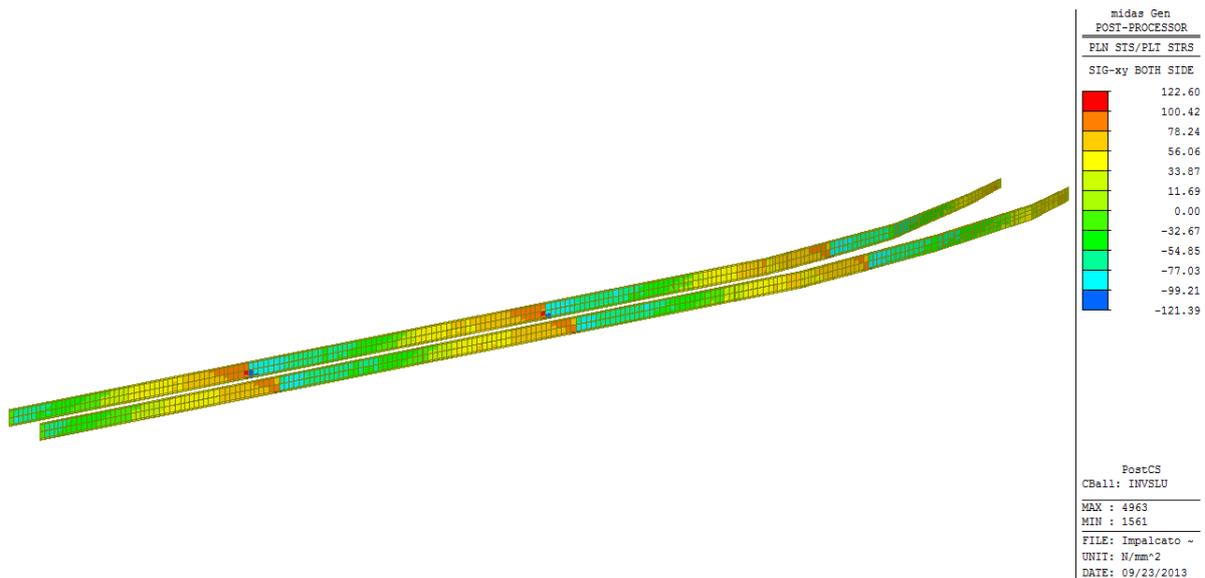


Figura 38 – Inviluppo SLU tensioni tangenziali  $\tau_{xz}$  (Rampa A)

Dalla figura si evince che la massima tensione normale nelle anime si registra in corrispondenza dell' appoggio intermedio della pila P3. Va precisato che tale valore rappresenta un picco di tensione causato dalla presenza nel modello del nodo con il vincolo verticale, tuttavia a vantaggio di sicurezza la verifica tiene conto anche di tale valore. Nella sezione di appoggio la tensione tangenziale media nell'anima risulta essere  $\tau_{media} = 94 \text{ MPa}$ . Tale tensione è maggiore di quella presente nella sezione di attacco con la piattabanda per cui, nella calcolo della  $\sigma_{id}$  in tale sezione è cautelativo considerare il valore  $\tau_{media}$ . Ne consegue che la tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{200.2^2 + 3 \cdot 94.0^2} = 258.0 \text{ MPa}$$

Ai fini della verifica, la  $\sigma_{id}$  deve risultare inferiore al valore limite

$$\sigma_{id} = 258.0 \text{ MPa} \leq f_{yd} \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Nelle figure seguenti invece si riporta lo stato tensionale relativo alle piattabande inferiore e superiore. La modellazione di tali elementi è stata effettuata mediante *beam*, caratterizzati dalle proprietà geometriche distinte per i vari conci. Per i tratti in cui la piattabanda superiore risulta dotata di piatto di rinforzo aggiuntivo, è stata modellata una sezione rettangolare con caratteristiche geometriche ed inerziali equivalenti.

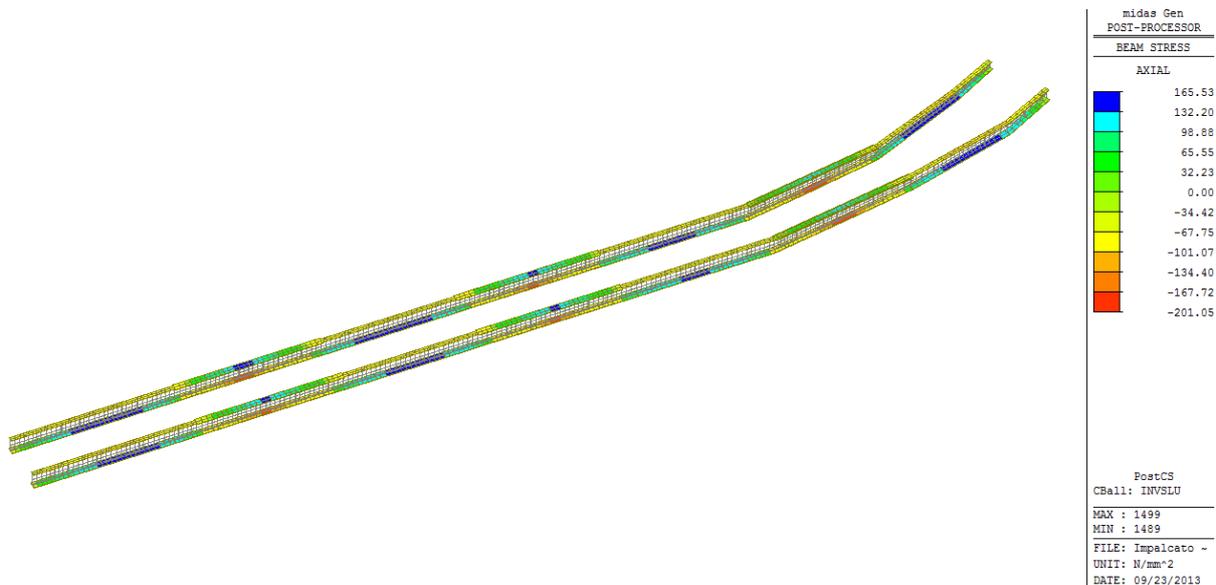
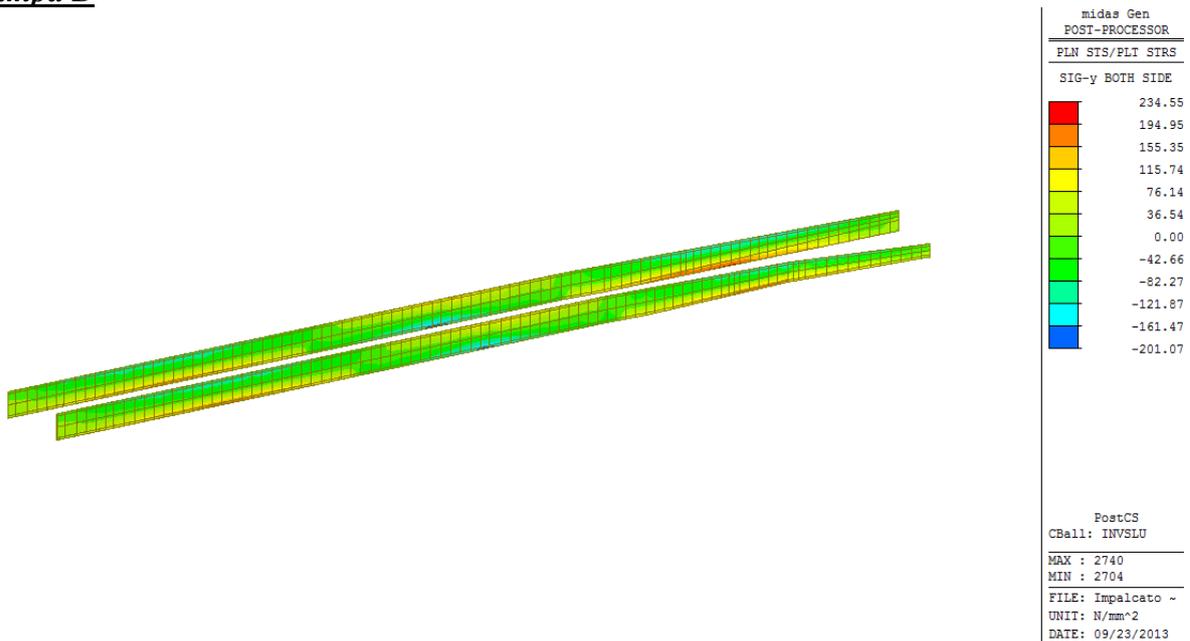


Figura 39 – Involuppo SLU tensioni normali  $\sigma_{xx}$  (Rampa A)

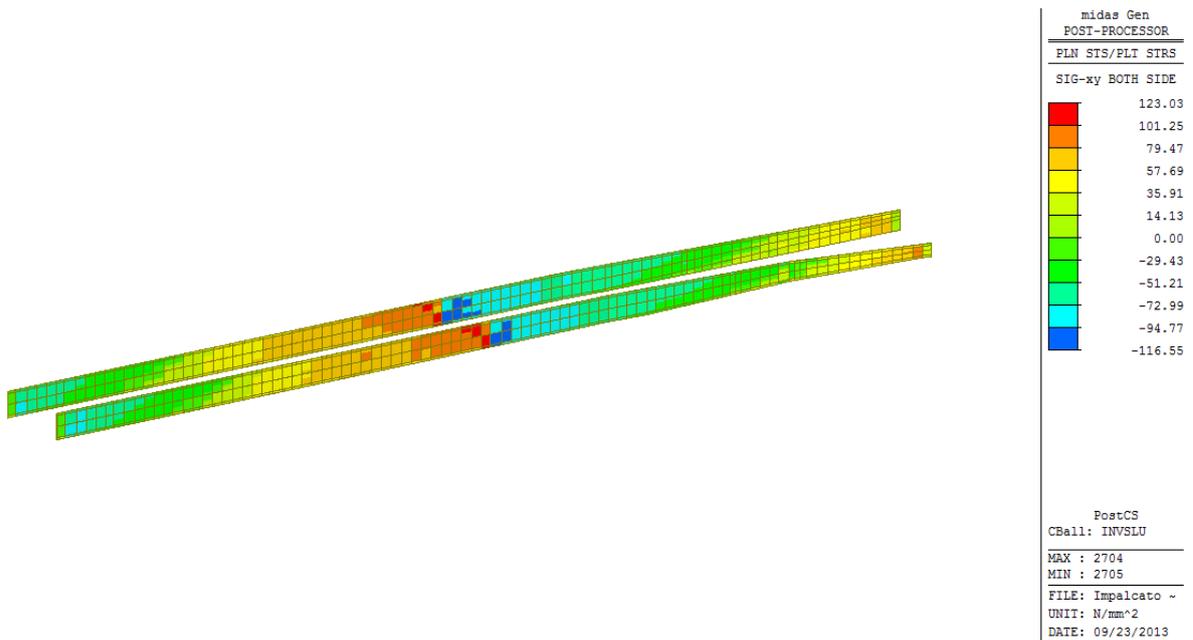
Anche per le piattabande risulta verificato che la tensione in ogni punto è inferiore al valore limite.

$$\sigma_{xx} < \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

**Rampa B**



**Figura 40** – Inviluppo SLU tensioni normali  $\sigma_{yy}$  (Rampa B)



**Figura 41** – Inviluppo SLU tensioni tangenziali  $\tau_{xz}$  (Rampa B)

Dalla figura si evince che la massima tensione normale nelle anime si registra in corrispondenza della mezzeria della campata P6-P5 dove però la tensione tangenziale è minima per cui la verifica più gravosa in termini di tensioni ideali è effettuata in corrispondenza dell' appoggio intermedio della pila P6. Va precisato che il valore della tensione normale in P6 rappresenta un picco di tensione causato dalla presenza nel modello del nodo con il vincolo verticale, tuttavia a vantaggio di sicurezza la verifica tiene conto anche di tale valore. Nella sezione di appoggio la tensione tangenziale media nell'anima

risulta essere  $\tau_{media} = 99.5$  MPa. Tale tensione è maggiore di quella presente nella sezione di attacco con la piattabanda per cui, nel calcolo della  $\sigma_{id}$  in tale sezione è cautelativo considerare il valore  $\tau_{media}$ . Ne consegue che la tensione ideale risulta pari a:

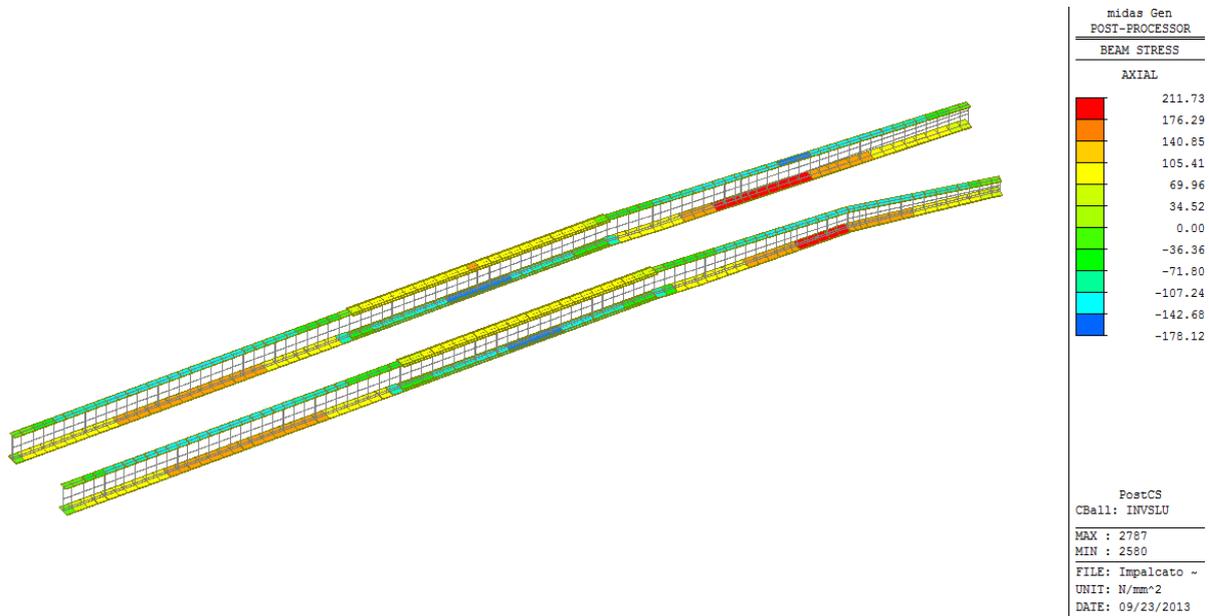
$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{234.55^2 + 3 \cdot 99.5^2} = 291.1 \text{ MPa}$$

Ai fini della verifica, la  $\sigma_{id}$  deve risultare inferiore al valore limite

$$\sigma_{id} = 291.1 \text{ MPa} \leq f_{yd} \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Nelle figure seguenti invece si riporta lo stato tensionale relativo alle piattabande inferiore e superiore. La modellazione di tali elementi è stata effettuata mediante *beam*, caratterizzati dalle proprietà geometriche distinte per i vari conci. Per i tratti in cui la piattabanda superiore risulta dotata di piatto di rinforzo aggiuntivo, è stata modellata una sezione rettangolare con caratteristiche geometriche ed inerziali equivalenti.



**Figura 42** – Involuppo SLU tensioni normali  $\sigma_{xx}$  (Rampa B)

Anche per le piattabande risulta verificato che la tensione in ogni punto è inferiore al valore limite.

$$\sigma_{xx} < \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 8.3.2 Verifiche del sistema di connessione

Nel modello di calcolo il sistema di connessione è stato modellato mediante elementi aventi rigidità infinita rispetto all'acciaio ed al calcestruzzo, disposti ad interasse di circa 0.50 m. Pertanto, la forza sollecitante per la verifica dei pioli è stata ricavata direttamente dal modello, considerando una lunghezza unitaria di trave. La tabella seguente sintetizza i risultati ottenuti, relativamente alle sezioni significative.

**Rampa A**

SEZIONE		CONCIO 1	CONCIO 2	CONCIO 3	CONCIO 4	CONCIO 5	CONCIO 6	CONCIO 7	CONCIO 8
$T_{Ed}$	[kN]	688	820	795	970	704	1000	670	880
n	[-]	3	4	3	4	3	4	3	3
p	[mm]	200	200	200	200	200	200	200	200
$P_{Ed}$	[kN]	45.9	41.0	53.0	48.5	46.9	50.0	44.7	58.7
d	[mm]	19	19	19	19	19	19	19	19
h	[mm]	160	200	200	200	200	200	200	200
$h_{sc}$	[mm]	130	170	170	170	170	170	170	170
$\alpha$	[-]	1	1	1	1	1	1	1	1
$P_{Rd,a}$	[kN]	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7
$P_{Rd,c}$	[kN]	95.2	95.2	95.2	95.2	95.2	95.2	95.2	95.2
$P_{Rd}$	[kN]	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7
Verifica $P_{Rd}/P_{Ed}$	[-]	1.98	2.21	1.71	1.87	1.93	1.81	2.03	1.55

**Tabella 3.** Verifiche connessioni Rampa A

**Rampa B**

SEZIONE		CONCIO 1	CONCIO 2	CONCIO 3	CONCIO 4	CONCIO 5
$T_{Ed}$	[kN]	782	782	902	830	878
n	[-]	3	3	4	3	3
p	[mm]	200	200	200	200	200
$P_{Ed}$	[kN]	52.1	52.1	45.1	55.3	58.5
d	[mm]	19	19	19	19	19
h	[mm]	160	200	200	200	200
$h_{sc}$	[mm]	130	170	170	170	170
$\alpha$	[-]	1	1	1	1	1
$P_{Rd,a}$	[kN]	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7
$P_{Rd,c}$	[kN]	95.2	95.2	95.2	95.2	95.2
$P_{Rd}$	[kN]	90.7	90.7	90.7	90.7	90.7
Verifica $P_{Rd}/P_{Ed}$	[-]	1.74	1.74	2.01	1.64	1.55

**Tabella 4.** Verifiche connessioni Rampa B

dove:

$T_{Ed}$  è la forza di scorrimento per metro di lunghezza;

$n$  è il numero di pioli;

$p$  è il passo dei pioli;

$P_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{n \cdot \left(\frac{1000}{p}\right)}$  è la forza di scorrimento agente sul singolo piolo;

$d$  è il diametro dei pioli;

$h$  è l'altezza dei pioli;

$h_{sc}$  è l'altezza del piolo oltre la saldatura;

$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right)$  per  $3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$ ;

$\alpha = 1$  per  $3 \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$ ;

$P_{Rd,a}$  è la resistenza dell'acciaio del piolo;

$P_{Rd,c}$  è la resistenza del calcestruzzo all'intorno del piolo;

$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$  è la resistenza della connessione.

La verifica risulta soddisfatta se

$$\frac{P_{Rd}}{P_{Ed}} > 1$$

### 8.3.3 Verifiche di stabilità dei pannelli d'anima

Le verifiche di stabilità dei pannelli d'anima delle travi principali sono state effettuate in base alla norma CNR-UNI 10011-85. In particolare, per ognuno dei sub-pannelli in cui è suddivisa l'anima della trave, viene determinata la tensione normale  $\sigma$  e la tensione tangenziale  $\tau$  in base allo stato sollecitativo del campo considerato. La verifica consiste nel valutare che:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta \cdot \vartheta$$

dove:

$\sigma_{cr,id}$  è la tensione critica di confronto

$\sigma_1$  è la tensione normale ai fini della verifica del pannello;

$\tau$  è la tensione tangenziale;

$\beta = 1$  nel caso in esame, in cui  $\alpha > 1.5$ ;

$\vartheta = 1$ .

Per le travi in esame sono state individuate nove sezioni di verifica per la rampa A e cinque per la rampa B, corrispondenti agli appoggi ed ai conchi caratterizzati da diverso spessore dell'anima. La verifica effettuata viene riportata nelle tabelle seguenti, per i tre sub-pannelli in cui è divisa l'anima. Si precisa che, per ogni sezione di verifica, i valori delle tensioni normali e tangenziali fanno riferimento ai valori massimi per ognuno dei conchi presi in esame.

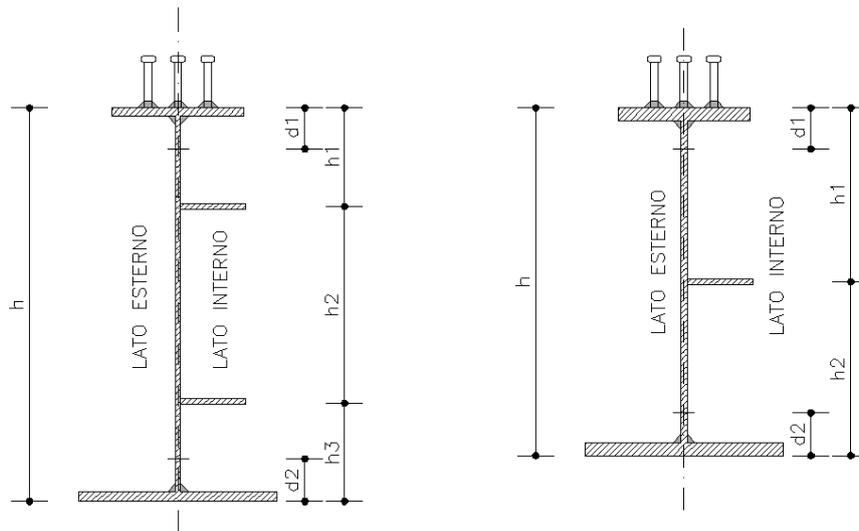


Figura 43 – Sezioni travi con individuazione dei sub-pannelli

**Rampa A**

SEZIONEDI VERIFICA			Appoggio P1	Appoggio P2	Appoggio P3	Mezzeria(S1-P1)	Mezzeria(P1-P2)	Mezzeria(P2-P3)	Mezzeria(P3-P4)
COMBINAZIONE			SLU	SLU	SLU	SLU	SLU	SLU	SLU
ANIMA	h	mm	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1100
	a	mm	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	t	mm	18	18	18	15	15	13	15
	d <sub>1</sub>	mm	110	110	110	110	110	110	110
	d <sub>2</sub>	mm	110	110	110	110	110	110	110
	σ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	151	144	144	-136	-133	-120	-145
	σ <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-230	-220	-230	158	160	145	168
	σ <sub>sup</sub>	N/mm <sup>2</sup>	193.8	184.9	186.0	-169.0	-165.9	-149.7	-184.1
	σ <sub>inf</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-272.8	-260.9	-272.0	191.0	192.9	174.7	207.1
τ	N/mm <sup>2</sup>	80	104	95	35	30	40	37	
PANNELLO 1	h <sub>1</sub>	mm	300	300	300	300	300	300	550
	σ <sub>sup(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	193.8	184.9	186.0	-169.0	-165.9	-149.7	-184.1
	σ <sub>inf(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	77.1	73.4	71.5	-79.0	-76.2	-68.6	11.5
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	104.0	95.0	35.0	30.0	40.0	37.0
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	158.6	194.5	179.4	179.5	173.8	165.0	195.0
	α	[°]	6.667	6.667	6.667	6.667	6.667	6.667	3.636
	ψ	[°]	2.512	2.518	2.601	0.467	0.459	0.458	-0.062
	kσ	[°]	0.000	0.000	0.000	5.359	5.387	5.391	8.066
	kτ	[°]	4.344	4.344	4.344	4.344	4.344	4.344	4.514
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	670.5	670.5	670.5	465.7	465.7	349.8	138.5
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0	0.0	2495.5	2508.5	1885.4	1117.5
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2912.9	2912.9	2912.9	2022.8	2022.8	1519.4	625.4
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	5045.2	5045.2	5045.2	2525.9	2531.4	1921.3	1095.6
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.9	337.9	337.9	337.5	337.5	337.1	334.9
	FS <sub>richiesto</sub>	[°]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[°]	2.131	1.737	1.884	1.880	1.941	2.043	1.718
verifica	[°]	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
PANNELLO 2	h <sub>2</sub>	mm	600	600	600	600	600	600	550
	σ <sub>sup(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	77.1	73.4	71.5	-79.0	-76.2	-68.6	11.5
	σ <sub>inf(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-156.1	-149.4	-157.5	101.0	103.2	93.6	207.1
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	104.0	95.0	35.0	30.0	40.0	37.0
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	208.8	234.0	227.8	99.6	92.2	97.5	65.1
	α	[°]	3.333	3.333	3.333	3.333	3.333	3.333	3.636
	ψ	[°]	-0.494	-0.491	-0.454	-1.278	-1.354	-1.364	18.011
	kσ	[°]	13.171	13.129	12.540	23.900	23.900	23.900	0.000
	kτ	[°]	4.560	4.560	4.560	4.560	4.560	4.560	4.514
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	167.6	167.6	167.6	116.4	116.4	87.4	138.5
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2208.0	2200.9	2102.2	2782.3	2782.3	2089.8	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	764.4	764.4	764.4	530.9	530.9	398.7	625.4
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1600.0	1490.4	1515.1	1410.2	1500.4	941.9	1083.2
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	336.6	336.4	336.4	336.2	336.4	333.7	334.8
	FS <sub>richiesto</sub>	[°]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[°]	1.612	1.437	1.477	3.376	3.647	3.422	5.142
verifica	[°]	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
PANNELLO 3	h <sub>3</sub>	mm	300	300	300	300	300	300	550
	σ <sub>sup(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-156.1	-149.4	-157.5	101.0	103.2	93.6	207.1
	σ <sub>inf(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-272.8	-260.9	-272.0	191.0	192.9	174.7	207.1
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	104.0	95.0	35.0	30.0	40.0	37.0
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	305.9	317.0	317.9	117.8	115.5	116.5	116.5
	α	[°]	6.667	6.667	6.667	6.667	6.667	6.667	3.636
	ψ	[°]	0.572	0.573	0.579	1.891	1.869	1.866	1.866
	kσ	[°]	5.023	5.021	5.003	0.000	0.000	0.000	0.000
	kτ	[°]	4.344	4.344	4.344	4.344	4.344	4.344	4.344
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	670.5	670.5	670.5	465.7	465.7	349.8	138.5
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3368.0	3367.1	3354.6	0.0	0.0	0.0	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2912.9	2912.9	2912.9	2022.8	2022.8	1519.4	625.4
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3471.1	3542.2	3496.1	3503.6	3503.6	2631.6	1083.2
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	337.8	337.8	337.8	337.8	337.5	334.9
	FS <sub>richiesto</sub>	[°]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[°]	1.104	1.066	1.063	2.868	2.924	2.898	2.898
verifica	[°]	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

**Tabella 5.** Verifiche stabilità pannelli d'anima (M<sub>max</sub>)

SEZIONEDI VERIFICA			Appoggio S1	Appoggio P4
COMBINAZIONE			SLU	SLU
ANIMA	h	mm	1200	930
	a	mm	2000	2000
	t	mm	15	20
	d <sub>1</sub>	mm	110	110
	d <sub>2</sub>	mm	110	110
	σ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0	0
	σ <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0	0
	σ <sub>sup</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
τ	N/mm <sup>2</sup>	66	90	
PANNELLO 1	h <sub>1</sub>	mm	300	465
	σ <sub>sup(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ	N/mm <sup>2</sup>	66.0	90.0
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	114.3	155.9
	α	[-]	6.667	4.301
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.344	4.445
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	465.7	344.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2022.8	1531.6
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3503.6	2652.8
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	337.6
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.955	2.165
	verifica	[-]	OK	OK
PANNELLO 2	h <sub>2</sub>	mm	600	465
	σ <sub>sup(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ	N/mm <sup>2</sup>	66.0	90.0
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	114.3	155.9
	α	[-]	3.333	4.301
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.560	4.445
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	116.4	344.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	530.9	1531.6
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	919.5	2652.8
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	333.5	337.6
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.917	2.165
	verifica	[-]	OK	OK
PANNELLO 3	h <sub>3</sub>	mm	300	
	σ <sub>sup(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	σ <sub>inf(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	τ	N/mm <sup>2</sup>	66.0	
	σ <sub>id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	114.3	
	α	[-]	6.667	
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.344	
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	465.7	
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2022.8	
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3503.6	
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.955	
	verifica	[-]	OK	

Tabella 6. Verifiche stabilità pannelli d'anima (T<sub>max</sub>)

**Rampa B**

SEZIONEDI VERIFICA		Appoggio P6	Mezzeria(S2-P6)	Mezzeria(P6-P5)	
COMBINAZIONE		SLU	SLU	SLU	
ANIMA	h	mm	1200	1200	1000
	a	mm	2000	2000	2000
	t	mm	18	13	15
	d <sub>1</sub>	mm	110	110	110
	d <sub>2</sub>	mm	110	110	110
	σ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	147	-130	-133
	σ <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-223	176	187
	σ <sub>sup</sub>	N/mm <sup>2</sup>	188.5	-164.3	-178.1
	σ <sub>inf</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-264.5	210.3	232.1
	τ	N/mm <sup>2</sup>	105	50	45
PANNELLO 1	<b>h<sub>1</sub></b>	<b>mm</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>500</b>
	σ <sub>sup(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	188.5	-164.3	-178.1
	σ <sub>inf(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	75.3	-70.7	27.0
	τ	N/mm <sup>2</sup>	105.0	50.0	45.0
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	196.8	185.8	194.4
	α	[-]	6.667	6.667	4.000
	ψ	[-]	2.505	0.430	-0.152
	kσ	[-]	0.000	5.490	8.815
	kτ	[-]	4.344	4.344	4.472
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	670.5	349.8	167.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	1920.2	1477.8
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2912.9	1519.4	749.7
	σ <sub>cr,td</sub>	N/mm <sup>2</sup>	5045.2	1962.0	1409.8
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.9	337.1	336.1
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	1.717	1.815	1.729
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
PANNELLO 2	<b>h<sub>2</sub></b>	<b>mm</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>500</b>
	σ <sub>sup(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	75.3	-70.7	27.0
	σ <sub>inf(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-151.3	116.7	232.1
	τ	N/mm <sup>2</sup>	105.0	50.0	45.0
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	236.6	111.8	82.5
	α	[-]	3.333	3.333	4.000
	ψ	[-]	-0.498	-1.651	8.597
	kσ	[-]	13.229	23.900	0.000
	kτ	[-]	4.560	4.560	4.472
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	167.6	87.4	167.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2217.6	2089.8	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	764.4	398.7	749.7
	σ <sub>cr,td</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1494.2	887.7	1298.5
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	336.4	333.2	335.8
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	1.422	2.980	4.071
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
PANNELLO 3	<b>h<sub>3</sub></b>	<b>mm</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	
	σ <sub>sup(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-151.3	116.7	
	σ <sub>inf(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-264.5	210.3	
	τ	N/mm <sup>2</sup>	105.0	50.0	
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	321.0	145.3	
	α	[-]	6.667	6.667	
	ψ	[-]	0.572	1.803	
	kσ	[-]	5.024	0.000	
	kτ	[-]	4.344	4.344	
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	670.5	349.8	
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3369.1	0.0	
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2912.9	1519.4	
	σ <sub>cr,td</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3542.8	2631.6	
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	337.5	
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000	
	FS <sub>reale</sub>	[-]	1.052	2.323	
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	

**Tabella 7.** Verifiche stabilità pannelli d'anima (M<sub>max</sub>)

SEZIONEDI VERIFICA		Appoggio S2	Appoggio P5	
COMBINAZIONE		SLU	SLU	
ANIMA	h	mm	1200	930
	a	mm	2000	2000
	t	mm	15	20
	d <sub>1</sub>	mm	110	110
	d <sub>2</sub>	mm	110	110
	σ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0	0
	σ <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0	0
	σ <sub>sup</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
τ	N/mm <sup>2</sup>	80	78	
PANNELLO 1	<b>h<sub>1</sub></b>	<b>mm</b>	<b>300</b>	<b>465</b>
	σ <sub>sup(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf(1)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	78.0
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	138.6	135.1
	α	[-]	6.667	4.301
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.344	4.445
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	465.7	344.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2022.8	1531.6
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3503.6	2652.8
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	337.6
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.438	2.499
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
PANNELLO 2	<b>h<sub>2</sub></b>	<b>mm</b>	<b>600</b>	<b>465</b>
	σ <sub>sup(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	σ <sub>inf(2)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	78.0
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	138.6	135.1
	α	[-]	3.333	4.301
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.560	4.445
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	116.4	344.6
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	0.0
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	530.9	1531.6
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	919.5	2652.8
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	333.5	337.6
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	1.000
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.407	2.499
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
PANNELLO 3	<b>h<sub>3</sub></b>	<b>mm</b>	<b>300</b>	
	σ <sub>sup(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	σ <sub>inf(3)</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	τ	N/mm <sup>2</sup>	80.0	
	σ <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	138.6	
	α	[-]	6.667	
	ψ	[-]		
	kσ	[-]		
	kτ	[-]	4.344	
	σ <sub>cr,0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	465.7	
	σ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.0	
	τ <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2022.8	
	σ <sub>cr,id</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3503.6	
	σ <sub>cr,red</sub>	N/mm <sup>2</sup>	337.8	
	FS <sub>richiesto</sub>	[-]	1.000	
	FS <sub>reale</sub>	[-]	2.438	
	<b>verifica</b>	<b>[-]</b>	<b>OK</b>	

Tabella 8. Verifiche stabilità pannelli d'anima (T<sub>max</sub>)

### 8.3.4 Verifiche degli irrigidimenti longitudinali

La verifica dell'irrigidimento longitudinale è stata effettuata in conformità con la norma CNR – 10030/87 “Anime di travi irrigidite”. La verifica consiste nell'assicurare che:

$$I \geq 0.15 \cdot m_L \cdot \gamma_L^* \cdot h_w \cdot t_w^3$$

Dove:

$I$  è l'inerzia della sezione retta della nervatura di irrigidimento longitudinale;

$m_L = 0.015 \left( \frac{h_w}{t_w} - 70 \right)$  è un coefficiente per sezione aperta, compreso tra 1 e 2;

$\gamma_L^*$  è un coefficiente tabellato dipendente dallo stato di sollecitazione dell'anima;

$h_w$  è l'altezza dell'anima;

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

Nel caso in esame si considera un irrigidimento a sezione rettangolare disposto dal lato interno della trave. In tal caso, l'inerzia della sezione si determina come:

$$I = I_g + A \cdot e^2 = 480 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

Dove:

$I_g$  è il momento di inerzia della sola nervatura di irrigidimento rispetto al suo asse baricentrico;

$A$  è l'area della sezione trasversale della sola nervatura;

$e$  è la distanza del baricentro della sezione trasversale della nervatura dalla sezione di attacco della stessa all'anima.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle verifiche effettuate relativamente alla sezione di verifica considerata più gravosa.

IRRIDIMENTI LONGITUDINALI	b	h	t <sub>w</sub>	h <sub>w</sub>	e	J <sub>L</sub>	a	α	ψ(σ <sub>c</sub> /σ <sub>d</sub> )	Al	δ	h <sub>1</sub>	η <sub>1</sub>
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[-]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[-]
	20	1.8	2	112	10	4800	200	1.79	-1.41	36	0.16	30	0.250
W		γ <sup>*</sup> <sub>L,σ</sub>	γ <sup>*</sup> <sub>L,τ</sub>	σ <sub>1</sub> /τ	ml	γ <sup>*</sup> <sub>L</sub>	J <sub>L,min</sub>	VERIFICA					
	1.6	60	33	1.3	1	33	4435.2	VERO					

**Tabella 9.** Verifiche irrigidimenti longitudinali

### 8.3.5 Verifiche degli irrigidimenti trasversali

La verifica dell'irrigidimento trasversale allo stato limite di servizio è stata effettuata in conformità con la norma CNR – 10030/87 “Anime di travi irrigidite”. La verifica consiste nel garantire una adeguata rigidità flessionale delle nervature di irrigidimento trasversali imponendo che:

$$I \geq 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3$$

Dove:

$I$  è l'inerzia della sezione retta della nervatura di irrigidimento trasversale;

$\gamma_T^*$  è un coefficiente di rigidità flessionale minima da assumersi pari a:

$$\gamma_T^* = \frac{28}{\alpha} - 20\alpha \text{ per } 0.4 < \alpha < 1;$$

$$\gamma_T^* = 8 \text{ per } \alpha > 1;$$

$h_w$  è l'altezza dell'anima;

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

Nel caso in esame si considera una piastra di irrigidimento di spessore 18 mm posta lungo il lato interno dell'anima in corrispondenza dei traversi intermedi ed una piastra di 25 mm posta sul lato esterno dell'anima in corrispondenza dei traversi di testata. In tal caso si ha:

$$I = I_g + A \cdot e^2 = 1626 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati delle verifiche effettuate relativamente alla sezione di verifica considerata più gravosa.

IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI	b	h	tw	hw	e	$J_T$	a	$\alpha$	$\eta_1$	AI	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[-]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	
	29		2	1.3	120	14.5	16259	200	1.67	0.250	58
	$\gamma_T^*$	$J_{T,min}$	VERIFICA								
		[cm <sup>4</sup> ]									
	12	474.552	VERO								

**Tabella 10.** Verifiche irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei traversi intermedi

IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI	b	h	tw	hw	e	$J_T$	a	$\alpha$	$\eta_1$	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[-]	[-]	
	29		2	1.8	200	14.5	16259	200	1.00	0.250
	$\gamma_T^*$	$J_{T,min}$	VERIFICA							
		[cm <sup>4</sup> ]								
	12	2099.52	VERO							

**Tabella 11.** Verifiche irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei traversi di testata

### 8.3.6 Verifiche dei traversi intermedi

I traversi intermedi sono costituiti da aste incernierate realizzate mediante profili a L accoppiati. Di seguito vengono riportate le verifiche significative per ogni elemento, considerando le azioni più gravose. Si precisa che il segno negativo dello sforzo normale indica una sollecitazione di compressione. Per quanto riguarda i correnti superiori, essi vengono considerati attivi esclusivamente durante la fase di montaggio, per cui essi vengono verificati con riferimento alla sollecitazioni da prima fase, in cui si procede al getto della soletta.

#### Rampa A

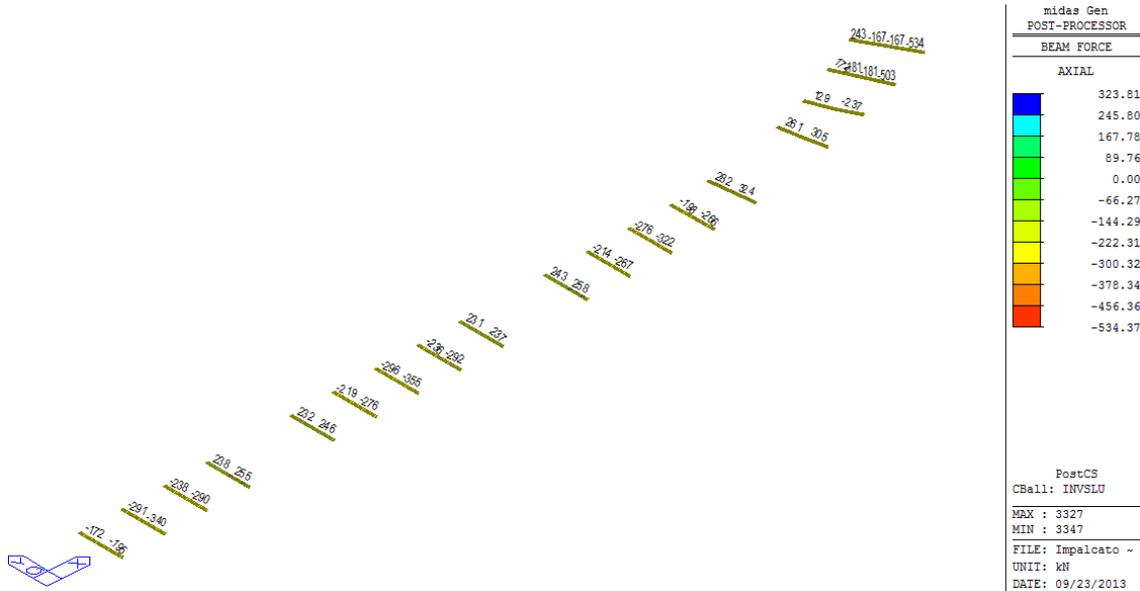


Figura 44 – Involuppo SLU sforzi normali correnti inferiori Rampa A

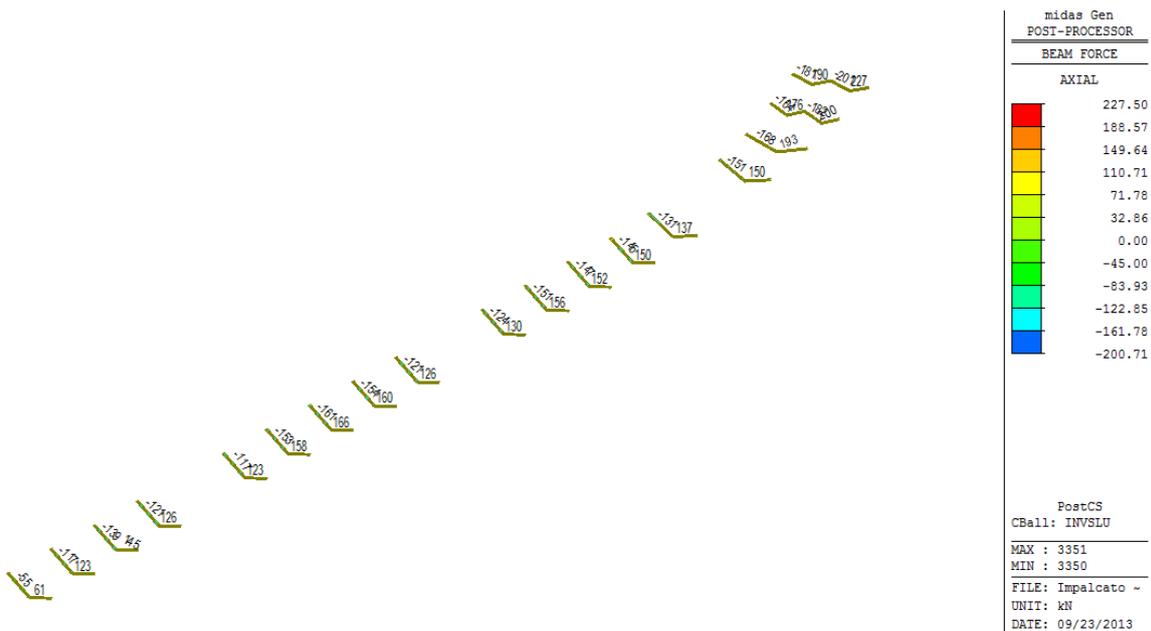


Figura 45 – Involuppo SLU sforzi normali diagonali Rampa A

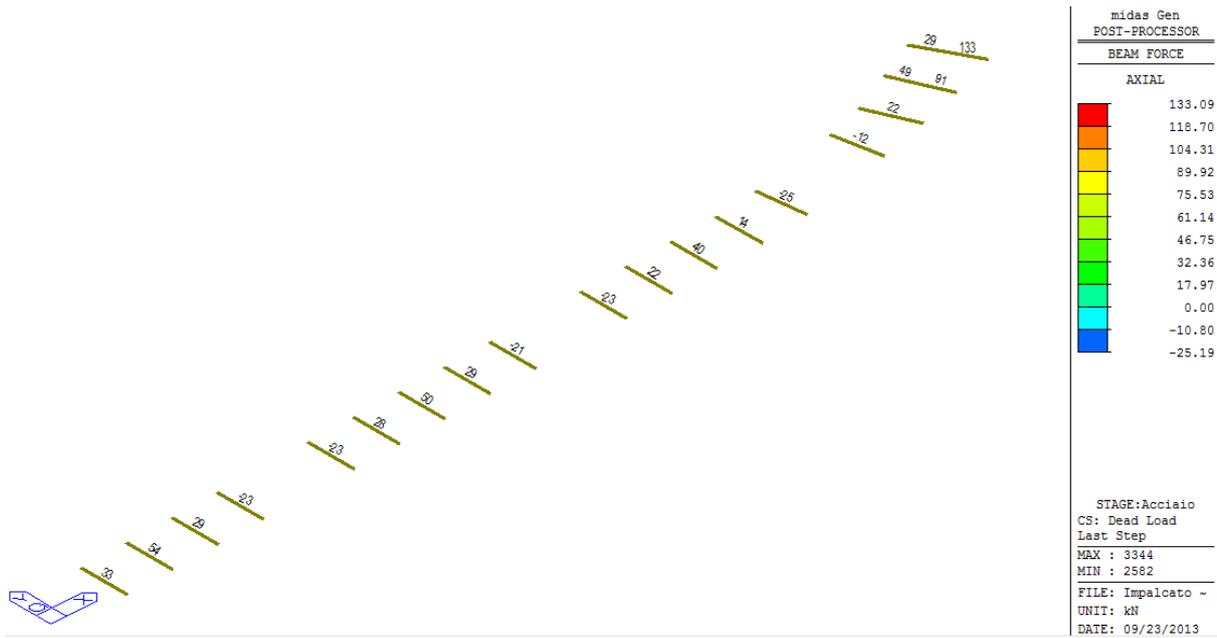


Figura 46 – Sforzi normali correnti superiori in prima fase (peso proprio) Rampa A

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per  $\gamma_{g,1}=1.35$  e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate di 1.50.

Inoltre, per i puntoni esterni dello sbalzo, lo sforzo normale letto nel programma di calcolo è stato amplificato per tenere conto delle sollecitazioni trasmesse dal peso proprio della soletta che nel modello, al fine di massimizzare i carichi sulle travate principali, sono state applicate come *beam load* sulla piattabanda superiore.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\epsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

RAMPA A		Tratto a larghezza costante			Tratto a larghezza variabile		
ELEMENTO		DIAGONALI	CORRENTE SUPERIORE	CORRENTE INFERIORE	DIAGONALI	CORRENTE SUPERIORE	CORRENTE INFERIORE
PROFILO		2L100X10	2L100X10	2L120X12	2L100X10	2L100X10	2L120X12
$N_{max}$	[kN]	166.5	80	324	228	186	305
$N_{min}$	[kN]	-161	-43	-360	-201	0	-534
h	[mm]	100	100	120	100	100	120
t	[mm]	10	10	12	10	10	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	3830	3830	5508	3830	3830	5508
Classe	[-]	4	4	4	4	4	4
<b>Verifica a trazione</b>							
$N_{t,Rd}$	[kN]	1295	1295	1862	1295	1295	1862
FS	[-]	<b>7.78</b>	<b>16.19</b>	<b>5.75</b>	<b>5.68</b>	<b>6.96</b>	<b>6.11</b>
<b>Verifica a compressione</b>							
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663
$\rho$	[-]	1	1	1	1	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	3830	3830	5508	3830	3830	5508
$N_{c,Rd}$	[kN]	1295	1295	1862	1295	1295	1862
FS	[-]	<b>8.04</b>	<b>30.11</b>	<b>5.17</b>	<b>6.44</b>		<b>3.49</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori dal diaframma</b>							
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	9.13E+06	9.13E+06	1.80E+07	9.13E+06	9.13E+06	1.80E+07
L	[mm]	2900	4300	4300	1900	5500	5500
$k_z$	[-]	1	1	1	1	1	1
$N_{cr}$	[kN]	2248	1022	2016	5237	625	1232
$\lambda$	[-]	0.778	1.153	0.985	0.510	1.475	1.260
$\alpha$	[-]	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	0.901	1.327	1.118	0.682	1.805	1.474
$\chi_y$	[-]	0.738	0.504	0.607	0.880	0.352	0.447
$N_{b,Rd}$	[kN]	912	623	1078	1088	435	794
FS	[-]	<b>5.67</b>	<b>14.49</b>	<b>3.00</b>	<b>5.41</b>		<b>1.49</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del diaframma</b>							
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	3.53E+06	3.53E+06	7.35E+06	3.53E+06	3.53E+06	7.35E+06
L	[mm]	2900	4300	2150	1900	5500	2750
$K_y$	[-]	1	1	1	1	1	1
$N_{cr}$	[kN]	870	396	3294	2027	242	2013
$\lambda$	[-]	1.250	1.854	0.770	0.819	2.371	0.986
$\alpha$	[-]	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	1.460	2.499	0.894	0.941	3.680	1.119
$\chi_y$	[-]	0.452	0.239	0.742	0.713	0.154	0.606
$N_{b,Rd}$	[kN]	558	296	1320	881	190	1078
FS	[-]	<b>3.47</b>	<b>6.88</b>	<b>3.67</b>	<b>4.38</b>		<b>2.02</b>

Tabella 12. Verifiche diaframmi intermedi *Rampa A*

Con riferimento alla tabella precedente:

$N_{max}$  è lo sforzo normale massimo (trazione se positivo)

$N_{min}$  è lo sforzo normale minimo (compressione se negativo);

h è la larghezza del profilo a L uguali;

t è lo spessore del profilo a L uguali;

A è l'area del profilo;

Classe indica la classificazione della sezione in base alle caratteristiche geometriche;

$N_{t,Rd}$  è la resistenza a trazione;

$k_{\sigma}$  è fattore desunto dalla tabella C.4.2.IX della circolare 2/2/2009;

$$\lambda_p = \frac{h}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}};$$

$\rho = 1.0$  se  $\lambda_p \leq 0.748$ ;

$$\rho = \frac{\lambda_p^{-0.188}}{\lambda_p^2} \text{ se } \lambda_p > 0.748;$$

$A_{eff}$  è l'area efficace della sezione;

$N_{c,Rd}$  è la resistenza a compressione;

$I_{xx}$   $I_{zz}$  è l'inerzia della sezione nelle due direzioni;

$L$  è la luce libera di inflessione;

$k$  è un fattore dipendente dal tipo di vincolo dell'elemento;

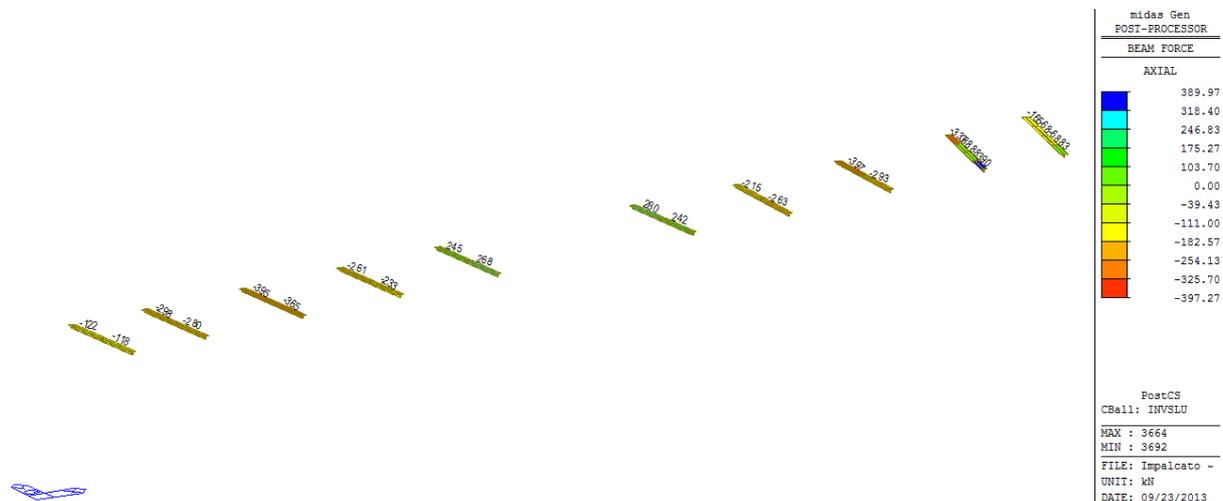
$N_{cr}$  è il carico critico euleriano;

$\bar{\lambda}$  è la snellezza adimensionale;

$\chi$  è un coefficiente dipendente dalla forma della sezione e dall'acciaio;

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità dell'asta compressa.

### Rampa B



**Figura 47** – Involuppo SLU sforzi normali correnti inferiori Rampa B

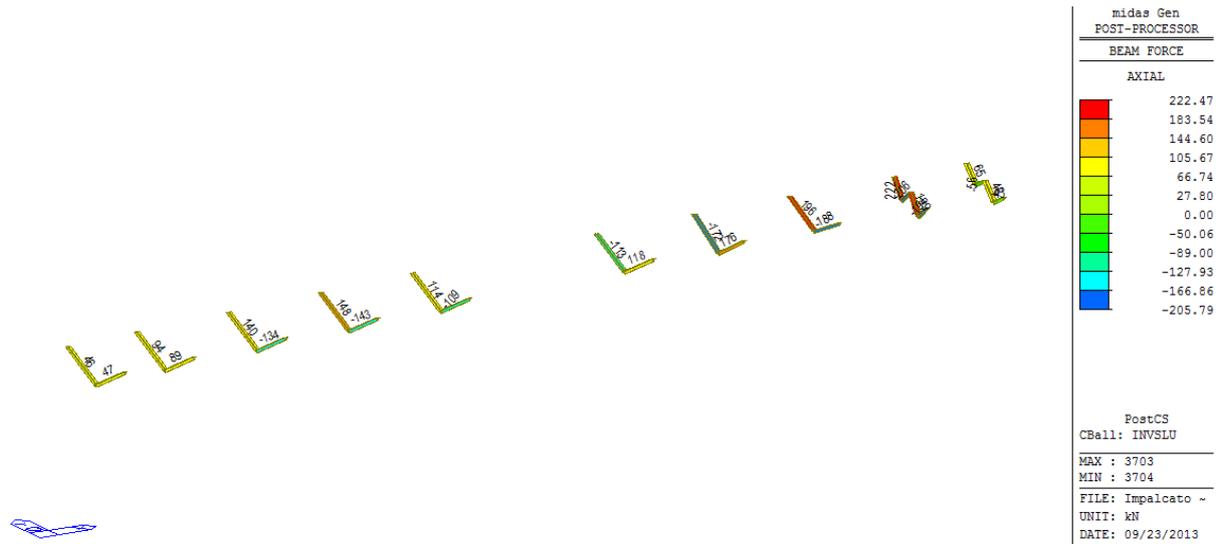


Figura 48 – Involuppo SLU sforzi normali diagonali Rampa B

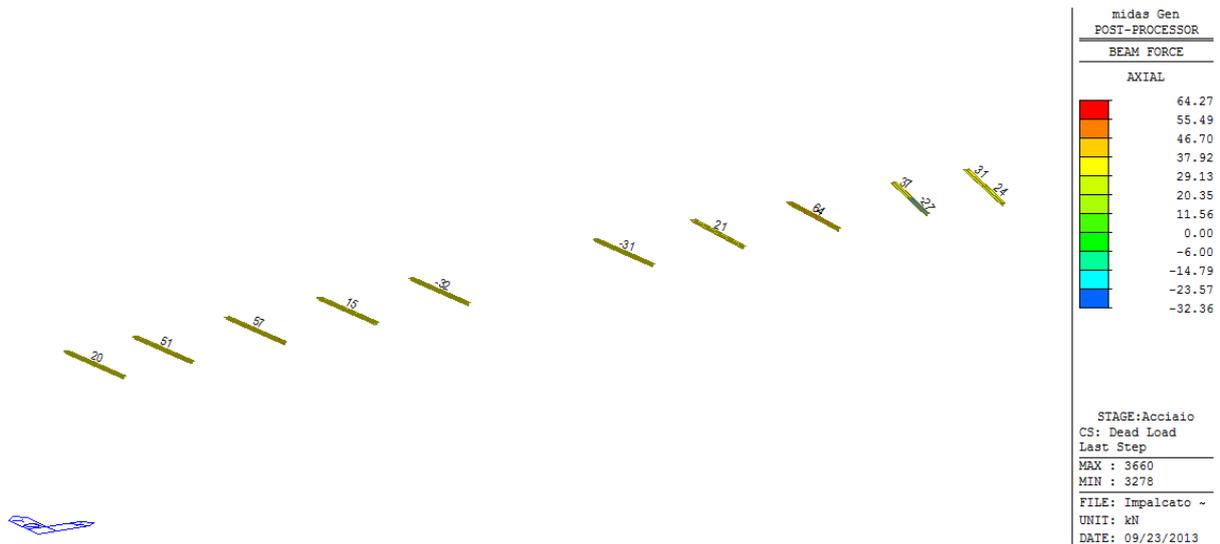


Figura 49 – Sforzi normali correnti superiori in prima fase (peso proprio) Rampa B

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per  $\gamma_{g,1}=1.35$  e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate di 1.50.

Inoltre, per i puntoni esterni dello sbalzo, lo sforzo normale letto nel programma di calcolo è stato amplificato per tenere conto delle sollecitazioni trasmesse dal peso proprio della soletta che nel modello, al fine di massimizzare i carichi sulle travate principali, sono state applicate come *beam load* sulla piattabanda superiore.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\varepsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

RAMPA B		Tratto a larghezza costante			Tratto a larghezza variabile		
ELEMENTO		DIAGONALI	CORRENTE SUPERIORE	CORRENTE INFERIORE	DIAGONALI	CORRENTE SUPERIORE	CORRENTE INFERIORE
PROFILO		2L100X10	2L100X10	2L120X12	2L100X10	2L100X10	2L120X12
$N_{max}$	[kN]	196	90	280.3	222	54	390.4
$N_{min}$	[kN]	-188	-47	-397.3	-206	-40	-332.6
h	[mm]	100	100	120	100	100	120
t	[mm]	10	10	12	10	10	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	3830	3830	5508	3830	3830	5508
Classe	[-]	4	4	4	4	4	4
<b>Verifica a trazione</b>							
$N_{t,Rd}$	[kN]	1295	1295	1862	1295	1295	1862
FS	[-]	6.61	14.39	6.64	5.83	23.98	4.77
<b>Verifica a compressione</b>							
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663
$\rho$	[-]	1	1	1	1	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	3830	3830	5508	3830	3830	5508
$N_{c,Rd}$	[kN]	1295	1295	1862	1295	1295	1862
FS	[-]	6.89	27.55	4.69	6.29	32.37	5.60
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori dal diaframma</b>							
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	9.13E+06	9.13E+06	1.80E+07	9.13E+06	9.13E+06	1.80E+07
L	[mm]	2900	4300	4300	1900	5500	5500
$k_z$	[-]	1	1	1	1	1	1
$N_{cr}$	[kN]	2248	1022	2016	5237	625	1232
$\lambda$	[-]	0.778	1.153	0.985	0.510	1.475	1.260
$\alpha$	[-]	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	0.901	1.327	1.118	0.682	1.805	1.474
$\chi_y$	[-]	0.738	0.504	0.607	0.880	0.352	0.447
$N_{b,Rd}$	[kN]	912	623	1078	1088	435	794
FS	[-]	4.85	13.26	2.71	5.28	10.87	2.39
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del diaframma</b>							
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	3.53E+06	3.53E+06	7.35E+06	3.53E+06	3.53E+06	7.35E+06
L	[mm]	2900	4300	2150	1900	5500	2750
$K_y$	[-]	1	1	1	1	1	1
$N_{cr}$	[kN]	870	396	3294	2027	242	2013
$\lambda$	[-]	1.250	1.854	0.770	0.819	2.371	0.986
$\alpha$	[-]	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	1.460	2.499	0.894	0.941	3.680	1.119
$\chi_y$	[-]	0.452	0.239	0.742	0.713	0.154	0.606
$N_{b,Rd}$	[kN]	558	296	1320	881	190	1078
FS	[-]	2.97	6.30	3.32	4.28	4.76	3.24

Tabella 13. Verifiche diaframmi intermedi *Rampa B*

Con riferimento alla tabella precedente:

$N_{max}$  è lo sforzo normale massimo (trazione se positivo)

$N_{min}$  è lo sforzo normale minimo (compressione se negativo);

h è la larghezza del profilo a L uguali;

t è lo spessore del profilo a L uguali;

A è l'area del profilo;

Classe indica la classificazione della sezione in base alle caratteristiche geometriche;

$N_{t,Rd}$  è la resistenza a trazione;

$k_{\sigma}$  è fattore desunto dalla tabella C.4.2.IX della circolare 2/2/2009;

$$\lambda_p = \frac{h}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}};$$

$\rho = 1.0$  se  $\lambda_p \leq 0.748$ ;

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} \text{ se } \lambda_p > 0.748;$$

$A_{eff}$  è l'area efficace della sezione;

$N_{c,Rd}$  è la resistenza a compressione;

$I_{xx}$   $I_{zz}$  è l'inerzia della sezione nelle due direzioni;

$L$  è la luce libera di inflessione;

$k$  è un fattore dipendente dal tipo di vincolo dell'elemento;

$N_{cr}$  è il carico critico euleriano;

$\bar{\lambda}$  è la snellezza adimensionale;

$\chi$  è un coefficiente dipendente dalla forma della sezione e dall'acciaio;

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità dell'asta compressa.

### 8.3.7 Verifiche dei diaframmi di testata

Nelle figure seguenti si riporta lo stato tensionale relativo ad involucro da Stato Limite Ultimo per i tre traversi pieni di testata.

#### Rampa A

Nel tratto A le massime tensioni si registrano sul traverso pieno in corrispondenza della pila P3.

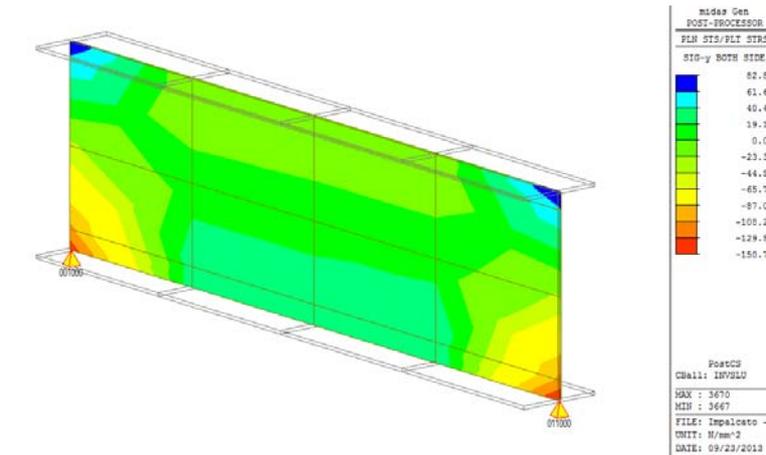


Figura 50 – Involucro SLU tensioni normali trasverso di testata pila P3

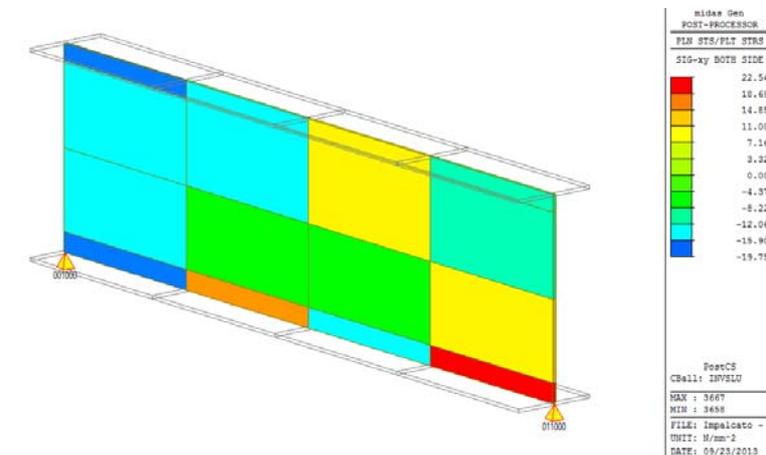


Figura 51 – Involucro SLU tensioni tangenziali trasverso di testata pila P3

Dalla figura si evince che la massima tensione normale si registra in corrispondenza degli appoggi. Va precisato che tale valore rappresenta un picco di tensione causato dalla modellazione, tuttavia a vantaggio di sicurezza è stato considerato nella verifica. La tensione tangenziale media risulta essere  $\tau_{media}=20\text{MPa}$ . Ne consegue che la tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{151^2 + 3 \cdot 20.0^2} = 154.9\text{MPa}$$

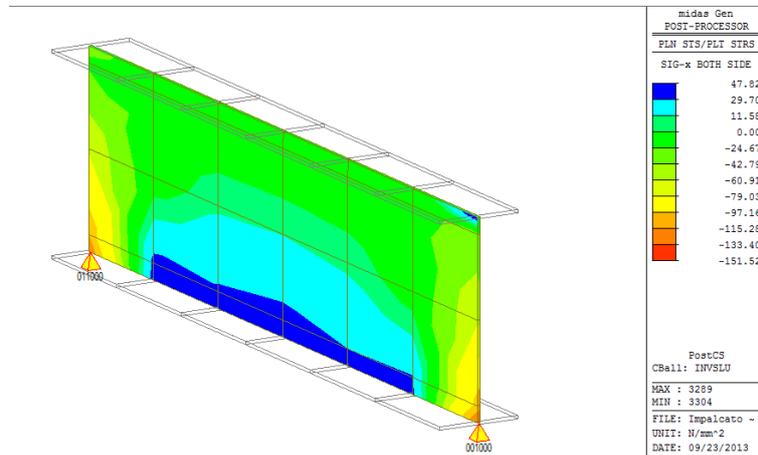
Ai fini della verifica, la  $\sigma_{id}$  deve risultare inferiore al valore limite

$$\sigma_{id} = 154.9\text{ MPa} \leq f_{yd} \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 338.1\text{ MPa}$$

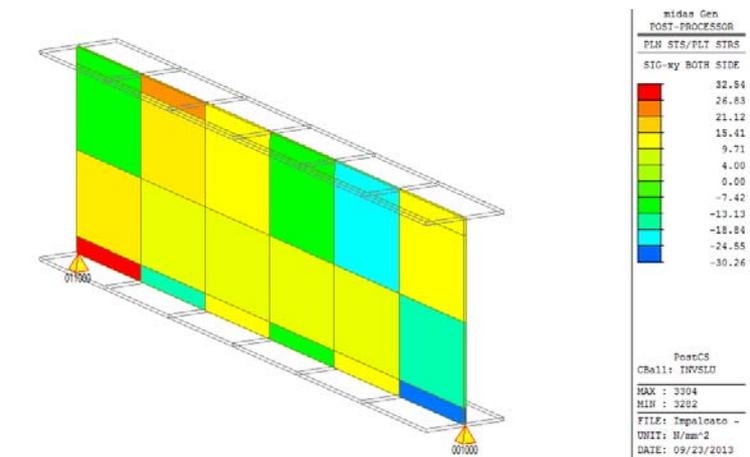
La verifica risulta pertanto soddisfatta

**Rampa B**

Nel tratto B le massime tensioni si registrano sul traverso pieno in corrispondenza della pila P6.



**Figura 52 – Involuppo SLU tensioni normali traverso di testata pila P6**



**Figura 53 – Involuppo SLU tensioni tangenziali traverso di testata pila P6**

La tensione tangenziale media risulta essere  $\tau_{media}=83\text{MPa}$ . Ne consegue che la tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{152^2 + 3 \cdot 33^2} = 162 \text{ MPa}$$

Ai fini della verifica, la  $\sigma_{id}$  deve risultare inferiore al valore limite

$$\sigma_{id} = 162 \text{ MPa} \leq f_{yd} \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 338.1 \text{ MPa}$$

### 8.3.8 Verifiche dei controventi inferiori

Il sistema di controventamento inferiore è costituito da campi di lunghezza pari a circa 4.00 m per quasi tutto lo sviluppo della travata. Per ognuno di essi sono stati disposti a crociera due elementi, ognuno costituito da 2 angolari L 150x16 mm. In corrispondenza dell'incrocio, uno dei due elementi risulta continuo e l'altro interrotto, come mostra la figura.

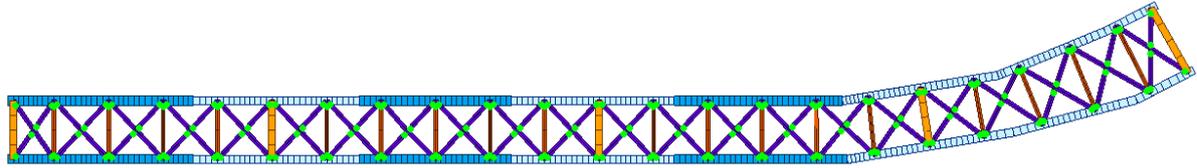


Figura 54 – Vista del sistema di controventamento inferiori Rampa A

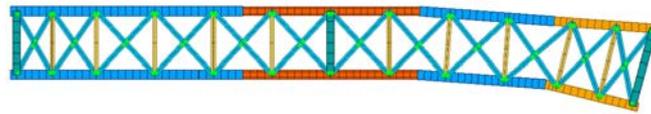


Figura 55 – Vista del sistema di controventamento inferiori Rampa B

### Rampa A

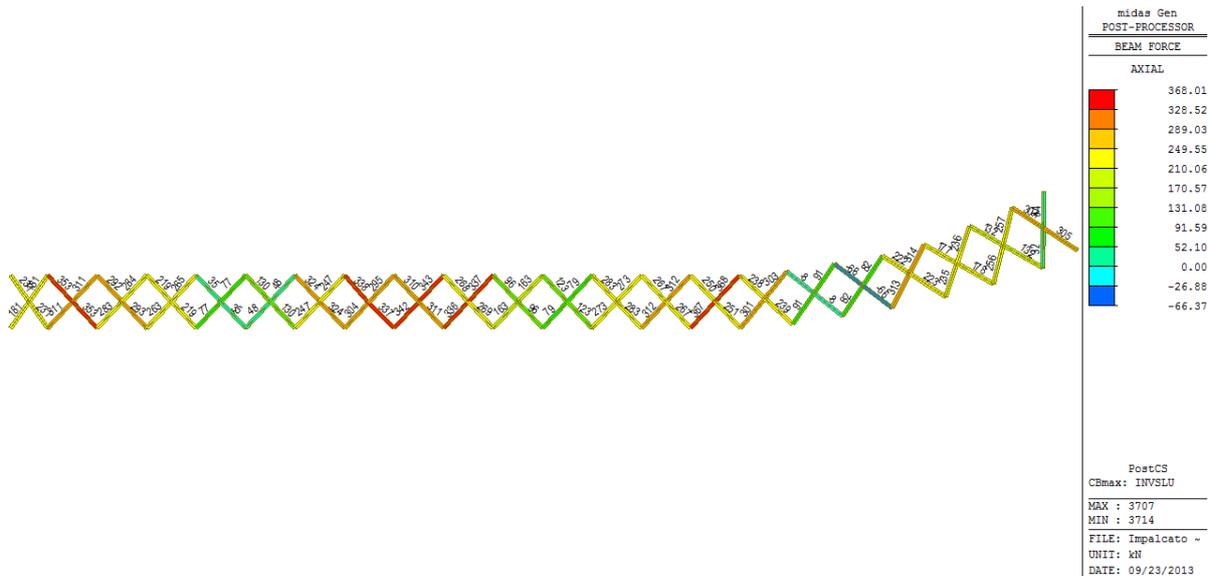


Figura 56 – Involuppo SLU sforzi normali di trazione nei controventi inferiori Rampa A

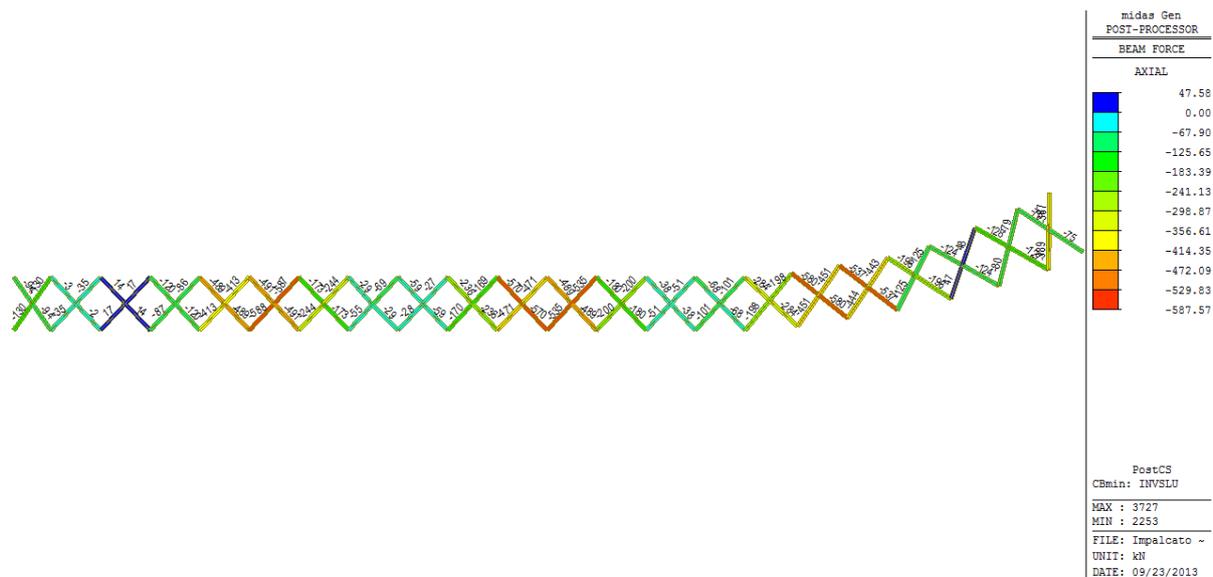


Figura 57 – Involuppo SLU sforzi normali di compressione controventi inferiori Rampa A

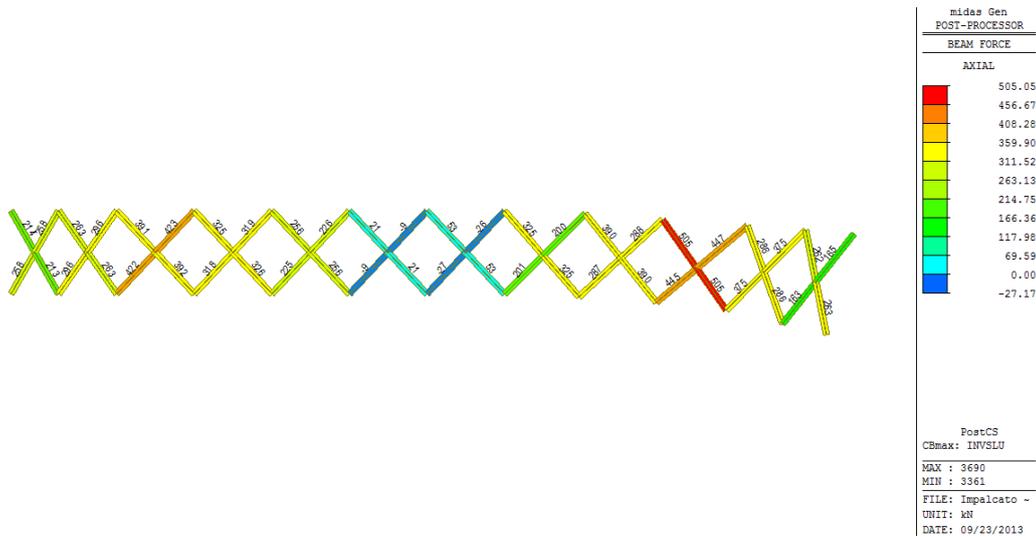
Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi più sollecitati e alla combinazione di carico più gravosa.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\epsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

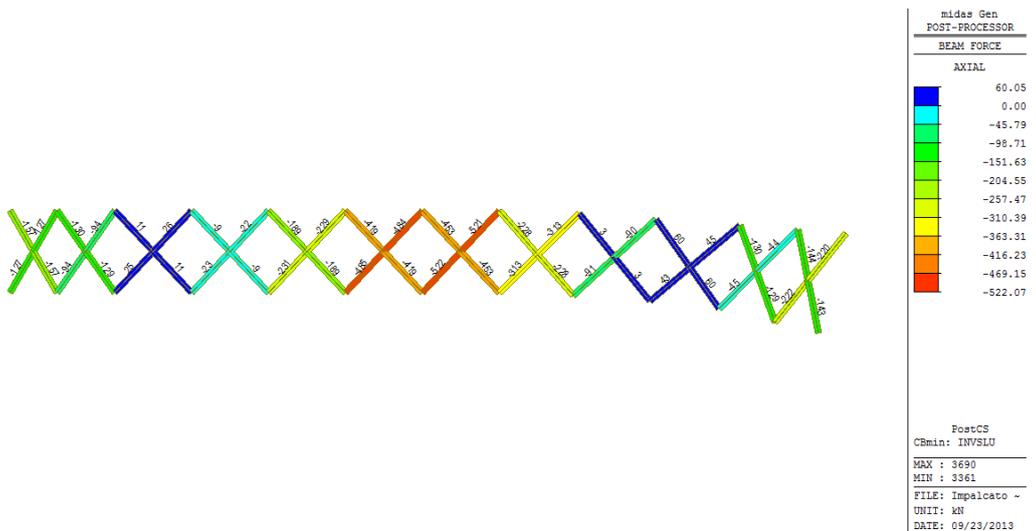
TRATTO		RAMPA A	
ELEMENTO		DIAGONALI CONTINUI	DIAGONALI INTERROTTI
PROFILO		2L150X16	2L150X16
$N_{max}$	[kN]	353	368
$N_{min}$	[kN]	-581	-588
h	[mm]	150	150
t	[mm]	16	16
A	[mm <sup>2</sup> ]	9143	9143
Classe	[-]	4	4
<b>Verifica a trazione</b>			
$N_{t,Rd}$	[kN]	3091	3091
FS	[-]	<b>8.76</b>	<b>8.40</b>
<b>Verifica a compressione</b>			
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.621	0.621
$\rho$	[-]	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	9143	9143
$N_{c,Rd}$	[kN]	3091	3091
FS	[-]	<b>5.32</b>	<b>5.26</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del controvento</b>			
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	4.46E+07	4.46E+07
L	[mm]	5800	2900
$k_z$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	2742	10969
$\lambda$	[-]	1.088	0.544
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	1.243	0.706
$\chi_y$	[-]	0.542	0.864
$N_{b,Rd}$	[kN]	1601	2550
FS	[-]	<b>2.75</b>	<b>4.34</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori del controvento</b>			
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	1.90E+07	1.90E+07
L	[mm]	5800	2900
$K_y$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	1169	4676
$\lambda$	[-]	1.666	0.833
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	2.137	0.955
$\chi_y$	[-]	0.288	0.704
$N_{b,Rd}$	[kN]	849	2077
FS	[-]	<b>1.46</b>	<b>3.53</b>

**Tabella 14.** Verifiche controventi inferiori *Rampa A*

**Rampa B**



**Figura 58** – Inviluppo SLU sforzi normali di trazione nei controventi inferiori Rampa B



**Figura 59** – Inviluppo SLU sforzi normali di compressione controventi inferiori Rampa B

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi più sollecitati e alla combinazione di carico più gravosa.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\epsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

TRATTO		RAMPA B	
ELEMENTO		DIAGONALI CONTINUI	DIAGONALI INTERROTTI
PROFILO		2L150X16	2L150X16
$N_{max}$	[kN]	505	446
$N_{min}$	[kN]	-453	-522
h	[mm]	150	150
t	[mm]	16	16
A	[mm <sup>2</sup> ]	9143	9143
Classe	[-]	4	4
<b>Verifica a trazione</b>			
$N_{t,Rd}$	[kN]	3091	3091
FS	[-]	<b>6.12</b>	<b>6.93</b>
<b>Verifica a compressione</b>			
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.621	0.621
$\rho$	[-]	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	9143	9143
$N_{c,Rd}$	[kN]	3091	3091
FS	[-]	<b>6.82</b>	<b>5.92</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del controvento</b>			
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	4.46E+07	4.46E+07
L	[mm]	5800	2900
$k_z$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	2742	10969
$\lambda$	[-]	1.088	0.544
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	1.243	0.706
$\chi_y$	[-]	0.542	0.864
$N_{b,Rd}$	[kN]	1601	2550
FS	[-]	<b>3.53</b>	<b>4.89</b>
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori del controvento</b>			
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	1.90E+07	1.90E+07
L	[mm]	5800	2900
$K_y$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	1169	4676
$\lambda$	[-]	1.666	0.833
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	2.137	0.955
$\chi_y$	[-]	0.288	0.704
$N_{b,Rd}$	[kN]	849	2077
FS	[-]	<b>1.87</b>	<b>3.98</b>

**Tabella 15.** Verifiche controventi inferiori *Rampa B*

### 8.3.9 Verifiche dei controventi superiori

Il sistema di controventamento superiore è costituito da due elementi disposti a crociera, ognuno costituito da 2 angolari L 100x12 mm lungo l'intera lunghezza del viadotto.

La funzionalità di tale sistema è legata esclusivamente alla fase di realizzazione dell'impalcato. Una volta che il cls della soletta ha fatto presa infatti la funzione di controventamento viene affidata a quest'ultima. Pertanto, la verifica dei controventi superiori viene effettuata in base al solo peso proprio degli elementi strutturali.

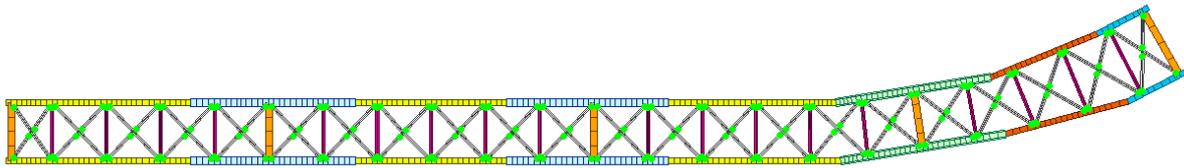


Figura 60 – Vista del sistema di controventamento superiore Rampa A

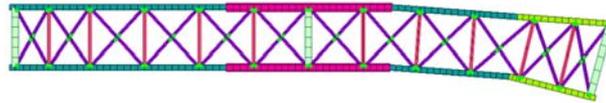


Figura 61 – Vista del sistema di controventamento superiore Rampa B

### Rampa A

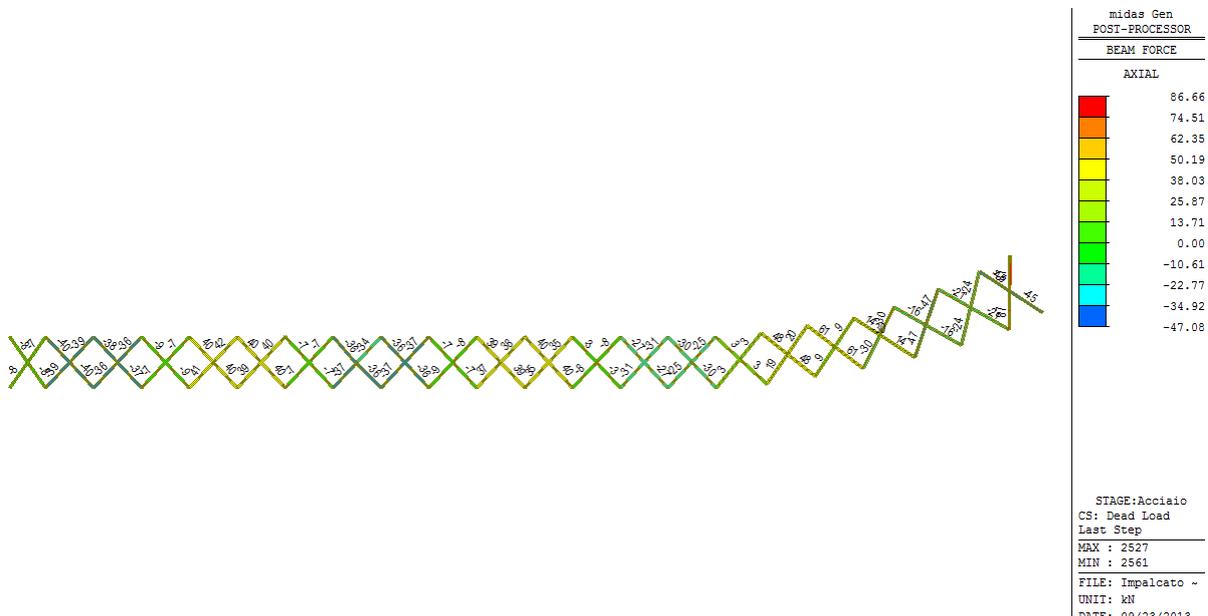


Figura 62 – Sforzi normali controventi superiori in prima fase (peso proprio) Rampa A

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per  $\gamma_{g,1}=1.35$  e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate per 1.5.

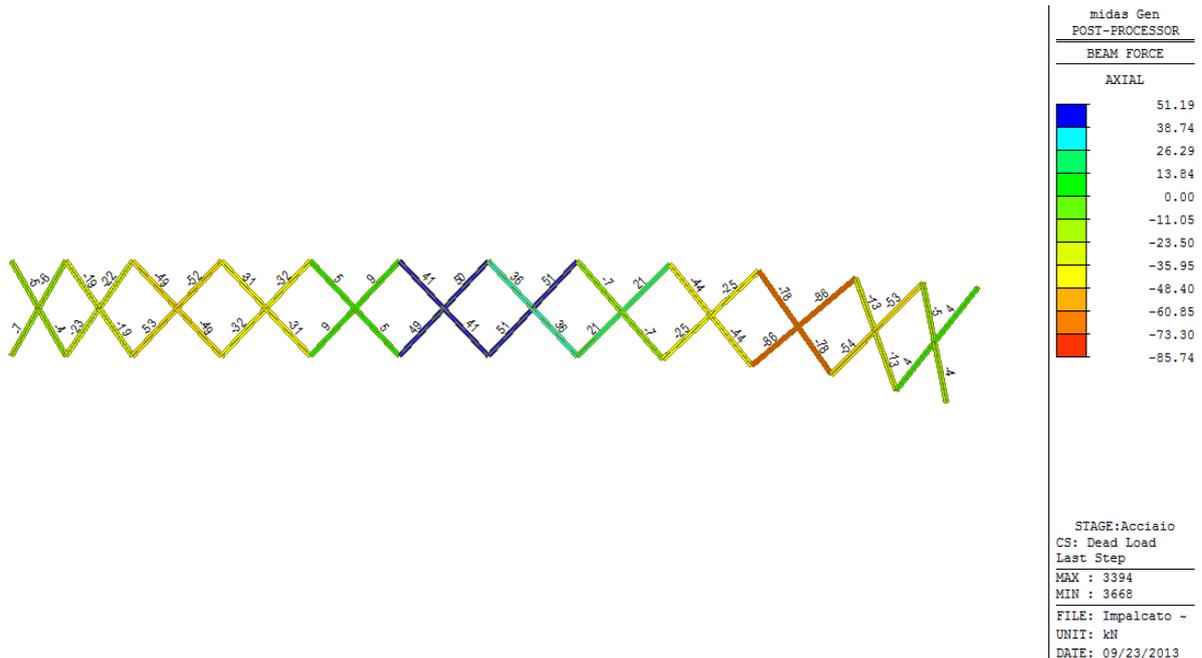
Di seguito siriportano le verifiche relative agli elementi più sollecitati e alla combinazione di carico più gravosa.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\varepsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

TRATTO		RAMPA A	
ELEMENTO		DIAGONALI CONTINUI	DIAGONALI INTERROTTI
PROFILO		2L100X12	2L100X12
$N_{max}$	[kN]	82	117.5
$N_{min}$	[kN]	-62	-64
h	[mm]	100	100
t	[mm]	12	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	5023	5023
Classe	[-]	3	3
<b>Verifica a trazione</b>			
$N_{t,Rd}$	[kN]	1698	1698
FS	[-]	20.71	14.45
<b>Verifica a compressione</b>			
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.552	0.552
$\rho$	[-]	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	5023	5023
$N_{c,Rd}$	[kN]	1698	1698
FS	[-]	27.39	26.54
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del controvento</b>			
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	1.43E+07	1.43E+07
L	[mm]	5800	2900
$k_z$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	878	3511
$\lambda$	[-]	1.923	0.962
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	2.642	1.092
$\chi_y$	[-]	0.225	0.622
$N_{b,Rd}$	[kN]	364	1834
FS	[-]	5.87	28.66
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori del controvento</b>			
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	5.60E+06	5.60E+06
L	[mm]	5800	2900
$K_y$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	344	1378
$\lambda$	[-]	2.275	1.535
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	3.441	1.905
$\chi_y$	[-]	0.166	0.330
$N_{b,Rd}$	[kN]	269	535
FS	[-]	4.34	8.35

Tabella 16. Verifiche controventi superiori Rampa A

**Rampa B**



**Figura 63** – Sforzi normali controventi superiori in prima fase (peso proprio) Rampa B

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per  $\gamma_{g,1}=1.35$  e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate per 1.5.

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi più sollecitati e alla combinazione di carico più gravosa.

ACCIAIO						
$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\epsilon$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
MPa	MPa	MPa	-	-	-	-
355	510	210000	0.81	1.05	1.1	1.25

TRATTO		RAMPA B	
ELEMENTO		DIAGONALI CONTINUI	DIAGONALI INTERROTTI
PROFILO		2L100X12	2L100X12
$N_{max}$	[kN]	55.2	69
$N_{min}$	[kN]	-106	-116
h	[mm]	100	100
t	[mm]	12	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	5023	5023
Classe	[-]	3	3
<b>Verifica a trazione</b>			
$N_{t,Rd}$	[kN]	1698	1698
FS	[-]	30.77	24.61
<b>Verifica a compressione</b>			
$k_{\sigma}$	[-]	0.43	0.43
$\lambda_p$	[-]	0.552	0.552
$\rho$	[-]	1	1
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	5023	5023
$N_{c,Rd}$	[kN]	1698	1698
FS	[-]	16.02	14.64
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano del controvento</b>			
$I_{zz}$	[mm <sup>4</sup> ]	1.43E+07	1.43E+07
L	[mm]	5800	2900
$k_z$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	878	3511
$\lambda$	[-]	1.923	0.962
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	2.642	1.092
$\chi_y$	[-]	0.225	0.622
$N_{b,Rd}$	[kN]	364	1834
FS	[-]	3.43	15.81
<b>Verifica di stabilità delle aste compresse-piano fuori del controvento</b>			
$I_{yy}$	[mm <sup>4</sup> ]	5.60E+06	5.60E+06
L	[mm]	5800	2900
$K_y$	[-]	1	1
$N_{cr}$	[kN]	344	1378
$\lambda$	[-]	2.275	1.535
$\alpha$	[-]	0.34	0.34
$\Phi$	[-]	3.441	1.905
$\chi_y$	[-]	0.166	0.330
$N_{b,Rd}$	[kN]	269	535
FS	[-]	2.54	4.61

Tabella 17. Verifiche controventi superiori Rampa B

### ***8.3.10 Verifiche in corrispondenza degli appoggi***

In corrispondenza degli appoggi è previsto un traverso pieno di spessore 20 mm e due costole di irrigidimento di spessore 25 mm. L'area resistente per la verifica in corrispondenza della forza concentrata determinata dall'appoggio risulta:

$$A = (25^2 \cdot 11 \cdot 2 + 20^2 \cdot 11 + 18^2 \cdot 11 \cdot 2) + 25 \cdot 18 + 20 \cdot 18 = 21688 \text{ mm}^2$$

La reazione massima allo SLU è:

$$R_{\max, \text{RampaA}} = 3736 \text{ kN}$$

$$R_{\max, \text{RampaB}} = 3930 \text{ kN}$$

In base a tali valori la tensione massima di compressione risulta:

$$\sigma_{\max} = \frac{3930000}{21688} = 181.3 \text{ MPa}$$

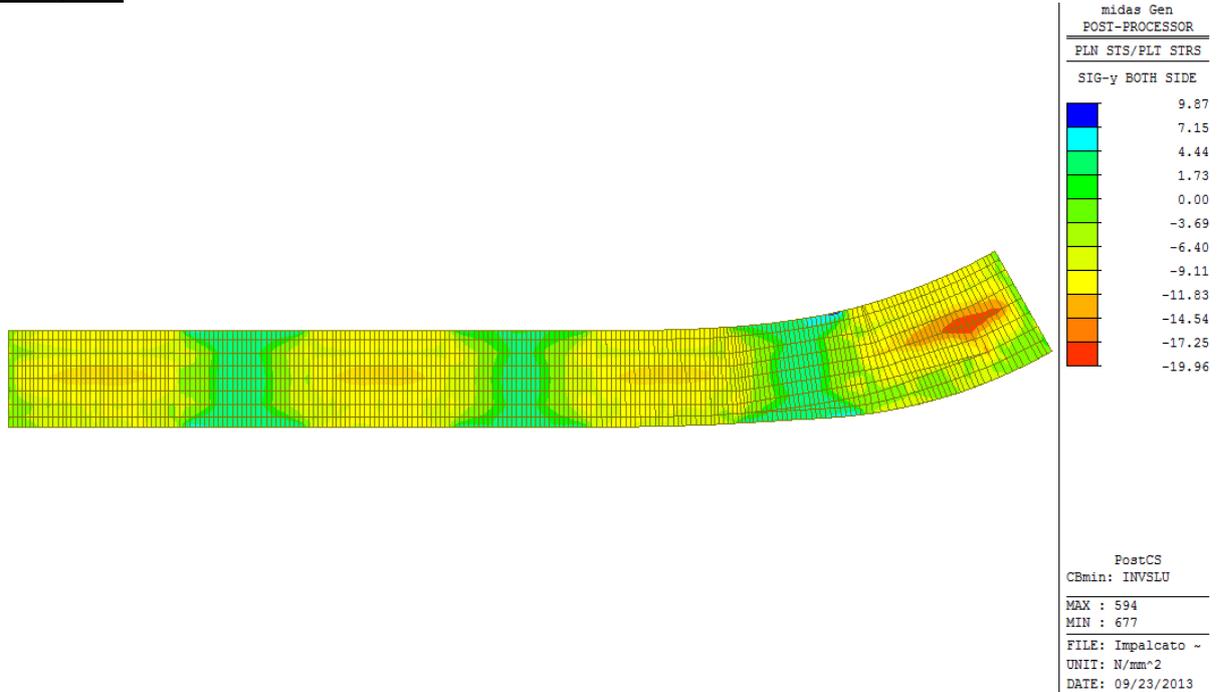
La verifica è quindi soddisfatta.

### 8.3.11 Verifiche longitudinali della soletta

– Verifiche di compressione

Si riportano i valori di sigma massima longitudinale di compressione calcolata al lembo superiore della soletta per l'inviluppo SLU di tutte le combinazioni di carico.

#### Rampa A



**Figura 64** – Compressione massima longitudinale Rampa A

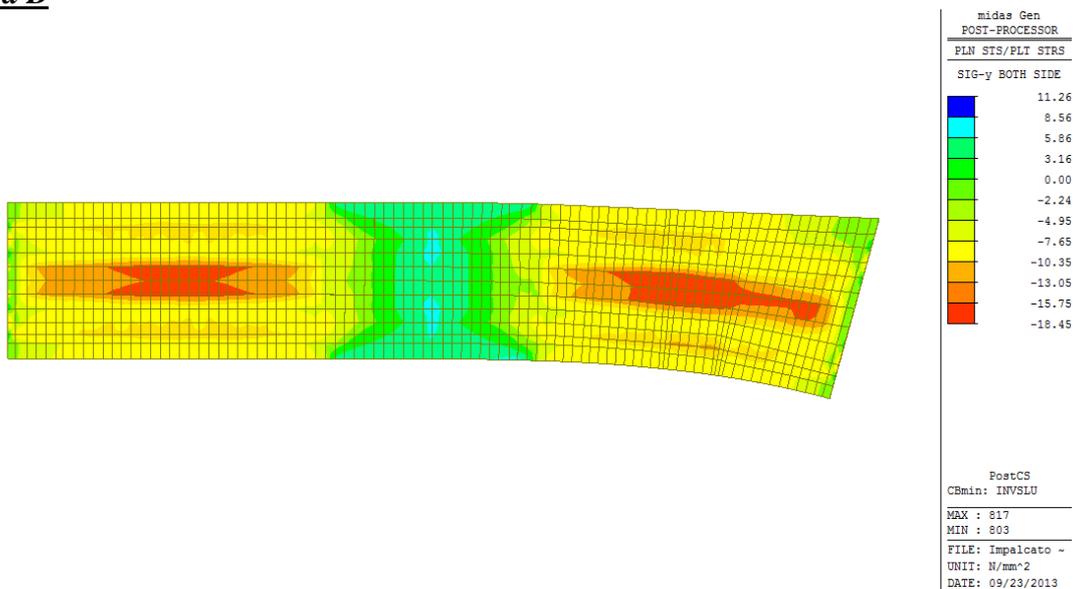
La tensione massima di compressione è  $\sigma_{\max} = 19.96 \text{ N/mm}^2$ .

Ai fini della verifica tale tensione deve essere inferiore al valore limite di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{\max} = 19.96 \text{ N/mm}^2 \leq f_d = f_{ck} / \gamma_c = 24.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

**Rampa B**



**Figura 65 – Compressione massima longitudinale Rampa B**

La tensione massima di compressione è  $\sigma_{\max} = 18.45 \text{ N/mm}^2$ .

Ai fini della verifica tale tensione deve essere inferiore al valore limite di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{\max} = 18.45 \text{ N/mm}^2 \leq f_d = f_{ck} / \gamma_c = 24.9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 8.4 Deformazioni

### 8.4.1 Frecce calcolate

La deformazione elastica è data da:

$$f_{\text{tot}} = f_{G1} + f_{G2} + f_r + f_{Q2}$$

dove:

$f_{G1}$  è la freccia da peso proprio;

$f_{G2}$  è la freccia da carichi permanenti e creep;

$f_r$  è la freccia da ritiro;

$f_{Q2}$  è la freccia dovuta alle azioni da traffico.

Nel caso in esame risulta:

			$f_{G1}$	$f_{G2}$	$f_r$	$f_{Q2}$
<b>RAMPA A</b>	spostamento massimo	[mm]	16.70	2.70	5.87	20.46
<b>RAMPA B</b>	spostamento massimo	[mm]	16.60	2.83	6.51	20.35

Tabella 18 – Frecce calcolate

Nelle seguenti immagini si riportano gli spostamenti verticali relativi alle suddette condizioni di carico:

#### Rampa A

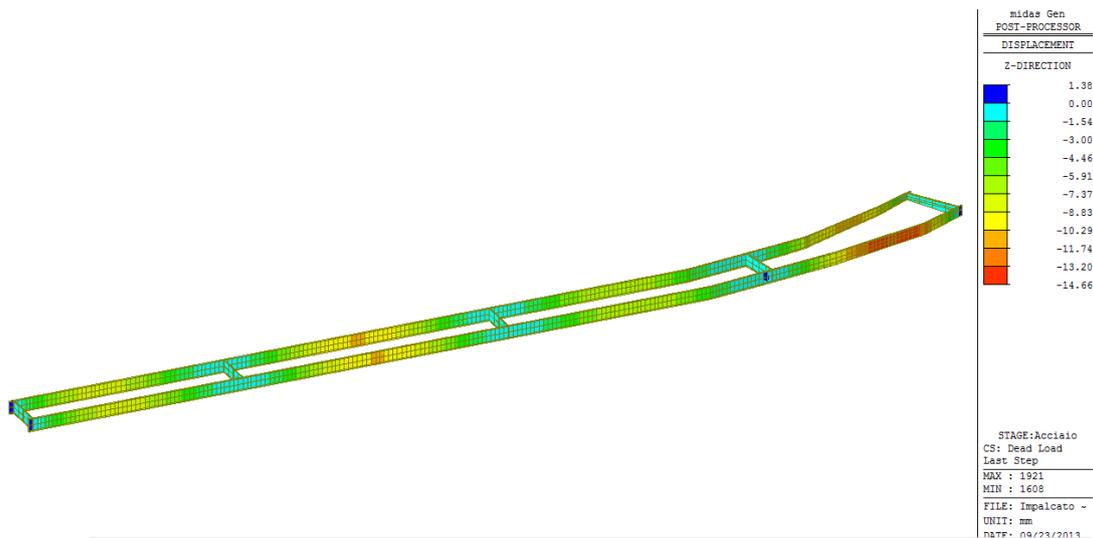
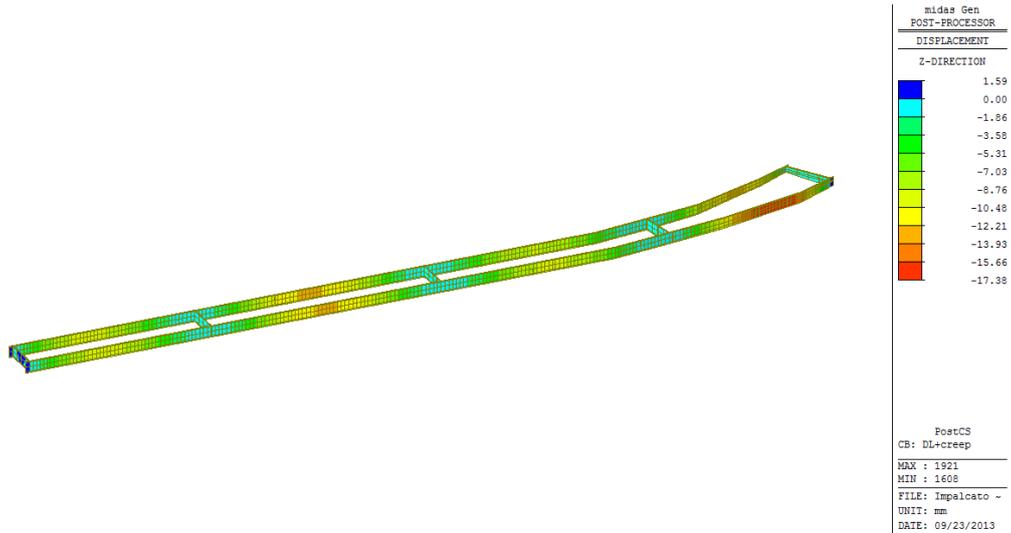
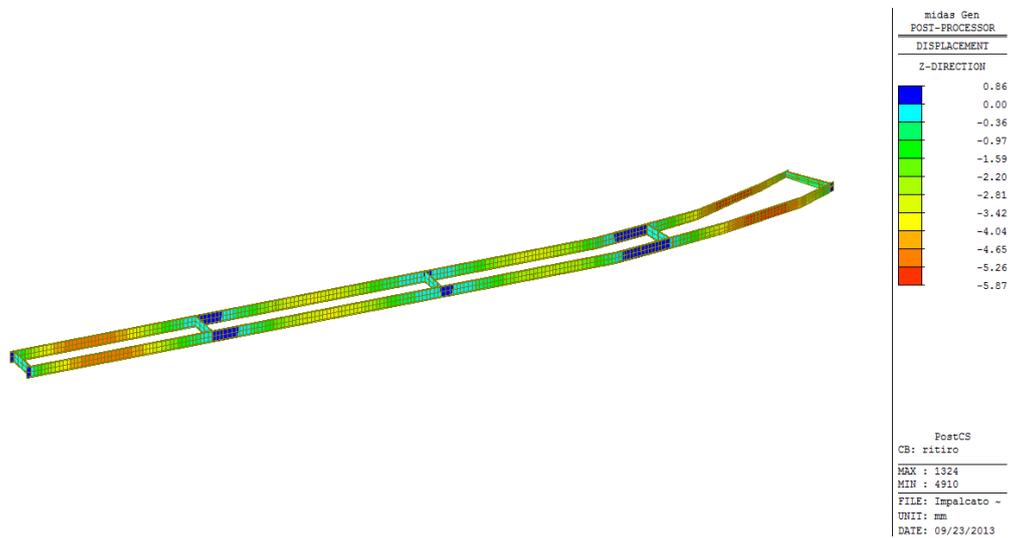


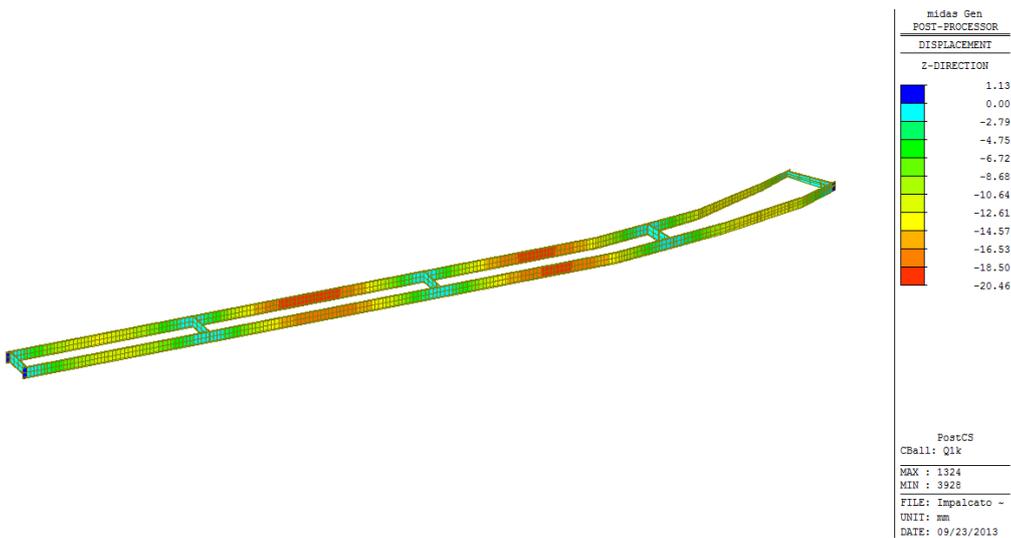
Figura 66 – Spostamenti verticali dovuti peso proprio degli elementi strutturali



**Figura 67** – Spostamenti verticali da peso proprio, carichi permanenti e creep



**Figura 68** – Spostamenti dovuti al ritiro



**Figura 69** – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili

Relativamente alle azioni variabili da traffico risulta:

$$\frac{f_{Q2}}{L} = \frac{20.46}{24000} = 0.000853 = \frac{1}{1172} < \frac{1}{700}$$

Tale valore risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

### Rampa B

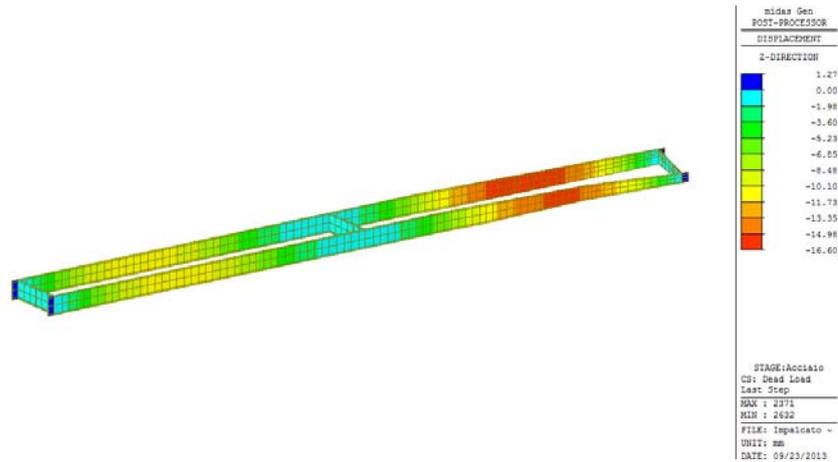


Figura 70 – Spostamenti verticali dovuti peso proprio degli elementi strutturali

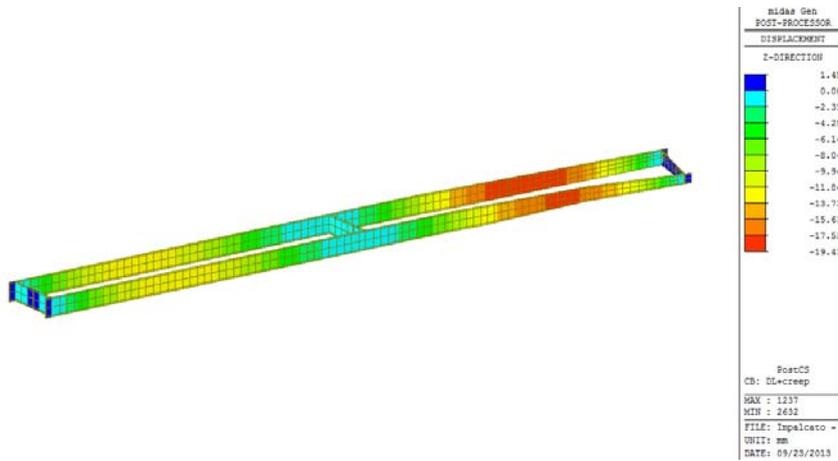


Figura 71 – Spostamenti verticali da peso proprio, carichi permanenti e creep

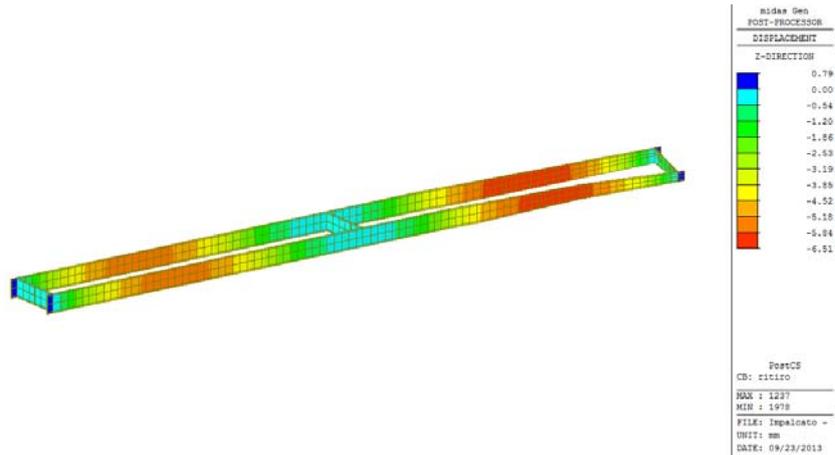


Figura 72 – Spostamenti dovuti al ritiro

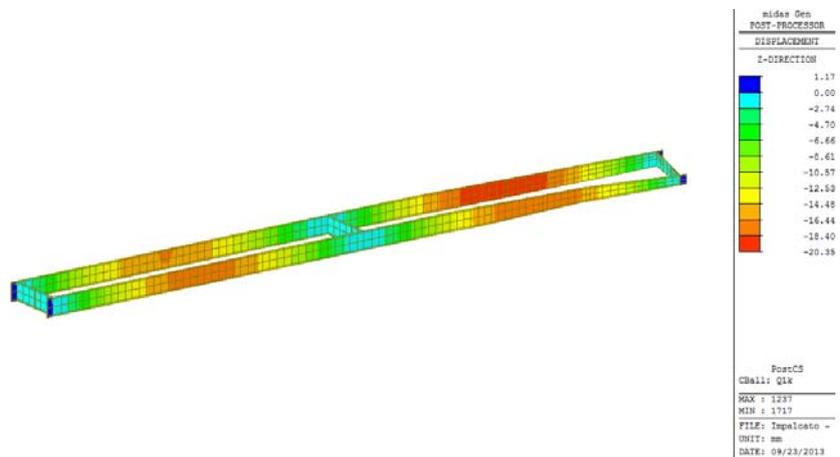


Figura 73 – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili

Relativamente alle azioni variabili da traffico risulta:

$$\frac{f_{Q2}}{L} = \frac{20.35}{21450} = 0.000949 = \frac{1}{1054} < \frac{1}{700}$$

Tale valore risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

#### 8.4.2 Deformazioni orizzontali

Le deformazioni e gli spostamenti in direzione longitudinale sono dovute essenzialmente alle variazioni termiche e al sisma. Il calcolo degli spostamenti in direzione longitudinale per il dimensionamento dell'escursione di appoggi e giunti viene calcolata con la relazione:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot L \cdot \Delta T$$

dove:

$\alpha_T$  è il coefficiente di dilatazione termica =  $12 \cdot 10^{-6}$ ;

L è la lunghezza;

$\Delta T$  è la componente uniforme della variazione di temperatura (considerata a vantaggio di sicurezza pari a  $\pm 30^\circ$ )

Pertanto la deformazione massima agli SLU risulta:

$$\varepsilon_{SLU,RampaA} = \pm 31 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{SLU,RampaB} = \pm 15.4 \text{ mm}$$

Gli spostamenti longitudinali da sisma risultano pari a 9.30 mm per la rampa A e 7.65 mm per la rampa B.

$$D_{TOT,RampaA} = 9.30 + 31/2 = \pm 24.8 \text{ mm}$$

$$D_{TOT,RampaB} = 7.65 + 15.4/2 = \pm 15.35 \text{ mm}$$

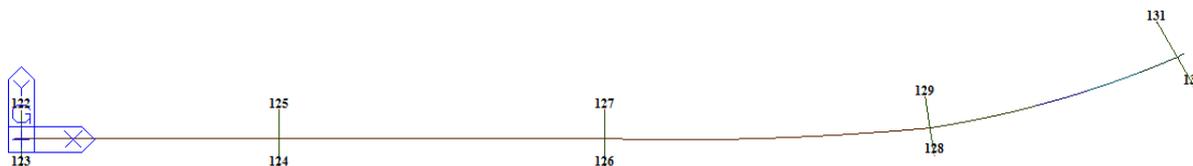
	$D_{\Delta T}$	$D_{SISMA}$	$D_{TOT}$
	[mm]	[mm]	[mm]
P4	31.0	9.30	24.8
P5	15.4	7.65	15.35

Il giunto di dilatazione disposto in corrispondenza delle pile P4 e P5 è in grado di consentire tali spostamenti.

## 8.5 Reazioni agli appoggi

Nella tabella seguente si riportano le reazioni relative alle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi desunti da entrambi i modelli di calcolo.

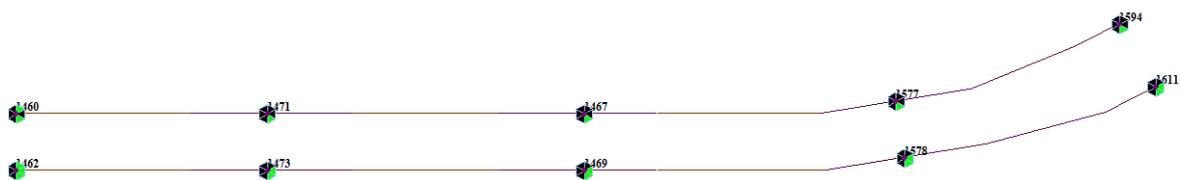
### Rampa A



Numerazione appoggi – Modello globale

Appoggio	Pila/Spalla	Load	Reaz. verticale (kN)	Reaz. longitudinale (kN)	Reaz. Trasversale (kN)
122	S1	INVSLU(max)	-343	540	0
123	S1	INVSLU(max)	-346	507	173
124	P1	INVSLU(max)	-1451	0	383
125	P1	INVSLU(max)	-1431	0	0
126	P2	INVSLU(max)	-1451	0	390
127	P2	INVSLU(max)	-1401	0	0
128	P3	INVSLU(max)	-1693	0	290
129	P3	INVSLU(max)	-1473	0	0
130	P4	INVSLU(max)	-565	0	258
131	P4	INVSLU(max)	-357	0	0
131	S1	INVSLU(min)	-1909	0	0
130	S1	INVSLU(min)	-1716	0	-403
129	P1	INVSLU(min)	-3473	0	0
128	P1	INVSLU(min)	-3532	0	-353
127	P2	INVSLU(min)	-3427	0	0
126	P2	INVSLU(min)	-3564	0	-365
125	P3	INVSLU(min)	-3472	0	0
124	P3	INVSLU(min)	-3479	0	-400
123	P4	INVSLU(min)	-1758	-159	-162
122	P4	INVSLU(min)	-1766	-201	0
131	S1	INVSLV(max)	-179	0	0
130	S1	INVSLV(max)	-285	0	813
129	P1	INVSLV(max)	-938	0	0
128	P1	INVSLV(max)	-1009	0	682
127	P2	INVSLV(max)	-834	0	0
126	P2	INVSLV(max)	-865	0	1120
125	P3	INVSLV(max)	-796	0	0
124	P3	INVSLV(max)	-828	0	733
123	P4	INVSLV(max)	-165	1246	429
122	P4	INVSLV(max)	-164	1245	0
122	S1	INVSLV(min)	-631	-1247	0
123	S1	INVSLV(min)	-626	-1242	-422
124	P1	INVSLV(min)	-1693	0	-744
125	P1	INVSLV(min)	-1714	0	0
126	P2	INVSLV(min)	-1707	0	-1109
127	P2	INVSLV(min)	-1611	0	0
128	P3	INVSLV(min)	-1716	0	-700
129	P3	INVSLV(min)	-1580	0	0
130	P4	INVSLV(min)	-772	0	-802
131	P4	INVSLV(min)	-609	0	0

Reazioni appoggi – Modello globale



*Numerazione appoggi – Modello impalcato*

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1460	SLU1(all)	-589	0	1645
1462	SLU1(all)	-690	165	1506
1467	SLU1(all)	0	0	3400
1469	SLU1(all)	0	243	3198
1471	SLU1(all)	0	0	3494
1473	SLU1(all)	0	297	3260
1577	SLU1(all)	0	0	3602
1578	SLU1(all)	0	315	3431
1594	SLU1(all)	0	0	1581
1611	SLU1(all)	0	121	1519
1460	SLU2(all)	610	0	1712
1462	SLU2(all)	-703	-207	1448
1467	SLU2(all)	0	0	3550
1469	SLU2(all)	0	-275	3050
1471	SLU2(all)	0	0	3617
1473	SLU2(all)	0	-247	3131
1577	SLU2(all)	0	0	3737
1578	SLU2(all)	0	-270	3288
1594	SLU2(all)	0	0	1618
1611	SLU2(all)	0	-134	1489
1460	SLU3(all)	-437	0	1153
1462	SLU3(all)	-441	159	1129
1467	SLU3(all)	0	0	2461
1469	SLU3(all)	0	305	2503
1471	SLU3(all)	0	0	2594
1473	SLU3(all)	0	321	2607
1577	SLU3(all)	0	0	2696
1578	SLU3(all)	0	340	2765
1594	SLU3(all)	0	0	1140
1611	SLU3(all)	0	129	1195
1460	SLU4(all)	387	0	1250
1462	SLU4(all)	-455	-185	1047
1467	SLU4(all)	0	0	2677
1469	SLU4(all)	0	-329	2289
1471	SLU4(all)	0	0	2771
1473	SLU4(all)	0	-287	2419
1577	SLU4(all)	0	0	2891
1578	SLU4(all)	0	-314	2560
1594	SLU4(all)	0	0	1192
1611	SLU4(all)	0	-133	1153

*Reazioni appoggi – Modello impalcato*

**Rampa B**



*Numerazione appoggi – Modello globale*

Appoggio	Pila/Spalla	Load	Reaz. verticale (kN)	Reaz. longitudinale (kN)	Reaz. Trasversale (kN)
130	S2	INVSLU(max)	-396	245	259
133	S2	INVSLU(max)	-379	0	185
138	P6	INVSLU(max)	-1688	0	0
141	P6	INVSLU(max)	-2039	400	0
142	P5	INVSLU(max)	-402	0	0
147	P5	INVSLU(max)	-715	384	0
130	S2	INVSLU(min)	-1898	-231	-451
133	S2	INVSLU(min)	-1874	0	-518
138	P6	INVSLU(min)	-3547	0	0
141	P6	INVSLU(min)	-3971	-317	0
142	P5	INVSLU(min)	-1951	0	0
147	P5	INVSLU(min)	-1855	-182	0
130	S2	INVSLV(max)	-224	448	853
133	S2	INVSLV(max)	-227	0	763
138	P6	INVSLV(max)	-1015	0	0
141	P6	INVSLV(max)	-1196	719	0
142	P5	INVSLV(max)	-295	0	0
147	P5	INVSLV(max)	-427	532	0
130	S2	INVSLV(min)	-677	-441	-810
133	S2	INVSLV(min)	-646	0	-806
138	P6	INVSLV(min)	-1674	0	0
141	P6	INVSLV(min)	-1970	-725	0
142	P5	INVSLV(min)	-550	0	0
147	P5	INVSLV(min)	-792	-533	0

*Reazioni appoggi – Modello globale*



*Numerazione appoggi – Modello impalcato*

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1828	SLU1(all)	-588	0	1761
1830	SLU1(all)	-646	-168	1684
1869	SLU1(all)	0	-296	3929
1870	SLU1(all)	0	0	3762
1982	SLU1(all)	0	0	1595
1984	SLU1(all)	0	-89	1556
1828	SLU2(all)	620	0	1830
1830	SLU2(all)	-700	201	1617
1869	SLU2(all)	0	255	3794
1870	SLU2(all)	0	0	3891
1982	SLU2(all)	0	0	1635
1984	SLU2(all)	0	106	1519
1828	SLU3(all)	-406	0	1221
1830	SLU3(all)	-382	-166	1259
1869	SLU3(all)	0	-330	3131
1870	SLU3(all)	0	0	2910
1982	SLU3(all)	0	0	1185
1984	SLU3(all)	0	-115	1190
1828	SLU4(all)	385	0	1322
1830	SLU4(all)	-461	187	1163
1869	SLU4(all)	0	304	2936
1870	SLU4(all)	0	0	3095
1982	SLU4(all)	0	0	1243
1984	SLU4(all)	0	125	1136

*Reazioni appoggi – Modello impalcato*

## 9. Verifiche della soletta B=8.10m

### 9.1 Descrizione

Come già descritto in precedenza, il viadotto in oggetto è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo. In particolare, si prevede di realizzare una soletta in c.a. gettata in opera di spessore 30 cm, utilizzando quale cassatura predalles autoportanti munite di armature a traliccio. Tali predalles sono costituite da lastre di spessore 6 cm e larghezza 240 cm, ognuna dotata di 6 tralicci disposti ad interasse di circa 40 cm. Queste vengono poggiate sulla piattabanda superiore delle due travi.

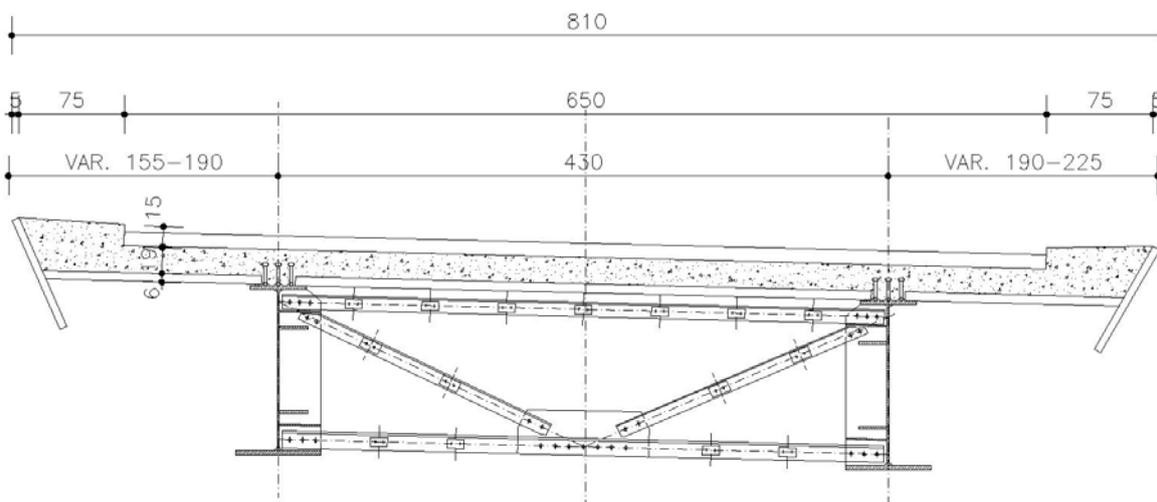
Dopo la posa delle predalle, asolate in corrispondenza delle piattabande delle travi, si provvede alla posa dell'armatura trasversale e longitudinale della soletta e quindi al getto di quest'ultima fino a raggiungere lo spessore di progetto.

In base alla modalità costruttiva, si distinguono due fasi di funzionamento strutturale:

- 1<sup>a</sup> fase: getto della soletta sostenuta dalle predalles;
- 2<sup>a</sup> fase: maturazione della soletta sulla quale agiscono il peso proprio delle finiture (cordoli, barriere, pavimentazione) e i sovraccarichi variabili.

La figura seguente sintetizza le caratteristiche geometriche relative alla soletta del tratto tipo di impalcato largo 8.10m.

#### SEZIONE TIPO



**Figura 74** – Sezione di calcolo soletta

La variabilità degli sbalzi è dovuta al fatto che l'impalcato è piani metricamente curvilineo, mentre i conchi della carpenteria metallica sono rettilinei. Nei calcoli si considera il caso più gravoso con sbalzi da 1.55m e 2.25m.

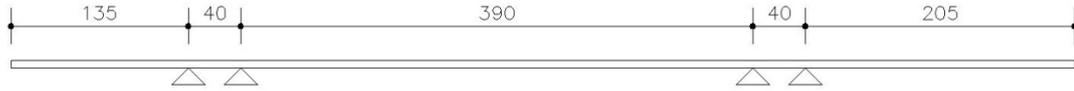
Al fine di realizzare la pendenza trasversale di progetto vengono saldate, sulle piattabande superiori, delle piattine in acciaio. Pertanto, in prima fase lo schema di calcolo adottato è quello di trave su quattro appoggi.

Nel seguito si riportano gli schemi di calcolo e le verifiche significative degli elementi strutturali relativamente alle due fasi descritte

## 9.2 Verifica della predalla (1<sup>a</sup> fase)

### 9.2.1 Geometri e carichi

Semplificando la geometria delle velette inclinate considerandole verticali, lo schema statico è quello di trave su quattro appoggi secondo le dimensioni riportate in figura.



*Figura 75 – Schema di calcolo fase 1*

Le caratteristiche della predalla sono:

- larghezza: 240 cm
- lunghezza: 800 cm
- spessore: 6 cm
- numero tralicci per lastra: 6
- tralicci: H = 12.5 cm (10/12/12)

L'analisi dei carichi, condotta per la striscia di 2.40 m , prevede:

- peso proprio lastra:  $q_1 = 0.06 \cdot 2.40 \cdot 25 = 3.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- peso getto soletta:  $q_2 = 0.19 \cdot 2.40 \cdot 25 = 11.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- peso mezzi d'opera (1 kN/m<sup>2</sup>):  $q_3 = 1.00 \cdot 2.40 = 2.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- veletta:  $Q_4 = 0.05 \cdot 0.84 \cdot 2.40 \cdot 25 = 2.52 \text{ kN}$

Si considerano 2 fasi di carico:

- peso lastra prefabbricata + getto e peso dei mezzi d'opera nella zona tra le travi metalliche. fino ad 50 cm sugli sbalzi laterali dall'asse della trave. Si verifica la predalla in corrispondenza del massimo momento in campata e in corrispondenza dell'asolatura sulla trave.
- ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di Rck), completamento del getto dello sbalzo.

Di seguito si riportano i diagrammi del momento flettente relativi alla prima fase.

I momenti flettenti si riferiscono ai valori caratteristici dei suddetti carichi.



Figura 76 – Fase 1 – Carichi

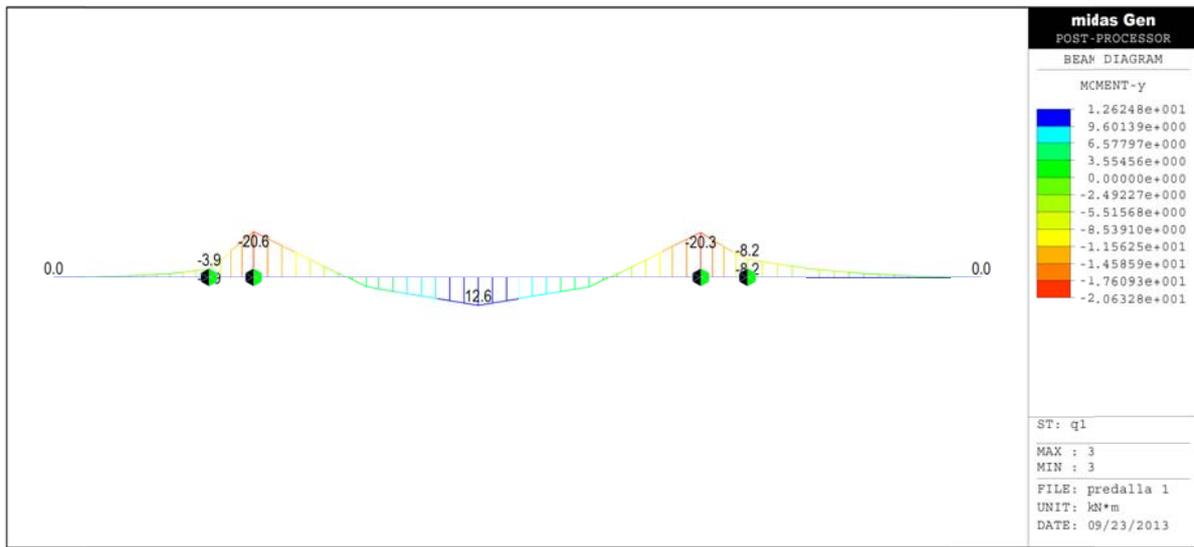


Figura 77 – Fase 1 – Momento flettente

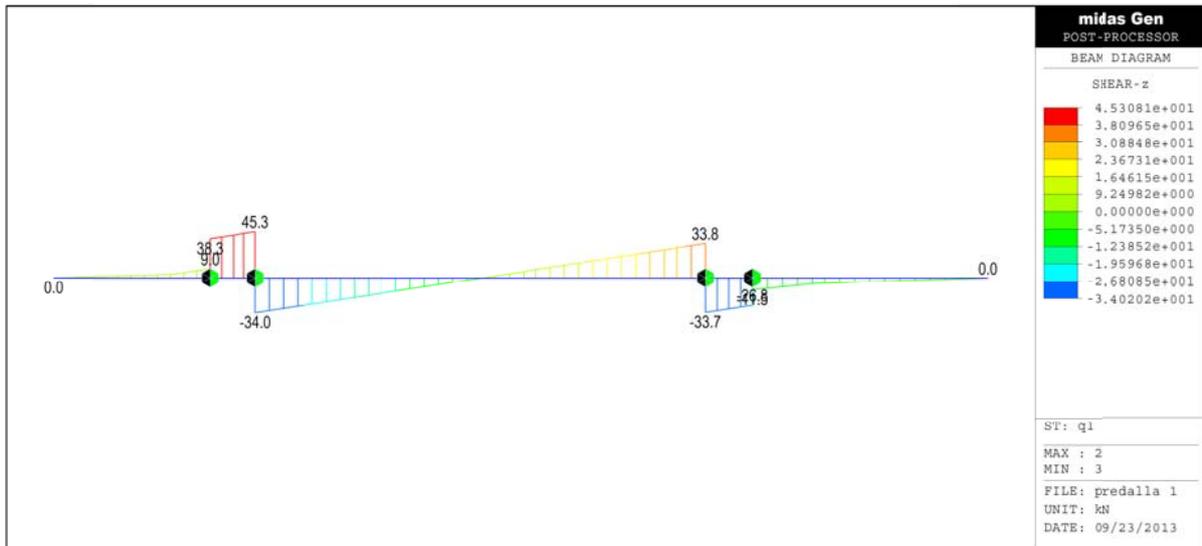


Figura 78 – Fase 1 – Taglio

### 9.2.2 Verifica a flessione e taglio

Con riferimento agli schemi di carico descritti, risulta:

$$M_{\min} = -20.6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 12.6 \text{ kNm}$$

Nelle tabelle seguenti si sintetizzano i risultati delle verifiche a flessione, condotte per le sollecitazioni flettenti riportate. Con riferimento a quanto contenuto in esse si precisa che:

$M_{Ed,\max}$  è il momento massimo;

$M_{Ed,\min}$  è il momento minimo;

$h$  è l'interasse tra i correnti del traliccio;

$N$  è lo sforzo normale sul corrente, che si intende di compressione per il corrente compresso e di trazione per quello teso;

$\phi$ ,  $A$ ,  $n$  sono il diametro, l'area e il numero del corrente del traliccio;

$\phi'$ ,  $A'$ ,  $n'$  sono il diametro, l'area e il numero di eventuali armature aggiuntive;

$L_0$  è la lunghezza libera di inflessione;

$i$  è il raggio di inerzia del corrente;

$\lambda$  è la snellezza del corrente;

$\Omega$  è un coefficiente amplificativo ricavato dalla norma DIN 4114 riferita ai tondi in acciaio;

$\sigma$  è la tensione normale di verifica sul singolo corrente;

FS è il coefficiente di sicurezza, riferito alla tensione di calcolo dell'acciaio  $f_y=360\text{MPa}$ .

MOMENTO POSITIVO		
$M_{Ed,max}$	[kNm]	12.6
h	[mm]	116.0
N	[kN]	108.6
Verifica del corrente superiore		
$\phi$	[mm]	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	113
n	[-]	6
L <sub>0</sub>	[mm]	200
i	[mm]	3
$\lambda$	[-]	66.666667
$\Omega$	[-]	1.72
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	275
FS	[-]	1.31
Verifica del corrente inferiore		
$\phi$	[mm]	10
A	[mm <sup>2</sup> ]	79
n	[-]	12
$\phi$	[mm]	20
A'	[mm <sup>2</sup> ]	314
n'	[-]	12
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	23
FS	[-]	15.61

**Tabella 19** Verifica a momento positivo

MOMENTO NEGATIVO		
$M_{Ed,min}$	[kNm]	-20.6
h	[mm]	116.0
N	[kN]	177.6
Verifica del corrente superiore		
$\phi$	[mm]	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	113
n	[-]	6
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	262
FS	[-]	1.37
Verifica del corrente inferiore		
$\phi$	[mm]	10
A	[mm <sup>2</sup> ]	79
n	[-]	12
$\phi$	[mm]	20
A'	[mm <sup>2</sup> ]	314
n'	[-]	12
L <sub>0</sub>	[mm]	400
i	[mm]	2.5
$\lambda$	[-]	160
$\Omega$	[-]	6.48
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	244
FS	[-]	1.47

**Tabella 20** Verifica a momento negativo

Dai diagrammi riportati si evince che il taglio sollecitante massimo risulti pari a 45.3kN. Di seguito si riporta la relativa verifica a taglio, dove  $\alpha, \beta$  indicano l'inclinazione della staffa rispetto alla verticale nelle due direzioni.

TAGLIO.		
$V_{Ed,max}$	[kN]	45.3
$\phi_{st}$	[mm]	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	113.0
$\alpha$	[°]	39
$\beta$	[°]	23
$h_t$	[mm]	125
$L_0$	[mm]	216
i	[mm]	3
$\lambda$	[-]	72
$\Omega$	[-]	1.62
N	[kN]	6.52
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	93.4
FS	[-]	3.85

**Tabella 21** Verifica a taglio

### 9.3 Verifica della soletta (2<sup>a</sup> fase)

#### 9.3.1 Geometria e carichi

La seconda fase coincide con la completa maturazione della soletta e, pertanto, la sezione trasversale resistente presenta altezza 25 cm. Su di essa agisce, oltre il peso del getto di completamento degli sbalzi, il peso delle finiture (cordoli, pavimentazione, barriere, carter, smaltimento acque), ed i carichi variabili da traffico. Lo schema di calcolo considerato in tale fase è quello di trave su due appoggi, con i relativi sbalzi.

I carichi permanenti considerati, valutati per la fascia di 1 m, sono:

peso proprio soletta:	$q_1 = 0.25 \cdot 25 = 6.25$ KPa
cordoli:	$q_2 = 0.15 \cdot 25 = 3.75$ KPa
pavimentazione:	$q_3 = 3.00$ KPa
barriere e smaltimento acque	$Q_4 = 1.50 \frac{kN}{m}$
rete di protezione	$Q_5 = 0.4 \frac{kN}{m}$
veletta:	$Q_6 = 0.05 \cdot 0.84 \cdot 1.00 \cdot 25 = 1.05 \frac{kN}{m}$

Per quanto riguarda le azioni variabili, sono state considerate agenti i carichi variabili da traffico corrispondenti allo schema 1 del D.M. 14/01/2008. L'analisi dell'impalcato, al fine di massimizzare gli effetti di detti carichi, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo MIDAS GEN.

Inoltre, è stata presa in considerazione una combinazione di carico eccezionale relativa all'urto sulle barriere di un veicolo in svio. In essa, è stato considerato agente in corrispondenza della barriera una coppia per unità di lunghezza pari al momento di plasticizzazione della barriera, il cui valore caratteristico risulta 35.7 kNm. Inoltre, a tale momento è stato associato un carico verticale isolato in adiacenza al cordolo secondo lo schema di carico 2 (200 kN).

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) relativamente ai carichi permanenti portati e alle azioni variabili da traffico. Si precisa che il peso proprio della soletta è stato considerato agente anche in fase 2.

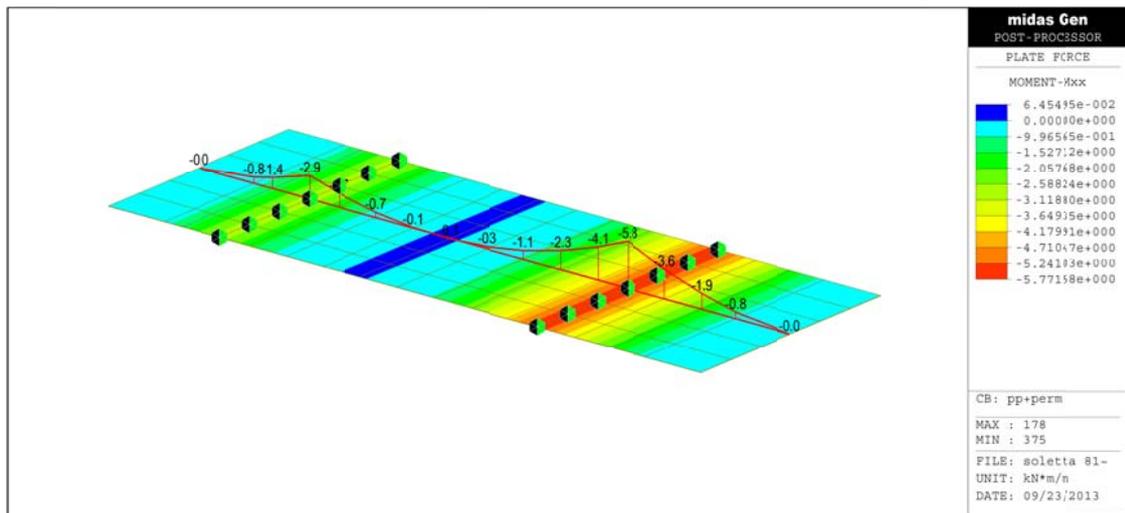


Figura 79 – Peso proprio e carichi permanenti portati – momento flettente

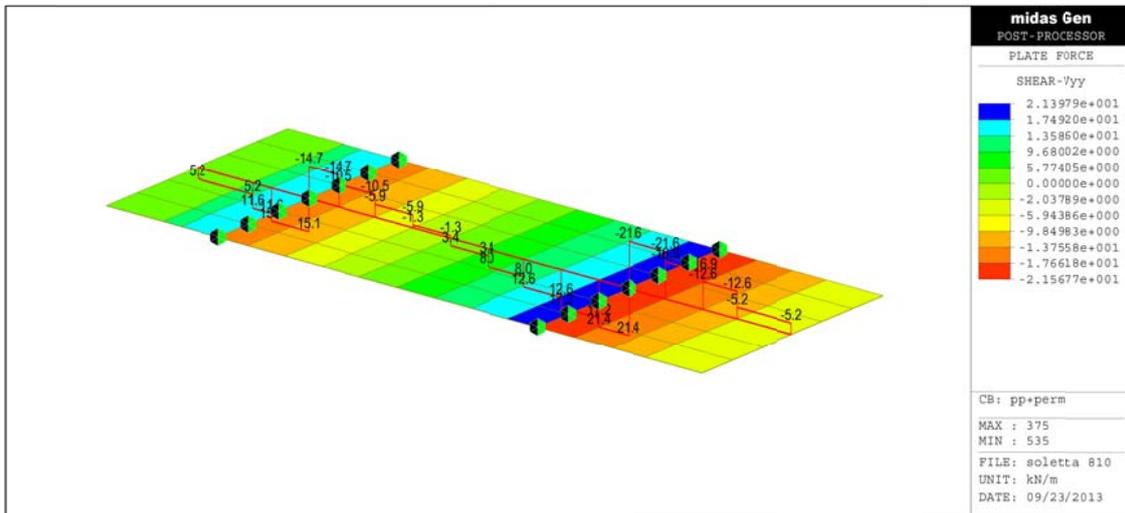


Figura 80 – Peso proprio e carichi permanenti portati – taglio

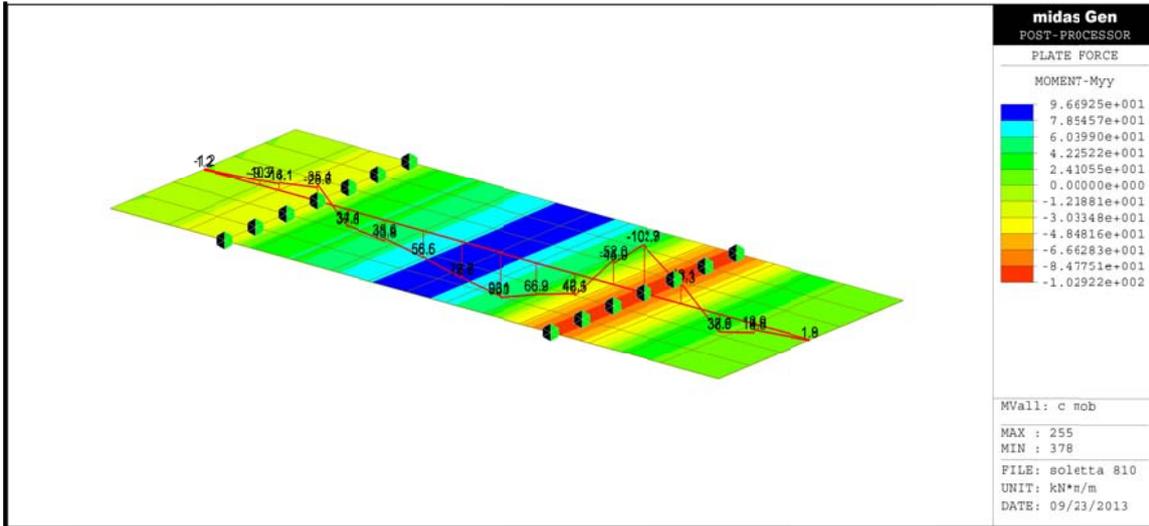


Figura 81 – Azioni variabili da traffico – momento flettente

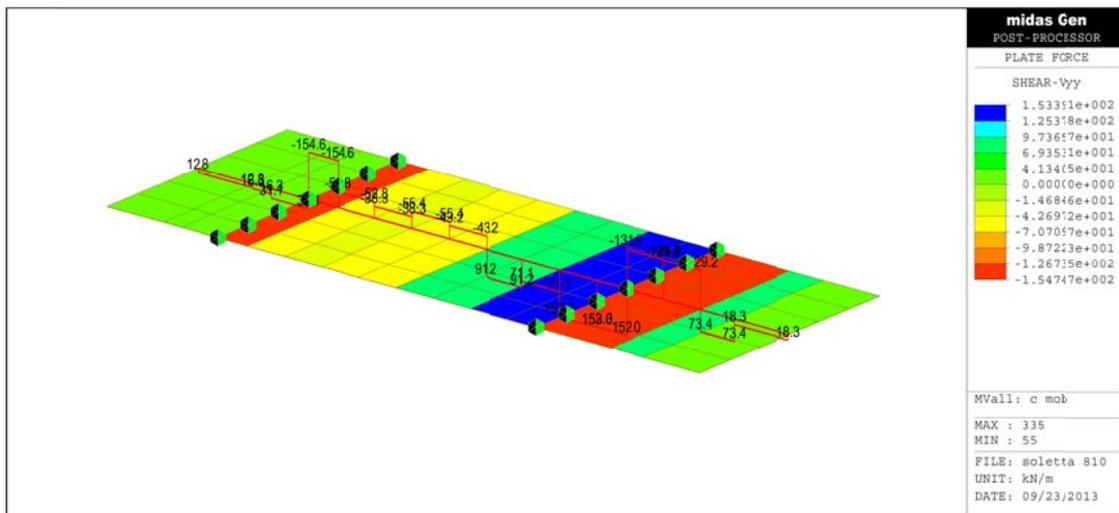


Figura 82 – Azioni variabili da traffico – taglio

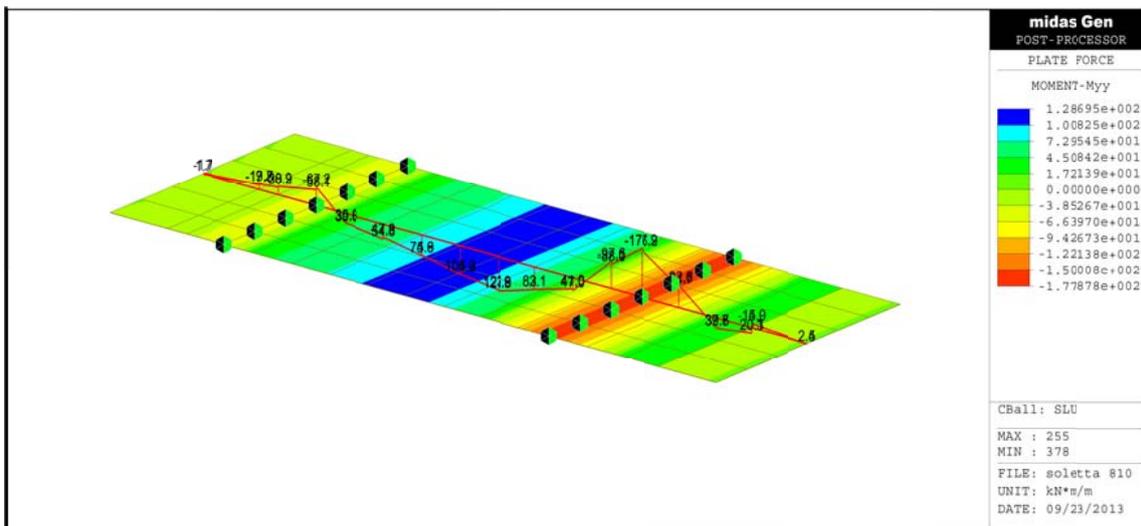


Figura 83 – Combinazione SLU – momento flettente

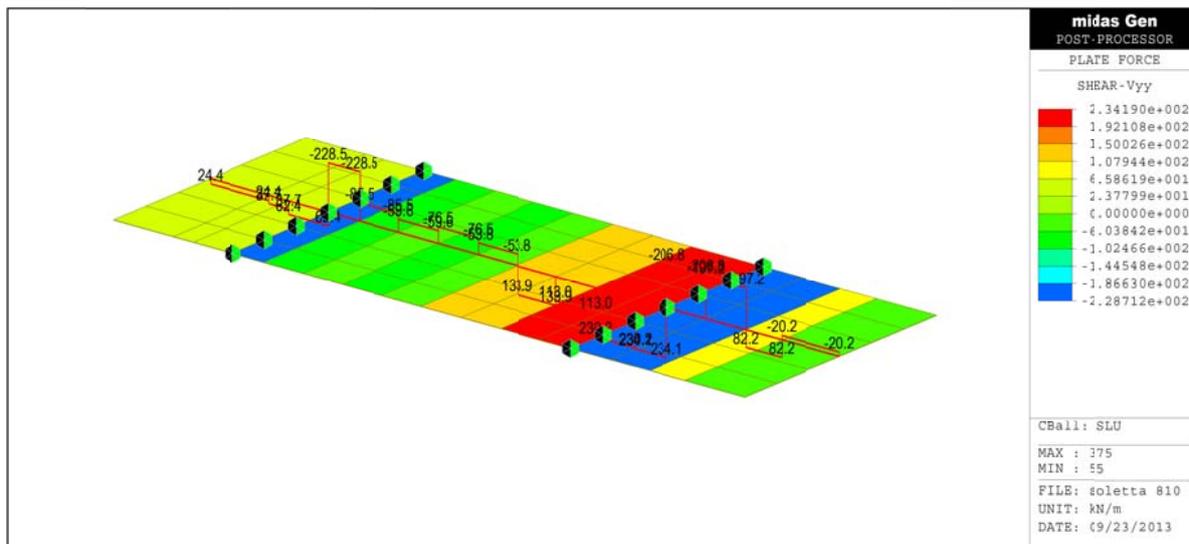


Figura 84 – Combinazione SLU – taglio

### 9.3.2 Verifica a flessione e taglio

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione trasversale risultano:

$$M_{Ed,min} = -176.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 128.7 \text{ kNm}$$

L'armatura trasversale è costituita da:

armatura superiore:  $\Phi 20/20$  cm corrente +  $\Phi 18/20$  cm agli appoggi;

armatura inferiore:  $\Phi 20/20$  cm nella predalle +  $\Phi 12/20$  cm in mezzzeria.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5
			2	15.71	20
			3	5.65	18

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 144.5 kN m

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 10.26 ‰  
d 20 cm  
x 5.087 x/d 0.2544 δ 0.7579

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 85 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5
			2	15.71	20
			3	12.72	5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -191 kN m

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 8.381 ‰  
d 20 cm  
x 5.892 x/d 0.2946 δ 0.8082

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 86 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio massimo risulta pari a:

$$V_{Ed,max} = 234.2 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio viene valutata come:

$$V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot (f_{yd} - \sigma_1) \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha = 292.0 \text{ kN}$$

Dove:

$d=156 \text{ mm}$  è l'altezza utile della sezione;

$A_{sw}=113 \times 5 \text{ mm}^2$  è l'area di armatura trasversale per metro;

$s=200 \text{ mm}$  è il passo delle barre;

$f_{yd}=391.3 \text{ MPa}$  è la tensione di calcolo dell'acciaio;

$\sigma_1=77.9 \text{ MPa}$  è la tensione sopportata dalla staffa in prima fase;

$\alpha=39^\circ$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della soletta;

$\text{ctg } \theta=2.5$ .

La verifica risulta soddisfatta.

In direzione longitudinale, si verifica la sezione considerando il 25% dei momenti flettenti trasversali, così da avere:

$$M_{Ed,min} = -44.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 32.2 \text{ kNm}$$

L'armatura longitudinale è costituita da:

Armatura superiore:  $\Phi 16/20 \text{ cm}$

Armatura inferiore:  $\Phi 12/20 \text{ cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	19	1	10.05	6.5
			2	5.65	16.5

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

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

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 52.26 kNm  
 σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 11.6 ‰  
 d 16.5 cm  
 x 3.825 x/d 0.2318  
 δ 0.7298

Figura 87 – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	19	1	10.05	6.5
			2	5.65	16.5

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

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

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -45.16 kNm  
 σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 14.19 ‰  
 d 12.5 cm  
 x 2.474 x/d 0.1979  
 δ 0.7

Figura 88 – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 9.3.3 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico frequent. Da essa risulta che:

$$M_{Ed,min} = -106.0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 71.1 \text{ kNm}$$

Tali momenti sono riferiti alla fascia di 1 m

#### VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
<b>Comb.</b>	Frequente		
Materiali			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.79 MPa $f_{ck}$ 37.35 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
$M_{Ed}$	106 kNm	Sollecitazione flettente	
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)	
$c$	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
$H$	250 mm	Altezza totale della sezione	
$B$	1000 mm	Base della sezione	
$d$	200 mm	Altezza utile della sezione	
$A_s$	2970 mm <sup>2</sup>	Armatura tesa	
$A's$	1570 mm <sup>2</sup>	Armatura compressa	
$n$	7	Omogeneizzazione acciaio/clc compr.	
$y$	125 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
$A^*$	281780 mm <sup>2</sup>	Area omogeneizzata	
$I^*$	1.4808E+09 mm <sup>4</sup>	Inerzia omogeneizzata	
$M_{fess}$	<b>33.09</b> kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
<b>SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE</b>			

**VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)**

<b>Tipo di combinazione SLE</b>					
<b>Comb.</b>	Frequente				
<b>Materiali</b>					
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctm}$	3.35	MPa	<b>Ec</b> 34625 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450	MPa	<b>Es</b> 210000 MPa
					$\alpha_e$ 6.06
<b>Ipotesi di calcolo</b>					
Cond. ambientali	Aggressive				
Tipo di armature	Poco sensibili				
Tipi di carichi	Lunga durata				
<b>Sollecitazioni e caratteristiche della sezione</b>					
$M_{Ed}$	106 kNm	Sollecitazione flettente			
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)			
<b>B</b>	1000 mm	<b>d</b>	200 mm		
<b>h</b>	250 mm	$h_{c,eff}$	59.9 mm		
<b>x</b>	70 mm	$A_{c,eff}$	59892.4 mm <sup>2</sup>		
<b>ricopr.</b>	40.5 mm				
<b>Caratteristiche dell'armatura tesa</b>					
<b>Spaziatura</b>	100 mm	$A_s$	2833.85 mm <sup>2</sup>		
<b>n. ferri</b>	10	$\rho_{eff}$	0.047		
$\phi$	19 mm	$\sigma_s$	204.69 MPa		
<b>Calcolo della deformazione unitaria media delle barre</b>					
$k_t$	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi				
$\varepsilon_{sm}$	0.0008011 deformazione unitaria media delle barre				
<b>Calcolo della distanza massima tra le fessure</b>					
$5(c+\phi/2)$	250 mm	> della spaziatura fra i ferri			
$k_1$	0.8				
$k_2$	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)			
$k_3$	3.4				
$k_4$	0.425				
$\Delta_{smax}$	205.96 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure		
<b>Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica</b>					
$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.165 mm	(Eq. C.4.1.15)			
$w_{amm}$	0.300 mm	> $w_d$ : LA VERIFICA E' SODDISFATTA			

Figura 89 – Verifica a apertura delle fessure – momento negativo

**VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)**

Tipo di combinazione SLE			
<b>Comb.</b>	Frequente		
Materiali			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.79 MPa $f_{ck}$ 37.35 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
<b><math>M_{Ed}</math></b>	71.1	kNm	Sollecitazione flettente
<b><math>N_{Ed}</math></b>	0	kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)
<b><math>c</math></b>	50	mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo
<b><math>H</math></b>	250	mm	Altezza totale della sezione
<b><math>B</math></b>	1000	mm	Base della sezione
<b><math>d</math></b>	200	mm	Altezza utile della sezione
<b><math>A_s</math></b>	1570	mm <sup>2</sup>	Armatura tesa
<b><math>A's</math></b>	1570	mm <sup>2</sup>	Armatura compressa
<b><math>n</math></b>	7		Omogeneizzazione acciaio/cls compr.
<b><math>y</math></b>	125	mm	Posizione del baricentro
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
<b><math>A^*</math></b>	271980	mm <sup>2</sup>	Area omogeneizzata
<b><math>I^*</math></b>	1.4257E+09	mm <sup>4</sup>	Inerzia omogeneizzata
<b><math>M_{fess}</math></b>	<b>31.86</b>	kNm	Momento di prima fessurazione < $M_{Ed}$
<b>SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE</b>			

**VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)**

<b>Tipo di combinazione SLE</b>			
<b>Comb.</b>	Frequente		
<b>Materiali</b>			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctm}$	3.35 MPa
		$E_c$	34625 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450 MPa
		$E_s$	210000 MPa
		$\alpha_e$	6.06
<b>Ipotesi di calcolo</b>			
Cond. ambientali	Aggressive		
Tipo di armature	Poco sensibili		
Tipi di carichi	Lunga durata		
<b>Sollecitazioni e caratteristiche della sezione</b>			
$M_{Ed}$	71.1 kNm	Sollecitazione flettente	
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)	
$B$	1000 mm	$d$	200 mm
$h$	250 mm	$h_{c,eff}$	64.9 mm
$x$	55 mm	$A_{c,eff}$	64887.2 mm <sup>2</sup>
<b>ricopr.</b>	40 mm		
<b>Caratteristiche dell'armatura tesa</b>			
<b>Spaziatura</b>	200 mm	$A_s$	1570 mm <sup>2</sup>
<b>n. ferri</b>	5	$\rho_{eff}$	0.024
$\phi$	20 mm	$\sigma_s$	251.05 MPa
<b>Calcolo della deformazione unitaria media delle barre</b>			
$k_t$	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
$\varepsilon_{sm}$	0.0008929 deformazione unitaria media delle barre		
<b>Calcolo della distanza massima tra le fessure</b>			
$5(c + \phi / 2)$	250 mm	> della spaziatura fra i ferri	
$k_1$	0.8		
$k_2$	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
$k_3$	3.4		
$k_4$	0.425		
$\Delta_{smax}$	276.52 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
<b>Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica</b>			
$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.247 mm	(Eq. C.4.1.15)	
$w_{amm}$	0.300 mm	> $w_d$ : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 90 – Verifica a apertura delle fessure – momento positivo

## 10. Verifiche della Soletta B=9.70m

### 10.1 Descrizione

Come già descritto in precedenza, il viadotto in oggetto è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo. In particolare, si prevede di realizzare una soletta in c.a. gettata in opera di spessore 30 cm, utilizzando quale cassatura predalles autoportanti munite di armature a traliccio. Tali predalles sono costituite da lastre di spessore 6 cm e larghezza 240 cm, ognuna dotata di 6 tralicci disposti ad interasse di circa 40 cm. Queste vengono poggiate sulla piattabanda superiore delle due travi.

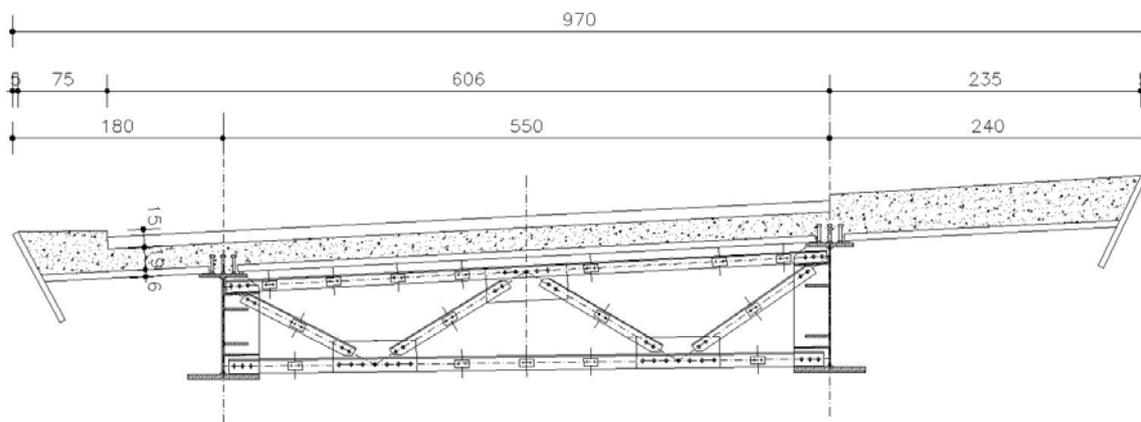
Dopo la posa delle predalle, asolate in corrispondenza delle piattabande delle travi, si provvede alla posa dell'armatura trasversale e longitudinale della soletta e quindi al getto di quest'ultima fino a raggiungere lo spessore di progetto.

In base alla modalità costruttiva, si distinguono due fasi di funzionamento strutturale:

- 1<sup>a</sup> fase: getto della soletta sostenuta dalle predalles;
- 2<sup>a</sup> fase: maturazione della soletta sulla quale agiscono il peso proprio delle finiture (cordoli, barriere, pavimentazione) e i sovraccarichi variabili.

La figura seguente sintetizza le caratteristiche geometriche relative alla soletta del tratto di massima larghezza pari a 9.70m.

SEZIONE IN ALLARGAMENTO



**Figura 91** – Sezione di calcolo soletta

La variabilità degli sbalzi è dovuta al fatto che l'impalcato è piani metricamente curvilineo, mentre i conchi della carpenteria metallica sono rettilinei. Nei calcoli si considera il caso più gravoso con sbalzi da 1.55m e 2.25m.

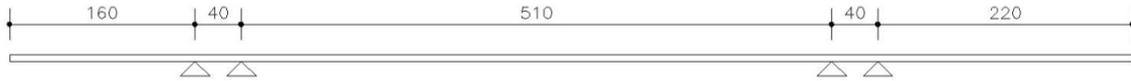
Al fine di realizzare la pendenza trasversale di progetto vengono saldate, sulle piattabande superiori, delle piattine in acciaio. Pertanto, in prima fase lo schema di calcolo adottato è quello di trave su quattro appoggi.

Nel seguito si riportano gli schemi di calcolo e le verifiche significative degli elementi strutturali relativamente alle due fasi descritte

## 10.2 Verifica della predalla (1<sup>a</sup> fase)

### 10.2.1 Geometri e carichi

Semplificando la geometria delle velette inclinate considerandole verticali, lo schema statico è quello di trave su quattro appoggi secondo le dimensioni riportate in figura.



**Figura 92** – Schema di calcolo fase 1

Le caratteristiche della predalla sono:

- larghezza: 240 cm
- lunghezza: 960 cm
- spessore: 6 cm
- numero tralicci per lastra: 6
- tralicci: H = 12.5 cm (12/14/14)

L'analisi dei carichi, condotta per la striscia di 2.40 m , prevede:

- peso proprio lastra:  $q_1 = 0.06 \cdot 2.40 \cdot 25 = 3.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- peso getto soletta:  $q_2 = 0.19 \cdot 2.40 \cdot 25 = 11.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- peso mezzi d'opera (1 kN/m<sup>2</sup>):  $q_3 = 1.00 \cdot 2.40 = 2.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- veletta:  $Q_4 = 0.05 \cdot 0.84 \cdot 2.40 \cdot 25 = 2.52 \text{ kN}$

Si considerano 2 fasi di carico:

- peso lastra prefabbricata + getto e peso dei mezzi d'opera nella zona tra le travi metalliche. fino ad 50 cm sugli sbalzi laterali dall'asse della trave. Si verifica la predalla in corrispondenza del massimo momento in campata e in corrispondenza dell'asolatura sulla trave.
- ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di Rck), completamento del getto dello sbalzo.

Di seguito si riportano i diagrammi del momento flettente relativi alla prima fase.

I momenti flettenti si riferiscono ai valori caratteristici dei suddetti carichi.



Figura 93 – Fase 1 – Carichi

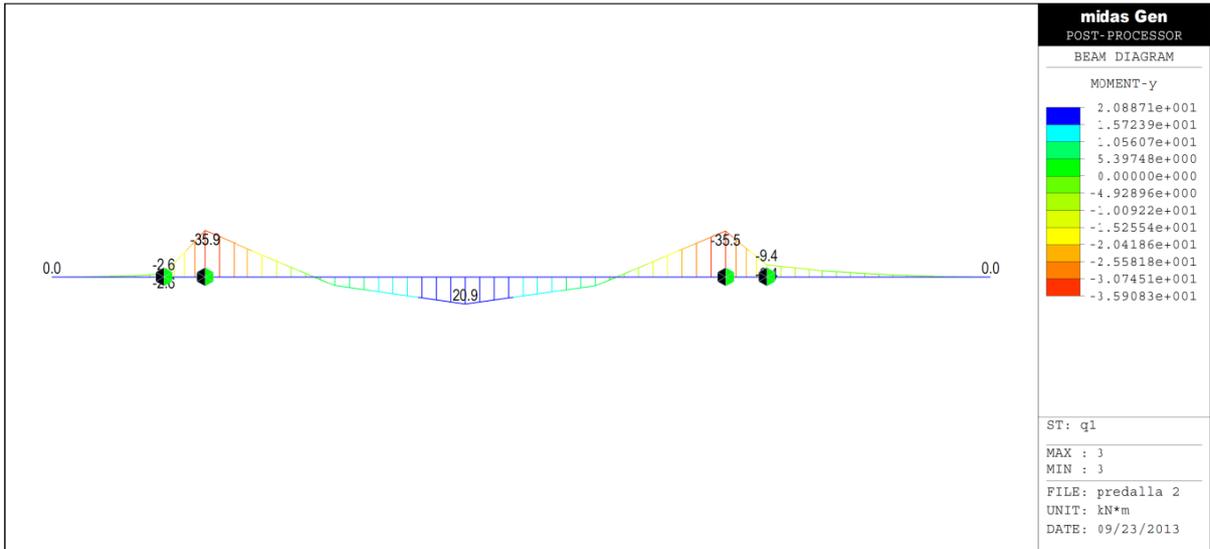


Figura 94 – Fase 1 – Momento flettente

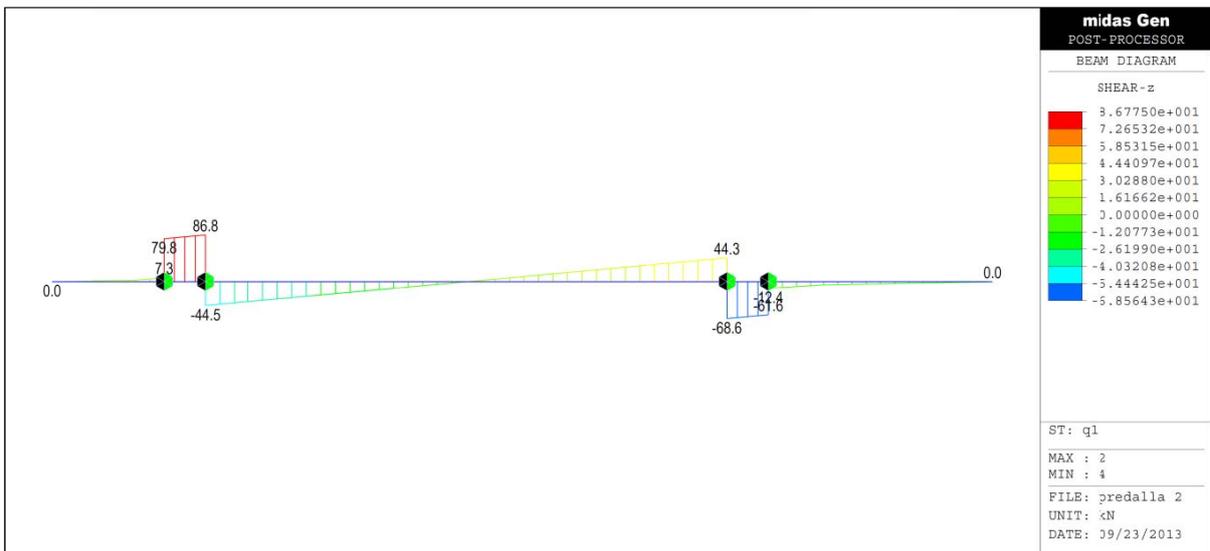


Figura 95 – Fase 1 – Taglio

### 10.2.2 Verifica a flessione e taglio

Con riferimento agli schemi di carico descritti, risulta:

$$M_{\min} = -35.9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 20.9 \text{ kNm}$$

Nelle tabelle seguenti si sintetizzano i risultati delle verifiche a flessione, condotte per le sollecitazioni flettenti riportate. Con riferimento a quanto contenuto in esse si precisa che:

$M_{Ed,\max}$  è il momento massimo;

$M_{Ed,\min}$  è il momento minimo;

$h$  è l'interasse tra i correnti del traliccio;

$N$  è lo sforzo normale sul corrente, che si intende di compressione per il corrente compresso e di trazione per quello teso;

$\phi$ ,  $A$ ,  $n$  sono il diametro, l'area e il numero del corrente del traliccio;

$\phi'$ ,  $A'$ ,  $n'$  sono il diametro, l'area e il numero di eventuali armature aggiuntive;

$L_0$  è la lunghezza libera di inflessione;

$i$  è il raggio di inerzia del corrente;

$\lambda$  è la snellezza del corrente;

$\Omega$  è un coefficiente amplificativo ricavato dalla norma DIN 4114 riferita ai tondi in acciaio;

$\sigma$  è la tensione normale di verifica sul singolo corrente;

$FS$  è il coefficiente di sicurezza, riferito alla tensione di calcolo dell'acciaio  $f_y=360\text{MPa}$ .

MOMENTO POSITIVO		
$M_{Ed,max}$	[kNm]	20.9
h	[mm]	116.0
N	[kN]	180.2
Verifica del corrente superiore		
$\phi$	[mm]	14
A	[mm <sup>2</sup> ]	154
n	[-]	6
$L_0$	[mm]	200
i	[mm]	3.5
$\lambda$	[-]	57.142857
$\Omega$	[-]	1.37
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	267
FS	[-]	1.35
Verifica del corrente inferiore		
$\phi$	[mm]	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	113
n	[-]	12
$\phi$	[mm]	20
A'	[mm <sup>2</sup> ]	314
n'	[-]	12
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35
FS	[-]	10.24

**Tabella 22** Verifica a momento positivo

MOMENTO NEGATIVO		
$M_{Ed,min}$	[kNm]	-35.9
h	[mm]	116.0
N	[kN]	309.5
Verifica del corrente superiore		
$\phi$	[mm]	14
A	[mm <sup>2</sup> ]	154
n	[-]	6
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	335
FS	[-]	1.07
Verifica del corrente inferiore		
$\phi$	[mm]	12
A	[mm <sup>2</sup> ]	113
n	[-]	12
$\phi$	[mm]	20
A'	[mm <sup>2</sup> ]	314
n'	[-]	12
$L_0$	[mm]	400
i	[mm]	3
$\lambda$	[-]	133
$\Omega$	[-]	4.48
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	271
FS	[-]	1.33

**Tabella 23** Verifica a momento negativo

Dai diagrammi riportati si evince che il taglio sollecitante massimo risulti pari a 86.8 kN. Di seguito si riporta la relativa verifica a taglio, dove  $\alpha, \beta$  indicano l'inclinazione della staffa rispetto alla verticale nelle due direzioni.

TAGLIO.		
$V_{Ed,max}$	[kN]	86.8
$\phi_{st}$	[mm]	14
A	[mm <sup>2</sup> ]	153.9
$\alpha$	[°]	39
$\beta$	[°]	23
$h_t$	[mm]	125
$L_0$	[mm]	216
i	[mm]	3.5
$\lambda$	[-]	62
$\Omega$	[-]	1.43
N	[kN]	12.49
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	116.1
FS	[-]	3.10

**Tabella 24** Verifica a taglio

### 10.3 Verifica della soletta (2<sup>a</sup> fase)

#### 10.3.1 Geometria e carichi

La seconda fase coincide con la completa maturazione della soletta e, pertanto, la sezione trasversale resistente presenta altezza 25 cm. Su di essa agisce, oltre il peso del getto di completamento degli sbalzi, il peso delle finiture (cordoli, pavimentazione, barriere, carter, smaltimento acque), ed i carichi variabili da traffico. Lo schema di calcolo considerato in tale fase è quello di trave su due appoggi, con i relativi sbalzi.

I carichi permanenti considerati, sono:

peso proprio soletta:  $q_1 = 0.25 \cdot 25 = 6.25$  KPa

cordoli:  $q_2 = 0.15 \cdot 25 = 3.75$  KPa

pavimentazione:  $q_3 = 3.00$  KPa

barriere e smaltimento acque  $Q_4 = 1.50 \frac{kN}{m}$

rete di protezione  $Q_5 = 0.4 \frac{kN}{m}$

veletta:  $Q_6 = 0.05 \cdot 0.84 \cdot 1.00 \cdot 25 = 1.05 \frac{kN}{m}$

Per quanto riguarda le azioni variabili, sono state considerate agenti i carichi variabili da traffico corrispondenti allo schema 1 del D.M. 14/01/2008. L'analisi dell'impalcato, al fine di massimizzare gli effetti di detti carichi, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo MIDAS GEN.

Inoltre, è stata presa in considerazione una combinazione di carico eccezionale relativa all'urto sulle barriere di un veicolo in svio. In essa, è stato considerato agente in

corrispondenza della barriera una coppia per unità di lunghezza pari al momento di plasticizzazione della barriera, il cui valore caratteristico risulta 35.7 kNm. Inoltre, a tale momento è stato associato un carico verticale isolato in adiacenza al cordolo secondo lo schema di carico 2 (200 kN).

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) relativamente ai carichi permanenti portati e alle azioni variabili da traffico. Si precisa che il peso proprio della soletta è stato considerato agente anche in fase 2.

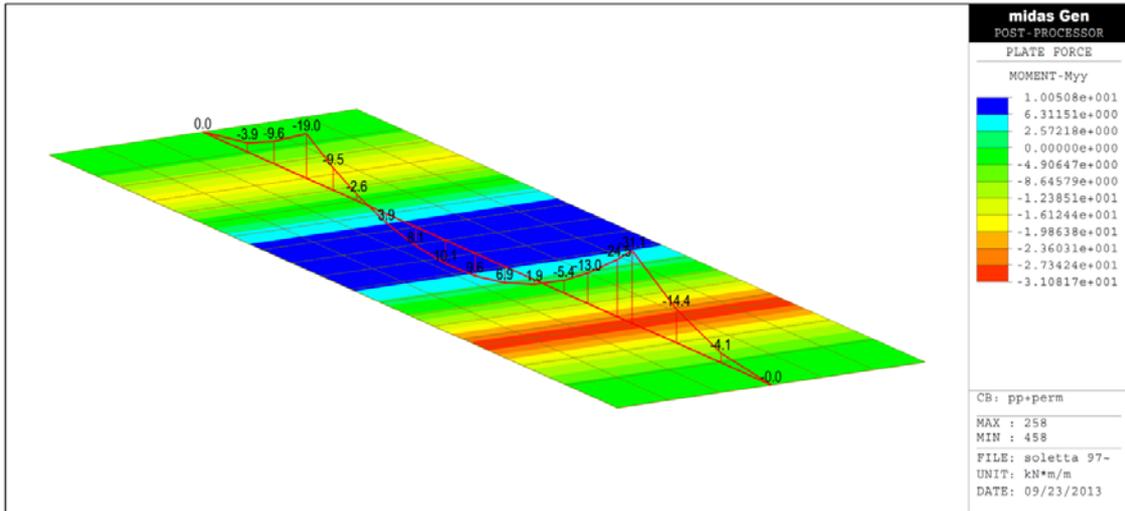


Figura 96 – Peso proprio e carichi permanenti portati – momento flettente

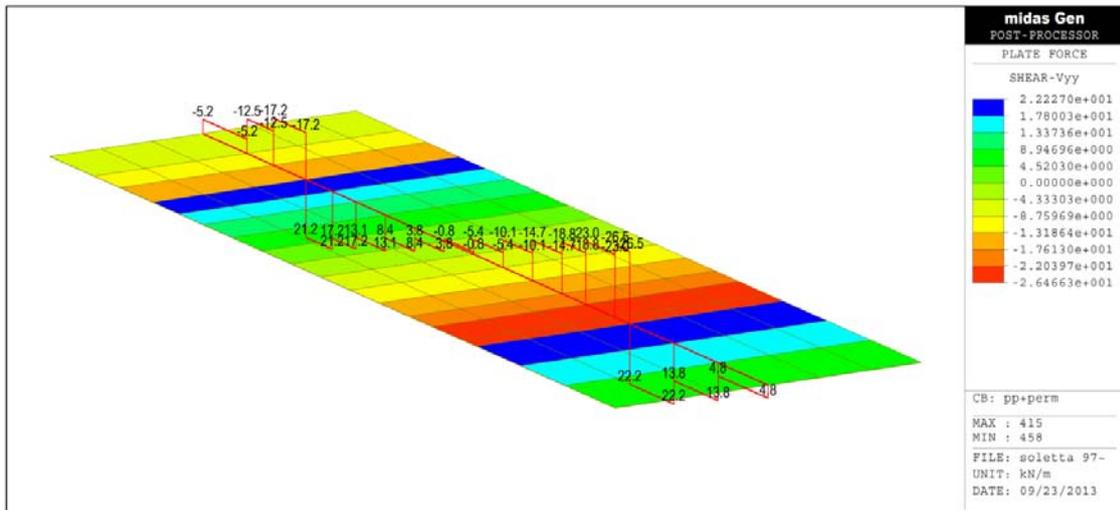


Figura 97 – Peso proprio e carichi permanenti portati – taglio

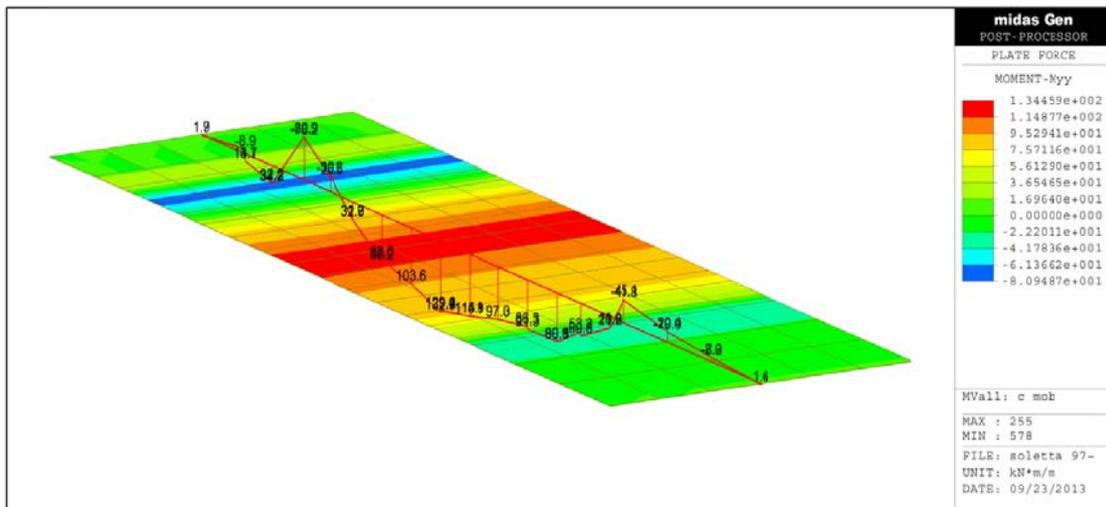


Figura 98 – Azioni variabili da traffico – momento flettente

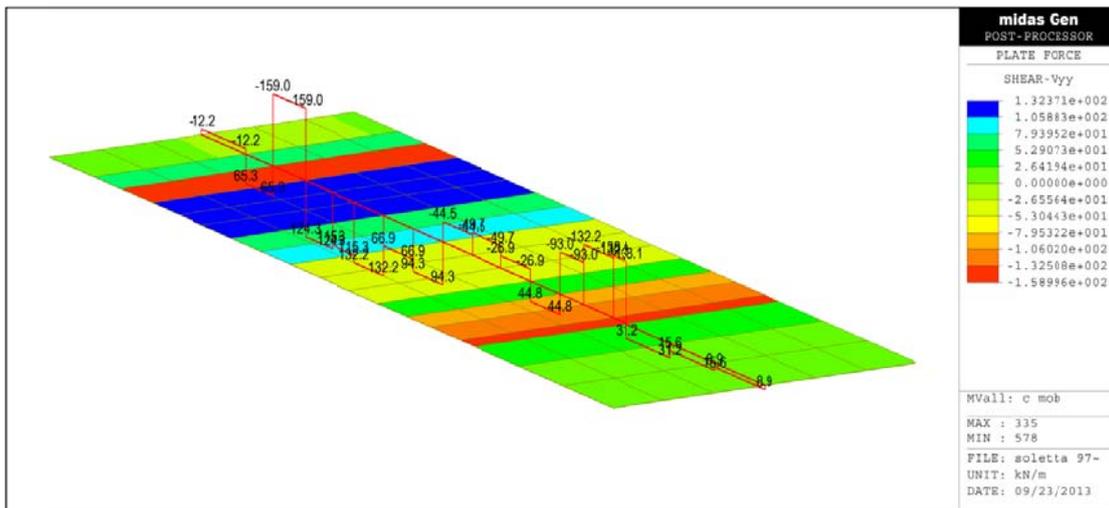


Figura 99 – Azioni variabili da traffico – taglio

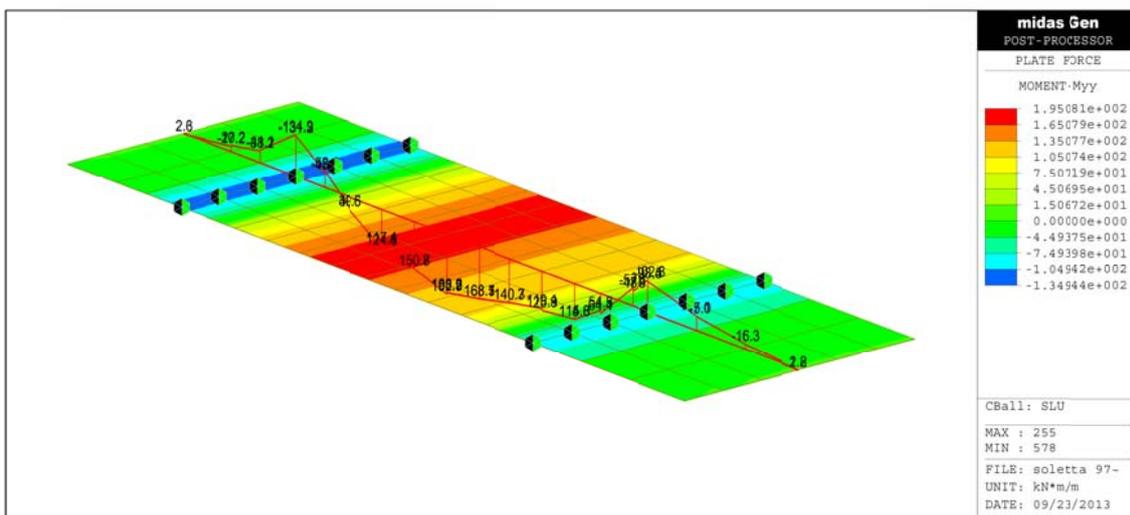
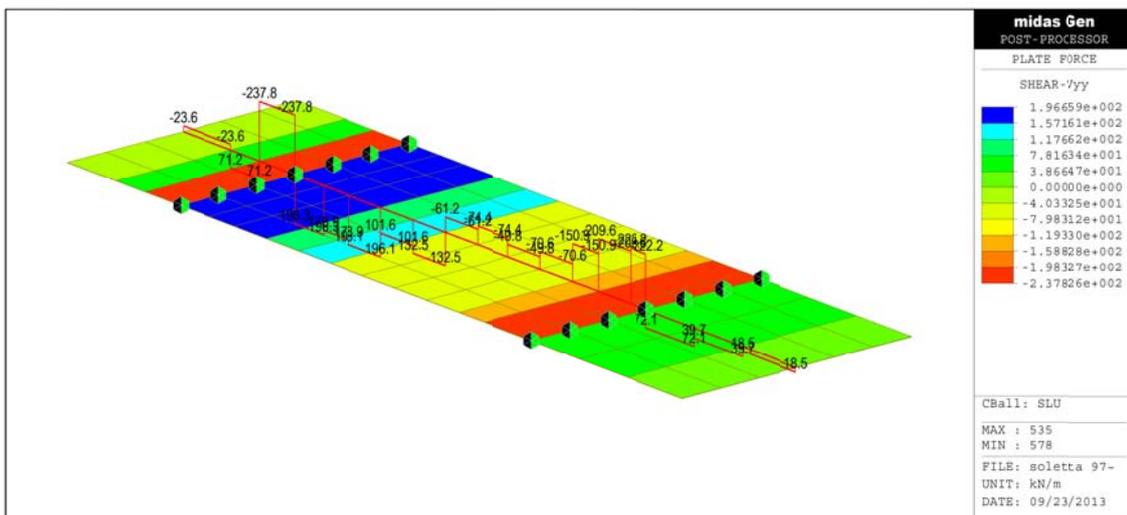


Figura 100 – Combinazione SLU – momento flettente



**Figura 101** – Combinazione SLU – taglio

### 10.3.2 Verifica a flessione e taglio

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione trasversale risultano:

$$M_{Ed,min} = -134.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 195.1 \text{ kNm}$$

L'armatura trasversale è costituita da:

armatura superiore:  $\Phi 20/20$  cm corrente +  $\Phi 12/20$  cm agli appoggi;

armatura inferiore:  $\Phi 20/20$  cm nella predalle +  $\Phi 20/20$  cm in mezzeria.

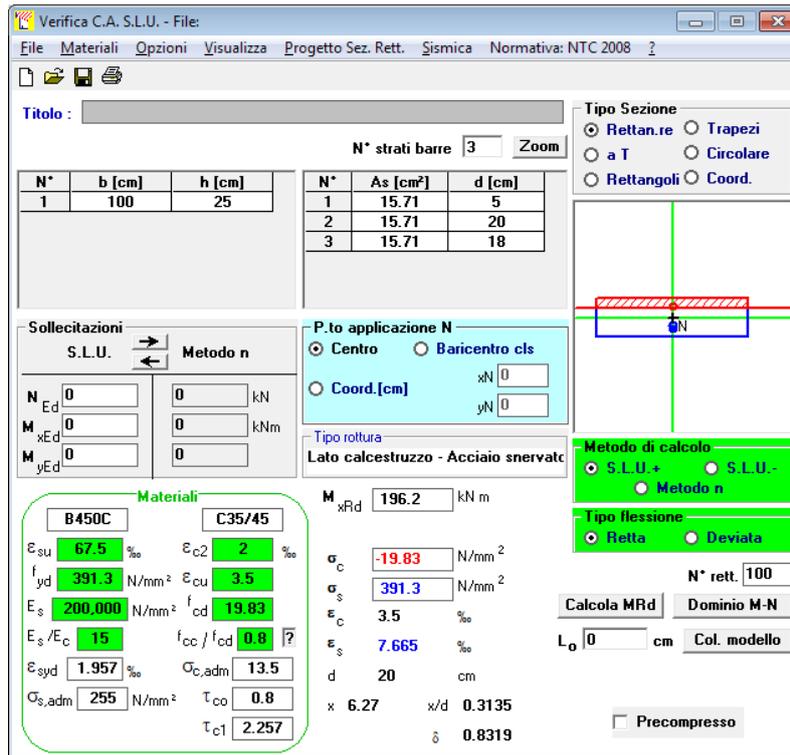


Figura 102 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale

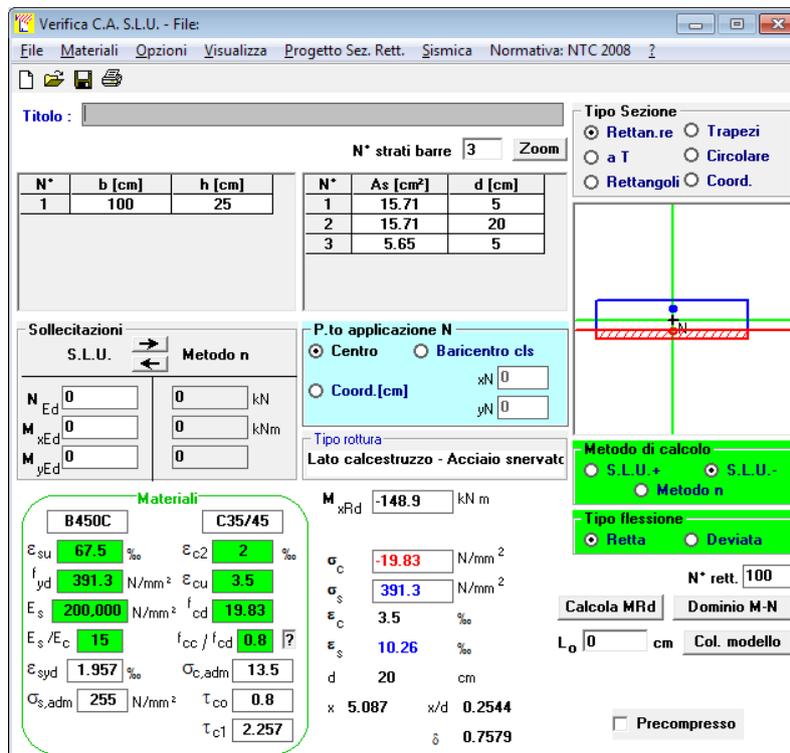


Figura 103 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio massimo risulta pari a:

$$V_{Ed,max} = 237.8 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio viene valutata come:

$$V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot (f_{yd} - \sigma_1) \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha = 357.6 \text{ kN}$$

Dove:

$d=156 \text{ mm}$  è l'altezza utile della sezione;

$A_{sw}=154 \times 5 \text{ mm}^2$  è l'area di armatura trasversale per metro;

$s=200 \text{ mm}$  è il passo delle barre;

$f_{yd}=391.3 \text{ MPa}$  è la tensione di calcolo dell'acciaio;

$\sigma_1=109.6 \text{ MPa}$  è la tensione sopportata dalla staffa in prima fase;

$\alpha=39^\circ$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della soletta;

$\text{ctg } \theta=2.5$ .

La verifica risulta soddisfatta.

In direzione longitudinale, si verifica la sezione considerando il 25% dei momenti flettenti trasversali, così da avere:

$$M_{Ed,min} = -33.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 48.8 \text{ kNm}$$

L'armatura longitudinale è costituita da:

Armatura superiore:  $\Phi 16/20 \text{ cm}$

Armatura inferiore:  $\Phi 12/20 \text{ cm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	19	1	10.05	6.5
			2	5.65	16.5

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  
 Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

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

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 52.26 kNm  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  11.6 ‰  
 d 16.5 cm  
 x 3.825 x/d 0.2318  
 $\delta$  0.7298

Figura 104 – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	19	1	10.05	6.5
			2	5.65	16.5

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  
 Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{c1}$  2.257

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

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -45.16 kNm  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  14.19 ‰  
 d 12.5 cm  
 x 2.474 x/d 0.1979  
 $\delta$  0.7

Figura 105 – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.3 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico frequent. Da essa risulta che:

$$M_{Ed,min} = -79.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 110.8 \text{ kNm}$$

Tali momenti sono riferiti alla fascia di 1 m

#### VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)

Tipo di combinazione SLE			
<b>Comb.</b>	Frequente		
Materiali			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$	2.79 MPa $f_{ck}$ 37.35 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450 MPa
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
$M_{Ed}$	79.7 kNm	Sollecitazione flettente	
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)	
$c$	50 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
$H$	250 mm	Altezza totale della sezione	
$B$	1000 mm	Base della sezione	
$d$	200 mm	Altezza utile della sezione	
$A_s$	1570 mm <sup>2</sup>	Armatura tesa	
$A'_s$	1570 mm <sup>2</sup>	Armatura compressa	
$n$	7	Omogeneizzazione acciaio/clc compr.	
$y$	125 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
$A^*$	271980 mm <sup>2</sup>	Area omogeneizzata	
$I^*$	1.4257E+09 mm <sup>4</sup>	Inerzia omogeneizzata	
$M_{fess}$	<b>31.86</b> kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
<b>SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE</b>			

**VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)**

<b>Tipo di combinazione SLE</b>					
<b>Comb.</b>	Frequente				
<b>Materiali</b>					
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctm}$	3.35	MPa	<b>Ec</b> 34625 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450	MPa	<b>Es</b> 210000 MPa
					$\alpha_e$ 6.06
<b>Ipotesi di calcolo</b>					
Cond. ambientali	Aggressive				
Tipo di armature	Poco sensibili				
Tipi di carichi	Lunga durata				
<b>Sollecitazioni e caratteristiche della sezione</b>					
$M_{Ed}$	79.7 kNm	Sollecitazione flettente			
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)			
<b>B</b>	1000 mm	<b>d</b>	200 mm		
<b>h</b>	250 mm	$h_{c,eff}$	64.9 mm		
<b>x</b>	55 mm	$A_{c,eff}$	64887.2 mm <sup>2</sup>		
<b>ricopr.</b>	40 mm				
<b>Caratteristiche dell'armatura tesa</b>					
<b>Spaziatura</b>	200 mm	$A_s$	1570 mm <sup>2</sup>		
<b>n. ferri</b>	5	$\rho_{eff}$	0.024		
$\phi$	20 mm	$\sigma_s$	281.42 MPa		
<b>Calcolo della deformazione unitaria media delle barre</b>					
$k_t$	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi				
$\varepsilon_{sm}$	0.0010375 deformazione unitaria media delle barre				
<b>Calcolo della distanza massima tra le fessure</b>					
$5(c+\phi/2)$	250 mm	> della spaziatura fra i ferri			
$k_1$	0.8				
$k_2$	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)			
$k_3$	3.4				
$k_4$	0.425				
$\Delta_{smax}$	276.52 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure		
<b>Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica</b>					
$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.287 mm	(Eq. C.4.1.15)			
$w_{amm}$	0.300 mm	> $w_d$ : LA VERIFICA E' SODDISFATTA			

Figura 106 – Verifica a apertura delle fessure – momento negativo

**VERIFICA STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE (NTC 2008)**

Tipo di combinazione SLE			
<b>Comb.</b>	Frequente		
Materiali			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$ 2.79 MPa	$f_{ck}$ 37.35 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$ 450 MPa	
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
$M_{Ed}$	110.8 kNm	Sollecitazione flettente	
$N_{Ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)	
$c$	60 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo	
$H$	250 mm	Altezza totale della sezione	
$B$	1000 mm	Base della sezione	
$d$	190 mm	Altezza utile della sezione	
$A_s$	3140 mm <sup>2</sup>	Armatura tesa	
$A'_s$	1570 mm <sup>2</sup>	Armatura compressa	
$n$	7	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.	
$y$	125 mm	Posizione del baricentro	
Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)			
$A^*$	282970 mm <sup>2</sup>	Area omogeneizzata	
$I^*$	1.4414E+09 mm <sup>4</sup>	Inerzia omogeneizzata	
$M_{fess}$	<b>32.21</b> kNm	Momento di prima fessurazione <MEd	
<b>SEZIONE FESSURATA! DETERMINA L'ASSE NEUTRO E PASSA AL CALCOLO DELLE AMPIEZZE</b>			

**VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)**

<b>Tipo di combinazione SLE</b>			
<b>Comb.</b>	Frequente		
<b>Materiali</b>			
<b>Cls</b>	C35/45	$f_{ctm}$	3.35 MPa
		$E_c$	34625 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$	450 MPa
		$E_s$	210000 MPa
		$\alpha_e$	6.06
<b>Ipotesi di calcolo</b>			
Cond. ambientali	Aggressive		
Tipo di armature	Poco sensibili		
Tipi di carichi	Lunga durata		
<b>Sollecitazioni e caratteristiche della sezione</b>			
$M_{Ed}$	110.8 kNm	Sollecitazione flettente	
$N_{ed}$	0 kN	Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)	
$B$	1000 mm	$d$	190 mm
$h$	250 mm	$h_{c,eff}$	59.7 mm
$x$	71 mm	$A_{c,eff}$	59749.4 mm <sup>2</sup>
<b>ricopr.</b>	50 mm		
<b>Caratteristiche dell'armatura tesa</b>			
<b>Spaziatura</b>	100 mm	$A_s$	3140 mm <sup>2</sup>
<b>n. ferri</b>	10	$\rho_{eff}$	0.053
$\phi$	20 mm	$\sigma_s$	214.15 MPa
<b>Calcolo della deformazione unitaria media delle barre</b>			
$k_t$	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
$\varepsilon_{sm}$	0.0008595 deformazione unitaria media delle barre		
<b>Calcolo della distanza massima tra le fessure</b>			
$5(c + \phi / 2)$	300 mm	> della spaziatura fra i ferri	
$k_1$	0.8		
$k_2$	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
$k_3$	3.4		
$k_4$	0.425		
$\Delta_{smax}$	234.70 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
<b>Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica</b>			
$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.202 mm	(Eq. C.4.1.15)	
$w_{amm}$	0.300 mm	> $w_d$ : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

Figura 107 – Verifica a apertura delle fessure – momento positivo

## 11. Verifiche delle sottostrutture

### 11.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

#### 11.1.1 Verifiche a sforzo normale e momento flettente

Per gli elementi in c.a. soggetti sia a regimi di sforzo estensionali che flessionali, sono state condotte verifiche a presso-flessione o tenso-flessione, controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### 11.1.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \theta)}{1 + ctg \theta^2}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ )

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo.

## 11.2 Verifiche alla base delle pile

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite ultimi relative alle pile, limitatamente alle sezioni maggiormente sollecitate e per le combinazioni di carichi più gravose desunte direttamente dal modello globale delle rampe.

### 11.2.1 Verifiche a pressoflessione

Di seguito si riportano le verifiche più gravose a pressoflessione deviata e taglio delle pile di entrambe le rampe. Le verifiche sono condotte in corrispondenza della zona critica corrispondente alla sezione di attacco in fondazione (pila tipo: BxH=120x240cm, pile P4 e P5: BxH=180x360cm) armata con 1+1 $\phi$ 20/15 lungo i lati lunghi e 1+1 $\phi$ 20/15 sui lati corti per la pila tipo e con 1+1 $\phi$ 20/10 lungo i lati lunghi e 1+1 $\phi$ 20/10 sui lati corti per la pila P4/P5 (rapporto geometrico  $\rho \approx 1.0\%$ ).

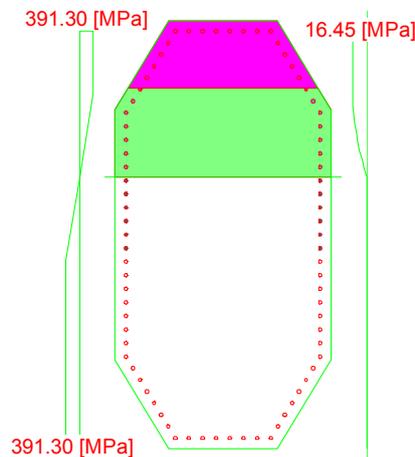
Si evidenzia che le pile P4 e P5 essendo pile in comune con il ponte strallato saranno verificate allo SLV con fattore di struttura  $q=1$  e non  $q=1.5$  utilizzato invece per tutte le altre pile dei sovrappassi rampa A e B.

### Ramo A

*Pila P1*

*Combinazione di Carico: SLV-Y2*

- N ..... : -2365 [kN]
- Mx ..... : 3790 [kNm]
- My ..... : 0 [kNm]



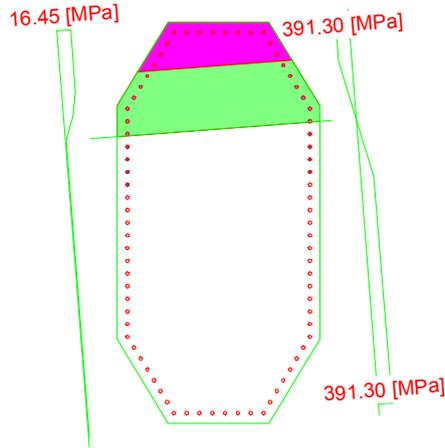
### **Azioni Resistenti:**

- N ..... : -9493 [kN]
- Mx ..... : 15212 [kNm]
- My ..... : 0 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.249158**

*Pila P2*

*Combinazione di Carico: SLV-Y1*

- N ..... : -2568 [kN]
- Mx ..... : 7866 [kNm]
- My ..... : 195 [kNm]



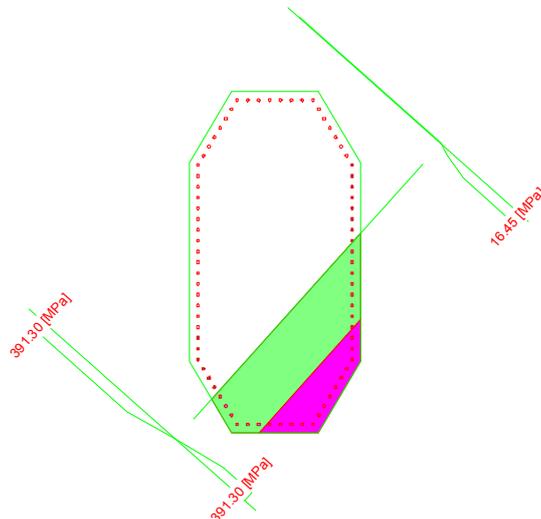
**Azioni Resistenti:**

- N ..... : -4046 [kN]
- Mx ..... : 12392 [kNm]
- My ..... : 307 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.63476**

*Pila P3*

*Combinazione di Carico: SLV-Y8*

- N ..... : -3464 [kN]
- Mx ..... : -6133 [kNm]
- My ..... : -1972 [kNm]



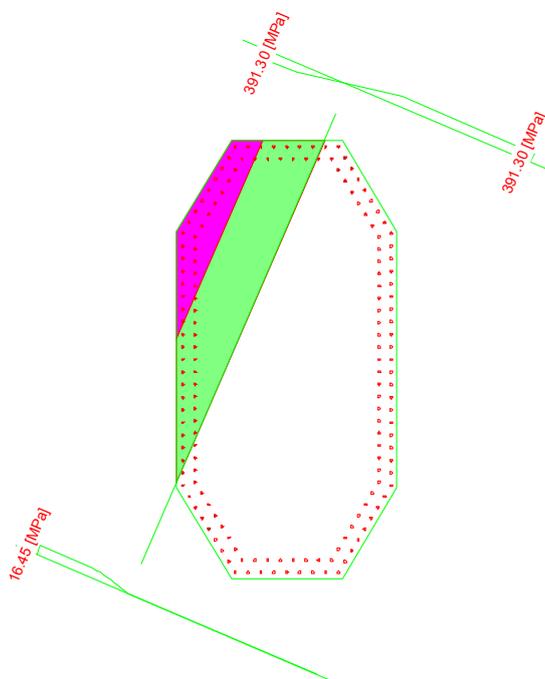
**Azioni Resistenti:**

- N ..... : -6670 [kN]
- Mx ..... : -11811 [kNm]
- My ..... : -3797 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.519251**

*Pila P4*

*Combinazione di Carico: SLV-Y3*

- N ..... : -3791 [kN]
- Mx ..... : 8318 [kNm]
- My ..... : 5571 [kNm]



**Azioni Resistenti:**

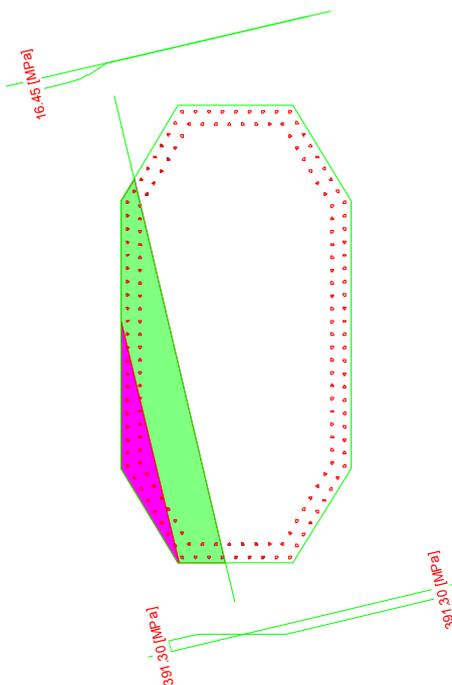
- N ..... : -12355 [kN]
- Mx ..... : 27111 [kNm]
- My ..... : 18158 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.306828**

## Ramo B

*Pila P5*

*Combinazione di Carico: SLV-Y3*

- N ..... : -3280 [kN]
- Mx ..... : -7136 [kNm]
- My ..... : 8182 [kNm]



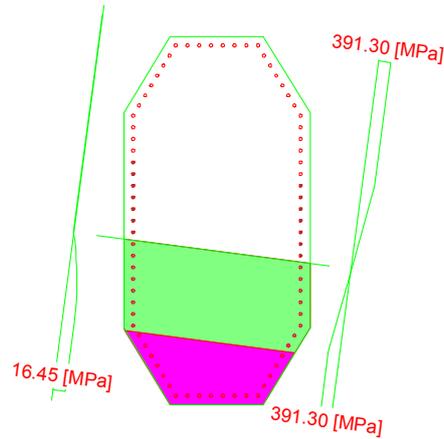
### **Azioni Resistenti:**

- N ..... : -7599 [kN]
- Mx ..... : -16532 [kNm]
- My ..... : 18956 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.431625**

*Pila P6*

*Combinazione di Carico: SLV-Y5*

- N ..... : -3388 [kN]
- Mx ..... : -4484 [kNm]
- My ..... : 156 [kNm]



### Azioni Resistenti:

- N ..... : -12119 [kN]
- Mx ..... : -16040 [kNm]
- My ..... : 559 [kNm]
- Moltiplicatore dei carichi **0.279523**

### 11.2.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio delle pile le sollecitazioni di calcolo sono state ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q$$

Nelle zone critiche inoltre l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso è stato assunto pari a 45° (NTC 2008 punto 7.9.5.2.2).

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle sollecitazioni di calcolo massime per ogni pila (amplificate per la gerarchia delle resistenze):

	PILA	COMB	V <sub>gr,x</sub>	COMB	V <sub>gr,y</sub>
			[kN]		[kN]
<b>Rampa A</b>	P1	SLV-X1	159.4	SLV-Y7	1167
	P2	SLV-X1	234	SLV-Y1	1800
	P3	SLV-Y8	472	SLV-Y6	1224
	P4	SLV-X3	861	SLV-Y4	1408
<b>Rampa B</b>	P5	SLV-Y5	1485	SLV-Y6	1095
	P6	SLV-X3	185	SLV-Y3	1165

**Tabella 25.** Tabella riassuntiva dei tagli alla base delle pile

**Ramo A**

*Pila P1 direzione X*

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	1400
h [mm]	1200
c [mm]	40
d [mm]	1160

**Armatura longitudinale**

n° barre	30
diámetro	20
Area [mm <sup>2</sup> ]	9420

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	14
n° bracci	3
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	461.58
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	160

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	739.26
	Verificato

**Sezione armata a taglio**

**Crisi biella compressa**

V <sub>Rsd</sub> [kN]	942.83
V <sub>Rcd</sub> [kN]	6874.39
V <sub>Rd</sub> [kN]	942.83
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.42
v <sub>min</sub>	0.34
$\rho_l$	0.0058
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.034
cotg $\theta$	3.685
cotg $\theta^*$	1.000

*Pila P1 direzione Y*

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	600
h [mm]	2400
c [mm]	40
d [mm]	2360

**Armatura longitudinale**

n° barre	15
diámetro	20
Area [mm <sup>2</sup> ]	4710

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	14
n° bracci	2
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	1167

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	488.55
	Armare!!!

**Sezione armata a taglio**

**Crisi biella compressa**

V <sub>Rsd</sub> [kN]	1278.78
V <sub>Rcd</sub> [kN]	5993.93
V <sub>Rd</sub> [kN]	1278.78
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.29
v <sub>min</sub>	0.30
$\rho_l$	0.0033
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.053
cotg $\theta$	2.894
cotg $\theta^*$	1.000

*Pila P2 direzione X*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	40	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	33.2	V <sub>Ed</sub> [kN]	160
fcd [Mpa]	18.8		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450	<b>VERIFICHE</b>	
fyd [Mpa]	391.3	<b>Sezione non armata a taglio</b>	
		V <sub>Rd</sub> [kN]	739.26
		Verificato	
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi biella compressa</b>			
		V <sub>Rsd</sub> [kN]	1641.93
		V <sub>Rcd</sub> [kN]	6874.39
		V <sub>Rd</sub> [kN]	1641.93
		Verificato	
<b>Parametri di verifica</b>			
k	1.42		
v <sub>min</sub>	0.34		
ρ <sub>l</sub>	0.0058		
σ <sub>cp</sub>	0.0000		
v	0.5		
(σ <sub>cp</sub> ) <sup>*</sup>	0		
α <sub>c</sub>	1.000		
ω <sub>sw</sub>	0.060		
cotgθ	2.715		
cotgθ <sup>*</sup>	1.000		

*Pila P2 direzione Y*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	40	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	33.2	V <sub>Ed</sub> [kN]	1800
fcd [Mpa]	18.8		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450	<b>VERIFICHE</b>	
fyd [Mpa]	391.3	<b>Sezione non armata a taglio</b>	
		V <sub>Rd</sub> [kN]	488.55
		Armare!!!	
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi biella compressa</b>			
		V <sub>Rsd</sub> [kN]	2226.99
		V <sub>Rcd</sub> [kN]	5993.93
		V <sub>Rd</sub> [kN]	2226.99
		Verificato	
<b>Parametri di verifica</b>			
k	1.29		
v <sub>min</sub>	0.30		
ρ <sub>l</sub>	0.0033		
σ <sub>cp</sub>	0.0000		
v	0.5		
(σ <sub>cp</sub> ) <sup>*</sup>	0		
α <sub>c</sub>	1.000		
ω <sub>sw</sub>	0.093		
cotgθ	2.094		
cotgθ <sup>*</sup>	1.000		

*Pila P3 direzione X*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	40	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	33.2	V <sub>Ed</sub> [kN]	472
fcd [Mpa]	18.8		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450	<b>VERIFICHE</b>	
fyd [Mpa]	391.3	<b>Sezione non armata a taglio</b>	
		V <sub>Rd</sub> [kN]	739.26
		Verificato	
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi biella compressa</b>			
		V <sub>Rsd</sub> [kN]	942.83
		V <sub>Rcd</sub> [kN]	6874.39
		V <sub>Rd</sub> [kN]	942.83
		Verificato	

*Pila P3 direzione Y*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	40	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	33.2	V <sub>Ed</sub> [kN]	1224
fcd [Mpa]	18.8		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450	<b>VERIFICHE</b>	
fyd [Mpa]	391.3	<b>Sezione non armata a taglio</b>	
		V <sub>Rd</sub> [kN]	488.55
		Armare!!!	
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi biella compressa</b>			
		V <sub>Rsd</sub> [kN]	1278.78
		V <sub>Rcd</sub> [kN]	5993.93
		V <sub>Rd</sub> [kN]	1278.78
		Verificato	

*Pila P4 direzione X*

Materiali		Geometria sezione		Sollecitazioni di calcolo		Parametri di verifica					
<b>Calcestruzzo</b>		b [mm]	2100	N <sub>Ed</sub> [kN]	0	k	1.34				
Rck [Mpa]	40	h [mm]	1800	V <sub>Ed</sub> [kN]	861	v <sub>min</sub>	0.31				
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40					ρ <sub>I</sub>	0.0051		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	1760					σ <sub>cp</sub>	0.0000		
<b>Acciaio</b>		<b>Armatura longitudinale</b>		<b>VERIFICHE</b>				v	0.5		
fyk [Mpa]	450	n° barre	60	<b>Sezione non armata a taglio</b>				(σ <sub>cp</sub> )*	0		
fyd [Mpa]	391.3	diámetro	20	V <sub>Rd</sub> [kN]	1522.55					α <sub>c</sub>	1.000
		Area [mm <sup>2</sup> ]	18840			<b>Verificato</b>				ω <sub>sw</sub>	0.030
		<b>Armatura trasversale</b>		<b>Sezione armata a taglio</b>				cotgθ	3.925		
		Staffe Φ	14	<b>Crisi biella compressa</b>				cotgθ*	1.000		
		n° bracci	4	V <sub>Rsd</sub> [kN]	1907.33						
		A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	615.44	V <sub>Rcd</sub> [kN]	15645.17						
		s [mm]	200	V <sub>Rd</sub> [kN]	1907.33						
						<b>Verificato</b>					

*Pila P4 direzione Y*

Materiali		Geometria sezione		Sollecitazioni di calcolo		Parametri di verifica					
<b>Calcestruzzo</b>		b [mm]	900	N <sub>Ed</sub> [kN]	0	k	1.24				
Rck [Mpa]	40	h [mm]	3600	V <sub>Ed</sub> [kN]	1408	v <sub>min</sub>	0.28				
fck [Mpa]	33.2	c [mm]	40					ρ <sub>I</sub>	0.0034		
fcd [Mpa]	18.8	d [mm]	3560					σ <sub>cp</sub>	0.0000		
<b>Acciaio</b>		<b>Armatura longitudinale</b>		<b>VERIFICHE</b>				v	0.5		
fyk [Mpa]	450	n° barre	35	<b>Sezione non armata a taglio</b>				(σ <sub>cp</sub> )*	0		
fyd [Mpa]	391.3	diámetro	20	V <sub>Rd</sub> [kN]	1070.04					α <sub>c</sub>	1.000
		Area [mm <sup>2</sup> ]	10990			<b>Armare!!!</b>				ω <sub>sw</sub>	0.036
		<b>Armatura trasversale</b>		<b>Sezione armata a taglio</b>				cotgθ	3.614		
		Staffe Φ	14	<b>Crisi biella compressa</b>				cotgθ*	1.000		
		n° bracci	2	V <sub>Rsd</sub> [kN]	1929.00						
		A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72	V <sub>Rcd</sub> [kN]	13562.53						
		s [mm]	200	V <sub>Rd</sub> [kN]	1929.00						
						<b>Verificato</b>					

**Ramo B**

*Pila P5 direzione X*

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	2100
h [mm]	1800
c [mm]	40
d [mm]	1760

**Armatura longitudinale**

n° barre	30
diámetro	20
Area [mm <sup>2</sup> ]	9420

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	14
n° bracci	4
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	615.44
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	1485

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	1208.45
	Armare!!!

**Sezione armata a taglio**

**Crisi biella compressa**

V <sub>Rsd</sub> [kN]	1907.33
V <sub>Rcd</sub> [kN]	15645.17

V <sub>Rd</sub> [kN]	1907.33
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.34
v <sub>min</sub>	0.31
$\rho_l$	0.0025
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
$(\sigma_{cp})^*$	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.030
cotg $\theta$	3.925
cotg $\theta^*$	1.000

*Pila P5 direzione Y*

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	900
h [mm]	3600
c [mm]	40
d [mm]	3560

**Armatura longitudinale**

n° barre	35
diámetro	20
Area [mm <sup>2</sup> ]	10990

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	14
n° bracci	2
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	1165

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	1070.04
	Armare!!!

**Sezione armata a taglio**

**Crisi biella compressa**

V <sub>Rsd</sub> [kN]	1929.00
V <sub>Rcd</sub> [kN]	13562.53

V <sub>Rd</sub> [kN]	1929.00
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.24
v <sub>min</sub>	0.28
$\rho_l$	0.0034
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
$(\sigma_{cp})^*$	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.036
cotg $\theta$	3.614
cotg $\theta^*$	1.000

*Pila P6 direzione X*

Materiali		Geometria sezione		Sollecitazioni di calcolo		Parametri di verifica	
<b>Calcestruzzo</b>		b [mm]	1400	N <sub>Ed</sub> [kN]	0	k	1.42
R <sub>ck</sub> [Mpa]	40	h [mm]	1200	V <sub>Ed</sub> [kN]	185	v <sub>min</sub>	0.34
f <sub>ck</sub> [Mpa]	33.2	c [mm]	40			ρ <sub>l</sub>	0.0058
f <sub>cd</sub> [Mpa]	18.8	d [mm]	1160			σ <sub>cp</sub>	0.0000
<b>Acciaio</b>		<b>Armatura longitudinale</b>		<b>VERIFICHE</b>		v	0.5
f <sub>yk</sub> [Mpa]	450	n° barre	30	<b>Sezione non armata a taglio</b>		(σ <sub>cp</sub> )*	0
f <sub>yd</sub> [Mpa]	391.3	diametro	20	V <sub>Rd</sub> [kN]	739.26	α <sub>c</sub>	1.000
		Area [mm <sup>2</sup> ]	9420		Verificato	ω <sub>sw</sub>	0.034
		<b>Armatura trasversale</b>		<b>Sezione armata a taglio</b>		cotgθ	3.685
		Staffe Φ	14			cotgθ*	1.000
		n° bracci	3	<b>Crisi biella compressa</b>			
		A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	461.58	V <sub>Rsd</sub> [kN]	942.83		
		s [mm]	200	V <sub>Rcd</sub> [kN]	6874.39		
				V <sub>Rd</sub> [kN]	942.83		
					Verificato		

*Pila P6 direzione Y*

Materiali		Geometria sezione		Sollecitazioni di calcolo		Parametri di verifica	
<b>Calcestruzzo</b>		b [mm]	600	N <sub>Ed</sub> [kN]	0	k	1.29
R <sub>ck</sub> [Mpa]	40	h [mm]	2400	V <sub>Ed</sub> [kN]	1165	v <sub>min</sub>	0.30
f <sub>ck</sub> [Mpa]	33.2	c [mm]	40			ρ <sub>l</sub>	0.0033
f <sub>cd</sub> [Mpa]	18.8	d [mm]	2360			σ <sub>cp</sub>	0.0000
<b>Acciaio</b>		<b>Armatura longitudinale</b>		<b>VERIFICHE</b>		v	0.5
f <sub>yk</sub> [Mpa]	450	n° barre	15	<b>Sezione non armata a taglio</b>		(σ <sub>cp</sub> )*	0
f <sub>yd</sub> [Mpa]	391.3	diametro	20	V <sub>Rd</sub> [kN]	488.55	α <sub>c</sub>	1.000
		Area [mm <sup>2</sup> ]	4710		Armare!!!	ω <sub>sw</sub>	0.053
		<b>Armatura trasversale</b>		<b>Sezione armata a taglio</b>		cotgθ	2.894
		Staffe Φ	14			cotgθ*	1.000
		n° bracci	2	<b>Crisi biella compressa</b>			
		A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72	V <sub>Rsd</sub> [kN]	1278.78		
		s [mm]	200	V <sub>Rcd</sub> [kN]	5993.93		
				V <sub>Rd</sub> [kN]	1278.78		
					Verificato		

### 11.3 Verifiche spalle

Si riportano le verifiche allo SLU (presso-flessione deviata e taglio) degli elementi resistenti di cui si compongono le Spalle S1 e S2: muri andatori, paramento.

#### 11.3.1 Verifiche a Presso-flessione

Si riportano nel seguito le immagini delle sollecitazioni alla base della spalla, le verifiche vengono effettuate per metro lineare.

#### Spalla S1

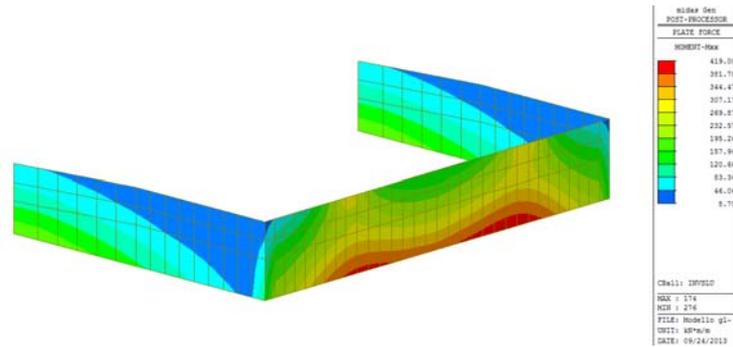


Figura 108 – Involuppo SLU – Momento  $M_{xx}$

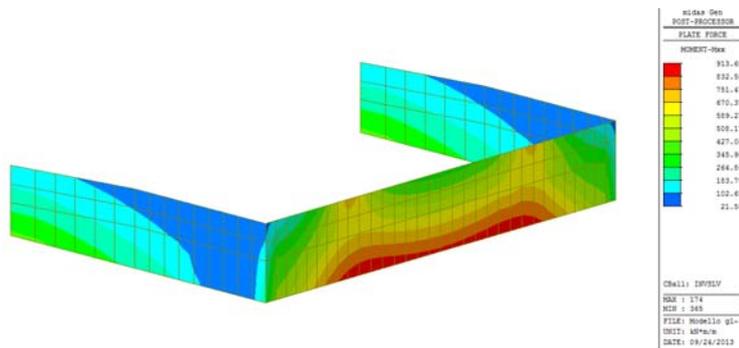


Figura 109 – Involuppo SLV – Momento  $M_{xx}$

- MURO PRINCIPALE (sp. 1.65 m)

L'armatura è costituita da  $\Phi 24/20$

Combinazione di Carico: SLV-X2

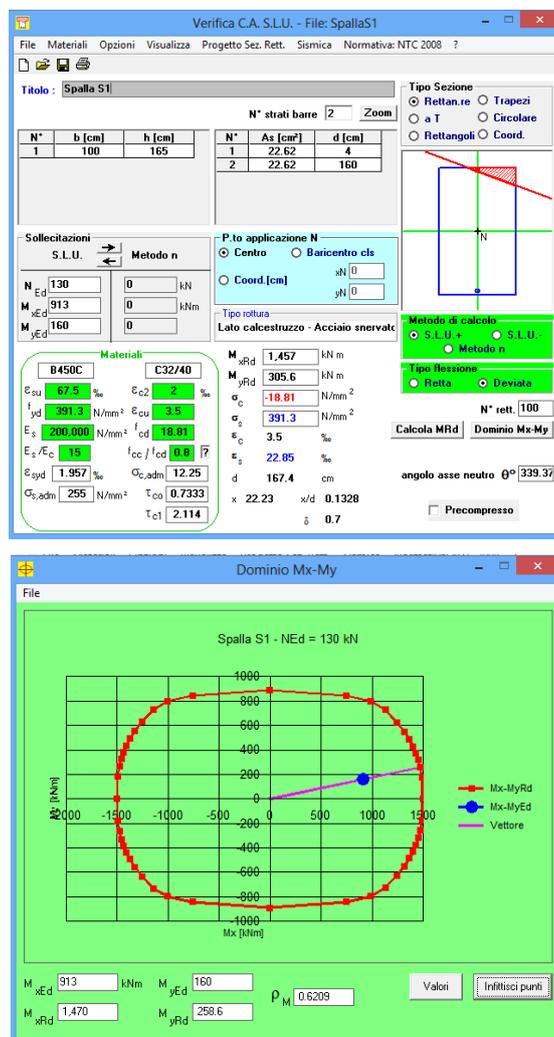


Figura 110 – Verifica a pressoflessione deviata alla base del paramento

- MURI ANDATORI (sp. 1.00 m)

L'armatura è costituita da  $\Phi 24/20$

Combinazione di Carico: SLV-Y8

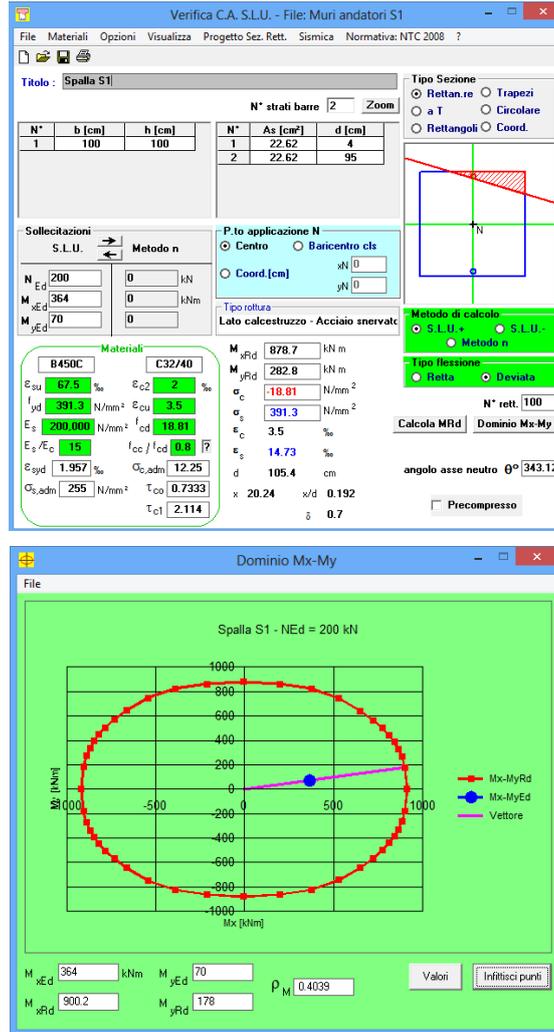


Figura 111 – Verifica a pressoflessione deviata alla base del muro

**Spalla S2**

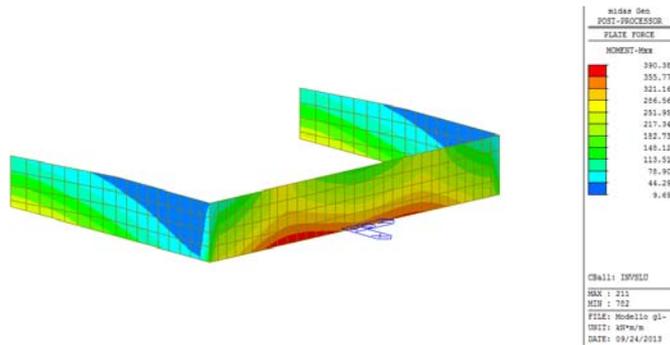


Figura 112 – Inviluppo SLU – Momento  $M_{xx}$

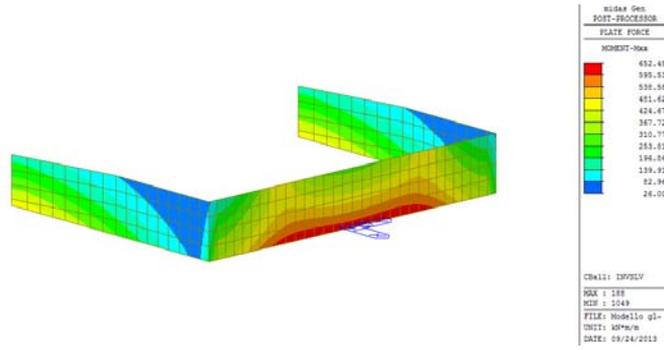


Figura 113 – Involuppo SLV – Momento  $M_{xx}$

- MURO PRINCIPALE (sp. 1.65 m)

L'armatura è costituita da  $\Phi 24/20$

Combinazione di Carico: SLV-X2

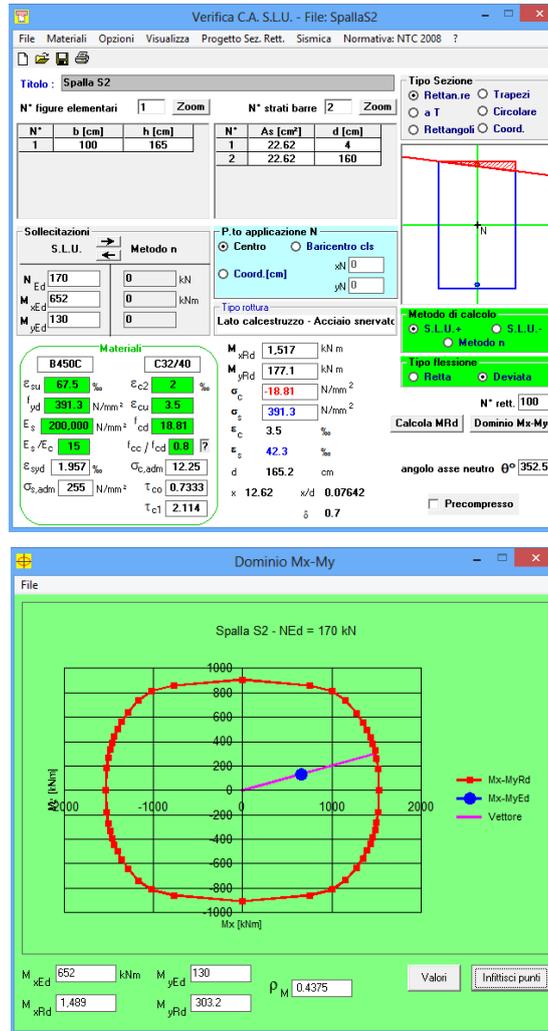


Figura 114 – Verifica a pressoflessione deviata alla base del paramento

- MURI ANDATORI (sp. 1.10 m)

L'armatura è costituita da  $\Phi 24/20$

Combinazione di Carico: SLV-Y8

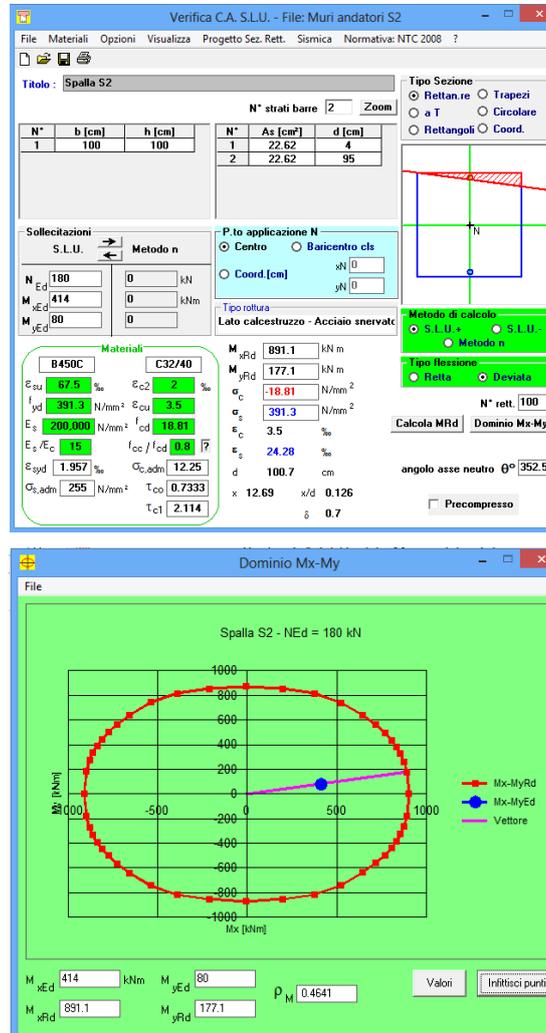


Figura 115 – Verifica a pressoflessione deviata alla base del muro

### 11.3.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio delle spalle le sollecitazioni di calcolo sono state ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze.

Nelle zone critiche l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso è stato assunto pari a 45°.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle sollecitazioni di calcolo massime:

SPALLA	COMB	$V_{gr,x}$	COMB	$V_{gr,y}$
		[kN]		[kN]
S1	SLV-X2	400	SLV-Y6	240
S2	SLV-X2	340	SLV-Y6	283

**Tabella 26.** Tabella dei tagli alla base del paramento e dei muri andatori

Nella zona più sollecitata a taglio si ipotizza di impiegare staffe  $\Phi 12/20$ .

Si riportano di seguito le verifiche più gravose in direzione X ed Y.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>	b [mm] 1000	$N_{Ed}$ [kN] 0	k 1.35
Rck [Mpa] 40	h [mm] 1650	$V_{Ed}$ [kN] 400	$v_{min}$ 0.32
fck [Mpa] 33.2	c [mm] 40		$\rho_l$ 0.0028
fcd [Mpa] 18.8	d [mm] 1610		$\sigma_{cp}$ 0.0000
			v 0.5
			$(\sigma_{cp})^*$ 0
<b>Acciaio</b>	<b>Armatura longitudinale</b>	<b>VERIFICHE</b>	$\alpha_c$ 1.000
fyk [Mpa] 450	n° barre 10	<b>Sezione non armata a taglio</b>	$\omega_{sw}$ 0.024
fyd [Mpa] 391.3	diámetro 24	$V_{Rd}$ [kN] 549.96	cotg $\theta$ 4.502
	Area [mm <sup>2</sup> ] 4521.6	Verificato	cotg $\theta^*$ 1.000
	<b>Armatura trasversale</b>	<b>Sezione armata a taglio</b>	
	Staffe $\Phi$ 12	<b>Crisi biella compressa</b>	
	n° bracci 2	$V_{Rsd}$ [kN] 640.94	
	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ] 226.08	$V_{Rcd}$ [kN] 6815.13	
	s [mm] 200	$V_{Rd}$ [kN] 640.94	
		Verificato	

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	1000
h [mm]	1000
c [mm]	40
d [mm]	960

**Armatura longitudinale**

n° barre	10
diametro	24
Area [mm <sup>2</sup> ]	4521.6

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	12
n° bracci	2
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	226.08
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	283

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	419.56
	Verificato

**Sezione armata a taglio**

**Crisi biella compressa**

V <sub>Rsd</sub> [kN]	382.17
V <sub>Rcd</sub> [kN]	4063.68
V <sub>Rd</sub> [kN]	382.17
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.46
v <sub>min</sub>	0.35
$\rho_l$	0.0047
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.024
cotg $\theta$	4.502
cotg $\theta^*$	1.000

## 12. Aspetti geotecnici e fondazioni

### 12.1 Premessa

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Tomografiche elettriche, Down-hole e MASW che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*

La tipologia del terreno di fondazione e le caratteristiche della struttura in elevazione, hanno fortemente condizionato la scelta del tipo di fondazione da realizzare. Si è optato per una fondazione di tipo indiretta costituita da plinti in c.a., poggianti su pali trivellati  $\phi 800$  in c.a..

### 12.2 Caratterizzazione meccanica dei terreni

La caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione fa riferimento alle dettagliate indagini geognostiche effettuate ed elaborate nelle relazioni geologiche e geotecniche. Per una completa descrizione dell'area si rimanda alla Relazione geologico-geotecnica. In sintesi, l'area è impostata sui depositi quaternari della Dora Riparia che scorre nelle immediate vicinanze. Dalle analisi delle stratigrafie dei sondaggi realizzati si evince che si tratta di sedimenti prevalentemente medio-grossolani costituiti da ghiaie e ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, passanti localmente a sabbie limose con ghiaia e locali ciottoli. Il basamento roccioso, che non viene raggiunto dalle opere in progetto, è costituito dai litotipi appartenenti all'Unità tettometamorfica del Dora-Maira.

In base alle unità litostratigrafiche individuate ed in base ai risultati delle prove in foro e di laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- *unità geotecnica UG1*: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa;
- *unità geotecnica UG2*: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell' UG1;
- *unità geotecnica UG3*: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto;
- *unità geotecnica UG4*: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15m di profondità.

I parametri geotecnici, in riferimento alla relazione geotecnica, sono:

- peso di volume unitario saturo:  $\gamma_{sat} = 21 \frac{KN}{m^3}$
- peso di volume unitario efficace:  $\gamma' = 11 \frac{KN}{m^3}$
- coesione:  $c = 0 KPa$
- angolo di attrito:  $\varphi = 35 \div 39^\circ$

### 12.3 Criteri di analisi e verifica agli Stati Limite Ultimi

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed  $R_d$  l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

Nelle verifiche del complesso terreno – fondazione è stato perseguito l'approccio progettuale di tipo 2, che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (**A1+M1+R3**) da adottare sia nelle verifiche strutturali sia in quelle geotecniche.

Per le azioni agenti sulla struttura sono stati quindi utilizzati i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR
Permanenti	$\gamma_{G1}$	1.0÷1.35
Perm. non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.0÷1.35
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.35
Variabili da traffico	$\gamma_Q$	0.0÷1.35

**Tabella 27.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni innanzi riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.0
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

**Tabella 28.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Le verifiche, riportate nel seguito della presente, sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;  
collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;  
collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

*SLU di tipo strutturale (STR)*

raggiungimento della resistenza dei pali;  
raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche del complesso struttura-fondazione sono state eseguite rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze. Più in dettaglio, allo sforzo assiale di calcolo agente alla base degli elementi strutturali verticali sono state associate le concomitanti azioni da taglio e momento flettente amplificate mediante un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.1 (punto 7.2.5 – NTC 2008).

### 12.3.1 Carico limite dei pali di fondazione

*Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni verticali*

La capacità portante di un palo è data dalla somma dei contributi dovuti alla resistenza alla punta ( $R_P$ ) e alla resistenza laterale lungo il fusto del palo ( $R_L$ ).

$$Q_{lim} = R_P + R_L$$

La resistenza laterale  $R_L$  è data da:

$$R_L = \pi d_s L_s s$$

dove:

- $d_s$  è il diametro palo;
- $L_s$  è lunghezza del palo;
- $s$  è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra palo e terreno.

La tensione tangenziale minima  $s$  si assume pari a :

$$s = a + k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \mu$$

dove:

- $a$  è un termine coesivo assunto nullo nel caso in esame;
- $k$  è coefficiente empirico che dipende dalla tipologia di palo e dalle proprietà del terreno;
- $\mu$  è il coefficiente di attrito posto pari a  $tg\varphi$ ;
- $\sigma'_{v0}$  è la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità  $z$ .

La resistenza alla punta  $R_P$  può essere assunta pari a:

$$R_P = N_q \cdot \sigma'_{vL} + N_c \cdot c$$

dove:

- $\sigma'_{vL}$  è la tensione litostatica verticale alla base del palo;
- $N_c \cdot c$  è il termine coesivo assunto nullo nel caso in esame

Per il calcolo del coefficiente  $N_q$  si è fatto riferimento alla teoria di Berezantev che ipotizza una sorta di effetto silo ed una. Tale coefficiente risulta essere funzione decrescente del rapporto  $L/d$ . Il valore di  $\varphi$  da utilizzare per il calcolo della resistenza alla punta è  $\varphi = \varphi_i - 3^\circ$ , dove  $\varphi_i$  è il valore dell'angolo di attrito del deposito indisturbato.

Ai fini della determinazione del valore di progetto  $R_{vert}$  della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito.

Resistenza del palo	Simbolo	Pali trivellati
		$\gamma_R$
Resistenza alla punta	$\gamma_P$	1.35
Resistenza laterale (in compressione)	$\gamma_L$	1.15
Resistenza laterale (in trazione)	$\gamma_{LT}$	1.25

**Tabella 29.** Coefficienti parziali per le resistenze

Dati i coefficienti parziali di sicurezza, la portata verticale, in condizioni di palo compresso allo stato limite ultimo ( $R_{vert}$ ) ed in condizione di palo teso ( $R_{vert,T}$ ) con i coefficienti A1+M1+R3 è data da:

$$R_{vert} = \frac{R_P}{\gamma_P} + \frac{R_L}{\gamma_L} = \frac{R_P}{1.35} + \frac{R_L}{1.15}$$

$$R_{vert,T} = \frac{R_L}{\gamma_{LT}} = \frac{R_L}{1.25}$$

I valori caratteristici delle resistenze sono ottenuti riducendo quelli calcolati, tramite il corrispondente “coefficiente di correlazione”, definito in funzione del numero di verticali indagate. Più in dettaglio le resistenze caratteristiche a compressione ( $R_{vert,k}$ ) e a trazione ( $R_{vert,T,k}$ ) si valutano come:

$$R_{vert,k} = \text{Min} (R_{vert,media}/\xi_3 ; R_{vert,min}/\xi_4)$$

$$R_{vert,T,k} = \text{Min} (R_{vert,T,media}/\xi_3 ; R_{vert,T,min}/\xi_4)$$

In funzione del numero di verticali indagate, si è assunto  $\xi_3=1.50$  e  $\xi_4=1.34$ .

#### *Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni orizzontali*

I valori di progetto  $R_{orizz,d}$  della resistenza si ottengono dal valore caratteristico  $R_{orizz,k}$ , determinato utilizzando la teoria di Broms. Si assume, in pratica, che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume, inoltre, che la forma della sezione trasversale sia ininfluyente, e che il valore della reazione del terreno  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per terreni incoerenti, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

- $k_p = (1+\text{sen}\varphi)/(1-\text{sen}\varphi)$  è il coefficiente di spinta passiva che compete allo strato attraversato;
- $d$  è il diametro del palo;
- $\gamma$  il peso per unità di volume dello strato attraversato.

Ai fini della determinazione del valore di progetto  $R_{orizz,d}$  della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito.

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati		
	$\gamma$	(R1)	(R2)	(R3)
Resistenza ai carichi trasversali	$\gamma_T$	1.00	1.60	1.30

**Tabella 30.** Coefficienti parziali per le resistenze

Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore della forza orizzontale limite  $T_{lim}$  supportabile dal palo. Il valore di progetto si ottiene riducendo quest'ultimo sia attraverso il coefficiente  $\gamma_T$  della colonna R3 della precedente tabella, sia mediante il corrispondente "coefficiente di correlazione" scelto in funzione del numero di verticali indagate.

$$T_{lim,d} = \min\left(\frac{T_{lim,media}}{\gamma_T \cdot \xi_3}; \frac{T_{lim,min}}{\gamma_T \cdot \xi_4}\right)$$

Nel caso in esame il palo si comporta come palo lungo e che quindi il valore limite della forza orizzontale supportabile dal palo possa essere calcolato come:

$$T_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

dove  $M_y$  è il momento di plasticizzazione del palo.

### 12.3.2 Verifia strutturale dei pali

#### Calcolo delle sollecitazioni sui pali

Per un palo vincolato in testa ad una fondazione, che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione, il momento flettente massimo, che si registra nella sezione di attacco con la fondazione stessa, può essere calcolato come:

$$M_{max} = C_M \cdot T \cdot \lambda$$

in cui:

$C_M$  un coefficiente che dipende dal rapporto  $L / \lambda$ ;

$T$  il taglio agente in testa al palo;

$\lambda$  è la lunghezza libera di inflessione del palo da valutare come:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}}$$

dove:

$E_p$  è il modulo di Young del calcestruzzo costituente il palo (C28/35);

$I$  è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo ( $d = 0.8$  m);

$n_h$  è un parametro che dipende dal tipo di terreno e dal suo stato di addensamento.

*Criteria di verifica a flessione delle sezioni in c.a.*

Per gli elementi in c.a. soggetti sia a regimi di sforzo estensionali che flessionali, sono state condotte verifiche a presso-flessione o tenso-flessione, controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

*Criteria di verifica a flessione delle sezioni in c.a.*

Per gli elementi in c.a. soggetti sia a regimi di sforzo estensionali che flessionali, sono state condotte verifiche a presso-flessione o tenso-flessione, controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

*Criteria di verifica a taglio delle sezioni in c.a.*

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \theta)}{1 + ctg \theta^2}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ ).

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo.

#### 12.4 Ripartizione delle sollecitazioni sui pali

E' stato realizzato un modello di calcolo delle strutture di fondazione al fine di determinare gli sforzi indotti sia sul plinto che sui singoli pali.

La presenza dei pali nel modello di calcolo è stata simulata con l'introduzione di molle a comportamento elastico-lineare, reagenti quindi sia a trazione che a compressione. Le molle sono state posizionate a quota testa palo e sono caratterizzate da valori di rigidzze equivalenti sia in verticale che nelle due direzioni orizzontali.

Come si evince dai risultati mostrati nel seguito, per la gran parte delle combinazioni di carico i pali risultano compressi; sforzi di trazione, molto minori rispetto a quelli di compressione, si riscontrano solo su taluni pali di spigolo in alcune combinazioni sismiche. La modellazione con molle verticali di tipo lineare risulta, pertanto, adeguata.

I valori di rigidzza orizzontale e verticale equivalente sono stati opportunamente valutati.

Alle azioni agenti alla base della pila si aggiungono quelle dovute al peso proprio del plinto, al peso del terreno di ricoprimento e ai momenti di trasporto indotti dai tagli.

Il plinto è stato modellato attraverso elementi *shell* con le caratteristiche del materiale C28/35 e con uno spessore del plinto pari a quello di progetto.

Le sollecitazioni sono state applicate alla base della pila per tenere conto dell'eccentricità dei tagli rispetto alla testa dei pali.

Si riporta di seguito un riepilogo delle sollecitazioni massime agenti su ogni fondazione:

PILA	COMB	N	V <sub>y</sub>	V <sub>x</sub>	T	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
P1	SLV-Y7	-4436	856	-35	-395	91	-4237
P2	SLV-Y1	-3304	-1326	-49	316	214	8653
P3	SLV-Y6	-3900	898	208	204	-1387	-7223
P4	SLV-Y4	-6294	-1033	-283	-1904	2210	8755
P5	SLV-Y5	-3969	801	-1089	-890	5801	-5435
P6	SLV-Y5	-3689	838	-52	153	172	-4932
S1	SLV-X2	-8717	-557	4417	-184	11400	1436
S2	SLV-X5	-9135	-437	3116	1134	9728	777

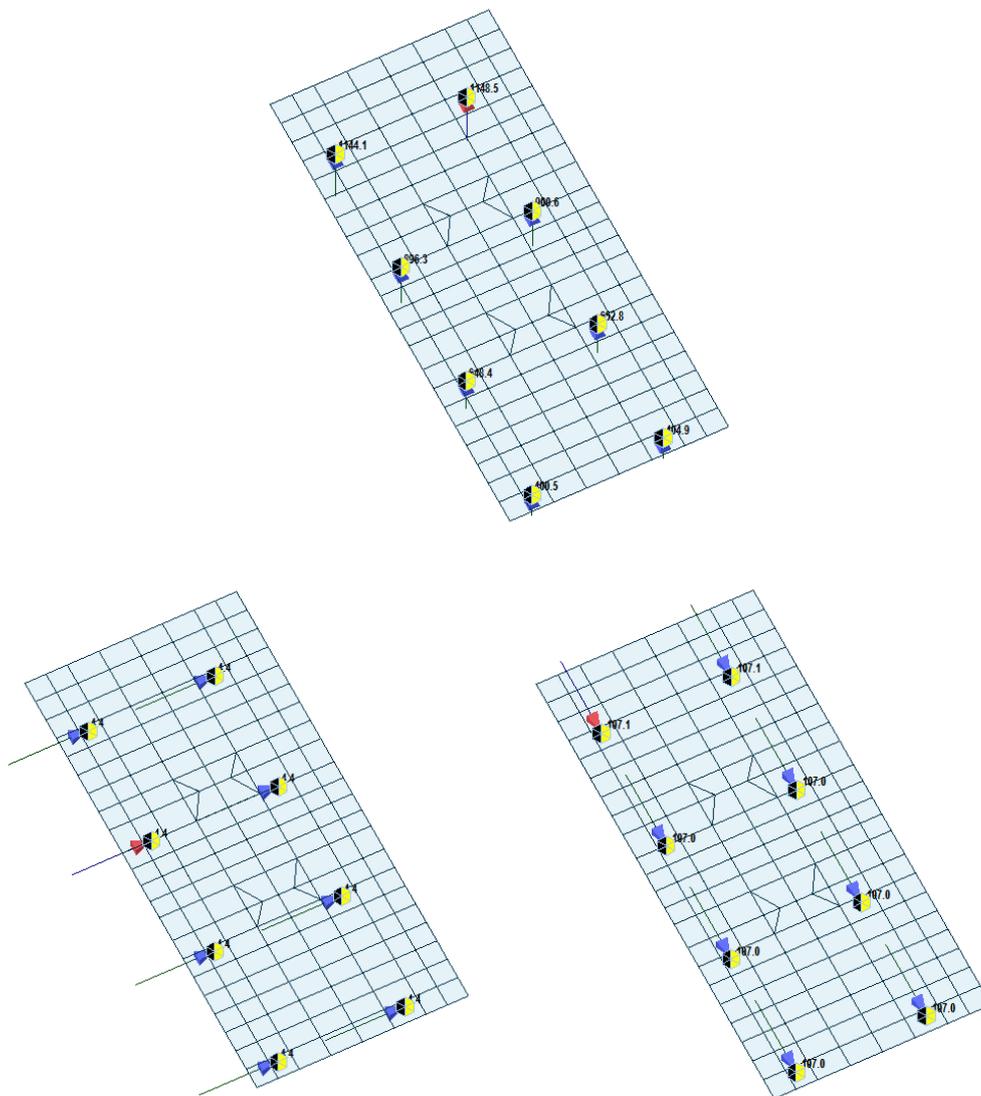
**Tabella 31.** Tabella riassuntiva sollecitazioni sulle fondazioni

Si evidenzia che i tagli riportati in tabella sono già amplificati per la gerarchia delle resistenza con un  $\gamma_{Rd}=1.1$  (punto 7.2.5 NTC 2008).

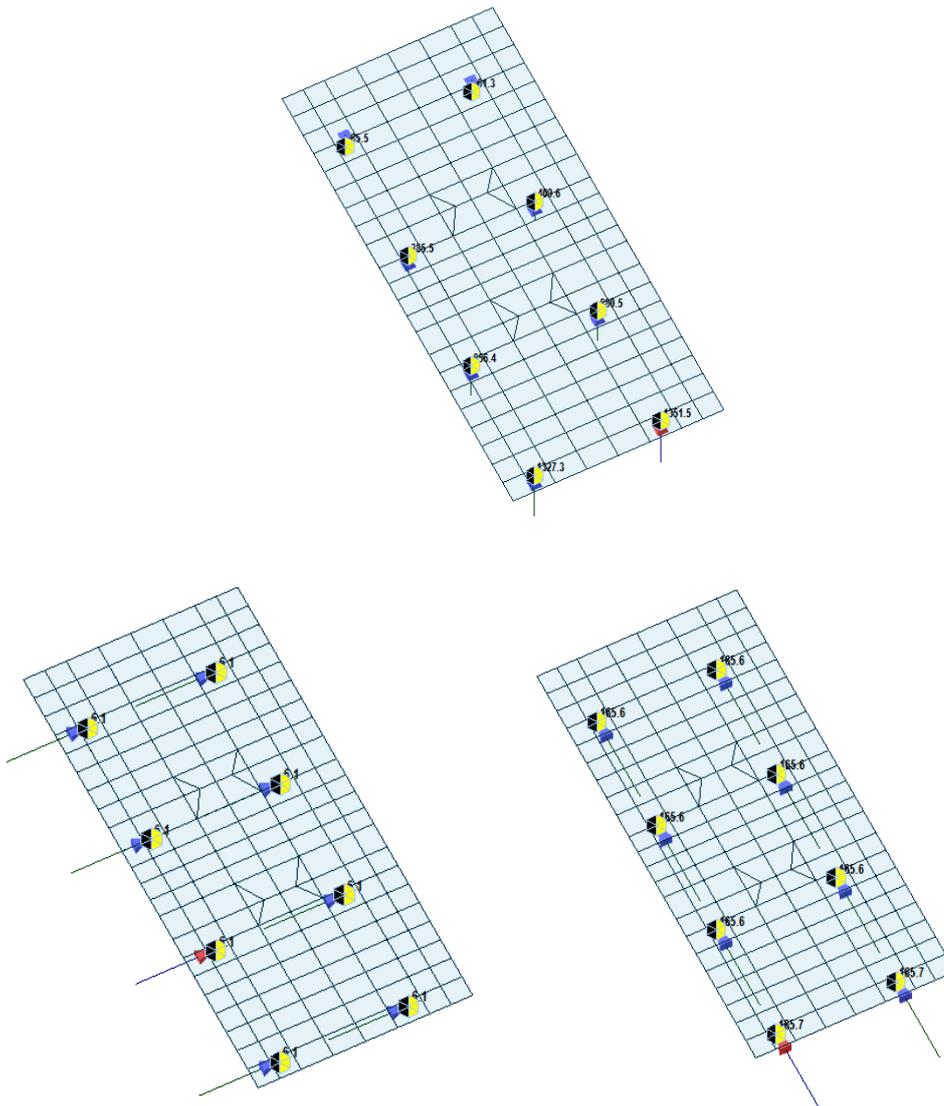
## 12.5 Verifiche di resistenza di tipo “GEO”

Nelle figure seguenti si riportano i modelli effettuati per le fondazioni delle pile e della spalla; le sollecitazioni agenti sono quelle relative alla combinazione più gravosa letta alla base delle pile nel modello di calcolo globale.

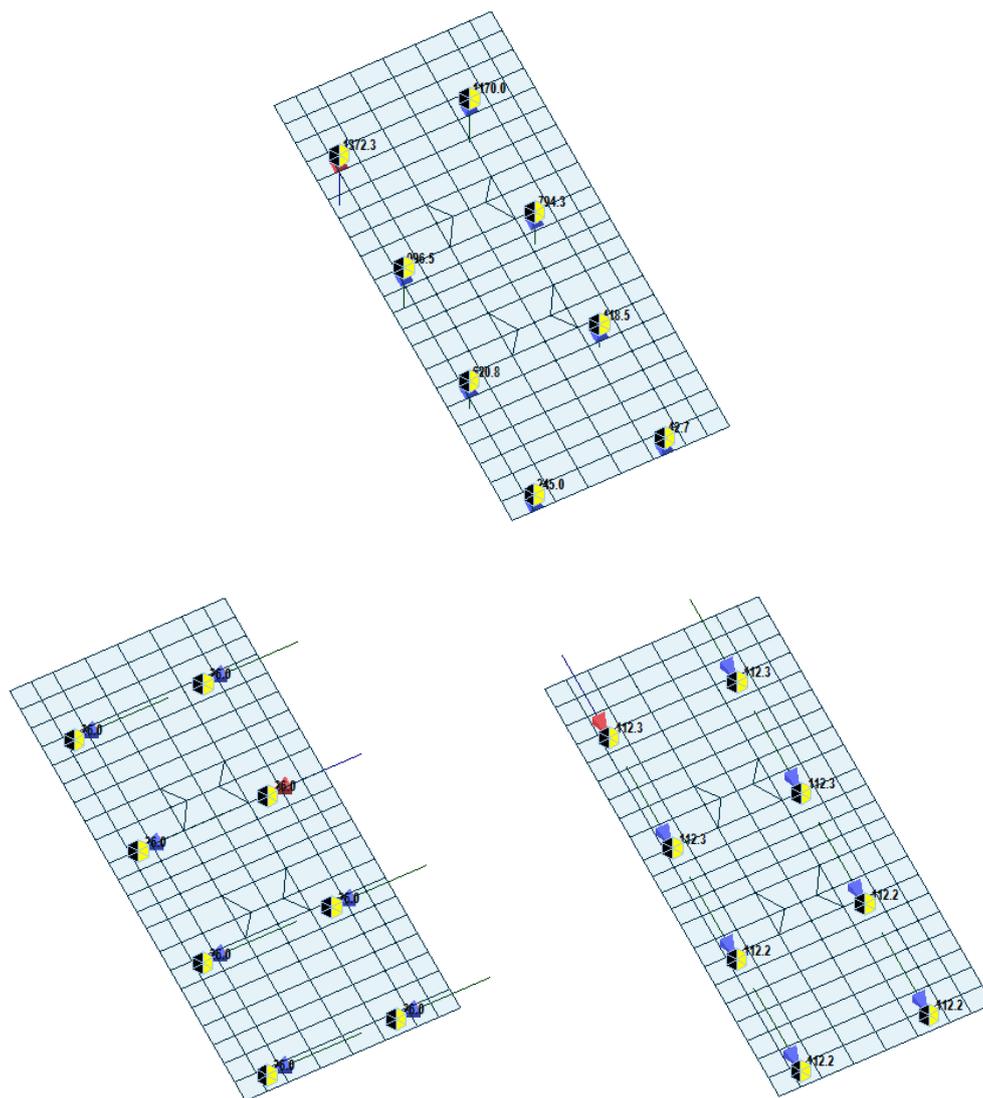
### Rampa A



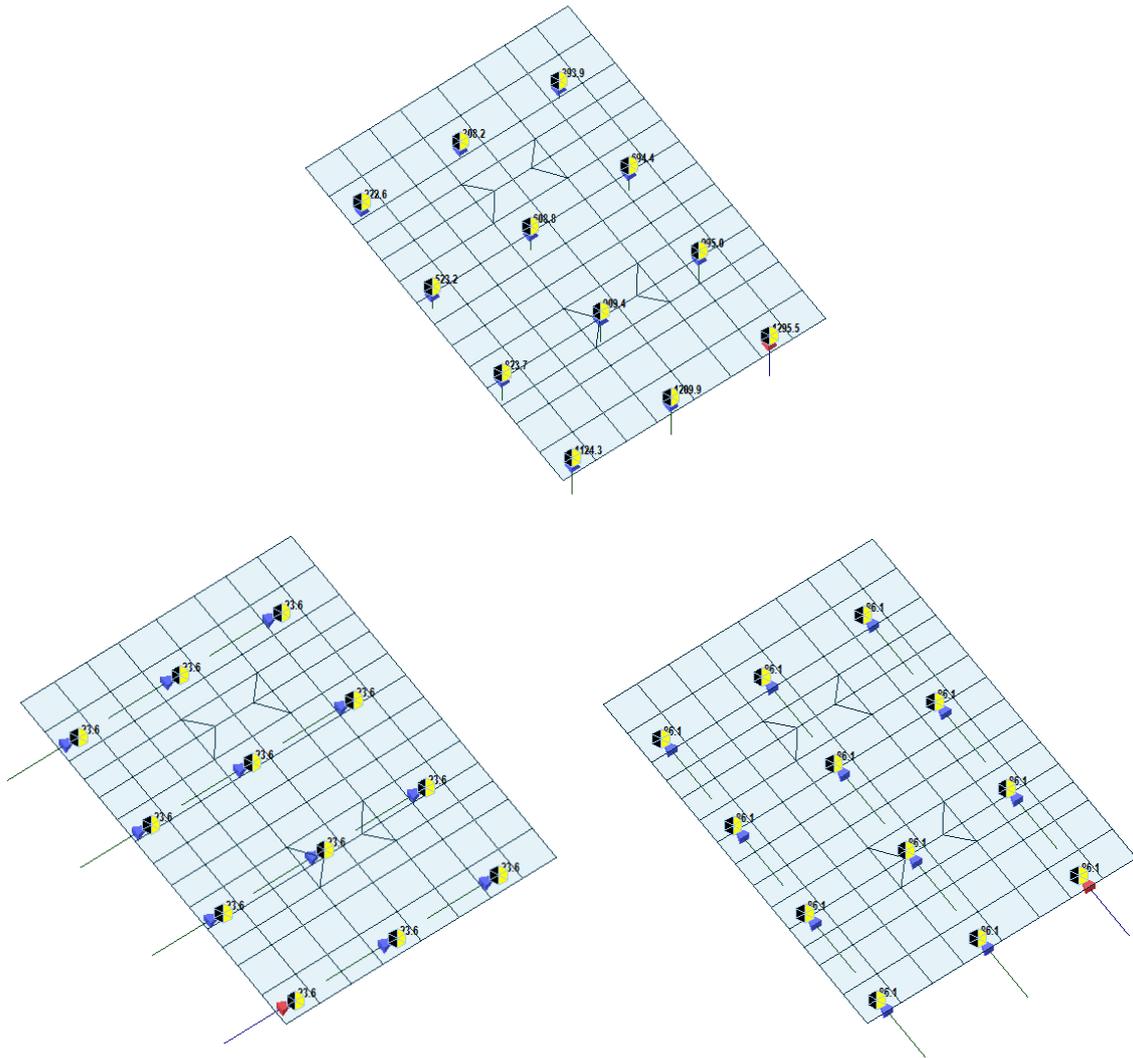
*Figura 116 – Sforzo normale e tagli pali pila P1*



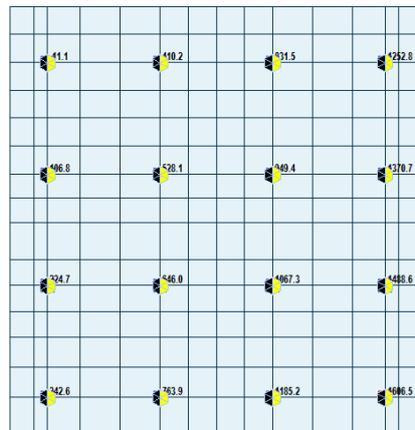
*Figura 117 – Sforzo normale e tagli pali pila P2*



*Figura 118 – Sforzo normale e tagli pali pila P3*



*Figura 119 – Sforzo normale e tagli pali pila P4*



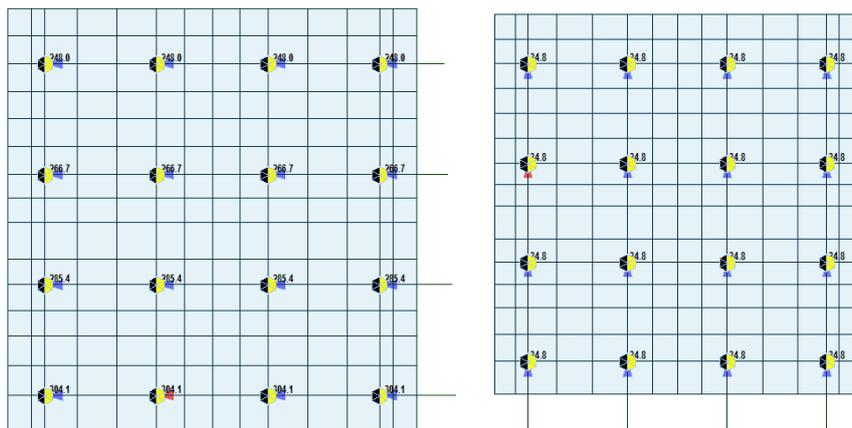


Figura 120 – Sforzo normale e tagli pali spalla S1

**Rampa B**

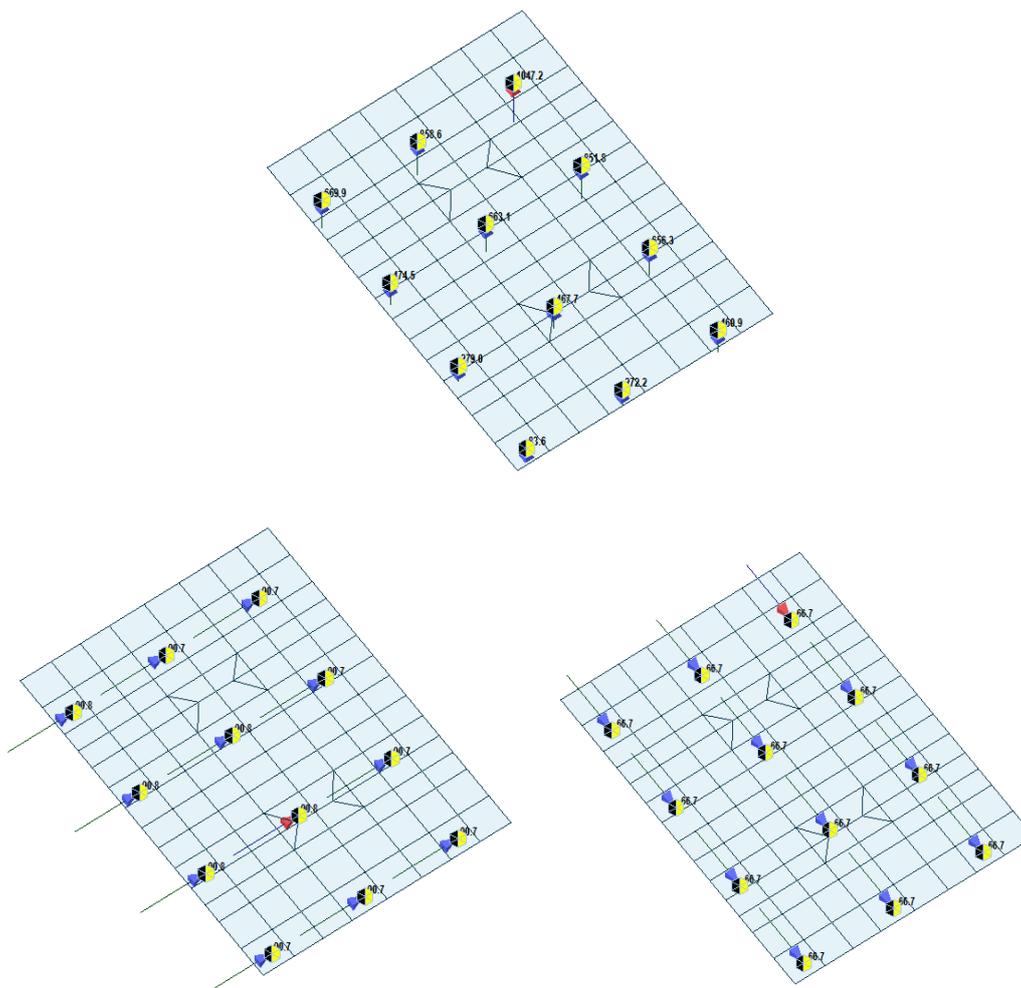


Figura 121 – Sforzo normale e tagli pali pila P5

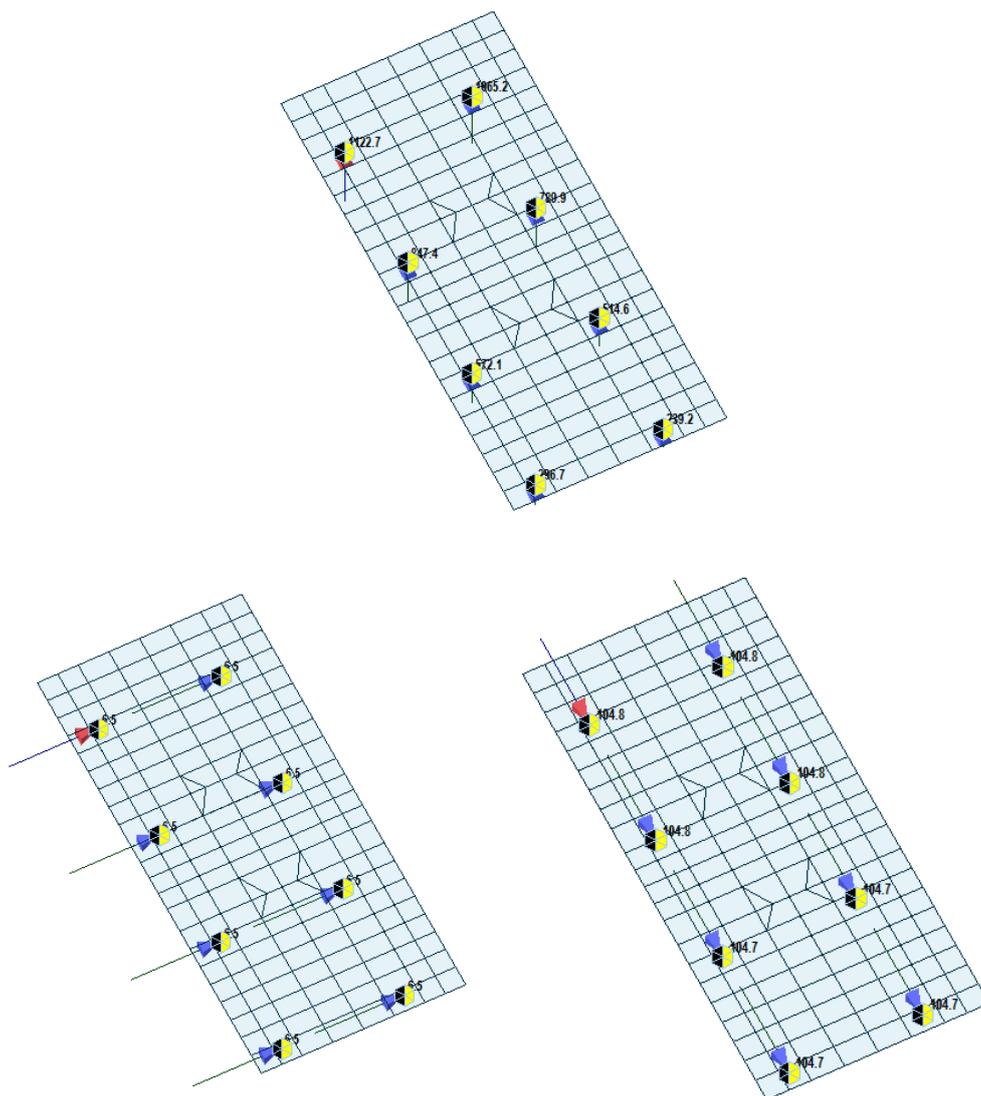
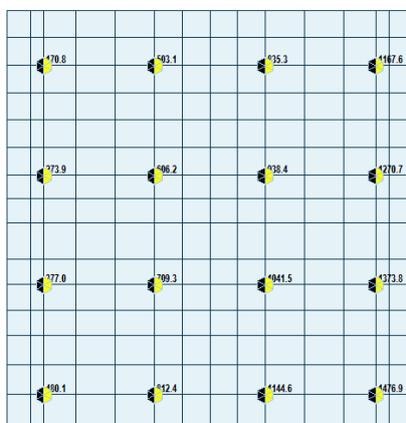
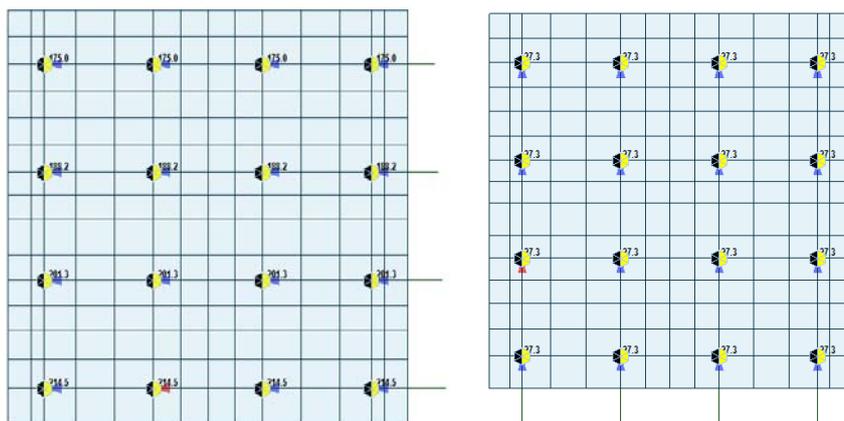


Figura 122 – Sforzo normale e tagli pali pila P6





*Figura 123 – Sforzo normale e tagli pali spalla S2*

Di seguito, si riportano le verifiche a carico limite verticale ed orizzontale del complesso palo-terreno.

Si evidenzia che essendo i pali tutti della stessa lunghezza e con la stessa armatura si ritiene sufficiente riportare la verifica del solo palo più sollecitato.

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:**

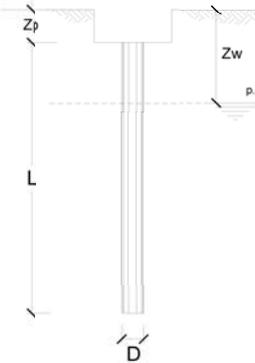
**OPERA:**

Spalla S1

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.80 (m) Area del Palo (Ap): 0.503 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 2.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 2.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 1606 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
 Numero di strati 1  $\frac{1}{1}$  Lpalo = 18.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{trac}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	TA	prog.
$\xi_b$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_s$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$C_u_{med}$ (kPa)
1	18.00		21.00		37.0	

Coefficienti di Calcolo				
k	$\mu$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.40	0.75			

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$C_u_{min}$ (kPa)
1	18.00		21.00		35.0	

Coefficienti di Calcolo				
k	$\mu$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0.43	0.70			

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	18.00		1914.0	37.43	0.00	8983.5	4515.6	1904.6	28.40	0.00	6815.6	3425.9

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 1606.0$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 4515.6$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal med} = 1914.0$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal med} = 6429.6$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 3425.9$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal min} = 1904.6$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal min} = 5330.5$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_b; R_{b,cal min}/\xi_b) = 2556.6$  (kN)  
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_b; R_{s,cal min}/\xi_b) = 1276.0$  (kN)  
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3832.6$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

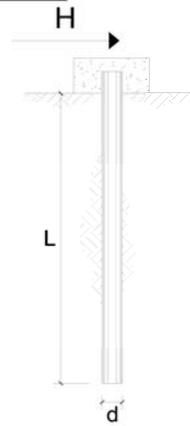
$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$   
 $R_{c,d} = 3003.3$  (kN)  
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 1.87$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:** Pila P2

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\psi}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.00	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:  $H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$

Palo intermedio:  $H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$

Palo lungo:  $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	18.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y$ =	872.52	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	37.00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	35.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	37.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	35.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$ )	$k_{p,med}$ =	4.02	(-)	$k_{\psi,med}$ =	3.69 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	11.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	185.1	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 17204.67$  (kN)  $H1_{min} = 15782.13$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5783.39$  (kN)  $H2_{min} = 5309.20$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 714.33$  (kN)  $H3_{min} = 694.08$  (kN)

$H_{med} = 714.33$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 694.08$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 476.22$  (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 366.33$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 185.10$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.98$

## 12.6 Verifiche di resistenza di tipo “STR”

Di seguito, si riportano alcune immagini relative alle sollecitazioni agenti sulla zattera di fondazione relative alla combinazione di carichi più gravosa. In particolare si riportano le immagini del plinto relativo alla pila tipo più sollecitata (P2) alla pila in comune con il ponte strallato più sollecitata (P4) ed alla spalla più sollecitata (S1).

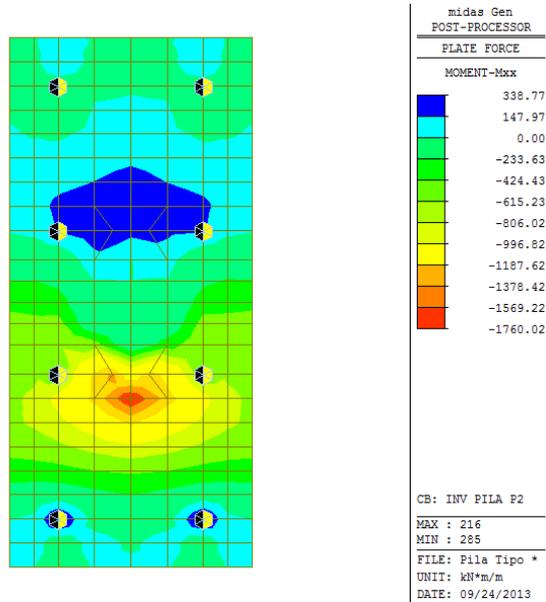


Figura 124 – Momenti flettenti direzione X Pila P2

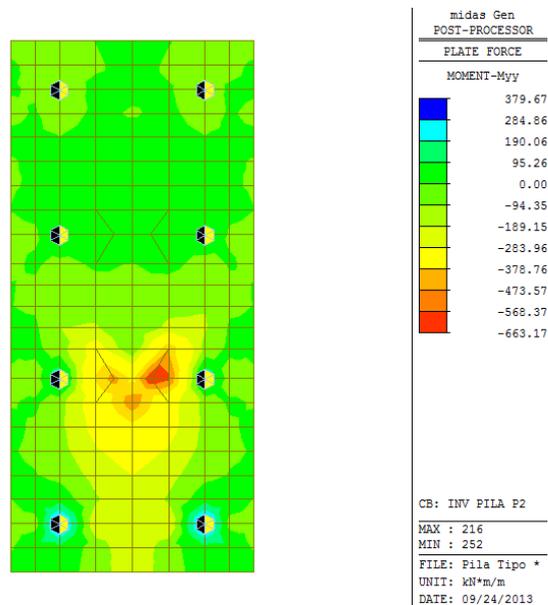


Figura 125 – Momenti flettenti direzione Y Pila P2

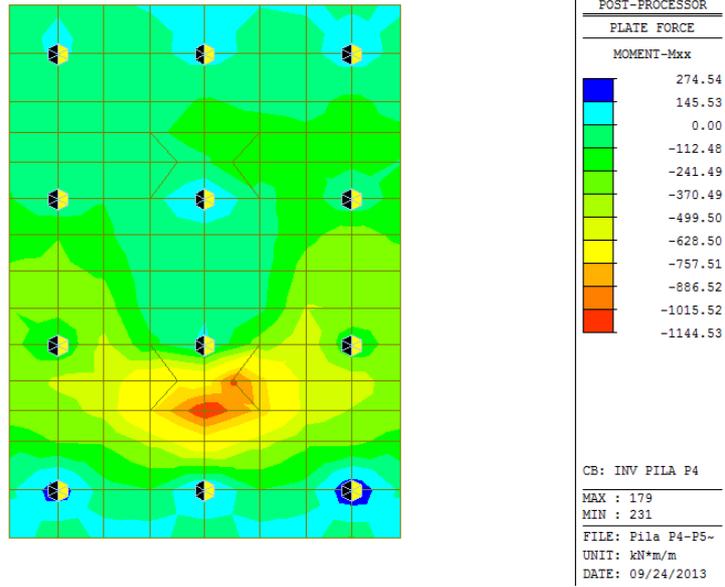


Figura 126 – Momenti flettenti direzione X Pila P4

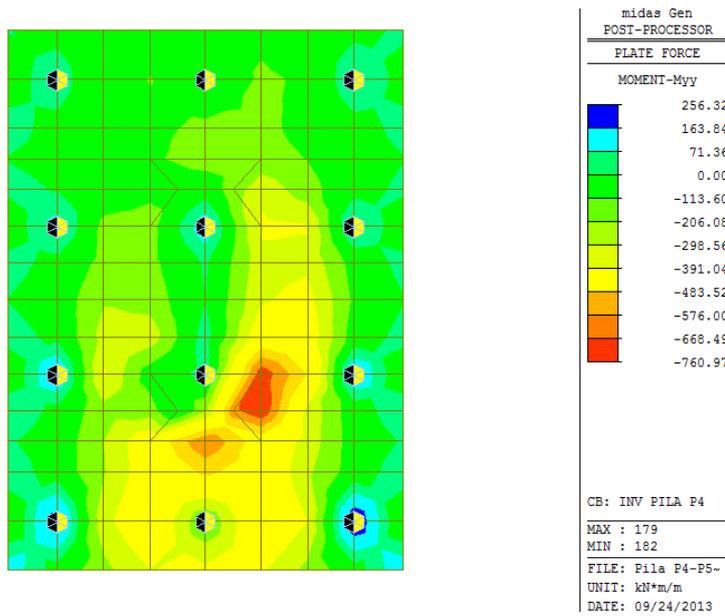


Figura 127 – Momenti flettenti direzione Y Pila P4

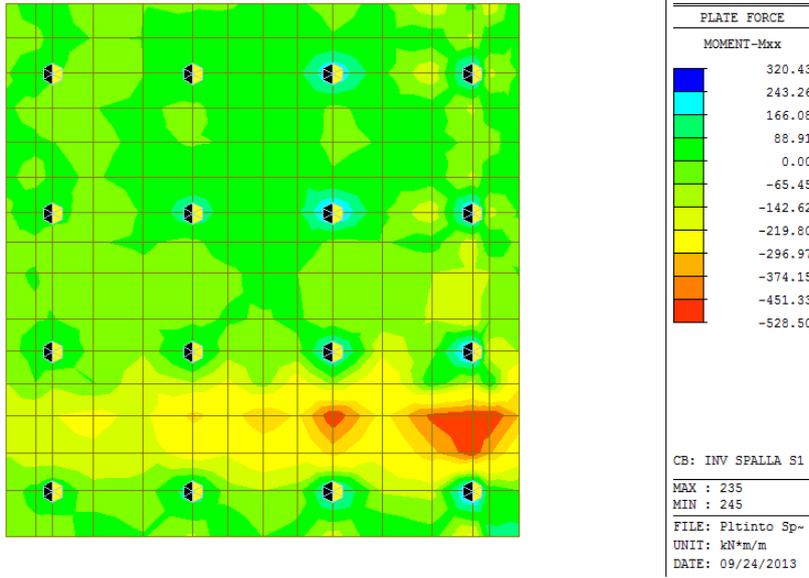


Figura 128 – Momenti flettenti direzione X Spalla S1

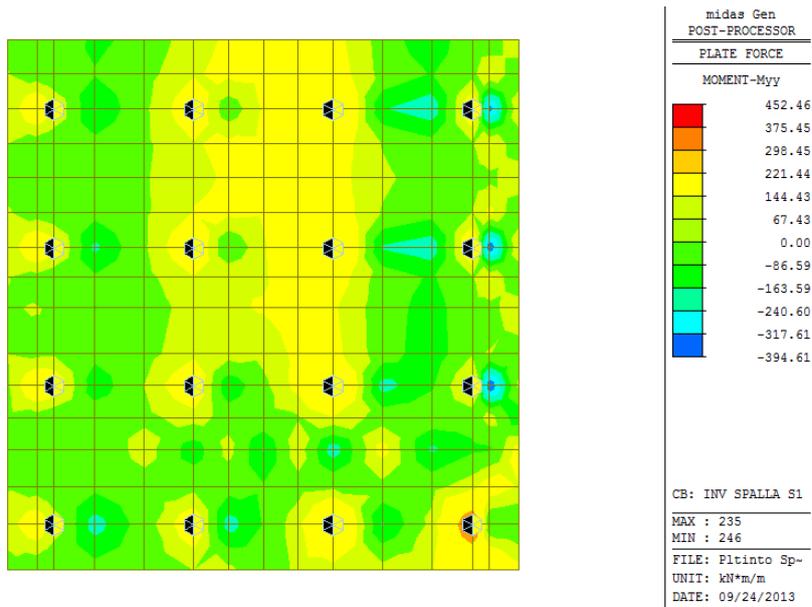


Figura 129 – Momenti flettenti direzione Y Spalla S1

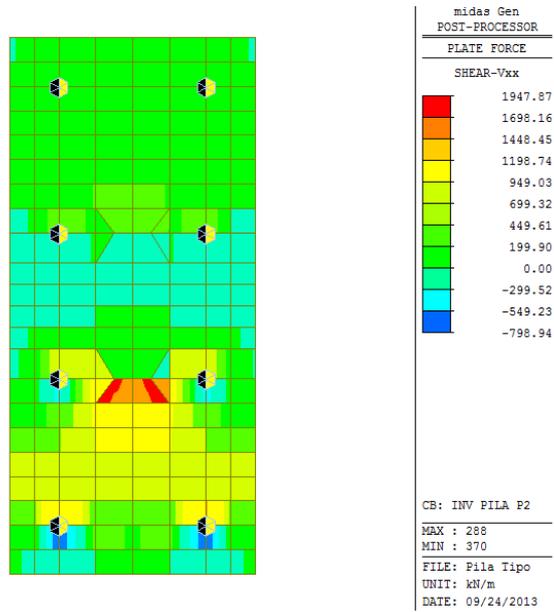


Figura 130 – Taglio direzione X Pila P2

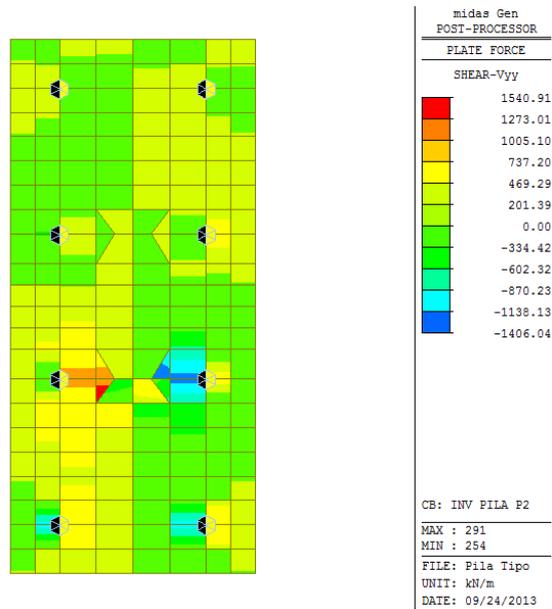


Figura 131 – Taglio direzione Y Pila P2

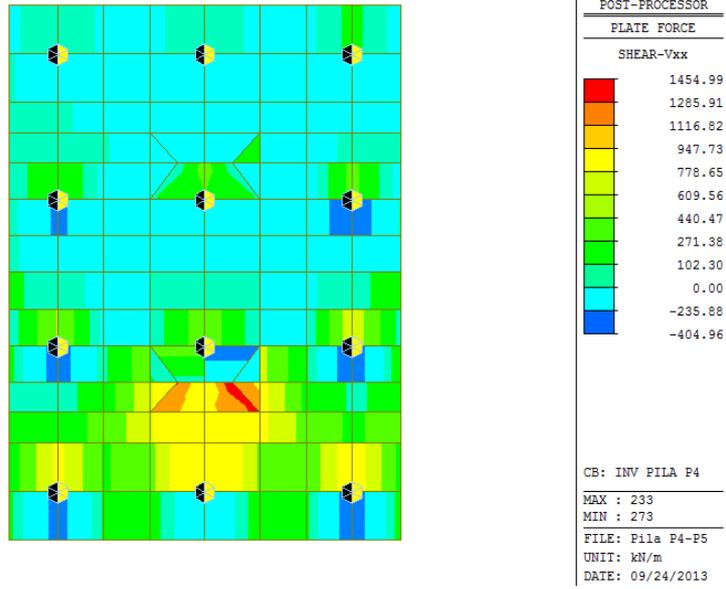


Figura 132 – Taglio direzione X Pila P4

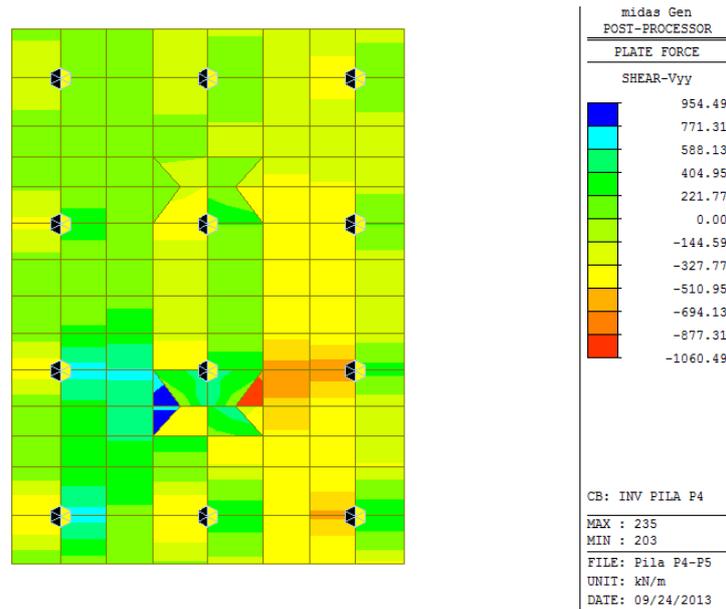


Figura 133 – Taglio direzione Y Pila P4

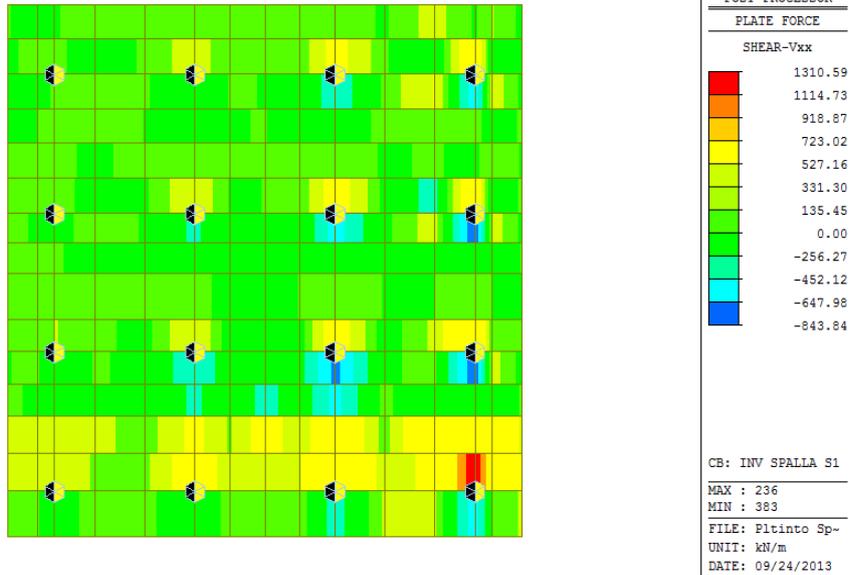


Figura 134 – Taglio direzione X Spalla S1

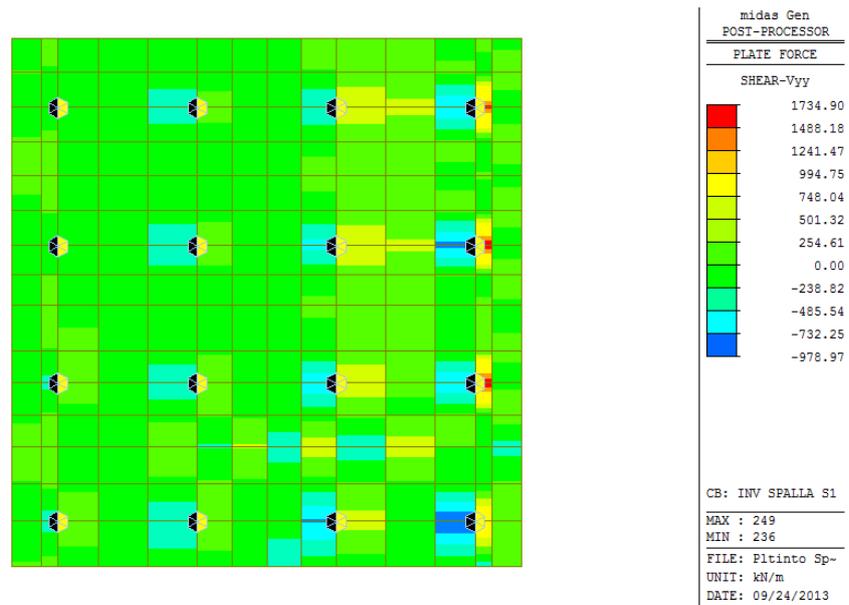


Figura 135 – Taglio direzione Y Spalla S1

Di seguito, si riportano le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio dei pali in c.a. e delle zattere di fondazione. Il palo  $\phi 800$  è armato con  $16\phi 20$ , mentre la zattera di fondazione ( $h=2.00\text{m}$ ) è armata con una rete sup. ed inf.  $\phi 24/20$  e con infittimenti inferiori in entrambe le direzioni in corrispondenza delle pile pari a  $\phi 24/20$ .

*Verifica a pressoflessione del palo  $\phi 800$*

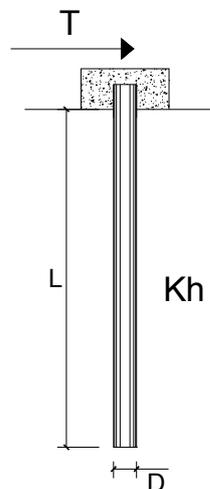
Per la combinazione di carico più sfavorevole i momenti flettenti nel palo sono pari a:

**PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI**

**OPERA:** Pila P2

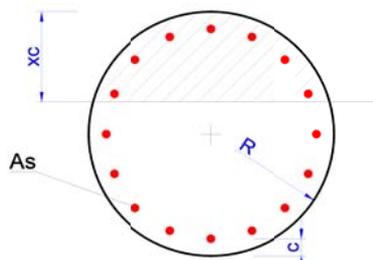
**DATI DI INPUT:**

Diametro del palo (D):	0.8	(m)
Lunghezza del palo (L)	18	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	25	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	185	(kN)
fck del calcestruzzo:	29.0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	37.0	(MPa)
Ecls ( $E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$ ):	32575	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4/64$ ):	2010619	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	338.31	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm <sup>2</sup> )	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.273	6.84	0.00000	312.934	-185.000
0.36	0.271	6.76	-0.00015	249.871	-165.384
0.72	0.263	6.57	-0.00028	193.810	-146.161
1.08	0.251	6.28	-0.00037	144.549	-127.648
1.44	0.236	5.91	-0.00044	101.789	-110.084
1.80	0.220	5.50	-0.00048	65.154	-93.646
2.16	0.202	5.05	-0.00051	34.215	-78.452
2.52	0.183	4.59	-0.00052	8.510	-64.574
2.88	0.165	4.12	-0.00052	-12.440	-52.041
3.24	0.146	3.65	-0.00051	-29.121	-40.852
3.60	0.128	3.21	-0.00049	-42.011	-30.975
3.96	0.111	2.78	-0.00046	-51.575	-22.361
4.32	0.095	2.38	-0.00043	-58.255	-14.944
4.68	0.080	2.00	-0.00040	-62.468	-8.644
5.04	0.066	1.66	-0.00036	-64.602	-3.375
5.40	0.054	1.35	-0.00033	-65.011	0.952
5.76	0.043	1.07	-0.00029	-64.019	4.430
6.12	0.033	0.82	-0.00026	-61.913	7.151
6.48	0.024	0.61	-0.00022	-58.950	9.205
6.84	0.017	0.42	-0.00019	-55.355	10.678
7.20	0.010	0.26	-0.00016	-51.322	11.651
7.56	0.005	0.13	-0.00014	-47.017	12.200
7.92	0.001	0.01	-0.00011	-42.580	12.396
8.28	-0.003	-0.08	-0.00009	-38.127	12.301
8.64	-0.006	-0.15	-0.00007	-33.751	11.975
9.00	-0.008	-0.20	-0.00005	-29.526	11.467
9.36	-0.010	-0.24	-0.00004	-25.511	10.823
9.72	-0.011	-0.27	-0.00002	-21.746	10.082

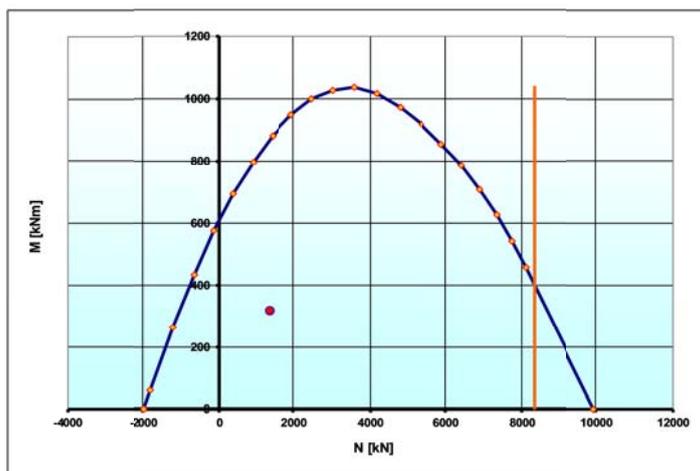
Pertanto, la verifica:



Geometria della sezione		
		[cm]
Raggio	R	40

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
16	20	50.27	5
0		0.00	
0		0.00	
<b>50.27</b>			

Materiali								
	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	$R_{ck}$ [Mpa]	$f_{ck}$ [Mpa]	$f_{cd}$ [Mpa]	$f_{cc}/f_{cd}$	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$
C28/35	1.5	0.85	35	28	15.9	0.8	0.200%	0.350%
	$\gamma_s$	$E_s$ [Mpa]	$f_{yk}$ [Mpa]	$f_{yd}$ [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
B450C	1.15	200000	450	391.3	0.196%	10.000%	1	10.000%



Verifica a taglio del palo  $\phi 800$

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008

Materiali

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fcd [Mpa]	16.5

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

Geometria sezione

b [mm]	560
h [mm]	560
c [mm]	0
d [mm]	560

Armatura longitudinale

n° barre	5
diámetro	20
Area [mm <sup>2</sup> ]	1570

Armatura trasversale

Staffe $\Phi$	12
n° bracci	2
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	226.08
s [mm]	200

Sollecitazioni di calcolo

N <sub>Ed</sub> [kN]	1352
V <sub>Ed</sub> [kN]	185

VERIFICHE

Sezione non armata a taglio

V <sub>Rd</sub> [kN]	301.62
	Verificato

Sezione armata a taglio

Crisi armatura a taglio

V <sub>Rsd</sub> [kN]	557.34
V <sub>Rcd</sub> [kN]	1001.32

V <sub>Rd</sub> [kN]	557.34
	Verificato

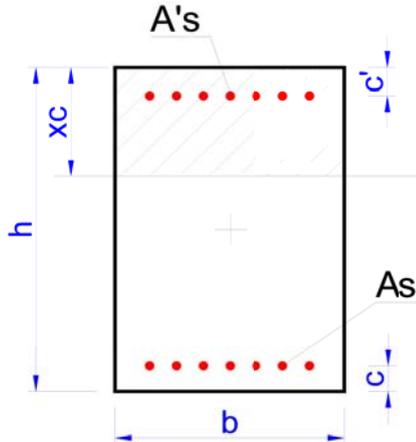
Parametri di verifica

k	1.60
v <sub>min</sub>	0.38
$\rho_l$	0.0050
$\sigma_{cp}$	3.2923
v	0.5
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	4.31122449
$\alpha_c$	1.250
$\omega_{sw}$	0.048
cotg $\theta$	3.468
cotg $\theta^*$	2.500

Verifica a flessione dei plinti di fondazione

Plinto Pila P2

Combinazione di Carico: SLVYI



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	200
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1760	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	24	22.62	8
5	24	22.62	8
		0.00	4
		0.00	
		0.00	
<b>45.24</b>			

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	24	22.62	8
		0.00	6
		0.00	
		0.00	
		0.00	
<b>22.62</b>			

Materiali									
C28/35	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$	
	1.5	0.85	35	28	15.9	0.8	0.200%	0.350%	
B450A	$\gamma_s$	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$	
	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%	

N costante

e costante

calcola

N ultimo  
**0.0 [kN]**

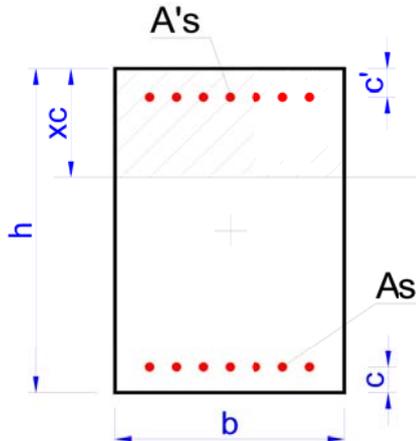
M ultimo  
**3306.2 [kNm]**

xc  
**10.69 [cm]**

FS  
**1.88**

Plinto Pila P4

Combinazione di Carico: SLVY4



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	200
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	1144	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	24	22.62	8
5	24	22.62	8
		0.00	4
		0.00	
		0.00	
		0.00	
			<b>45.24</b>

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	24	22.62	8
		0.00	6
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
			<b>22.62</b>

Materiali									
C28/35	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$	
	1.5	0.85	35	28	15.9	0.8	0.200%	0.350%	
B450A	$\gamma_s$	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$	
	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%	

N costante

e costante

calcola

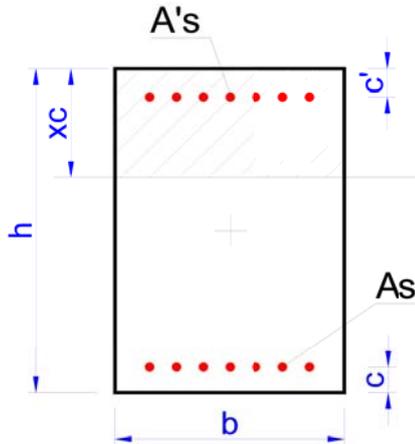
N ultimo  
**0.0 [kN]**

M ultimo  
**3306.2 [kNm]**

xc  
**10.69 [cm]**

FS  
**2.89**

Plinto Spalla S1  
Combinazione di Carico: SLVX2



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	200
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	528	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	20	15.71	8
		0.00	8
		0.00	4
		0.00	
		0.00	
		<b>15.71</b>	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
5	20	15.71	8
		0.00	6
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		<b>15.71</b>	

Materiali										
<input type="text" value="C28/35"/>	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$		
	1.5	0.85	35	28	15.9	0.8	0.200%	0.350%		
<input type="text" value="B450A"/>	$\gamma_s$	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$		
	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%		

- N costante  
 e costante

calcola

N ultimo  
**0.0 [kN]**

xc  
**6.62 [cm]**

M ultimo  
**1173.3 [kNm]**

FS  
**2.22**

Verifica a taglio del plinto di fondazione

Plinto Pila P2

Combinazione di Carico: *SLVY1*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	35	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	29.1	V <sub>Ed</sub> [kN]	1950
fcd [Mpa]	16.5		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450		
fyd [Mpa]	391.3		
<b>Geometria sezione</b>			
b [mm]	1000		
h [mm]	2000		
c [mm]	0		
d [mm]	2000		
<b>Armatura longitudinale</b>			
n° barre	10		
diámetro	24		
Area [mm <sup>2</sup> ]	4521.6		
<b>Armatura trasversale</b>			
Staffe $\Phi$	14		
n° bracci	2		
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72		
s [mm]	200		
<b>VERIFICHE</b>			
<b>Sezione non armata a taglio</b>			
V <sub>Rd</sub> [kN]	591.58		
	Armare!!!		
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi armatura a taglio</b>			
V <sub>Rsd</sub> [kN]	2709.27		
V <sub>Rcd</sub> [kN]	5108.79		
V <sub>Rd</sub> [kN]	2709.27		
	Verificato		
<b>Parametri di verifica</b>			
k	1.32		
v <sub>min</sub>	0.28		
$\rho_l$	0.0023		
$\sigma_{cp}$	0.0000		
v	0.5		
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0		
$\alpha_c$	1.000		
$\omega_{sw}$	0.037		
cotg $\theta$	3.560		
cotg $\theta^*$	2.500		

Plinto Pila P4

Combinazione di Carico: *SLVY4*

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
<b>Calcestruzzo</b>			
Rck [Mpa]	35	N <sub>Ed</sub> [kN]	0
fck [Mpa]	29.1	V <sub>Ed</sub> [kN]	1454
fcd [Mpa]	16.5		
<b>Acciaio</b>			
fyk [Mpa]	450		
fyd [Mpa]	391.3		
<b>Geometria sezione</b>			
b [mm]	1000		
h [mm]	2000		
c [mm]	0		
d [mm]	2000		
<b>Armatura longitudinale</b>			
n° barre	10		
diámetro	24		
Area [mm <sup>2</sup> ]	4521.6		
<b>Armatura trasversale</b>			
Staffe $\Phi$	14		
n° bracci	2		
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72		
s [mm]	200		
<b>VERIFICHE</b>			
<b>Sezione non armata a taglio</b>			
V <sub>Rd</sub> [kN]	591.58		
	Armare!!!		
<b>Sezione armata a taglio</b>			
<b>Crisi armatura a taglio</b>			
V <sub>Rsd</sub> [kN]	2709.27		
V <sub>Rcd</sub> [kN]	5108.79		
V <sub>Rd</sub> [kN]	2709.27		
	Verificato		
<b>Parametri di verifica</b>			
k	1.32		
v <sub>min</sub>	0.28		
$\rho_l$	0.0023		
$\sigma_{cp}$	0.0000		
v	0.5		
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0		
$\alpha_c$	1.000		
$\omega_{sw}$	0.037		
cotg $\theta$	3.560		
cotg $\theta^*$	2.500		

*Plinto Spalla S1*  
Combinazione di Carico: *SLVX2*

**Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008**

**Materiali**

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	35
fck [Mpa]	29.1
fcd [Mpa]	16.5

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3

**Geometria sezione**

b [mm]	1000
h [mm]	2000
c [mm]	0
d [mm]	2000

**Armatura longitudinale**

n° barre	10
diámetro	24
Area [mm <sup>2</sup> ]	4521.6

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	14
n° bracci	2
A <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> ]	307.72
s [mm]	200

**Sollecitazioni di calcolo**

N <sub>Ed</sub> [kN]	0
V <sub>Ed</sub> [kN]	1734

**VERIFICHE**

**Sezione non armata a taglio**

V <sub>Rd</sub> [kN]	591.58
	Armare!!!

**Sezione armata a taglio**

**Crisi armatura a taglio**

V <sub>Rs</sub> d [kN]	2709.27
V <sub>Rcd</sub> [kN]	5108.79

V <sub>Rd</sub> [kN]	2709.27
	Verificato

**Parametri di verifica**

k	1.32
v <sub>min</sub>	0.28
$\rho_l$	0.0023
$\sigma_{cp}$	0.0000
v	0.5
( $\sigma_{cp}$ ) <sup>*</sup>	0
$\alpha_c$	1.000
$\omega_{sw}$	0.037
cotg $\theta$	3.560
cotg $\theta^*$	2.500

## 13. Conclusioni

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Al fine di migliorare la comprensione delle verifiche svolte, si riportano di seguito alcune tabelle riassuntive delle verifiche più significative degli elementi strutturali.

### Verifiche di resistenza

Travi principali								
Rampa	Elemento	Sezione	Combinazione	Tensione normale $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione tangenziale $\tau_{med}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione ideale $\sigma_{id}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione limite $f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Stato verifica
Rampa A	Anime travi principali	concio 6	INV SLU	-200.2	94.00	258.0	338.1	verificato
	Piattabande travi principali	concio 6	INV SLU	-201.1	-	-	338.1	verificato
Rampa B	Anime travi principali	concio 2	INV SLU	234.6	99.5	291.1	338.1	verificato
	Piattabande travi principali	concio 2	INV SLU	211.7	-	-	338.1	verificato

Traversi pieni								
Rampa	Elemento	Sezione	Combinazione	Tensione normale $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione tangenziale $\tau_{med}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione ideale $\sigma_{id}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione limite $f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Stato verifica
Rampa A	Diaphragma pieno	pila P3	INV SLU	-150.75	20	154.9	338.1	verificato
Rampa B	Diaphragma pieno	pila P6	INV SLU	-151.52	33	161.9	338.1	verificato

Traversi intermedi							
Rampa	Elemento	Sezione	Combinazione	Sforzo normale $N_{Ed}$ [kN]	Resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ [kN]	Resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ [kN]	Stato verifica
Rampa A	Correnti inferiori	2L 120x12	INV SLU	-534	794	-	verificato
	Correnti superiori	2L 100x10	INV SLU	186	-	1295	verificato
	Diagonali	2L 100x10	INV SLU	-201	881	-	verificato
	Controventi superiori	2L 100x12	INV SLU	-62	269	-	verificato
	Controventi inferiori	2L 150x16	INV SLU	-581	849	-	verificato
Rampa B	Correnti inferiori	2L 120x12	INV SLU	-393	794	-	verificato
	Correnti superiori	2L 100x10	INV SLU	90	-	1295	verificato
	Diagonali	2L 100x10	INV SLU	-206	558	-	verificato
	Controventi superiori	2L 100x12	INV SLU	-106	269	-	verificato
	Controventi inferiori	2L 150x16	INV SLU	-453	849	-	verificato

Pile e spalle - Verifiche a presso-flessione								
Rampa	Elemento	Combinazione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{ed,x}$ [kNm]	$M_{ed,y}$ [kNm]	$M_{Rd,x}$ [kNm]	$M_{Rd,y}$ [kNm]	Stato verifica
Rampa A	Spalla S1	SLV-X2	-130	913	160	1457	305.6	verificato
	Pila P2	SLV-Y1	-2568	7866	195	12392	307	verificato
Rampa B	Spalla S2	SLV-X2	-170	652	130	1517	177.1	verificato
	Pila P5	SLV-Y3	-3280	-7136	8182	-16532	18956	verificato

Pile e spalle - Verifiche a taglio							
Rampa	Elemento	Combinazione	$V_{ed,x}$ [kN]	$V_{ed,y}$ [kN]	$V_{Rd,x}$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	Stato verifica
Rampa A	Spalla S1	SLV-X2/SLV-Y6	400	240	549.96	419.5	verificato
	Pila P4	SLV-X3/SLV-Y4	861	1408	1907	1929	verificato
Rampa B	Spalla S2	SLV-X2/SLV-Y6	340	283	549.96	419.5	verificato
	Pila P5	SLV-Y5/SLV-Y6	1485	1095	1907	1929	verificato

Fondazioni									
Rampa	Elemento	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{ed}$ [kNm]	$V_{ed}$ [kNm]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$V_{Rd}$ [kNm]	Stato verifica	
Rampa A-B	Palo fondazione Pila P2	1352	315	185	8347.3	880	557.34	verificato	
	Plinto pila P2	-	1760	1950	-	3306.2	2709.3	verificato	
	Plinto pila P4	-	1144	1454	-	3306.2	2709.3	verificato	
	Plinto spalla S1	-	528	1734	-	1173.3	2709.3	verificato	

Verifiche di deformabilità

Impalcato - Verifiche di deformabilità					
Rampa	Elemento	Combinazione	Spostamento verticale [mm]	Deformazione limite [mm]	Stato verifica
Rampa A	Trave principale	$Q_{1k}$	20.46	L/700	verificato
Rampa B	Trave principale	$Q_{1k}$	20.35	L/700	verificato

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.