

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

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

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

**ALLARGAMENTO VIADOTTO CLAREA - SALITA  
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SOLETTA**

**Allargamento Viadotto Clarea - Salita - Relazione di calcolo impalcato e soletta**

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

<b>1</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>N</b>	<b>V</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>W</b>	<b>5</b>
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot	Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

<b>E</b>	<b>C</b>	<b>L</b>	<b>O</b>	<b>C</b>	<b>0</b>	<b>6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>C</b>
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
/INTEGRATION SPECIALISTE**




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

Empty box for technical details or drawings.

**SCALA / ÉCHELLE**  
-

**I PROGETTISTI/L ES DESIGNERS**



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

**L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR**

Empty box for contractor information.

**IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE**

Empty box for project manager information.

## SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE .....	15
1.1 Impalcato in acciaio .....	15
1.2 Criteri di calcolo .....	16
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI .....	17
2.1 Normative e standard .....	17
2.2 Riferimenti bibliografici .....	18
2.3 Classe di esecuzione .....	19
2.3.1 Scelta della classe di esecuzione .....	19
2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio) .....	20
2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione .....	21
2.4 Grado di preparazione .....	22
3. MATERIALI .....	23
3.1 Acciaio .....	23
3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a. ....	23
3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato .....	23
3.1.3 Acciaio per pioli .....	24
3.1.4 Unioni saldate .....	24
3.1.5 Unioni bullonate .....	24
3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali .....	25
3.2.1 Premessa .....	25
3.2.2 Calcestruzzo per magrone .....	25
3.2.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle) .....	25
3.2.4 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle) .....	26
3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcati in struttura mista acciaio/cls .....	26
3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli .....	27
3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate .....	28
4. MODELLAZIONE .....	29
4.1 Rigidezze flessionali .....	29
4.2 Rigidezze torsionali .....	29
4.3 Larghezza di soletta collaborante .....	30
4.4 Caratteristiche geometriche .....	32
4.4.1 Travi principali .....	32
4.4.2 Inerzie di continuità .....	38
4.4.3 Traversi .....	42
4.4.3.1 Traverso di campata tipo DC1 .....	42
4.4.3.2 Traverso di campata tipo DC2 .....	42
4.4.3.3 Traverso di campata tipo DC3 .....	42
4.4.3.4 Traverso di campata tipo DC4 .....	42
4.4.3.5 Traverso di campata tipo DC5 .....	42
4.4.3.6 Traverso di pila UP6 .....	45
4.4.3.7 Traverso di pila UP7-UP8-UP9 .....	45
4.4.4 Inerzia torsionale .....	47
5. ANALISI DEI CARICHI STATICI .....	48
5.1 Impalcato metallico .....	48

5.2	Soletta in c.a.....	49
5.3	Permanenti .....	51
5.4	Carico Accidentale.....	54
5.4.1	Carico Accidentale folla.....	54
5.4.2	Carico Accidentale mezzi .....	56
5.4.2.1	Condizioni di carico trasversali.....	56
5.4.2.2	Condizioni di carico longitudinali.....	67
5.4.3	Carico Accidentale mezzi a fatica.....	70
5.5	Effetti del vento .....	76
5.5.1	Velocità di riferimento .....	76
5.5.2	Pressione di riferimento .....	77
5.5.3	Coefficiente di esposizione .....	78
5.5.4	Coefficiente di forma .....	81
5.5.5	Pressione del vento .....	81
5.5.5.1	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=3,00$ m .....	84
5.5.5.2	Azione del vento a ponte carico $h_t=3,00$ m.....	85
5.5.5.3	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=3,50$ m .....	86
5.5.5.4	Azione del vento a ponte carico $h_t=3,50$ m.....	87
5.5.5.5	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=5,00$ m .....	88
5.5.5.6	Azione del vento a ponte carico $h_t=5,00$ m.....	89
5.6	Effetti della temperatura .....	90
5.6.1	Variazione termica uniforme .....	90
5.6.2	Variazione termica differenziale trave – soletta .....	90
5.7	Cedimenti differenziali .....	91
5.8	Effetti dovuti al ritiro.....	93
5.8.1	Determinazione dei parametri di ritiro.....	93
5.8.2	Effetti reologici .....	93
5.8.2.1	Tempo ed ambiente .....	93
5.8.2.2	Modulo elastico al tempo t.....	93
5.8.2.3	Coefficiente di viscosità al tempo “t” .....	94
5.8.2.4	Coefficienti di omogeneizzazione.....	96
5.8.3	Calcolo della deformazione totale per ritiro .....	97
5.9	Azioni sismiche .....	99
6.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	100
6.1	Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese .....	100
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU) .....	100
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	100
6.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione.....	101
6.2	Valutazione della sicurezza .....	102
6.3	Combinazione dei carichi .....	103
6.3.1	Combinazioni SLU e in esercizio .....	106
6.3.2	Combinazioni sismiche .....	107
6.4	Modelli strutturali .....	108
7.	ANALISI DEGLI ELEMENTI .....	112
7.1	Sollecitazioni .....	112
7.1.1	Acciaio – fase 1.....	112
7.1.2	Soletta – fase 1 .....	120
7.1.3	Permanenti – fase 2a .....	128

7.1.4	Cedimenti – fase 2c .....	136
7.1.5	Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da UP6 a pila UP7) .....	144
7.1.6	Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da UP7 alla mezzeria della seconda campata) .....	159
7.1.7	Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi dalla mezzeria della seconda campata alla fine) .....	174
7.1.8	Accidentali folla – fase 3 (valori validi da UP6 a pila UP7).....	189
7.1.9	Accidentali folla – fase 3 (valori validi da UP7 alla mezzeria della seconda campata).....	197
7.1.10	Accidentali folla – fase 3 (valori validi dalla mezzeria della seconda campata alla fine) .....	205
7.1.11	Vento – fase 3 .....	213
7.1.12	Temperatura – fase 3 .....	221
7.1.13	Ritiro – fase 2b .....	229
7.2	Verifiche travi .....	237
7.2.1	Modalità di verifica.....	245
7.3	Verifiche traversi di campata tipo DC1 .....	247
7.3.1	Correnti .....	255
7.3.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	257
7.3.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	257
7.3.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	257
7.3.2	Diagonali.....	258
7.3.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	259
7.3.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	259
7.3.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	259
7.4	Verifiche traversi di campata tipo DC2 .....	260
7.4.1	Correnti .....	262
7.4.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	263
7.4.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	263
7.4.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	263
7.4.2	Diagonali.....	264
7.4.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	265
7.4.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	265
7.4.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	265
7.5	Verifiche traversi di campata tipo DC3 .....	265
7.5.1	Correnti .....	269
7.5.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	271
7.5.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	271
7.5.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	271
7.5.2	Diagonali.....	272
7.5.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	273
7.5.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	273
7.5.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	273
7.6	Verifiche traversi di campata tipo DC4 .....	274
7.6.1	Correnti .....	278
7.6.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	280
7.6.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	280
7.6.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	280
7.6.2	Diagonali.....	281

7.6.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	283
7.6.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	283
7.6.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	283
7.7	Verifiche trasversi di campata tipo DC5 .....	284
7.7.1	Correnti .....	286
7.7.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	287
7.7.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	287
7.7.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	287
7.7.2	Diagonali.....	288
7.7.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	289
7.7.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	289
7.7.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	289
7.8	Verifiche trasverso di pila tipo UP6.....	289
7.8.1	Correnti .....	292
7.8.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	293
7.8.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	293
7.8.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	293
7.8.2	Diagonali.....	294
7.8.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	296
7.8.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	296
7.8.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	296
7.9	Verifiche trasverso di pila tipo UP7 – UP8 – UP9.....	297
7.9.1	Correnti .....	300
7.9.1.1	Verifica bulloni a taglio .....	301
7.9.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	301
7.9.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	301
7.9.2	Diagonali.....	302
7.9.2.1	Verifica bulloni a taglio .....	303
7.9.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	303
7.9.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare .....	303
7.10	Verifiche dei controventi superiori.....	304
7.10.1.1	Verifica dei profili.....	311
7.10.1.2	Verifica bulloni a taglio .....	312
7.10.1.3	Verifica a rifollamento della piastra.....	312
7.10.1.4	Verifica a rifollamento del profilo .....	312
7.11	Verifiche dei controventi inferiori .....	313
8.	VERIFICHE PARTICOLARI.....	314
8.1	Verifica dei connettori .....	314
8.1.1	Resistenze di calcolo dei connettori.....	314
8.1.2	Concio C1 .....	315
8.2	Verifica di stabilità a taglio.....	316
8.2.1	Contributo dell'anima .....	317
8.2.2	Contributo delle flange .....	320
8.3	Verifica degli irrigidimenti in campata.....	321
8.4	Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila .....	322
9.	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI .....	324
9.1	Contromonte .....	324
9.2	Deformazioni massime .....	325

9.3	Escursione dei giunti in fase statica.....	325
10.	AZIONI AGLI APPOGGI.....	326
11.	ALLEGATI.....	327
11.1	Verifiche svolte.....	327
11.2	Risultati.....	345
12.	SOLETTA.....	353
12.1	Carichi agenti e modellazione .....	353
12.1.1	Peso proprio.....	353
12.1.2	Permanenti .....	353
12.1.3	Carichi accidentali folla.....	354
12.1.4	Carichi accidentali mezzi.....	354
12.1.5	Urto di veicoli in svio .....	363
12.2	Sollecitazioni flettenti.....	365
12.3	Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali .....	368
12.3.1	Sbalzo .....	368
12.3.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....	368
12.3.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio .....	369
12.3.1.3	Verifica alle tensioni totali .....	371
12.3.1.4	Comb. Rara .....	371
12.3.1.5	Comb. Frequente .....	373
12.3.1.6	Comb. Quasi permanente .....	374
12.3.2	Campata .....	376
12.3.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....	376
12.3.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio .....	377
12.3.2.3	Verifica alle tensioni totali .....	378
12.3.2.4	Comb. Rara .....	378
12.3.2.5	Comb. Frequente .....	380
12.3.2.6	Comb. Quasi permanente .....	381
12.4	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	383
12.4.1	Sbalzo .....	383
12.4.2	Campata.....	385
12.5	Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali.....	386
12.5.1	Sbalzo .....	386
12.5.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....	386
12.5.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio .....	386
12.5.1.3	Verifica alle tensioni totali .....	387
12.5.1.4	Comb. Rara .....	387
12.5.1.5	Comb. Frequente .....	390
12.5.1.6	Comb. Quasi permanente .....	391
12.5.2	Campata.....	393
12.5.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....	393
12.5.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio .....	393
12.5.2.3	Verifica alle tensioni totali .....	394
12.5.2.4	Comb. RARA.....	394
12.5.2.5	Comb. Frequente .....	396
12.5.2.6	Comb. Quasi permanente .....	397
12.6	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	399
12.6.1	Sbalzo .....	399

12.6.2	Campata.....	401
13.	EFFETTI DELLA SOLIDARIZZAZIONE AL VIADOTTO CLAREA .....	402

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b> – Definizione della larghezza efficace $b_{eff}$ e delle aliquote $b_{ei}$ .....	30
<b>Figura 2</b> – Larghezza efficace $b_{eff}$ e luci equivalenti $l_e$ per le travi continue.....	30
<b>Figura 3</b> – Sezione trasversale tipo DC1 .....	44
<b>Figura 4</b> – Sezione trasversale di spalla DSP4 .....	46
<b>Figura 5</b> – Schematizzazione campo controventato.....	47
<b>Figura 6</b> – Ripartizione carichi soletta da UP6 a metà della prima campata .....	49
<b>Figura 7</b> – Ripartizione carichi soletta da metà della prima campata a UP7 a metà della seconda campata.....	49
<b>Figura 8</b> – Ripartizione carichi soletta da metà della seconda campata fino alla fine .....	50
<b>Figura 9</b> – Ripartizione carichi permanenti da pila UP6 a metà della prima campata.....	51
<b>Figura 10</b> – Ripartizione carichi permanenti da metà della prima campata a UP7.....	52
<b>Figura 11</b> – Ripartizione carichi permanenti da pila UP7 a un quarto della seconda campata.....	52
<b>Figura 12</b> – Ripartizione carichi permanenti da un quarto a tre quarti della seconda campata .....	52
<b>Figura 13</b> – Ripartizione carichi permanenti da tre quarti della seconda campata a UP8 fino a metà terza campata .....	53
<b>Figura 14</b> – Ripartizione carichi permanenti da metà della terza campata a UP9 .....	53
<b>Figura 15</b> – Ripartizione carichi folla da pila UP6 a mezzogiorno prima campata.....	54
<b>Figura 16</b> – Ripartizione carichi folla da mezzogiorno prima campata a UP7 a mezzogiorno seconda campata.....	55
<b>Figura 17</b> – Ripartizione carichi folla da mezzogiorno seconda campata a UP8 e fino a UP9 .....	55
<b>Figura 18</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1 .....	57
<b>Figura 19</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2 .....	57
<b>Figura 20</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R.....	58
<b>Figura 21</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1 .....	59
<b>Figura 22</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2 .....	59
<b>Figura 23</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R.....	60
<b>Figura 24</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 1 .....	61
<b>Figura 25</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 2 .....	61
<b>Figura 26</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia R.....	62
<b>Figura 27</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 1 .....	63
<b>Figura 28</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 2 .....	63
<b>Figura 29</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia R.....	64
<b>Figura 30</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 5 – corsia 1 .....	65
<b>Figura 31</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 5 – corsia 2 .....	65
<b>Figura 32</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 6 – corsia 1 .....	66
<b>Figura 33</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 6 – corsia 2 .....	66
<b>Figura 34</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata.....	67
<b>Figura 35</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila.....	68
<b>Figura 36</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio .....	69
<b>Figura 37</b> – Azione del vento a ponte scarico dal concio C1 al concio C5.....	84
<b>Figura 38</b> – Azione del vento a ponte carico dal concio C1 al concio C5 .....	85
<b>Figura 39</b> – Azione del vento a ponte scarico dal concio C6 al concio C23 – $h_t=3,50m$ .....	86
<b>Figura 40</b> – Azione del vento a ponte carico dal concio C6 al concio C23 – $h_t=3,50m$ .....	87
<b>Figura 41</b> – Azione del vento a ponte scarico dal concio C6 al concio C23 – $h_t=5,00m$ .....	88



<b>Figura 42</b> – Azione del vento a ponte carico dal concio C6 al concio C23 – $h_t=5,00m$ .....	89
<b>Figura 43</b> – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta.....	101
<b>Figura 44</b> – Impalcato vista 3d – Campata 1.....	109
<b>Figura 45</b> – Impalcato vista 3d – Campata 2.....	109
<b>Figura 46</b> – Impalcato vista 3d – Campata 3 e sbalzo.....	109
<b>Figura 47</b> – Impalcato da UP6 a UP7, numerazione frame.....	110
<b>Figura 48</b> – Impalcato da UP7 a UP8, numerazione frame.....	110
<b>Figura 49</b> – Impalcato da UP8 a UP9 e sbalzo, numerazione frame.....	111
<b>Figura 50</b> – Momento flettente per peso proprio acciaio .....	112
<b>Figura 51</b> – Grafico del momento flettente per peso proprio acciaio – trave 1.....	113
<b>Figura 52</b> – Grafico del momento flettente per peso proprio acciaio – trave 2.....	114
<b>Figura 53</b> – Azione di taglio per peso proprio acciaio .....	114
<b>Figura 54</b> – Grafico dell’azione di taglio per peso proprio acciaio – Trave 1 .....	115
<b>Figura 55</b> – Grafico dell’azione di taglio per peso proprio acciaio – Trave 2 .....	116
<b>Figura 56</b> – Azione torcente per peso proprio acciaio .....	117
<b>Figura 57</b> – Grafico dell’azione torcente per peso proprio acciaio – Trave 1.....	118
<b>Figura 58</b> – Grafico dell’azione torcente per peso proprio acciaio – Trave 1.....	119
<b>Figura 59</b> – Momento flettente per peso soletta.....	120
<b>Figura 60</b> – Grafico del momento flettente per peso soletta – Trave 1 .....	121
<b>Figura 61</b> – Grafico del momento flettente per peso soletta – Trave 2.....	122
<b>Figura 62</b> – Azione di taglio per peso soletta.....	122
<b>Figura 63</b> – Grafico dell’azione di taglio per peso soletta – trave 1 .....	123
<b>Figura 64</b> – Grafico dell’azione di taglio per peso soletta – trave 2 .....	124
<b>Figura 65</b> – Azione torcente per peso soletta .....	125
<b>Figura 66</b> – Grafico dell’azione torcente per peso soletta – Trave 1 .....	126
<b>Figura 67</b> – Grafico dell’azione torcente per peso soletta – Trave 2 .....	127
<b>Figura 68</b> – Momento flettente per carichi permanenti.....	128
<b>Figura 69</b> – Grafico del momento flettente per carichi permanenti – Trave 1.....	129
<b>Figura 70</b> – Grafico del momento flettente per carichi permanenti – Trave 2.....	130
<b>Figura 71</b> – Taglio per carichi permanenti .....	130
<b>Figura 72</b> – Grafico del taglio per carichi permanenti – Trave 1 .....	131
<b>Figura 73</b> – Grafico del taglio per carichi permanenti – Trave 2.....	132
<b>Figura 74</b> – Azione torcente per carichi permanenti .....	133
<b>Figura 75</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi permanenti – Trave 1 .....	134
<b>Figura 76</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi permanenti – Trave 2.....	135
<b>Figura 77</b> – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti.....	136
<b>Figura 78</b> – Grafico del momento flettente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1.....	137
<b>Figura 79</b> – Grafico del momento flettente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2.....	138
<b>Figura 80</b> – Taglio per carichi indotti dai cedimenti.....	138
<b>Figura 81</b> – Grafico del taglio per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1.....	139
<b>Figura 82</b> – Grafico del taglio per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2.....	140
<b>Figura 83</b> – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti.....	141
<b>Figura 84</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1 .....	142
<b>Figura 85</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2 .....	143
<b>Figura 86</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1 .....	144
<b>Figura 87</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 1 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	145

<b>Figura 88</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Con. 2 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	146
<b>Figura 89</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2 .....	146
<b>Figura 90</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 2 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	147
<b>Figura 91</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 2 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	148
<b>Figura 92</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1 .....	149
<b>Figura 93</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	150
<b>Figura 94</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond1 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	151
<b>Figura 95</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2 .....	151
<b>Figura 96</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond2 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	152
<b>Figura 97</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond2 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	153
<b>Figura 98</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1	154
<b>Figura 99</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	155
<b>Figura 100</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	156
<b>Figura 101</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2 .....	156
<b>Figura 102</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.2 (valido da UP6 a UP7) – T1 .....	157
<b>Figura 103</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi Cond.2 (valido da UP6 a UP7) – T2 .....	158
<b>Figura 104</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3 .....	159
<b>Figura 105</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	160
<b>Figura 106</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	161
<b>Figura 107</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4 .....	161
<b>Figura 108</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	163
<b>Figura 109</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	163
<b>Figura 110</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3 .....	164
<b>Figura 111</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	165
<b>Figura 112</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	166
<b>Figura 113</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4 .....	166

<b>Figura 114</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	168
<b>Figura 115</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	168
<b>Figura 116</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3 .....	169
<b>Figura 117</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	170
<b>Figura 118</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	171
<b>Figura 119</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4 .....	171
<b>Figura 120</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	173
<b>Figura 121</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	173
<b>Figura 122</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5 .....	174
<b>Figura 123</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	175
<b>Figura 124</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	176
<b>Figura 125</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6 .....	176
<b>Figura 126</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	178
<b>Figura 127</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	178
<b>Figura 128</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5 .....	179
<b>Figura 129</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	180
<b>Figura 130</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	181
<b>Figura 131</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6 .....	181
<b>Figura 132</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	183
<b>Figura 133</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	183
<b>Figura 134</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5 .....	184
<b>Figura 135</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	185
<b>Figura 136</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	186
<b>Figura 137</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6 .....	186

<b>Figura 138</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	188
<b>Figura 139</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	188
<b>Figura 140</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7).....	189
<b>Figura 141</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 1 .....	190
<b>Figura 142</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 2 .....	191
<b>Figura 143</b> – Taglio per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7).....	191
<b>Figura 144</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 1 .....	193
<b>Figura 145</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 2 .....	193
<b>Figura 146</b> – Azione torcente per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7).....	194
<b>Figura 147</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 1.....	195
<b>Figura 148</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 2.....	196
<b>Figura 149</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) .....	197
<b>Figura 150</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	198
<b>Figura 151</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2.....	199
<b>Figura 152</b> – Taglio per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) .....	199
<b>Figura 153</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	201
<b>Figura 154</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2 .....	201
<b>Figura 155</b> – Azione torcente per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) .....	202
<b>Figura 156</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1 .....	203
<b>Figura 157</b> – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2.....	204
<b>Figura 158</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) .....	205
<b>Figura 159</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	206
<b>Figura 160</b> – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	207
<b>Figura 161</b> – Taglio per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) .....	207
<b>Figura 162</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	209
<b>Figura 163</b> – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	209

<b>Figura 164</b> – Azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) .....	210
<b>Figura 165</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1 .....	211
<b>Figura 166</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2 .....	212
<b>Figura 167</b> – Momento flettente per carichi vento .....	213
<b>Figura 168</b> – Grafico del momento flettente per carichi vento – Trave 1 .....	214
<b>Figura 169</b> – Grafico del momento flettente per carichi vento – Trave 2 .....	215
<b>Figura 170</b> – Taglio per carichi vento .....	215
<b>Figura 171</b> – Grafico del taglio per carichi vento – Trave 1 .....	216
<b>Figura 172</b> – Grafico del taglio per carichi vento – Trave 2 .....	217
<b>Figura 173</b> – Azione torcente per carichi vento .....	218
<b>Figura 174</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi vento – Trave 1 .....	219
<b>Figura 175</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi vento – Trave 2 .....	220
<b>Figura 176</b> – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura .....	221
<b>Figura 177</b> – Grafico del momento flettente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1 .....	222
<b>Figura 178</b> – Grafico del momento flettente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2 .....	223
<b>Figura 179</b> – Taglio per carichi indotti dalla temperatura .....	223
<b>Figura 180</b> – Grafico del taglio per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1 .....	224
<b>Figura 181</b> – Grafico del taglio per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2 .....	225
<b>Figura 182</b> – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura .....	226
<b>Figura 183</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1 ..	227
<b>Figura 184</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2 ..	228
<b>Figura 185</b> – Momento flettente per carichi da ritiro .....	229
<b>Figura 186</b> – Grafico del momento flettente per carichi da ritiro – Trave 1 .....	230
<b>Figura 187</b> – Grafico del momento flettente per carichi da ritiro – Trave 2 .....	231
<b>Figura 188</b> – Taglio per carichi da ritiro .....	231
<b>Figura 189</b> – Grafico del taglio per carichi da ritiro – Trave 1 .....	232
<b>Figura 190</b> – Grafico del taglio per carichi da ritiro – Trave 2 .....	233
<b>Figura 191</b> – Azione torcente per carichi da ritiro .....	234
<b>Figura 192</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi da ritiro – Trave 1 .....	235
<b>Figura 193</b> – Grafico dell’azione torcente per carichi da ritiro – Trave 2 .....	236
<b>Figura 194</b> – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni .....	239
<b>Figura 195</b> – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni .....	240
<b>Figura 196</b> – Modellazione controventi superiori .....	308
<b>Figura 197</b> – Diagramma dell’azione assiale nei controventi superiori per vento di montaggio .....	308
<b>Figura 198</b> – Diagramma dell’azione assiale nei controventi superiori per carico qd .....	309
<b>Figura 199</b> – Tipi di irrigidimento verticale .....	317
<b>Figura 200</b> – Fattore $\chi_w$ .....	318
<b>Figura 201</b> – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali .....	318
<b>Figura 202</b> – Differenziazione dei pannelli d’anima per il calcolo di $k_T$ .....	318
<b>Figura 203</b> – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila .....	322
<b>Figura 204</b> – Diffusione nel piano verticale .....	354

<b>Figura 205</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da UP6 a UP7	355
<b>Figura 206</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da UP6 a UP7	356
<b>Figura 207</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da UP7 alla fine	357
<b>Figura 208</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da UP7 alla fine	358
<b>Figura 209</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona di giunto	360
<b>Figura 210</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona di giunto	361
<b>Figura 211</b> – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona tipica	363
<b>Figura 212</b> – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona di giunto	364

## 1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali dei viadotti in corrispondenza dello svincolo della Maddalena collocato in corrispondenza della A32 Torino – Bardonecchia nei pressi dell'attraversamento del torrente Clarea.

Sono di seguito esplicitati i calcoli e le verifiche dell'impalcato **Salita** costituente il complesso infrastrutturale che convoglia il traffico in uscita dall'autostrada in direzione Torino e che per un tratto è posto in affiancamento al viadotto esistente.

Il viadotto è stato dimensionato come opera indipendente, in grado di sostenere i carichi di progetto in assenza della solidarizzazione al viadotto Clarea. Gli effetti dovuti alla solidarizzazione sono tuttavia stati verificati mediante un confronto a livello di sollecitazioni di progetto, e sono oggetto del paragrafo 13.

### 1.1 Impalcato in acciaio

Dal punto di vista geometrico l'opera presenta una larghezza complessiva variabile a seconda della posizione planimetrica. La larghezza infatti è pari a:

- 875,3 cm sulla sezione di pila UP6,
- 995,6 cm sulla sezione di pila UP7,
- 990,0 cm sulla sezione di pila UP8, UP9.

I cordoli esterni variano in larghezza lungo lo sviluppo planimetrico del viadotto. Nel tratto compreso tra la pila UP6 e la pila UP7, il cordolo lato interno curva mantiene una larghezza costante pari a 150 cm, mentre il cordolo lato esterno curva parte da una larghezza di 75 cm fino ad arrivare ad una larghezza di circa 60 cm. Ne consegue che la variabilità di sezione trasversale si traduce in una variabilità della larghezza della sede stradale. A partire dalla pila UP7 verso le pile UP8 e UP9, si verifica un allargamento del marciapiede lato interno curva che raggiunge la larghezza di 593,6 cm in corrispondenza della pila UP8 e aumenta ulteriormente fino alla pila UP9 dove tutta la larghezza dell'impalcato è adibita a marciapiede. Il marciapiede lato esterno curva scompare subito dopo la pila UP7.

La sezione trasversale poggia su due travi in acciaio aventi interasse costante lungo tutto il viadotto pari a 500 cm. Si individuano pertanto sbalzi la cui larghezza è uniforme a seconda della sezione considerata, su di essi si prevede l'installazione sia di barriere di sicurezza esterne tipo H4 bordo ponte + Sistema sicurezza reti + funi), sia di un parapetto di sicurezza.

Si nota che il viadotto in esame va in affiancamento al viadotto esistente, quindi, a partire dalla pila UP7, per consentire l'immissione dei veicoli sull'autostrada A32 in direzione Torino, è soppresso il marciapiede sinistro.

L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Le travi principali che costituiscono la struttura metallica sono segmentate in 23 tipologie di conci; la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi reticolari, ad interasse costante lungo le campate dell'ordine di 465 cm oppure 483 cm e di 350 cm in corrispondenza delle pile UP7, UP8 e UP9.

I conci delle travate sono collegati tra loro mediante giunti bullonati.

Nel piano orizzontale sono presenti controventi superiori e inferiori.

Nel senso longitudinale il ponte è costituito da tre campate di luce pari a 59,480 m + 97,280 m + 97,050 m + uno sbalzo finale di 15,000 m, misurati in asse di tracciamento, per una lunghezza totale di 268,810 m.

All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio opportunamente saldati sulle ali superiori delle travi. La soletta, dello spessore complessivo di 33 cm, è costituita da predalle di spessore 5 cm e da un getto integrativo di 28 cm.

È prevista per il ponte una monta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti propri e portati ed una quota parte, pari al 50% (20% nei tratti di ponte interamente occupati da marciapiede), di quelle dovute ai carichi accidentali, e pari al 15% del carico della folla.

Si precisa infine che in corrispondenza della spalla e sulla pile si dovranno predisporre meccanismi anti trazione che si consistono in barre dywidag ad elevata resistenza i cui calcoli saranno sviluppati nella relazione riguardante le sottostrutture.

Il calcolo è stato effettuato con schema a graticcio di travi. Ogni elemento strutturale in acciaio (travi longitudinali e trasversi) è stato modellato con elementi “frame”.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.

## 1.2 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Vita nominale  $V_N = 100$  anni

(§ 2.4.1 “Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica”)

Classe d'uso IV

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$



## 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

### 2.1 Normative e standard

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

- |      |                                   |  |
|------|-----------------------------------|--|
| [1]  | Legge 05/11/1971, n.1086          | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2]  | Legge 02/02/1974, n.64            | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche   |
| [3]  | D.M. 14/01/2008 n. 30             | Norme Tecniche per le costruzioni  |
| [4]  | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008   |
| [5]  | UNI EN 1990                       | Basis of structural design   |
| [6]  | UNI EN 1991-1-1                   | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads   |
| [7]  | UNI EN 1991-1-4                   | Actions on structures - General actions - Wind actions   |
| [8]  | UNI EN 1991-1-5                   | Actions on structures - General actions - Thermal actions  |
| [9]  | UNI EN 1992-1-1                   | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures  |
| [10] | UNI EN 1992-1-2                   | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design   |
| [11] | UNI EN 1992-2                     | Design of concrete structures -Bridges   |
| [12] | UNI EN 1993-1-1                   | Design of steel structures-<br>General rules and rules for buildings   |
| [13] | UNI EN 1993-1-8                   | Design of steel structures-<br>Design of Joints  |
| [14] | UNI EN 1994-1-1                   | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for buildings   |

- [15] UNI EN 1994-2 Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
- [16] UNI EN 1997-1 Geotechnical design - General rules
- [17] UNI EN 1998-1 Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
- [18] UNI EN 1998-2 Design of structures for earthquake resistance - Bridges
- [19] UNI EN 1998-5 Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- [20] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

## 2.2 Riferimenti bibliografici

- [1] Migliacci A. e Mola F. Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.". Parte prima e seconda, Edizioni Masson (1996)
- [2] Rüsç H. Conglomerato armato e precompresso, vol. I, Edizioni Tecniche, Edizioni Tecniche Milano (1972)
- [3] Leonhardt F. Calcolo di progetto e tecniche costruttive, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano (1978)

## 2.3 Classe di esecuzione

La UNI EN 1090 Introduce il concetto di “Execution Class” in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente.

La classe di esecuzione seleziona e specifica il livello di qualità appropriato riguardo alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera di costruzione.

La scelta della classe di esecuzione dovrebbe prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) e i rischi potenziali dati dalla:

- categoria di servizio, legata al rischio dell'installazione/utilizzo (SC);
- categoria di produzione, legata alla complessità di esecuzione (PC).

### 2.3.1 Scelta della classe di esecuzione

Nell'Eurocodice 0 EN 1990 “Criteri generali di progettazione” all'appendice B Tabella B1 “differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni” sono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE	ESEMPI
CC3	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente.	Tribune coperte, edifici pubblici, ove le conseguenze di errori sono alte (Esempio: sale di concerti).
CC2	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni residenziali oppure per uffici, uffici pubblici ove le conseguenze in caso di fallimento sono medie (Costruzioni di uffici).
CC1	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni agricole dove le persone normalmente non entrano (esempio: Magazzini, serre).

### 2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)

È necessario tener conto che in una struttura possono essere contenuti componenti strutturali di entrambe le classi di rischio. In questo caso, al fine di una corretta determinazione della classe di esecuzione dell'opera la scelta cadrà sulla classe di servizio maggiormente restrittiva.

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)	DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)
SC1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche (Esempio: Edifici)</li> <li>- Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni simiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL</li> <li>- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)</li> </ul>
SC2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993 (Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale)</li> <li>- Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH</li> </ul>
<p>Legenda:            DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)            DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)            DCH: Comportamento strutturale altamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)</p>	

Classe di conseguenza SC<sub>i</sub> (i = 1,2)

SC1 = sollecitazione statica

SC2 = sollecitazione dinamica a fatica

Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione).

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)	DEFINITE IN BASE ALLE TECNOLOGIE PRODUTTIVE
PC1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio</li> <li>- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355</li> </ul>
PC2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore</li> <li>- Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ</li> <li>- Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione</li> <li>- Componenti di tralicci CHS che richiedono tagli e profilature</li> </ul>

Classe di produzione PC<sub>i</sub> (i = 1,2)

SC1 = no saldature e acciai con grado < S355

SC2 = componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355

### 2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione

- Selezionare la Classe di Conseguenza (C<sub>ci</sub>; i=1,2,3) espressa in termini di perdita di vite umane, di conseguenze economiche, sociali ed ambientali (vedere EN 1990).
- Selezionare la Categoria di Servizio e la Categoria di Produzione.
- Determinare quindi la Classe di Esecuzione come risultato delle due operazioni precedenti, secondo quanto previsto nella tabella seguente (TAB B3 della EN1090-2).

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.							

Per la struttura in oggetto si assume una classe di conseguenza CC3, una categoria di servizio SC2 e una categoria di produzione PC2 pertanto la struttura va realizzata in classe di esecuzione EXC4.

## 2.4 Grado di preparazione

La normativa ISO 8501-3:2008 illustra i criteri di fabbricazione da attuare a seconda della classe di corrosività ambientale di riferimento al luogo di installazione dell'opera.

Tali criteri sono suddivisi in 3 gradi di preparazione superficiale:

- P1 preparazione base
- P2 preparazione accurata
- P3 preparazione molto approfondita.

Gli aspetti principali che corrispondono ai 3 gradi di preparazione riguardano: il livello di finitura superficiale delle saldature, le smussature degli spigoli più o meno accentuata, diversi gradi di rimozione della superficie dei bordi da taglio termico, lo stato superficiale dell'acciaio in genere.

Per la struttura in oggetto si prescrive una classe di preparazione P3.

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Acciaio

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\gamma_{\text{Acciaio}} = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

#### 3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per  $\phi \leq 26 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} > 4.500 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di design risultano:

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{per lo S.L.E. } f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

#### 3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato

Si fa riferimento alla tabella 11.3.IX delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008 dove si afferma:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{vk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

#### Acciaio tipo S335 (Fe 510)

Per spessori minori o uguali a 40 mm

- Tensione di rottura:  $f_t > 5.100 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione di snervamento:  $f_y = 3.550 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di confronto risulta con  $\gamma_m = 1,05$  (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Per spessori maggiori di 40 mm

- Tensione di rottura:  $f_t > 4.700 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione di snervamento:  $f_y = 3.350 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di confronto risulta con  $\gamma_m = 1,05$  (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

per lo S.L.U.  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.355}{1,05} = 3.190 \text{ daN / cm}^2$

### 3.1.3 Acciaio per pioli

Pioli di tipo Nelson  $\varnothing = 22 \text{ mm}$ ,  $H = 200 \text{ mm}$

Classe S235J2G3 + C450 (ex ST 37-3K)

Le caratteristiche meccaniche sono:

Allungamento: min. 15 %

Strizione: min. 50 %

- Tensione caratteristica di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 4.500 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione caratteristica a snervamento  $f_{yk} \geq 3.600 \text{ daN / cm}^2$

### 3.1.4 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

### 3.1.5 Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale  $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tb} = 1.000 \text{ MPa}$



## 3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali

### 3.2.1 Premessa

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2008).

Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume:  $\gamma_{CLS} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

### 3.2.2 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	15	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	12,45	N/mm <sup>2</sup>
Contenuto minimo di cemento		150	kg/mc

### 3.2.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle)

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	37,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2,83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1,98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3,68	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3,39	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1,32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	$f_{bd}$	2,97	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. rara)	$\sigma_c$	17,43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. quasi permanente)	$\sigma_c$	13,07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,55	-
Contenuto minimo di cemento		320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

### 3.2.4 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4,03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4,88	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	$f_{bd}$	3,25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. rara)	$\sigma_c$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. quasi permanente)	$\sigma_c$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
		XC4	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

### 3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcato in struttura mista acciaio/clc

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4,03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1,45	N/mm <sup>2</sup>

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	<b>f<sub>bk</sub></b>	4,88	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	<b>f<sub>bd</sub></b>	3,25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	<b>E<sub>cm</sub></b>	33643	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,rara)	<b>σ<sub>c</sub></b>	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,quasi perm,)	<b>σ<sub>c</sub></b>	14,94	N/mm <sup>2</sup>
		XC4	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

### 3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	<b>R<sub>ck</sub></b>	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	<b>f<sub>ck</sub></b>	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	<b>f<sub>cm</sub></b>	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	<b>f<sub>cd</sub></b>	18,81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	<b>f<sub>ctm</sub></b>	3,10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	<b>f<sub>ctk,5%</sub></b>	2,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	<b>f<sub>ctk,95%</sub></b>	4,03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	<b>f<sub>cfm</sub></b>	3,72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	<b>f<sub>ctd</sub></b>	1,45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	<b>f<sub>bk</sub></b>	4,88	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	<b>f<sub>bd</sub></b>	3,25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	<b>E<sub>cm</sub></b>	33643	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,rara)	<b>σ<sub>c</sub></b>	19,92	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb,quasi perm,)	<b>σ<sub>c</sub></b>	14,94	N/mm <sup>2</sup>
		XC4	
		XF2	
Classe di esposizione		XD3	
Rapporto massimo acqua/cemento		0,45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc

Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	30	mm

### 3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate

Classe del calcestruzzo		C45/55	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	<b>R<sub>ck</sub></b>	55	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	<b>f<sub>ck</sub></b>	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	<b>f<sub>cm</sub></b>	53,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	<b>f<sub>cd</sub></b>	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	<b>f<sub>ctm</sub></b>	3,83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	<b>f<sub>ctk,5%</sub></b>	2,68	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	<b>f<sub>ctk,95%</sub></b>	4,98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	<b>f<sub>cfm</sub></b>	4,60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	<b>f<sub>ctd</sub></b>	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	<b>f<sub>bk</sub></b>	6,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	<b>f<sub>bd</sub></b>	4,02	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	<b>E<sub>cm</sub></b>	36416	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. rara)	<b>σ<sub>c</sub></b>	27,39	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. quasi permanente)	<b>σ<sub>c</sub></b>	20,54	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

## 4. MODELLAZIONE

Il viadotto in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate le seguenti fasi fondamentali:

- Fase 1: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste, dei traversi e dalla soletta in c.a.;
- Fase 2a: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti.
- Fase 2b: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi da ritiro.
- Fase 2c: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi dovuti ai cedimenti delle sottostrutture.
- Fase 3: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi accidentali mezzi, folla, vento e temperatura.

### 4.1 Rigidezze flessionali

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidezza ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidezza viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature.

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

### 4.2 Rigidezze torsionali

Essendo l'impalcato torsiorigido per la presenza della soletta e dei controventi inferiori, la rigidezza torsionale viene valutata considerando una sezione a cassone equivalente.

In 1a fase, per peso proprio acciaio e soletta, la sezione a cassone equivalente è definita lateralmente dalle anime delle travi principali, superiormente ed inferiormente da una piastra di spessore equivalente ai controventi e posta nel piano delle ali dei traversi.

In 2a fase, per carichi permanenti, accidentali e ritiro, la sezione a cassone equivalente è definita lateralmente dalle anime delle travi principali, inferiormente da una piastra di spessore equivalente ai controventi posta nel piano delle ali dei traversi e superiormente dalla soletta in c.a. che in questa fase costituisce un elemento strutturale. Lo spessore della soletta viene ridotto con coefficiente di omogeneizzazione pari a 16,85 per i carichi permanenti, a 6,24 per i carichi accidentali, a 14,94 per i carichi da ritiro e a 20,71 per i carichi dovuti ai cedimenti.

### 4.3 Larghezza di soletta collaborante

La larghezza efficace beff, di una soletta in calcestruzzo è determinata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (\text{espressione 4.3.2 D.M. 2008})$$

dove:

$b_0$  = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$  larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (Figura 4.1).

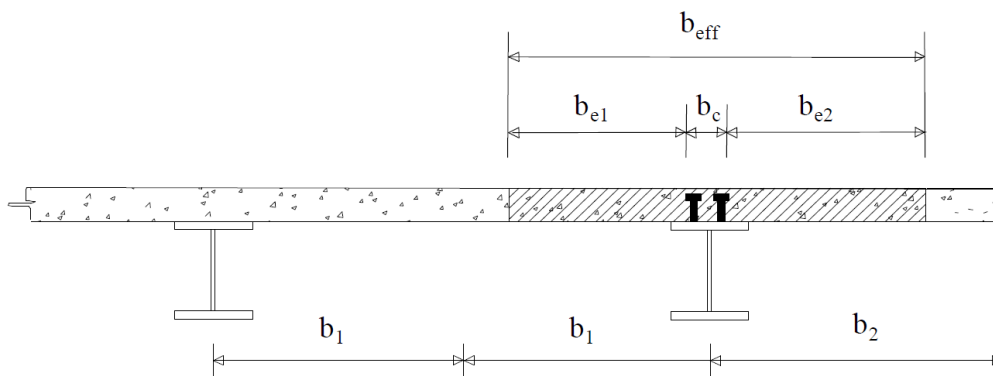


Figura 1 – Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

Nelle travi semplicemente appoggiate  $L_e$  è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in Figura 4.2.

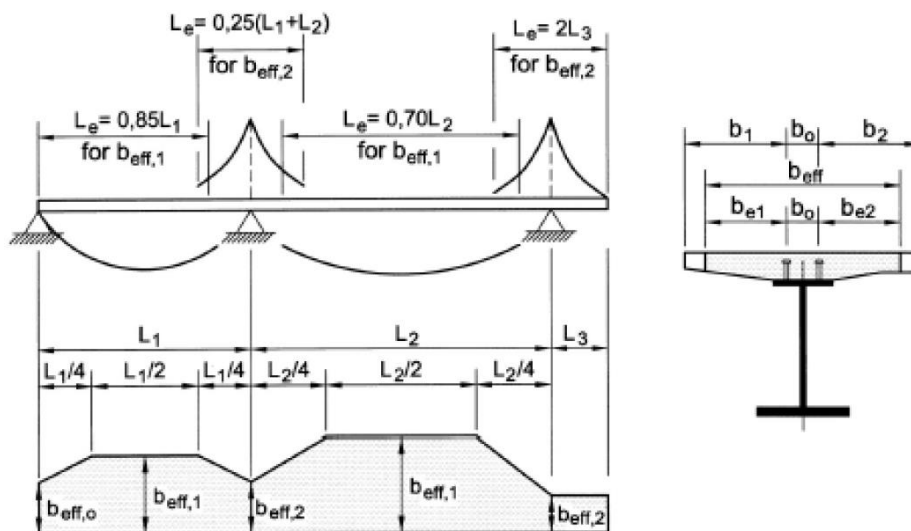


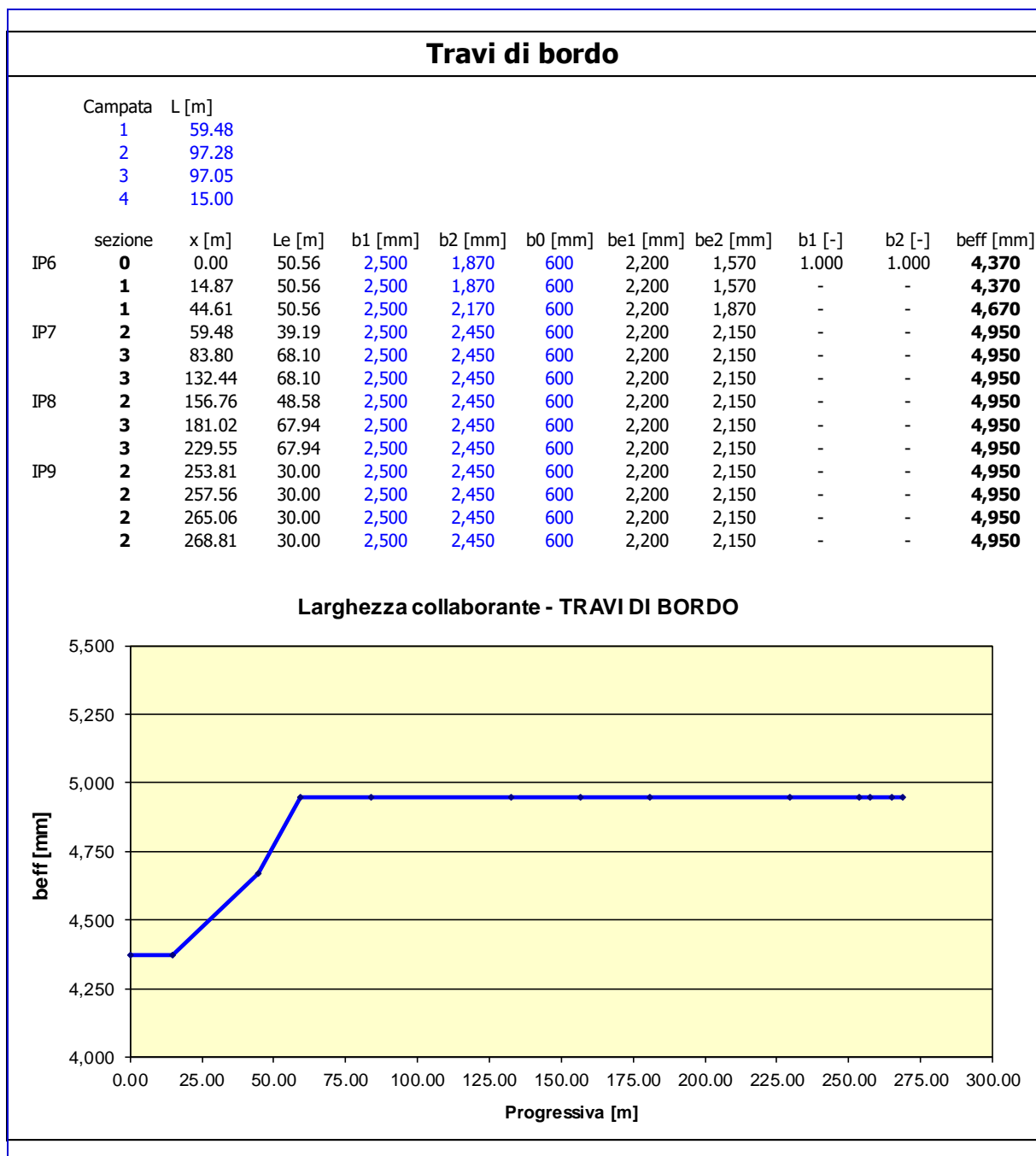
Figura 2 – Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $l_e$  per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

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

$$\text{dove } \beta_i = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,00$$

Si ottiene:



Di seguito è esplicitato il calcolo relativo alla sezione di pila UP6:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = \frac{500}{2} - \frac{60}{2} = 220 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 5.948 = 632,2 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min(220,0 ; 632,2) = 220,0 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 187 - \frac{60}{2} = 157 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 5.948 = 632,2 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min(157 ; 632,2) = 157 \text{ cm}$$

Pertanto si ottiene:  $B = 220 + 157 + 60 = 437 \text{ cm}$

#### 4.4 Caratteristiche geometriche

##### 4.4.1 Travi principali

Le travi presentano una sezione a “doppio T” in composizione saldata; le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono di seguito riportate:



ALLINEAMENTI 1-2		C1	C2	C3	C4 pos	C4 neg	C5 bassa	C5 alta	C6
Modello	H(cm)	300.0	300.0	300.0	300.0	300.0	300.0	500.0	500.0
ALA	spess	2.5	3.0	3.0	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0
SUPERIORE	largh	80	80	80	80	80	80	80	100
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	90
ALA	spess	3.0	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0	4.0	3.5
INFERIORE	largh	90	90	90	90	90	100	100	100
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	110
ANIMA	spess	2.0	1.8	1.8	2.0	2.0	2.6	2.6	3.0
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
COLLAB.	largh	430.0	430.0	430.0	430.0	430.0	460.0	460.0	495.0
SEZIONE	A (cm <sup>2</sup> )	1,059	1,083	1,083	1,225	1,225	1,479	1,999	2,917
METALLICA	y <sub>i</sub> (cm)	140	140	140	141	141	142	240	240
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	14,538,573	15,898,365	15,898,365	18,100,672	18,100,672	21,071,438	69,890,971	116,940,358
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	289,113	340,768	340,768	392,528	392,528	504,428	504,721	1,252,009
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	6,591,110	6,549,402	6,549,402	6,591,110	6,591,110	6,679,455	22,473,412	24,185,616
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	1,774	1,798	1,798	1,940	1,940	2,244	2,764	3,739
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	212	211	211	206	206	202	317	301
16.85	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	28,199,340	29,753,654	29,753,654	32,524,933	32,524,933	36,910,821	112,960,871	166,902,870
Fase 2a	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	11,298,984	11,350,639	11,350,639	11,402,400	11,402,400	13,983,201	13,983,494	18,047,491
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,238,196	16,995,593	16,995,593	17,238,196	17,238,196	17,764,871	49,966,672	53,590,885
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	2,988	3,013	3,013	3,154	3,154	3,543	4,063	5,138
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	256	255	255	250	250	245	382	361
6.24	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	36,481,547	38,275,334	38,275,334	42,097,755	42,097,755	48,203,429	149,035,456	215,167,370
Fase 3	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	30,019,295	30,070,949	30,070,949	30,122,710	30,122,710	36,901,436	36,901,729	46,605,194
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,065,741	18,766,465	18,766,465	19,065,741	19,065,741	19,718,860	54,843,695	59,230,919
GRADIENTE	N (10 E-04 N)	608	608	608	608	608	650	650	700
TERMICO	M (10 E-04 Nm)	385	391	391	421	421	480	892	1,108
15	Δt/h	5.0	4.9	4.9	4.8	4.8	4.7	2.9	2.5
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	1,640	1,665	1,665	1,806	1,806	2,101	2,621	3,586
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	204	202	202	198	198	194	306	292
20.71	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	26,552,495	28,070,088	28,070,088	30,698,942	30,698,942	34,829,704	106,835,862	159,326,841
Fase 2c	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	9,246,927	9,298,582	9,298,582	9,350,343	9,350,343	11,470,982	11,471,275	14,917,092
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	16,682,847	16,455,772	16,455,772	16,682,847	16,682,847	17,175,077	48,439,078	51,838,393
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	1,865	1,889	1,889	2,031	2,031	2,341	2,861	3,844
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	218	216	216	211	211	207	324	307
14.94	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	29,193,665	30,771,914	30,771,914	33,639,612	33,639,612	38,192,518	116,810,016	171,750,510
Fase 2b	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	12,706,538	12,758,193	12,758,193	12,809,954	12,809,954	15,706,391	15,706,684	20,194,705
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,529,238	17,278,243	17,278,243	17,529,238	17,529,238	18,074,560	50,762,229	54,506,447
2.68E-04	N <sub>r,tot</sub> (kg)	4.5315E+05	4.5315E+05	4.5315E+05	4.5315E+05	4.5315E+05	4.8476E+05	4.8476E+05	5.2165E+05
	κ	7.4977E-07	7.2012E-07	7.2012E-07	6.9061E-07	6.9061E-07	6.7590E-07	3.8513E-07	3.0604E-07
	Δt/h	-7.5	-7.2	-7.2	-6.9	-6.9	-6.8	-3.9	-3.1

ALLINEAMENTI 1-2		C7 neg alta	C7 neg bassa	C7 pos alta	C7 pos bassa	C8 alta	C8 bassa	C9 alta	C9 bassa
Modello	H(cm)	500.0	464.0	464.0	447.0	447.0	395.0	395.0	350.0
ALA	spess	4.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.5	3.5
SUPERIORE	largh	100	100	100	100	100	100	100	100
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	0
ALA	spess	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	5.0	5.0
INFERIORE	largh	110	110	110	110	110	110	110	110
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	2.8	2.8	2.8	2.8	2.6	2.6	2.4	2.4
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
COLLAB.	largh	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0
METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	2,218	2,117	2,117	2,069	1,933	1,798	1,828	1,720
	y <sub>i</sub> (cm)	246	228	228	219	213	188	177	155
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	79,409,052	66,521,526	66,521,526	60,916,527	56,994,667	42,670,457	45,082,498	34,181,232
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	777,900	777,834	777,834	777,803	735,977	735,901	846,695	846,643
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,556,636	14,812,310	20,324,890	17,784,399	17,692,682	13,280,804	13,211,589	9,899,146
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	3,040	2,939	2,939	2,892	2,755	2,620	2,650	2,542
	y <sub>i</sub> (cm)	320	299	299	289	289	259	250	225
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	124,335,381	105,198,648	105,198,648	96,815,482	93,870,382	71,572,658	77,082,842	59,609,580
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,573,382	17,573,316	17,573,316	17,573,285	17,531,459	17,531,383	17,642,177	17,642,126
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,098,977	44,106,462	45,051,564	40,957,164	40,518,108	31,648,132	31,298,632	24,502,026
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	4,439	4,338	4,338	4,290	4,154	4,019	4,049	3,941
	y <sub>i</sub> (cm)	382	358	358	347	348	313	307	276
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	162,545,105	137,336,184	137,336,184	126,301,713	123,092,470	93,604,292	101,693,924	78,527,831
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	46,131,085	46,131,019	46,131,019	46,130,988	46,089,162	46,089,086	46,199,880	46,199,829
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	56,211,276	48,597,716	49,627,582	45,163,994	44,627,208	34,953,253	34,524,259	27,102,139
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	700	700	700	700	700	700	700	700
	M (10 E-04 Nm)	956	872	872	833	822	708	750	652
	Δt/h	2.8	3.0	3.0	3.1	3.2	3.6	3.5	4.0
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	2,887	2,786	2,786	2,738	2,602	2,467	2,497	2,389
	y <sub>i</sub> (cm)	309	289	289	280	278	249	240	215
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	117,900,729	99,719,106	99,719,106	91,757,257	88,762,585	67,644,546	72,714,477	56,195,117
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	14,442,983	14,442,917	14,442,917	14,442,886	14,401,060	14,400,984	14,511,779	14,511,727
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	49,502,432	42,710,383	43,628,170	39,652,623	39,241,248	30,629,720	30,302,505	23,706,272
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b 2.68E-04	A (cm <sup>2</sup> )	3,145	3,045	3,045	2,997	2,860	2,725	2,755	2,647
	y <sub>i</sub> (cm)	326	305	305	296	295	265	257	230
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	128,386,926	108,638,689	108,638,689	99,986,397	97,057,976	74,012,148	79,798,769	61,723,645
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,720,596	19,720,530	19,720,530	19,720,499	19,678,673	19,678,597	19,789,391	19,789,339
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,931,328	44,835,101	45,794,341	41,638,405	41,184,478	32,180,646	31,819,148	24,918,675
	Nr,tot (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	3.7305E-07	4.0594E-07	4.0594E-07	4.2331E-07	4.3685E-07	5.0052E-07	4.9000E-07	5.5826E-07
Δt/h	-3.7	-4.1	-4.1	-4.2	-4.4	-5.0	-4.9	-5.6	

ALLINEAMENTI 1-2		C10	C11 bassa	C11 alta	C12 bassa	C12 alta	C13 bassa	C13 alta	C14
Modello	H(cm)	350.0	350.0	395.0	395.0	447.0	447.0	500.0	500.0
ALA	spess	3.5	3.5	3.5	4.5	4.5	5.0	5.0	6.0
SUPERIORE	largh	100	100	100	120	120	130	130	130
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.5
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	120	120	120
ALA	spess	5.0	4.0	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0	6.0
INFERIORE	largh	110	110	110	130	130	150	150	150
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.5
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	120	120	130
ANIMA	spess	2.4	2.4	2.4	2.8	2.8	3.0	3.0	3.5
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
COLLAB.	largh	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0
SEZIONE	A (cm <sup>2</sup> )	1,720	1,612	1,720	2,269	2,415	3,647	3,806	4,725
METALLICA	y <sub>i</sub> (cm)	155	166	187	188	214	217	243	241
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	34,181,232	31,565,899	41,692,840	58,477,098	77,486,316	132,983,433	170,284,082	213,796,042
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	846,643	735,728	735,780	1,564,122	1,564,217	3,474,632	3,474,751	4,586,663
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	9,899,146	9,899,146	14,007,916	13,340,711	17,784,399	17,864,660	23,036,073	24,447,533
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	2,542	2,435	2,543	3,092	3,238	4,470	4,629	5,547
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	225	234	261	248	278	263	292	282
16.85	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	59,609,580	54,169,309	70,304,433	89,305,079	116,622,865	174,503,617	221,675,863	268,025,323
Fase 2a	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,642,126	17,531,210	17,531,262	18,359,604	18,359,699	20,270,114	20,270,233	21,382,145
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	24,502,026	24,502,026	32,097,474	31,953,976	40,957,164	41,345,449	51,635,514	54,784,930
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	3,941	3,833	3,941	4,491	4,636	5,868	6,027	6,946
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	276	283	315	300	335	312	345	330
6.24	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	78,527,831	70,384,943	91,587,294	115,840,584	151,330,160	218,413,932	276,889,444	330,774,734
Fase 3	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	46,199,829	46,088,913	46,088,965	46,917,307	46,917,402	48,827,817	48,827,936	49,939,848
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	27,102,139	27,102,139	35,395,245	35,329,538	45,163,994	45,639,764	56,865,099	60,701,777
GRADIENTE	N (10 E-04 N)	700	700	700	700	700	700	700	700
TERMICO	M (10 E-04 Nm)	652	599	692	798	920	1,081	1,217	1,323
15	Δt/h	4.0	4.1	3.6	3.3	2.9	2.4	2.1	1.9
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	2,389	2,281	2,389	2,939	3,084	4,316	4,475	5,394
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	215	225	251	240	268	256	285	275
20.71	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	56,195,117	51,189,398	66,462,632	84,865,519	110,909,083	167,963,288	213,528,201	259,170,748
Fase 2c	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	14,511,727	14,400,811	14,400,863	15,229,205	15,229,300	17,139,715	17,139,834	18,251,746
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	23,706,272	23,706,272	31,078,152	30,915,866	39,652,623	40,016,188	50,005,469	52,954,066
SOLETTA	A (cm <sup>2</sup> )	2,647	2,540	2,648	3,197	3,343	4,575	4,734	5,652
COLLAB.	y <sub>i</sub> (cm)	230	240	267	254	284	268	297	287
14.94	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	61,723,645	56,005,979	72,683,039	92,104,644	120,239,567	178,736,703	226,959,757	273,821,460
Fase 2b	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,789,339	19,678,424	19,678,476	20,506,818	20,506,913	22,417,328	22,417,447	23,529,358
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	24,918,675	24,918,675	32,630,002	32,497,104	41,638,405	42,039,982	52,485,831	55,742,674
2.68E-04	N <sub>r,tot</sub> (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	5.5826E-07	5.7282E-07	5.0296E-07	4.3222E-07	3.7670E-07	2.7539E-07	2.4244E-07	2.1086E-07
	Δt/h	-5.6	-5.7	-5.0	-4.3	-3.8	-2.8	-2.4	-2.1

ALLINEAMENTI 1-2		C15 alta	C15 bassa	C16 alta	C16 bassa	C17 alta	C17 bassa	C18
Modello	H(cm)	500.0	447.0	447.0	395.0	395.0	350.0	350.0
ALA SUPERIORE	spess	5.0	5.0	4.0	4.0	4.0	4.0	5.0
	largh	130	130	110	110	110	110	110
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	4.0	4.0	0.0	0.0	3.5	3.5	4.5
	largh	120	120	0	0	100	100	100
ALA INFERIORE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
	largh	150	150	150	150	150	150	150
RADDOPPIO INFERIORE	spess	4.0	4.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.0
	largh	120	120	0	0	120	120	130
ANIMA	spess	3.0	3.0	2.8	2.8	2.6	2.6	2.6
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
COLLAB.	largh	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0
SEZIONE METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	3,806	3,647	2,416	2,271	3,004	2,887	3,259
	y <sub>i</sub> (cm)	243	217	195	171	170	149	154
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	170,284,082	132,983,433	75,931,609	57,188,669	85,037,498	65,202,702	76,004,303
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	3,474,751	3,474,632	1,850,718	1,850,623	2,718,138	2,718,072	3,251,734
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	23,054,027	17,878,707	18,721,559	13,351,252	13,291,250	9,952,110	9,952,110
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	4,629	4,470	3,239	3,093	3,827	3,710	4,082
	y <sub>i</sub> (cm)	292	263	264	236	222	198	198
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	221,675,863	174,503,617	120,889,406	92,834,961	123,662,789	96,137,354	106,351,520
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	20,270,233	20,270,114	18,646,200	18,646,105	19,513,620	19,513,554	20,047,216
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,666,401	41,370,596	41,898,281	31,973,570	31,667,352	24,761,480	24,761,480
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	6,027	5,868	4,638	4,492	5,225	5,108	5,480
	y <sub>i</sub> (cm)	345	312	325	291	273	245	241
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	276,889,444	218,413,932	160,763,662	123,520,144	161,459,681	125,905,064	137,075,769
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	48,827,936	48,827,817	47,203,903	47,203,808	48,071,323	48,071,257	48,604,919
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	56,902,338	45,670,201	46,193,372	35,353,308	34,976,518	27,422,370	27,422,370
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	700	700	700	700	700	700	700
	M (10 E-04 Nm)	1,217	1,081	986	859	983	869	894
	Δt/h	2.1	2.4	2.9	3.3	2.9	3.3	3.1
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	4,475	4,316	3,086	2,940	3,673	3,556	3,929
	y <sub>i</sub> (cm)	285	256	254	226	214	191	191
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	213,528,201	167,963,288	114,325,244	87,701,151	117,773,450	91,454,769	101,657,155
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,139,834	17,139,715	15,515,801	15,515,706	16,383,221	16,383,155	16,916,817
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	50,034,456	40,039,761	40,565,474	30,934,223	30,647,738	23,948,857	23,948,857
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b 2.68E-04	A (cm <sup>2</sup> )	4,734	4,575	3,344	3,199	3,932	3,815	4,187
	y <sub>i</sub> (cm)	297	268	271	242	227	203	202
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	226,959,757	178,736,703	125,044,446	96,072,356	127,437,319	99,132,094	109,373,147
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	22,417,447	22,417,328	20,793,414	20,793,319	21,660,833	21,660,768	22,194,430
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	52,517,731	42,065,967	42,594,184	32,517,358	32,200,508	25,187,232	25,187,232
	N <sub>r,tot</sub> (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	2.4244E-07	2.7539E-07	3.8829E-07	4.4567E-07	3.6399E-07	4.1652E-07	3.7969E-07
Δt/h	-2.4	-2.8	-3.9	-4.5	-3.6	-4.2	-3.8	

## Allargamento Viadotto Clarea - Salita – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C19 bassa	C19 alta	C20 bassa	C20 alta	C21 bassa	C21 alta	C22	C23
Modello	H(cm)	350.0	395.0	395.0	447.0	447.0	500.0	500.0	500.0
ALA SUPERIORE	spess	5.0	5.0	4.0	4.0	4.0	4.0	3.0	2.5
	largh	110	110	110	110	90	90	80	80
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	4.5	4.5	4.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	100	100	100	100	0	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	4.5	4.5	3.5	3.0
	largh	150	150	150	150	130	130	100	90
RADDOPPIO INFERIORE	spess	5.0	5.0	4.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	130	130	120	120	0	0	0	0
ANIMA	spess	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.4
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA COLLAB.	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
	largh	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0
SEZIONE METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	3,259	3,376	3,053	3,188	2,085	2,223	1,873	1,657
	y <sub>i</sub> (cm)	154	175	173	197	200	225	236	240
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	76,004,303	98,921,868	87,307,724	114,621,700	63,398,353	82,398,328	62,044,650	53,057,417
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	3,251,734	3,251,800	2,759,804	2,759,880	1,067,517	1,067,595	420,389	289,486
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	9,952,110	13,291,250	13,291,250	17,706,460	17,733,792	22,803,243	23,909,755	23,727,291
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	4,082	4,199	3,875	4,011	2,908	3,045	2,696	2,479
	y <sub>i</sub> (cm)	198	222	224	252	275	304	322	332
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	106,351,520	136,819,664	124,973,839	162,007,260	105,249,298	134,309,319	107,995,467	95,986,310
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	20,047,216	20,047,282	19,555,286	19,555,362	17,862,999	17,863,077	17,215,872	17,084,969
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	24,761,480	31,667,352	31,667,352	40,542,258	40,590,139	50,523,123	52,361,863	51,600,528
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	5,480	5,597	5,274	5,409	4,306	4,444	4,094	3,878
	y <sub>i</sub> (cm)	241	270	275	307	337	372	389	400
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	137,075,769	175,724,196	162,084,120	209,530,804	139,752,308	178,504,991	143,789,622	127,223,804
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	48,604,919	48,604,985	48,112,989	48,113,065	46,420,702	46,420,780	45,773,575	45,642,671
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	27,422,370	34,976,518	34,976,518	44,656,309	44,714,017	55,510,744	57,724,607	56,795,665
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	700	700	700	700	700	700	700	700
	M (10 E-04 Nm)	894	1,009	976	1,109	902	1,029	907	835
	Δt/h	3.1	2.7	2.9	2.5	3.1	2.7	3.0	3.1
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	3,929	4,046	3,722	3,857	2,754	2,892	2,542	2,326
	y <sub>i</sub> (cm)	191	214	216	244	264	293	310	320
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	101,657,155	130,922,984	119,213,992	154,705,996	99,341,843	126,870,531	101,682,858	90,284,287
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	16,916,817	16,916,883	16,424,887	16,424,963	14,732,601	14,732,678	14,085,473	13,954,570
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	23,948,857	30,647,738	30,647,738	39,263,916	39,308,858	48,962,195	50,688,308	49,974,963
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b	A (cm <sup>2</sup> )	4,187	4,304	3,981	4,116	3,013	3,151	2,801	2,585
	y <sub>i</sub> (cm)	202	226	229	258	282	312	329	340
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	109,373,147	140,621,852	128,668,558	166,701,287	108,954,323	138,993,729	111,926,482	99,507,006
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	22,194,430	22,194,496	21,702,499	21,702,576	20,010,213	20,010,291	19,363,085	19,232,182
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	25,187,232	32,200,508	32,200,508	41,209,416	41,258,862	51,336,381	53,235,017	52,447,944
2.68E-04	Nr <sub>t</sub> ,tot (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	3.7969E-07	3.3146E-07	3.5673E-07	3.1055E-07	4.2002E-07	3.7058E-07	4.2060E-07	4.4694E-07
	Δt/h	-3.8	-3.3	-3.6	-3.1	-4.2	-3.7	-4.2	-4.5

#### ***4.4.2 Inerzie di continuità***

Nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate adiacenti all'appoggio intermedio; l'unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato armature longitudinali della soletta stessa.

Di seguito si riportano le inerzie assunte alla base dei calcoli nelle zone interessate.

ALLINEAMENTI 1-2		C4 neg	C5 bassa	C5 alta	C6
Modello	H(cm)	300.0	300.0	500.0	500.0
ALA	spess	3.5	4.0	4.0	4.0
SUPERIORE	largh	80	80	80	100
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	3.0
SUPERIORE	largh	0	0	0	90
ALA	spess	4.0	4.0	4.0	3.5
INFERIORE	largh	90	100	100	100
RADDOPPIO	spess	0.0	0.0	0.0	4.0
INFERIORE	largh	0	0	0	110
ANIMA	spess	2.0	2.6	2.6	3.0
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28.0	28.0	28.0	28.0
COLLAB.	largh	430.0	460.0	460.0	495.0
SEZIONE METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	1,225	1,479	1,999	2,917
	y <sub>i</sub> (cm)	141	142	240	240
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	18,100,672	21,071,438	69,890,971	116,940,358
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	392,528	504,428	504,721	1,252,009
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	6,591,110	6,679,455	22,473,412	24,185,616
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	1,940	2,244	2,764	3,739
	y <sub>i</sub> (cm)	206	202	317	301
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	32,524,933	36,910,821	112,960,871	166,902,870
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	11,402,400	13,983,201	13,983,494	18,047,491
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,238,196	17,764,871	49,966,672	53,590,885
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	3,154	3,543	4,063	5,138
	y <sub>i</sub> (cm)	250	245	382	361
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	42,097,755	48,203,429	149,035,456	215,167,370
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	30,122,710	36,901,436	36,901,729	46,605,194
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,065,741	19,718,860	54,843,695	59,230,919
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	608	650	650	700
	M (10 E-04 Nm)	421	480	892	1,108
	Δt/h	4.8	4.7	2.9	2.5
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	1,806	2,101	2,621	3,586
	y <sub>i</sub> (cm)	198	194	306	292
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	30,698,942	34,829,704	106,835,862	159,326,841
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	9,350,343	11,470,982	11,471,275	14,917,092
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	16,682,847	17,175,077	48,439,078	51,838,393
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b  2.68E-04	A (cm <sup>2</sup> )	2,031	2,341	2,861	3,844
	y <sub>i</sub> (cm)	211	207	324	307
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	33,639,612	38,192,518	116,810,016	171,750,510
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	12,809,954	15,706,391	15,706,684	20,194,705
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,529,238	18,074,560	50,762,229	54,506,447
	N <sub>r,tot</sub> (kg)	4.5315E+05	4.8476E+05	4.8476E+05	5.2165E+05
	κ	6.9061E-07	6.7590E-07	3.8513E-07	3.0604E-07
Δt/h	-6.9	-6.8	-3.9	-3.1	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5.0	5.0	5.0	5.0
	φ sup (cm)	1.80	1.80	2.00	2.20
	n° sup	21.50	23.00	23.00	49.50
	φ inf (cm)	1.80	1.80	2.00	2.20
	n° inf	21.50	23.00	23.00	49.50
	A (cm <sup>2</sup> )	1,334	1,596	2,144	3,293
	y <sub>i</sub> (cm)	131	133	225	215
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,527,885	22,650,876	76,318,077	132,906,960

ALLINEAMENTI 1-2		C7 neg alta	C7 neg bassa	C12 bassa	C12 alta	C13 bassa	C13 alta	C14
Modello	H(cm)	500.0	464.0	395.0	447.0	447.0	500.0	500.0
ALA SUPERIORE	spess	4.0	4.0	4.5	4.5	5.0	5.0	6.0
	largh	100	100	120	120	130	130	130
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.5
	largh	0	0	0	0	120	120	120
ALA INFERIORE	spess	4.0	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0	6.0
	largh	110	110	130	130	150	150	150
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.5
	largh	0	0	0	0	120	120	130
ANIMA	spess	2.8	2.8	2.8	2.8	3.0	3.0	3.5
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA COLLAB.	spess	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
	largh	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0	495.0
SEZIONE METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	2,218	2,117	2,269	2,415	3,647	3,806	4,725
	y <sub>i</sub> (cm)	246	228	188	214	217	243	241
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	79,409,052	66,521,526	58,477,098	77,486,316	132,983,433	170,284,082	213,796,042
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	777,900	777,834	1,564,122	1,564,217	3,474,632	3,474,751	4,586,663
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,556,636	14,812,310	13,340,711	17,784,399	17,864,660	23,036,073	24,447,533
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	3,040	2,939	3,092	3,238	4,470	4,629	5,547
	y <sub>i</sub> (cm)	320	299	248	278	263	292	282
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	124,335,381	105,198,648	89,305,079	116,622,865	174,503,617	221,675,863	268,025,323
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,573,382	17,573,316	18,359,604	18,359,699	20,270,114	20,270,233	21,382,145
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,098,977	44,106,462	31,953,976	40,957,164	41,345,449	51,635,514	54,784,930
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	4,439	4,338	4,491	4,636	5,868	6,027	6,946
	y <sub>i</sub> (cm)	382	358	300	335	312	345	330
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	162,545,105	137,336,184	115,840,584	151,330,160	218,413,932	276,889,444	330,774,734
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	46,131,085	46,131,019	46,917,307	46,917,402	48,827,817	48,827,936	49,939,848
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	56,211,276	48,597,716	35,329,538	45,163,994	45,639,764	56,865,099	60,701,777
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	700	700	700	700	700	700	700
	M (10 E-04 Nm)	956	872	798	920	1,081	1,217	1,323
	Δt/h	2.8	3.0	3.3	2.9	2.4	2.1	1.9
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	2,887	2,786	2,939	3,084	4,316	4,475	5,394
	y <sub>i</sub> (cm)	309	289	240	268	256	285	275
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	117,900,729	99,719,106	84,865,519	110,909,083	167,963,288	213,528,201	259,170,748
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	14,442,983	14,442,917	15,229,205	15,229,300	17,139,715	17,139,834	18,251,746
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	49,502,432	42,710,383	30,915,866	39,652,623	40,016,188	50,005,469	52,954,066
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b 2.68E-04	A (cm <sup>2</sup> )	3,145	3,045	3,197	3,343	4,575	4,734	5,652
	y <sub>i</sub> (cm)	326	305	254	284	268	297	287
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	128,386,926	108,638,689	92,104,644	120,239,567	178,736,703	226,959,757	273,821,460
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	19,720,596	19,720,530	20,506,818	20,506,913	22,417,328	22,417,447	23,529,358
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,931,328	44,835,101	32,497,104	41,638,405	42,039,982	52,485,831	55,742,674
	Nr,tot (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	3.7305E-07	4.0594E-07	4.3222E-07	3.7670E-07	2.7539E-07	2.4244E-07	2.1086E-07
Δt/h	-3.7	-4.1	-4.3	-3.8	-2.8	-2.4	-2.1	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
	φ sup (cm)	2.00	1.80	1.80	1.80	1.80	2.00	2.20
	n° sup	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	49.50
	φ inf (cm)	2.00	1.80	1.60	1.80	1.80	2.00	2.20
	n° inf	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	49.50
	A (cm <sup>2</sup> )	2,373	2,243	2,382	2,541	3,773	3,961	5,101
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	86,688,710	71,568,018	61,377,575	81,854,688	137,605,086	177,566,812	230,235,704



ALLINEAMENTI 1-2		C15 alta	C15 bassa	C22	C23
Modello	H(cm)	500.0	447.0	500.0	500.0
ALA SUPERIORE	spess	5.0	5.0	3.0	2.5
	largh	130	130	80	80
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	4.0	4.0	0.0	0.0
	largh	120	120	0	0
ALA INFERIORE	spess	5.0	5.0	3.5	3.0
	largh	150	150	100	90
RADDOPPIO INFERIORE	spess	4.0	4.0	0.0	0.0
	largh	120	120	0	0
ANIMA	spess	3.0	3.0	2.6	2.4
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	33	33	33	33
SOLETTA COLLAB.	spess	28.0	28.0	28.0	28.0
	largh	495.0	495.0	495.0	495.0
SEZIONE METALLICA	A (cm <sup>2</sup> )	3,806	3,647	1,873	1,657
	y <sub>i</sub> (cm)	243	217	236	240
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	170,284,082	132,983,433	62,044,650	53,057,417
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	3,474,751	3,474,632	420,389	289,486
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	23,054,027	17,878,707	23,909,755	23,727,291
SOLETTA COLLAB. 16.85 Fase 2a	A (cm <sup>2</sup> )	4,629	4,470	2,696	2,479
	y <sub>i</sub> (cm)	292	263	322	332
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	221,675,863	174,503,617	107,995,467	95,986,310
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	20,270,233	20,270,114	17,215,872	17,084,969
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	51,666,401	41,370,596	52,361,863	51,600,528
SOLETTA COLLAB. 6.24 Fase 3	A (cm <sup>2</sup> )	6,027	5,868	4,094	3,878
	y <sub>i</sub> (cm)	345	312	389	400
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	276,889,444	218,413,932	143,789,622	127,223,804
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	48,827,936	48,827,817	45,773,575	45,642,671
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	56,902,338	45,670,201	57,724,607	56,795,665
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	700	700	700	700
	M (10 E-04 Nm)	1,217	1,081	907	835
	Δt/h	2.1	2.4	3.0	3.1
SOLETTA COLLAB. 20.71 Fase 2c	A (cm <sup>2</sup> )	4,475	4,316	2,542	2,326
	y <sub>i</sub> (cm)	285	256	310	320
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	213,528,201	167,963,288	101,682,858	90,284,287
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	17,139,834	17,139,715	14,085,473	13,954,570
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	50,034,456	40,039,761	50,688,308	49,974,963
SOLETTA COLLAB. 14.94 Fase 2b 2.68E-04	A (cm <sup>2</sup> )	4,734	4,575	2,801	2,585
	y <sub>i</sub> (cm)	297	268	329	340
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	226,959,757	178,736,703	111,926,482	99,507,006
	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	22,417,447	22,417,328	19,363,085	19,232,182
	J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> )	52,517,731	42,065,967	53,235,017	52,447,944
	Nr,tot (kg)	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05	5.2165E+05
	κ	2.4244E-07	2.7539E-07	4.2060E-07	4.4694E-07
Δt/h	-2.4	-2.8	-4.2	-4.5	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5.0	5.0	5.0	5.0
	φ sup (cm)	2.00	1.80	2.20	2.00
	n° sup	24.75	24.75	49.50	24.75
	φ inf (cm)	2.00	1.80	2.20	2.00
	n° inf	24.75	24.75	49.50	24.75
	A (cm <sup>2</sup> )	3,961	3,773	2,249	1,812
	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	177,566,812	137,605,086	76,453,429	59,876,988

### 4.4.3 Traversi

#### 4.4.3.1 Traverso di campata tipo DC1

Il traverso di campata tipo DC1 è composto da 2 elementi angolari tipo L 120x12 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 120x12 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 120x12. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 300 cm, 315 cm e 400 cm.

#### 4.4.3.2 Traverso di campata tipo DC2

Il traverso di campata tipo DC2 è composto da 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 200x18. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 500 cm.

#### 4.4.3.3 Traverso di campata tipo DC3

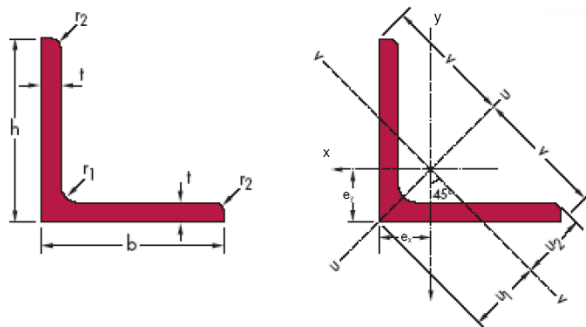
Il traverso di campata tipo DC3 è composto da 2 elementi angolari tipo L 150x15 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 150x15 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 150x15. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 500 cm.

#### 4.4.3.4 Traverso di campata tipo DC4

Il traverso di campata tipo DC4 è composto da 2 elementi angolari tipo L 130x12 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 130x12 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 130x12. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave variabile da circa 350 a 500 cm.

#### 4.4.3.5 Traverso di campata tipo DC5

Il traverso di campata tipo DC5 è composto da 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 200x18. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 485 cm.

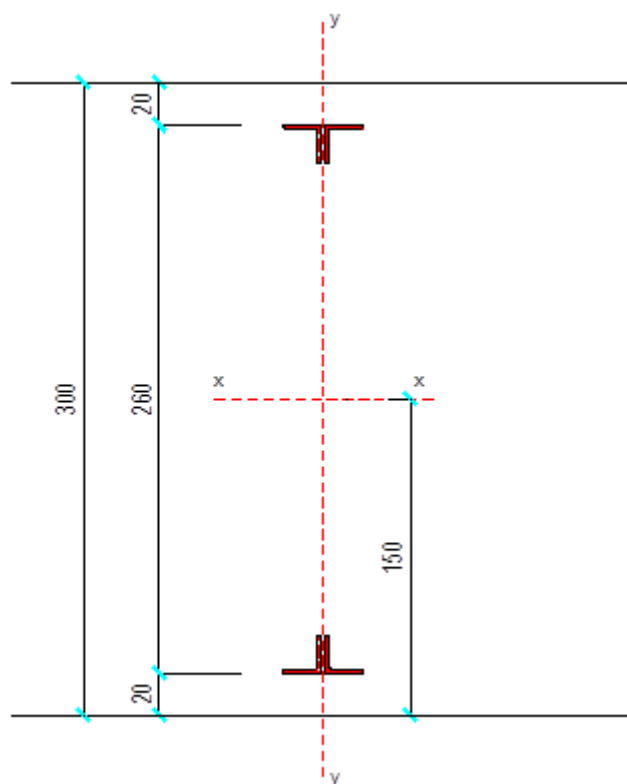


Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G	Sez. A	Cl. -	Baric $e_x=e_y$	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>					J <sub>x</sub> =J <sub>y</sub>	W <sub>x</sub> =W <sub>y</sub>	$\rho_x=\rho_y$
	mm	mm	mm	mm	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
<b>L 120x12</b>	120	120	12	13	6,5	21,6	27,54	4	2,35	367,7	42,73	3,65
<b>L 130x12</b>	130	130	12	14	7,0	23,5	29,97	4	2,55	472,2	50,44	3,97
<b>L 150x15</b>	150	150	15	16	8,0	33,8	43,02	4	4,25	898,1	83,52	4,57
<b>L 180x16</b>	180	180	16	18	9,0	43,5	55,39	4	5,02	1.682	129,7	5,51
<b>L 200x18</b>	200	200	18	18	9,0	54,3	69,11	4	5,60	2.600	180,6	6,13

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRAVERSI DI CAMPATA																
Diaframmi di campata																
	Corrente	Corrente	h trave	S Irrigid.	A1	e1	d1	J1	A2	e2	d2	J2	Atot	yg	J3-3	J2-2
	Superiore	Inferiore	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm4]	[cm4]
DC1_1	2L 120x12	2L120x12	300.00	1.80	27.54	2.35	20.00	367.70	27.54	2.35	20.00	367.70	110.2	150	1,796,475	2,634
DC1_2	2L 120x12	2L 120x12	315.00	2.60	27.54	2.35	20.00	367.70	27.54	2.35	20.00	367.70	110.2	158	2,013,601	2,938
DC1_3	2L 120x12	2L 120x12	400.00	2.60	27.54	2.35	20.00	367.70	27.54	2.35	20.00	367.70	110.2	200	3,478,068	2,938
DC2	2L 180x16	2L 180x16	500.00	3.00	55.39	5.02	20.00	1,682.00	55.39	5.02	20.00	1,682.00	221.6	250	11,221,209	16,147
DC3	2L 150x15	2L 150x15	500.00	3.00	43.02	4.25	20.00	898.10	43.02	4.25	20.00	898.10	172.1	250	8,773,316	9,282
DC4_1	2L 130x12	2L 130x12	475.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	238	5,542,468	5,369
DC4_2	2L 130x12	2L 130x12	455.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	228	5,039,092	5,369
DC4_3	2L 130x12	2L 130x12	440.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	220	4,677,294	5,369
DC4_4	2L 130x12	2L 130x12	420.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	210	4,215,876	5,369
DC4_5	2L 130x12	2L 130x12	400.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	200	3,778,434	5,369
DC4_6	2L 130x12	2L 130x12	380.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	190	3,364,968	5,369
DC4_7	2L 130x12	2L 130x12	365.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	183	3,070,603	5,369
DC4_8	2L 130x12	2L 130x12	350.00	2.60	29.97	2.55	20.00	898.10	29.97	2.55	20.00	898.10	119.9	175	2,789,724	5,369
DC5	2L 180x16	2L 180x16	485.00	3.00	55.39	5.02	20.00	1,682.00	55.39	5.02	20.00	1,682.00	221.6	243	10,485,973	16,147

A titolo di esempio si riporta il calcolo delle caratteristiche geometriche del diaframma DC1, la cui configurazione finale è la seguente:



**Figura 3 – Sezione trasversali tipo DC1**

### Area

$$A = 4 \cdot 27,54 = 110,16 \text{ cm}^2$$

### Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [367,7 + 27,54 \cdot (150,00 - 20,00 - 2,35)^2] = 1.796.475 \text{ cm}^4$$

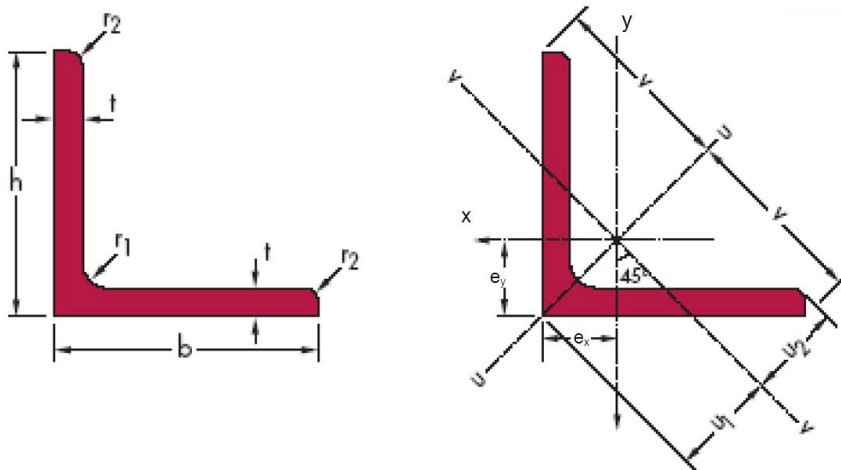
$$J_{y-y} = 4 \cdot [367,7 + 27,54 \cdot (2,35 + 0,90)^2] = 2.634 \text{ cm}^4$$

#### 4.4.3.6 Traverso di pila UP6

I traversi di pile e spalle sono composti da 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 150x15. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 300 cm.

#### 4.4.3.7 Traverso di pila UP7-UP8-UP9

I traversi di pile e spalle sono composti da 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 4+4 elementi angolari diagonali tipo L 180x16. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 500 cm.

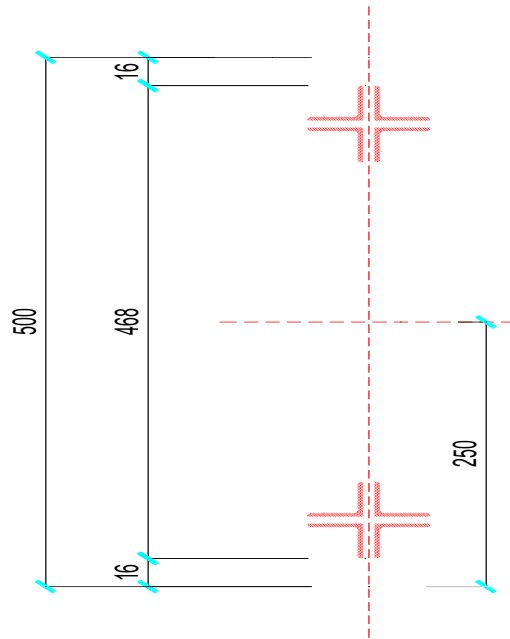


Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G kg/m	Sez. A cm <sup>2</sup>	Cl.	Baric e <sub>x</sub> =e <sub>y</sub> cm	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>					J <sub>x</sub> =J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> =W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	ρ <sub>x</sub> =ρ <sub>y</sub> cm
	mm	mm	mm	mm	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
<b>L 150x15</b>	150	150	15	16	8,0	33,8	43,02	4	4,25	898,1	83,52	4,57
<b>L 180x16</b>	180	180	16	18	9,0	43,5	55,39	4	5,02	1.682	129,7	5,51

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRAVERSI DI PILA																	
Diaframmi di pila		Corrente	Corrente	h trave	S Irrigid.	A1	e1	d1	J1	A2	e2	d2	J2	Atot	yg	J3-3	J2-2
	Superiore	Inferiore		[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm4]	[cm4]
D UP6	2L 180x16	2L 180x16		300.00	2.00	55.39	5.02	15.00	1.682.00	55.39	5.02	15.00	1.682.00	221.6	150	3,749,940	14,757
D UP7-8-9	4L 180x16	4L 180x16		500.00	3.00	55.39	5.02	36.00	1.682.00	55.39	5.02	36.00	1.682.00	443.1	250	20,306,580	32,293

A titolo di esempio si riporta il calcolo delle caratteristiche geometriche del diaframma DSP4, la cui configurazione finale è la seguente:



**Figura 4** – Sezione trasverso di spalla DSP4

#### Area

$$A = 8 \cdot 55,39 = 443,12 \text{ cm}^2$$

#### Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 8 \cdot [1.682,00 + 55,39 \cdot (250 - 36)^2] = 20.306.580 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 8 \cdot [1.682,00 + 55,39 \cdot (5,02 + 1,5)^2] = 32.293 \text{ cm}^4$$

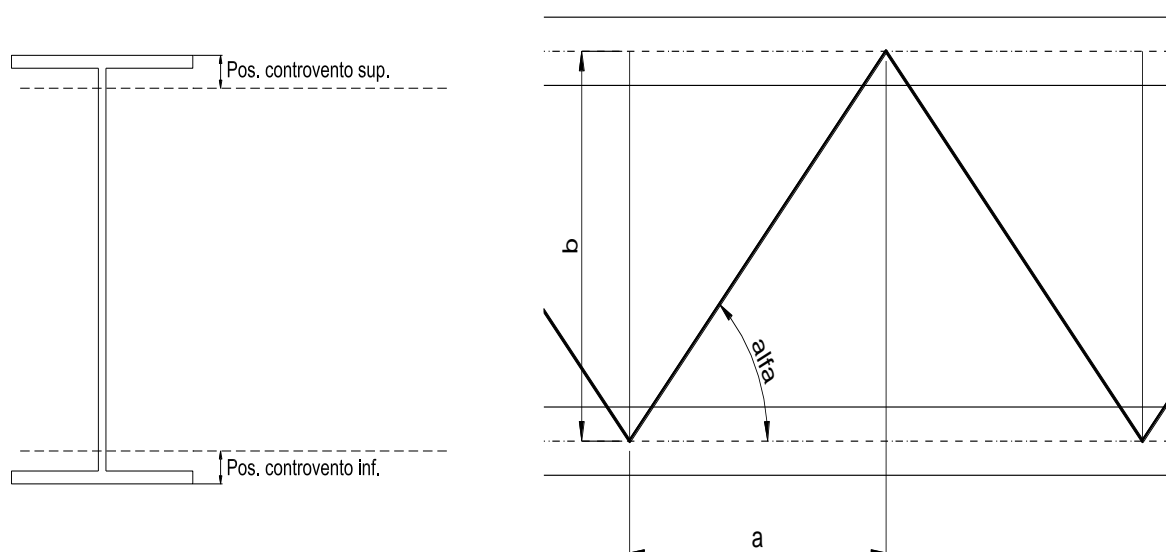
#### 4.4.4 Inerzia torsionale

In prima fase, per peso proprio acciaio e soletta la rigidità torsionale dell'impalcato viene valutata considerando una sezione a cassone costituita lateralmente dalle travi longitudinali e superiormente ed inferiormente dalla controventatura.

In seconda fase, per carichi permanenti, accidentali e ritiro, l'impalcato si comporta come una sezione a cassone; il cassone risulta costituito lateralmente dalle travi longitudinali, inferiormente dalla controventatura e superiormente dalla soletta, con conseguente aumento della circuitazione e dell'inerzia torsionale.

Lo spessore di piastra equivalente ai controventi è definito come:

$$t^* = 2 \cdot \frac{E}{G} \cdot A \cdot a / b^2 \cdot \sin^3 \alpha$$



**Figura 5** – Schematizzazione campo controventato

dove:

a, b    dimensioni campo controventato

A        area di un controvento

$\alpha$     angolazione controvento rispetto all'asse longitudinale della trave

## 5. ANALISI DEI CARICHI STATICI

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in acciaio.

### 5.1 Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume  $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$ ; tali pesi sono poi stati incrementati del 40% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato, avente una larghezza variabile. Al fine di una modellazione più accurata sono state effettuate più ripartizioni.



## 5.2 Soletta in c.a.

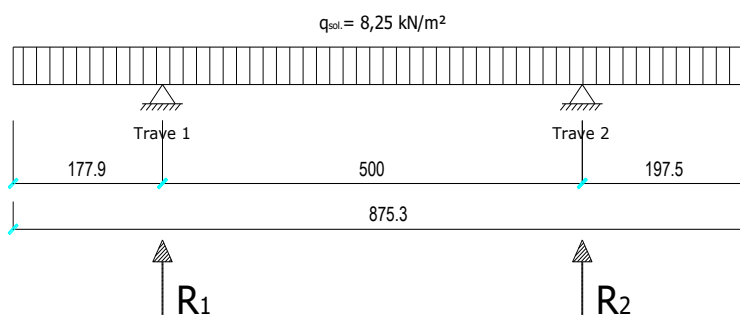
Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad + \quad \text{peso proprio predalle}$$

$$q_{\text{soletta}} = 0,28 \cdot 25,00 = 7,00 \text{ kN/m}^2 \quad = \quad \text{peso proprio soletta}$$

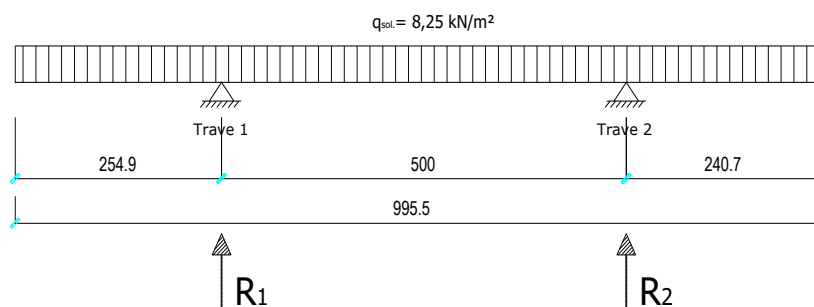
$$q_{\text{TOT}} = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

### Da pila UP6 a metà della prima campata

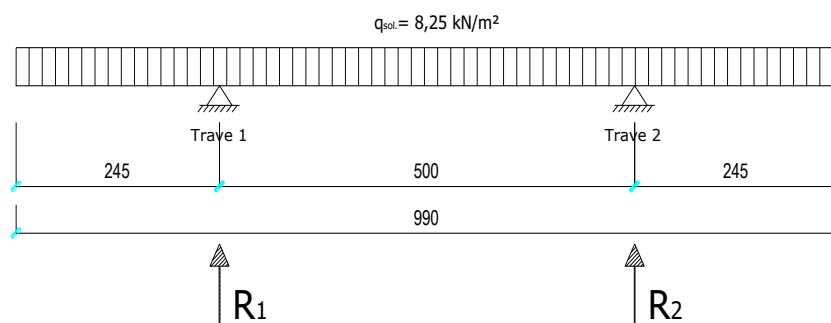


**Figura 6** – Ripartizione carichi soletta da UP6 a metà della prima campata

### Da metà della prima campata a UP7 a metà della seconda campata



**Figura 7** – Ripartizione carichi soletta da metà della prima campata a UP7 a metà della seconda campata

Da metà della seconda campata fino alla fine**Figura 8** – Ripartizione carichi soletta da metà della seconda campata fino alla fine

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

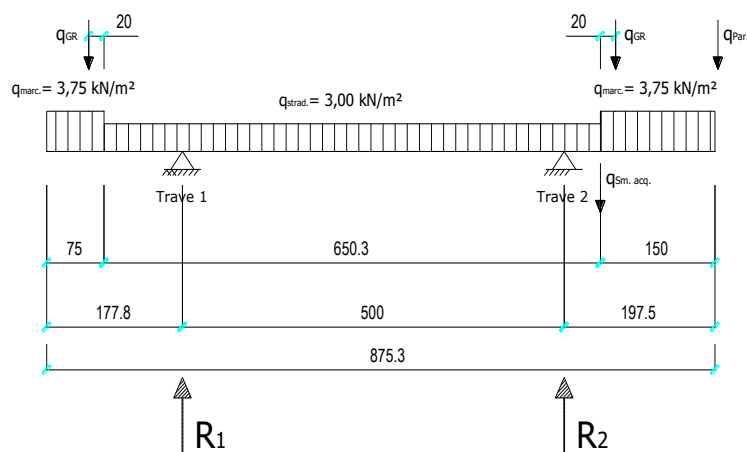
Soletta	$R_1$ [kN/m]	$R_2$ [kN/m]
Da UP6 a metà della prima campata	34,65	37,53
Da metà della prima campata a UP7 a metà della seconda campata	42,24	39,90
Da metà della seconda campata fino alla fine	40,84	40,84

### 5.3 Permanenti

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

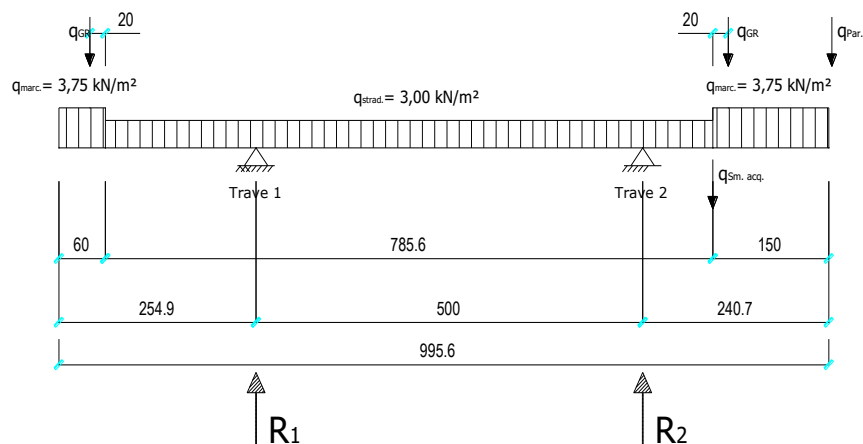
$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2$	marciapiedi
$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$	massicciata stradale
$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m}$	guardrail
$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN/m}$	parapetto bordo ponte
$q_{\text{Smalt.acque.}} = 0,50 \text{ kN/m}$	smaltimento acque

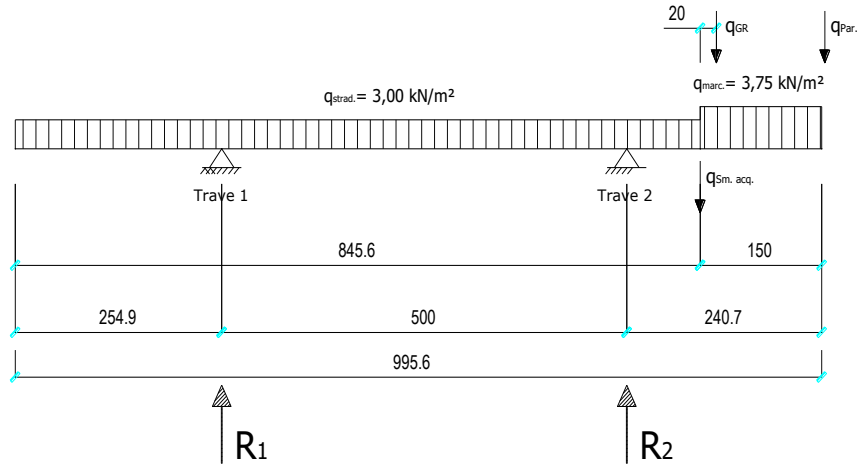
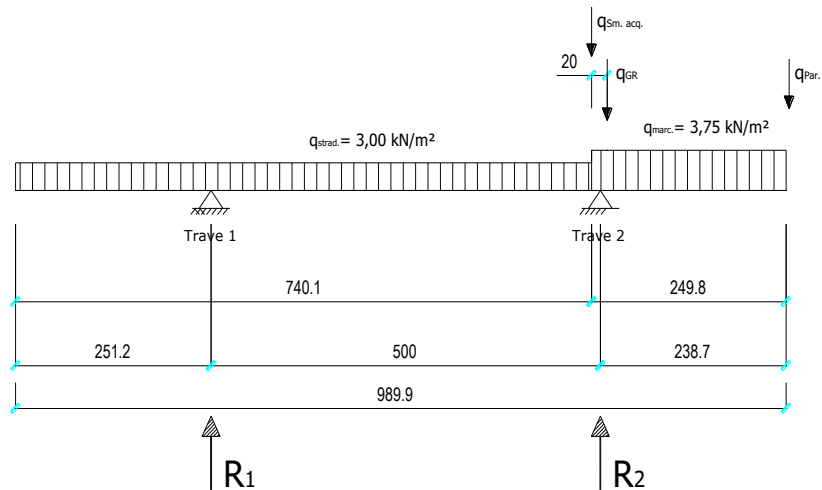
Da pila UP6 a metà della prima campata

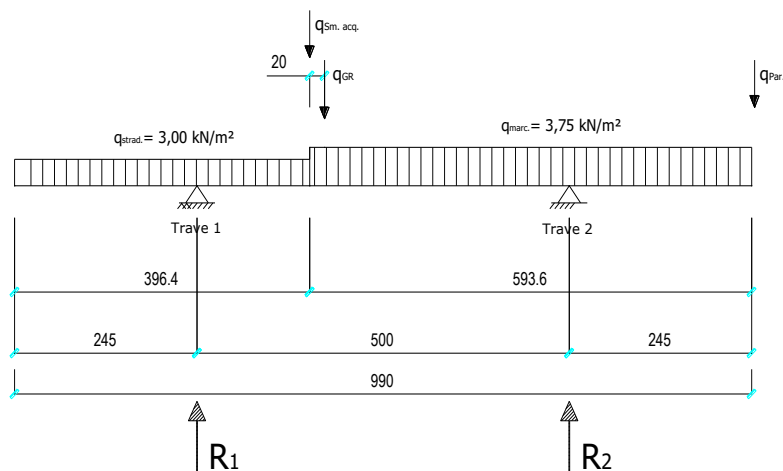


**Figura 9** – Ripartizione carichi permanenti da pila UP6 a metà della prima campata

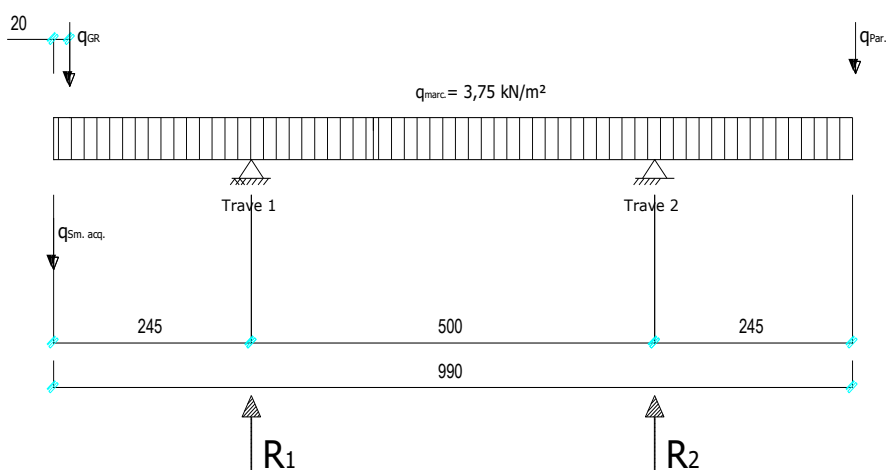
Da metà della prima campata a pila UP7



**Figura 10** – Ripartizione carichi permanenti da metà della prima campata a UP7Da pila UP7 a un quarto della seconda campata**Figura 11** – Ripartizione carichi permanenti da pila UP7 a un quarto della seconda campataDa un quarto a tre quarti della seconda campata**Figura 12** – Ripartizione carichi permanenti da un quarto a tre quarti della seconda campata

Da tre quarti della seconda campata a UP8 fino a metà della terza campata

**Figura 13** – Ripartizione carichi permanenti da tre quarti della seconda campata a UP8 fino a metà terza campata

Da metà della terza campata a UP9

**Figura 14** – Ripartizione carichi permanenti da metà della terza campata a UP9

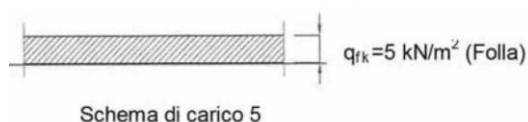
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Permanenti</b>	<b>R<sub>1</sub> [kN/m]</b>	<b>R<sub>2</sub> [kN/m]</b>
Da UP6 a metà della prima campata	14,08	18,86
Da metà della prima campata a UP7	16,64	19,81
Da pila UP7 a un quarto della seconda campata	13,84	20,65
Da un quarto a tre quarti della seconda campata	14,20	20,24
Da tre quarti della seconda campata a UP8 fino a metà della terza campata	15,91	21,74
Da metà della terza campata a UP9	20,75	19,88

## 5.4 Carico Accidentale

### 5.4.1 Carico Accidentale folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:

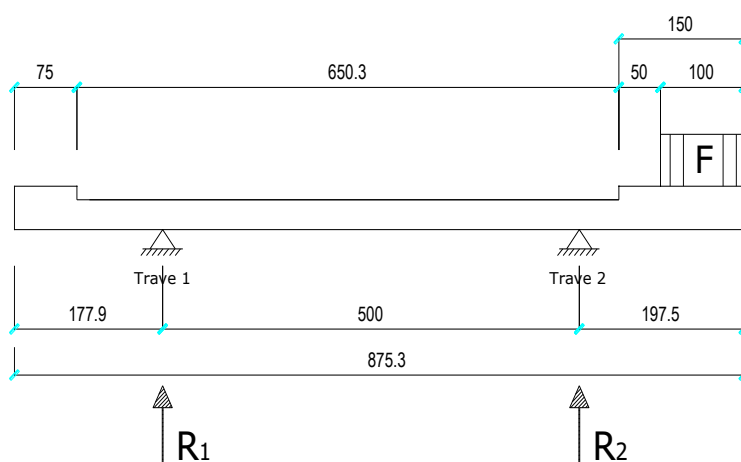


Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5.

Il carico folla è stato assegnato come carico viaggiante per poter cogliere mediante modellazione gli effetti dovuti alle combinazioni dei carichi su ciascuna campata assumendo un ideale carico unitario; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali.

Si precisa inoltre che nella ripartizione a partire dalla pila UP8, si è considerato a favore di sicurezza una larghezza della sede stradale di 6,00 m (equivalente alla larghezza di due corsie di carico).

#### Da pila UP6 a mezzeria prima campata



**Figura 15** – Ripartizione carichi folla da pila UP6 a mezzeria prima campata

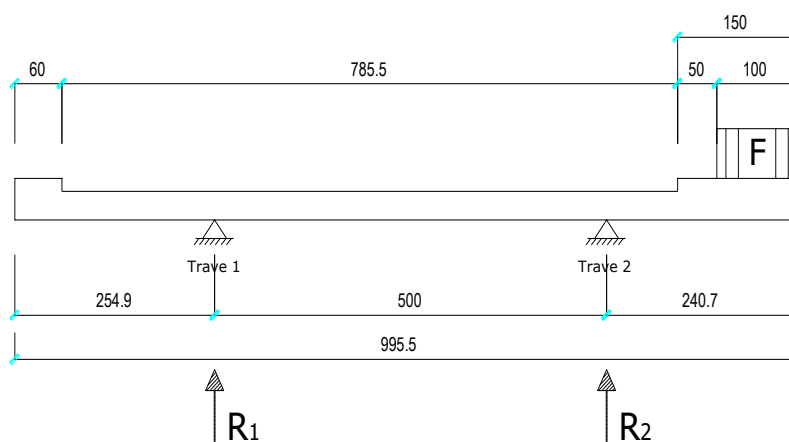
Da mezzeria prima campata a UP7 a mezzeria della seconda campata

Figura 16 – Ripartizione carichi folla da mezzeria prima campata a UP7 a mezzeria seconda campata

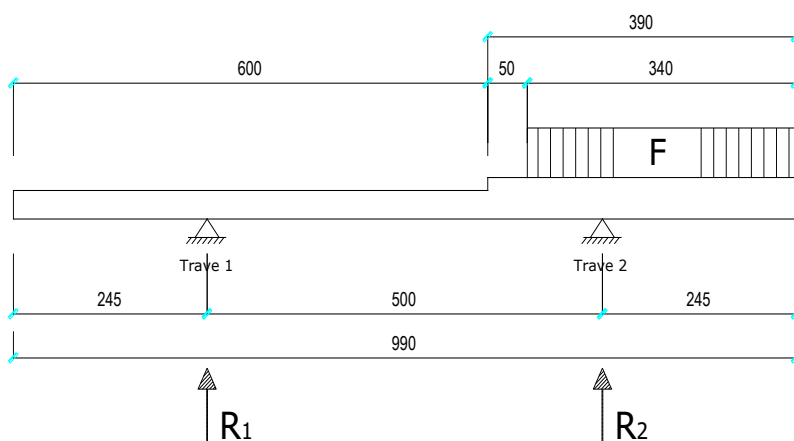
Da mezzeria seconda campata a UP8 e fino a UP9

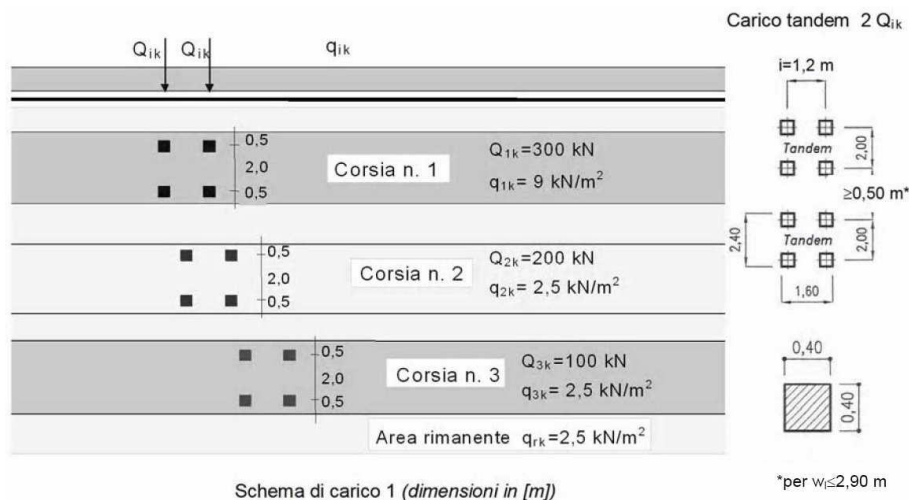
Figura 17 – Ripartizione carichi folla da mezzeria seconda campata a UP8 e fino a UP9

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Folla	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>
Da UP6 a mezzeria prima campata	-0,30	1,30
Da mezzeria prima campata a UP7 a mezzeria seconda campata	-0,38	1,38
Da mezzeria seconda campata a UP8 fino a UP9	-0,15	1,15

### 5.4.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di **1a Categoria**.

Posizione	Carico Asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

#### 5.4.2.1 Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose cioè sull'esterno curva.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali. Nel quadro di un accettabile comportamento trasversale della soletta, tali aliquote valgono sia per i carichi distribuiti che concentrati.

Inoltre sono state differenziate due condizioni:

- Carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 1;
- Carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 2.



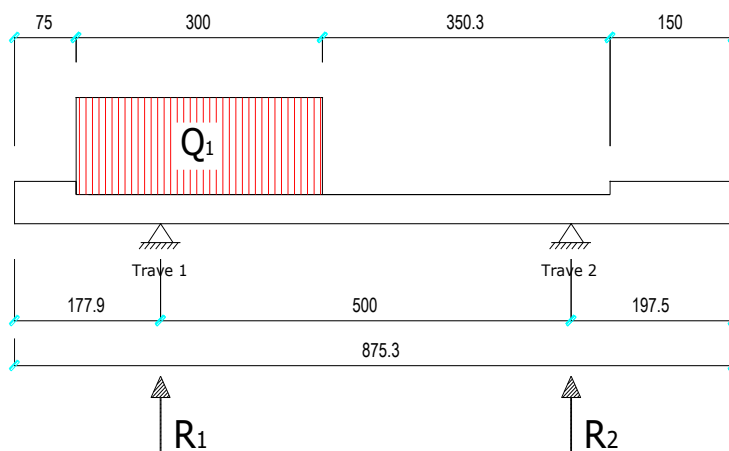
Da pila UP6 a mezzeria prima campataCondizione 1 – 1° corsia di carico

Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-1</b>	875,3	0,91	0,09

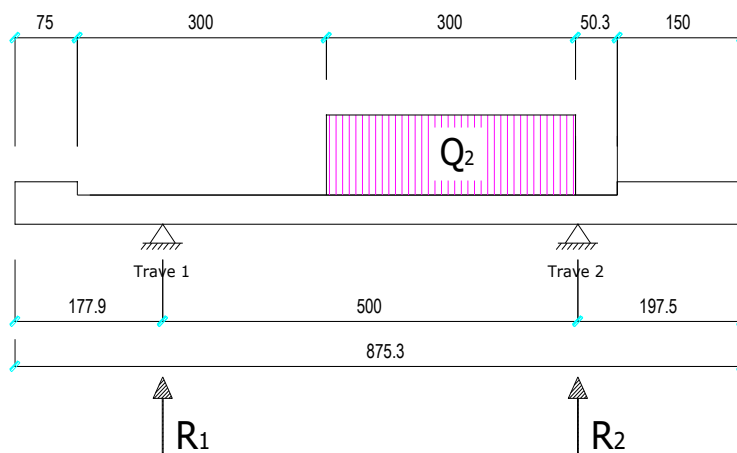
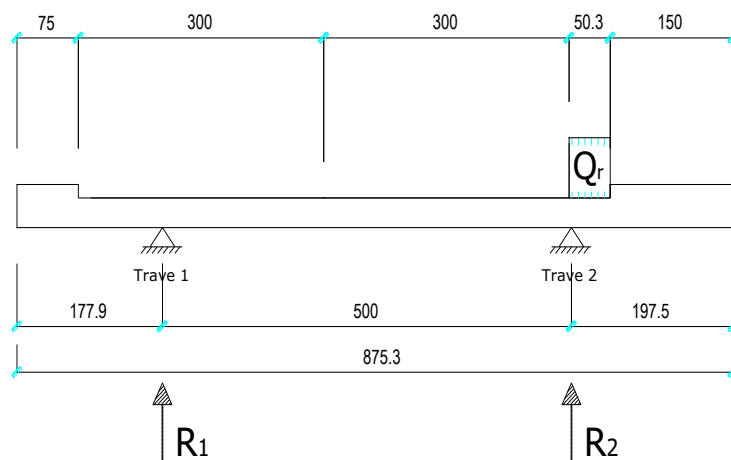
Condizione 1 – 2° corsia di carico

Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-1</b>	875,3	0,31	0,69

Condizione 1 – Corsia rimanente di carico*Figura 20 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q R-1</b>	875,3	-0,04	1,04

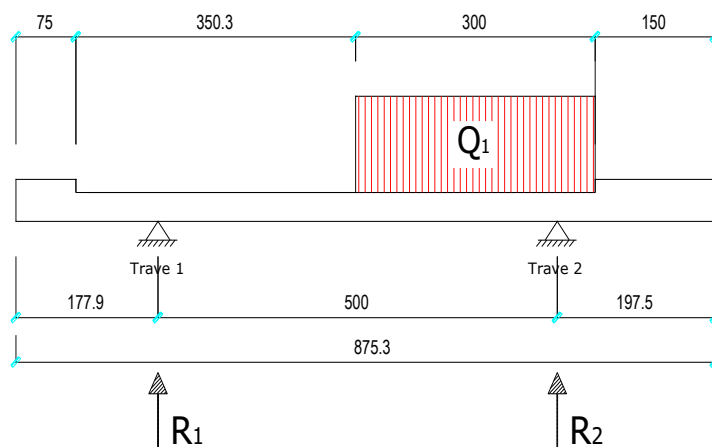
Condizione 2 – 1° corsia di carico

Figura 21 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol}$ . [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-2</b>	875,3	0,20	0,80

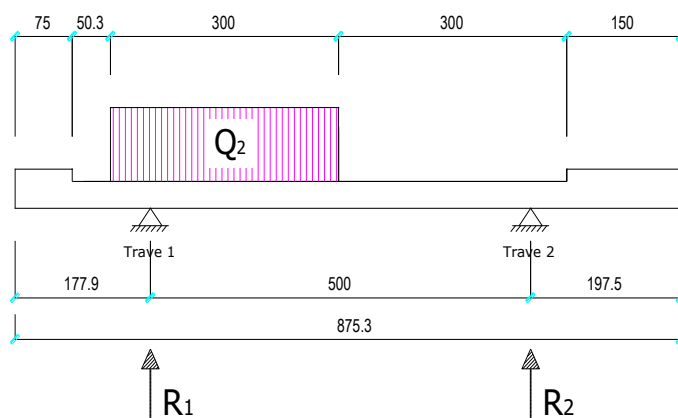
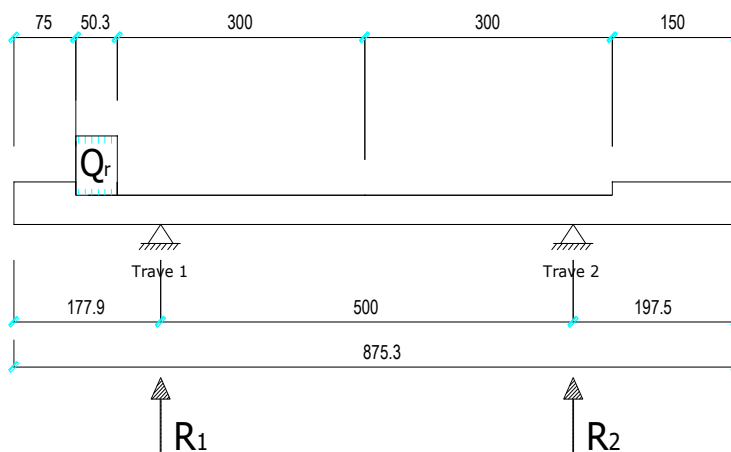
Condizione 2 – 2° corsia di carico

Figura 22 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol}$ . [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-2</b>	875,3	0,80	0,20

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico*Figura 23 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q R-2</b>	875,3	1,16	-0,16

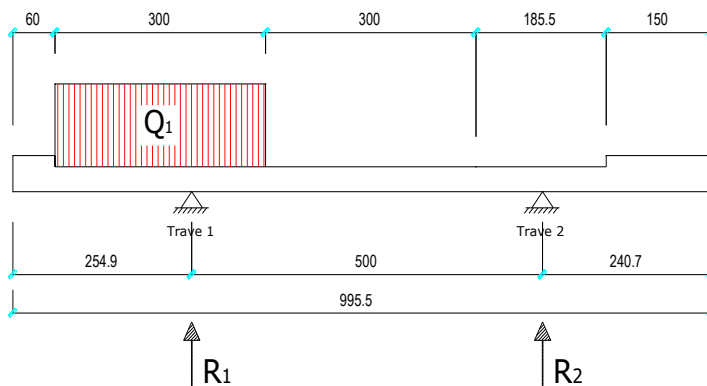
Da mezzeria prima campata a UP7 a mezzeria seconda campataCondizione 3 – 1° corsia di carico

Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-3</b>	995,6	1,09	-0,09

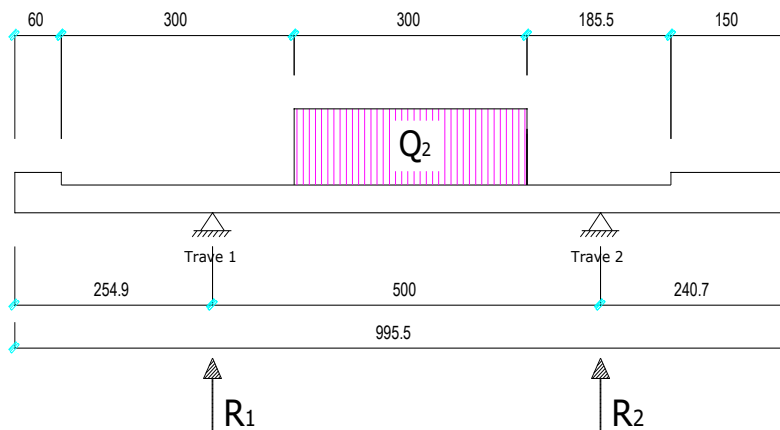
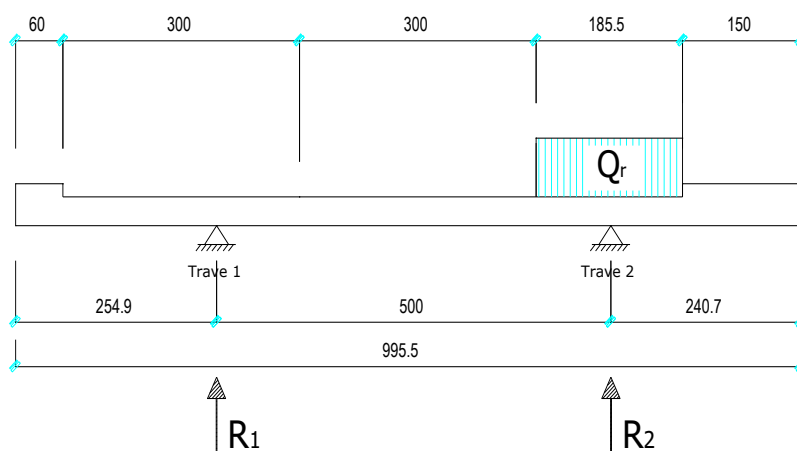
Condizione 3 – 2° corsia di carico

Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 2

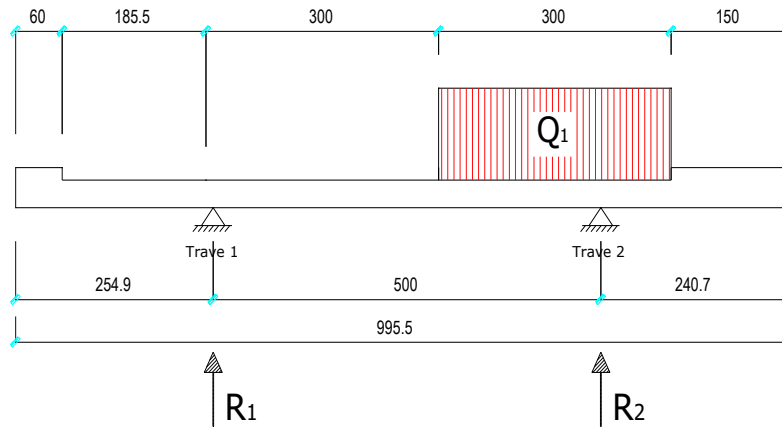
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-3</b>	995,6	0,49	0,51

Condizione 3 – Corsia rimanente di carico*Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia R*

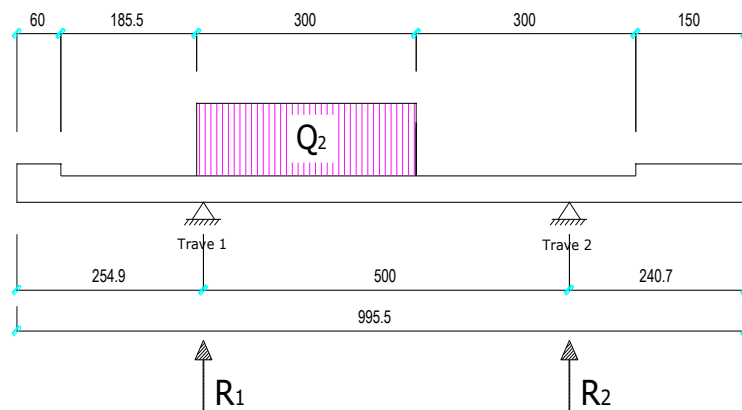
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q R-3</b>	995,6	0,00	1,00

Condizione 4 – 1° corsia di carico*Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 1*

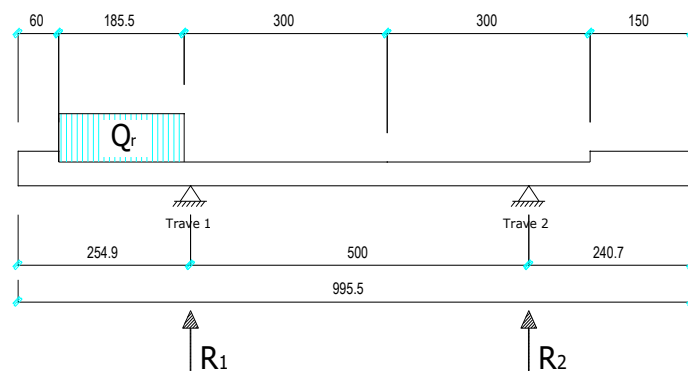
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-4</b>	995,6	0,12	0,88

Condizione 4 – 2° corsia di carico*Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

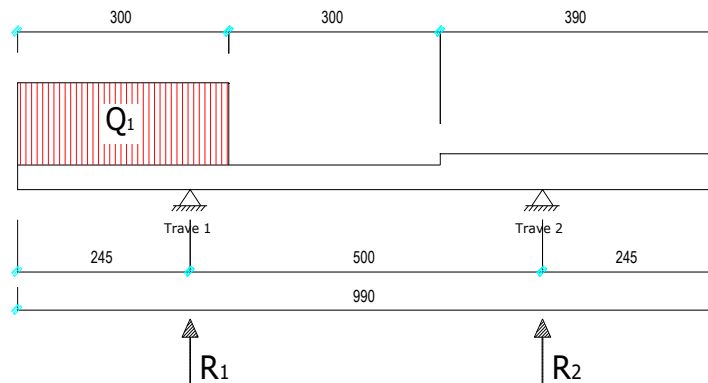
<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-4</b>	995,6	0,72	0,28

Condizione 4 – Corsia rimanente di carico*Figura 29 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia R*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

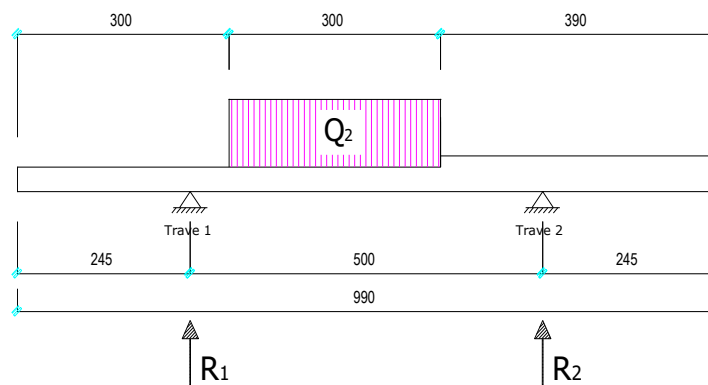
<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q R-4</b>	995,6	1,20	-0,20



Condizione 5 – 1° corsia di carico*Figura 30 – Ripartizione carichi accidentali condizione 5 – corsia 1*

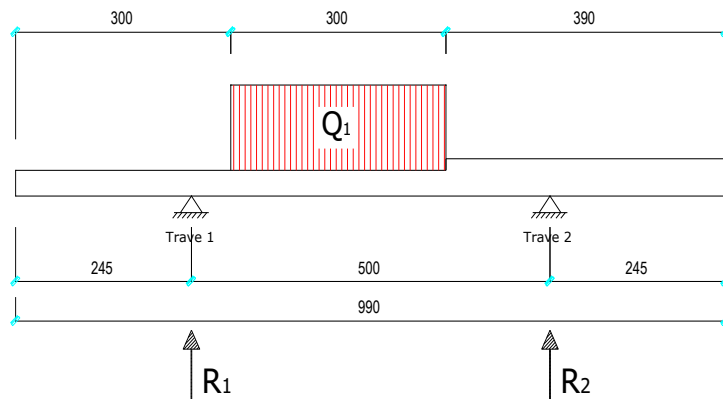
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-5</b>	990,0	1,19	-0,19

Condizione 5 – 2° corsia di carico*Figura 31 – Ripartizione carichi accidentali condizione 5 – corsia 2*

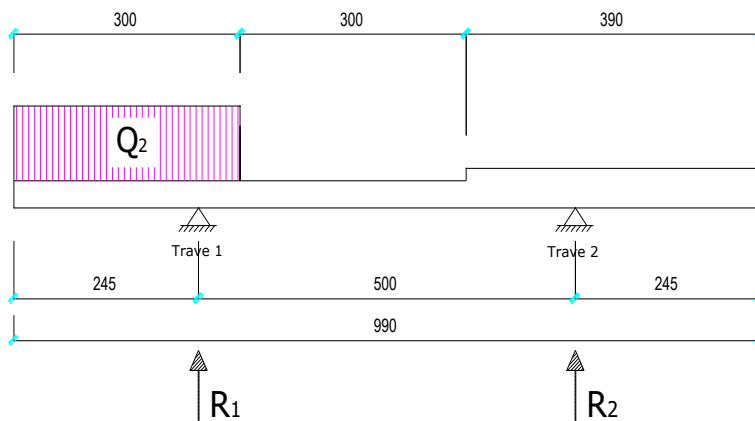
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-5</b>	990,0	0,59	0,41

Condizione 6 – 1° corsia di carico*Figura 32 – Ripartizione carichi accidentali condizione 6 – corsia 1*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 1-6</b>	990,0	0,59	0,41

Condizione 6 – 2° corsia di carico*Figura 33 – Ripartizione carichi accidentali condizione 6 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

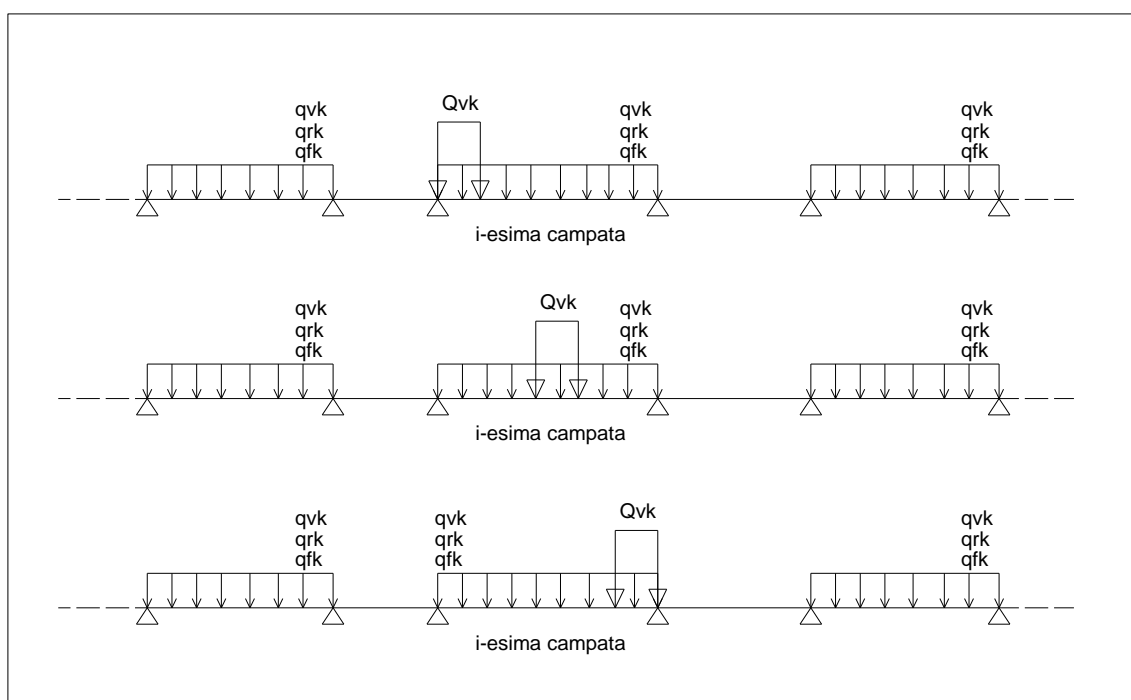
<b>Accidentali</b>	$L_{sol.}$ [cm]	$R_1$	$R_2$
<b>Q 2-6</b>	990,0	1,19	-0,19

### 5.4.2.2 Condizioni di carico longitudinali

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale.

#### Massimo momento flettente in campata

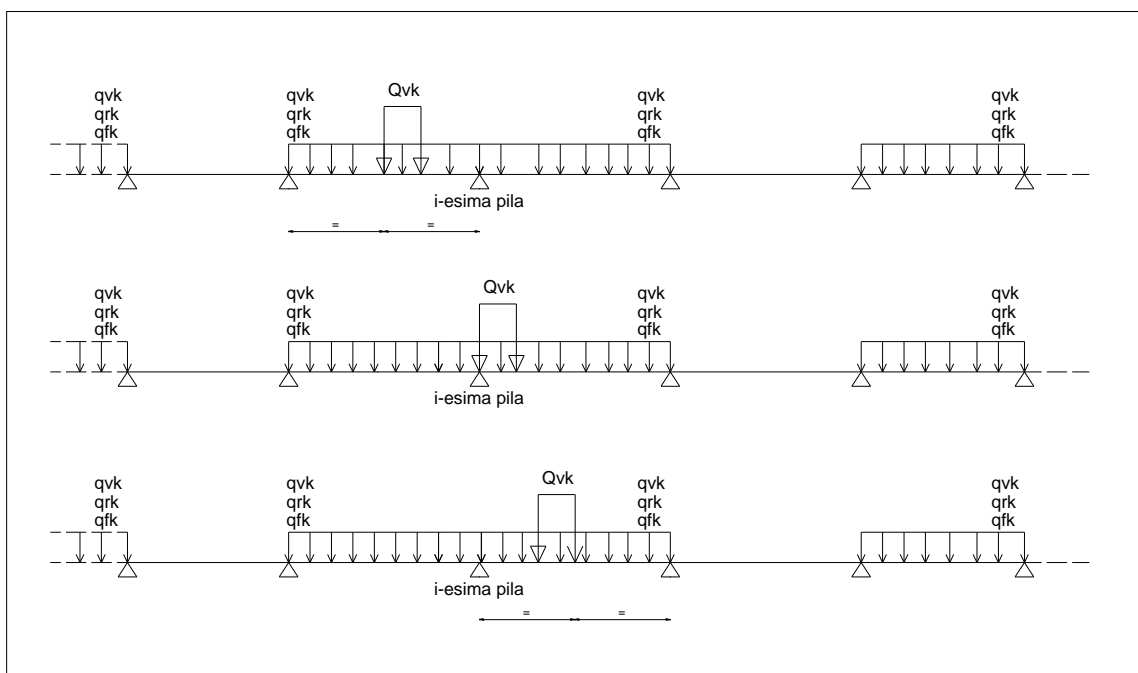
Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della  $i$ -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.



**Figura 34** – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata

### Massimo momento flettente in pila – Massima reazione

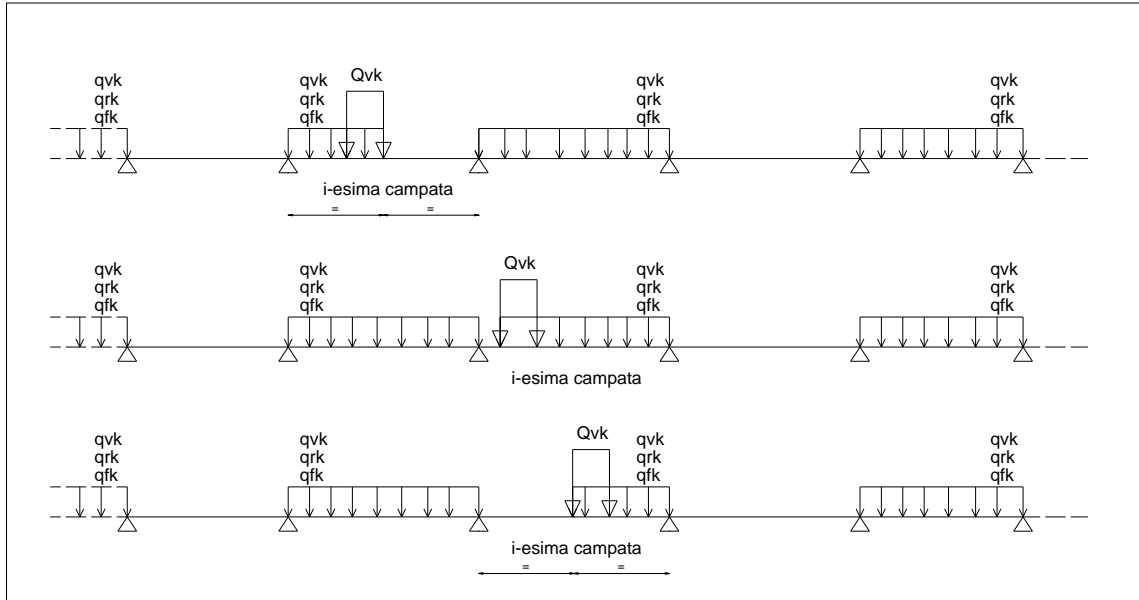
Per massimizzare il momento flettente negativo sulla pila della  $i$ -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.



**Figura 35** – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila

### Massimo taglio in campata

Per massimizzare il taglio di ogni sezione trasversale della  $i$ -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del taglio.

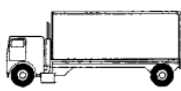


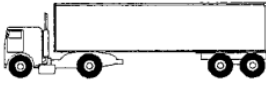



**Figura 36** – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio

### 5.4.3 Carico Accidentale mezzi a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte applicando il modello di carico a fatica numero 2 come definito nella tabella 5.1.VII al paragrafo 5.1.4.3 del D.M. 14 gennaio 2008 per cui si ha:

**Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti**

1		2	3	4
SAGOMA dell' AUTOCARRO		Distanza tra gli assali (m)	Carico frequente per assale (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

La percentuale di veicoli da considerare per la determinazione degli spettri di carico sono pari al 40% del primo veicolo, al 10% del secondo veicolo, al 30% del terzo veicolo, al 15% del quarto veicolo e al 5% del quinto veicolo. Tali mezzi si considerano presenti contemporaneamente sulla corsia più lenta per ogni senso di marcia.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con il metodo dei coefficienti  $\lambda$ , associato all'impiego del treno di carico a fatica numero 2, secondo le istruzioni del D.M. 14/01/2008 al cap. 4.2.4.1.4.6.3 che riprendono le indicazioni dell'Eurocodice 3.

Il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico, opportunamente calibrato mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}| \quad \text{ampiezza escursione tensioni}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p \quad \text{ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per } 2 \times 10^6 \text{ cicli}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{fattore equivalente di danno}$$

La verifica viene condotta con la seguente disuguaglianza:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_{amm} / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto al cap. C4.2.4.1.4 delle istruzioni al DM 14/01/2008 si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \quad \text{considerando che le conseguenze della rottura per fatica siano significative.}$$

Il valore dei coefficienti  $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$  viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti  $\lambda$  verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento al DM 14/01/2008 al cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

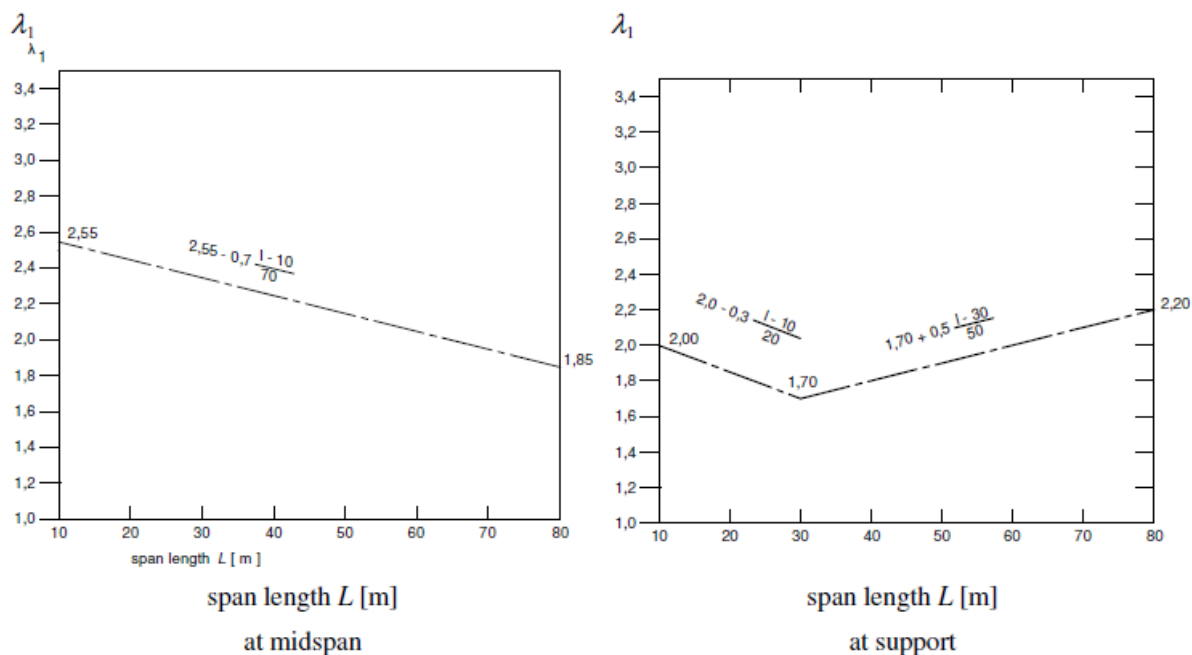
Con riferimento alla tabella seguente, tratta dal DM 14/01/2008, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		$N_{obs}$ per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

Coefficiente  $\lambda_1 - \lambda_{V1}$ :

Il coefficiente  $\lambda_1$  dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza; per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati con riferimento alla luce delle singole campate L, oppure alla luce media (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).



Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1,55$$

Coefficiente  $\lambda_2 - \lambda_{v2}$ :

Il coefficiente  $\lambda_2$  dipende dalla tipologia e dal volume di traffico; per l'assessment dei dettagli di carpenteria si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). Il coefficiente  $\lambda_2$  viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti ( $N_{Obs}$ ) e dal peso medio degli stessi  $Q_{m1}$  tramite la relazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 2,0 \cdot 10^6$       flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 1 - cfr. tab. precedente)

$N_0 = 0,5 \cdot 10^6$       flusso di riferimento

$Q_{m1}$       peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "medium distance" e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di  $Q_i$  e  $n_i$  si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta nel DM 14/01/2008 cap. 5 (carico di fatica numero 2) riportata in precedenza.



Si ottiene pertanto:

$$Q_{m1} = 407 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 1,119$$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ottiene:

$$Q_{m1} = 430,1 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 1,066$$

#### Coefficiente $\lambda_3$ - $\lambda_{v3}$ :

Il coefficiente  $\lambda_3$  dipende dalla vita di progetto della struttura; per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), viene calcolato mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

$t_{Ld}$  = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor $\lambda_3$	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1,00$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'ponente 1/5 on 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_3 = 1,00$$

#### Coefficiente $\lambda_4$ - $\lambda_{v4}$ :

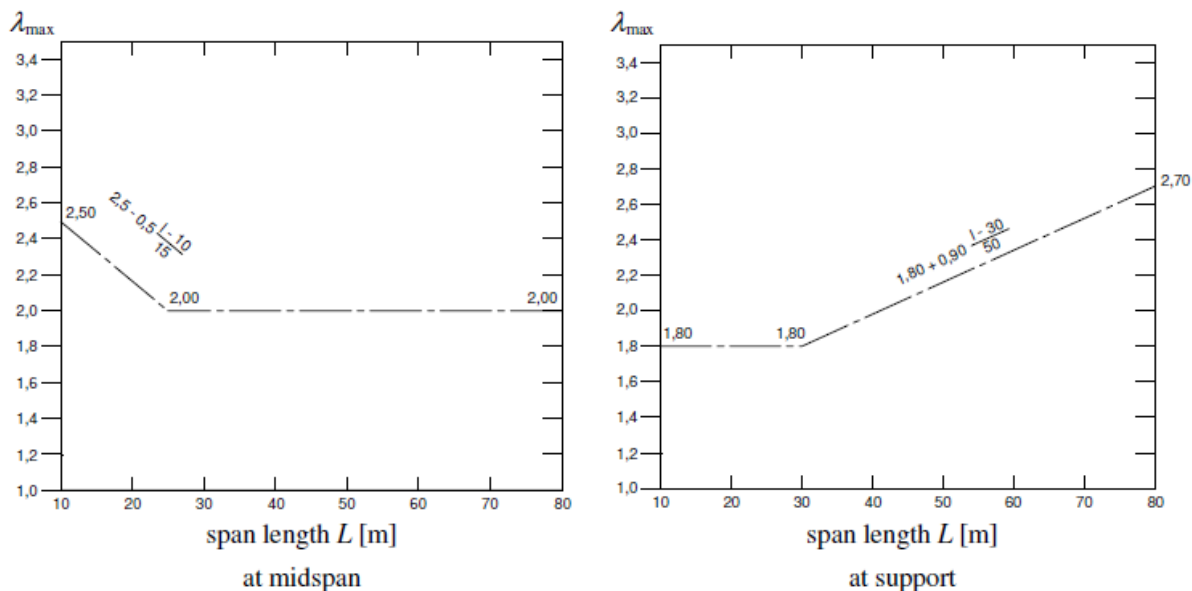
Il coefficiente  $\lambda_4$  dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave; la formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[ 1 + \frac{N_2}{N_1} \left( \frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left( \frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left( \frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si considera una sola corsia soggetta ai carichi pesanti e si ha:  $\lambda_4 = 1,00$

### Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore  $\lambda_{max}$ , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito:



### AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nel modello di carico a fatica adottato.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$$\Phi = 1,3 (1-D/26)$$

essendo  $D < 6$  m la distanza dal giunto.

### DETTAGLI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Per la verifica a fatica dei dettagli di carpenteria, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle delle Istruzioni al DM 14/01/2008:

Saldatura piolo – rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9	tab. C4.2.XVI
Sald. anima-piatt. cordoni d'angolo	categoria/dettaglio:	80/8	tab. C4.2.XVIIb
Sald. anima-piatt. con lunette	categoria/dettaglio:	71/9	tab. C4.2.XIV
Giunti trasv. a piena penetrazione	categoria/dettaglio:	71/13	tab. C4.2.XV
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80a/7	tab. C4.2.XVI
Piastre di attacco dei controventi	categoria/dettaglio:	36-80/1-3	tab. C4.2.XVIIa
Estremità raddoppio piattabanda	categoria/dettaglio:	56a/6	tab. C4.2.XVIIa

## 5.5 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 14/01/2008:

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

### 5.5.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (tabella 3.3.II NTC 2008) mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno di 50 anni.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

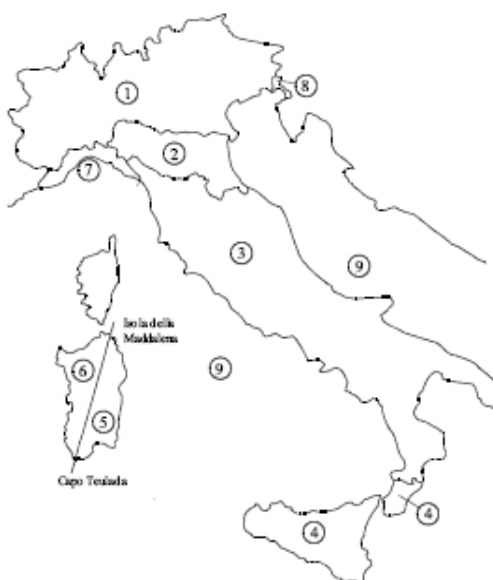


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$$V_b = V_{b,0} \quad a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

I valori  $V_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti dalla tabella 3.3.1 e legati alla regione in cui sorge l'opera in esame.

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso specifico:

⇒ Regione: Piemonte

⇒ Provincia: Torino

⇒ Comune: Chiomonte

⇒  $T_R = 100$  anni

parametro zona	$V_{b,0}$	25 m/s
parametro zona	$a_0$	1000 m
parametro zona	$k_a$	0,01
altezza sito	$a_s$	715 m
coefficiente di altitudine	$c_a$	1
velocità base di riferimento	$V_b$	25 m/s
tempo di ritorno	$T_r$	100 anni
coefficiente di ritorno	$c_r$	1,04
velocità riferimento progetto	$V_r$	25,98 m/s
Coefficiente di topografia	$c_t$	1
Esposizione sito	$k_r$	0,2
Esposizione sito	$z_0$	0,1 m
Esposizione sito	$z_{min}$	5 m
densità media aria		1,25 kg/m <sup>3</sup>

### 5.5.2 Pressione di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in kN/m<sup>2</sup>) è stata utilizzata l'espressione 3.3.4 delle Norme Tecniche 2008:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,98^2 \cdot 10^{-1} = 0,422 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

$V_b$  : velocità di riferimento del vento (m/s)

$\rho$  : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>

### 5.5.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Dove:

$k_r, z_0, z_{\min}$  parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

$c_t$  coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate e montane).

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione si ricava dalla figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella 3.3.III.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

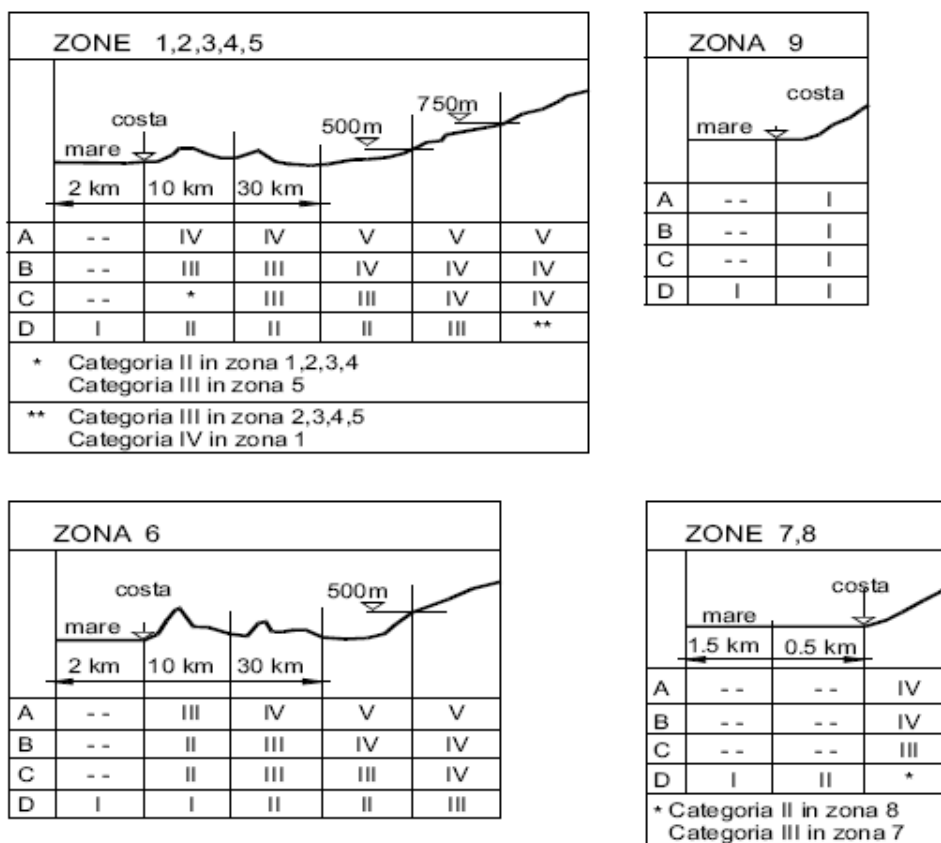


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: D

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10 \text{ m} \quad z_{\min} = 5 \text{ m}$$

Nel nostro caso il valore dell'altezza dell'impalcato dal suolo  $z$  è maggiore di  $z_{\min} = 5 \text{ m}$ , sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione.

Nel caso in esame, si assume cautelativamente, per il calcolo del coefficiente di esposizione la quota del punto più alto della struttura.

**Dati geometrici impalcato**

altezza trave	3.10
spessore soletta	0.33
spessore marciapiede	0.15
delta per pendenza trasversale	0.00
altezza barriera antirumore	2.40
spessore pavimentazione	0.09
Altezza carico stradale	3.00
altezza centro impalcato dal suolo	45.00
larghezza fuori tutto	8.75

**Ponte scarico**

altezza investita	5.98
quota riferimento	47.99
rapporto $d/h_{tot}$	1.46
coefficiente di esposizione	<b>3.25</b>

**Ponte carico**

altezza investita	6.52
quota riferimento	48.26
rapporto $d/h_{tot}$	1.34
coefficiente di esposizione	<b>3.26</b>

**Ponte scarico montaggio**

altezza investita	3.43
quota riferimento	46.72
rapporto $d/h_{tot}$	2.55
coefficiente di esposizione	<b>3.23</b>

**Dati geometrici impalcato**

altezza trave	3.60
spessore soletta	0.33
spessore marciapiede	0.15
delta per pendenza trasversale	0.00
altezza barriera antirumore	2.40
spessore pavimentazione	0.09
Altezza carico stradale	3.00
altezza centro impalcato dal suolo	45.00
larghezza fuori tutto	9.90

**Ponte scarico**

altezza investita	6.48
quota riferimento	48.24
rapporto $d/h_{tot}$	1.53
coefficiente di esposizione	<b>3.26</b>

**Ponte carico**

altezza investita	7.02
quota riferimento	48.51
rapporto $d/h_{tot}$	1.41
coefficiente di esposizione	<b>3.26</b>

**Ponte scarico montaggio**

altezza investita	3.93
quota riferimento	46.97
rapporto $d/h_{tot}$	2.52
coefficiente di esposizione	<b>3.24</b>

**Dati geometrici impalcato**

altezza trave	5.10
spessore soletta	0.33
spessore marciapiede	0.15
delta per pendenza trasversale	0.00
altezza barriera antirumore	2.40
spessore pavimentazione	0.09
Altezza carico stradale	3.00
altezza centro impalcato dal suolo	45.00
larghezza fuori tutto	9.90

**Ponte scarico**

altezza investita	7.98
quota riferimento	48.99
rapporto $d/h_{tot}$	1.24
coefficiente di esposizione	<b>3.27</b>

**Ponte carico**

altezza investita	8.52
quota riferimento	49.26
rapporto $d/h_{tot}$	1.16
coefficiente di esposizione	<b>3.27</b>

**Ponte scarico montaggio**

altezza investita	5.43
quota riferimento	47.72
rapporto $d/h_{tot}$	1.82
coefficiente di esposizione	<b>3.25</b>



#### 5.5.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 07/03/2008 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave,  $\varphi=1$ , si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

#### 5.5.5 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall’espressione 3.3.2 delle Norme Tecniche 2008:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

$q_b$  pressione cinetica di riferimento

$c_e$  coefficiente di esposizione

$c_p$  coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):

$c_d$  coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

Da concio C1 a concio C5  $H_t=3,00\text{ m}$

La pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,23 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,908 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,25 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Da concio C6 a concio C23  $H_t=\text{var. da } 5,00\text{ m a } 3,50\text{ m}$

Per  $H_t=3,50\text{ m}$ , la pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,24 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,914 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Per  $H_t=5,00\text{ m}$ , la pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,25 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,27 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,932 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,27 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,932 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare del 07/03/2008 al paragrafo C3.3.10.4.2 "Travi multiple".

In particolare si afferma: "Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza  $d$  inferiore al doppio dell'altezza  $h$ , il valore della pressione sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per  $d/h \geq 5$  gli elementi vengono considerati come isolati.

Per  $2 < d/h < 5$  si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

$$- \quad h_T = 3,00 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 1,67 \rightarrow \mu = 0,20$

$$- \quad h_T = 3,50 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 1,43 \rightarrow \mu = 0,20$

$$- \quad h_T = 5,00 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 1,00 \rightarrow \mu = 0,20$

$$- \quad h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr.}} = 8,75 \text{ m (da pila UP6 a pila UP7)}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 3,65 \rightarrow \mu = 0,64$

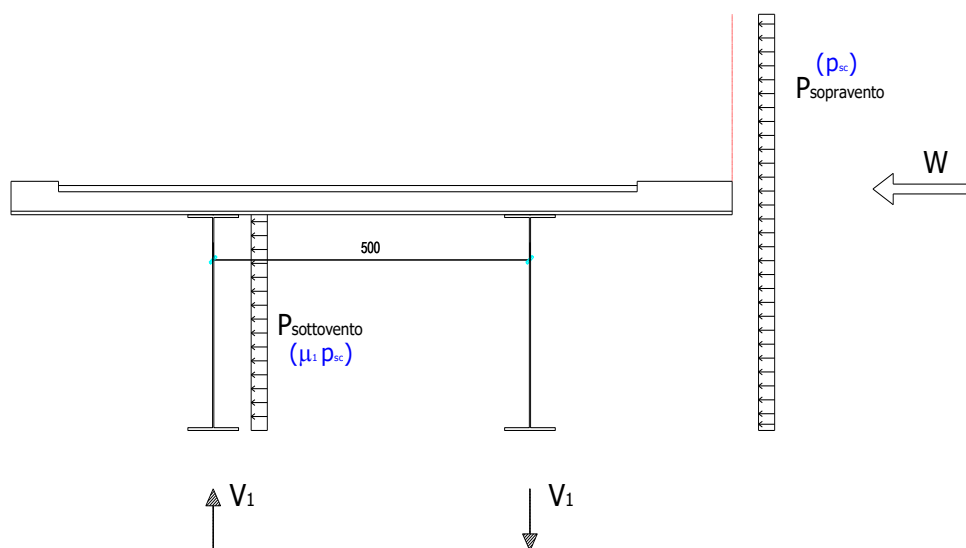
$$- \quad h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr.}} = 9,90 \text{ m (da pila UP7 alla parte finale dell'impalcato)}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 4,13 \rightarrow \mu = 0,77$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

### 5.5.5.1 Azione del vento a ponte scarico per $h_i=3,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 37** – Azione del vento a ponte scarico dal concio C1 al concio C5

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + h_{\text{barr.}} = 3,10 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 5,98\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{\text{trave}} \cdot \frac{h_{\text{trave}}}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

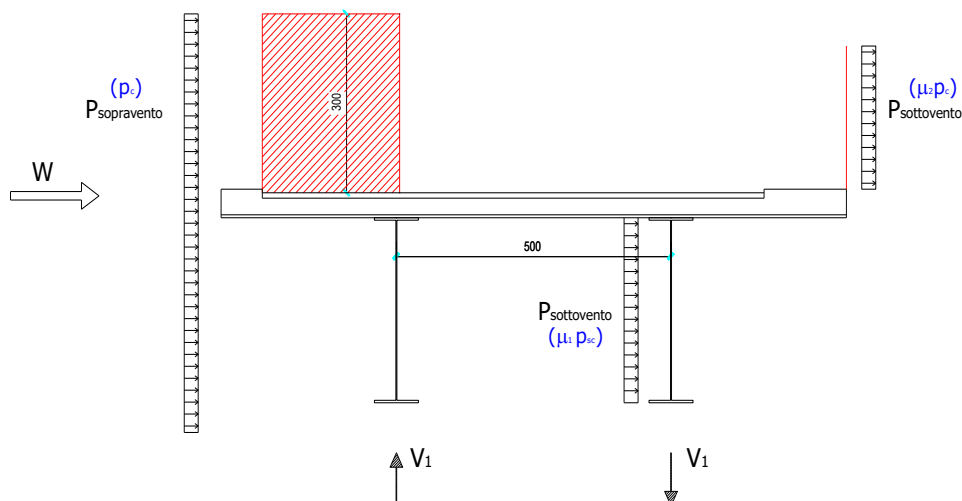
$$M_T = 1,92 \cdot \frac{5,98^2}{2} + 1,92 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,10^2}{2} = 36,18\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{36,18}{5,00} = 7,23\text{ kN} / \text{m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

### 5.5.5.2 Azione del vento a ponte carico $h_t=3,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 38** – Azione del vento a ponte carico dal concio C1 al concio C5

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{pav.}} + h_{\text{mezzo convenz.}} = 3,10 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 6,52\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{\text{trave}} \cdot \frac{h_{\text{trave}}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{\text{barr.}} \cdot \left( h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + \frac{h_{\text{barr.}}}{2} \right) \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

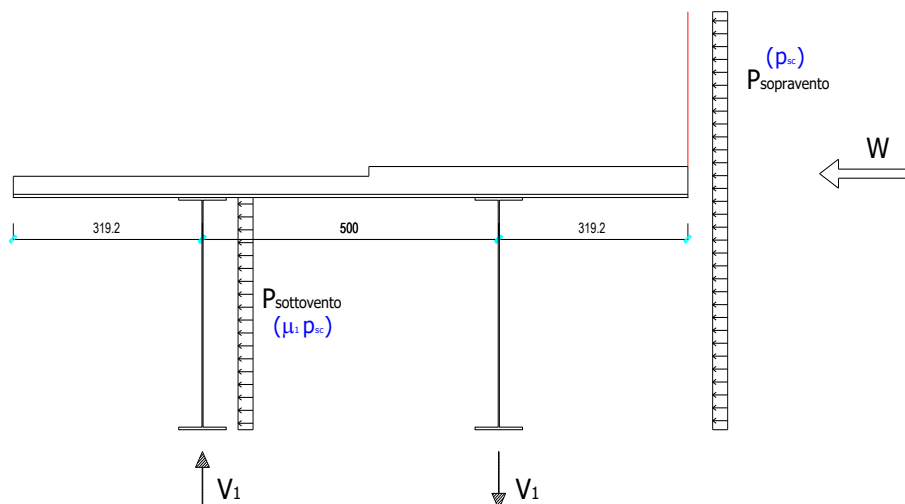
$$M_T = 1,93 \cdot \frac{6,52^2}{2} + 1,93 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,10^2}{2} + 1,93 \cdot 0,64 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 57,05\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{57,05}{5,00} = 11,41\text{ kN} / \text{m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

### 5.5.5.3 Azione del vento a ponte scarico per $h_i=3,50\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 39** – Azione del vento a ponte scarico dal concio C6 al concio C23 –  $h_i=3,50\text{ m}$

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + h_{\text{barr.}} = 3,60 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 6,48\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{\text{trave}} \cdot \frac{h_{\text{trave}}}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,93 \cdot \frac{6,48^2}{2} + 1,93 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} = 43,02\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{43,02}{5,00} = 8,60\text{ kN} / \text{m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

### 5.5.5.4 Azione del vento a ponte carico $h_i=3,50\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

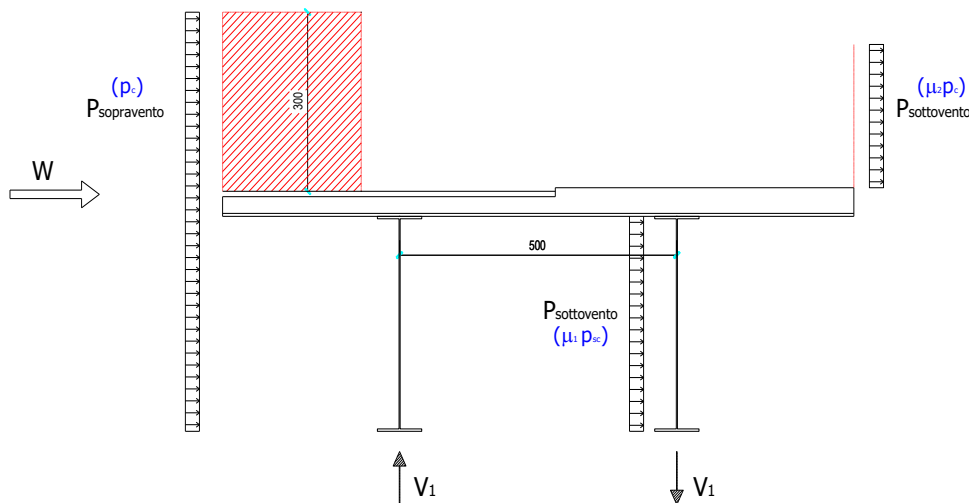


Figura 40 – Azione del vento a ponte carico dal concio C6 al concio C23 –  $h_i=3,50\text{ m}$

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{pav.}} + h_{\text{mezzo convenz.}} = 3,60 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 7,02\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{\text{trave}} \cdot \frac{h_{\text{trave}}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{\text{barr.}} \cdot \left( h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + \frac{h_{\text{barr.}}}{2} \right) \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

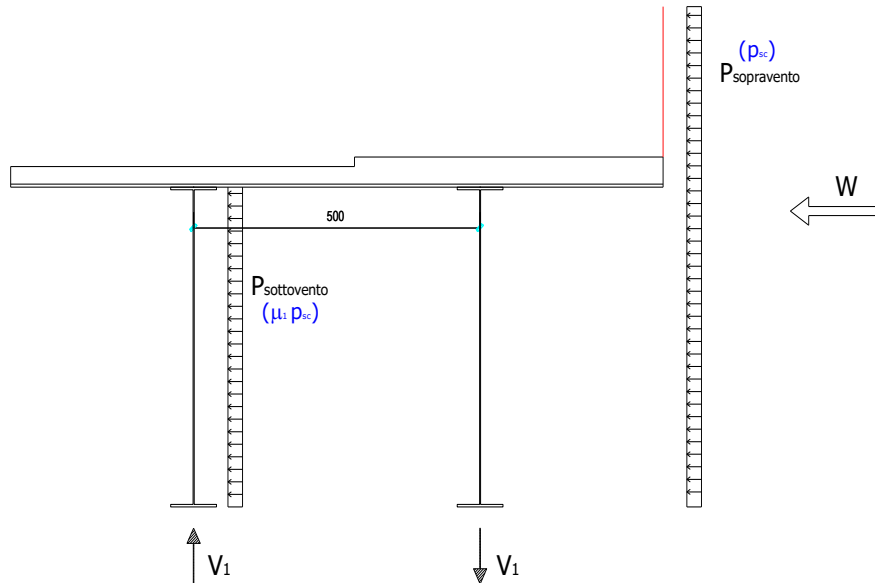
$$M_T = 1,93 \cdot \frac{7,02^2}{2} + 1,93 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} + 1,93 \cdot 0,77 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 68,89\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{68,89}{5,00} = 13,78\text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

### 5.5.5.5 Azione del vento a ponte scarico per $h_i=5,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 41** – Azione del vento a ponte scarico dal concio C6 al concio C23 –  $h_i=5,00\text{m}$

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + h_{barr.} = 5,10 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 7,98\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,93 \cdot \frac{7,98^2}{2} + 1,93 \cdot 0,20 \cdot \frac{5,10^2}{2} = 66,47\text{ kNm} / \text{m}$$

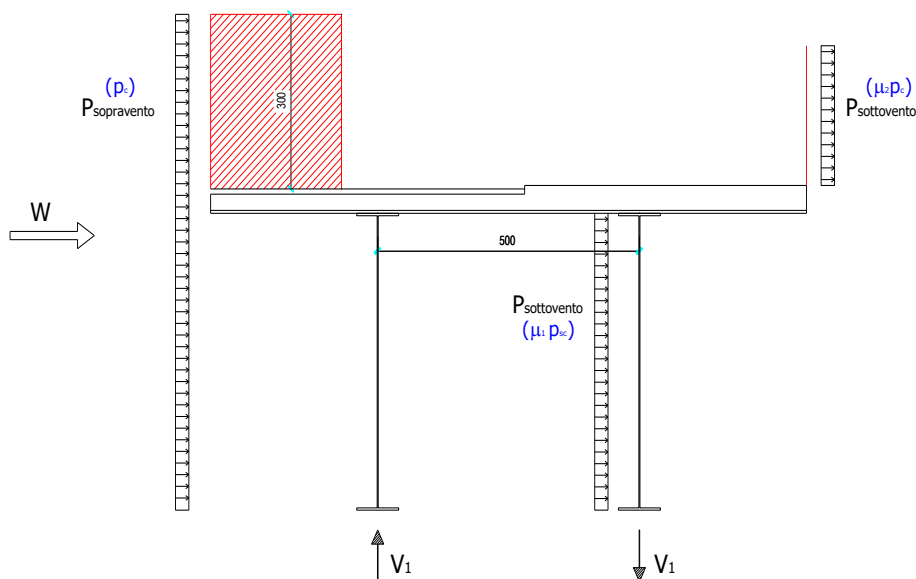
$$|V| = \frac{66,47}{5,00} = 13,29\text{ kN} / \text{m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.



### 5.5.5.6 Azione del vento a ponte carico $h_t=5,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 42** – Azione del vento a ponte carico dal concio C6 al concio C23 –  $h_t=5,00\text{ m}$

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{pav.} + h_{mezzo\ convenz.} = 5,10 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 8,52\text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,93 \cdot \frac{8,52^2}{2} + 1,93 \cdot 0,20 \cdot \frac{5,10^2}{2} + 1,93 \cdot 0,777 \cdot 2,40 \cdot \left( 5,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 107,62\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{107,62}{5,00} = 21,52\text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

## 5.6 Effetti della temperatura

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel DM 14/01/2008, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che il DM 14/01/2008 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

### 5.6.1 Variazione termica uniforme

Per l'Italia, il “range” di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{\min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = +45 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, \min} = -11 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e, \max} = +49 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Fissando  $T_0$  a  $15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N \text{ comp}} = -26 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N \text{ exp}} = +34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60.0 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

### 5.6.2 Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a  $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$  (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più “caldo” di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel sezione per sezione.

Gli effetti secondari vengono calcolati con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 imponendo al modello in fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dall'espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{\text{eq}} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_s \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove:

- e      distanza baricentro getto soletta – baricentro struttura mista in fase 3;
- $E_s$     modulo elastico acciaio;
- $J_3$     momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in fase 3;
- $\alpha$     coefficiente di dilatazione termica per struttura mista:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

## 5.7 Cedimenti differenziali

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

$$\text{Cedimento su pila UP6:} \quad \delta_{\text{UP6}} = \frac{59.480}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 6,0 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP7:} \quad \delta_{\text{UP7}} = \frac{(59.480 + 97.280)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 15,7 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP8:} \quad \delta_{\text{UP8}} = \frac{(97.280 + 97.050)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 19,4 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP9:} \quad \delta_{\text{UP9}} = \left( \frac{97.050}{2} + 15.000 \right) \cdot \frac{1}{5.000} = 12,7 \text{ mm}$$

Essendo il ponte a tre campate i cedimenti differenziali devono essere combinati secondo la seguente tabella.

<b>CASO DI CARICO</b>	<b>UP6</b>	<b>UP7</b>	<b>UP8</b>	<b>UP9</b>
Cedimenti comb. n. 1	x			
Cedimenti comb. n. 2		x		
Cedimenti comb. n. 3			x	
Cedimenti comb. n. 4				x
Cedimenti comb. n. 5	x	x		
Cedimenti comb. n. 6		x	x	
Cedimenti comb. n. 7			x	x
Cedimenti comb. n. 8	x		x	
Cedimenti comb. n. 9		x		x
Cedimenti comb. n. 10	x			x
Cedimenti comb. n. 11	x	x	x	
Cedimenti comb. n. 12		x	x	x
Cedimenti comb. n. 13	x	x		x
Cedimenti comb. n. 14	x		x	x

## 5.8 Effetti dovuti al ritiro

### 5.8.1 Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle D.M. 14/01/2008 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = 33.643 \text{ N/mm}^2 = 336.430 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

$$A_c = 990 \cdot 33 = 32.670 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 990 + 33 + 33 = 1.056 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 32.670}{1.056} = 61,88 \text{ cm}$$

### 5.8.2 Effetti reologici

#### 5.8.2.1 Tempo ed ambiente

$t_s = 2 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento.

$t_o = 28 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.

$t_o = 2 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro.

$t = V_N = 100 \text{ anni} = 36.525 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo in giorni.

$RH = 75 \%$  Umidità ambientale relativa, in percentuale.

#### 5.8.2.2 Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante  $t_0$  di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo t.

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi ( $\varepsilon_v$ ) proporzionali a quelle elastiche ( $\varepsilon_{el}$ ), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma / E_{cm}$$

dove  $\varphi(t, t_0)$  rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica  $\varepsilon_{el}$  (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{v}} = \varepsilon_{\text{el}} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{\text{cm}}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\text{tot}}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{\text{el}} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo ( $\psi_L$ ) per la funzione di viscosità  $\varphi$ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{\text{cm}}(t, t_0) = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0 Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep)  $\psi_L$

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

### 5.8.2.3 Coefficiente di viscosità al tempo “t”

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato con la relazione (UNI EN 1992-1-1 Appendice B):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dove:

$\varphi_0$  coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta(f_{\text{cm}}) \cdot \beta(t_0)$$

$\varphi_{\text{RH}}$  coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{\text{RH}} = \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta(f_{\text{cm}}) \cdot \beta(t_0)$$

Si considera:

$$\varphi_{\text{RH}} = 1 + \frac{1 - \text{RH}/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{\text{cm}} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{\text{RH}} = 1 + \left[ \frac{1 - \text{RH}/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{\text{cm}} > 35 \text{ MPa}$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\alpha_{1/2}$  sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = 0,89 \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = 0,97$$

$\beta(f_{cm})$  è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,62$$

$f_{cm}$  è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 gg

$\beta(t_0)$  è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0.2}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 2^{0.2}} = 0,80 \quad \text{ritiro}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 28^{0.2}} = 0,49 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

$\beta_c(t, t_0)$  coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico;

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$$

$t$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato

$t_0$  età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico (per cementi con resistenza iniziale ordinaria – cementi di classe N)

$\beta_H$  coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento ( $h_0$  in millimetri).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1.500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$\alpha_3$  coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = 0,92$$

Il coefficiente di viscosità vale quindi:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,531 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,544 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

Considerando un tempo  $t$  pari alla vita nominale della struttura:

$$t = V_N = 100 \text{ anni}$$

ed i valori del coefficiente di viscosità calcolati al paragrafo seguente si ottiene:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot (t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (0,55 \cdot 2,533)} = 14.058 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ritiro}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot (t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,10 \cdot 1,545)} = 12.463 \text{ N/mm}^2 \quad \text{permanenti}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot (t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,50 \cdot 1,545)} = 10.141 \text{ N/mm}^2 \quad \text{cedimenti}$$

#### 5.8.2.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Il coefficiente di omogeneizzazione è definito come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio strutturale ( $E_s$ ) e quello del calcestruzzo.

Per azioni di breve durata si ha:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{33.643 \text{ N/mm}^2} = 6,24 \quad \text{Carichi accidentali}$$

Per azioni di lunga durata si ha:

$$n_P = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{12.463 \text{ N/mm}^2} = 16,85 \quad \text{Carichi permanenti}$$

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{14.058 \text{ N/mm}^2} = 14,94 \quad \text{Ritiro}$$

$$n_{Ced} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{10.141 \text{ N/mm}^2} = 20,71 \quad \text{Carichi cedimenti}$$



### 5.8.3 Calcolo della deformazione totale per ritiro

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di  $f_{ck}$  pari a 33,20 N/mm<sup>2</sup>, interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2008 e inserita in seguito, si ottiene:

Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$$\epsilon_{c0} = -0,02997 \%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente  $k_h$  avendo come dato di input  $h_0 = r = 618,8$  mm:

$$k_h = 0,70$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = 0,70 \cdot (-0,02997\%) = -0,02098 \%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{(t-t_s)}{[(t-t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo  $t$  tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot \epsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02098 \%) = -0,02098 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,50 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,50 \cdot (33,20 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,80 \cdot 10^{-5}$$

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma di deformazione per ritiro da essiccamento e deformazione per ritiro autogeno:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0,0002098 - 5,80 \cdot 10^{-5} = -0,026776 \%$$

I risultati sono visibili nelle seguenti schematizzazioni.

#### TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - $R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	40.00
Resistenza cilindrica CLS - $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	33.20
Resistenza cilindrica media - $f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	41.20
Modulo elastico CLS - $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	33,643
Modulo elastico Acciaio - $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210,000

#### GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	990
Altezza della soletta (cm)	33.0
Area della sezione di CLS - A (cm <sup>2</sup> )	32,670.00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1,056.00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	61.88

#### EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	$\alpha_1$	0.89
	$\alpha_2$	0.97
	$\alpha_3$	0.92
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	$\beta(t_0)$ - Ritiro	0.80
	$\beta(t_0)$ - Carichi Fase 2	0.49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente $\beta_H$		1,297.94
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2.62
Vita nominale $V_N$ (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0.990
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0.990
Coefficiente $\varphi_{RH}$		1.221
Coefficienti nominali di viscosità	$\varphi_0$ - Ritiro	2.560
	$\varphi_0$ - Carichi Fase 2	1.561
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2.533
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1.545

#### MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

$E_{cm}(t, t_0)$	Ritiro (N/mm <sup>2</sup> )	14,058
	Permanenti (N/mm <sup>2</sup> )	12,463
	Cedimenti diff. (N/mm <sup>2</sup> )	10,141

#### COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16.85
	n Fase 2b - Ritiro	14.94
	n Fase 2c - Cedimenti	20.71
	n Fase 3 - Accidentali	6.24

#### CALCOLO DI $\varepsilon_{cs}$

Tabella 11.2.Va – Valori di  $\varepsilon_{c0}$

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	+0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	+0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	+0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	+0.00

$\varepsilon_{c0}$	-0.0002997
$k_H$	0.700
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd,\infty}$	-0.0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca,\infty}$	-0.000058

Deformazione totale per ritiro - $\varepsilon_{cs}$ ‰	<b>-0.026776</b>
---	------------------

## 5.9 Azioni sismiche

Per la descrizione delle azioni sismiche assunte in fase di progetto, e per la descrizione del modello di impalcato e sottostrutture si rimanda alla specifica relazione “Allargamento viadotto Clarea – salita - relazione di calcolo sottostrutture”

## 6. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

### 6.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme del D.M. 14/01/08

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 14/01/08, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

#### 6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

#### 6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

### 6.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

$$w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento costante, secondo la formula riportata nella circolare esplicativa del DM 2008. L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace".

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Figura 43** – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta

Dove:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

## 6.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardano univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} * \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} * \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 6.3 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					



Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

### 6.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (S.L.E.):

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 D.M. 14/01/2008):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.6)$$

### 6.3.2 Combinazioni sismiche

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 14/01/08, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (3.2.16) del D.M. 14/01/08:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 14/01/2008):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2j} = 0,2$  quando rilevante.

Nel programma di calcolo Sap 2000 si sono definite 3 combinazioni sismiche:

Sisma 1:  $1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma longitudinale;

Sisma 2:  $0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma trasversale;

Sisma 3:  $0,30 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 1,00 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma verticale.

Viene successivamente definita una combinazione involuppo sismico, costituito dall'involuppo lineare delle tre precedenti.

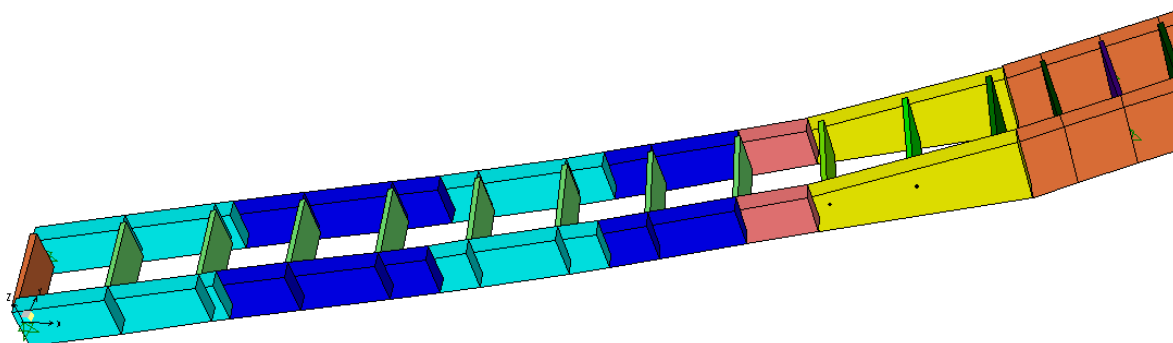
## 6.4 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l’intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

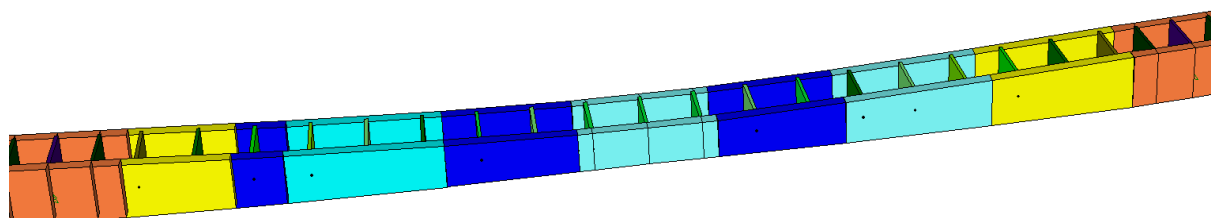
L’analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

- 1      Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l’inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.
- 2      Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=16,85$ .
- 2b     Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi dovuti al ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=14,94$ .
- 2c     Analisi delle sollecitazioni indotte dai cedimenti differenziali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=20,71$ .
- 3      Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, folla, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=6,24$ .
- 3f     Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali per fatica; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=6,24$ .
- Sis     Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione  $n=6,24$ . L’analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione longitudinale e trasversale dell’impalcato, a l’asse Z coincidente con la direzione verticale. Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.
- Mont    Analisi dei controventi superiori per peso proprio acciaio e soletta; nel graticcio di travi si è considerata l’inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

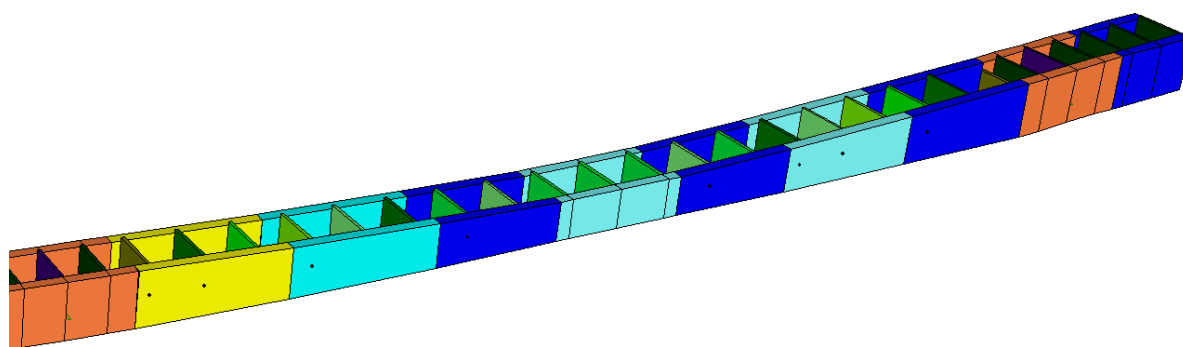
Nelle pagine seguenti si evidenzia la modellazione utilizzata.



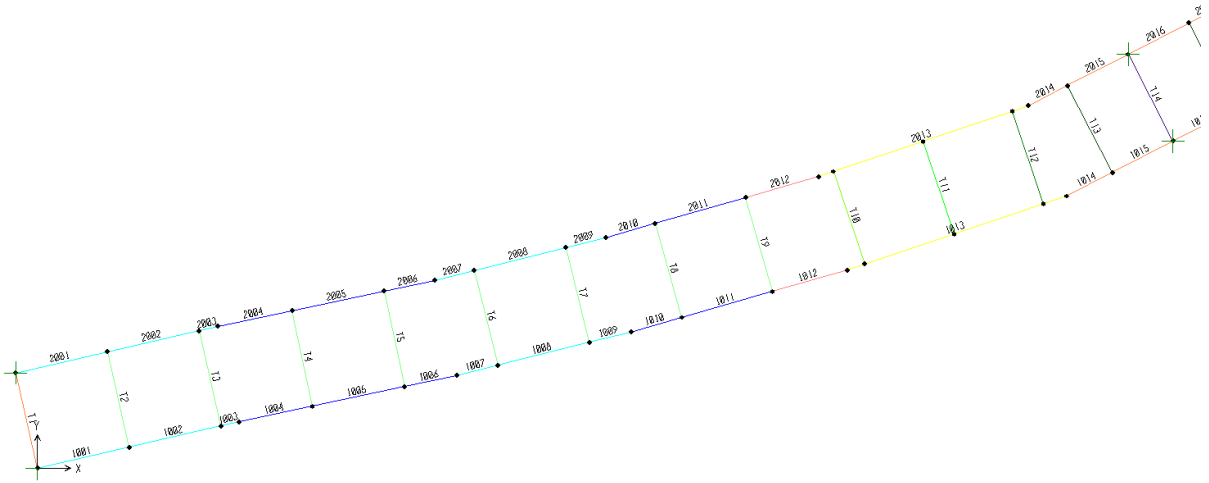
*Figura 44 – Impalcato vista 3d – Campata 1*



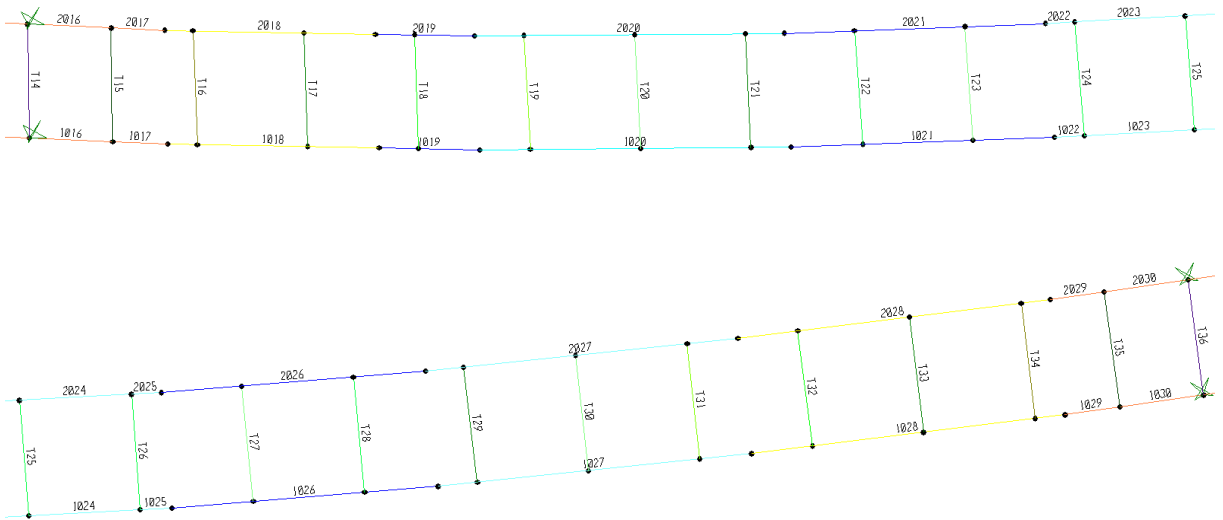
*Figura 45 – Impalcato vista 3d – Campata 2*



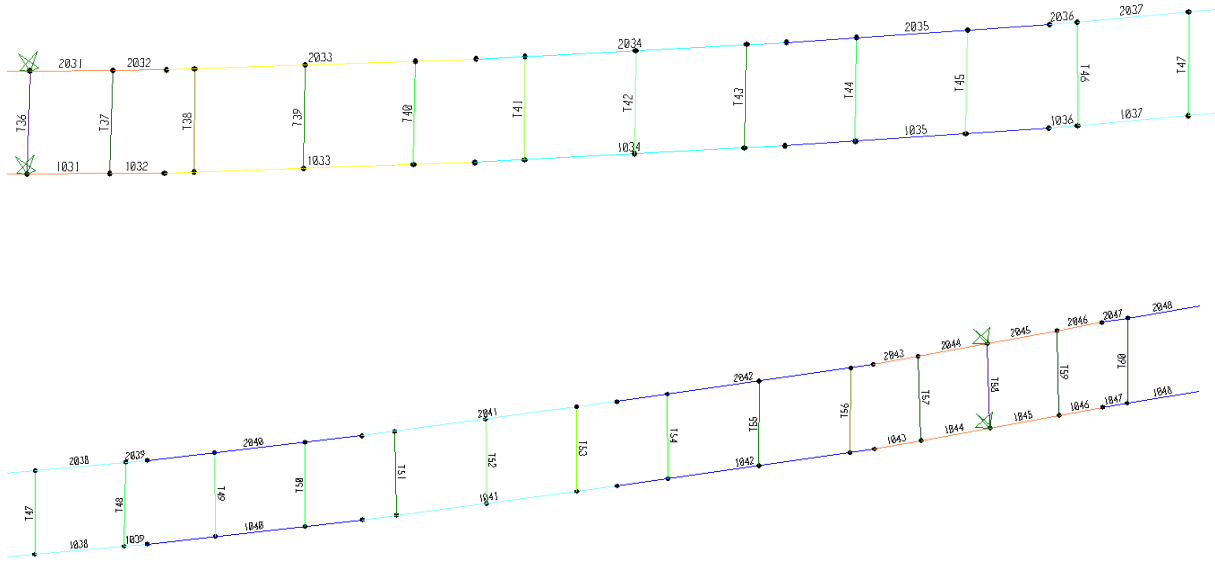
*Figura 46 – Impalcato vista 3d – Campata 3 e sbalzo*



**Figura 47** – Impalcato da UP6 a UP7, numerazione frame



**Figura 48** – Impalcato da UP7 a UP8, numerazione frame



*Figura 49 – Impalcato da UP8 a UP9 e sbalzo, numerazione frame*

## 7. ANALISI DEGLI ELEMENTI

### 7.1 Sollecitazioni

Le unità di misura utilizzate sono [kN], [m].

#### 7.1.1 Acciaio – fase 1

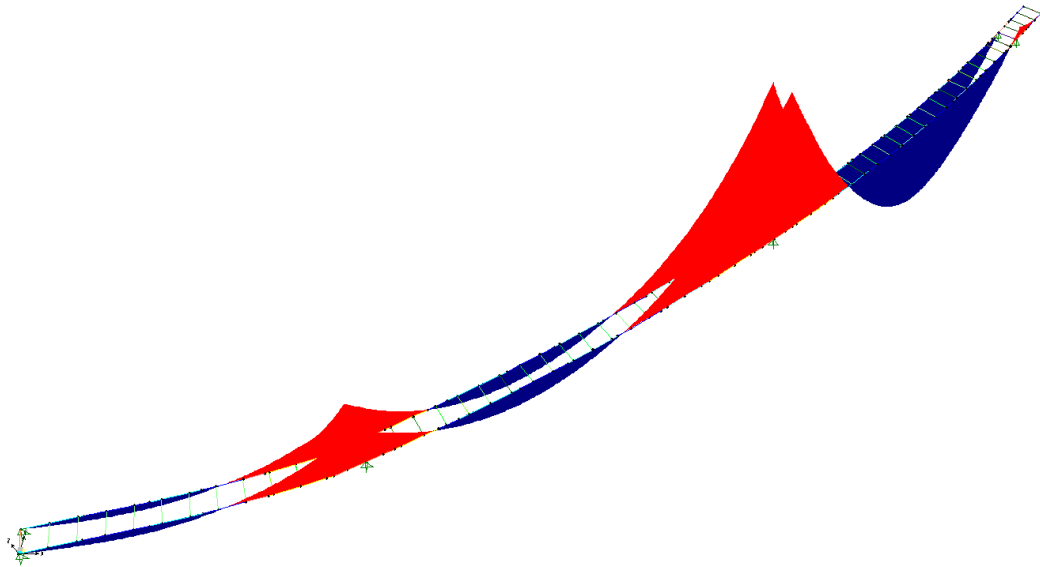
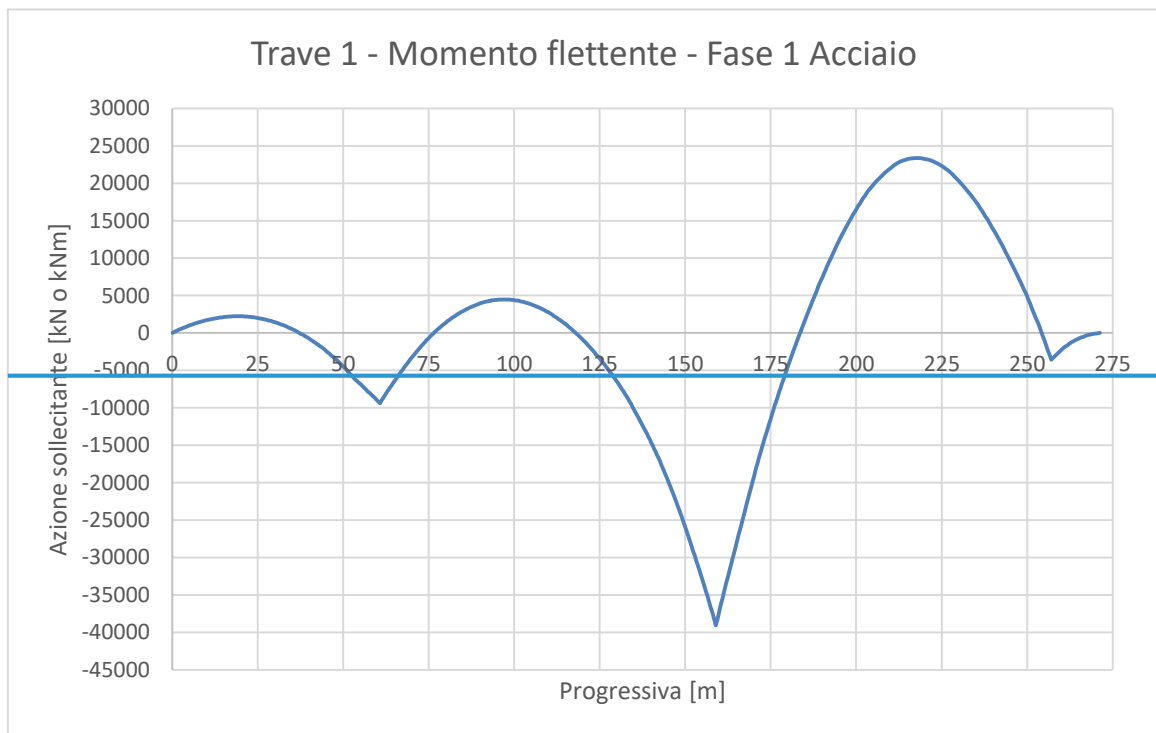
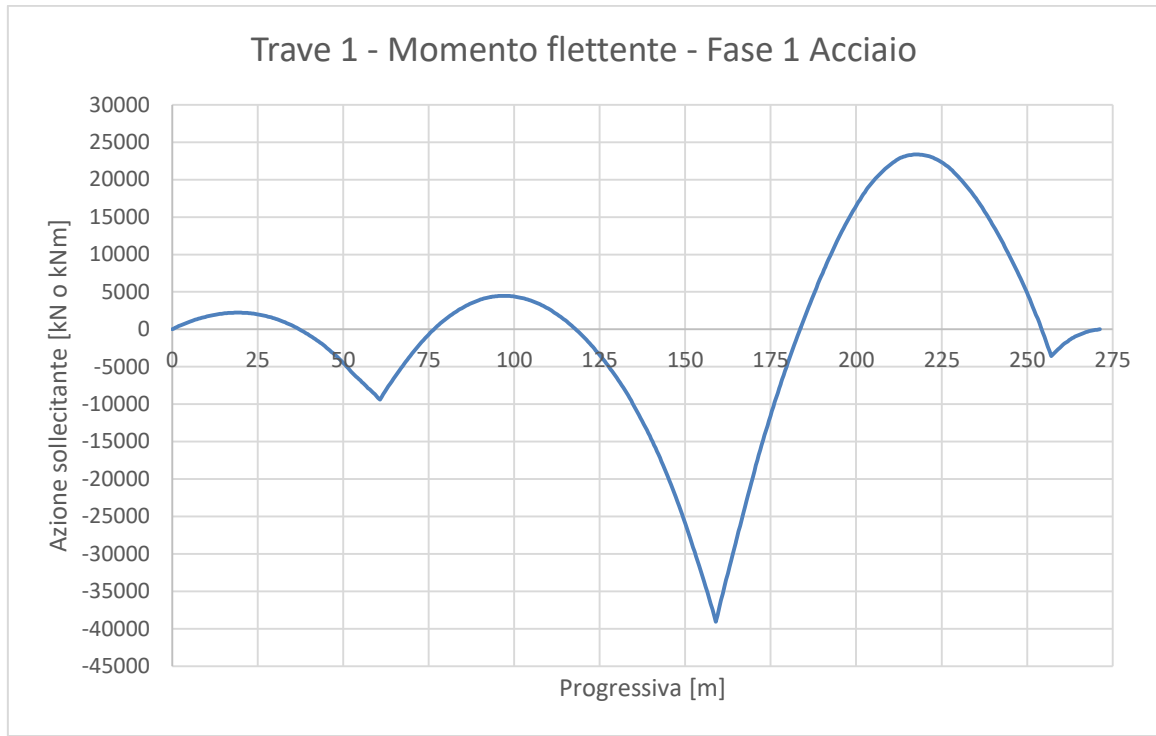


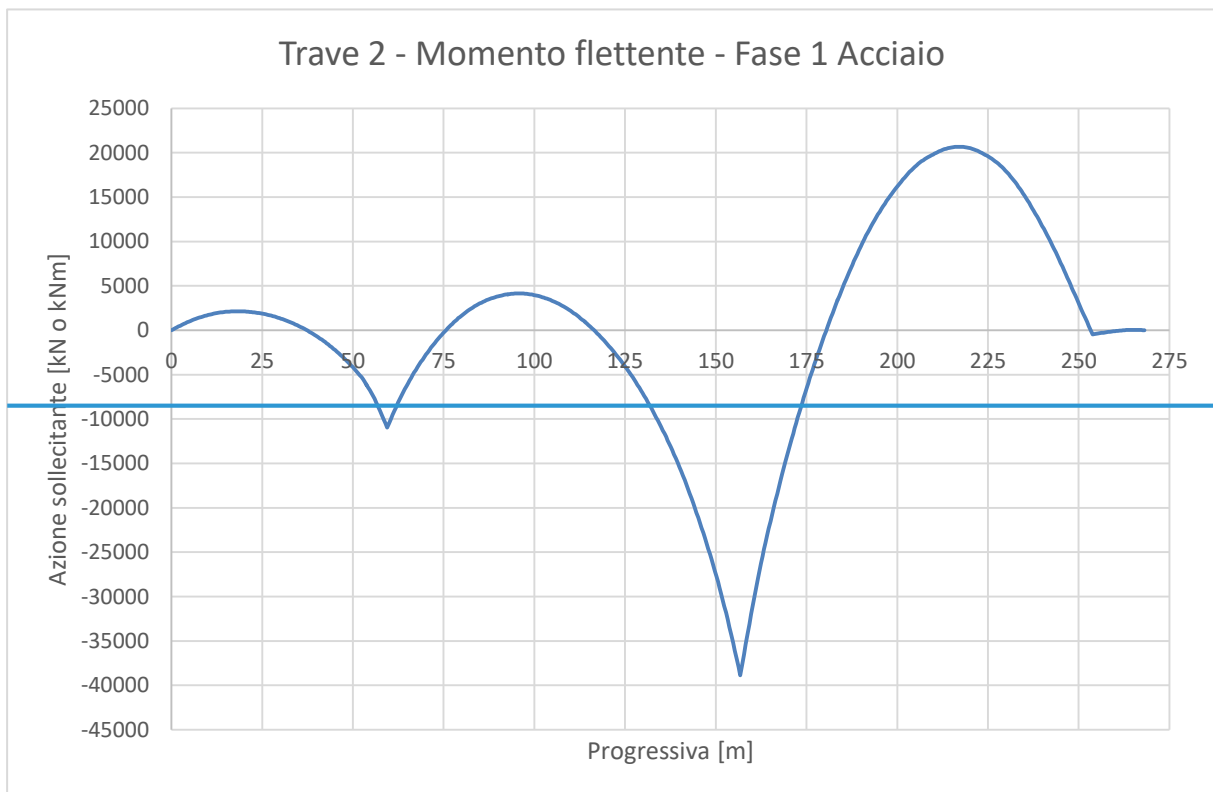
Figura 50 – Momento flettente per peso proprio acciaio

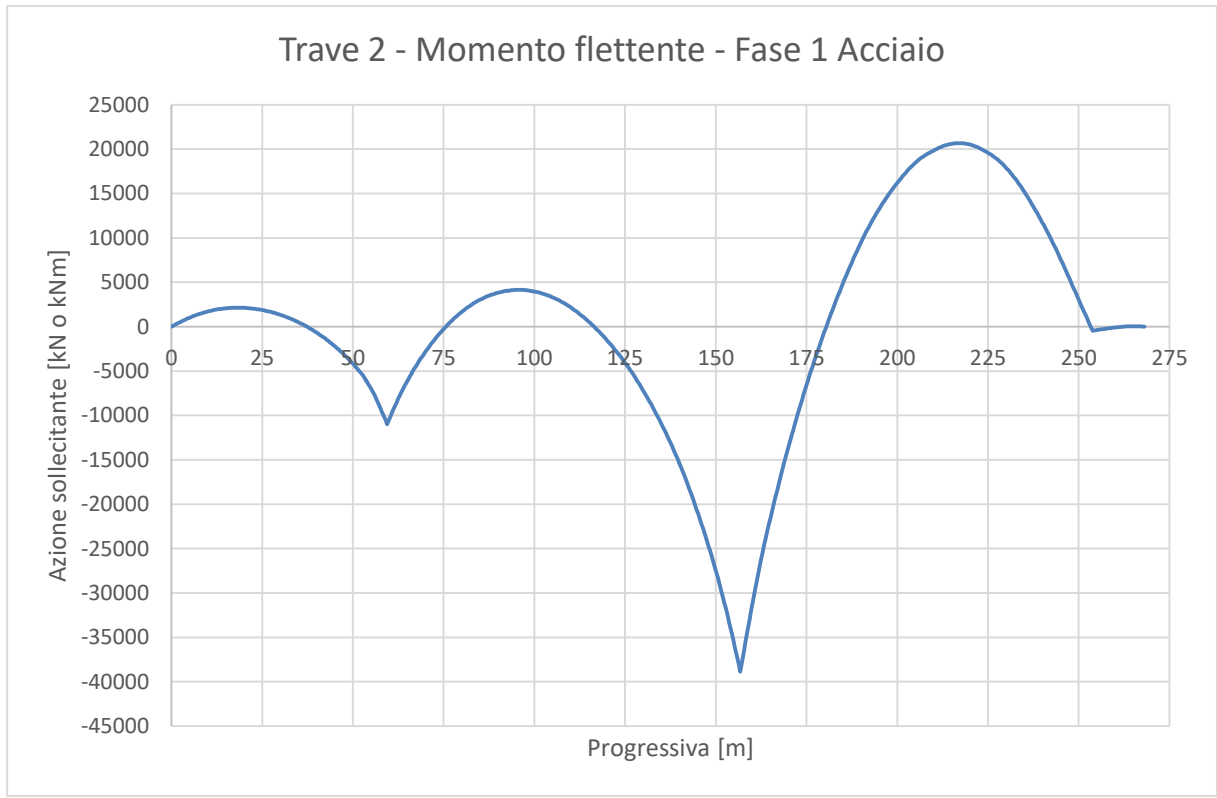




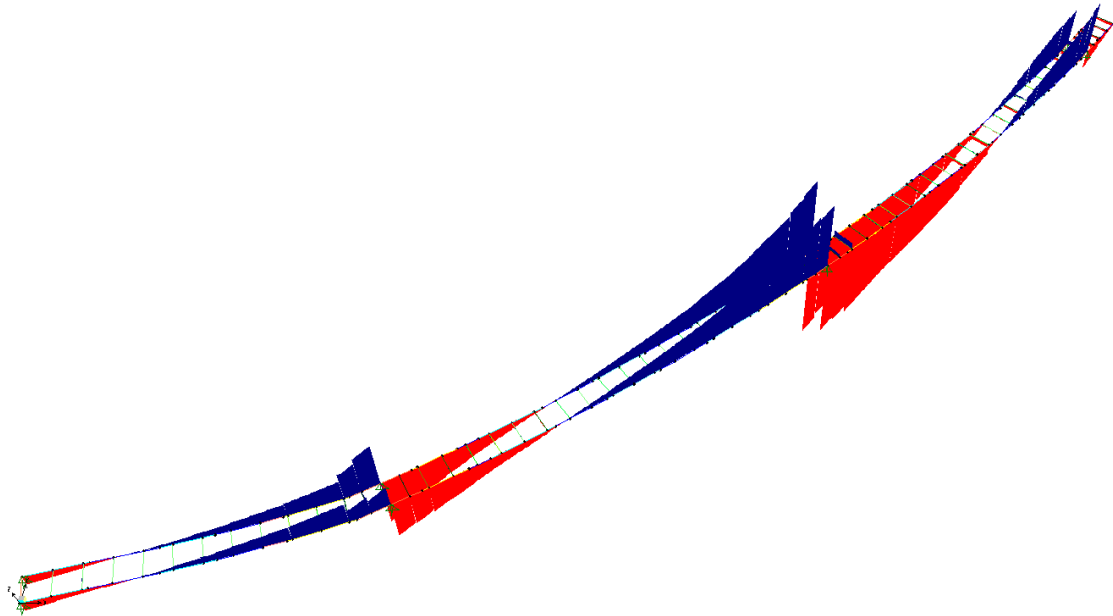


**Figura 51** – Grafico del momento flettente per peso proprio acciaio – trave 1

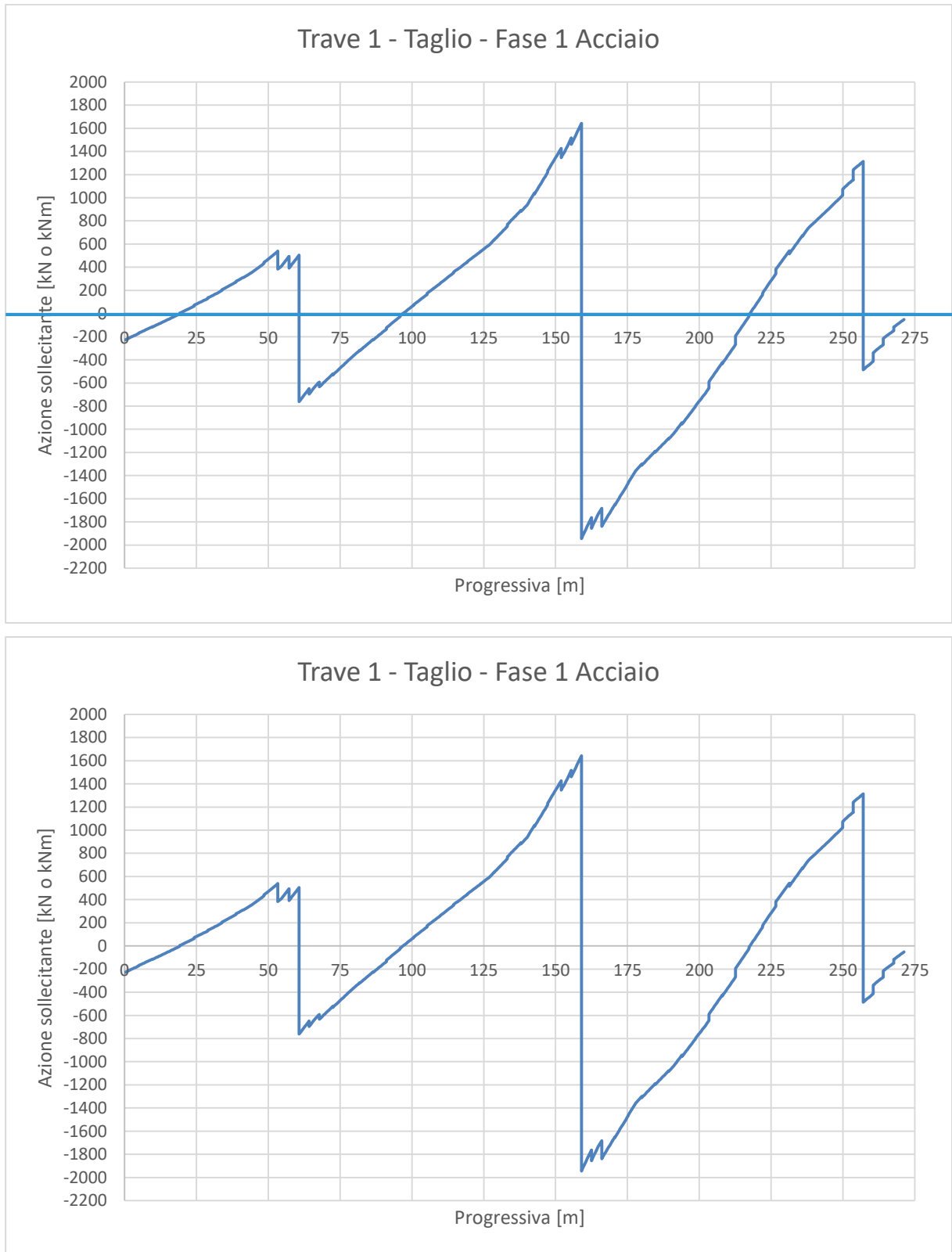




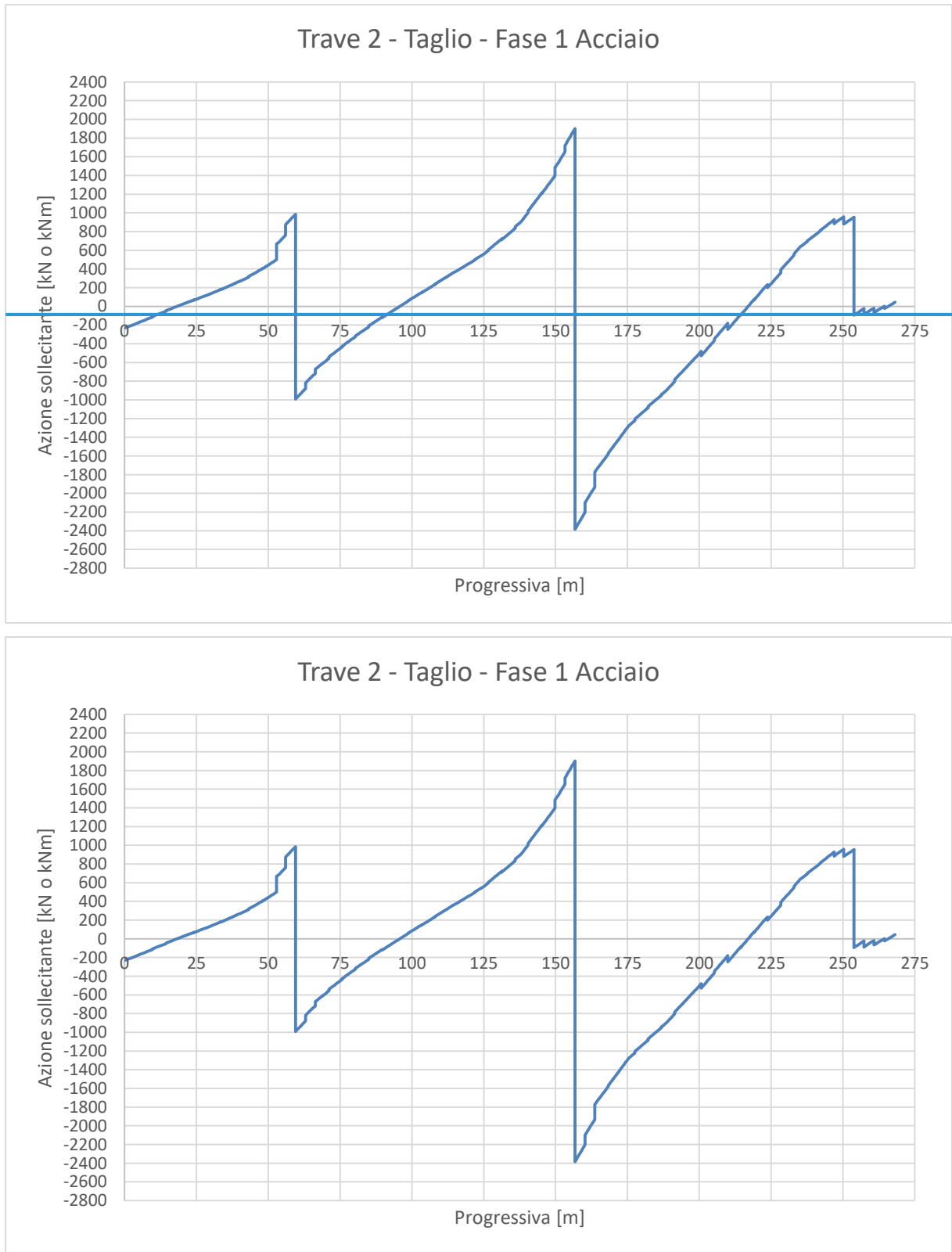
*Figura 52 – Grafico del momento flettente per peso proprio acciaio – trave 2*



*Figura 53 – Azione di taglio per peso proprio acciaio*



**Figura 54** – Grafico dell'azione di taglio per peso proprio acciaio – Trave 1



**Figura 55** – Grafico dell'azione di taglio per peso proprio acciaio – Trave 2

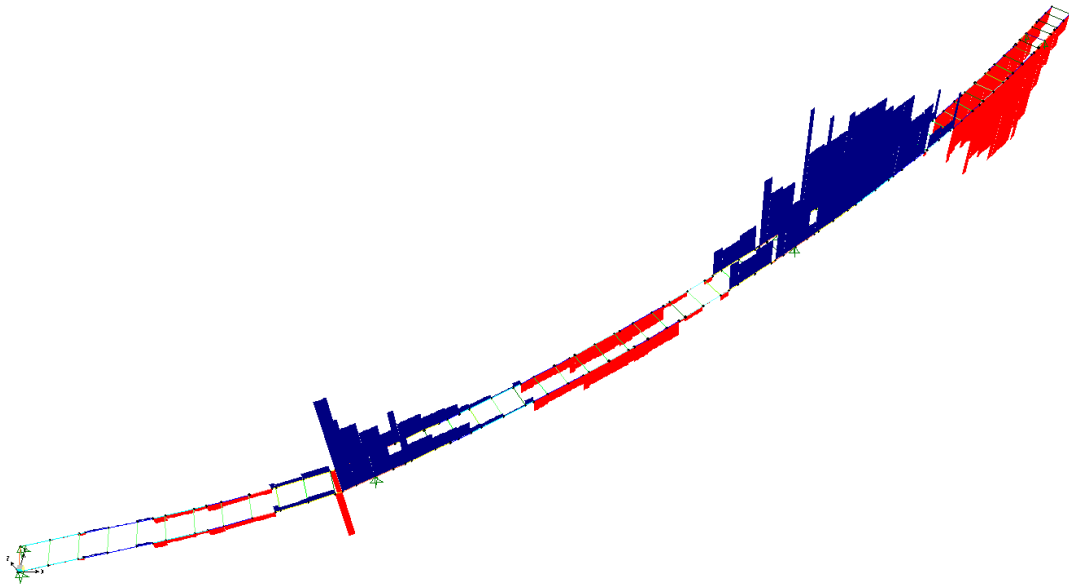
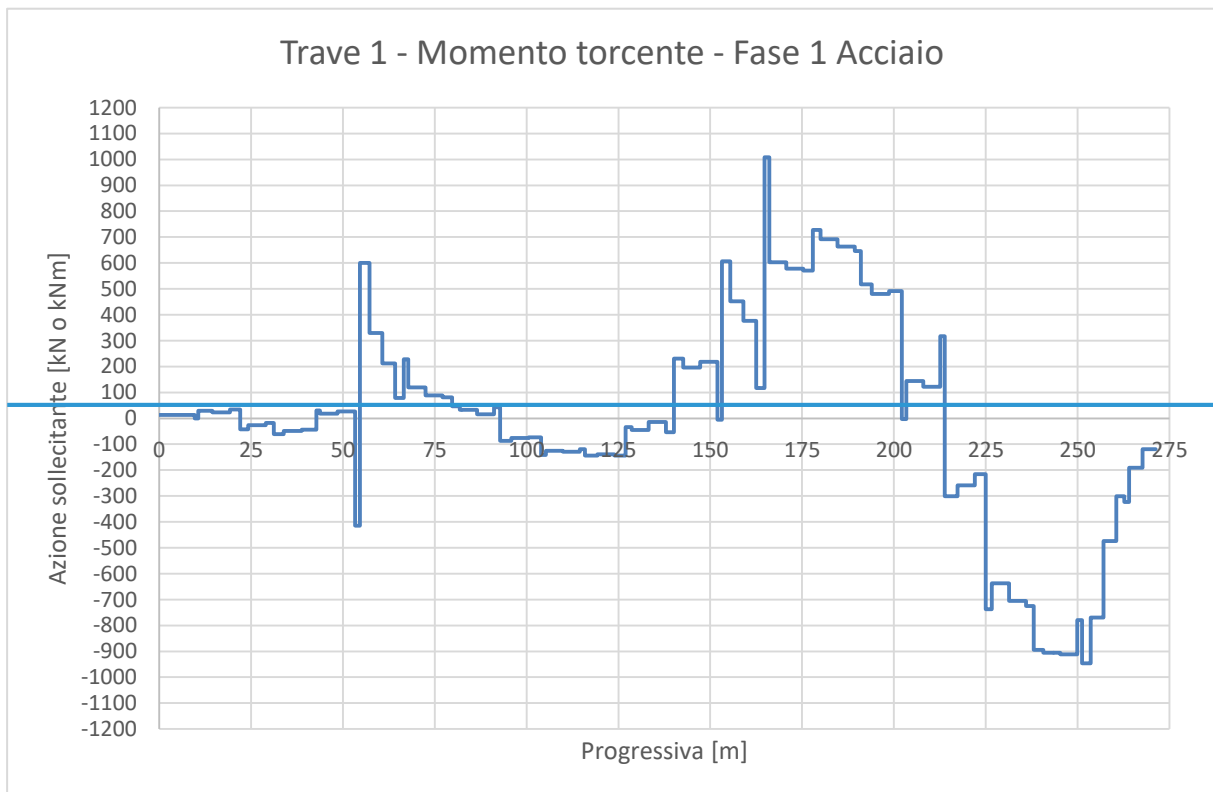
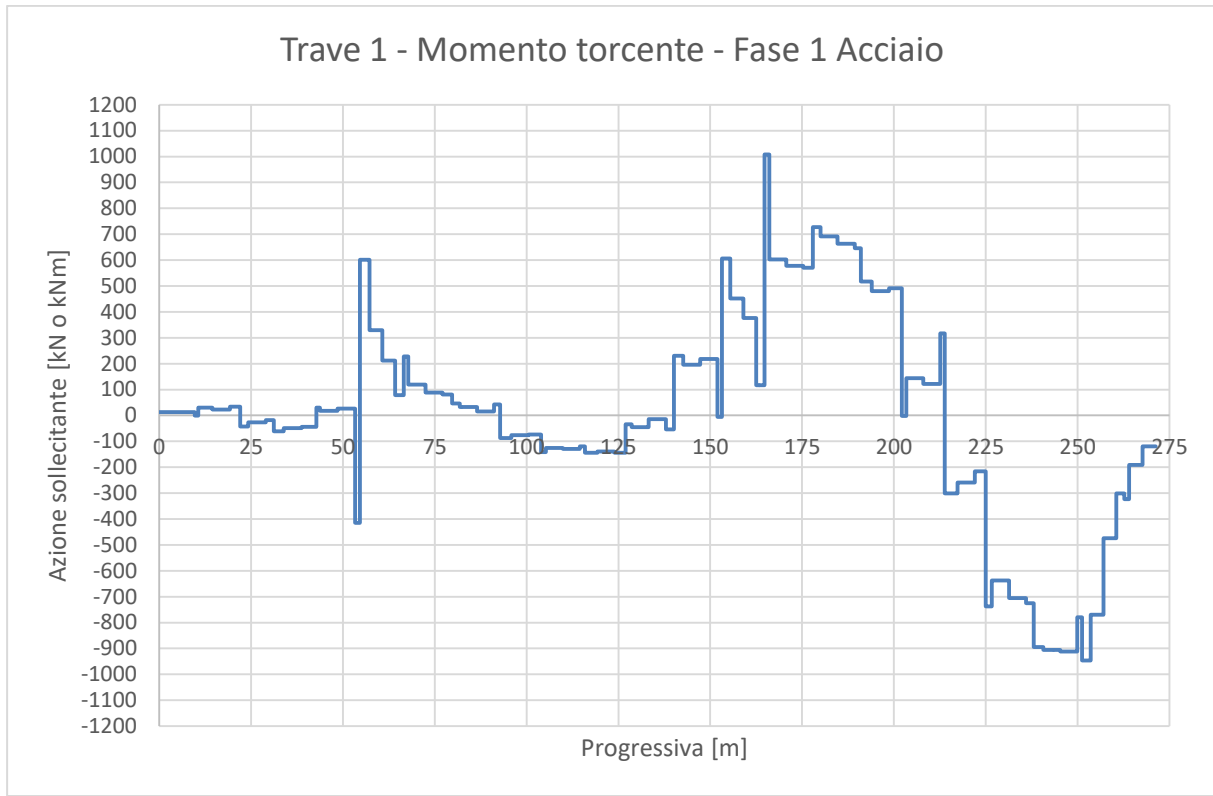
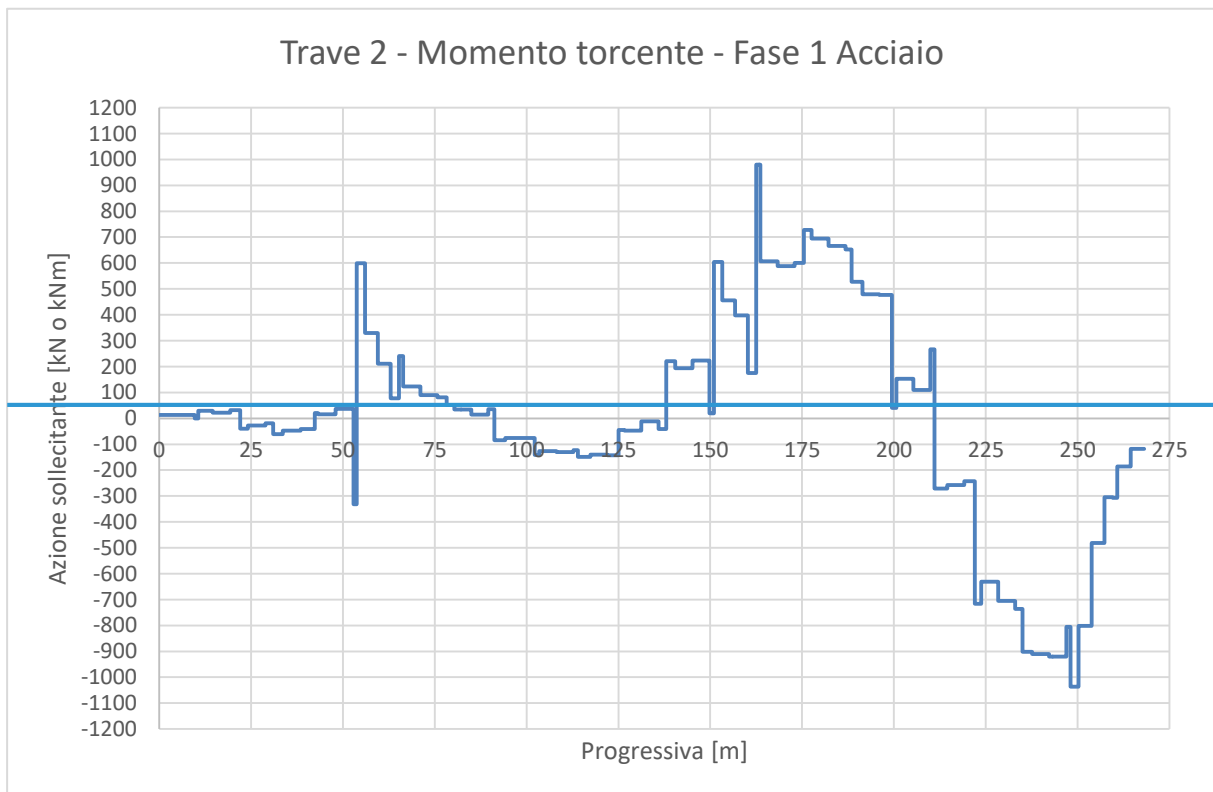


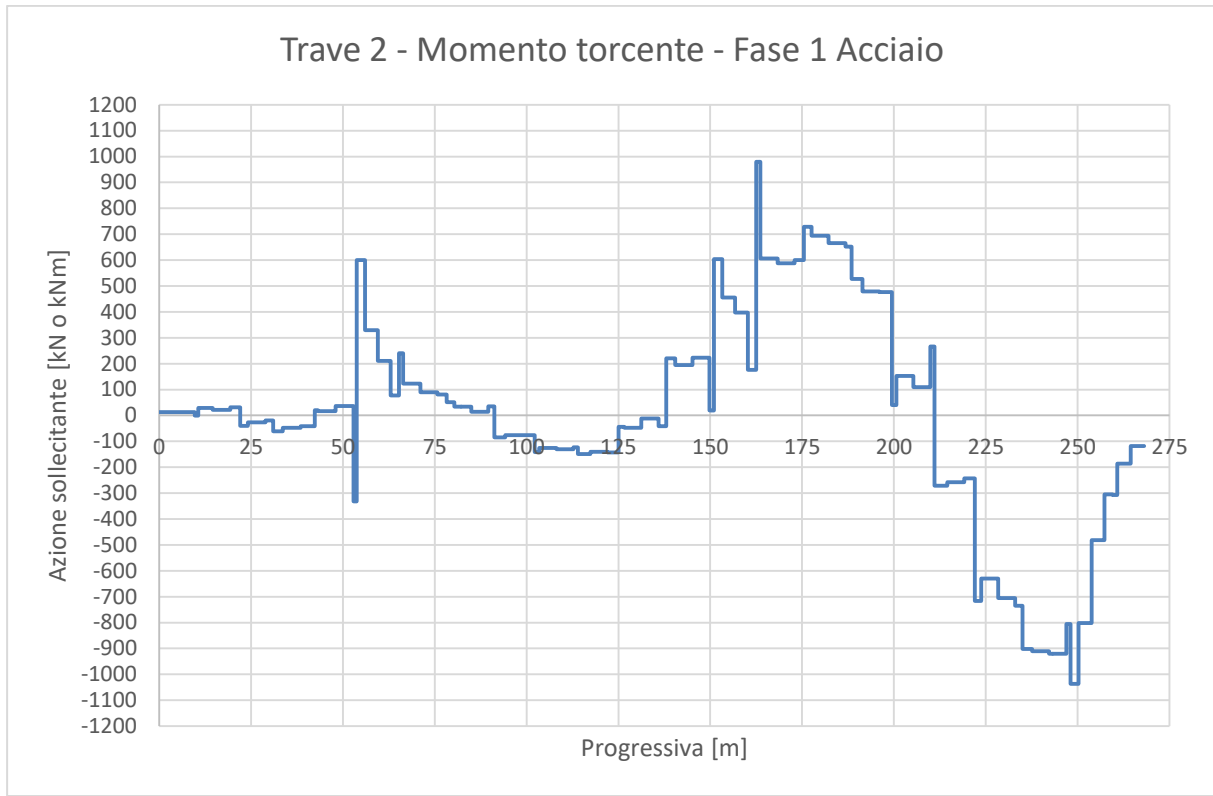
Figura 56 – Azione torcente per peso proprio acciaio





**Figura 57** – Grafico dell'azione torcente per peso proprio acciaio – Trave 1





**Figura 58** – Grafico dell'azione torcente per peso proprio acciaio – Trave 1

### 7.1.2 Soletta - fase 1

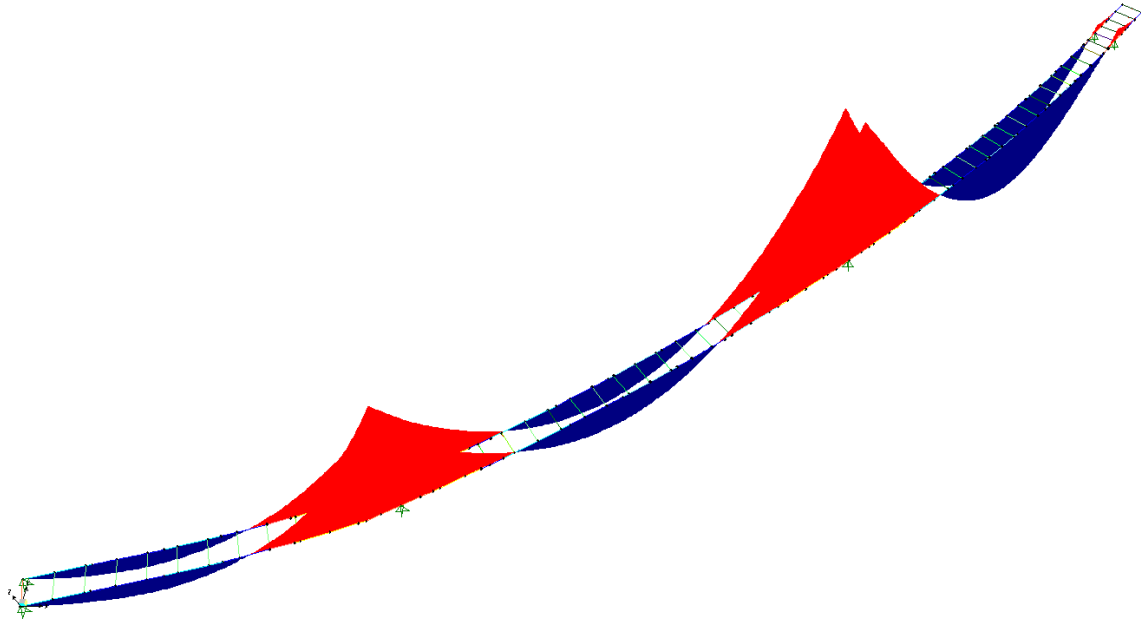
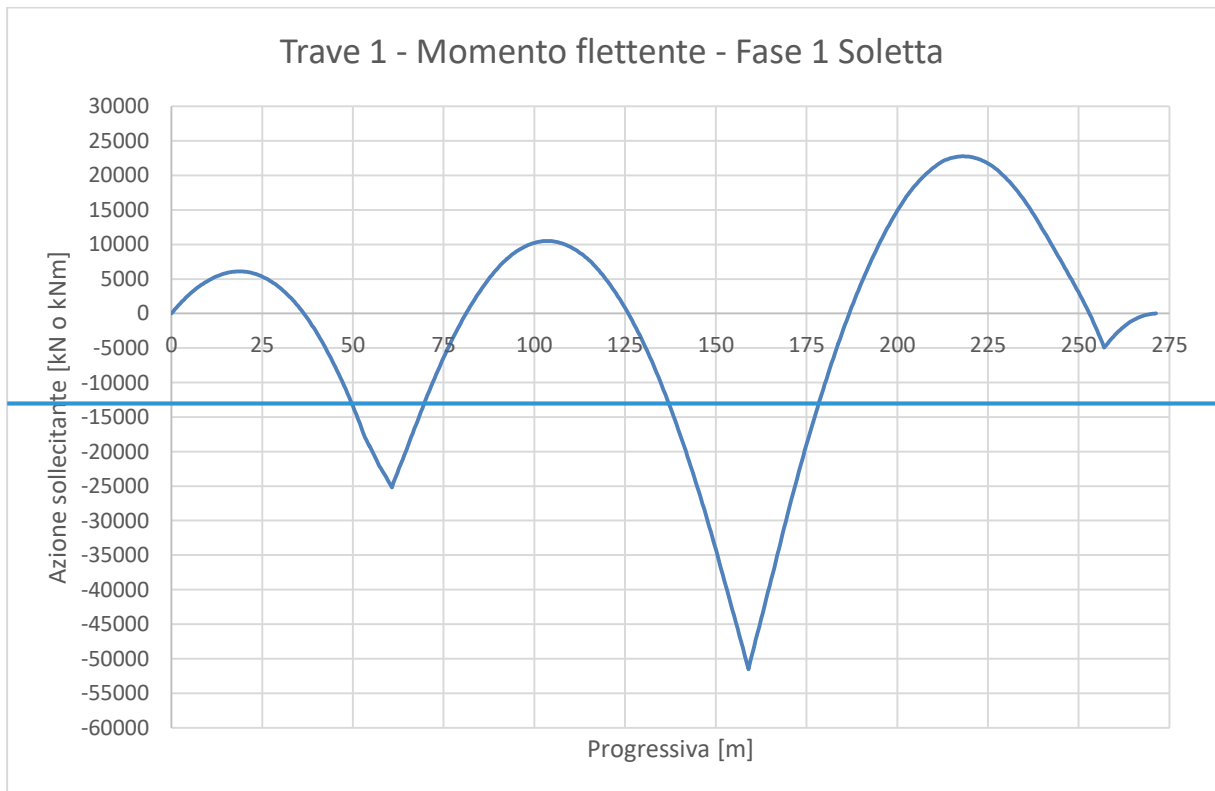
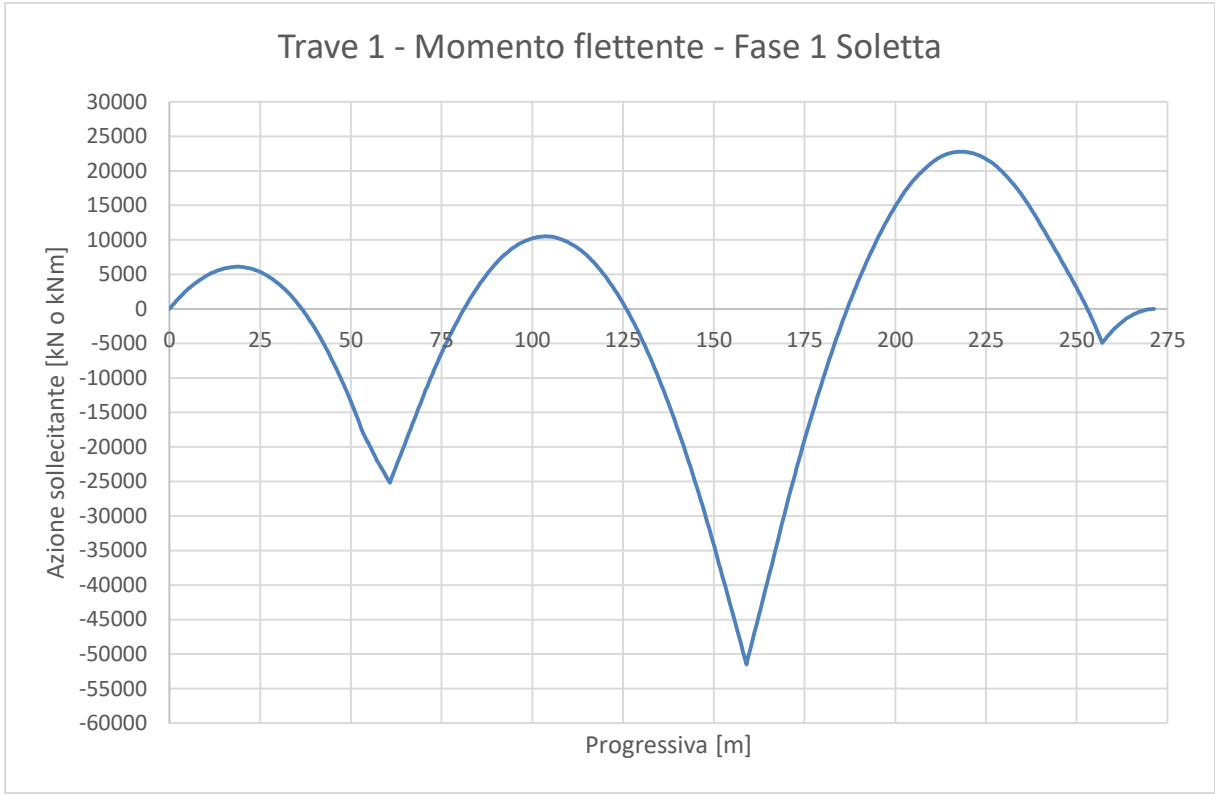


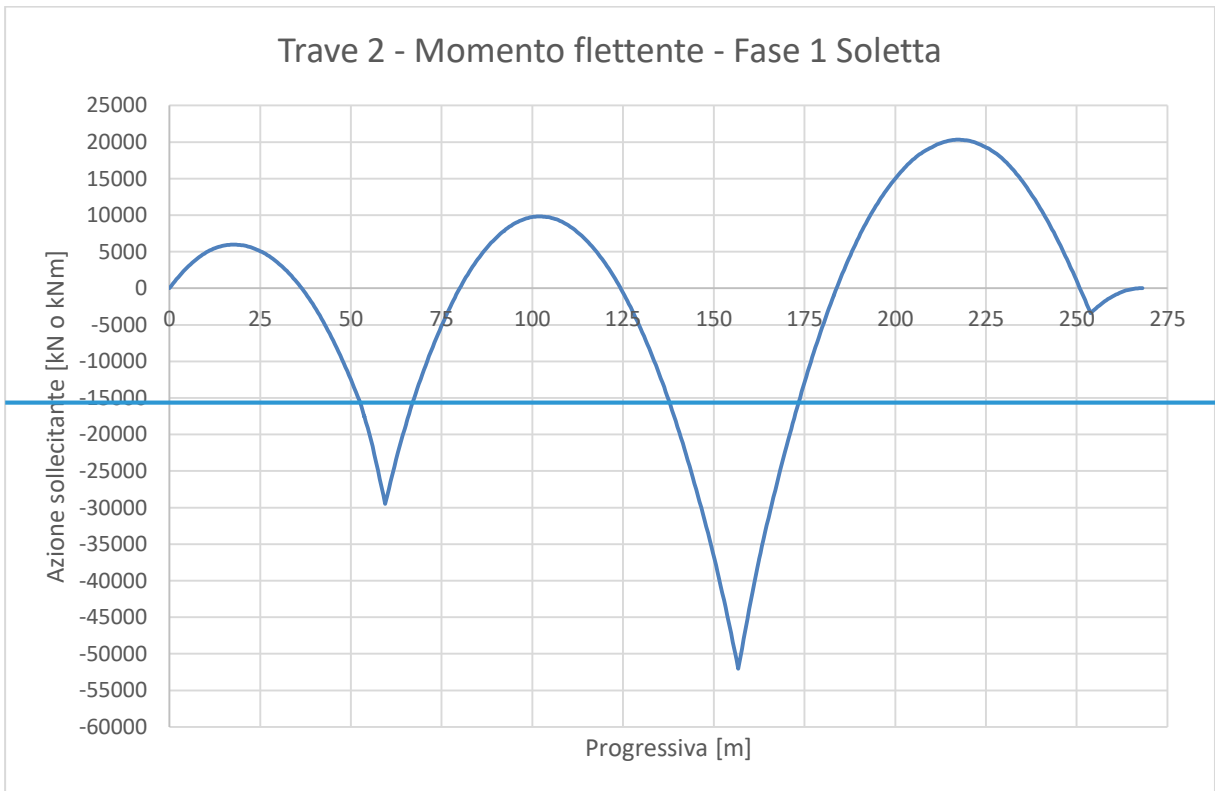
Figura 59 - Momento flettente per peso soletta

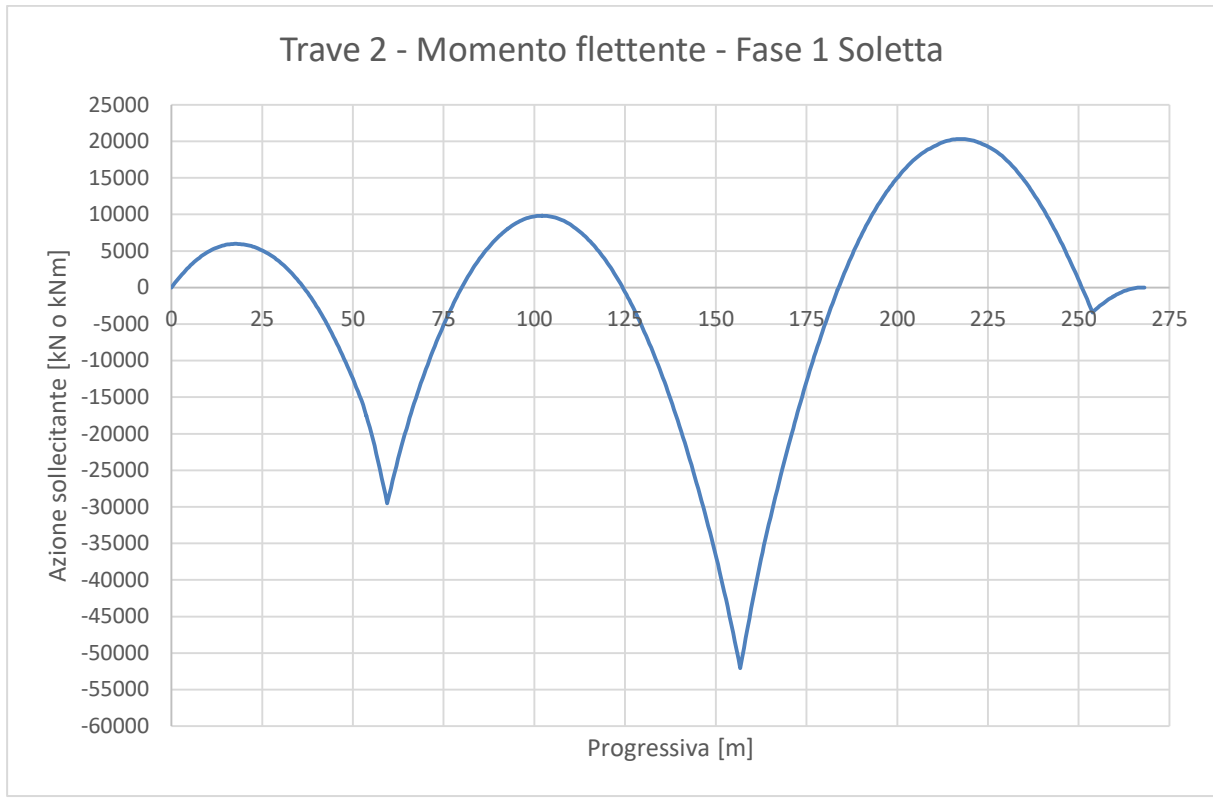




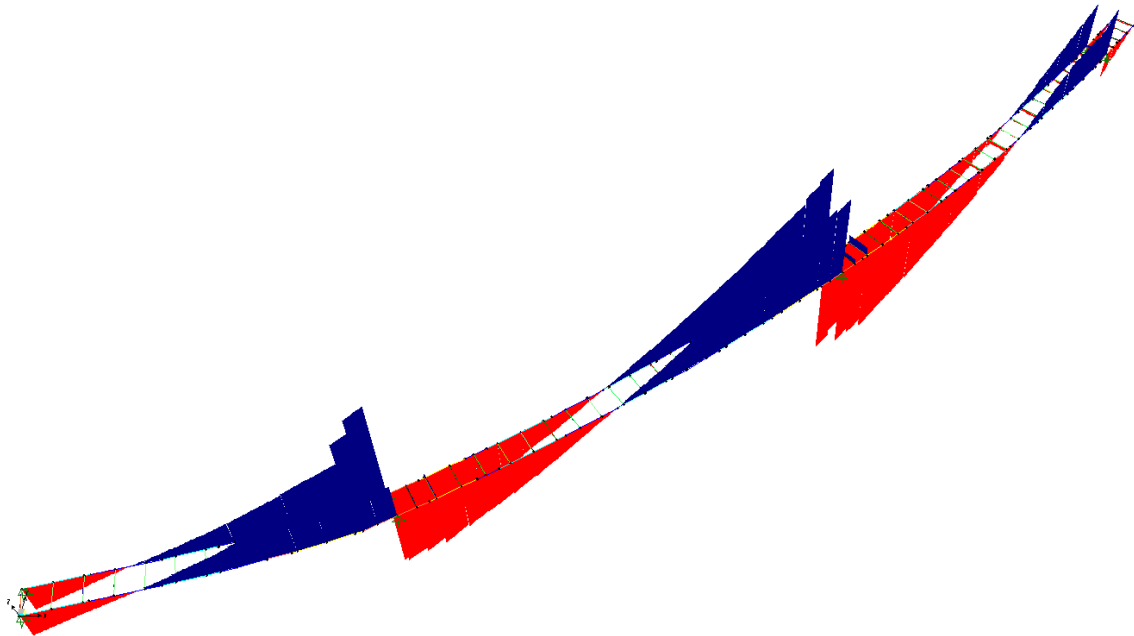


**Figura 60** – Grafico del momento flettente per peso soletta – Trave 1

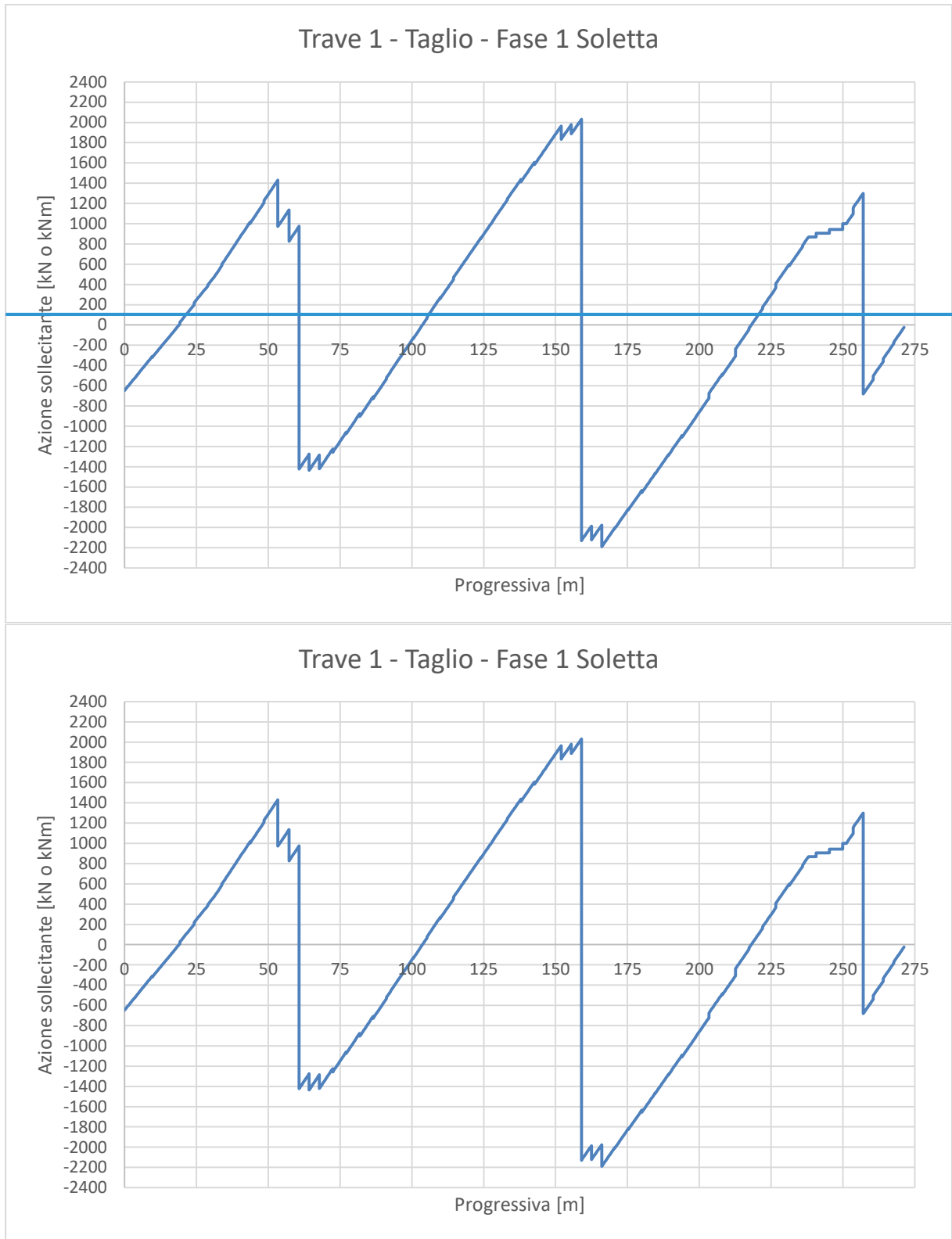




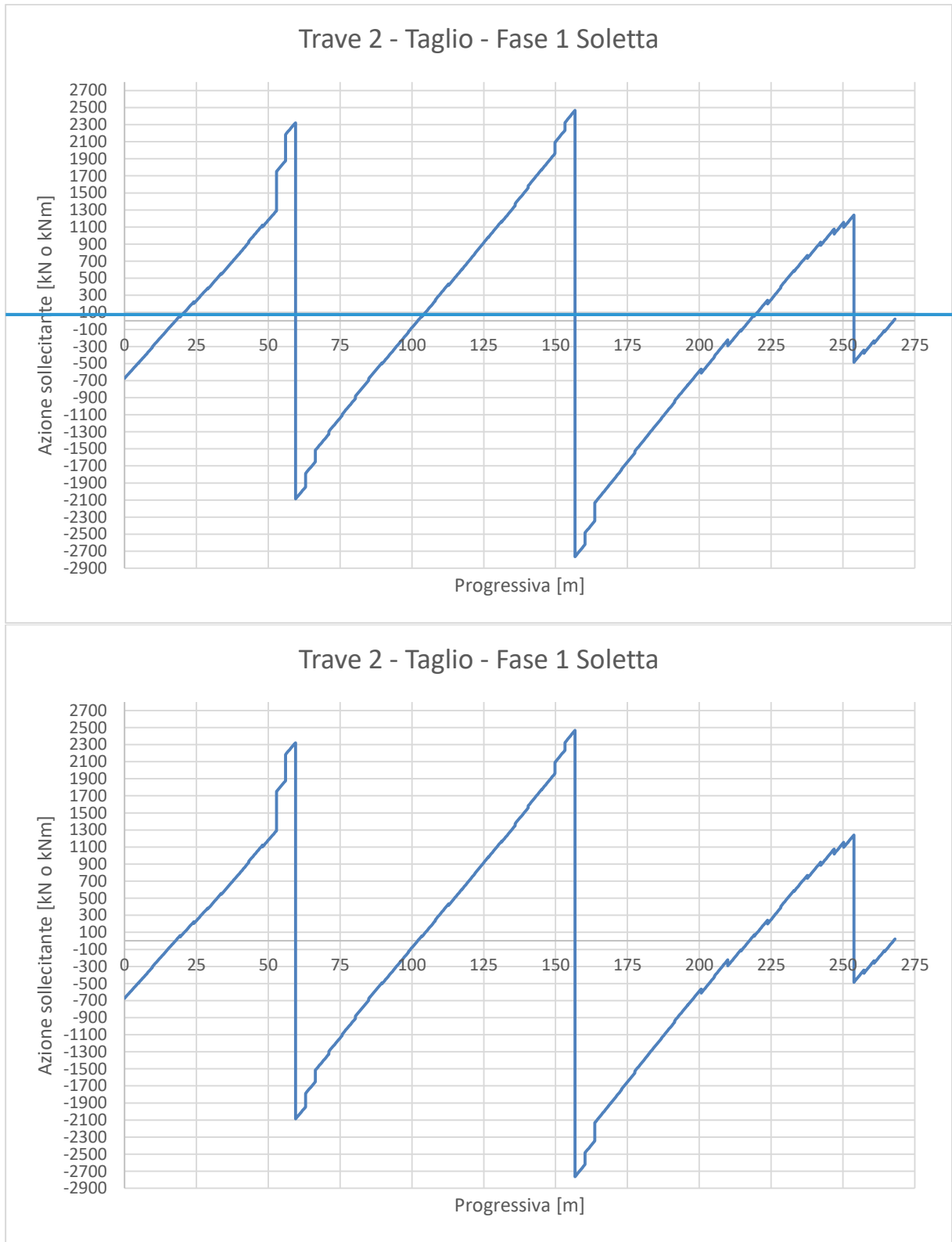
**Figura 61** – Grafico del momento flettente per peso soletta – Trave 2



**Figura 62** – Azione di taglio per peso soletta



**Figura 63** – Grafico dell'azione di taglio per peso soletta – trave 1



**Figura 64** – Grafico dell'azione di taglio per peso soletta – trave 2

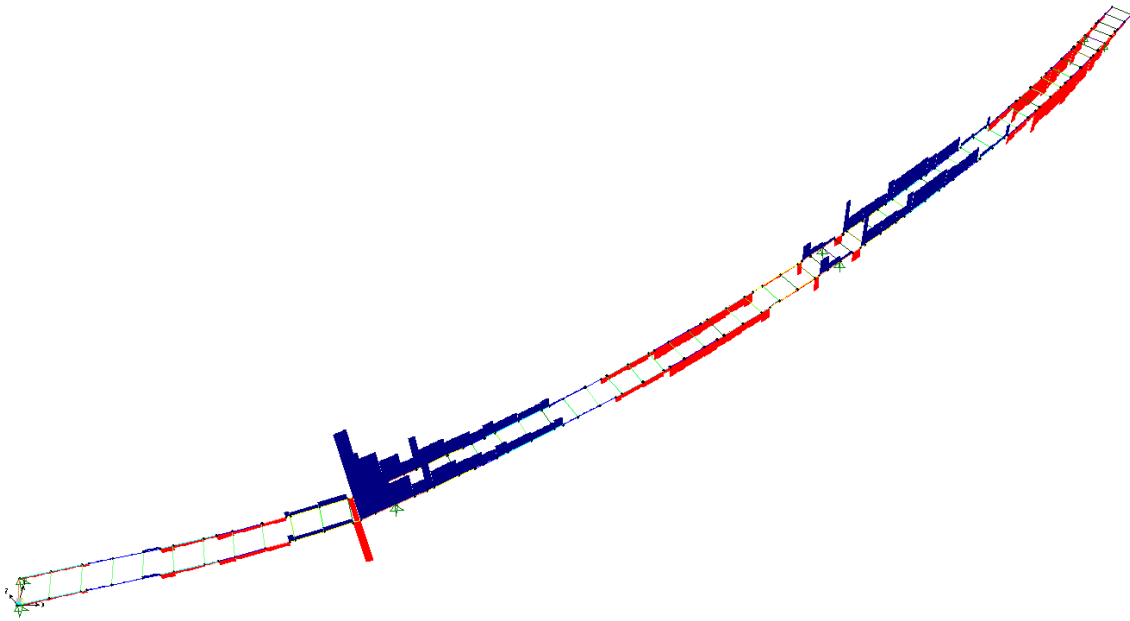
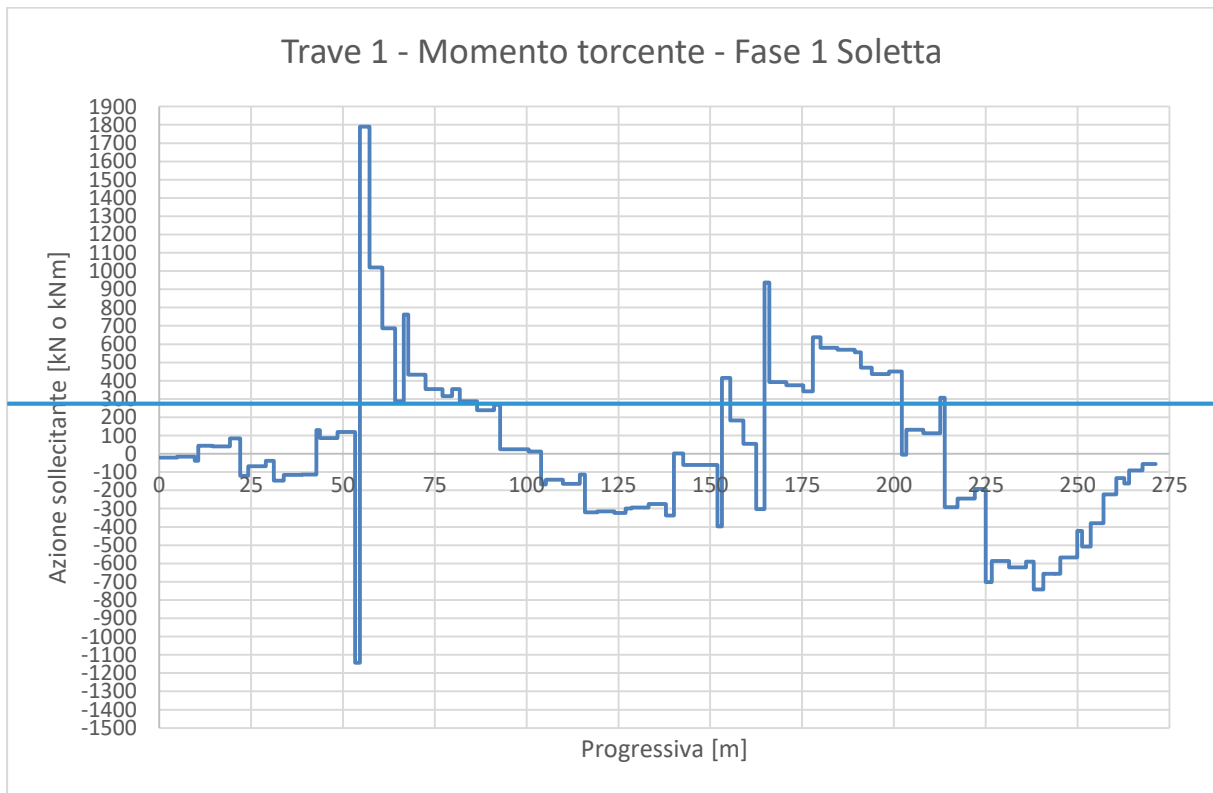
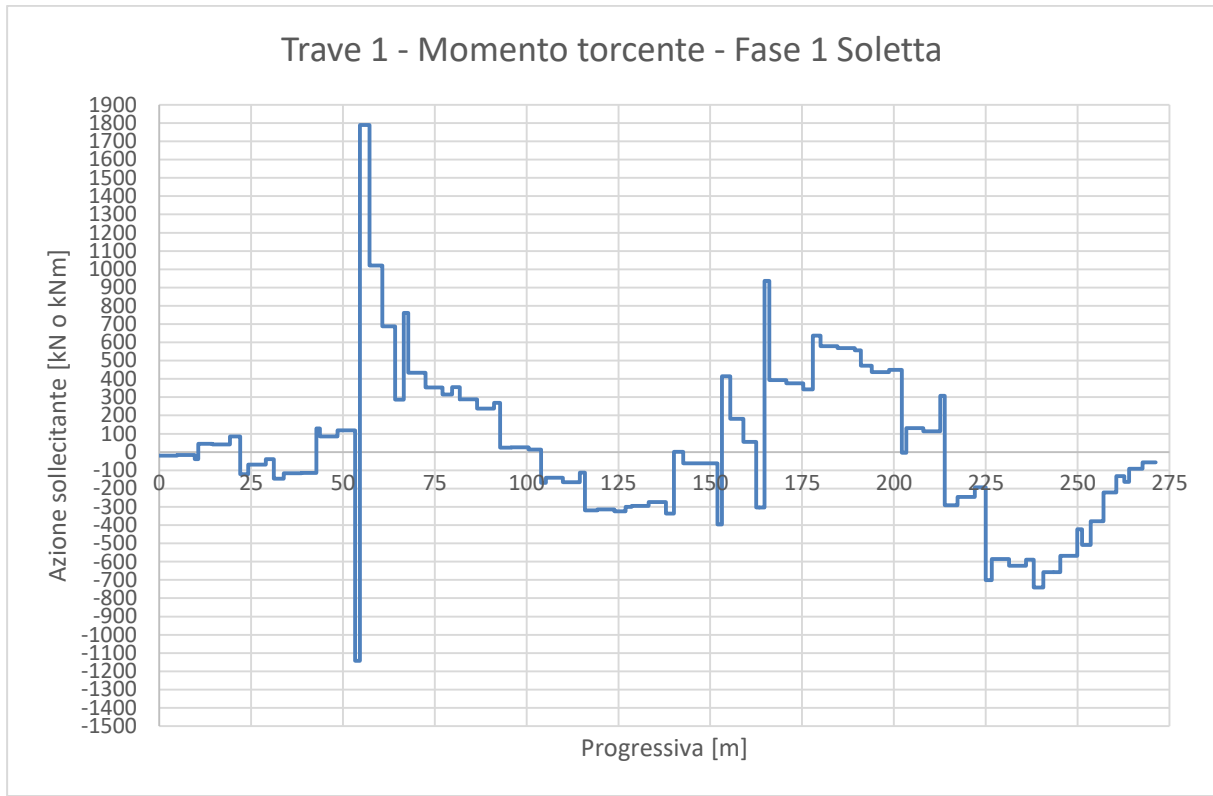
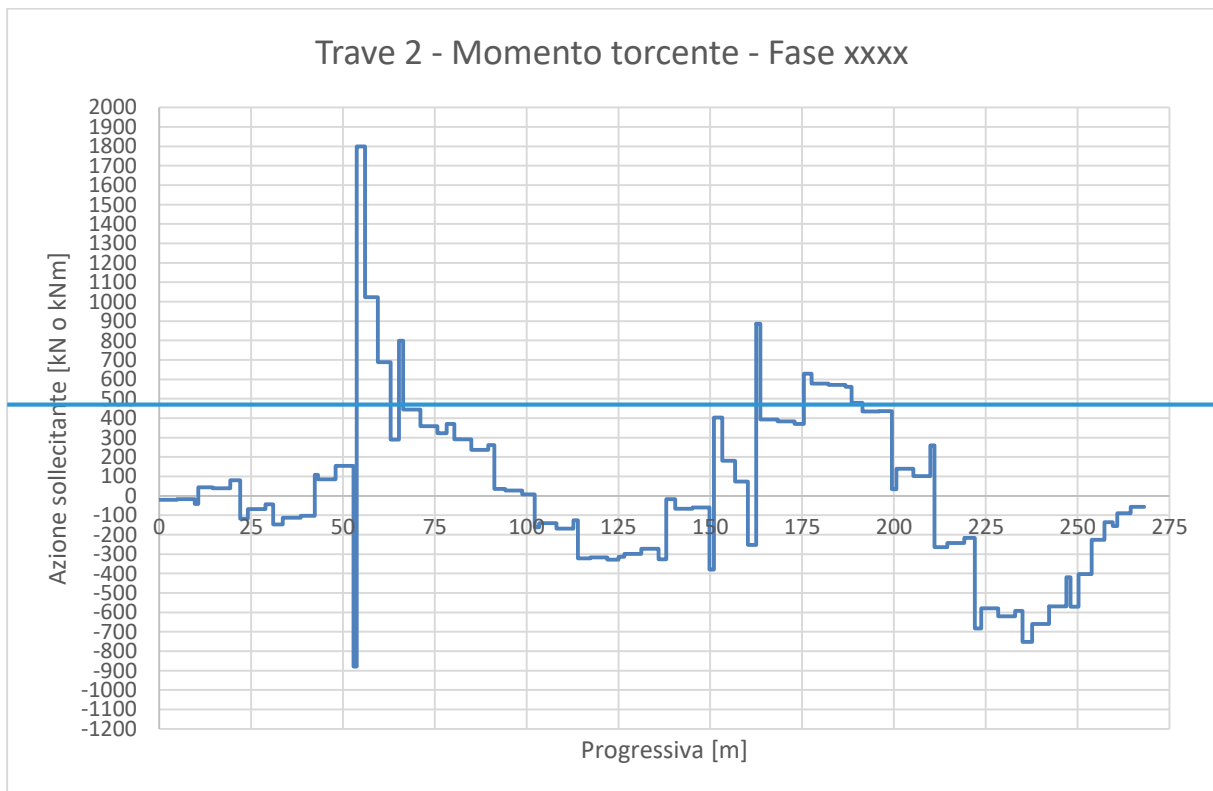


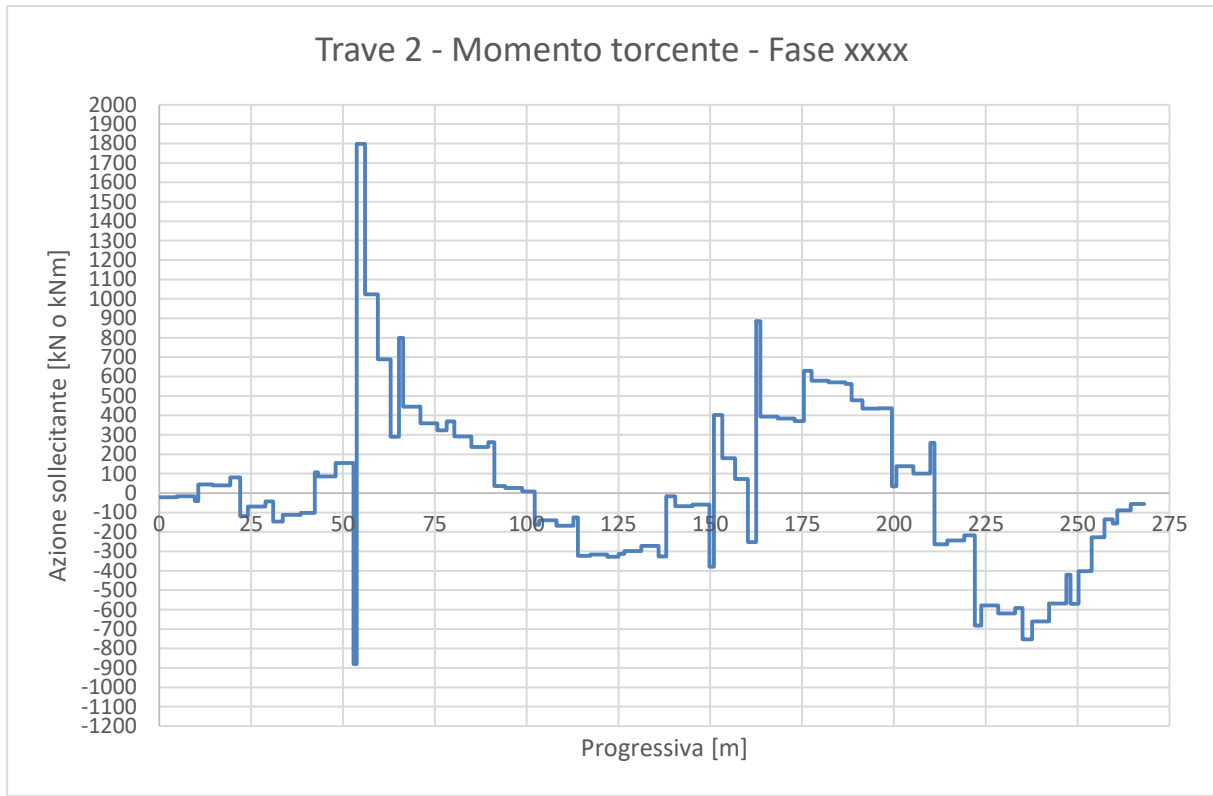
Figura 65 – Azione torcente per peso soletta





**Figura 66** – Grafico dell'azione torcente per peso soletta – Trave 1





**Figura 67** – Grafico dell'azione torcente per peso soletta – Trave 2

### 7.1.3 Permanenti – fase 2a

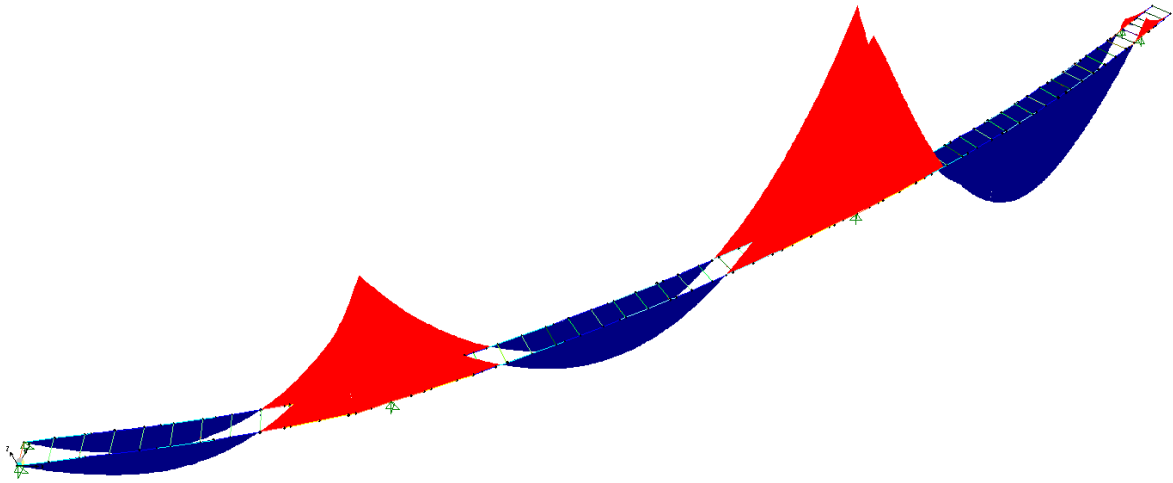
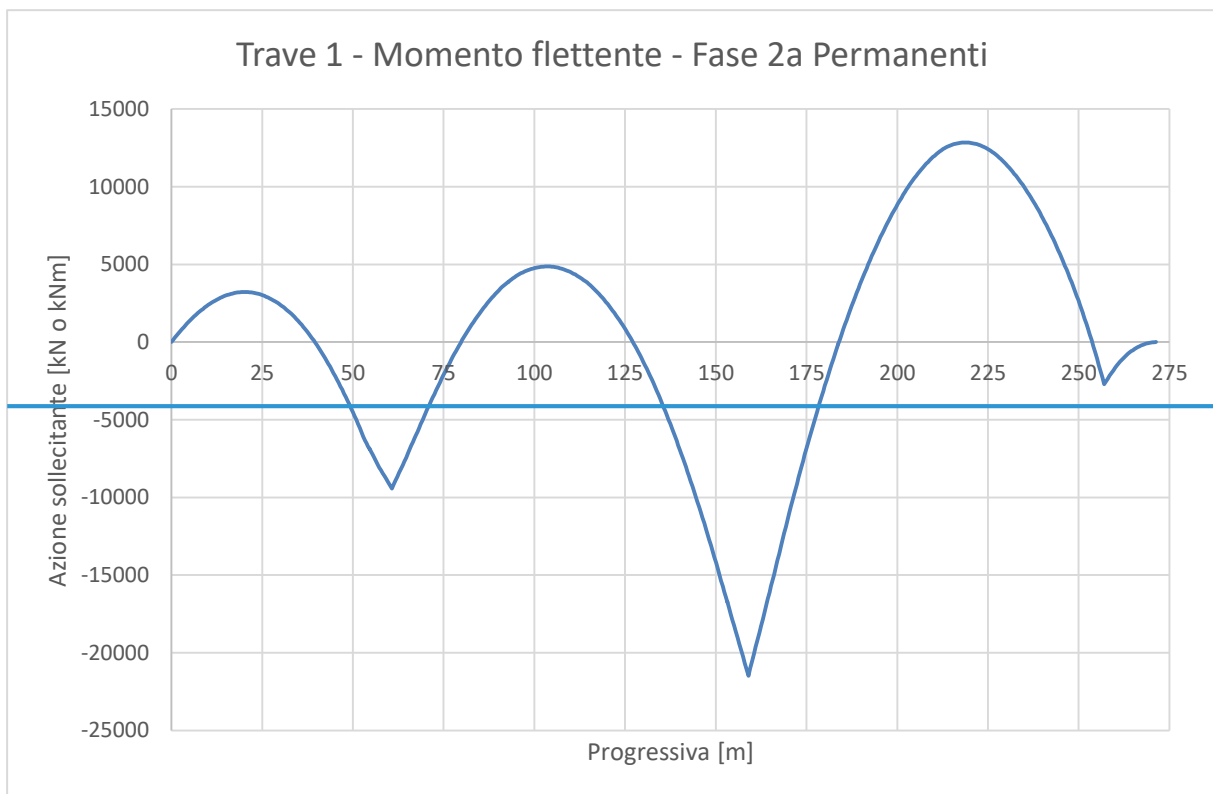
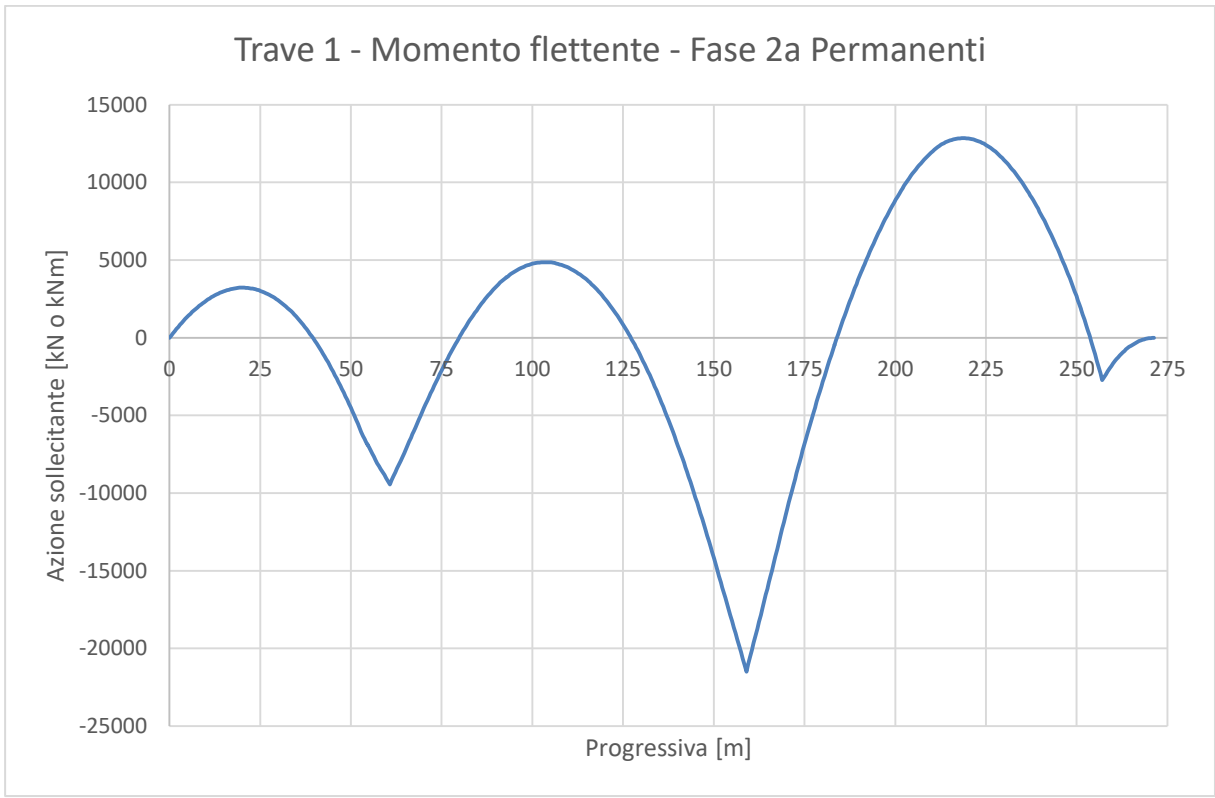


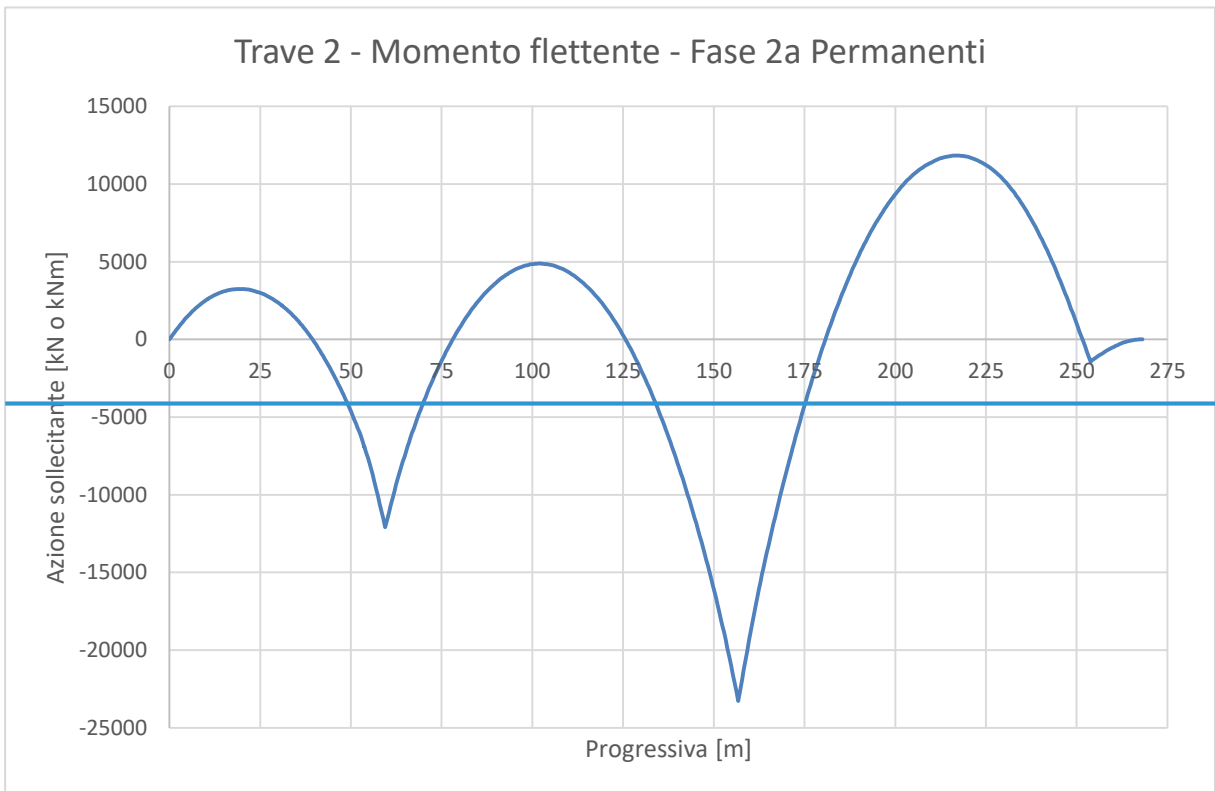
Figura 68 – Momento flettente per carichi permanenti

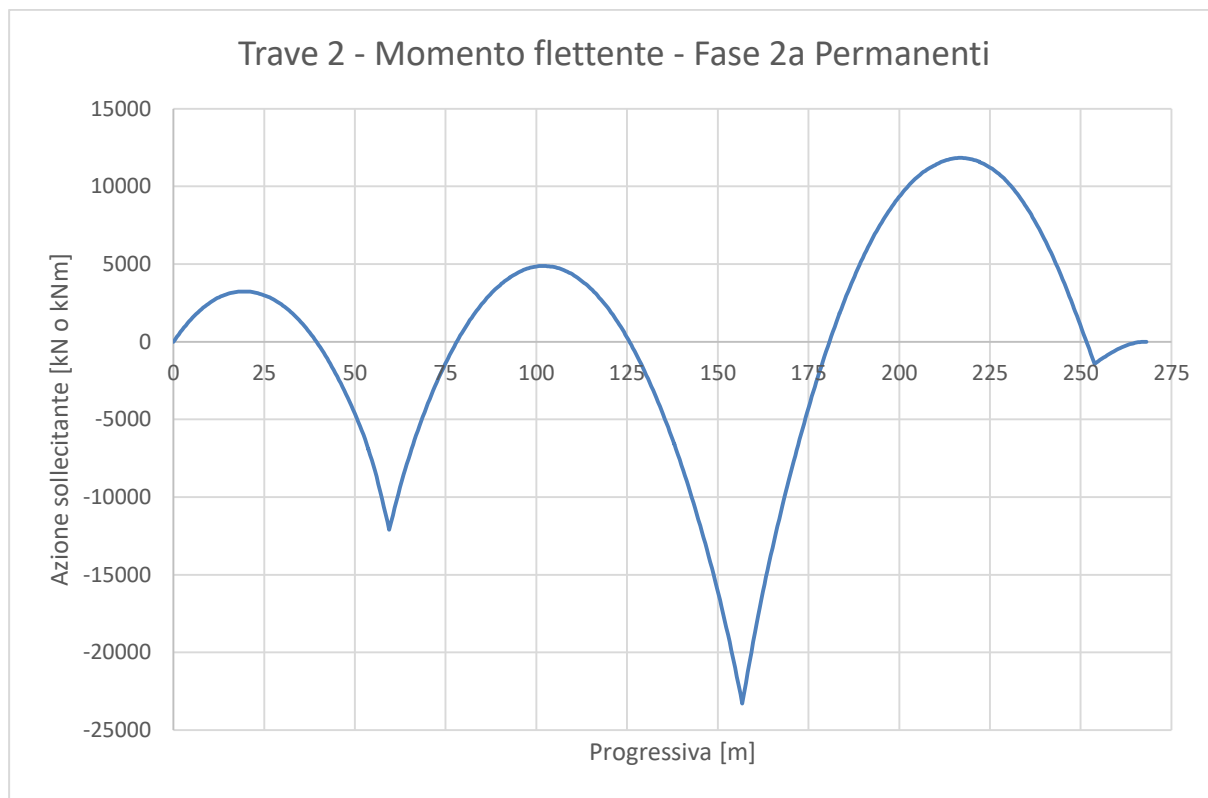




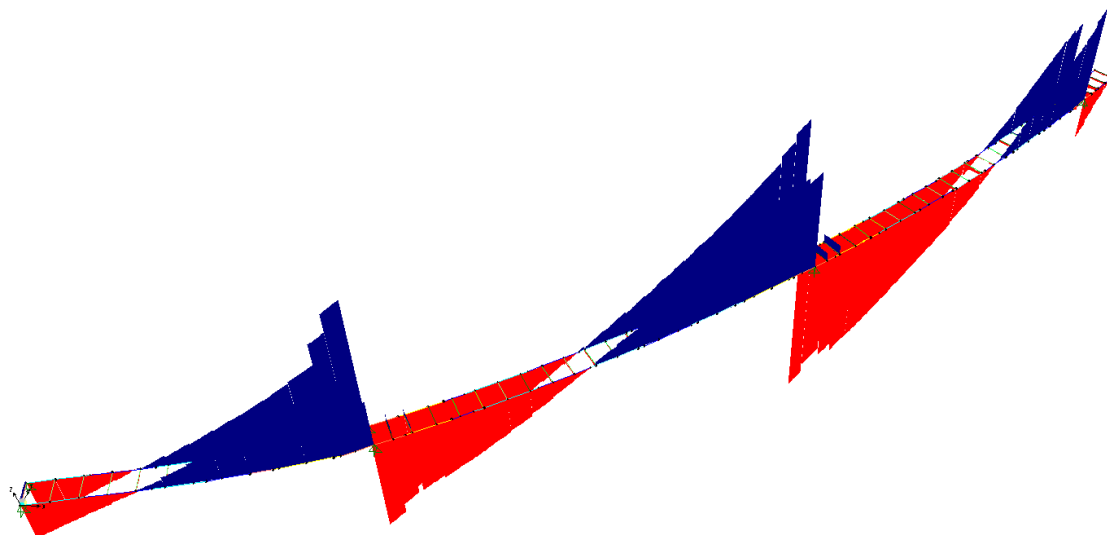


**Figura 69** – Grafico del momento flettente per carichi permanenti – Trave 1

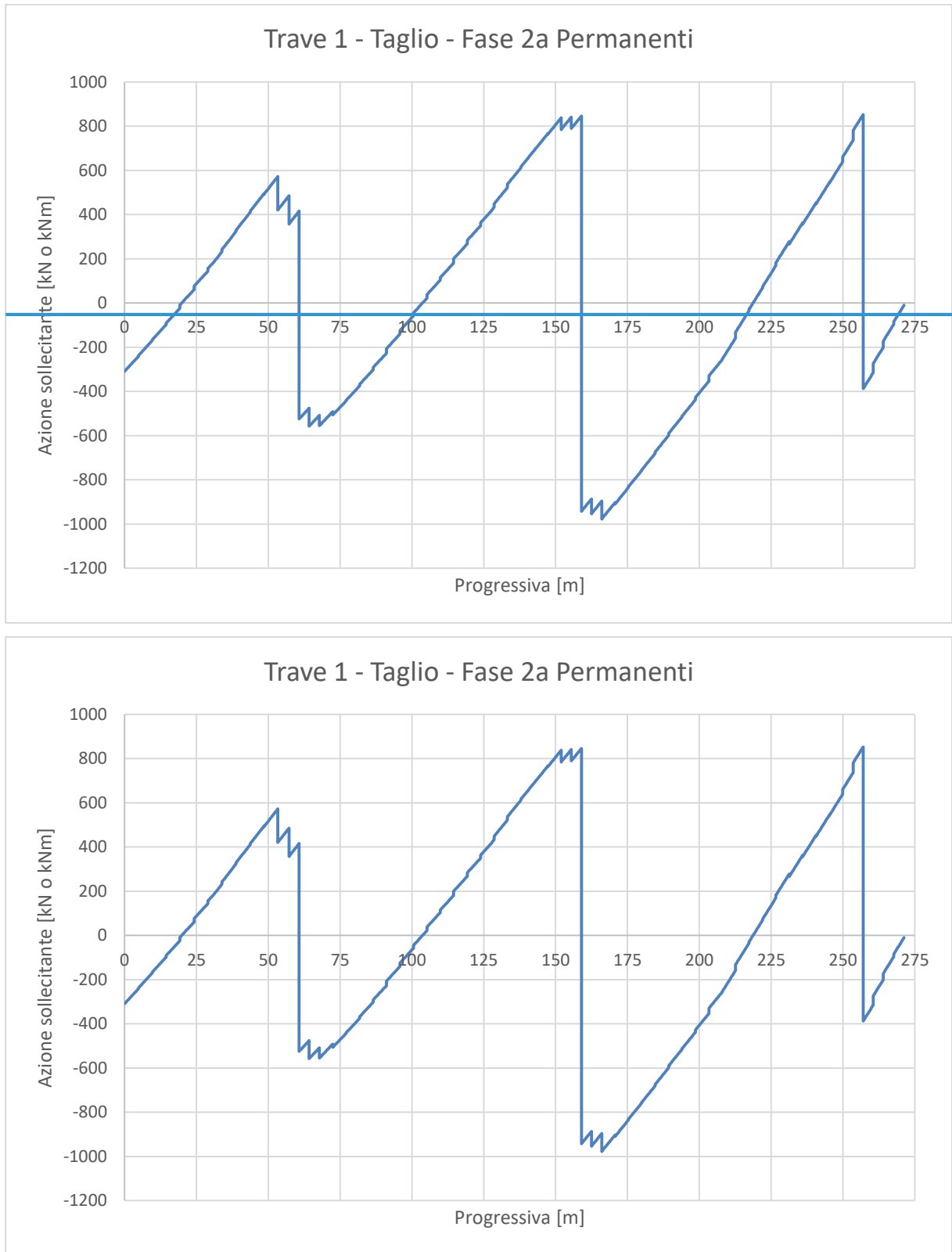




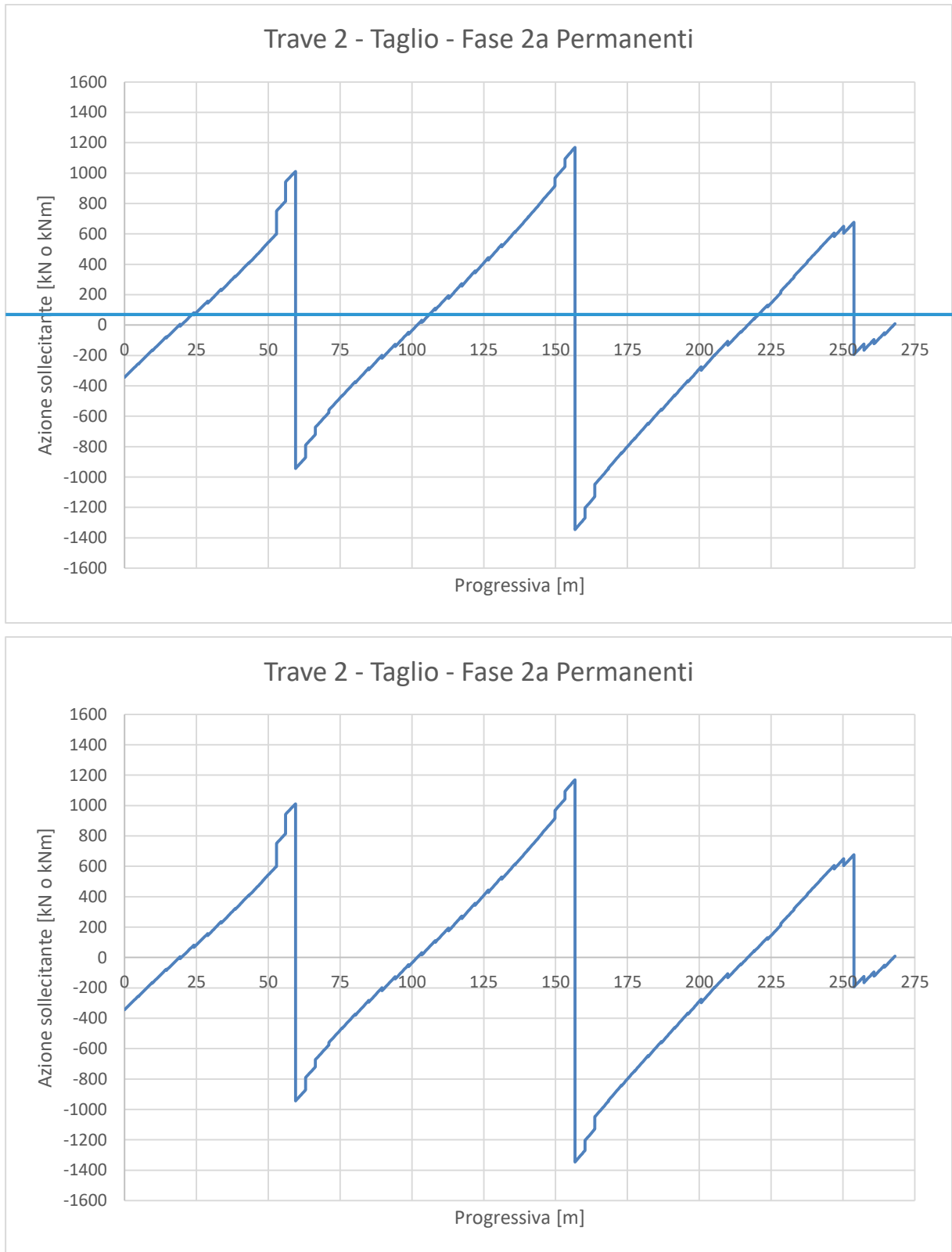
*Figura 70 – Grafico del momento flettente per carichi permanenti – Trave 2*



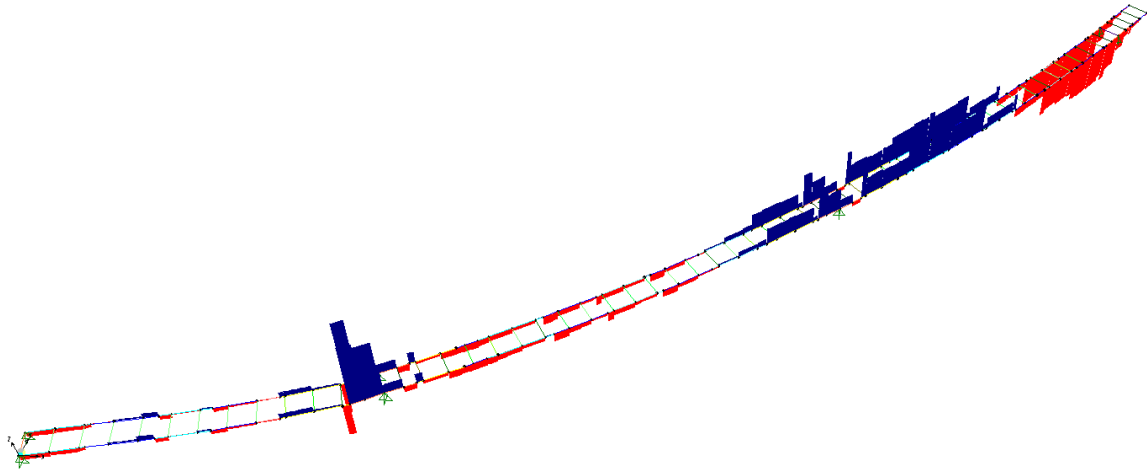
*Figura 71 – Taglio per carichi permanenti*



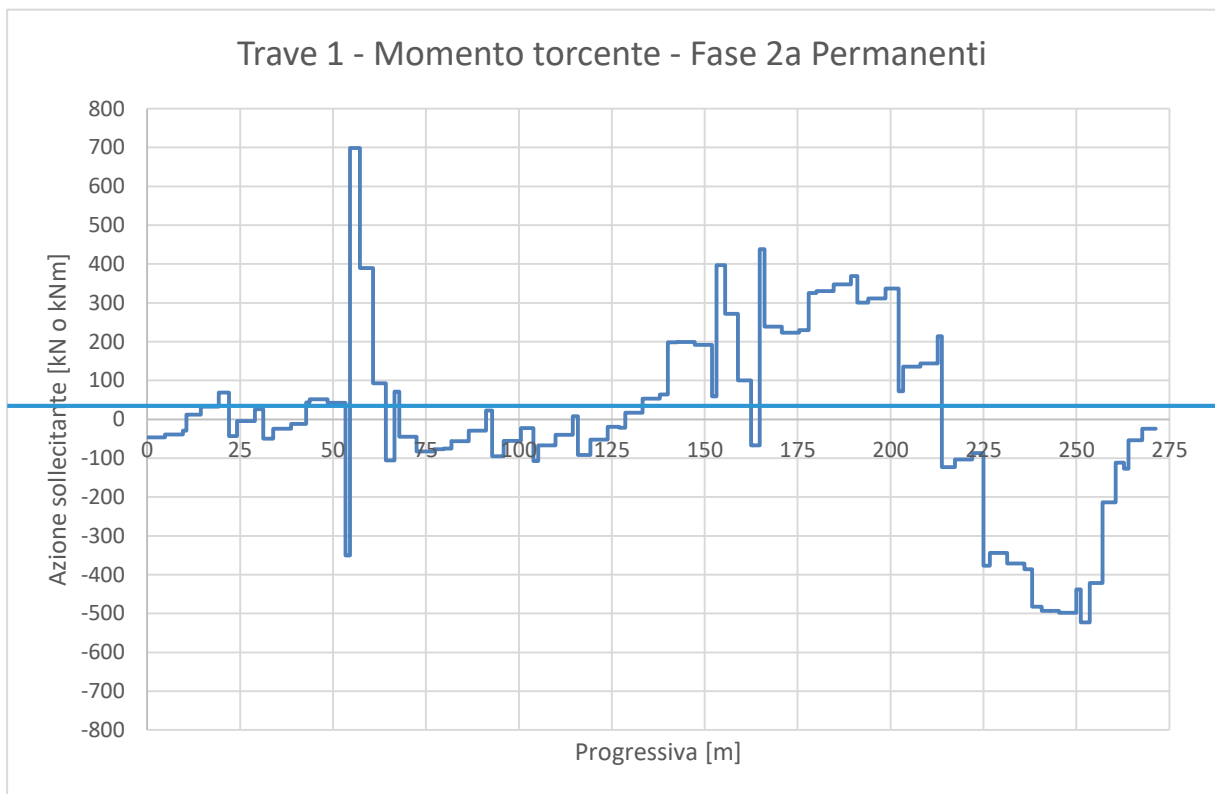
**Figura 72** – Grafico del taglio per carichi permanenti – Trave 1

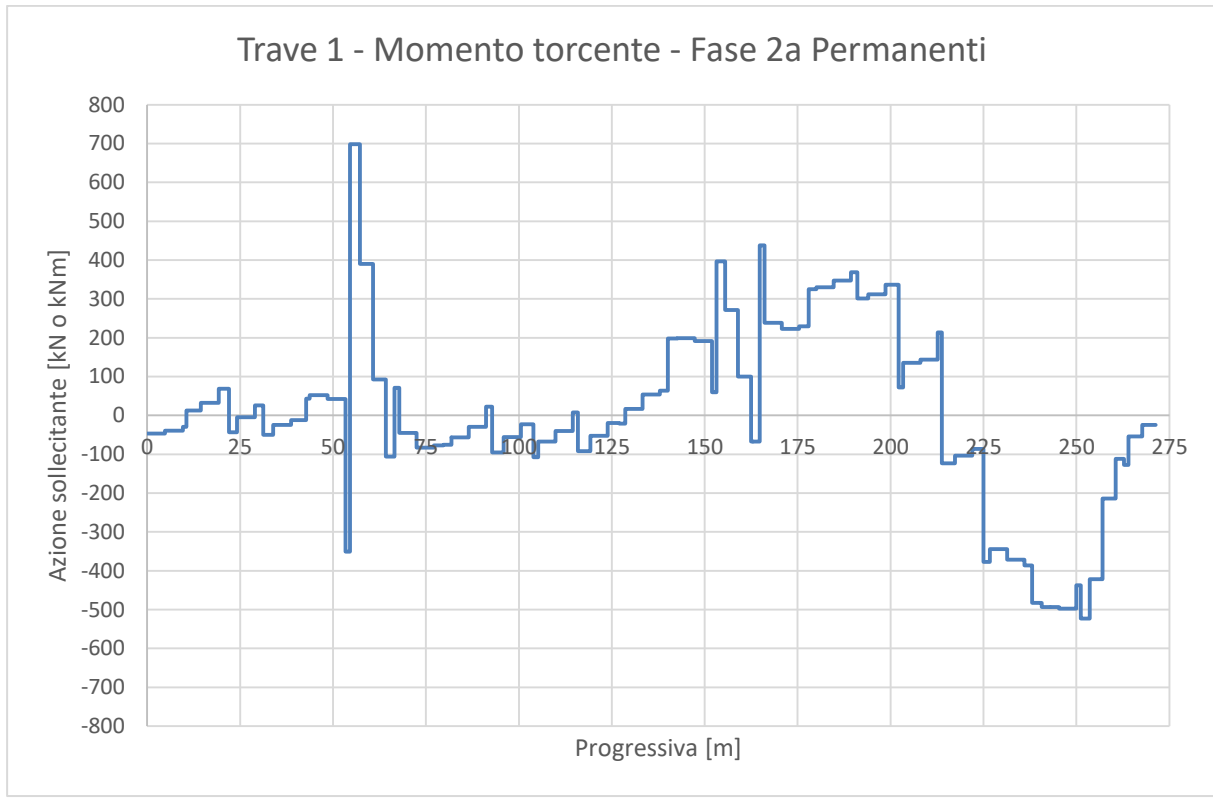


**Figura 73** – Grafico del taglio per carichi permanenti – Trave 2

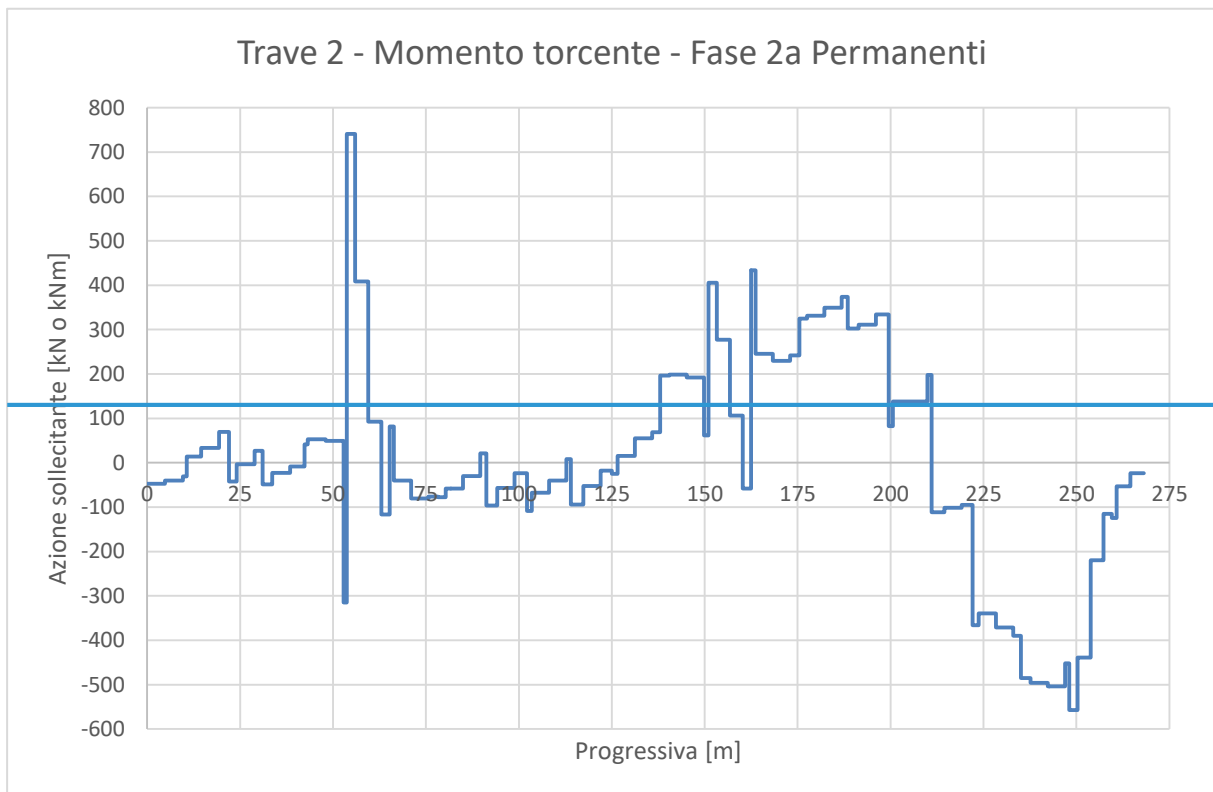


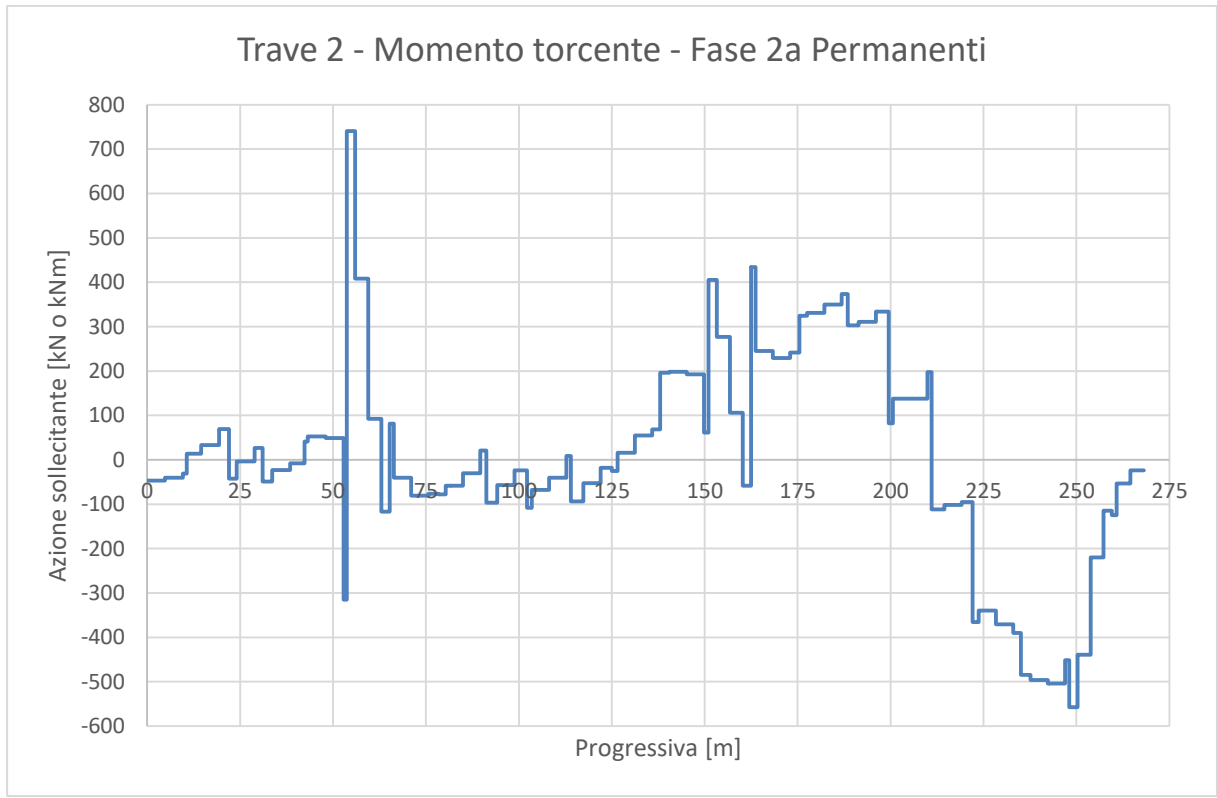
*Figura 74 – Azione torcente per carichi permanenti*





**Figura 75** – Grafico dell'azione torcente per carichi permanenti – Trave 1





**Figura 76** – Grafico dell'azione torcente per carichi permanenti – Trave 2

### 7.1.4 Cedimenti – fase 2c

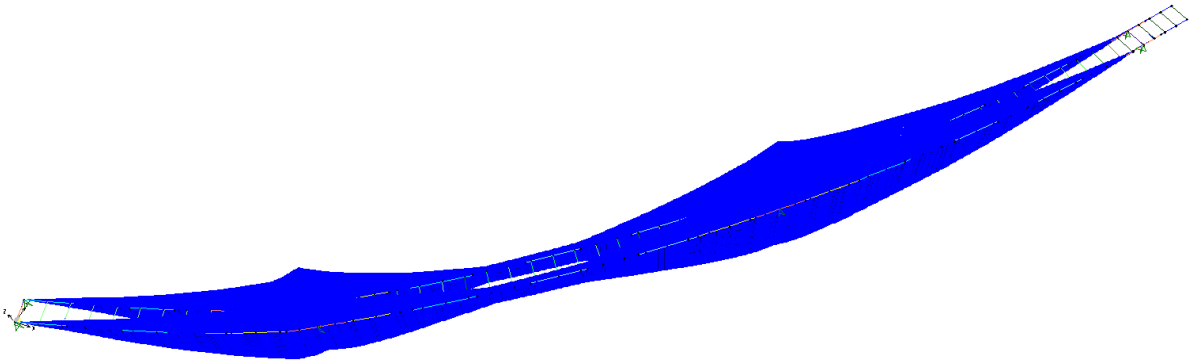
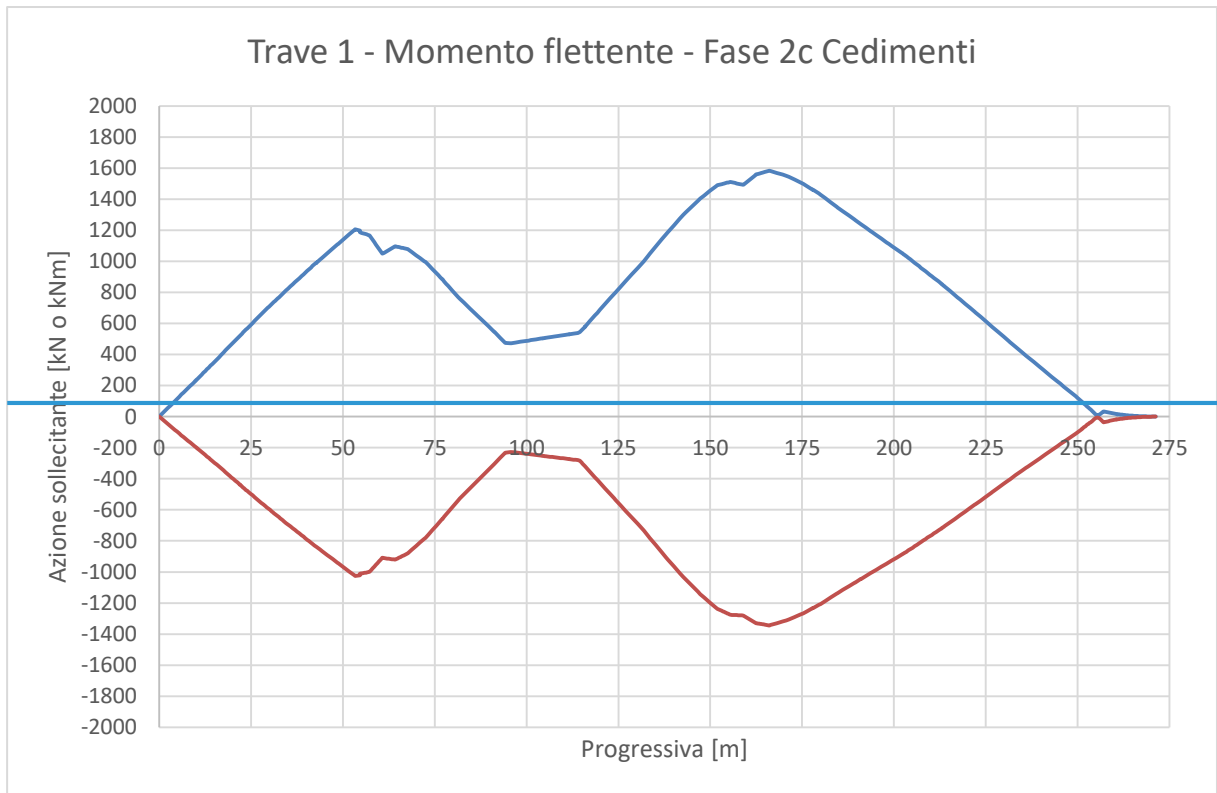


Figura 77 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti





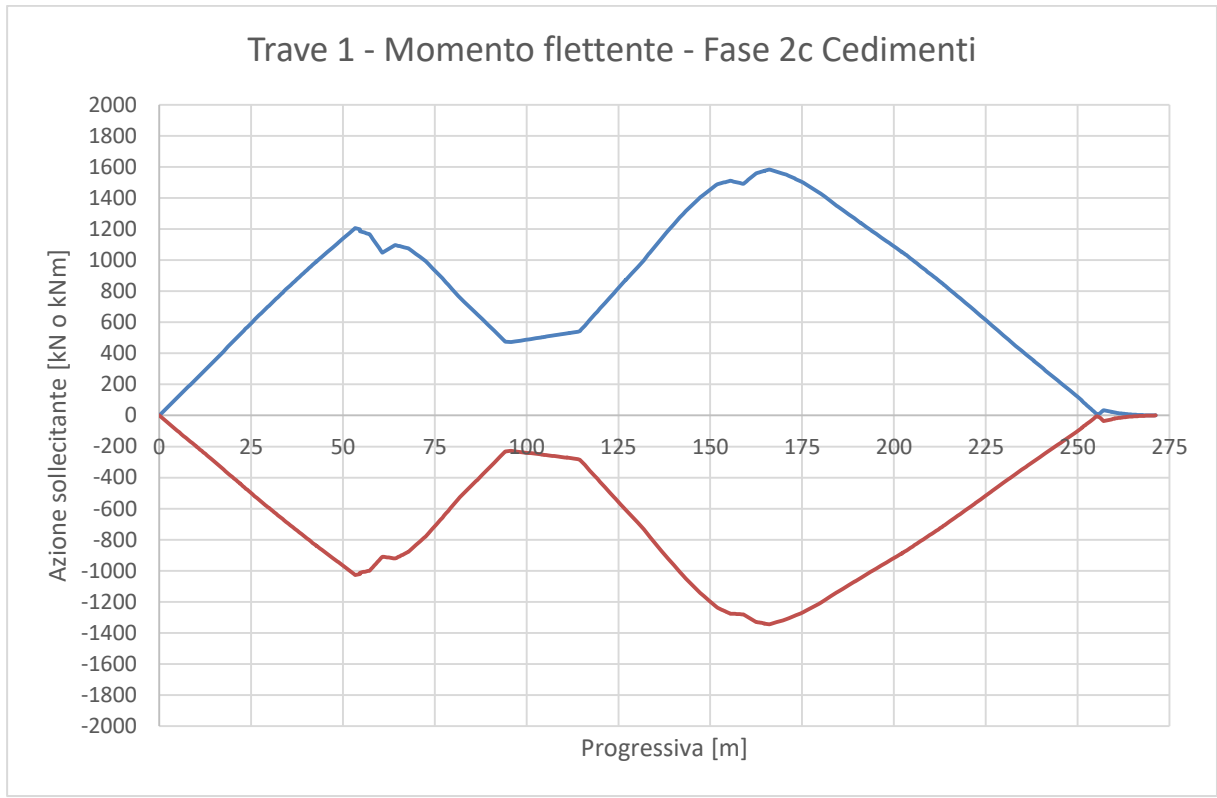
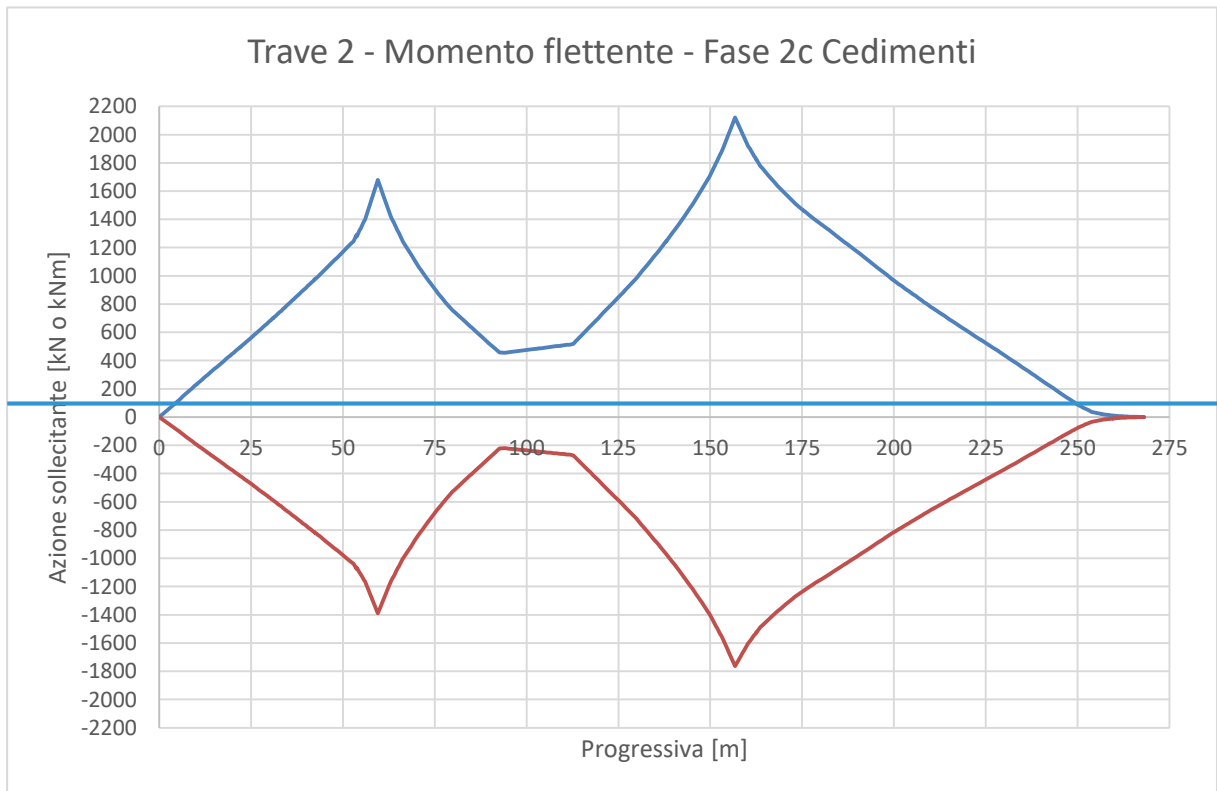
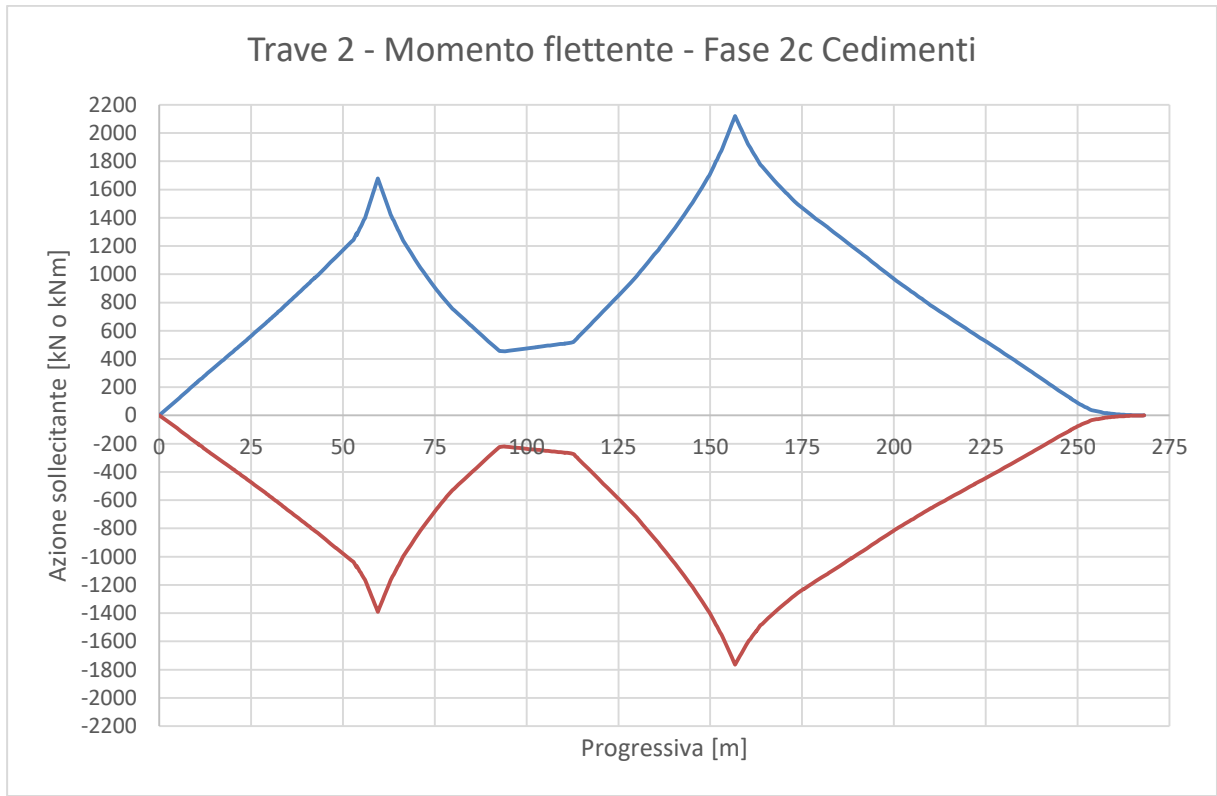
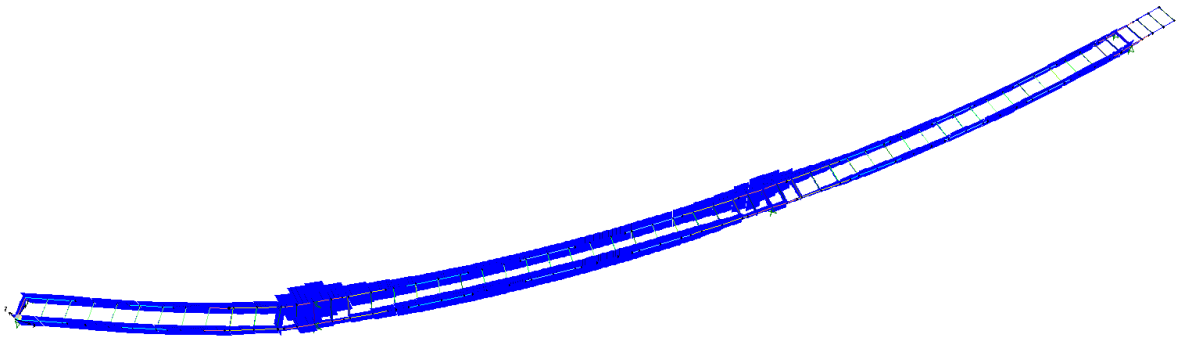


Figura 78 – Grafico del momento flettente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1

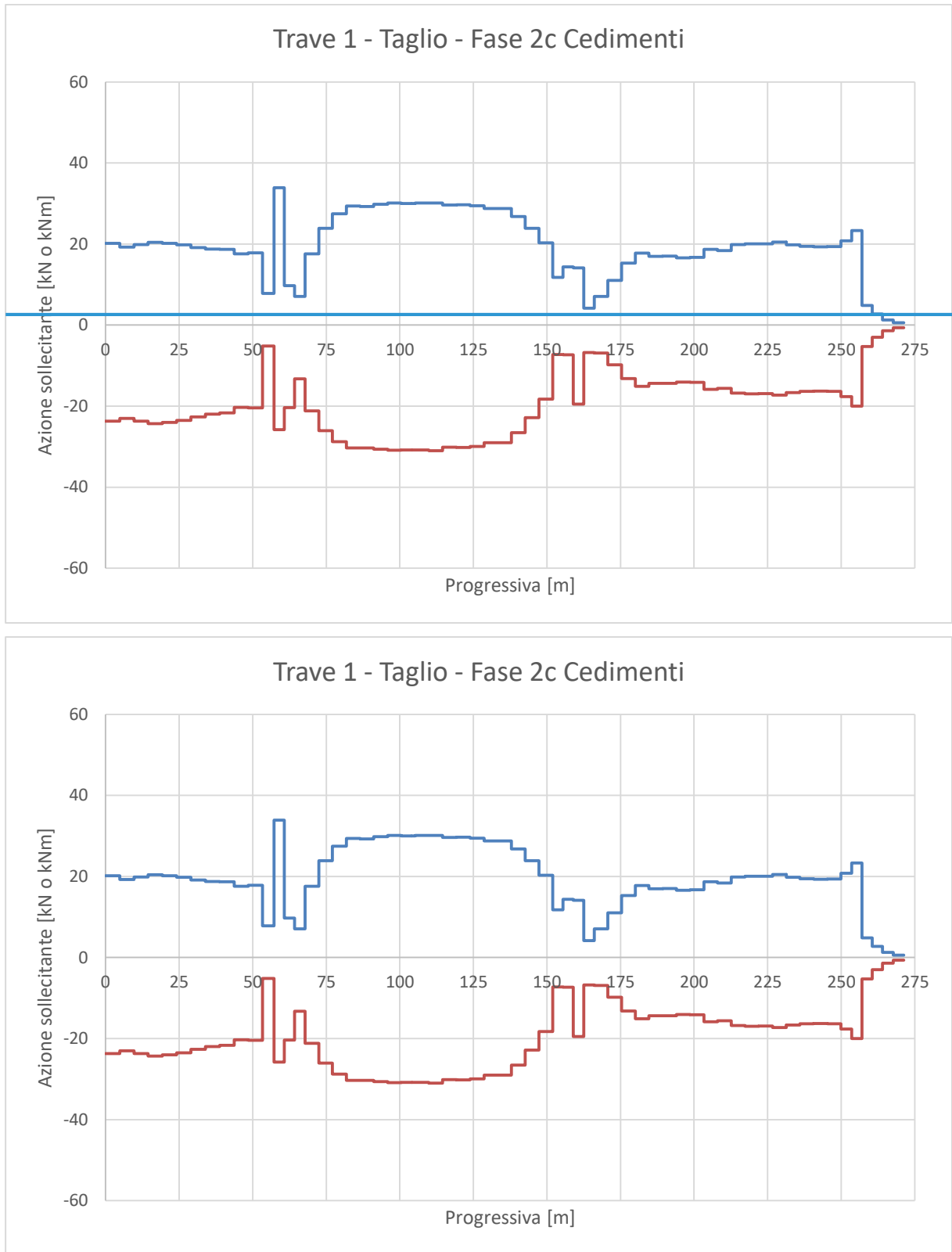




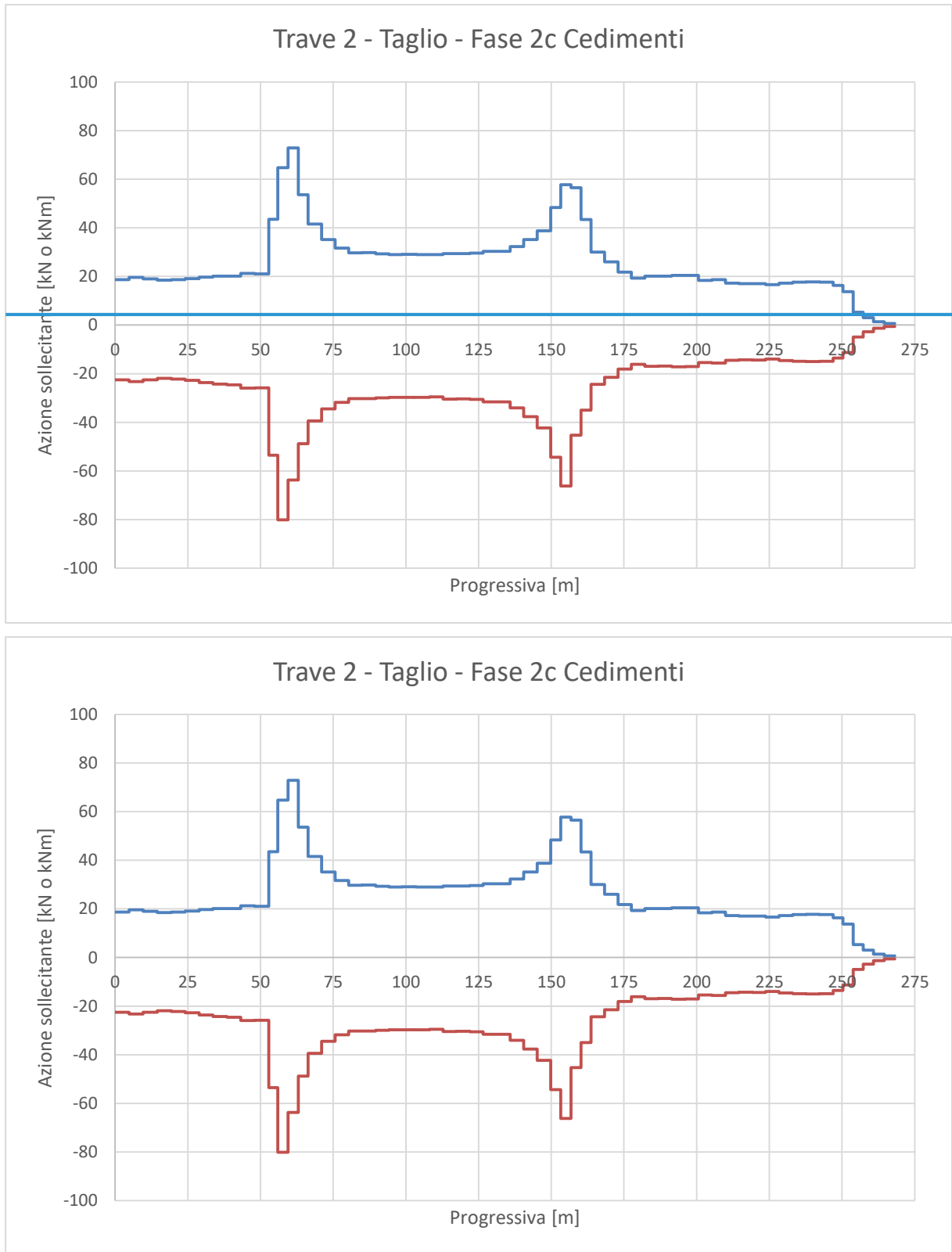
**Figura 79** – Grafico del momento flettente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2



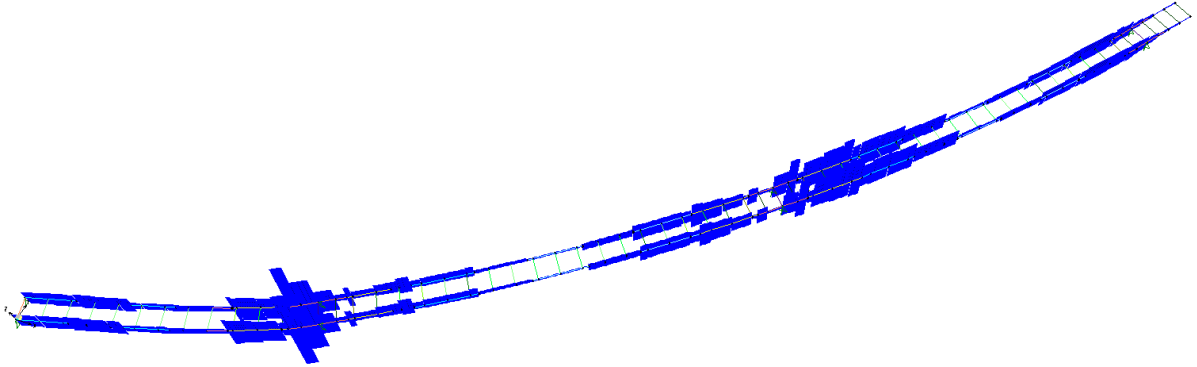
**Figura 80** – Taglio per carichi indotti dai cedimenti



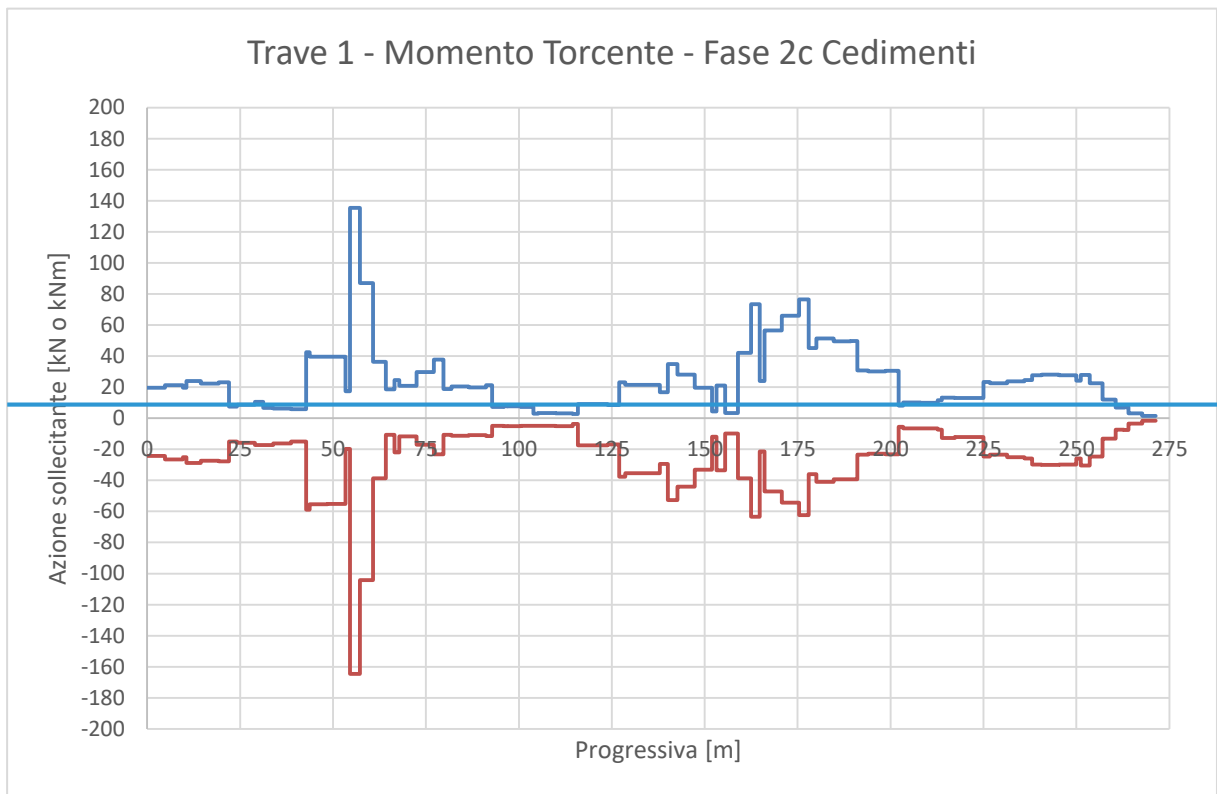
**Figura 81** – Grafico del taglio per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1

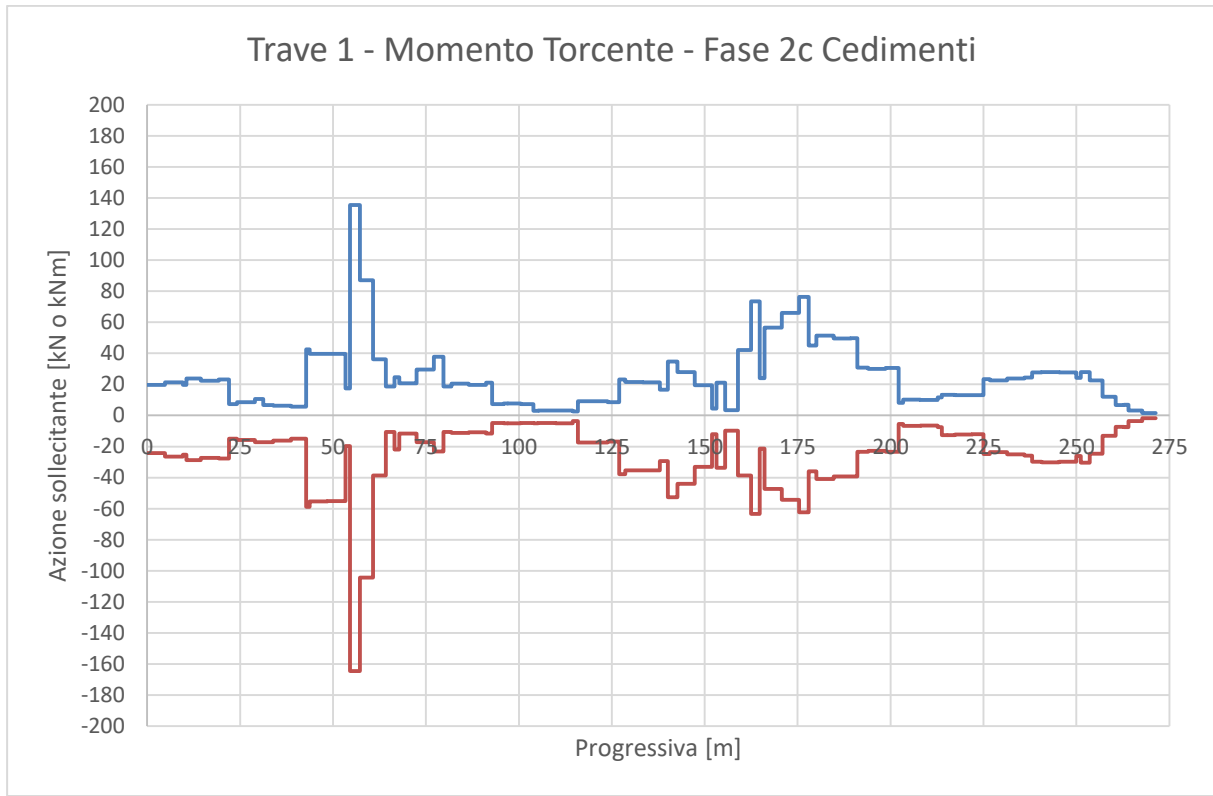


**Figura 82** – Grafico del taglio per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2

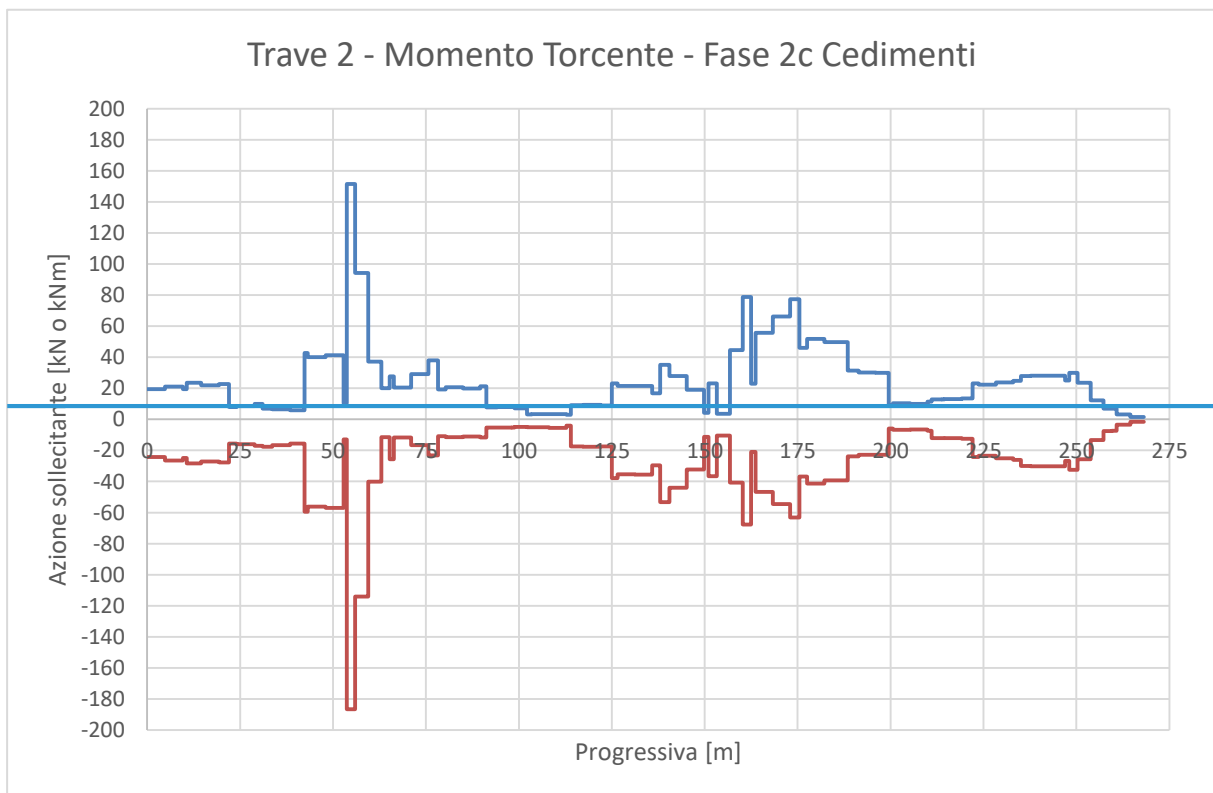


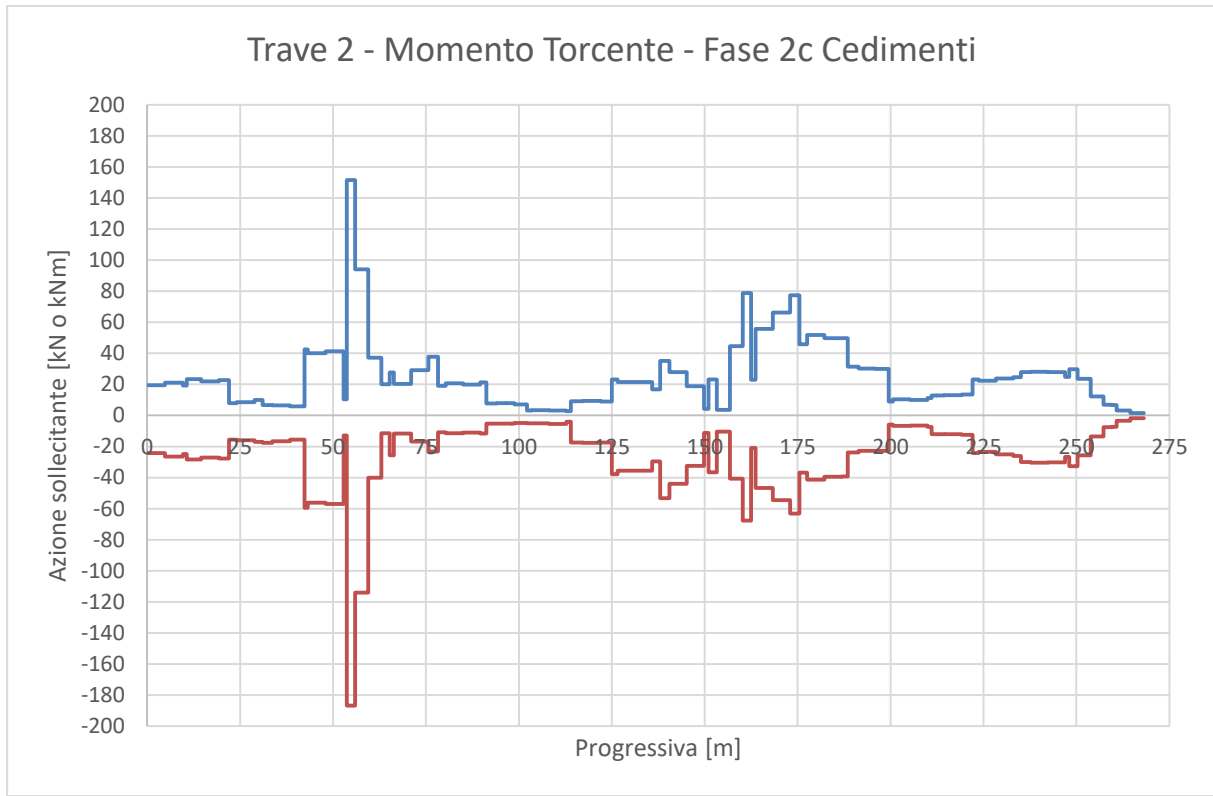
**Figura 83** – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti





**Figura 84** – Grafico dell'azione torcente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 1





**Figura 85** – Grafico dell'azione torcente per carichi indotti dai cedimenti – Trave 2

### 7.1.5 Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da UP6 a pila UP7)

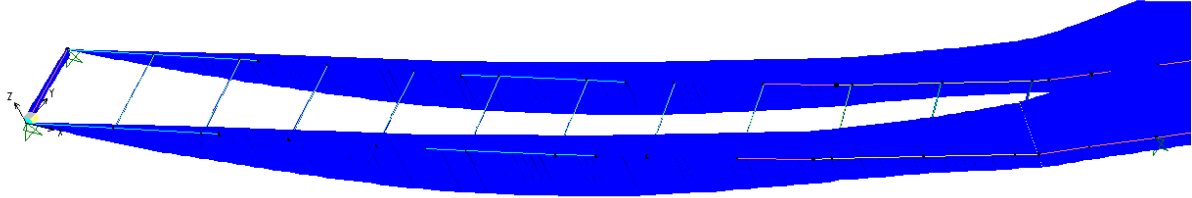
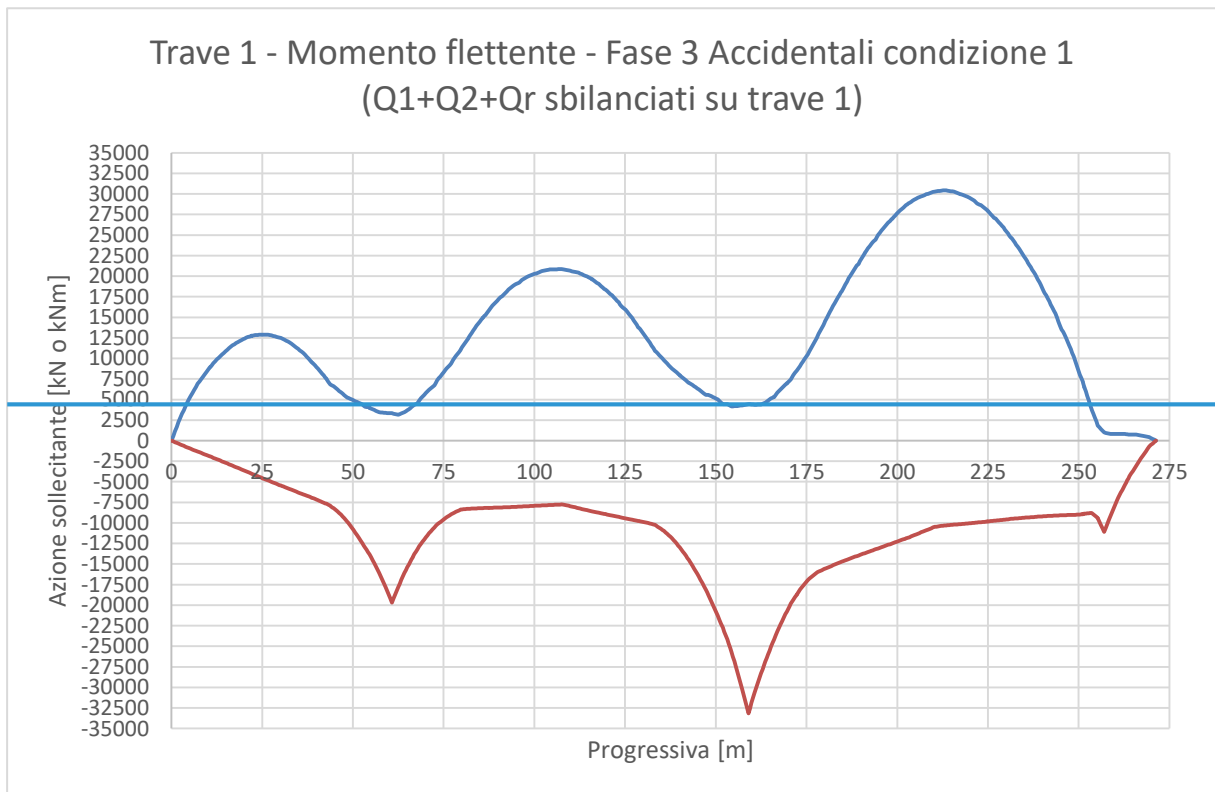


Figura 86 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1





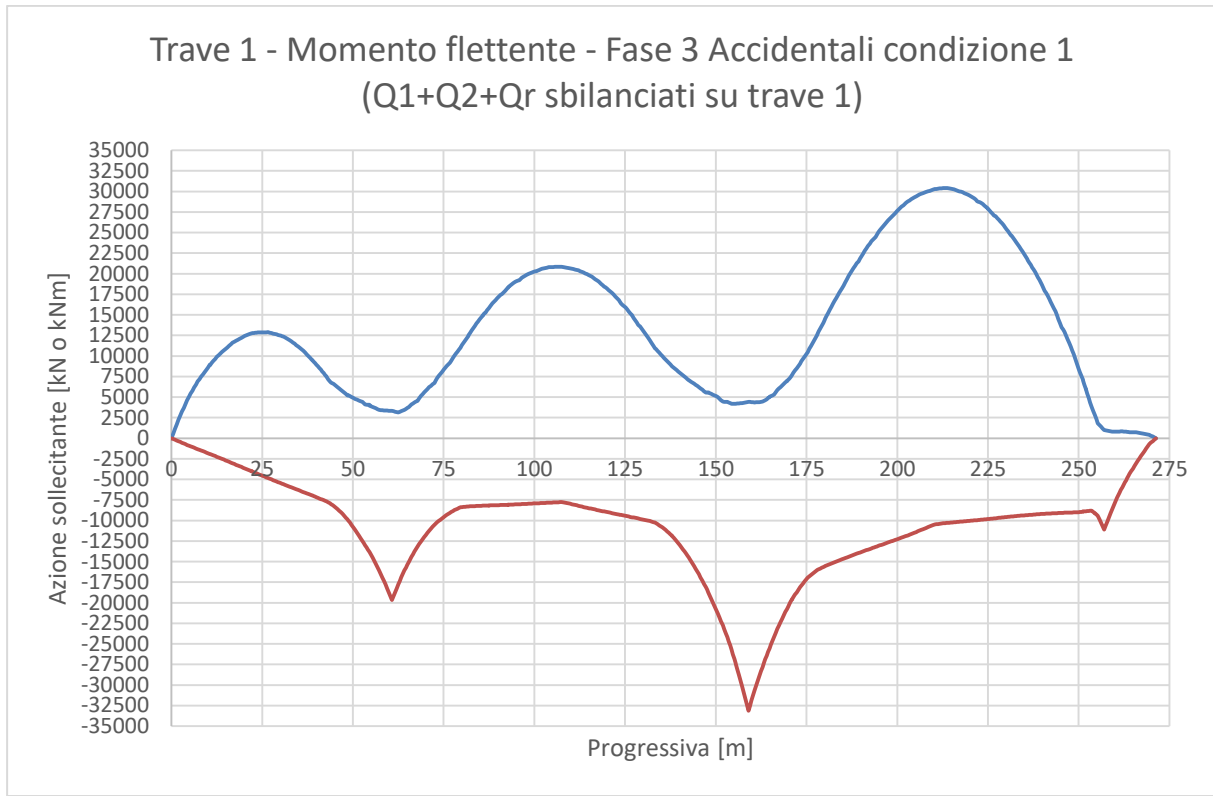
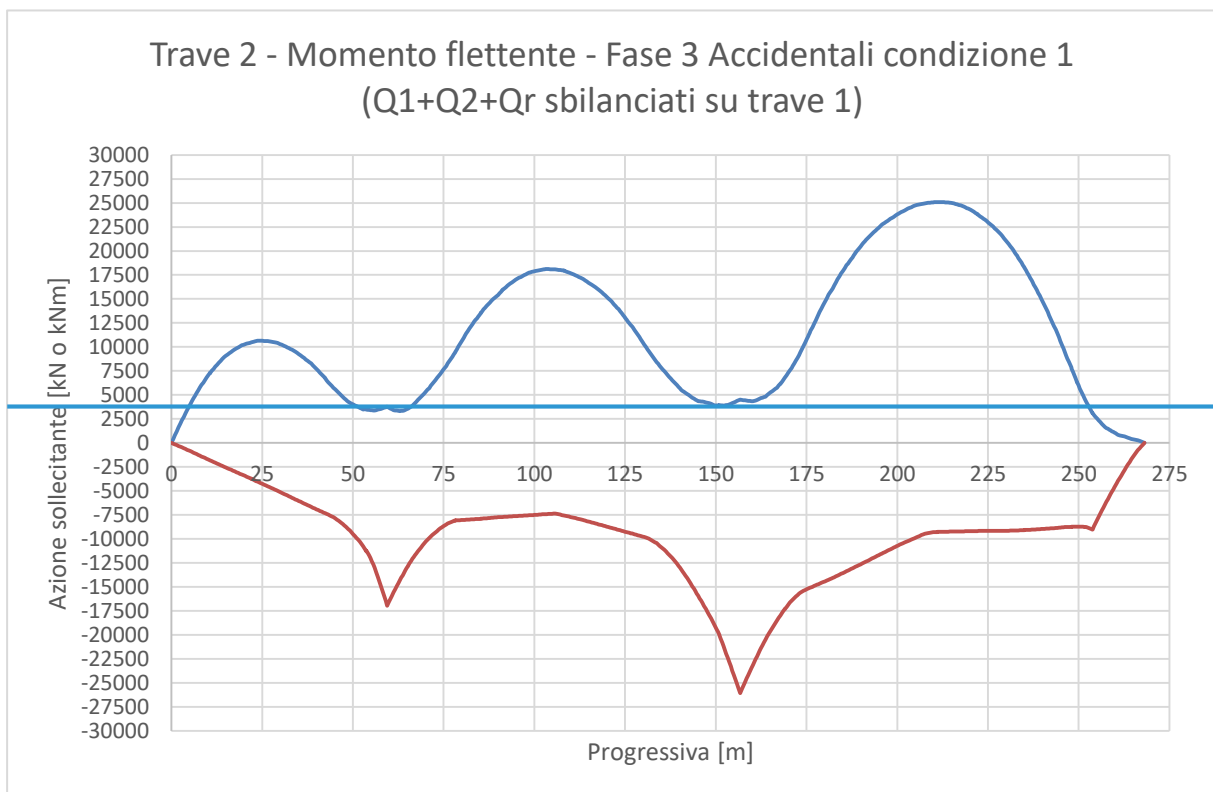
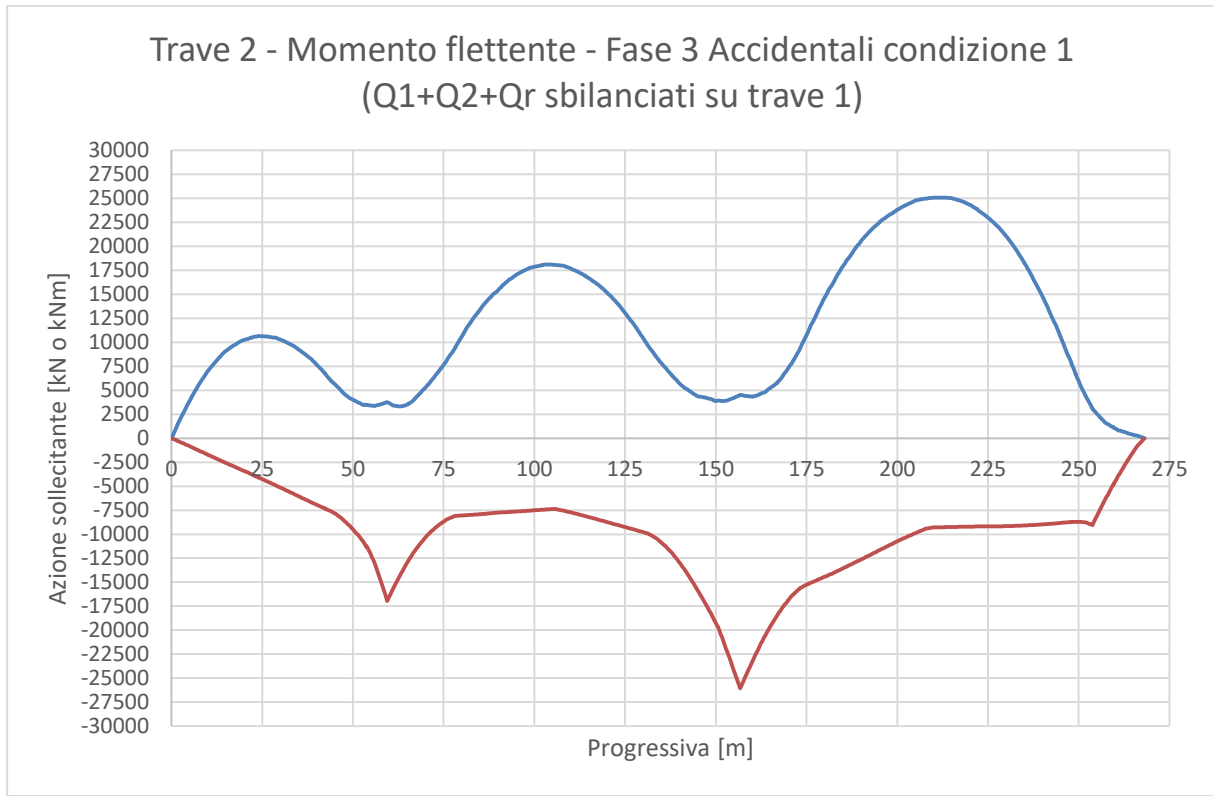
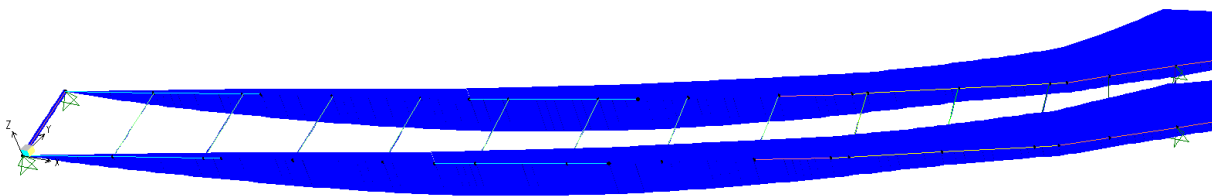


Figura 87 – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 1 (valido da UP6 a UP7) – T1

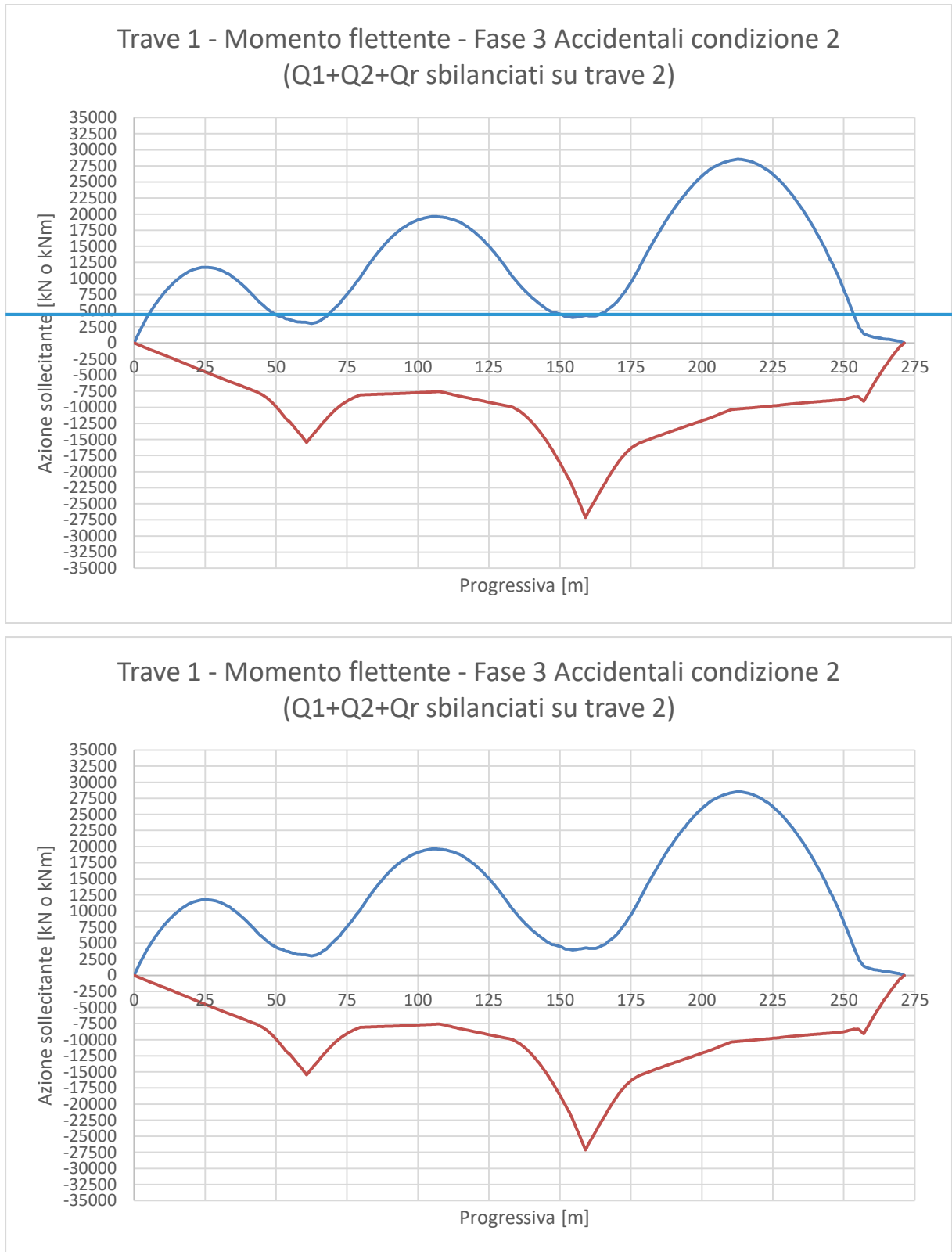




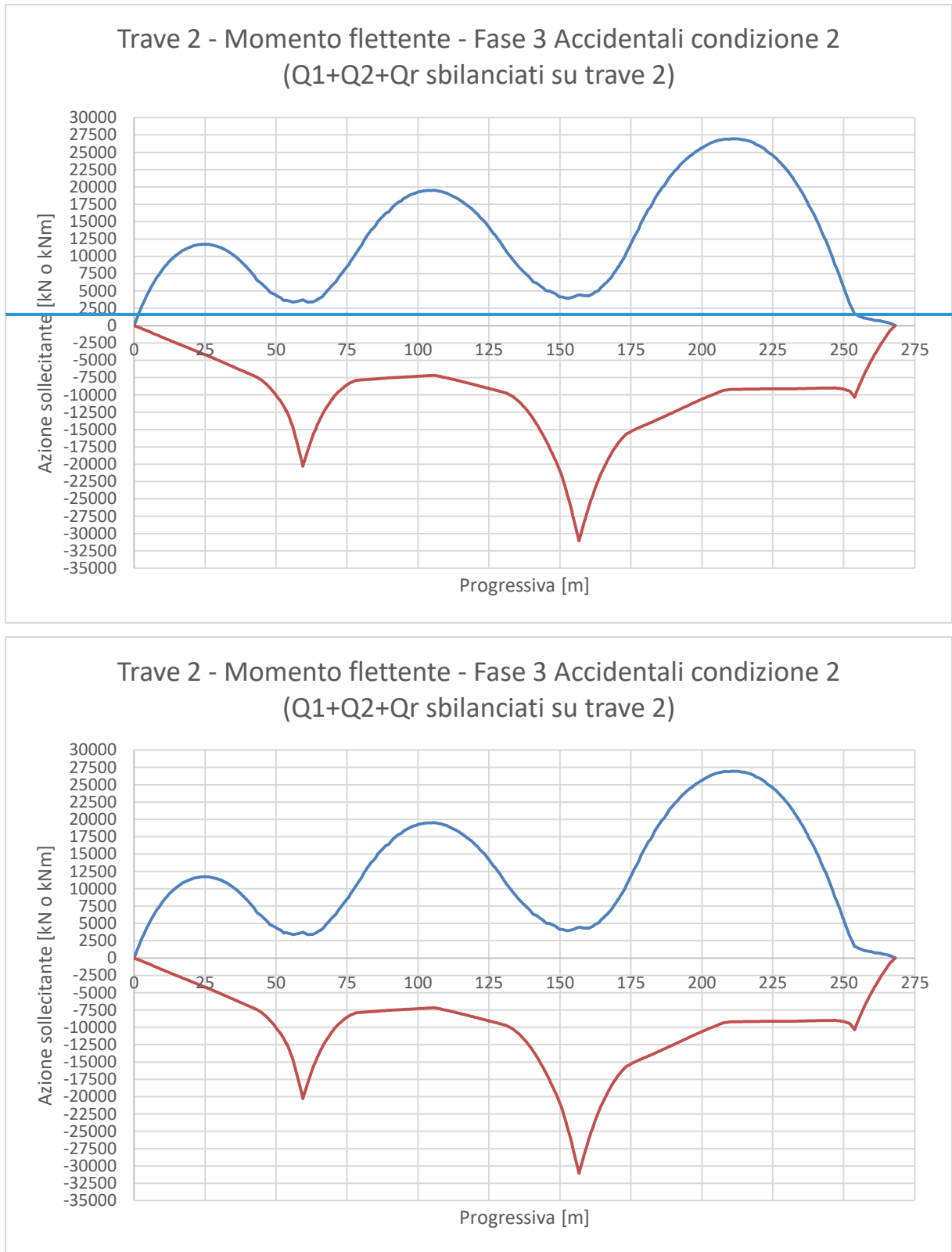
**Figura 88** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Con. 2 (valido da UP6 a UP7) – T2



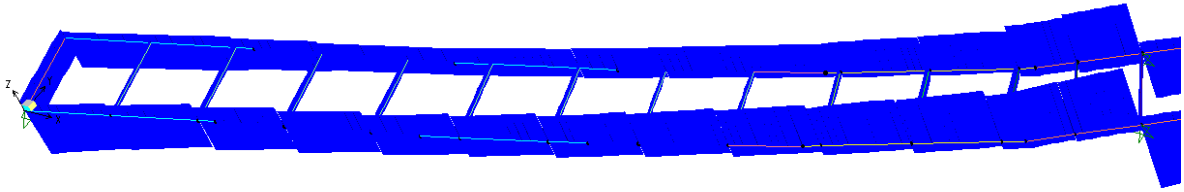
**Figura 89** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2



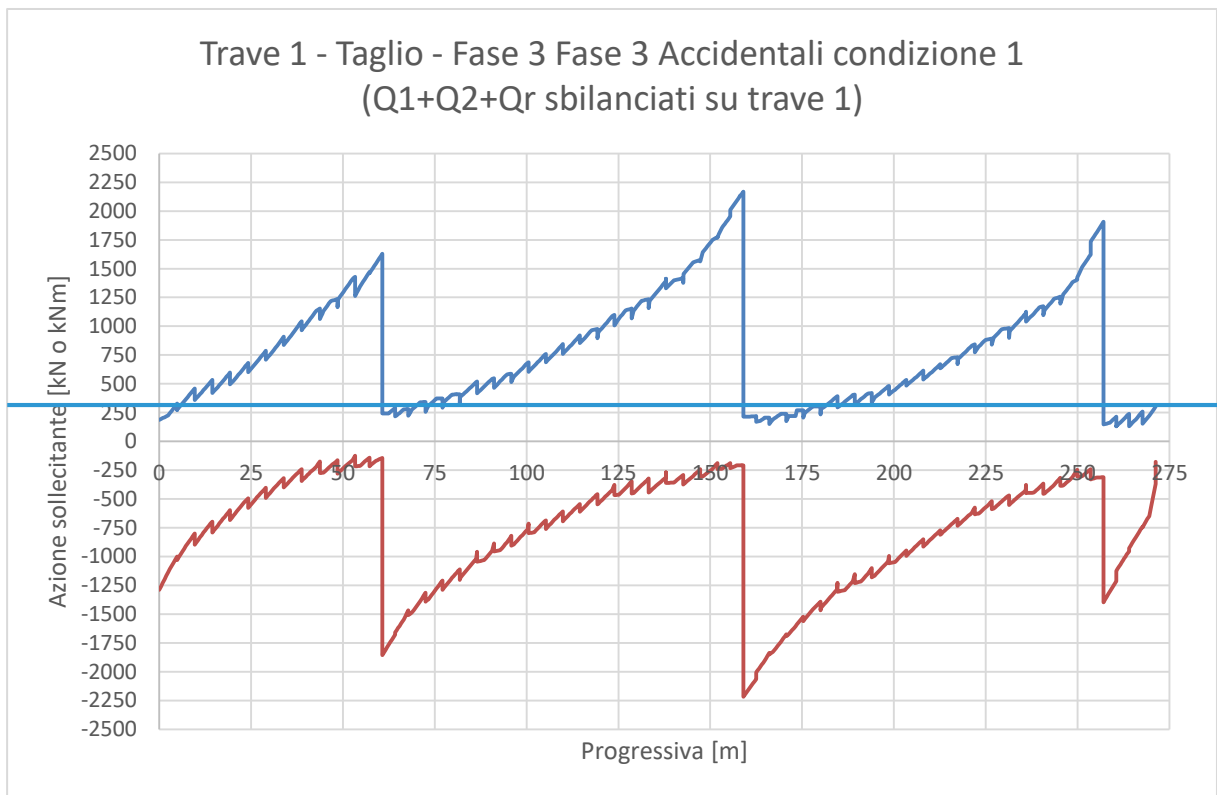
**Figura 90** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 2 (valido da UP6 a UP7) – T1

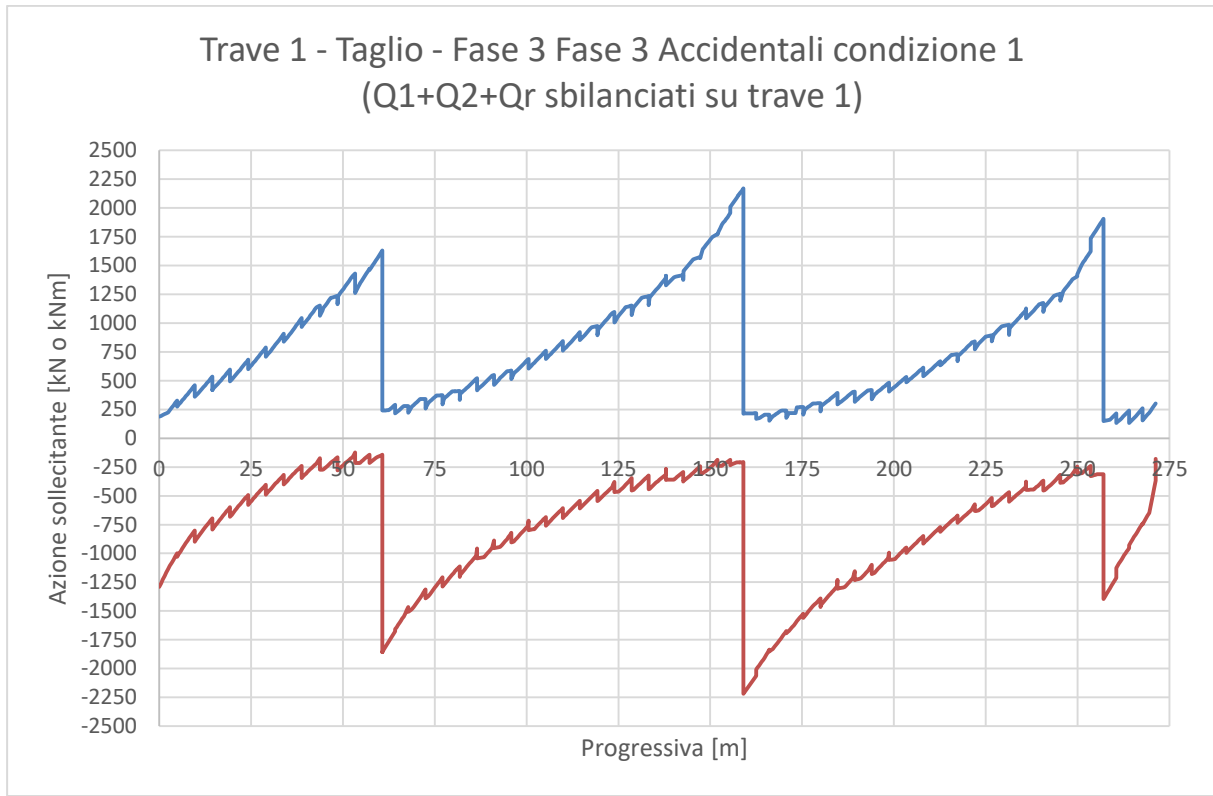


**Figura 91** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 2 (valido da UP6 a UP7) – T2

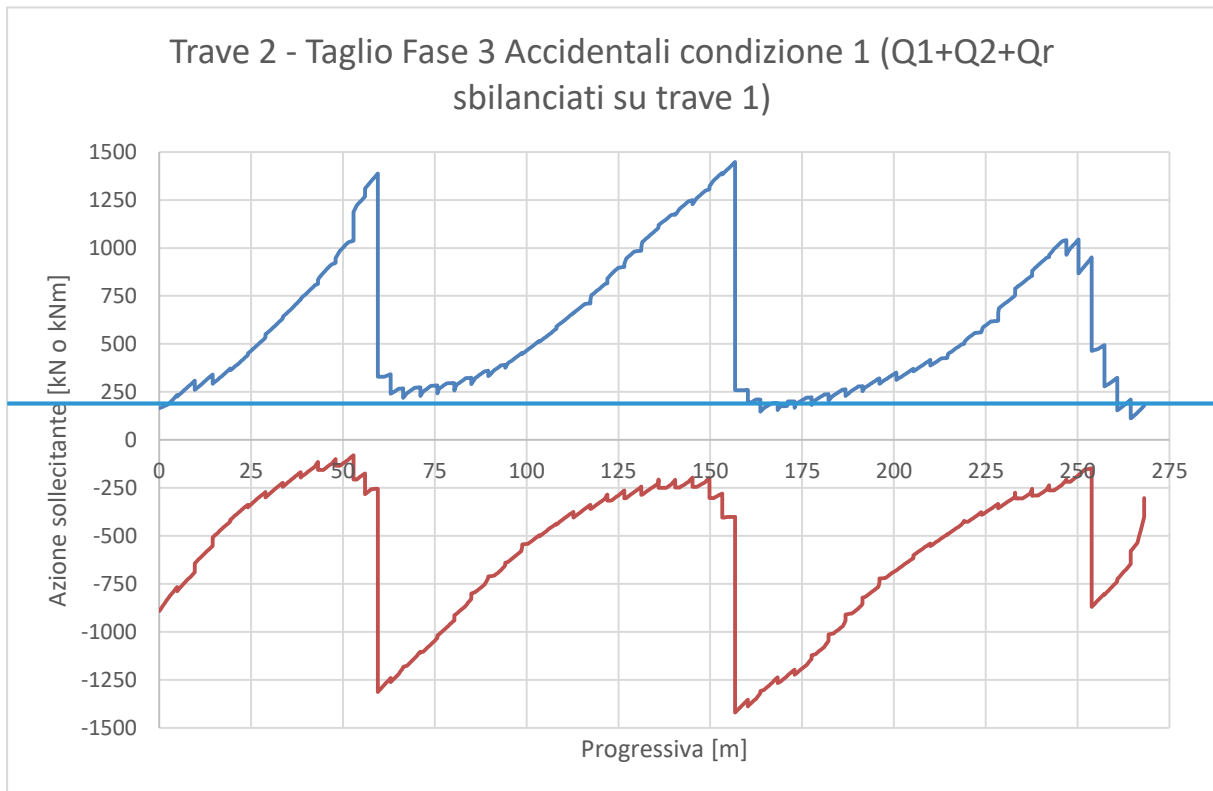


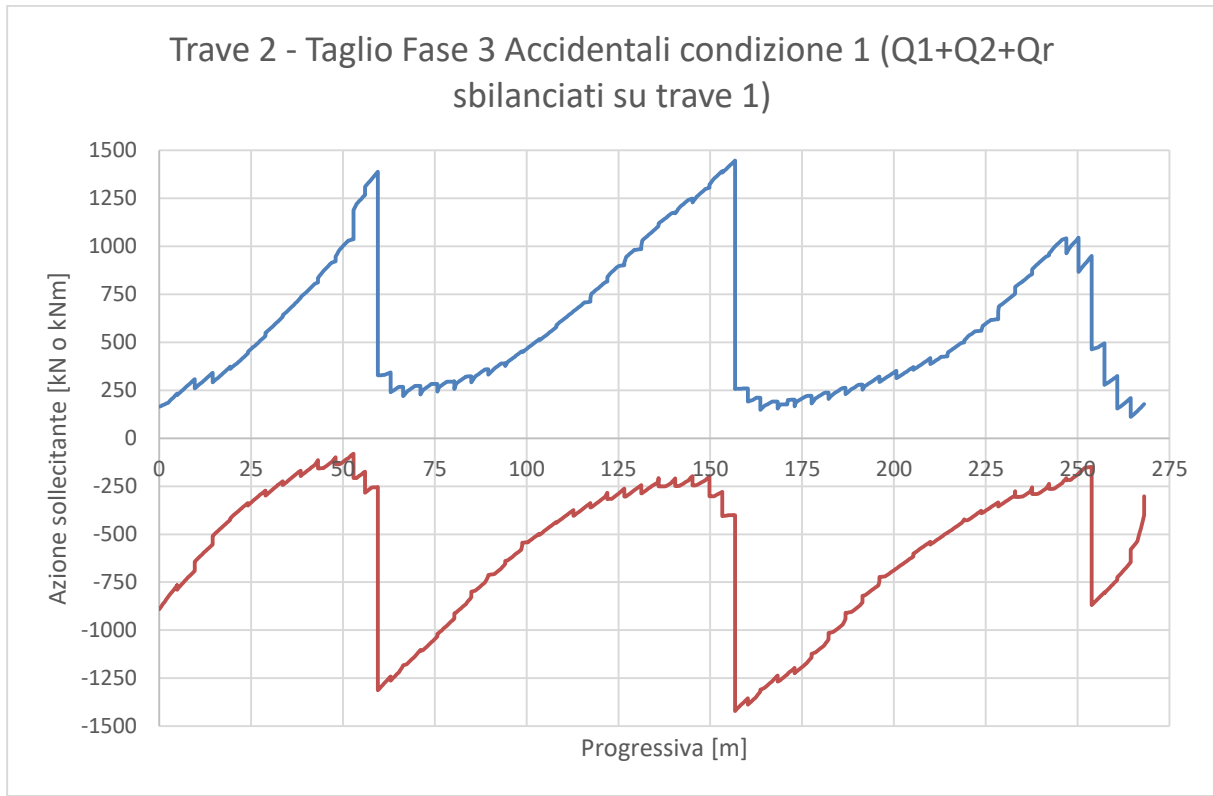
**Figura 92** – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1



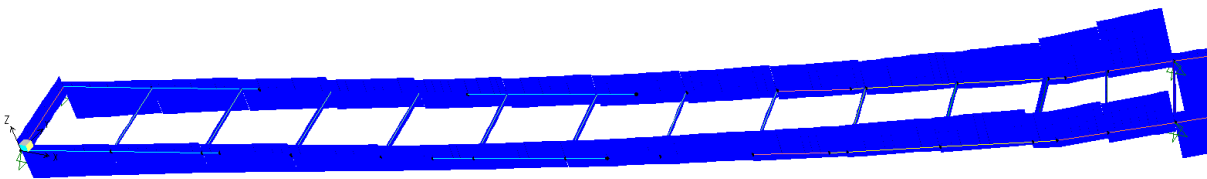


**Figura 93** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T1

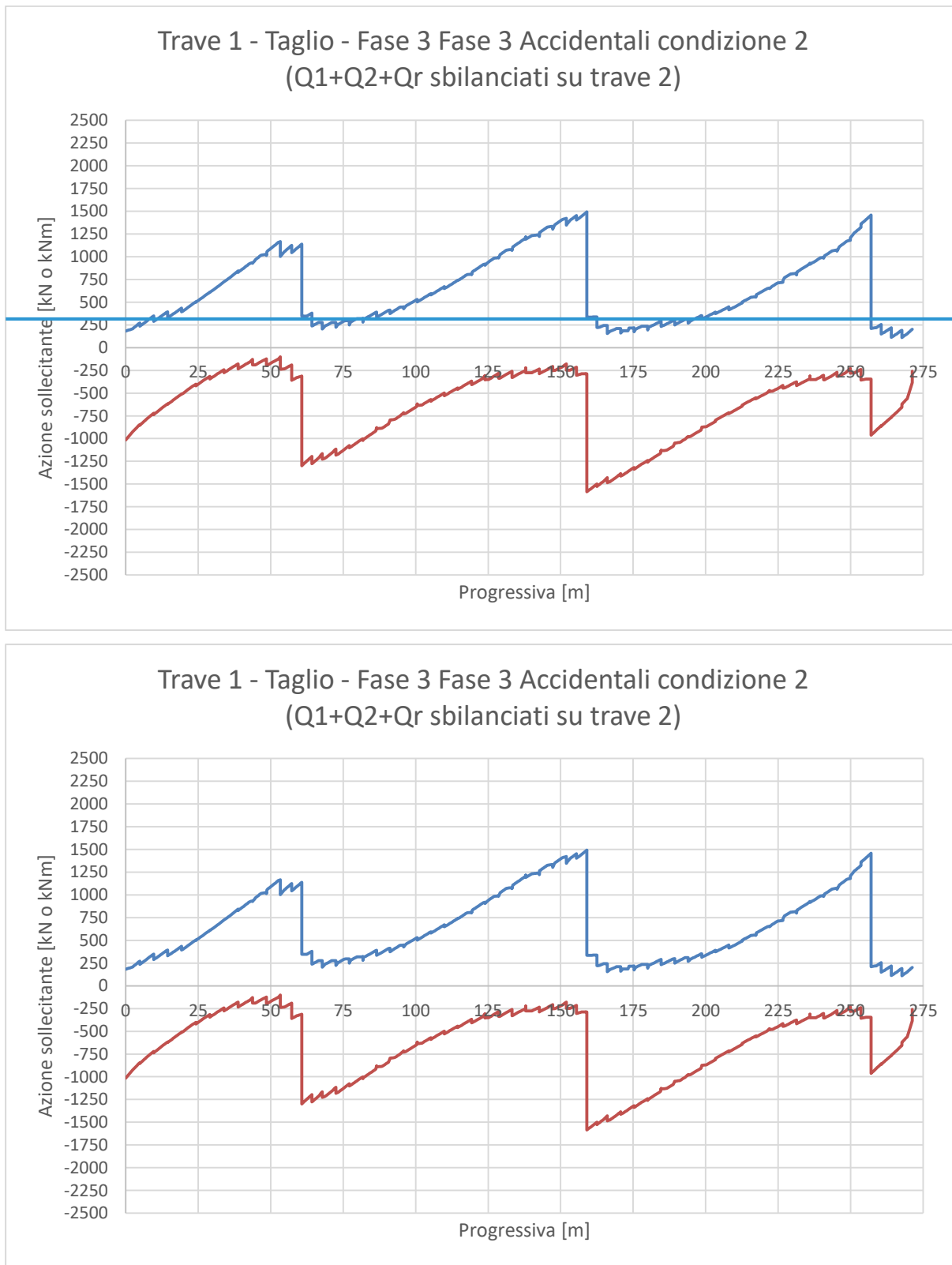




**Figura 94** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond1 (valido da UP6 a UP7) – T2

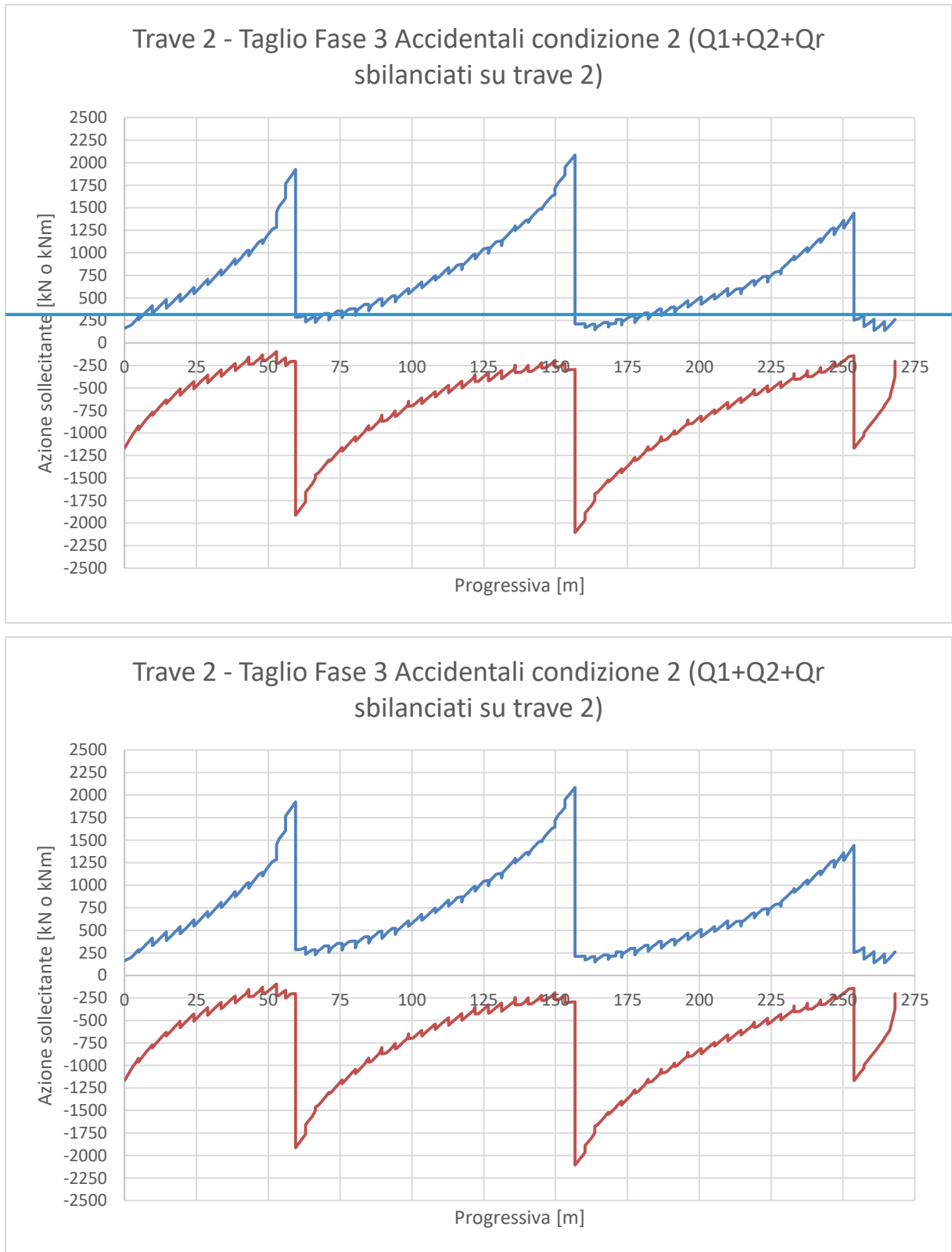


**Figura 95** – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2

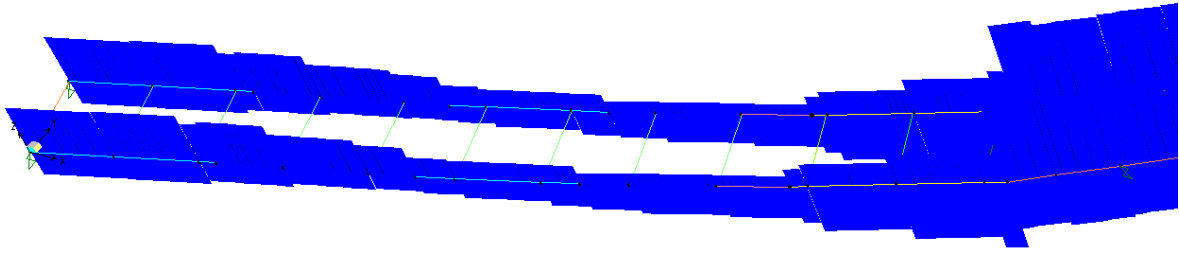


**Figura 96** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond2 (valido da UP6 a UP7) – T1

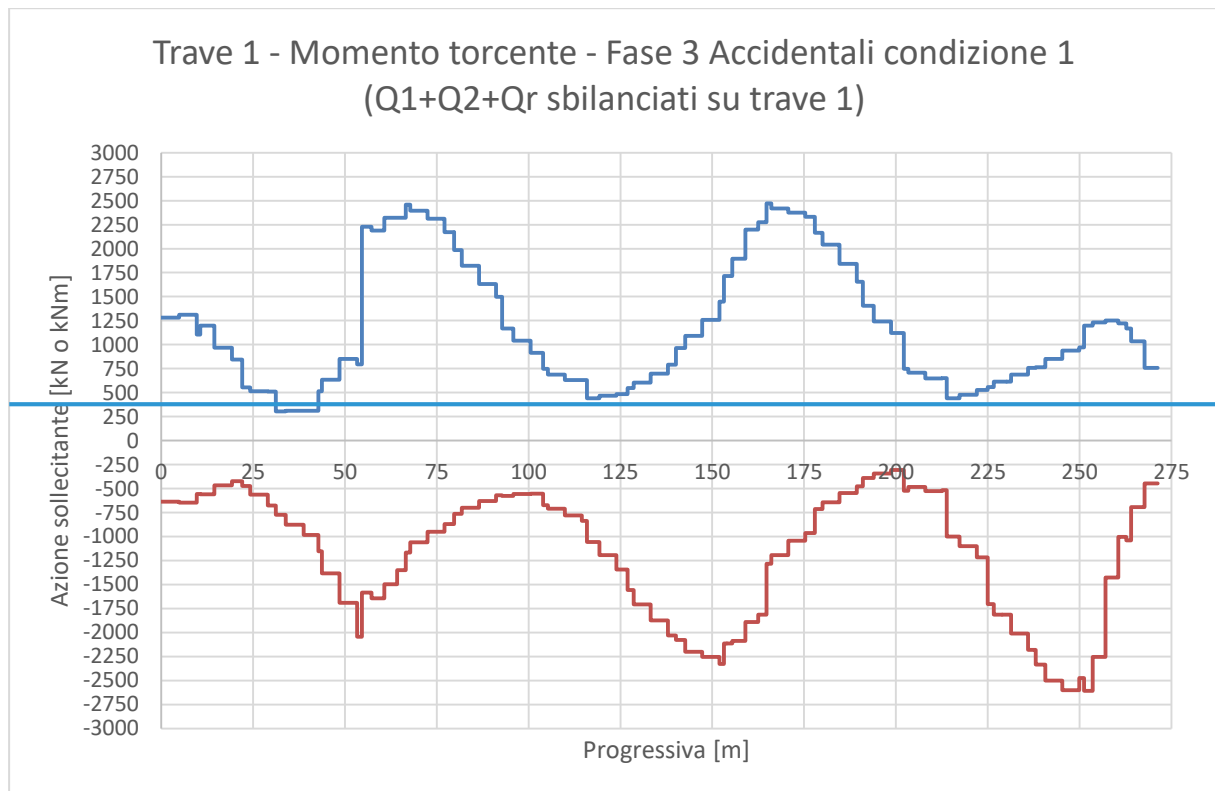




**Figura 97** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond2 (valido da UP6 a UP7) – T2



**Figura 98** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 1



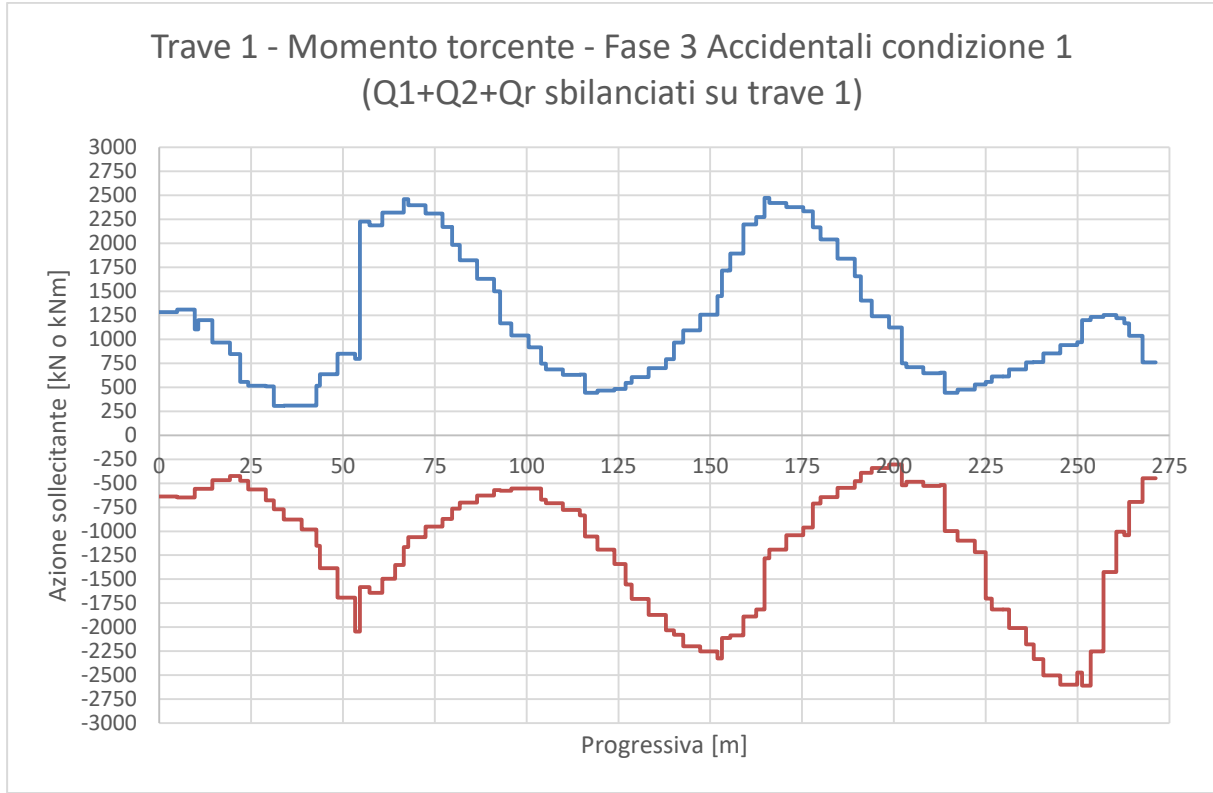
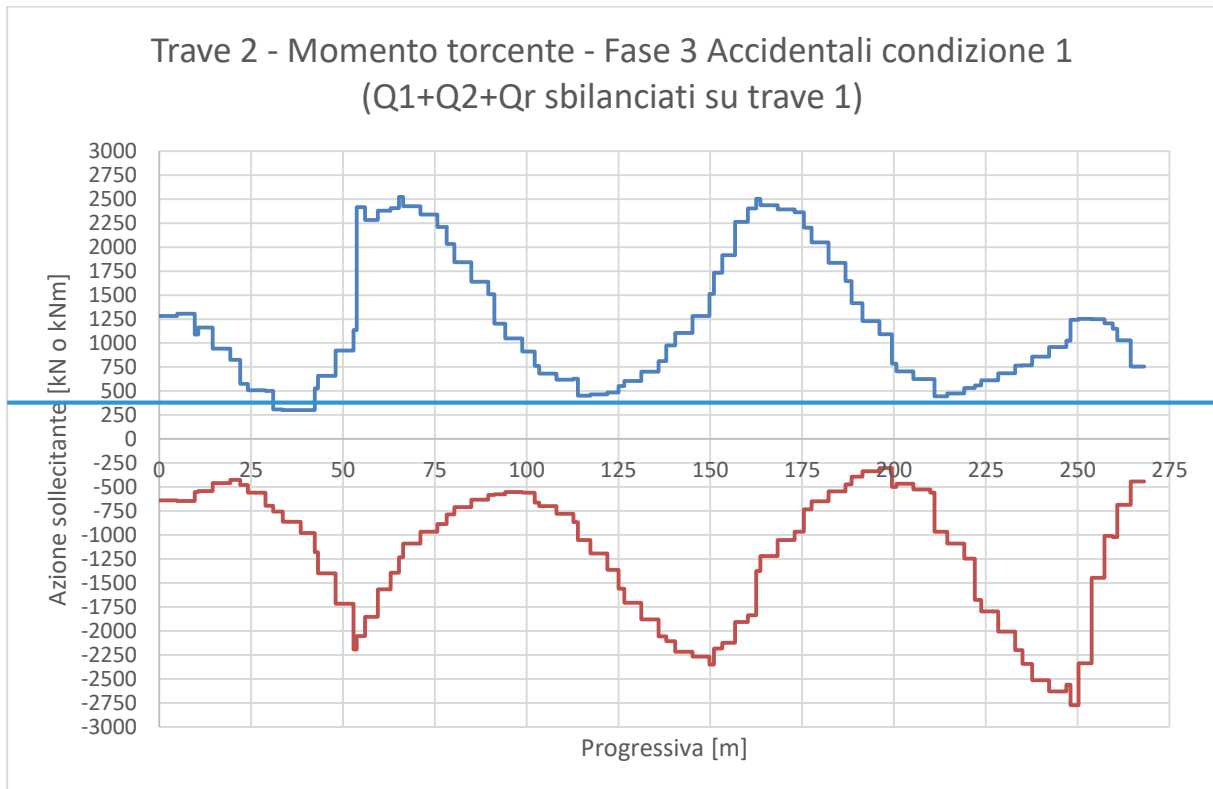
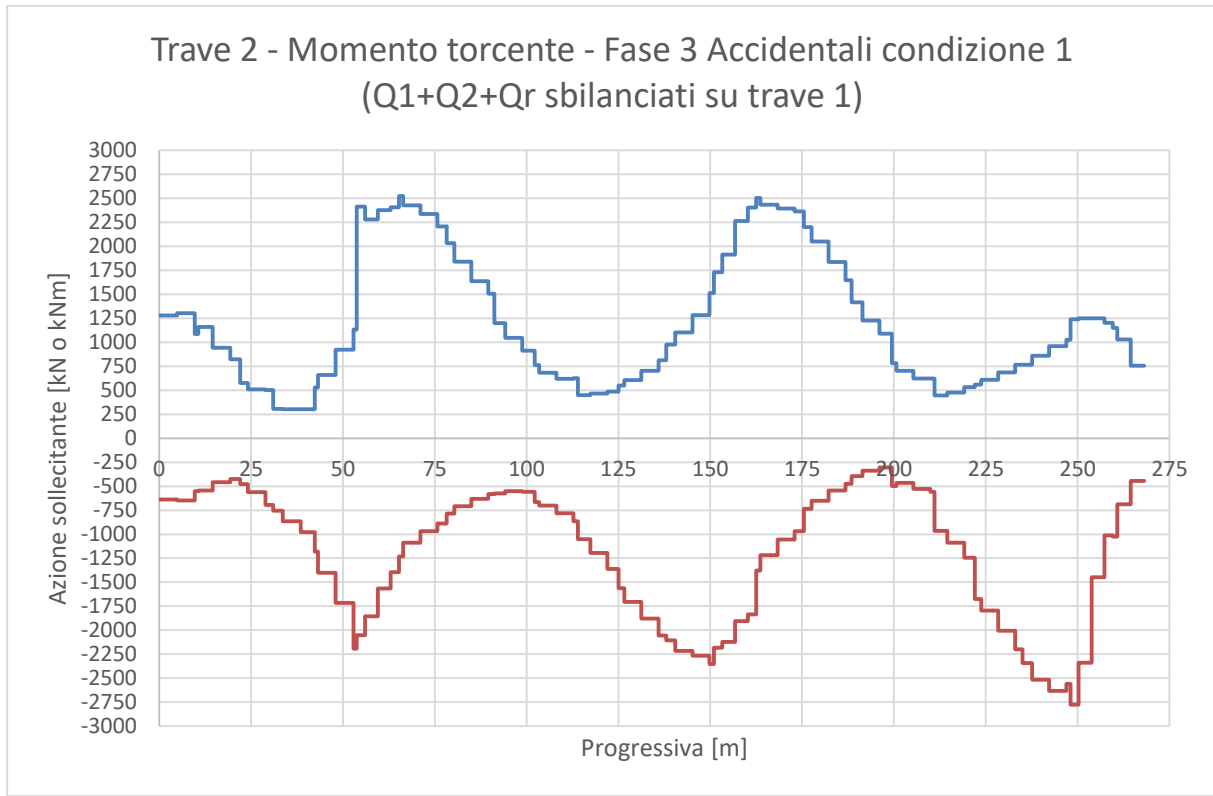
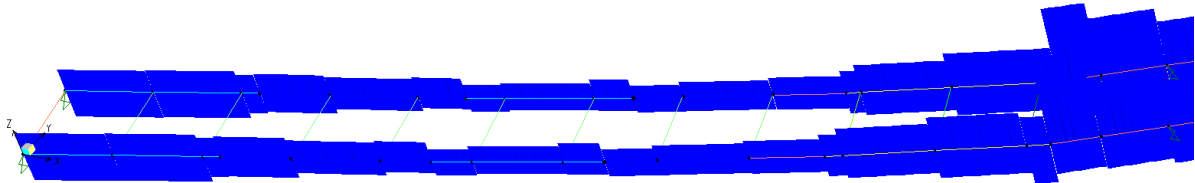


Figura 99 – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T1

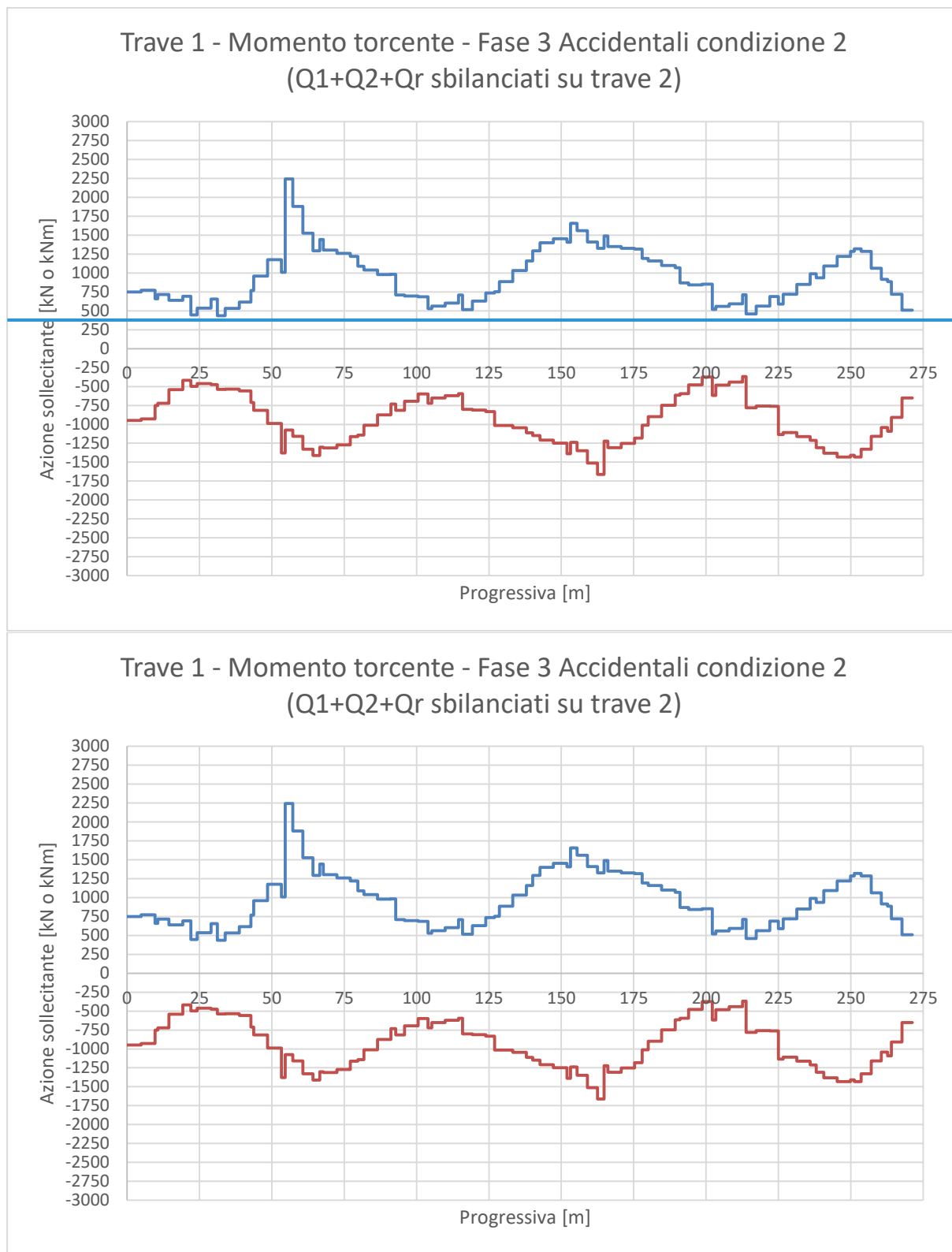




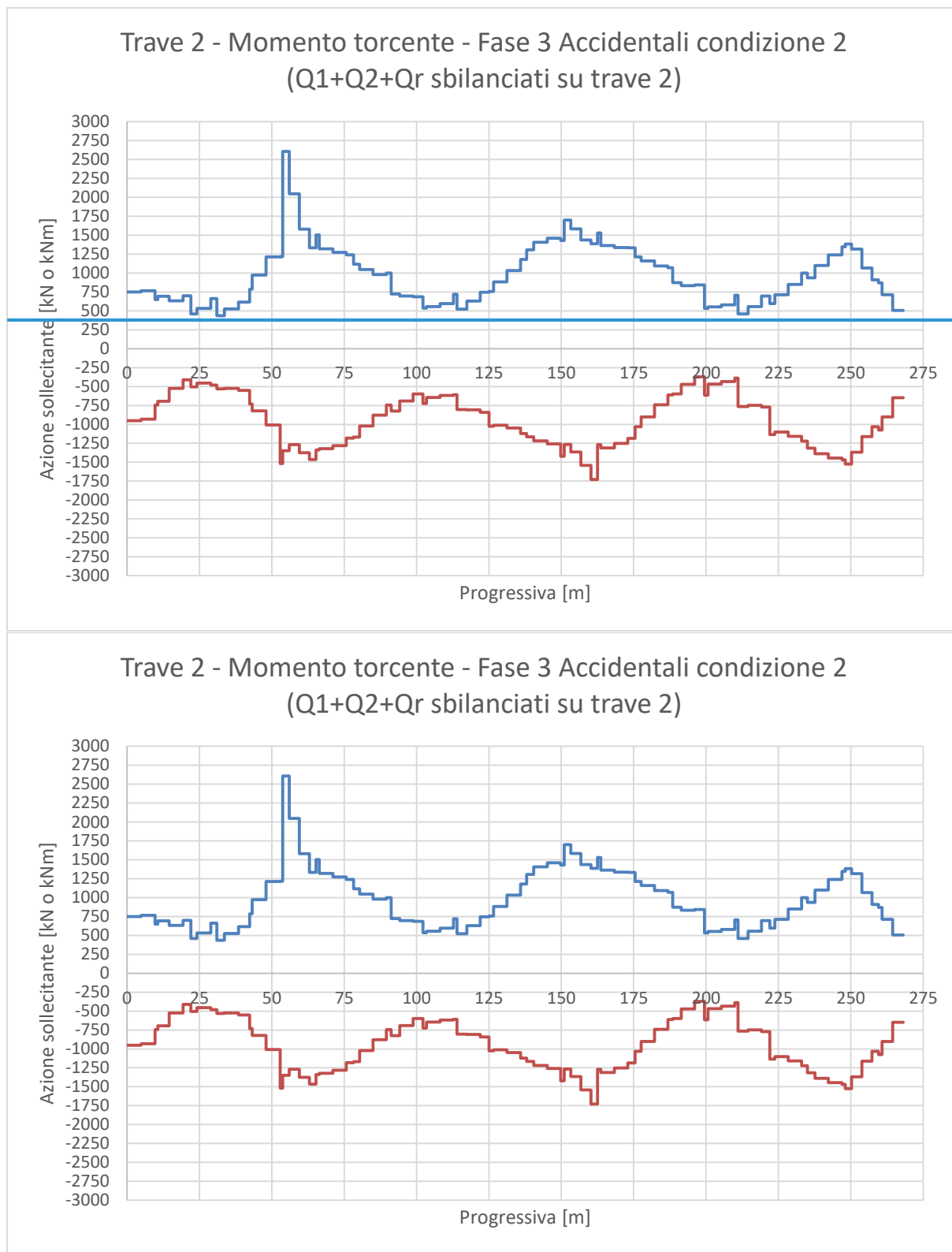
**Figura 100** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi Cond.1 (valido da UP6 a UP7) – T2



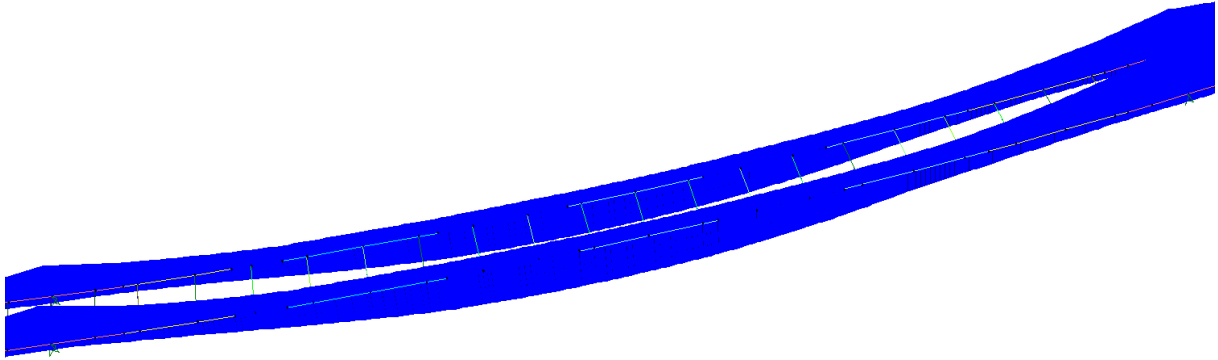
**Figura 101** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP6 a UP7) – Condizione 2



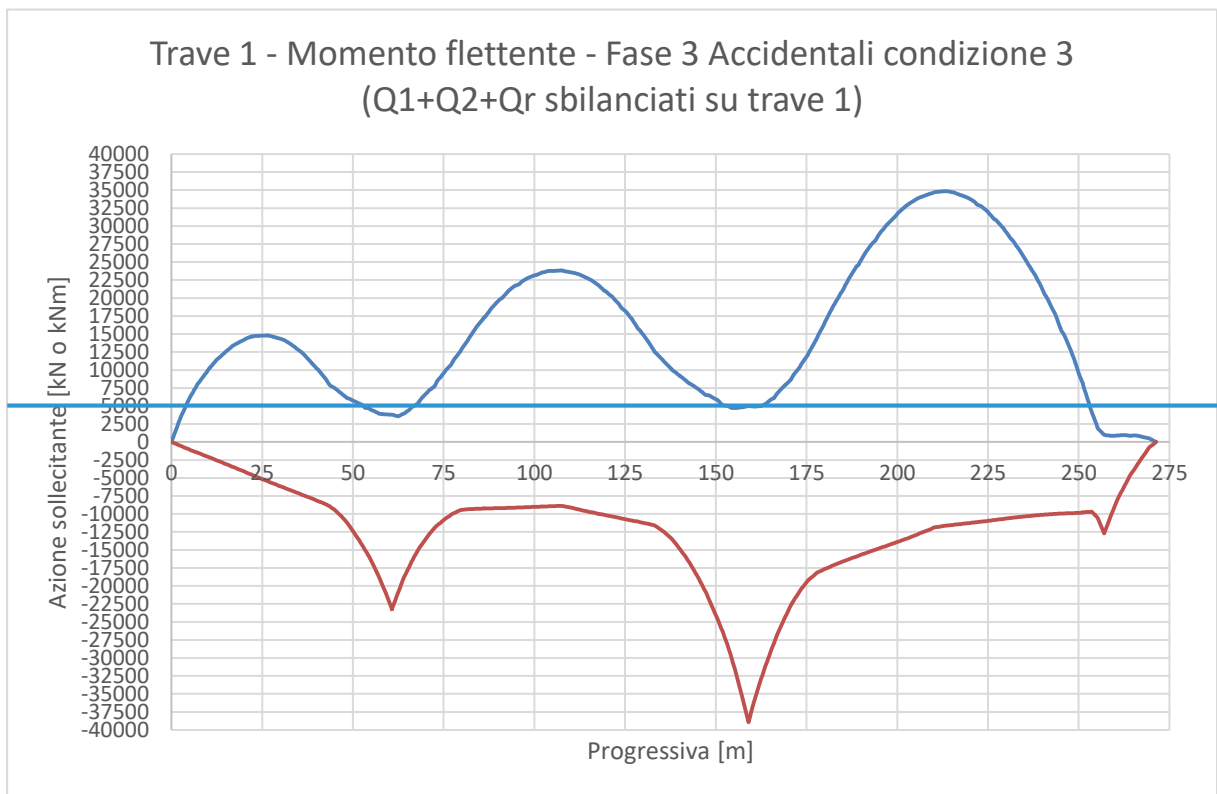
**Figura 102** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.2 (valido da UP6 a UP7) – T1

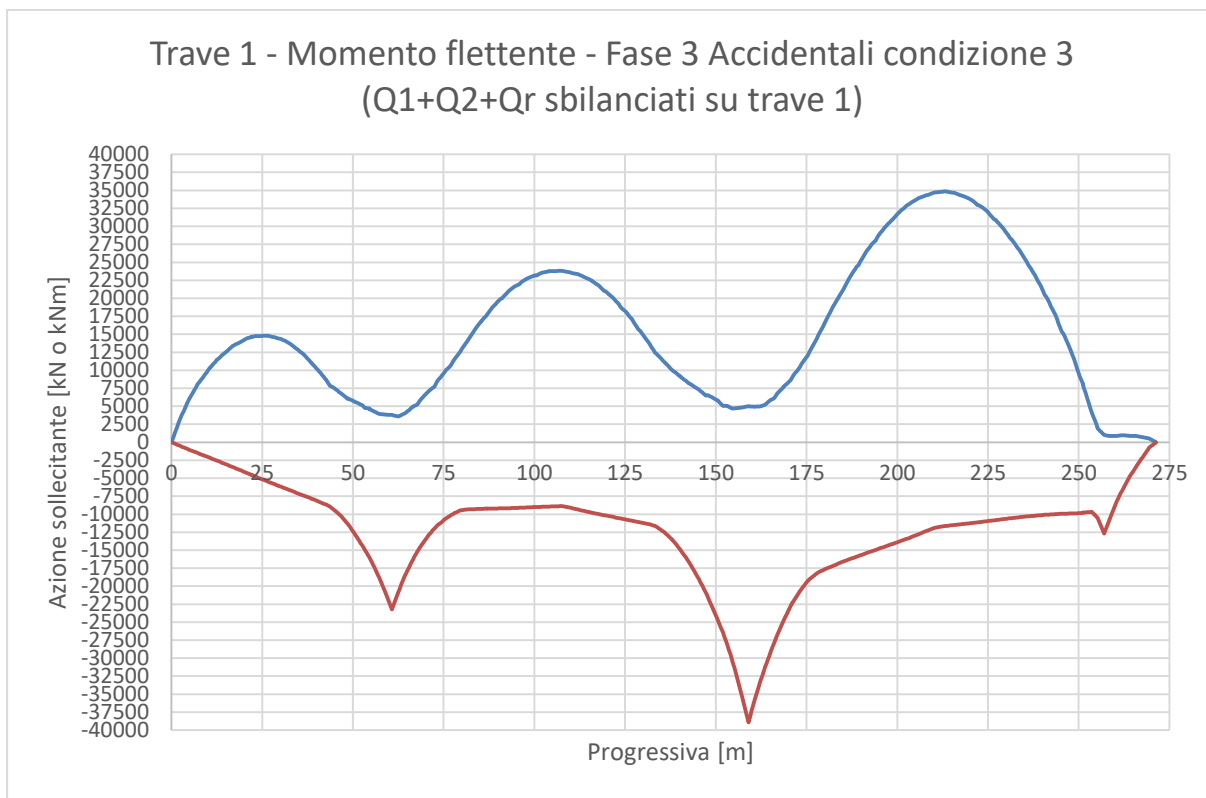


**Figura 103** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi Cond.2 (valido da UP6 a UP7) – T2

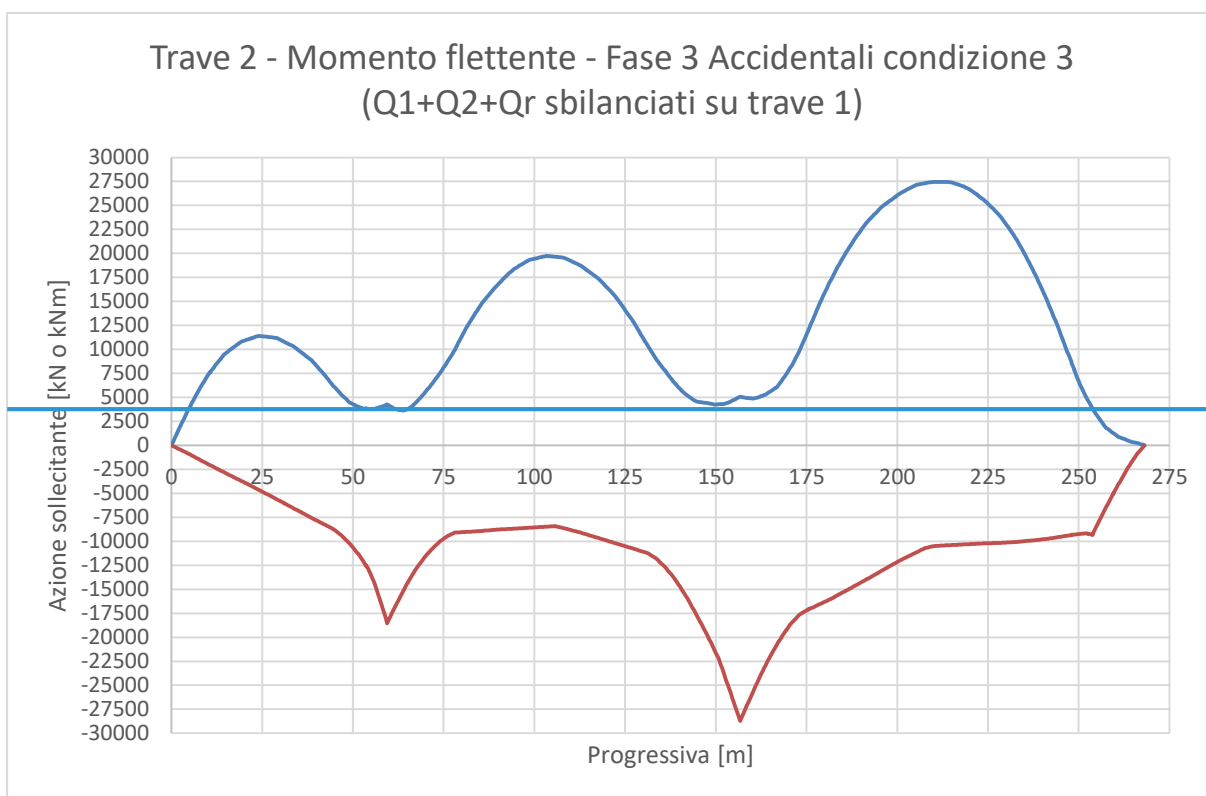
**7.1.6 Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da UP7 alla mezzeria della seconda campata)**

**Figura 104** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3

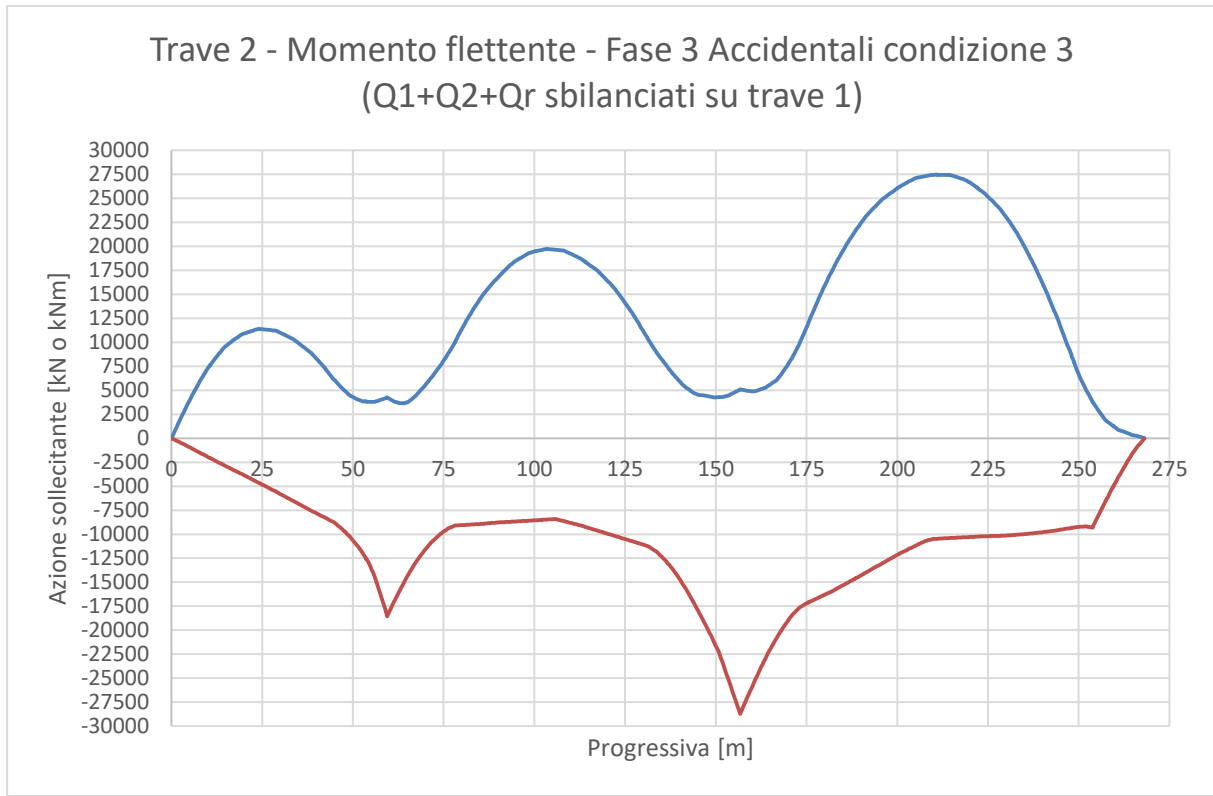




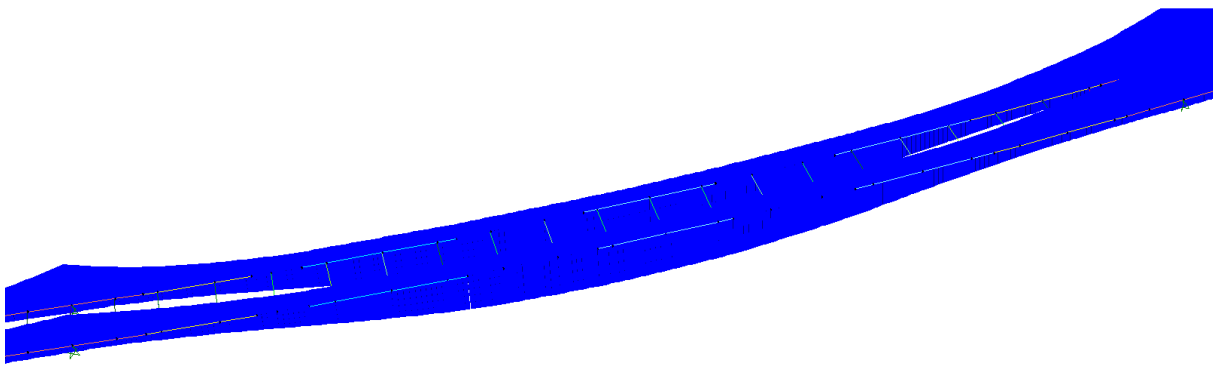
**Figura 105** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1



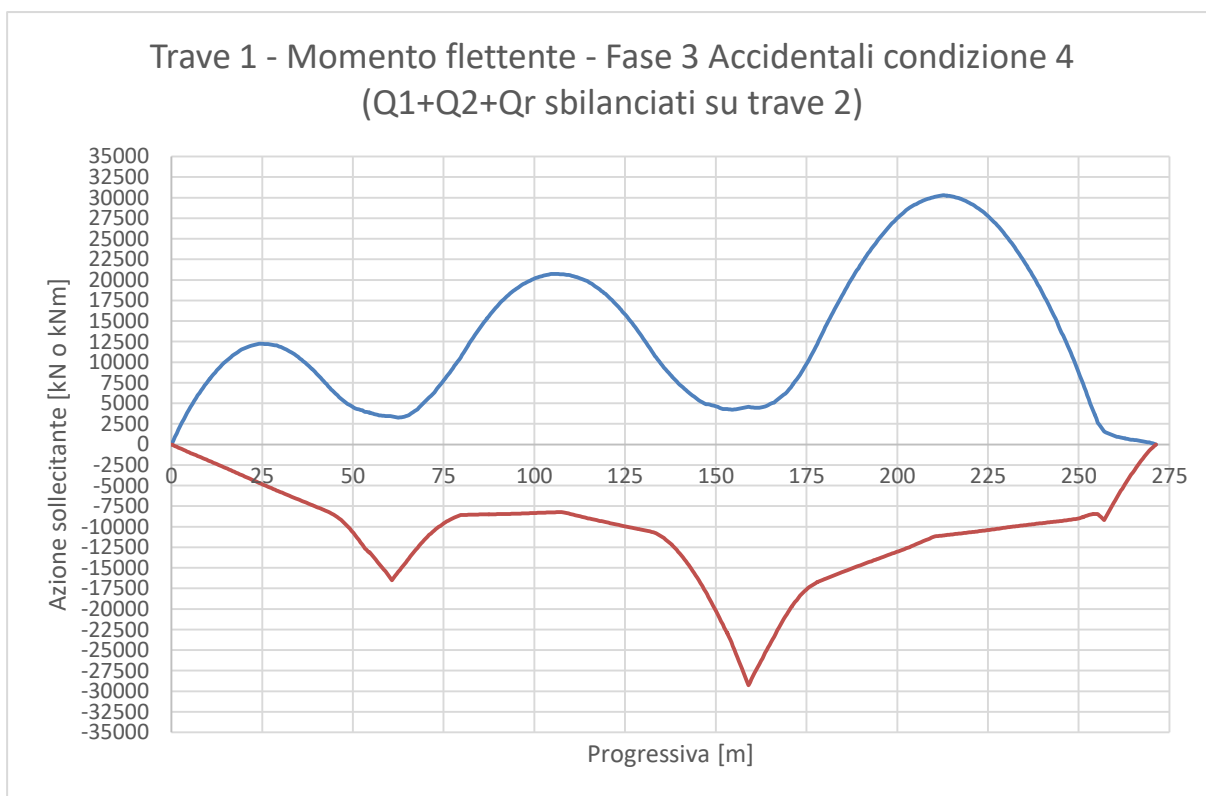
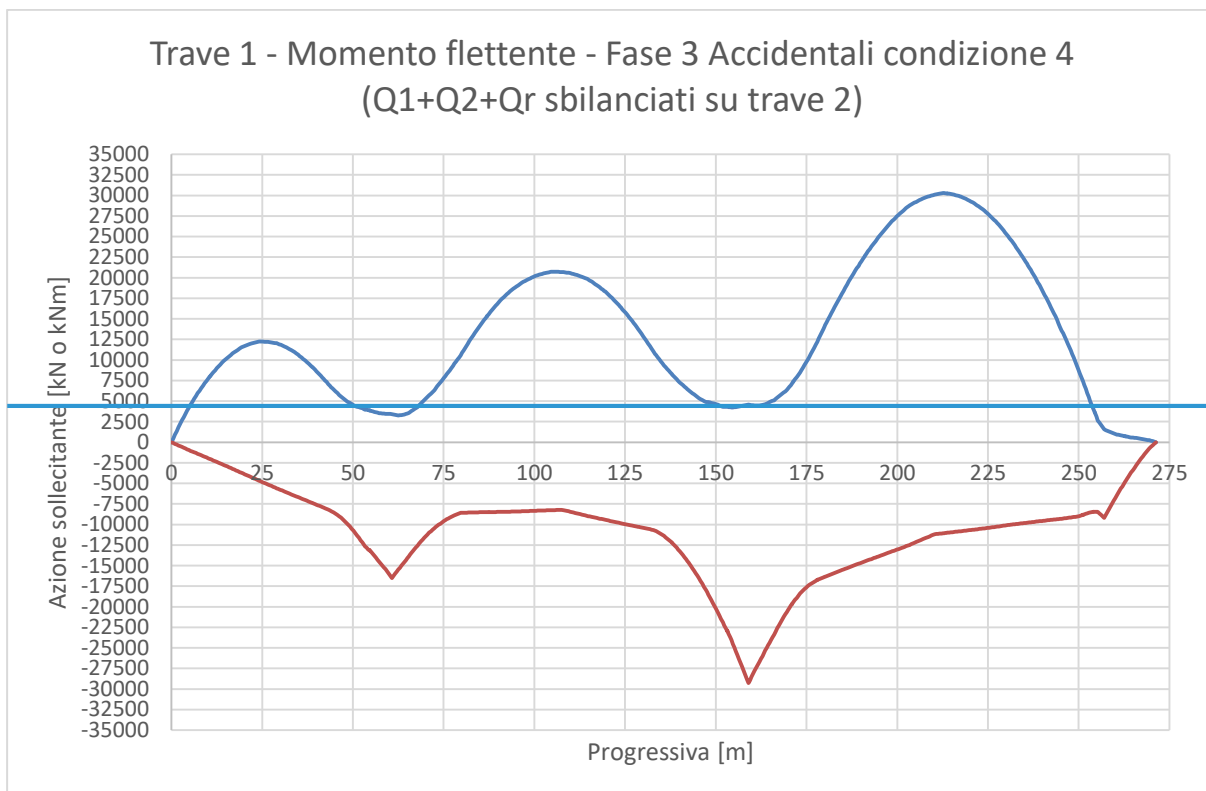




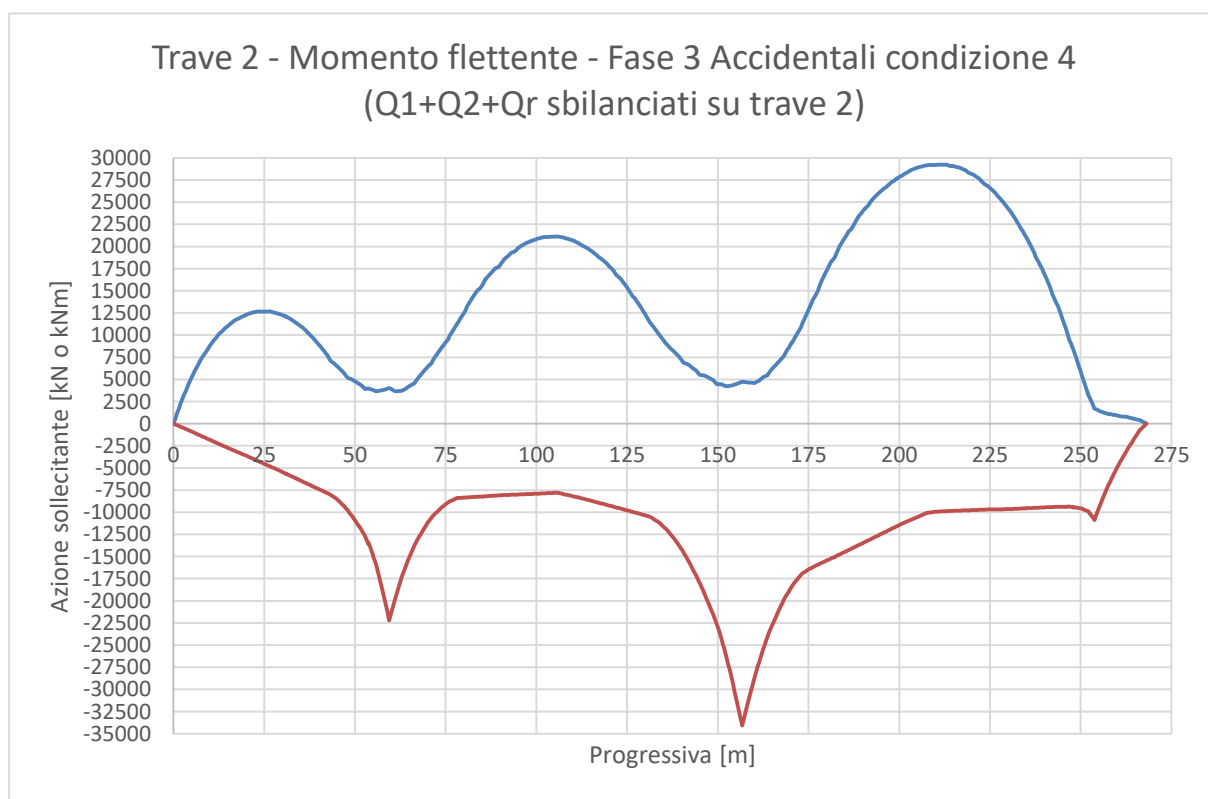
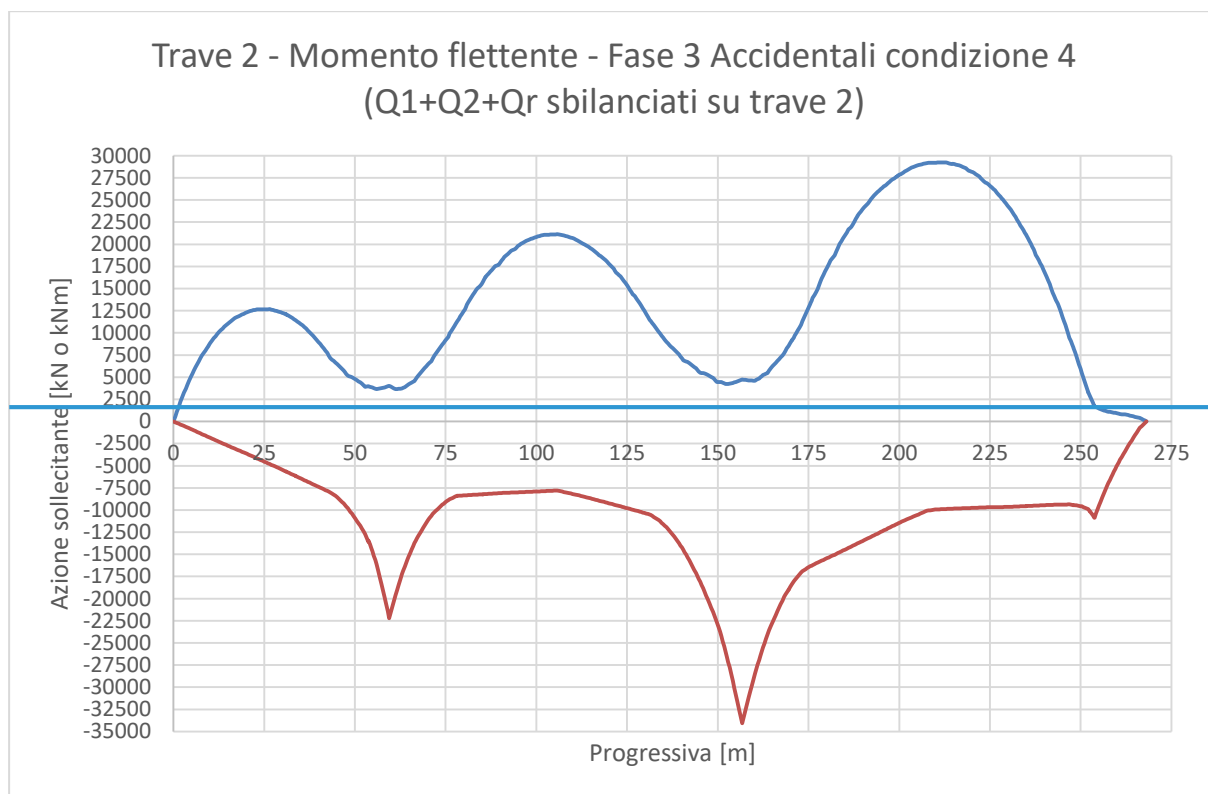
**Figura 106** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2



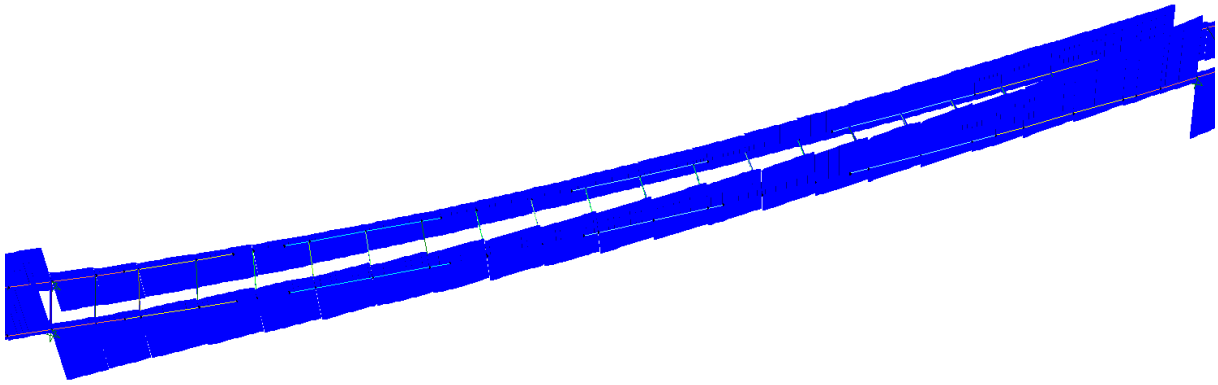
**Figura 107** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4



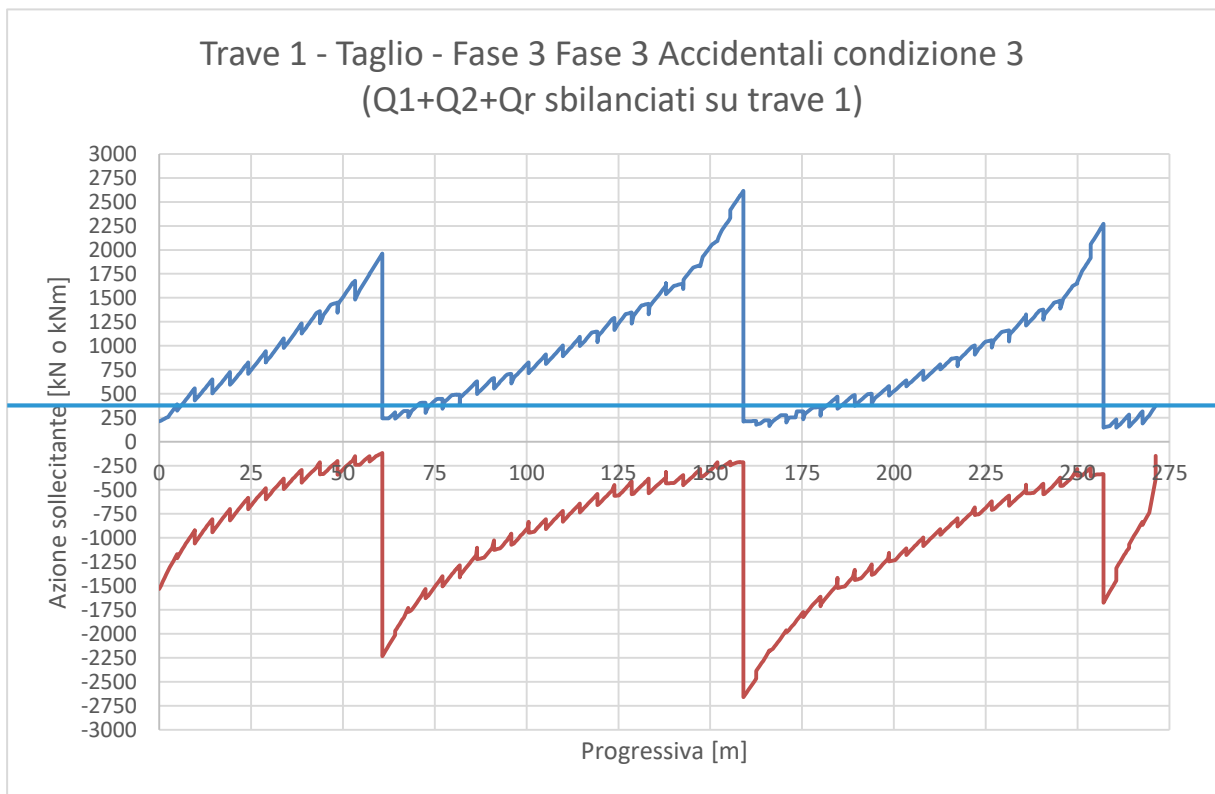
**Figura 108** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1

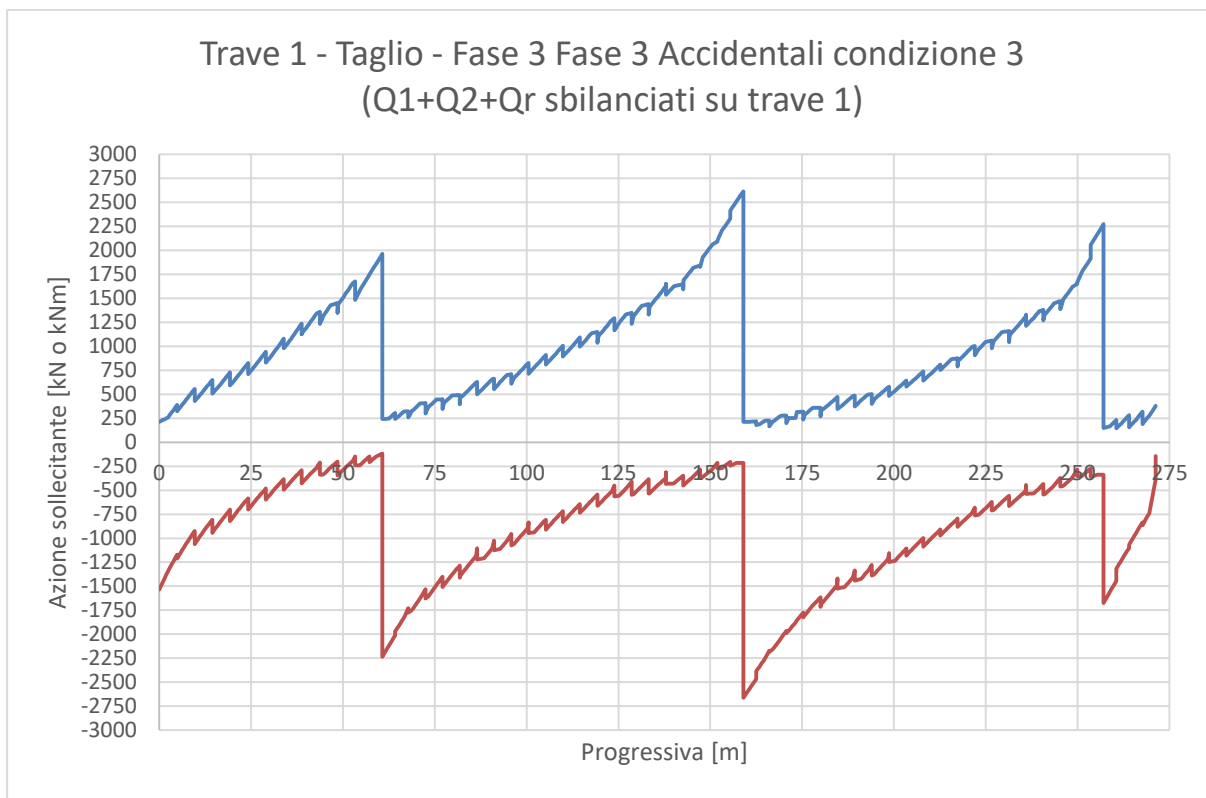


**Figura 109** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

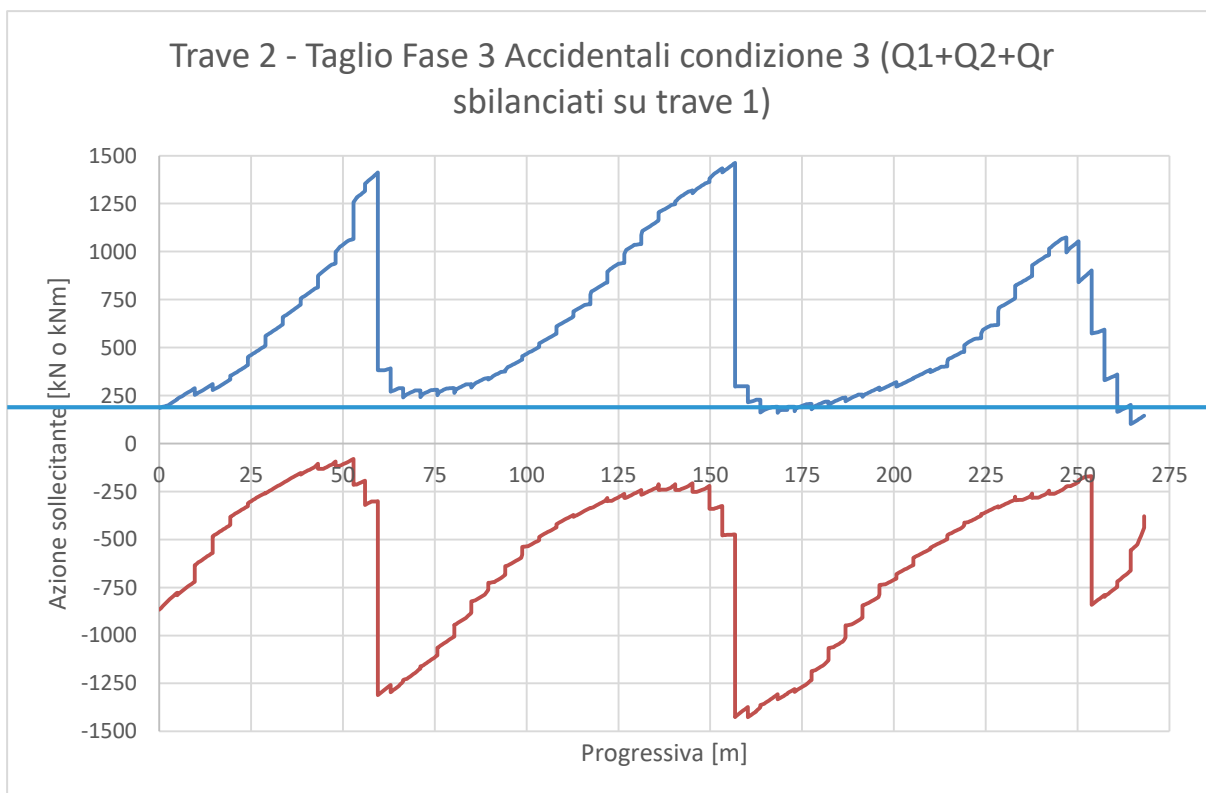


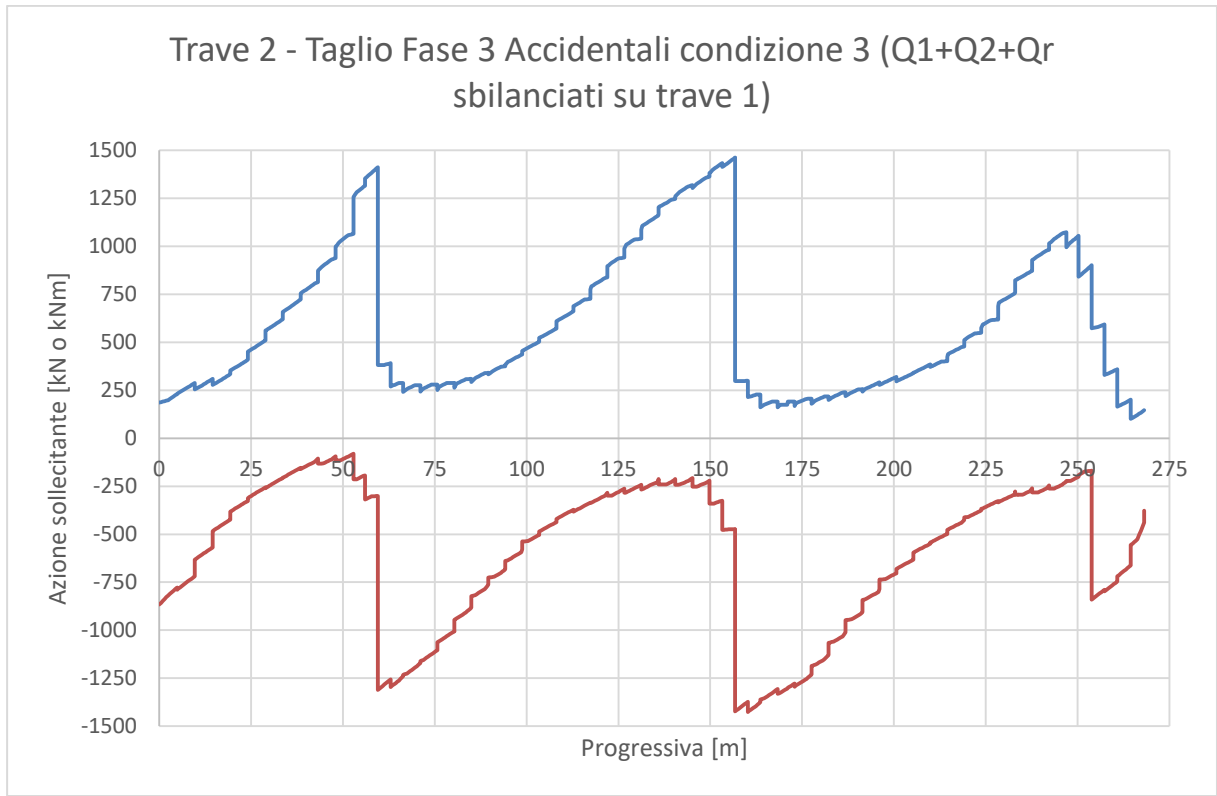
**Figura 110** – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3



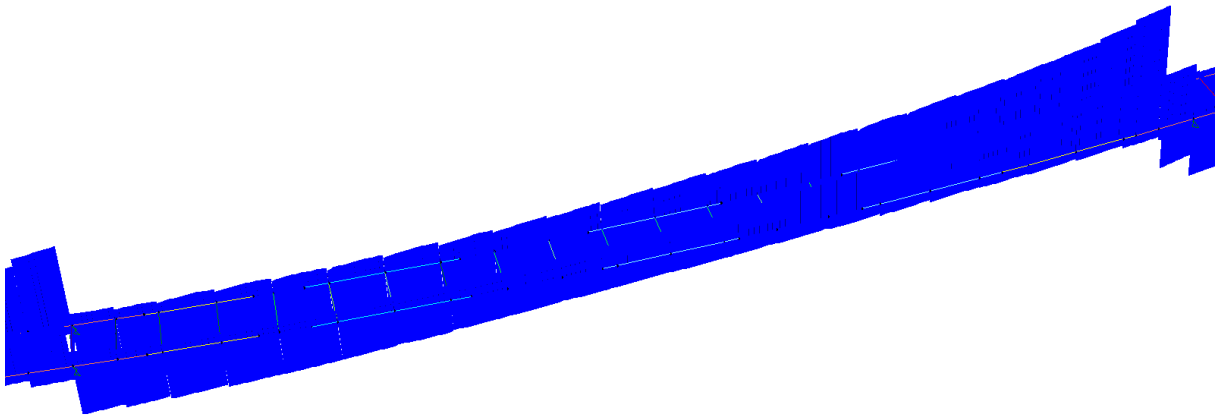


**Figura 111** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1

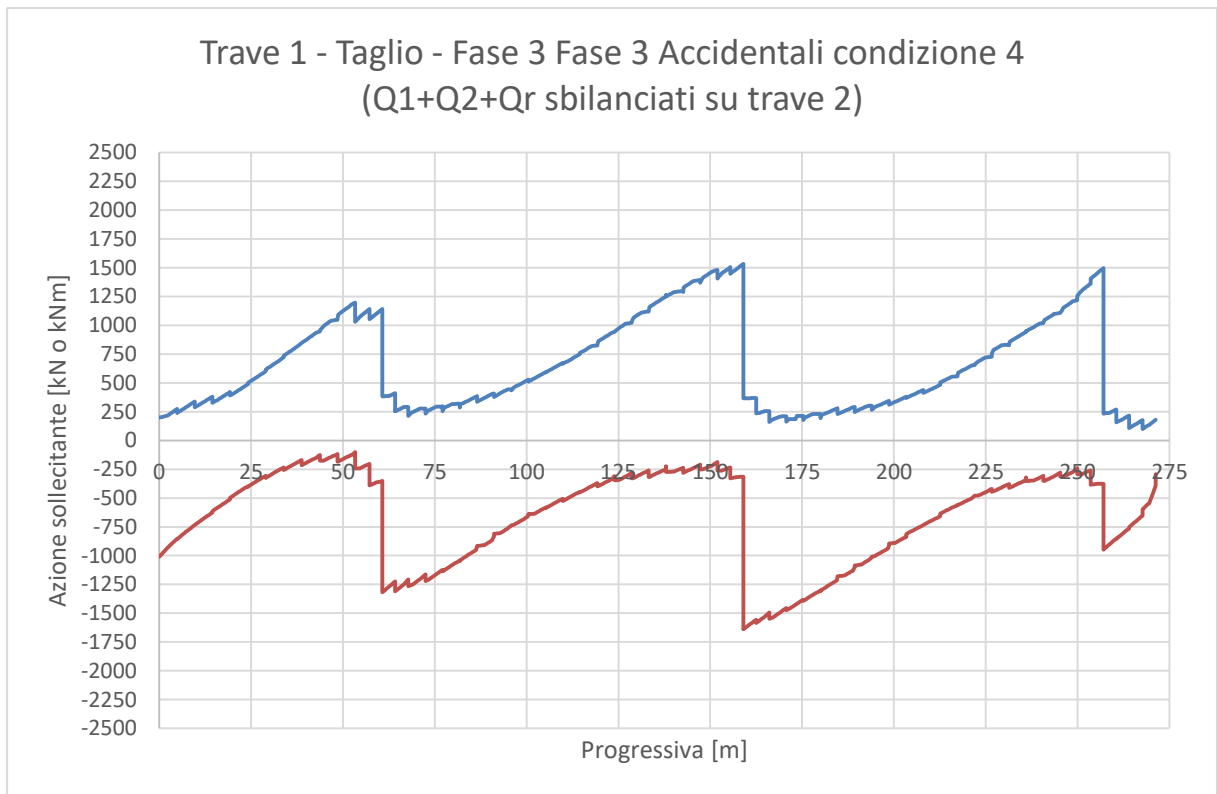
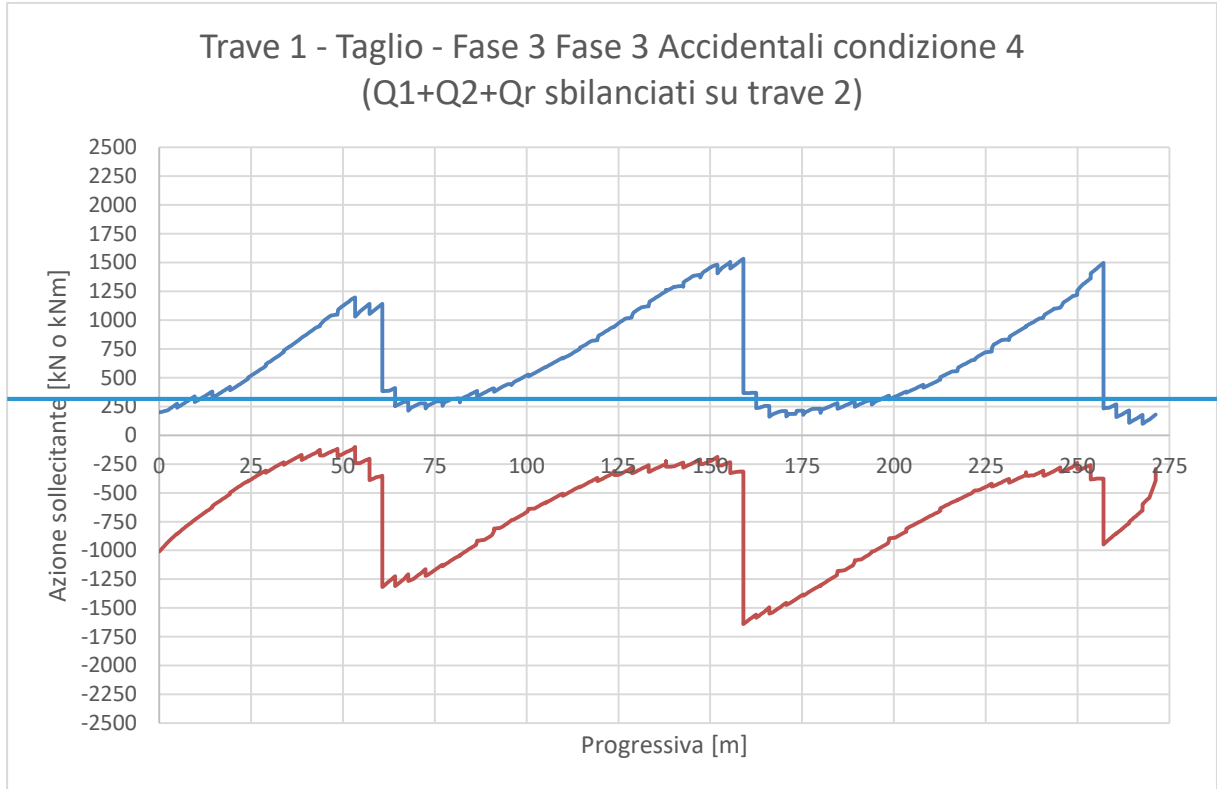




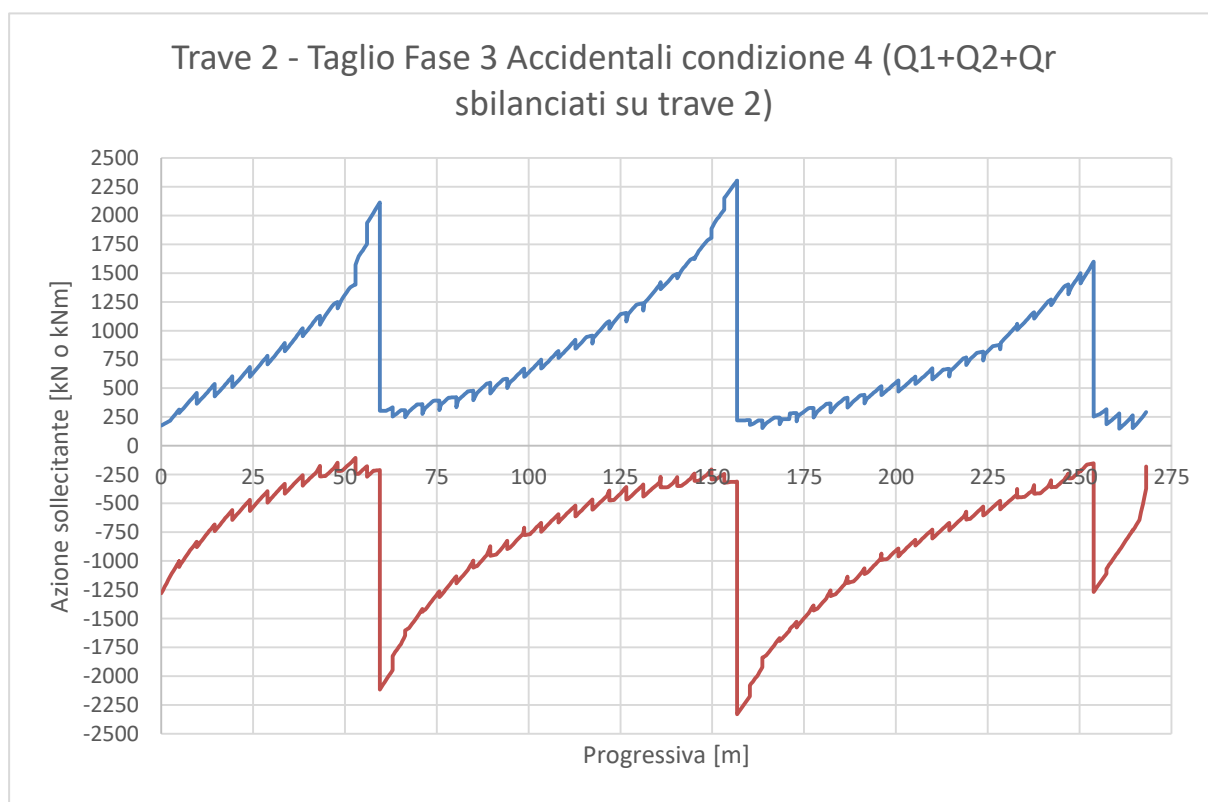
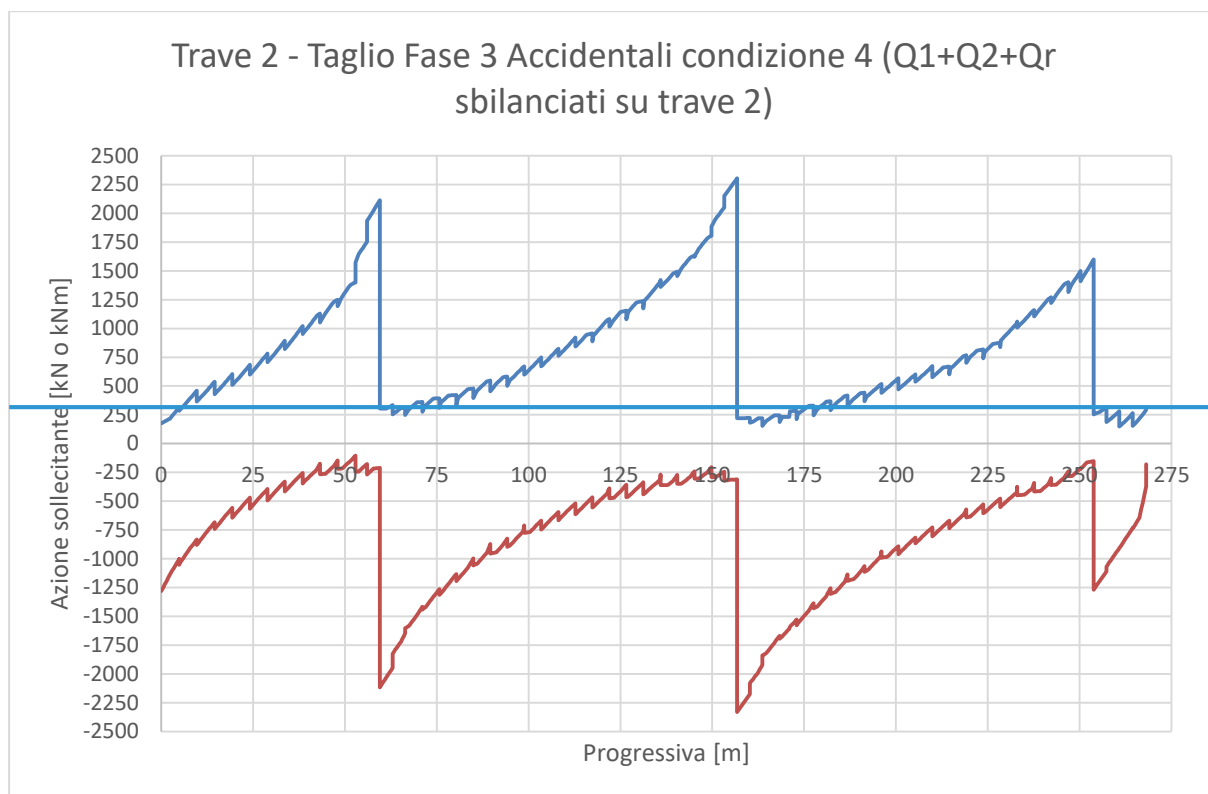
**Figura 112** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2



**Figura 113** – Taglio per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4

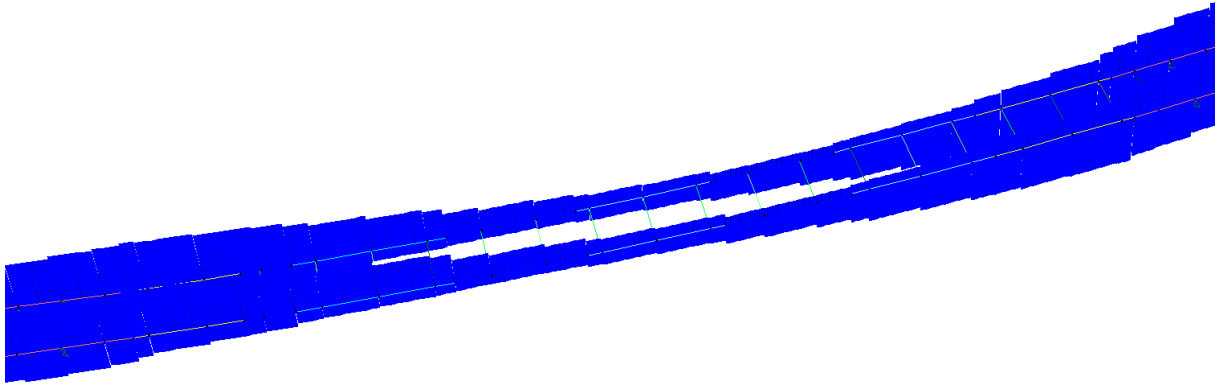


**Figura 114** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1

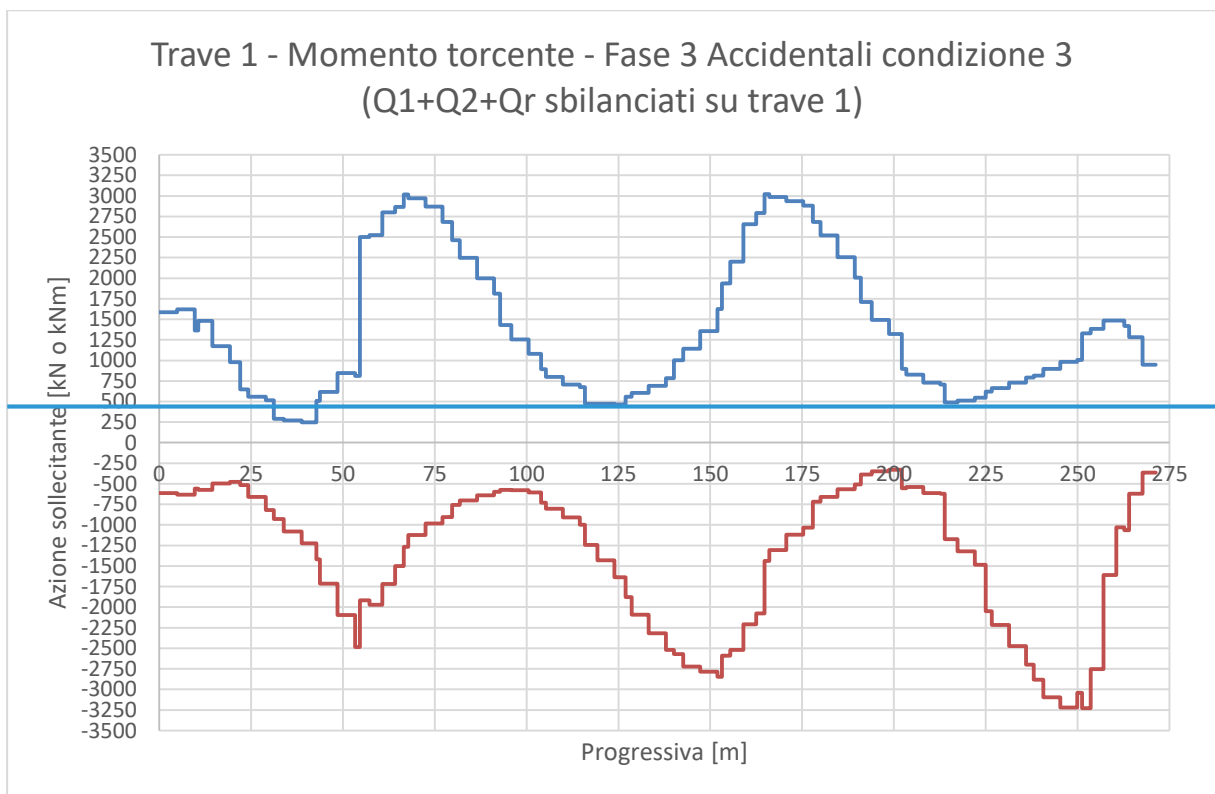


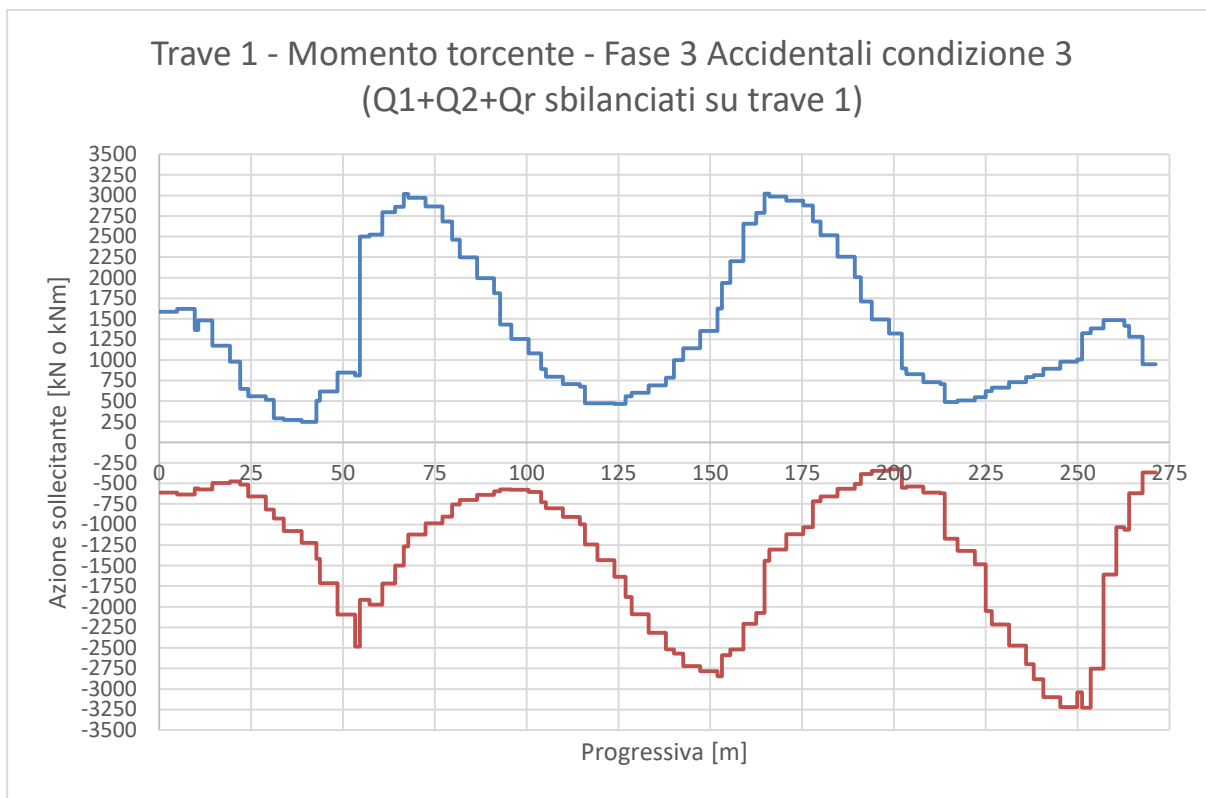
**Figura 115** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2



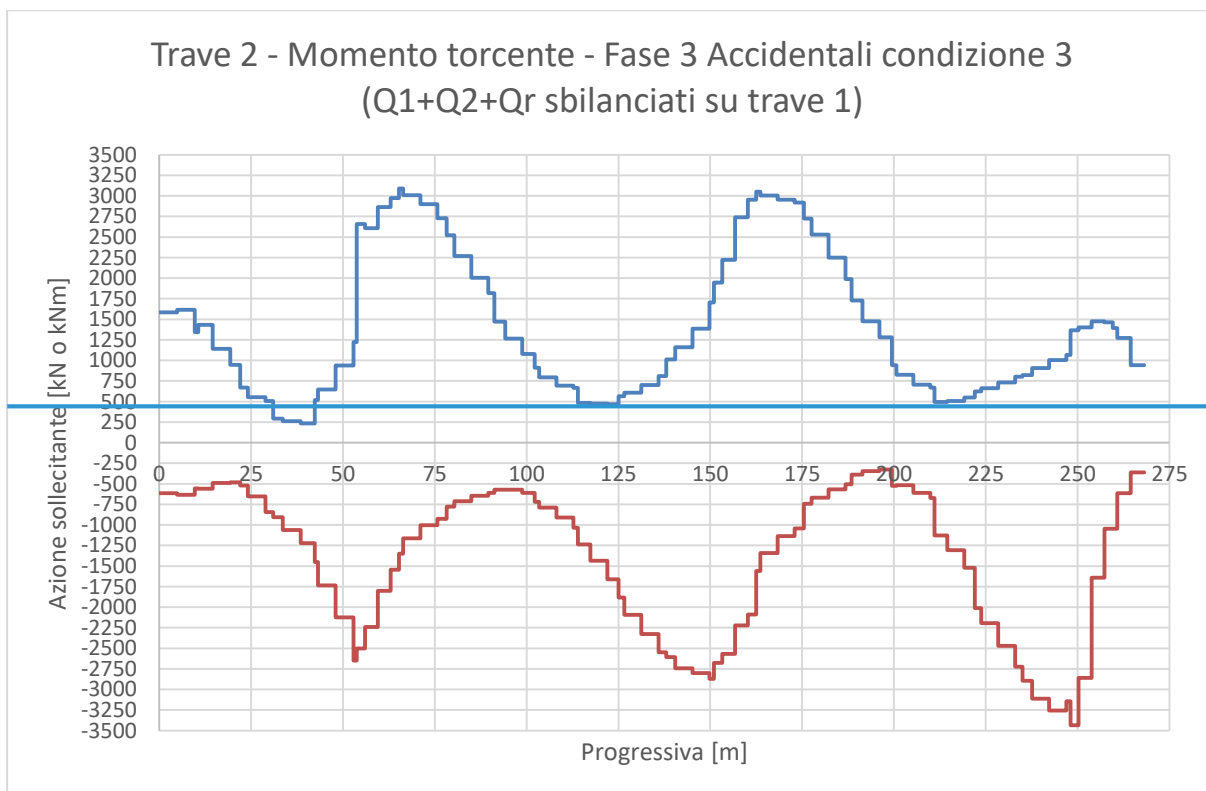


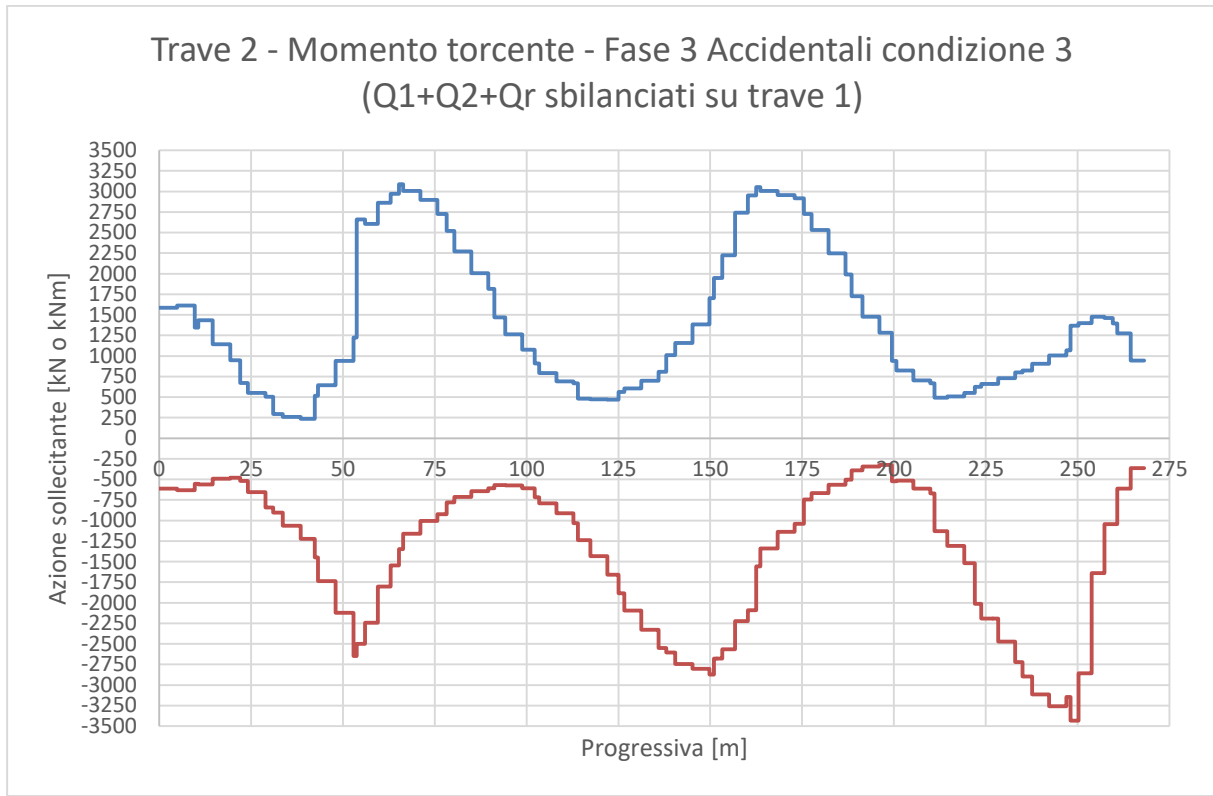
**Figura 116** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 3



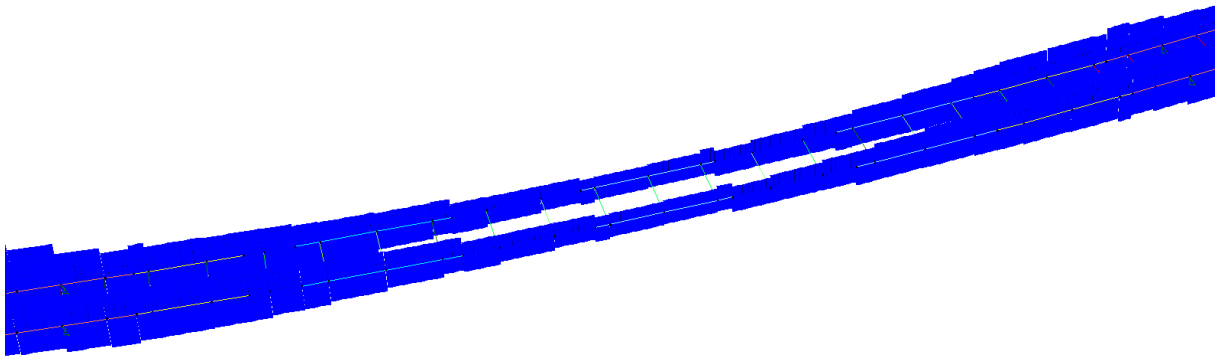


**Figura 117** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1



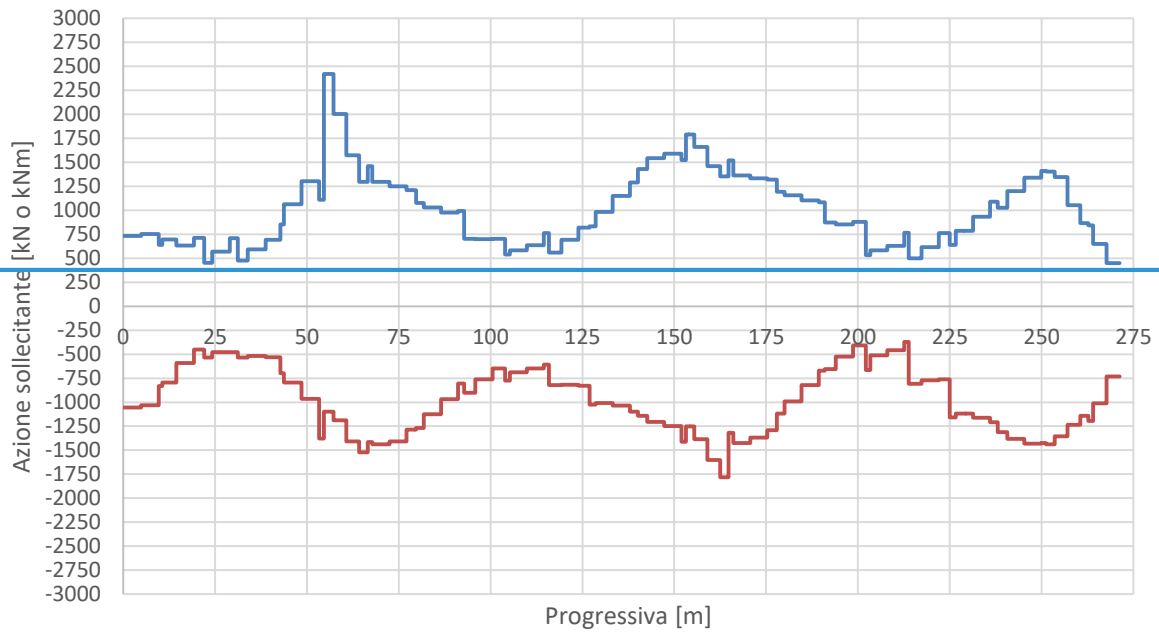


**Figura 118** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond.3 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

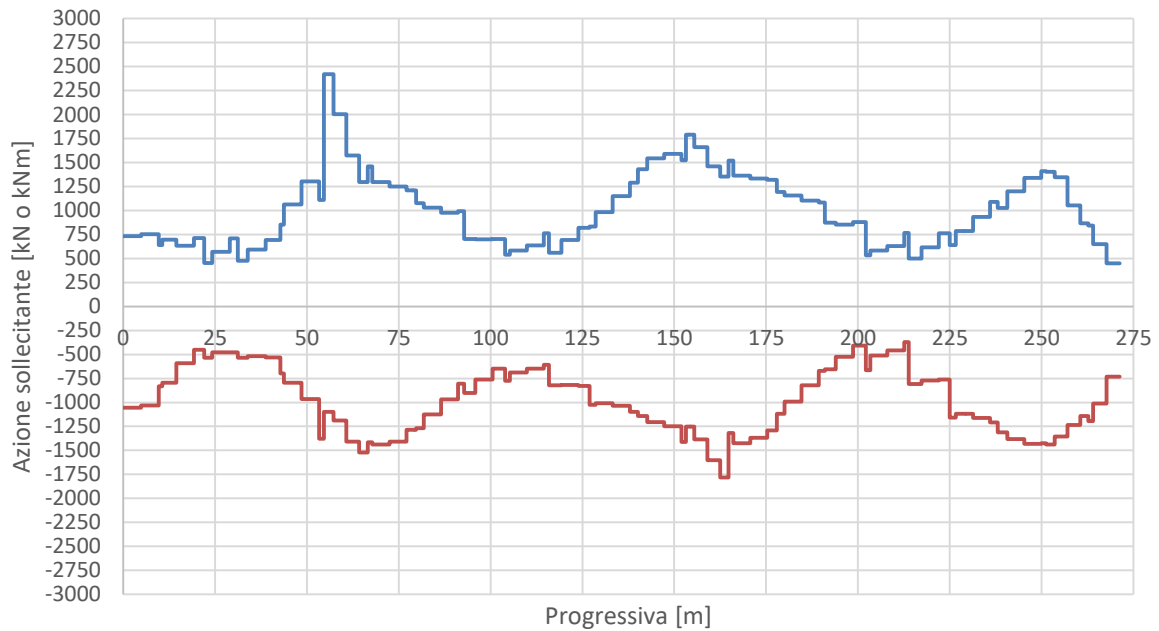


**Figura 119** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Condizione 4

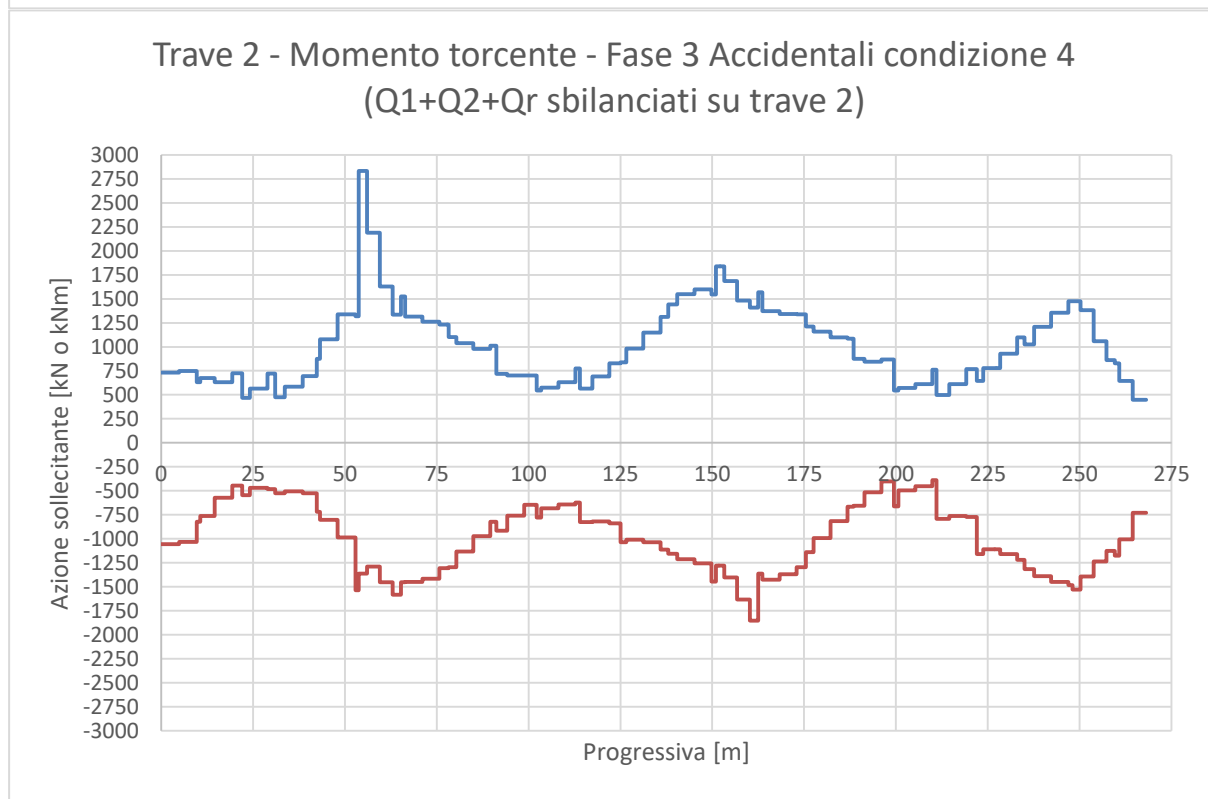
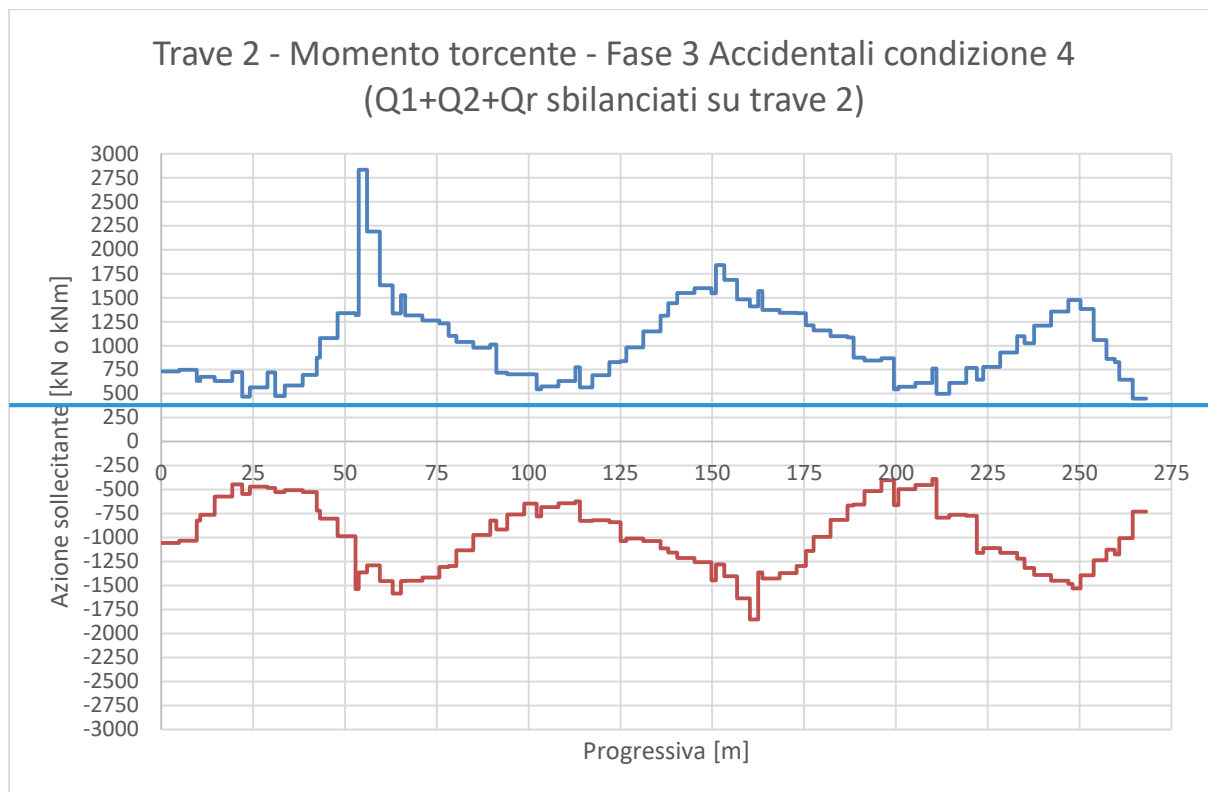
Trave 1 - Momento torcente - Fase 3 Accidentali condizione 4  
(Q1+Q2+Qr sbilanciati su trave 2)



Trave 1 - Momento torcente - Fase 3 Accidentali condizione 4  
(Q1+Q2+Qr sbilanciati su trave 2)



**Figura 120** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzì – Cond.4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1



**Figura 121** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzì – Cond.4 (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

### 7.1.7 Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi dalla mezzeria della seconda campata alla fine)

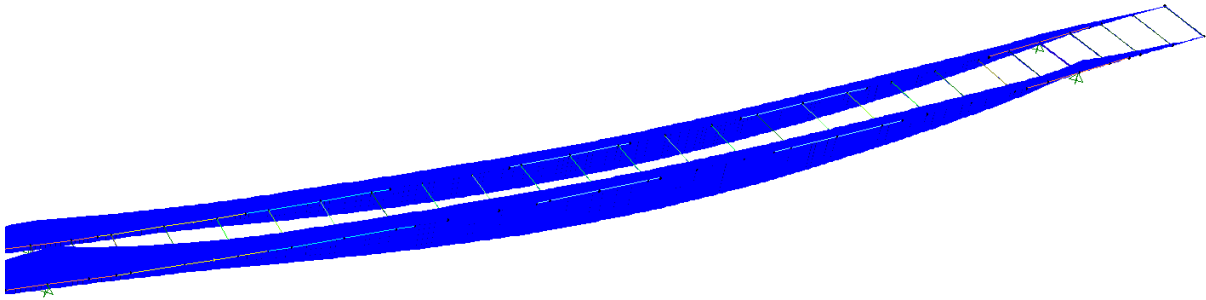
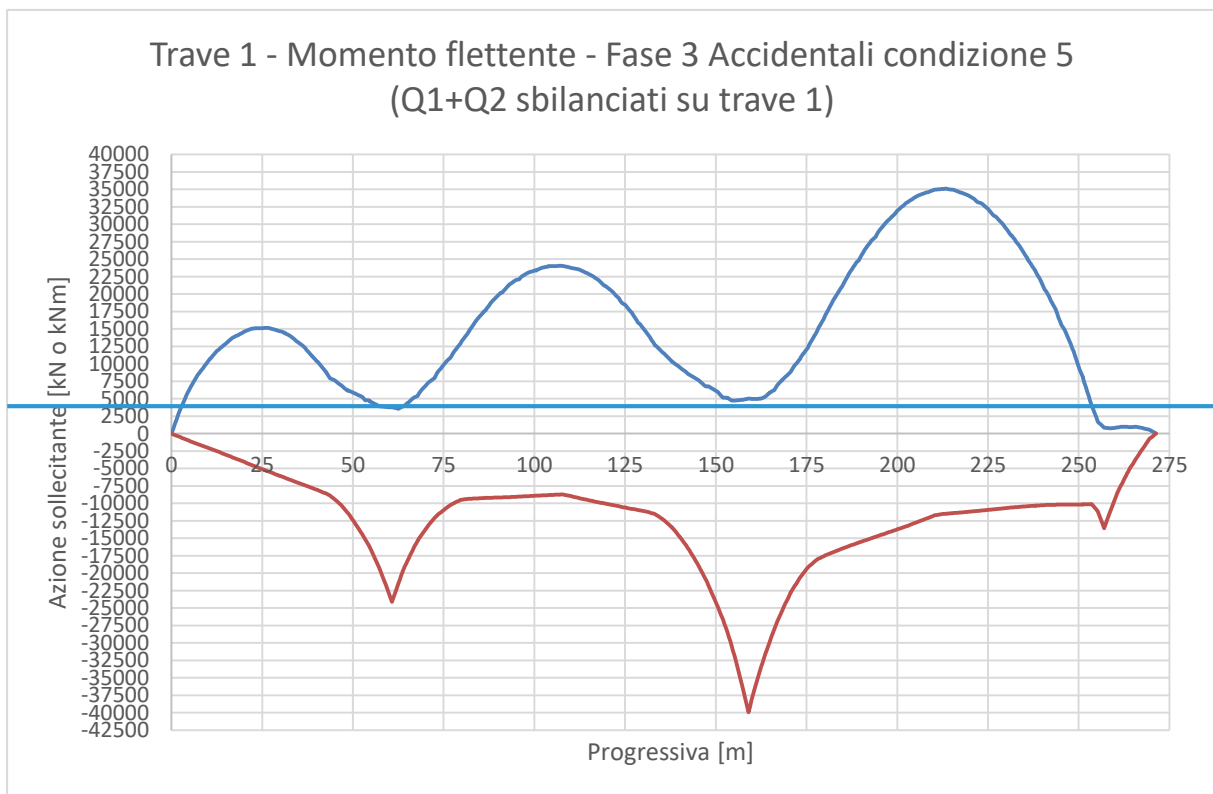
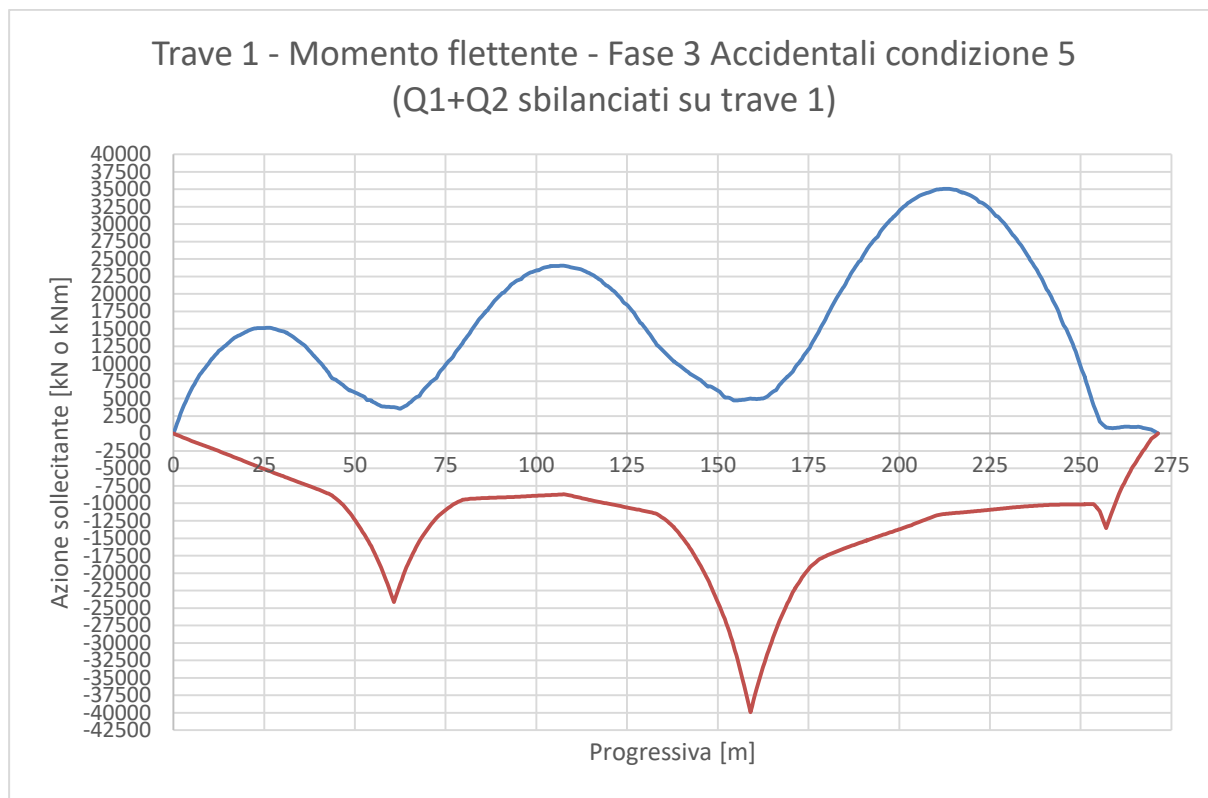
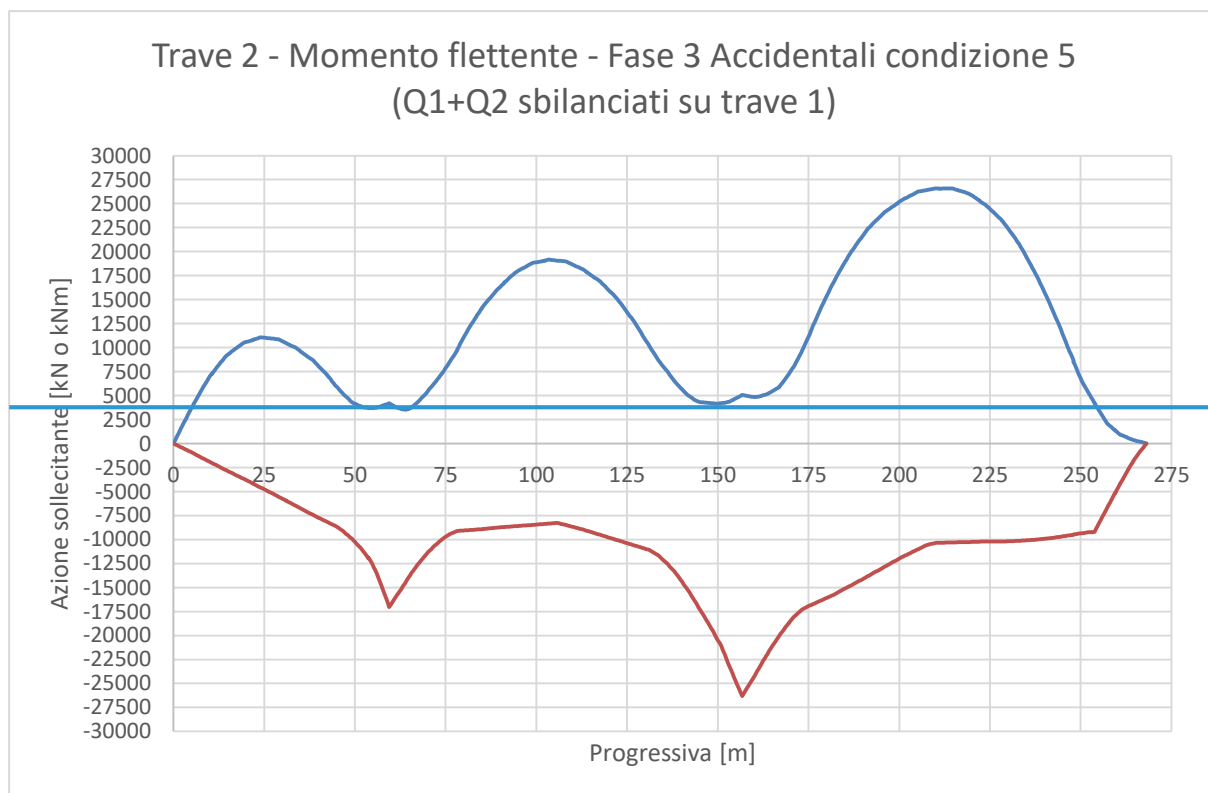


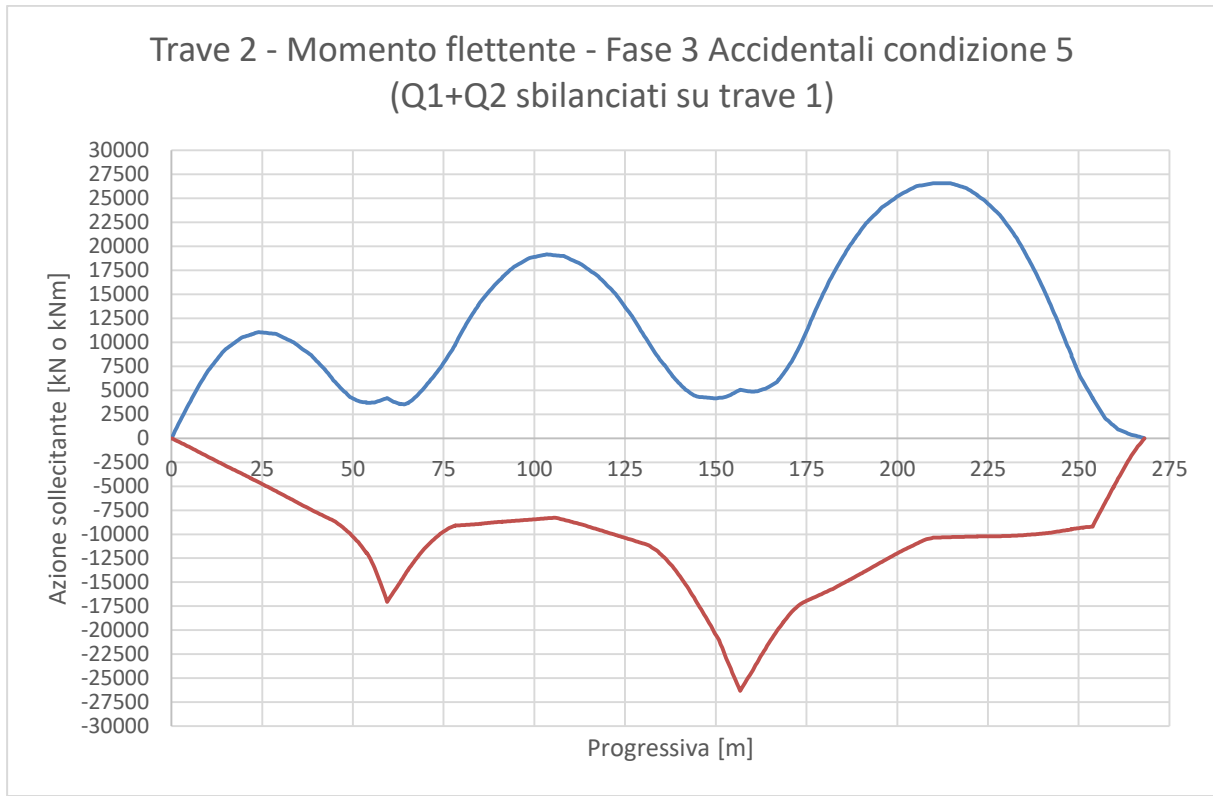
Figura 122 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5



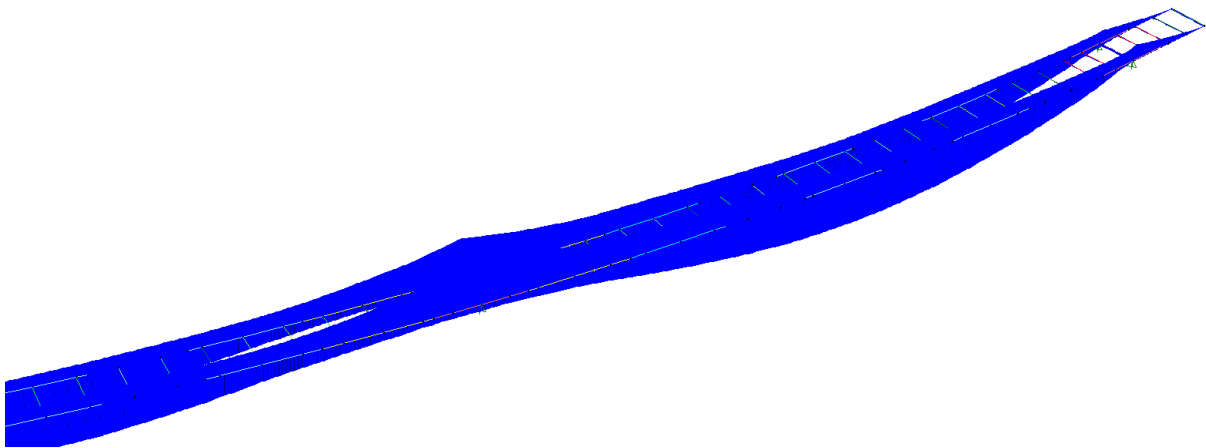


**Figura 123** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1



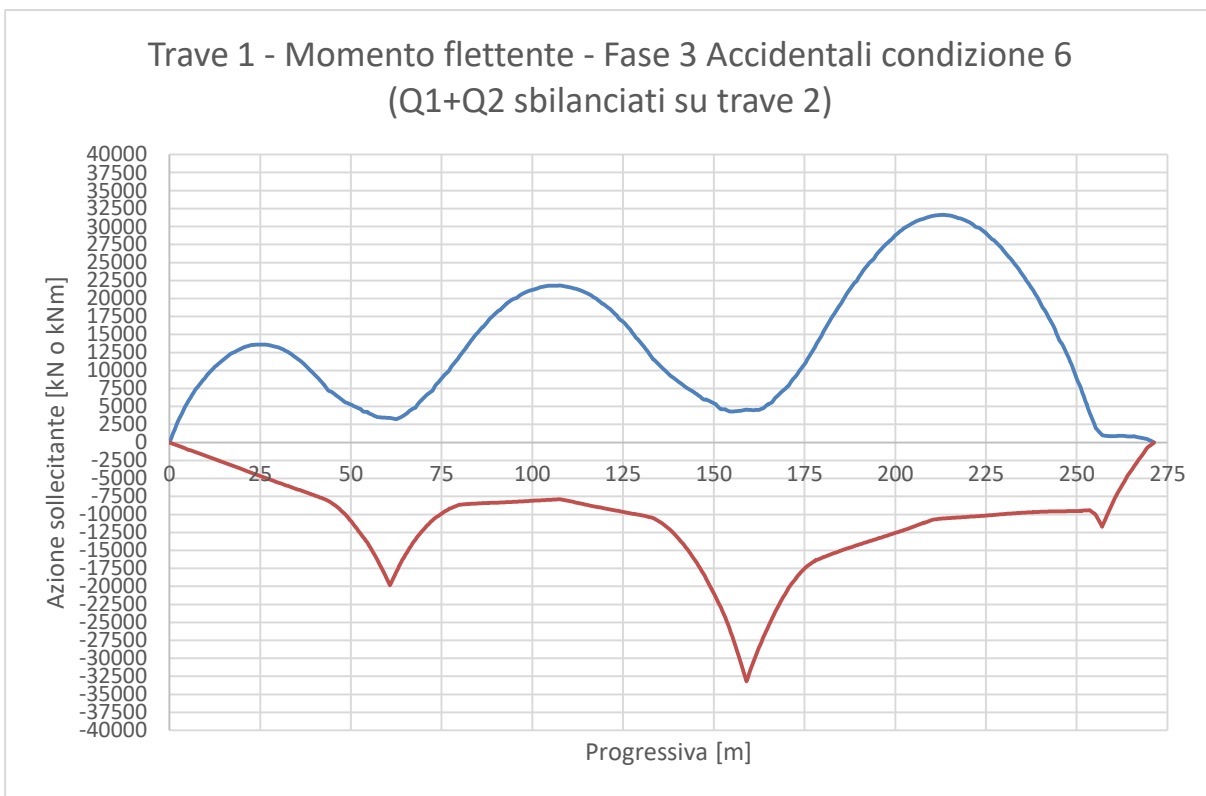
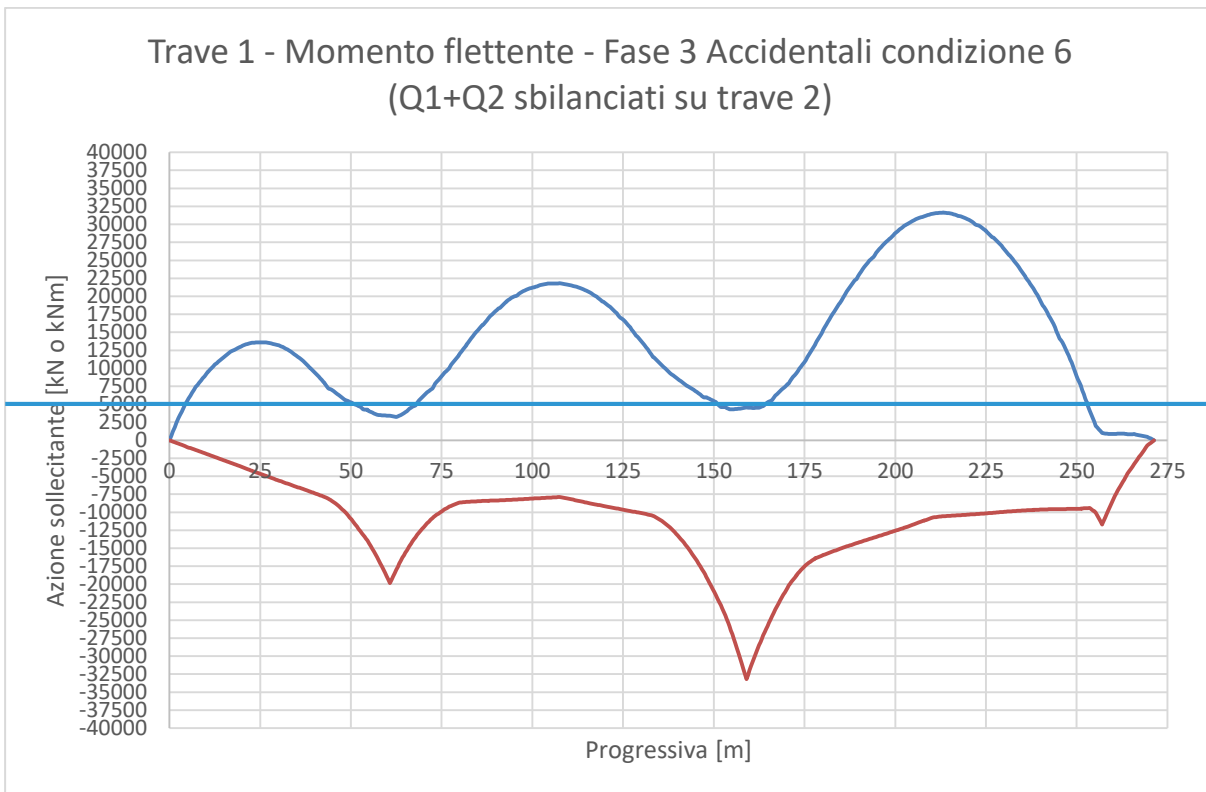


**Figura 124** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2

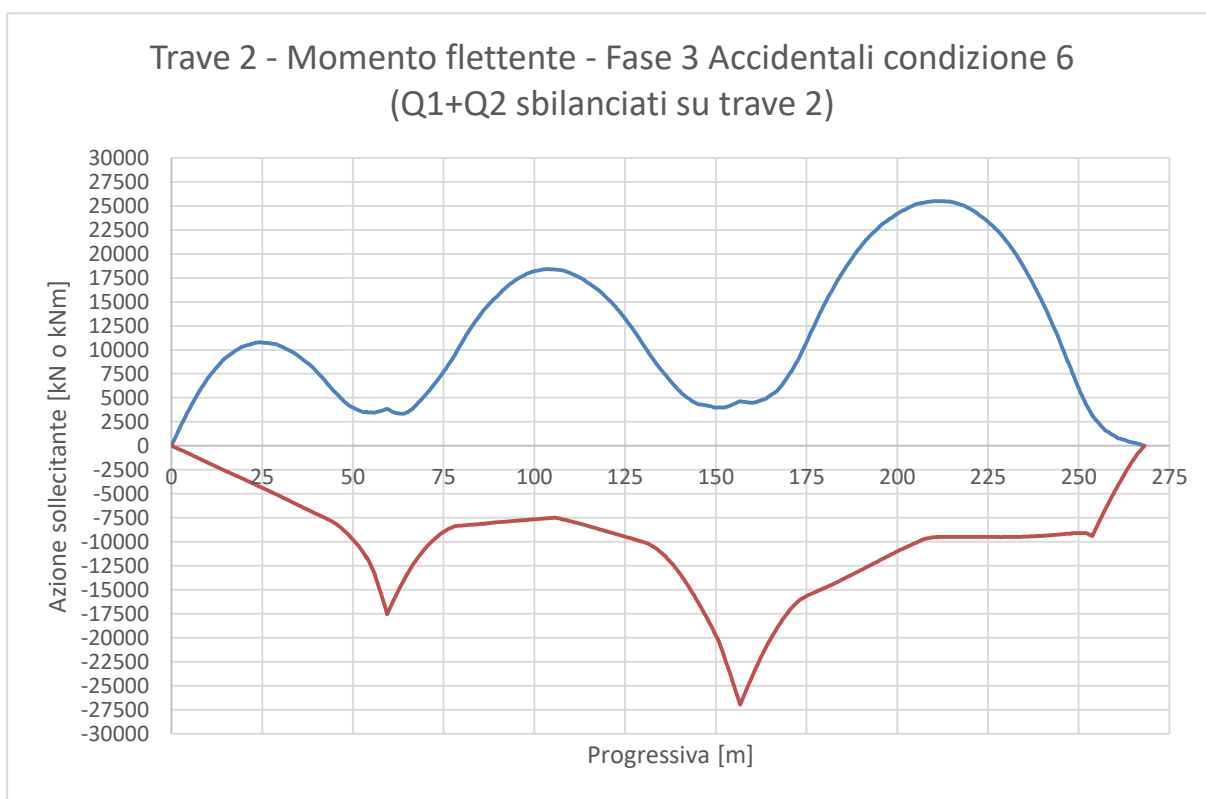
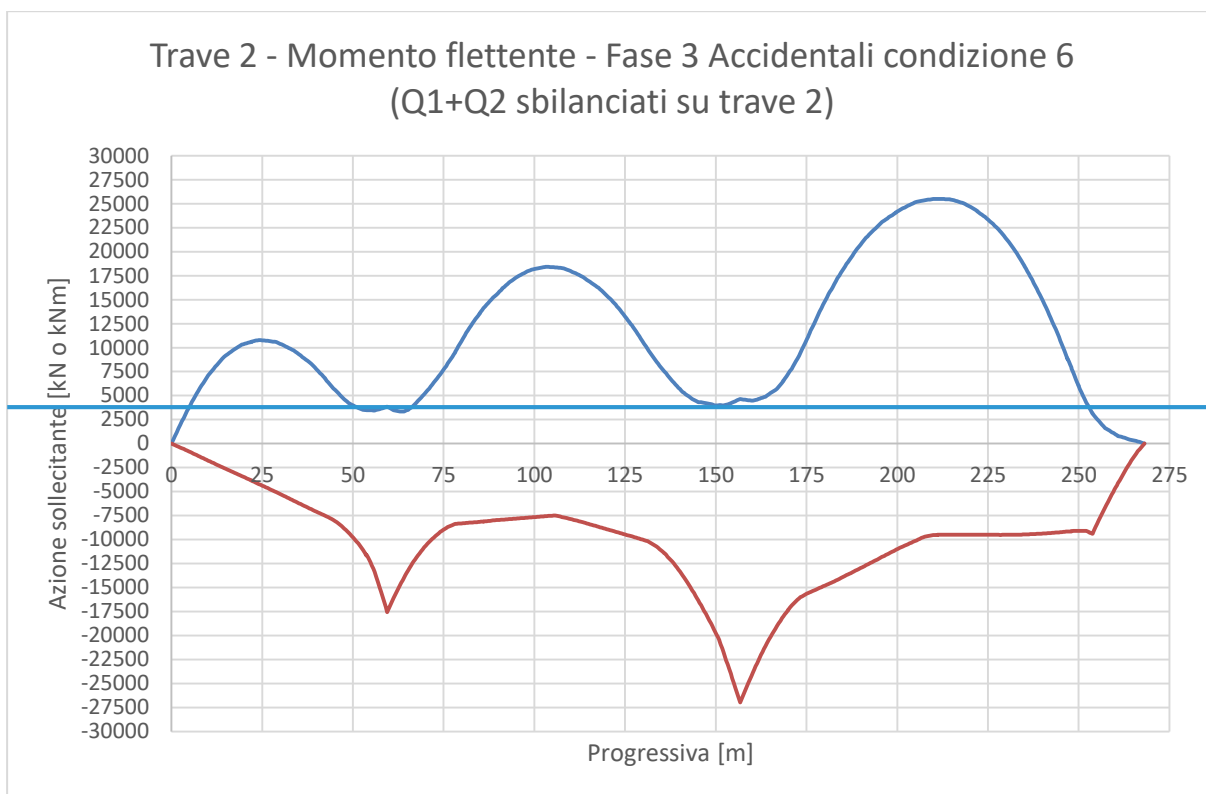


**Figura 125** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6

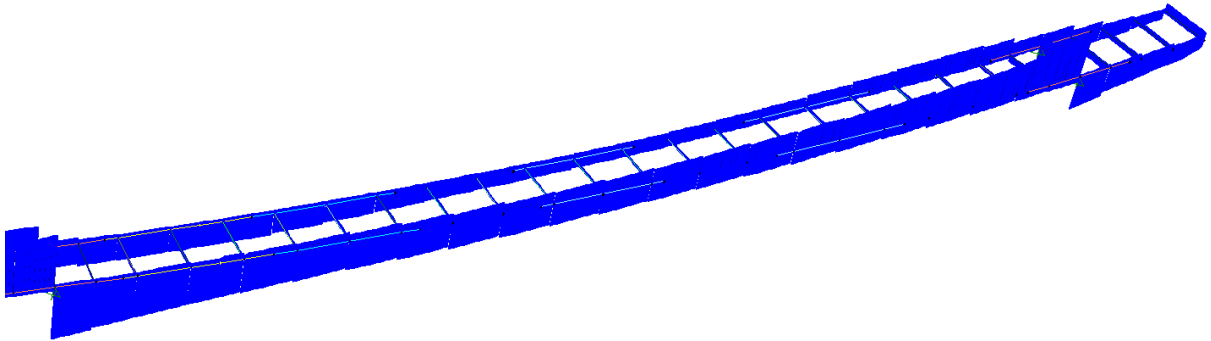




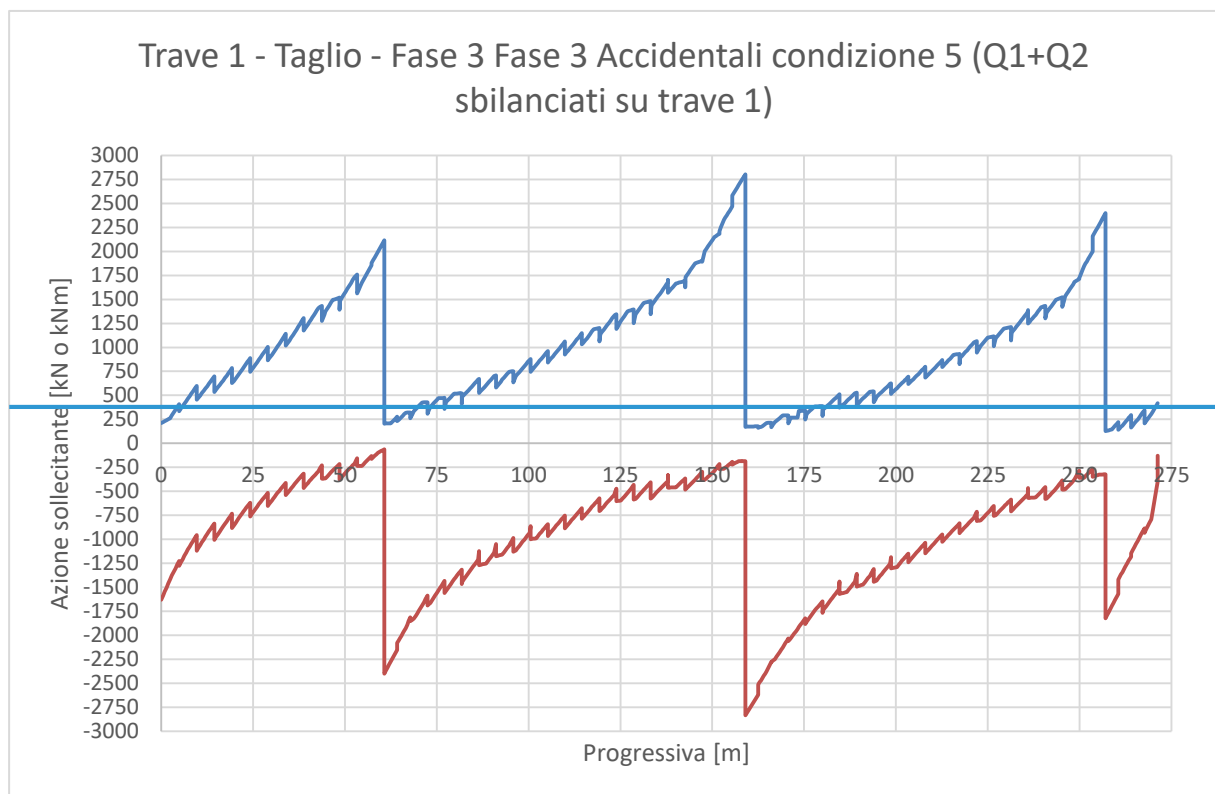
**Figura 126** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

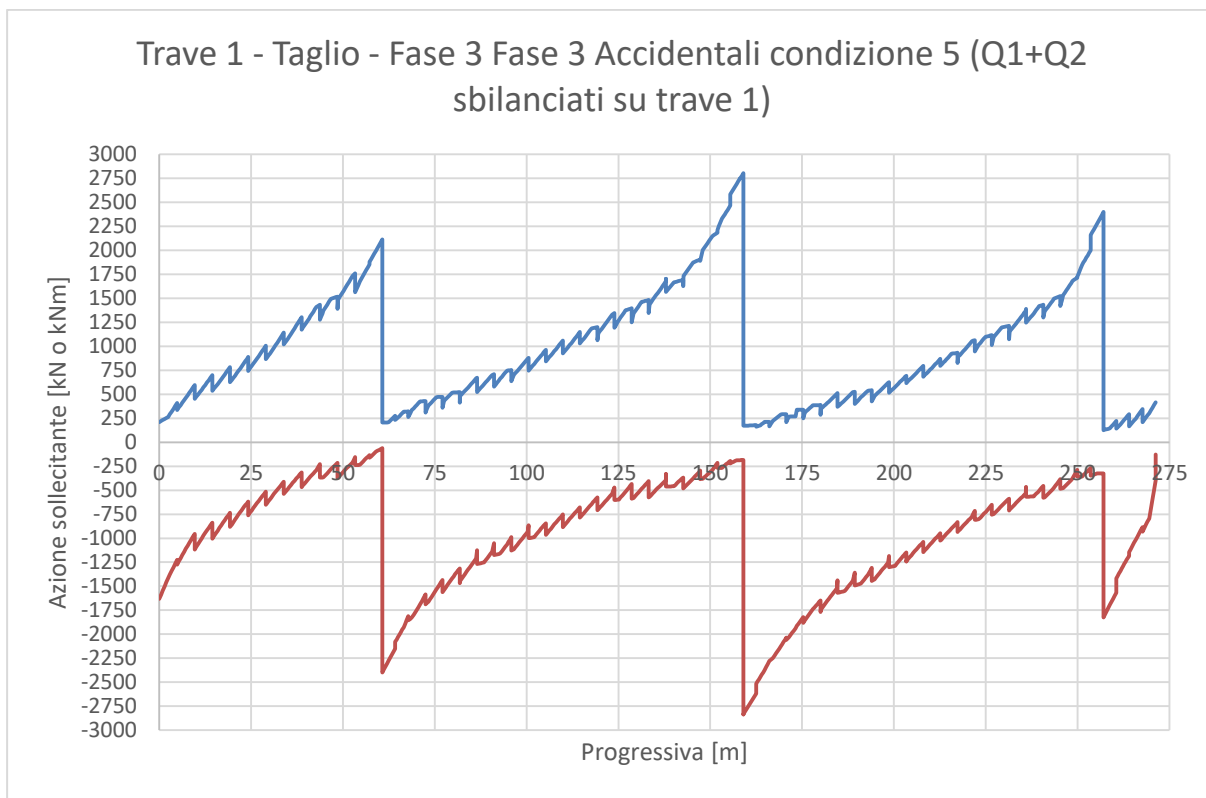


**Figura 127** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2

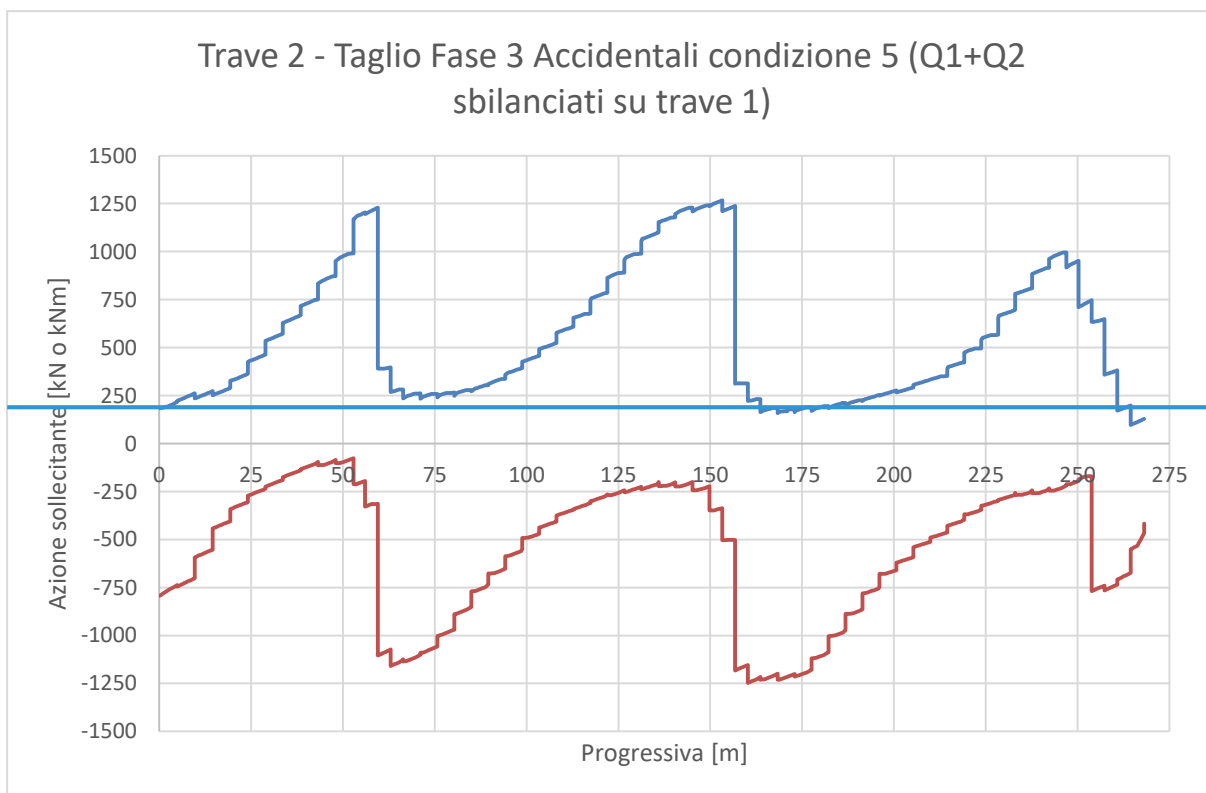


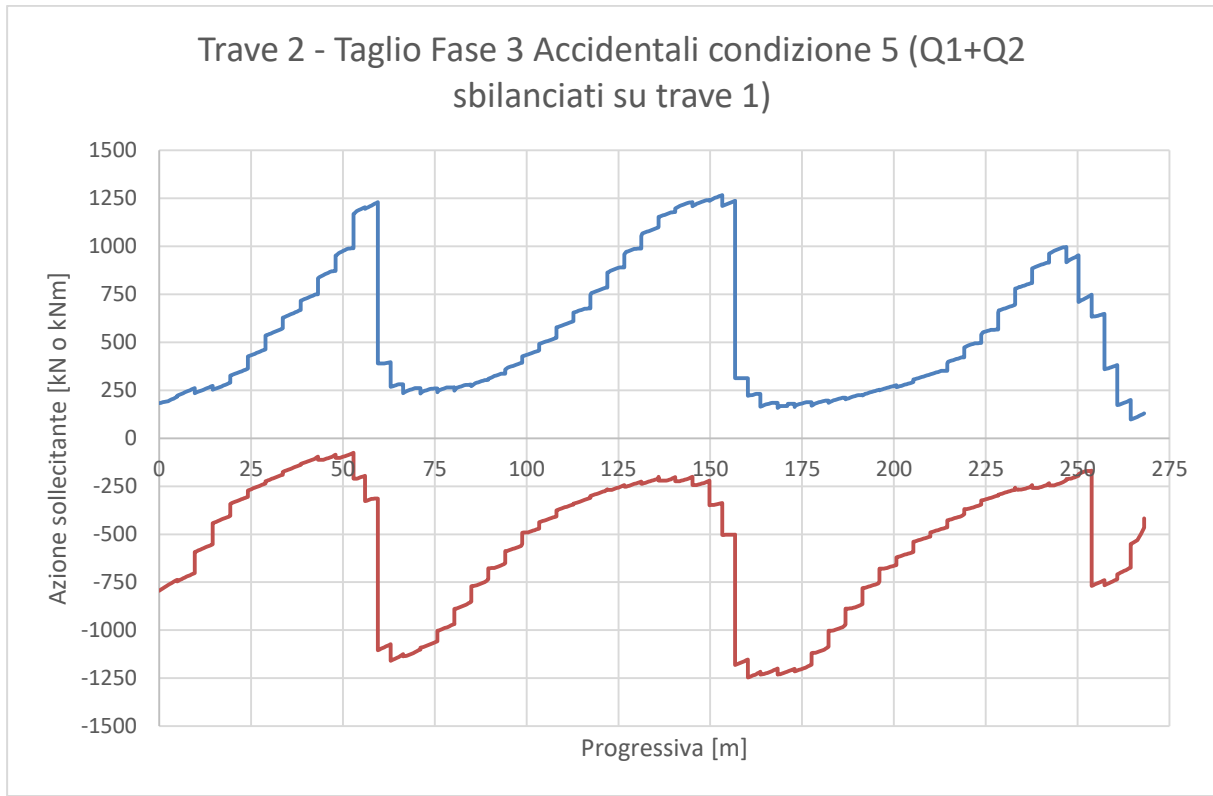
**Figura 128** – Taglio per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5



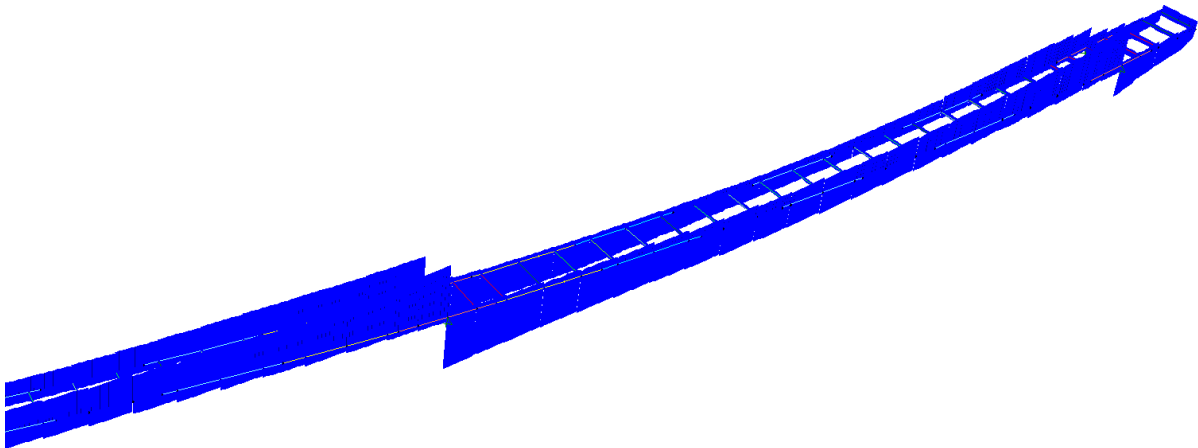


**Figura 129** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

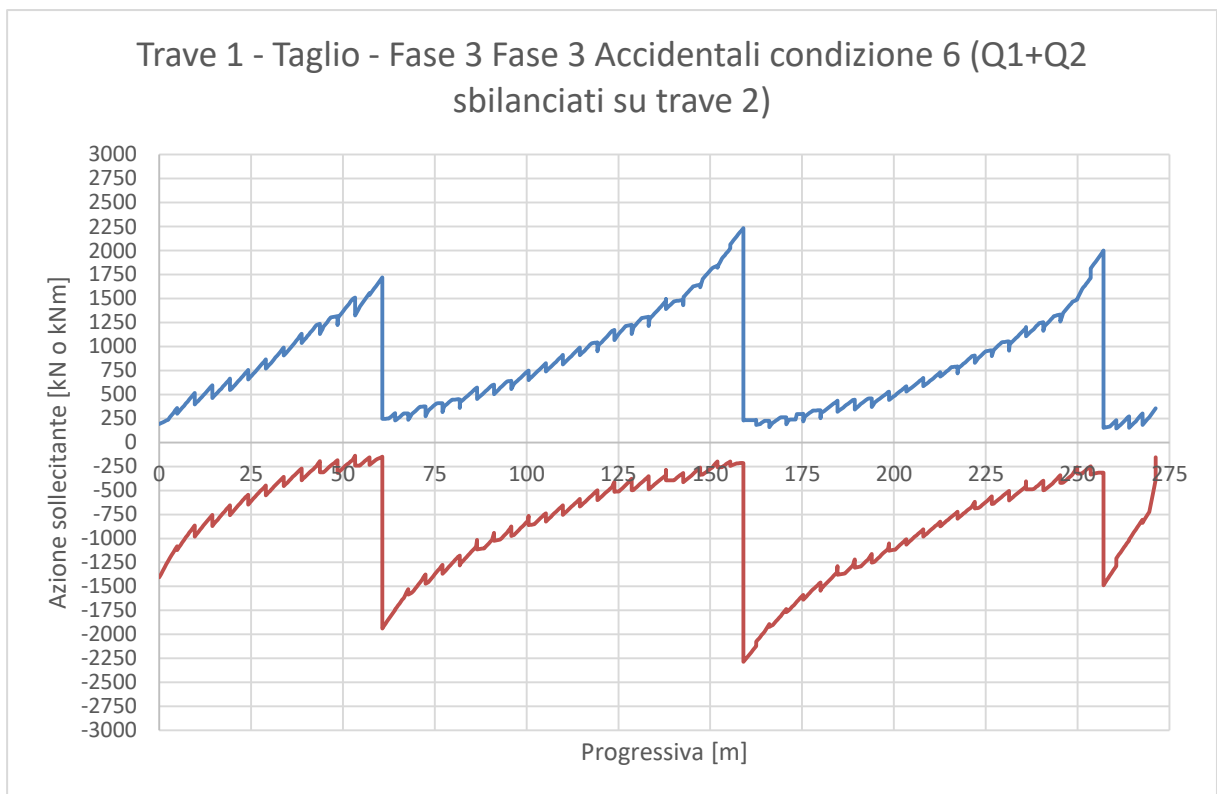
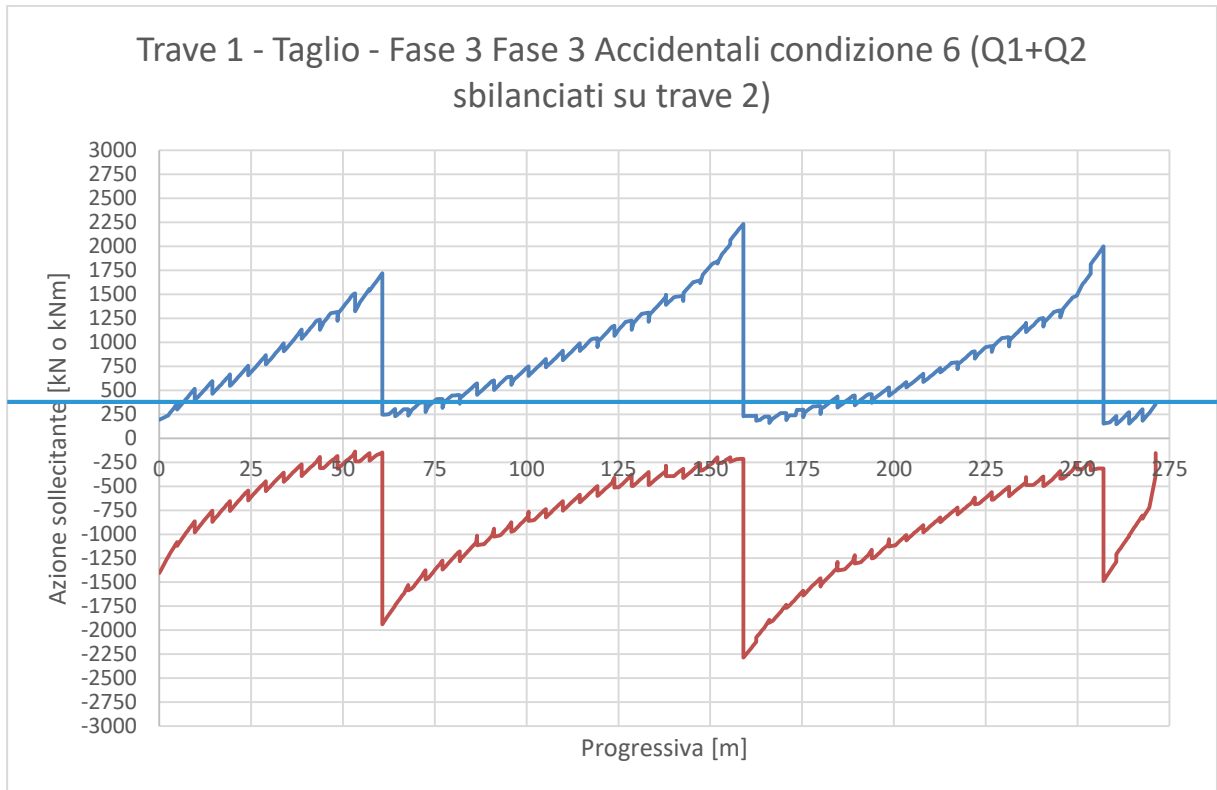




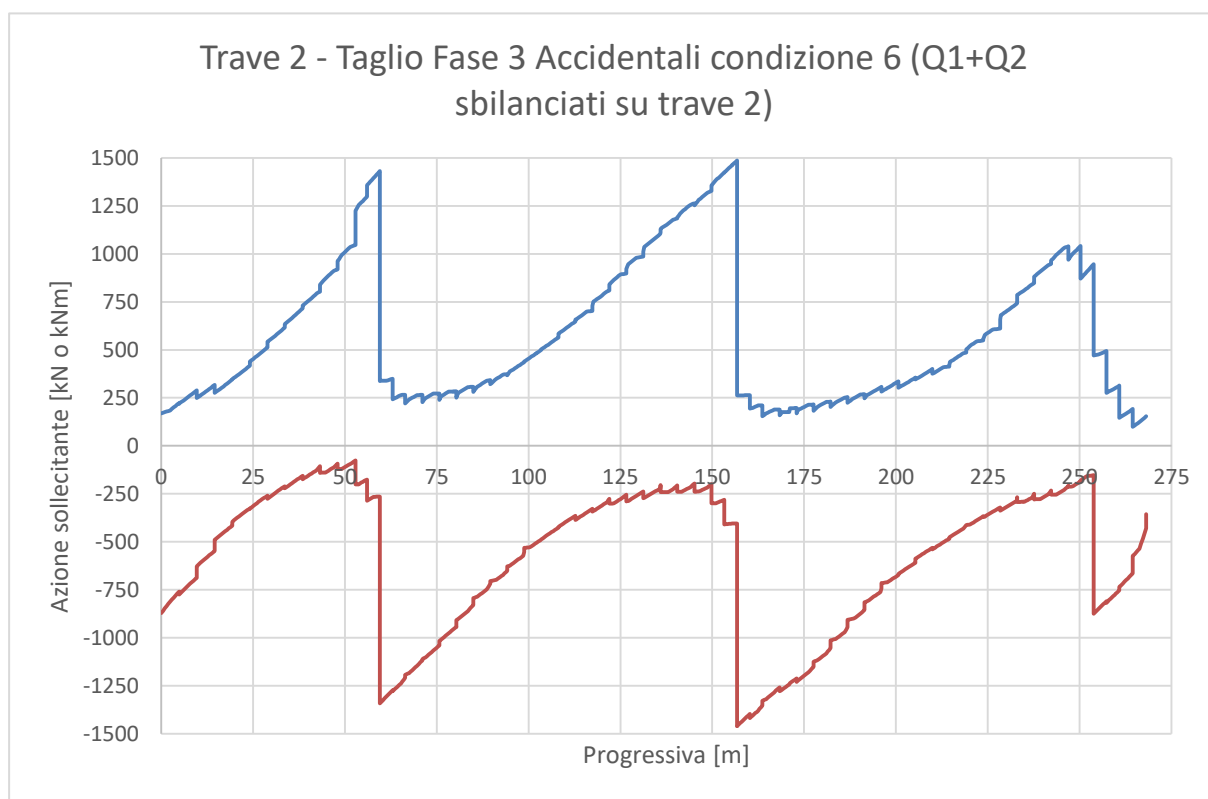
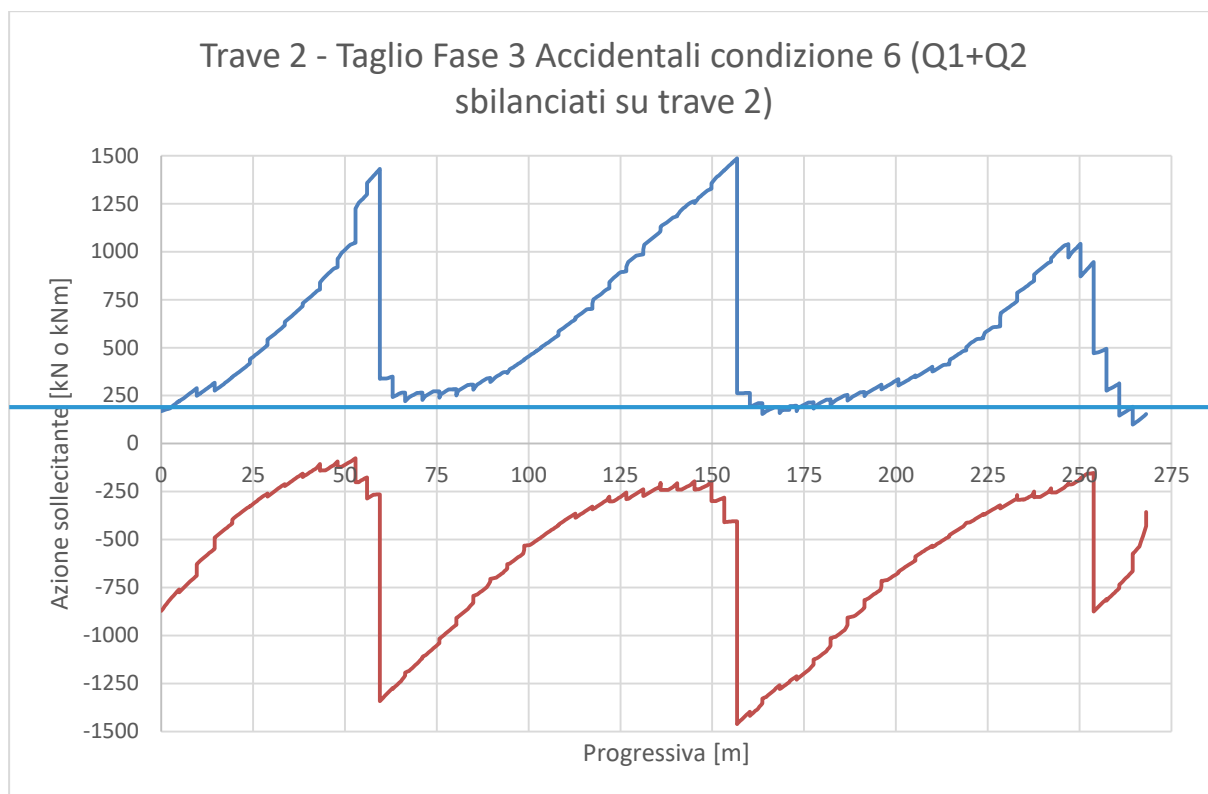
**Figura 130** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2



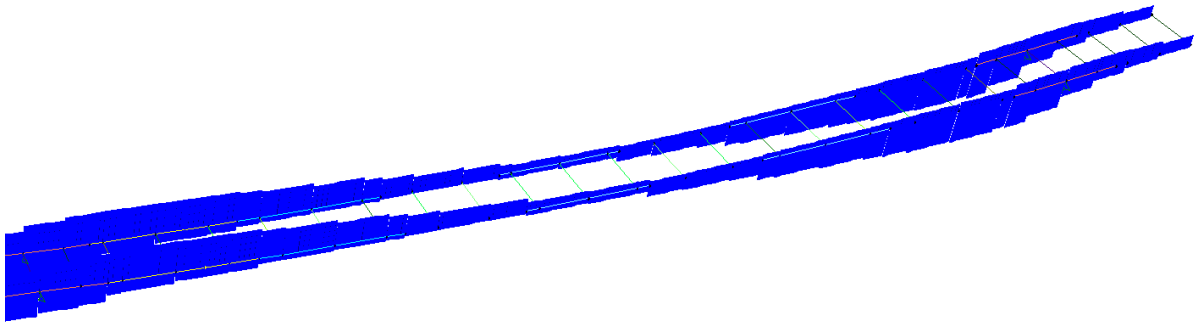
**Figura 131** – Taglio per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6



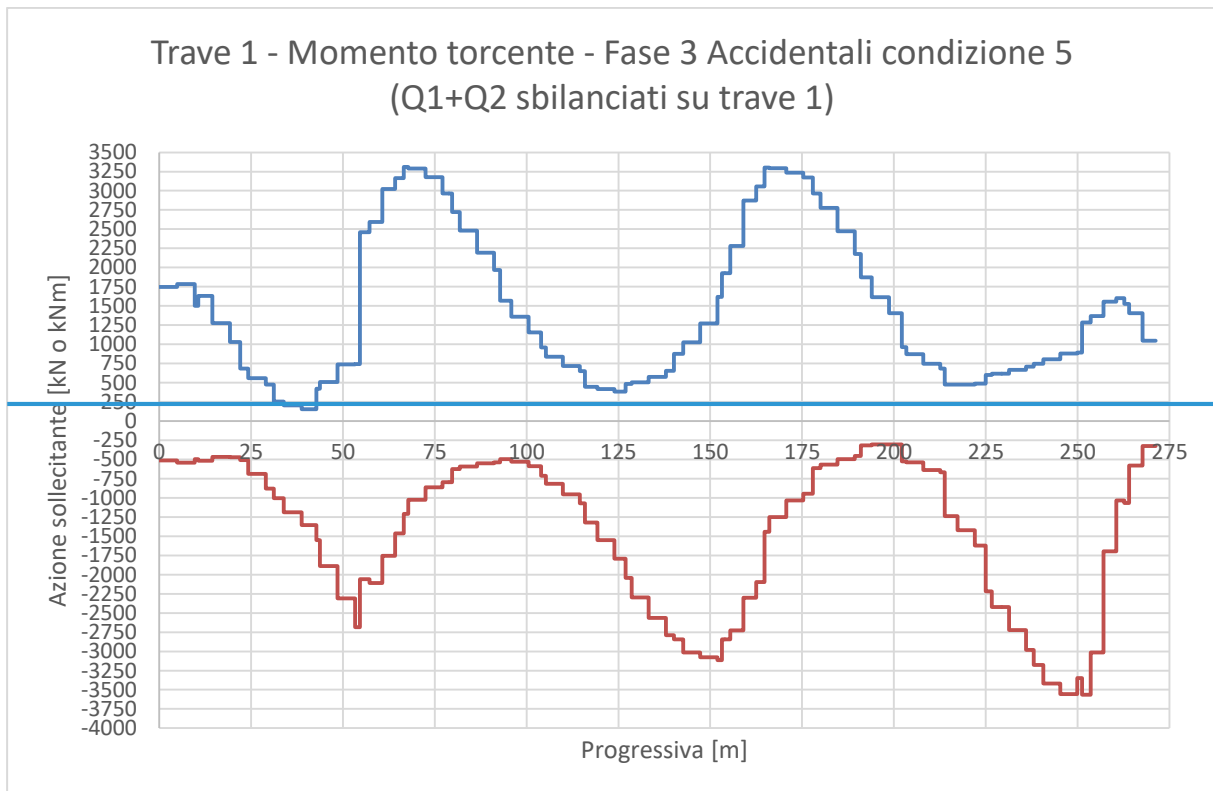
**Figura 132** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1



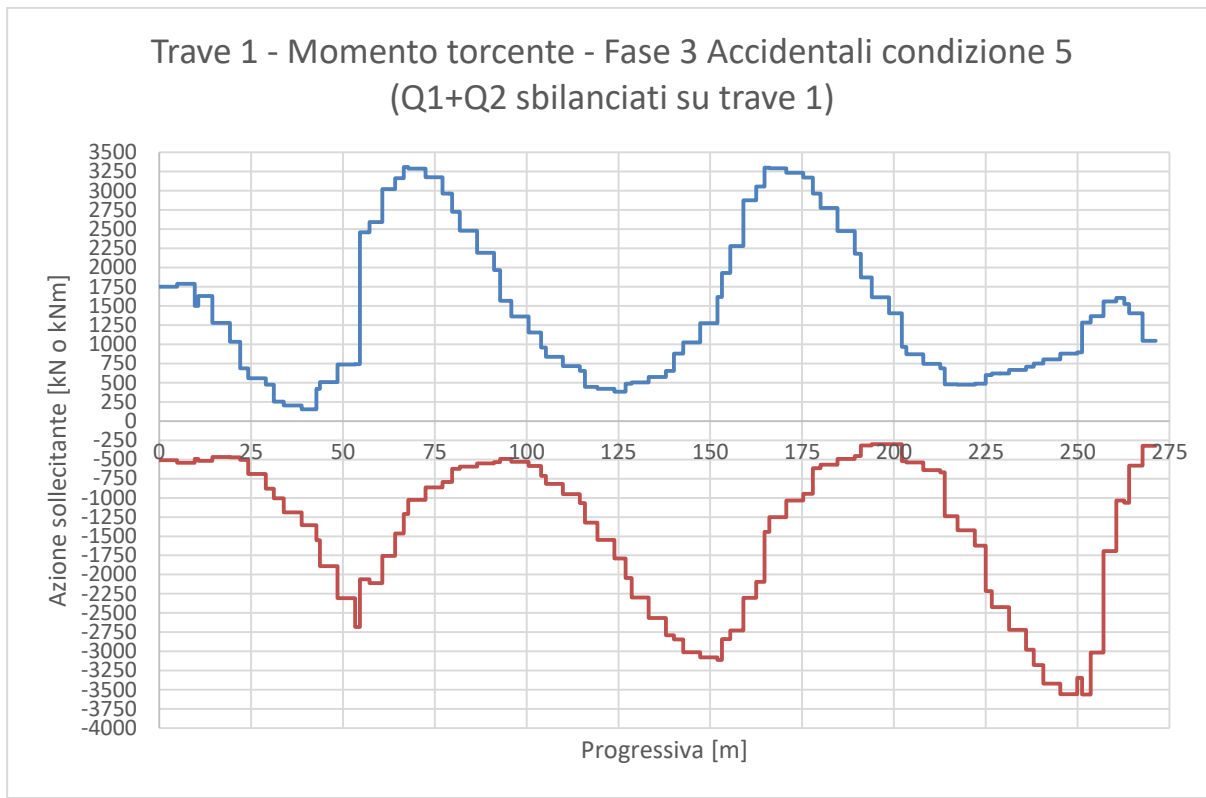
**Figura 133** – Grafico del taglio per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2



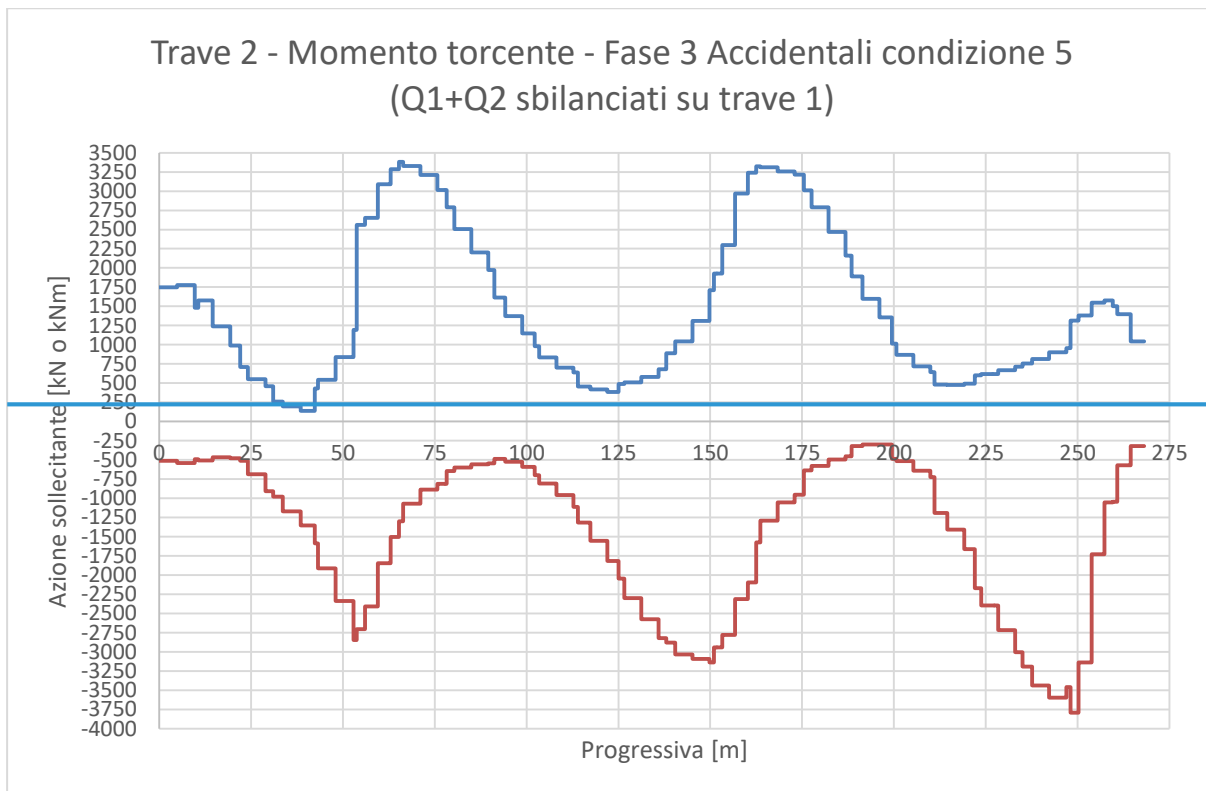
**Figura 134** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 5

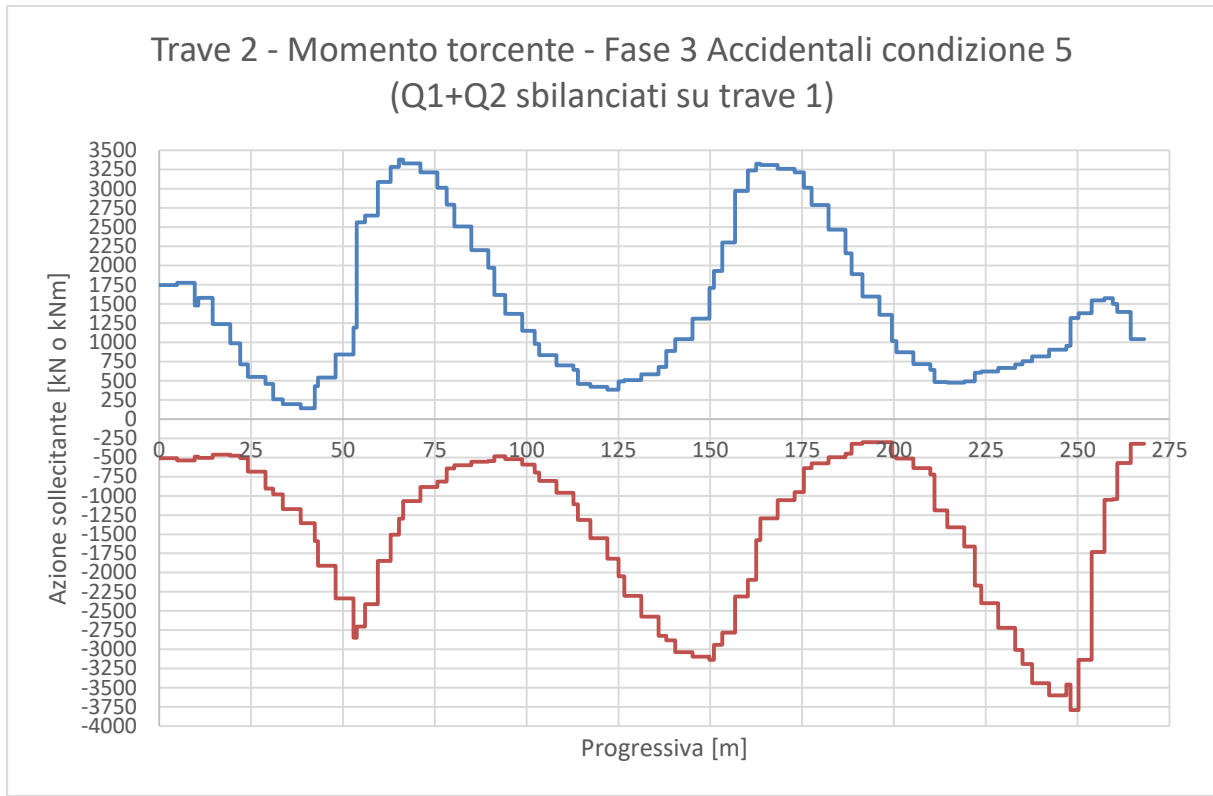




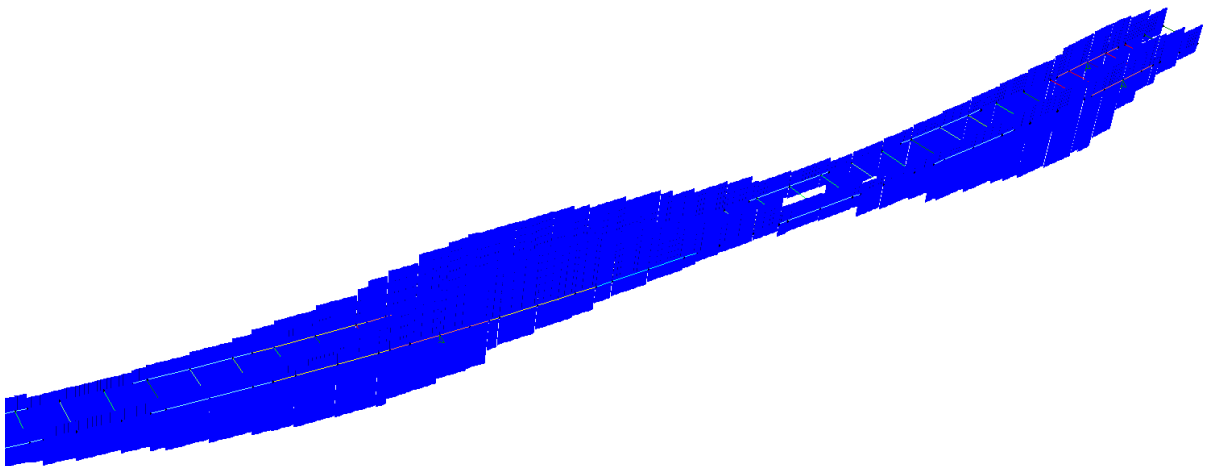


**Figura 135** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

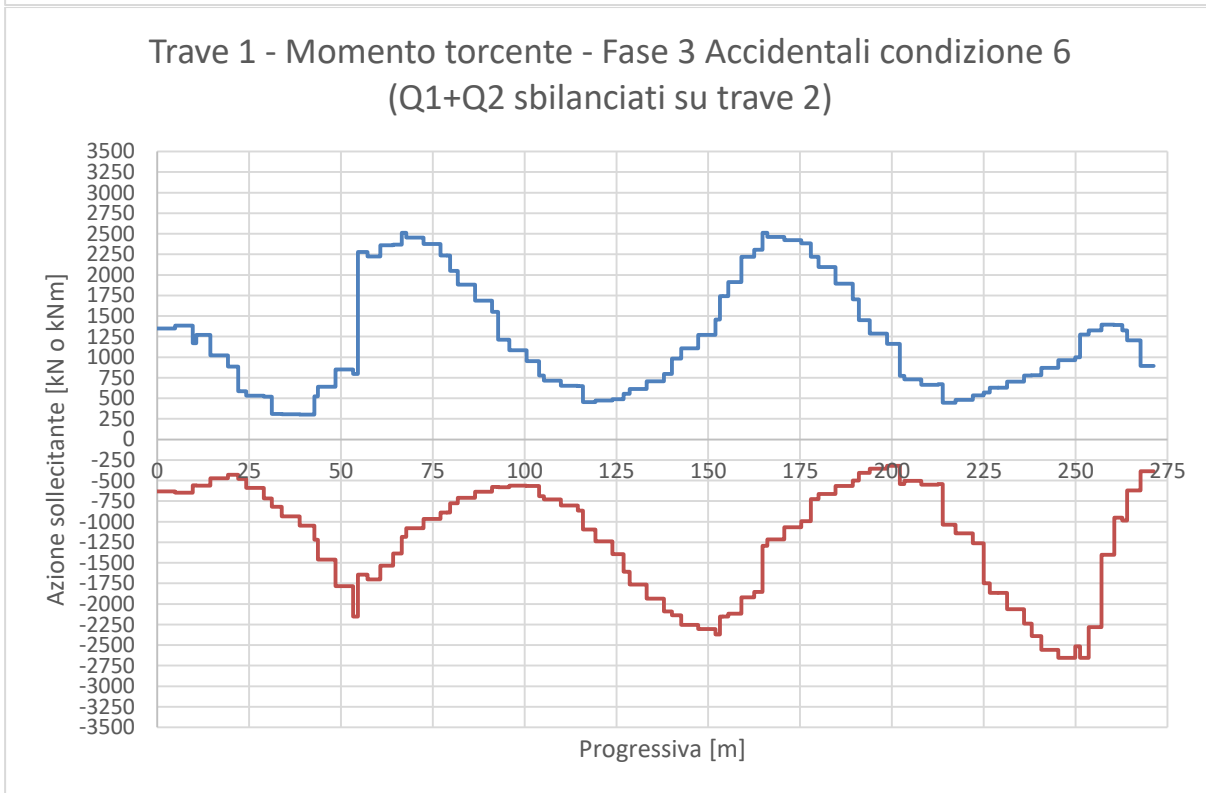
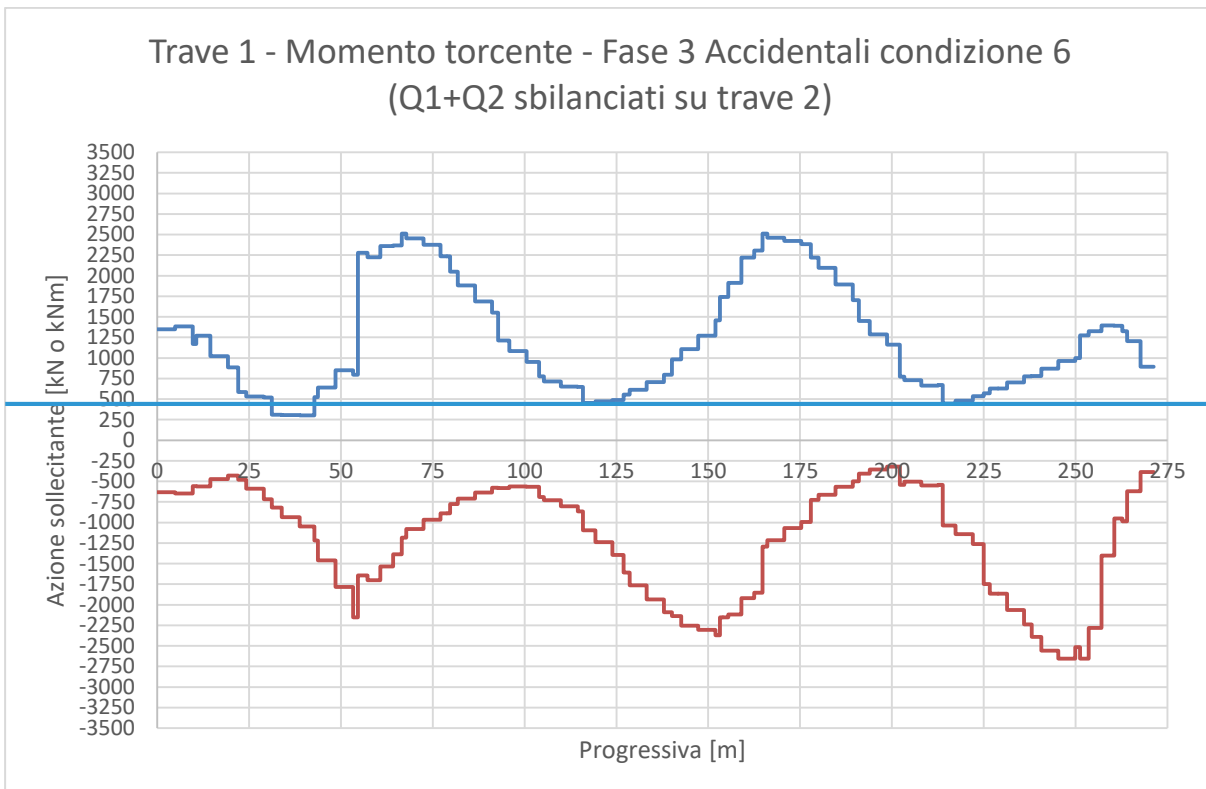




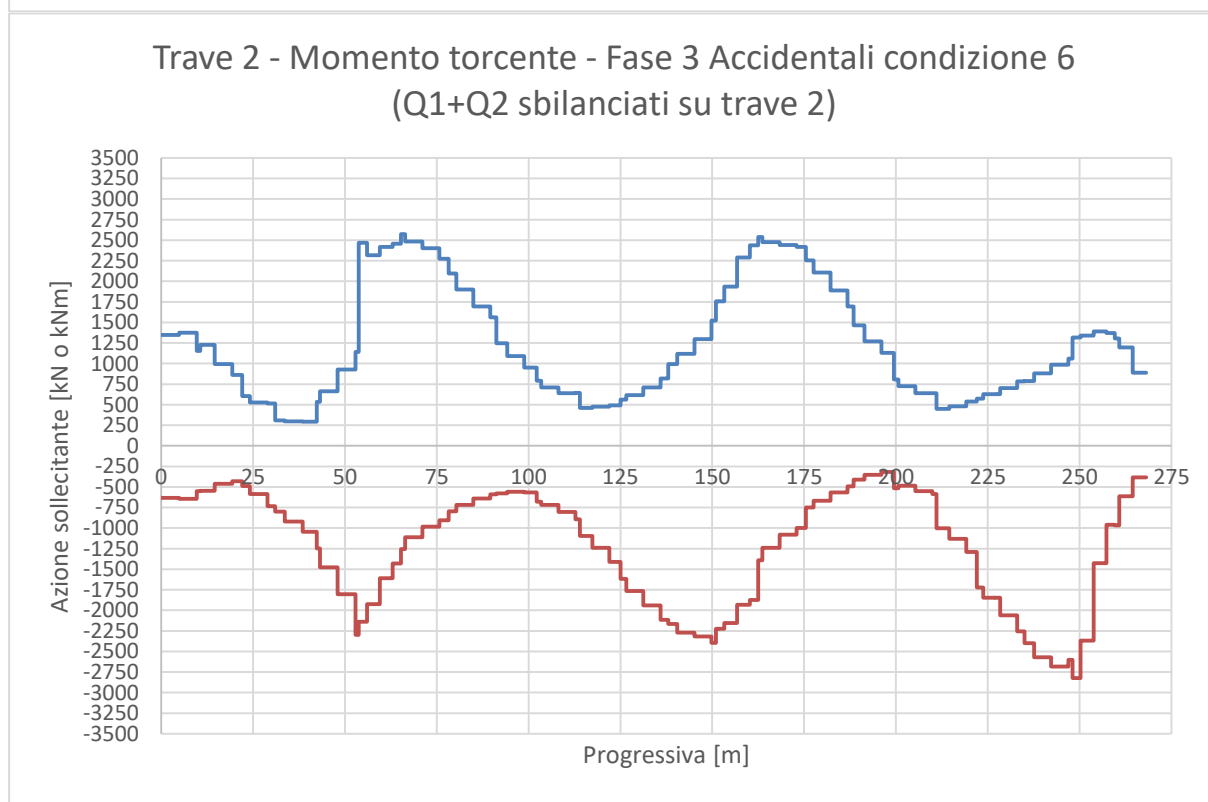
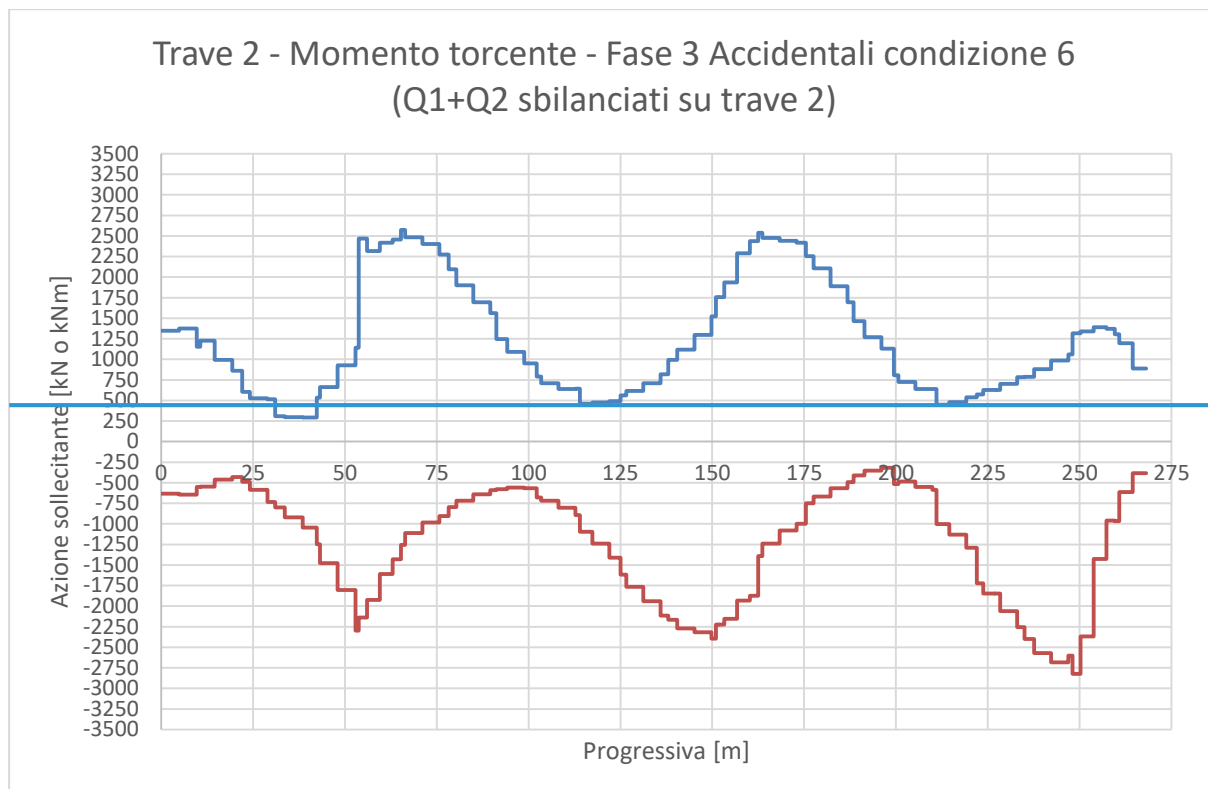
**Figura 136** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 5 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2



**Figura 137** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Condizione 6

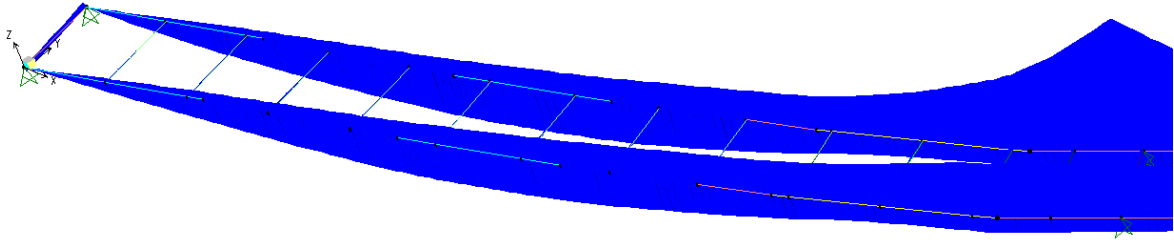


**Figura 138** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

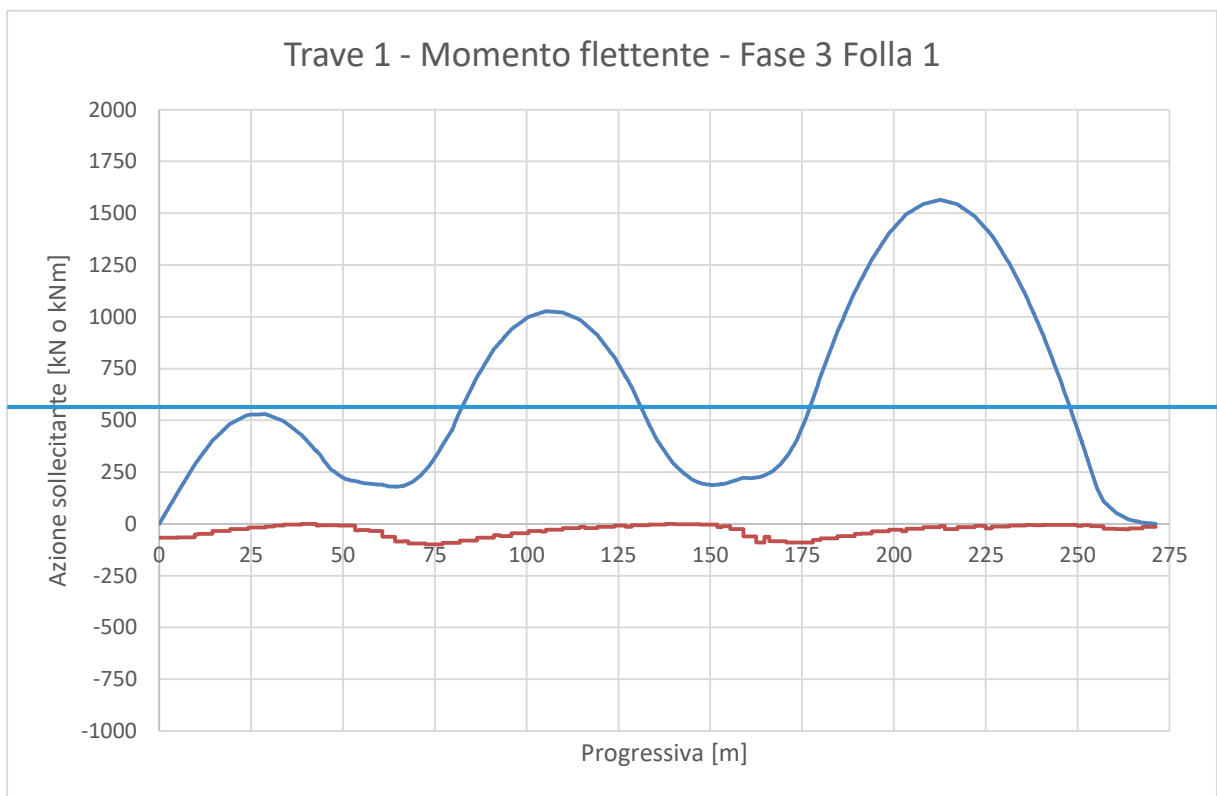


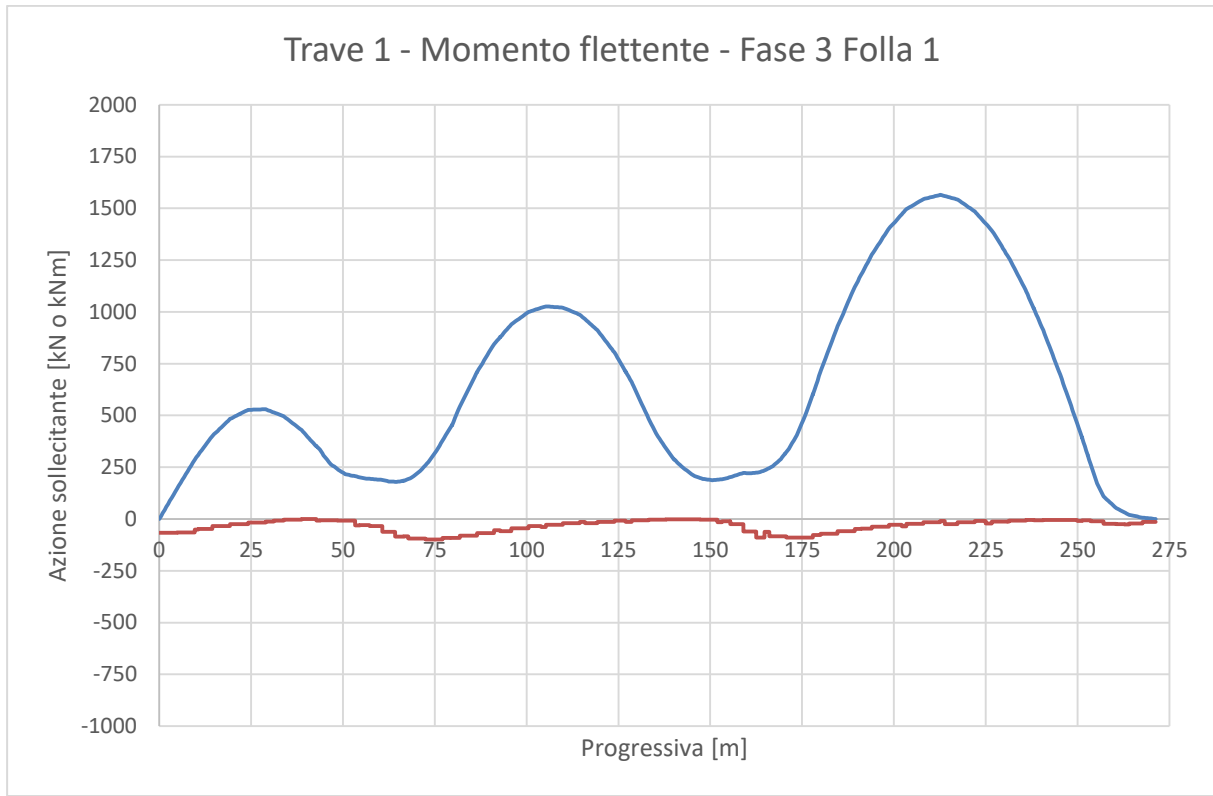
**Figura 139** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali mezzi – Cond. 6 (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2

### 7.1.8 Accidentali folla – fase 3 (valori validi da UP6 a pila UP7)

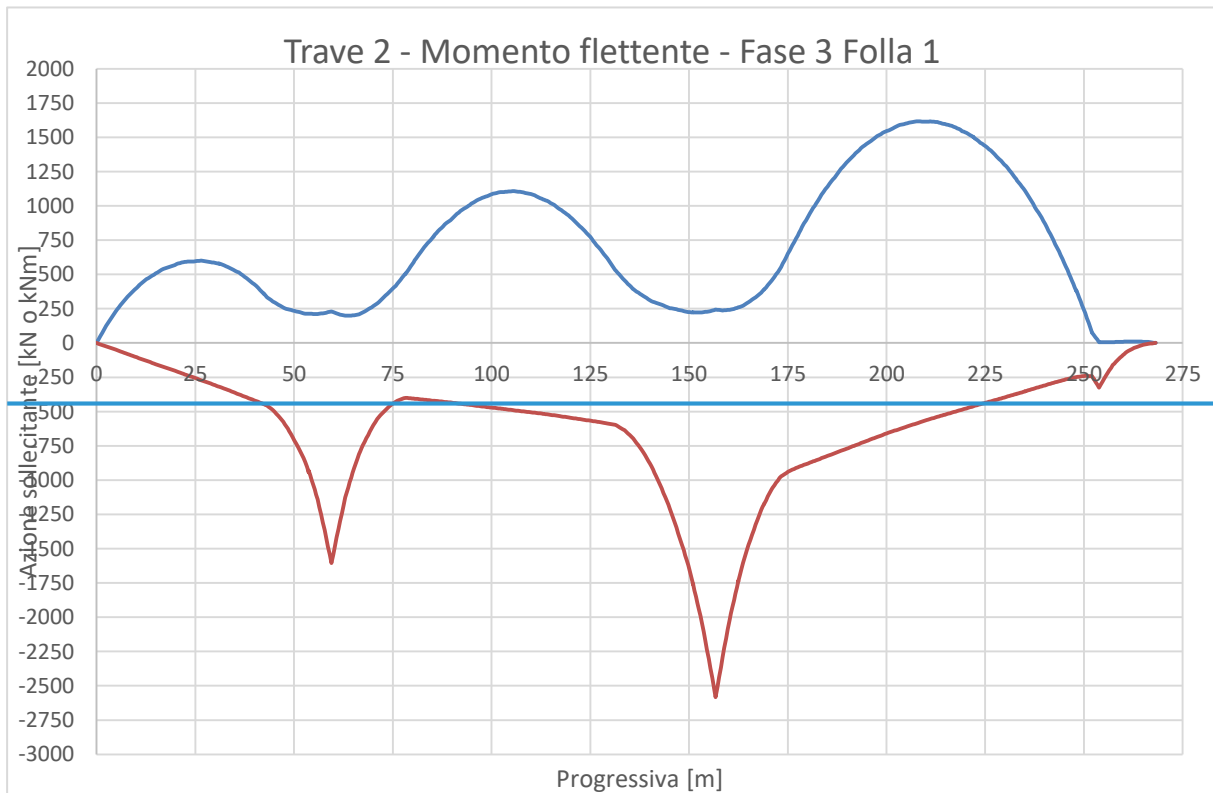


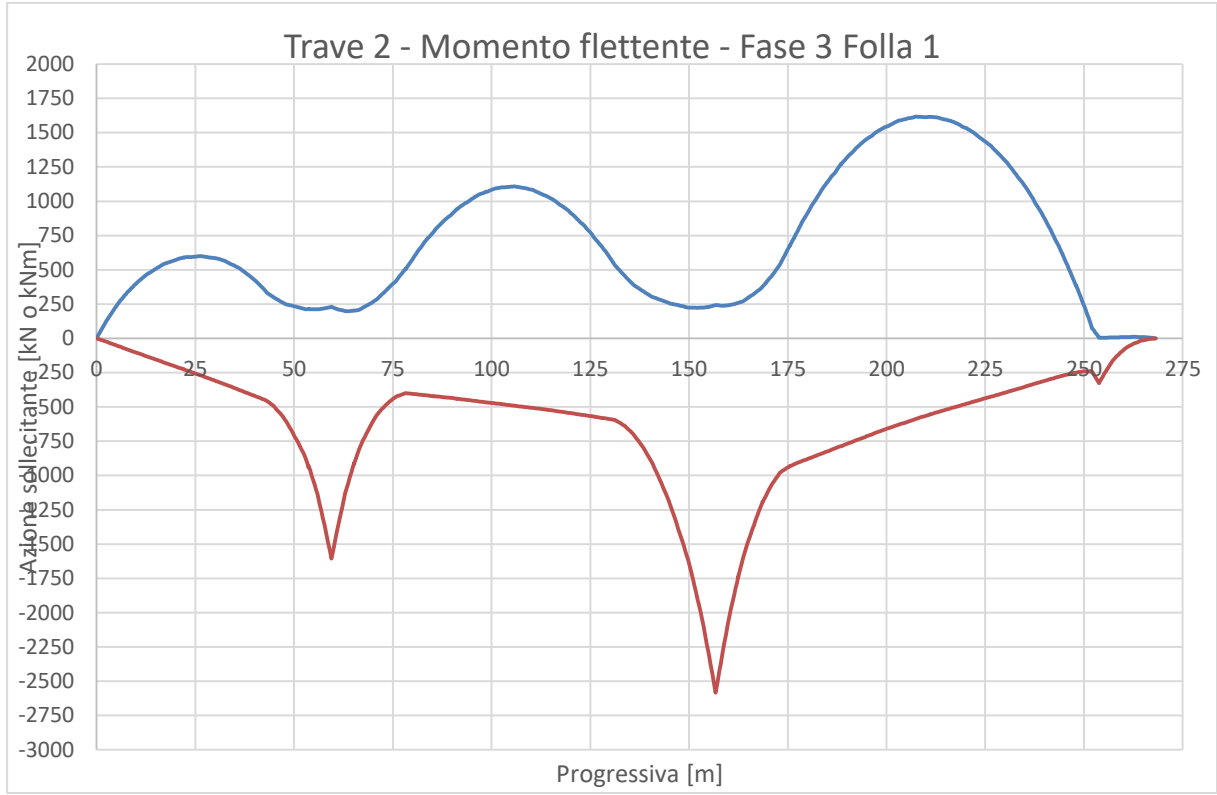
**Figura 140** – Momento flettente per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7)



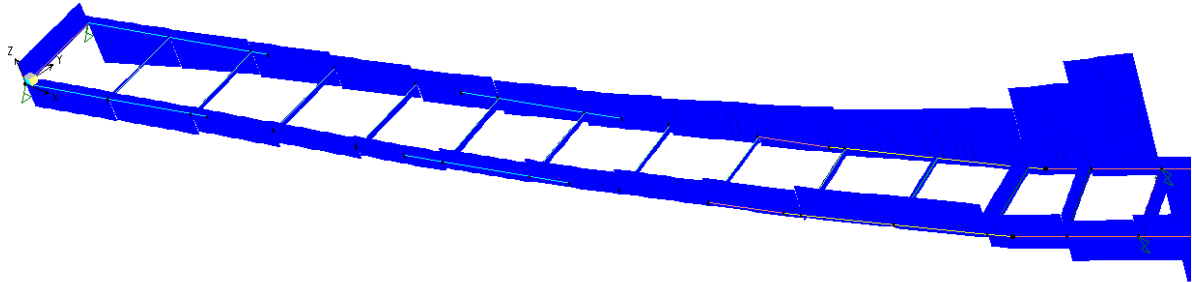


**Figura 141** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (vaido da UP6 a UP7) – Trave 1

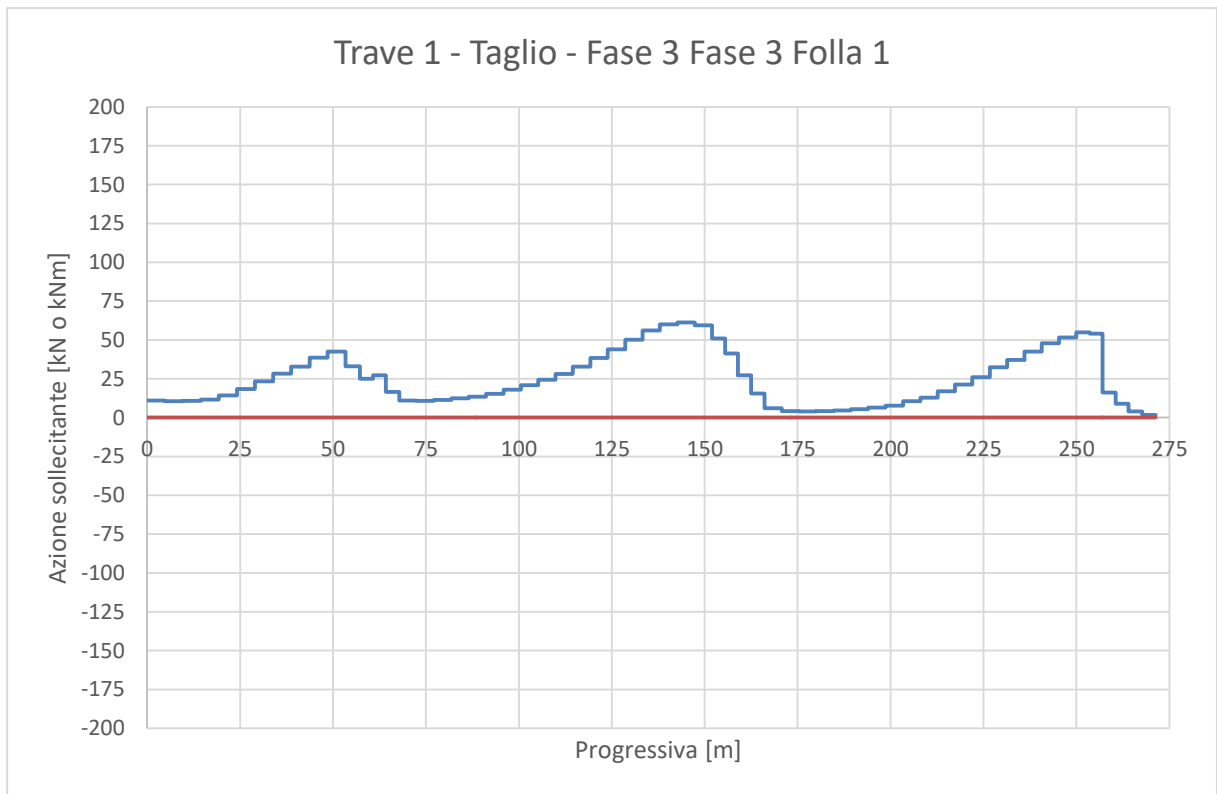
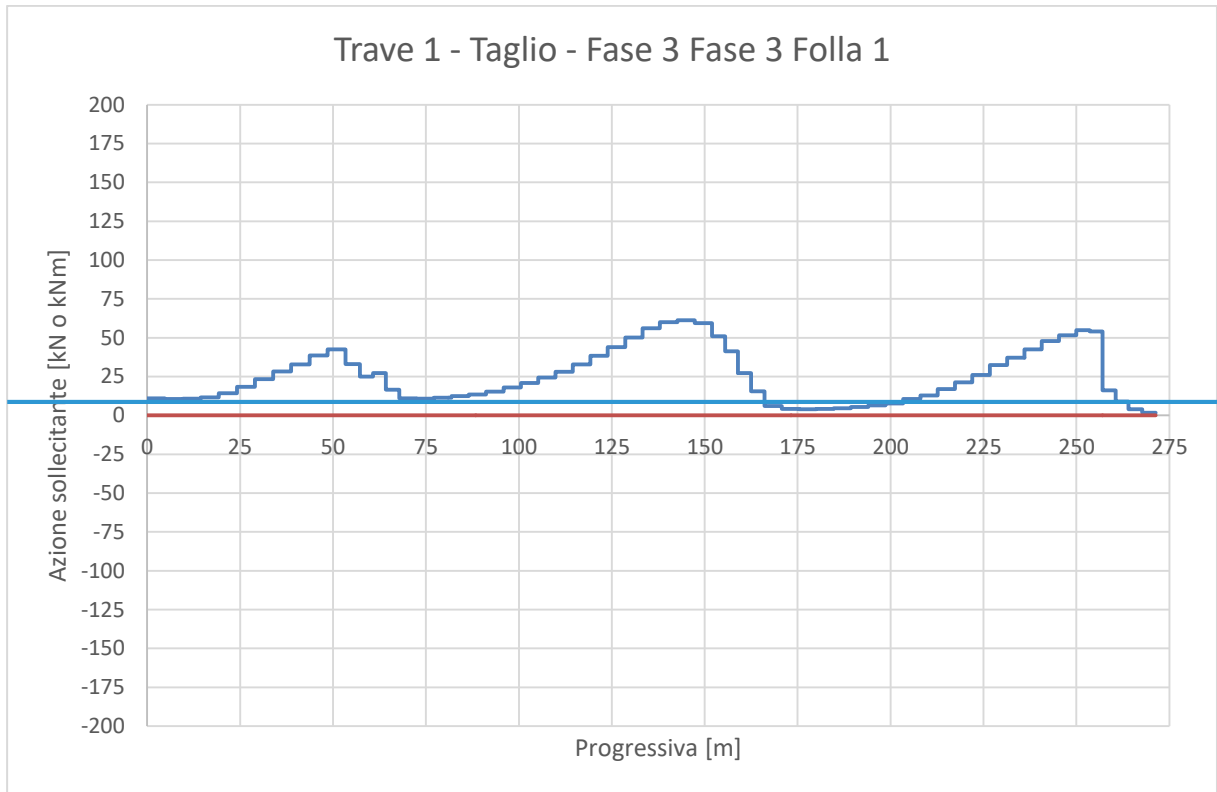




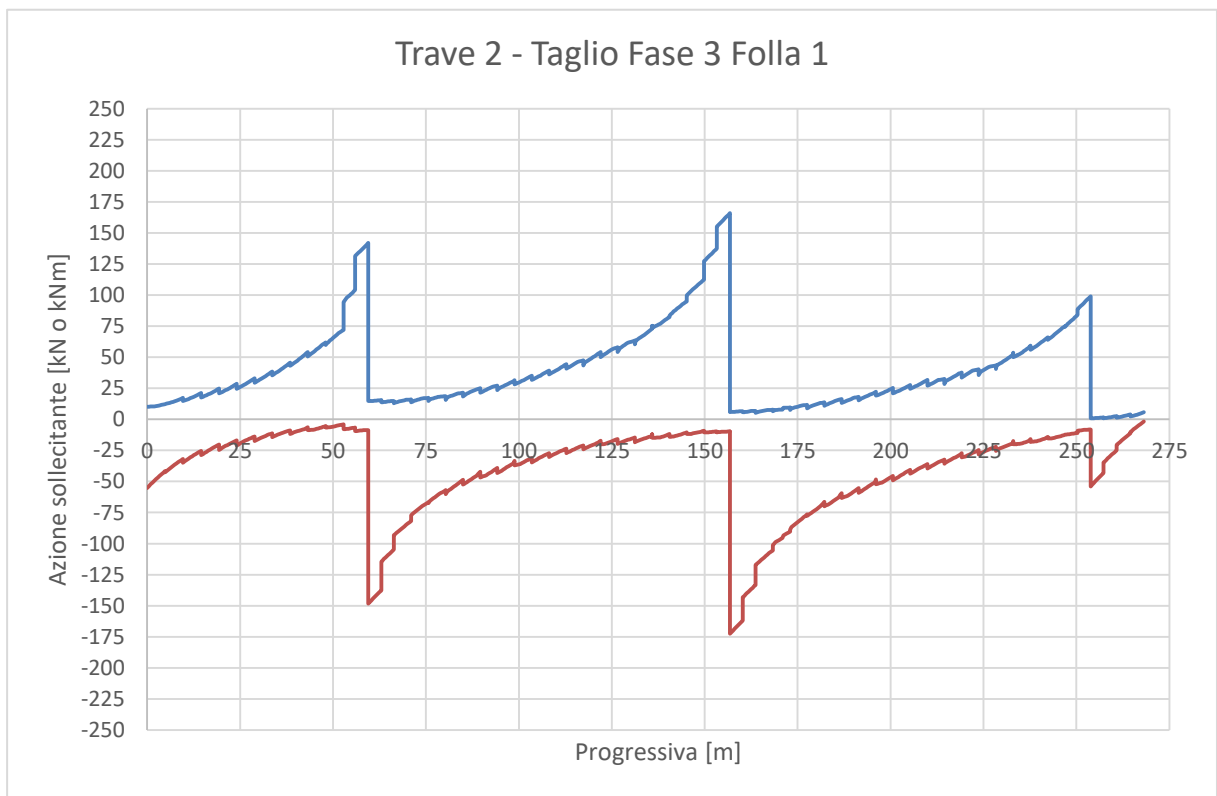
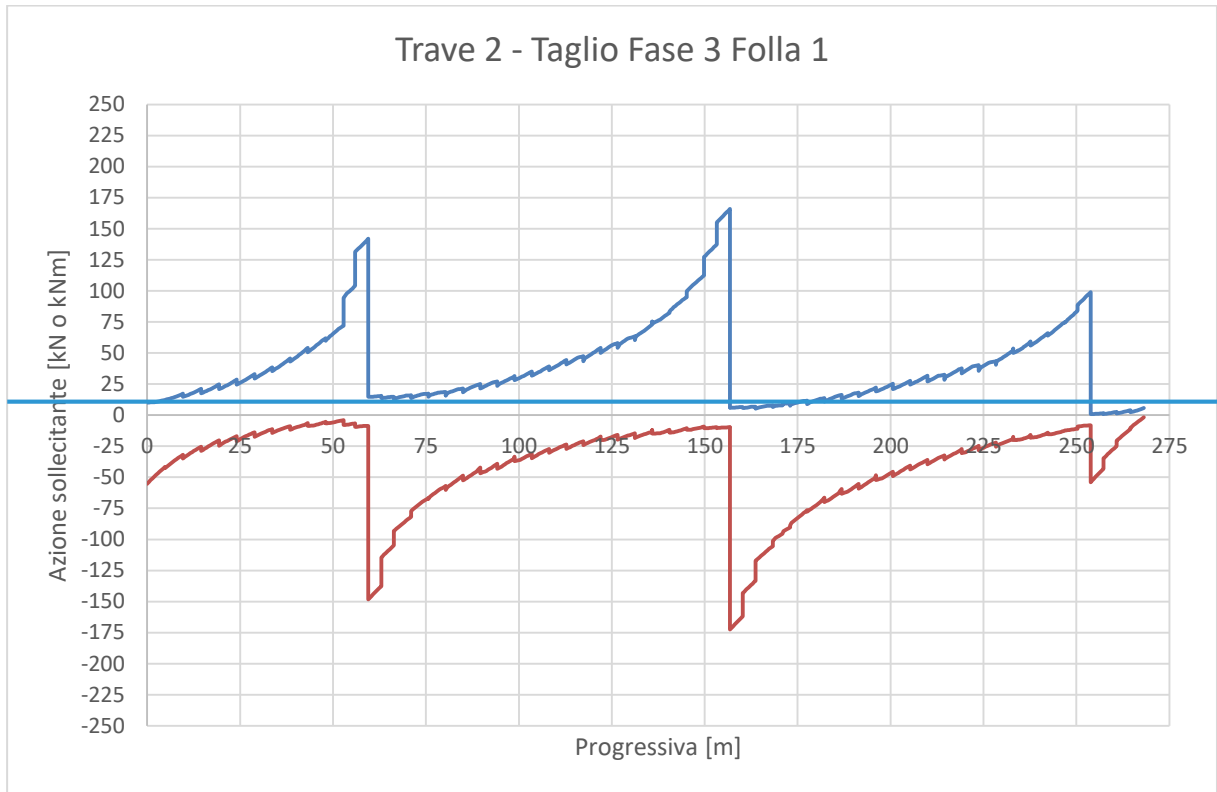
**Figura 142** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (vaido da UP6 a UP7) – Trave 2

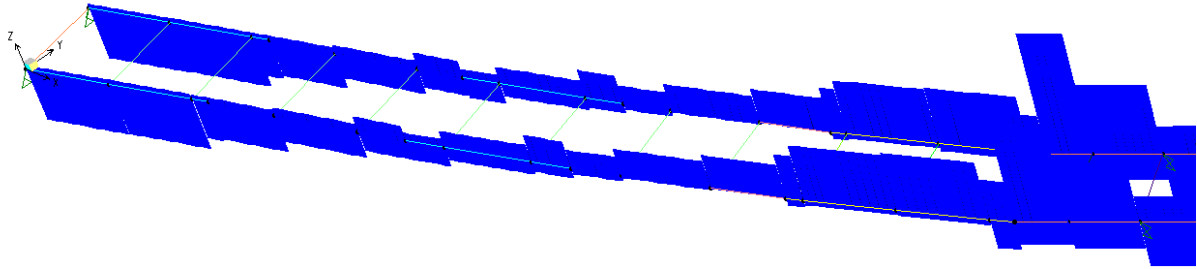


**Figura 143** – Taglio per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7)

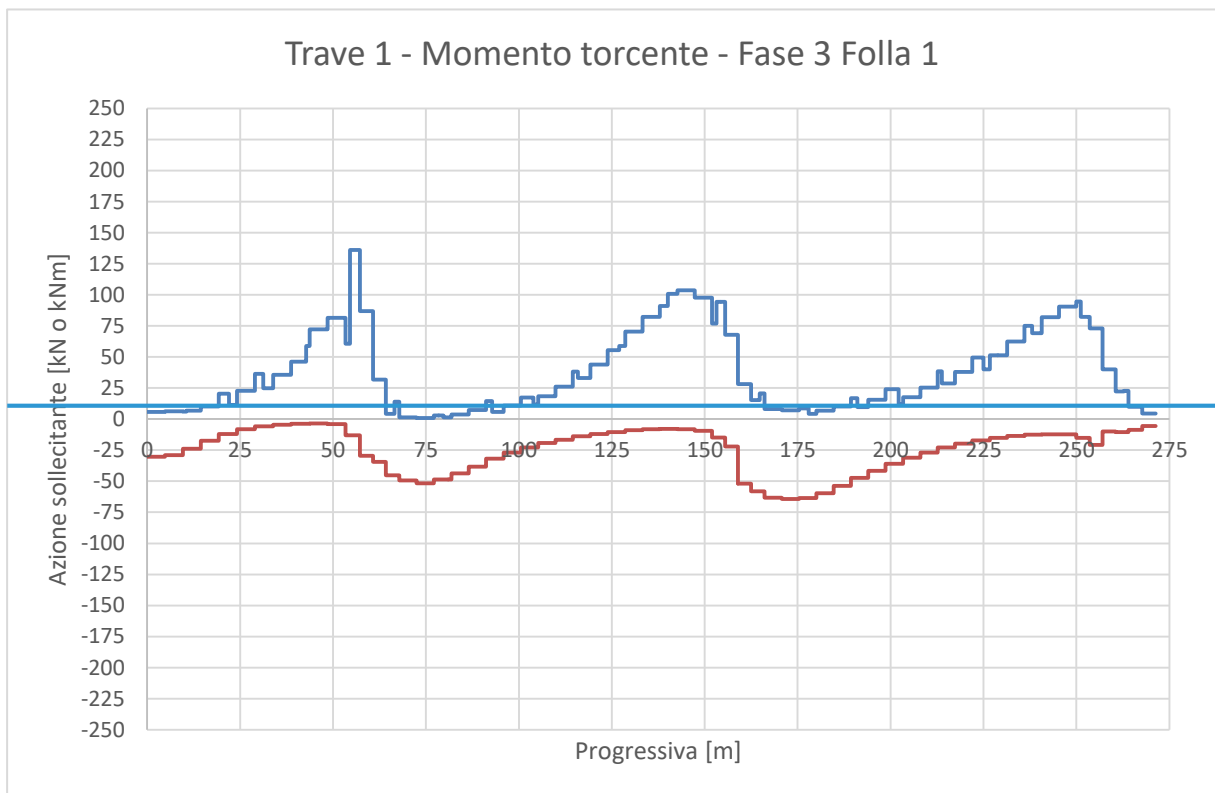


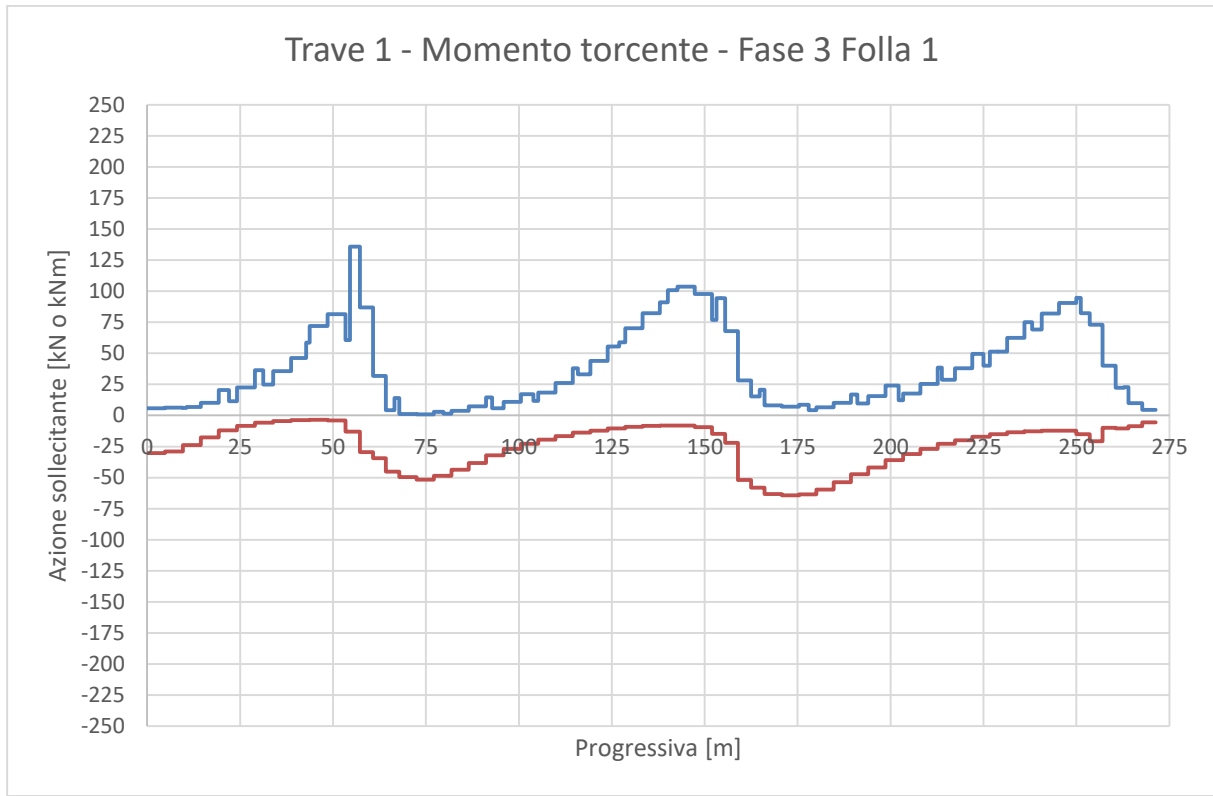


**Figura 144** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 1**Figura 145** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 2

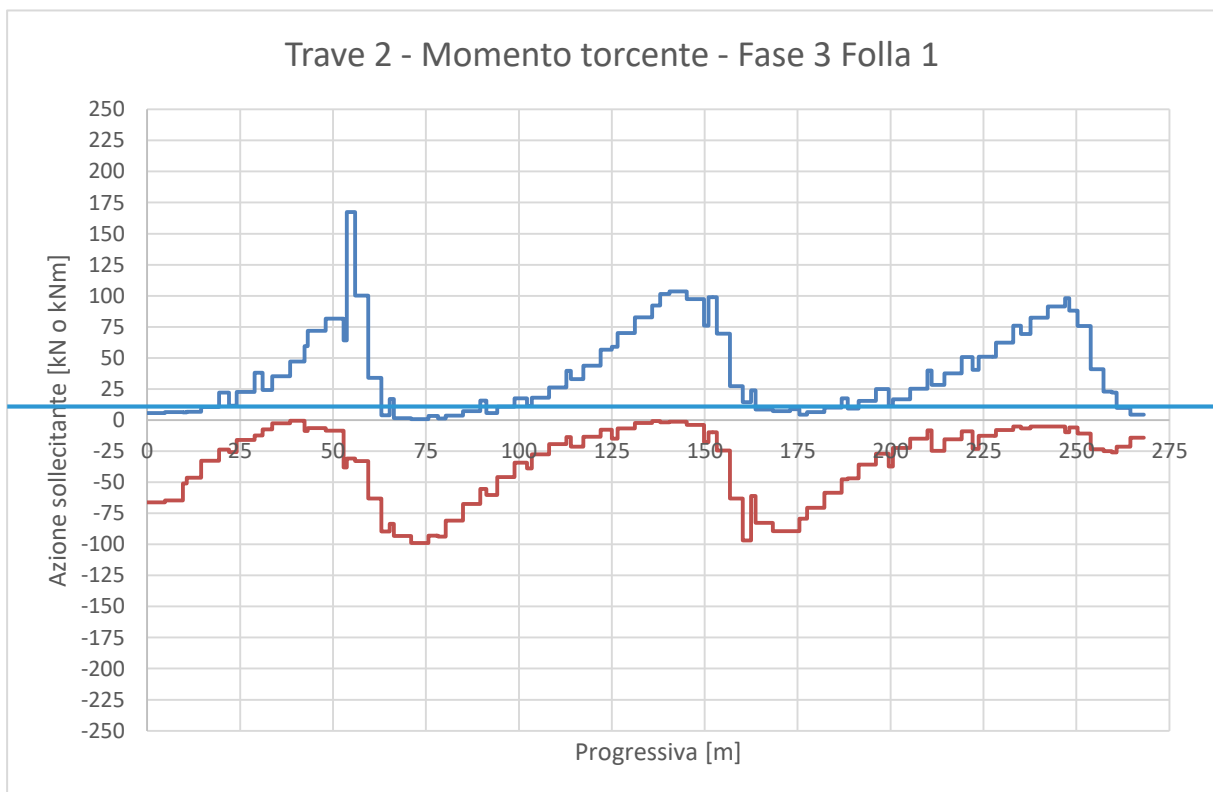


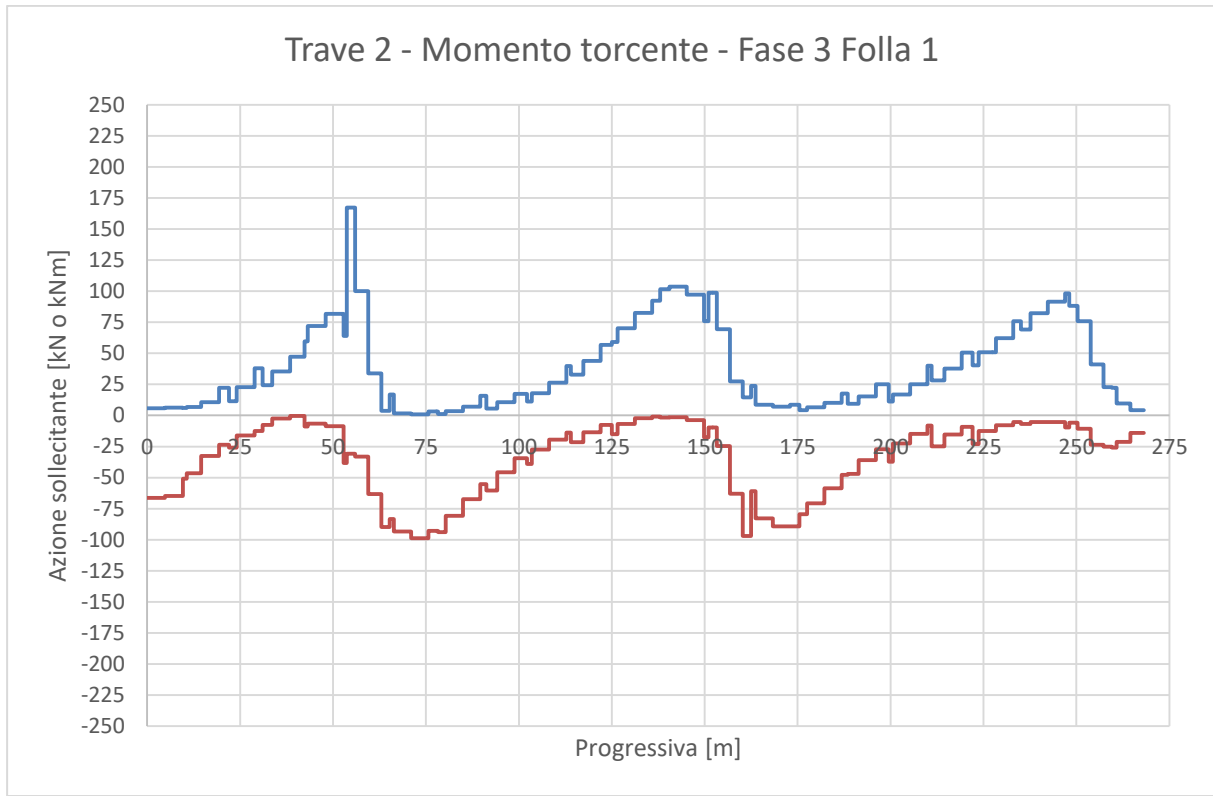
**Figura 146** – Azione torcente per carichi accidentali folla (da UP6 a UP7)



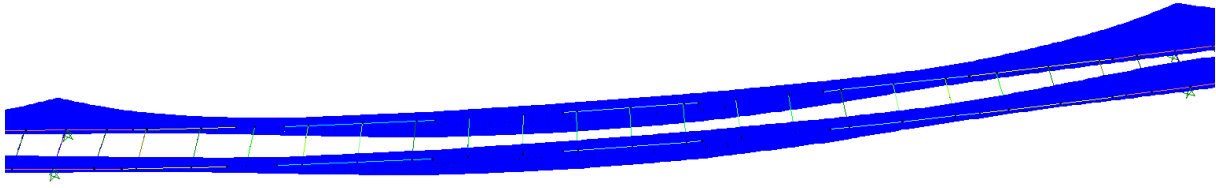
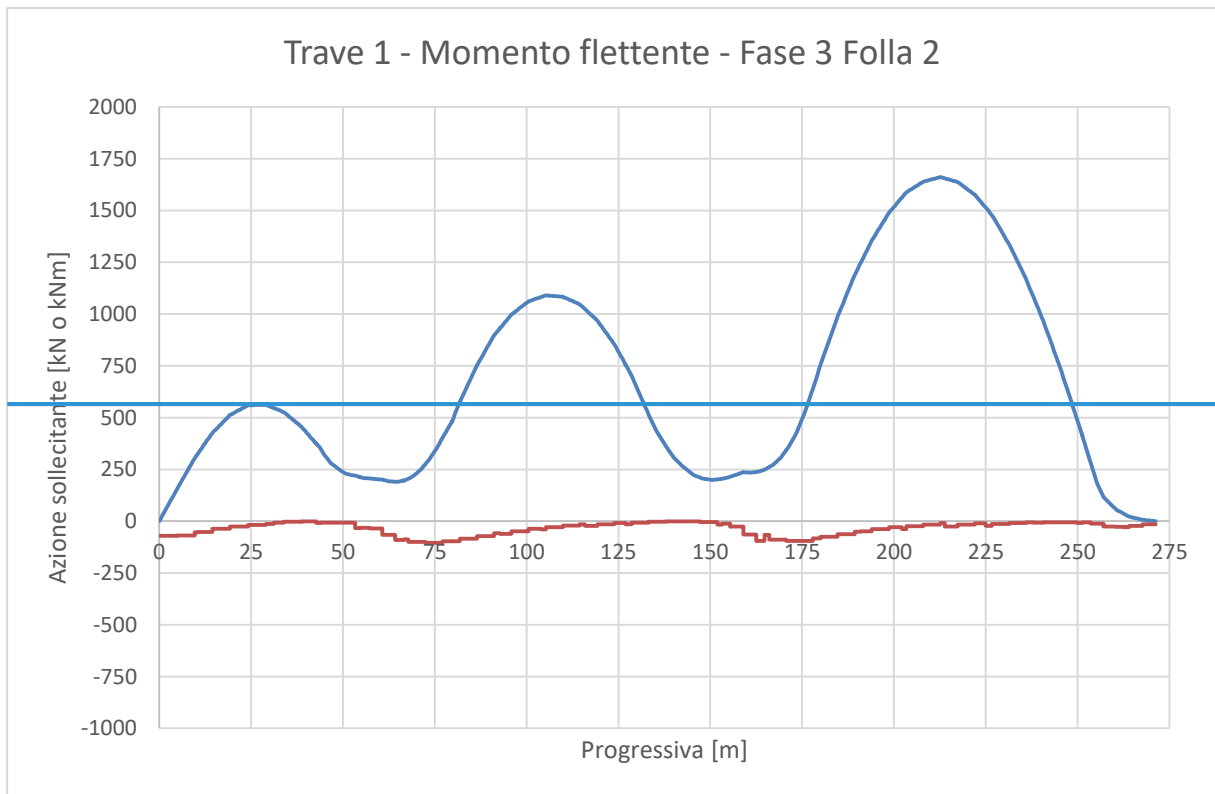


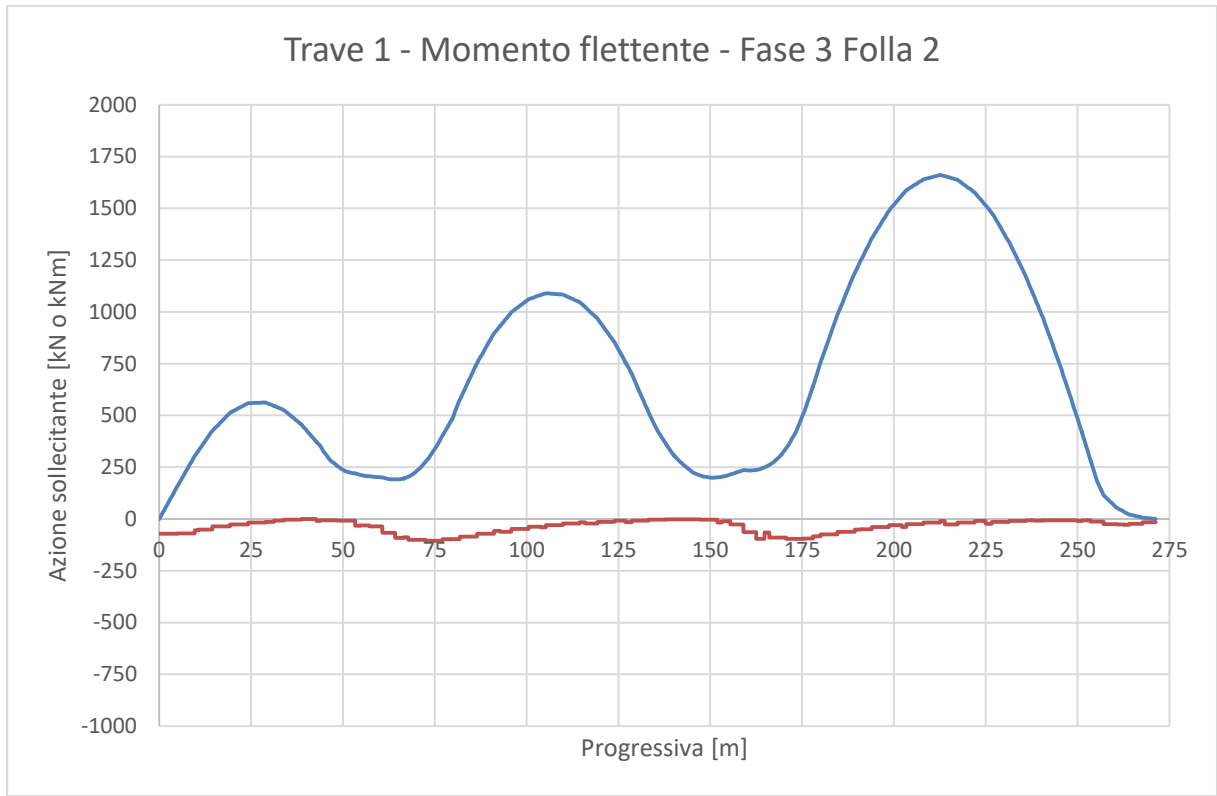
**Figura 147** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 1



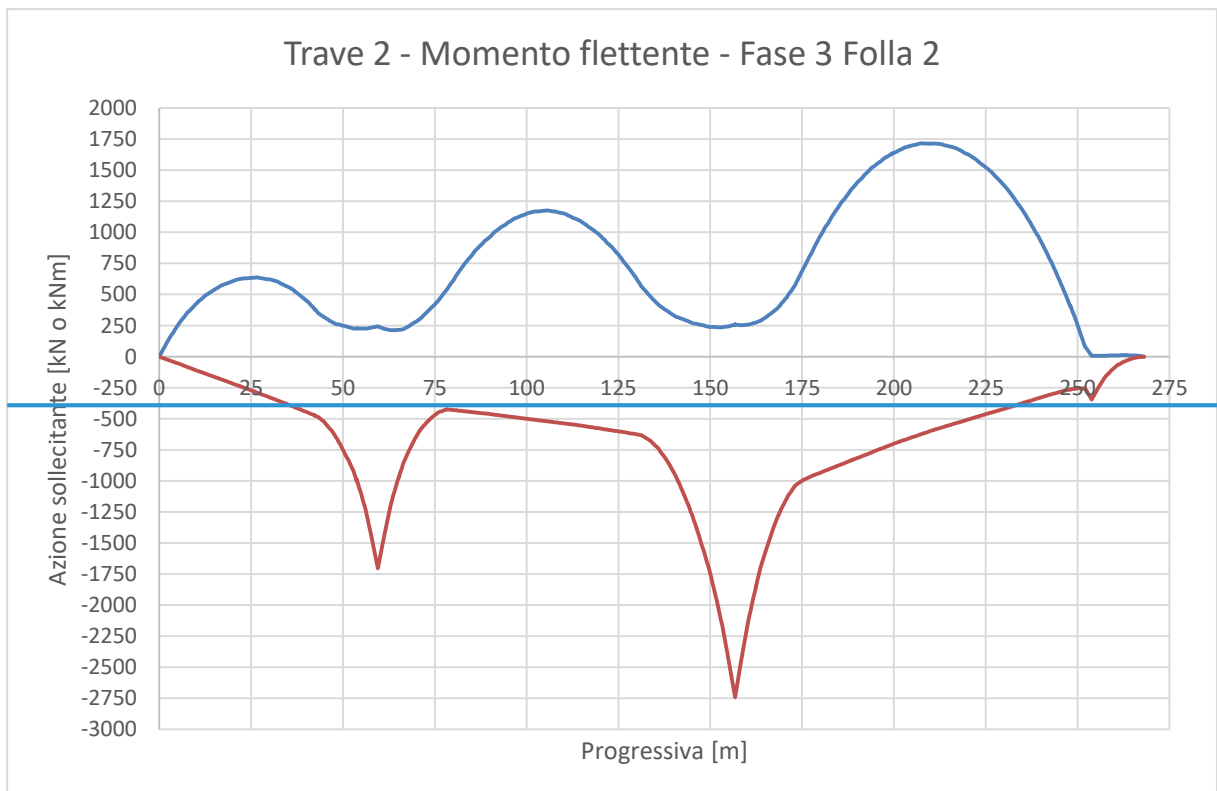


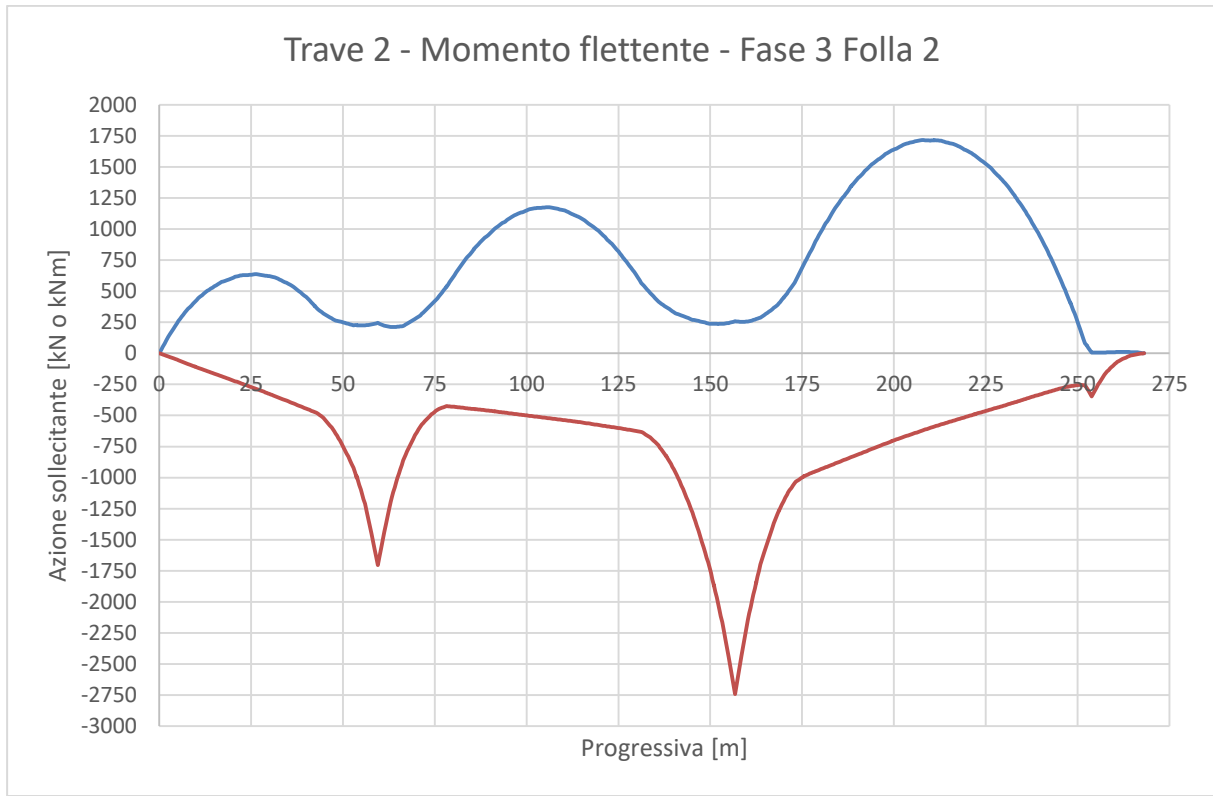
**Figura 148** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP6 a UP7) – Trave 2

**7.1.9 Accidentali folla – fase 3 (valori validi da UP7 alla mezzeria della seconda campata)****Figura 149** – Momento flettente per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata)

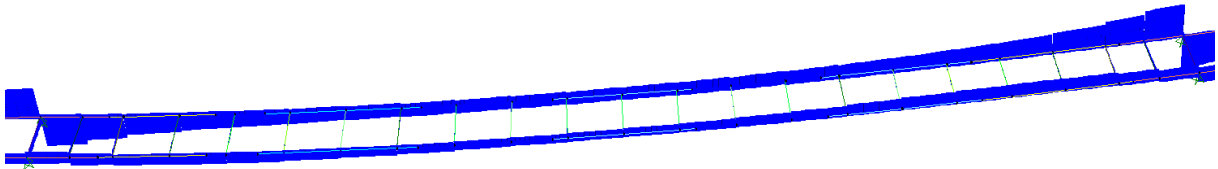


**Figura 150** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1

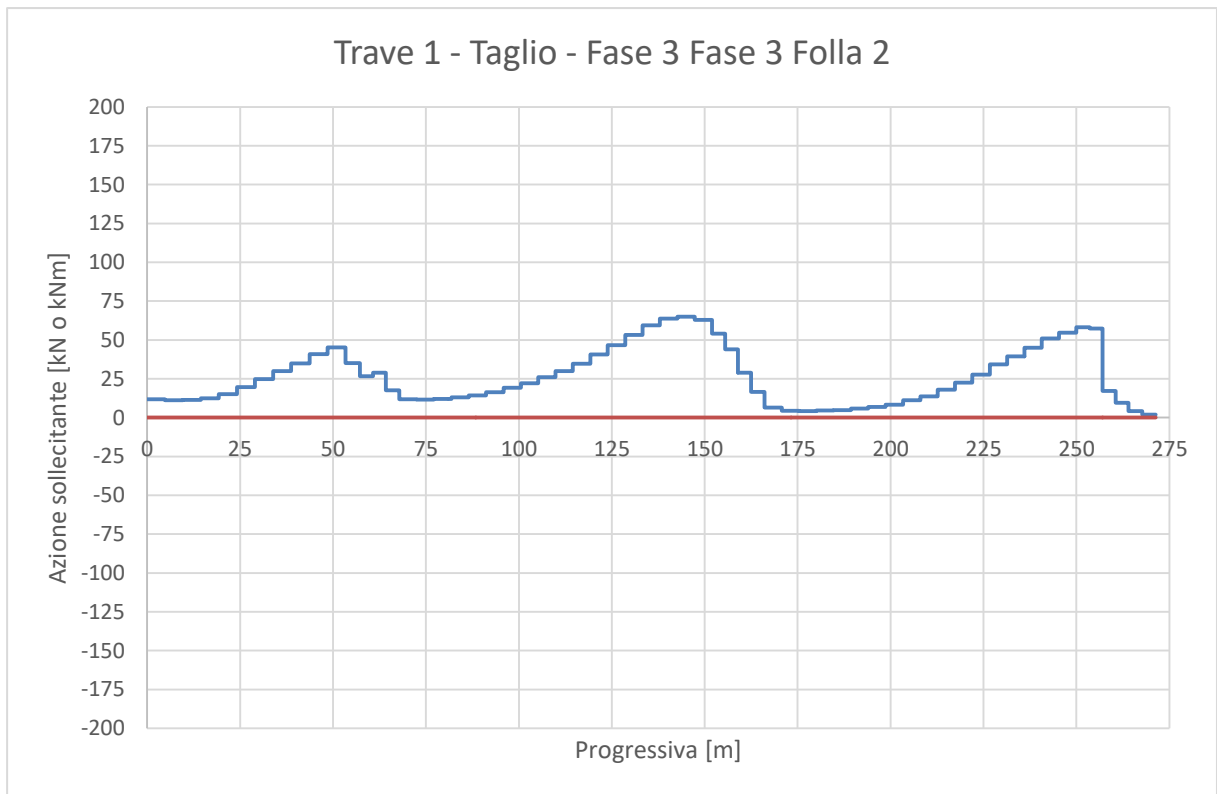
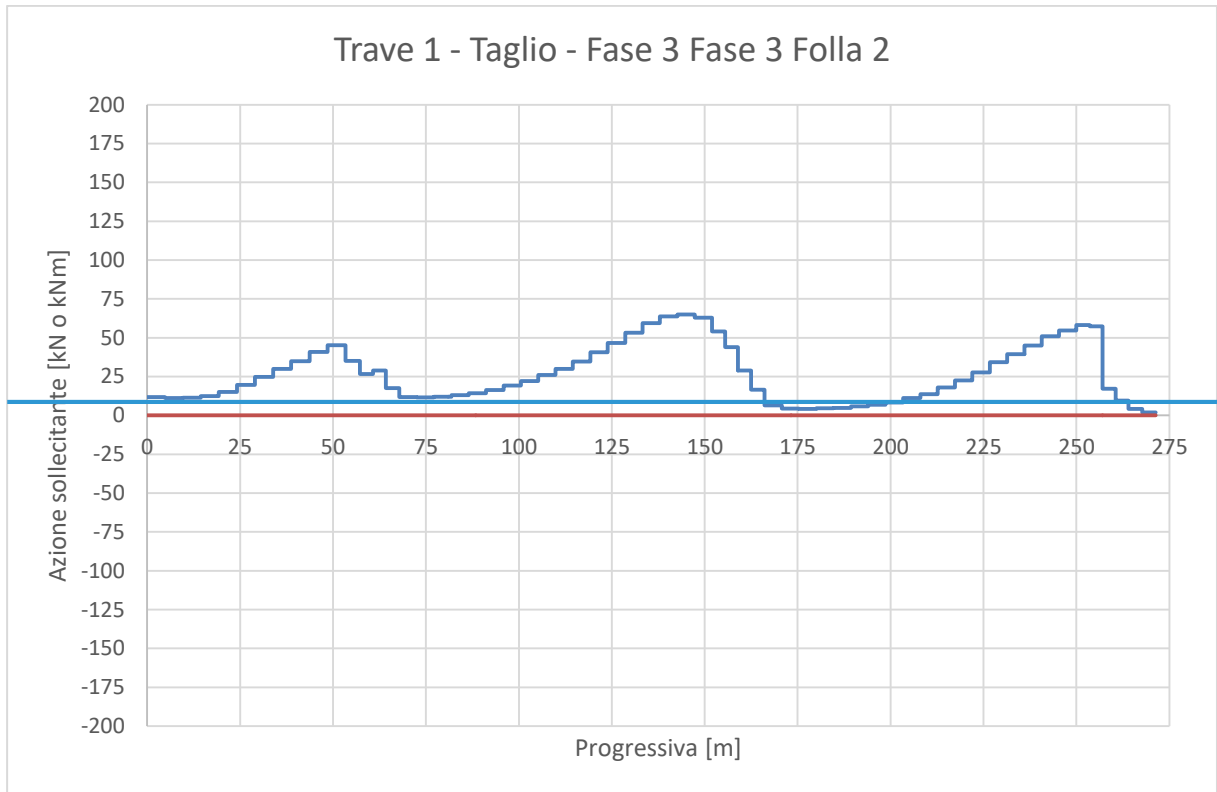




**Figura 151** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

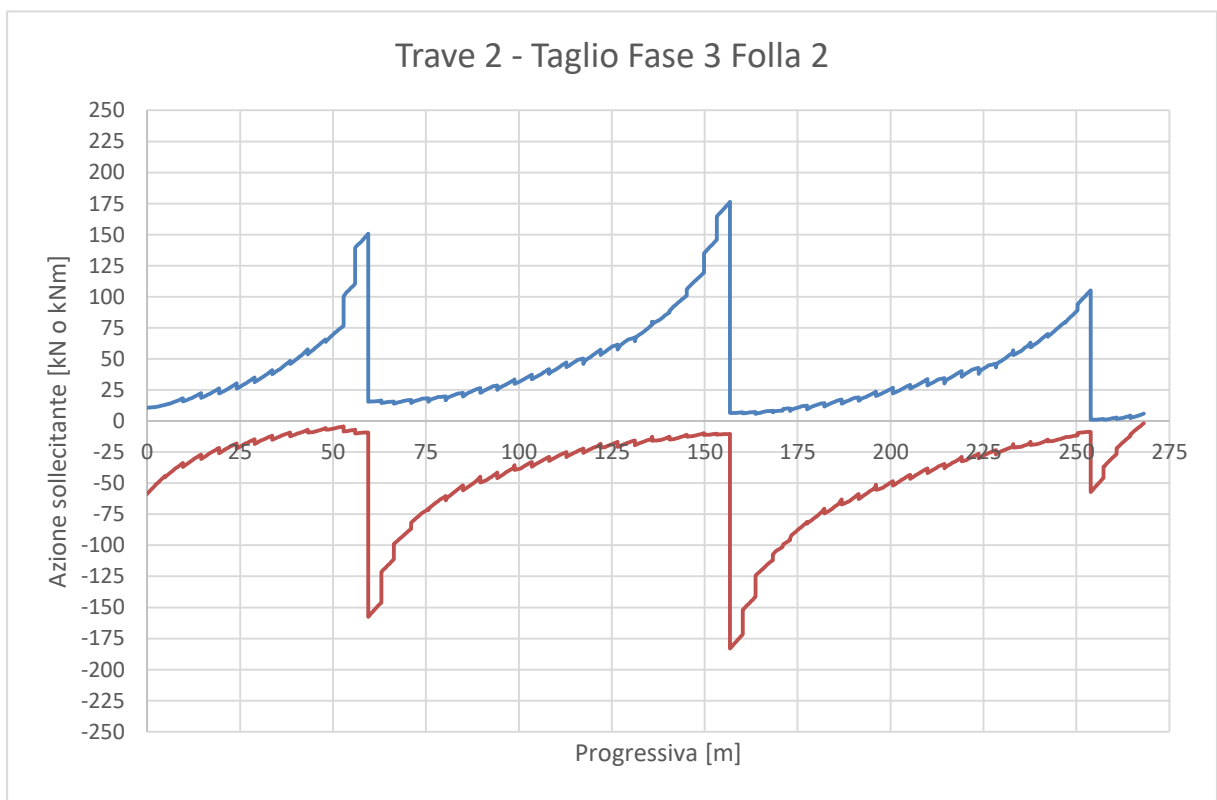
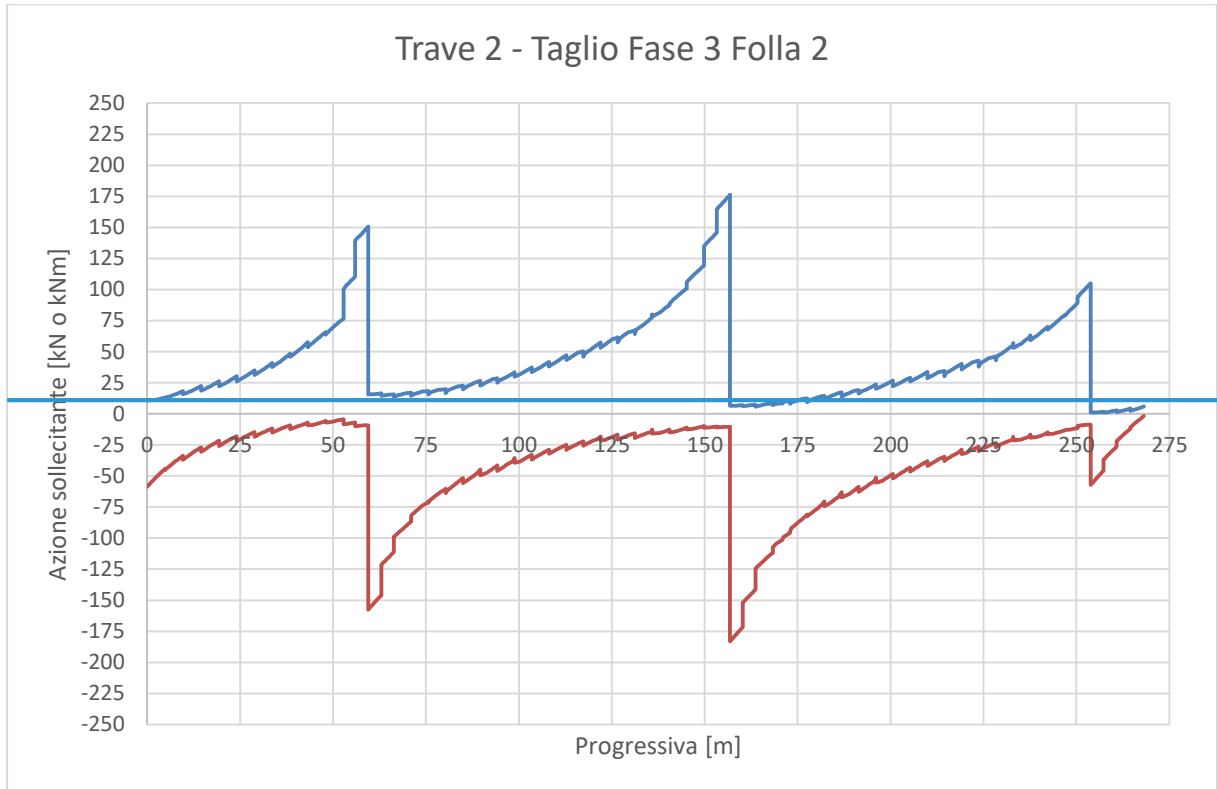


**Figura 152** – Taglio per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata)

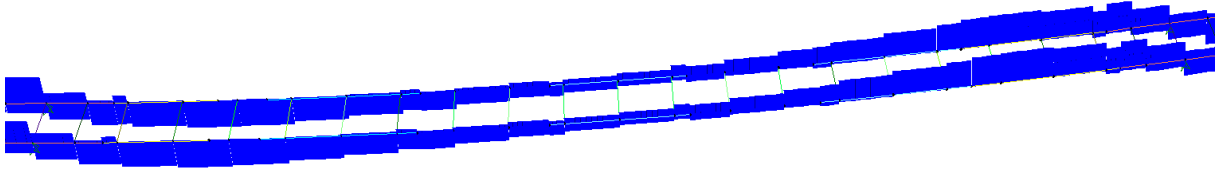




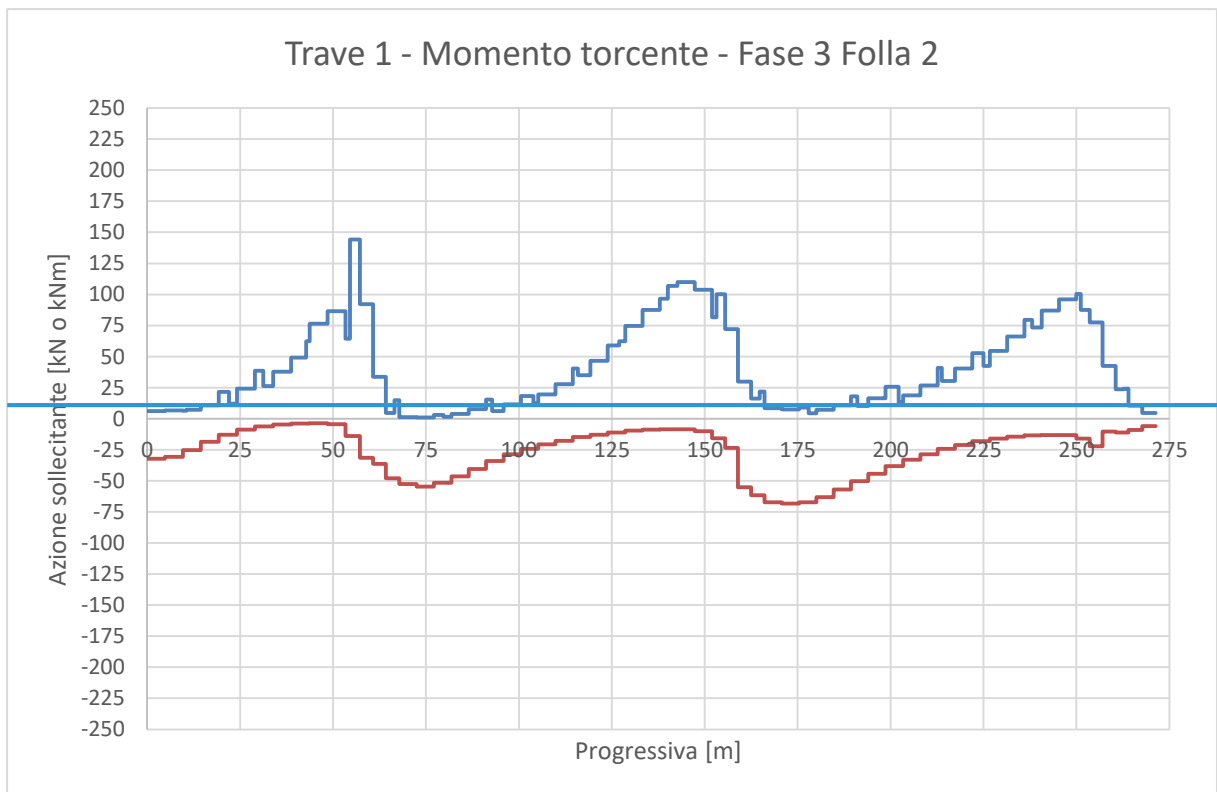
**Figura 153** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1

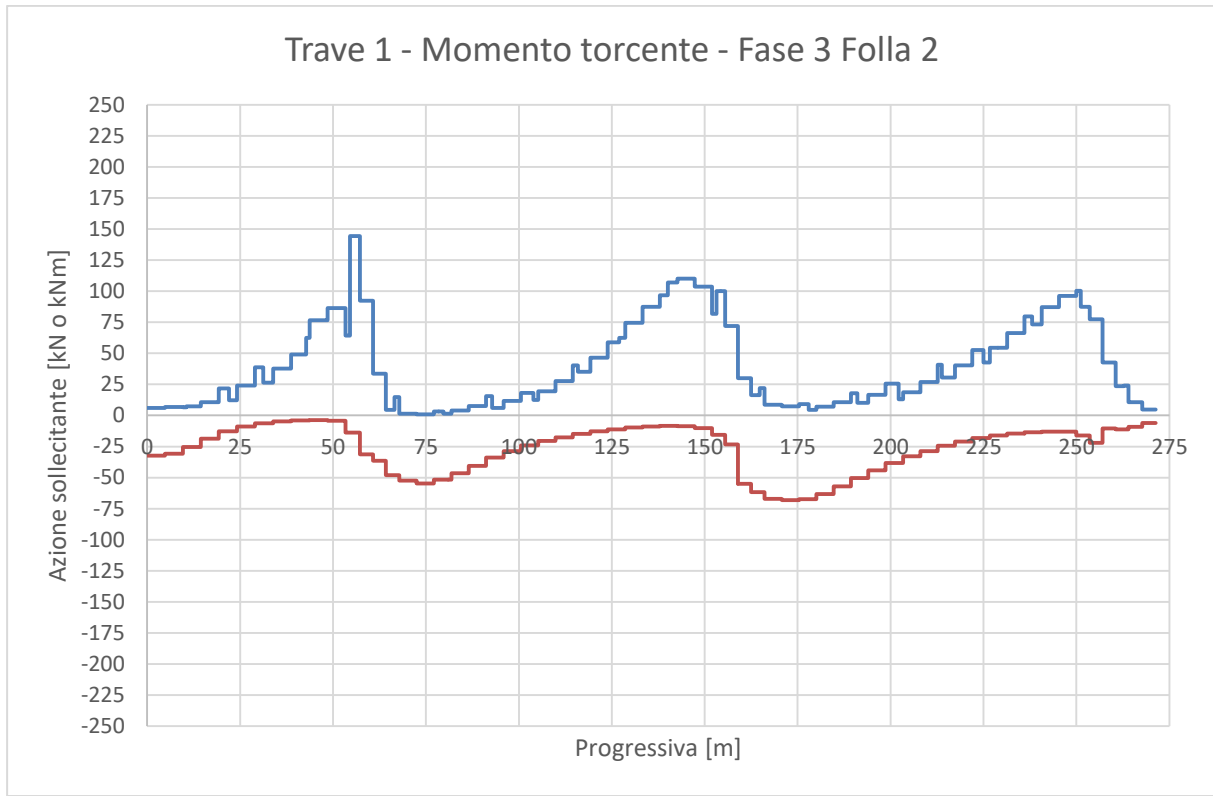


**Figura 154** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

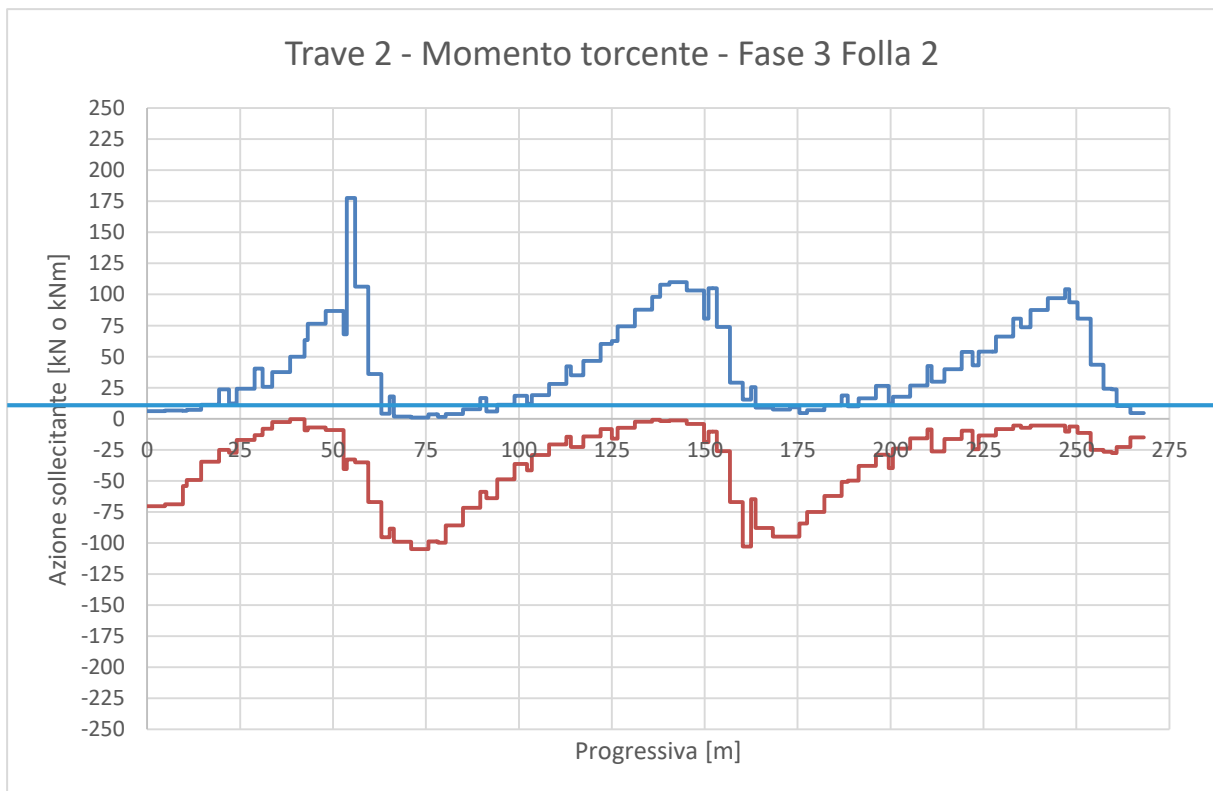


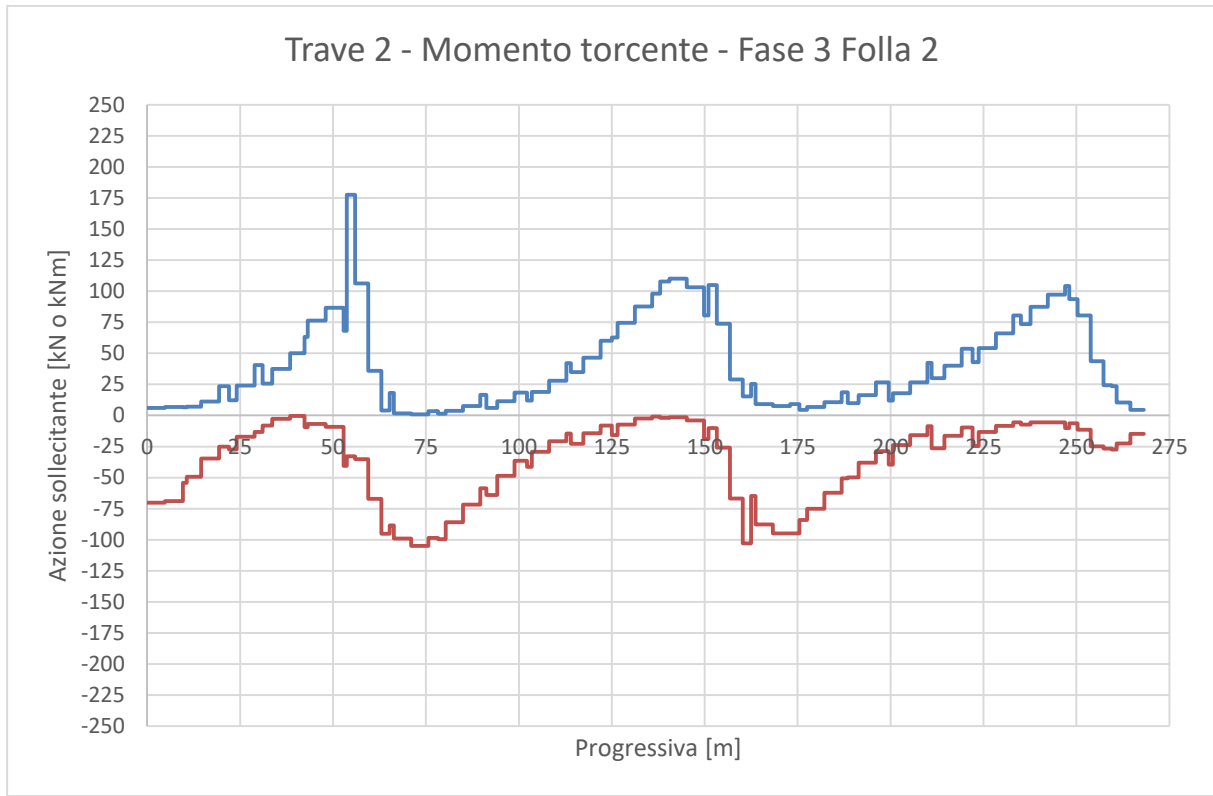
**Figura 155** – Azione torcente per carichi accidentali folla (da UP7 alla mezzeria della seconda campata)





**Figura 156** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 1





**Figura 157** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (valido da UP7 alla mezzeria della seconda campata) – Trave 2

### 7.1.10 Accidentali folla – fase 3 (valori validi dalla mezzeria della seconda campata alla fine)

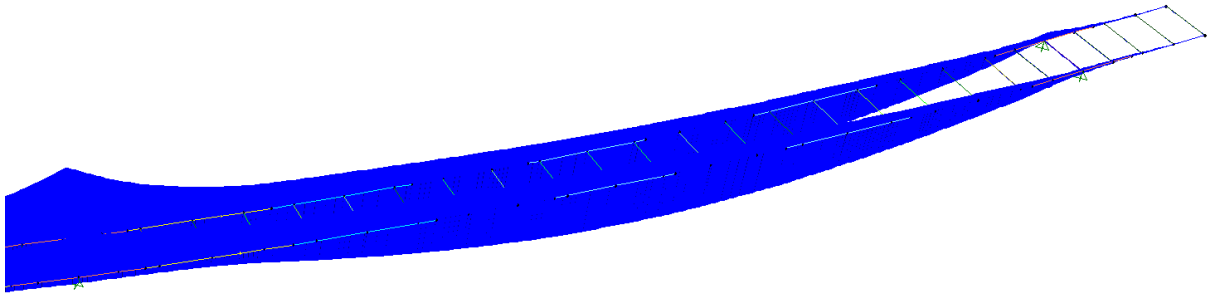
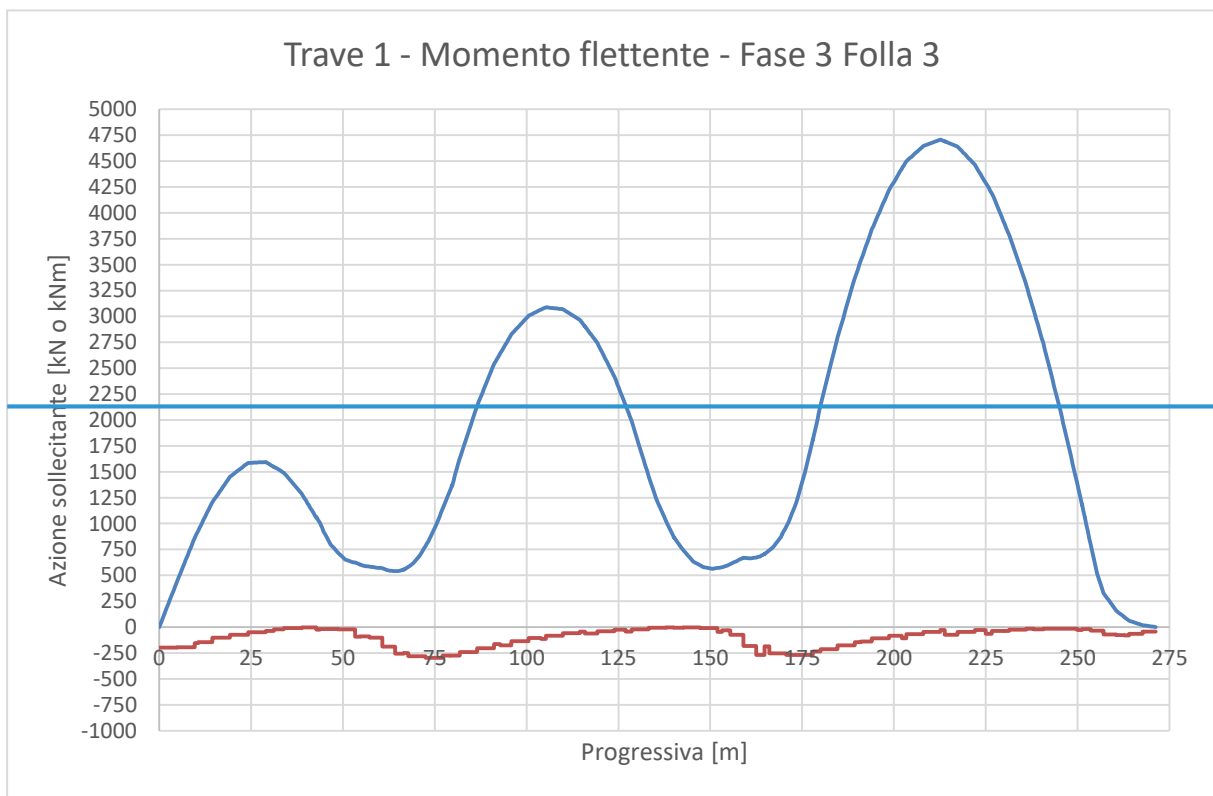
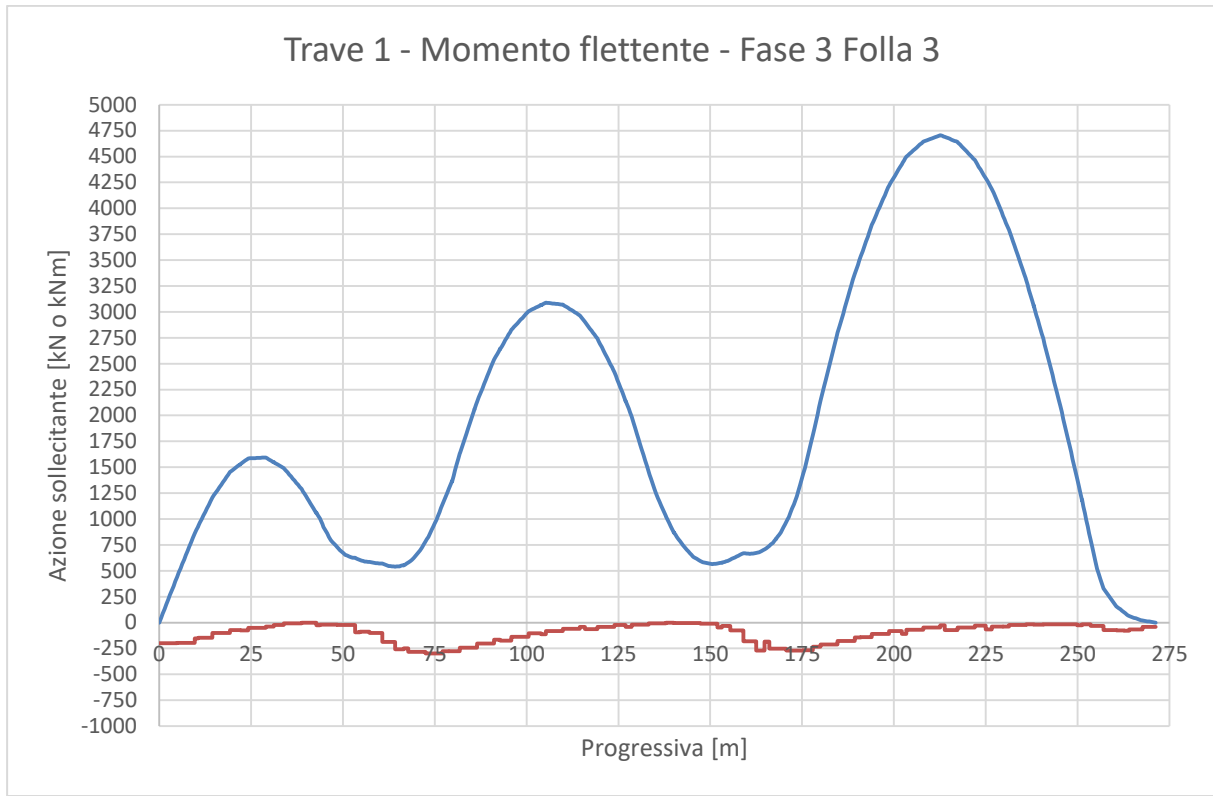
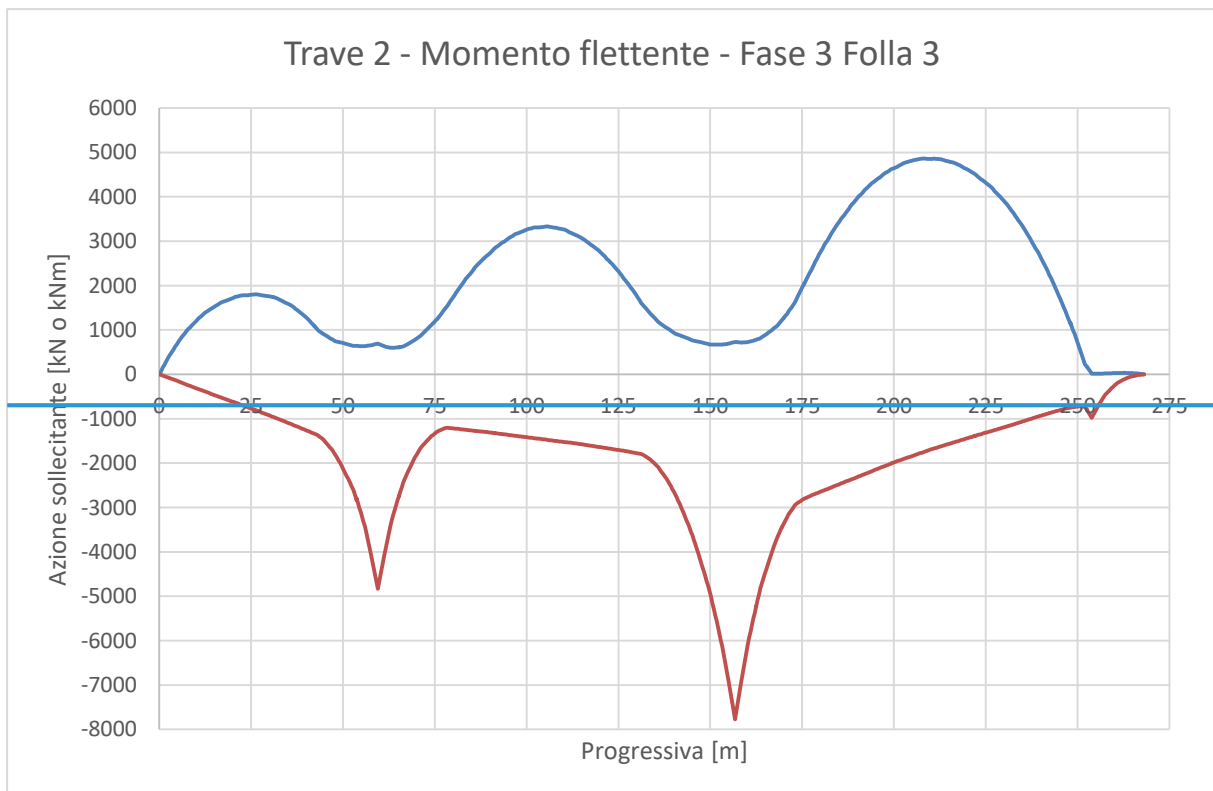


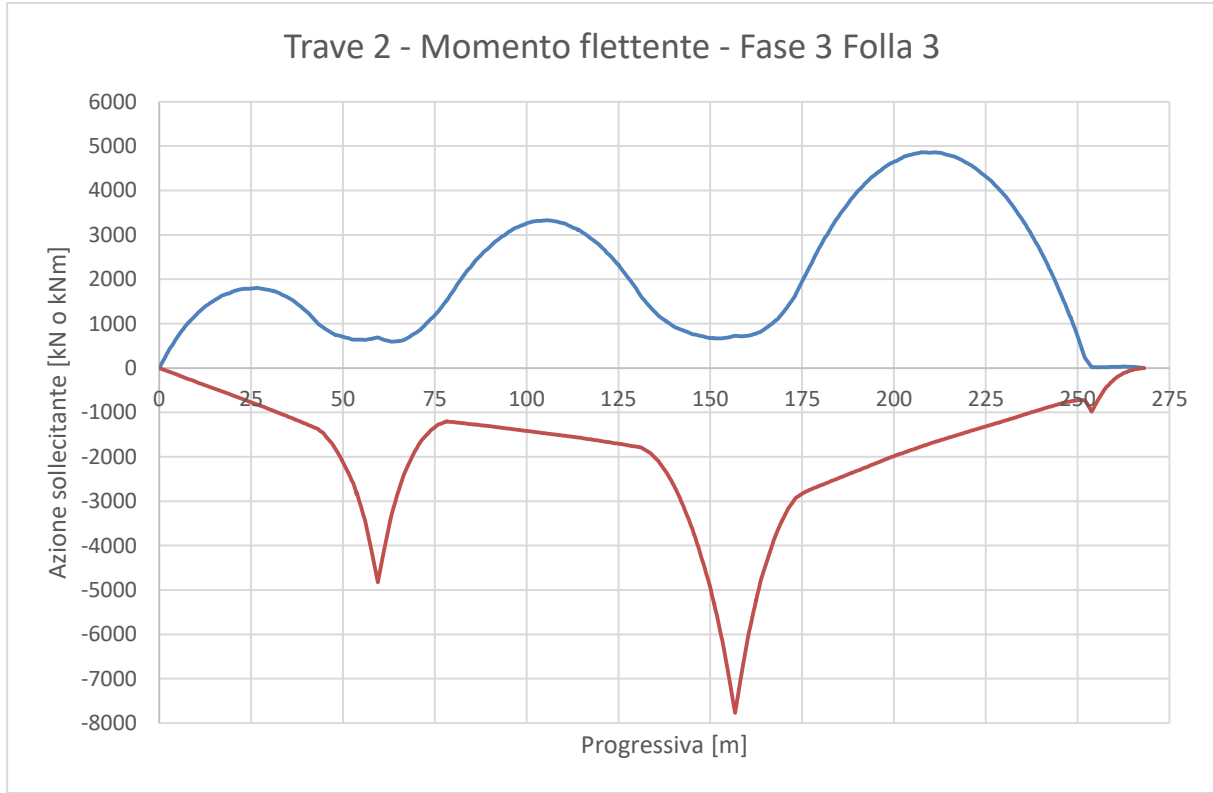
Figura 158 – Momento flettente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine)



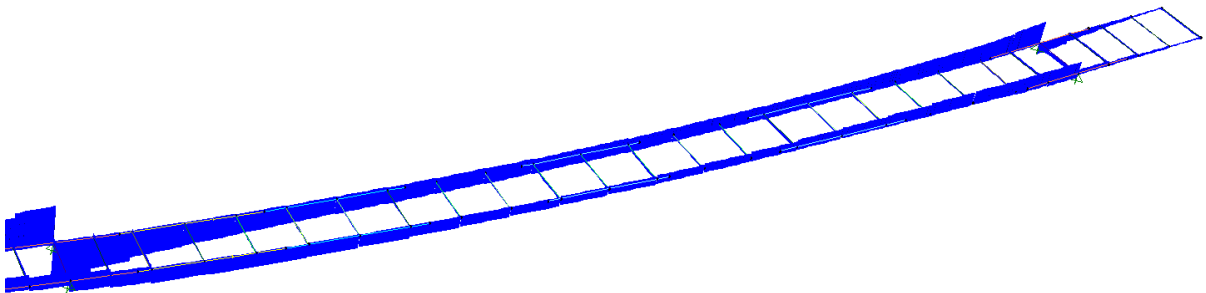


**Figura 159** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

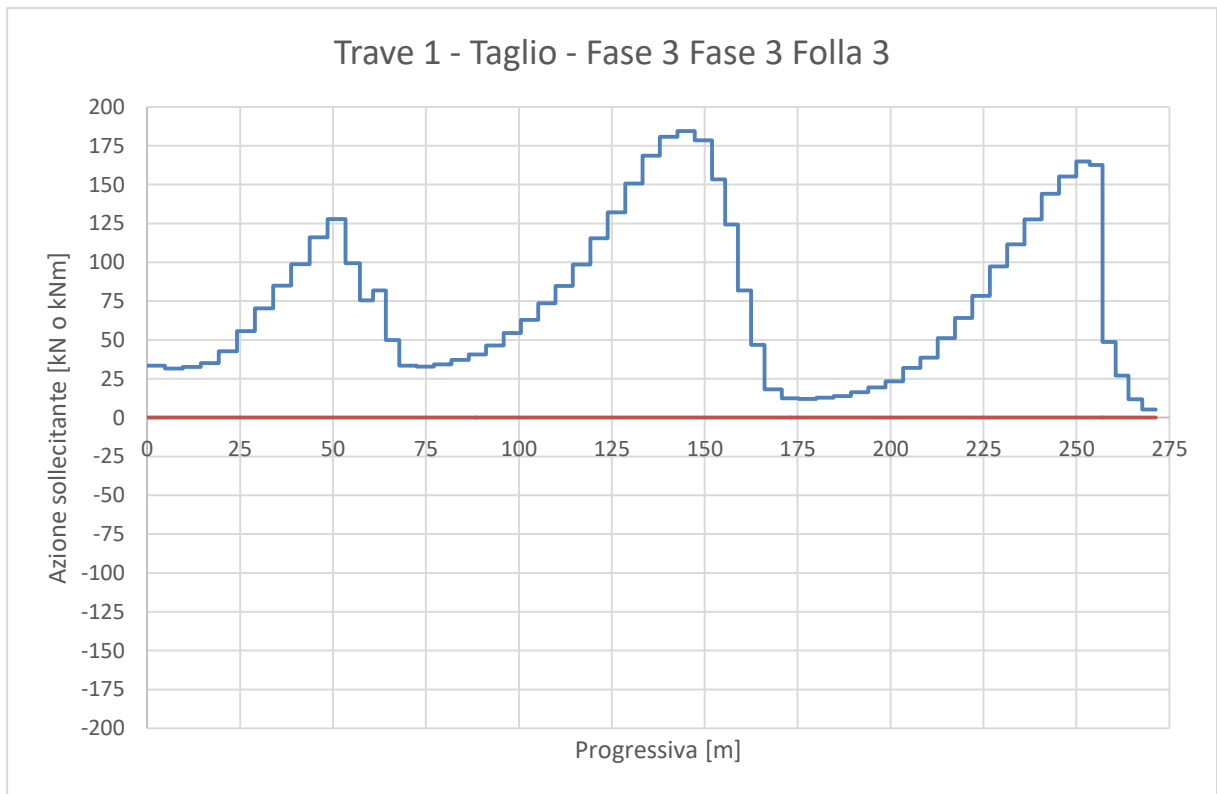
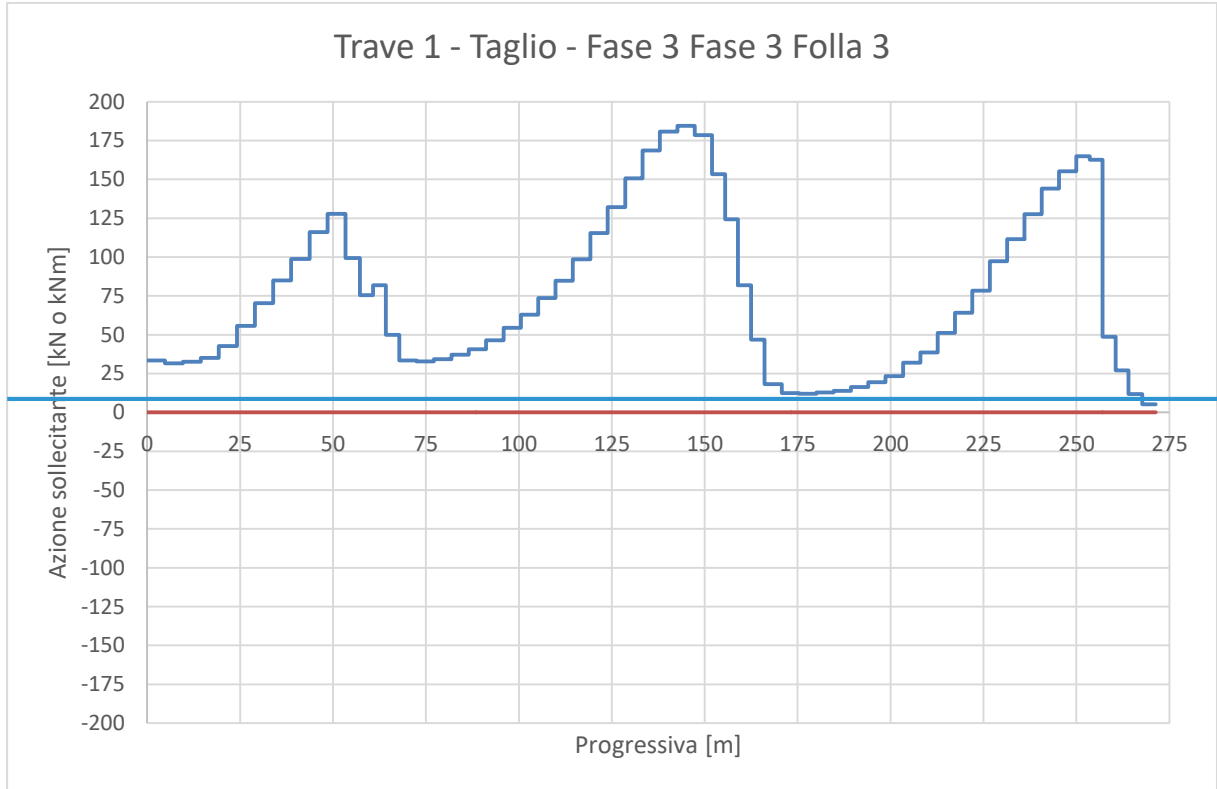




**Figura 160** – Grafico del momento flettente per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

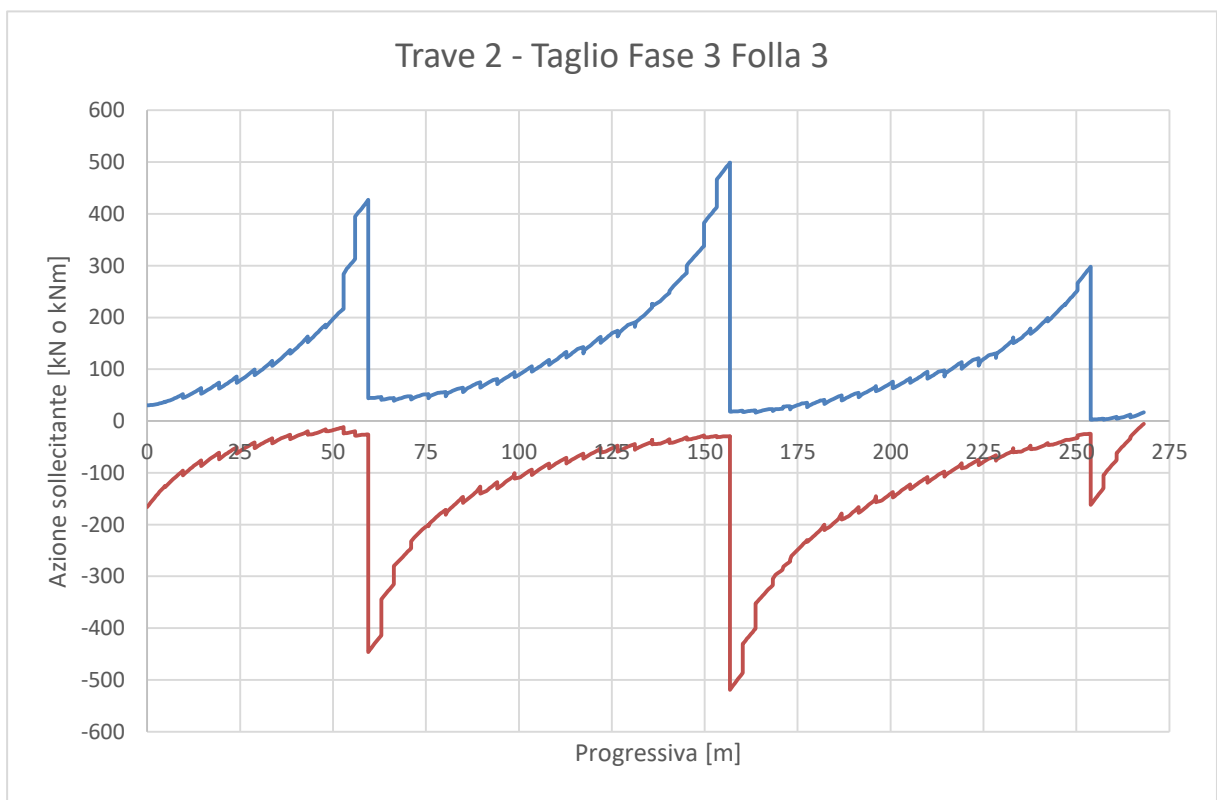
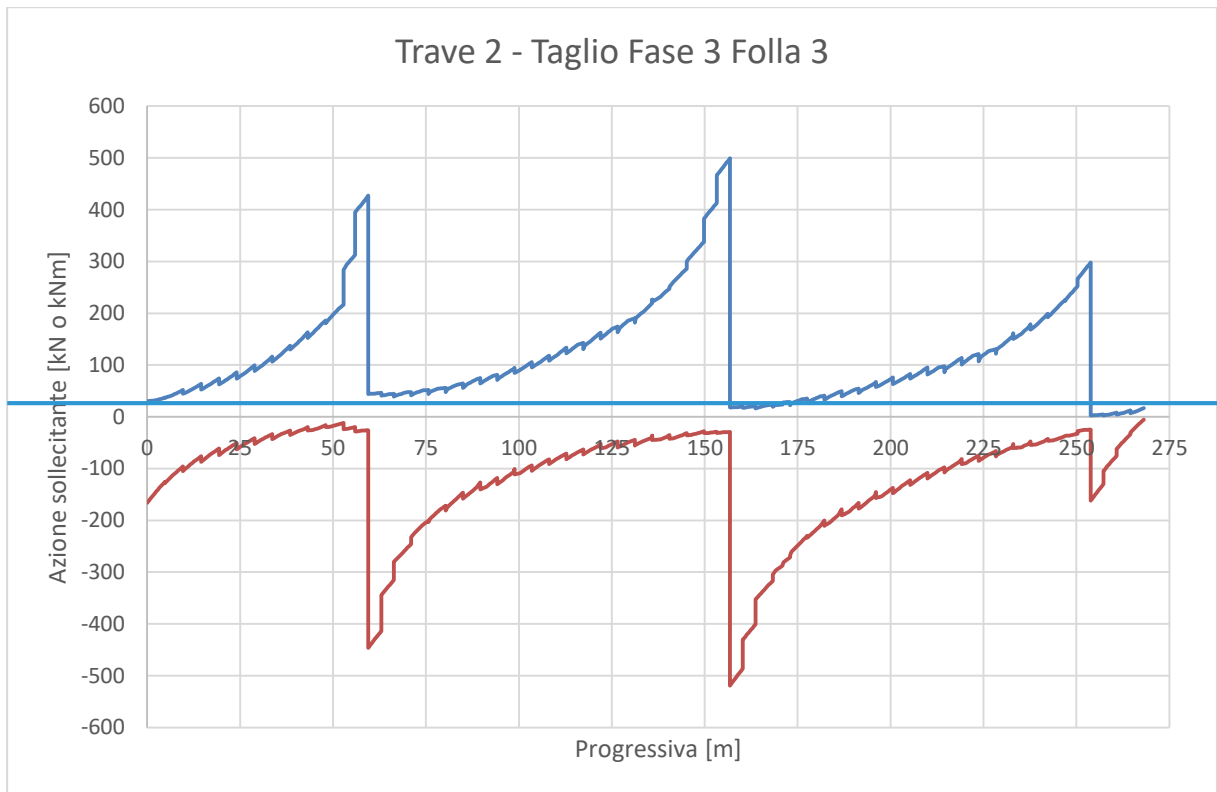


**Figura 161** – Taglio per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine)

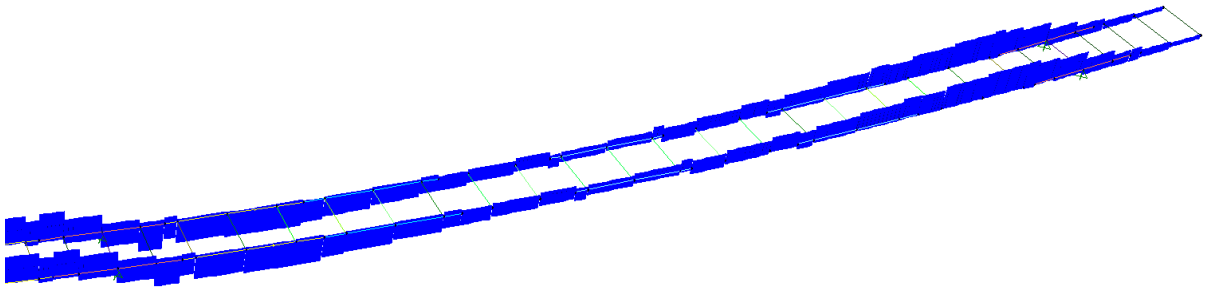




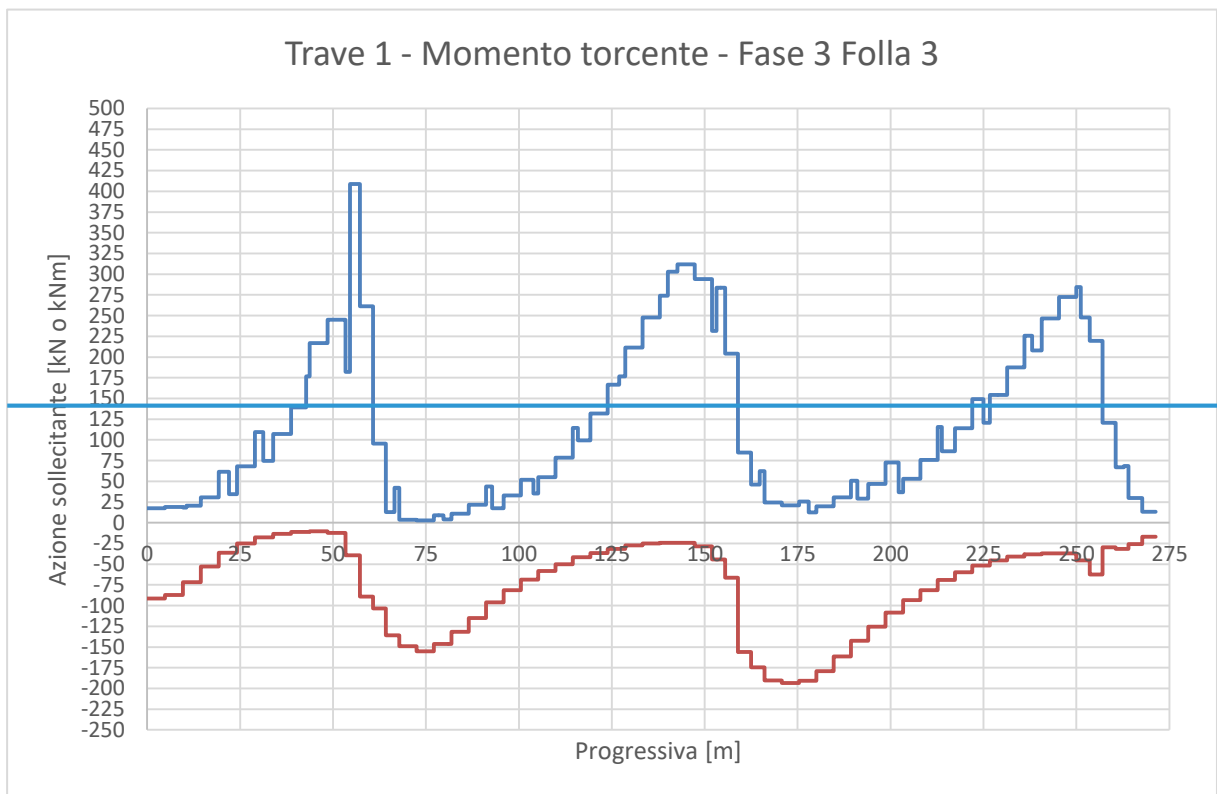
**Figura 162** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1

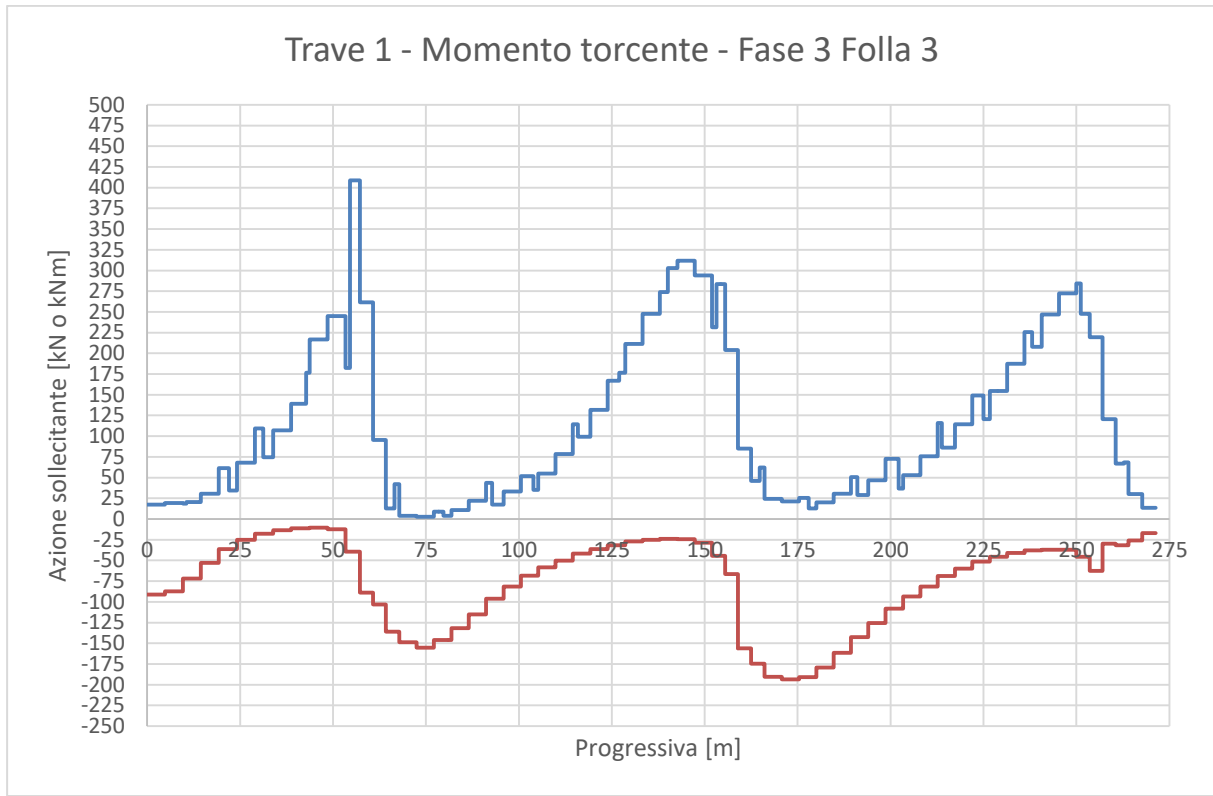


**Figura 163** – Grafico del taglio per carichi accidentali folla (valido dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2

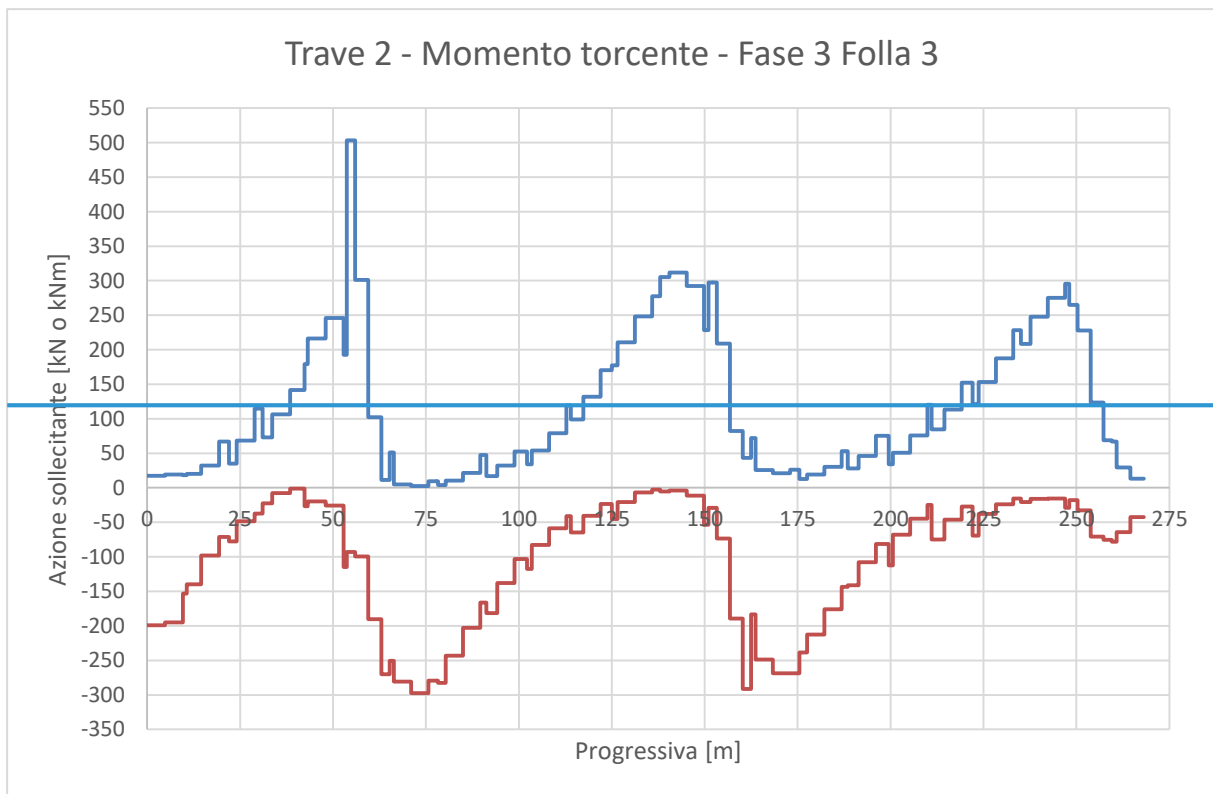


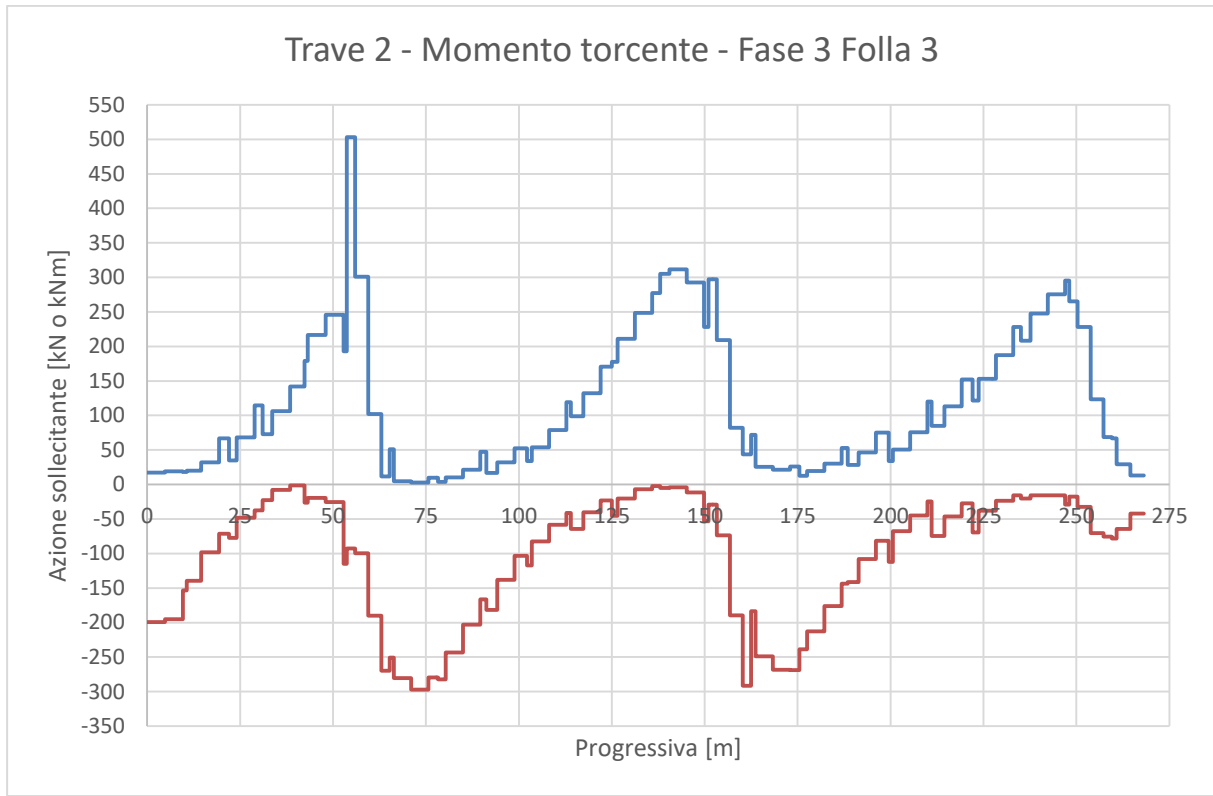
**Figura 164** – Azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine)





**Figura 165** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 1





**Figura 166** – Grafico dell'azione torcente per carichi accidentali folla (dalla mezzeria della seconda campata alla fine) – Trave 2

### 7.1.11 Vento - fase 3

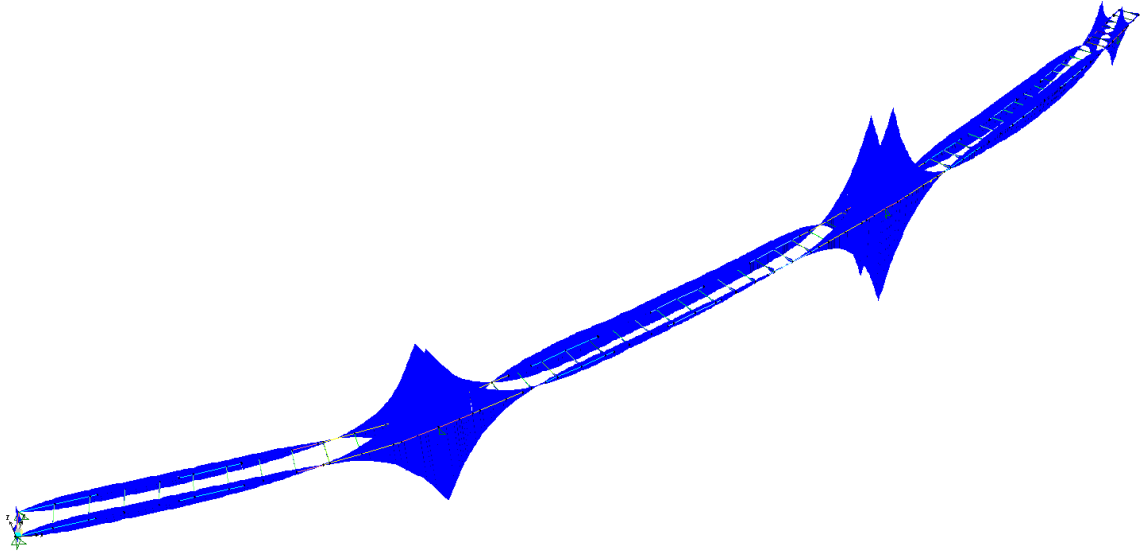
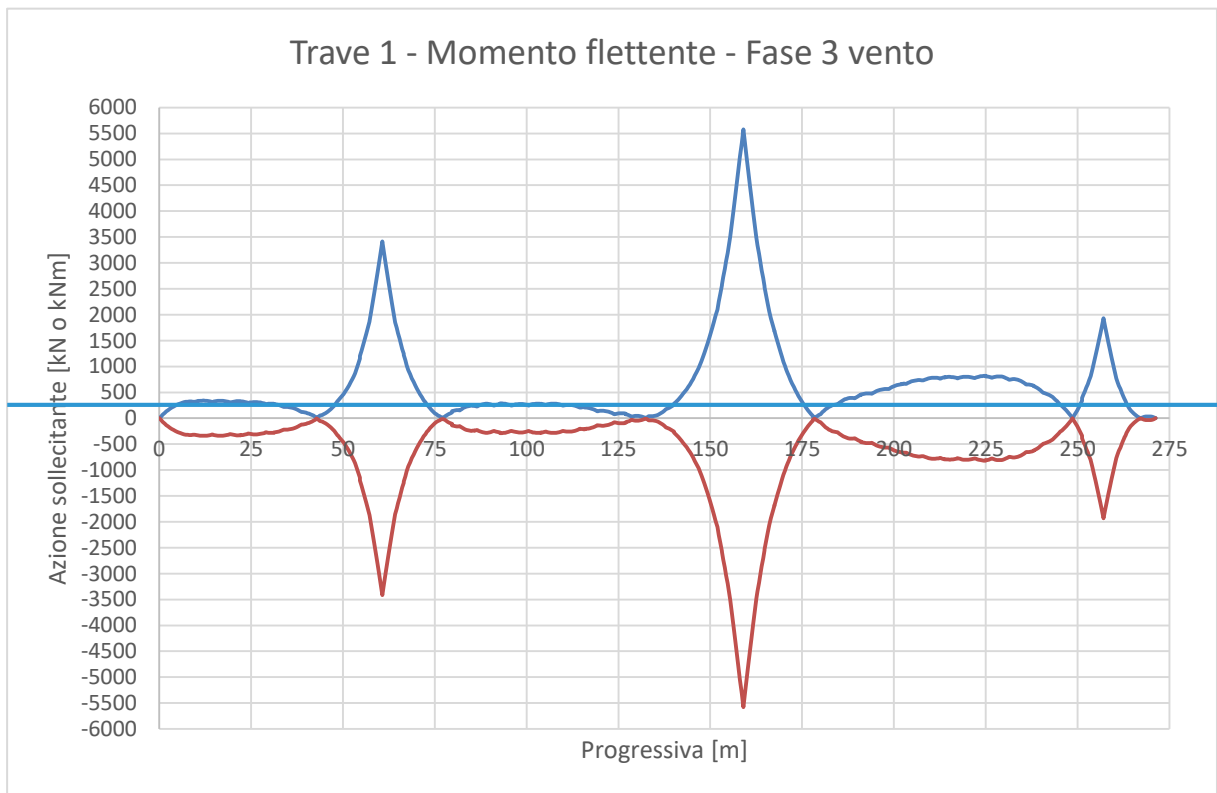
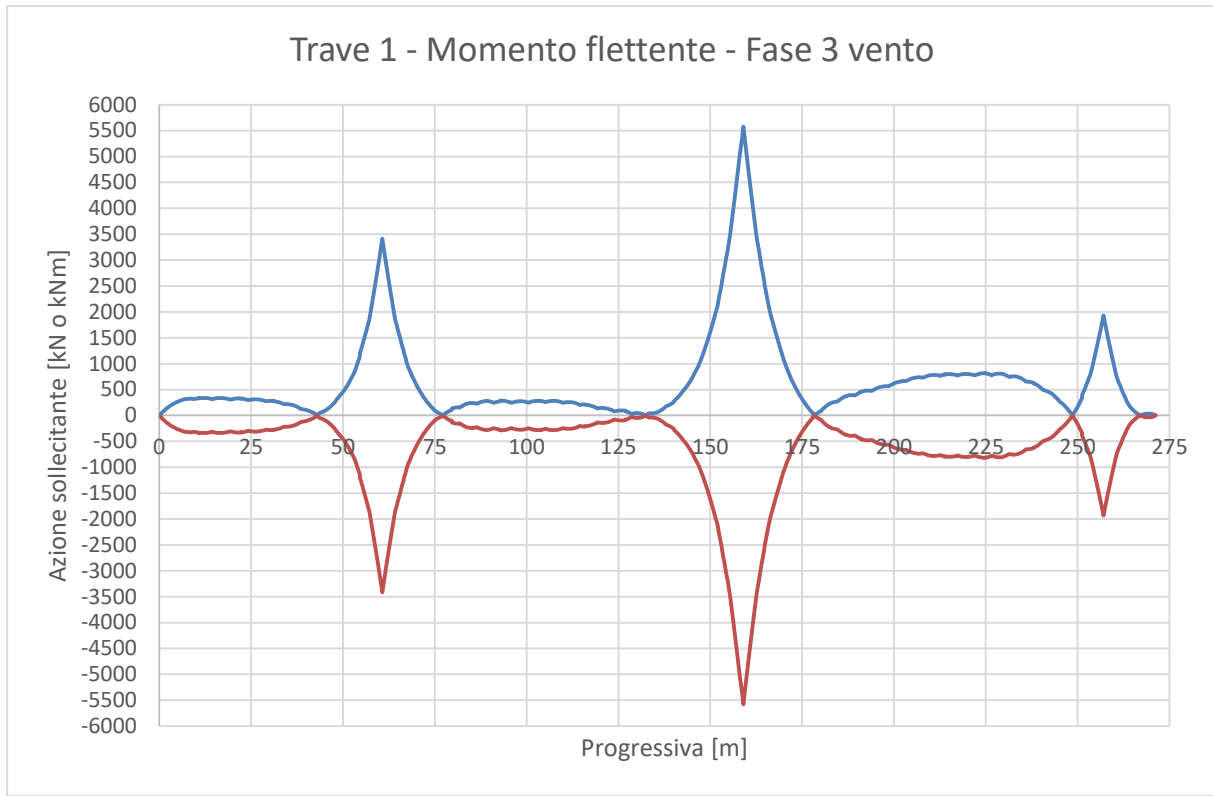
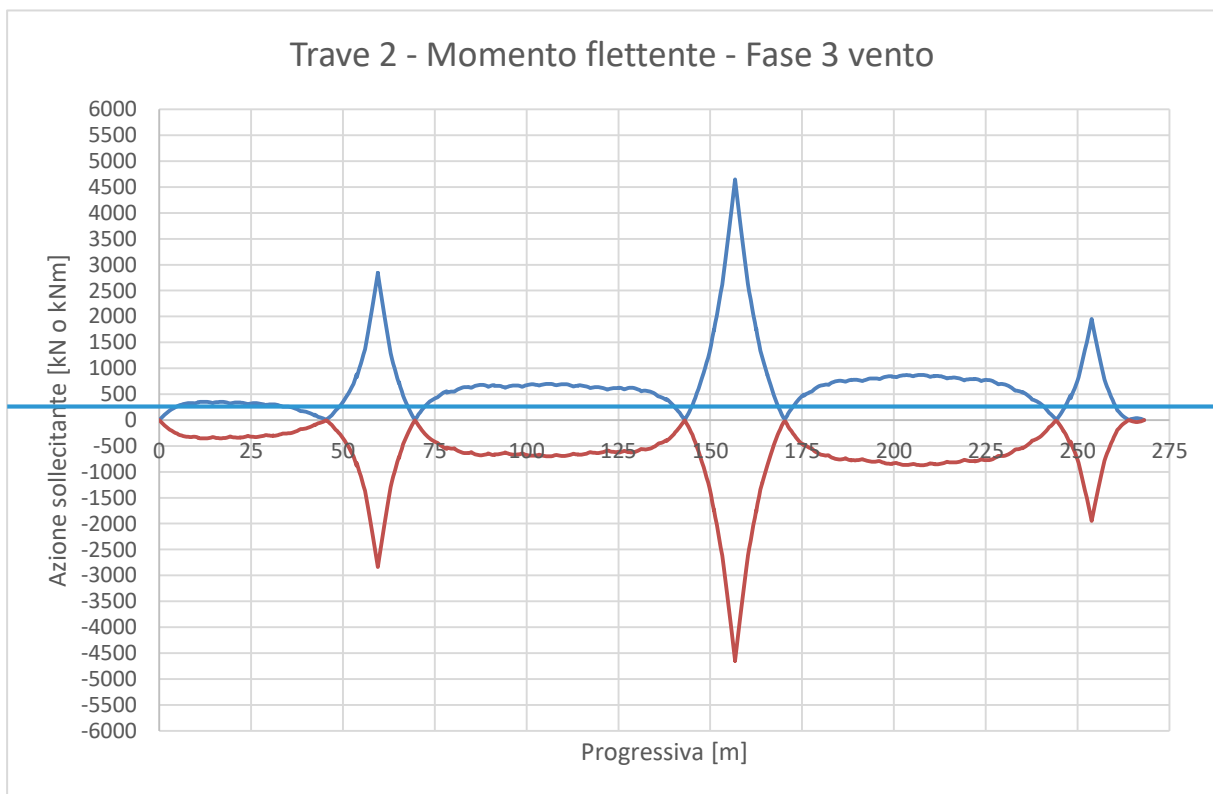


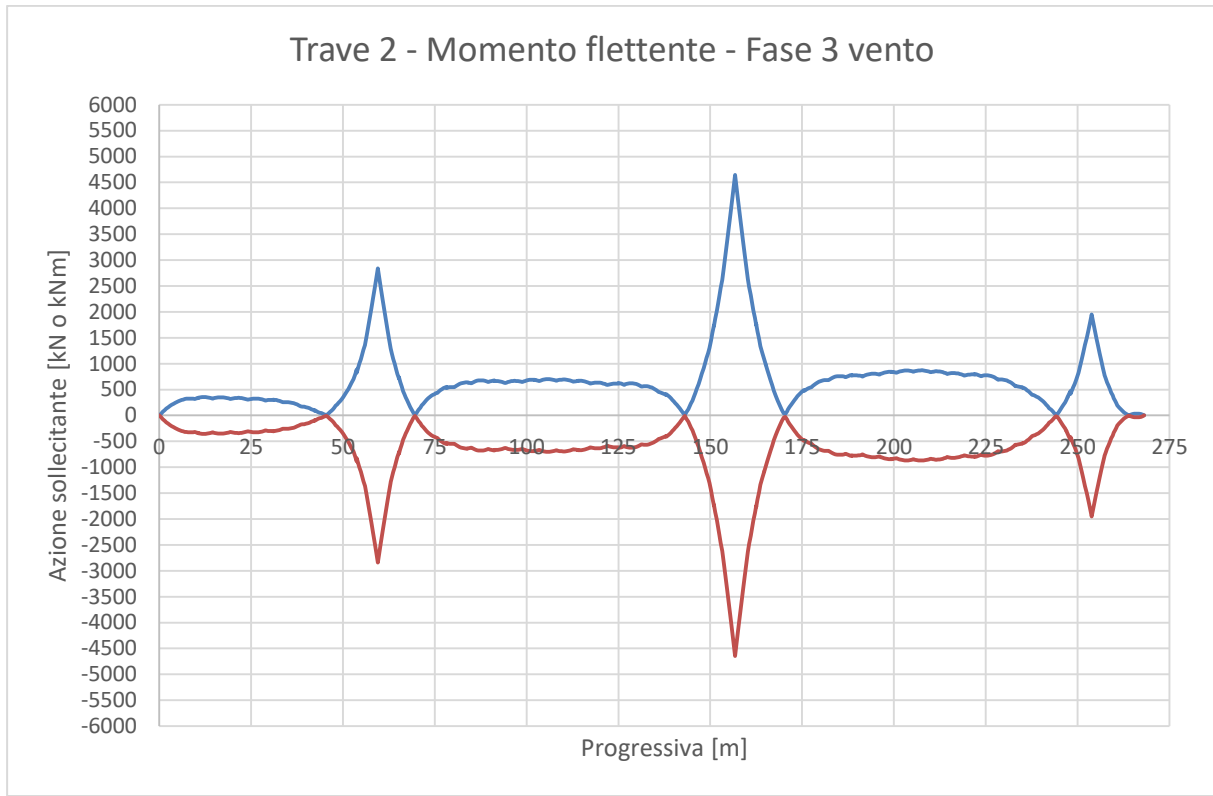
Figura 167 - Momento flettente per carichi vento



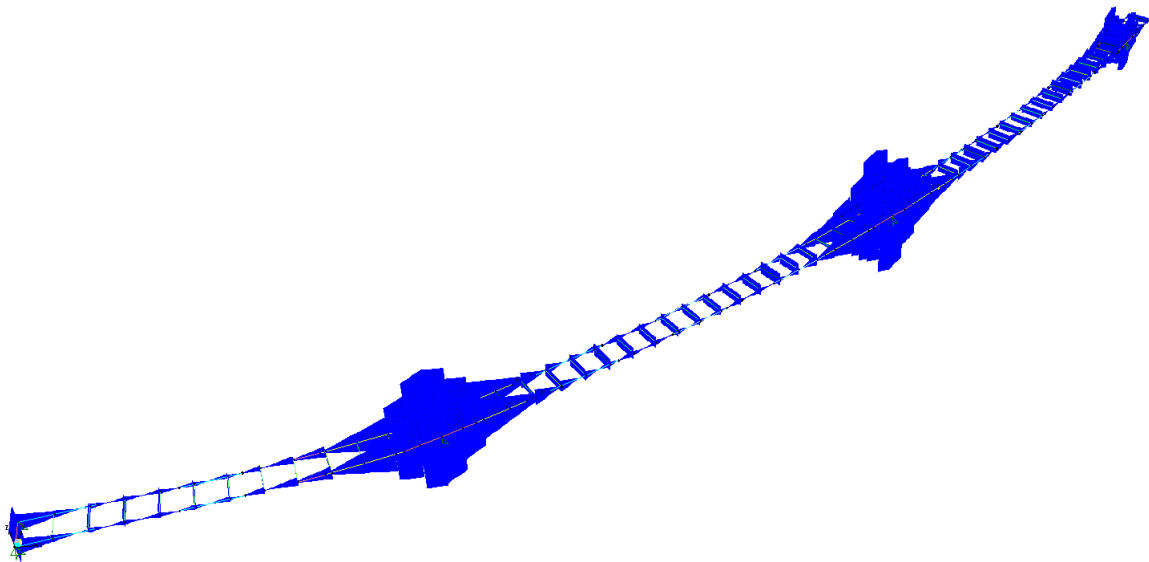


**Figura 168** – Grafico del momento flettente per carichi vento – Trave 1

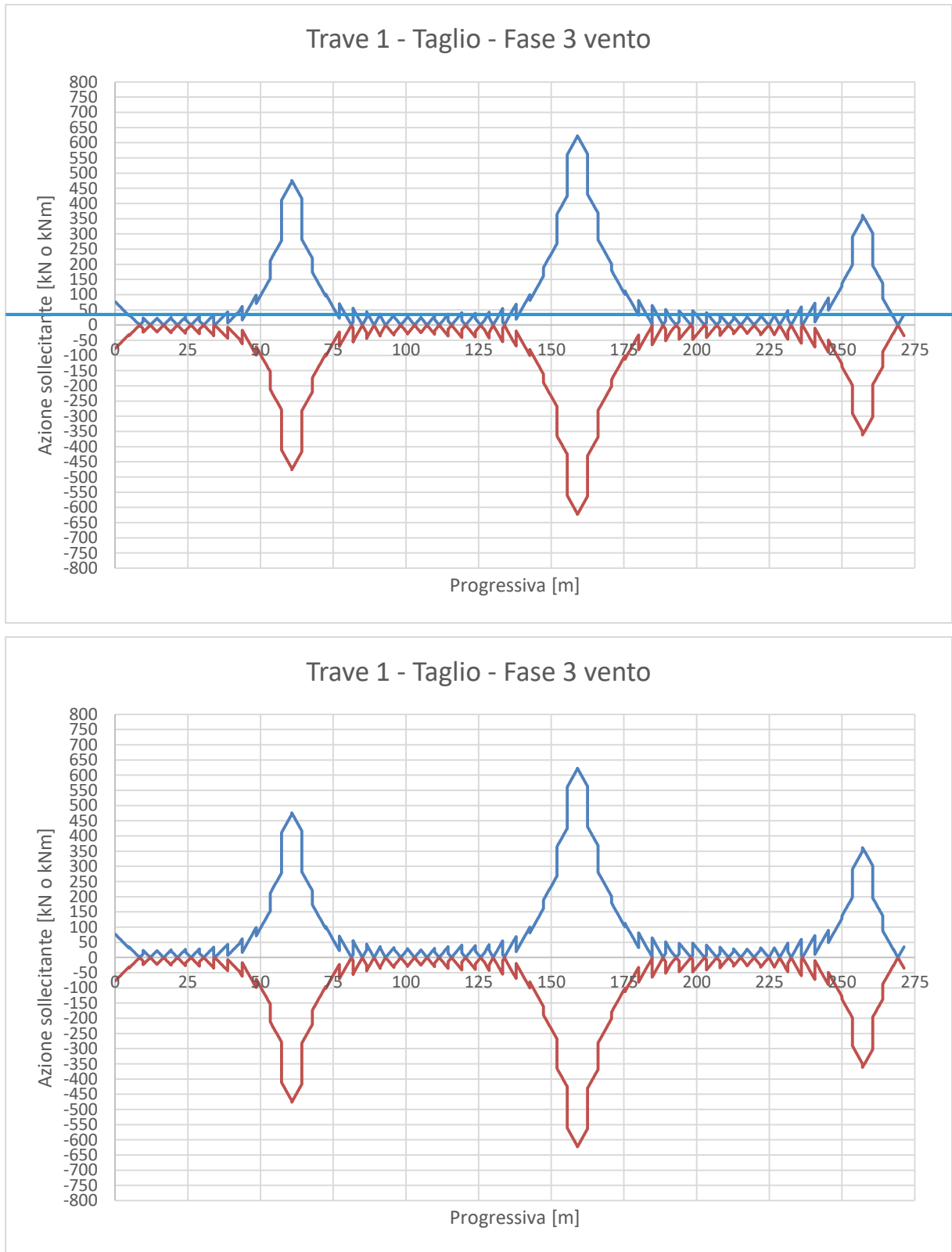




**Figura 169** – Grafico del momento flettente per carichi vento – Trave 2

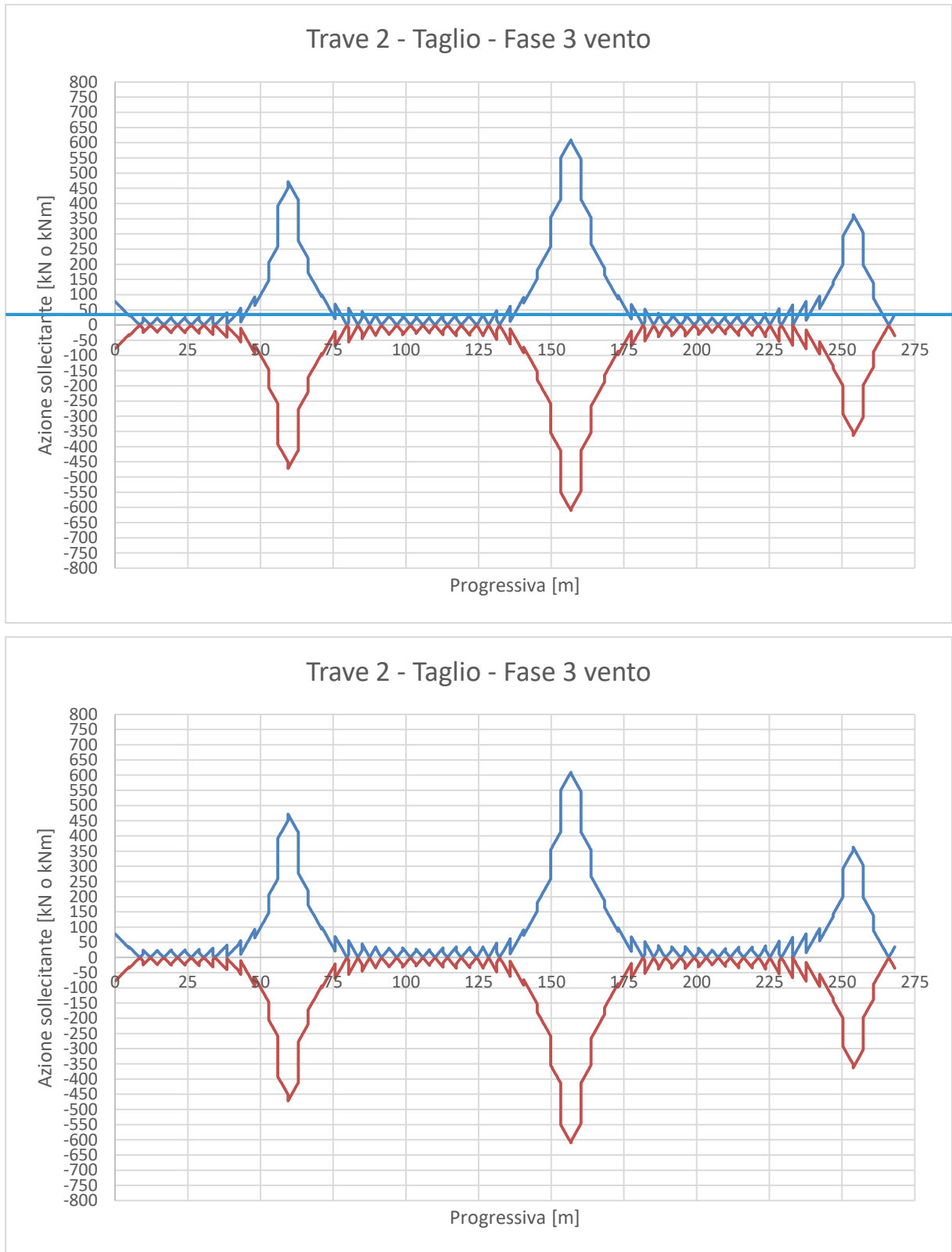


**Figura 170** – Taglio per carichi vento

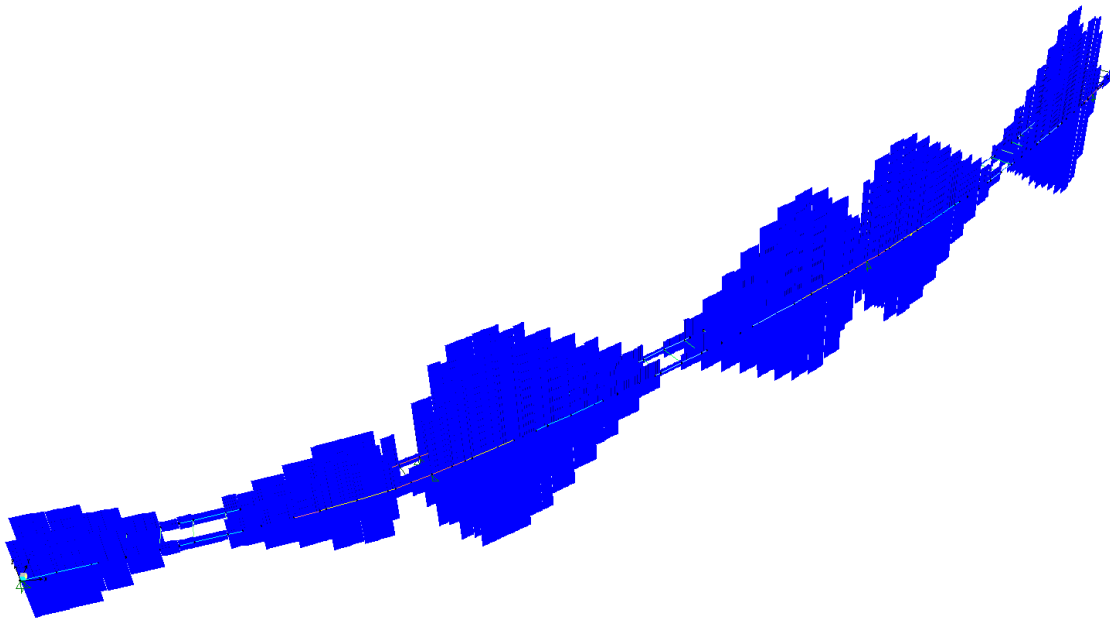


**Figura 171** – Grafico del taglio per carichi vento – Trave 1

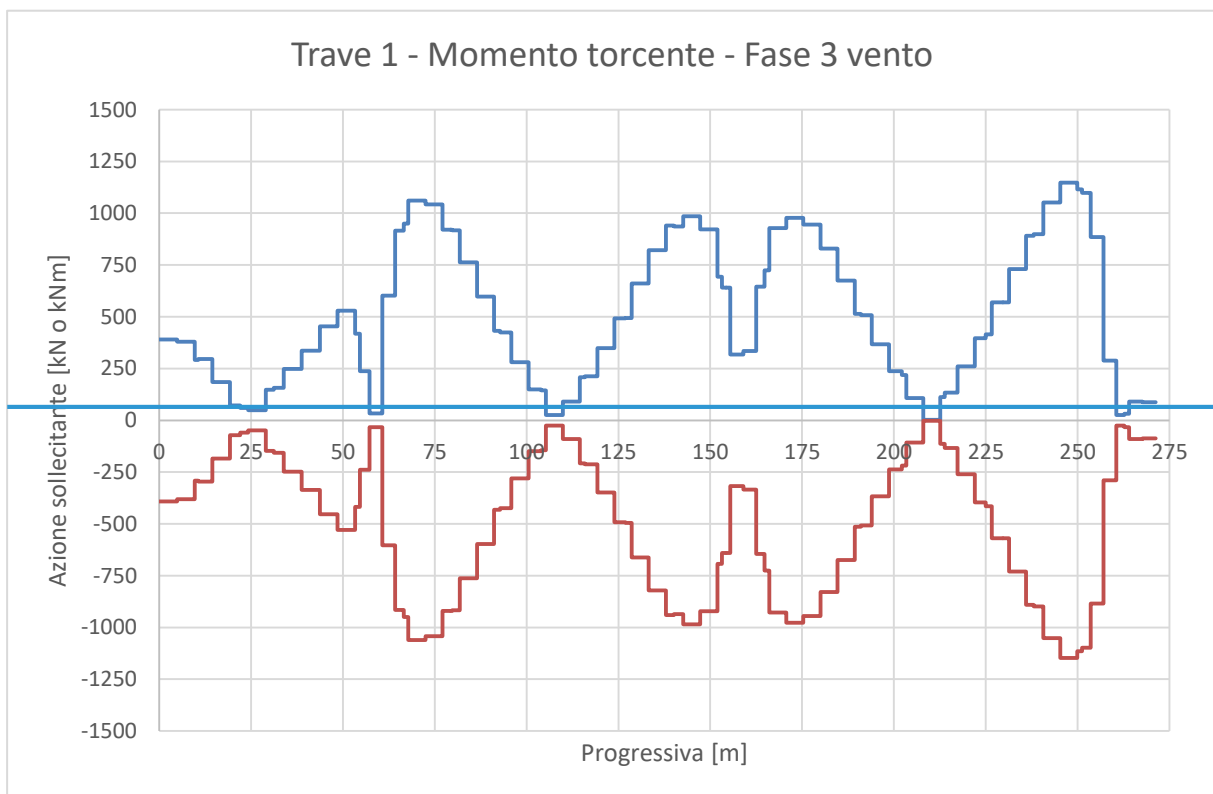


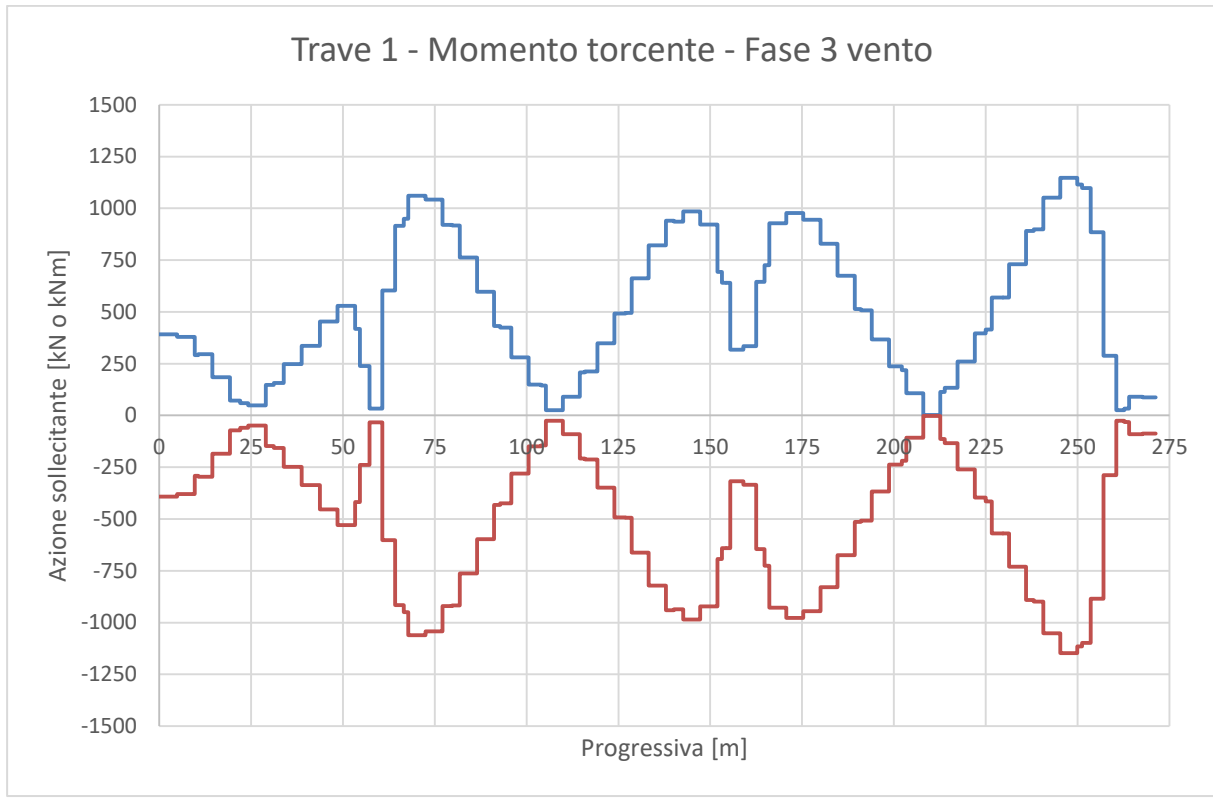


**Figura 172** – Grafico del taglio per carichi vento – Trave 2

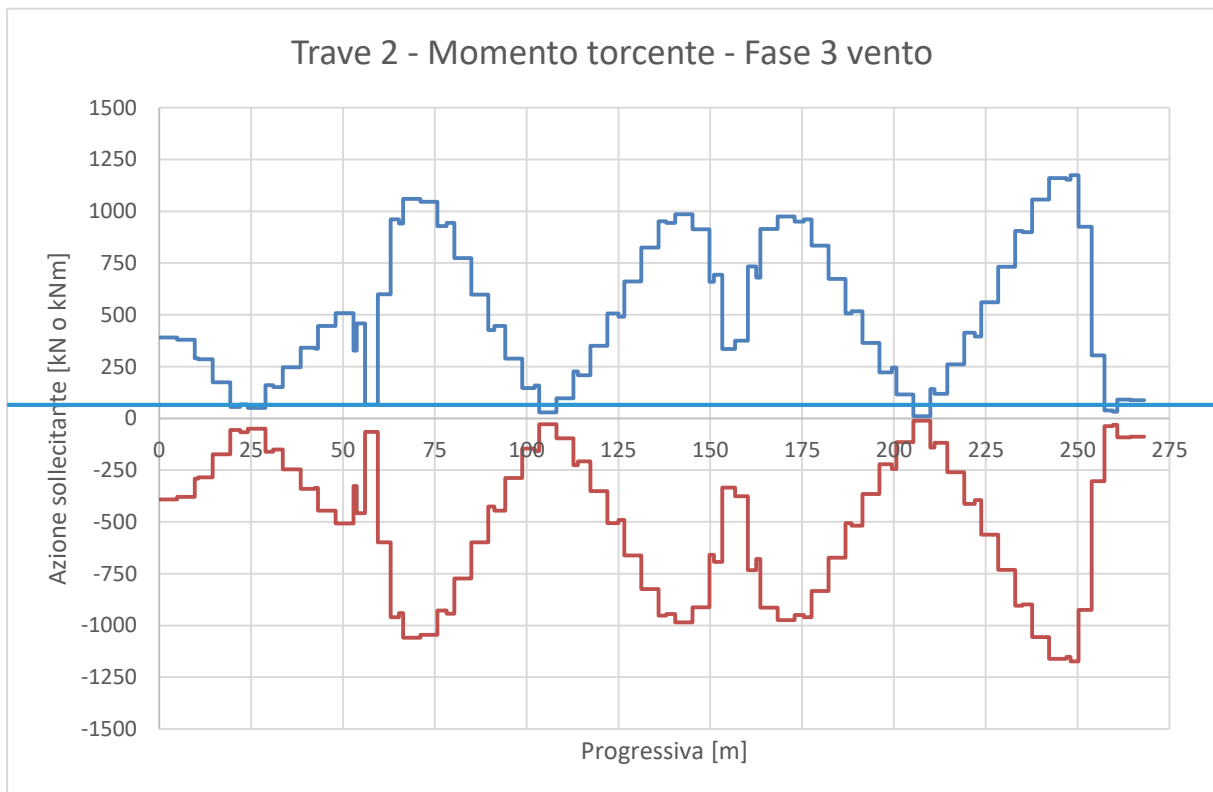


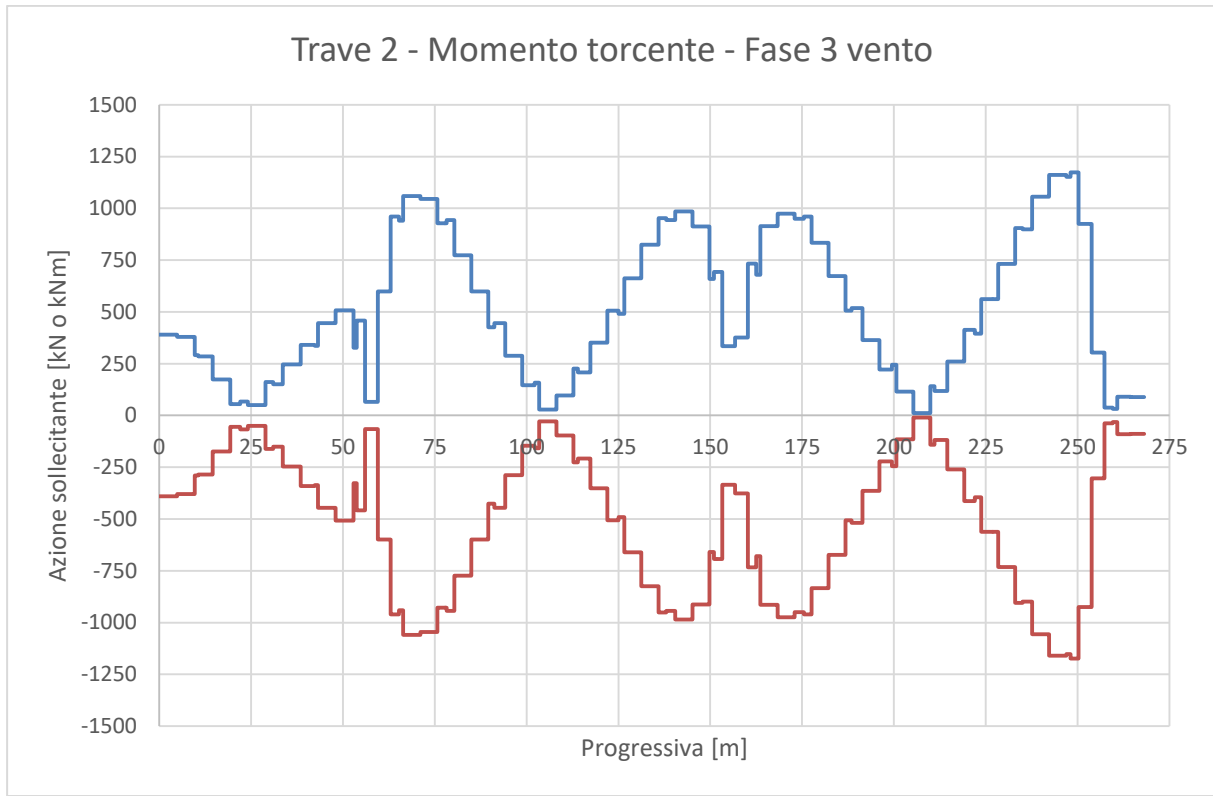
*Figura 173 – Azione torcente per carichi vento*





**Figura 174** – Grafico dell'azione torcente per carichi vento – Trave 1





*Figura 175 – Grafico dell'azione torcente per carichi vento – Trave 2*

### 7.1.12 Temperatura – fase 3

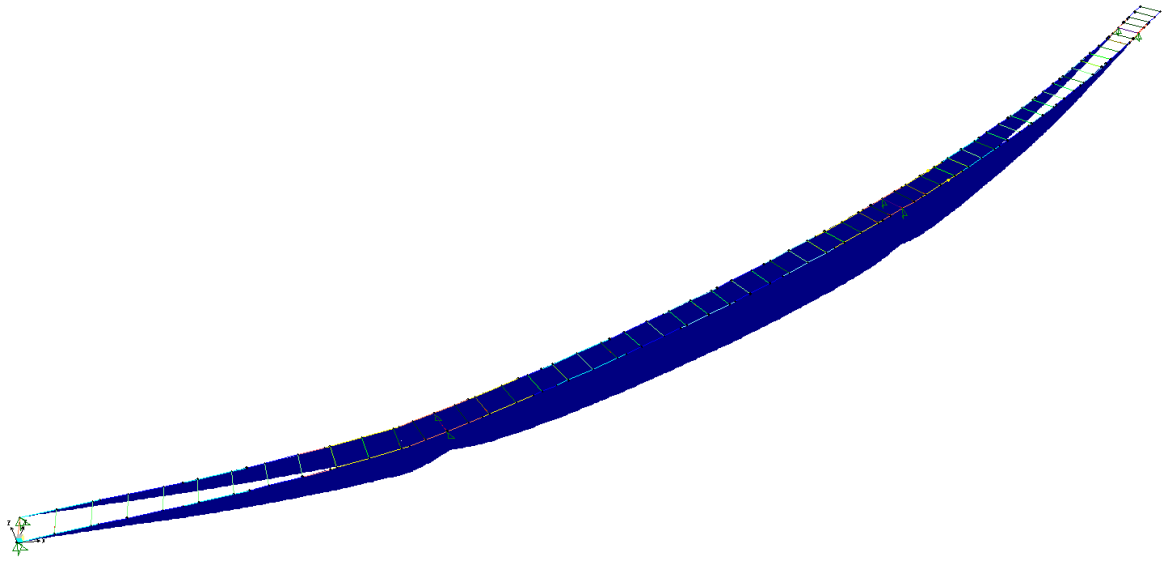
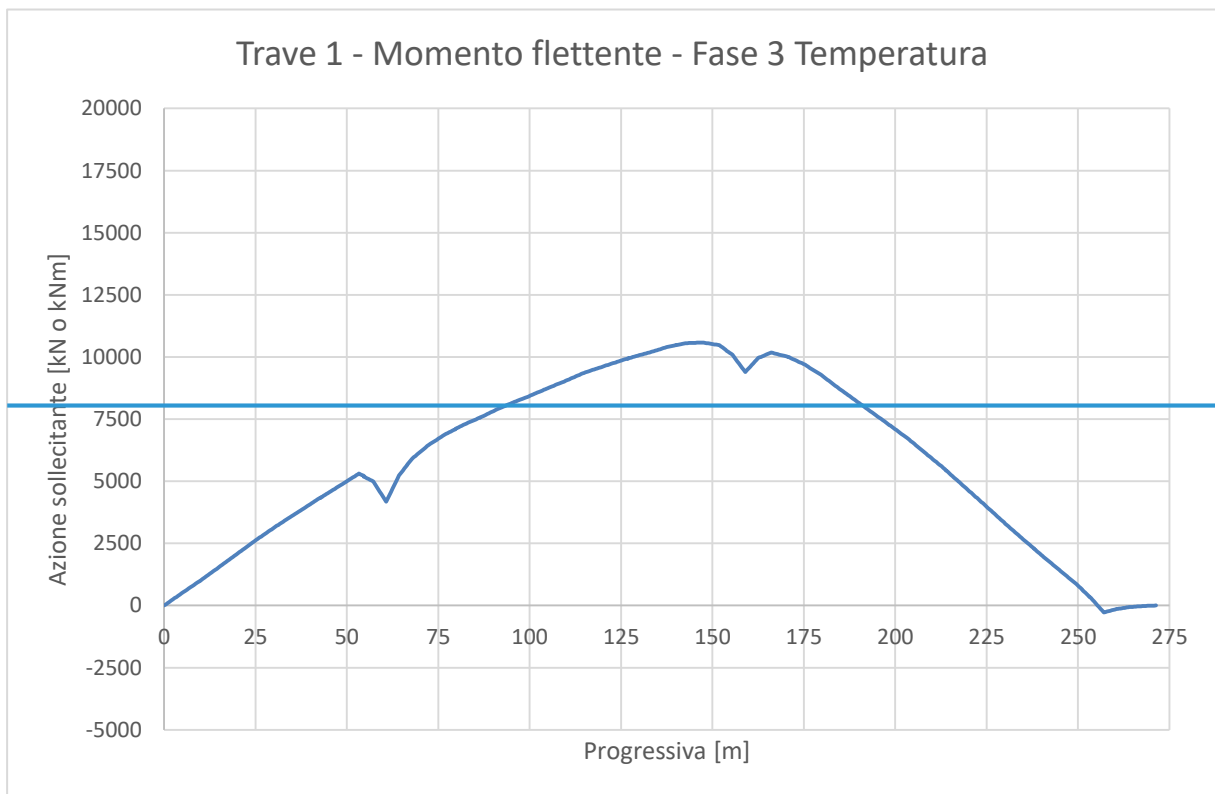


Figura 176 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura



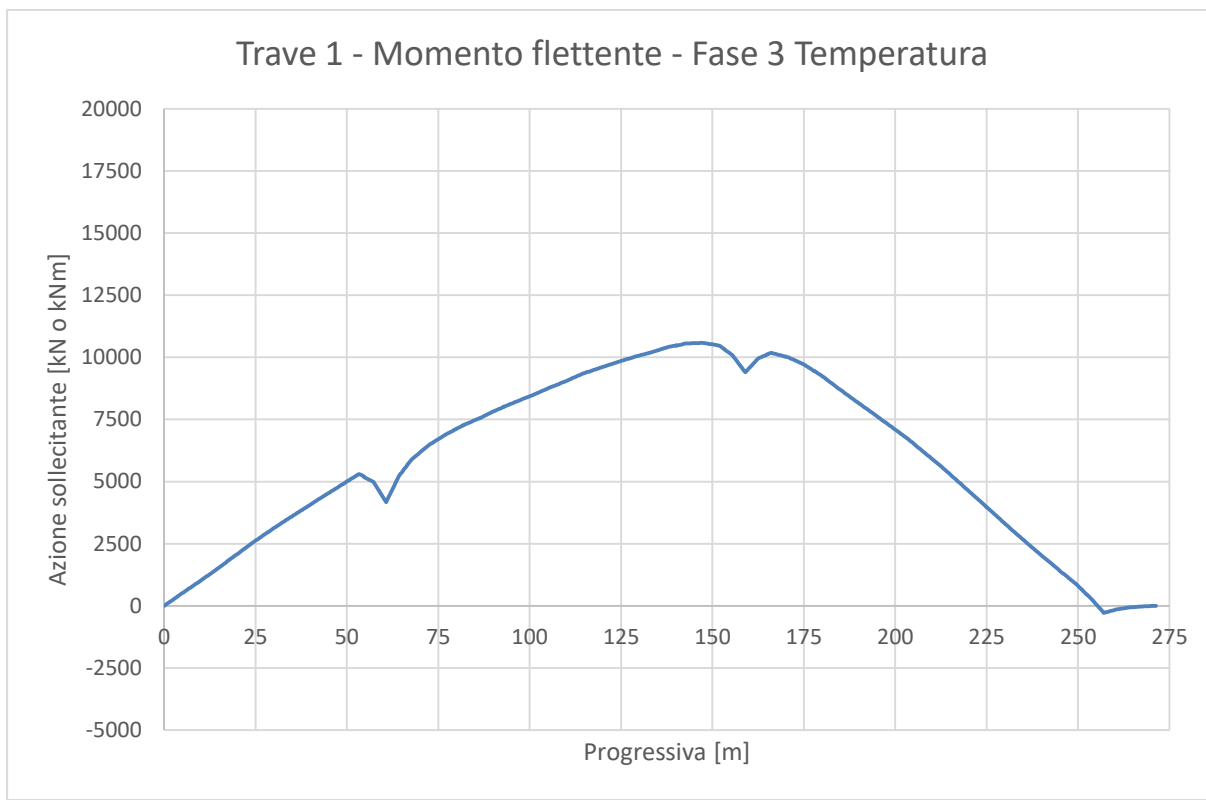
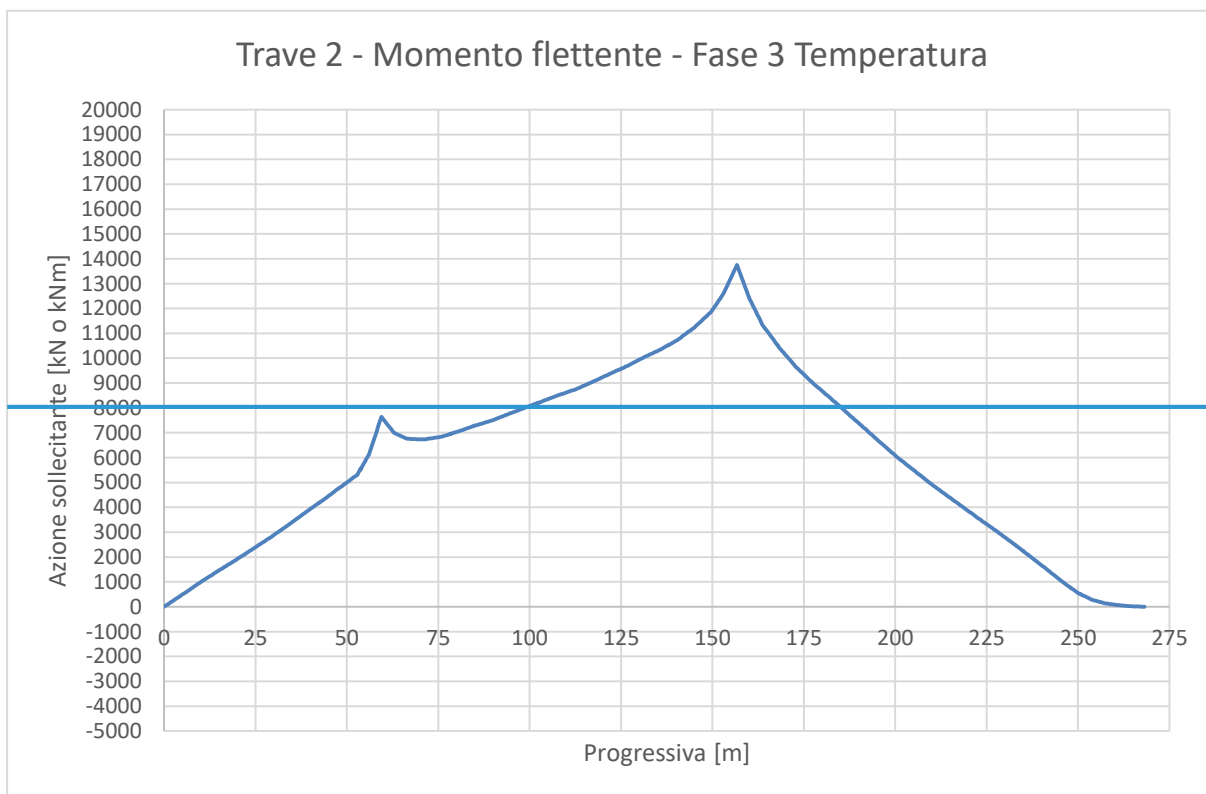
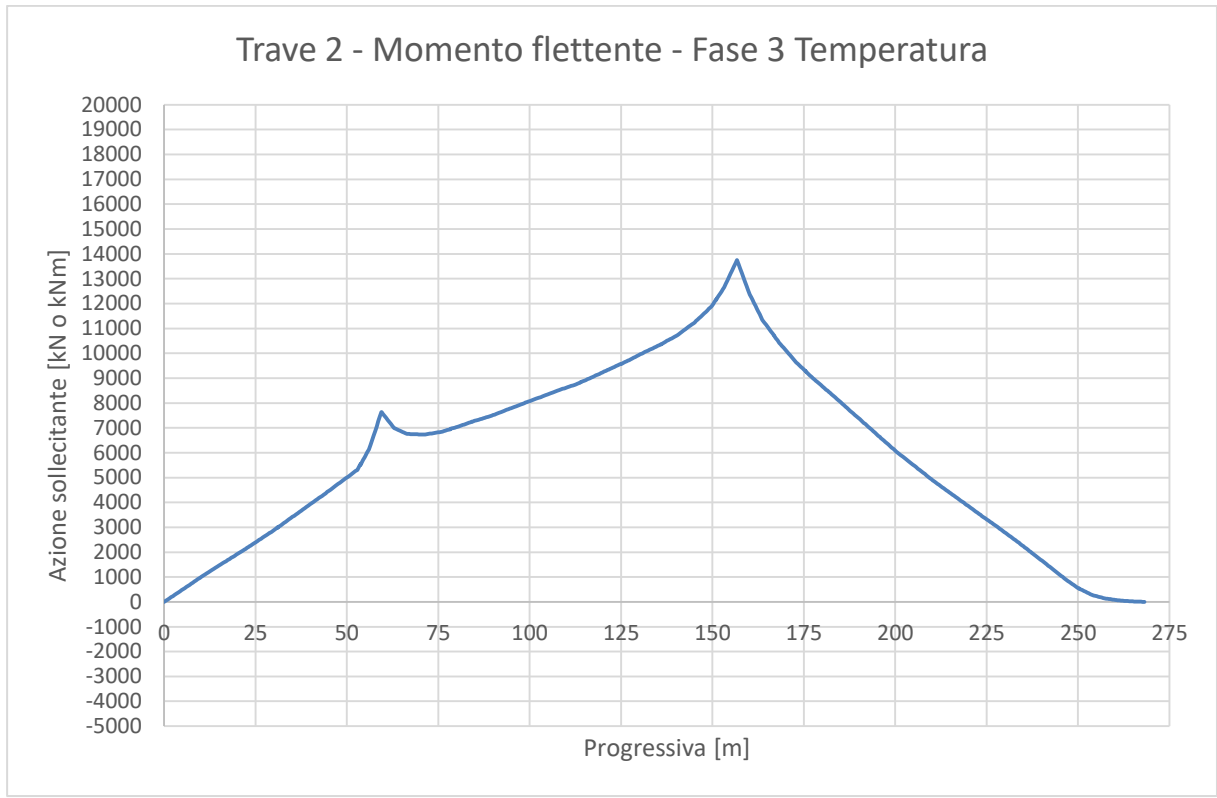
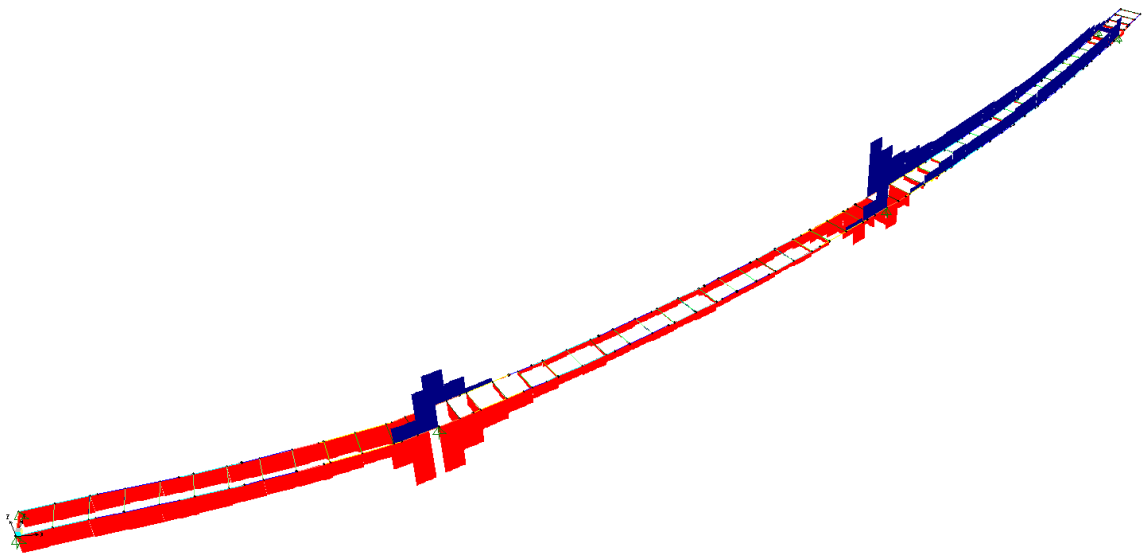


Figura 177 – Grafico del momento flettente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1

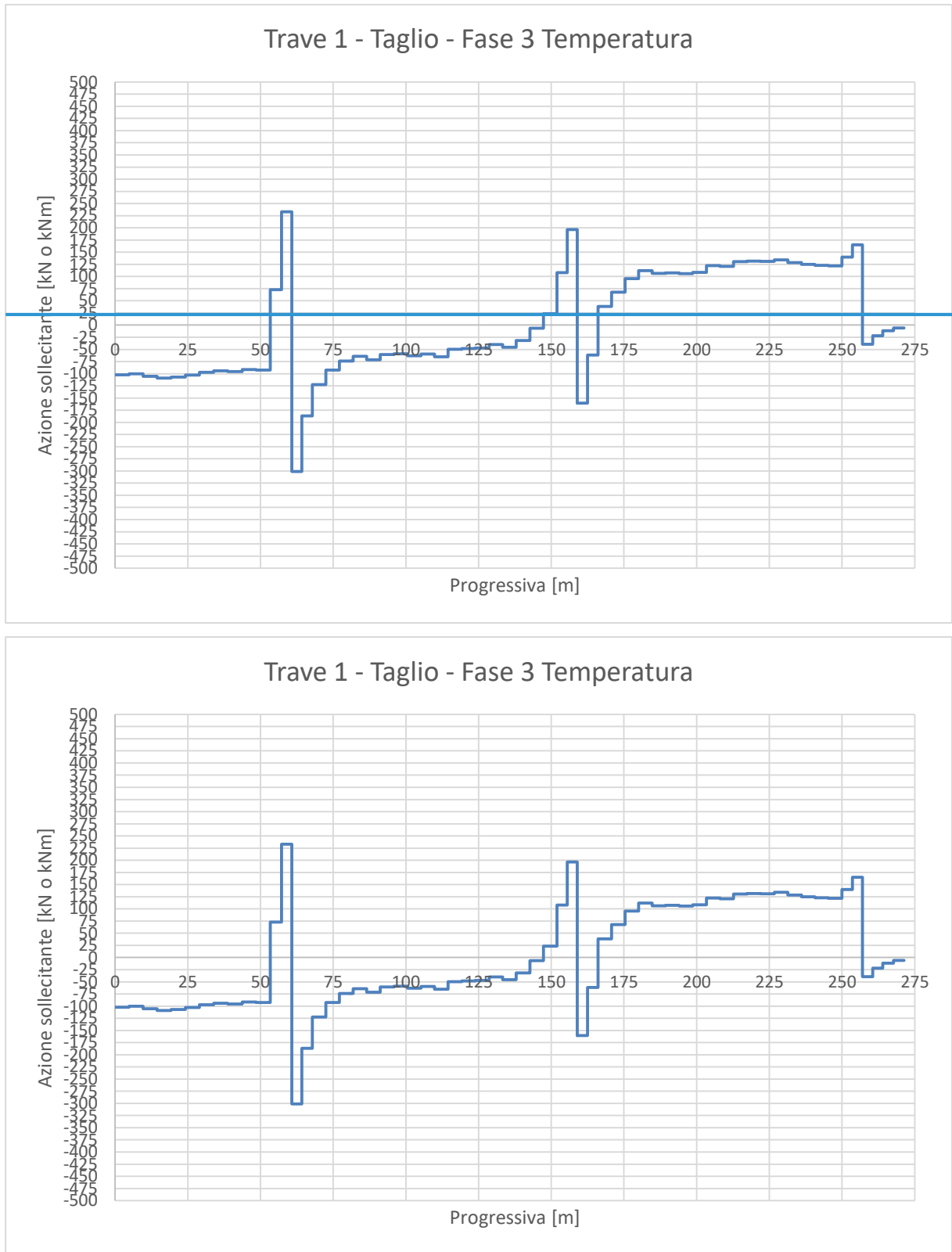




**Figura 178** – Grafico del momento flettente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2

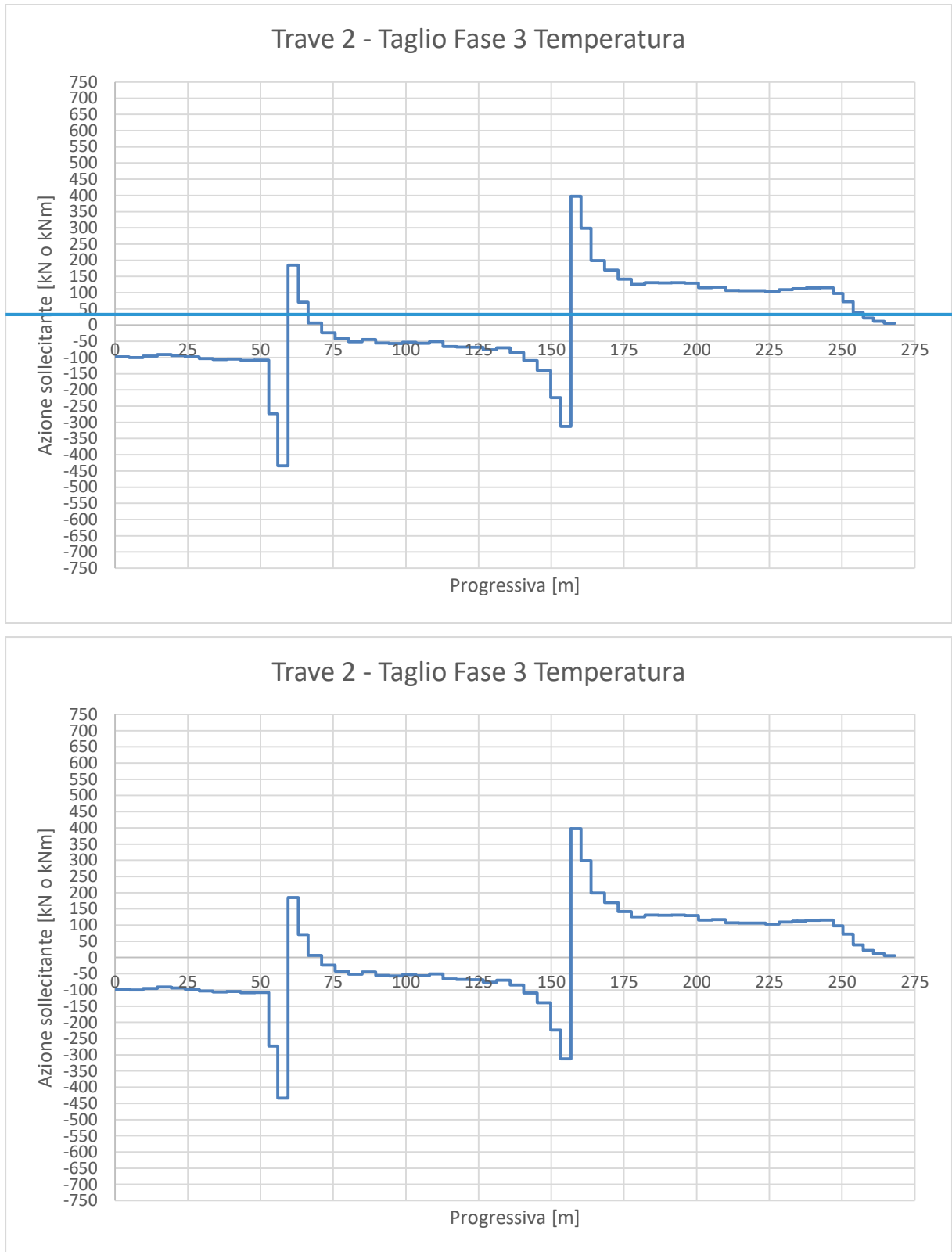


**Figura 179** – Taglio per carichi indotti dalla temperatura



**Figura 180** – Grafico del taglio per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1





**Figura 181** – Grafico del taglio per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2

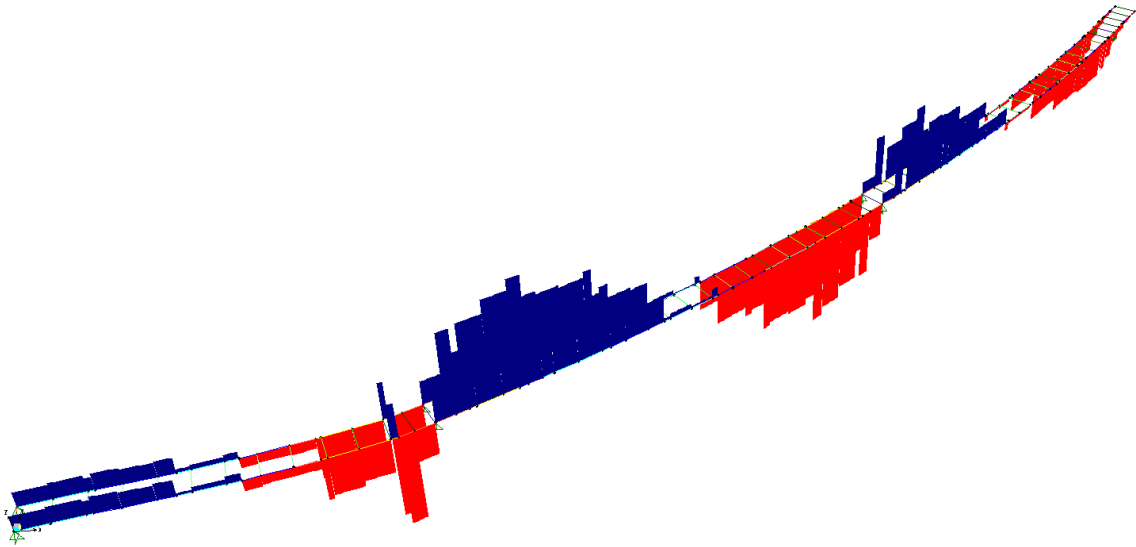
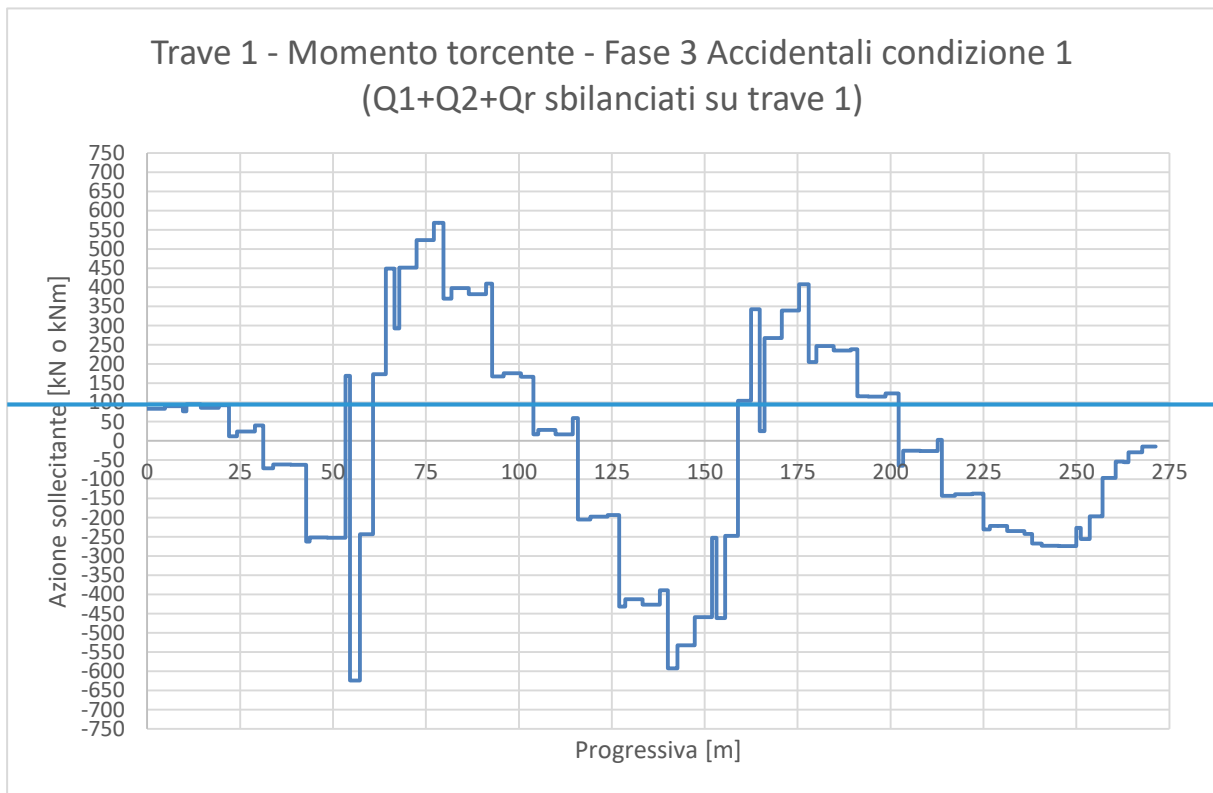
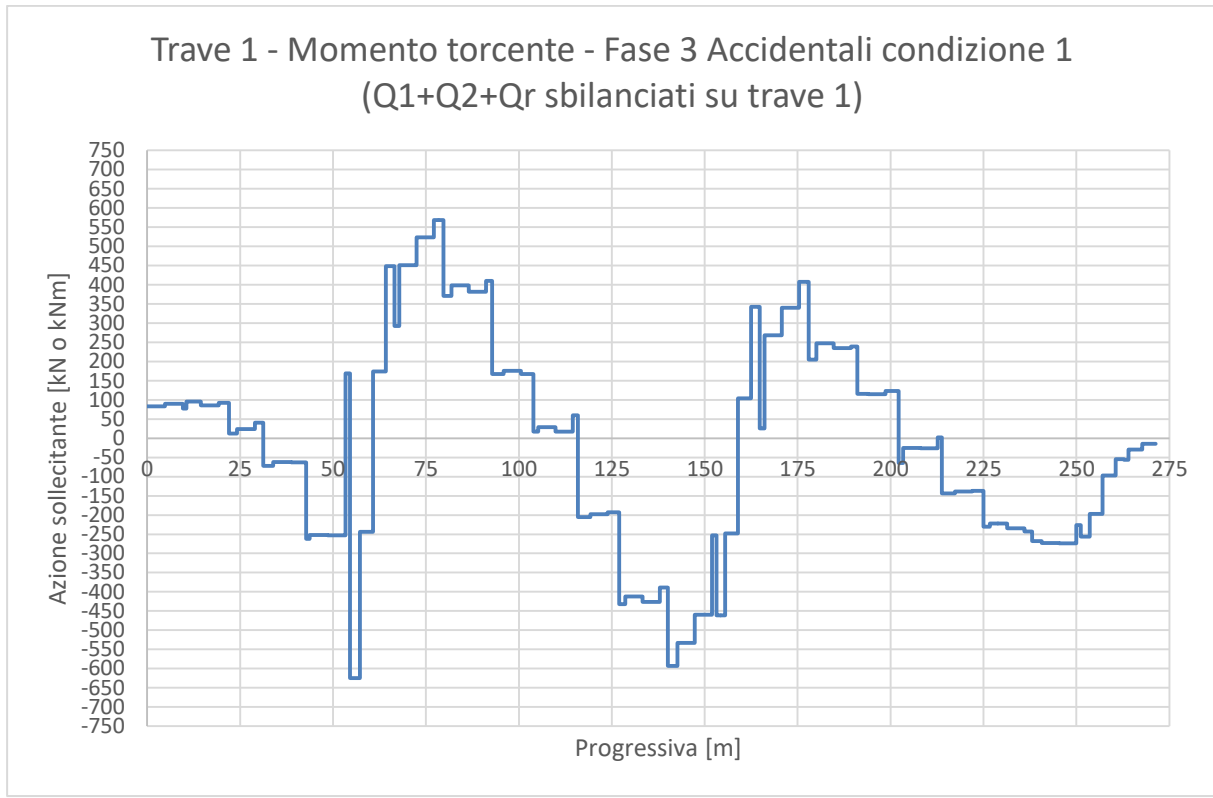
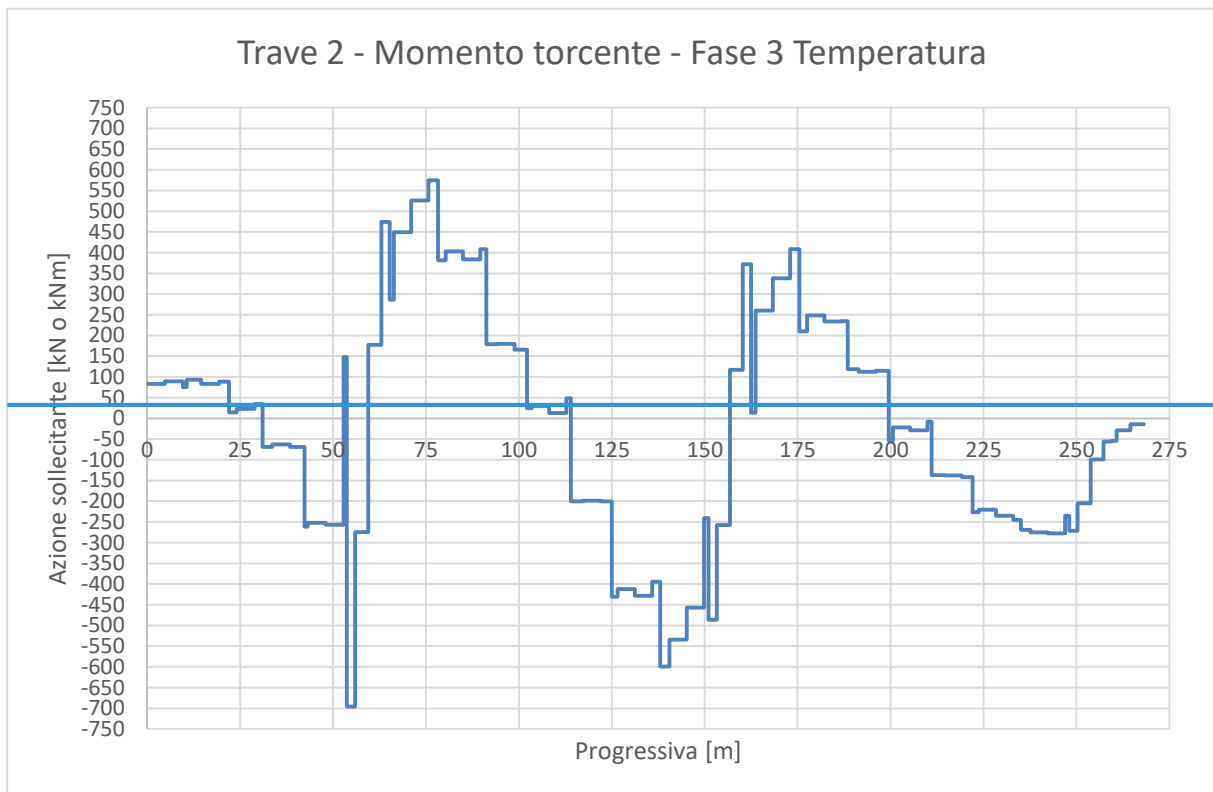


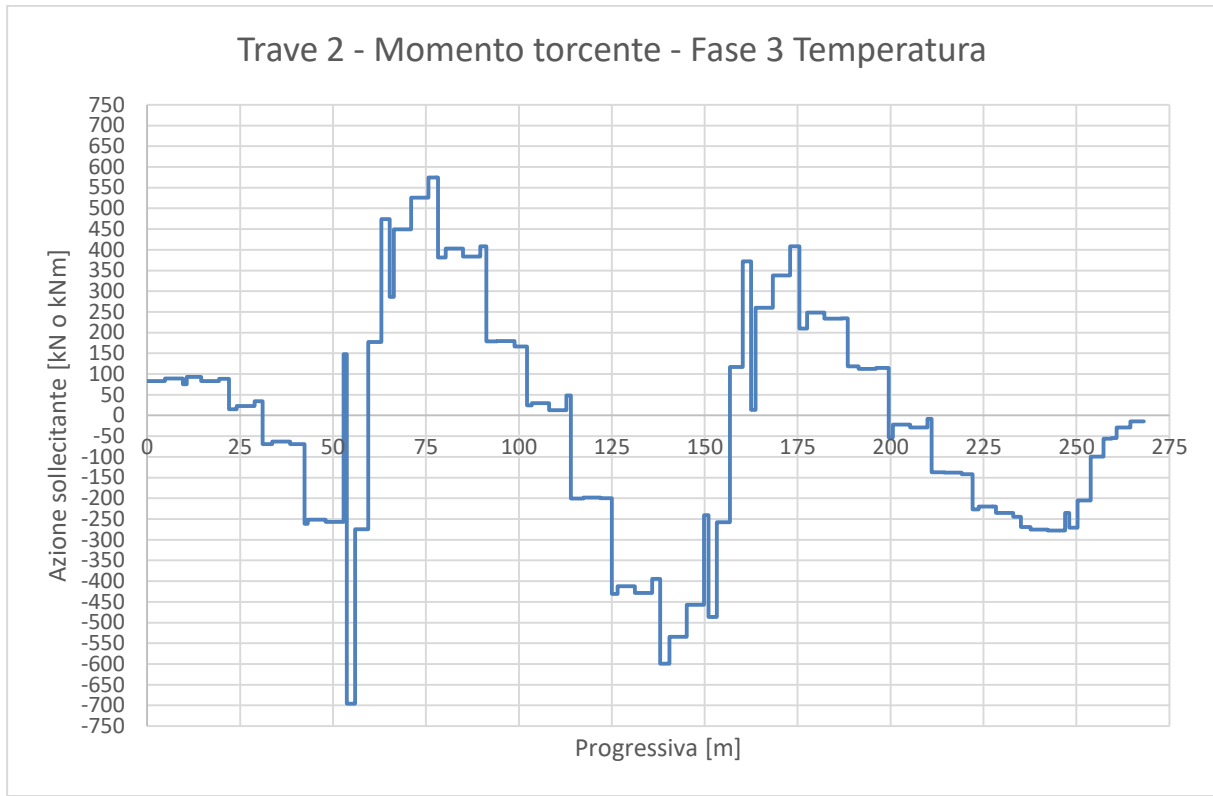
Figura 182 – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura





**Figura 183** – Grafico dell'azione torcente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 1





**Figura 184** – Grafico dell'azione torcente per carichi indotti dalla temperatura – Trave 2

### 7.1.13 Ritiro - fase 2b

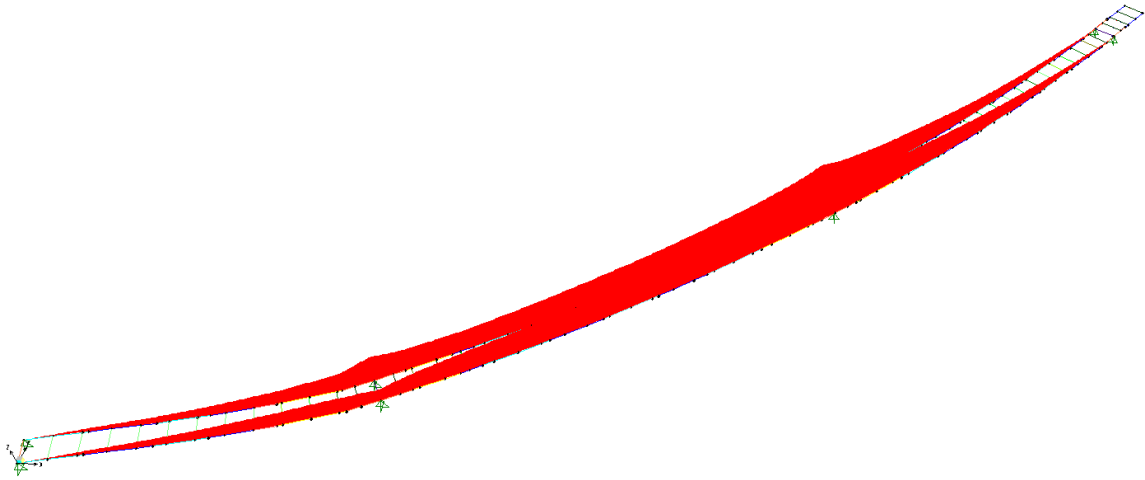
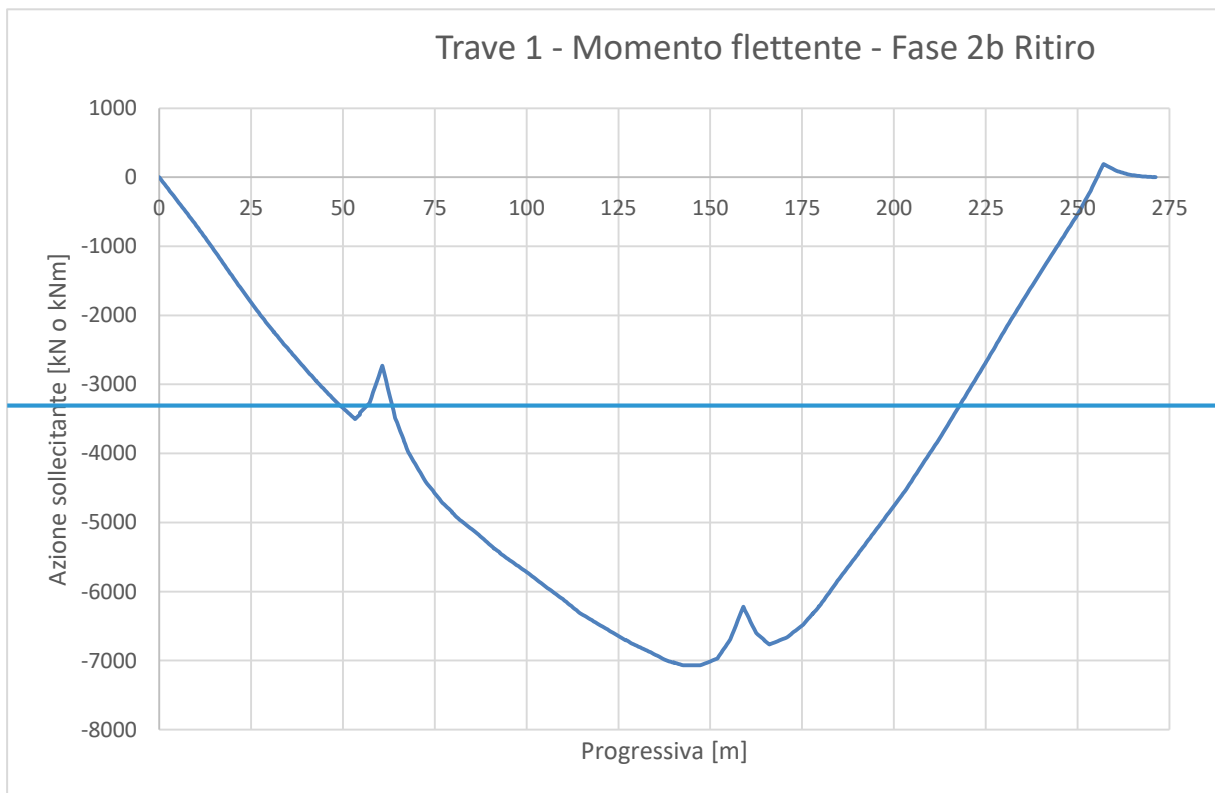
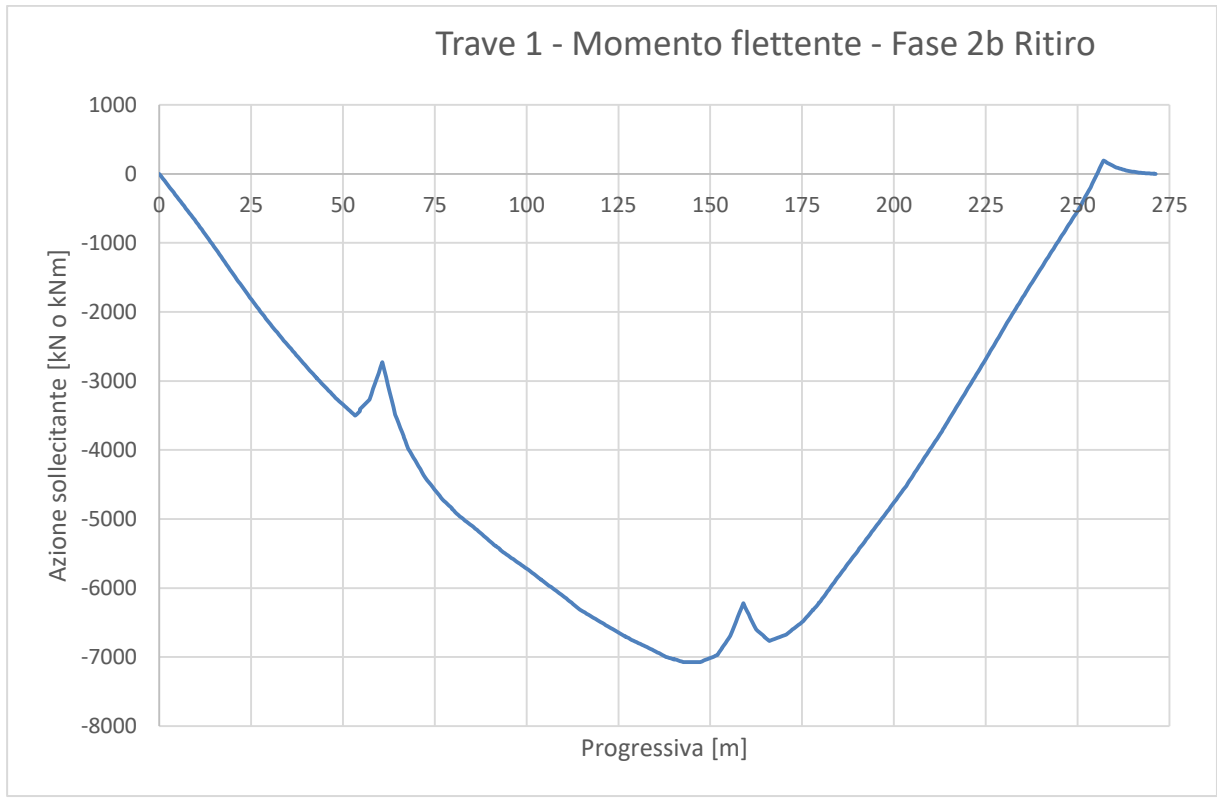
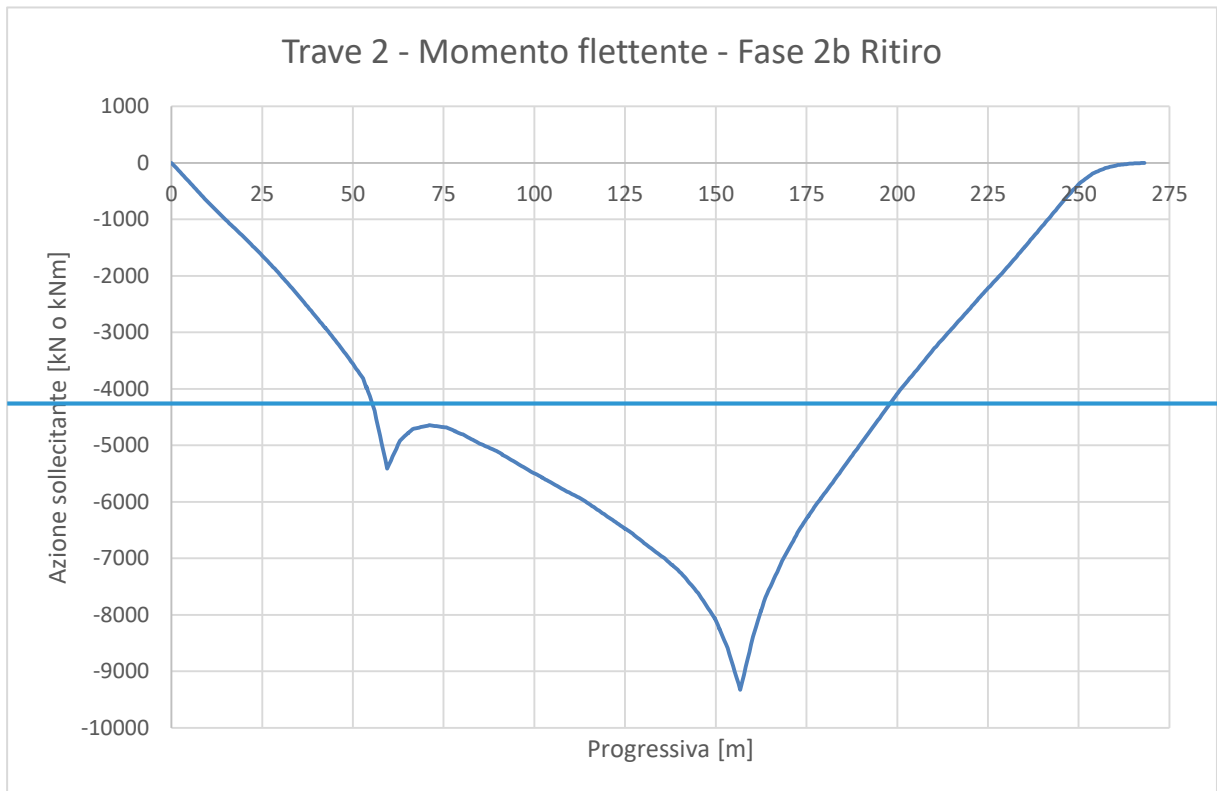


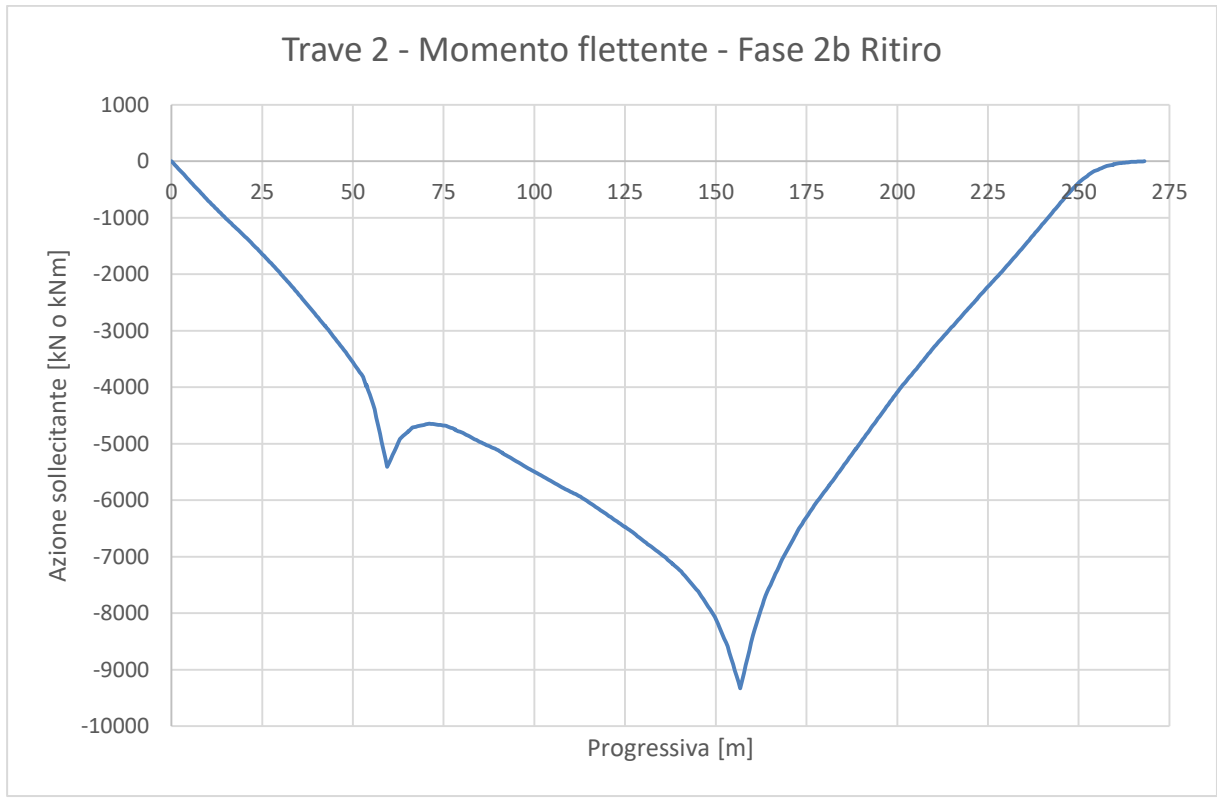
Figura 185 - Momento flettente per carichi da ritiro



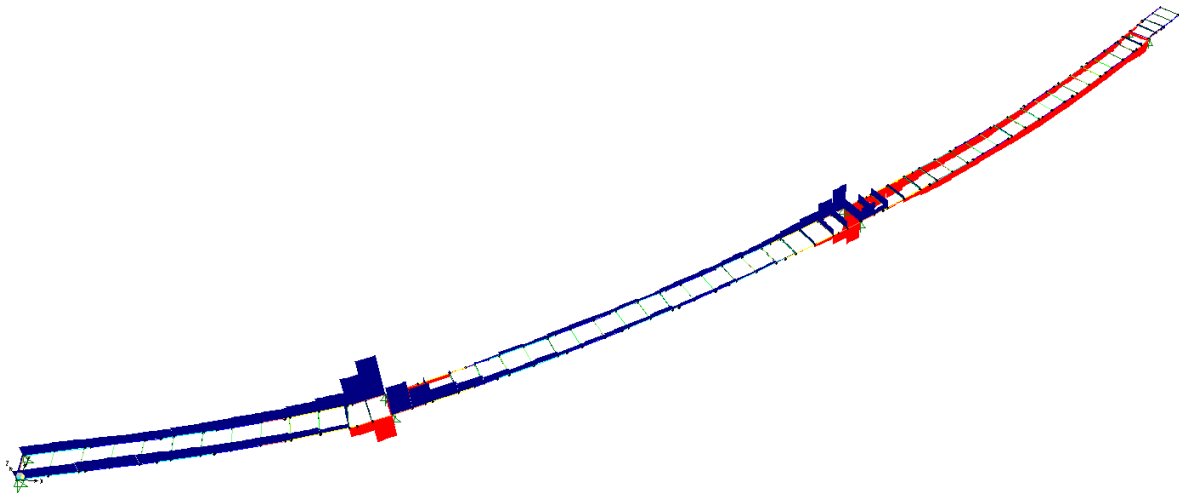


**Figura 186** – Grafico del momento flettente per carichi da ritiro – Trave 1

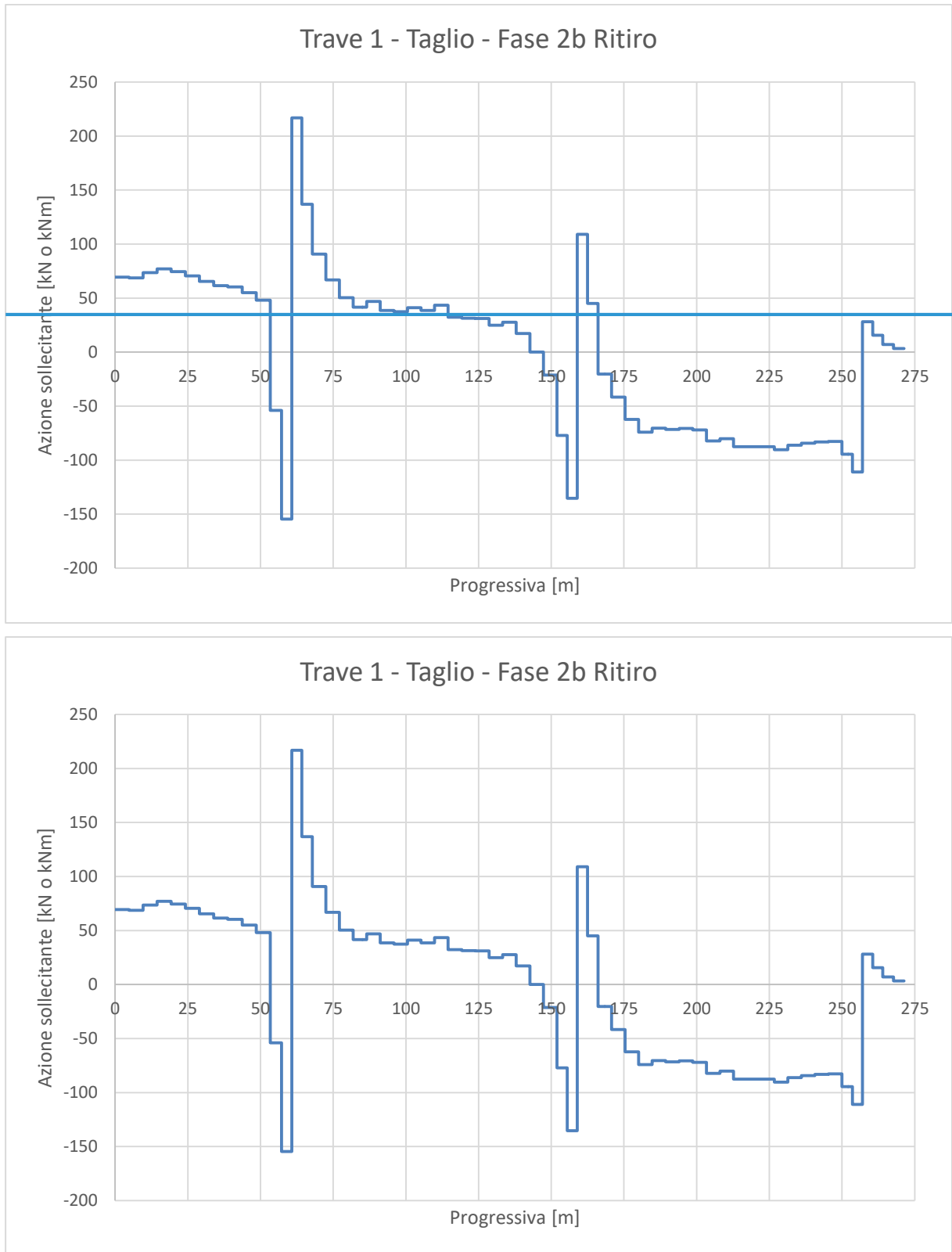




**Figura 187** – Grafico del momento flettente per carichi da ritiro – Trave 2

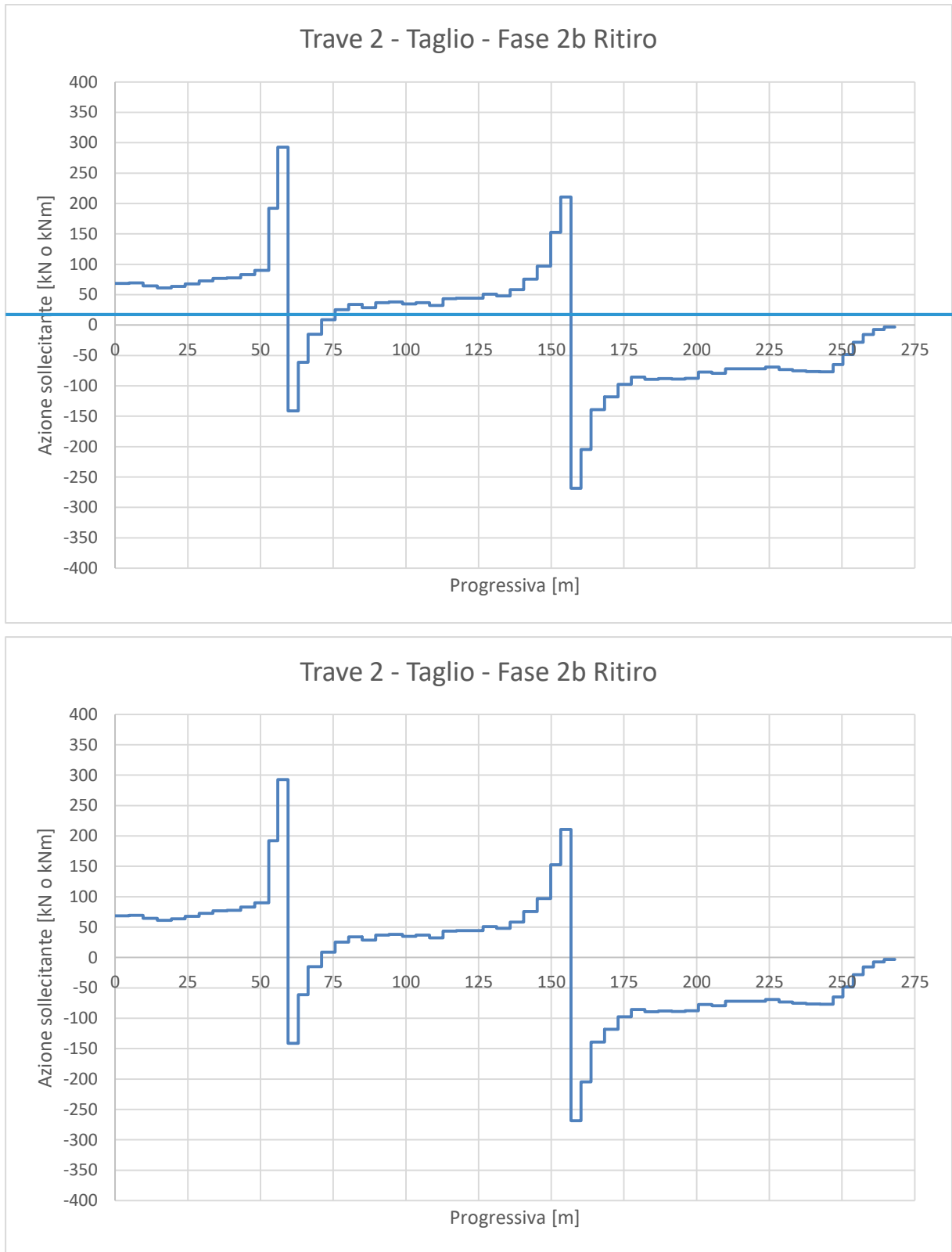


**Figura 188** – Taglio per carichi da ritiro



**Figura 189** – Grafico del taglio per carichi da ritiro – Trave 1





**Figura 190** – Grafico del taglio per carichi da ritiro – Trave 2

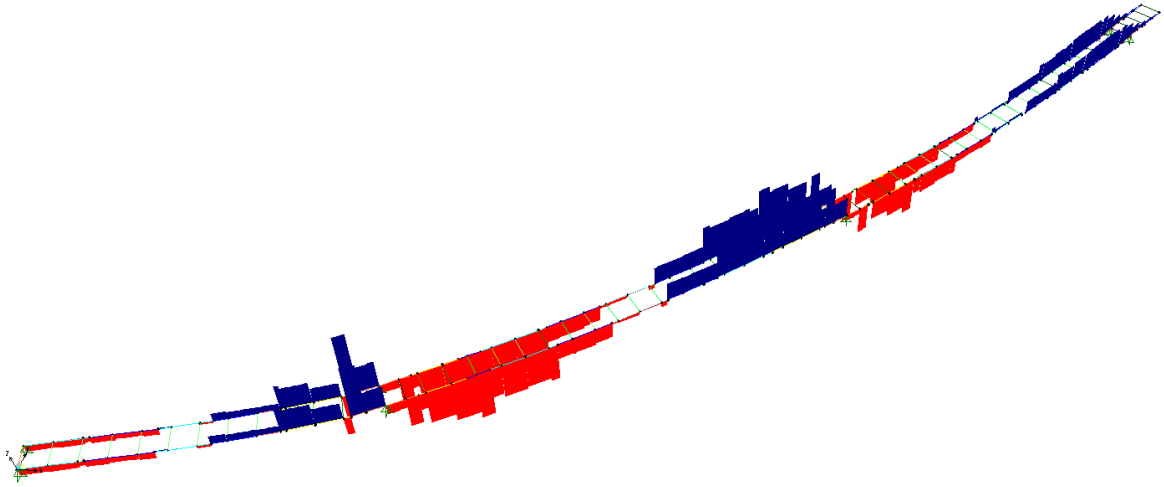
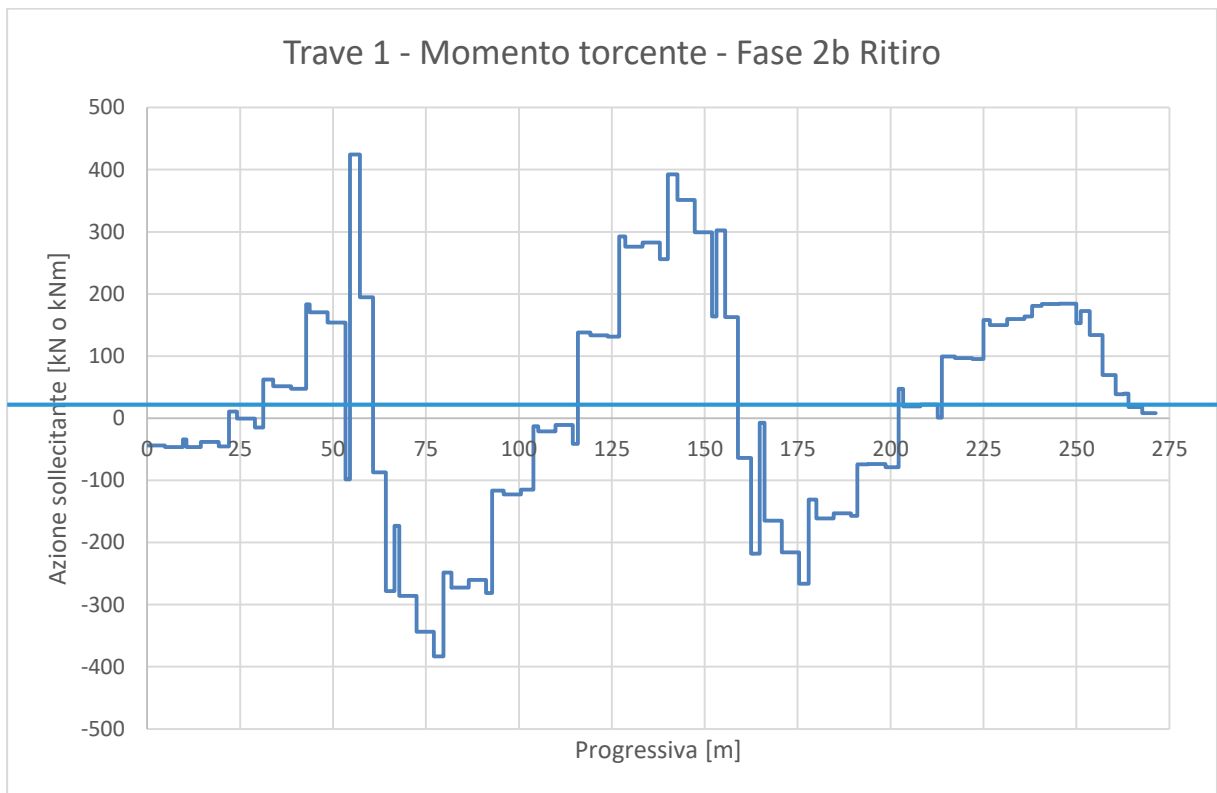
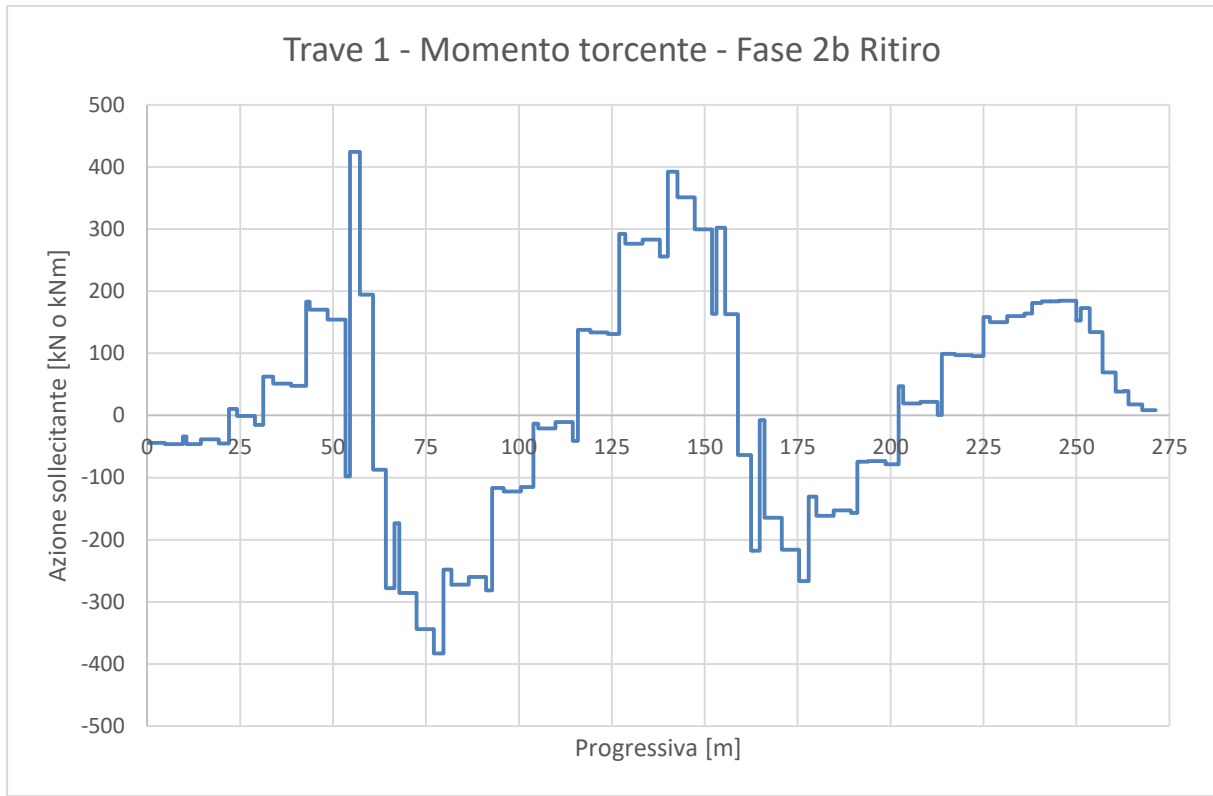
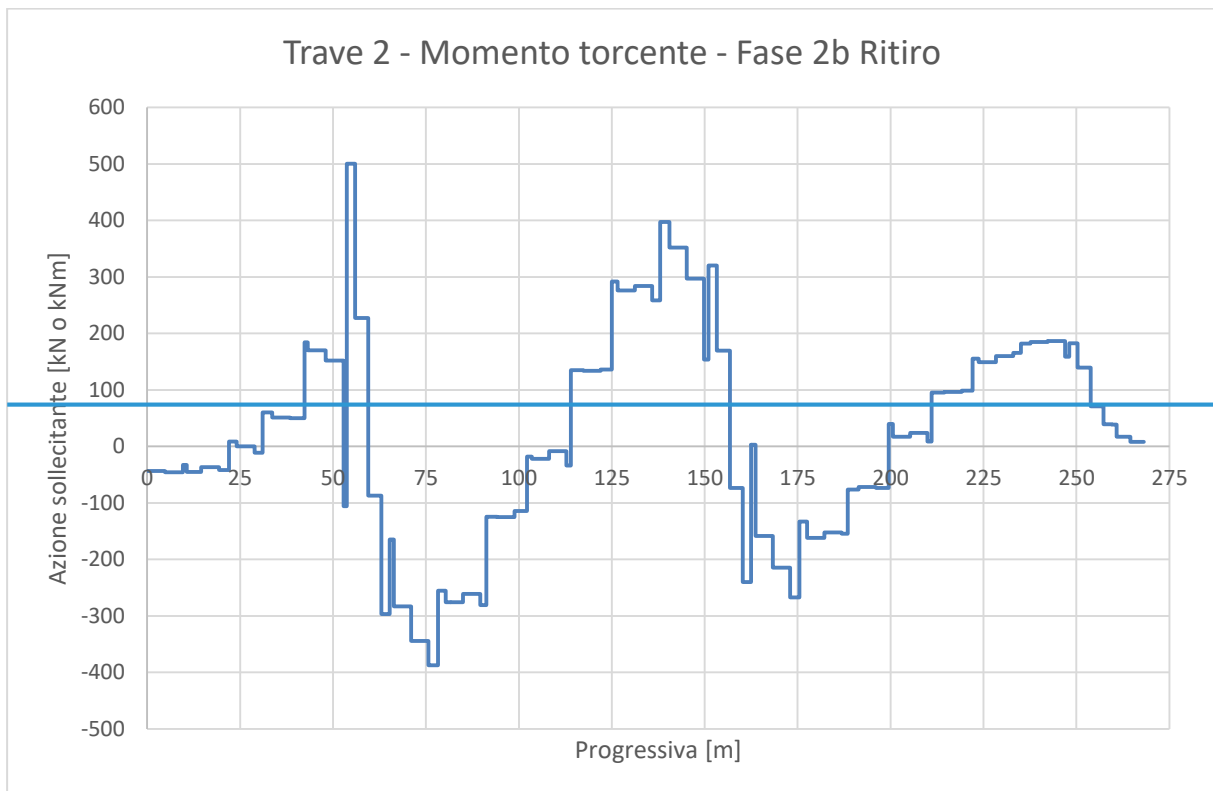


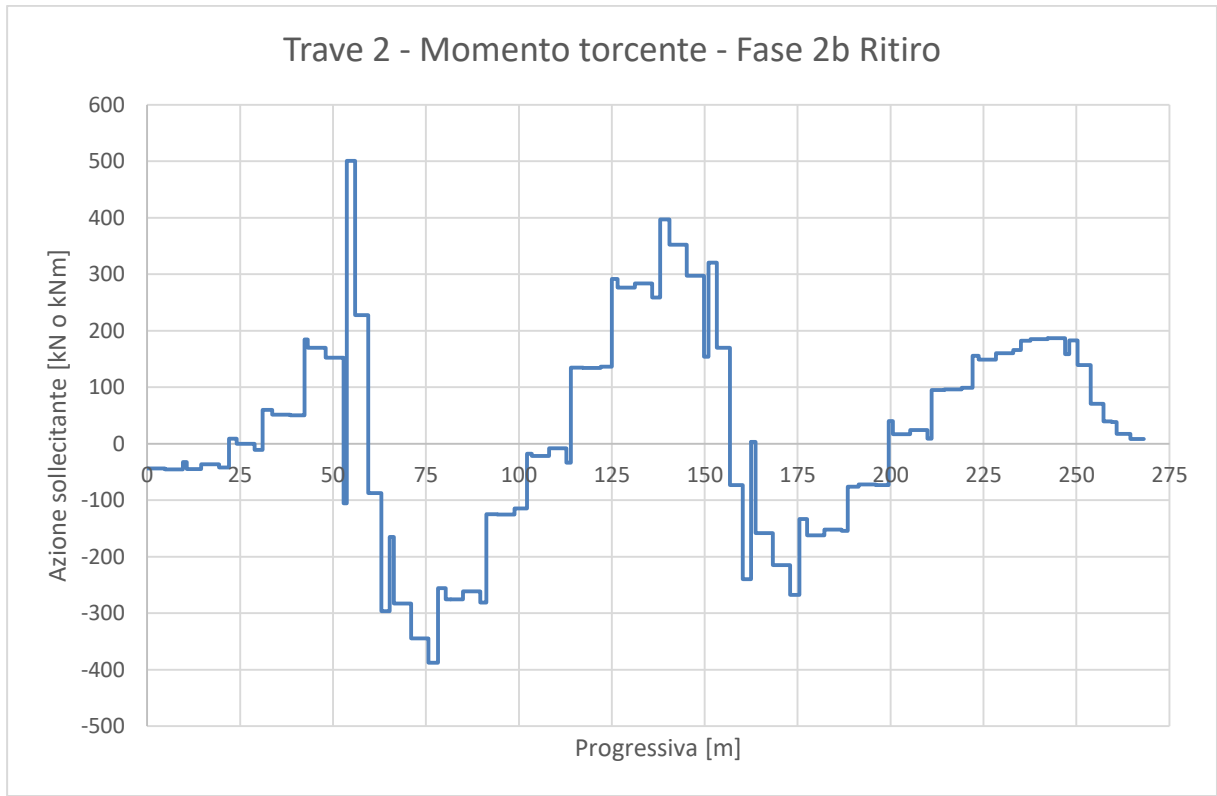
Figura 191 – Azione torcente per carichi da ritiro





**Figura 192** – Grafico dell'azione torcente per carichi da ritiro – Trave 1





**Figura 193** – Grafico dell'azione torcente per carichi da ritiro – Trave 2

## 7.2 Verifiche travi

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo la soletta in C.A. cui sono connessi mediante connettori a taglio tipo Nelson.

### Classificazione della sezione

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità

rotazionale  $C_\theta$  definita come  $C_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$

essendo  $\theta_r$  e  $\theta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta < 3$ ;
- Classe 2 la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1,50$ ;
- Classe 3 sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;
- Classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi è fornita dalla NTC2008 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C.

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Al fine di calcolare le sezioni ridotte, la procedura di verifica è la seguente:

- a) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione supposta interamente reagente;
- b) Da questa distribuzione si determina la riduzione di area per ogni singola lastra che compone la sezione;
- c) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione basandosi sulle proprietà inerziali della sezione ridotta;

Qualora la distribuzione ottenuta in c) sia notevolmente diversa da quella ottenuta in a), si ripetono i punti b) e c) fino ad avere convergenza dei risultati, altrimenti la distribuzione è corretta.

In questo modo non c'è un limite tensionale legato all'instabilità locale della piastra; tale effetto è tenuto in conto considerando solo le porzioni efficaci di tutti i sotto elementi e degli irrigiditori che compongono la piastra.

Per un carico assegnato, le riserve di resistenza post-critiche dipendono fortemente dalle proporzioni della lastra e dal grado di ortotropia (in presenza di irrigiditori). Deve quindi farsi attenzione a entrambi questi fattori, tenendo in conto di adeguate riduzioni relative alle due situazioni limite: il comportamento a piastra, in cui le riserve post-critiche sono più ampie, e il comportamento a colonna, per cui il fenomeno di imbozzamento conduce a un collasso di tipo fragile.

Questo metodo di calcolo procede per componenti: ogni componente dello sforzo viene verificata individualmente e solo in una fase successiva si verifica se c'è interazione. Per questo motivo si presentano separatamente il comportamento a flessione e il comportamento a taglio della sezione.

Si riporta di seguito come viene condotto il calcolo con il metodo delle sezioni ridotte. Quanto riportato è ricavato da EC3-1-5 parti 4,5,7 e nella C-NTC2008 4.2.4.1.3.4.

#### Comportamento a flessione - Pannelli privi di irrigiditori longitudinali

Si determina il parametro  $\psi$  come rapporto tra la massima tensione di trazione (o la minima di compressione) e la massima tensione di compressione. Tale parametro non può quindi assumere valori superiori ad 1 (caso limite di compressione pura).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq 1$$

Sulla base del coefficiente  $\psi$  si determinano le porzioni di area collaborante, lorda o efficace a seconda della situazione cui si fa riferimento. Per ogni sottopannello è possibile determinare il coefficiente di instabilità  $k_\sigma$ , mediante una formulazione semplificata dipendente dal valore di  $\psi$ . I valori di  $k_\sigma$  sono diversi a seconda che il pannello sia vincolato su entrambi i bordi o solo su uno.

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come  $A_{\text{eff}} = \rho \cdot A_c$  dove  $\rho$  è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e  $A_c$  è l'area lorda della sezione del pannello.

Il coefficiente  $\rho$  è dato da:

Per elementi interni:

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se} \quad \lambda_p > 0,673$$

Per elementi esterni:

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se} \quad \lambda_p > 0,748$$

la snellezza relativa del pannello  $\lambda_p$  è: 
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione  $k_\sigma$  dipendente da  $\psi$  e dalle condizioni di vincolo, è dato nella circolare alla NTC2008 nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con un solo bordo irrigidito, e  $b$  è la larghezza del pannello.

La definizione dei coefficienti  $k_\sigma$  e  $\psi$  si basa sul valore delle tensioni estreme  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di  $\psi$  e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

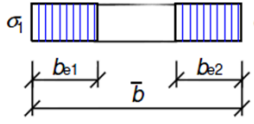
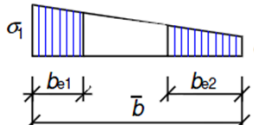
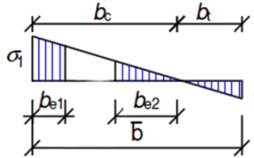
Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Figura 194 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$			
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	

		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Figura 195 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni

### Comportamento a flessione - Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinarsi da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinarsi da taglio.

Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

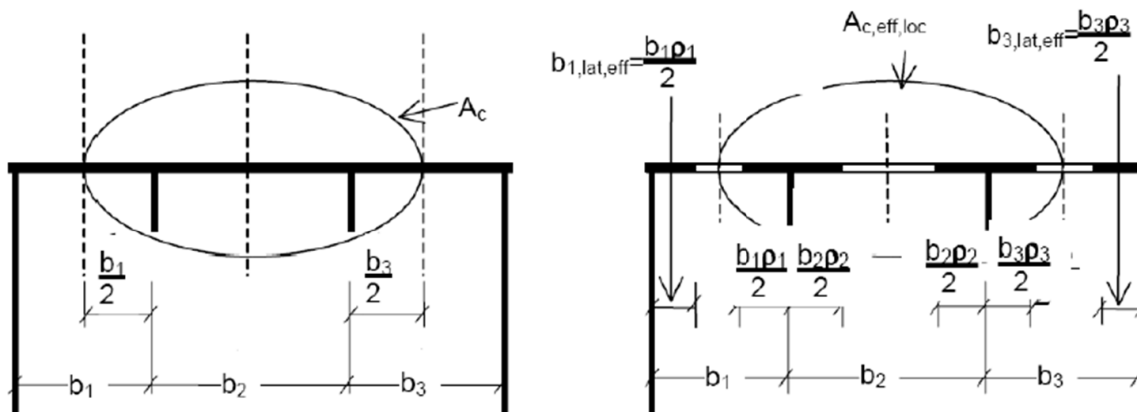
Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione  $\rho_c$  per l'instabilità globale.

Indicati con  $A_{sl,eff}$  la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con  $\rho_{loc}$  il coefficiente di riduzione della larghezza  $b_{c,loc}$  della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto  $t$  lo spessore del sottopannello, l'area efficace  $A_{c,eff,loc}$  degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t$$



essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza  $b_{lat,eff}$  vincolati a lastre adiacenti.



L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{sl,eff,loc} + \sum_c b_{c,lat,eff} \cdot t$$

Il coefficiente di riduzione  $\rho_c$  per l'instabilità globale può essere determinato come:

$$\rho_c = \xi \cdot (\rho - \chi_c) \cdot (2 - \xi) + \chi_c$$

Dove:

$\chi_c$  coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna;

$\rho$  coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra;

$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$  essendo  $\sigma_{cr,c}$  e  $\sigma_{cr,p}$  le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra.

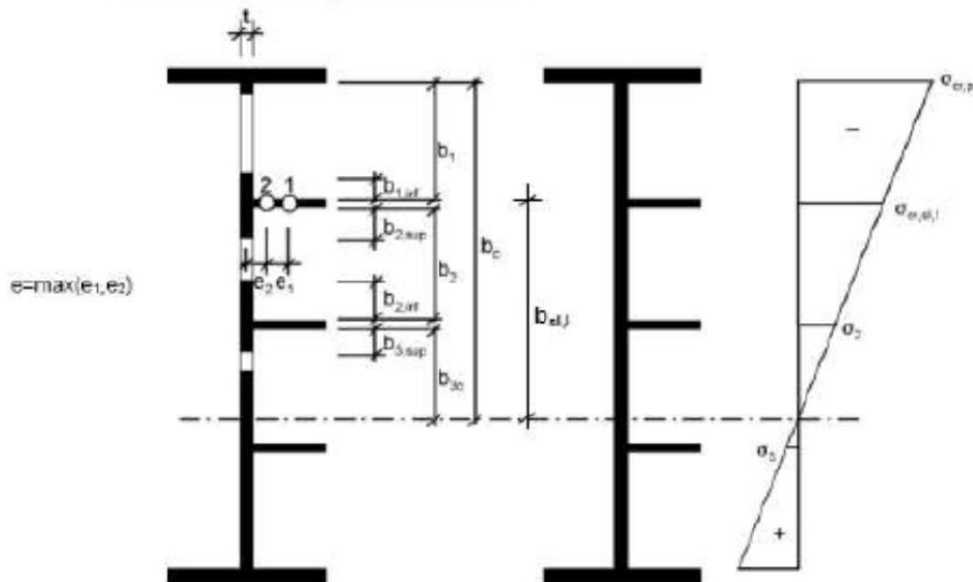
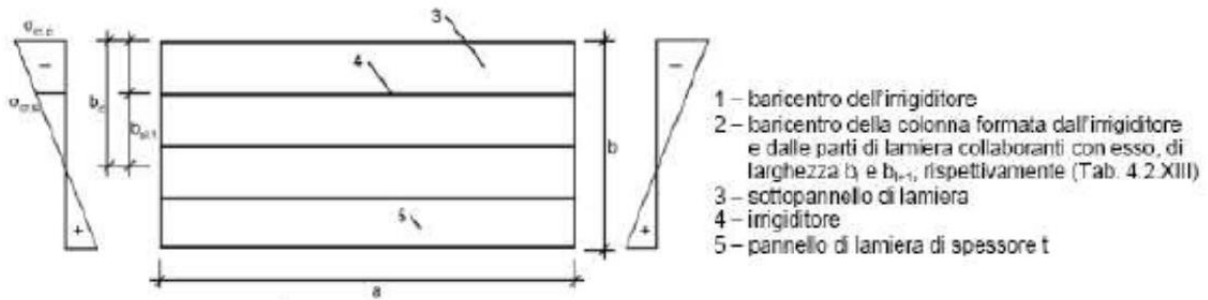
### Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza  $a$ , la tensione critica euleriana per un pannello non irrigidito è data da:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

mentre per un pannello irrigidito, considerando  $b_c$  e  $b_{sl,1}$  rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}}$$



	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	$\psi_i$
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Con: 
$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,t}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

tensione critica euleriana dell'irrigiditore maggiormente compresso, essendo  $A_{sl,1}$  e  $I_{sl,1}$  l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

La snellezza relativa  $\lambda_c$  è definita, rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, da:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,1, \text{eff}} \cdot f_y}{A_{sl,1}}}$$

$A_{sl,1, \text{eff}}$  area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione  $\chi_c$  può essere ottenuto considerando un opportuno valore amplificato,  $\alpha_e$ , del coefficiente  $\alpha$ , calcolato rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, come:

$$\alpha_e = \alpha = 0,21 \qquad \alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i}$$

Dove

$\alpha = 0,34$  irrigiditori a sezione chiusa

$\alpha = 0,49$  irrigiditori a sezione aperta,

$e = \max(e_1, e_2)$  dove  $e_1$  e  $e_2$  rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore, e  $i$  è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante.

### Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti. La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente,  $\sigma_{cr,p}$ , è data da:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t^2}{b^2}$$

dove  $t$  e  $b$  sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita e  $k_{\sigma,p}$  è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente  $k_{\sigma,p}$  per un pannello di lunghezza  $a$  può essere assunto uguale a:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[ (1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma}$$

in cui:  $\alpha_1 = a/b \geq 0.5$

$\Psi$  rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello,  $\Psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0,5$ , essendo  $\sigma_1$  la tensione al lembo maggiormente compresso;

$\gamma$  rapporto tra  $I_{sl}$  momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita e il momento d'inerzia della lamiera;

$\delta$  rapporto tra area complessiva lorda degli irrigiditori  $\Sigma A_{sl}$  e l'area lorda della lamiera.

Le piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euleriana può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c$$

Dove:

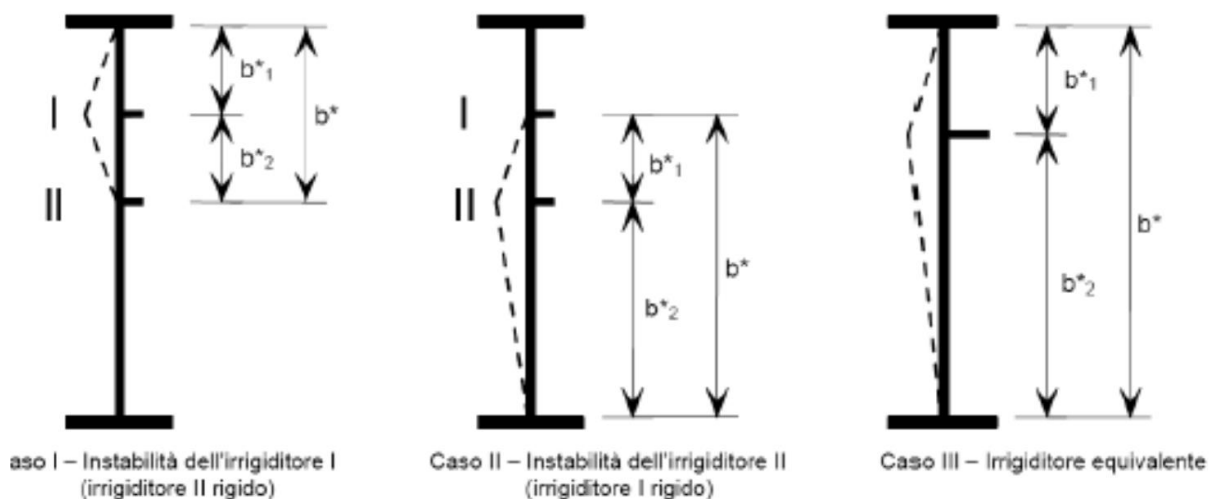
$A_{sl,1}$  area lorda dell'irrigiditore;

$I_{sl,1}$  momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

$b_1$  e  $b_2$  distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello  $b_1 + b_2 = b$ ;

inoltre: 
$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area  $A_{sl,1}$  e  $A_{sl,2}$ , e momenti d'inerzia  $I_{sl,1}$  e  $I_{sl,2}$ , rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in figura:



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area  $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$  e momento d'inerzia  $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$  disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

La tensione critica del pannello è quella minima fra le tre così determinate.

### 7.2.1 Modalità di verifica

Al termine della presente relazione si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali relativamente ad ogni allineamento.

Si svolge inoltre la verifica del reservoir d'anima. Essa è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da  $\sigma_{x,Ed,ser}$  e  $\tau_{xy,Ed,ser}$ , con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{s,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{s,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

in cui:

$\sigma_E$  è la tensione critica Euleriana

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$k_{\sigma}$ ,  $k_{\tau}$  sono coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e tangenziali e dipendono della geometria e dallo stato di sforzo del pannello.

La verifica può essere omessa qualora sia soddisfatta la formula seguente:

$$\text{Ponti stradali} \quad b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

$$\text{Ponti ferroviari} \quad b/t \leq 55 + 3,3 L \leq 250$$

Dove:

- b altezza dei pannelli d'anima,
- t spessore dei pannelli d'anima;
- L lunghezza in metri della campata.

### 7.3 Verifiche trasversi di campata tipo DC1

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC1.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]														
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA								
h	T2	acciaio	-0.90	-0.90	0.70	0.70	acciaio	1.35	1.00	-0.90	-1.22	0.95	0.70	
		M	soletta	4.20	4.20	-4.50	-4.50	soletta	1.35	1.00	5.67	4.20	-4.50	-6.08
			perman	6.60	6.60	-6.90	-6.90	perman	1.50	1.00	9.90	6.60	-6.90	-10.35
			cedimenti	2.20	-2.80	2.90	-2.30	cedimenti	1.20		2.64	-3.36	3.48	-2.76
			acc. Mezzi	198.00	-206.00	210.40	-203.00	acc. Mezzi	1.35		267.3	-278.1	284.04	-274.05
			folla	6.00	-4.20	4.40	-6.20	folla	1.35		8.10	-5.67	5.94	-8.37
			temp	9.00	-9.00	9.40	-9.40	temp	0.72		6.48	-6.48	6.77	-6.77
			ritiro	0.00	-3.80	4.10	0.00	ritiro	1.20		0.00	-4.56	4.92	0.00
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14
												510.33	-499.73	505.83
										<b>202.91</b>	<b>198.70</b>	<b>201.13</b>	<b>206.29</b>	
										N correnti [kN]				

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]														
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA								
h	T3	acciaio	-16.60	-16.60	16.40	16.40	acciaio	1.35	1.00	-16.60	-22.41	22.14	16.40	
		M	soletta	-31.70	-31.70	30.50	30.50	soletta	1.35	1.00	-31.70	-42.80	41.18	30.50
			perman	9.40	9.40	-10.10	-10.10	perman	1.50	1.00	14.10	9.40	-10.10	-15.15
			cedimenti	2.00	-2.30	2.10	-1.80	cedimenti	1.20		2.40	-2.76	2.52	-2.16
			acc. Mezzi	285.00	-389.00	396.00	-293.00	acc. Mezzi	1.35		384.8	-525.2	534.60	-395.55
			folla	15.00	-0.70	0.70	-15.10	folla	1.35		20.25	-0.95	0.95	-20.39
			temp	17.10	-17.10	16.10	-16.10	temp	0.72		12.31	-12.31	11.59	-11.59
			ritiro	15.70	0.00	0.00	-15.00	ritiro	1.20		18.84	0.00	0.00	-18.00
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14
												615.49	-808.11	814.01
										<b>244.73</b>	<b>321.32</b>	<b>323.66</b>	<b>249.33</b>	
										N correnti [kN]				

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA		
h	T4	acciaio	-7.90	-7.90	7.30	7.30	acciaio	1.35	1.00				-7.90	-10.67	9.86	7.30	
		M	soletta	-7.90	-7.90	5.90	5.90	soletta	1.35	1.00				-7.90	-10.67	7.97	5.90
			perman	19.00	19.00	-19.70	-19.70	perman	1.50	1.00				28.50	19.00	-19.70	-29.55
		2	cedimenti	1.60	-1.80	2.00	-1.80	cedimenti	1.20					1.92	-2.16	2.40	-2.16
			acc. Mezzi	319.00	-406.00	412.00	-325.00	acc. Mezzi	1.35					430.7	-548.1	556.20	-438.75
		.	folla	18.00	-0.40	0.40	-18.40	folla	1.35					24.30	-0.54	0.54	-24.84
			temp	12.10	-12.10	12.20	-12.20	temp	0.72					8.71	-8.71	8.78	-8.78
		5	ritiro	10.20	0.00	0.00	-9.90	ritiro	1.20					12.24	0.00	0.00	-11.88
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90					211.14	-211.14	211.14	-211.14
		1															
5																	
m																	
											701.66	-772.98	777.18	-713.90			
											N correnti [kN]						
											278.99	307.35	309.02	283.86			

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA		
h	T5	acciaio	12.60	12.60	-15.00	-15.00	acciaio	1.35	1.00				17.01	12.60	-15.00	-20.25	
		M	soletta	46.50	46.50	-51.40	-51.40	soletta	1.35	1.00				62.78	46.50	-51.40	-69.39
			perman	36.90	36.90	-37.10	-37.10	perman	1.50	1.00				55.35	36.90	-37.10	-55.65
		2	cedimenti	1.00	-0.90	0.70	-1.00	cedimenti	1.20					1.20	-1.08	0.84	-1.20
			acc. Mezzi	356.00	-385.00	359.00	-338.00	acc. Mezzi	1.35					480.6	-519.8	484.65	-456.30
		.	folla	20.90	-0.40	0.30	-20.10	folla	1.35					28.22	-0.54	0.41	-27.14
			temp	7.10	-7.10	8.50	-8.50	temp	0.72					5.11	-5.11	6.12	-6.12
		5	ritiro	0.00	-7.20	8.70	0.00	ritiro	1.20					0.00	-8.64	10.44	0.00
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90					211.14	-211.14	211.14	-211.14
		1															
5																	
m																	
											861.40	-650.26	610.10	-847.19			
											N correnti [kN]						
											342.51	258.55	242.58	336.85			

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA		
h	T6	acciaio	18.20	18.20	-19.90	-19.90	acciaio	1.35	1.00				24.57	18.20	-19.90	-26.87	
		M	soletta	58.40	58.40	-61.70	-61.70	soletta	1.35	1.00				78.84	58.40	-61.70	-83.30
			perman	39.30	39.30	-39.40	-39.40	perman	1.50	1.00				58.95	39.30	-39.40	-59.10
		2	cedimenti	1.00	-0.80	1.60	-1.90	cedimenti	1.20					1.20	-0.96	1.92	-2.28
			acc. Mezzi	363.00	-380.00	340.00	-339.00	acc. Mezzi	1.35					490.1	-513.0	459.00	-457.65
		.	folla	21.40	-0.50	0.90	-20.20	folla	1.35					28.89	-0.68	1.22	-27.27
			temp	9.70	-9.70	14.40	-14.40	temp	0.72					6.98	-6.98	10.37	-10.37
		5	ritiro	0.00	-9.70	12.90	0.00	ritiro	1.20					0.00	-11.64	15.48	0.00
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90					211.14	-211.14	211.14	-211.14
		1															
5																	
m																	
											900.62	-628.50	578.12	-877.97			
											N correnti [kN]						
											358.10	249.90	229.87	349.09			



MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																				
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				
h	T7	acciaio	7.80	7.80	-10.00	-10.00	acciaio	1.35	1.00	10.53	7.80	-10.00	-13.50	10.53	7.80	-10.00	-13.50			
		soletta	26.00	26.00	-30.70	-30.70	soletta	1.35	1.00	35.10	26.00	-30.70	-41.45	35.10	26.00	-30.70	-41.45			
		perman	29.30	29.30	-29.30	-29.30	perman	1.50	1.00	43.95	29.30	-29.30	-43.95	43.95	29.30	-29.30	-43.95			
		cedimenti	2.20	-1.70	2.40	-3.00	cedimenti	1.20		2.64	-2.04	2.88	-3.60	2.64	-2.04	2.88	-3.60			
		acc. Mezzi	346.00	-374.00	330.00	-319.00	acc. Mezzi	1.35		467.1	-504.9	445.50	-430.65	467.1	-504.9	445.50	-430.65			
		folia	20.00	-1.00	1.40	-18.60	folia	1.35		27.00	-1.35	1.89	-25.11	27.00	-1.35	1.89	-25.11			
		temp	13.60	-13.60	18.70	-18.70	temp	0.72		9.79	-9.79	13.46	-13.46	9.79	-9.79	13.46	-13.46			
		ritiro	0.00	-12.60	16.30	0.00	ritiro	1.20		0.00	-15.12	19.56	0.00	0.00	-15.12	19.56	0.00			
		VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14			
		2	M																	
													807.25	-681.24	624.43	-782.86				
													N correnti [kN]				320.97	270.87	248.28	311.28

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																				
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				
h	T8	acciaio	15.40	15.40	-13.60	-13.60	acciaio	1.35	1.00	20.79	15.40	-13.60	-18.36	20.79	15.40	-13.60	-18.36			
		soletta	37.40	37.40	-33.30	-33.30	soletta	1.35	1.00	50.49	37.40	-33.30	-44.96	50.49	37.40	-33.30	-44.96			
		perman	25.70	25.70	-24.70	-24.70	perman	1.50	1.00	38.55	25.70	-24.70	-37.05	38.55	25.70	-24.70	-37.05			
		cedimenti	1.00	-0.60	1.40	-2.00	cedimenti	1.20		1.20	-0.72	1.68	-2.40	1.20	-0.72	1.68	-2.40			
		acc. Mezzi	308.00	-330.00	301.00	-289.00	acc. Mezzi	1.35		415.8	-445.5	406.35	-390.15	415.8	-445.5	406.35	-390.15			
		folia	16.80	-0.80	1.00	-16.00	folia	1.35		22.68	-1.08	1.35	-21.60	22.68	-1.08	1.35	-21.60			
		temp	6.60	-6.60	11.30	-11.30	temp	0.72		4.75	-4.75	8.14	-8.14	4.75	-4.75	8.14	-8.14			
		ritiro	0.00	-9.00	11.60	0.00	ritiro	1.20		0.00	-10.80	13.92	0.00	0.00	-10.80	13.92	0.00			
		VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14			
		2	M																	
													765.40	-595.49	570.98	-733.79				
													N correnti [kN]				304.33	236.78	227.03	291.77

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																				
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				
h	T10	acciaio	-17.50	-17.50	27.10	27.10	acciaio	1.35	1.00	-17.50	-23.63	36.59	27.10	-17.50	-23.63	36.59	27.10			
		soletta	-52.20	-52.20	77.30	77.30	soletta	1.35	1.00	-52.20	-70.47	104.36	77.30	-52.20	-70.47	104.36	77.30			
		perman	4.60	4.60	-2.60	-2.60	perman	1.50	1.00	6.90	4.60	-2.60	-3.90	6.90	4.60	-2.60	-3.90			
		cedimenti	6.50	-5.00	5.00	-6.00	cedimenti	1.20		7.80	-6.00	6.00	-7.20	7.80	-6.00	6.00	-7.20			
		acc. Mezzi	396.00	-443.00	435.00	-380.00	acc. Mezzi	1.35		534.6	-598.1	587.25	-513.00	534.6	-598.1	587.25	-513.00			
		folia	19.30	-5.00	4.40	-20.20	folia	1.35		26.06	-6.75	5.94	-27.27	26.06	-6.75	5.94	-27.27			
		temp	22.70	-22.70	21.00	-21.00	temp	0.72		16.34	-16.34	15.12	-15.12	16.34	-16.34	15.12	-15.12			
		ritiro	0.00	-26.00	22.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-31.20	26.40	0.00	0.00	-31.20	26.40	0.00			
		VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14	211.14	-211.14			
		2	M																	
													733.14	-958.98	990.19	-673.23				
													N correnti [kN]				275.10	359.84	371.55	252.62

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]													
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA							
		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA					
h 3 . 5 1 5 m	T11	acciaio	23.80	23.80	-7.90	-7.90	acciaio	1.35	1.00	32.13	23.80	-7.90	-10.67
		soletta	58.40	58.40	-16.70	-16.70	soletta	1.35	1.00	78.84	58.40	-16.70	-22.55
	M	perman	-33.80	-33.80	37.20	37.20	perman	1.50	1.00	-33.80	-50.70	55.80	37.20
		cedimenti	6.80	-4.60	4.70	-6.50	cedimenti	1.20		8.16	-5.52	5.64	-7.80
		acc. Mezzi	420.00	-514.00	484.00	-372.00	acc. Mezzi	1.35		567.0	-693.9	653.40	-502.20
		folia	13.40	-15.00	11.50	-13.00	folia	1.35		18.09	-20.25	15.53	-17.55
		temp	36.50	-36.50	33.30	-33.30	temp	0.72		26.28	-26.28	23.98	-23.98
		ritiro	0.00	-52.20	43.60	0.00	ritiro	1.20		0.00	-62.64	52.32	0.00
		VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60	VENTO	0.90		211.14	-211.14	211.14	-211.14
										907.84	-988.23	993.20	-758.68
									N correnti [kN]				
									258.28	281.15	282.56	215.84	

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 372 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp.} \cdot \gamma_{e3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC1.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h 2 . 5 1 5 m	T2 M	acciaio	5.10	5.10	-4.40	-4.40	acciaio	1.35	1.00			6.89	5.10	-4.40	-5.94				
		soletta	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	soletta	1.35	1.00			-1.80	-2.43	-1.80	-2.43				
		perman	-2.70	-2.70	-2.70	-2.70	perman	1.50	1.00			-2.70	-4.05	-2.70	-4.05				
		cedimenti	1.10	-0.90	1.10	-0.90	cedimenti	1.20				1.32	-1.08	1.32	-1.08				
		acc. Mezzi	83.30	-80.20	83.30	-80.20	acc. Mezzi	1.35				112.46	-108.27	112.46	-108.27				
		folla	1.70	-2.50	1.70	-2.50	folla	1.35				2.30	-3.38	2.30	-3.38				
		temp	3.70	-3.70	3.70	-3.70	temp	0.72				2.66	-2.66	2.66	-2.66				
		ritiro	1.60	0.00	1.60	0.00	ritiro	1.20				1.92	0.00	1.92	0.00				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90				42.23	-42.23	42.23	-42.23				
												165.27   -159.00   153.98   -170.04							
												233.03   224.19   217.12   239.75							
										i = 5 m α = 44.8 °									
										N diagonali [kN]									

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h 2 . 5 1 5 m	T3 M	acciaio	11.30	11.30	1.90	1.90	acciaio	1.35	1.00			15.26	11.30	2.57	1.90				
		soletta	12.40	12.40	12.40	12.40	soletta	1.35	1.00			16.74	12.40	16.74	12.40				
		perman	-3.90	-3.90	-3.90	-3.90	perman	1.50	1.00			-3.90	-5.85	-3.90	-5.85				
		cedimenti	0.90	-0.80	0.90	-0.80	cedimenti	1.20				1.08	-0.96	1.08	-0.96				
		acc. Mezzi	157.00	-116.00	157.00	-116.00	acc. Mezzi	1.35				211.95	-156.60	211.95	-156.60				
		folla	0.30	-6.00	0.30	-6.00	folla	1.35				0.41	-8.10	0.41	-8.10				
		temp	6.70	-6.70	6.70	-6.70	temp	0.72				4.82	-4.82	4.82	-4.82				
		ritiro	0.00	-6.00	0.00	-6.00	ritiro	1.20				0.00	-7.20	0.00	-7.20				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90				42.23	-42.23	42.23	-42.23				
												288.58   -202.06   275.89   -211.46							
												406.90   284.91   389.01   298.16							
										i = 5 m α = 44.8 °									
										N diagonali [kN]									

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T4	M	acciaio	7.80	7.80	-1.70	-1.70	acciaio	1.35	1.00			10.53	7.80	-1.70	-2.30			
			soletta	2.80	2.80	2.80	2.80	soletta	1.35	1.00			3.78	2.80	3.78	2.80			
			perman	7.80	7.80	7.80	7.80	perman	1.50	1.00			11.70	7.80	11.70	7.80			
			cedimenti	0.80	-0.70	0.80	-0.70	cedimenti	1.20				0.96	-0.84	0.96	-0.84			
			acc. Mezzi	164.00	-129.00	164.00	-129.00	acc. Mezzi	1.35				221.40	-174.15	221.40	-174.15			
			folia	0.20	-7.30	0.20	-7.30	folia	1.35				0.27	-9.86	0.27	-9.86			
			temp	4.90	-4.90	4.90	-4.90	temp	0.72				3.53	-3.53	3.53	-3.53			
			ritiro	0.00	-4.00	0.00	-4.00	ritiro	1.20				0.00	-4.80	0.00	-4.80			
			VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90				42.23	-42.23	42.23	-42.23			
													294.40	-217.00	282.17	-227.10			
										<b>415.10</b>	<b>305.97</b>	<b>397.85</b>	<b>320.21</b>						
										$i = 5$ m $\alpha = 44.8$ ° N diagonali [kN]									

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T5	M	acciaio	-0.80	-0.80	-10.30	-10.30	acciaio	1.35	1.00			-0.80	-1.08	-10.30	-13.91			
			soletta	-19.60	-19.60	-19.60	-19.60	soletta	1.35	1.00			-19.60	-26.46	-19.60	-26.46			
			perman	-14.80	-14.80	-14.80	-14.80	perman	1.50	1.00			-14.80	-22.20	-14.80	-22.20			
			cedimenti	0.30	-0.40	0.30	-0.40	cedimenti	1.20				0.36	-0.48	0.36	-0.48			
			acc. Mezzi	149.00	-139.00	149.00	-139.00	acc. Mezzi	1.35				201.15	-187.65	201.15	-187.65			
			folia	0.20	-8.20	0.20	-8.20	folia	1.35				0.27	-11.07	0.27	-11.07			
			temp	3.10	-3.10	3.10	-3.10	temp	0.72				2.23	-2.23	2.23	-2.23			
			ritiro	3.20	0.00	3.20	0.00	ritiro	1.20				3.84	0.00	3.84	0.00			
			VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90				42.23	-42.23	42.23	-42.23			
													214.88	-293.40	205.38	-306.23			
										<b>302.98</b>	<b>413.69</b>	<b>289.59</b>	<b>431.78</b>						
										$i = 5$ m $\alpha = 44.8$ ° N diagonali [kN]									

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T6	M	acciaio	2.90	2.90	-12.40	-12.40	acciaio	1.35	1.00			3.92	2.90	-12.40	-16.74			
			soletta	-24.00	-24.00	-24.00	-24.00	soletta	1.35	1.00			-24.00	-32.40	-24.00	-32.40			
			perman	-15.70	-15.70	-15.70	-15.70	perman	1.50	1.00			-15.70	-23.55	-15.70	-23.55			
			cedimenti	0.50	-0.60	0.50	-0.60	cedimenti	1.20				0.60	-0.72	0.60	-0.72			
			acc. Mezzi	144.00	-140.00	144.00	-140.00	acc. Mezzi	1.35				194.40	-189.00	194.40	-189.00			
			folia	0.30	-8.30	0.30	-8.30	folia	1.35				0.41	-11.21	0.41	-11.21			
			temp	4.80	-4.80	4.80	-4.80	temp	0.72				3.46	-3.46	3.46	-3.46			
			ritiro	4.50	0.00	4.50	0.00	ritiro	1.20				5.40	0.00	5.40	0.00			
			VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90				42.23	-42.23	42.23	-42.23			
													210.70	-299.66	194.39	-319.30			
										<b>297.09</b>	<b>422.52</b>	<b>274.09</b>	<b>450.21</b>						
										$i = 5$ m $\alpha = 44.8$ ° N diagonali [kN]									

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h 2 . 5 1 5 m	T7 M	acciaio	1.20	1.20	-8.30	-8.30	acciaio	1.35	1.00	1.62	1.20	-8.30	-11.21				
		soletta	-11.30	-11.30	-11.30	-11.30	soletta	1.35	1.00	-11.30	-15.26	-11.30	-15.26				
		perman	-11.80	-11.80	-11.80	-11.80	perman	1.50	1.00	-11.80	-17.70	-11.80	-17.70				
		cedimenti	0.80	-1.00	0.80	-1.00	cedimenti	1.20		0.96	-1.20	0.96	-1.20				
		acc. Mezzi	141.00	-133.00	141.00	-133.00	acc. Mezzi	1.35		190.35	-179.55	190.35	-179.55				
		folia	0.50	-7.70	0.50	-7.70	folia	1.35		0.68	-10.40	0.68	-10.40				
		temp	6.50	-6.50	6.50	-6.50	temp	0.72		4.68	-4.68	4.68	-4.68				
		ritiro	5.80	0.00	5.80	0.00	ritiro	1.20		6.96	0.00	6.96	0.00				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90		42.23	-42.23	42.23	-42.23				
												224.37   -269.81   214.45   -282.21					
										316.37   380.43   302.38   397.92							
										i = 5 m α = 44.8 ° N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h 2 . 5 1 5 m	T8 M	acciaio	-1.00	-1.00	-10.60	-10.60	acciaio	1.35	1.00	-1.00	-1.35	-10.60	-14.31				
		soletta	-14.10	-14.10	-14.10	-14.10	soletta	1.35	1.00	-14.10	-19.04	-14.10	-19.04				
		perman	-10.00	-10.00	-10.00	-10.00	perman	1.50	1.00	-10.00	-15.00	-10.00	-15.00				
		cedimenti	0.40	-0.70	0.40	-0.70	cedimenti	1.20		0.48	-0.84	0.48	-0.84				
		acc. Mezzi	126.00	-119.00	126.00	-119.00	acc. Mezzi	1.35		170.10	-160.65	170.10	-160.65				
		folia	0.40	-6.60	0.40	-6.60	folia	1.35		0.54	-8.91	0.54	-8.91				
		temp	3.60	-3.60	3.60	-3.60	temp	0.72		2.59	-2.59	2.59	-2.59				
		ritiro	4.10	0.00	4.10	0.00	ritiro	1.20		4.92	0.00	4.92	0.00				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90		42.23	-42.23	42.23	-42.23				
												195.76   -250.61   186.16   -263.57					
										276.02   353.35   262.49   371.63							
										i = 5 m α = 44.8 ° N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h 2 . 6 6 5 m	T10 M	acciaio	13.70	13.70	4.20	4.20	acciaio	1.35	1.00	18.50	13.70	5.67	4.20				
		soletta	25.90	25.90	25.90	25.90	soletta	1.35	1.00	34.97	25.90	34.97	25.90				
		perman	-1.40	-1.40	-1.40	-1.40	perman	1.50	1.00	-1.40	-2.10	-1.40	-2.10				
		cedimenti	2.00	-2.50	2.00	-2.50	cedimenti	1.20		2.40	-3.00	2.40	-3.00				
		acc. Mezzi	175.00	-155.00	175.00	-155.00	acc. Mezzi	1.35		236.25	-209.25	236.25	-209.25				
		folia	2.00	-7.90	2.00	-7.90	folia	1.35		2.70	-10.67	2.70	-10.67				
		temp	8.80	-8.80	8.80	-8.80	temp	0.72		6.34	-6.34	6.34	-6.34				
		ritiro	9.50	0.00	9.50	0.00	ritiro	1.20		11.40	0.00	11.40	0.00				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90		42.23	-42.23	42.23	-42.23				
												353.37   -233.98   340.55   -243.48					
										484.52   320.82   466.94   333.84							
										i = 5 m α = 43.2 ° N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																		
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				
h 3 . 5 1 5 m	T11 M	acciaio	-1.70	-1.70	-11.00	-11.00	acciaio	1.35	1.00	-1.70	-2.30	-11.00	-14.85	-1.70	-2.30	-11.00	-14.85	
		soletta	-15.00	-15.00	-15.00	-15.00	soletta	1.35	1.00	-15.00	-20.25	-15.00	-20.25	-15.00	-20.25	-15.00	-20.25	
		perman	14.20	14.20	14.20	14.20	perman	1.50	1.00	21.30	14.20	21.30	14.20	21.30	14.20	21.30	14.20	
		cedimenti	1.90	-2.70	1.90	-2.70	cedimenti	1.20		2.28	-3.24	2.28	-3.24	2.28	-3.24	2.28	-3.24	
		acc. Mezzi	200.00	-158.00	200.00	-158.00	acc. Mezzi	1.35		270.00	-213.30	270.00	-213.30	270.00	-213.30	270.00	-213.30	
		folia	5.30	-5.30	5.30	-5.30	folia	1.35		7.16	-7.16	7.16	-7.16	7.16	-7.16	7.16	-7.16	
		temp	-14.00	14.00	-14.00	14.00	temp	0.72		-10.08	10.08	-10.08	10.08	-10.08	10.08	-10.08	10.08	
		ritiro	19.20	0.00	19.20	0.00	ritiro	1.20		23.04	0.00	23.04	0.00	23.04	0.00	23.04	0.00	
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90		42.23	-42.23	42.23	-42.23	42.23	-42.23	42.23	-42.23	
											339.22	-264.19	329.92	-276.74	339.22	-264.19	329.92	-276.74
											<b>416.27</b>	<b>324.19</b>	<b>404.86</b>	<b>339.60</b>	<b>416.27</b>	<b>324.19</b>	<b>404.86</b>	<b>339.60</b>

i = 5 m  
α = 35.4 °

N diagonali [kN]

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni su diagonale L=355 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 451 \text{ kN}$$

Sollecitazioni su diagonale L=365 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 485 \text{ kN}$$

Sollecitazioni su diagonale L=431 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 417 \text{ kN}$$

### 7.3.1 Correnti

Profili 2L 120x12

Sollecitazioni sui correnti

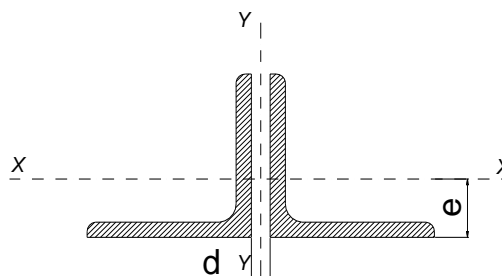
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 372 \text{ kN}$$

#### VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC1

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	27.54
Distanza e (cm)	3.40
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	367.70
Distanza profilo d (cm)	1.60
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3.65
Snellezza dir X-X	131
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5.57
Raggio d'inerzia min (cm)	2.35
Snellezza dir Y-Y	93

L 120x12



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

#### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	120	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.00	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	131	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	93	
A	area lorda di un profilo	2,754	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,754	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	120.1	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =	N <sub>cr</sub> =	661,557	N
Snellezza adimensionale	λ <sup>1</sup> =	1.719	
Fattore di imperfezione	α =	0.34	
Fattore adimensionale	Φ =	2.236	
Coefficiente per instabilità	χ =	0.273	

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	372.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	484.9	kN

Verifica:  $N_{\text{ed}} / N_{\text{b,Rd}} \leq 1,00 = 1.303$

VERIFICA SODDISFATTA





### 7.3.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 372 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{372}{4} = 93,0 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{93,00} = 3,95 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.3.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{372}{4} = 93,00 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 290,00 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{290,0}{93,0} = 3,12 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{372}{4} = 93,00 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 386,70 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{386,70}{93,00} = 4,16 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.2 Diagonali

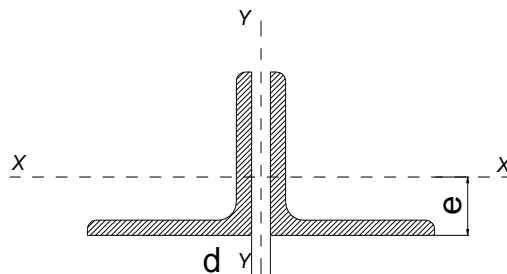
Profili 2L 120x12 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 485 \text{ kN}$

#### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC1

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	27.54
Distanza e (cm)	3.40
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	367.70
Distanza profilo d (cm)	1.60
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3.65
Snellezza dir X-X	104
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5.57
Raggio d'inerzia min (cm)	2.35
Snellezza dir Y-Y	76

L 120x12



Lunghezza elemento (cm)	380
-------------------------	-----

#### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	120	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.00	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	104	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	76	
A	area lorda di un profilo	2,754	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,754	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	191.6	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 1,055,560 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda^1 = 1.361$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.624$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.399$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	485.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	708.5	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.461$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.3.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 485 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{485}{4} = 121,3 \text{ kN} \text{ è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{121,30} = 3,03 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.3.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:  $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$   $e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{485}{4} = 121,3 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 290,00 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{290,0}{121,3} = 2,39 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:  $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$   $e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{485}{4} = 121,3 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 386,70 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{386,7}{121,3} = 3,19 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.4 Verifiche trasversi di campata tipo DC2

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\varepsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC2.

		MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]															
		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA									
h · 4 · 5 1 5 m	T13 M	acciaio	-327.00	-327.00	323.00	323.00	acciaio	1.35	1.00	-327.00	-441.45	436.05	323.00				
		soletta	-867.00	-867.00	858.00	858.00	soletta	1.35	1.00	-867.00	-1,170.45	1,158.30	858.00				
	perman	-360.00	-360.00	331.00	331.00	perman	1.50	1.00	-360.00	-540.00	496.50	331.00					
		cedimenti	78.00	-62.00	53.00	-65.00	cedimenti	1.20		93.60	-74.40	63.60	-78.00				
	acc. Mezzi	327.00	-755.00	628.00	-250.00	acc. Mezzi	1.35		441.5	-1,019.3	847.80	-337.50					
		folla	9.00	-78.00	61.00	-8.00	folla	1.35		12.15	-105.30	82.35	-10.80				
	temp	452.00	-452.00	405.00	-405.00	temp	0.72		325.44	-325.44	291.60	-291.60					
	ritiro	0.00	-291.00	244.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-349.20	292.80	0.00					
	VENTO	355.00	-355.00	355.00	-355.00	VENTO	0.90		319.50	-319.50	319.50	-319.50					
											-361.86	-4,344.99	3,988.50	474.60			
											N correnti [kN]				-80.15	962.35	883.39

		MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]															
		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA									
h · 4 · 5 1 5 m	T15 M	acciaio	-101.00	-101.00	98.00	98.00	acciaio	1.35	1.00	-101.00	-136.35	132.30	98.00				
		soletta	-291.00	-291.00	288.00	288.00	soletta	1.35	1.00	-291.00	-392.85	388.80	288.00				
	perman	-193.00	-193.00	180.00	180.00	perman	1.50	1.00	-193.00	-289.50	270.00	180.00					
		cedimenti	46.00	-36.00	33.00	-42.00	cedimenti	1.20		55.20	-43.20	39.60	-50.40				
	acc. Mezzi	411.00	-604.00	525.00	-322.00	acc. Mezzi	1.35		554.9	-815.4	708.75	-434.70					
		folla	5.00	-57.00	50.00	-5.00	folla	1.35		6.75	-76.95	67.50	-6.75				
	temp	272.00	-272.00	246.00	-246.00	temp	0.72		195.84	-195.84	177.12	-177.12					
	ritiro	0.00	-189.00	167.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-226.80	200.40	0.00					
	VENTO	355.00	-355.00	355.00	-355.00	VENTO	0.90		319.50	-319.50	319.50	-319.50					
											547.14	-2,496.39	2,303.97	-422.47			
											N correnti [kN]				121.18	552.91	510.29

In particolare si ottiene:

$$\text{Sollecitazione massima sui correnti} \quad N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},2}}{h} = 963 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{\text{Sd}} = V_{\text{pp}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Sol.}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Perm.}} \cdot \gamma_{g2} + V_{\text{Ced.}} \cdot \gamma_{\text{Ced}} + V_{\text{Acc.+folia}} \cdot \gamma_q + V_{\text{Temp.}} \cdot \gamma_{e3} \cdot \Psi_{0,\text{temp}} + V_{\text{Rit.}} \cdot \gamma_{\text{Rit}} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonal.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC2.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T13	acciaio	135.00	135.00	125.00	125.00	acciaio	1.35	1.00	182.25	135.00	168.75	125.00				
		soletta	345.00	345.00	345.00	345.00	soletta	1.35	1.00	465.75	345.00	465.75	345.00				
		perman	138.00	138.00	138.00	138.00	perman	1.50	1.00	207.00	138.00	207.00	138.00				
		cedimenti	23.00	-29.00	23.00	-29.00	cedimenti	1.20		27.60	-34.80	27.60	-34.80				
		acc. Mezzi	268.00	-110.00	268.00	-110.00	acc. Mezzi	1.35		361.80	-148.50	361.80	-148.50				
		1	folia	28.00	-4.00	28.00	-4.00	folia	1.35		37.80	-5.40	37.80	-5.40			
		5	temp	171.00	-171.00	171.00	-171.00	temp	0.72		123.12	-123.12	123.12	-123.12			
		5	ritiro	107.00	0.00	107.00	0.00	ritiro	1.20		128.40	0.00	128.40	0.00			
		m	VENTO	71.00	-71.00	71.00	-71.00	VENTO	0.90		63.90	-63.90	63.90	-63.90			
												1,597.62	242.28	1,584.12	232.28		
										i = 5 m							
										α = 29.0 °							
										N diagonali [kN]							
										1,826.18	276.94	1,810.75	265.51				

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T15	acciaio	45.00	45.00	35.00	35.00	acciaio	1.35	1.00	60.75	45.00	47.25	35.00				
		soletta	116.00	116.00	116.00	116.00	soletta	1.35	1.00	156.60	116.00	156.60	116.00				
		perman	75.00	75.00	75.00	75.00	perman	1.50	1.00	112.50	75.00	112.50	75.00				
		cedimenti	14.00	-18.00	14.00	-18.00	cedimenti	1.20		16.80	-21.60	16.80	-21.60				
		5	acc. Mezzi	226.00	-146.00	226.00	-146.00	acc. Mezzi	1.35		305.10	-197.10	305.10	-197.10			
		1	folia	21.40	-2.00	21.40	-2.00	folia	1.35		28.89	-2.70	28.89	-2.70			
		5	temp	104.00	-104.00	104.00	-104.00	temp	0.72		74.88	-74.88	74.88	-74.88			
		5	ritiro	71.00	0.00	71.00	0.00	ritiro	1.20		85.20	0.00	85.20	0.00			
		m	VENTO	71.00	-71.00	71.00	-71.00	VENTO	0.90		63.90	-63.90	63.90	-63.90			
												904.62	-124.18	891.12	-134.18		
										i = 5 m							
										α = 29.0 °							
										N diagonali [kN]							
										1,034.04	141.95	1,018.61	153.38				

In particolare si ottiene.

$$\text{Sollecitazioni sui diagonal} \quad N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},2}}{\cos \alpha} = 1827 \text{ kN}$$

### 7.4.1 Correnti

Profili 2L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

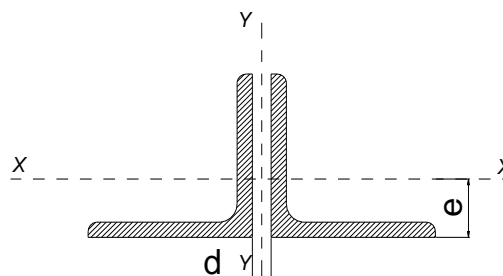
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},2}}{h} = 963 \text{ kN}$$

#### VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC2

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5.51
Snellezza dir X-X	87
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8.16
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	63

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

#### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	87	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	63	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	273.2	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{\text{cr}} = 3,026,626 \text{ N}$ Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.140$ Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$ Fattore adimensionale  $\Phi = 1.309$ Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.512$ 

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	963.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,829.7	kN

Verifica:  $N_{\text{Ed}} / N_{\text{b,Rd}} \leq 1,00 = 1.900$ 

VERIFICA SODDISFATTA
----------------------

### 7.4.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 963 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{963}{6} = 160,5 \text{ kN} \text{ è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{160,50} = 2,29 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.4.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{963}{6} = 160,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{431,1}{160,5} = 2,69 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.4.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{963}{6} = 160,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 32}{1,25} \cdot 10^{-3} = 459,9 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{459,9}{160,5} = 2,87 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.4.2 Diagonali

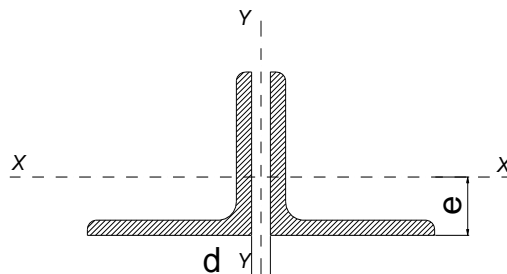
Profili 2L 200x18 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,2}}{\cos \alpha} = 1827 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC2

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	69.10
Distanza e (cm)	5.60
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	2,600.00
Distanza profilo d (cm)	2.50
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6.13
Snellezza dir X-X	73
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9.20
Raggio d'inerzia min (cm)	3.92
Snellezza dir Y-Y	53

L 200x18



Lunghezza elemento (cm)	450
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x18	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	11.11	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	73	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	53	
A	area lorda di un profilo	6,910	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	6,910	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	384.6	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 5,315,242 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 0.961$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.091$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.622$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	1,827.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	2,774.6	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.519$

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.4.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 8 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.827 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.827}{8} = 228,4 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,2}{228,4} = 1,61 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.4.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.827}{8} = 228,4 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{431,1}{228,4} = 1,89 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.4.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.827}{8} = 228,4 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 36}{1,25} \cdot 10^{-3} = 517,4 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{517,4}{228,4} = 2,27 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.5 Verifiche trasversi di campata tipo DC3

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_1^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC3.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T34	acciaio	-225.00	-225.00	251.00	251.00	acciaio	1.35	1.00	-225.00	-303.75	338.85	251.00						
		soletta	-332.00	-332.00	352.00	352.00	soletta	1.35	1.00	-332.00	-448.20	475.20	352.00						
		perman	-130.00	-130.00	132.00	132.00	perman	1.50	1.00	-130.00	-195.00	198.00	132.00						
		cedimenti	31.00	-25.00	24.00	-30.00	cedimenti	1.20		37.20	-30.00	28.80	-36.00						
		acc. Mezzi	452.00	-486.00	451.00	-396.00	acc. Mezzi	1.35		610.2	-656.1	608.85	-534.60						
		folla	6.00	-43.00	41.00	-6.00	folla	1.35		8.10	-58.05	55.35	-8.10						
		temp	216.00	-216.00	206.00	-206.00	temp	0.72		155.52	-155.52	148.32	-148.32						
		ritiro	0.00	-142.00	135.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-170.40	162.00	0.00						
		VENTO	347.00	-347.00	347.00	-347.00	VENTO	0.90		312.30	-312.30	312.30	-312.30						
										436.32	-2,329.32	2,327.67	-304.32						
										N correnti [kN]				96.64	515.91	515.54	67.40		

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T38	acciaio	-440.00	-440.00	455.00	455.00	acciaio	1.35	1.00	-440.00	-594.00	614.25	455.00						
		soletta	-550.00	-550.00	578.00	578.00	soletta	1.35	1.00	-550.00	-742.50	780.30	578.00						
		perman	-201.00	-201.00	198.00	198.00	perman	1.50	1.00	-201.00	-301.50	297.00	198.00						
		cedimenti	35.00	-28.00	27.00	-33.00	cedimenti	1.20		42.00	-33.60	32.40	-39.60						
		acc. Mezzi	384.00	-352.00	318.00	-305.00	acc. Mezzi	1.35		518.4	-475.2	429.30	-411.75						
		folla	22.00	-137.00	126.00	-20.00	folla	1.35		29.70	-184.95	170.10	-27.00						
		temp	258.00	-258.00	243.00	243.00	temp	0.72		185.76	-185.76	174.96	174.96						
		ritiro	0.00	-169.00	157.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-202.80	188.40	0.00						
		VENTO	347.00	-347.00	347.00	-347.00	VENTO	0.90		312.30	-312.30	312.30	-312.30						
										-102.84	-3,032.61	2,649.09	615.31						
										N correnti [kN]				-22.78	671.67	586.73	-136.28		

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T57	acciaio	252.00	252.00	-181.00	-181.00	acciaio	1.35	1.00	340.20	252.00	-181.00	-244.35				
		soletta	169.00	169.00	-122.00	-122.00	soletta	1.35	1.00	228.15	169.00	-122.00	-164.70				
		perman	129.00	129.00	-112.00	-112.00	perman	1.50	1.00	193.50	129.00	-112.00	-168.00				
		cedimenti	8.00	-7.00	6.00	-7.00	cedimenti	1.20		9.60	-8.40	7.20	-8.40				
		acc. Mezzi	846.00	-287.00	258.00	-731.00	acc. Mezzi	1.35		1,142.1	-387.5	348.30	-986.85				
		folia	13.00	-71.00	62.00	-12.00	folia	1.35		17.55	-95.85	83.70	-16.20				
		temp	72.00	-72.00	65.00	-65.00	temp	0.72		51.84	-51.84	46.80	-46.80				
		ritiro	0.00	-47.00	42.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-56.40	50.40	0.00				
		VENTO	347.00	-347.00	347.00	-347.00	VENTO	0.90		312.30	-312.30	312.30	-312.30				
		4	M														
.																	
5																	
1																	
5																	
m																	
									2,295.24	-362.24	433.70	-1,947.60					
									508.36	80.23	96.06	431.36					

N correnti [kN]

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},3}}{h} = 672 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN/m]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{\text{Sd}} = V_{\text{pp}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Sol.}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Perm.}} \cdot \gamma_{g2} + V_{\text{Ced.}} \cdot \gamma_{\text{Ced}} + V_{\text{Acc.+folia}} \cdot \gamma_q + V_{\text{Temp.}} \cdot \gamma_{e3} \cdot \Psi_{0,\text{temp}} + V_{\text{Rit.}} \cdot \gamma_{\text{Rit}} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC3.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T34	acciaio	100.00	100.00	91.00	91.00	acciaio	1.35	1.00	135.00	100.00	122.85	91.00				
		soletta	137.00	137.00	137.00	137.00	soletta	1.35	1.00	184.95	137.00	184.95	137.00				
		perman	52.00	52.00	52.00	52.00	perman	1.50	1.00	78.00	52.00	78.00	52.00				
		cedimenti	10.00	-12.00	10.00	-12.00	cedimenti	1.20		12.00	-14.40	12.00	-14.40				
		acc. Mezzi	187.00	-170.00	187.00	-170.00	acc. Mezzi	1.35		252.45	-229.50	252.45	-229.50				
		folia	17.00	-3.00	17.00	-3.00	folia	1.35		22.95	-4.05	22.95	-4.05				
		temp	85.00	-85.00	85.00	-85.00	temp	0.72		61.20	-61.20	61.20	-61.20				
		ritiro	56.00	0.00	56.00	0.00	ritiro	1.20		67.20	0.00	67.20	0.00				
		VENTO	70.00	-70.00	70.00	-70.00	VENTO	0.90		63.00	-63.00	63.00	-63.00				
		4	M														
.																	
5																	
1																	
5																	
m																	
									876.75	-83.15	864.60	-92.15					
									1,002.18	95.05	988.29	105.33					

i = 5 m

α = 29.0 °

N diagonali [kN]

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T38	M	acciaio	184.00	184.00	174.00	174.00	acciaio	1.35	1.00	248.40	184.00	234.90	174.00					
			soletta	225.00	225.00	225.00	225.00	soletta	1.35	1.00	303.75	225.00	303.75	225.00					
			perman	80.00	80.00	80.00	80.00	perman	1.50	1.00	120.00	80.00	120.00	80.00					
			cedimenti	11.00	-14.00	11.00	-14.00	cedimenti	1.20		13.20	-16.80	13.20	-16.80					
			acc. Mezzi	134.00	-138.00	134.00	-138.00	acc. Mezzi	1.35		180.90	-186.30	180.90	-186.30					
			folla	53.00	-8.00	53.00	-8.00	folla	1.35		71.55	-10.80	71.55	-10.80					
			temp	100.00	-100.00	100.00	-100.00	temp	0.72		72.00	-72.00	72.00	-72.00					
			ritiro	65.00	0.00	65.00	0.00	ritiro	1.20		78.00	0.00	78.00	0.00					
			VENTO	70.00	-70.00	70.00	-70.00	VENTO	0.90		63.00	-63.00	63.00	-63.00					
			m																
										1,150.80	140.10	1,137.30	130.10						
										$i = 5$ m $\alpha = 29.0$ ° N diagonali [kN]									
										1,315.44	160.14	1,300.01	148.71						

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T57	M	acciaio	-82.00	-82.00	-91.00	-91.00	acciaio	1.35	1.00	-82.00	-110.70	-91.00	-122.85					
			soletta	-58.00	-58.00	-58.00	-58.00	soletta	1.35	1.00	-58.00	-78.30	-58.00	-78.30					
			perman	-48.00	-48.00	-48.00	-48.00	perman	1.50	1.00	-48.00	-72.00	-48.00	-72.00					
			cedimenti	3.00	-3.00	3.00	-3.00	cedimenti	1.20		3.60	-3.60	3.60	-3.60					
			acc. Mezzi	109.00	-315.00	109.00	-315.00	acc. Mezzi	1.35		147.15	-425.25	147.15	-425.25					
			folla	27.00	-5.00	27.00	-5.00	folla	1.35		36.45	-6.75	36.45	-6.75					
			temp	27.00	-27.00	27.00	-27.00	temp	0.72		19.44	-19.44	19.44	-19.44					
			ritiro	18.00	0.00	18.00	0.00	ritiro	1.20		21.60	0.00	21.60	0.00					
			VENTO	70.00	-70.00	70.00	-70.00	VENTO	0.90		63.00	-63.00	63.00	-63.00					
			m																
										103.24	-779.04	94.24	-791.19						
										$i = 5$ m $\alpha = 29.0$ ° N diagonali [kN]									
										118.01	890.49	107.72	904.38						

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali L=516 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},3}}{\cos \alpha} = 1.316 \text{ kN}$$

## 7.5.1 Correnti

Profili 2L 150x15

Sollecitazioni sui correnti

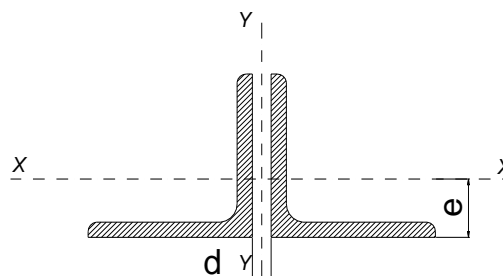
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},3}}{h} = 672 \text{ kN}$$

## VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC3

## DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	43.00
Distanza e (cm)	4.25
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	898.10
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4.57
Snellezza dir X-X	105
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6.96
Raggio d'inerzia min (cm)	2.93
Snellezza dir Y-Y	74

L 150x15



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

## VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

## CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 150x15	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	150	mm
t	spessore ala	15	mm
	rapporto h/t	10.00	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

## VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	105	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	74	
A	area lorda di un profilo	4,300	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	4,300	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	187.9	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico = N<sub>cr</sub> = 1,615,725 N

Snellezza adimensionale λ' = 1.375

Fattore di imperfezione α = 0.34

Fattore adimensionale Φ = 1.644

Coefficiente per instabilità χ = 0.393

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	672.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,089.7	kN

Verifica: N<sub>Ed</sub> / N<sub>b,Rd</sub> ≤ 1,00 = 1.622

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.5.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 672 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{672}{4} = 168,0 \text{ kN} \text{ è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{168,00} = 2,19 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.5.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{672}{4} = 168 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m},2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 483,3 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif}, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{483,3}{168,0} = 2,88 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.5.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{672}{4} = 168 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m},2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 483,3 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif}, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{483,3}{168,0} = 2,88 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.5.2 Diagonali

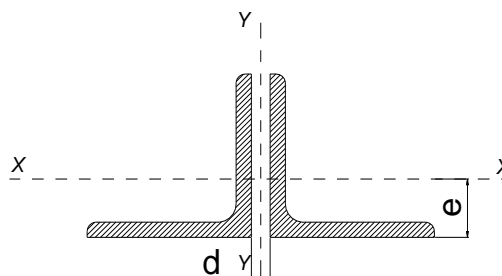
Profili 2L 150x15 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,3}}{\cos \alpha} = 1.316 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC3

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5.51
Snellezza dir X-X	85
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8.16
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	62

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	470
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	85	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	62	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	285.0	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 3,156,789 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.116$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.279$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.526$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	1,316.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,879.3	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.428$

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.5.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 8 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.316 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.316}{8} = 164,5 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{164,5} = 2,23 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.5.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.316}{8} = 164,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{431,1}{164,5} = 2,62 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.5.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.316}{8} = 164,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{431,1}{164,5} = 2,62 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.6 Verifiche trasversi di campata tipo DC4

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Dove  $i$  è l'interasse dei diaframmi.

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC4.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																		
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA			
h	T17	acciaio	-50.34	-50.34	45.06	45.06	acciaio	1.35	1.00			-50.34	-67.95	60.83	45.06			
		soletta	-121.50	-121.50	111.43	111.43	soletta	1.35	1.00			-121.50	-164.03	150.43	111.43			
		perman	-51.83	-51.83	46.72	46.72	perman	1.50	1.00			-51.83	-77.74	70.07	46.72			
		cedimenti	19.00	-15.00	13.00	-17.00	cedimenti	1.20				22.80	-18.00	15.60	-20.40			
		acc. Mezzi	323.00	-413.00	391.00	-303.00	acc. Mezzi	1.35				436.1	-557.6	527.85	-409.05			
		folla	12.00	-22.00	20.00	-11.00	folla	1.35				16.20	-29.70	27.00	-14.85			
		temp	87.00	-87.00	80.00	-80.00	temp	0.72				62.64	-62.64	57.60	-57.60			
		ritiro	0.00	-69.00	62.00	0.00	ritiro	1.20				0.00	-82.80	74.40	0.00			
		VENTO	396.00	-396.00	396.00	-396.00	VENTO	0.90				356.40	-356.40	356.40	-356.40			
		M																
											670.43	-1,416.81	1,340.19	-655.09				
											N correnti [kN]				157.19	332.19	314.23	153.60

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																		
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA			
h	T54	acciaio	-7.00	-7.00	13.00	13.00	acciaio	1.35	1.00			-7.00	-9.45	17.55	13.00			
		soletta	86.00	86.00	-76.00	-76.00	soletta	1.35	1.00			116.10	86.00	-76.00	-102.60			
		perman	-11.00	-11.00	11.00	11.00	perman	1.50	1.00			-11.00	-16.50	16.50	11.00			
		cedimenti	1.00	-1.00	1.00	-1.00	cedimenti	1.20				1.20	-1.20	1.20	-1.20			
		acc. Mezzi	157.00	-463.00	447.00	-148.00	acc. Mezzi	1.35				212.0	-625.1	603.45	-199.80			
		folla	50.00	-5.00	4.00	-47.00	folla	1.35				67.50	-6.75	5.40	-63.45			
		temp	6.00	-6.00	6.00	-6.00	temp	0.72				4.32	-4.32	4.32	-4.32			
		ritiro	2.00	0.00	0.00	-1.00	ritiro	1.20				2.40	0.00	0.00	-1.20			
		VENTO	396.00	-396.00	396.00	-396.00	VENTO	0.90				356.40	-356.40	356.40	-356.40			
		M																
											741.87	-933.67	928.82	-704.97				
											N correnti [kN]				182.50	229.69	228.49	173.42

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]														
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA								
		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA						
h	T41	acciaio	-53.00	-53.00	54.00	54.00	acciaio	1.35	1.00	-53.00	-71.55	72.90	54.00	
		M	soletta	-69.00	-69.00	77.00	77.00	soletta	1.35	1.00	-69.00	-93.15	103.95	77.00
			perman	5.00	5.00	-4.00	-4.00	perman	1.50	1.00	7.50	5.00	-4.00	-6.00
		3	cedimenti	6.00	-5.00	5.00	-7.00	cedimenti	1.20		7.20	-6.00	6.00	-8.40
			acc. Mezzi	166.00	-460.00	412.00	-145.00	acc. Mezzi	1.35		224.1	-621.0	556.20	-195.75
		.	folia	53.00	-18.00	18.00	-50.00	folia	1.35		71.55	-24.30	24.30	-67.50
			temp	40.00	-40.00	44.00	-44.00	temp	0.72		28.80	-28.80	31.68	-31.68
		9	ritiro	0.00	-29.00	32.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-34.80	38.40	0.00
			VENTO	332.60	-332.60	332.60	-332.60	VENTO	0.90		299.34	-299.34	299.34	-299.34
		1									516.49	-1,173.94	1,128.77	-477.67
5														
m														
N correnti [kN]										131.93	299.86	288.32	122.01	

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]														
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA								
		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA		INTERNO CURVA		ESTERNO CURVA						
h	T48	acciaio	206.00	206.00	-263.00	-263.00	acciaio	1.35	1.00	278.10	206.00	-263.00	-355.05	
		M	soletta	193.00	193.00	-242.00	-242.00	soletta	1.35	1.00	260.55	193.00	-242.00	-326.70
			perman	68.00	68.00	-80.00	-80.00	perman	1.50	1.00	102.00	68.00	-80.00	-120.00
		3	cedimenti	4.00	-3.00	4.00	-5.00	cedimenti	1.20		4.80	-3.60	4.80	-6.00
			acc. Mezzi	176.00	-326.00	248.00	-179.00	acc. Mezzi	1.35		237.6	-440.1	334.80	-241.65
		.	folia	75.00	-8.00	11.00	-72.00	folia	1.35		101.25	-10.80	14.85	-97.20
			temp	25.00	-25.00	34.00	-34.00	temp	0.72		18.00	-18.00	24.48	-24.48
		0	ritiro	0.00	-19.00	25.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-22.80	30.00	0.00
			VENTO	270.00	-270.00	270.00	-270.00	VENTO	0.90		243.00	-243.00	243.00	-243.00
		1									1,245.30	-271.30	66.93	-1,414.08
5														
m														
N correnti [kN]										413.03	89.98	22.20	469.01	

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti 
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},4}}{h} = 470 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M}{5,00}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{\text{Sd}} = V_{\text{pp}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Sol.}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Perm}} \cdot \gamma_{g2} + V_{\text{Ced}} \cdot \gamma_{\text{Ced}} + V_{\text{Acc.+folia}} \cdot \gamma_q + V_{\text{Temp}} \cdot \gamma_{\varepsilon3} \cdot \Psi_{0,\text{temp}} + V_{\text{Rit}} \cdot \gamma_{\text{Rit}} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC4.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T17	M	acciaio	23.81	23.81	14.35	14.35	acciaio	1.35	1.00	32.14	23.81	19.37	14.35			
			soletta	46.59	46.59	46.59	46.59	soletta	1.35	1.00	62.89	46.59	62.89	46.59			
			perman	19.71	19.71	19.71	19.71	perman	1.50	1.00	29.56	19.71	29.56	19.71			
			cedimenti	6.00	-7.00	6.00	-7.00	cedimenti	1.20		7.20	-8.40	7.20	-8.40			
			acc. Mezzi	161.00	-125.00	161.00	-125.00	acc. Mezzi	1.35		217.35	-168.75	217.35	-168.75			
			follla	9.00	-5.00	9.00	-5.00	follla	1.35		12.15	-6.75	12.15	-6.75			
			temp	33.00	-33.00	33.00	-33.00	temp	0.72		23.76	-23.76	23.76	-23.76			
			ritiro	26.00	0.00	26.00	0.00	ritiro	1.20		31.20	0.00	31.20	0.00			
			VENTO	79.20	-79.20	79.20	-79.20	VENTO	0.90		71.28	-71.28	71.28	-71.28			
													487.54 -188.84 474.77 -198.29				
										565.12 218.89 550.32 229.85							
										i = 5 m							
										α = 30.4 °							
										N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T54	M	acciaio	9.00	9.00	-1.00	-1.00	acciaio	1.35	1.00	12.15	9.00	-1.00	-1.35			
			soletta	-32.00	-32.00	-32.00	-32.00	soletta	1.35	1.00	-32.00	-43.20	-32.00	-43.20			
			perman	4.00	4.00	4.00	4.00	perman	1.50	1.00	6.00	4.00	6.00	4.00			
			cedimenti	0.00	0.00	0.00	0.00	cedimenti	1.20		0.00	0.00	0.00	0.00			
			acc. Mezzi	182.00	-61.00	182.00	-61.00	acc. Mezzi	1.35		245.70	-82.35	245.70	-82.35			
			follla	2.00	-20.00	2.00	-20.00	follla	1.35		2.70	-27.00	2.70	-27.00			
			temp	3.00	-3.00	3.00	-3.00	temp	0.72		2.16	-2.16	2.16	-2.16			
			ritiro	1.00	0.00	1.00	0.00	ritiro	1.20		1.20	0.00	1.20	0.00			
			VENTO	79.20	-79.20	79.20	-79.20	VENTO	0.90		71.28	-71.28	71.28	-71.28			
													309.19 -212.99 296.04 -223.34				
										362.98 250.05 347.55 262.20							
										i = 5 m							
										α = 31.6 °							
										N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T41	M	acciaio	26.00	26.00	17.00	17.00	acciaio	1.35	1.00	35.10	26.00	22.95	17.00			
			soletta	29.00	29.00	29.00	29.00	soletta	1.35	1.00	39.15	29.00	39.15	29.00			
			perman	-2.00	-2.00	-2.00	-2.00	perman	1.50	1.00	-2.00	-3.00	-2.00	-3.00			
			cedimenti	2.00	-3.00	2.00	-3.00	cedimenti	1.20		2.40	-3.60	2.40	-3.60			
			acc. Mezzi	174.00	-62.00	174.00	-62.00	acc. Mezzi	1.35		234.90	-83.70	234.90	-83.70			
			follla	7.00	-21.00	7.00	-21.00	follla	1.35		9.45	-28.35	9.45	-28.35			
			temp	17.00	-17.00	17.00	-17.00	temp	0.72		12.24	-12.24	12.24	-12.24			
			ritiro	12.00	0.00	12.00	0.00	ritiro	1.20		14.40	0.00	14.40	0.00			
			VENTO	66.60	-66.60	66.60	-66.60	VENTO	0.90		59.94	-59.94	59.94	-59.94			
													405.58 -135.83 393.43 -144.83				
										481.22 161.16 466.80 171.84							
										i = 5 m							
										α = 32.6 °							
										N diagonali [kN]							

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T48	acciaio	-89.00	-89.00	-99.00	-99.00	acciaio	1.35	1.00	-89.00	-120.15	-99.00	-133.65				
		soletta	-87.00	-87.00	-87.00	-87.00	soletta	1.35	1.00	-87.00	-117.45	-87.00	-117.45				
		perman	-30.00	-30.00	-30.00	-30.00	perman	1.50	1.00	-30.00	-45.00	-30.00	-45.00				
		cedimenti	2.00	-2.00	2.00	-2.00	cedimenti	1.20		2.40	-2.40	2.40	-2.40				
		acc. Mezzi	115.00	-71.00	115.00	-71.00	acc. Mezzi	1.35		155.25	-95.85	155.25	-95.85				
		folia	4.00	-30.00	4.00	-30.00	folia	1.35		5.40	-40.50	5.40	-40.50				
		temp	12.00	-12.00	12.00	-12.00	temp	0.72		8.64	-8.64	8.64	-8.64				
		ritiro	9.00	0.00	9.00	0.00	ritiro	1.20		10.80	0.00	10.80	0.00				
		VENTO	54.00	-54.00	54.00	-54.00	VENTO	0.90		48.60	-48.60	48.60	-48.60				
		3	M														
0																	
1																	
5																	
m																	
									25.09	-478.59	15.09	-492.09					
									<b>32.59</b>	<b>621.72</b>	<b>19.60</b>	<b>639.25</b>					

$i = 5 \text{ m}$   
 $\alpha = 39.7^\circ$   
 N diagonali [kN]

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali L=495 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},4}}{\cos \alpha} = 565 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali L=477 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},4}}{\cos \alpha} = 363 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali L=465 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},4}}{\cos \alpha} = 482 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali L=392 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},4}}{\cos \alpha} = 640 \text{ kN}$$

## 7.6.1 Correnti

Profili 2L 130x12

Sollecitazioni sui correnti

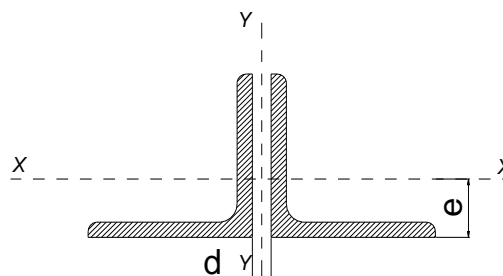
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},4}}{h} = 470 \text{ kN}$$

## VERIFICA CORRENTI TRASVERSI CAMPATA DC4

## DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	29.97
Distanza e (cm)	3.64
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	472.20
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3.97
Snellezza dir X-X	121
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6.11
Raggio d'inerzia min (cm)	2.55
Snellezza dir Y-Y	85

L 130x12



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

## VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

## CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.83	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

## VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	121	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	85	
A	area lorda di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	141.8	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 849,834 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.582$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.987$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.314$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	470.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	606.7	kN

Verifica:  $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.291$

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.6.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 5 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 470 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{5} = \frac{470}{5} = 94 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{94,00} = 3,91 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.6.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{5} = \frac{470}{5} = 94,0 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 386,77 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{386,7}{94,0} = 4,11 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.6.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{5} = \frac{470}{5} = 94,0 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 483,3 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{483,3}{94,0} = 5,14 \quad \text{la sezione è verificata}$$



## 7.6.2 Diagonali

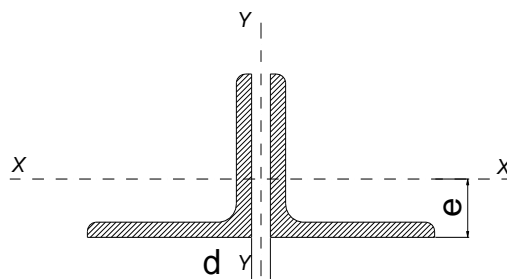
Profili 2L 130x12 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,4}}{\cos \alpha} = 565 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC4

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	29.97
Distanza e (cm)	3.64
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	472.20
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3.97
Snellezza dir X-X	113
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6.11
Raggio d'inerzia min (cm)	2.55
Snellezza dir Y-Y	80

L 130x12



Lunghezza elemento (cm)	450
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.83	
	tipo di acciaio	S	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	113	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	80	
A	area lorda di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	161.3	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 966,923 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.483$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.819$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.348$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	565.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	673.9	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.193$

VERIFICA SODDISFATTA

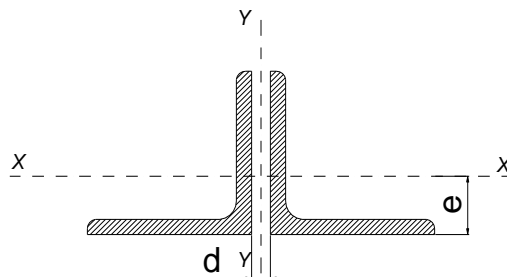
Profili 2L 130x12 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,4}}{\cos \alpha} = 640 \text{ kN}$

#### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC4

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	29.97
Distanza e (cm)	3.64
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	472.20
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3.97
Snellezza dir X-X	88
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6.11
Raggio d'inerzia min (cm)	2.55
Snellezza dir Y-Y	65

L 130x12



Lunghezza elemento (cm)	350
-------------------------	-----

#### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.83	
	tipo di acciaio	S	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	88	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	65	
A	area lorda di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	266.7	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 1,598,382 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.154$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.328$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.504$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	640.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	974.6	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.523$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.6.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 640 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{640}{6} = 106,7 \text{ kN} \text{ è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{106,7} = 3,44 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.6.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:  $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$   $e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{640}{6} = 106,7 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 386,77 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{386,7}{106,7} = 3,62 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.6.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:  $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$   $e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{640}{6} = 106,7 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 483,3 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{483,3}{106,7} = 4,53 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.7 Verifiche trasversi di campata tipo DC5

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC5.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]												
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						
<b>h</b>	<b>T12</b>	acciaio	-453.00	-453.00	523.00	523.00						
		soletta	-1,202.00	-1,202.00	1,389.00	1,389.00						
		<b>4</b>	perman	-360.00	-360.00	331.00	331.00					
			cedimenti	79.00	-63.00	65.00	-80.00					
			acc. Mezzi	476.00	-898.00	797.00	-297.00					
		<b>3</b>	folia	14.00	-74.00	66.00	-14.00					
			temp	467.00	-467.00	458.00	-458.00					
		<b>6</b>	ritiro	0.00	-305.00	280.00	0.00					
			VENTO	234.60	-234.60	234.60	-234.60					
		<b>m</b>	<b>M</b>	acciaio	1.35	1.00						
				soletta	1.35	1.00						
				perman	1.50	1.00						
				cedimenti	1.20							
acc. Mezzi	1.35											
folia	1.35											
temp	0.72											
ritiro	1.20											
VENTO	0.90											
				-453.00	-611.55	706.05	523.00					
				-1,202.00	-1,622.70	1,875.15	1,389.00					
				-360.00	-540.00	496.50	331.00					
				94.80	-75.60	78.00	-96.00					
		642.6	-1,212.3	1,075.95	-400.95							
		18.90	-99.90	89.10	-18.90							
		336.24	-336.24	329.76	-329.76							
		0.00	-366.00	336.00	0.00							
		211.14	-211.14	211.14	-211.14							
		-711.32	-5,075.43	5,197.65	1,186.25							
		<b>162.96</b>	<b>1,162.76</b>	<b>1,190.76</b>	<b>271.76</b>							
		N correnti [kN]										

In particolare si ottiene:

$$\text{Sollecitazione massima sui correnti} \quad N_{corr} = \frac{M_{Sd,5}}{h} = 1.191 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp.} \cdot \gamma_{e3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC5.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h	T12 M	acciaio	190.30	190.30	190.30	190.30	acciaio	1.35	1.00	256.91	190.30	256.91	190.30				
		soletta	518.00	518.00	518.00	518.00	soletta	1.35	1.00	699.30	518.00	699.30	518.00				
		perman	138.00	138.00	138.00	138.00	perman	1.50	1.00	207.00	138.00	207.00	138.00				
		cedimenti	26.00	-32.00	26.00	-32.00	cedimenti	1.20		31.20	-38.40	31.20	-38.40				
		acc. Mezzi	337.00	-146.00	337.00	-146.00	acc. Mezzi	1.35		454.95	-197.10	454.95	-197.10				
		folla	28.00	-6.00	28.00	-6.00	folla	1.35		37.80	-8.10	37.80	-8.10				
		temp	185.00	-185.00	185.00	-185.00	temp	0.72		133.20	-133.20	133.20	-133.20				
		ritiro	117.00	117.00	117.00	117.00	ritiro	1.20		140.40	140.40	140.40	140.40				
		VENTO	46.92	-46.92	46.92	-46.92	VENTO	0.90		42.23	-42.23	42.23	-42.23				
		4															
6																	
5																	
m																	
										2,002.98	567.67	2,002.98	567.67				
										i = 5 m α = 29.8 ° N diagonali [kN]							
										2,308.24	654.19	2,308.24	654.19				

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,5}}{\cos \alpha} = 2.309 \text{ kN}$$

## 7.7.1 Correnti

Profili 2L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

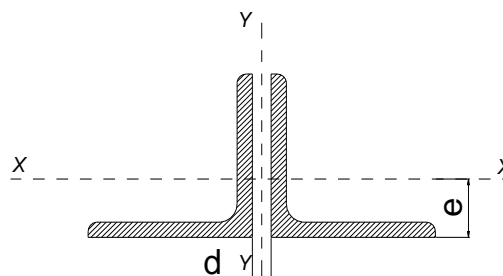
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},5}}{h} = 1.191 \text{ kN}$$

## VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC5

## DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5.51
Snellezza dir X-X	87
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8.16
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	63

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

## VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

## CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S	355
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

## VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	87	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	63	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	273.2	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico = N<sub>cr</sub> = 3,026,626 N

Snellezza adimensionale λ' = 1.140

Fattore di imperfezione α = 0.34

Fattore adimensionale Φ = 1.309

Coefficiente per instabilità χ = 0.512

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	1,191.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,829.7	kN

Verifica: N<sub>Ed</sub> / N<sub>b,Rd</sub> ≤ 1,00 = 1.536

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.7.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.191 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.191}{6} = 198,5 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{198,50} = 1,85 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.7.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.191}{6} = 198,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{431,1}{198,5} = 2,17 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.7.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.191}{6} = 198,5 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 32}{1,25} \cdot 10^{-3} = 459,9 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{459,9}{198,5} = 2,32 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.7.2 Diagonali

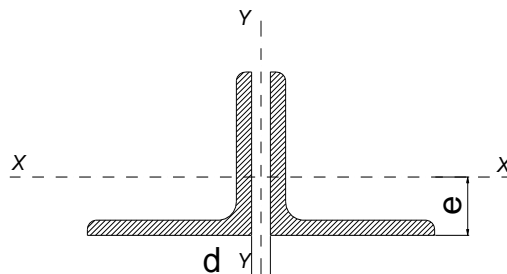
Profili 2L 200x18 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd,5}}{\cos \alpha} = 2.309 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC5

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	69.10
Distanza e (cm)	5.60
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	2,600.00
Distanza profilo d (cm)	2.50
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6.13
Snellezza dir X-X	73
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9.20
Raggio d'inerzia min (cm)	3.92
Snellezza dir Y-Y	53

L 200x18



Lunghezza elemento (cm)	450
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x18	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	11.11	
	tipo di acciaio	S	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	73	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	53	
A	area lorda di un profilo	6,910	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	6,910	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	384.6	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 5,315,242 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda^1 = 0.961$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.091$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.622$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	2,309.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	2,774.6	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.202$

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.7.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 8 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 2.309 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{2.309}{8} = 288,6 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,2}{288,6} = 1,27 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.7.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{2.309}{8} = 288,6 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{431,1}{288,6} = 1,49 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.7.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{2.309}{8} = 288,6 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 36}{1,25} \cdot 10^{-3} = 517,4 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{517,4}{288,6} = 1,79 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.8 Verifiche trasverso di pila tipo UP6

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui traversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo UP6.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																						
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						
h	T1	acciaio	-4.00	-4.00	4.00	4.00	acciaio	1.35	1.00			-4.00	-5.40	5.40	4.00							
		M	soletta	-44.00	-44.00	44.00	44.00	soletta	1.35	1.00			-44.00	-59.40	59.40	44.00						
			perman	-60.00	-60.00	60.00	60.00	perman	1.50	1.00			-60.00	-90.00	90.00	60.00						
			cedimenti	22.00	-27.00	27.00	-22.00	cedimenti	1.20				26.40	-32.40	32.40	-26.40						
			2	acc. Mezzi	1,284.00	-981.00	979.00	-1,284.00	acc. Mezzi	1.35				1,733.4	-1,324.4	1,321.65	-1,733.40					
				6	folla	6.00	-68.00	68.00	-6.00	folla	1.35				8.10	-91.80	91.80	-8.10				
					temp	97.00	-97.00	97.00	-97.00	temp	0.72				69.84	-69.84	69.84	-69.84				
					ritiro	0.00	-51.00	51.00	0.00	ritiro	1.20				0.00	-61.20	61.20	0.00				
			m	VENTO	1,086.00	-1,086.00	1,086.00	-1,086.00	VENTO	0.90				977.40	-977.40	977.40	-977.40					
														2,707.14	-2,711.79	2,709.09	-2,707.14					
										N correnti [kN]				1,041.21	1,043.00	1,041.96	1,041.21					

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{corr} = \frac{M_{Sd}}{h} = 1.043 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp.} \cdot \gamma_{e3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo UP6.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA			
h · 6 m	T1 M	acciaio	8.00	8.00	-6.00	-6.00	acciaio	1.35	1.00			10.80	8.00	-6.00	-8.10		
		soletta	18.00	18.00	18.00	18.00	soletta	1.35	1.00			24.30	18.00	24.30	18.00		
		perman	24.00	24.00	24.00	24.00	perman	1.50	1.00			36.00	24.00	36.00	24.00		
		cedimenti	11.00	-9.00	11.00	-9.00	cedimenti	1.20				13.20	-10.80	13.20	-10.80		
		acc. Mezzi	392.00	-514.00	392.00	-514.00	acc. Mezzi	1.35				529.20	-693.90	529.20	-693.90		
		folla	28.00	-3.00	28.00	-3.00	folla	1.35				37.80	-4.05	37.80	-4.05		
		temp	39.00	-39.00	39.00	-39.00	temp	0.72				28.08	-28.08	28.08	-28.08		
		ritiro	21.00	0.00	21.00	0.00	ritiro	1.20				25.20	0.00	25.20	0.00		
		VENTO	217.00	-217.00	217.00	-217.00	VENTO	0.90				195.30	-195.30	195.30	-195.30		
												899.88	-882.13	883.08	-898.23		
										$i = 5 \text{ m}$ $\alpha = 43.9 \text{ °}$ N diagonali [kN]							
										1,248.39	1,223.76	1,225.08	1,246.10				

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{diag} = \frac{V_{Sd}}{\cos \alpha} = 1.249 \text{ kN}$$

### 7.8.1 Correnti

Profili 2L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

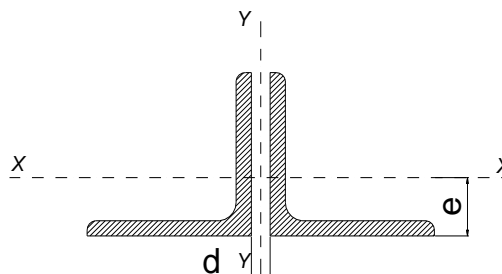
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{h} = 1.043 \text{ kN}$$

#### VERIFICA CORRENTI TRAVERSI PILA DP6

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5.51
Snellezza dir X-X	87
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8.16
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	63

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

#### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	87	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	63	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
α <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	273.2	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico = N<sub>cr</sub> = 3,026,626 N

Snellezza adimensionale λ' = 1.140

Fattore di imperfezione α = 0.34

Fattore adimensionale Φ = 1.309

Coefficiente per instabilità χ = 0.512

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	1,045.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,829.7	kN

Verifica: N<sub>Ed</sub> / N<sub>b,Rd</sub> ≤ 1,00 = 1.751

VERIFICA SODDISFATTA
----------------------

### 7.8.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.043 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.043}{6} = 173,8 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{173,8} = 2,11 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.8.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.043}{6} = 173,8 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 287,4 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{287,4}{173,8} = 1,65 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.8.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.043}{6} = 173,8 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 459,9 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{459,9}{173,8} = 2,65 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.8.2 Diagonali

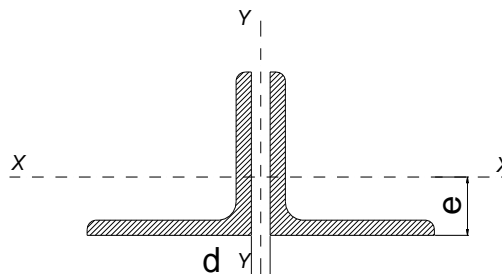
Profili 2L 150x15 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd}}{\cos \alpha} = 1.249 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA DP6

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	43.00
Distanza e (cm)	4.25
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	898.10
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inertia x-x (cm)	4.57
Snellezza dir X-X	68
Raggio d'inertia y-y (cm)	6.96
Raggio d'inertia min (cm)	2.93
Snellezza dir Y-Y	52

L 150x15



Lunghezza elemento (cm)	310
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 150x15	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	11.11	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	68	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	52	
A	area lorda di un profilo	4,300	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	4,300	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	450.4	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 3,873,705 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 0.888$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.011$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.669$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	1,249.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,856.9	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.487$

VERIFICA SODDISFATTA



### 7.8.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.249 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.249}{6} = 208,2 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{208,20} = 1,76 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.8.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.249}{6} = 208,2 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m},2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 322,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{322,2}{208,2} = 1,55 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.8.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.249}{6} = 208,2 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m},2}} = \frac{2,50 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 483,30 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{483,3}{208,2} = 2,32 \quad \text{la sezione è verificata}$$



## 7.9 Verifiche trasverso di pila tipo UP7 – UP8 – UP9

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

Il momento massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[ p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left( h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo UP7 – UP8 – UP9.

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]													
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA							
h	T14	acciaio	-106.00	-106.00	104.00	104.00	acciaio	1.35	1.00	-106.00	-143.10	140.40	104.00
		soletta	-284.00	-284.00	280.00	280.00	soletta	1.35	1.00	-284.00	-383.40	378.00	280.00
		perman	-293.00	-293.00	271.00	271.00	perman	1.50	1.00	-293.00	-439.50	406.50	271.00
		cedimenti	68.00	-53.00	46.00	-56.00	cedimenti	1.20		81.60	-63.60	55.20	-67.20
		acc. Mezzi	655.00	-908.00	755.00	-501.00	acc. Mezzi	1.01		661.6	-917.1	762.55	-506.01
		folla	6.00	-91.00	77.00	-6.00	folla	1.01		6.06	-91.91	77.77	-6.06
		temp	414.00	-414.00	375.00	-375.00	temp	0.72		298.08	-298.08	270.00	-270.00
		ritiro	0.00	-283.00	247.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-339.60	296.40	0.00
		VENTO	4,554.00	-4,554.00	4,554.00	-4,554.00	VENTO	1.50		6,831.00	-6,831.00	6,831.00	-6,831.00
											7,195.29	-9,507.27	9,217.82
									N correnti [kN]				
									1,564.19	2,066.80	2,003.87	1,527.23	

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]													
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA							
h	T36	acciaio	-36.00	-36.00	56.00	56.00	acciaio	1.35	1.00	-36.00	-48.60	75.60	56.00
		soletta	-75.00	-75.00	93.00	93.00	soletta	1.35	1.00	-75.00	-101.25	125.55	93.00
		perman	-152.00	-152.00	152.00	152.00	perman	1.50	1.00	-152.00	-228.00	228.00	152.00
		cedimenti	34.00	-27.00	26.00	-32.00	cedimenti	1.20		40.80	-32.40	31.20	-38.40
		acc. Mezzi	972.00	-322.00	301.00	-883.00	acc. Mezzi	1.01		981.7	-325.2	304.01	-891.83
		folla	7.00	-220.00	207.00	-7.00	folla	1.01		7.07	-222.20	209.07	-7.07
		temp	252.00	-252.00	-236.00	236.00	temp	0.72		181.44	-181.44	-169.92	169.92
		ritiro	0.00	-219.00	206.00	0.00	ritiro	1.20		0.00	-262.80	247.20	0.00
		VENTO	6,938.00	-6,938.00	6,938.00	-6,938.00	VENTO	1.50		10,407.00	-10,407.00	10,407.00	-10,407.00
											11,355.03	-11,808.91	11,457.71
									N correnti [kN]				
									2,468.48	2,567.15	2,490.81	2,363.78	

MOMENTI NEL TRAVERSO [kNm]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA		
h	T58	acciaio	280.00	280.00	-255.00	-255.00	acciaio	1.35	1.00			378.00	280.00	-255.00	-344.25		
		soletta	149.00	149.00	-132.00	-132.00	soletta	1.35	1.00			201.15	149.00	-132.00	-178.20		
		perman	193.00	193.00	-183.00	-183.00	perman	1.50	1.00			289.50	193.00	-183.00	-274.50		
		cedimenti	11.00	-10.00	10.00	-11.00	cedimenti	1.20				13.20	-12.00	12.00	-13.20		
		acc. Mezzi	1,395.00	-420.00	406.00	-1,328.00	acc. Mezzi	1.01				1,409.0	-424.2	410.06	-1,341.28		
		folia	7.00	-130.00	125.00	-6.00	folia	1.01				7.07	-131.30	126.25	-6.06		
		temp	94.00	-94.00	-90.00	90.00	temp	0.72				67.68	-67.68	-64.80	64.80		
		ritiro	0.00	-61.00	58.00	0.00	ritiro	1.20				0.00	-73.20	69.60	0.00		
		VENTO	4,746.00	-4,746.00	4,746.00	-4,746.00	VENTO	1.50				7,119.00	-7,119.00	7,119.00	-7,119.00		
		M															
4																	
.																	
6																	
m																	
											9,484.55	-7,205.38	7,102.11	-9,211.69			
											N correnti [kN]						
											2,061.86	1,566.39	1,543.94	2,002.54			

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{h} = 2.568 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

Il momento flettente del vento lungo genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{M_T}{5,00} \text{ [kN]}$$

Il taglio massimo, opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU, è pari a:

$$V_{\text{Sd}} = V_{\text{pp}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Sol.}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Perm.}} \cdot \gamma_{g2} + V_{\text{Ced.}} \cdot \gamma_{\text{Ced}} + V_{\text{Acc.+folia}} \cdot \gamma_q + V_{\text{Temp.}} \cdot \gamma_{\varepsilon 3} \cdot \Psi_{0,\text{temp}} + V_{\text{Rit.}} \cdot \gamma_{\text{Rit}} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo UP7 – UP8 – UP9.

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																	
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA						INTERNO CURVA			ESTERNO CURVA		
h	T14	acciaio	-49.00	-49.00	-35.00	-35.00	acciaio	1.35	1.00			-49.00	-66.15	-35.00	-47.25		
		soletta	-113.00	-113.00	-113.00	-113.00	soletta	1.35	1.00			-113.00	-152.55	-113.00	-152.55		
		perman	113.00	113.00	113.00	113.00	perman	1.50	1.00			169.50	113.00	169.50	113.00		
		cedimenti	26.00	-20.00	26.00	-20.00	cedimenti	1.20				31.20	-24.00	31.20	-24.00		
		acc. Mezzi	228.00	-332.00	228.00	-332.00	acc. Mezzi	1.01				230.28	-335.32	230.28	-335.32		
		folia	3.00	-34.00	3.00	-34.00	folia	1.01				3.03	-34.34	3.03	-34.34		
		temp	158.00	-158.00	158.00	-158.00	temp	0.72				113.76	-113.76	113.76	-113.76		
		ritiro	0.00	-106.00	0.00	-106.00	ritiro	1.20				0.00	-127.20	0.00	-127.20		
		VENTO	911.00	-911.00	911.00	-911.00	VENTO	1.50				1,366.50	-1,366.50	1,366.50	-1,366.50		
		M															
4																	
.																	
6																	
m																	
											1,752.27	-2,106.82	1,766.27	-2,087.92			
											i = 5 m						
											α = 28.5 °						
											N diagonali [kN]						
											1,994.33	2,397.86	2,010.27	2,376.35			

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA					
h	T36	acciaio	25.00	25.00	12.00	12.00	acciaio	1.35	1.00	33.75	25.00	16.20	12.00						
		soletta	34.00	34.00	34.00	34.00	soletta	1.35	1.00	45.90	34.00	45.90	34.00						
		perman	61.00	61.00	61.00	61.00	perman	1.50	1.00	91.50	61.00	91.50	61.00						
		cedimenti	13.00	-17.00	13.00	-17.00	cedimenti	1.20		15.60	-20.40	15.60	-20.40						
		acc. Mezzi	125.00	-370.00	125.00	-370.00	acc. Mezzi	1.01		126.25	-373.70	126.25	-373.70						
		folla	86.00	-3.00	86.00	-3.00	folla	1.01		86.86	-3.03	86.86	-3.03						
		temp	98.00	-98.00	98.00	-98.00	temp	0.72		70.56	-70.56	70.56	-70.56						
		ritiro	85.00	0.00	85.00	0.00	ritiro	1.20		102.00	0.00	102.00	0.00						
		VENTO	1,388.00	-1,388.00	1,388.00	-1,388.00	VENTO	1.50		2,082.00	-2,082.00	2,082.00	-2,082.00						
											2,654.42	-2,429.69	2,636.87	-2,442.69					
$i = 5 \text{ m}$ $\alpha = 28.5^\circ$ N diagonali [kN]																			
				<b>3,021.11</b>				<b>2,765.33</b>				<b>3,001.13</b>				<b>2,780.13</b>			

TAGLI NEL TRAVERSO [kN]																			
		INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA				INTERNO CURVA				ESTERNO CURVA					
h	T58	acciaio	100.00	100.00	114.00	114.00	acciaio	1.35	1.00	135.00	100.00	153.90	114.00						
		soletta	56.00	56.00	56.00	56.00	soletta	1.35	1.00	75.60	56.00	75.60	56.00						
		perman	75.00	75.00	75.00	75.00	perman	1.50	1.00	112.50	75.00	112.50	75.00						
		cedimenti	5.00	-4.00	5.00	-4.00	cedimenti	1.20		6.00	-4.80	6.00	-4.80						
		acc. Mezzi	545.00	-165.00	545.00	-165.00	acc. Mezzi	1.01		550.45	-166.65	550.45	-166.65						
		folla	3.00	-51.00	3.00	-51.00	folla	1.01		3.03	-51.51	3.03	-51.51						
		temp	37.00	-37.00	37.00	-37.00	temp	0.72		26.64	-26.64	26.64	-26.64						
		ritiro	0.00	-24.00	0.00	-24.00	ritiro	1.20		0.00	-28.80	0.00	-28.80						
		VENTO	950.00	-950.00	950.00	-950.00	VENTO	1.50		1,425.00	-1,425.00	1,425.00	-1,425.00						
											2,334.22	-1,472.40	2,353.12	-1,458.40					
$i = 5 \text{ m}$ $\alpha = 28.5^\circ$ N diagonali [kN]																			
				<b>2,656.68</b>				<b>1,675.80</b>				<b>2,678.19</b>				<b>1,659.87</b>			

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd}}}{\cos \alpha} = 3.022 \text{ kN}$$

## 7.9.1 Correnti

Profili 4L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

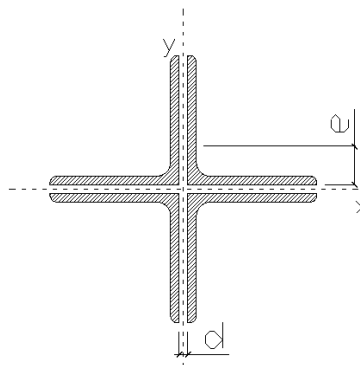
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd}}}{h} = 2.568 \text{ kN}$$

## VERIFICA CORRENTI TRAVERSI PILA DP7-8-9

## DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	8.16
Snellezza dir X-X	63
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8.16
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	63

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

## VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

## CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S 355	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

## VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	63	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	63	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	521.7	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 11,559,093$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 0.825$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 0.946$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.709$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	2,568.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	5,069.4	kN

Verifica:  $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.974$

VERIFICA SODDISFATTA
----------------------

### 7.9.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6+6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 2.568 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{2.568}{12} = 214,0 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{214,00} = 1,72 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.9.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{2.568}{12} = 214,0 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{431,1}{214,0} = 2,01 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.9.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{2.568}{12} = 214,0 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 459,9 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{459,9}{214,0} = 2,15 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.9.2 Diagonali

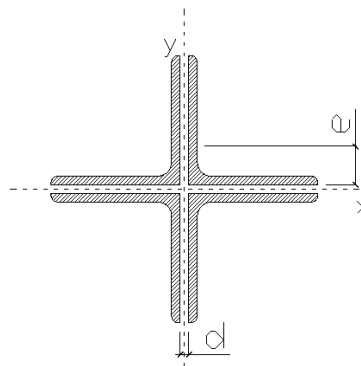
Profili 4L 180x16 Sollecitazioni sui diagonali  $N_{diag} = \frac{V_{Sd}}{\cos \alpha} = 3.022 \text{ kN}$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA DP7-8-9

#### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	55.39
Distanza e (cm)	5.02
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1,682.00
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5.51
Snellezza dir X-X	89
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5.51
Raggio d'inerzia min (cm)	3.53
Snellezza dir Y-Y	89

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

### VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

#### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11.25	
	tipo di acciaio	S	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

#### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	89	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	89	
A	area lorda di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	5,539	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	261.0	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 5,781,640 \text{ N}$

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1.166$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1.344$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.497$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	3,022.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	3,551.7	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.175$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.9.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6+6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a:  $N_{\text{compress}} = 3.022 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{3.022}{12} = 251,8 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{251,8} = 1,46 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.9.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{3.022}{12} = 251,8 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 431,1 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{431,1}{251,8} = 1,71 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.9.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 34,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 62,7 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 68,4 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1\right) = 0,585 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,23$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6 + 6)} = \frac{3.022}{12} = 251,8 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,23 \cdot 0,585 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 646,7 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{646,7}{251,8} = 2,57 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.10 Verifiche dei controventi superiori

In un impalcato torsio-rigido la funzione dei controventi è quella di chiudere la circuitazione della sezione a cassone equivalente in prima fase, ovvero quando la soletta di impalcato non è ancora maturata. Ne consegue che i controventi superiori si caricano assialmente per effetto del peso proprio acciaio e del peso proprio della soletta.

Inoltre i controventi superiori d'impalcato sono inseriti al fine di garantire la stabilità dei traversi all'attacco con le travi principali e quindi la stabilità delle stesse nei confronti dei fenomeni d'instabilità flessotorsionale.

Per poter garantire questa condizione di stabilità essi devono essere in grado di sopportare delle sollecitazioni derivanti dalla tendenza della piattabanda compressa a sbandare lateralmente.

Per definire questi effetti si ricorre alle indicazioni contenute nell'UNI EN 1993-1-1: 2005.

Si considera a tal proposito un'imperfezione di:

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500}$$

con L luce della campata e: 
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

con m numero di membrature da vincolare.

L'effetto delle imperfezioni viene schematizzato con un carico trasversale:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

Con

$\delta_q$  spostamento trasversale dovuto ai carichi laterali;

$N_{Ed}$  sforzo normale di instabilizzazione della flangia compressa:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$$

$M_{Ed}$  massimo momento flettente nella trave in prima fase;

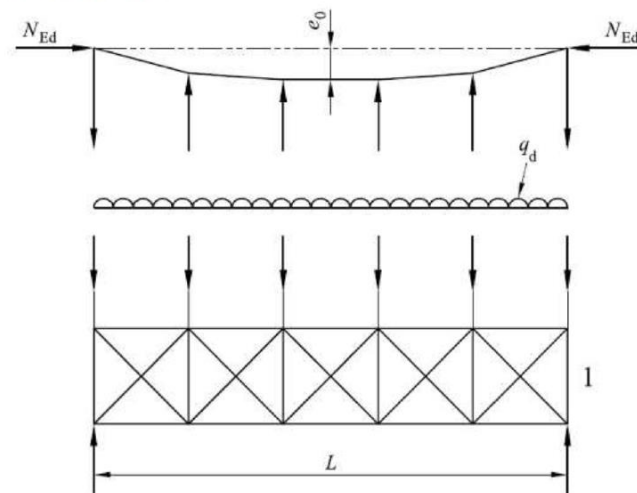
h altezza totale della trave.



**Forza stabilizzante equivalente**

## Legenda

- $e_0$  Imperfezione  
 $q_d$  Forza equivalente per unità di lunghezza  
 1 Sistema di controvento



La forza  $N_{Ed}$  è ipotizzata costante lungo la luce  $L$  del sistema di controvento.  
 Per forze non uniformi questa è una ipotesi lievemente conservativa.

Per carichi laterali si intende il carico  $q$  dovuto alle imperfezioni ed il carico del vento in fase di montaggio. Il procedimento è dunque iterativo.

Il carico orizzontale del vento in fase di montaggio si differenzia in base all'altezza delle travi.

Per  $h_t=3,00\text{m}$

Trave 1  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i = 1,908 \cdot 3,43 = 6,54 \text{ kN/m}$

Trave 2  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i \cdot \mu = 1,908 \cdot 3,10 \cdot 0,20 = 1,18 \text{ kN/m}$

Per  $h_t=3,50\text{m}$

Trave 1  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i = 1,914 \cdot 3,93 = 7,52 \text{ kN/m}$

Trave 2  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i \cdot \mu = 1,914 \cdot 3,60 \cdot 0,20 = 1,38 \text{ kN/m}$

Per  $h_t=5,00\text{m}$

Trave 1  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i = 1,92 \cdot 5,43 = 10,43 \text{ kN/m}$

Trave 2  $q_{\text{mont.}} = p_{\text{mont.}} \cdot h_i \cdot \mu = 1,92 \cdot 5,10 \cdot 0,20 = 1,96 \text{ kN/m}$

Nel seguito si riportano i carichi applicati nel modello di calcolo per ciascuna campata.

Campata 1 – L = 59,48 m

Per il carico del vento in fase di montaggio si assume il valore del vento sulla trave di altezza 3,00 m.

Trave 1  $q_{\text{mont.}} = 6,54 \text{ kN/m}$

Trave 2  $q_{\text{mont.}} = 1,18 \text{ kN/m}$

Per il carico orizzontale equivalente alle imperfezioni si assume il valore calcolato nel seguito:

Nel caso in esame risulta:m =	2
$\alpha_m =$	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$
L [m] =	59,48
h [m] =	3,10
$e_0$ [mm] =	$0,866 \cdot \frac{59.480}{500} = 103$
$\delta_q$ [mm] ~	$\delta_v = 3 + \delta_{q,\text{iter}} = 1$
$M_{Ed}$ [kNm] =	7.900
$N_{Ed}$ [kN] =	2.549
$q_d$ [kN/m] =	$2 \cdot 2.549 \cdot 8 \cdot \frac{0,103 + 0,003 + 0,001}{59,48^2} = 1,23$

Campata 2 – L = 97,28 m

Per il carico del vento in fase di montaggio si assume il valore medio tra i casi di trave di altezza 3,50 m e 5,00 m.

Trave 1  $q_{\text{mont.}} = (7,52 + 10,43)/2 = 8,98 \text{ kN/m}$

Trave 2  $q_{\text{mont.}} = (1,38 + 1,96)/2 = 1,67 \text{ kN/m}$

Per il carico orizzontale equivalente alle imperfezioni si assume il valore calcolato nel seguito:

Nel caso in esame risulta:m =	2
$\alpha_m =$	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$

L [m] =	97,28
h [m] =	3,60
$e_0$ [mm] =	$0,866 \cdot \frac{97.280}{500} = 169$
$\delta_q$ [mm] ~	$\delta_v = 10 + \delta_{q,iter} = 2$
$M_{Ed}$ [kNm] =	14.570
$N_{Ed}$ [kN] =	4.047
$q_d$ [kN/m] =	$2 \cdot 4.047 \cdot 8 \cdot \frac{0,169 + 0,010 + 0,002}{97,28^2} = 1,24$

### Campata 3 – L = 97,05 m

Per il carico del vento in fase di montaggio si assume il valore medio tra i casi di trave di altezza 3,50 m e 5,00 m.

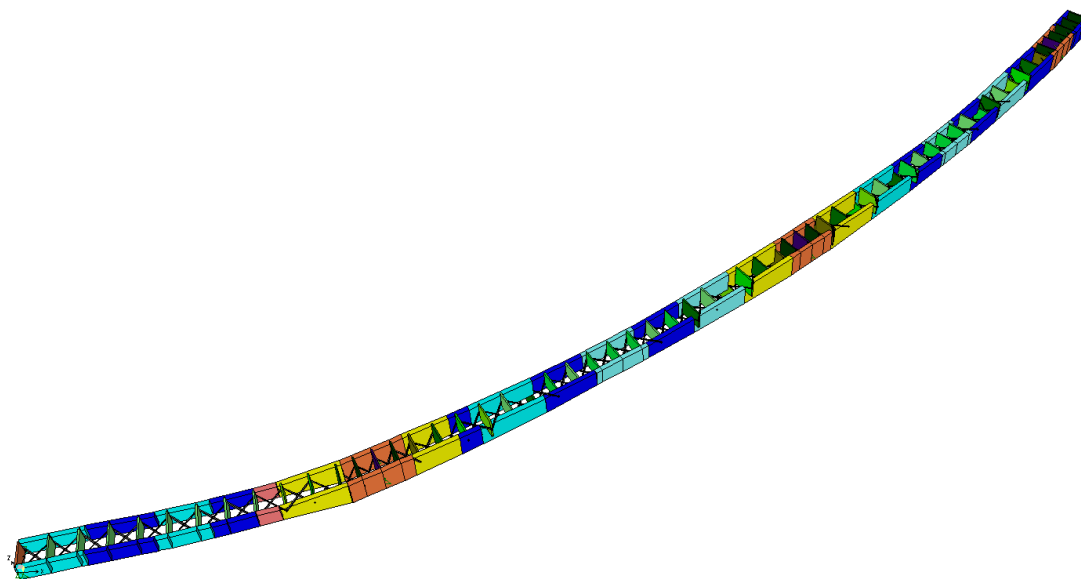
Trave 1  $q_{mont.} = (7,52 + 10,43) / 2 = 8,98$  kN/m

Trave 2  $q_{mont.} = (1,38 + 1,96) / 2 = 1,67$  kN/m

Per il carico orizzontale equivalente alle imperfezioni si assume il valore calcolato nel seguito:

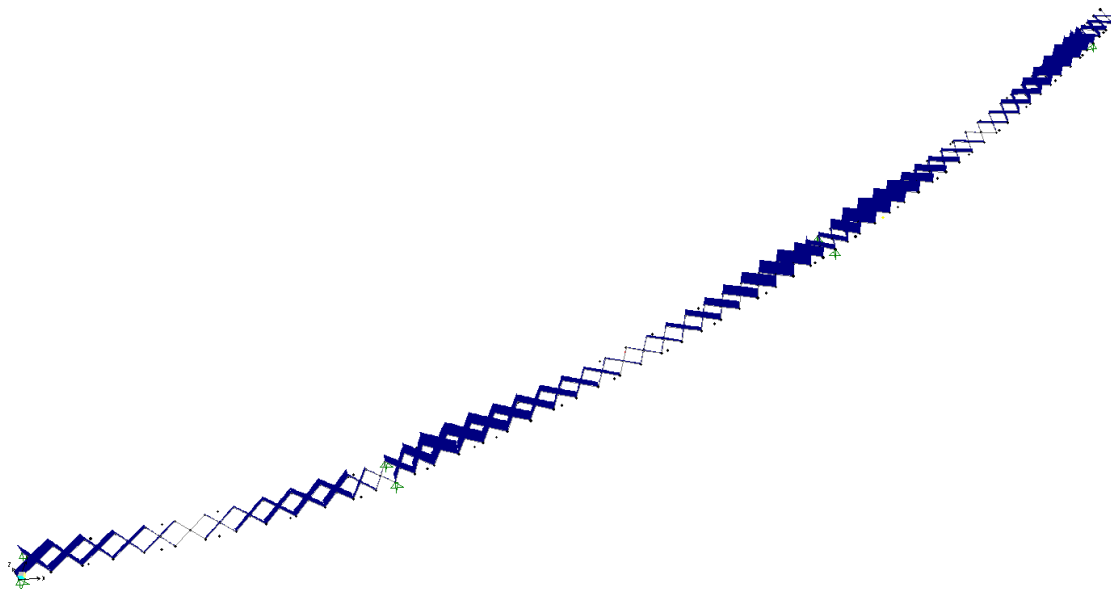
Nel caso in esame risulta: m =	2
$\alpha_m$ =	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$
L [m] =	97,05
h [m] =	3,60
$e_0$ [mm] =	$0,866 \cdot \frac{97.050}{500} = 168$
$\delta_q$ [mm] ~	$\delta_v = 12 + \delta_{q,iter} = 5$
$M_{Ed}$ [kNm] =	49.010
$N_{Ed}$ [kN] =	13.614
$q_d$ [kN/m] =	$2 \cdot 13.614 \cdot 8 \cdot \frac{0,168 + 0,012 + 0,05}{97,05^2} = 4,28$

Il modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento dei controventi superiori è il seguente:

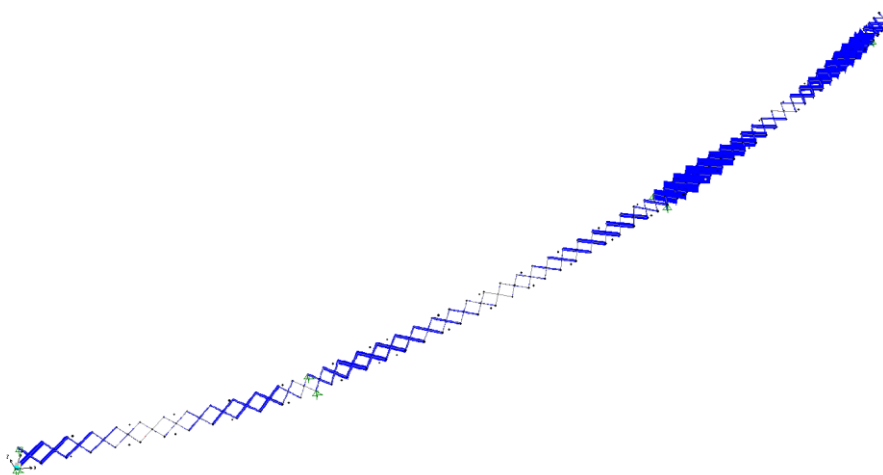


*Figura 196 – Modellazione controventi superiori*

È stata successivamente valutata l'azione assiale agente sui profili di tipo 2L130x12:



*Figura 197 – Diagramma dell'azione assiale nei controventi superiori per vento di montaggio*



**Figura 198** – Diagramma dell'azione assiale nei controventi superiori per carico  $q_d$

Da tale modellazione si assume il valore massimo, in prima fase e non fattorizzato, di azione assiale dovuto al vento in fase di montaggio e dovuto alle imperfezioni.

I valori di azione assiale nei controventi superiori dovuti a peso proprio acciaio e peso proprio soletta indotti dai momenti torcenti in prima fase, sono reperibili in allegato A.

Nel seguito si riporta il valore massimo delle sollecitazioni per ciascuna campata.

#### Campata 1 – $L = 59,48$ m

Azione assiale dovuta ad imperfezioni:	$N_q = 21$ kN
Azione assiale dovuta al vento in fase di montaggio:	$N_v = 129$ kN
Azione assiale dovuta alla circuitazione in 1a fase:	$N_{1a\ fase} = 355$ kN

#### Campata 2 – $L = 97,28$ m

Azione assiale dovuta ad imperfezioni:	$N_q = 23$ kN
Azione assiale dovuta al vento in fase di montaggio:	$N_v = 197$ kN
Azione assiale dovuta alla circuitazione in 1a fase:	$N_{1a\ fase} = 191$ kN

#### Campata 3 – $L = 97,05$ m

Azione assiale dovuta ad imperfezioni:	$N_q = 86$ kN
Azione assiale dovuta al vento in fase di montaggio:	$N_v = 212$ kN
Azione assiale dovuta alla circuitazione in 1a fase:	$N_{1a\ fase} = 323$ kN

Il valore di  $N_{Ed}$  allo SLU si ricava dalle azioni assiali dei singoli casi opportunamente moltiplicate per i relativi coefficienti moltiplicativi:

$$N_{Ed} = N_q \cdot \gamma_{G1} + N_v \cdot \gamma_q + N_{1a, fase} \cdot \gamma_{G1}$$

Si ottengono i valori sotto.

Campata 1 – L = 59,48 m

$$N_{Ed} = N_q \cdot \gamma_{G1} + N_v \cdot \gamma_q + N_{1a, fase} \cdot \gamma_{G1} = 1,35 \cdot 21 + 1,50 \cdot 129 + 1,35 \cdot 355 = 701 \text{ kN}$$

Campata 2 – L = 97,28 m

$$N_{Ed} = N_q \cdot \gamma_{G1} + N_v \cdot \gamma_q + N_{1a, fase} \cdot \gamma_{G1} = 1,35 \cdot 23 + 1,50 \cdot 197 + 1,35 \cdot 191 = 585 \text{ kN}$$

Campata 3 – L = 97,05 m

$$N_{Ed} = N_q \cdot \gamma_{G1} + N_v \cdot \gamma_q + N_{1a, fase} \cdot \gamma_{G1} = 1,35 \cdot 86 + 1,50 \cdot 212 + 1,35 \cdot 323 = 870 \text{ kN}$$

### 7.10.1.1 Verifica dei profili

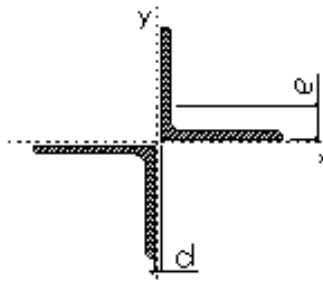
Si utilizzano 2 angolari L130x12 disposti a stella.

#### VERIFICA CONTROVENTI SUPERIORI

##### DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )	29.97
Distanza e (cm)	3.64
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	472.20
Distanza profilo d (cm)	2.00
Interasse calastrelli (cm)	80.00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6.11
Snellezza dir X-X	58
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6.11
Raggio d'inerzia min (cm)	2.55
Snellezza dir Y-Y	58

L 130x12



Lunghezza elemento (cm)	300
-------------------------	-----

#### VERIFICA PROFILI CALASTRELLATI

##### CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10.83	
	tipo di acciaio	S	
f <sub>yk</sub>	tensione caratteristica	355	N/mm <sup>2</sup>
ε	coefficiente	0.81	
	classe del profilo	4	

##### VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ <sub>x</sub>	snellezza direzione x-x	58	
λ <sub>y</sub>	snellezza direzione y-y	58	
A	area lorda di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
A <sub>eff</sub>	area efficace di un profilo	2,997	mm <sup>2</sup>
σ <sub>cr</sub>	sforzo critico euleriano	609.9	N/mm <sup>2</sup>

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 3,655,995$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 0.763$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0.34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 0.887$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0.747$

N <sub>Ed</sub>	Azione normale di progetto	870.0	kN
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente di sicurezza instabilità	1.10	
N <sub>b,Rd</sub>	Resistenza dell'asta compressa	1,445.1	kN

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1.661$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.10.1.2 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4+4 Bulloni M24 in SEMPLICE sezione classe 10.9.

$$N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{8} = \frac{870}{8} = 109 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio dei bulloni:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 141,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{141,20}{109,00} = 1,30 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.10.1.3 Verifica a rifollamento della piastra

Assumendo:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 30,6 \text{ mm} \quad e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 30,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 85 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 56,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,588 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{8} = \frac{870}{8} = 109 \text{ kN}$  è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,588 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 288 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{288}{109} = 2,64 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.10.1.4 Verifica a rifollamento del profilo

Assumendo:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 30,6 \text{ mm} \quad e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 30,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 85 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 56,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,588 \quad k = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{8} = \frac{870}{8} = 109 \text{ kN}$  è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

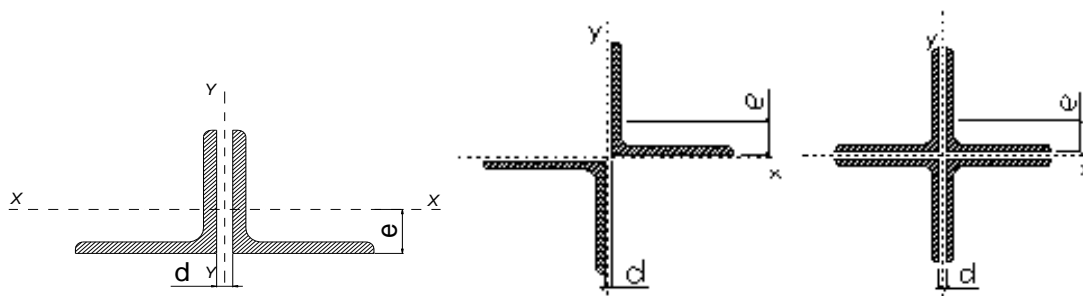
$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,588 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 12}{1,25} \cdot 10^{-3} = 173 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{288}{173} = 1,66 \quad \text{la sezione è verificata}$$



### 7.11 Verifiche dei controventi inferiori

La verifica dei controventi inferiori è stata svolta in relazione alle NTC 2008, per membrature presso inflesse. Si utilizza il seguente sistema di riferimento:



Le formule utilizzate si differenziano a seconda della classe della sezione. Per sezioni di classe 1, 2, 3, soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  agenti nei due piani di inerzia, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.32}$$

dove:

$\chi_{\min}$  minimo fattore  $\chi$  relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_x, W_y$  moduli di resistenza elastici;

$N_{cr,x}, N_{cr,y}$  carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia.

Per sezioni di classe 4 le formule citate si modificano nelle seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_x \cdot f_{yk} \cdot A_{eff}} + k_{xx} \cdot \frac{(M_{x,Ed} + \Delta M_{x,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_{eff,x}} + k_{xy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{eff,y}} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.38a}$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot f_{yk} \cdot A_{eff}} + k_{yx} \cdot \frac{(M_{x,Ed} + \Delta M_{x,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_{eff,x}} + k_{yy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{eff,y}} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.38b}$$

dove:

$A_{eff}$  area efficace della sezione;

$W_{eff,x}, W_{eff,y}$  moduli di resistenza efficaci;

$\Delta M_{x,Ed}, \Delta M_{y,Ed}$  momenti della forza normale  $N_{Ed}$  rispetto al baricentro della sezione efficace.

$$\Delta M_{x,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed}$$

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,x} \cdot N_{Ed}$$

K coefficiente di interazione (tabella C4.2.IV, NTC 2008)

Le verifiche sono rintracciabile in allegato A.

## 8. VERIFICHE PARTICOLARI

### 8.1 Verifica dei connettori

I connettori assicurano l'aderenza tra le travi metalliche e la soletta d'impalcato; essi sono pertanto sollecitati a scorrimento, il quale è massimo quando è massima l'azione di taglio.

Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni più significative.

#### 8.1.1 Resistenze di calcolo dei connettori

$d_p$  diametro dei pioli = 2,2 cm

$h_{sc}$  altezza efficace dei pioli  $> 0,6 \times h_s = 200$  mm

$\alpha = 1$  per  $\frac{h_{sc}}{d} > 4$

$f_{ck}$  resistenza caratteristica del calcestruzzo =  $0,83 \times 40 = 33,20$  N/mm<sup>2</sup>

$f_y$  tensione di rottura dell'acciaio dei pioli = 450 N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v$  coefficiente 1,25 allo stato ultimo.

La resistenza allo Stato limite ultimo è data dal minore dei valori ottenuti con le seguenti espressioni:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v \cdot 10^{-3} = 118,67 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.7 NTC 2008})$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_y \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v \cdot 10^3 = 109,48 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.8 NTC 2008})$$

Per le verifiche allo SLE:  $P_{d \text{ adm}} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) \cdot 0,60 = 65,69 \text{ kN / piolo}$

### 8.1.2 Concio C1

Si esegue la verifica dei connettori sulla trave in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente, già indicate nei capitoli precedenti.

$$n=16,85 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{28 \cdot 430}{16,85} \cdot \left( 300 + 5 + \frac{28}{2} - 216,2 \right) = 2,5358 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,24 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{28 \cdot 430}{6,24} \cdot \left( 300 + 5 + \frac{28}{2} - 257,1 \right) = 3,2489 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=14,94 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{28 \cdot 430}{14,94} \cdot \left( 300 + 5 + \frac{28}{2} - 221,1 \right) = 2,6404 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=20,71 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{28 \cdot 430}{20,71} \cdot \left( 300 + 5 + \frac{28}{2} - 208,2 \right) = 2,3477 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla sono:

carichi permanenti	V = 340 kN
cedimenti differenziali	V = 30 kN
carichi accidentali	V = 1.340 kN
carichi da vento	V = 80 kN
carichi termici	V = 110 kN

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = [340 \cdot 2,5358 + (1.340 + 80 + 110) \cdot 3,2489 + 30 \cdot 2,3477] \cdot 10^{-1} = 590,34 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{590,34}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 39,36 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}}$$

## 8.2 Verifica di stabilità a taglio

Si valuta la resistenza a taglio dei pannelli d'anima in accordo con il capitolo 5 dell'UNI EN 1993-1-5.

Questa sezione fornisce i criteri per la valutazione della resistenza a taglio di pannelli considerando l'instabilità per taglio allo stato limite ultimo, nel caso in cui risultino soddisfatti i seguenti criteri:

I pannelli devono essere rettangolari;

gli irrigidimenti, se presenti, sono disposti in direzione longitudinale e/o trasversale;

fori e "ritagli" devono avere dimensione ridotta;

gli elementi devono avere sezione uniforme.

Per piastre con  $h_w / t$  maggiore di  $\frac{72}{\eta} \xi$  (per anime non irrigidite), o maggiore di  $\frac{31}{\eta} \xi \sqrt{k_\tau}$  (per anime irrigidite) si rende necessaria la valutazione della resistenza a taglio, nonché la presenza di irrigidimenti trasversali agli appoggi.

Dove:

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}};$$

$h_w$  altezza del pannello d'anima;

$\eta=1,20$  per acciai da S235 a S460,  $\eta=1,00$  per tutti gli altri tipi di acciaio.

Per anime irrigidite e non la resistenza a taglio può essere assunta pari alla somma tra contributo delle flange e delle piattabande:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Dove il contributo dell'anima è pari a:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

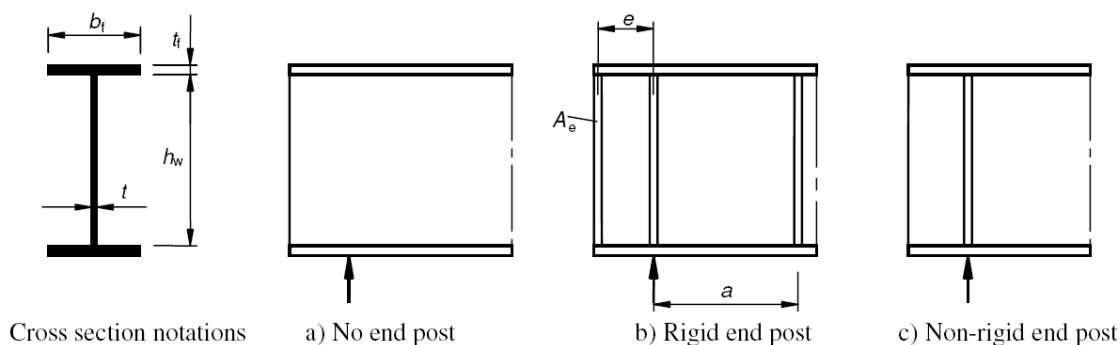
Considerando  $V_{Ed}$  il valore di taglio di progetto, la verifica è eseguita come segue:ù

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

### 8.2.1 Contributo dell'anima

Il fattore  $\chi_w$  che tiene conto del contributo dell'anima nella valutazione della resistenza per instabilità a taglio, può essere ottenuto mediante la tabella di seguito riportata, sia per il caso di irrigidimenti trasversali presenti solo agli appoggi, sia che siano presenti irrigidimenti trasversali intermedi.

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$



**Figura 199 – Tipi di irrigidimento verticale**

Dove:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \qquad \tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h_w}\right)^2$$

$k_\tau$  è il minimo valore del coefficiente di instabilità per taglio del pannello d'anima.

1 Rigid end post

2 Non-rigid end post

3 Range of recommended

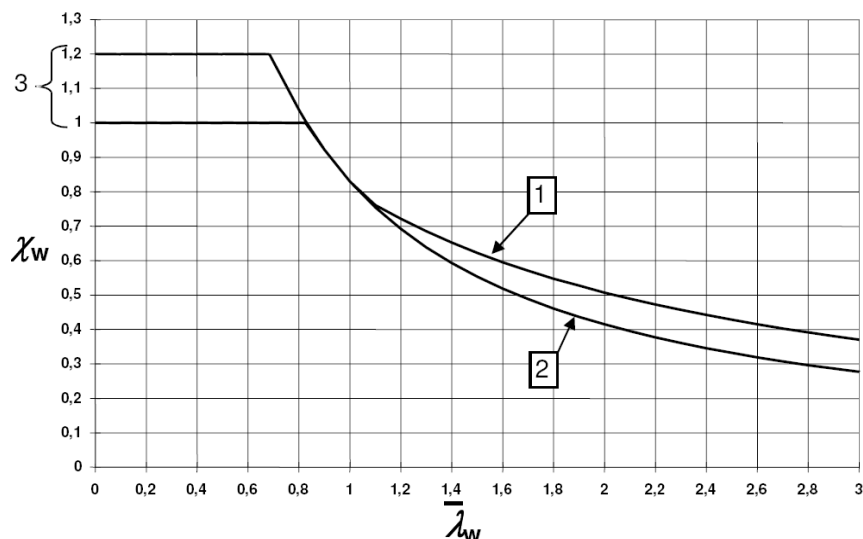


Figura 200 – Fattore  $\chi_w$ 

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali il parametro di snellezza non deve essere

$$\text{minore di: } \bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \xi \cdot \sqrt{k_{ti}}}$$

Dove  $h_{wi}$  e  $k_{wi}$  sono riferiti al sottopannello avente maggiore snellezza.

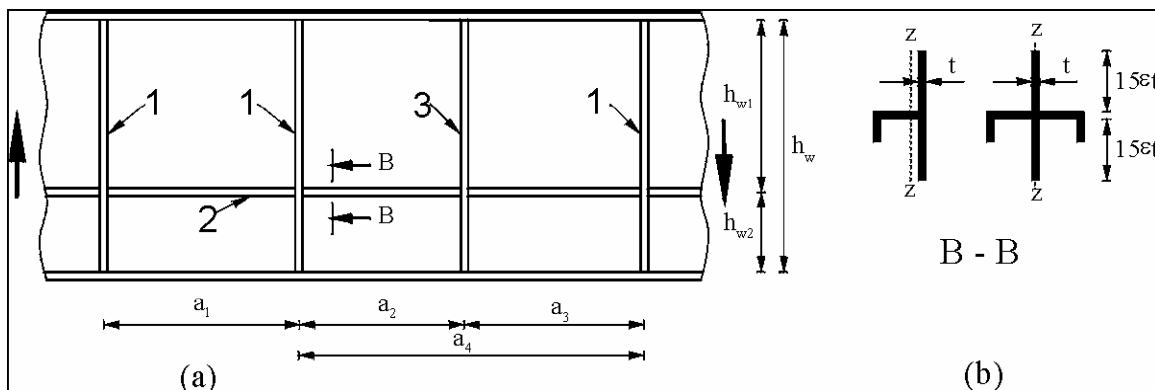


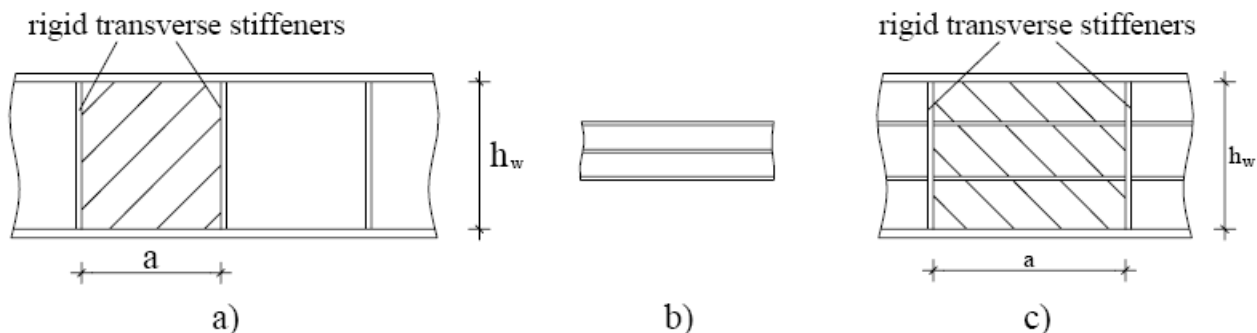
Figura 201 – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali

- 1 Rinforzo trasversale rigido
- 2 Rinforzo longitudinale
- 3 Rinforzo trasversale non rigido

UNI EN 1993-1-5 fornisce l'espressioni per la valutazione del coefficiente  $K\tau$  per i due seguenti casi:

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente;

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente.

Figura 202 – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di  $k\tau$

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$K_{\tau} = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove:  $\alpha = a / h_w$ .

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente

Per una piastra irrigidita longitudinalmente si fa riferimento all'espressione approssimata:

$$k_{\tau} = 5,34 + 1,36 \cdot \sqrt[3]{\gamma}$$

Dove:  $\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{h_w \cdot t^3} = 10,92 \cdot \frac{I_{sl}}{h_w \cdot t^3}$  è la rigidezza flessionale del rinforzo fuori piano.

Nel caso in cui gli irrigidimenti trasversali siano ravvicinati vengono assunte le seguenti espressioni:

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} + \frac{3,45 \cdot \gamma^{3/4}}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 3$$

$$k_{\tau} = 4,10 + \frac{6,30 + 0,05 \cdot \gamma}{\alpha^2} + 1,44 \cdot \sqrt[3]{\gamma} \quad \text{con} \quad \alpha < 3$$

Poiché i pannelli d'anima irrigiditi presentano una minor resistenza post critica,  $I_{sl}$  viene ridotto ad 1/3, quindi in accordo con le espressioni sopra riportate si ottiene:

Per piastre irrigidite trasversalmente e longitudinalmente:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove:  $k_{\tau st} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \cdot \sqrt{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right)^3}$  non inferiore a  $\frac{2,1}{t} \cdot \sqrt{\frac{I_{sl}}{h_w}}$

a distanza tra gli irrigidimenti trasversali

$I_{sl}$  momento d'inerzia della sezione rinforzata rispetto l'asse z (Figura 7.3).

Nel caso di uno o due irrigidimenti longitudinali con  $\alpha < 3$ , il coefficiente di instabilità per taglio può essere assunto pari a:

$$K_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}$$

### 8.2.2 Contributo delle flange

Nel caso in cui  $M_{ed} < M_{f,Rd}$  cioè la presenza della flangia non sia completamente utilizzata per resistere al momento flettente agente, il contributo delle flange può essere valutato come segue:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yp}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

Dove:

$b_f$ ,  $t_f$  sono rispettivamente larghezza e spessore della flangia avente la minor resistenza assiale ( $b_f$  non deve avere larghezza superiore a  $15\xi t_f$  per ciascun lato dell'anima).

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,K}}{\gamma_{M0}}$  è il momento resistente della sezione trasversale considerando solamente l'area effettiva delle flange.

$$c = a \cdot \left( 0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_w} \right)$$

Nel caso in cui sia presente una forza assiale  $N_{Ed}$  il valore di  $M_{f,Rd}$  deve essere ridotto moltiplicando per il seguente fattore riduttivo:

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}}$$

Dove  $A_{f1}$  e  $A_{f2}$  sono le aree delle due flange.



### 8.3 Verifica degli irrigidimenti in campata

Le verifiche sono condotte secondo quanto affermato nella norma UNI EN 1993-1-5:2007. Si verifica che gli irrigidimenti trasversali ad esclusione di quelli di pila e spalle soddisfino la seguente disuguaglianza:

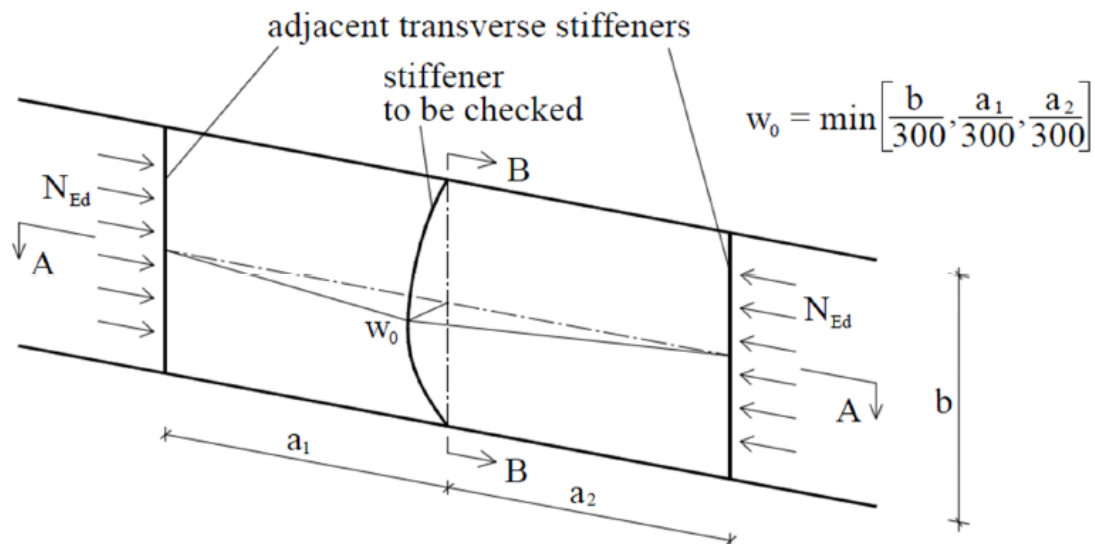
$$I_{st} \geq I_{lim} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + \omega_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{b \cdot 300 \cdot f_y} \geq 1$$

Dove:

- $I_{st}$  è l'inerzia flessionale dell'irrigidite trasversale del piatto verticale e della porzione di anima collaborante calcolata come visto nel paragrafo dedicato alla verifica degli irrigidimenti longitudinali;
- $b$  è l'altezza dell'anima della trave;
- $\omega_0$  è l'amplificazione dell'imperfezione iniziale sinusoidale;
- $\sigma_{cr,c}$  e  $\sigma_{cr,p}$  sono rispettivamente la tensione critica di instabilità di colonna e di piastra dell'anima;
- $N_{Ed}$  è la compressione longitudinale.



Al termine del presente capitolo si riportano le verifiche di stabilità a taglio delle anime delle travi principali e le verifiche di stabilità degli irrigidimenti, sia verticali che orizzontali.

### 8.4 Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila

Si procede alla verifica degli irrigidimenti d'appoggio soggetti alla massima azione vincolare in corrispondenza delle pile.

La sezione resistente è composta dall'anima della trave in corrispondenza della PILA e da due nervature di irrigidimento realizzate con piatti come indicato nella figura seguente. Si considera collaborante una larghezza d'anima compresa tra le nervature esterne, ed una larghezza collaborante di nervatura per ogni lato pari a 12 volte lo spessore della stessa.

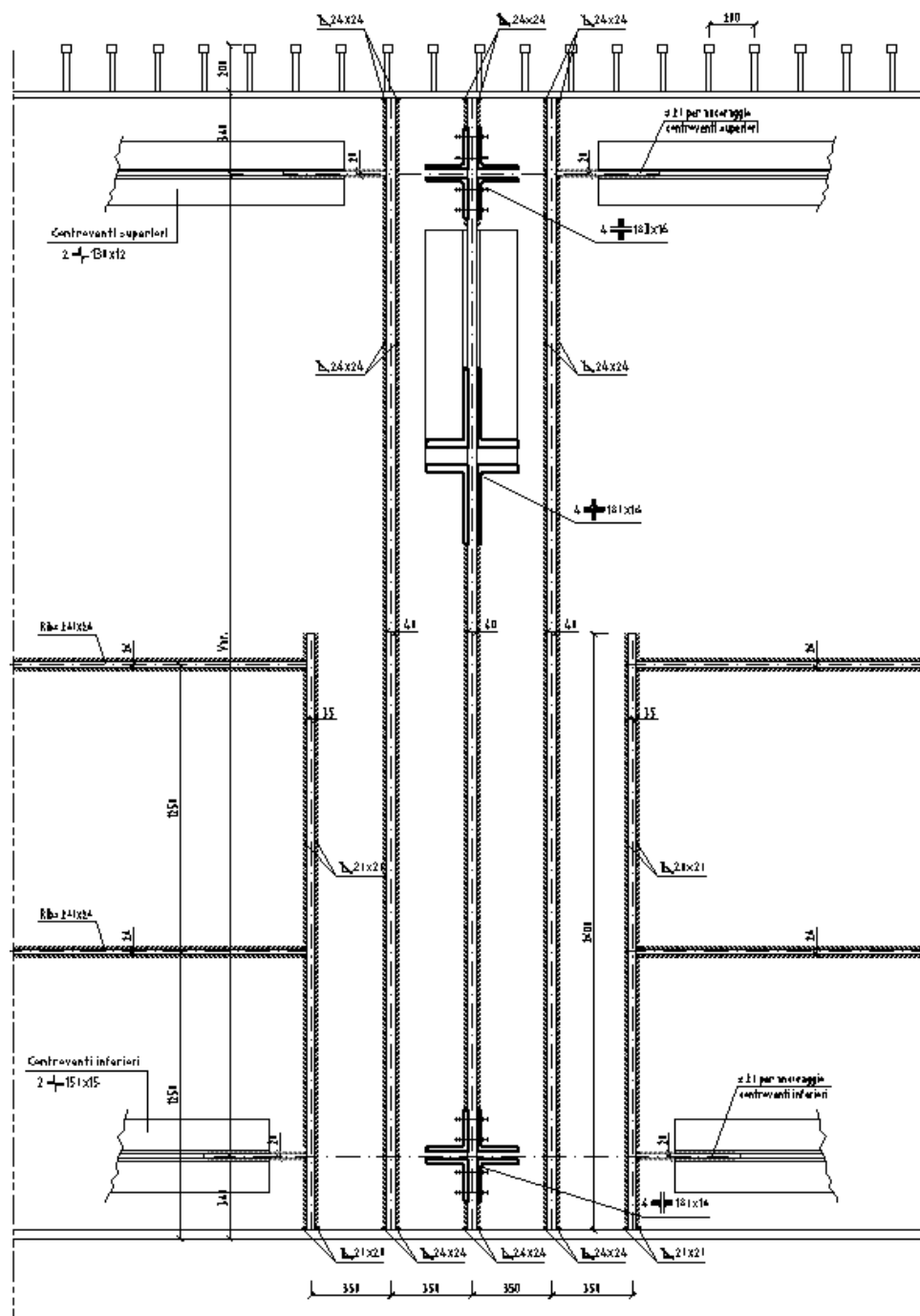
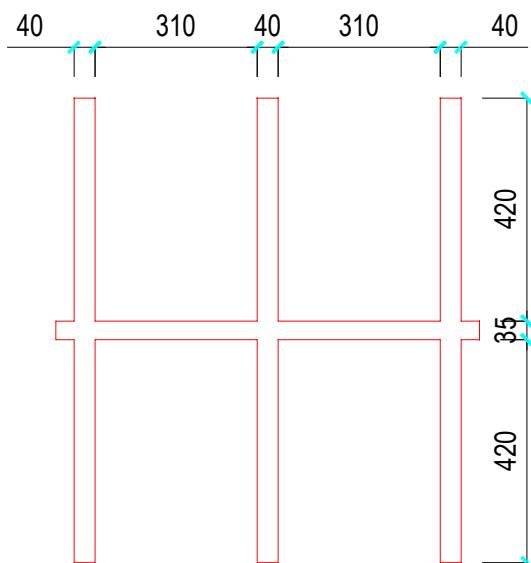


Figura 203 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila

L'azione assiale massima agente sulla nervatura è pari a:  $N_{Ed} = 24.153 \text{ kN}$



Area: 129.150,00 mm<sup>2</sup>

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 6.701.684.062,50 mm<sup>4</sup> [1.00 0.00]

J: 9.795.476.250,00 mm<sup>4</sup> [0.00 1.00]

L'azione resistente vale:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$J_{x-x} = 6.701.684.063 \text{ mm}^4$$

$$A_{Iorda} = 129.150 \text{ mm}^2$$

$$I_0 = 5.100 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{curva c})$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

Verifica di stabilità

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot J \cdot E}{I_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 6.701.684.063 \cdot 210.000}{5.100^2} = 534.026.290 \text{ N} = 534.026 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{129.150 \cdot 355}{534.026.290}} = 0,293$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,293 - 0,2) + 0,293^2 \right] = 0,566$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,566 + \sqrt{0,566^2 - 0,293^2}} = 0,95$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,95 \cdot 129.150 \cdot 355}{1,10} = 39.596.216 \text{ N} = 39.596 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{39.596}{24.153} = 1,64$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 9. Analisi delle deformazioni

### 9.1 Contromonte

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata in precedenza, si ottengono i valori delle deformazioni, suddivise per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in mm con deformazioni positive verso il basso.

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 20-50%, di quelle dovute ai carichi accidentali mezzi e pari al 15% di quelle dovute ai carichi accidentali folla.

TRAVE 1	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G16	G17	G18	G19	G20	G21	G22	SB
Acciaio	7.0	9.0	5.0	-1.0			11.0	16.0	14.0	3.0	-8.0	-13.0			41.0	76.0	100.0	108.0	98.0	67.0			-52
Soletta	19.0	23.0	14.0	-3.0			30.0	54.0	63.0	55.0	34.0	10.0			25.0	55.0	77.0	86.0	80.0	55.0			-41
Permanenti	6.0	9.0	7.0	1.0			8.0	14.0	16.0	13.0	7.0	1.0			13.0	26.0	34.0	37.0	34.0	24.0			-18
Accidentali	26.0	44.0	47.0	35.0			54.0	86.0	103.0	102.0	84.0	50.0			50.0	78.0	93.0	94.0	81.0	54.0			-42
Folla	1.0	2.0	2.0	-2.0			3.0	5.0	5.0	5.0	4.0	3.0			7.0	11.0	13.0	13.0	12.0	8.0			-7
Fattore mezzi	0.5	0.5	0.5	0.5			0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2			0.2
Fattore folla	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15
tot. Perm.	32	41	26	-3	0	0	49	84	93	71	33	-2	0	0	79	157	211	231	212	146	0	0	-111
tot. Accid.	27	46	49	33	0	0	57	91	108	107	88	53	0	0	57	89	106	107	93	62	0	0	-49
<b>Contromonta</b>	<b>45</b>	<b>63</b>	<b>50</b>	<b>14</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>76</b>	<b>128</b>	<b>145</b>	<b>123</b>	<b>76</b>	<b>23</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>90</b>	<b>174</b>	<b>232</b>	<b>252</b>	<b>230</b>	<b>158</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-120</b>

TRAVE 2	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G16	G17	G18	G19	G20	G21	G22	SB
Acciaio	7.0	9.0	6.0	0.0			10.0	15.0	13.0	4.0	-6.0	-11.0			36.0	68.0	87.0	94.0	86.0	60.0			-51
Soletta	19.0	24.0	16.0	-1.0			27.0	49.0	58.0	51.0	32.0	10.0			22.0	49.0	68.0	77.0	71.0	50.0			-40
Permanenti	7.0	9.0	7.0	2.0			8.0	14.0	16.0	14.0	8.0	1.0			12.0	24.0	32.0	35.0	32.0	22.0			-18
Accidentali	24.0	39.0	41.0	31.0			46.0	75.0	89.0	88.0	73.0	44.0			39.0	61.0	72.0	73.0	63.0	43.0			-37
Folla	1.0	2.0	3.0	2.0			3.0	5.0	6.0	6.0	5.0	3.0			8.0	12.0	14.0	14.0	12.0	8.0			-7
Fattore mezzi	0.5	0.5	0.5	0.5			0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2			0.2
Fattore folla	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15			0.15
tot. Perm.	33	42	29	1	0	0	45	78	87	69	34	0	0	0	70	141	187	206	189	132	0	0	-109
tot. Accid.	25	41	44	33	0	0	49	80	95	94	78	47	0	0	47	73	86	87	75	51	0	0	-44
<b>Contromonta</b>	<b>45</b>	<b>62</b>	<b>50</b>	<b>17</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>68</b>	<b>116</b>	<b>132</b>	<b>114</b>	<b>71</b>	<b>22</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>79</b>	<b>155</b>	<b>204</b>	<b>223</b>	<b>203</b>	<b>142</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-117</b>

## 9.2 Deformazioni massime

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3
Peso proprio acciaio	9	14	108
Peso proprio soletta	23	63	86
Permanenti	9	16	37
Accidentali mezzi	44	103	94
Folla	2	5	13

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3
Totale permanenti	41	93	231
Totale accidentali	46	108	107
Totale	87	201	338

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3
<b>Totale accidentali</b>	<b>L/1.293</b>	<b>L/901</b>	<b>L/907</b>

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3
Peso proprio acciaio	9	13	94
Peso proprio soletta	24	58	77
Permanenti	9	16	35
Accidentali mezzi	39	89	73
Folla	2	6	14

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3
Totale permanenti	42	87	206
Totale accidentali	41	95	87
Totale	83	182	293

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3
<b>Totale accidentali</b>	<b>L/1.451</b>	<b>L/1.024</b>	<b>L/1.116</b>

## 9.3 Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di  $\pm 60^{\circ}\text{C}$  e si considera un fattore di sicurezza pari a 1,50 che tiene conto delle condizioni ambientali nel momento di installazione del giunto, si ottiene un'escursione pari a:  $\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$

## **10.AZIONI AGLI APPOGGI**

Per la valutazione delle azioni sugli appoggi si rimanda alla già citata relazione di analisi delle sottostrutture, in cui è contenuta l'analisi statica per azioni orizzontali (vento, frenatura, attriti sbilanciati) e l'analisi sismica. In tale relazione è introdotta la reale condizione di vincolo di doppio appoggio per le pile UP7, UP8 e UP9, e la relativa interazione con la rigidità flessionale delle pile.

## 11.ALLEGATI

### 11.1 Verifiche svolte

Al termine della presente relazione si riportano i calcoli relativi alle travi principali, i controventi superiori e inferiori e le verifiche dei pannelli d'anima per ciascun concio.

Essi sono così strutturati:

- Allegato A Verifiche travi da concio C1 a concio C23;

Le verifiche sono svolte con l'utilizzo di fogli elettronici completamente ripercorribili e di seguito allegati. In tali elaborati si fa riferimento alle verifiche delle travi principali secondo il metodo degli stati limite ultimi, di esercizio e di fatica, alle verifiche dei controventi allo stato limite ultimo nonché alle verifiche di particolari costruttivi come irrigidimenti orizzontali e verticali, coprigiunti e pioli per ogni singola sezione.

Si propone di seguito un esempio di un foglio elettronico con relativi commenti riguardo le verifiche svolte.

Caratteristiche geometriche trave principale

Caratteristiche generali dell'opera e assegnazione di frame e joint

DATI GEOMETRICI		Foglio 1 di 18	
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	300	
	Interasse travi metalliche (cm)	500	
	Larghezza ala superiore esterna (cm)	100	
	Spessore ala superiore esterna (cm)	4,0	
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0	
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0	
	Spessore anima (cm)	2,6	
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0	
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0	
	Larghezza ala inferiore esterna (cm)	110	
	Spessore ala inferiore esterna (cm)	4,5	
	Modulo elasticità acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	476,9	
	Area controventi superiori (cm <sup>2</sup> )	86,04	
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	35,0	
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0	
	Numero controventi	2	
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	476,9	
	Area controventi inferiori (cm <sup>2</sup> )	184,40	
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	35,0	
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0	
	Numero controventi	2	
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (daN/cm <sup>2</sup> )	400	
	Spessore totale soletta (cm)	33	
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5	
	Spessore sol. Collaborante (cm)	28	
	Larghezza sol. collaborante (cm)	491,0	
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	524,7	
	Spessore predalle (cm)	5	
	diametro ferri superiori soletta (cm)	2,0	
	n° ferri superiori	24,55	
	diametro ferri inferiori soletta (cm)	2,0	
n° ferri inferiori	24,55		
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	16,84	
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,24	
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	14,93	
	Coeff. omogeneizz. per cedimenti	20,70	
	Coeff. di contrazione per ritiro e Riduzione per non contemporaneità	2,678E-04	
TEMP	Variatione termica differenziale (°C)	15	
	Resistenza piolo (daN) a SLE	6.569	
	Coefficiente di sicurezza connessioni γv	1,25	
	Diametro pioli (mm)	22	
PIOLI	Numero pioli in linea n°	3	
	passo pioli (cm)	20	
SALDATURE	Altezza gola anima sup. (mm)	11	Larghezza gola anima sup. (mm) 16
	Altezza gola anima inf. (mm)	11	Larghezza gola anima inf. (mm) 16
	Altezza gola raddoppio sup. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio sup. (mm) 0
	Altezza gola raddoppio inf. (mm)	0	Larghezza gola raddoppio inf. (mm) 0

Interasse travi metalliche sup. (cm)	500	CONCIO	C5
Interasse travi metalliche inf. (cm)	500	FRAME	206
Interasse irrigidimenti verticali (cm)	238,45	JOINT	J 2017
Luce campata di riferimento (m)	57,25	num. Travi	2
Acciaio tipo	S 355	tipologia	VIA SUPERIORE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	J (cm <sup>4</sup> )	J <sub>rot</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>sup</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>inf</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,rot</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,rot,rot</sub> (cm <sup>3</sup> )
Sezione metallica		1.653	142	24.821.274	10.820.523	0	156.782	175.188	160.846	180.935
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2a	16,84	2.469	200	42.056.527	29.759.638	5.337.380	421.861	209.960	439.495	214.785
Sezione metallica + soletta collab. Fase 3	6,24	3.856	243	54.658.090	35.380.299	3.789.378	958.814	224.936	1.031.169	229.380
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2b	14,93	2.574	205	43.475.006	30.622.393	5.075.858	458.228	211.945	478.398	216.699
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2c	20,70	2.317	193	39.760.988	28.161.362	5.858.394	369.900	206.541	384.197	211.485
Sezione metallica + ferri		1.862	157	29.202.851	10.820.523	169.479	203.774	186.373	209.625	191.884

FASE		Fase 2a	Fase 3	Fase 2b	Fase 2c
		Permanenti	Accidentali	Ritiro	Cedimenti

Area, inerzia flessionale, inerzia torsionale, moduli di resistenza

Fasi di calcolo



Azioni di calcolo  
(Momenti flettenti, tagli,  
momenti torcenti)

Tensioni ideali  
(daN/cm<sup>2</sup>)

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
solo taglio

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
sola flessione

Tassi di lavoro  
(ok se < 1,00)

104C\_C16

AZIONI TRAVI PRINCIPALI						Foglio 2 di 18		
AZIONI SOLLECITANTI (M max)			1°Nodo		2°Nodo		AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)	
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 <sup>4</sup>		
Peso proprio acciaio	-299	0	53	103	121	103	121	
Peso proprio soletta	-1.205	0	132	229	244	229	244	
Permanenti	-408	0	62	130	142	130	142	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	-417	0	31	0	0	0	0	
Accidentali mezzi + folla	-1.184	0	160	478	542	478	542	
Vento	85	0	10	40	40	40	40	
Deformazioni termiche primarie	694	0	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche secondarie	289	0	16	35	25	35	25	
Cedimenti	-25	0	2	1	1	1	1	

329,406

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
pressoflessione

Tensioni ideali  
(daN/cm<sup>2</sup>)

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
solo taglio

Determinazione  
della classe  
della sezione

104C\_C16

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008										Foglio 3 di 18	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )					TOTALI ALLO SLE (daN/cm <sup>2</sup> )					
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	-191	-186	165	171	0	-191	-186	165	171	
Peso proprio soletta	0	-769	-749	666	688	0	-959	-935	831	859	
Permanenti	-241	-200	-195	213	219	-241	-1.160	-1.130	1.044	1.077	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	241	-1.160	-1.130	1.044	1.077	
Effetti secondari del ritiro	-246	-205	199	217	224	-487	-1.364	-1.320	1.261	1.301	
Accidentali mezzi + folla	-699	561	-565	617	635	-1.185	-1.945	-1.893	1.898	1.936	
Vento	-50	-42	-41	44	46	-1.215	-1.970	-1.918	1.905	1.964	
Forme d'azione dinamiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16 104C_C16	-50	-42	-41	44	46	-1.215	-1.970	-1.918	1.905	1.964	
0600C.dccx	-235	-231	50	55	-798	-2.111	-2.056	1.935	1.997		
Deformazioni termiche secondarie +DT	171	142	138	-133	406	-696	-2.026	-1.974	1.845	1.903	
Deformazioni termiche primarie -DT	-695	235	231	50	-55	-1.633	-1.829	-1.779	1.935	1.931	
Deformazioni termiche secondarie -DT	-171	-142	-138	151	155	-1.735	-1.914	-1.862	2.025	2.024	
Cedimenti	-15	-12	-12	13	13	-1.750	-2.123	-2.068	2.038	2.038	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
VERIFICHE A TAGLIO											
	PARZIALI	TOTALI ALLO SLE	VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI	TOTALI						

**VERIFICA DELLA SEZIONE IN CLASSE 4**

**COEFFICIENTI DA NORMATIVA**

$\gamma_{M0}$	coefficiente di resistenza	1,05
$\gamma_{M1}$	coefficiente a instabilità	1,10
$\eta$	coefficiente adimensionale	1,20

Altezza netta dell'anima hw = 2.915 mm  
 Larghezza irrigidimento longitudinale bsl = 220 mm  
 Altezza irrigidimento longitudinale hsl = 0 mm  
 Spessore irrigidimento longitudinale tsl = 22 mm  
 15: t = 317 mm  
 hw1 = 1.000 mm  
 Distanza tra gli irrigidimenti trasversali a = 2.385 mm

**TENSIONI**

$\sigma_{t1}$	Tensione totale SLU anima inf (positiva)	270,9	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t2}$	Tensione totale SLU anima sup (negativa)	-279,1	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{st}$	Tensione SLU nel pannello ad altezza hw1	82,2	N/mm <sup>2</sup>

**Calcolo stabilità dei pannelli soggetti a compressione**  
 Piattabanda compressa:  
 VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP  
*Ab inferiore*      *Raddoppio ala inferiore*

$b_p$ =	53,7	cm	$b_{radd}$ =	0,0	cm
$t_{fp}$ =	4,5	cm	$t_{radd}$ =	0,0	cm
$k_{\sigma}$ =	0,430	-	$k_{\sigma}$ =	0,430	-
$\lambda_{pp}$ =	0,788	-	$\lambda_{pradd}$ =	0,000	-
$\rho_{pp}$ =	0,967	-	$\rho_{radd}$ =	1,000	-

**Calcolo delle aree efficaci e lorde dei sottopannelli.**  
 VALORI DA TAB C4.2.VIII CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP  
 Sottopannello 1:      Sottopannello 2:

$b_{l1}$ =	989	mm	$b_{l2c}$ =	433	mm	$b_{l2}$ =	1.904
$\psi_1$ =	0,303	-	$\psi_2$ =	-3,397	-	$b_{l2l}$ =	1.471
$k_{\sigma 1}$ =	6,059	-	$k_{\sigma 2}$ =	23,900	-		
$\lambda_{p1}$ =	0,669	-	$\lambda_{p2}$ =	0,147	-		
$\rho_1$ =	1,000	-	$\rho_2$ =	1,000	-		

**larghezze lorde:**  
 b1,lat 421 [mm]      b2,sup 173 mm  
 b1,inf 568 [mm]      b2,lat 260 mm

**larghezze efficaci**  
 b1,eff 989 [mm]      b2,eff 433 mm  
 b1,lat,eff 421 [mm]      b2,sup,eff 173 mm  
 b1,inf,eff 568 [mm]      b2,lat,eff 260 mm  
 x1,eff 0 [mm]      x2,eff 0 mm

**Comportamento tipo piastra: calcolo di  $\sigma_{cr,p}$  e  $\rho$ :**

Asl,1	24.679	[mm <sup>2</sup> ]	area lorda dell'irrigiditore longitudinale e della porzione lo
xsl,1	24	[mm]	distanza tra baricentro dell'area lorda e asse dell'anima.
Isl,1	7.950	[cm <sup>4</sup> ]	momento d'inerzia fuori piano dell'area lorda.

**Buckling dell'irrigidimento longitudinale e calcolo di  $\sigma_{cr,p}$**

b1	1.000	[mm]	distanza tra irrigiditore e bordo longitudinale compresso d
b2	1.915	[mm]	distanza tra irrigiditore e bordo longitudinale teso del panr
b	2.915	[mm]	altezza del pannello d'anima
ac	6.688	[mm]	distanza critica tra gli irrigidimenti trasversali
$\sigma_{cr,sl}$	1.193	[MPa]	tensione critica nell'irrigiditore longitudinale
$\sigma_{cr,p}$	3.880	[MPa]	tensione critica al lembo maggiormente compresso del p;

**Calcolo del coefficiente  $\rho$ :**

Ac	24.195	[mm <sup>2</sup> ]	area lorda della zona compressa del pannello d'anima irr
Ac,eff,loc	24.679	[mm <sup>2</sup> ]	area efficace della zona compressa del pannello d'anima
$\beta_{Ac,p}$	1,020	[-]	rapporto Ac,eff,loc / Ac
$\lambda_p$	0,305	[-]	snellezza
$\psi$	-1,031	[-]	relativo all'intero pannello d'anima = $\sigma_2/\sigma_1$
$\rho$	1,000	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità di piastra

Caratteristiche irrigidimenti longitudinali

Iterazione delle tensioni

Comportamento tipo colonna: calcolo di $\sigma_{cr,c}$ e $\chi_c$ :				Foglio 5 di 18				
Asl,1	24,679	[mm <sup>2</sup> ]	area lorda dell'irrigiditore longitudinale e della porzione lorda di anima collaborante.					
Isl,1	7,950	[cm <sup>4</sup> ]	momento d'inerzia fuori piano dell'area lorda					
Asl,1,eff	24,679	[mm <sup>2</sup> ]	area dell'irrigiditore longitudinale e della porzione efficace di anima collaborante					
$\beta_{A,c}$	1,000	[-]	rapporto Asl,1,eff / Asl,1					
$\sigma_{cr,sl}$	1,174	[MPa]	tensione critica euleriana dell'irrigiditore longitudinale					
$\sigma_{cr,c}$	3,819	[MPa]	tensione critica al lembo maggiormente compresso del pannello d'anima per comportamento a colonna					
$\lambda_c$	0,305	[-]	snellezza					
i	57	[mm]	raggio d'inerzia fuori piano della sezione lorda					
e2	24	[mm]	distanza tra baricentro della sezione lorda di irrigiditore + parte di anima collaborante e asse medio dell'anima					
e1	99	[mm]	distanza tra baricentro del solo irrigiditore e baricentro della sezione lorda di irrigiditore + parte di anima collab.					
e	99	[mm]	max(e1,e2);					
$\alpha$	0,49	[-]	coefficiente di imperfezione					
$\alpha_E$	0,647	[-]						
$\phi$	0,580	[-]						
$\chi_c$	0,931	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità di colonna					
<b>Interpolazione tra comportamento a piastra e comportamento a colonna</b>								
$\xi$	0,016	[-]						
$\rho_c$	0,933	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità globale					
<b>Calcolo delle caratteristiche geometriche efficaci</b>								
$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{ceff,loc} + \sum b_{lat,eff} \cdot t$	40,732	[mm <sup>2</sup> ]	area efficace della parte compressa del pannello d'anima					
In accordo a UNI EN 1993-1-5 par. 4.5.1(7) per il calcolo del momento d'inerzia $J_{eff}$ della sezione metallica efficace, l'area effettiva della parte compressa del pannello d'anima può essere uniformemente ridotta moltiplicando lo spessore dell'anima t e lo spessore dell'irrigidimento longitudinale tsl per il fattore $\rho_c$ .								
tred	24,3	[mm]						
tsl,red	20,5	[mm]						
Si utilizza acciaio da carpenteria di tipo S 355								
Resistenza allo snervamento	$f_{yd} =$	338,1	N/mm <sup>2</sup>					
Coefficiente	$\epsilon =$	0,81						
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE EFFICACE</b>								
	$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$y_{eff}$ (cm)	$J_{x,eff}$ (cm <sup>4</sup> )	$J_{y,eff}$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{x,eff}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{y,eff}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,x,eff}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,y,eff}$ (cm <sup>3</sup> )
Sezione metallica	1.668	143	24.519.667	10.820.523	0	155.691	172.055	159.748
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2a	16,84	2,485	201	41.646.920	29.759.638	5.293.099	418.563	207.715
Sezione metallica + soletta collab. Fase 3	6,24	3,871	243	54.235.611	35.380.299	3.758.188	950.644	223.239
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2b	14,93	2,589	205	43.061.163	30.622.393	5.033.708	454.617	209.768
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2c	20,70	2,332	193	39.359.736	28.161.362	5.809.903	367.045	204.184
Sezione metallica + ferri	1.823	157	28.863.688	10.820.523	168.126	202.298	183.470	208.133
<b>AZIONI TRAVI PRINCIPALI</b>								
<b>AZIONI SOLLECITANTI (M max)</b>			1°Nodo				2°Nodo	
	valori x10 <sup>4</sup>	M+N* $\epsilon_{yk}$ (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	$\epsilon_{yk}$ (cm)	
Peso proprio acciaio		-299	0	53	103	121	0,83	
Peso proprio soletta		-1.205	0	132	229	244	0,83	
Permanenti		-408	0	62	130	142	0,63	
Effetti primari del ritiro		0	0	0	0	0	0,63	
Effetti secondari del ritiro		-417	0	31	0	0	0,63	
Accidentali mezzi + folla		-1.184	0	160	478	542	0,63	
Vento		-85	0	10	40	40	0,63	
Deformazioni termiche primarie		523	694	0	0	0	0,63	
Deformazioni termiche secondarie		289	0	16	35	25	0,63	
Cedimenti		-25	0	2	1	1	0,63	
<b>AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)</b>							valori x10 <sup>4</sup>	
		Mt (Nm)	Mt (Nm)					
		103	121					
		229	244					
		130	142					
		0	0					
		0	0					
		478	542					
		40	40					
		0	0					
		35	25					
		1	1					

Area, inerzia flessionale, inerzia torsionale, moduli di resistenza (variano dalle precedenti se la sezione è in classe 4)

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
pressoflessione

Tensioni ideali  
(daN/cm<sup>2</sup>)

Tensioni  
(daN/cm<sup>2</sup>) per  
solo taglio

Tassi di lavoro  
(ok se < 1,00)

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI A GLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008 PER CLASSE 4										Foglio 6 di 18
<b>VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE</b>										
	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )					TOTALI ALLO SLU STR - Az. base Accidentali mezzi + folla (daN/cm <sup>2</sup> )				
(positive le compressioni)	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-192	-187	168	174	0	-259	-253	227	235
Peso proprio soletta	0	-774	-754	678	700	0	-1.304	-1.271	1.143	1.180
Permanenti	-243	-202	-196	216	222	-365	-1.607	-1.565	1.467	1.514
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	344	-1.607	-1.565	1.467	1.514
Effetti secondari del ritiro	-248	-206	-200	221	227	-662	-1.854	-1.805	1.732	1.786
Accidentali mezzi + folla	-704	-585	-569	627	645	-1.612	-2.644	-2.573	2.578	2.658
Vento	-51	-42	-41	45	46	-1.658	-2.682	-2.610	2.619	2.699
Deformazioni termiche primarie +DT	692	-234	-230	51	55	-1.160	-2.851	-2.776	2.655	2.739
Deformazioni termiche secondarie +DT	172	143	139	-153	-158	-1.036	-2.748	-2.676	2.545	2.625
Deformazioni termiche primarie -DT	-692	234	230	-51	-55	-2.156	-2.513	-2.444	2.582	2.660
Deformazioni termiche secondarie -DT	-172	-143	-139	153	158	-2.280	-2.616	-2.544	2.692	2.773
Cedimenti	-15	-12	-12	13	14	-2.295	-2.865	-2.791	2.708	2.789
<b>VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE</b>										
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm <sup>2</sup> )			VERIFICHE A TORSIONE		PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )	TOTALI (daN/cm <sup>2</sup> )
	Anima sup.	Anima max	Anima inf.	Anima sup.	Anima max	Anima inf.	Anima	Anima		
Peso proprio acciaio	52	75	58	70	102	78			37,46	50,57
Peso proprio soletta	129	188	144	244	336	272			79,10	157,35
Permanenti	67	88	63	344	488	367			38,63	215,29
Effetti primari del ritiro	0	0	0	344	488	367			0,00	215,29
Effetti secondari del ritiro	33	44	32	333	406	311			0,00	215,29
Accidentali mezzi + folla	173	228	164	617	849	626			144,10	409,83
Vento	11	14	10	627	862	635			11,30	420,00
Deformazioni termiche	17	23	16	639	878	647			8,48	426,10
Cedimenti	2	3	2	642	882	650			0,28	426,44

104C\_C16

06-DIV02-11-5 E\_CL\_OC\_0600C.docx

VERIFICHE DEL RESPIRO D'ANIMA IN COMBINAZIONE FREQUENTE - EN 1994-2								
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE								
(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )					TOTALI ALLO SLU STR - Az. base Acc		
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.
Peso proprio acciaio	0	-192	-187	168	174	0	-192	-187
Peso proprio soletta	0	-774	-754	678	700	0	-966	941
Permanenti	-243	-202	-196	216	222	-243	-1.168	-1.138
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-243	-1.168	-1.138
Effetti secondari del ritiro	-248	-206	-200	221	227	-491	-1.374	-1.338
Accidentali mezzi + folla	-704	-585	-569	627	645	-1.019	-1.813	-1.765
Vento	-51	-42	-41	45	46	-1.019	-1.813	-1.765
Deformazioni termiche primarie +DT	692	-234	-230	51	55	-604	-1.953	-1.903
Deformazioni termiche secondarie +DT	172	143	139	-153	-158	-501	-1.868	-1.819
Deformazioni termiche primarie -DT	-692	234	230	-51	-55	-1.434	-1.672	-1.626
Deformazioni termiche secondarie -DT	-172	-143	-139	153	158	-1.537	-1.758	-1.710
Cedimenti	-15	-12	-12	13	14	-1.552	-1.966	-1.915

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE								
VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm <sup>2</sup> )			VERIFICHE A TORSIONE	
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		
Peso proprio acciaio	52	68	58	52	68	58		
Peso proprio soletta	129	169	144	180	237	201		
Permanenti	67	79	63	247	317	265		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	247	317	265		
Effetti secondari del ritiro	33	40	32	281	356	297		
Accidentali mezzi + folla	173	205	164	410	510	419		
Vento	11	13	10	410	510	419		
Deformazioni termiche	17	21	16	421	523	429		
Cedimenti	2	3	2	423	525	431		

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE						
	PARZIALI (daN/cm <sup>2</sup> )			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm <sup>2</sup> )		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	89	105	95	89	105	95
Peso proprio soletta	208	248	223	297	354	318
Permanenti	106	118	102	403	472	420
Effetti primari del ritiro	0	0	0	403	472	420
Effetti secondari del ritiro	33	40	32	436	512	452
Accidentali mezzi + folla	317	349	308	674	774	683
Vento	22	24	22	674	774	683
Deformazioni termiche	26	29	25	689	791	698
Cedimenti	2	3	2	691	794	700

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{s,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{s,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

Numero di irrigidimenti longitudinali	1	[ ]
Rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w$	0,818	[ ]

Tensione critica euleriana intera anima	$\alpha E$	15,12	[MPa]
Tensione critica euleriana pannello sup.	$\alpha E$	35,02	[MPa]
Tensione critica euleriana pannello inf.	$\alpha E$	128,44	[MPa]

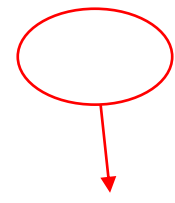
Altezza totale pannello d'anima	
Spessore anima	
Lunghezza pannello compreso tra 2 irrigiditori trasversa	

Coeffic. di instabilità a taglio intera anima	$k_{\tau}$
Coeffic. di instabilità a taglio pannello SUP.	$k_{\tau}$
Coeffic. di instabilità a taglio pannello INF.	$k_{\tau}$

dist. dal lembo superiore del punto di $\sigma = 0$	x	149,12	[cm]
controllo posizionamento irrigidimento	IRRIGIDIMENTO IN ZONA TESA		
Tensione SLU nel pannello ad altezza $h_w/1$	$\sigma_{sl1}$	544	[MPa]

Intera anima	-	VERIFICA NON NECESSA
Pannello sup.	0,160	VERIFICA SODDISFAT
Pannello inf.	0,079	VERIFICA SODDISFAT

Tensioni (daN/cm<sup>2</sup>) per pressoflessione



Tassi di lavoro (ok se < 1,00)

Caratteristiche  
geometriche  
dei controventi

Scorrimenti e  
azioni normali  
nei controventi

Tassi di lavoro  
(ok se < 1,00)

VERIFICHE DEI CONTROVENTI INFERIORI							Foglio 8 di 18
<b>DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI</b>							
Area di 1 controvento (cm <sup>2</sup> )	46,10	Classe profilo (Tab. 4.2.II)		4		W <sub>al</sub> di 1 controvento (cm <sup>2</sup> )	95,48
Distanza e (cm)	4,49	Lunghezza di libera inflessione (cm)		285,5		W <sub>eff</sub> di 1 controvento (cm <sup>2</sup> )	95,74
Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> )	1.099,00	Lunghezza controvento (cm)		691,0		A <sub>eff</sub> di 1 controvento (cm <sup>2</sup> )	46,06
Distanza controventi d (cm)	2,20	Coefficiente di imperfezione $\alpha$ (-)		0,34		Coefficiente $\lambda$ x-x	0,835
Intersasse calastrelli (cm)	80,00	Carico critico euleriano N <sub>cr,x</sub> (daN)		1.792.018		Coefficiente $\lambda$ y-y	0,835
Raggio d'inerzia x-x (cm)	7,42	Carico critico euleriano N <sub>cr,y</sub> (daN)		1.792.018		Coefficiente $\lambda$ min	0,835
Snellezza dir X-X	46	Snervamento acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )		550		Coefficiente $\lambda$ LT	1,00
Raggio d'inerzia y-y (cm)	7,42	Snellezza adimensionale x-x		0,604		Z <sub>alt.</sub> am x-x (Tab. C4.2.V)	1,00
Raggio d'inerzia min (cm)	3,13	Snellezza adimensionale y-y		0,604		kor-x (Tab. C4.2.W)	1,28
Snellezza dir Y-Y	46	Coefficiente $\phi$ x-x		0,751		ky-x (Tab. C4.2.V)	1,02
		Coefficiente $\phi$ y-y		0,751		eN (cm)	-0,03
<b>AZIONI TOTALI SLU STR</b>							
<b>CONTROVENTI INFERIORI</b>							
	SCORRIMENTI	AZIONI PARZIALI		Az. Base accidentali			
	daN/cm	N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)		
Peso proprio acciaio	97,39	33.647	0	45.423	0		
Peso proprio soletta	29,39	71.049	0	141.340	0		
Permanenti	100,43	34.697	0	193.386	0		
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	193.386	0		
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	193.386	0		
Accidentali mezzi	374,66	129.440	0	368.130	0		
Vento	29,39	10.152	0	377.267	0		
Deformazioni termiche	22,04	7.614	0	382.749	0		
Cedimenti	0,74	255	0	383.056	0		
							Metodo B (C4.2.4.1.3.3.2) <b>NEd (daN)</b> 383.056 <b>Med, Ed x-x (daN*m)</b> 0 <b>Coefficiente di utilizzo (Eq. C4.2.38 a)</b> 0,78 <b>Coefficiente di utilizzo (Eq. C4.2.38 b)</b> 0,78
<b>VERIFICA OK</b>							

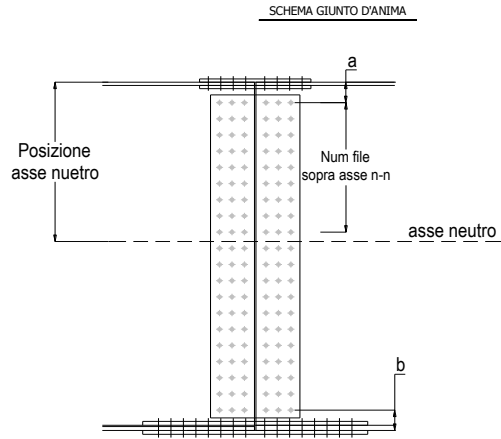
VERIFICHE PARTICOLARI				Foglio 9 di 18				
<b>VERIFICHE PIOLI</b>								
	PARZIALI	TOTALI						
	daN	daN						
Peso proprio acciaio	0	0						
Peso proprio soletta	0	0						
Permanenti	952	952						
Effetti primari del ritiro	0	952						
Effetti secondari del ritiro	498	1.451						
Accidentali mezzi + folla	3.268	4.719						
Folla	204	4.923						
Deformazioni termiche	327	5.250						
Cedimenti	28	5.278						
<b>VERIFICA SALDATURE</b>								
	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI	PARZIALI	TOTALI
	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)	(daN/cm2)
Peso proprio acciaio	59	80	65	88	0	0	0	0
Peso proprio soletta	147	278	162	307	0	0	0	0
Permanenti	76	393	72	415	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	393	0	415	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	38	438	36	458	0	0	0	0
Accidentali mezzi + folla	197	704	185	707	0	0	0	0
Folla	12	715	12	718	0	0	0	0
Deformazioni termiche	20	729	19	731	0	0	0	0
Cedimenti	2	732	2	734	0	0	0	0
<b>VERIFICHE COPRIGIUNTI PIATTABANDE</b>								
<b>VERIFICHE COPRIGIUNTI</b>								
<b>G5</b>								
<b>COPRIGIUNTO SUPERIORE</b>			<b>COPRIGIUNTO INFERIORE</b>					
DOPPIA SEZIONE			DOPPIA SEZIONE					
DATI GEOMETRICI	Larghezza ala superiore	cm	100	Larghezza ala inferiore	cm	110		
	Spessore ala superiore	cm	4,00	Spessore ala inferiore	cm	4,50		
	Larghezza raddoppio sup	cm	0	Larghezza raddoppio inf	cm	0		
	Raddoppio ala superiore	cm	0,00	Raddoppio ala inferiore	cm	0,00		
	Larghezza 1/2 coprigitto	cm	40,7	Larghezza 1/2 coprigitto	cm	45,5		
	Spessore coprigitto	cm	3,0	Spessore coprigitto	cm	3,0		
	Diametro bulloni	cm	2,7	Diametro bulloni	cm	2,7		
	Area di un bullone	cm2	4,59	Area di un bullone	cm2	4,59		
	Classe bulloni		10.9	Classe bulloni		10.9		
	Ftb	daN/cm2	10.000	Ftb	daN/cm2	10.000		
	Numero sezioni		2	Numero sezioni		2		
	Numero bulloni in 1 piatto		44	Numero bulloni in 1 piatto		52		
	N bulloni 1° fila 1 piatto		1	Numero bulloni 1° fila		1		
	N bulloni 2° fila 1 piatto		1	Numero bulloni 2° fila		1		
	N bulloni ultima fila 1 piatto		2	Numero bulloni ultima fila		2		
	Distanza dal bordo e1	cm	5,0	Distanza dal bordo e1	cm	5,5		
	Distanza dal bordo e2	cm	5,0	Distanza dal bordo e2	cm	5,0		
	Distanza tra i bulloni p1	cm	8,0	Distanza tra i bulloni p1	cm	8,0		
	Distanza tra i bulloni p2	cm	12,0	Distanza tra i bulloni p2	cm	8,0		
	Coefficiente di attrito $\mu$		0,30	Coefficiente di attrito $\mu$		0,30		
Res. di attrito bullone SLU	daN	15.422	Res. di attrito bullone SLU	daN	15.422			
Res. di attrito bullone SLE	daN	17.525	Res. di attrito bullone SLE	daN	17.525			
Resistenza di taglio bullone	daN	36.720	Resistenza di taglio bullone	daN	36.720			
VERIFICHE	Sforzo piattabanda sup. (daN) (SLU)		1.123.900	Sforzo piattabanda inf. (daN) (SLU)		1.337.916		
	Sforzo piattabanda sup. (daN) (SLE) $F_{s,forz}$		838.368	Sforzo piattabanda inf (daN) (SLE) $F_{s,forz}$		1.008.776		
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)		561.950	Sforzo di taglio sul bullone (daN)		668.958		
	Resistenza coprigitto $R_{copr}$ (daN)		1.415.963	Resistenza coprigitto $R_{copr}$ (daN)		1.610.708		
	Resist. a rifollamento $F_{3,rd}$ (daN) (bordo)		5.571.310	Resist. a rifollamento $F_{3,rd}$ (daN) (bordo)		8.148.041		
	Resist. a rifollamento $F_{3,rd}$ (daN) (interno)		6.490.577	Resist. a rifollamento $F_{3,rd}$ (daN) (interno)		7.463.044		
	Resist. allo scorrimento $F_{3,rd}$ (daN) (SLU)		1.357.171	Resist. allo scorrimento $F_{3,rd}$ (daN) (SLU)		1.603.930		
	Resist. allo scorrimento $F_{3,rd}$ (daN) (SLE)		1.542.240	Resist. allo scorrimento $F_{3,rd}$ (daN) (SLE)		1.822.647		
	Resistenza a taglio $F_{v,rd}$ (daN) (SLU)		3.231.360	Resistenza a taglio $F_{v,rd}$ (daN) (SLU)		3.818.880		
	Verifica principio gerarchia resistenze (daN)		1.321.920	Verifica principio gerarchia resistenze (daN)		1.522.800		
<b>VERIFICA PIATTABANDA FORATA</b>			<b>VERIFICA PIATTABANDA FORATA</b>					
Verifica piattabanda su 1° fila (daN/cm2)		2.956	Verifica piattabanda su 1° fila (daN/cm2)		2.831			
Verifica piattabanda su 2° fila (daN/cm2)		2.888	Verifica piattabanda su 2° fila (daN/cm2)		2.776			

Caratteristiche  
coprigitto superiore  
di piattabanda

Caratteristiche  
coprigitto inferiore  
di piattabanda



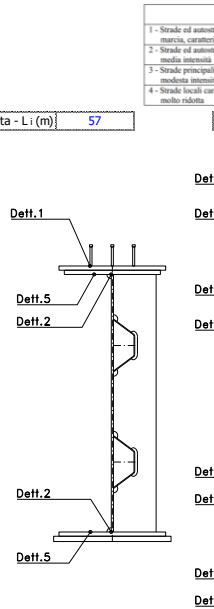
VERIFICHE COPRIGIUNTI ANIMA			Foglio 10 di 18
COPRIGIUNTO D'ANIMA		DOPPIA SEZIONE	
DATI GEOMETRICI	Distanza a	cm	20,0
	Distanza b	cm	20,0
	Spessore anima	cm	2,6
	Spessore coprigiunto	cm	1,2
	Numero di file		27
	Bulloni per file		4
	Bulloni totali		108
	Diametro bulloni	cm	2,7
	Area di un bullone (cm <sup>2</sup> )	cm <sup>2</sup>	4,59
	Classe bulloni		10.9
	F <sub>tb</sub>	daN/cm <sup>2</sup>	10.000
	Numero sezioni		2
	Asse neutro rispetto ala sup.	cm	150
	Numero file sopra fasce neutro		13
	Distanza dal bordo e1	cm	5,0
	Distanza dal bordo e2	cm	5,0
	Distanza tra i bulloni p1	cm	9,0
	Distanza tra i bulloni p2	cm	9,0
	Coefficiente di attrito $\mu$		0,30
	Res. di attrito bullone SLU	daN	15.422
Resistenza di taglio di un bullo	daN	36.720	
AZIONI SOLLECITANTI	Taglio max (daN)		618.870
	Azione anima sup. S <sub>ax</sub> (daN) (SLU)		527.483
	Azione anima inf. S <sub>ax</sub> (daN) (SLU)		502.476
	Azione max bulloni sup. (daN)		16.175
	Azione max bulloni inf. (daN)		15.107
	Azione verticale sul bullone (daN)		5.730
Azione di taglio sul bullone più soll. (daN)		17.160	
VERIFICHE	Sforzo nell'anima superiore (daN/cm <sup>2</sup> )		1.867
	Sforzo nell'anima inferiore (daN/cm <sup>2</sup> )		1.848
	Sforzo nel coprigiunto sup. (daN/cm <sup>2</sup> )		2.242
	Sforzo nel coprigiunto inf. (daN/cm <sup>2</sup> )		2.216
	Resistenza a rifollamento F <sub>rd</sub> (daN) (bordo)		987.641
	Resistenza a rifollamento F <sub>rd</sub> (daN) (interno)		1.348.130
	Scorrimento superiore (daN)		605.828
	Scorrimento inferiore (daN)		596.202
Resistenza allo scorrimento sup. (daN)		801.965	
Resistenza allo scorrimento inf. (daN)		863.654	



Caratteristiche  
coprigiunto d'anima

VERIFICHE A FATICA A DANNEGGIAMENTO					
<b>AZIONI SOLLECITANTI (M max)</b>					
	M (Nm)	N (N)	T (N)	1°Nodo Mt (Nm)	2°Nodo Mt (Nm)
Accidentali mezzi + folla fatica positivi	70	0	35	70	89
Accidentali mezzi + folla fatica negativi	-154	0	-4	-64	-66
<b>totale</b>	<b>224</b>	<b>0</b>	<b>39</b>	<b>134</b>	<b>158</b>
<b>SOLLECITAZIONI FLETTENTI</b>					
TOTALI ALLO SLU STR - Az. base Accidentali mezzi + folla- (daN/cm2)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Accidentali mezzi + folla	6	110	-107	-117	-120
<b>SOLLECITAZIONI TAGLIANTI</b>					
TOTALI ALLO SLE					
	anime sup.	anima inf.			
Accidentali mezzi + folla	109	86			
Numero di cicli (x10 <sup>6</sup> )	2,0	1,000			
Conseguenze del collasso	ALTE				
Tipo di sezione	CAMPATA	Luce Campata - L i (m)		57	
<b>METODO DEI COEFFICIENTI <math>\lambda</math></b>					
$\lambda_1$	2,078	$\lambda_{V1}$	1,550		
$\lambda_2$	1,119	$\lambda_{V2}$	1,066		
$\lambda_3$	1,000	$\lambda_{V3}$	1,000		
$\lambda_4$	1,000	$\lambda_{V4}$	1,000		
$\lambda_{max}$	2,000	$\lambda_{Vmax}$	2,000		
<b>FATTORI EQUIVALENTI DI DANNO</b>					
$\lambda_i$	2,000	$\lambda_{Vi}$	1,652	$\phi_{fat}$	1,00
<b>VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.</b>					
$\Delta\sigma_{sm,1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	80	(Tab. C4.2.XVI NTC2008 - dettaglio 9)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	69,57	limite di fatica ad ampiezza costante			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	18,16	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,1}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore</b>					
$\Delta\sigma_{sm,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	80	(Tab. C4.2.XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	69,57	limite di fatica ad ampiezza costante			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	21,71	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,2}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore</b>					
$\Delta\sigma_{sm,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	80	(Tab. C4.2.XVII.b NTC2008 - dettaglio 8)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	69,57	limite di fatica ad ampiezza costante			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	17,28	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,2}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h&lt;60 mm</b>					
$\Delta\sigma_{sm,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	71	(Tab. C4.2.XV NTC2008 - dettaglio 9)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	61,74	limite di fatica ad ampiezza costante			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	23,35	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,3}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore</b>					
$\Delta\sigma_{sm,4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	71	(Tab. C4.2.XV NTC2008 - dettaglio 13)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	61,74	limite di fatica ad ampiezza costante			
$k_{sup}$	0,91	coefficiente di riduzione di classe			
$k_{inf}$	0,89	coefficiente di riduzione di classe			
$\Delta\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	27,04	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,4}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande</b>					
$\Delta\sigma_{sm,5}$ (N/mm <sup>2</sup> )	80	(Tab. C4.2.XVI NTC2008 - dettaglio 7)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,5}$ (N/mm <sup>2</sup> )	69,57	limite di fatica ad ampiezza costante			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	24,04	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,5}$ <b>OK</b>			
<b>VERIFICA DETTAGLIO 6a/b - saldature e piastre controventi inferiori</b>					
$\Delta\sigma_{sm,6}$ (N/mm <sup>2</sup> )	36	(Tab. C4.2.XVII.a NTC2008 - dettaglio 2)			
$\gamma_m$	1,15				
$\Delta\sigma_{s,6}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31,30	limite di fatica ad ampiezza costante			
Verifica in direzione a (parallela all'asse trave)	a (mm)	450			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	27,18	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,6}$ <b>OK</b>			
Verifica in direzione b (parallela all'asse trasverso)	b (mm)	450			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	28,50	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,6}$ <b>OK</b>			
Verifica in direzione a (parallela all'asse trave)	a (mm)	450			
$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	34,79	VERIFICA $\Delta\sigma < \Delta\sigma_{s,6}$ <b>OK</b>			

Azione flettenti, torcenti e di taglio dal modello a fatica



Definizione dei parametri utilizzati per le verifiche a fatica con il metodo del danneggiamento

VERIFICHE DI INSTABILITA' DELL'ANIMA				Foglio 13 di 18
Caratteristiche geometriche del pannello			OBLIQUITA'	0
	Descrizione	Valore	u.d.m.	
a	distanza tra irrigidimenti verticali	2.385	mm	
h	altezza totale del pannello	3.000	mm	
hw	altezza totale dell'anima	2.915	mm	
tw	spessore dell'anima	26	mm	
Anima provvista di nervature trasversali e longitudinali				
Irrigidimenti:	acciaio S 355	fyk(Mpa)= 355	fyd (Mpa)=	355,00
Pannelli:	acciaio S 355	fyk(Mpa)= 355	fyd (Mpa)=	355,00
γm	1			
Deve essere verificata la limitazione: <b>hw/tw ≤ 400</b> (punto 1.2-10030)				
<b>hw/tw = 112,12 ≤ 400 OK</b>				
<b>Verifiche di stabilità</b>				
<b>Sollecitazioni agli SLU nella sezione</b>				
	Descrizione	Valore	u.d.m.	
σ <sub>1</sub>	tensione normale al lembo 1	-270,81	N/mmq	
σ <sub>2</sub>	tensione normale al lembo 2	279,05	N/mmq	
τ	tensione tangenziale media	115,08	N/mmq	
<b>Verifica nervature longitudinali (punti 7.2.6-10011, 3.1.2-10030, 3.2.3-10030)</b>				
	b (mm)	h (mm)	A (mmq)	y (mm)
anima	22	220	4.840	110
ala	0	0	0	220
Sezione simmetrica				
Pareti sottili con bordo irrigidito <span style="float: right;">b/t ≤ 12</span>				
b = 220      t = 22      b <sub>2</sub> = 0				
b <sub>1</sub> = 30 × t <sub>1</sub> = 780      t <sub>1</sub> = 26				
<b>b/t = 10,00 ≤ 12,00 OK</b>				
Deve essere verificata la disuguaglianza: <b>I<sub>y</sub> ≥ 0,15 m<sub>L</sub> γ<sub>L</sub> hw tw<sup>3</sup></b>				
	Descrizione	Valore	u.d.m.	
m <sub>L</sub>	1,00 ≤ 0,015 (hw/tw-70) ≤ 2,00	1,00		
n	n° irrigidimenti longitudinali	1		
AL	area effettiva irrigidimento long.	4.840	mmq	
α	rapporto tra i lati del pannello	0,818		
ν	coefficiente di variazione lineare di α	-1,030		
δ	AL/(hw tw)	0,064		
η <sub>1</sub>	h <sub>1</sub> /hw	0,339		
η <sub>2</sub>	h <sub>2</sub> /hw	-		
Valori tabulari (prospetti 3.1 e 3.2 10030)				
γ(L,τ)	3,97			
γ(L,σ)	4,79			
I <sub>y</sub>	78.085.333	>	36.786.568	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica nervature trasversali (punto 3.1.3-10030)</b>				
<b>Sezione simmetrica</b>				
	b (mm)	h (mm)	A (mmq)	y (mm)
anima	26	450	11.700	225
ala	0	0	0	450
Pareti sottili con bordo irrigidito <span style="float: right;">b/t ≤ 12</span>				
b = 450      t = 26      b <sub>2</sub> = 0				
b <sub>1</sub> = 30 × t <sub>1</sub> = 780      t <sub>1</sub> = 26				
Deve essere verificata la disuguaglianza: <b>I<sub>y</sub> ≥ 0,15 γ<sub>T</sub> hw tw<sup>3</sup></b>				
Valori tabulari (prospetti 3.1 e 3.2 10030)				
K	1,00			
γ <sub>T</sub>	60,00			
I <sub>y</sub>	789.750.000	>	461.106.360	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

NB: h corrisponde all'altezza totale della trave, mentre hw è h - spessori ali e raddoppi

NB: si assume b1 30 volte lo spessore dell'anima della trave; inoltre b2 assunto pari alla (b-h) dell'ala dell'irrigidimento

NB: inserire "sezione simmetrica" (irrigidimenti a I) o "sezione asimmetrica" (irrigidimenti a L)

0,818		
α	τ	σ
α inf	0,7	2
α sup	1	7
Valore interpolato		3,97
		4,79

0,818		
α	T	
α inf	0,7	60
α sup	1	60
Valore interpolato		60,00

Definizione degli irrigidimenti longitudinali

Definizione degli irrigidimenti trasversali

Verifica della stabilità dell'anima irrigidita o non irrigidita

**Stabilità dell'anima (punto 7.6-10011)** Foglio 14 di 18

Dimensioni pannello (mm) 

h=	3.000	hw=	2.915
$\sigma_1$ =	-270,8	$\sigma_2$ =	279,6
$\tau$ =	115,1	$\gamma_x$ (mm)=	1.435,7

Tensioni ai bordi (N/mmq)

Deve essere verificata la disuguaglianza:  $\sigma_{cr,red}/\alpha_{id} \geq \beta * v$

Pannello	1	2	3	4	5
i	1.000	2.000			
ti	22	22			
h	989	1.989			
a	2.385	2.385			
tw	26	26			
$\alpha$	2,44	1,20			
$\sigma_1$	-270,8	-80,1			
$\sigma_2$	-84,3	295,1			
$\sigma_1^*$	270,8	80,1			
$\sigma_2^*$	84,3	-295,1			
$\tau$	115,1	115,1			
v	0,31	-3,68			
$\alpha_{id}$	336,26	214,82			
$\alpha_{cr,0}$	128,69	31,82			
$k_\sigma$	5,953	-			
$k_\tau$	-	-			
$k_\sigma$	-	23,900			
$k_\tau$	6,028	8,123			
$\sigma_{cr}$	766,04	-			
$\sigma_{cr}$	-	-			
$\sigma_{cr}$	-	760,42			
$\sigma_{cr}$	775,74	258,45			
$\sigma_{cr,id}$	849,08	526,36			
$0,8 * f_d$	284	284			
$\sigma_{cr,red}$	348,74	338,38			
$\sigma_{cr,red}/\alpha_{id}$	1,04	1,58			
$\beta$	1,00	0,80			
v	1,00	1,00			
$\beta * v$	1,00	0,80			
OK	OK				

interasse verticale tra i due irrigidimenti del pannello; da inserire per ogni pannello (n° irrig. + 1)

compaiono solo i numeri per i casi in questione (dipendono da  $\alpha$  e  $\psi$ )

il caso IV è sempre presente: dipende dal taglio per la  $\sigma_{cr}$  compaiono solo i casi corrispondenti da kr

inserire manualmente il valore

**Verifiche agli SLU**  
Verifica dell'anima (punto 3.2.1-10050)

Sollecitazioni esterne (kN e m)  $V_{ed} = 6.071$   $M_{sd} = 49.240$

Momento resistente delle sole piastrelle:  $M_{rd} = 52.401$  kNm  
Momento resistente della sezione lorda:  $M'_{rd} = 76.050$  kNm

Spessore equivalente anima:  $t_{we2} = 26,00$  mm

Taglio resistente di calcolo:  $V_{rd} = V_{cr} + V_t$

$\tau^* = \sigma_{cr,min}$	258,45	bs	1.100	bi	1.000
$\sigma_{td}$	-92,12	ts	45	ti	40
$\theta$	0,885	N <sub>td</sub>	17.717.969		
$\phi$	0,590	M <sub>fs</sub>	3.286.590	M <sub>fi</sub>	79.074.937
		ds	0,00	di	0,00

NB: valori agli SLU

NB: bs e ts ala compressa; bi e ti ala tesa

$V_{cr} = h_w t_{we2} \tau^* = 19.588.113$  N  
 $V_t = 0$  N  
 $V_{rd} = 19.588.113$  N  
Verifica =  $19.588.113$  N  $\geq$   $6.071.115$  **VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifica delle nervature trasversali (punto 3.2.2-10030)**

larghezza collaborante anima =  $b_e + t = 26$  mm  
lunghezza libera inflessione =  $0,7 * h_w = 2.041$  mm  
Sforzo normale =  $N_{rd} = V_{rd} - 0,8 * V_{cr} = 3.917.623$  N  
Area =  $A = 12.376$  mmq  
Distanza baricentro asse anima =  $225,00$  mm  
Inerzia =  $J = 233.675.381$  mm<sup>4</sup>  
Raggio giratorio d'inerzia =  $i = 137,41$  mm  
Snellezza =  $\lambda = 14,85$   
Sforzo critico euleriano =  $\sigma_{cr} = 9.399$  N/mmq  
Forza critica euleriana =  $N_{crE} = 116.321.181$  N  
Carico resistente a instabilità =  $N_{Rd} = 4.481.350$  N

$N_{Rd} = 4.481.350$   $\geq$   $N_{rd} = 3.917.623$  **VERIFICA SODDISFATTA**

Valida per soli  
conci negativi

VERIFICHE A FESSURAZIONE		Foglio 12 di 18				
<b>GEOMETRIA DELLA SEZIONE</b>						
Altezza della sezione	h	330 [mm]				
Larghezza della sezione	b	4.910 [mm]				
Altezza utile della sezione	a	250 [mm]				
Ricoprimento dell'armatura	c	30 [mm]				
<b>ARMATURA TESA</b>						
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	nf.1	25 [-]				
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φφ.1	20 [mm]				
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	Asf.1	7.712,61 [mm <sup>2</sup> ]				
	nf.2	25 [-]				
	φφ.2	20 [mm]				
	Asf.2	7.712,61 [mm <sup>2</sup> ]				
<b>MATERIALI</b>						
Classe di resistenza Rck (daN/cm <sup>2</sup> )	Rck	40,00 [MPa]				
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	fck	33,20 [MPa]				
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	fctm	3,10 [MPa]				
Modulo di elasticità del calcestruzzo	Ecm	33.642,78 [MPa]				
Resistenza a snervamento dell'acciaio da armatura	fyk	450 [MPa]				
Modulo di elasticità dell'acciaio	Es	210.000 [MPa]				
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σs F	155,20 [MPa]				
Asse neutro della sezione	x	0 [mm]				
Coefficiente di omogeneizzazione	αE	6,24 [-]				
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	As	15.425 [mm <sup>2</sup> ]				
Area efficace tesa di calcestruzzo	Ac,eff.1	982.000 [mm <sup>2</sup> ]				
	Ac,eff.2	540.100 [mm <sup>2</sup> ]				
	Ac,eff.3	810.150 [mm <sup>2</sup> ]				
	Ac,eff.min	540.100 [mm <sup>2</sup> ]				
<p><b>Area tesa efficace (casi tipici)</b></p> <p>Legenda</p> <p>A Trave</p> <p>B Livello del baricentro dell'acciaio</p> <p>C Area tesa efficace, A<sub>te,eff</sub></p>						
<p>Rapporto tra Area acciaio teso e Area calcestruzzo teso</p> <p>Resistenza efficace media del calcestruzzo</p> <p>Fattore di durata del carico</p> <p><b>Differenza tra deformazione acciaio - cls</b></p>						
	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02856 [-]				
	f <sub>ct,eff</sub>	3,1 [MPa]				
	k <sub>0</sub>	0,40 [-]				
FREQ	[sism-tzm]min	0,000443 [-]				
FREQ	[sism-tzm]calc	0,000496 [-]				
FREQ	[sism-tzm]	0,000496 [-]				
<p>Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)</p> <p>Diametro equivalente delle barre</p> <p>Spaziatura massima di riferimento</p> <p>Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione</p>						
	s	200,00 [mm]				
	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]				
	s <sub>max,ref</sub>	200 [mm]				
	k <sub>1</sub>	0,80 [-]				
	k <sub>2</sub>	0,50 [-]				
	k <sub>3</sub>	3,40 [-]				
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]				
	S <sub>r,max.1</sub>	221 [mm]				
	S <sub>r,max.2</sub>	429 [mm]				
	S <sub>r,max</sub>	221 [mm]				
<b>Distanza massima tra le fessure</b>						
Condizioni ambientali <span style="border: 1px solid red; padding: 2px;">AGGRESSIVE</span>						
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo p <sub>s</sub>	w <sub>lim</sub>	0,30 [mm]				
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	FREQ: wd	0,11 [mm]				
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo p <sub>s</sub>	w <sub>lim</sub>	0,20 [mm]				
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	QP: wd	0,06 [mm]				
<b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b>		<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>				
Ordinarie		X0, XC1, XC2, XC3, XF1				
Aggressive		XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3				
Molto aggressive		XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4				
<b>Gruppi di esigenze</b>	<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Combinazione di azioni</b>	<b>Armatura</b>			
			<b>Sensibile</b>		<b>Poco sensibile</b>	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
<p><math>f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(0.6)} \leq C50/60</math></p> <p><math>f_{cm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] &gt; C50/60</math></p> <p><math>E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0.3}]</math></p> <p><math>A_{te,eff}</math> è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h<sub>te,eff</sub>, dove h<sub>te,eff</sub> è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);</p> <p><math>\rho_{p,eff} = (A_s + \epsilon_1^2 A_p) / A_{te,eff}</math></p> <p><math>f_{sism} - f_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_E \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}</math></p> <p><math>\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}</math>      <math>W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sism} - \epsilon_{cm})</math></p> <p>k<sub>1</sub> è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);</p> <p>k<sub>2</sub> è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura.</p> <p>In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k<sub>2</sub>, che possono essere calcolati con la relazione: <math>k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1</math> (7.13) dove ε<sub>1</sub> ed ε<sub>2</sub> sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.</p> <p>I valori di k<sub>1</sub> e k<sub>2</sub> da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 3,4 e 0,425.</p> <p><math>S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}</math>      <math>S_{r,max} = 1,3 (h - x)</math></p> <p>w<sub>1</sub> = 0,2 mm w<sub>2</sub> = 0,3 mm w<sub>3</sub> = 0,4 mm</p>						

VERIFICHE di stabilità dei pannelli soggetti a taglio (EN 1993-1-5: cap. 5)		Foglio 15 di 18
Caratteristiche geometriche del pannello d'anima:		
Altezza pannello h	3.000 [mm]	
Spessore pannello t	26 [mm]	
Rapporto altezza spessore hw/t	115,38 [-]	
Tensione di snervamento anima fyw	355 [MPa]	
Coefficiente $\eta$	1,20 [-]	
Coefficiente $\varepsilon$	0,81 [-]	
Pannello irrigidito (S/N)	S	
Minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello $k_T$	16,99 [-]	
Necessaria verifica instabilità per taglio	poiché:	
hw/t = 115,385	>	$31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_T}$ 86,643
a = lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi (in assenza di irrigidimenti la lunghezza del pannello si considera coincidente con quella della trave)		
a	2.385 [mm]	
Numero di irrigidimenti longitudinali	1 [-]	
Rapporto d'allungamento $\alpha = a/hw$	0,795 [-]	
Caratteristiche geometriche singolo irrigidimento longitudinale		
Altezza hsl	0 [mm]	Larghezza bsl 220 [mm]
Spessore tsl	22 [mm]	Irrigidimento a I/L o altro (I/L/A)
15 $\varepsilon$ t	317,310 [mm]	
Momento di inerzia del singolo irrigiditore longitudinale rispetto ad asse baricentrico parallelo al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante di anima pari a 15 $\varepsilon$ t da ciascun lato dell'irrigiditore:		
Isl singolo	77.533.474 [mm <sup>4</sup> ]	
Somma dei momenti di inerzia:		
Isl	77.533.474 [mm <sup>4</sup> ]	
Coefficiente per l'instabilità a taglio $k_T$	16,993 [-]	
Tensione critica euleriana $\sigma_{cr,E}$	14,271 [MPa]	
Tensione tangenziale critica $\tau_{cr}$	242,506 [MPa]	
Snellezza intero pannello $\lambda_w$	0,920 [-]	
Calcolo della snellezza $\lambda_{w,1}$ del sottopannello più critico (in assenza di irrigidimenti longitudinali coincide con la snellezza del pannello intero).		
Altezza sottopannello hw,1	3.000 [mm]	$\alpha_1$ 0,795 [-]
Minimo coefficiente di instabilità per taglio del sottopannello	$k_{T,1}$ 12,453 [-]	
Snellezza del sottopannello	$\lambda_{w,1}$ 1,075 [-]	
Snellezza di calcolo $\lambda_w$	1,075 [-]	
Montanti d'appoggio rigidi/altri casi (R/A)	A	
Coefficiente $\chi_w$ (Tabella C4.2.VII)	0,903 [-]	
$\gamma_{M1}$	1,10 [-]	
Contributo resistente dell'anima $V_{bf,Rd}$ UNI EN 1993-1-5 paragrafo 5.3	13118,420 [kN]	
Trascurare il contributo delle piattabande? (Teoria delle bande diagonali) (S/N)		
Contributo resistente delle piattabande secondo UNI EN 1993-1-5 paragrafo 5.4:		
$V_{bf,Rd}$	0,000 [kN]	

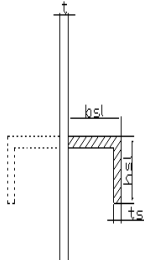
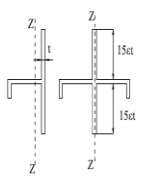
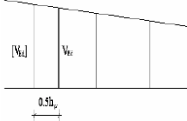



Figura C4.2.12 – Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

CARATTERISTICHE TRAVE E SOLLECITAZIONI				Foglio 16 di 18	
Spessore piattabanda sup	tfs	40	[mm]		
Larghezza piattabanda sup	bfs	1.000	[mm]		
Spessore piattabanda inf	tfi	45	[mm]		
Larghezza piattabanda inf	bfi	1.100	[mm]		
Area piattabanda sup	Afs	40.000	[mm <sup>2</sup> ]		
Area piattabanda inf	Afi	49.500	[mm <sup>2</sup> ]		
Spessore della piattabanda di minima resistenza assiale tf		40	[mm]		
Larghezza piattabanda assunta nel calcolo bf		1.000	[mm]		
Tensione di snervamento piattabande fyf		355	[MPa]		
$\gamma_{M1}$		1,10	[-]		
Distanza tra le cerniere plastiche c		622,21	[mm]		
Distanza tra i baricentri delle piattabande hf		3.043	[mm]		
Momento resistente caratteristico delle sole piattabande M <sub>f,k</sub>		43.204	[kNm]		
$\gamma_{M0}$		1,05	[-]		
Momento resistente di progetto delle sole piattabande M <sub>f,Rd</sub>		41.146	[kNm]		
Momento resistente di progetto ridotto in presenza di sforzo assiale M <sub>f,Rd</sub>		34.481	[kNm]		
Azioni sollecitanti allo stato limite ultimo nella sezione di verifica:					
Taglio sollecitante V <sub>Ed,SLU</sub>		6.071	[kN]		
Azione assiale sollecitante N <sub>Ed,SLU</sub>		4.902	[kN]		
Momento flettente sollecitante M <sub>Ed,SLU</sub>		49.240	[kNm]		
Controllo dell'azione flettente					
M <sub>Ed</sub> /M <sub>f,Rd</sub>	=	1,43	[-]		
Le piattabande sono completamente impegnate dal momento flettente: V <sub>b,Rd</sub> = 0.					
Resistenza a stabilità per taglio:					
V <sub>b,Rd</sub> = V <sub>bw,Rd</sub> + V <sub>bf,Rd</sub>		13.118	[kN]		
Coefficiente di utilizzo per instabilità a taglio:					
$\eta_s = V_{Ed}/V_{b,Rd}$	=	0,46	[-]	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>	
<b>Verifica dei requisiti di rigidezza degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.3.3)</b>					
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IRRIDITORE</b>					
Spessore anima t <sub>st,w</sub>		26	[mm]		
Altezza anima h <sub>st</sub>		350	[mm]		
Spessore ala t <sub>st,t</sub>		0	[mm]		
Larghezza ala b <sub>st</sub>		0	[mm]		
Irrigiditore su entrambi i lati (S/N)		N			
Area effettiva irrigiditore		9.100	[mm <sup>2</sup> ]		
Momento d'inerzia effettivo I <sub>st</sub>	=	92.895.833	[mm <sup>4</sup> ]		
$\alpha = a/h_w$		0,79	<	$\sqrt{2}$	
Momento d'inerzia limite I <sub>limite</sub>	=	125.193.106	[mm <sup>4</sup> ]		
<i>L'irrigiditore non è rigido (EN 1993-1-5: 9.3.3)</i>					
<b>Verifica dei requisiti minimi degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.2.1(5))</b>					
Pannelli irrigiditi soggetti a sola azione di compressione N <sub>Ed</sub> (assenza di azione assiale nell'irrigiditore trasversale)					
As (Area effettiva irr. + 2·15et <sup>2</sup> + t <sub>st,w</sub> t <sup>4</sup> )		26.276	[mm <sup>2</sup> ]		
Distanza tra baricentro e asse anima e		65	[mm]		
I <sub>s</sub> (inerzia di As rispetto al baricentro)		304.106.217	[mm <sup>4</sup> ]		
Lunghezza del pannello precedente a <sub>1</sub>		2.385	[mm]		
Lunghezza del pannello seguente a <sub>2</sub>		2.385	[mm]		
Luca dell'irrigiditore trasversale b		3.000	[mm]		
Difetto di rettilineità w <sub>0</sub>		7,95	[mm]		
Tensione di snervamento fyk		355	[MPa]		
$\gamma_{M1}$		1,10	[-]		
$\sigma$ critica per instabilità di colonna $\sigma_{cr,c}$		3.819,09	[MPa]		
$\sigma$ critica per instabilità di piastra $\sigma_{cr,p}$		3.880,29	[MPa]		
Rapporto $\sigma_{cr,c} / \sigma_{cr,p}$		0,98	[-]		
Ac,eff		24.679	[mm <sup>2</sup> ]		
$\sigma_{max}$		270,81	[MPa]		
N <sub>Ed</sub>		3.341,71	[kN]		
$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left( \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$	=	0,92	[MPa]		
$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 b} \geq 1,0$	=	2,13	[-]		
I <sub>s</sub> = 304.106.217 [mm <sup>4</sup> ]	≥	I <sub>st</sub> = 9.793.207 [mm <sup>4</sup> ]	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Verifica dei requisiti minimi degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.2.1(6))			
Pannelli irrigiditi soggetti a sola azione di compressione $N_{st,Ed}$ e azione assiale $N_{st,Ed}$ nell'irrigiditore trasversale			Foglio 17 di 18
Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale $N_{st,ten}$ da EN 1993-1-5: Eq. 9.48.			
Taglio di calcolo a distanza $0,5 h_w$ dal pannello soggetto alla massima azione tagliante:			
$V_{Ed}$	6.071	[kN]	
			
Forza assiale nell'irrigiditore trasversale dovuto al campo tensionale diagonale nel pannello per effetto del taglio:			
$N_{st,irr}$	$N_{st,irr} = V_{Ed} \frac{1}{\lambda_w} t \cdot h_w \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$	0	[kN] se tale azione è risulta di segno negativo si assume uguale a zero.
Se l'irrigiditore trasversale è soggetto ad azione assiale questa deve essere incrementata secondo quanto indicato in EN 1993-1-5: 9.2.1(6).			
$\Delta N_{st}$	$\Delta N_{st} = \sigma_{cr} b^2 / \pi^2$	838,53	[kN]
$\Sigma N_{st,Ed}$	$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed}$	838,53	[kN]
As (Area effettiva irr. + $2 \cdot 15et^2 + t_{st,w}t$ )	26.276	[mm <sup>2</sup> ]	
Is (inerzia di As rispetto al baricentro)	304.106.217	[mm <sup>4</sup> ]	
$e_{max}$	298	[-]	massima distanza tra lembi e baricentro
lunghezza di inflessione $l_0 = h_w$	3.000	[mm]	
Carico critico euleriano $N_{cr,st}$	70.033	[kN]	
$q_n = \frac{N_{st,Ed} e_0}{\Sigma N_{st,Ed} W_0}$	0,00	[-]	
I requisiti di rigidezza e resistenza sono soddisfatti se valgono le seguenti disuguaglianze:			
$w = W_0 \frac{1}{N_{st,Ed} - 1} (1 + 1,25q_n)$	0,00	[mm]	< $b/300 = 10,00$ [mm] -
$\sigma_{max} = \frac{N_{st,Ed} + \Sigma N_{st,Ed} e_{max} W_0}{A_{st} + \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}}} (1 + 1,11q_n)$	6,61	[MPa]	$\leq 322,73$ [Mpa] - <b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
Verifica a stabilità per compressione degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-1: 6.3)			
Tensione di snervamento $f_{yk}$	355	[MPa]	
As (Area effettiva irr. + $2 \cdot 15et^2 + t_{st,w}t$ )	26.276	[mm <sup>2</sup> ]	
Is (inerzia di As rispetto al baricentro)	304.106.217	[mm <sup>4</sup> ]	
lunghezza di inflessione $l_0 = h_w$	3.000	[mm]	
Carico critico euleriano $N_{cr,st}$	70.033	[kN]	
Snellezza adimensionale $\lambda$	0,36	[-]	
Coefficiente di imperfezione $\alpha$	0,49	[-]	
Coefficiente $\phi$	0,61		
Coefficiente di riduzione $\chi$	0,92		
Resistenza ad instabilità dell'irrigidimento	7.765,18	[kN]	
Azione sollecitante $N_{st,ten}$	0,00	[kN]	
Indice di resistenza	0,00	[-]	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>



## 11.2 Risultati

Come indicato nei precedenti paragrafi i tassi di lavoro sono stati confrontati con quelli indicati nella tabella 11.3.IX delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008, di seguito riportata:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_{vk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{vk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Si riassumono di seguito i tassi di lavoro associati ad ogni sezione dell'impalcato. Si stabilisce che le verifiche sono soddisfatte nel caso in cui l'indice di resistenza sia minore di 1,00.

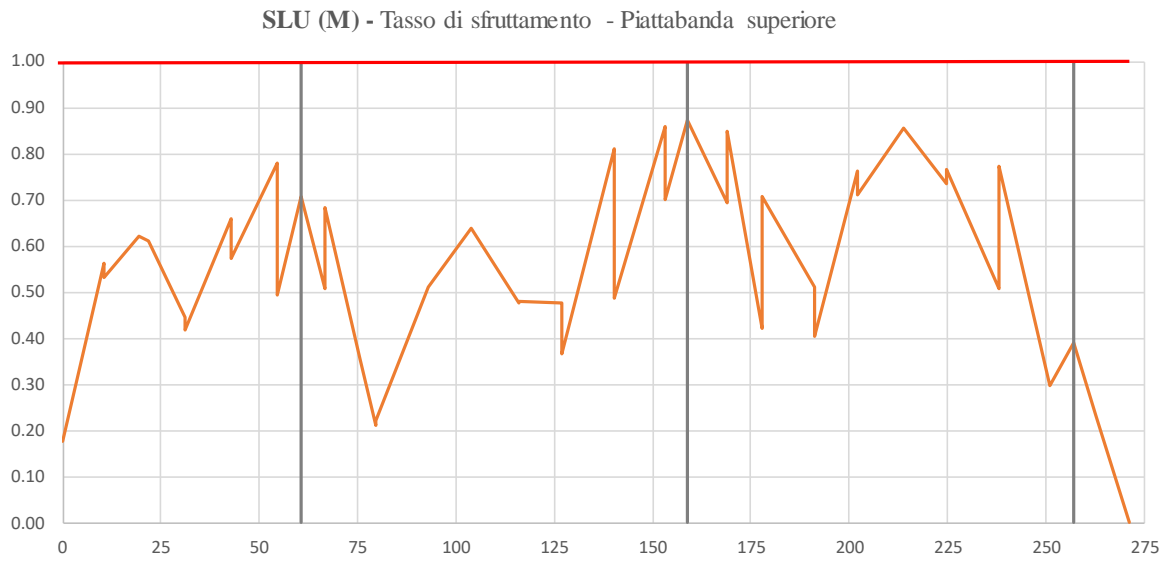
Progressiva x	C1	C1	C2	C2	C2	C3	C3	C4	C4	C5	C5	C6	C6	C6
	0	10.61	10.61	19.27	22.00	22.00	31.20	31.20	42.75	42.75	54.60	54.60	60.73	66.55
<b>SLU solo M</b>	0.18	0.56	0.53	0.62	0.61	0.61	0.45	0.42	0.66	0.57	0.78	0.49	0.71	0.51
	0.05	0.68	0.63	0.81	0.82	0.82	0.66	0.59	0.66	0.57	0.75	0.45	0.71	0.47
Tasso di sfruttamento sup	0.38	0.59	0.57	0.62	0.61	0.61	0.49	0.46	0.72	0.61	0.80	0.55	0.76	0.55
Tasso di sfruttamento inf	0.26	0.68	0.64	0.81	0.82	0.82	0.68	0.60	0.72	0.61	0.77	0.51	0.76	0.52
Tasso di sfruttamento taglio	0.41	0.24	0.27	0.16	0.17	0.17	0.29	0.26	0.44	0.35	0.37	0.34	0.44	0.34
<b>SLU - CLASSE 4 solo M</b>	0.18	0.61	0.56	0.65	0.64	0.64	0.46	0.42	0.66	0.58	0.79	0.49	0.71	0.51
	0.04	0.69	0.64	0.81	0.82	0.82	0.66	0.59	0.66	0.58	0.78	0.45	0.71	0.47
Tasso di sfruttamento sup	0.40	0.64	0.60	0.66	0.64	0.64	0.51	0.46	0.73	0.62	0.81	0.55	0.77	0.55
Tasso di sfruttamento inf	0.26	0.70	0.65	0.81	0.82	0.82	0.68	0.60	0.72	0.62	0.81	0.51	0.76	0.52
Tasso di sfruttamento taglio	0.41	0.24	0.27	0.16	0.17	0.16	0.28	0.26	0.44	0.35	0.37	0.34	0.44	0.34
<b>WEB BREATHING</b>														
web breathing INTERA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
web breathing Pannello 1	0.14	0.33	0.37	0.42	0.41	0.41	0.28	0.21	0.17	0.09	0.22	0.08	0.13	0.08
web breathing Pannello 2	0.20	0.14	0.17	0.15	0.14	0.14	0.15	0.11	0.11	0.06	0.20	0.08	0.13	0.08
<b>CONTROVENTI INF</b>	0.29	0.25	0.24	0.22	0.19	0.15	0.17	0.21	0.23	0.31	0.43	0.54	0.42	0.35
	0.29	0.24	0.24	0.22	0.19	0.15	0.17	0.21	0.23	0.31	0.43	0.54	0.42	0.35
<b>Stabilità dell'anima</b>	0.38	0.64	0.62	0.68	0.67	0.67	0.53	0.46	0.75	0.61	0.84	0.41	0.61	0.42
Pannello compresso	0.46	0.22	0.26	0.17	0.17	0.17	0.24	0.20	0.37	0.27	0.46	0.28	0.59	0.29
Pannello tesato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TAGLIO PANNELLI INT</b>	0.48	0.27	0.33	0.17	0.20	0.20	0.37	0.30	0.51	0.31	0.43	0.21	0.30	0.23

## Allargamento Viadotto Clarea - Salita – Relazione di calcolo impalcato e soletta

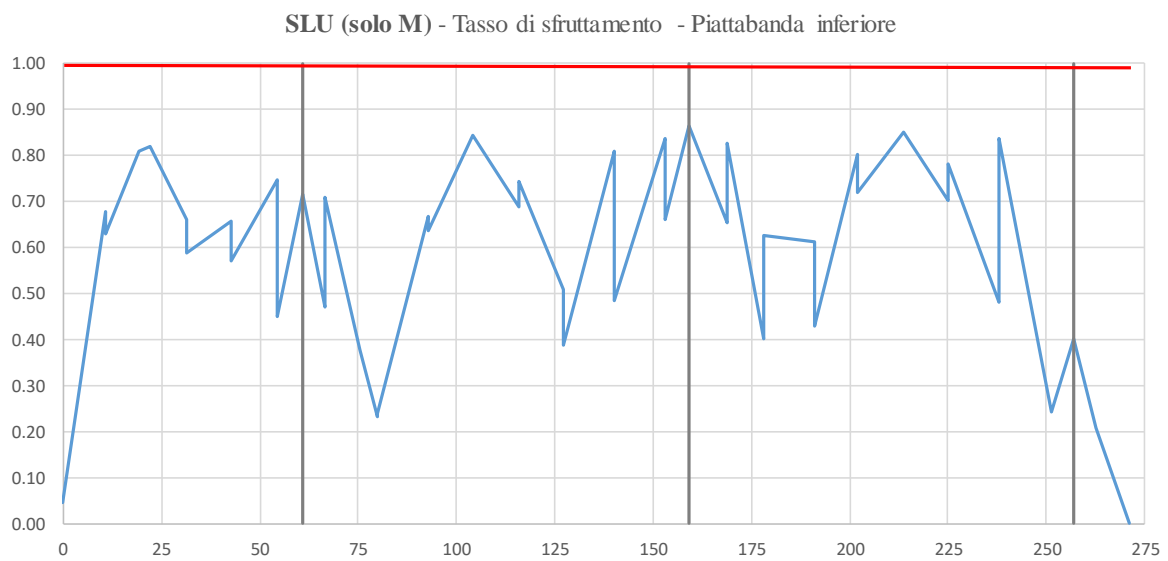
Progressiva x	C7	C7	C7	C8	C8	C9	C9	C10	C10	C11	C11	C12	C12	C13	C13	C14	C14	C14
	66.55	75.46	79.69	79.69	92.83	92.83	103.95	103.95	115.85	115.85	126.98	126.98	140.09	140.09	153.19	153.19	158.99	168.81
<b>SLU solo M</b>	0.68	0.35	0.21	0.22	0.51	0.51	0.64	0.64	0.48	0.48	0.48	0.37	0.81	0.49	0.86	0.70	0.87	0.69
	0.71	0.38	0.23	0.24	0.67	0.64	0.85	0.85	0.69	0.74	0.51	0.39	0.81	0.48	0.84	0.66	0.86	0.65
Tasso di sfruttamento sup	0.72	0.40	0.30	0.31	0.53	0.53	0.64	0.64	0.51	0.51	0.52	0.40	0.80	0.53	0.85	0.71	0.89	0.72
Tasso di sfruttamento inf	0.74	0.42	0.29	0.30	0.67	0.60	0.80	0.80	0.66	0.75	0.55	0.42	0.79	0.52	0.84	0.67	0.88	0.69
Tasso di sfruttamento taglio	0.37	0.29	0.27	0.29	0.19	0.20	0.14	0.13	0.24	0.26	0.34	0.29	0.37	0.35	0.44	0.39	0.51	0.44
<b>SLU - CLASSE4 solo M</b>	0.69	0.36	0.21	0.23	0.53	0.54	0.67	0.67	0.50	0.50	0.49	0.37	0.82	0.49	0.86	0.70	0.88	0.70
	0.76	0.40	0.23	0.24	0.67	0.64	0.85	0.85	0.69	0.75	0.55	0.41	0.84	0.48	0.83	0.65	0.86	0.65
Tasso di sfruttamento sup	0.73	0.41	0.31	0.32	0.55	0.55	0.67	0.67	0.52	0.53	0.54	0.41	0.81	0.53	0.86	0.71	0.89	0.72
Tasso di sfruttamento inf	0.79	0.44	0.29	0.30	0.67	0.61	0.80	0.80	0.66	0.75	0.60	0.44	0.83	0.52	0.83	0.67	0.87	0.68
Tasso di sfruttamento taglio	0.37	0.29	0.27	0.28	0.19	0.20	0.13	0.13	0.24	0.26	0.34	0.29	0.37	0.35	0.44	0.39	0.51	0.44
<b>WEB BREATHING</b>																		
web breathing INTERA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
web breathing Pannello 1	0.21	0.19	0.09	0.12	0.23	0.29	0.33	0.33	0.23	0.22	0.12	0.07	0.14	0.24	0.16	0.07	0.10	0.07
web breathing Pannello 2	0.18	0.06	0.08	0.10	0.13	0.17	0.11	0.11	0.09	0.09	0.13	0.06	0.15	0.03	0.14	0.08	0.10	0.08
<b>CONTROVENTIINF</b>	0.47	0.46	0.48	0.43	0.31	0.24	0.21	0.21	0.21	0.30	0.32	0.36	0.42	0.45	0.33	0.40	0.34	0.37
	0.47	0.46	0.48	0.42	0.31	0.24	0.21	0.21	0.21	0.30	0.32	0.36	0.42	0.45	0.33	0.40	0.34	0.37
<b>Stabilità dell'anima</b>	0.81	0.45	0.30	0.32	0.54	0.56	0.67	0.67	0.53	0.53	0.62	0.44	0.80	0.50	0.83	0.53	0.69	0.54
Pannello compresso	0.47	0.30	0.20	0.23	0.19	0.22	0.16	0.16	0.19	0.18	0.31	0.24	0.66	0.43	0.62	0.34	0.46	0.36
Pannello tesò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>TAGLIO PANNELLIINTC</b>	0.33	0.24	0.22	0.26	0.16	0.19	0.12	0.12	0.24	0.24	0.34	0.24	0.33	0.25	0.39	0.27	0.36	0.31
Progressiva x	C15	C15	C16	C16	C17	C17	C18	C18	C19	C19	C20	C20	C21	C21	C22	C23	C23	
	168.81	177.95	177.95	191.04	191.04	202.14	202.14	213.83	213.83	224.96	224.96	238.04	238.04	251.19	257.06	262.76	271.31	
<b>SLU solo M</b>	0.85	0.42	0.71	0.51	0.40	0.76	0.71	0.86	0.86	0.74	0.77	0.51	0.77	0.30	0.39	0.23	0.00	
	0.83	0.40	0.63	0.61	0.43	0.80	0.72	0.85	0.85	0.70	0.78	0.48	0.84	0.24	0.40	0.21	0.00	
Tasso di sfruttamento sup	0.88	0.52	0.76	0.58	0.51	0.78	0.68	0.81	0.81	0.69	0.77	0.56	0.80	0.42	0.50	0.26	0.00	
Tasso di sfruttamento inf	0.86	0.50	0.68	0.64	0.51	0.77	0.69	0.80	0.80	0.66	0.74	0.51	0.81	0.36	0.48	0.23	0.00	
Tasso di sfruttamento taglio	0.53	0.42	0.46	0.39	0.41	0.34	0.31	0.18	0.19	0.20	0.23	0.33	0.34	0.40	0.46	0.19	0.00	
<b>SLU - CLASSE4 solo M</b>	0.85	0.42	0.72	0.53	0.40	0.76	0.71	0.85	0.85	0.73	0.77	0.51	0.77	0.30	0.41	0.24	0.00	
	0.82	0.40	0.69	0.62	0.43	0.80	0.72	0.85	0.85	0.70	0.78	0.48	0.84	0.24	0.47	0.23	0.00	
Tasso di sfruttamento sup	0.88	0.52	0.77	0.60	0.51	0.78	0.68	0.80	0.80	0.69	0.77	0.56	0.81	0.43	0.52	0.27	0.00	
Tasso di sfruttamento inf	0.86	0.50	0.74	0.64	0.51	0.77	0.69	0.80	0.80	0.66	0.74	0.51	0.82	0.36	0.55	0.25	0.00	
Tasso di sfruttamento taglio	0.53	0.42	0.46	0.39	0.41	0.34	0.31	0.18	0.19	0.19	0.23	0.33	0.33	0.39	0.46	0.19	0.00	
<b>WEB BREATHING</b>																		
web breathing INTERA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
web breathing Pannello 1	0.17	0.22	0.36	0.20	0.18	0.32	0.28	0.34	0.34	0.32	0.35	0.25	0.38	0.16	0.16	0.07	0.00	
web breathing Pannello 2	0.14	0.02	0.04	0.15	0.12	0.14	0.12	0.12	0.13	0.08	0.09	0.16	0.17	0.22	0.12	0.06	0.00	
<b>CONTROVENTIINF</b>	0.59	0.58	0.60	0.54	0.45	0.41	0.19	0.24	0.30	0.32	0.56	0.62	0.67	0.64	0.45	0.20	0.20	
	0.59	0.58	0.60	0.54	0.45	0.41	0.19	0.24	0.30	0.32	0.56	0.62	0.67	0.64	0.45	0.20	0.20	
<b>Stabilità dell'anima</b>	0.86	0.49	0.71	0.60	0.52	0.78	0.68	0.77	0.77	0.68	0.76	0.57	0.81	0.44	0.47	0.22	0.00	
Pannello compresso	0.64	0.44	0.59	0.31	0.33	0.30	0.26	0.22	0.22	0.26	0.29	0.34	0.41	0.38	0.34	0.26	0.00	
Pannello tesò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
<b>TAGLIO PANNELLIINTC</b>	0.45	0.30	0.39	0.33	0.37	0.30	0.30	0.16	0.16	0.17	0.17	0.28	0.28	0.36	0.34	0.15	0.00	

## VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI - NTC 2008

## SLU - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA SUPERIORE

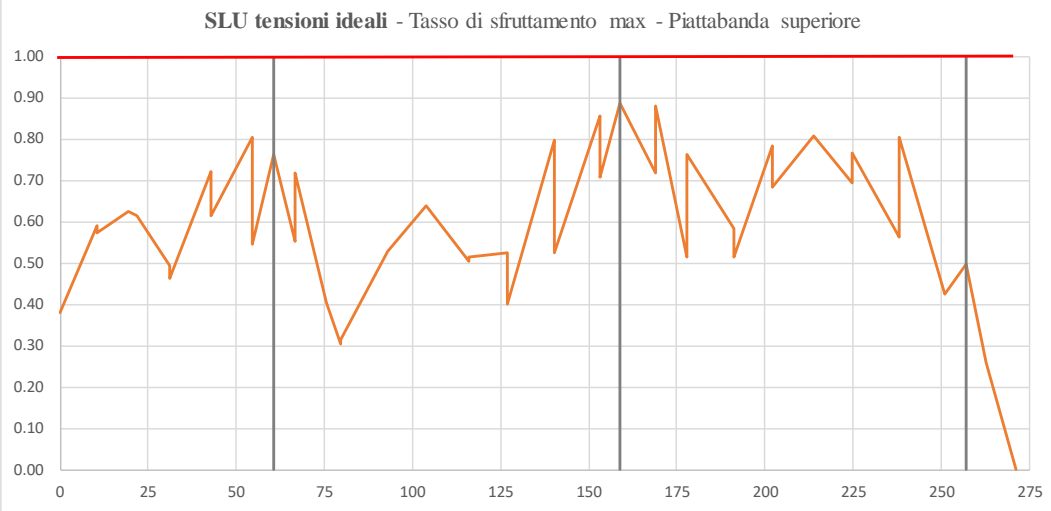


## SLU - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA INFERIORE

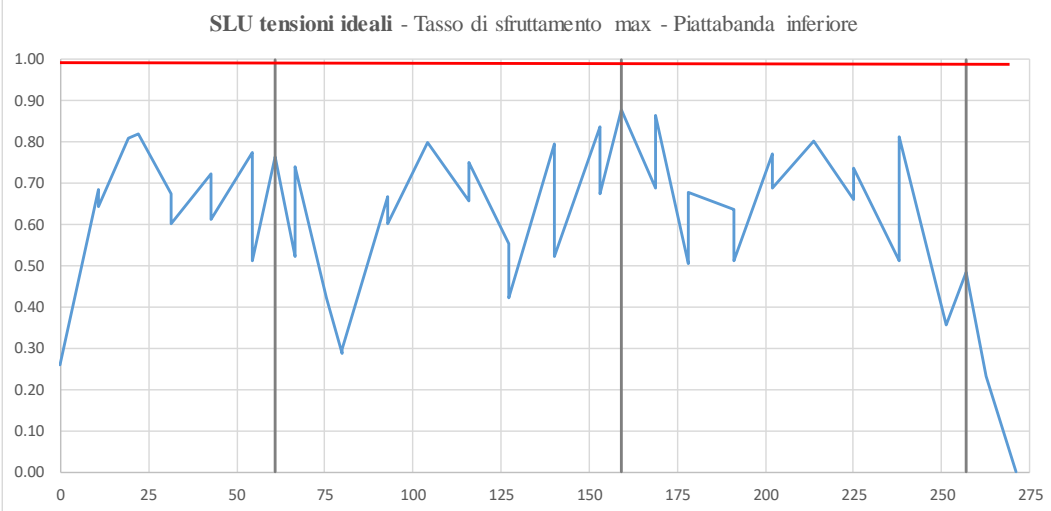


## VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI - NTC 2008

## SLU - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA SUPERIORE



## SLU - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA INFERIORE

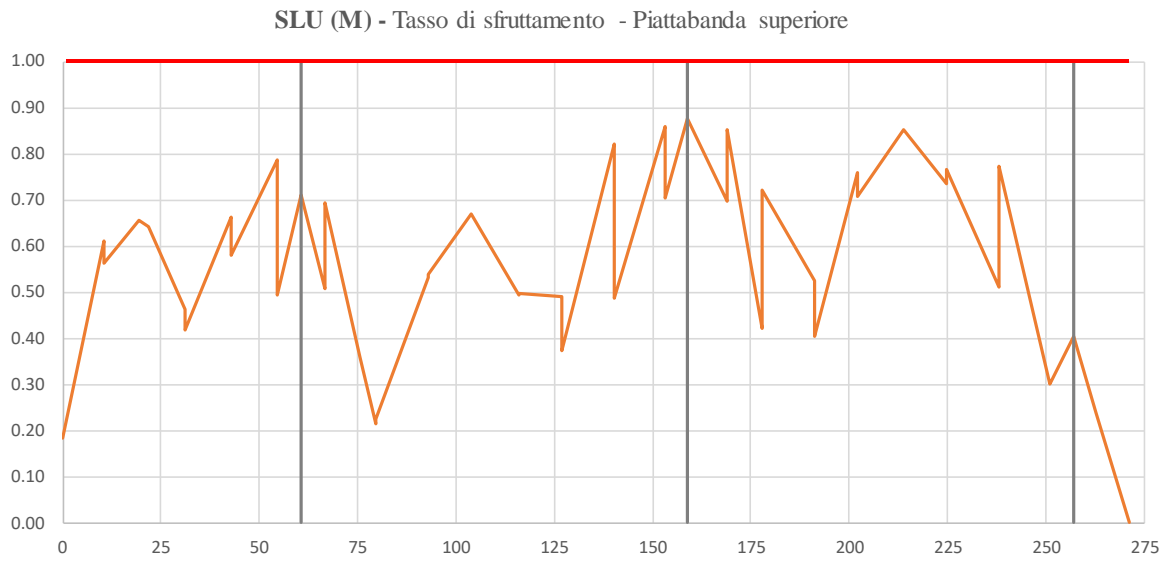


## SLU - VERIFICA A TAGLIO

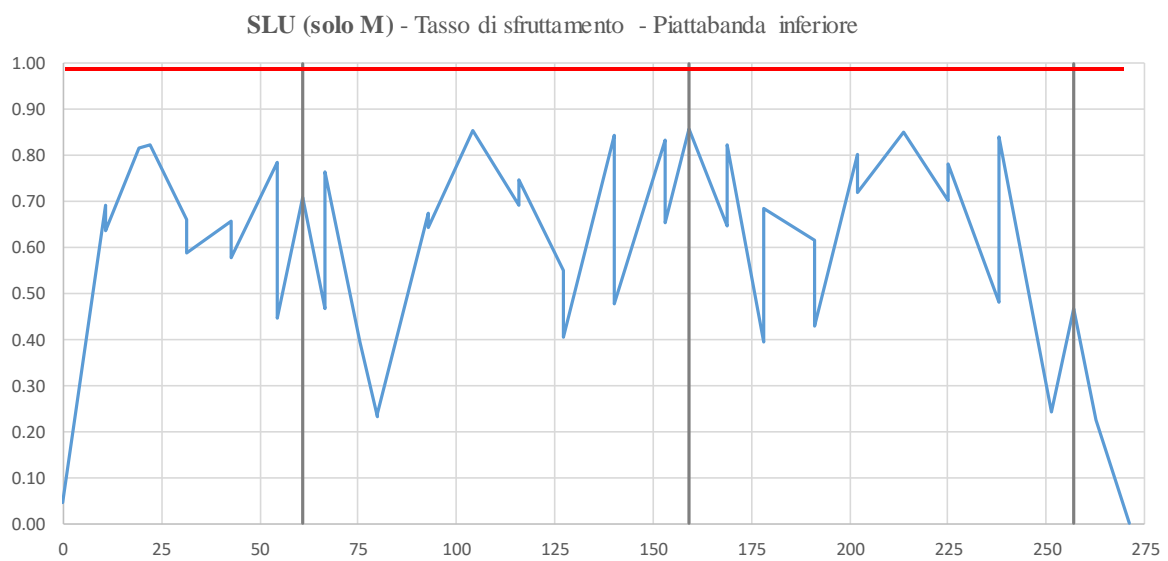


## VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI - CLASSE 4 - NTC 2008

## SLU - CLASSE 4 - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA SUPERIORE

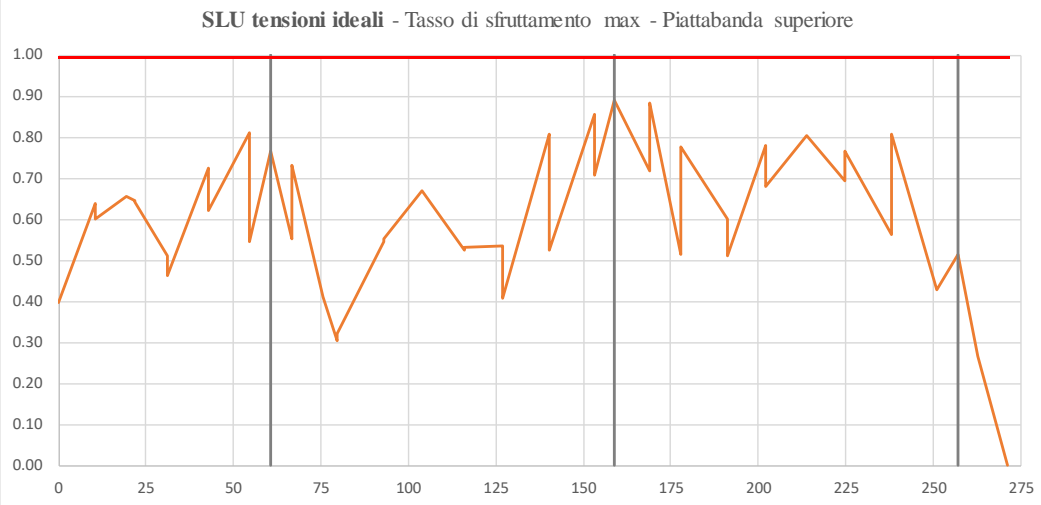


## SLU - CLASSE 4 - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA INFERIORE

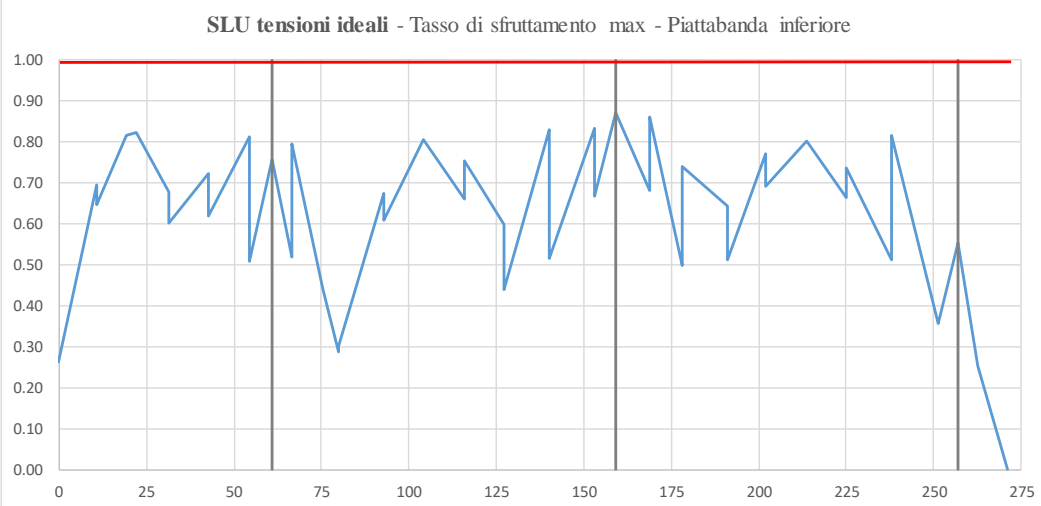


## VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI - CLASSE 4 - NTC 2008

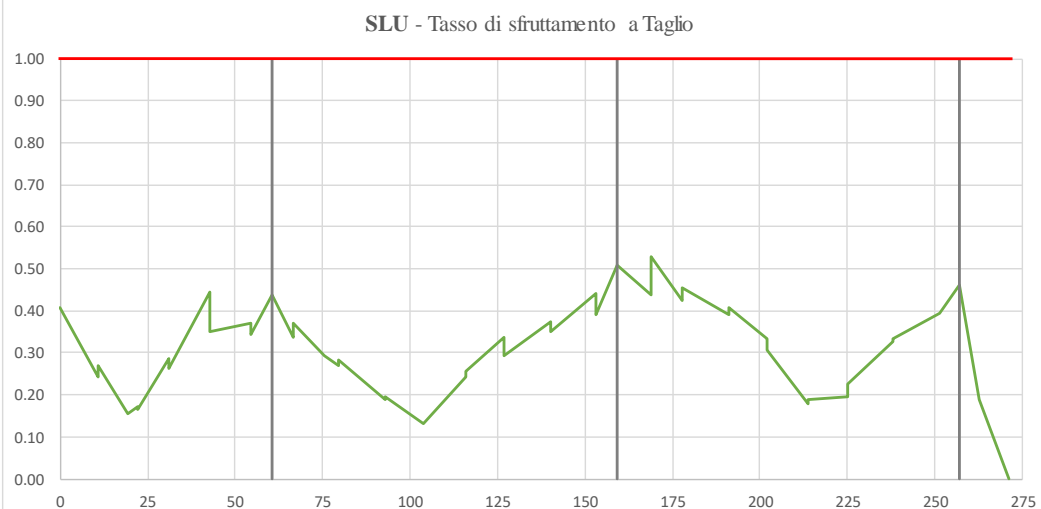
## SLU - CLASSE 4 - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA SUPERIORE



## SLU - CLASSE 4 - VERIFICA A FLESSIONE DELLA PIATTABANDA INFERIORE

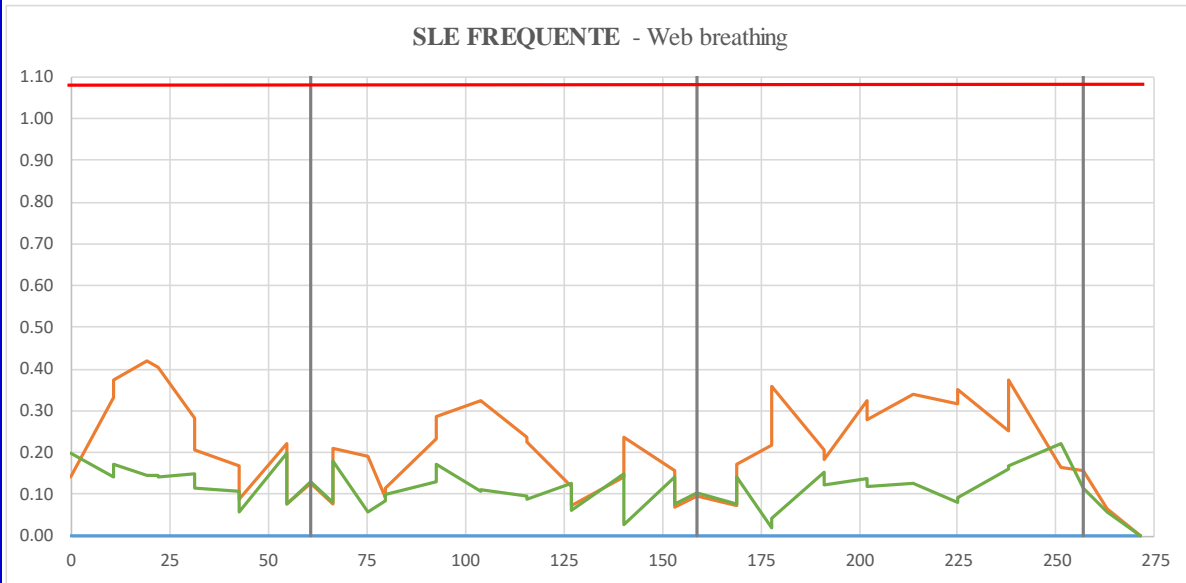


## SLU - CLASSE 4 - VERIFICA A TAGLIO



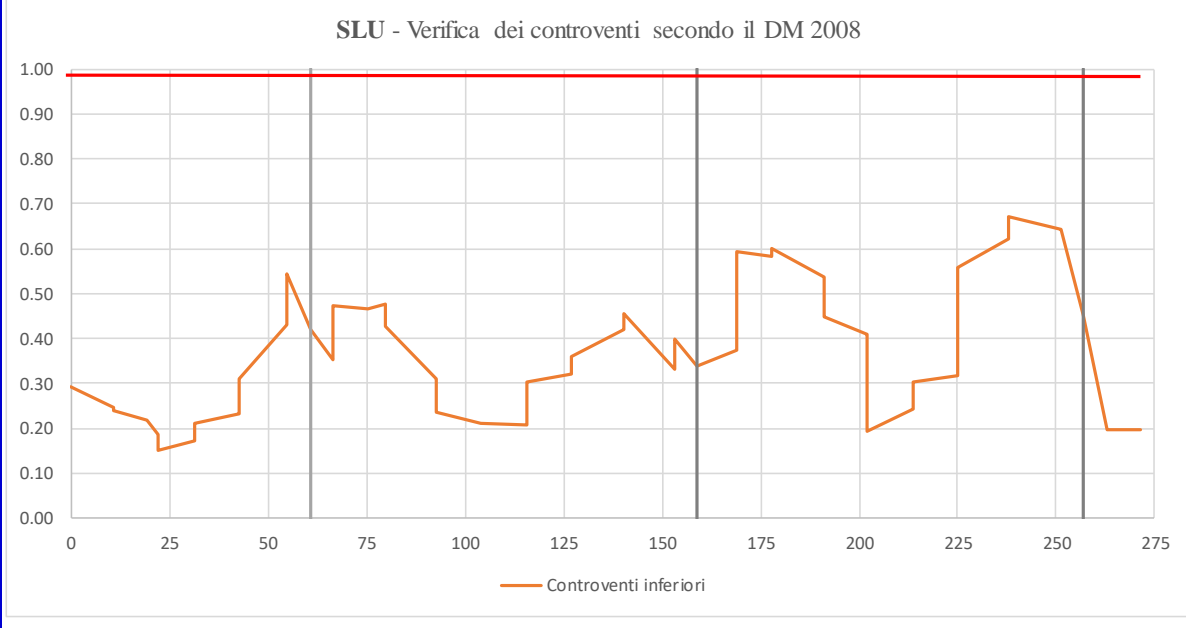
## VERIFICHE DEL RESPIRO D'ANIMA - EC4

## SLE FREQUENTE - VERIFICA WEB BREATHING



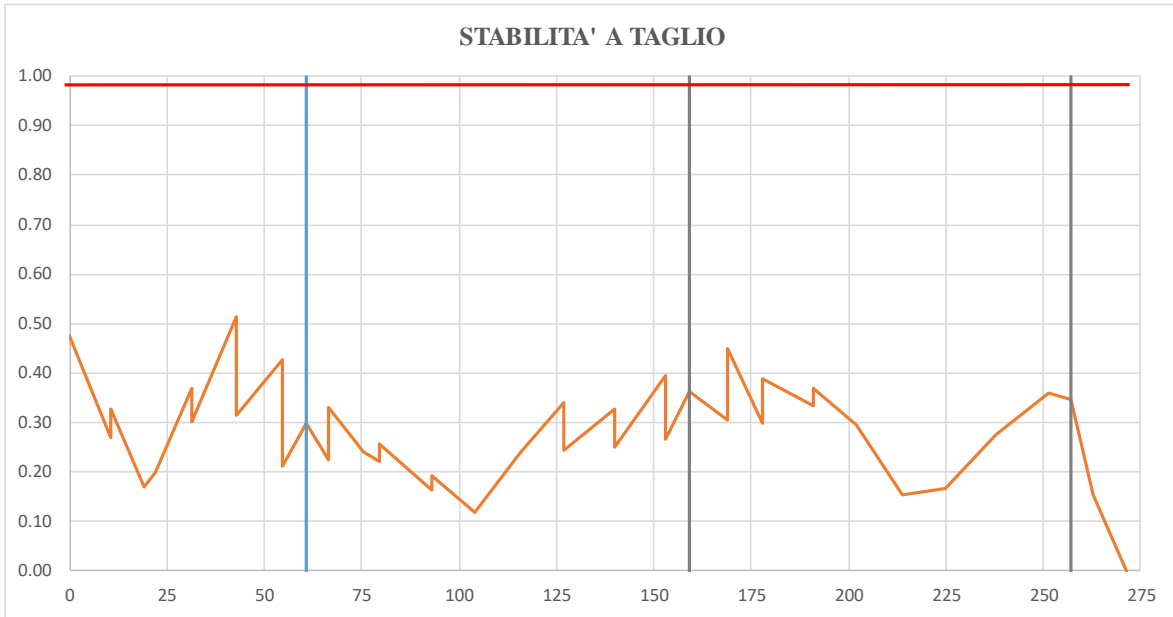
## VERIFICHE DEI CONTROVENTI

## SLU - VERIFICA CONTROVENTI

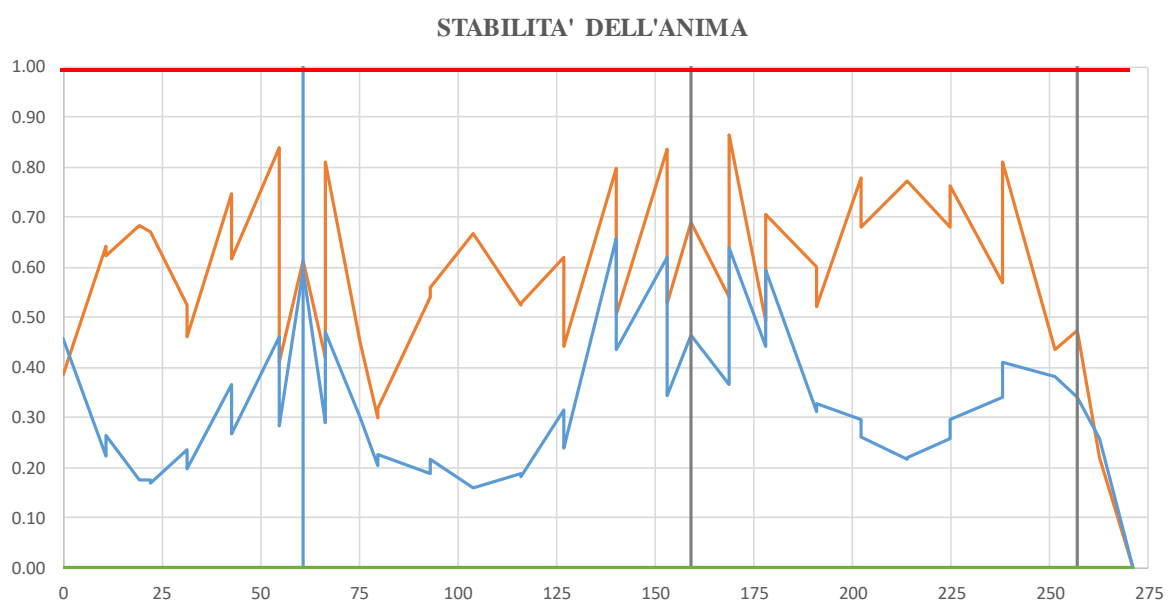


## VERIFICHE DEI PANNELLI D'ANIMA - EC4

## VERIFICA STABILITA' A TAGLIO



## VERIFICA STABILITA' DELL'ANIMA





## 12.SOLETTA

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza variabile ed uno spessore di 33 cm. Nel senso della larghezza in zona tipica è suddivisa in 2 sbalzi laterali di luce massima pari a 2,45 m e una campata centrale di luce 5,00 m, in zona di giunto si considerano sbalzi laterali di luce 1,80 m.

### 12.1 Carichi agenti e modellazione

Il calcolo delle sollecitazioni si effettua con riferimento ad una larghezza della sezione trasversale di 1 mt.

#### 12.1.1 Peso proprio

Al peso proprio della soletta reagiscono i tralicci delle predalle prefabbricate in quanto la fase di getto avverrà senza l'impiego dei puntelli.

$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad + \quad \text{peso proprio predalle}$$

$$q_{\text{soletta}} = 0,28 \cdot 25,00 = 7,00 \text{ kN/m}^2 \quad = \quad \text{peso proprio soletta}$$

$$q_{\text{TOT}} = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

#### 12.1.2 Permanenti

La sezione trasversale dell'impalcato è modellata con il codice ad elementi finiti "SAP2000" riferendosi ad una profondità unitaria.

$$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{marciapiedi}$$

$$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{massicciata stradale}$$

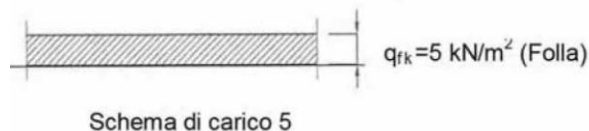
$$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{guardrail}$$

$$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{parapetto bordo ponte}$$

$$q_{\text{Smalt.acque.}} = 0,50 \text{ kN/m} \quad \text{smaltimento acque}$$

### 12.1.3 Carichi accidentali folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:



Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5 delle norme.

### 12.1.4 Carichi accidentali mezzi

#### ZONA TIPICA

Si considerano i carichi  $Q_{1k}$  e  $Q_{2k}$  previsti dal D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”. L'impronta di carico di dimensioni variabili a seconda dello schema considerato viene diffusa a livello dell'asse della soletta superiore considerando che la soletta è alta 33 cm e che lo spessore medio della pavimentazione è di 9 cm.

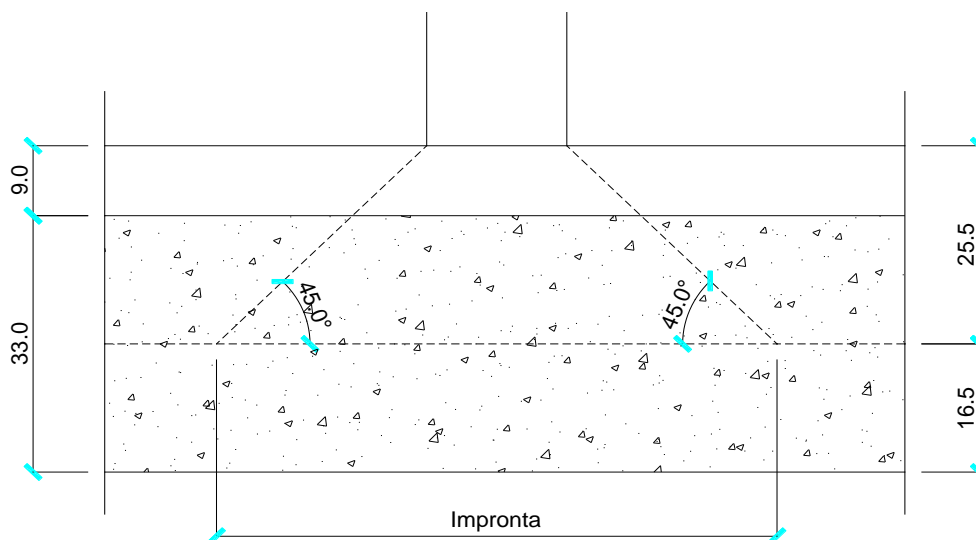


Figura 204 – Diffusione nel piano verticale

**SBALZO**

Per la verifica dello sbalzo si considera lo schema di carico più gravoso tra lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2:

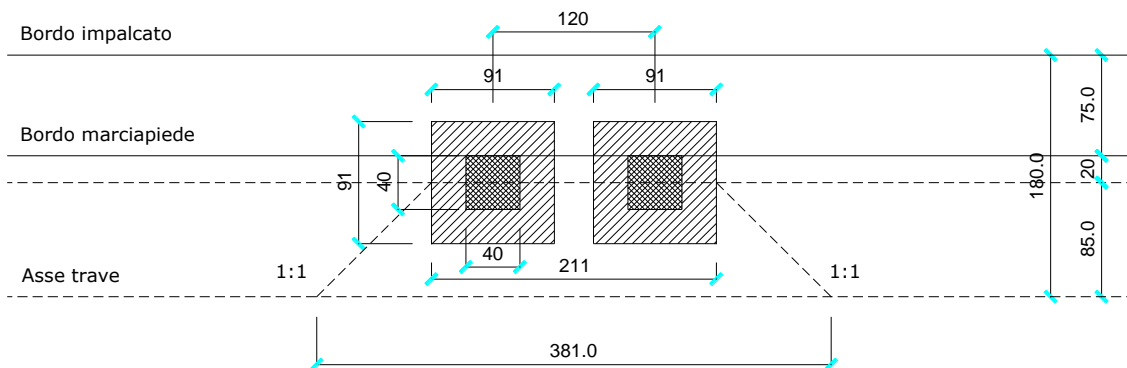
**Schema di carico 1 – Tratto da UP6 a UP7**

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 0,85} = 78,74 \text{ kN} = 7.874 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,  
 1,20 m interasse tandem,  
 0,85 m distanza asse carico / asse trave.



**Figura 205** – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da UP6 a UP7

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 7.874 \cdot 0,85 = 6.693 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{1,05^2}{2} = 496 \text{ daNm}$$

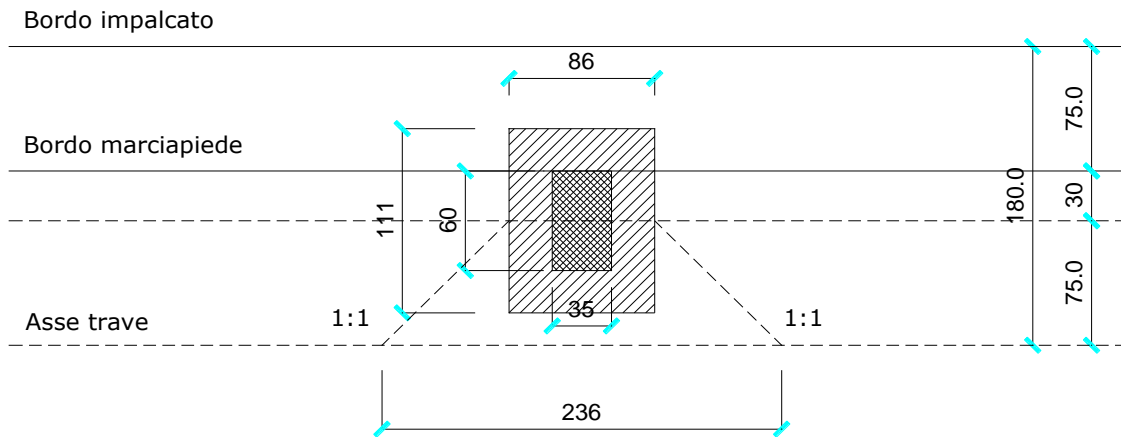
Schema di carico 2 – Tratto da UP6 a UP7

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 0,75} = 84,75 \text{ kN} = 8.475 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m      larghezza impronta,  
0,75 m      distanza asse carico / asse trave.



**Figura 206** – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da UP6 a UP7

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 8.475 \cdot 0,75 = 6.356 \text{ daNm}$$

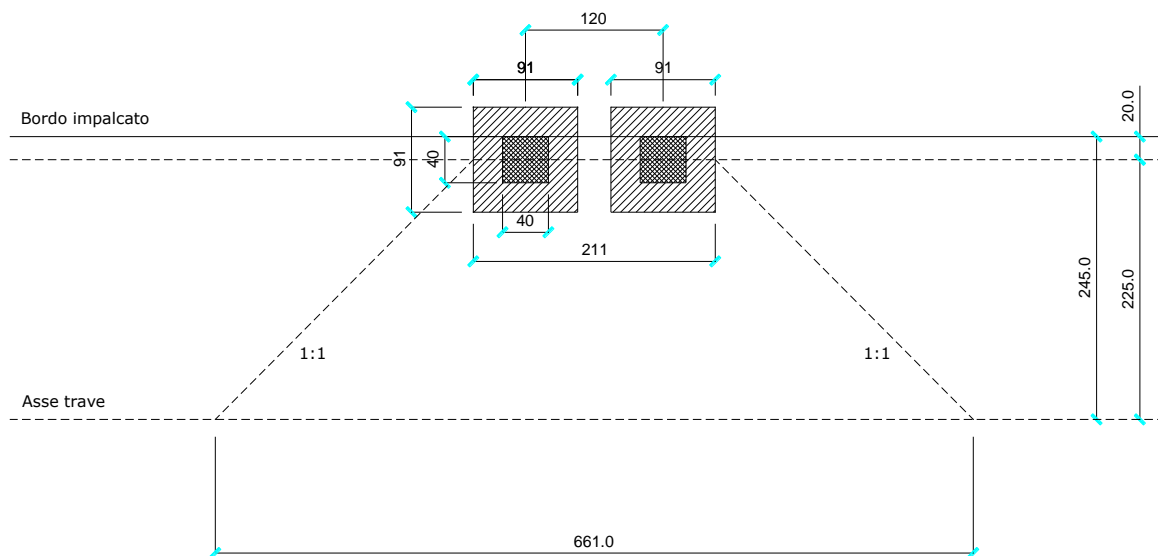
Schema di carico 1 – Tratto da UP7 alla fine

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 2,25} = 45,39 \text{ kN} = 4.539 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,  
 1,20 m interasse tandem,  
 2,25 m distanza asse carico / asse trave.



**Figura 207** – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da UP7 alla fine

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 4.539 \cdot 2,25 = 10.212 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{2,45^2}{2} = 2.701 \text{ daNm}$$

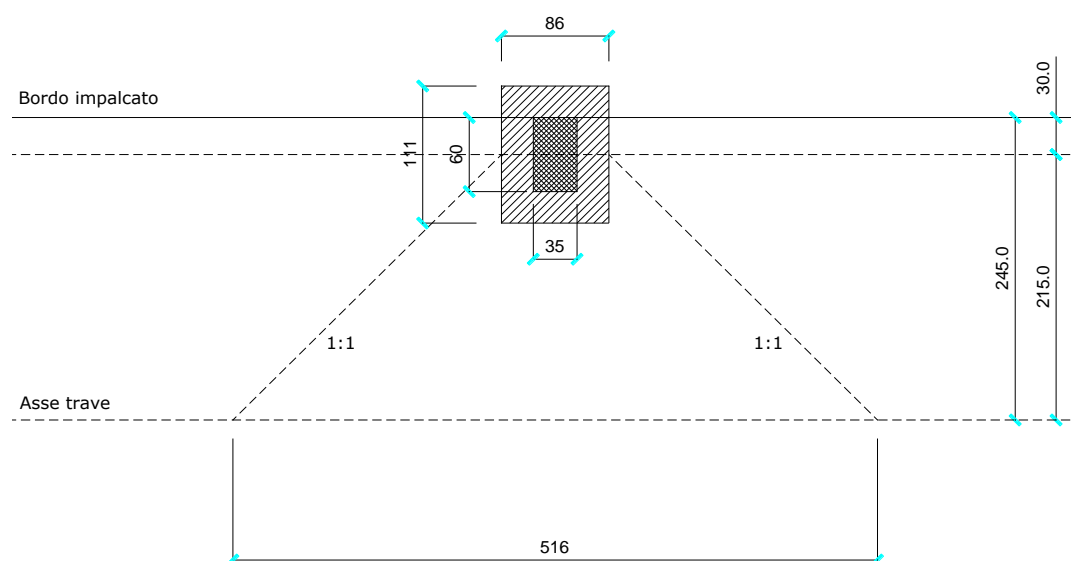
Schema di carico 2 – Tratto da UP7 alla fine

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 2,15} = 38,76 \text{ kN} = 3.876 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m      larghezza impronta,  
2,15 m      distanza asse carico / asse trave.



**Figura 208** – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da UP7 alla fine

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 3.876 \cdot 2,15 = 8.333 \text{ daNm}$$

CAMPATA

Lo schema più gravoso per la campata è lo schema di carico 1:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,91 + 1,20) + 5,00 / 2} = 65,08 \text{ kN}$$

2a Colonna di carico:

$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 + 1,20) + 5,00 / 2} = 43,39 \text{ kN}$$

dove 0,91 m è la larghezza impronta, 1,20 m interasse tandem e 5,00 m interasse tra gli appoggi.

La schematizzazione utilizzata nella modellazione è la seguente: si tratta della somma dei carichi puntali a cui si aggiungono gli effetti del carico distribuito su una larghezza unitaria.

Vehicle name:  Units:

Load Elevation:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	65,08
Fixed Length	2,		9,	65,08
Fixed Length	0,5		9,	0,
Fixed Length	0,5		2,5	43,39
Fixed Length	2,		2,5	43,39
Fixed Length	0,5		2,5	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Vehicle name:  Units:

Load Elevation:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	65,08
Fixed Length	2,		9,	65,08
Fixed Length	0,5		9,	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

## ZONA DI GIUNTO

Nelle zone terminali dell'impalcato, per la presenza del giunto, diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale.

## SBALZO

Per la verifica dello sbalzo si considera lo schema di carico più gravoso tra lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2:

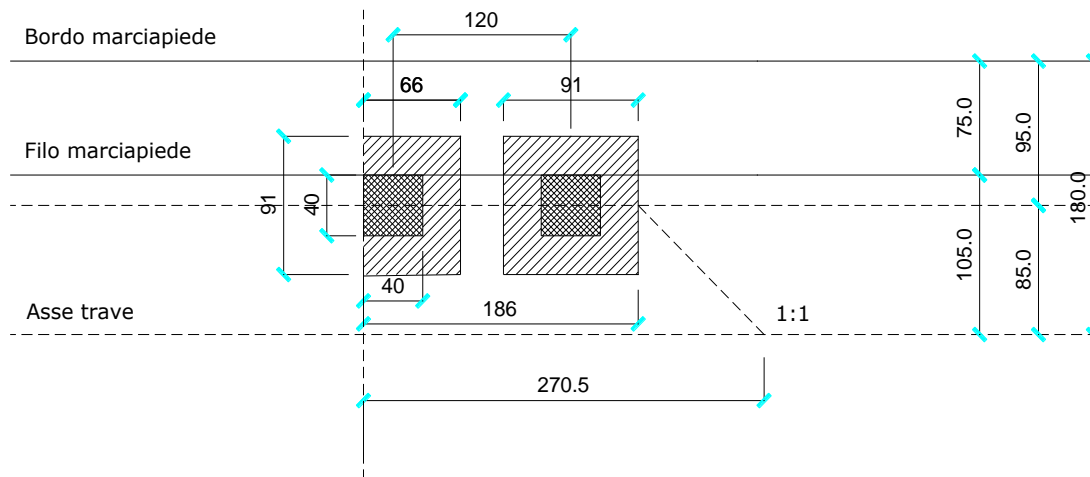
### Schema di carico 1

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{2,705} = 110,91 \text{ kN} = 11.091 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m            larghezza impronta,  
1,20 m            interasse tandem,  
0,85 m            distanza asse carico / asse trave.



**Figura 209** – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona di giunto

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 11.091 \cdot 0,85 = 9.427 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{1,05^2}{2} = 496 \text{ daNm}$$



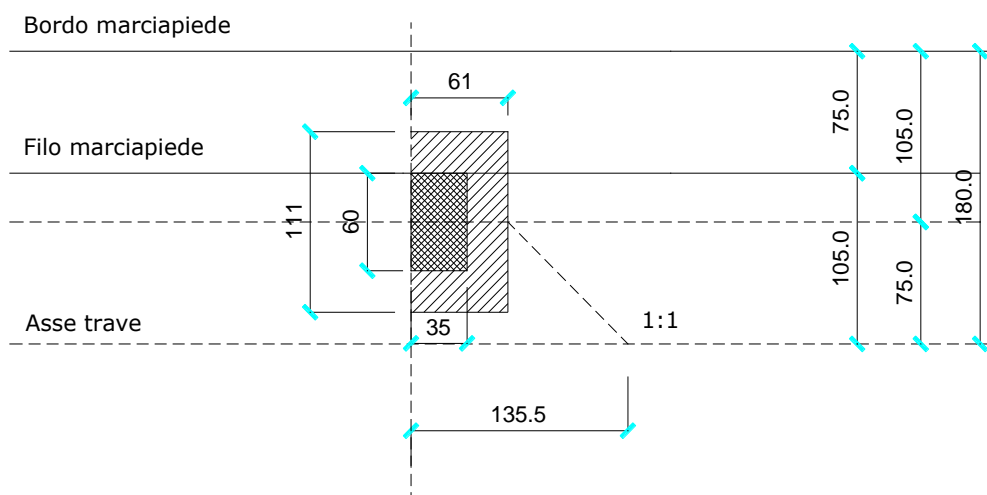
Schema di carico 2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{1,355} = 147,60 \text{ kN} = 14.760 \text{ daN}$$

Dove:

0,61 m            larghezza impronta,  
0,75 m            distanza asse carico / asse trave.



**Figura 210** – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona di giunto

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 14.760 \cdot 0,75 = 11.070 \text{ daNm}$$

CAMPATA

Lo schema più gravoso per la campata è lo schema di carico 1:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 96,62 \text{ kN}$$

2a Colonna di carico:

$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 64,41 \text{ kN}$$

dove 0,91-0,255 m è la larghezza impronta, 1,20 m interasse tandem e 5,00 m interasse tra gli appoggi.

La schematizzazione utilizzata nella modellazione è la seguente: si tratta della somma dei carichi puntali a cui si aggiungono gli effetti del carico distribuito su una larghezza unitaria.

Vehicle name:  Units:

Load Elevation:

Lloads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	96,62
Fixed Length	2,		9,	96,62
Fixed Length	0,5		9,	0,
Fixed Length	0,5	2,5	2,5	64,41
Fixed Length	2,	2,5	2,5	64,41
Fixed Length	0,5	2,5	2,5	0,

Vehicle Remains Fully In Path

Vehicle name:  Units:

Load Elevation:

Lloads

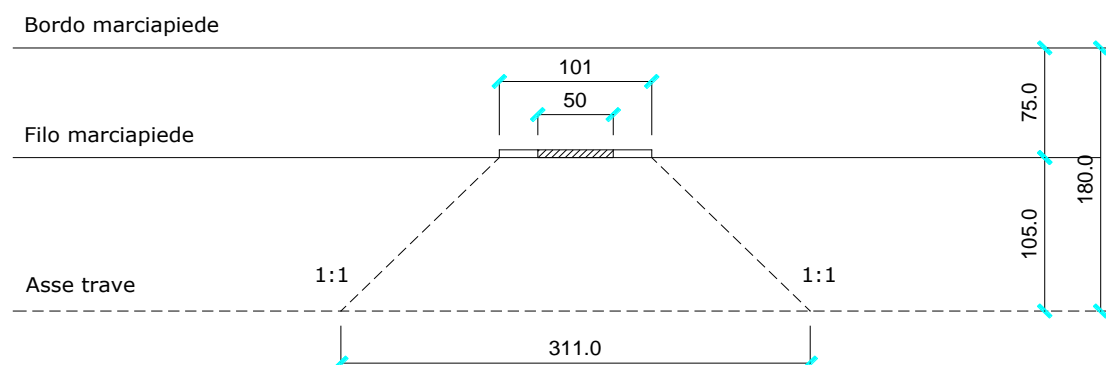
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	96,62
Fixed Length	2,		9,	96,62
Fixed Length	0,5		9,	0,

Vehicle Remains Fully In Path

### 12.1.5 Urto di veicoli in svio

#### ZONA TIPICA TRATTO da UP6 a UP7

Si considera un'azione locale dovuta all'urto di veicoli in svio, pari a 100 kN come previsto dal D.M. 14/01/2008; tale forza orizzontale trasversale è applicata a 100 cm dalla quota del piano viario su una linea lunga 50 cm e si diffonde fino a metà soletta:



*Figura 211 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona tipica*

$$N = 100/3,11 = 32,15 \text{ kN/m} = 3.215 \text{ daN/m}$$

$$M = 21,15 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 40,35 \text{ kNm/m} = 4.035 \text{ daNm}$$

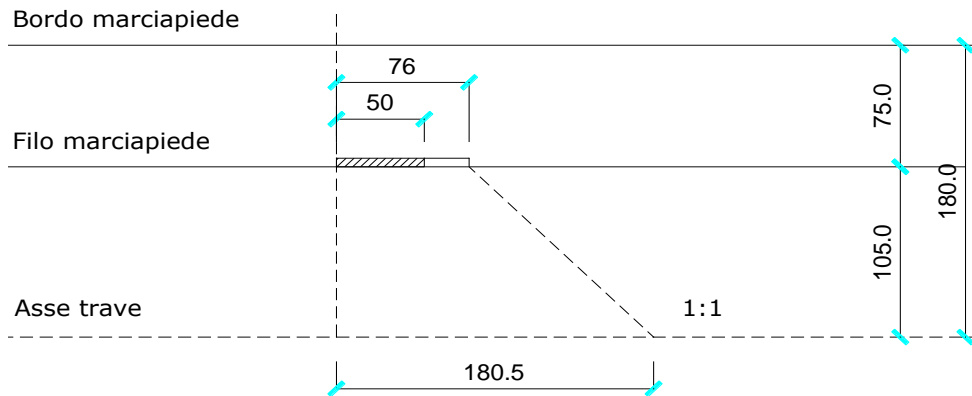
#### ZONA TIPICA TRATTO da UP7 alla fine

Non presente.

### ZONA DI GIUNTO

Si considera un'azione locale dovuta all'urto di veicoli in svio, pari a 100 kN come previsto dal D.M. 14/01/2008; tale forza orizzontale trasversale è applicata a 100 cm dalla quota del piano viario su una linea lunga 50 cm e si diffonde fino a metà soletta.

Nelle zone terminali dell'impalcato, per la presenza del giunto diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale.



*Figura 212 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona di giunto*

$$N = 100 / 1,805 = 55,40 \text{ KN/m} = 5.540 \text{ daN/m}$$

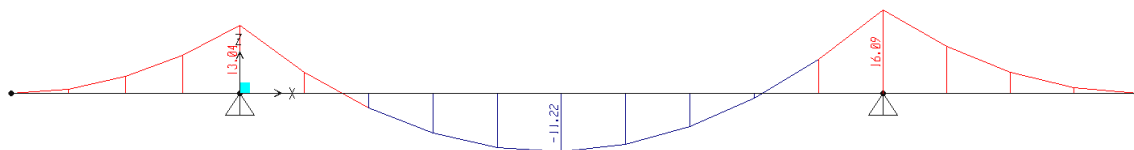
$$M = 55,40 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 69,53 \text{ KNm/m} = 6.953 \text{ daNm}$$

## 12.2 Sollecitazioni flettenti

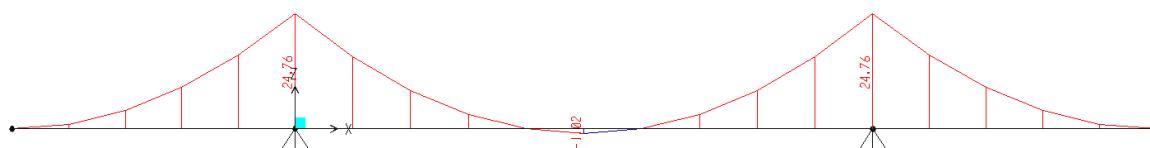
### ZONA TIPICA

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

#### Sollecitazioni flettenti – Soletta da UP6 a UP7



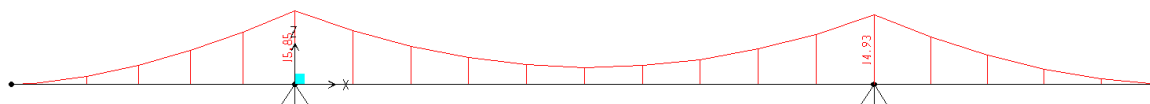
#### Sollecitazioni flettenti – Soletta da UP7 alla fine



#### Sollecitazioni flettenti - Permanenti da UP6 a UP7



#### Sollecitazioni flettenti - Permanenti da UP7 alla fine



#### Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



Tratto da UP6 a UP7

	<b>Peso Proprio</b> [daNm/m]	<b>Permanenti</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 1</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 2</b> [daNm/m]	<b>Svio</b> [daNm/m]
Sbalzo	-1.304	-737	-7.189	-6.356	-4.035
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	15.235	Non presente	Non presente

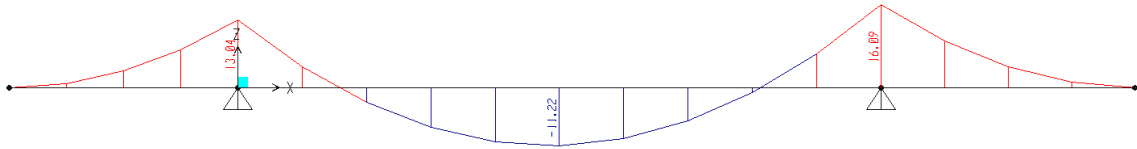
Tratto da UP7 alla fine

	<b>Peso Proprio</b> [daNm/m]	<b>Permanenti</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 1</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 2</b> [daNm/m]	<b>Svio</b> [daNm/m]
Sbalzo	-2.476	-1.585	-12.913	-8.333	Non presente
Campata	1.289 (1/16)	586 (1/16) *	15.235	Non presente	Non significativo

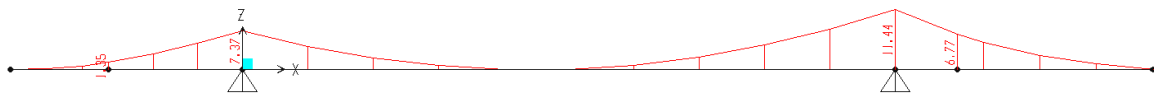
## ZONA DI GIUNTO

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

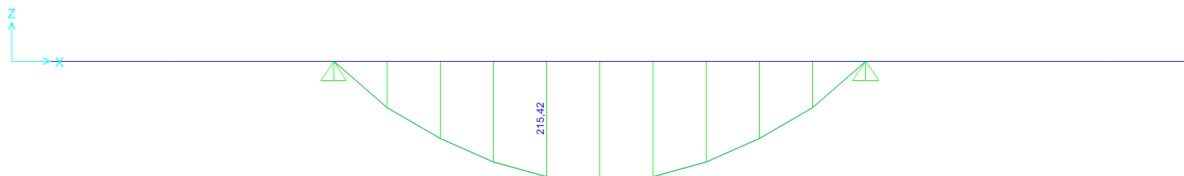
### Sollecitazioni flettenti - Soletta



### Sollecitazioni flettenti - Permanenti



### Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



	<b>Peso Proprio</b> [daNm/m]	<b>Permanenti</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 1</b> [daNm/m]	<b>Accid. Mezzi 2</b> [daNm/m]	<b>Svio</b> [daNm/m]
Sbalzo	-1.304	-737	-9.923	-11.070	-6.953
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	21.542	Non presente	Non presente

## 12.3 Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali

### 12.3.1 Sbalzo

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato.

#### 12.3.1.1 Prima Fase - Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	$= 925$ daN / m / m	

$$M = -925 \cdot \frac{2,45^2}{2} = -2.776,16 \text{ daNm/m} = 1.110,46 \text{ daNm/40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{111.046}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.572 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{111.046}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 786 \text{ daN/cm}^2$$

#### Verifica di stabilità dei ferri inferiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10,00^4 = 7.854 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 7.854}{200^2} = 406.957 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{20^2}{4} \cdot 450}{406.957}} = 0,589$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,589 - 0,2) + 0,589^2 \right] = 0,769$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,769 + \sqrt{0,769^2 - 0,589^2}} = 0,792$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{\text{G1}} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{111.046}{22,5} \cdot 10 = 66.628 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{\text{M1}}} = 0,769 \cdot \frac{450 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}}{1,10} = 197.663 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_{\text{R}} = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{197.663}{66.228} = 2,98$$



### 12.3.1.2 Seconda Fase - Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = -1.585 - 12.913 = -14.498 \text{ daNm/m} = -5.780 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.408$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.312$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -126,9$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -846,1$	daN/cm <sup>2</sup>

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo

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

Titolo: Sbalzo

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	15.21	6
			2	3.14	7
			3	6.28	22
			4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. → Metodo n  
 ← Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -57.80 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  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>  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -7.878 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  140.8 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.7038 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 x/d 0.4564  
 $\delta$  1

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso



**12.3.1.3 Verifica alle tensioni totali**

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, \text{sup.}} = 1.572 + 1.312 = 2.884 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, \text{inf.}} = -786 - 846 = -1.632 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

**12.3.1.4 Comb. Rara**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. \text{ mezzi}} = -2.476 - 1.585 - 12.913 = -16.974 \text{ daNm/m} = -6.790 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi 22/20 + \phi 22/20$
	Traliccio sup.	$\phi 20/40$
	Ferri inf.	$\phi 20/20$
	Traliccio inf.	$\phi 20/20$

**TENSIONI FERRO**

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.654$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.541$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -149$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -994$	daN/cm <sup>2</sup>

**TENSIONI CLS**  $\sigma_c = -92,55 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo

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

Titolo : Sbalzo SLE

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -67.90 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali

B450C	C32/40
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> 18.13
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> 12.25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0.7333
	τ <sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -9.255 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 165.4 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.8267 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 w/d 0.4564  
 δ 1

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = 92,55 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Ferro} \quad \sigma_s = 1.654 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.3.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = -2.476 - 1.585 - 12.913 \cdot 0,75 = -13.746 \text{ daNm / m} = -5.498 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.339$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.248$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -121$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -805$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -74,94 \text{ daN/cm}^2$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The 'Titolo' field contains 'Sbalzo SLE freq'. The 'N° strati barre' is set to 4. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'Metodo di calcolo' is 'Metodo n'. The 'Verifica' button is visible, and the 'N° iterazioni' is 3. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	15.21	6
			2	3.14	7
			3	6.28	22
			4	6.28	29.5

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.7333
		$\tau_{c1}$ 2.114

$\sigma_c$	-7.494	N/mm²
$\sigma_s$	133.9	N/mm²
$\epsilon_s$	0.6694	‰
d	27	cm
x	12.32	x/d 0.4564
$\delta$	1	

Additional parameters shown in the interface:

- Solecitazioni: S.L.U. Metodo n
- $N_{Ed}$ : 0 kN
- $M_{xEd}$ : -54.98 kNm
- $M_{yEd}$ : 0
- P.to applicazione N: Centro
- Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n
- Verifica: N° iterazioni: 3
- Precompresso:

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_1 = 0,30 \text{ mm}$  secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.3.1.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = -2.476 - 1.585 = -4.061 \text{ daNm/m} = -1.625 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi 22/20 + \phi 22/20$
	Traliccio sup.	$\phi 20/40$
	Ferri inf.	$\phi 20/20$
	Traliccio inf.	$\phi 20/20$

### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 396$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 369$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -36$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -238$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -22,15 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo

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

Titolo : Sbalzo SLE QP

N\* strati barre 4 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -16.25 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200,000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 18.13  
 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> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -2.215 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 39.57 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub> 0.1979 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 w/d 0.4564  
 δ 1

Verifica  
 N\* iterazioni: 3  
 Precompresso

### VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls } \sigma_c = 22,15 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE } w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

### 12.3.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata.

#### 12.3.2.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm} / \text{m} = 1.156,25 \text{ daNm} / 40''$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115,625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1,637 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115,625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 818 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri superiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10,00^4 = 7.854 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 7.854}{200^2} = 406.958 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{20^2}{4} \cdot 450}{406.958}} = 0,589$$

Fattore

$$\varphi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,589 - 0,2) + 0,589^2 \right] = 0,769$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,769 + \sqrt{0,769^2 - 0,589^2}} = 0,792$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{\text{G1}} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{115,625}{22,5} \cdot 10 = 69.375 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{\text{M1}}} = 0,792 \cdot \frac{450 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}}{1,10} = 101.743 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_{\text{R}} = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{101.743}{69.375} = 1,47$$



### 12.3.2.2 Seconda Fase - Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc. mezz} = 586 + 15.235 = 15.821 \text{ daNm/m} = 6.329 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 22/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -736$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -616$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.182$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.081$	daN/cm <sup>2</sup>

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica campata'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The 'Titolo' field is set to 'Campata'. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'N° strati barre' is 4. The 'P.to applicazione N' is 'Centro'. The 'Metodo di calcolo' is 'Metodo n'. The 'Verifica' button is visible, and the 'N° iterazioni' is 3. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	7.60	6
			2	3.14	7
			3	15.21	22
			4	6.28	29.5

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.7333
		$\tau_{c1}$ 2.114

$\sigma_c$	-9.697	N/mm²
$\sigma_s$	208.1	N/mm²
$\epsilon_s$	1.041	‰
d	29.5	cm
x	12.14	x/d 0.4114
		$\delta$ 0.9542

**12.3.2.3 Verifica alle tensioni totali**

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\begin{aligned}\sigma'_{s, \text{sup.}} &= -1.637 - 616 = -2.253 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_{s, \text{inf.}} &= 818 + 2.081 = 2.899 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

**12.3.2.4 Comb. Rara**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 586 + 15.235 = 17.110 \text{ daNm/m} = 6.844 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 22/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

**TENSIONI FERRO**

Ferri sup.	$\sigma_s = -788$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -659$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.266$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.229$	daN/cm <sup>2</sup>

**TENSIONI CLS**  $\sigma_c = -103,90 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica campata

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

Titolo : Campata SLE

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	15.21	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 68.44 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 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> 18.13  
 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> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -10.39 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 222.9 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1.115 ‰  
 d 29.5 cm  
 x 12.14 w/d 0.4114  
 δ 0.9542

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

Cls  $\sigma_c = 103,90 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$

Ferro  $\sigma_s = 2.229 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.3.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 586 + 0,75 \cdot 15.235 = 13.301 \text{ daNm} / \text{m} = 5.321 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 22/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -612$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -513$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 985$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 1.733$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -80,75$  daN/cm<sup>2</sup>

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica campata'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The 'Titolo' field contains 'Campata SLE freq'. The 'Tipo Sezione' section has 'Rettan.re' selected. The 'N° strati barre' is set to 4. Two tables show the reinforcement layout: one for the top layer (N° 1, b=40, h=33) and one for the bottom layer (N° 1-4, As values, and d values). The 'Sollecitazioni' section shows 'S.L.U.' selected and 'Metodo n' chosen. The 'P.to applicazione N' section has 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' section has 'S.L.U.+' and 'Metodo n' selected. The 'Materiali' section shows 'B450C' and 'C32/40' selected. The results section displays:  $\sigma_c = -8.075$  N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 173.3$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s = 0.8666$  ‰,  $d = 29.5$  cm,  $x = 12.14$  cm,  $x/d = 0.4114$ , and  $\delta = 0.9542$ . The 'Verifica' button is visible, and the 'N° iterazioni' is set to 3. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$  secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.3.2.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \Psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 586 = 1.875 \text{ daNm} / \text{m} = 750 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 22/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -86$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -72$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 139$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 244$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -11,38 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica campata

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

Titolo : Campata SLE QP

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	15.21	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 7.5 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali

B450C	C32/40
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> 18.13
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> 12.25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0.7333
	τ <sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.138 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 24.43 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.1221 ‰  
 d 29.5 cm  
 x 12.14 w/d 0.4114  
 δ 0.9542

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = 11,38 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008}$$

## 12.4 Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali

### 12.4.1 Sbalzo

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

### COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p,p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc. mezz.} = -1,35 \cdot 2.476 - 1,50 \cdot 1.585 - 1,35 \cdot 12.913 = -23.153 \text{ daNm/m} = -9.261 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo

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

Titolo: Sbalzo SLU

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -92.61 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali: B450C C32/40

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> 18.13  
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> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> -171.1 kNm

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 6.599 ‰  
d 27 cm  
x 9.357 x/d 0.3466  
δ 0.8732

RESISTENZA  $M_{Rd} = -17.110 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 1,85$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezz} + M_{svio} = -1.304 - 737 - 6.356 - 4.035 = -12.432 \text{ daNm/m} = -4.973 \text{ daNm/0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 3.215 \text{ daN/m} = 1.286 \text{ daN/0,40 m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica sbalzo

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

Titolo : Sbalzo Eccezionale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	-12.86	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-49.73	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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
 B450C C32/40

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>	18.13
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>	12.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.7333
		τ <sub>cl</sub>	2.114

M<sub>xRd</sub> -170.2 kN m

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 6.722 ‰

d 27 cm

x 9.245 x/d 0.3424

δ 0.868

Metodo di calcolo: S.L.U.-

Tipo flessione: Retta

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

RESISTENZA  $M_{Rd} = -17.020 \text{ daNm/0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 3,44$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.



### 12.4.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 586 + 1,35 \cdot 15.235 = 23.187 \text{ daNm/m} = 9.275 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 22/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

**Verifica C.A. S.L.U. - File: tipica campata**

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

Titolo: **Campata SLU**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.6	6
2	3.14	7
3	15.21	22
4	6.28	29.5

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 92.75 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

**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

M<sub>xRd</sub> 163.5 kN m

$\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  7.072 ‰  
d 29.5 cm  
x 9.767 x/d 0.3311  
 $\delta$  0.8538

RESISTENZA  $M_{Rd} = 16.350,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 1,76$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

## 12.5 Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali

### 12.5.1 Sbalzo

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato.

#### 12.5.1.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predalle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = -925 \cdot \frac{1,80^2}{2} = -1.499 \text{ daNm/m} = -600 \text{ daNm/40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{60.000}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 849 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{60.000}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 425 \text{ daN/cm}^2$$

#### 12.5.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc. mezzi}} = -737 - 11.070 = -11.807 \text{ daNm/m} = -4.723 \text{ daNm/0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi 22/20 + \phi 22/20$
	Traliccio sup.	$\phi 20/40$
	Ferri inf.	$\phi 20/20$
	Traliccio inf.	$\phi 20/20$

#### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.150$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.072$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -104$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -692$	daN/cm <sup>2</sup>

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo

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

Titolo : Sbalzo Giunto

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -47.23 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 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> 18.13  
 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> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -6.438 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 115 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.5751 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 w/d 0.4564  
 δ 1

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

### 12.5.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, \text{sup.}} = 849 + 1.072 = 1.921 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, \text{inf.}} = -425 - 692 = -1.117 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.5.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. \text{mezzi}} = -1.304 - 737 - 11.070 = -13.111 \text{ daNm/m} = -5.245 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33

CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

## TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.277$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.190$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -115$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -768$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -71,49$  daN/cm<sup>2</sup>

**Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo**

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

Titolo : Sbalzo Giunto SLE

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  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>  $f_{cd}$  18.13 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -7.149 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  127.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.6386 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 x/d 0.4564  
 $\delta$  1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

Cls  $\sigma_c = 71,49$  daN/cm<sup>2</sup> <  $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20$  daN/cm<sup>2</sup>

Ferro  $\sigma_s = 1.277$  daN/cm<sup>2</sup> <  $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600$  daN/cm<sup>2</sup>

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.



### 12.5.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezz} = -1.304 - 737 - 0,75 \cdot 11.070 = -10.344 \text{ daNm / m} = -4.138 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.008$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 939$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = -91$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -606$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -56,4 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo

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

Titolo: Sbalzo Giunto SLE freq

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

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

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -5.64 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 100.8 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.13	$\epsilon_s$ 0.5038 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	d 27 cm
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	x 12.32 x/d 0.4564
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333	$\delta$ 1
	$\tau_{c1}$ 2.114	

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,06 \text{ mm} < w_l = 0,30 \text{ mm}$  secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.5.1.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. \text{ mezzi}} = -1.304 - 737 = -2.041 \text{ daNm} / \text{m} = -817 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi 22/20 + \phi 22/20$
	Traliccio sup.	$\phi 20/40$
	Ferri inf.	$\phi 20/20$
	Traliccio inf.	$\phi 20/20$

### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 199$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = 186$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf .	$\sigma_s = -18$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = -120$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -11,14 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo

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

Titolo : Sbalzo Giunto SLE QP

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -8.17 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 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> 18.13  
 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> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.114 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 19.9 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.09948 ‰  
 d 27 cm  
 x 12.32 w/d 0.4564  
 δ 1

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = 11,14 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$



### 12.5.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata.

#### 12.5.2.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm} / \text{m} = 1.156,25 \text{ daNm} / 40''$$

ferri superiori (1 $\phi$ 20)	$\sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115,625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.637$ daN / cm <sup>2</sup>
ferri inferiori (2 $\phi$ 20)	$\sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115,625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 818$ daN / cm <sup>2</sup>

#### 12.5.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc. mezzi}} = 469 + 21.542 = 22.011 \text{ daNm} / \text{m} = 8.805 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 26/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

#### TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -1.045$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -895$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.356$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.481$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -129,70$  daN/cm<sup>2</sup>

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto campata

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

Titolo : Campata Giunto

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	21.24	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 88.05 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 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> 18.13  
 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> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -12.97 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 248.1 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1.241 ‰  
 d 29.5 cm  
 x 12.96 w/d 0.4395  
 δ 0.9893

Verifica  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

### 12.5.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, \text{sup.}} = -1.637 - 895 = -2.532 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, \text{inf.}} = 818 + 2.481 = 3.299 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.5.2.4 Comb. RARA

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. \text{mezzi}} = 1.289 + 469 + 21.542 = 23.300 \text{ daNm/m} = 9.320,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33

CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XC4 – XF2)

ARMATURA Ferri sup.  $\phi$  22/20  
 Traliccio sup.  $\phi$  20/40  
 Ferri inf.  $\phi$  26/10  
 Traliccio inf.  $\phi$  20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.  $\sigma_s = -1.106$  daN/cm<sup>2</sup>  
 Traliccio sup.  $\sigma_s = -947$  daN/cm<sup>2</sup>  
 Ferri inf.  $\sigma_s = 1.435$  daN/cm<sup>2</sup>  
 Traliccio inf.  $\sigma_s = 2.626$  daN/cm<sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -137,30$  daN/cm<sup>2</sup>

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title bar indicates the file is 'giunto campata'. The main window contains several panels:

- Titolo:** Campata Giunto SLE
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 4 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	21.24	22
4	6.28	29.5
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. Values: N<sub>Ed</sub> 0 kN, M<sub>xEd</sub> 0 kNm, M<sub>yEd</sub> 0 kNm.
- P.to applicazione N:** Centro. xN 0, yN 0.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n.
- Materiali:** B450C and C32/40. Values:  $\epsilon_{su}$  67.5‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $E_s/E_c$  15,  $\epsilon_{syd}$  1.957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3.5‰,  $f_{cd}$  18.13,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\sigma_{c,adm}$  12.25,  $\tau_{co}$  0.7333,  $\tau_{c1}$  2.114.
- Results:**  $\sigma_c$  -13.73 N/mm²,  $\sigma_s$  262.6 N/mm²,  $\epsilon_s$  1.313‰, d 29.5 cm, x 12.96, x/d 0.4395,  $\delta$  0.9893.
- Verifica:** N° iterazioni: 3. Precompresso checkbox is unchecked.

VERIFICHE TENSIONALI

Cls  $\sigma_c = 137,30$  daN/cm<sup>2</sup> <  $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20$  daN/cm<sup>2</sup>

Ferro  $\sigma_s = 2.626$  daN/cm<sup>2</sup> <  $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600$  daN/cm<sup>2</sup>

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.5.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p,p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezz} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 21.542 = 17.915 \text{ daNm} / \text{m} = 7.166 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 26/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -851$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -729$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.103$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.019$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -101,60$  daN/cm<sup>2</sup>

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto campata

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

Titolo: Campata Giunto SLE freq

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	21.24	22
4	6.28	29.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 71.66 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -10.55 N/mm²  
 $\sigma_s$  201.9 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.01 ‰  
d 29.5 cm  
x 12.96 x/d 0.4395  
 $\delta$  0.9893

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$  secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.5.2.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm} / \text{m} = 703 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 26/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -84$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio sup.	$\sigma_s = -72$	daN/cm <sup>2</sup>
Ferri inf.	$\sigma_s = 108$	daN/cm <sup>2</sup>
Traliccio inf.	$\sigma_s = 198$	daN/cm <sup>2</sup>

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -10,35 \text{ daN/cm}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto campata

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

Titolo : **Campata Giunto SLE QP**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.60	6
2	3.14	7
3	21.24	22
4	6.28	29.5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

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

Materiali  
 B450C  C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>   
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>   
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  w/d   
 δ

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = -10,35 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

## 12.6 Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali

### 12.6.1 Sbalzo

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20 + $\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 20/20
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

### COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc. mezzi} = -1,35 \cdot 1.304 - 1,50 \cdot 737 - 1,35 \cdot 11.070 = -17.811 \text{ daNm/m} = -7.124 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo**

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

**Titolo:** Sbalzo Giunto SLU

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -71.24 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Materiali**  
B450C C32/40  
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> 18.13  
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> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

**M** xRd -171.1 kN m  
σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 %  
ε<sub>s</sub> 6.599 %  
d 27 cm  
x 9.357 x/d 0.3466  
δ 0.8732

**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>o</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

RESISTENZA  $M_{Rd} = -17.110 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 2,40$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

**COMBINAZIONE ECCEZIONALE**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezz} + M_{svio} = -1.304 - 737 - 11.070 - 6.953 = -20.064 \text{ daNm/m} = -8.026 \text{ daNm / 0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 5.540 \text{ daNm/m} = 2.216 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto sbalzo

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

Titolo : **Sbalzo Giunto Eccezionale**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.21	6
2	3.14	7
3	6.28	22
4	6.28	29.5

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

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	-22.16	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-80.26	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  w/d   
δ

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett.

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

Precompresso

**Materiali**

B450C		C32/40	
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>	18.13
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>	12.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.7333
		τ <sub>c1</sub>	2.114

RESISTENZA  $M_{Rd} = -16.950 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 2,11$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.



### 12.6.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc. mezz} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 21.542 = 31.526 \text{ daNm/m} = 12.610 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 - XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi$ 22/20
	Traliccio sup.	$\phi$ 20/40
	Ferri inf.	$\phi$ 26/10
	Traliccio inf.	$\phi$ 20/20

**Verifica C.A. S.L.U. - File: giunto campata**

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

**Titolo:** Campata Giunto SLE QP

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.6	6
2	3.14	7
3	21.24	22
4	6.28	29.5

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 126.1 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Materiali**  
B450C C32/40

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> 18.13  
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> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

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

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
M<sub>xRd</sub> 196.5 kN m  
σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 4.99 ‰  
d 29.5 cm  
x 12.16 x/d 0.4122  
δ 0.9553

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

RESISTENZA  $M_{Rd} = 19.650 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA  $I_R = 1,56$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 13.EFFETTI DELLA SOLIDARIZZAZIONE AL VIADOTTO CLAREA

Gli impalcati Allargamento “Discesa” e “Salita”, previsti per la costruzione del nuovo svincolo della Maddalena sulla A32 Torino – Bardonecchia, sono due viadotti a struttura composta acciaio –cls ognuno dei quali, per un certo tratto, si affiancherà alla corrispondente via dell’esistente viadotto Clarea, realizzato con travate a cassone in c.a.p.

Al fine di evitare la messa in opera di giunti longitudinali nei tratti in affiancamento ed evitare cedimenti differenziali tra le due opere che danneggerebbero il manto stradale, le nuove strutture saranno solidarizzate alle travate esistenti connettendo le solette e mettendo in opera un opportuno numero di diaframmi di collegamento tra struttura mista e cassone in c.a.p.

In fase di progettazione si è scelto di calcolare i nuovi viadotti come isolati, trascurando gli effetti benefici di mutua collaborazione nella ripartizione dei carichi trasversali che, ad avvenuta maturazione dei nuovi getti (fasi 2 e 3 del calcolo), nasceranno tra struttura mista e cassone in c.a.p.

Tale scelta presenta il vantaggio che, per tutta la loro vita di progetto, i nuovi impalcati di svincolo, vista anche la grande complessità orografica del sito, saranno comunque autoportanti nei confronti dei carichi agenti sulla loro piattaforma, anche in assenza di solidarizzazione al viadotto Clarea. In particolare durante la costruzione, disponendo strutture in affiancamento autosufficienti, nella costruzione della soletta di collegamento con la struttura esistente, sarebbe possibile operare dai nuovi viadotti, minimizzando la cantierizzazione sul viadotto esistente.

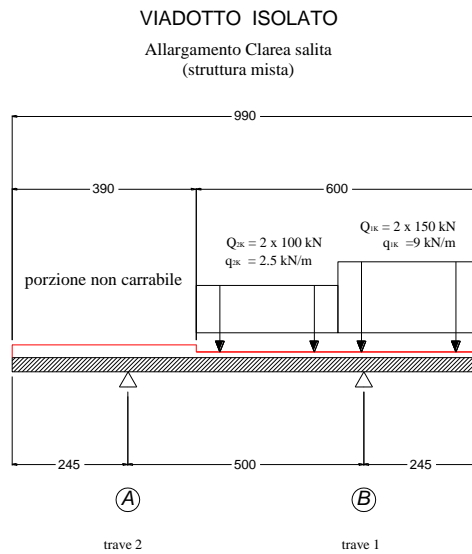
Inoltre, in caso di eventuali futuri interventi o sostituzioni delle travate in c.a.p., essi non necessiteranno di alcun intervento irrobustimento strutturale dovuto alla mancata connessione ed anzi, se necessario ed utile, potranno essere impiegati come via d’accesso per l’approvvigionamento di un eventuale cantiere sul viadotto principale.

Si osserva inoltre che, per le strutture miste, durante la fase di getto e maturazione della soletta la sezione resistente è garantita dalle sole travi metalliche. In questa fase, peraltro numericamente sempre molto significativa nel calcolo dello stato di sollecitazione finale, la struttura è, a tutti gli effetti una struttura isolata.

Volendo indagare quali effetti la solidarizzazione tra l’impalcato misto e quello in c.a.p comporti sul dimensionamento della struttura mista, si analizzano le differenti ripartizioni trasversali che conseguono alla presenza di due sezioni trasversali di differente geometria. Con riferimento al viadotto “discesa”, considerato rappresentativo di entrambi i viadotti, analizzando ad esempio i carichi da traffico, staticamente più significativi, si ottiene:

#### Azioni variabili da traffico

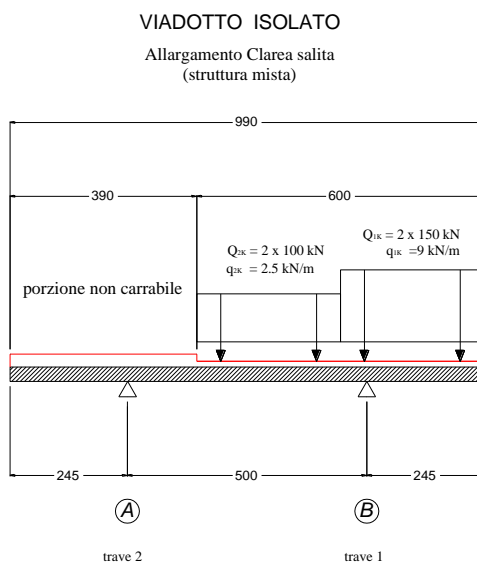
Considerando, come illustrato al par. 5.4.2.1 della relativa relazione di calcolo, considerando una striscia di fuga di 1 m di soletta e le travi sottostanti come vincoli la disposizione dei carichi da traffico che massimizza il carico sollecitante la trave 1 si ottiene con il seguente schema statico:

– Massimi carichi da traffico agenti su trave 1

	<b>R<sub>2</sub></b>	<b>R<sub>1</sub></b>
<b>Q<sub>1k</sub> [kN]</b>	25.00	475.00
<b>q<sub>ik</sub> ; q<sub>rk</sub> [kN/m]</b>	-2.05	36.55

Non avendo differenziato nel dimensionamento la trave 1 dalla 2 ne consegue che tale condizione elementare è sufficiente per il dimensionamento del viadotto come struttura isolata.

Considerando l'intera sezione solidarizzata, la disposizione dei carichi mobili che massimizza il carico sollecitante sulla trave 1 è:



	<b>R<sub>A</sub></b>	<b>R<sub>B</sub></b>	<b>R<sub>C</sub></b>	<b>R<sub>D</sub></b>
<b>Q<sub>1k</sub> [kN]</b>	48.17	447.88	116.24	-12.29
<b>q<sub>ik</sub> ; q<sub>rk</sub> [kN/m]</b>	6.65	32.68	8.24	6.18
<b>q<sub>ik</sub> ; q<sub>rk</sub> [kN/m]</b>	6.65	32.68	8.24	6.18

### Confronto carichi applicati

<b>Trave 2</b>	<b>Isolato</b>	<b>Solidarizzati</b>	<b>Δ %</b>
<b>Q<sub>1k</sub> [kN]</b>	475.00	447.88	- 5.71
<b>q<sub>k</sub>+q<sub>f</sub> [kN/m]</b>	36.55	32.68	- 10.59

Per effetto della connessione tra le due strutture si nota quindi che i carichi concentrati sollecitanti si riducono del 5.71 % mentre quelli distribuiti del 10.59 %

Si osserva quindi che l'accoppiamento dei due viadotti, grazie ad una miglior ripartizione trasversale, ha un effetto benefico sulla nuova struttura mista riducendo la quota parte di carico totale agente su di essa.

Volendo capire in via qualitativa quanto ciò influisca sul dimensionamento dell'impalcato si individuano come casi più significativi i conci di mezzera della campata di riva da 100 m ed il concio di pila IP4.

Per essi risulta:

Concio C18 (concio di mezzeria della campata di riva  $L \cong 100$  m)

Fase 1 (peso acciaio + peso soletta)	$M = 23510+22780 = 46290$ kNm
Fase 2a (permanenti)	$M = 12830$ kNm
Fase 2b (ritiro)	$M = 8520$ kNm
Fase 2c (cedimenti)	$M = 860$ kNm
Fase 3 (traffico+folla)	$M = 40550$ kNm
Vento	$M = 870$ kNm
Termica	$M = 14330$ kNm

Il momento sollecitante totale è pertanto pari a:

$$M_{TOT\ SLU} = 1.35 \times 46290 + 1.5 \times 12830 + 1.2 \times (860 + 8520) + 1.35 \times 40550 + 0.9 \times 870 + 0.9 \times 14330 = 161415 \text{ KNm}$$

Considerando, in via qualitativa, una riduzione dei carichi da traffico e folla stimata al 6% il momento sollecitante totale diventa:

$$M_{TOT\ SLU} = 1.35 \times 46290 + 1.5 \times 12830 + 1.2 \times (860+8520) + 1.35 \times 40550 \times 0.94 + 0.9 \times 870 + 0.9 \times 14330 = 158130 \text{ KNm}$$

Con una conseguente riduzione valutabile attorno al 2% circa. Ragionando in termini tensionali, per effetto della maggior rigidità in fase 3, la riduzione dello stato tensionale totale è numericamente risibile per la piattabanda superiore e pari ad un 1% per quella inferiore.

A rigore si dovrebbero computare anche le riduzioni per effetto della collaborazione sui contributi di permanenti portati, cedimenti, vento e termica; tuttavia il calcolo è stato omesso in quanto questi contributi sono numericamente meno significativi.

Similmente per il concio di pila IP4 si calcola:

Concio C14 (concio di pila IP8)

Fase 1 (peso acciaio + peso soletta)	$M = -39860 - 53080 = -92940$ kNm
Fase 2a (permanenti)	$M = -23740$ kNm
Fase 2b (ritiro)	$M = -9520$ kNm
Fase 2c (cedimenti)	$M = -1800$ kNm
Fase 3 (traffico+folla)	$M = -45250$ kNm
Vento	$M = -5690$ kNm
Termica	$M = -27250$ kNm

Il momento sollecitante totale risulta pertanto pari a:

$$M_{TOT\ SLU} = - 1.35 \times 92940 - 1.5 \times 23740 - 1.2 \times 9520 - 1.2 \times 1800 - 1.35 \times 45250 - \\ - 0.9 \times 5690 - 0.9 \times 27250 = - 265397 \text{ KNm}$$

Considerando anche in questo caso, in via qualitativa, una riduzione dei carichi da traffico + folla stimata, in via cautelativa, al 6% il momento sollecitante totale risulterebbe:

$$M_{TOT\ SLU} = - 1.35 \times 92940 - 1.5 \times 23740 - 1.2 \times 9520 - 1.2 \times 1800 - 1.35 \times 45250 \times 0.94 - \\ - 0.9 \times 5690 - 0.9 \times 27250 = - 261731 \text{ KNm}$$

Con una conseguente riduzione valutabile attorno allo 1.4% circa. Nell'ipotesi che il concio di pila sia fessurato ed abbia quindi, in tutte le fasi di calcolo, proprietà resistenti della sola trave metallica, tale riduzione percentuale si mantiene anche sullo stato tensionale totale.

E' pertanto possibile concludere che la schematizzazione impiegata per entrambi i viadotti è lecita e consente una notevole semplificazione della modellazione strutturale sovrastimando leggermente lo stato di sollecitazione totale nei viadotti a struttura mista.