

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN  
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE  
SEZIONE TRANSFRONTALIERE 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  
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER  
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION  
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

**OPERE D'ARTE  
OPERE D'ARTE MAGGIORI  
VIADOTTO RAMPA DI USCITA - VIADOTTO "B"**

| 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<br>(-)         | L.BARBERIS<br>(MUSINET ENG.)  | F.D'AMBRA<br>(MUSINET ENG.)   |
| A      | 30/09/2017 | Rèvision suite aux commentaires TELT/<br>Revisione a seguito commenti TELT | C.BELTRAMI<br>(-)         | L.BARBERIS<br>(MUSINET ENG.)  | F.D'AMBRA<br>(MUSINET ENG.)   |
| B      | 29/06/2018 | Modifica titolo progetto/<br>Modifications titre du project                | P.LESCE<br>(MUSINET ENG.) | P.D'ALOISIO<br>(MUSINET ENG.) | L.BARBERIS<br>(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>2</b> |
| Cat.Lav.<br>Cat.Trav. | Lotto/Lot |          | Contratto/Contrat |          |          |          | Opera/Oeuvre |          |          | Tratto<br>Tronçon | Parte<br>Partie |          |          |          |          |

|               |                                    |          |                   |          |                                        |          |          |                 |          |
|---------------|------------------------------------|----------|-------------------|----------|----------------------------------------|----------|----------|-----------------|----------|
| <b>E</b>      | <b>C</b>                           | <b>L</b> | <b>O</b>          | <b>C</b> | <b>0</b>                               | <b>5</b> | <b>0</b> | <b>0</b>        | <b>B</b> |
| Fase<br>Phase | Tipo documento<br>Type de document |          | Oggetto<br>Object |          | Numero documento<br>Numéro de document |          |          | Indice<br>Index |          |

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
/INTEGRATION SPECIALISTE**



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



|                        |
|------------------------|
| <b>SCALA / ÉCHELLE</b> |
| -                      |

**I PROGETTISTI/LES DESIGNERS**

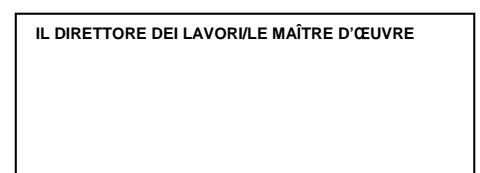


Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI  
Albo di Torino  
N° 2736

**L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR**



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



## SOMMAIRE / INDICE

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1. INTRODUZIONE .....                                                                          | 9  |
| 1.1 Impalcato in acciaio .....                                                                 | 9  |
| 1.2 Criteri di calcolo .....                                                                   | 10 |
| 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI .....                                                               | 11 |
| 2.1 Normative e standard .....                                                                 | 11 |
| 2.2 Riferimenti bibliografici .....                                                            | 12 |
| 2.3 Classe di esecuzione .....                                                                 | 13 |
| 2.3.1 Scelta della classe di esecuzione .....                                                  | 13 |
| 2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio) .....    | 14 |
| 2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione .....                                          | 15 |
| 2.4 Grado di preparazione .....                                                                | 16 |
| 3. MATERIALI .....                                                                             | 17 |
| 3.1 Acciaio .....                                                                              | 17 |
| 3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a. ....                             | 17 |
| 3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato .....                                | 17 |
| 3.1.3 Acciaio per pioli .....                                                                  | 17 |
| 3.1.4 Unioni saldate .....                                                                     | 18 |
| 3.1.5 Unioni bullonate .....                                                                   | 18 |
| 3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali .....                                            | 19 |
| 3.2.1 Premessa .....                                                                           | 19 |
| 3.2.2 Calcestruzzo per magrone .....                                                           | 19 |
| 3.2.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle) .....                           | 19 |
| 3.2.4 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle) .....                                        | 20 |
| 3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcati in struttura mista acciaio/cls ..... | 20 |
| 3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli .....                                                | 21 |
| 3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate .....                                     | 22 |
| 4. MODELLAZIONE .....                                                                          | 23 |
| 4.1 Rigidezze flessionali .....                                                                | 23 |
| 4.2 Rigidezze torsionali .....                                                                 | 23 |
| 4.3 Larghezza di soletta collaborante .....                                                    | 24 |
| 4.4 Caratteristiche geometriche .....                                                          | 26 |
| 4.4.1 Travi principali .....                                                                   | 26 |
| 4.4.2 Inerzie di continuità .....                                                              | 27 |
| 4.4.3 Traversi .....                                                                           | 28 |
| 4.4.3.1 Traverso di campata tipo DC1 .....                                                     | 28 |
| 4.4.3.2 Traverso di pile e spalle .....                                                        | 30 |
| 4.4.4 Inerzia torsionale .....                                                                 | 32 |
| 4.4.4.1 Concio C1 .....                                                                        | 33 |
| 5. ANALISI DEI CARICHI STATICI .....                                                           | 35 |
| 5.1 Impalcato metallico .....                                                                  | 35 |
| 5.2 Soletta in c.a. ....                                                                       | 36 |
| 5.3 Permanenti .....                                                                           | 37 |
| 5.4 Carico Accidentale .....                                                                   | 38 |
| 5.4.1 Carico Accidentale folla .....                                                           | 38 |

|         |                                                        |     |
|---------|--------------------------------------------------------|-----|
| 5.4.2   | Carico Accidentale mezzi .....                         | 39  |
| 5.4.2.1 | Condizioni di carico trasversali.....                  | 39  |
| 5.4.2.2 | Condizioni di carico longitudinali.....                | 43  |
| 5.4.3   | Carico Accidentale mezzi a fatica.....                 | 46  |
| 5.5     | Effetti del vento .....                                | 51  |
| 5.5.1   | Velocità di riferimento .....                          | 51  |
| 5.5.2   | Pressione di riferimento .....                         | 52  |
| 5.5.3   | Coefficiente di esposizione .....                      | 53  |
| 5.5.4   | Coefficiente di forma .....                            | 55  |
| 5.5.5   | Pressione del vento.....                               | 55  |
| 5.5.5.1 | Azione del vento a ponte scarico .....                 | 57  |
| 5.5.5.2 | Azione del vento a ponte carico .....                  | 58  |
| 5.6     | Effetti della temperatura .....                        | 59  |
| 5.6.1   | Variazione termica uniforme .....                      | 59  |
| 5.6.2   | Variazione termica differenziale trave – soletta ..... | 59  |
| 5.7     | Cedimenti differenziali .....                          | 61  |
| 5.8     | Effetti dovuti al ritiro .....                         | 62  |
| 5.8.1   | Determinazione dei parametri di ritiro.....            | 62  |
| 5.8.2   | Effetti reologici .....                                | 62  |
| 5.8.2.1 | Tempo ed ambiente.....                                 | 62  |
| 5.8.2.2 | Modulo elastico al tempo t.....                        | 62  |
| 5.8.2.3 | Coefficiente di viscosità al tempo “t” .....           | 63  |
| 5.8.2.4 | Coefficienti di omogeneizzazione.....                  | 65  |
| 5.8.3   | Calcolo della deformazione totale per ritiro .....     | 66  |
| 5.9     | Azioni sismiche .....                                  | 69  |
| 6.      | SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....                  | 70  |
| 6.1     | Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese.....      | 70  |
| 6.1.1   | Stati limite ultimi (SLU).....                         | 70  |
| 6.1.2   | Stati limite di esercizio (SLE).....                   | 70  |
| 6.1.3   | Verifiche allo stato limite di fessurazione.....       | 71  |
| 6.2     | Valutazione della sicurezza .....                      | 72  |
| 6.3     | Combinazione dei carichi .....                         | 73  |
| 6.3.1   | Combinazioni SLU e in esercizio .....                  | 76  |
| 6.3.2   | Combinazioni sismiche.....                             | 77  |
| 6.4     | Modelli strutturali .....                              | 78  |
| 7.      | ANALISI DEGLI ELEMENTI .....                           | 81  |
| 7.1     | Sollecitazioni .....                                   | 81  |
| 7.1.1   | Acciaio – fase 1.....                                  | 81  |
| 7.1.2   | Soletta – fase 1 .....                                 | 85  |
| 7.1.3   | Permanenti – fase 2a .....                             | 89  |
| 7.1.4   | Cedimenti – fase 2c.....                               | 93  |
| 7.1.5   | Accidentali mezzi – fase 3 .....                       | 97  |
| 7.1.6   | Accidentali folla – fase 3 .....                       | 101 |
| 7.1.7   | Vento – fase 3 .....                                   | 105 |
| 7.1.8   | Temperatura – fase 3.....                              | 109 |
| 7.1.9   | Ritiro – fase 2b.....                                  | 113 |
| 7.2     | Verifiche travi.....                                   | 117 |
| 7.2.1   | Modalità di verifica.....                              | 126 |

|         |                                                            |     |
|---------|------------------------------------------------------------|-----|
| 7.3     | Verifiche traversi di campata tipo DC1 .....               | 127 |
| 7.3.1   | Correnti .....                                             | 129 |
| 7.3.1.1 | Verifica bulloni a taglio .....                            | 130 |
| 7.3.1.2 | Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....  | 130 |
| 7.3.1.3 | Verifica a rifollamento dell'angolare .....                | 130 |
| 7.3.2   | Diagonali .....                                            | 131 |
| 7.3.2.1 | Verifica bulloni a taglio .....                            | 132 |
| 7.3.2.2 | Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....  | 132 |
| 7.3.2.3 | Verifica a rifollamento dell'angolare .....                | 132 |
| 7.4     | Verifiche traversi di pila e spalle .....                  | 133 |
| 7.4.1   | Correnti .....                                             | 135 |
| 7.4.1.1 | Verifica bulloni a taglio .....                            | 136 |
| 7.4.1.2 | Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....  | 136 |
| 7.4.1.3 | Verifica a rifollamento dell'angolare .....                | 136 |
| 7.4.2   | Diagonali.....                                             | 137 |
| 7.4.2.1 | Verifica bulloni a taglio .....                            | 138 |
| 7.4.2.2 | Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....  | 138 |
| 7.4.2.3 | Verifica a rifollamento dell'angolare .....                | 138 |
| 7.5     | Verifiche dei controventi superiori.....                   | 139 |
| 7.5.1.1 | Verifica bulloni a taglio .....                            | 143 |
| 7.5.1.2 | Verifica a rifollamento della piastra.....                 | 143 |
| 7.5.1.3 | Verifica a rifollamento del profilo .....                  | 143 |
| 7.6     | Verifiche dei controventi inferiori .....                  | 144 |
| 8.      | VERIFICHE PARTICOLARI.....                                 | 145 |
| 8.1     | Verifica dei connettori .....                              | 145 |
| 8.1.1   | Resistenze di calcolo dei connettori.....                  | 145 |
| 8.1.2   | Concio C1 .....                                            | 146 |
| 8.2     | Verifica di stabilità a taglio.....                        | 147 |
| 8.2.1   | Contributo dell'anima .....                                | 148 |
| 8.2.2   | Contributo delle flange.....                               | 151 |
| 8.3     | Verifica degli irrigidimenti in campata.....               | 152 |
| 8.4     | Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila .....    | 153 |
| 9.      | ANALISI DELLE DEFORMAZIONI .....                           | 155 |
| 9.1     | Contromonte .....                                          | 155 |
| 9.2     | Deformazioni massime .....                                 | 156 |
| 9.3     | Escursione dei giunti in fase statica.....                 | 156 |
| 10.     | AZIONI AGLI APPOGGI.....                                   | 157 |
| 11.     | ALLEGATI.....                                              | 158 |
| 12.     | SOLETTA.....                                               | 159 |
| 12.1    | Carichi agenti e modellazione .....                        | 159 |
| 12.1.1  | Peso proprio .....                                         | 159 |
| 12.1.2  | Permanenti.....                                            | 159 |
| 12.1.3  | Carichi accidentali folla.....                             | 160 |
| 12.1.4  | Carichi accidentali mezzi.....                             | 160 |
| 12.1.5  | Urto di veicoli in svio .....                              | 167 |
| 12.2    | Sollecitazioni flettenti .....                             | 169 |
| 12.3    | Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali ..... | 173 |

|          |                                                               |     |
|----------|---------------------------------------------------------------|-----|
| 12.3.1   | Sbalzo .....                                                  | 173 |
| 12.3.1.1 | Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....                     | 173 |
| 12.3.1.2 | Seconda Fase – Soletta in esercizio .....                     | 174 |
| 12.3.1.3 | Verifica alle tensioni totali .....                           | 174 |
| 12.3.1.4 | Comb. Rara .....                                              | 175 |
| 12.3.1.5 | Comb. Frequente .....                                         | 176 |
| 12.3.1.6 | Comb. Quasi permanente .....                                  | 177 |
| 12.3.2   | Campata .....                                                 | 179 |
| 12.3.2.1 | Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....                     | 179 |
| 12.3.2.2 | Seconda Fase – Soletta in esercizio .....                     | 180 |
| 12.3.2.3 | Verifica alle tensioni totali .....                           | 180 |
| 12.3.2.4 | Comb. Rara .....                                              | 181 |
| 12.3.2.5 | Comb. Frequente .....                                         | 182 |
| 12.3.2.6 | Comb. Quasi permanente .....                                  | 183 |
| 12.4     | Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali .....    | 185 |
| 12.4.1   | Sbalzo .....                                                  | 185 |
| 12.4.2   | Campata .....                                                 | 187 |
| 12.5     | Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali ..... | 188 |
| 12.5.1   | Sbalzo .....                                                  | 188 |
| 12.5.1.1 | Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....                     | 188 |
| 12.5.1.2 | Seconda Fase – Soletta in esercizio .....                     | 188 |
| 12.5.1.3 | Verifica alle tensioni totali .....                           | 189 |
| 12.5.1.4 | Comb. Rara .....                                              | 189 |
| 12.5.1.5 | Comb. Frequente .....                                         | 190 |
| 12.5.1.6 | Comb. Quasi permanente .....                                  | 191 |
| 12.5.2   | Campata .....                                                 | 193 |
| 12.5.2.1 | Prima Fase – Getto del calcestruzzo .....                     | 193 |
| 12.5.2.2 | Seconda Fase – Soletta in esercizio .....                     | 193 |
| 12.5.2.3 | Verifica alle tensioni totali .....                           | 194 |
| 12.5.2.4 | Comb. RARA .....                                              | 194 |
| 12.5.2.5 | Comb. Frequente .....                                         | 195 |
| 12.5.2.6 | Comb. Quasi permanente .....                                  | 196 |
| 12.6     | Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali .....    | 198 |
| 12.6.1   | Sbalzo .....                                                  | 198 |
| 12.6.2   | Campata .....                                                 | 200 |

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

|                                                                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figura 1</b> – Definizione della larghezza efficace $b_{eff}$ e delle aliquote $b_{ei}$ .....                  | 24 |
| <b>Figura 2</b> – Larghezza efficace $b_{eff}$ e luci equivalenti $l_e$ per le travi continue.....                | 24 |
| <b>Figura 3</b> – Sezione trasverso di campata tipo DC1 .....                                                     | 29 |
| <b>Figura 4</b> – Sezione trasversi di pile e spalle .....                                                        | 31 |
| <b>Figura 5</b> – Schematizzazione campo controventato .....                                                      | 32 |
| <b>Figura 6</b> – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP4 a UP5.....                                  | 35 |
| <b>Figura 7</b> – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP5 a UP6.....                                  | 35 |
| <b>Figura 8</b> – Ripartizione carichi soletta da UP4 a UP5.....                                                  | 36 |
| <b>Figura 9</b> – Ripartizione carichi soletta da UP5 a UP6.....                                                  | 36 |
| <b>Figura 10</b> – Ripartizione carichi permanenti da UP4 a UP5 .....                                             | 37 |
| <b>Figura 11</b> – Ripartizione carichi permanenti da UP5 a UP6 .....                                             | 37 |
| <b>Figura 12</b> – Ripartizione carichi folla da UP4 a UP5 .....                                                  | 38 |
| <b>Figura 13</b> – Ripartizione carichi folla da UP5 a UP6 .....                                                  | 38 |
| <b>Figura 14</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1 .....                                 | 40 |
| <b>Figura 15</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2 .....                                 | 40 |
| <b>Figura 16</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R.....                                  | 41 |
| <b>Figura 17</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1 .....                                 | 41 |
| <b>Figura 18</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2 .....                                 | 42 |
| <b>Figura 19</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R.....                                  | 42 |
| <b>Figura 20</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata..... | 43 |
| <b>Figura 21</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila.....    | 44 |
| <b>Figura 22</b> – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio.....                                | 45 |
| <b>Figura 23</b> – Azione del vento a ponte scarico .....                                                         | 57 |
| <b>Figura 24</b> – Azione del vento a ponte carico.....                                                           | 58 |
| <b>Figura 29</b> – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta .....                                          | 71 |
| <b>Figura 30</b> – Impalcato vista 3d.....                                                                        | 79 |
| <b>Figura 31</b> – Impalcato vista campata da UP4 a UP5 con numerazione frame .....                               | 80 |
| <b>Figura 32</b> – Impalcato vista campata da UP5 a UP6 con numerazione frame .....                               | 80 |
| <b>Figura 33</b> – Momento flettente per peso proprio acciaio.....                                                | 81 |
| <b>Figura 34</b> – Azione di taglio per peso proprio acciaio .....                                                | 81 |
| <b>Figura 35</b> – Azione torcente per peso proprio acciaio.....                                                  | 81 |
| <b>Figura 36</b> – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....                | 82 |
| <b>Figura 37</b> – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva.....                | 82 |
| <b>Figura 38</b> – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....                           | 83 |
| <b>Figura 39</b> – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva .....                          | 83 |
| <b>Figura 40</b> – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....                 | 84 |
| <b>Figura 41</b> – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva.....                 | 84 |
| <b>Figura 42</b> – Momento flettente per peso soletta .....                                                       | 85 |
| <b>Figura 43</b> – Azione di taglio per peso soletta.....                                                         | 85 |
| <b>Figura 44</b> – Azione torcente per peso soletta .....                                                         | 85 |
| <b>Figura 45</b> – Momento flettente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva .....                       | 86 |
| <b>Figura 46</b> – Momento flettente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva .....                       | 86 |
| <b>Figura 47</b> – Taglio per peso soletta su trave 1 – lato interno curva.....                                   | 87 |
| <b>Figura 48</b> – Taglio per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva.....                                   | 87 |
| <b>Figura 49</b> – Momento torcente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva .....                        | 88 |

|                                                                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura 50</b> – Momento torcente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva.....                   | 88  |
| <b>Figura 51</b> – Momento flettente per carichi permanenti .....                                           | 89  |
| <b>Figura 52</b> – Taglio per carichi permanenti .....                                                      | 89  |
| <b>Figura 53</b> – Azione torcente per carichi permanenti .....                                             | 89  |
| <b>Figura 54</b> – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva.....            | 90  |
| <b>Figura 55</b> – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva.....            | 90  |
| <b>Figura 56</b> – Taglio per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva .....                      | 91  |
| <b>Figura 57</b> – Taglio per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva .....                      | 91  |
| <b>Figura 58</b> – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva.....             | 92  |
| <b>Figura 59</b> – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva .....            | 92  |
| <b>Figura 60</b> – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti.....                                 | 93  |
| <b>Figura 61</b> – Taglio per carichi indotti dai cedimenti .....                                           | 93  |
| <b>Figura 62</b> – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti.....                                   | 93  |
| <b>Figura 63</b> – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva..... | 94  |
| <b>Figura 64</b> – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva..... | 94  |
| <b>Figura 65</b> – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva .....           | 95  |
| <b>Figura 66</b> – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva .....           | 95  |
| <b>Figura 67</b> – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva.....  | 96  |
| <b>Figura 68</b> – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva.....  | 96  |
| <b>Figura 69</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi .....                                    | 97  |
| <b>Figura 70</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi.....                                                | 97  |
| <b>Figura 71</b> – Azione torcente per carichi accidentali mezzi .....                                      | 97  |
| <b>Figura 72</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva          | 98  |
| <b>Figura 73</b> – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva          | 98  |
| <b>Figura 74</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva.....                | 99  |
| <b>Figura 75</b> – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva.....                | 99  |
| <b>Figura 76</b> – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva .....     | 100 |
| <b>Figura 77</b> – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva .....     | 100 |
| <b>Figura 78</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla.....                                     | 101 |
| <b>Figura 79</b> – Taglio per carichi accidentali folla .....                                               | 101 |
| <b>Figura 80</b> – Azione torcente per carichi accidentali folla.....                                       | 101 |
| <b>Figura 81</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva          | 102 |
| <b>Figura 82</b> – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva .....    | 102 |
| <b>Figura 83</b> – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva .....               | 103 |
| <b>Figura 84</b> – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva .....               | 103 |
| <b>Figura 85</b> – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva .....     | 104 |
| <b>Figura 86</b> – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva .....     | 104 |
| <b>Figura 87</b> – Momento flettente per carichi vento .....                                                | 105 |
| <b>Figura 88</b> – Taglio per carichi vento.....                                                            | 105 |
| <b>Figura 89</b> – Azione torcente per carichi vento .....                                                  | 105 |

|                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura 90</b> – Momento flettente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva .....                        | 106 |
| <b>Figura 91</b> – Momento flettente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva .....                        | 106 |
| <b>Figura 92</b> – Taglio per carichi vento su trave 1 – lato interno curva .....                                   | 107 |
| <b>Figura 93</b> – Taglio per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva .....                                   | 107 |
| <b>Figura 94</b> – Momento torcente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva .....                         | 108 |
| <b>Figura 95</b> – Momento torcente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva .....                         | 108 |
| <b>Figura 96</b> – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura .....                                    | 109 |
| <b>Figura 97</b> – Taglio per carichi indotti dalla temperatura .....                                               | 109 |
| <b>Figura 98</b> – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura .....                                      | 109 |
| <b>Figura 99</b> – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva .....               | 110 |
| <b>Figura 100</b> – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva .....              | 110 |
| <b>Figura 101</b> – Taglio per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva .....                         | 111 |
| <b>Figura 102</b> – Taglio per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva .....                         | 111 |
| <b>Figura 103</b> – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva .....               | 112 |
| <b>Figura 104</b> – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva .....               | 112 |
| <b>Figura 105</b> – Momento flettente per carichi da ritiro .....                                                   | 113 |
| <b>Figura 106</b> – Taglio per carichi da ritiro .....                                                              | 113 |
| <b>Figura 107</b> – Azione torcente per carichi da ritiro .....                                                     | 113 |
| <b>Figura 108</b> – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva .....                   | 114 |
| <b>Figura 109</b> – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva .....                   | 114 |
| <b>Figura 110</b> – Taglio per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva .....                              | 115 |
| <b>Figura 111</b> – Taglio per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva .....                              | 115 |
| <b>Figura 112</b> – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva .....                    | 116 |
| <b>Figura 113</b> – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva .....                    | 116 |
| <b>Figura 114</b> – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni ..... | 119 |
| <b>Figura 115</b> – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni ..... | 120 |
| <b>Figura 116</b> – Modellazione controventi superiori .....                                                        | 141 |
| <b>Figura 117</b> – Diagramma dell'azione assiale ui controventi superiori .....                                    | 141 |
| <b>Figura 118</b> – Tipi di irrigidimento verticale .....                                                           | 148 |
| <b>Figura 119</b> – Fattore $\chi_w$ .....                                                                          | 149 |
| <b>Figura 120</b> – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali .....                                       | 149 |
| <b>Figura 121</b> – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di $k_T$ .....                             | 149 |
| <b>Figura 122</b> – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila .....                                               | 153 |
| <b>Figura 123</b> – Diffusione nel piano verticale .....                                                            | 160 |
| <b>Figura 124</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo .....                                          | 161 |
| <b>Figura 125</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo .....                                          | 162 |
| <b>Figura 126</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo .....                                          | 164 |
| <b>Figura 127</b> – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo .....                                          | 165 |
| <b>Figura 128</b> – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona tipica .....                           | 167 |
| <b>Figura 129</b> – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona di giunto .....                        | 168 |



## 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 **B** costituente il complesso infrastrutturale.

### 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:

- 953 cm sulla sezione di pila UP4,
- 891 cm sulla sezione di pila UP5,
- 875 cm sulla sezione di pila UP6.

I cordoli esterni invece mantengono una larghezza pari a 75 cm lato interno curva e 150 cm lato esterno curva; ne consegue che la variabilità di sezione trasversale si traduce in una variabilità della larghezza della sede stradale.

La sezione trasversale poggia su due travi in acciaio aventi interasse pari a 500 cm. Si individuano pertanto due sbalzi la cui larghezza è variabile da 187 cm (sezione di pila UP6) a 225 cm (sezione di pila UP4), 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.

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

Le travi principali che costituiscono la struttura metallica sono segmentate in 9 tipologie di conci; la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi reticolari, ad interasse costante lungo le campate di circa 470 cm.

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 due campate di luce pari a 2 x 56,40 m, misurata in asse appoggi, per una lunghezza totale di 112,80 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 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

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:<br/> DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)<br/> DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)<br/> 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 (CC<sub>i</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

Acciaio tipo S355 (Fe 510)

- 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)

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

##### 3.1.3 Acciaio per pioli

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

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                                 | $f_{ctm}$      | 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-cls 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<br>(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                           | <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-clc 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<br>(comb. quasi permanente) | <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                |

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

|                                                     |                            |        |                   |
|-----------------------------------------------------|----------------------------|--------|-------------------|
| 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                   | $f_{bk}$   | 4,88  | N/mm <sup>2</sup> |
| Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls 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<br>(comb,quasi perm,) | $\sigma_c$ | 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                |

### 3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli

|                                                                     |                |        |                   |
|---------------------------------------------------------------------|----------------|--------|-------------------|
| 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-cls 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<br>(comb,quasi perm,) | $\sigma_c$     | 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>ctfm</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<br>(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  $b_{eff}$ , 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).

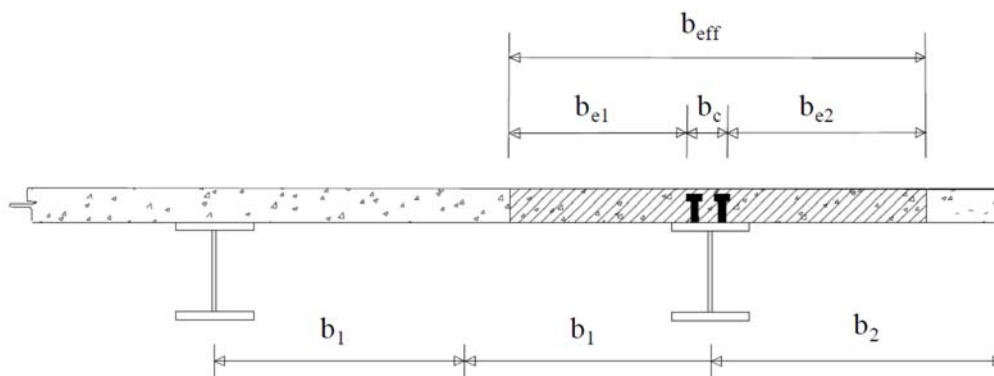


Figura 1 – Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

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

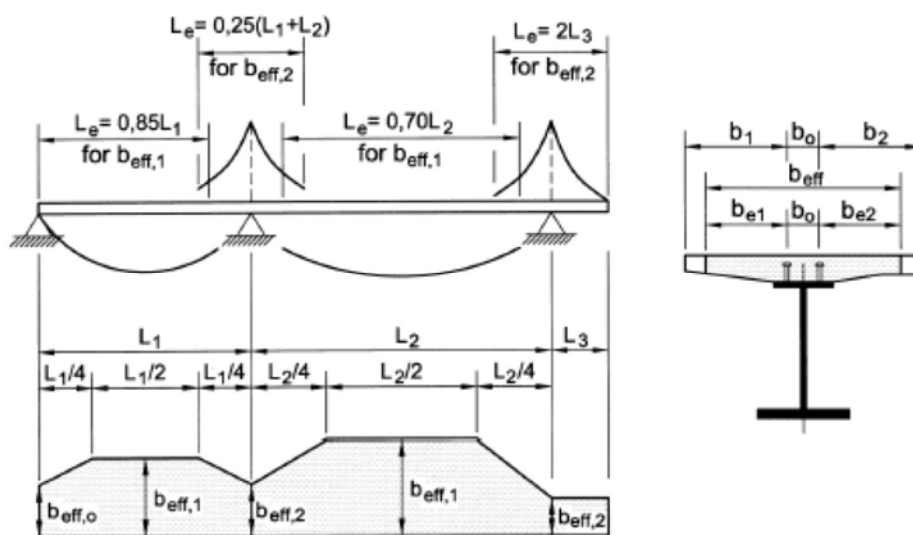


Figura 2 – Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $l_e$  per le travi continue



Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

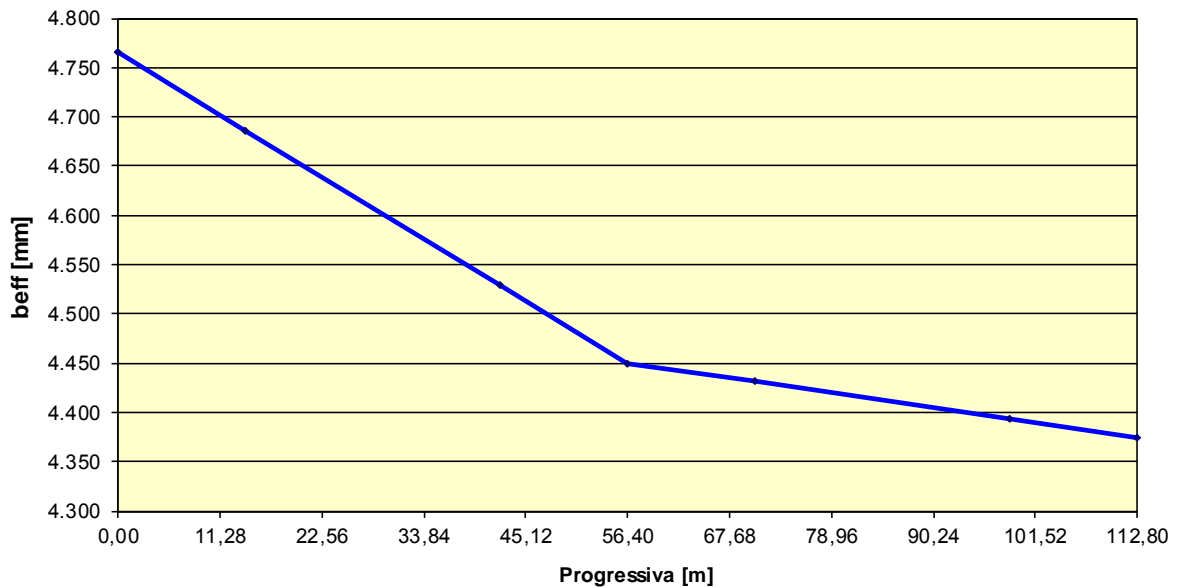
$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

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

Si ottiene:

| Travi Lateralì |         |        |        |         |         |         |          |          |        |        |           |
|----------------|---------|--------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|--------|--------|-----------|
| Campata        |         | L [m]  |        |         |         |         |          |          |        |        |           |
| 1              |         | 56,40  |        |         |         |         |          |          |        |        |           |
| 2              |         | 56,40  |        |         |         |         |          |          |        |        |           |
|                | sezione | x [m]  | Le [m] | b1 [mm] | b2 [mm] | b0 [mm] | be1 [mm] | be2 [mm] | b1 [-] | b2 [-] | beff [mm] |
| UP4            | 0       | 0,00   | 56,40  | 2.500   | 2.265   | 600     | 2.200    | 1.965    | 1,000  | 1,000  | 4.765     |
|                | 1       | 14,10  | 56,40  | 2.500   | 2.186   | 600     | 2.200    | 1.886    | -      | -      | 4.686     |
|                | 1       | 42,30  | 56,40  | 2.500   | 2.029   | 600     | 2.200    | 1.729    | -      | -      | 4.529     |
| UP5            | 2       | 56,40  | 56,40  | 2.500   | 1.950   | 700     | 2.150    | 1.600    | -      | -      | 4.450     |
|                | 1       | 70,50  | 56,40  | 2.500   | 1.931   | 600     | 2.200    | 1.631    | -      | -      | 4.431     |
|                | 1       | 98,70  | 56,40  | 2.500   | 1.894   | 600     | 2.200    | 1.594    | -      | -      | 4.394     |
| UP6            | 0       | 112,80 | 56,40  | 2.500   | 1.875   | 600     | 2.200    | 1.575    | 1,000  | 1,000  | 4.375     |

Larghezza collaborante - TRAVI LATERALI



Di seguito è esplicitato il calcolo relativo alla sezione di pila UP5:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 195 - \frac{50}{2} = 170 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,25 \cdot (5.640 + 5.640) = 352,50 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min(170; 352,50) = 170 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = \frac{500}{2} - \frac{50}{2} = 225 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,25 \cdot (5.640 + 5.640) = 352,50 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min(225; 352,50) = 225 \text{ cm}$$

Pertanto si considera:  $B = 225 + 170 + 50 = 445 \text{ cm}$

## 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 (T>)    | C2         | C3         | C4         | C4 NEG     | C5         | C6 NEG     | C6         | C7         | C8         | C8 (T>)    | C9         |
|-------------------------|-------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Modello                 | H(cm)                               | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      | 300,0      |
| ALA SUPERIORE           | spess                               | 2,6        | 3,0        | 3,0        | 3,0        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 3,0        | 3,0        | 3,0        | 2,6        |
|                         | largh                               | 70         | 80         | 80         | 80         | 80         | 80         | 90         | 80         | 80         | 80         | 80         | 80         | 70         |
| RADDOPPIO SUPERIORE     | spess                               | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        |
|                         | largh                               | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 80         | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          |
| ALA INFERIORE           | spess                               | 3,2        | 3,8        | 3,8        | 3,8        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 4,0        | 3,8        | 3,8        | 3,8        | 3,2        |
|                         | largh                               | 80         | 90         | 90         | 90         | 100        | 100        | 110        | 100        | 100        | 90         | 90         | 90         | 80         |
| RADDOPPIO INFERIORE     | spess                               | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 4,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        | 0,0        |
|                         | largh                               | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 90         | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          | 0          |
| ANIMA                   | spess                               | 1,8        | 1,6        | 1,6        | 1,6        | 2,0        | 2,0        | 2,2        | 2,0        | 2,0        | 1,6        | 1,6        | 1,6        | 1,8        |
| PREDALLE                | spess                               | 5,0        | 5,0        | 5,0        | 5,0        | 5,0        | 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         | 33         | 33         | 33         | 33         | 33         |
| SOLETTA COLLAB.         | spess                               | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       | 28,0       |
|                         | largh                               | 476,5      | 468,6      | 468,6      | 460,8      | 452,9      | 452,9      | 445,0      | 443,1      | 443,1      | 441,3      | 439,4      | 439,4      | 437,5      |
| SEZIONE METALLICA       | A (cm <sup>2</sup> )                | 968        | 1.051      | 1.051      | 1.051      | 1.304      | 1.304      | 2.105      | 1.304      | 1.304      | 1.051      | 1.051      | 1.051      | 968        |
|                         | y <sub>i</sub> (cm)                 | 139        | 136        | 136        | 136        | 141        | 141        | 142        | 141        | 141        | 136        | 136        | 136        | 139        |
|                         | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 13.362.243 | 15.946.185 | 15.946.185 | 15.946.185 | 19.813.850 | 19.813.850 | 35.540.478 | 19.813.850 | 19.813.850 | 15.946.185 | 15.946.185 | 15.946.185 | 13.362.243 |
|                         | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 210.993    | 358.950    | 358.950    | 358.950    | 504.195    | 504.195    | 1.100.585  | 504.195    | 504.195    | 358.950    | 358.950    | 358.950    | 210.993    |
|                         | J <sub>tot</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 5.488.561  | 5.453.915  | 4.685.092  | 4.685.092  | 4.731.272  | 4.892.279  | 4.910.479  | 4.892.279  | 4.731.272  | 4.685.092  | 4.685.092  | 4.870.218  | 4.870.218  |
| SOLETTA COLLAB. Fase 2a | A (cm <sup>2</sup> )                | 1.759      | 1.830      | 1.830      | 1.817      | 2.057      | 2.057      | 2.844      | 2.040      | 2.040      | 1.784      | 1.781      | 1.781      | 1.695      |
|                         | y <sub>i</sub> (cm)                 | 220        | 214        | 214        | 213        | 206        | 206        | 188        | 205        | 205        | 211        | 211        | 211        | 216        |
|                         | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 27.542.922 | 30.993.670 | 30.993.670 | 30.847.468 | 34.995.799 | 34.995.799 | 52.787.932 | 34.785.456 | 34.785.456 | 30.475.093 | 30.439.066 | 30.439.066 | 26.878.402 |
|                         | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 15.192.848 | 14.607.929 | 14.607.929 | 13.903.760 | 13.368.426 | 13.368.426 | 13.303.313 | 12.551.284 | 12.551.284 | 12.255.774 | 12.106.763 | 12.106.763 | 11.807.069 |
|                         | J <sub>tot</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 17.713.711 | 17.400.503 | 12.461.260 | 12.461.260 | 12.751.910 | 13.669.889 | 13.795.318 | 13.669.889 | 12.751.910 | 12.461.260 | 12.461.260 | 13.519.650 | 13.519.650 |
| SOLETTA COLLAB. Fase 3  | A (cm <sup>2</sup> )                | 3.106      | 3.154      | 3.154      | 3.119      | 3.336      | 3.336      | 4.102      | 3.292      | 3.292      | 3.031      | 3.023      | 3.023      | 2.931      |
|                         | y <sub>i</sub> (cm)                 | 263        | 258        | 258        | 257        | 249        | 249        | 228        | 248        | 248        | 256        | 255        | 255        | 260        |
|                         | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 35.115.314 | 39.578.635 | 39.578.635 | 39.443.674 | 45.136.422 | 45.136.422 | 67.877.139 | 44.917.660 | 44.917.660 | 39.095.079 | 39.060.976 | 39.060.976 | 34.519.857 |
|                         | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 40.666.804 | 38.835.759 | 38.835.759 | 36.934.278 | 35.241.742 | 35.241.742 | 34.051.861 | 33.035.197 | 33.035.197 | 32.484.188 | 32.081.811 | 32.081.811 | 31.524.115 |
|                         | J <sub>tot</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 19.564.458 | 19.179.374 | 13.389.230 | 13.389.230 | 13.728.788 | 14.786.985 | 14.935.335 | 14.786.985 | 13.728.788 | 13.389.230 | 13.389.230 | 14.609.622 | 14.609.622 |
| GRADIENTE TERMICO 15    | N (10E-04 N)                        | 674        | 662        | 662        | 651        | 640        | 640        | 629        | 626        | 626        | 624        | 621        | 621        | 618        |
|                         | M (10E-04 Nm)                       | 378        | 404        | 404        | 402        | 446        | 446        | 572        | 442        | 442        | 396        | 395        | 395        | 368        |
|                         | Δt/h                                | 5,1        | 4,9        | 4,9        | 4,9        | 4,7        | 4,7        | 4,0        | 4,7        | 4,7        | 4,8        | 4,8        | 4,8        | 5,1        |
| SOLETTA COLLAB. Fase 2c | A (cm <sup>2</sup> )                | 1.612      | 1.685      | 1.685      | 1.674      | 1.916      | 1.916      | 2.706      | 1.903      | 1.903      | 1.648      | 1.645      | 1.645      | 1.559      |
|                         | y <sub>i</sub> (cm)                 | 211        | 205        | 205        | 204        | 198        | 198        | 181        | 197        | 197        | 202        | 202        | 202        | 207        |
|                         | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 25.952.445 | 29.240.222 | 29.240.222 | 29.100.132 | 33.067.370 | 33.067.370 | 50.285.905 | 32.870.590 | 32.870.590 | 28.744.367 | 28.710.025 | 28.710.025 | 25.311.626 |
|                         | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 12.400.479 | 11.952.156 | 11.952.156 | 11.379.232 | 10.970.747 | 10.970.747 | 11.028.927 | 10.305.907 | 10.305.907 | 10.038.404 | 9.917.166  | 9.917.166  | 9.645.753  |
|                         | J <sub>tot</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 17.148.909 | 16.855.509 | 12.175.450 | 12.175.450 | 12.452.459 | 13.327.404 | 13.446.466 | 13.327.404 | 12.452.459 | 12.175.450 | 12.175.450 | 13.184.716 | 13.184.716 |
| SOLETTA COLLAB. Fase 2b | A (cm <sup>2</sup> )                | 1.861      | 1.929      | 1.929      | 1.915      | 2.153      | 2.153      | 2.939      | 2.134      | 2.134      | 1.878      | 1.875      | 1.875      | 1.788      |
|                         | y <sub>i</sub> (cm)                 | 225        | 219        | 219        | 218        | 211        | 211        | 192        | 210        | 210        | 217        | 216        | 216        | 221        |
|                         | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 28.488.864 | 32.044.694 | 32.044.694 | 31.896.207 | 36.173.939 | 36.173.939 | 54.368.925 | 35.957.199 | 35.957.199 | 31.517.352 | 31.480.648 | 31.480.648 | 27.816.521 |
|                         | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )   | 17.108.199 | 16.429.585 | 16.429.585 | 15.635.392 | 15.013.050 | 15.013.050 | 14.863.367 | 14.091.441 | 14.091.441 | 13.776.720 | 13.608.659 | 13.608.659 | 13.289.566 |
|                         | J <sub>tot</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 18.009.420 | 17.685.522 | 12.609.546 | 12.609.546 | 12.907.468 | 13.848.029 | 13.976.862 | 13.848.029 | 12.907.468 | 12.609.546 | 12.609.546 | 13.693.756 | 13.693.756 |
|                         | Nr.tot (kg)                         | 5,0215E+05 | 4,9383E+05 | 4,9383E+05 | 4,8555E+05 | 4,7728E+05 | 4,7728E+05 | 4,6896E+05 | 4,6695E+05 | 4,6695E+05 | 4,6500E+05 | 4,6305E+05 | 4,6305E+05 | 4,6105E+05 |
|                         | κ                                   | 7,8623E-07 | 7,3204E-07 | 7,3204E-07 | 7,2868E-07 | 6,7771E-07 | 6,7771E-07 | 6,7771E-07 | 6,7771E-07 | 6,7771E-07 | 6,7279E-07 | 6,7279E-07 | 6,7279E-07 | 6,7279E-07 |
| Δt/h                    | -7,9                                | -7,3       | -7,3       | -7,3       | -6,8       | -6,8       | -5,2       | -6,7       | -6,7       | -6,7       | -7,2       | -7,2       | -7,2       |            |

#### 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.

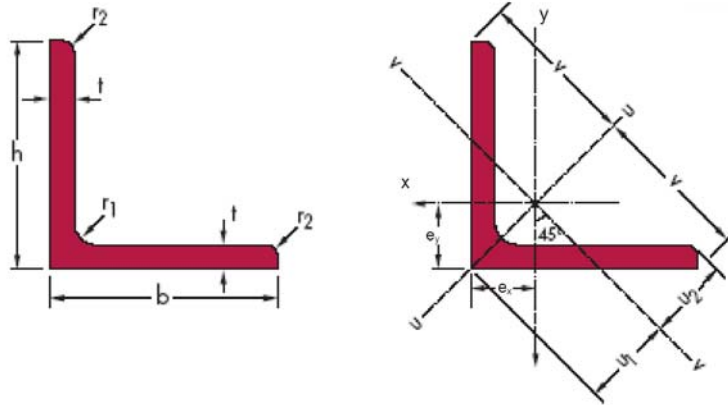
Di seguito si riportano le inerzie assunte alla base dei calcoli nelle zone interessate.

| ALLINEAMENTI 1-2                                       |                                      | C4 NEG     | C5         | C6 NEG     |
|--------------------------------------------------------|--------------------------------------|------------|------------|------------|
| Modello                                                | H(cm)                                | 300,0      | 300,0      | 300,0      |
| ALA                                                    | spess                                | 4,0        | 4,0        | 4,0        |
| SUPERIORE                                              | largh                                | 80         | 90         | 80         |
| RADDOPPIO                                              | spess                                | 0,0        | 4,0        | 0,0        |
| SUPERIORE                                              | largh                                | 0          | 80         | 0          |
| ALA                                                    | spess                                | 4,0        | 4,0        | 4,0        |
| INFERIORE                                              | largh                                | 100        | 110        | 100        |
| RADDOPPIO                                              | spess                                | 0,0        | 4,0        | 0,0        |
| INFERIORE                                              | largh                                | 0          | 90         | 0          |
| ANIMA                                                  | spess                                | 2,0        | 2,2        | 2,0        |
| PREDALLE                                               | spess                                | 5,0        | 5,0        | 5,0        |
| SOLETTA                                                | spess                                | 33         | 33         | 33         |
| SOLETTA                                                | spess                                | 28,0       | 28,0       | 28,0       |
| COLLAB.                                                | largh                                | 452,9      | 445,0      | 443,1      |
| SEZIONE<br>METALLICA                                   | A (cm <sup>2</sup> )                 | 1.304      | 2.105      | 1.304      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 141        | 142        | 141        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 19.813.850 | 35.540.478 | 19.813.850 |
|                                                        | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 504.195    | 1.100.585  | 504.195    |
|                                                        | J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 4.892.279  | 4.910.479  | 4.892.279  |
| SOLETTA<br>COLLAB.<br>16,85<br>Fase 2a                 | A (cm <sup>2</sup> )                 | 2.057      | 2.844      | 2.040      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 206        | 188        | 205        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 34.995.799 | 52.787.932 | 34.785.456 |
|                                                        | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 13.368.426 | 13.303.313 | 12.551.284 |
|                                                        | J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 13.669.889 | 13.795.318 | 13.669.889 |
| SOLETTA<br>COLLAB.<br>6,24<br>Fase 3                   | A (cm <sup>2</sup> )                 | 3.336      | 4.102      | 3.292      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 249        | 228        | 248        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 45.136.422 | 67.877.139 | 44.917.660 |
|                                                        | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 35.241.742 | 34.051.861 | 33.035.197 |
|                                                        | J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 14.786.985 | 14.935.335 | 14.786.985 |
| SOLETTA<br>COLLAB.<br>20,71<br>Fase 2c                 | A (cm <sup>2</sup> )                 | 1.916      | 2.706      | 1.903      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 198        | 181        | 197        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 33.067.370 | 50.285.905 | 32.870.590 |
|                                                        | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 10.970.747 | 11.028.927 | 10.305.907 |
|                                                        | J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 13.327.404 | 13.446.466 | 13.327.404 |
| SOLETTA<br>COLLAB.<br>14,94<br>Fase 2b<br><br>2,68E-04 | A (cm <sup>2</sup> )                 | 2.153      | 2.939      | 2.134      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 211        | 192        | 210        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 36.173.939 | 54.368.925 | 35.957.199 |
|                                                        | J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 15.013.050 | 14.863.367 | 14.091.441 |
|                                                        | J <sub>torc</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 13.848.029 | 13.976.862 | 13.848.029 |
|                                                        | Nr,tot (kg)                          | 4,7728E+05 | 4,6896E+05 | 4,6695E+05 |
|                                                        | κ                                    | 6,7771E-07 | 5,2153E-07 | 6,7279E-07 |
| Δt/h                                                   | -6,8                                 | -5,2       | -6,7       |            |
| SEZIONE<br>METALLICA<br>+ FERRI                        | predalle (cm)                        | 5,0        | 5,0        | 5,0        |
|                                                        | φ sup (cm)                           | 1,80       | 2,00       | 1,80       |
|                                                        | n° sup                               | 22,65      | 44,50      | 22,16      |
|                                                        | φ inf (cm)                           | 1,80       | 2,00       | 1,80       |
|                                                        | n° inf                               | 22,65      | 44,50      | 22,16      |
|                                                        | A (cm <sup>2</sup> )                 | 1.419      | 2.384      | 1.417      |
|                                                        | y <sub>i</sub> (cm)                  | 131        | 128        | 131        |
|                                                        | J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )    | 21.328.641 | 39.116.360 | 21.298.442 |

### 4.4.3 Traversi

#### 4.4.3.1 Traverso di campata tipo DC1

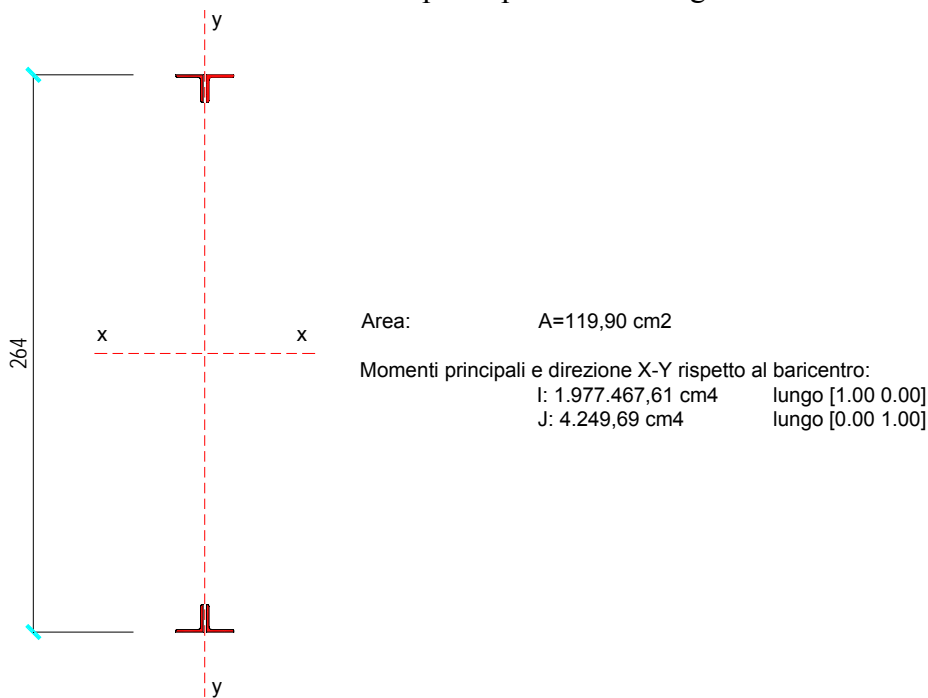
Il traverso di campata tipo DC1 è composto da 2 elementi angolari tipo L 130x12 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 130x12 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 120x12.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

| Profilo             | DIMENSIONI |     |    |                |                | Peso<br>G<br>kg/m | Sez.<br>A<br>cm <sup>2</sup> | Cl. | Baric<br>e <sub>x</sub> =e <sub>y</sub><br>cm | Valori statici relativi<br>agli assi yy-zz        |                                                   |                                      |
|---------------------|------------|-----|----|----------------|----------------|-------------------|------------------------------|-----|-----------------------------------------------|---------------------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------------|
|                     | h          | b   | t  | r <sub>1</sub> | r <sub>2</sub> |                   |                              |     |                                               | J <sub>x</sub> =J <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>x</sub> =W <sub>y</sub><br>cm <sup>3</sup> | ρ <sub>x</sub> =ρ <sub>y</sub><br>cm |
|                     | mm         | mm  | mm | mm             | mm             |                   |                              |     |                                               |                                                   |                                                   |                                      |
| <b>L<br/>120x12</b> | 120        | 120 | 12 | 13             | 6,5            | 21,6              | 27,54                        | 2   | 3,40                                          | 367,7                                             | 42,73                                             | 3,65                                 |
| <b>L<br/>130x12</b> | 130        | 130 | 12 | 14             | 7,0            | 23,6              | 30,00                        | 4   | 3,64                                          | 472,2                                             | 50,44                                             | 3,97                                 |

La configurazione finale del traverso di campata tipo DC1 è la seguente:



**Figura 3** – Sezione traverso di campata tipo DC1

### Area

$$A = 4 \cdot 29,98 = 119,90 \text{ cm}^2$$

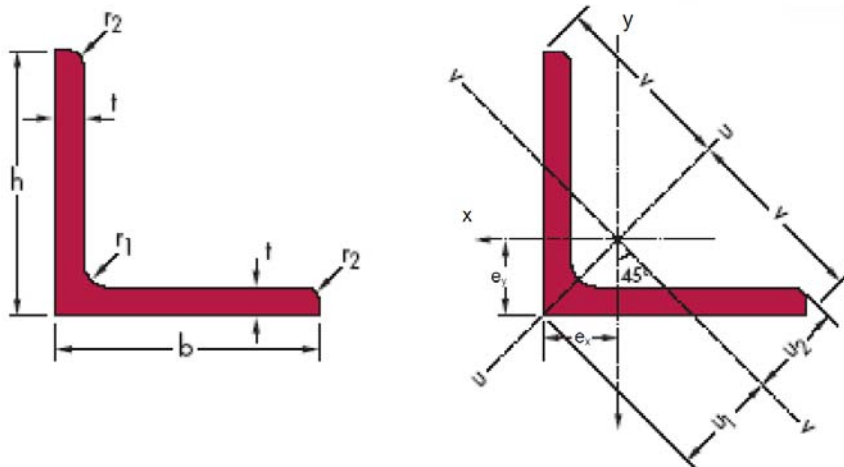
### Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot \left[ 472,20 + 29,98 \cdot (132,00 - 3,64)^2 \right] = 1.977.468 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot \left[ 472,20 + 29,98 \cdot (3,64 + 0,80)^2 \right] = 4.250 \text{ cm}^4$$

#### 4.4.3.2 Traverso di pile e spalle

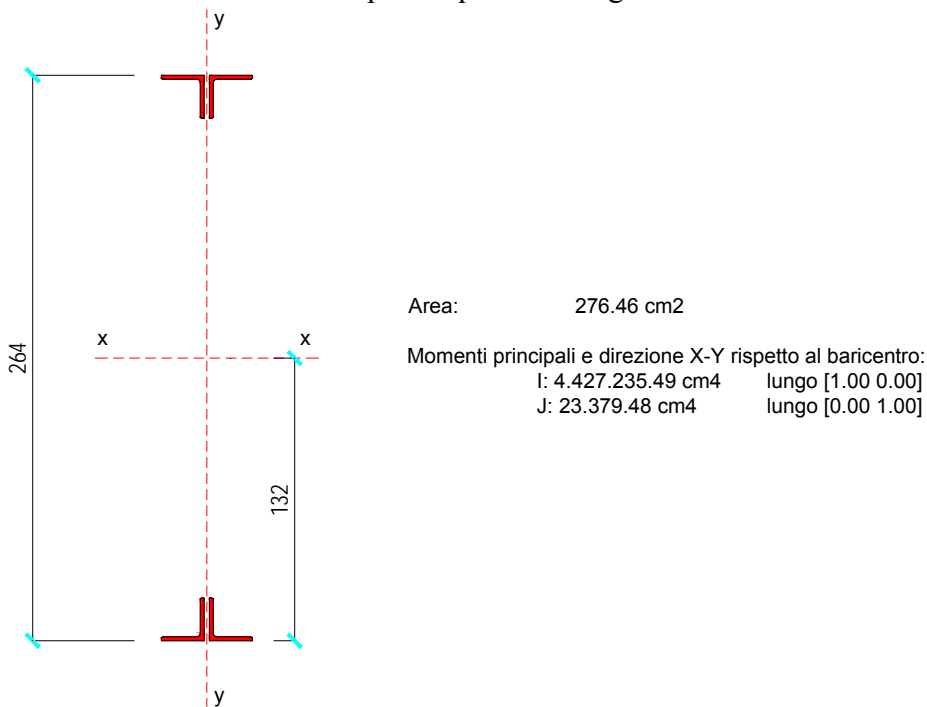
I traversi di pile e spalle sono composti da 2 elementi angolari tipo L 200x18 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 200x18 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L180x15.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

| Profilo             | DIMENSIONI |     |    |       |       | Peso<br>G | Sez.<br>A | Cl. | Baric<br>$e_x=e_y$ | Valori statici relativi<br>agli assi yy-zz |                 |                 |
|---------------------|------------|-----|----|-------|-------|-----------|-----------|-----|--------------------|--------------------------------------------|-----------------|-----------------|
|                     | h          | b   | t  | $r_1$ | $r_2$ |           |           |     |                    | $J_x=J_y$                                  | $W_x=W_y$       | $\rho_x=\rho_y$ |
|                     | mm         | mm  | mm | mm    | mm    |           |           |     |                    | cm <sup>4</sup>                            | cm <sup>3</sup> | cm              |
| <b>L<br/>200x18</b> | 200        | 200 | 18 | 18    | 9,0   | 54,3      | 69,10     | 4   | 5,60               | 2.600                                      | 180,6           | 6,13            |
| <b>L<br/>180x15</b> | 180        | 180 | 15 | 18    | 9,0   | 40,9      | 52,10     | 4   | 4,98               | 1.589                                      | 122,0           | 5,52            |

La configurazione finale dei traversi di pile e spalle è la seguente:



**Figura 4** – Sezione traversi di pile e spalle

### Area

$$A = 4 \cdot 69,10 = 276,46 \text{ cm}^2$$

### Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [2.600,00 + 69,10 \cdot (132,00 - 5,60)^2] = 4.427.235 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot [2.600,00 + 69,10 \cdot (5,60 + 1,25)^2] = 23.379 \text{ cm}^4$$

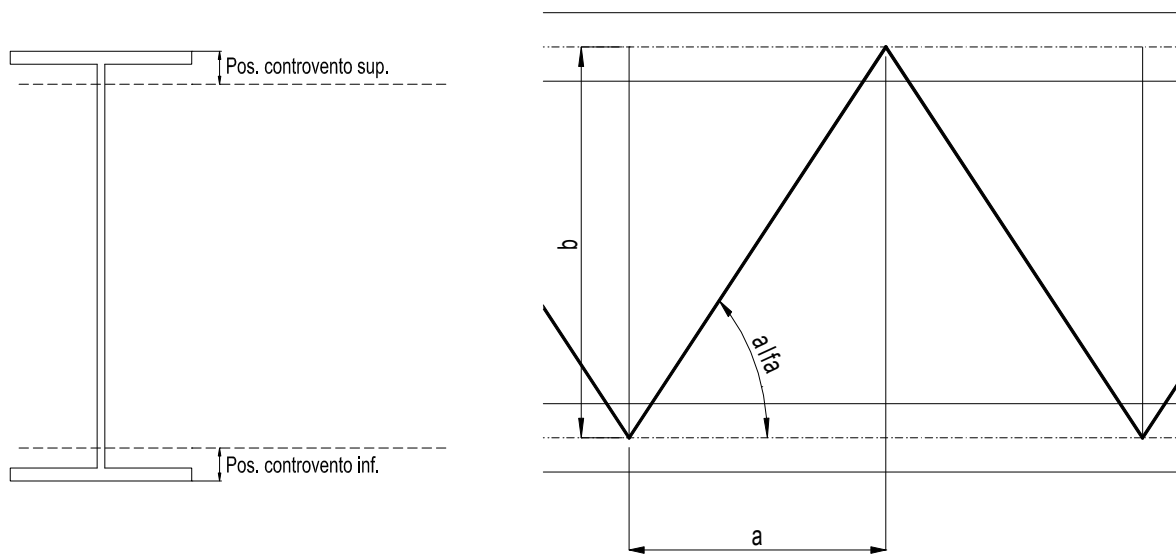
#### 4.4.4 Inerzia torsionale

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

α angolazione controvento rispetto all'asse longitudinale della trave

Di seguito si riporta un esempio del calcolo dell'inerzia torsionale valido per il concio C1.



**4.4.4.1 Concio C1**Controventi superiori - 2L 100 x 10Dimensioni campo:  $a = 470 \text{ cm}$   $b = 500 \text{ cm}$ Area 2L:  $A = 38,40 \text{ cm}^2$ Spessore equivalente:  $t^* = 2 \cdot \frac{E}{E/2,6} \cdot 38,40 \cdot \frac{470}{500^2} \cdot \text{sen}^3\left(\text{arctg} \frac{500}{470}\right) = 0,145 \text{ cm}$ Controventi inferiori - 2L 150 x 15Dimensioni campo:  $a = 470 \text{ cm}$   $b = 500 \text{ cm}$ Area:  $A = 86,00 \text{ cm}^2$ Spessore equivalente:  $t^* = 2 \cdot \frac{E}{E/2,6} \cdot 86,00 \cdot \frac{470}{500^2} \cdot \text{sen}^3\left(\text{arctg} \frac{500}{470}\right) = 0,325 \text{ cm}$ 

Prima fase

$$h_{\text{eq}} = 300 - 30 - 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 240 = 120.000 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{0,145} + \frac{500}{0,325} + \frac{240 \cdot 2}{1,8} = 5.253$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 120.000^2}{5.253} = 10.965.163 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

$$\text{Pertanto} \quad J_{T, \text{trave}} = \frac{J_T}{2} = \frac{10.965.163}{2} = 5.482.581 \text{ cm}^4$$

n=16,85 – Fase 2a

$$t_{\text{eq}} = (33 - 5)/16,85 = 1,662 \text{ cm} \quad h_{\text{eq}} = \frac{1,662}{2} + 300 - 30 + 5 = 275,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 275,83 = 137.915,5 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,662} + \frac{500}{0,325} + \frac{275,83 \cdot 2}{1,80} = 2.145,78$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 137.915,5^2}{2.145,78} = 35.456.888 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

$$\text{Pertanto} \quad J_{T, \text{trave}} = \frac{J_T}{2} = \frac{35.456.888}{2} = 17.728.444 \text{ cm}^4$$

$n=6,24$  – Fase 3

$$t_{eq} = (33 - 5) / 6,24 = 4,487 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{4,487}{2} + 300 - 30 + 5 = 277,24 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 277,24 = 138.620,00 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{4,487} + \frac{500}{0,325} + \frac{277,24 \cdot 2}{1,80} = 1.957,94$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 138.620,00^2}{1.957,94} = 39.256.575 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto  $J_{T, \text{trave}} = \frac{J_T}{2} = \frac{39.256.575}{2} = 19.628.287 \text{ cm}^4$

$n=14,94$  – Fase 2b

$$t_{eq} = (33 - 5) / 14,94 = 1,874 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{1,874}{2} + 300 - 30 + 5 = 275,937 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 275,937 = 137.968,50 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,874} + \frac{500}{0,325} + \frac{275,937 \cdot 2}{1,80} = 2.111,87$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 137.968,50^2}{2.111,87} = 36.053.937 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto  $J_{T, \text{trave}} = \frac{J_T}{2} = \frac{36.053.937}{2} = 18.026.969 \text{ cm}^4$

$n=20,71$  – Fase 2c

$$t_{eq} = (33 - 5) / 20,71 = 1,352 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{1,352}{2} + 300 - 30 + 5 = 275,676 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 275,676 = 137.838 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,352} + \frac{500}{0,325} + \frac{275,676 \cdot 2}{1,80} = 2.214,59$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 137.838^2}{2.214,59} = 34.316.626 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto  $J_{T, \text{trave}} = \frac{J_T}{2} = \frac{34.316.626}{2} = 17.158.313 \text{ cm}^4$

## 5. ANALISI DEI CARICHI STATICI

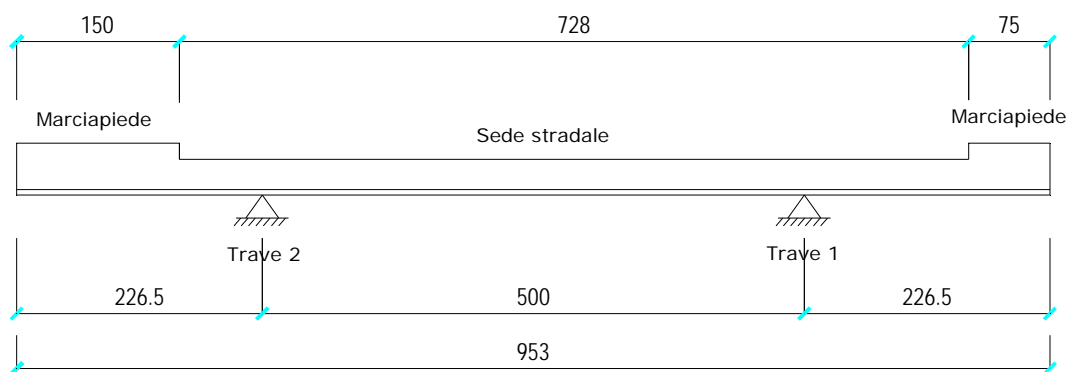
Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in acciaio.

### 5.1 Impalcato metallico

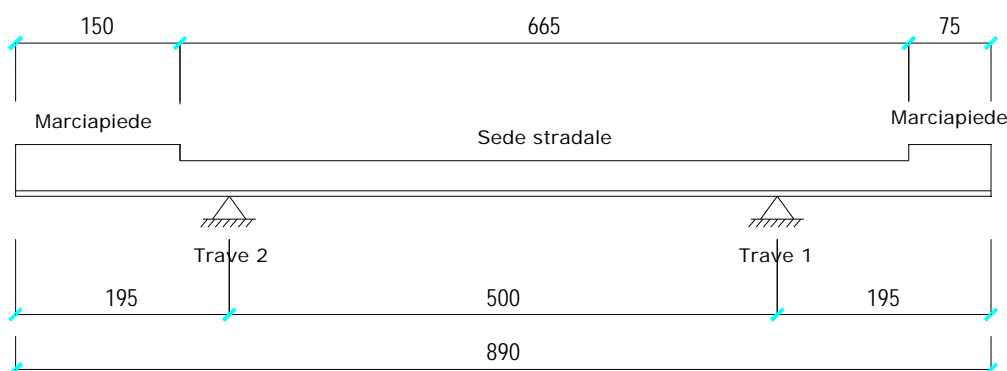
Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume  $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$ ; tali pesi sono poi stati incrementati del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

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

- Campata da UP4 a UP5 →  $L=9,53 \text{ m}$
- Campata da UP5 a UP6 →  $L=8,90 \text{ m}$



**Figura 6** – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP4 a UP5



**Figura 7** – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP5 a UP6

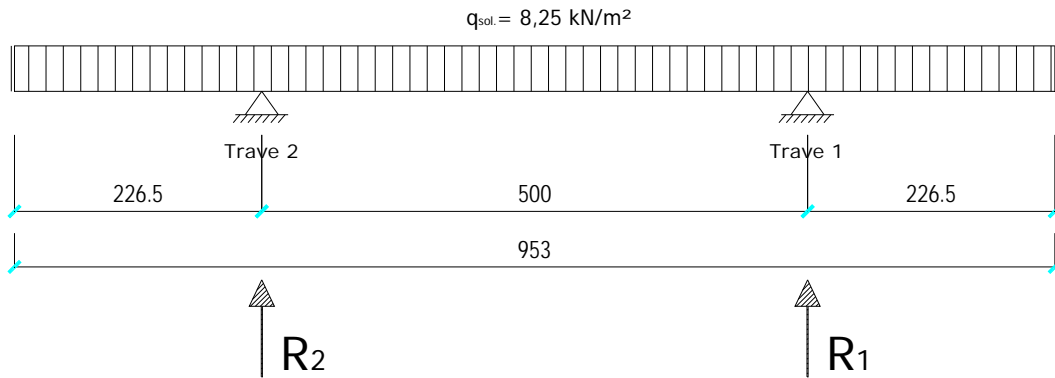
## 5.2 Soletta in c.a.

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

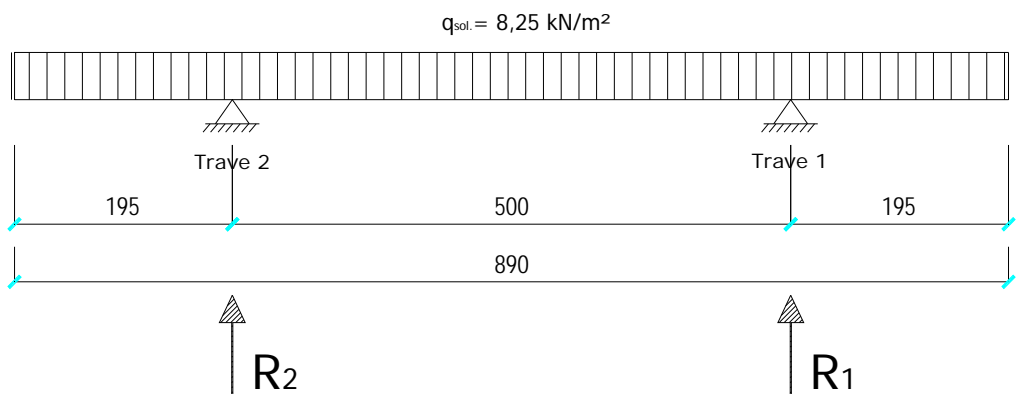
$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad + \quad \text{peso proprio predalle}$$

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

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



**Figura 8** – Ripartizione carichi soletta da UP4 a UP5



**Figura 9** – Ripartizione carichi soletta da UP5 a UP6

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Soletta              | $L_{\text{sol}}$ [cm] | $R_1$ [kN/m] | $R_2$ [kN/m] |
|----------------------|-----------------------|--------------|--------------|
| Campata da UP4 a UP5 | 953                   | 39,31        | 39,31        |
| Campata da UP5 a UP6 | 890                   | 36,71        | 36,71        |

### 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     |

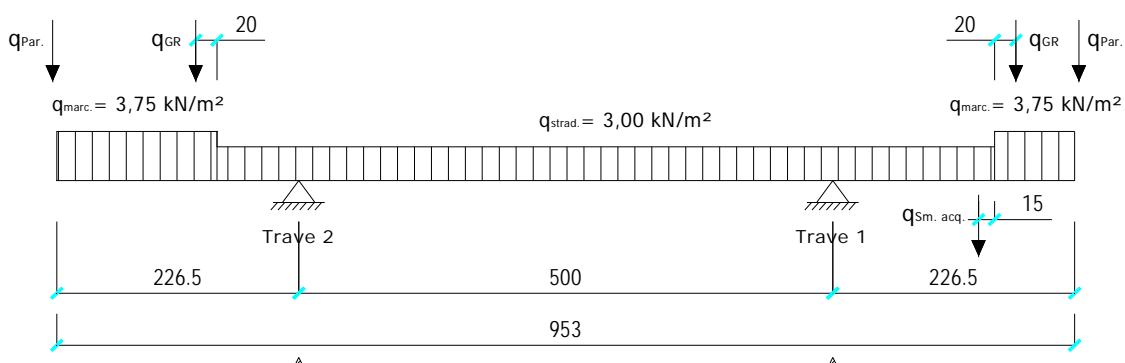


Figura 10 – Ripartizione carichi permanenti da UP4 a UP5

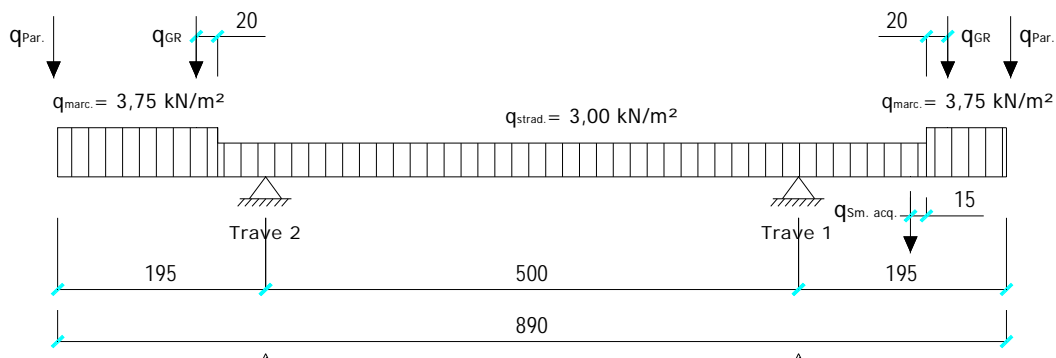


Figura 11 – Ripartizione carichi permanenti da UP5 a UP6

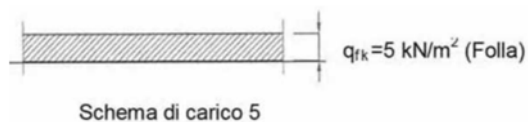
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Permanenti           | $L_{\text{sol.}}$ [cm] | $R_1$ [kN/m] | $R_2$ [kN/m] |
|----------------------|------------------------|--------------|--------------|
| Campata da UP4 a UP5 | 953                    | 18,18        | 18,59        |
| Campata da UP5 a UP6 | 890                    | 17,24        | 17,65        |

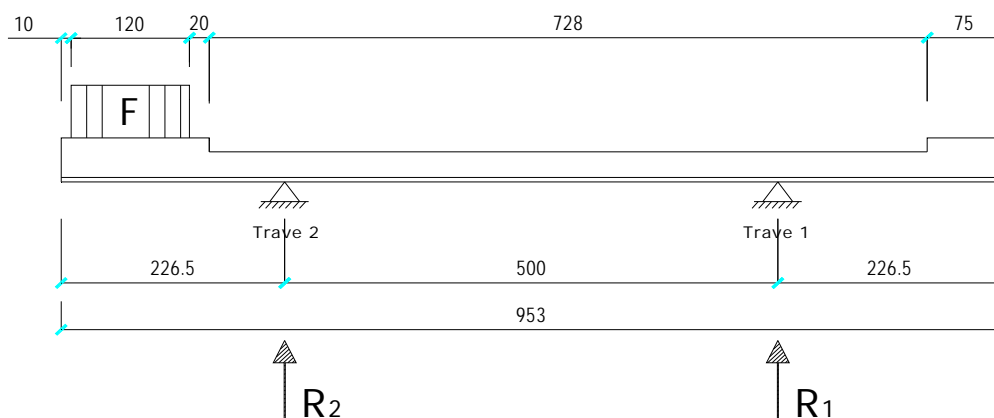
## 5.4 Carico Accidentale

### 5.4.1 Carico Accidentale folla

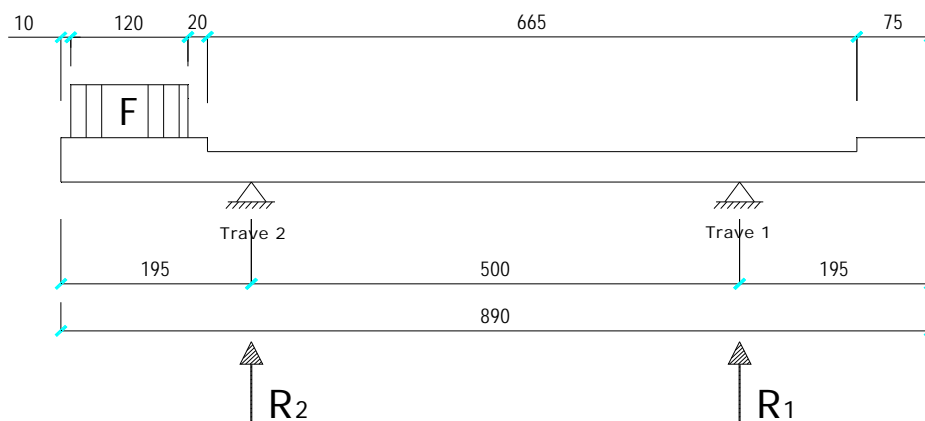
Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:



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.



**Figura 12** – Ripartizione carichi folla da UP4 a UP5



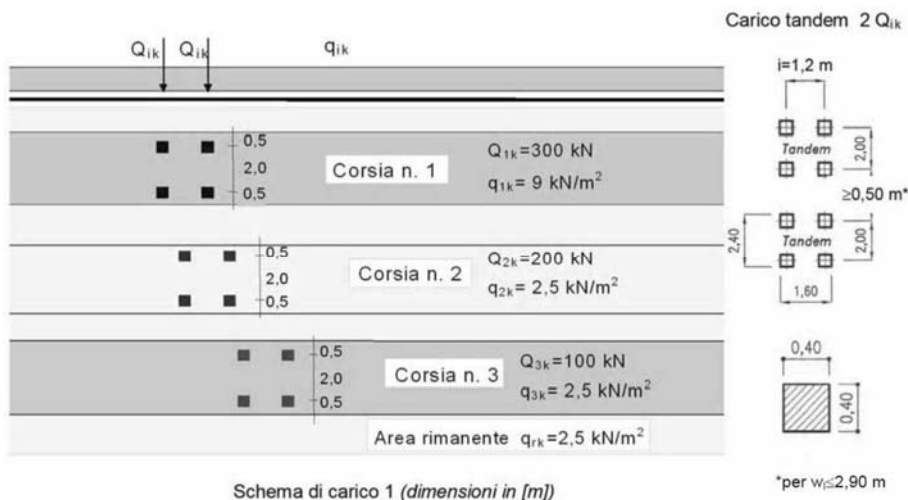
**Figura 13** – Ripartizione carichi folla da UP5 a UP6

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Folla                | $L_{sol}$ [cm] | $R_1$ [kN/m] | $R_2$ [kN/m] |
|----------------------|----------------|--------------|--------------|
| Campata da UP4 a UP5 | 953            | -1,00        | 4,00         |
| Campata da UP5 a UP6 | 890            | -0,81        | 3,81         |

### 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

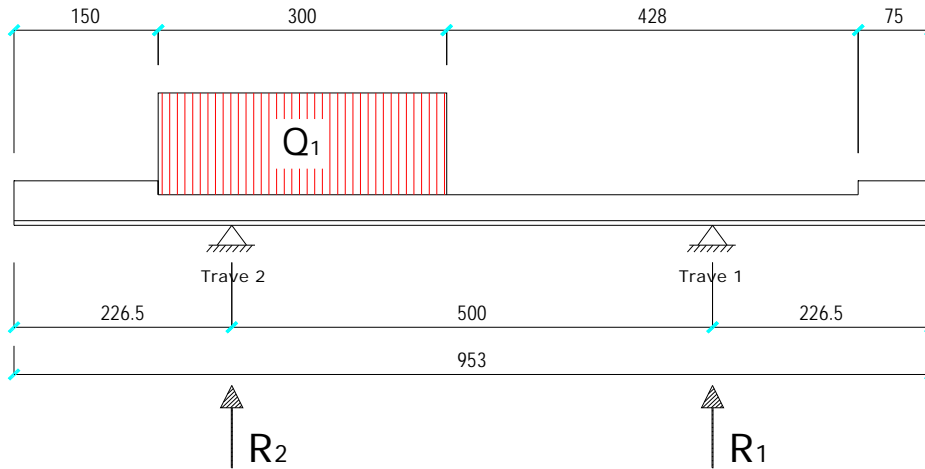
Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose cioè sull'esterno curva.

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:

- Condizione 1 carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 1;
- Condizione 2 carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 2.

Si considera a favore di sicurezza la sezione trasversale di larghezza pari a 9,53 m.  
Condizione 1 – 1° corsia di carico

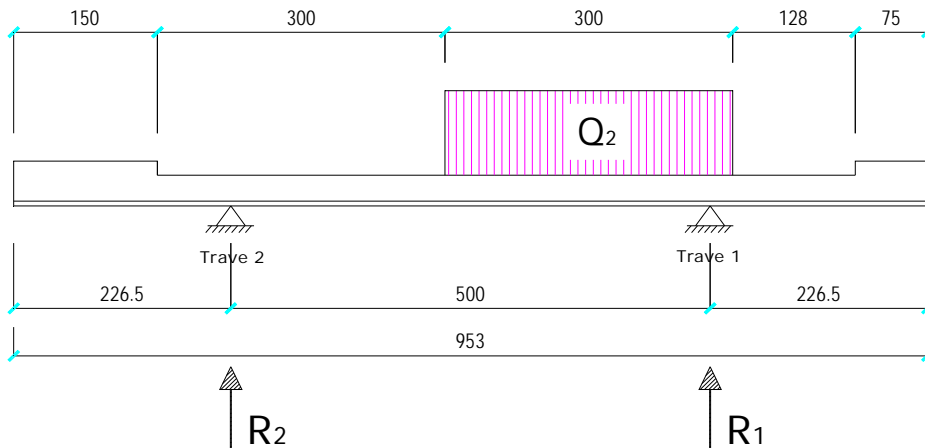


*Figura 14 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali  | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q 1-1</b> | 953             | 0,15  | 0,85  |

Condizione 1 – 2° corsia di carico

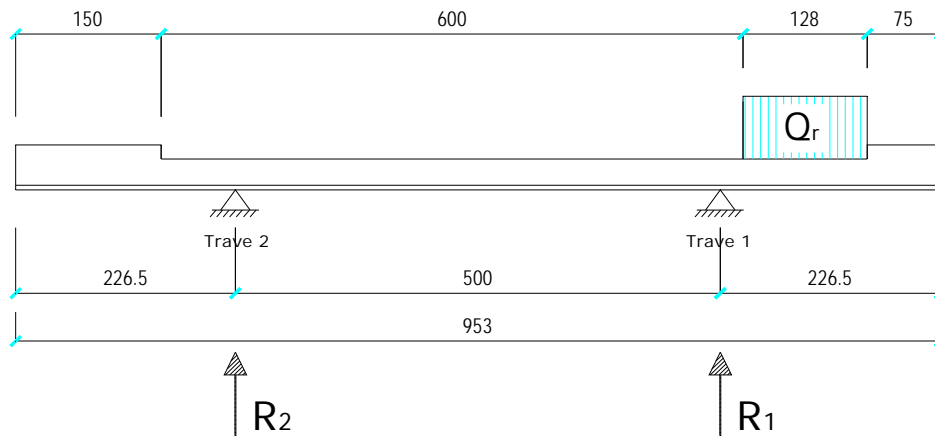


*Figura 15 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

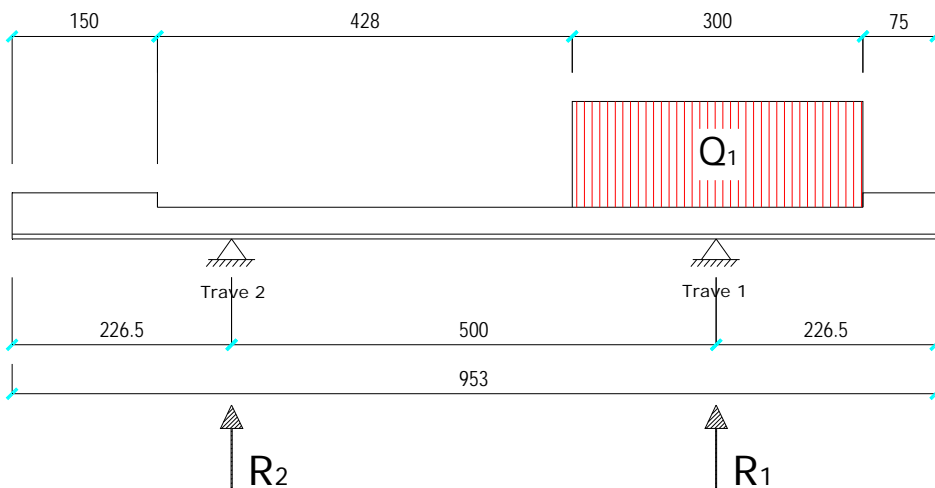
| Accidentali  | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q 2-1</b> | 953             | 0,75  | 0,25  |



Condizione 1 – Corsia rimanente di carico**Figura 16** – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R

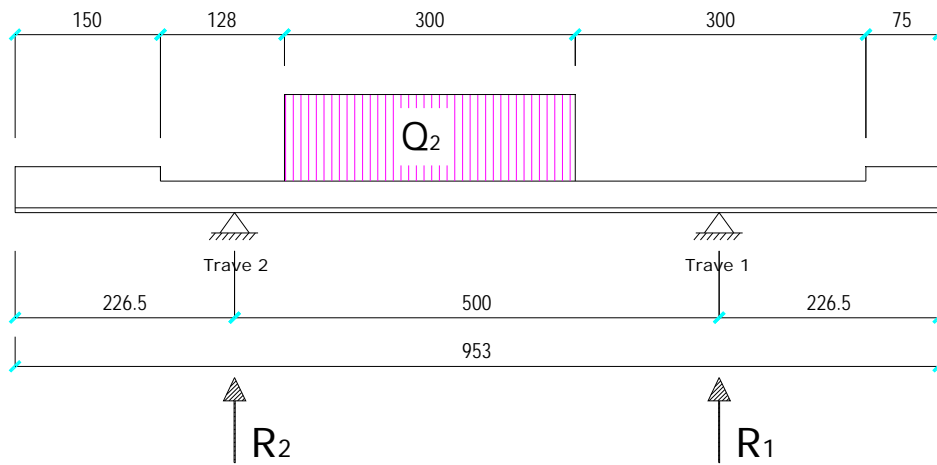
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| <b>Accidentali</b> | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q R-1</b>       | 953             | 1,17  | -0,17 |

Condizione 2 – 1° corsia di carico**Figura 17** – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

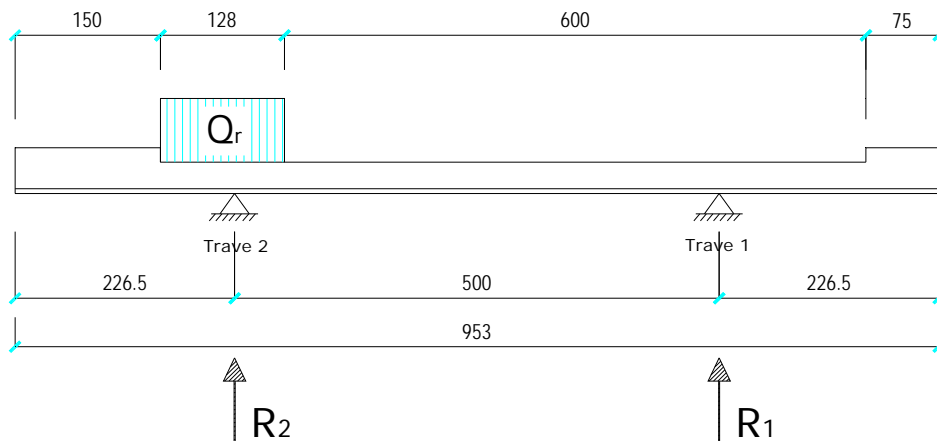
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| <b>Accidentali</b> | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q 1-2</b>       | 953             | 1,00  | 0,00  |

Condizione 2 – 2° corsia di carico*Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| <b>Accidentali</b> | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q 2-2</b>       | 953             | 0,40  | 0,60  |

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico*Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

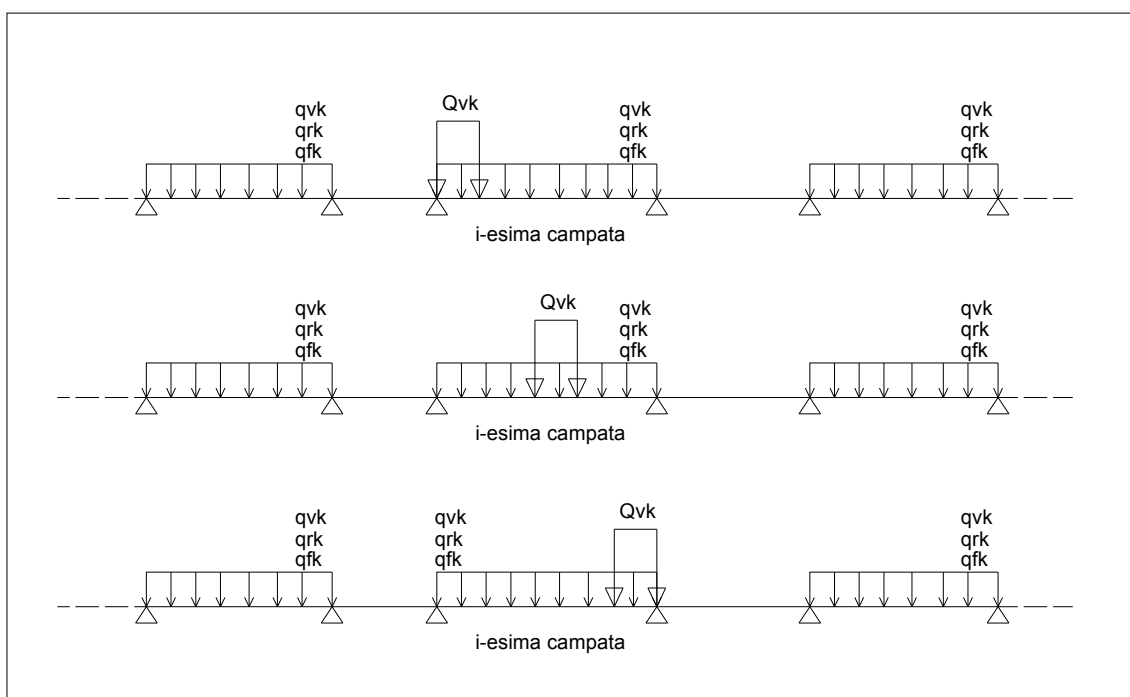
| <b>Accidentali</b> | $L_{sol.}$ [cm] | $R_1$ | $R_2$ |
|--------------------|-----------------|-------|-------|
| <b>Q R-2</b>       | 953             | -0,02 | 1,02  |

### 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

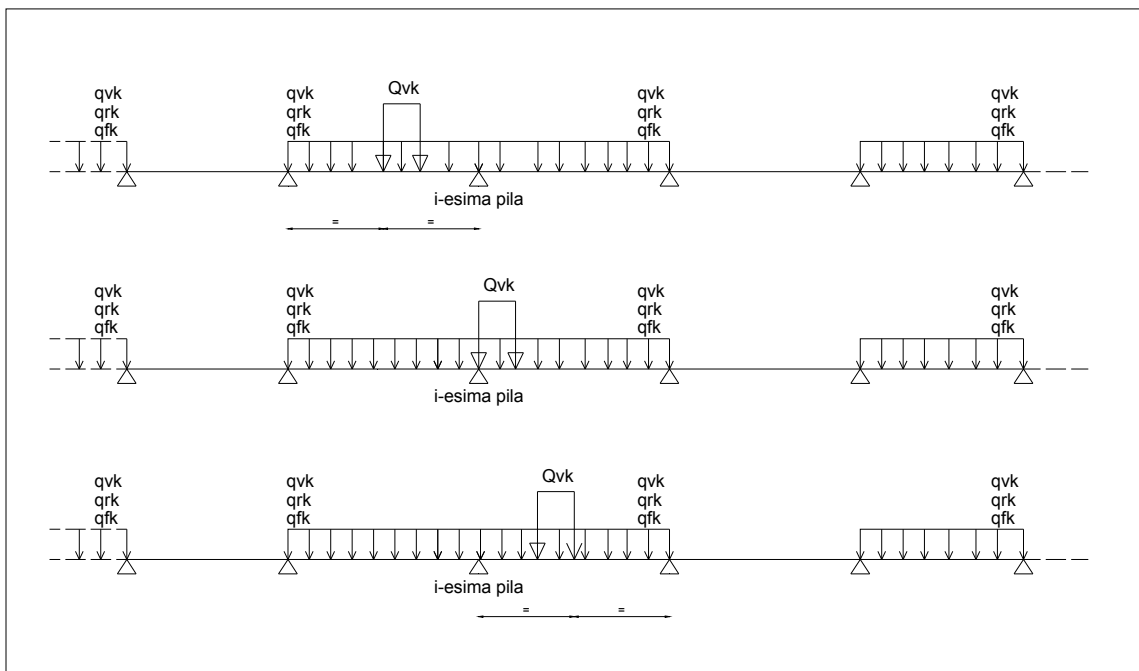
Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della  $i$ -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate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



**Figura 20** – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata

### Massimo momento flettente in pila – Massima reazione

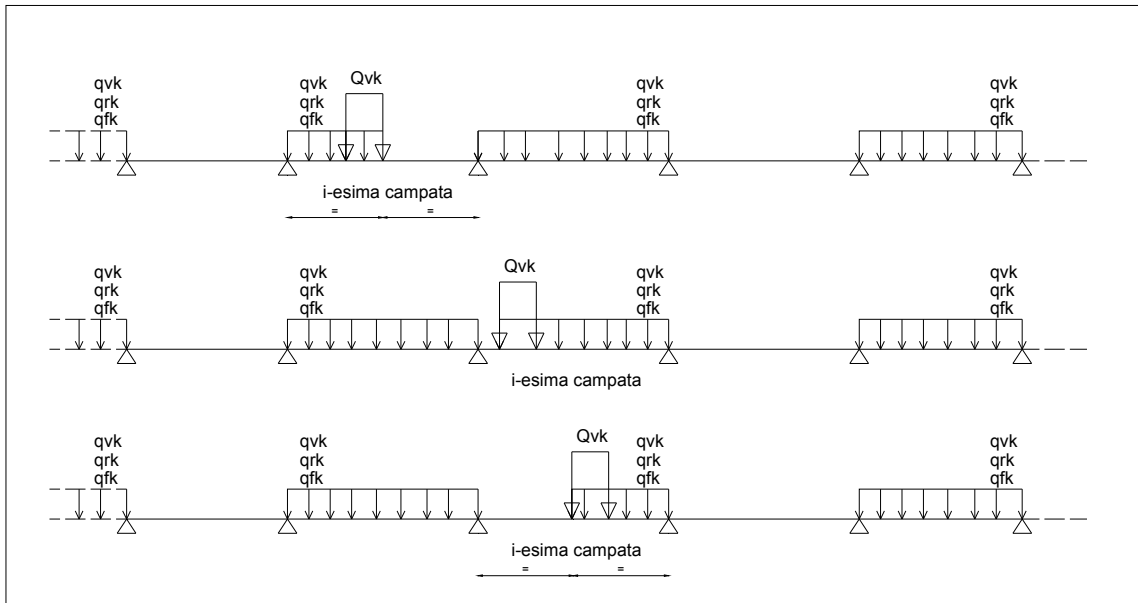
Per massimizzare il momento flettente negativo sulla pila della  $i$ -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate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



**Figura 21** – 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.

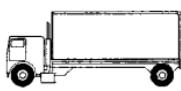


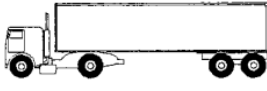



**Figura 22** – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio

### 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                           |
|                                                                                     |  |                             | 140                              | B                           |
|   |  | 3,20                        | 90                               | A                           |
|                                                                                     |  | 5,20                        | 180                              | B                           |
|                                                                                     |  | 1,30                        | 120                              | C                           |
|                                                                                     |  | 1,30                        | 120                              | C                           |
|                                                                                     |  |                             | 120                              | C                           |
|  |  | 3,40                        | 90                               | A                           |
|                                                                                     |  | 6,00                        | 190                              | B                           |
|                                                                                     |  | 1,80                        | 140                              | B                           |
|                                                                                     |  |                             | 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:

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

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1,35 \quad \text{considerando che le conseguenze della rottura per fatica siano significative.}$$

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.

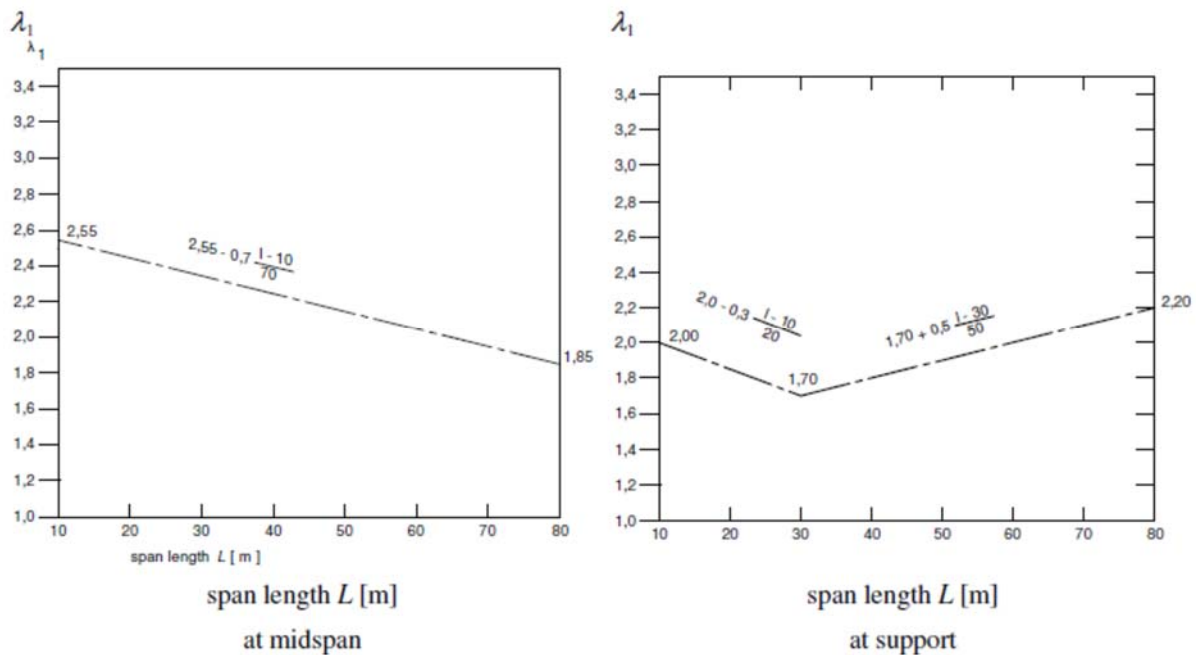
Con riferimento alla tabella seguente, tratta dal DM 14/01/2008, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità).

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:

$N_{Obs} = 0,5 \cdot 10^6$       flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - 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:

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

$$\lambda_2 = 0,848$$

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:

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

$$\lambda_2 = 0,896$$

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'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_3 = 1,00$$

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

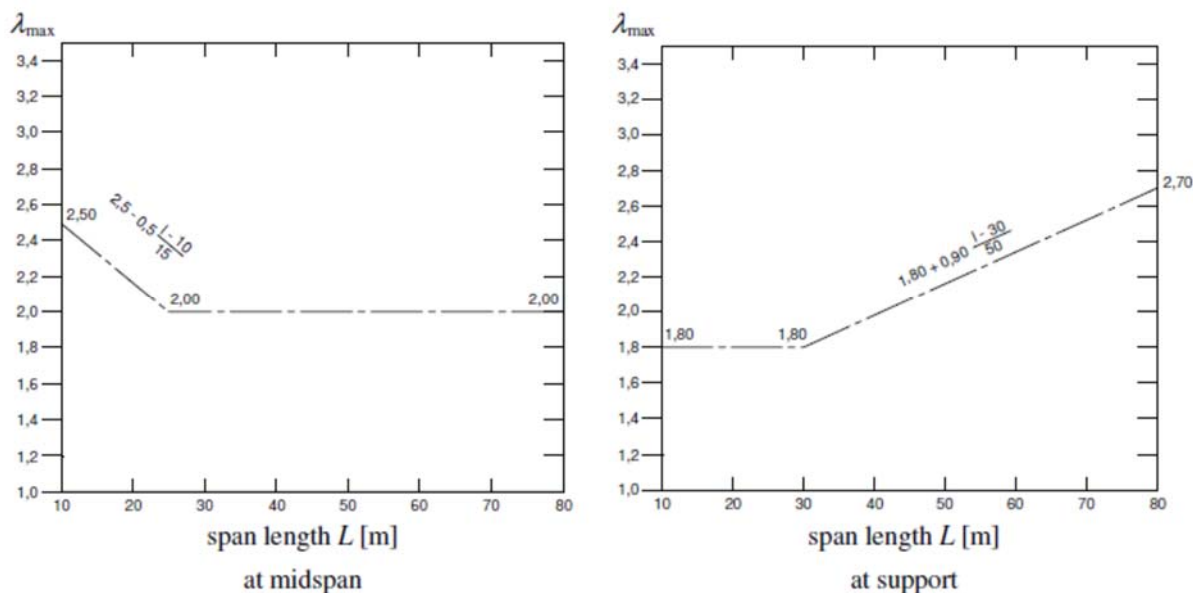
Il coefficiente  $\lambda_4$  dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave; la formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

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

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: | 71b/7 | tab. C4.2.XVI   |
| 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                  | $a_s$     | 714 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.

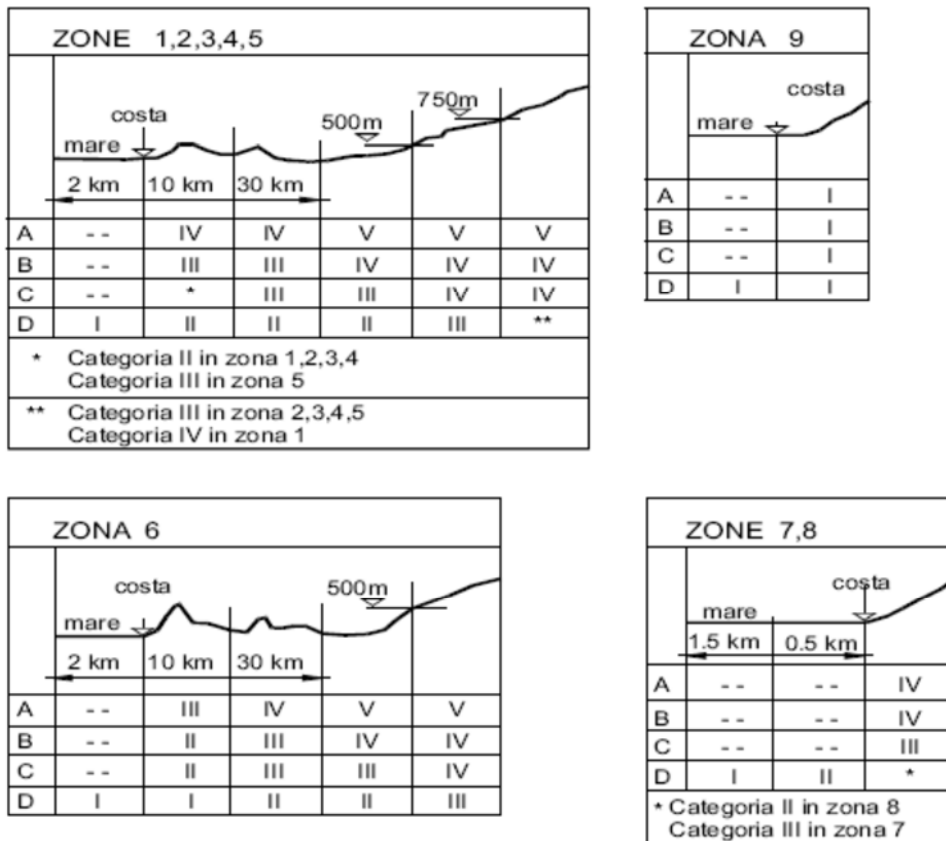


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

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            | 0,10  |
| Altezza carico stradale            | 3,00  |
| altezza centro impalcato dal suolo | 44,00 |
| larghezza fuori tutto              | 9,53  |

**Ponte scarico**

|                             |             |
|-----------------------------|-------------|
| altezza investita           | 5,98        |
| quota riferimento           | 46,99       |
| rapporto $d/h_{tot}$        | 1,59        |
| coefficiente di esposizione | <b>3,24</b> |

**Ponte carico**

|                             |             |
|-----------------------------|-------------|
| altezza investita           | 6,53        |
| quota riferimento           | 47,27       |
| rapporto $d/h_{tot}$        | 1,46        |
| coefficiente di esposizione | <b>3,24</b> |

**Ponte scarico montaggio**

|                             |             |
|-----------------------------|-------------|
| altezza investita           | 3,43        |
| quota riferimento           | 45,72       |
| rapporto $d/h_{tot}$        | 2,78        |
| coefficiente di esposizione | <b>3,22</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.

La pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,22 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,902 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

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

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,24 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,914 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

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

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:

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

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

$$h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr}} = \text{media}(L_1; L_2; L_3; L_4) = \text{media}(9,53; 8,90; 8,75) = 9,06 \text{ m}$$

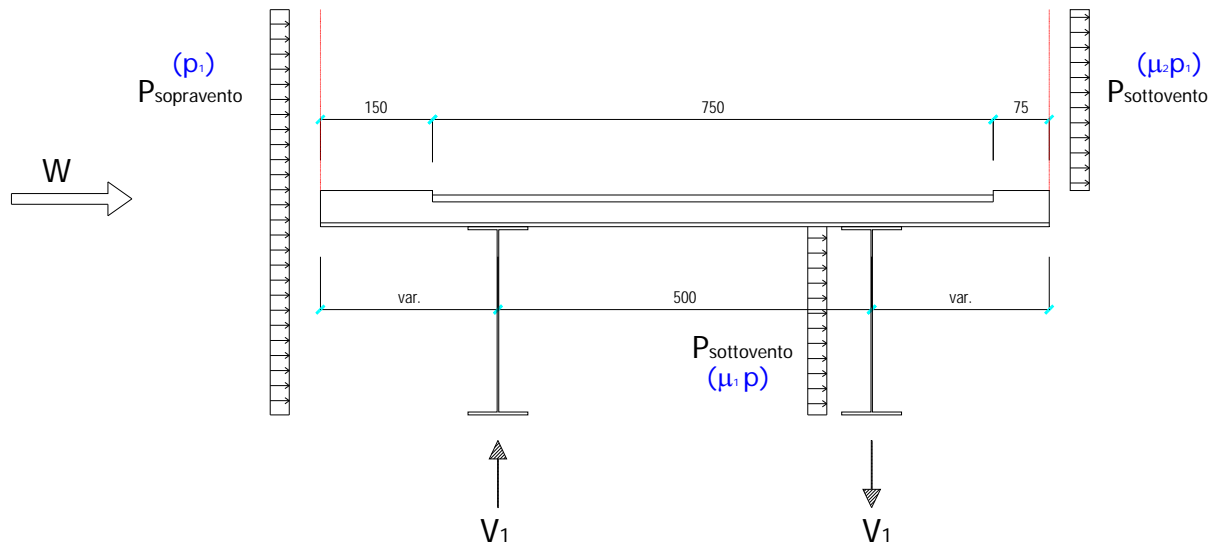
Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 3,775 \rightarrow \mu = 0,67$

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

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 23** – Azione del vento a ponte scarico

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

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

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

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

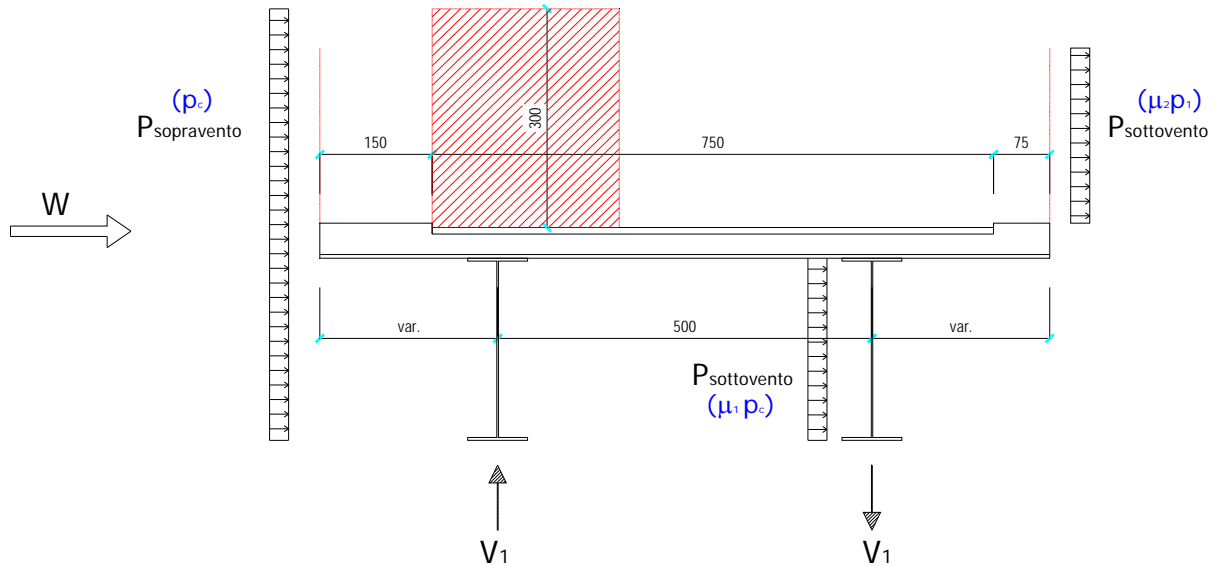
$$M_T = 1,914 \cdot \frac{5,98^2}{2} + 1,914 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,10^2}{2} + 1,914 \cdot 0,67 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 50,66 \text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{50,66}{5,00} = 10,132 \text{ kN/m}$$

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.

### 5.5.5.2 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:



**Figura 24** – Azione del vento a ponte carico

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

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{pav.} + h_{mezzoconvenz} = 3,10 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 6,53 \text{ m}$$

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

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

$$M_T = 1,914 \cdot \frac{6,53^2}{2} + 1,914 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,914 \cdot 0,67 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 57,24 \text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{57,24}{5,00} = 11,45 \text{ kN/m}$$

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:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

Nel caso in esame gli effetti secondari sono nulli.

### 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:

Cedimento su pila UP4 e pila UP6: 
$$\delta_{UP4} = \delta_{UP6} = \frac{57.500}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 5,75 \text{ mm}$$

Cedimento su pila UP5: 
$$\delta_{UP5} = \frac{(57.500 + 57.500)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 11,50 \text{ mm}$$

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

| CASO DI CARICO       | UP4 | UP5 | UP6 |
|----------------------|-----|-----|-----|
| Cedimenti comb. n. 1 | x   |     |     |
| Cedimenti comb. n. 2 |     | x   |     |
| Cedimenti comb. n. 3 |     |     | x   |
| Cedimenti comb. n. 4 | x   | x   |     |
| Cedimenti comb. n. 5 |     | x   | x   |
| Cedimenti comb. n. 6 | 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:

$$A_c = 953 \cdot 33 = 31.449 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 953 + 33 + 33 = 1.019 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 31.449}{1.019} = 61,73 \text{ cm}$$

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

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

### 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.

$t_0 = 28 \text{ gg}$  Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.

$t_0 = 2 \text{ gg}$  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:

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

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

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

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:

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

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:

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

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

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

Si considera:

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

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

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:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,534 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,545 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$



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:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (0,55 \cdot 2,534)} = 14.056 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ritiro}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,10 \cdot 1,545)} = 12.461 \text{ N/mm}^2 \quad \text{permanenti}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,50 \cdot 1,545)} = 10.140 \text{ N/mm}^2 \quad \text{cedimenti}$$

#### 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:

$$n_P = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{12.461 \text{ N/mm}^2} = 16,85 \quad \text{Carichi permanenti}$$

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{14.056 \text{ N/mm}^2} = 14,94 \quad \text{Ritiro}$$

$$n_{Ced} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{10.140 \text{ N/mm}^2} = 20,71 \quad \text{Carichi cedimenti}$$

### 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  $h_0 = r = 619,7$  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

### Campata da UP4 a UP5

#### 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)                     | 953       |
| Altezza della soletta (cm)                       | 33,0      |
| Area della sezione di CLS - A (cm <sup>2</sup> ) | 31.449,00 |
| Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)  | 1.019,00  |
| $h_0 = 2A / u$ (cm)                              | 61,73     |

#### 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 $\beta_H$                                                                  |                                      | 1.295,35 |
| Coefficiente $\beta(f_{cm})$                                                            |                                      | 2,62     |
| Vita nominale VN (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         | 1,562    |
| COEFFICIENTI DI VISCOSITA'                                                              | $\varphi(t, t_0)$ - Ritiro           | 2,534    |
|                                                                                         | $\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2 | 1,545    |

#### MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

|                  |                                      |        |
|------------------|--------------------------------------|--------|
| $E_{cm}(t, t_0)$ | Ritiro (N/mm <sup>2</sup> )          | 14.056 |
|                  | Permanenti (N/mm <sup>2</sup> )      | 12.461 |
|                  | Cedimenti diff. (N/mm <sup>2</sup> ) | 10.140 |

#### 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 <sub>H</sub>                                                                                    | 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> |
|-------------------------------------------------------|------------------|

**Campata da UP5 a UP6****TIPOLOGIA DI CLS**

|                                                                    |                |
|--------------------------------------------------------------------|----------------|
| Resistenza cubica CLS - Rck (N/mm <sup>2</sup> )                   | <b>40,00</b>   |
| Resistenza cilindrica CLS - f <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )   | 33,20          |
| Resistenza cilindrica media - f <sub>cm</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 41,20          |
| Modulo elastico CLS - E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )          | 33.643         |
| Modulo elastico Acciaio - E <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )      | <b>210.000</b> |

**GEOMETRIA SOLETTA IN CLS**

|                                                  |              |
|--------------------------------------------------|--------------|
| Larghezza della soletta (cm)                     | <b>890</b>   |
| Altezza della soletta (cm)                       | <b>33,0</b>  |
| Area della sezione di CLS - A (cm <sup>2</sup> ) | 29.370,00    |
| Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)  | 956,00       |
| h <sub>0</sub> = 2A / u (cm)                     | <b>61,44</b> |

**EFFETTI REOLOGICI**

|                                                                                         |                                                      |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------|
| Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS                                      | α <sub>1</sub>                                       | 0,89       |
|                                                                                         | α <sub>2</sub>                                       | 0,97       |
|                                                                                         | α <sub>3</sub>                                       | 0,92       |
| Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)                                |                                                      | <b>2</b>   |
| Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)                     |                                                      | <b>28</b>  |
| Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico  | β (t <sub>0</sub> ) - Ritiro                         | 0,80       |
|                                                                                         | β (t <sub>0</sub> ) - Carichi Fase 2                 | 0,49       |
| Umidità relativa (%)                                                                    |                                                      | <b>75%</b> |
| Coefficiente β <sub>H</sub>                                                             |                                                      | 1.290,35   |
| Coefficiente β (f <sub>cm</sub> )                                                       |                                                      | 2,62       |
| Vita nominale VN (anni)                                                                 |                                                      | <b>100</b> |
| Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico | β <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> ) - Ritiro         | 0,990      |
|                                                                                         | β <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> ) - Carichi Fase 2 | 0,990      |
| Coefficiente φ <sub>RH</sub>                                                            |                                                      | 1,222      |
| Coefficienti nominali di viscosità                                                      | φ <sub>0</sub> - Ritiro                              | 2,561      |
|                                                                                         | φ <sub>0</sub> - Carichi Fase 2                      | 1,562      |
| COEFFICIENTI DI VISCOSITA'                                                              | φ (t, t <sub>0</sub> ) - Ritiro                      | 2,534      |
|                                                                                         | φ <sub>0</sub> (t, t <sub>0</sub> ) - Carichi Fase 2 | 1,546      |

**MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t**

|                                      |                                      |        |
|--------------------------------------|--------------------------------------|--------|
| E <sub>cm</sub> (t, t <sub>0</sub> ) | Ritiro (N/mm <sup>2</sup> )          | 14.053 |
|                                      | Permanenti (N/mm <sup>2</sup> )      | 12.458 |
|                                      | Cedimenti diff. (N/mm <sup>2</sup> ) | 10.137 |

**COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE**

|                                  |                        |              |
|----------------------------------|------------------------|--------------|
| COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE | n Fase 2a - Permanenti | <b>16,86</b> |
|                                  | n Fase 2b - Ritiro     | <b>14,94</b> |
|                                  | n Fase 2c - Cedimenti  | <b>20,72</b> |
|                                  | n Fase 3 - Accidentali | <b>6,24</b>  |

**CALCOLO DI ε<sub>cs</sub>**Tabella 11.2.Va – Valori di ε<sub>c0</sub>

| f <sub>ck</sub> | 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 |

|                                                                                          |                  |
|------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| ε <sub>c0</sub>                                                                          | -0,0002997       |
| k <sub>H</sub>                                                                           | 0,700            |
| Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - ε <sub>cd,∞</sub>             | -0,0002098       |
| Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - ε <sub>ca,∞</sub> | -0,000058        |
| <b>Deformazione totale per ritiro - ε<sub>cs</sub> ‰</b>                                 | <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 “Viadotto “B” - 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 25** – 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,  $R_k$  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 riguardino 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  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

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

| Carichi sulla carreggiata |                                                     |                                  |                                                                   |                       |                        |                                                                    | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili |
|---------------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| Carichi verticali         |                                                     |                                  |                                                                   | Carichi orizzontali   |                        | Carichi verticali                                                  |                                          |
| Gruppo di azioni          | 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  | $\gamma_{e1}$                           | 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  | $\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$ | 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.<br><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.<br><sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna<br><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<br>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.

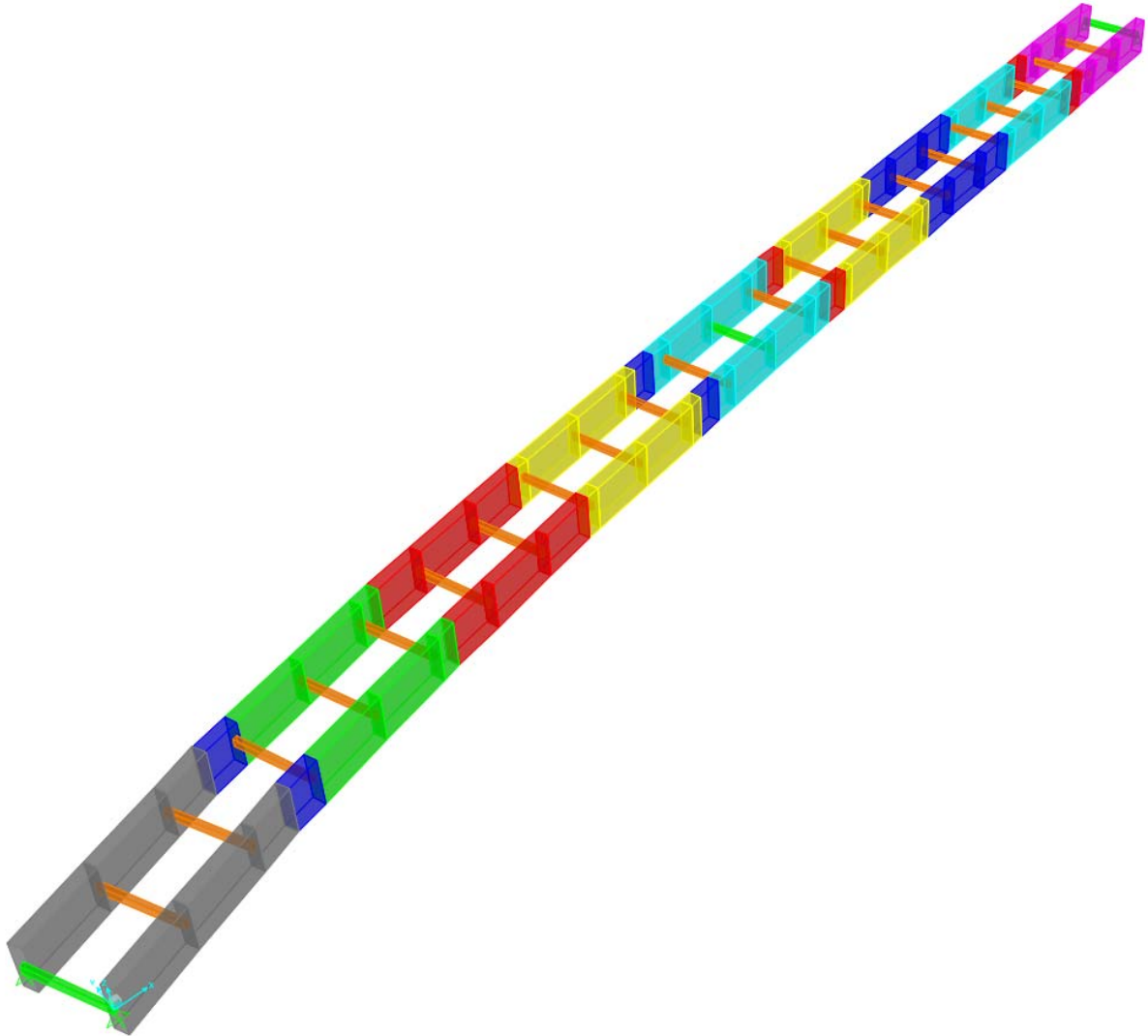
## 6.4 Modelli strutturali

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.

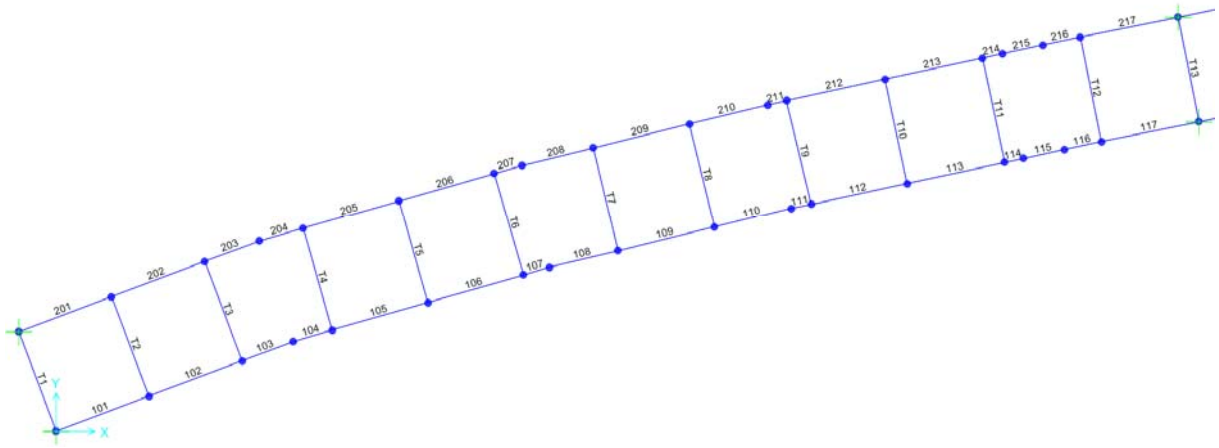
L’analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

- 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.

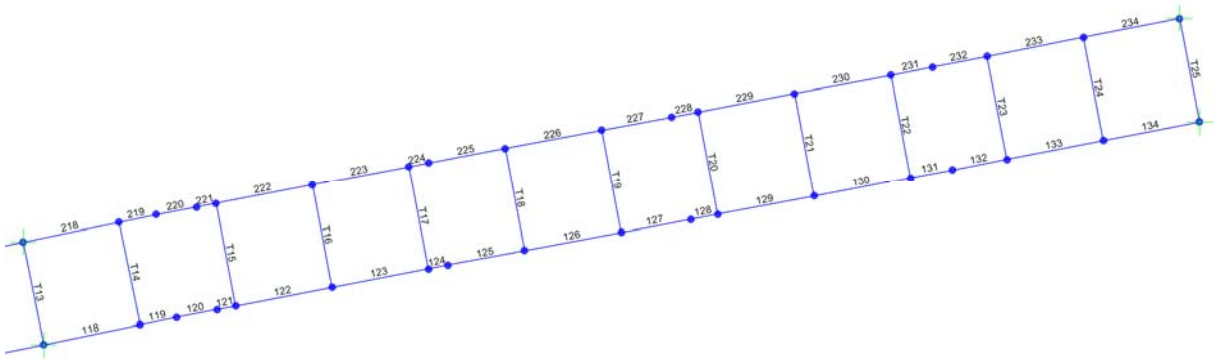
Nelle pagine seguenti si evidenzia la modellazione utilizzata.



*Figura 26 – Impalcato vista 3d*



**Figura 27** – Impalcato vista campata da UP4 a UP5 con numerazione frame



**Figura 28** – Impalcato vista campata da UP5 a UP6 con numerazione frame

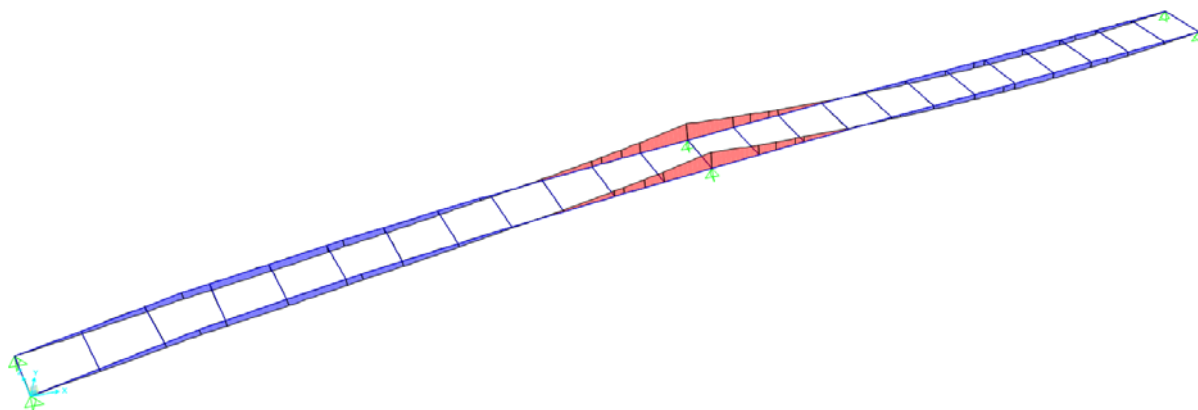


## 7. ANALISI DEGLI ELEMENTI

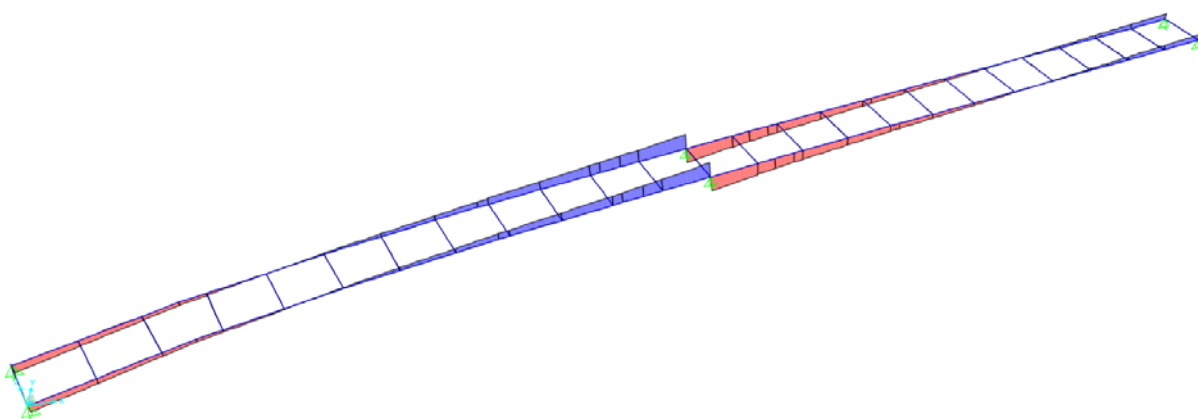
### 7.1 Sollecitazioni

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

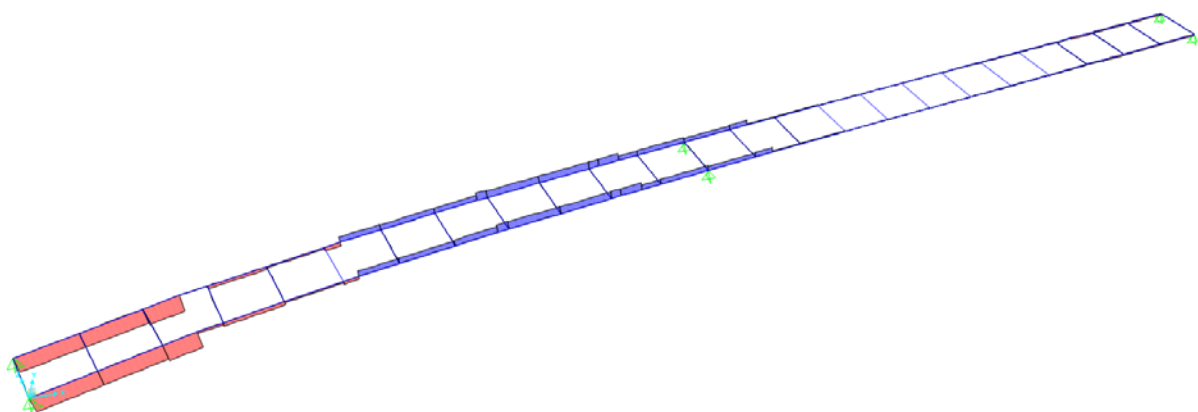
#### 7.1.1 Acciaio – fase 1



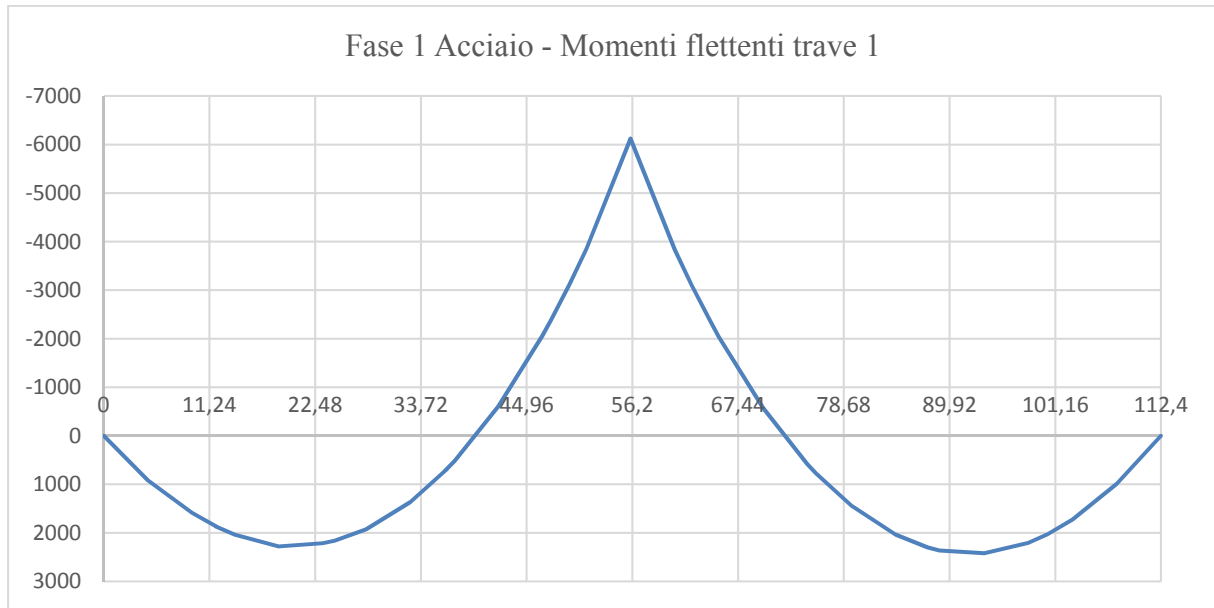
*Figura 29 – Momento flettente per peso proprio acciaio*



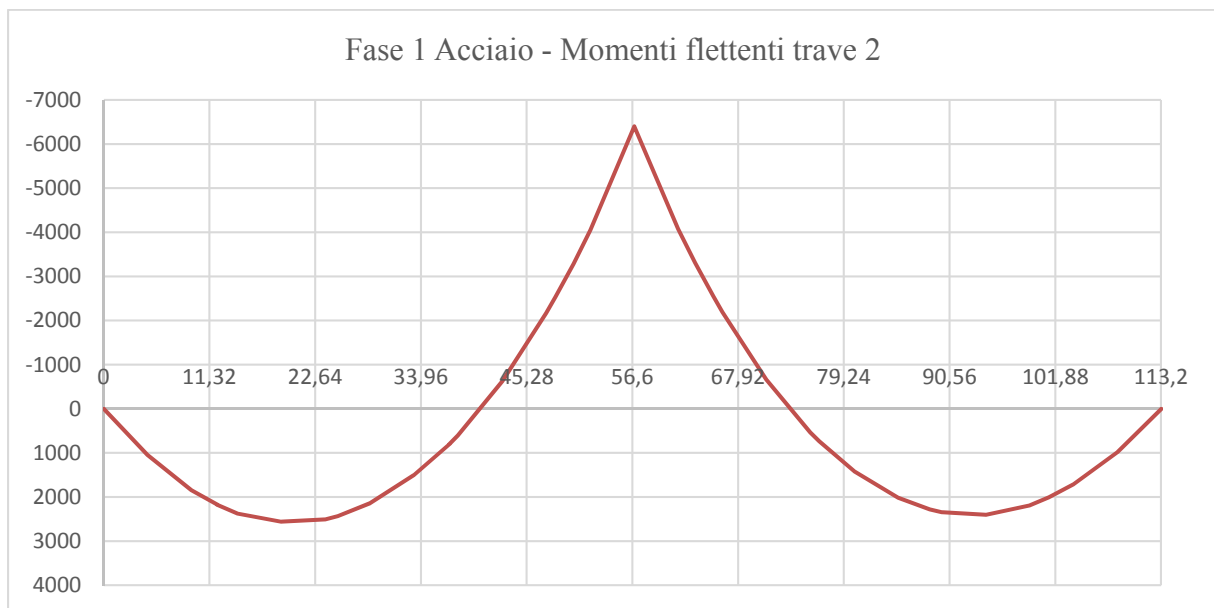
*Figura 30 – Azione di taglio per peso proprio acciaio*



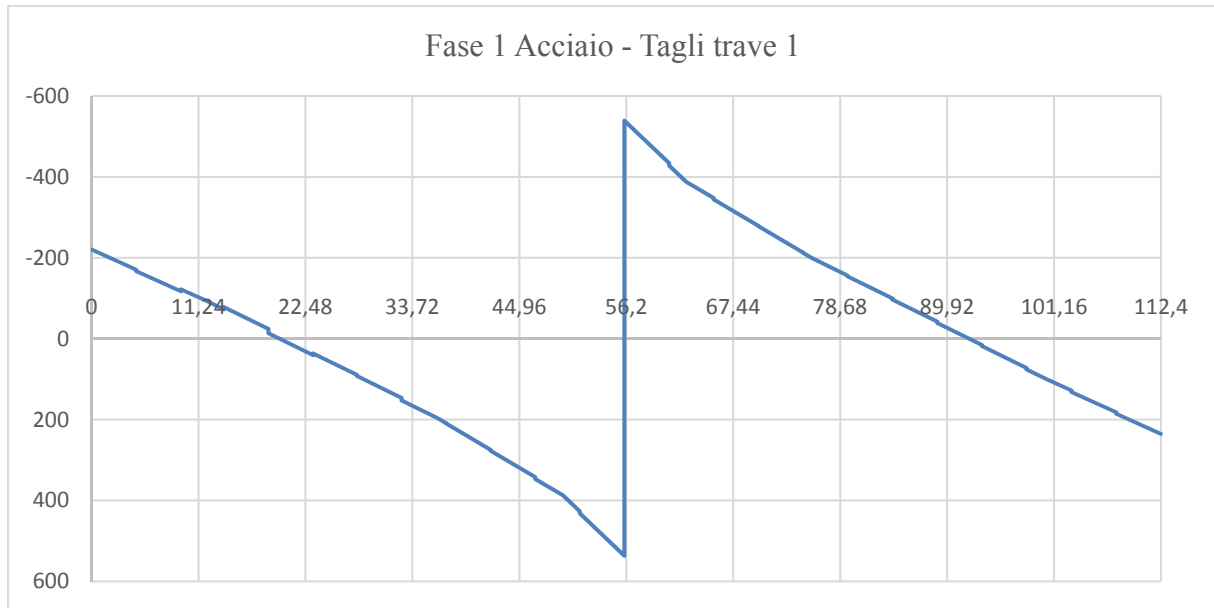
*Figura 31 – Azione torcente per peso proprio acciaio*



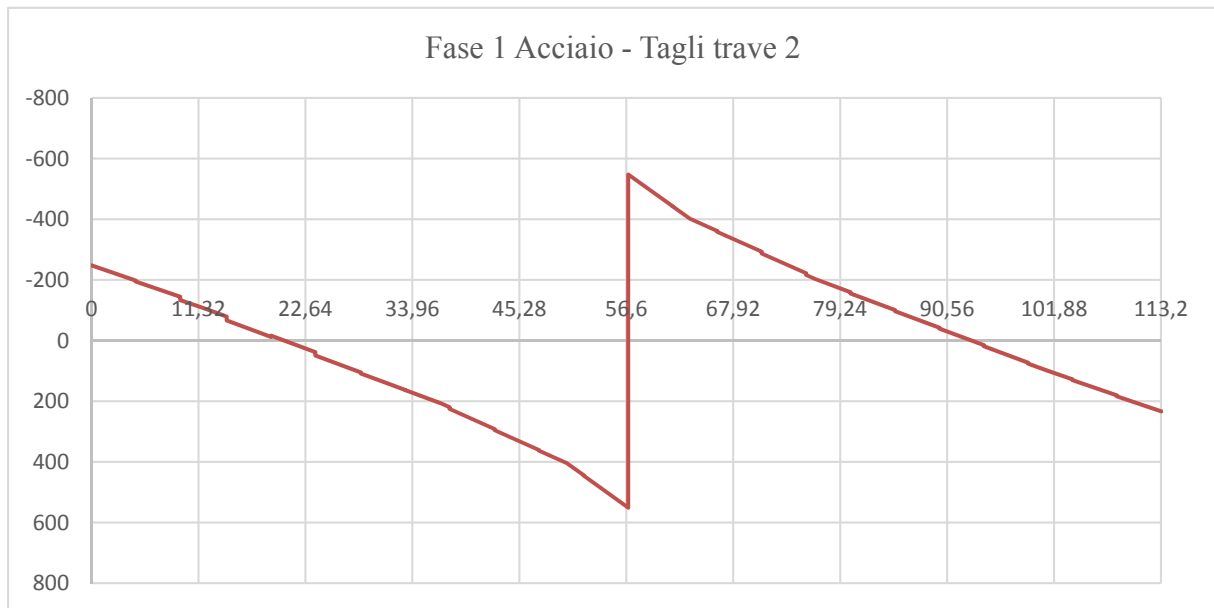
**Figura 32** – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva



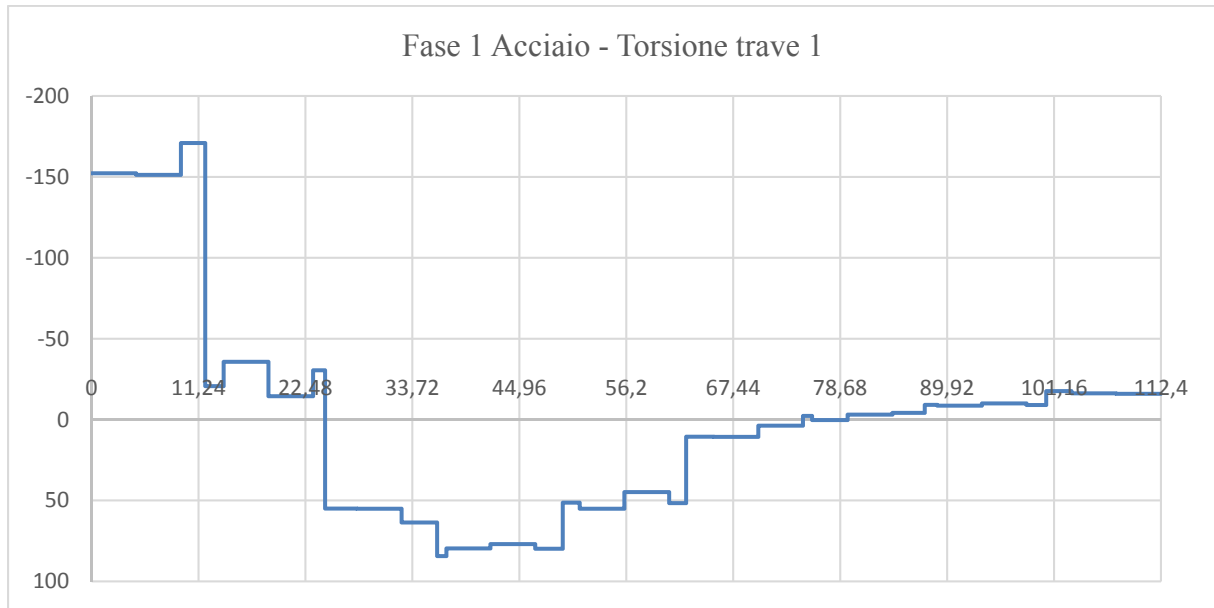
**Figura 33** – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva



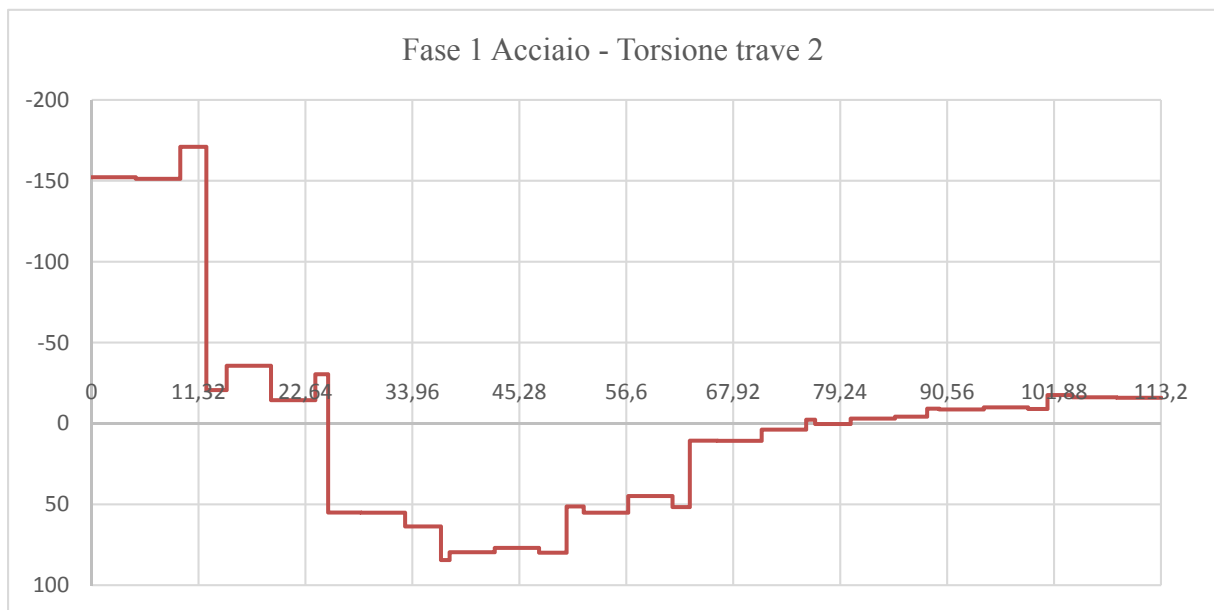
**Figura 34** – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva



**Figura 35** – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva

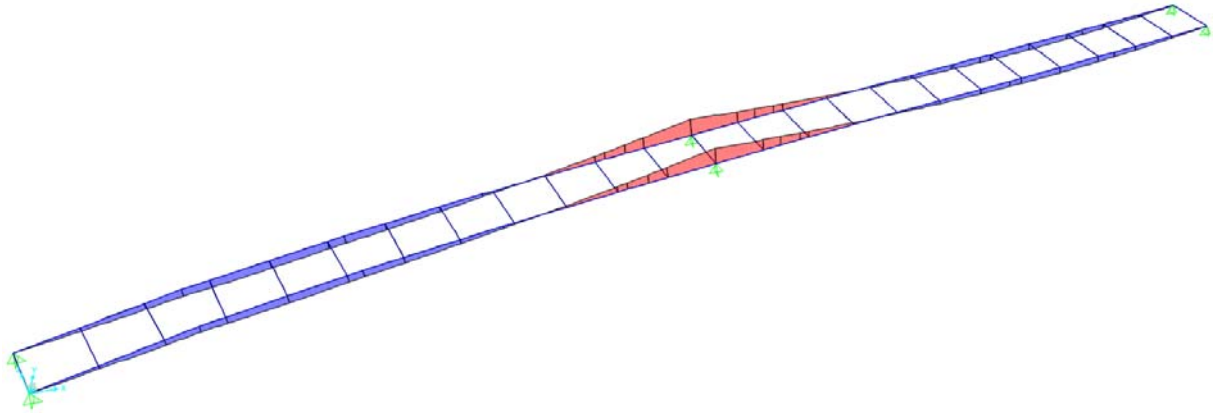


**Figura 36** – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva

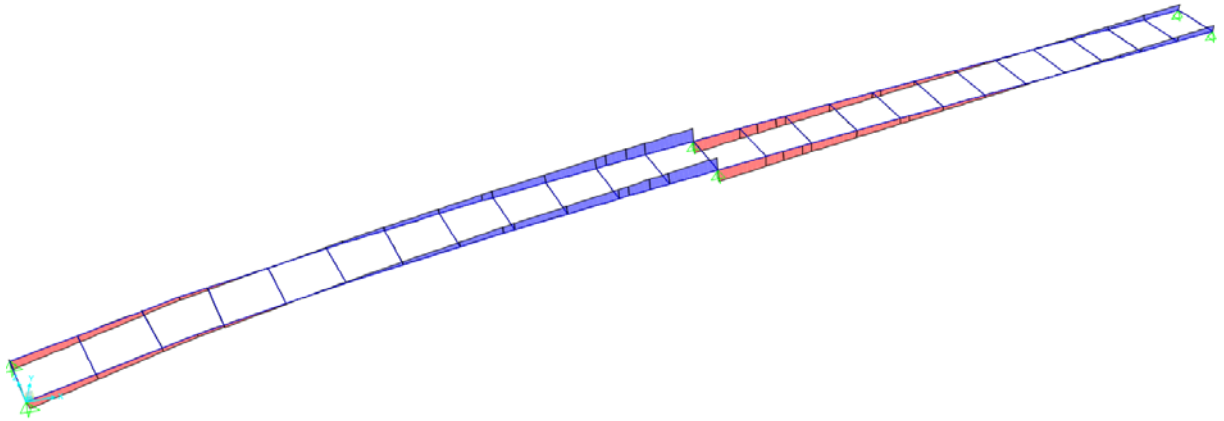


**Figura 37** – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva

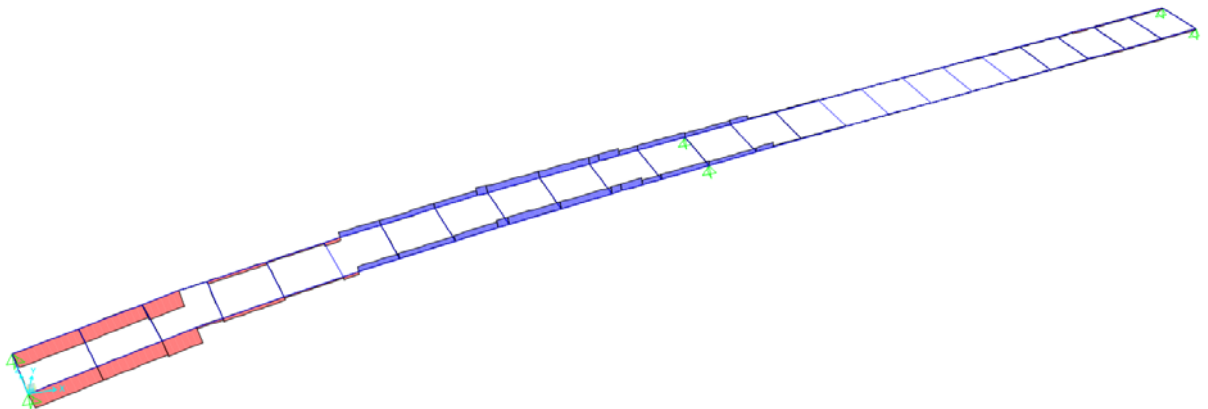
### 7.1.2 Soletta – fase 1



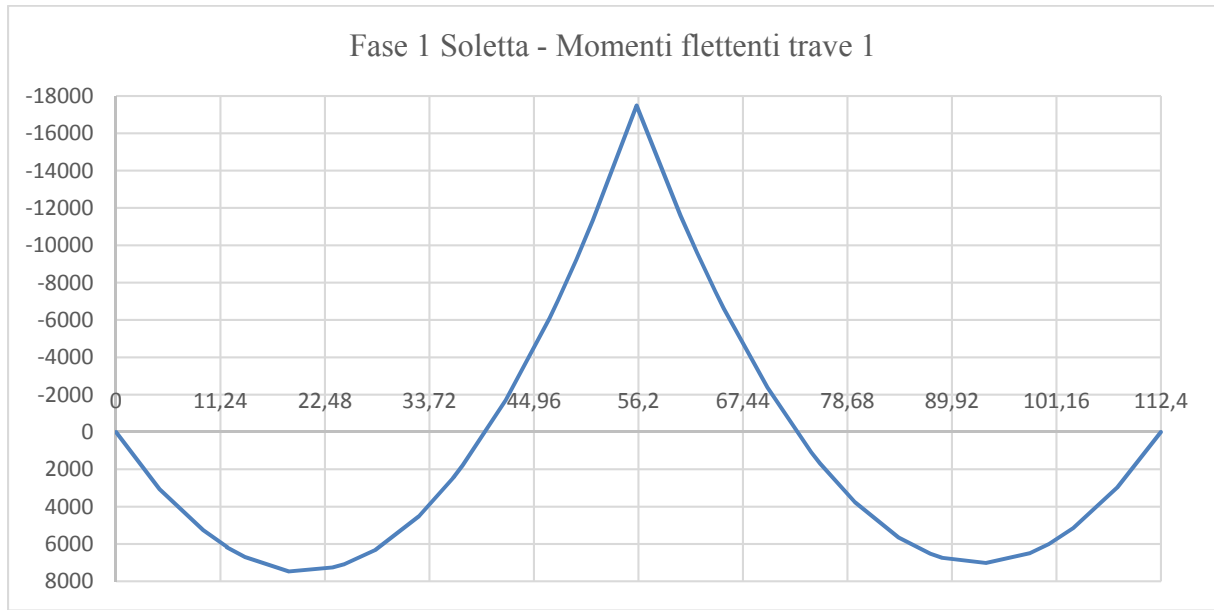
*Figura 38 – Momento flettente per peso soletta*



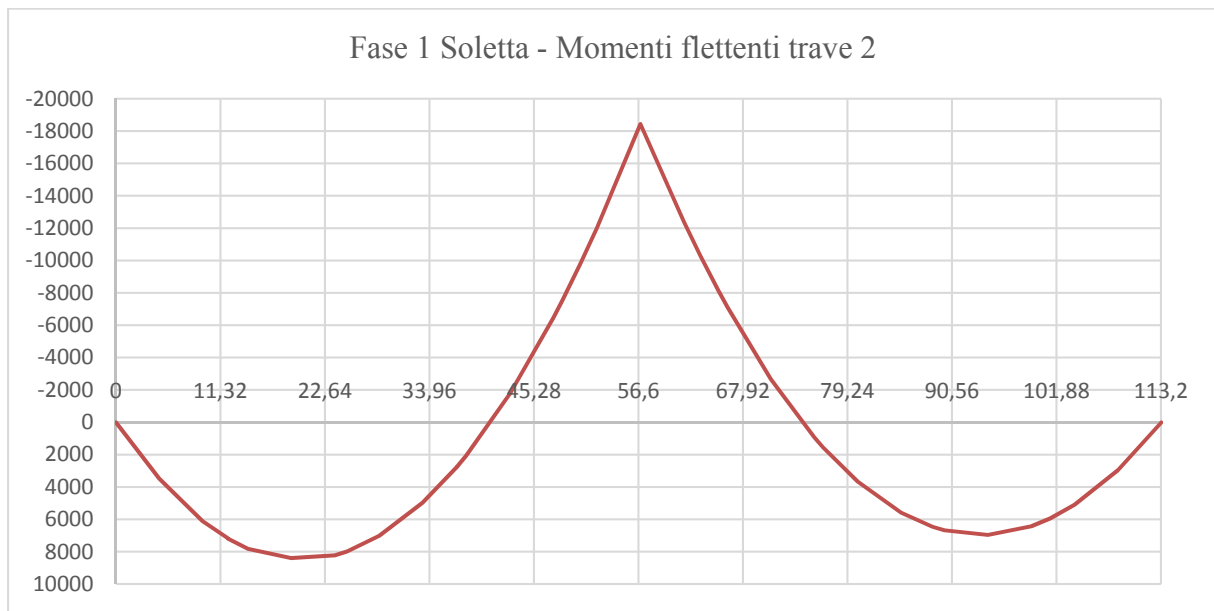
*Figura 39 – Azione di taglio per peso soletta*



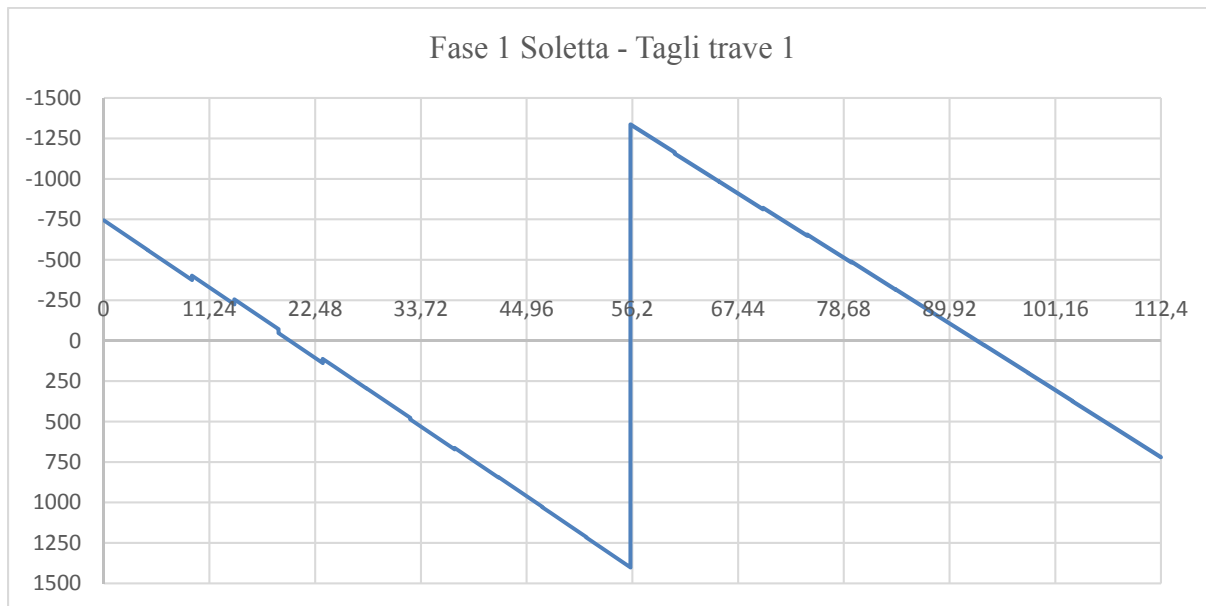
*Figura 40 – Azione torcente per peso soletta*



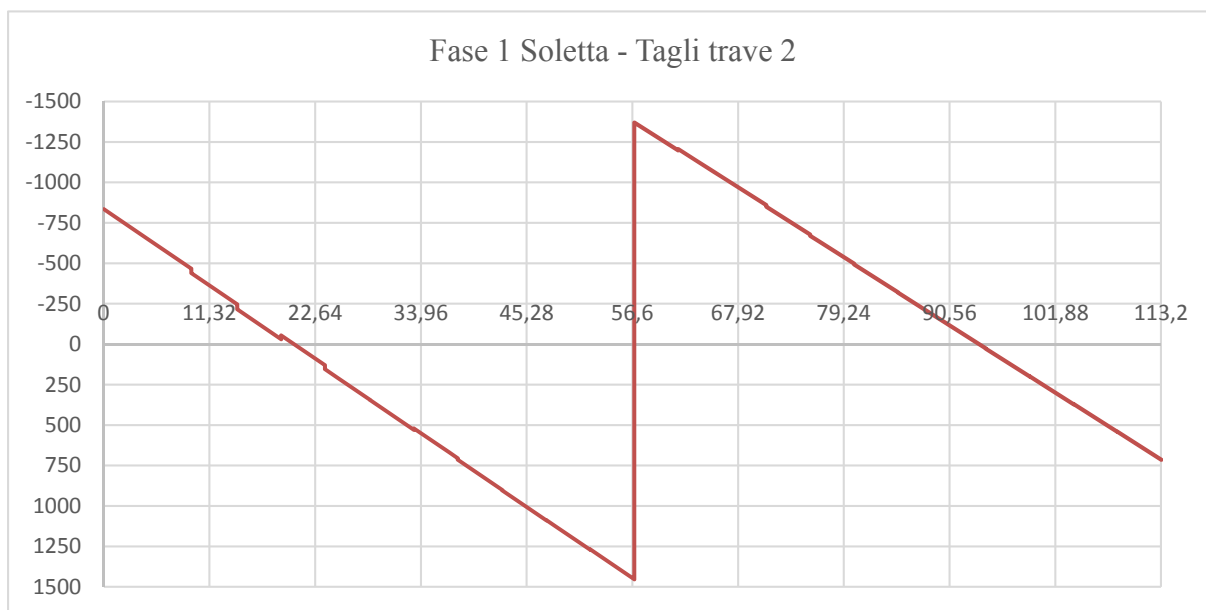
**Figura 41** – Momento flettente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva



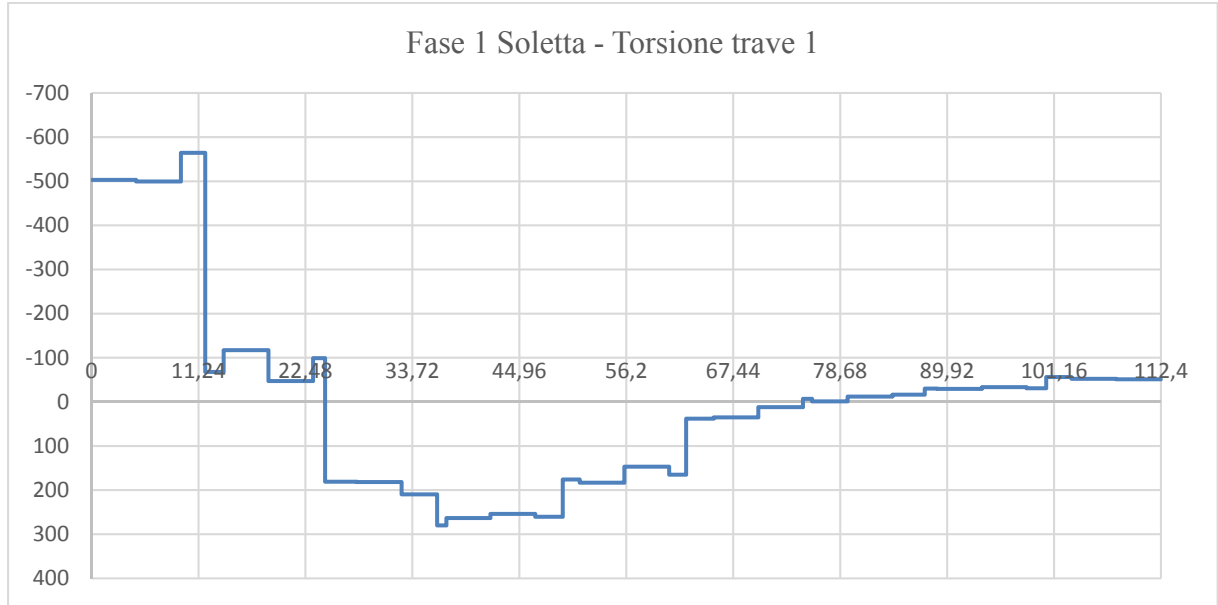
**Figura 42** – Momento flettente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva



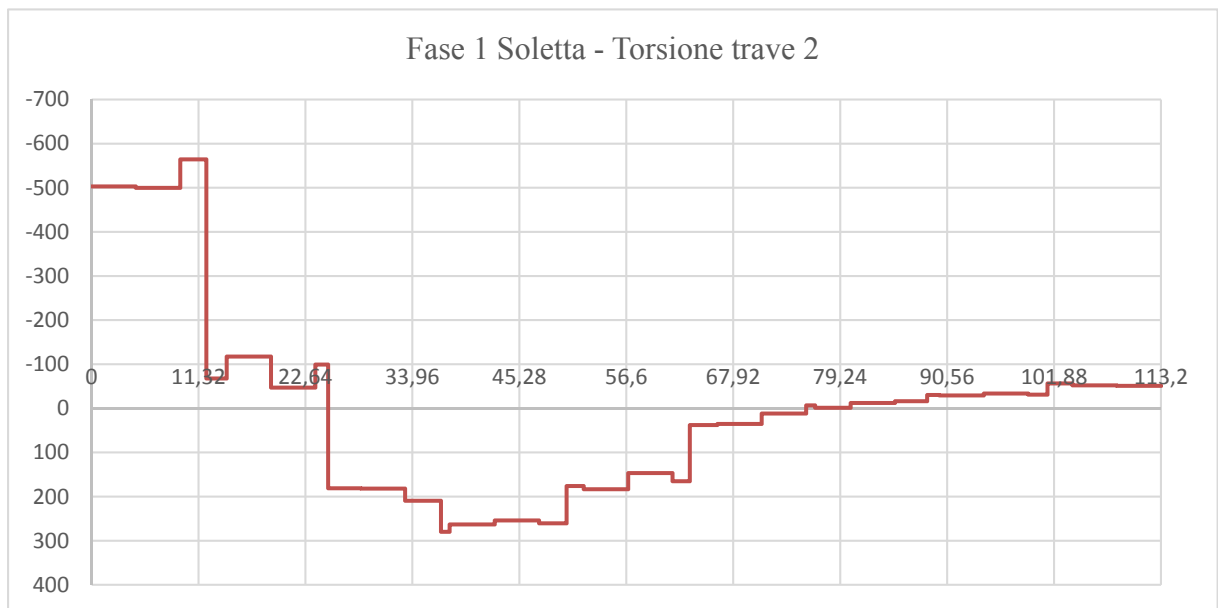
**Figura 43** – Taglio per peso soletta su trave 1 – lato interno curva



**Figura 44** – Taglio per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva



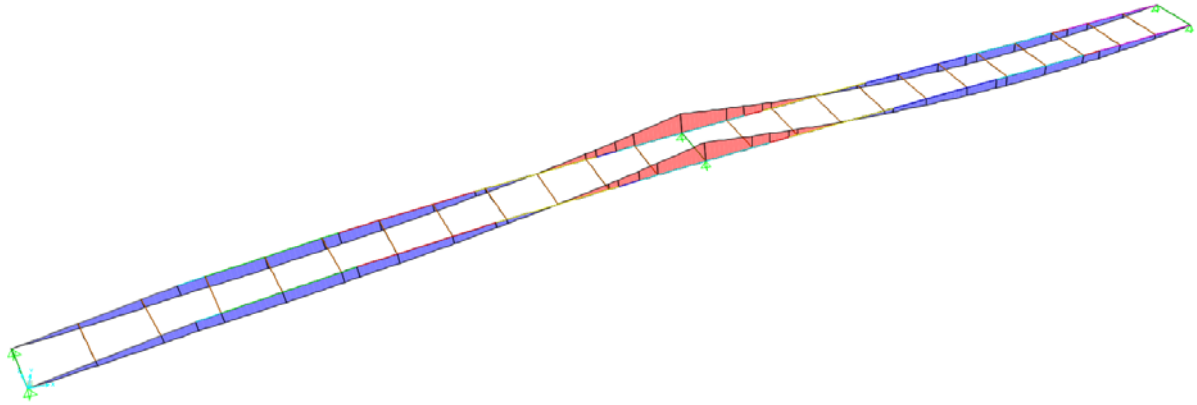
**Figura 45** – Momento torcente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva



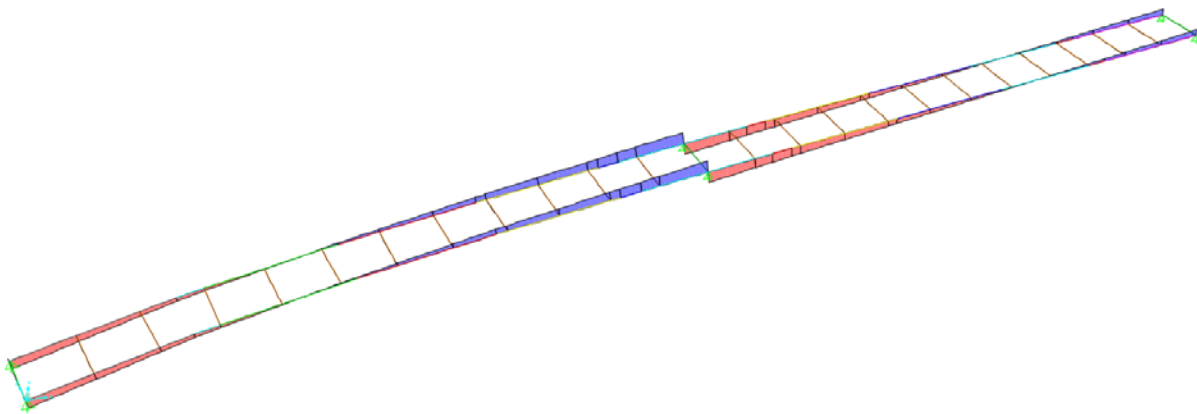
**Figura 46** – Momento torcente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva



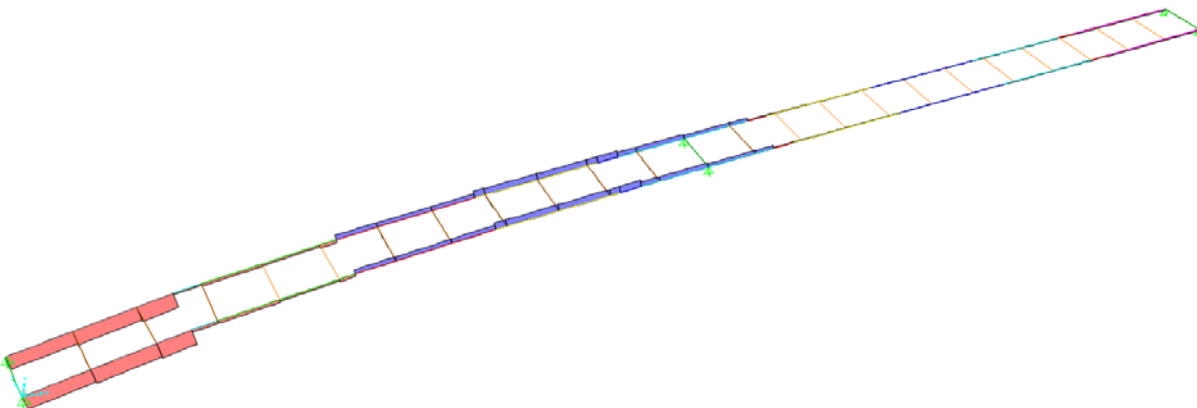
### 7.1.3 Permanenti – fase 2a



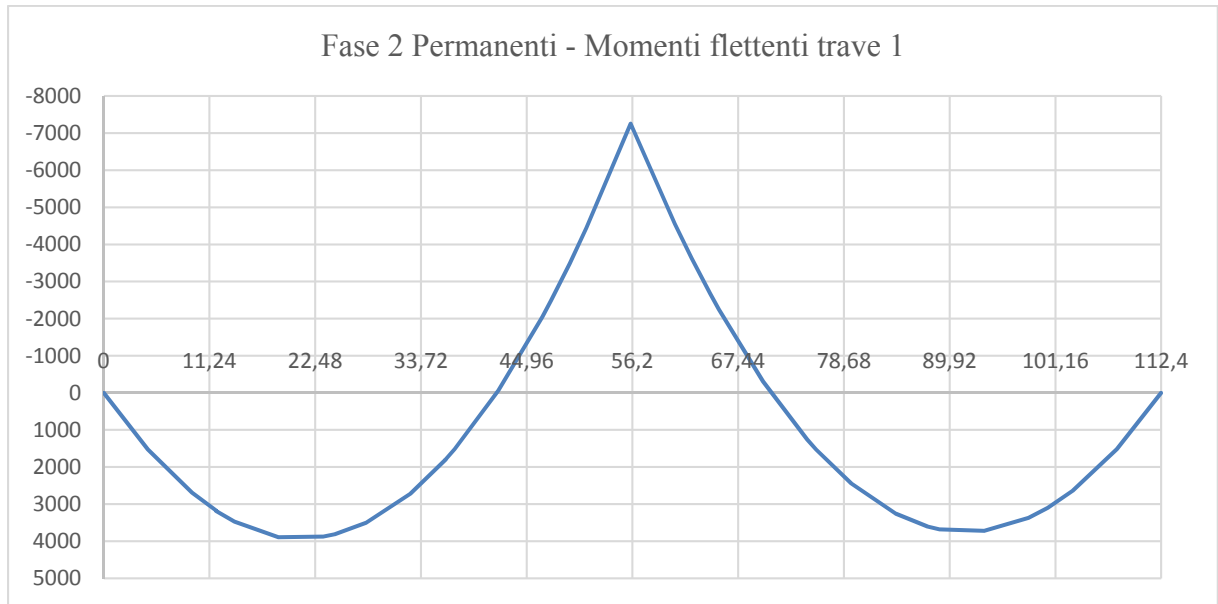
**Figura 47** – Momento flettente per carichi permanenti



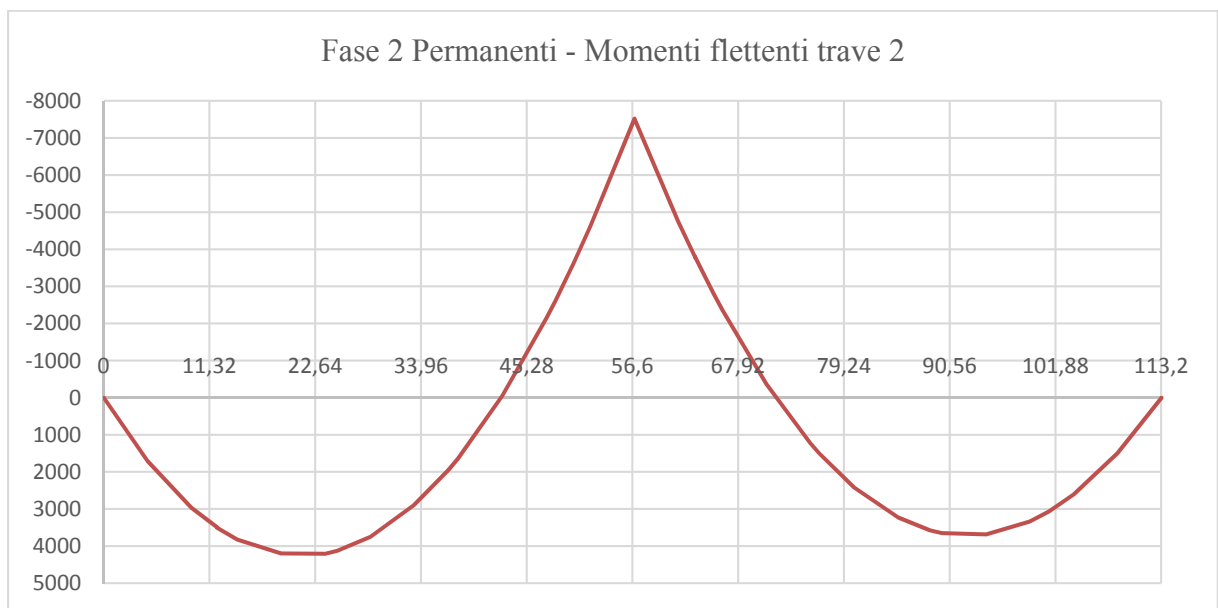
**Figura 48** – Taglio per carichi permanenti



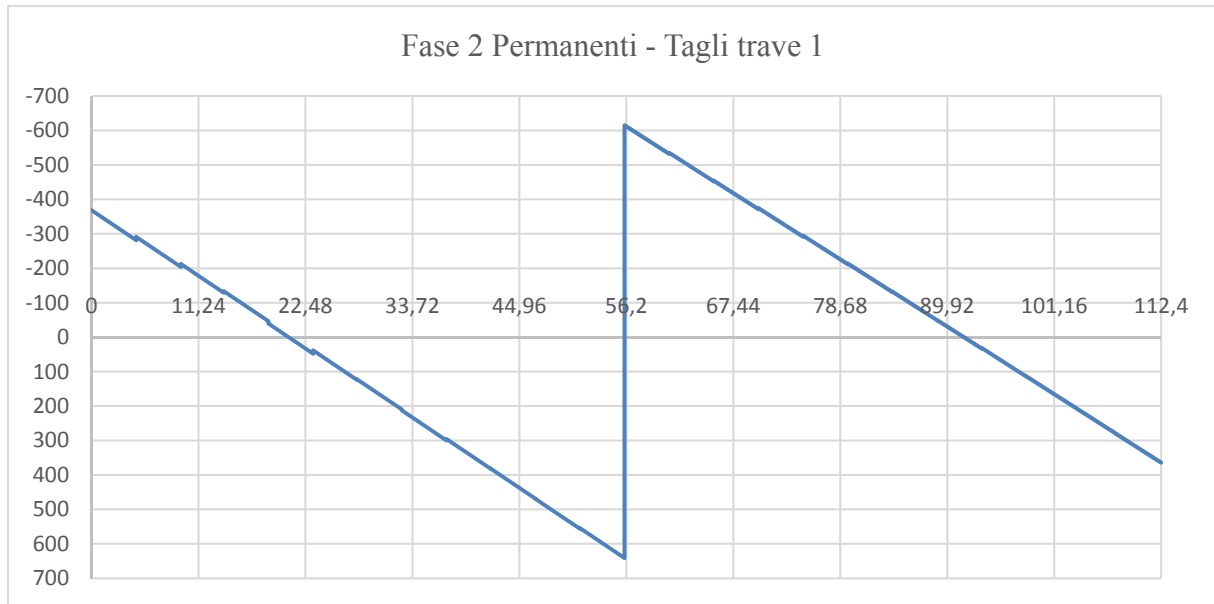
**Figura 49** – Azione torcente per carichi permanenti



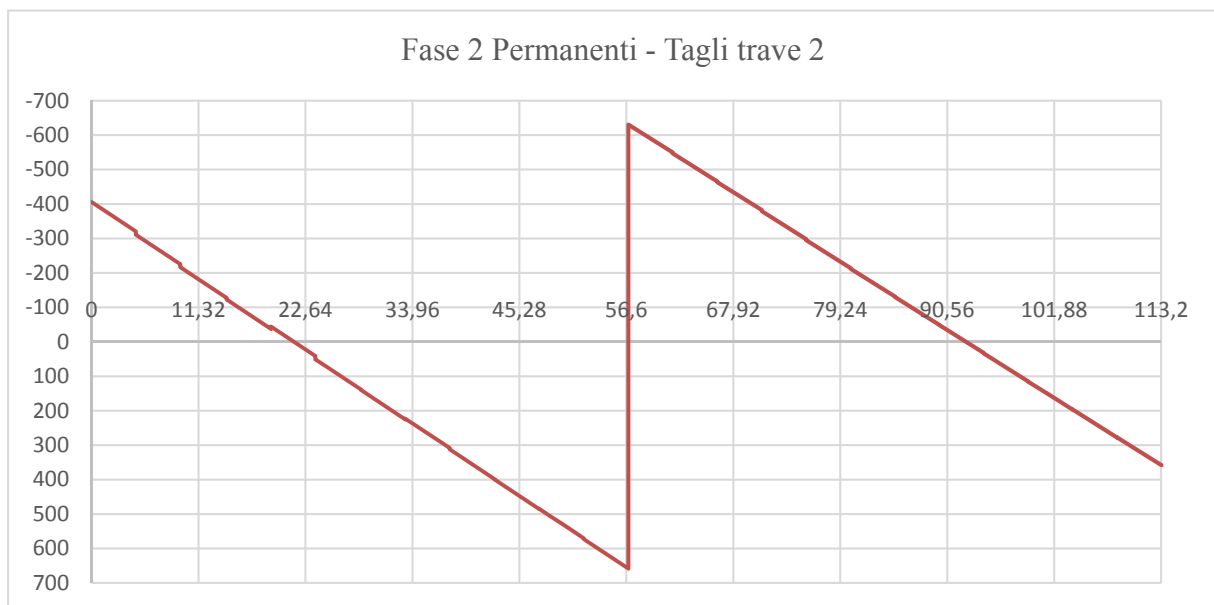
**Figura 50** – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva



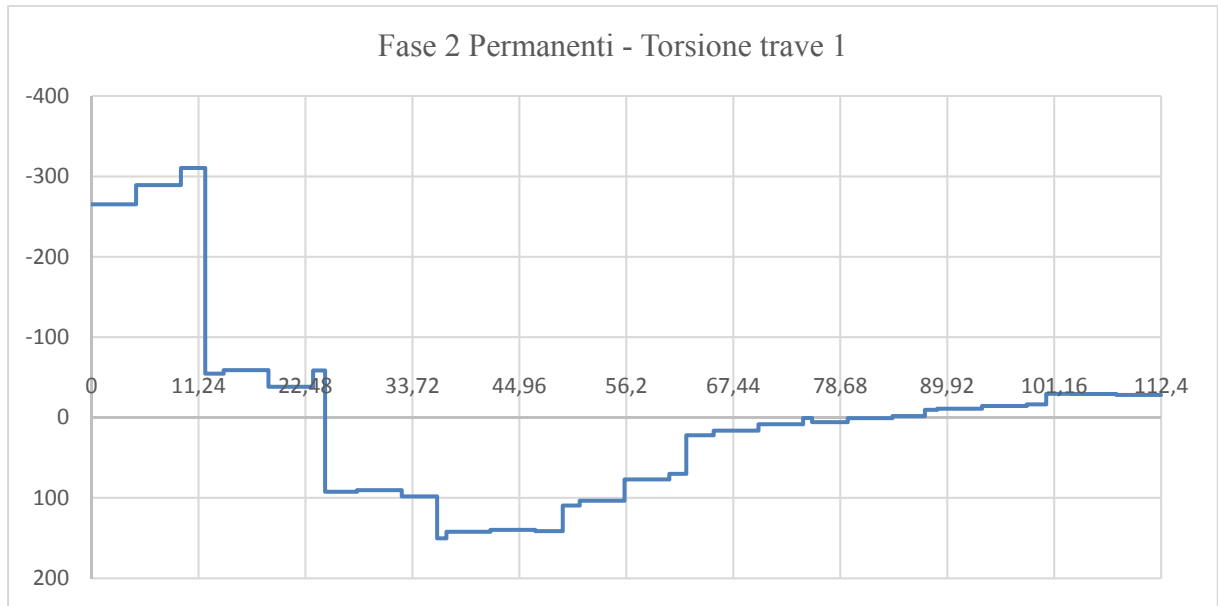
**Figura 51** – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva



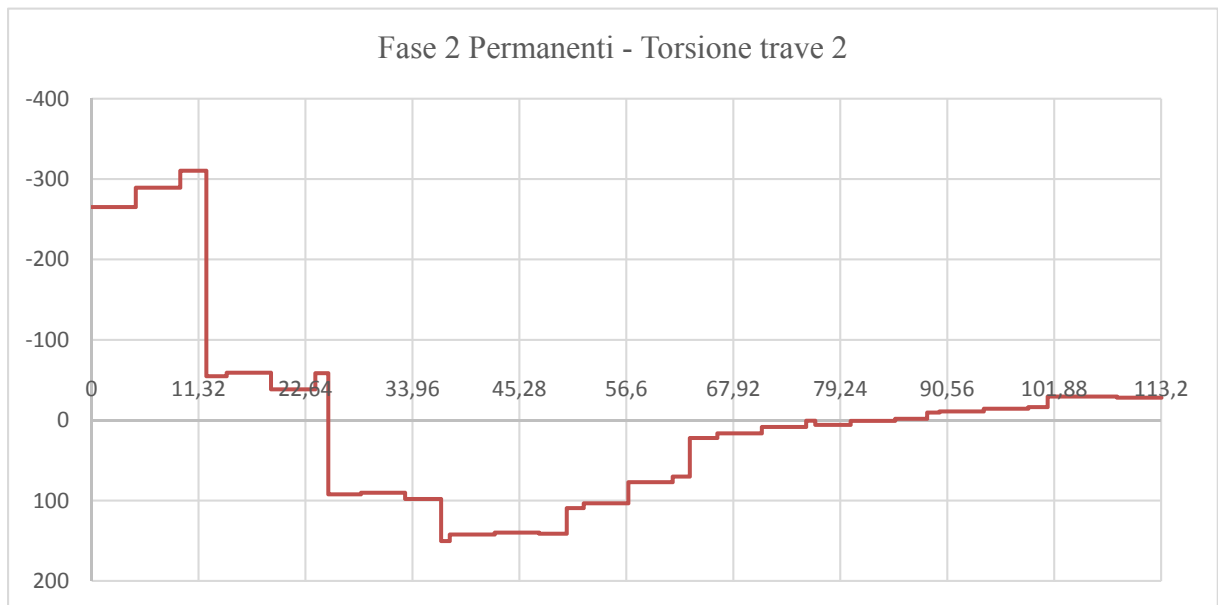
**Figura 52** – Taglio per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva



**Figura 53** – Taglio per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva

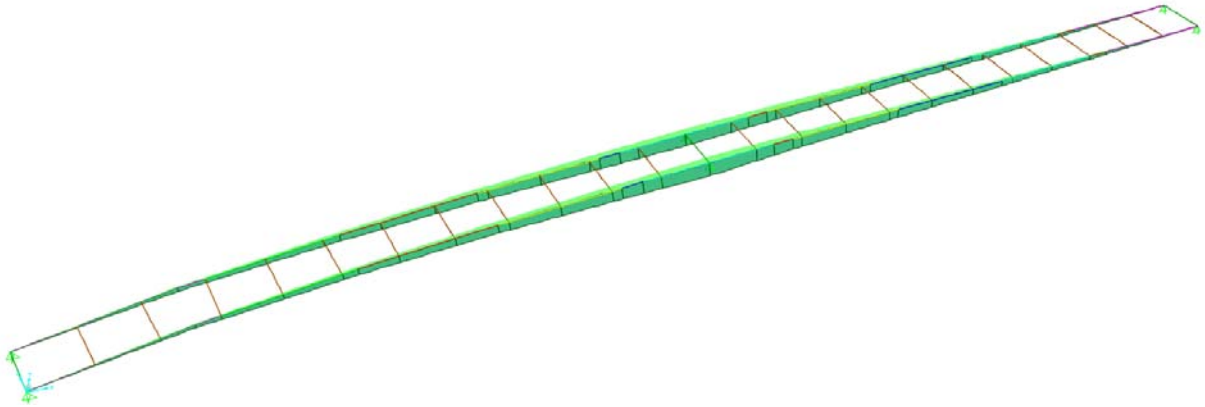


**Figura 54** – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva

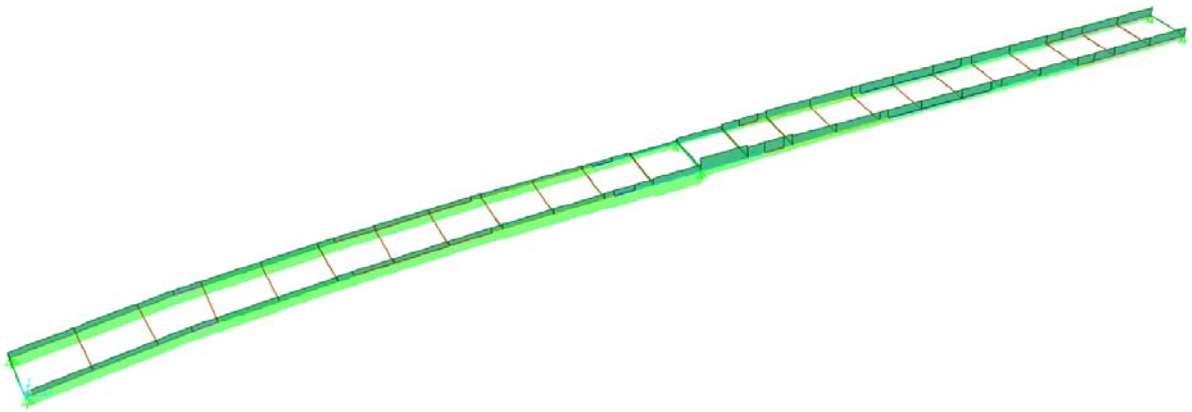


**Figura 55** – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva

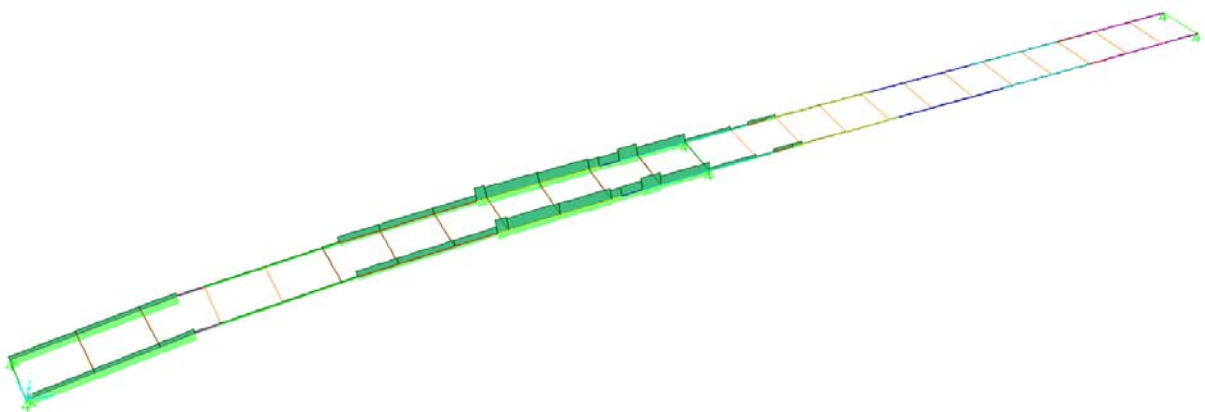
#### 7.1.4 Cedimenti – fase 2c



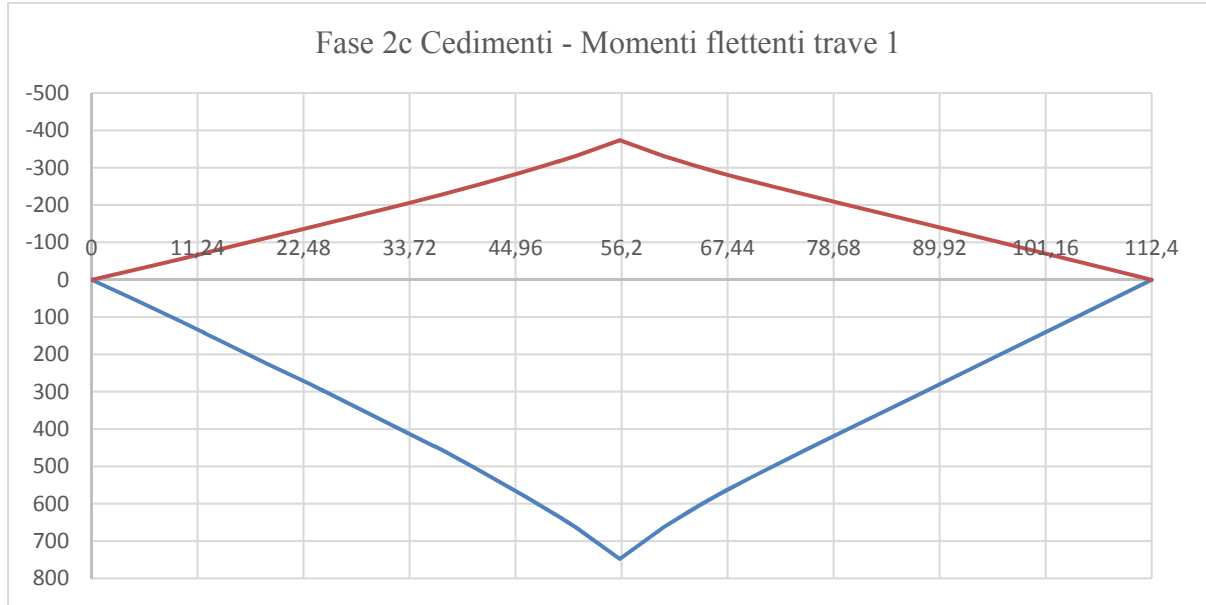
*Figura 56 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti*



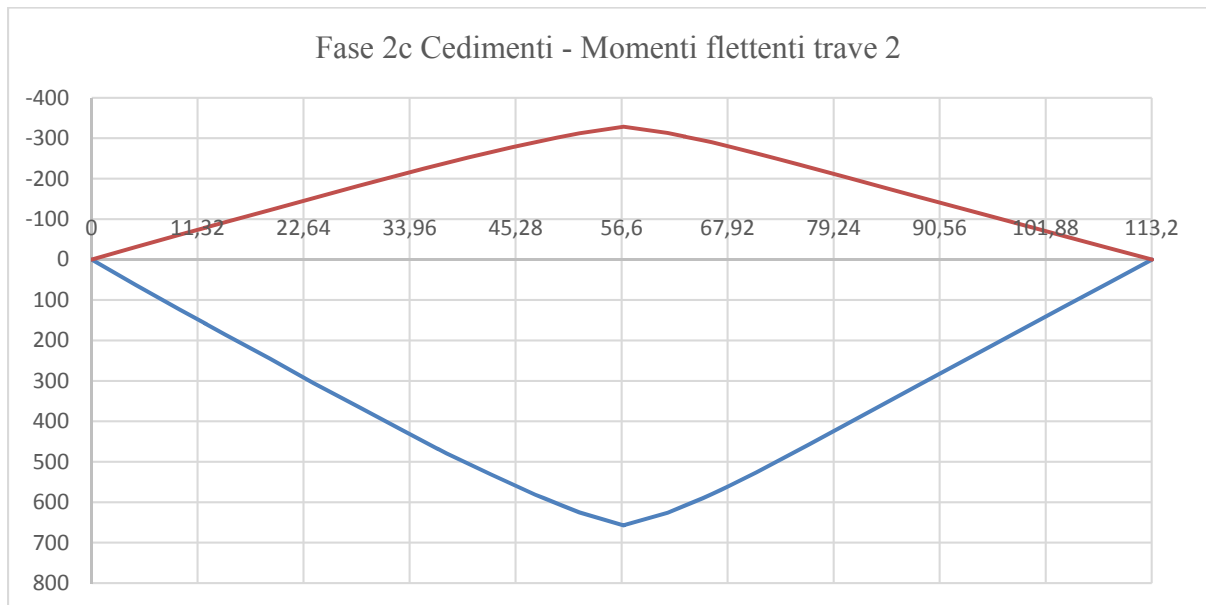
*Figura 57 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti*



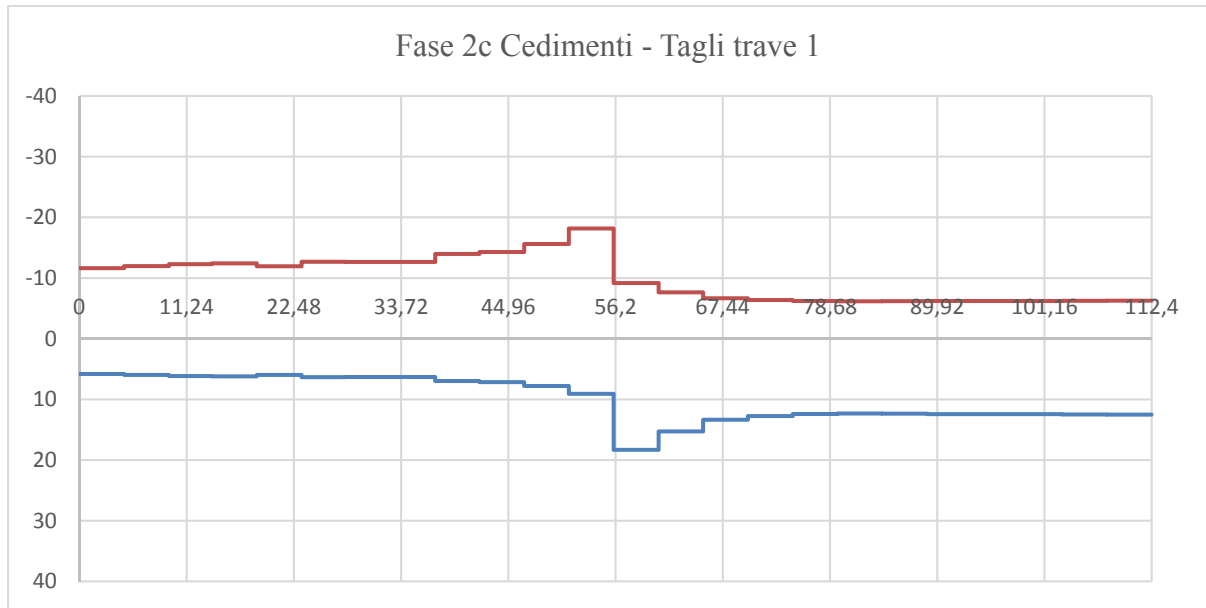
*Figura 58 – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti*



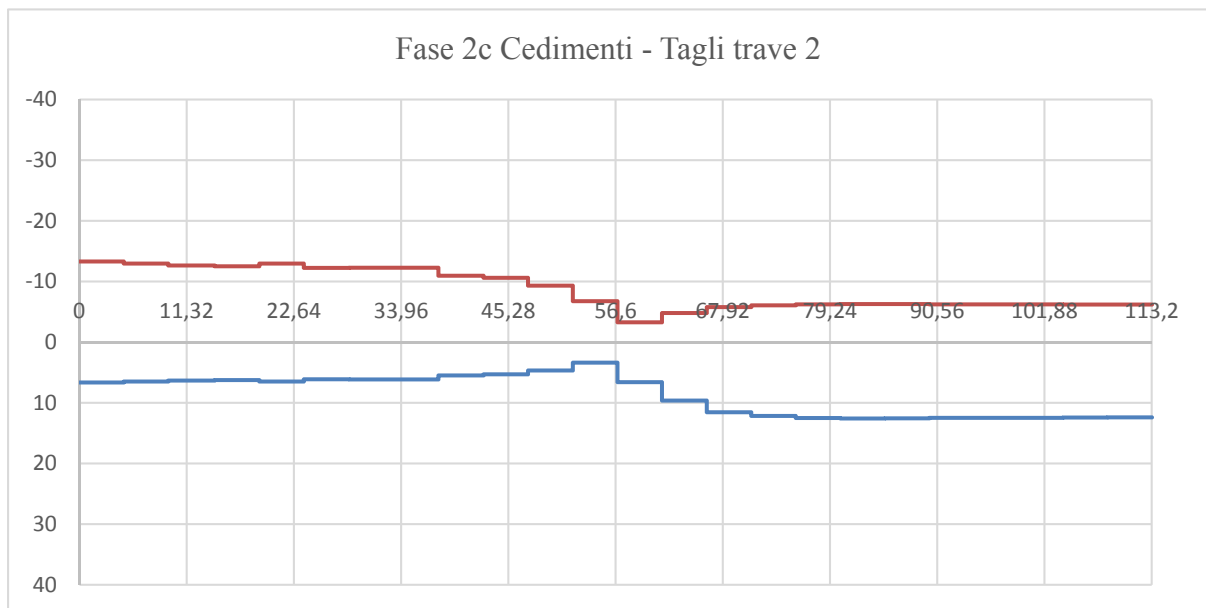
**Figura 59** – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva



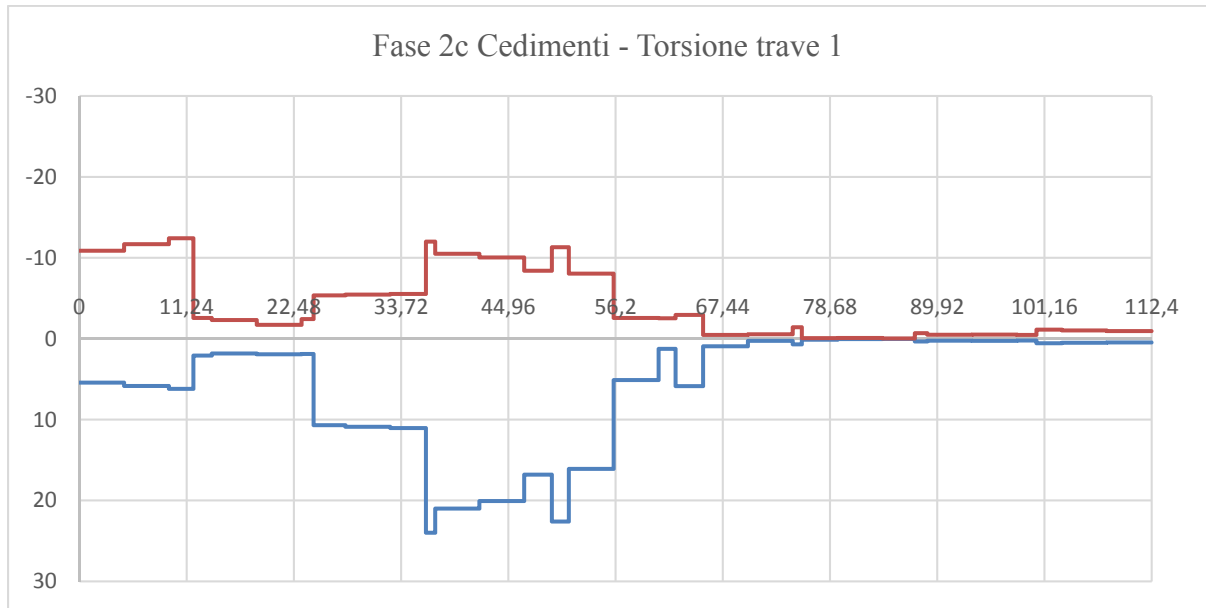
**Figura 60** – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva



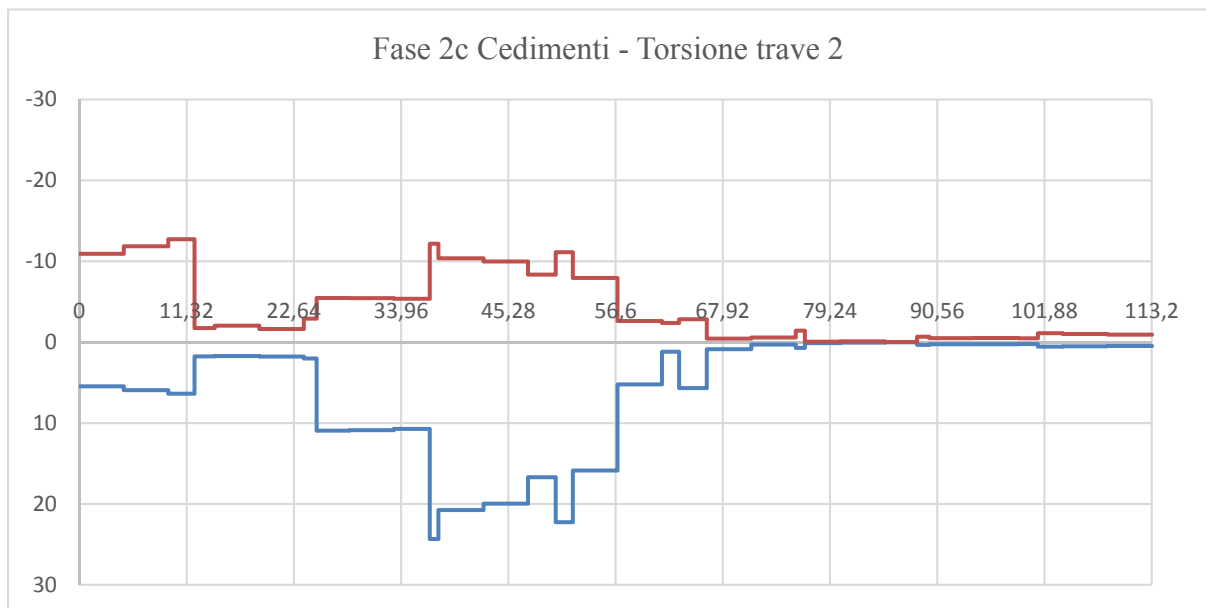
**Figura 61** – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva



**Figura 62** – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva



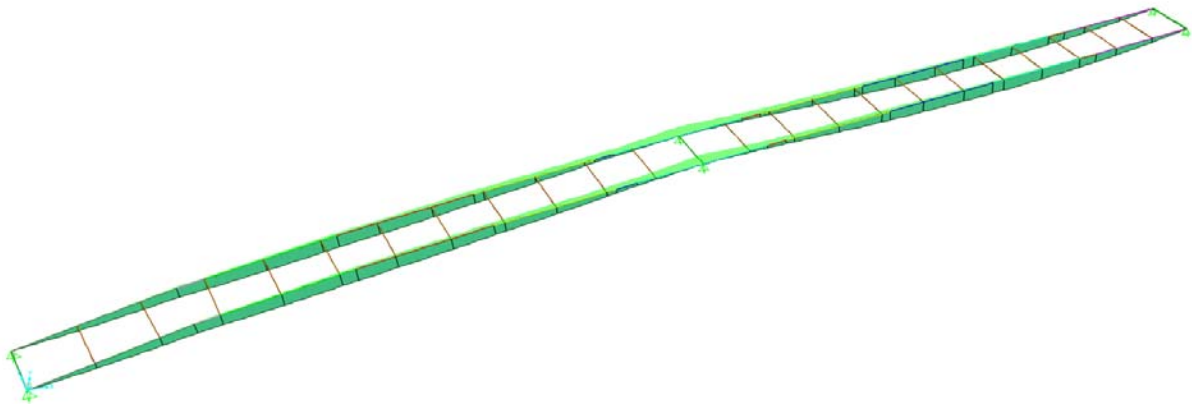
**Figura 63** – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva



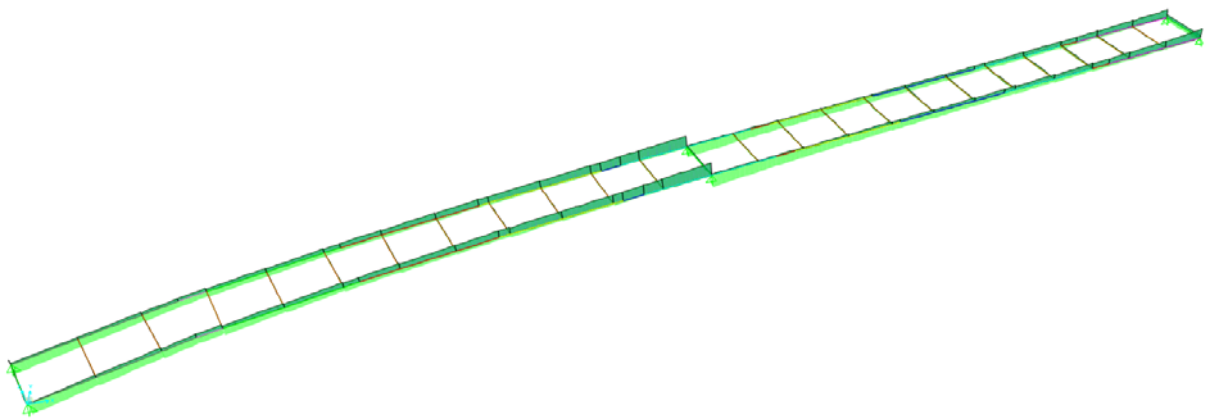
**Figura 64** – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva



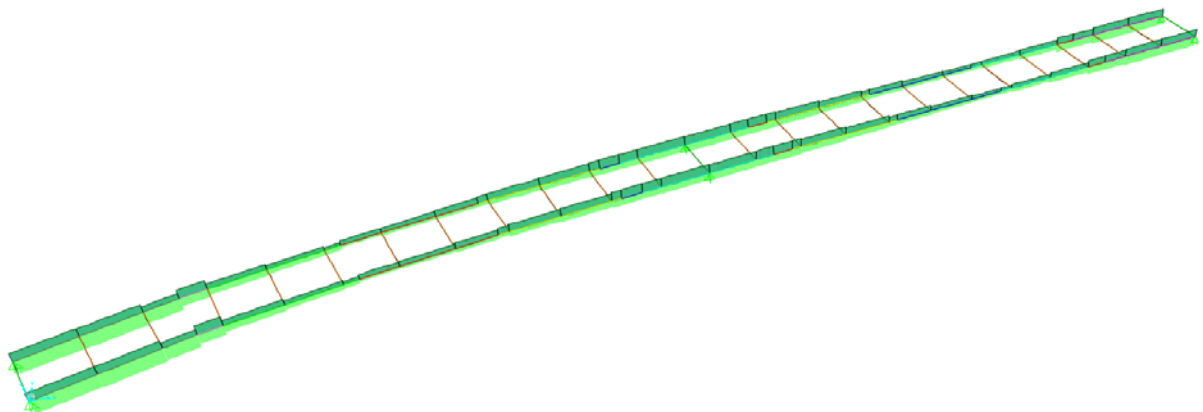
### 7.1.5 Accidentali mezzi – fase 3



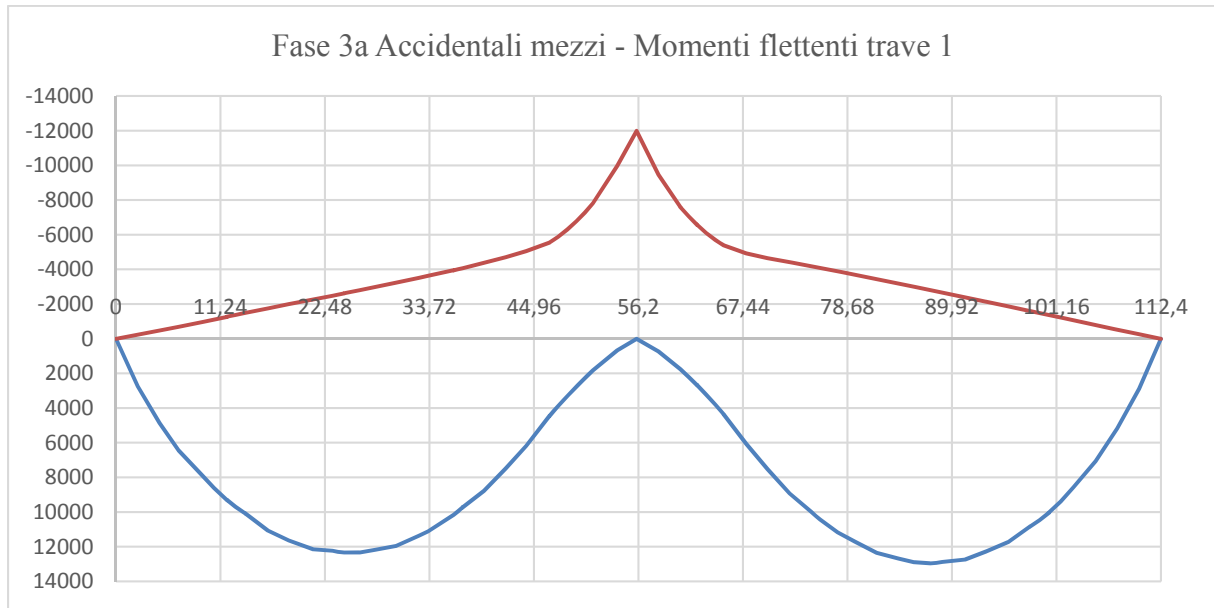
**Figura 65** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi



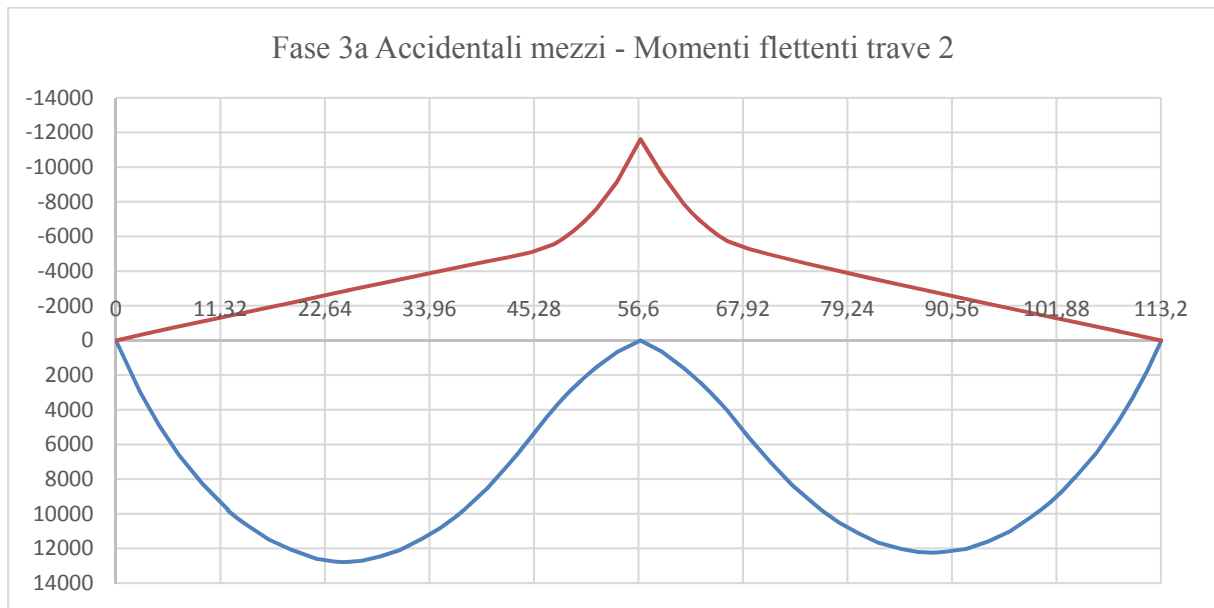
**Figura 66** – Taglio per carichi accidentali mezzi



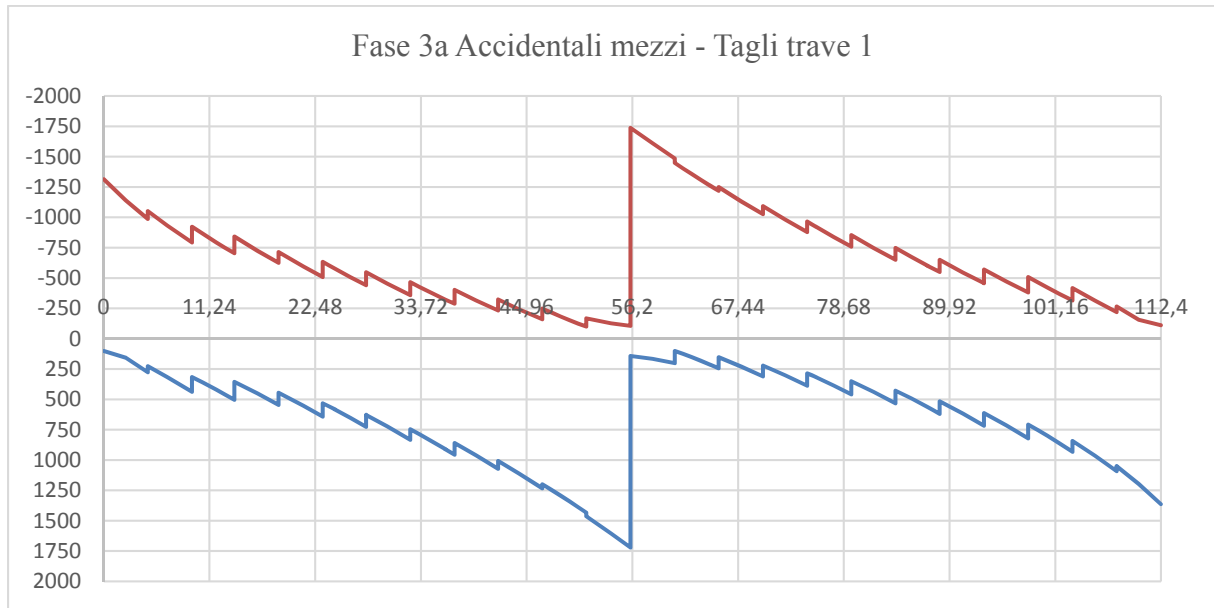
**Figura 67** – Azione torcente per carichi accidentali mezzi



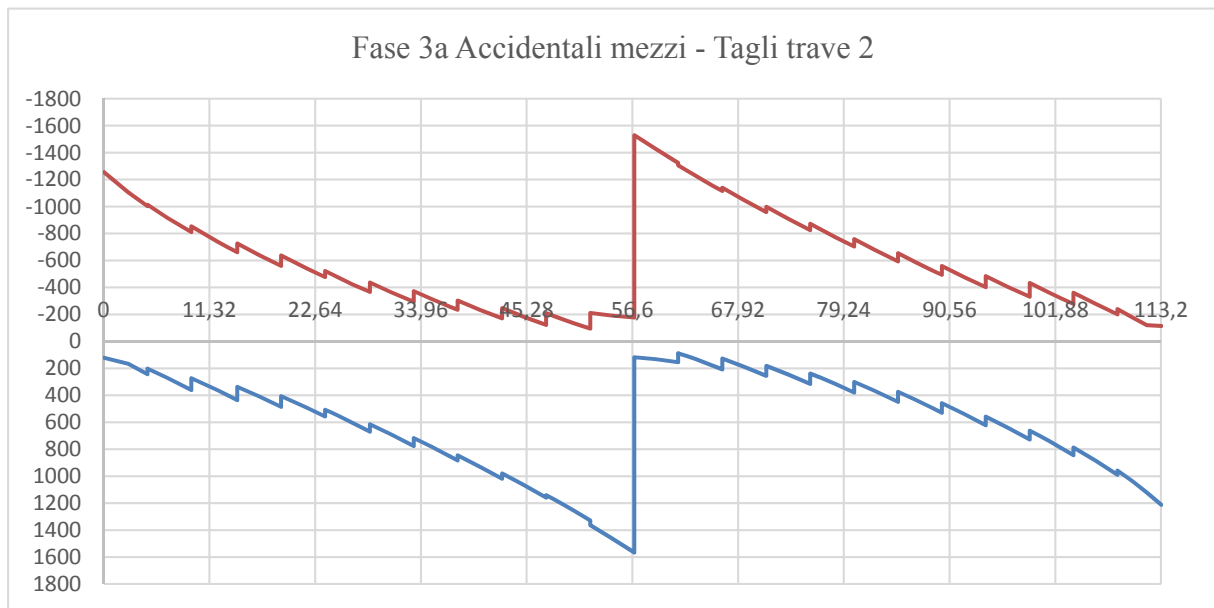
**Figura 68** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva



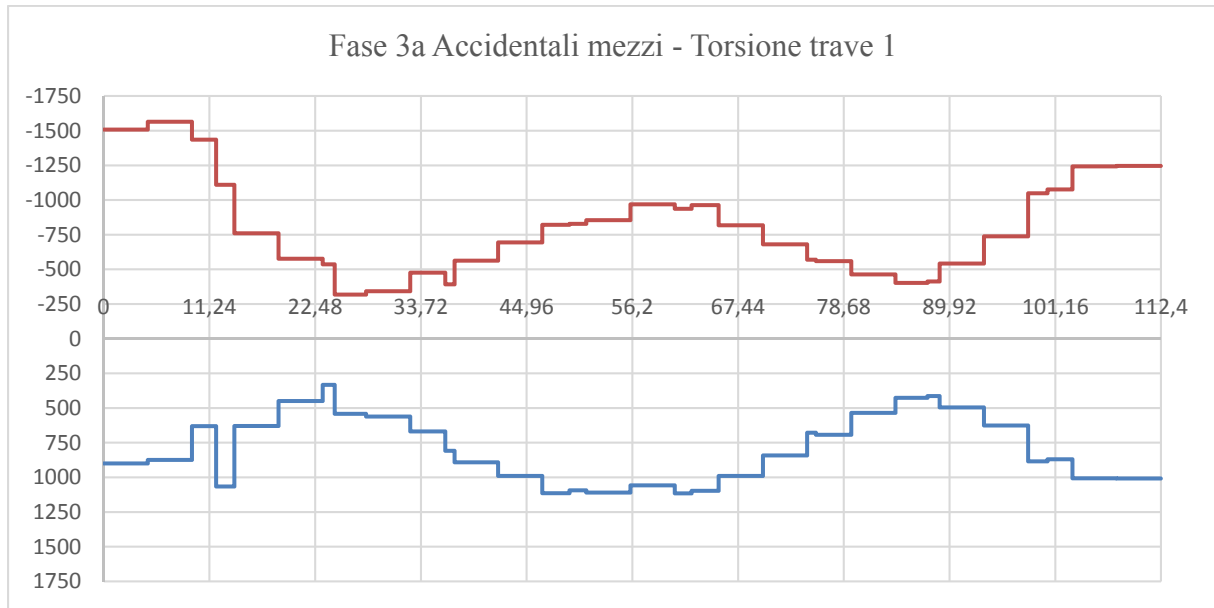
**Figura 69** – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva



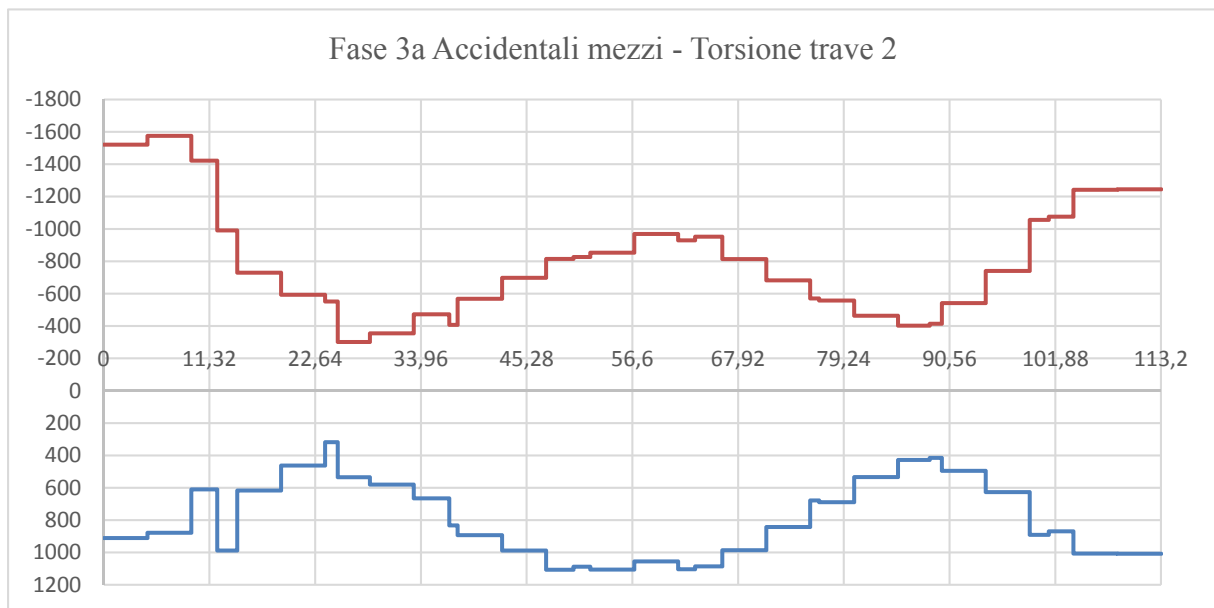
**Figura 70** – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva



**Figura 71** – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva

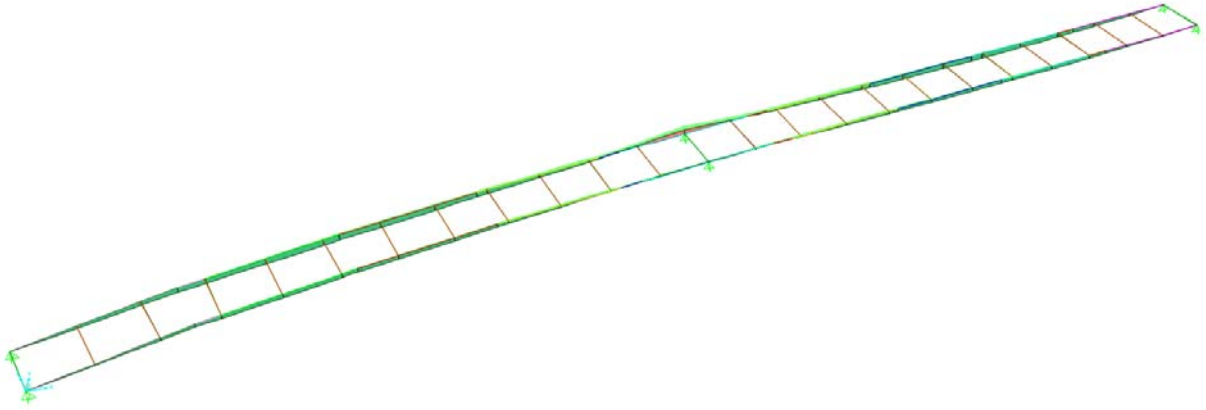


**Figura 72** – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva

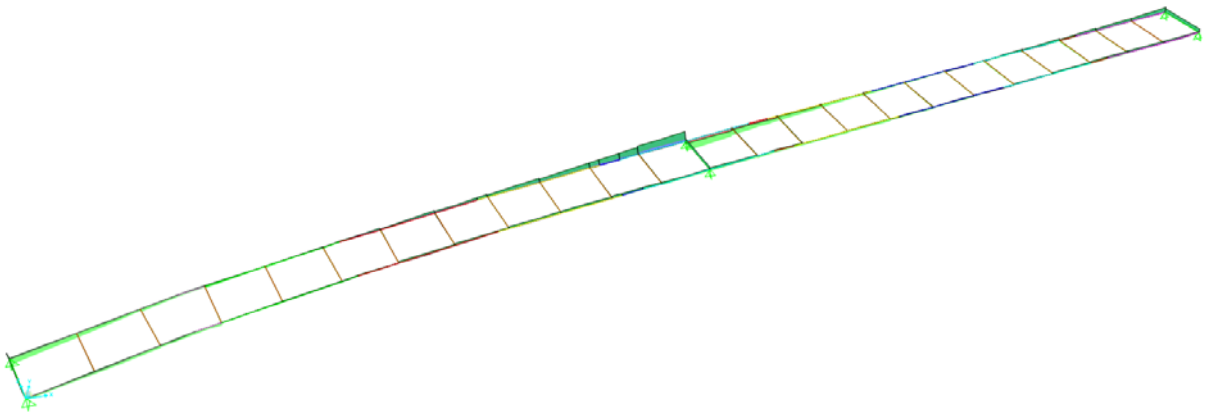


**Figura 73** – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva

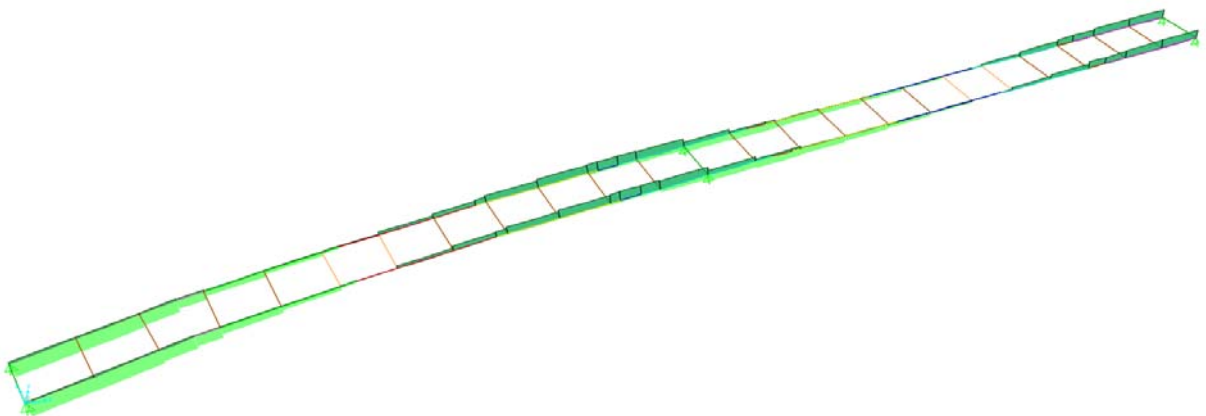
### 7.1.6 Accidentali folla – fase 3



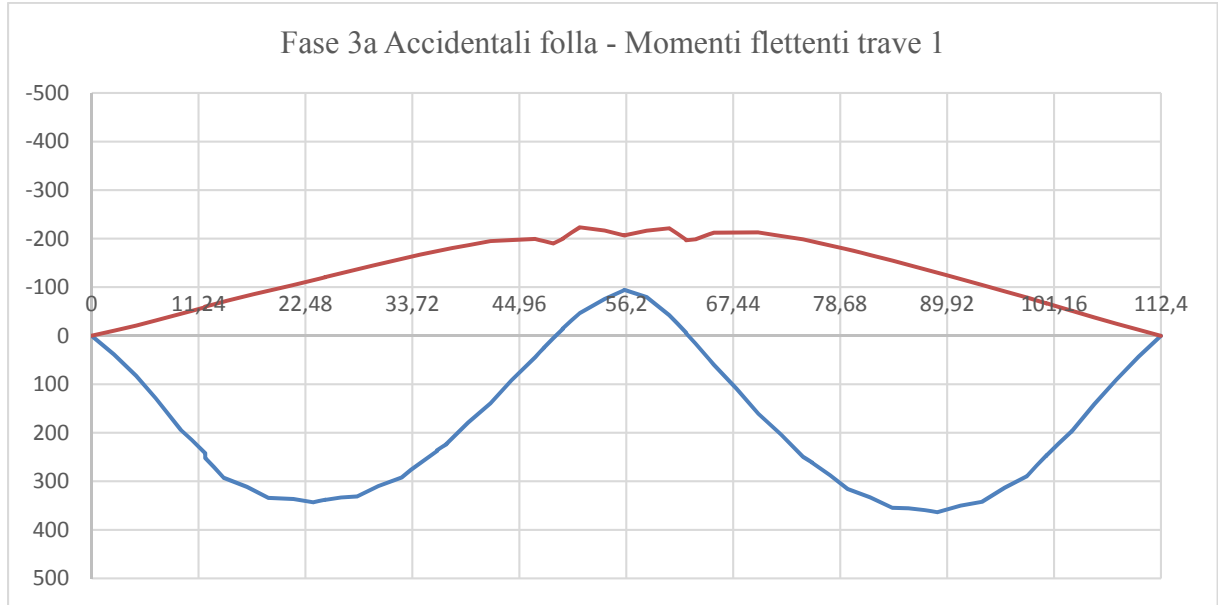
*Figura 74 – Momento flettente per carichi accidentali folla*



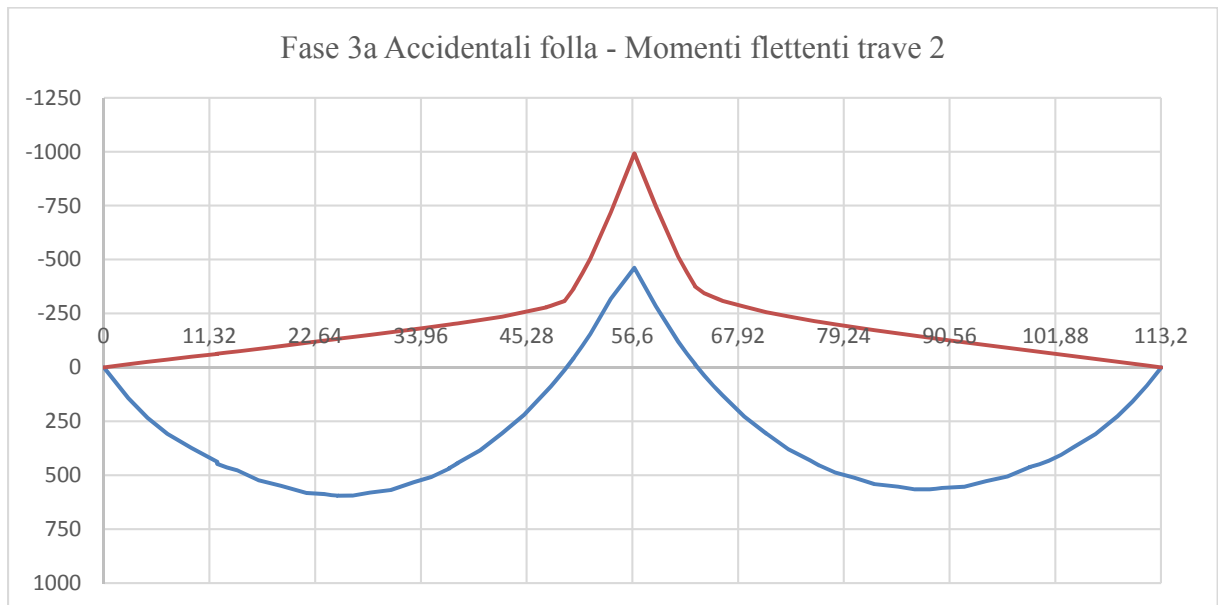
*Figura 75 – Taglio per carichi accidentali folla*



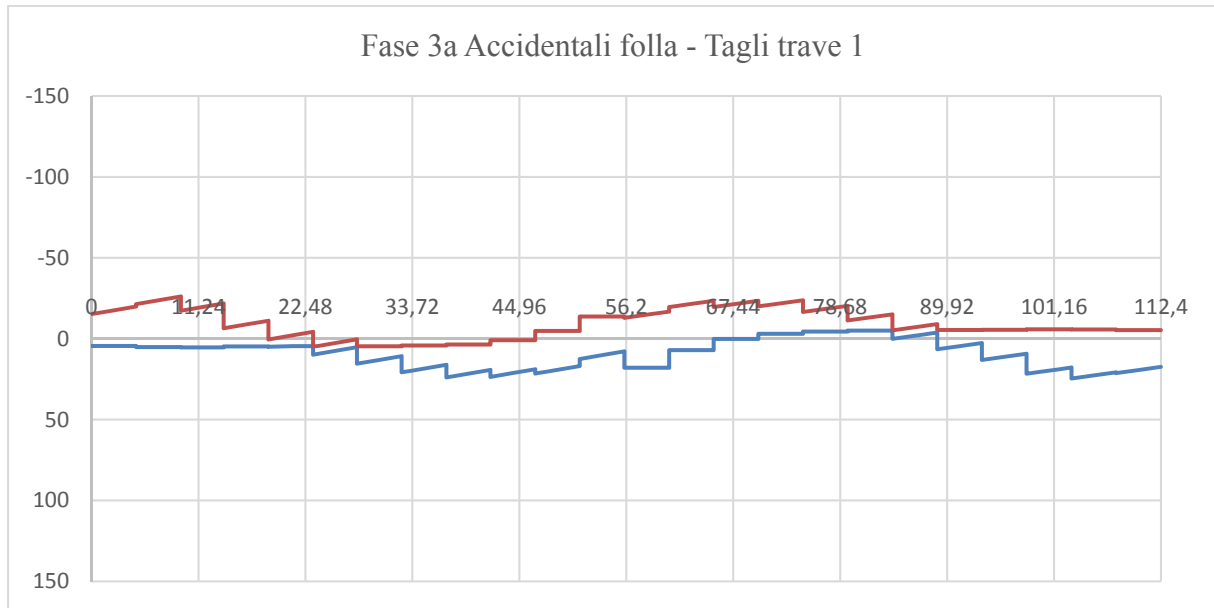
*Figura 76 – Azione torcente per carichi accidentali folla*



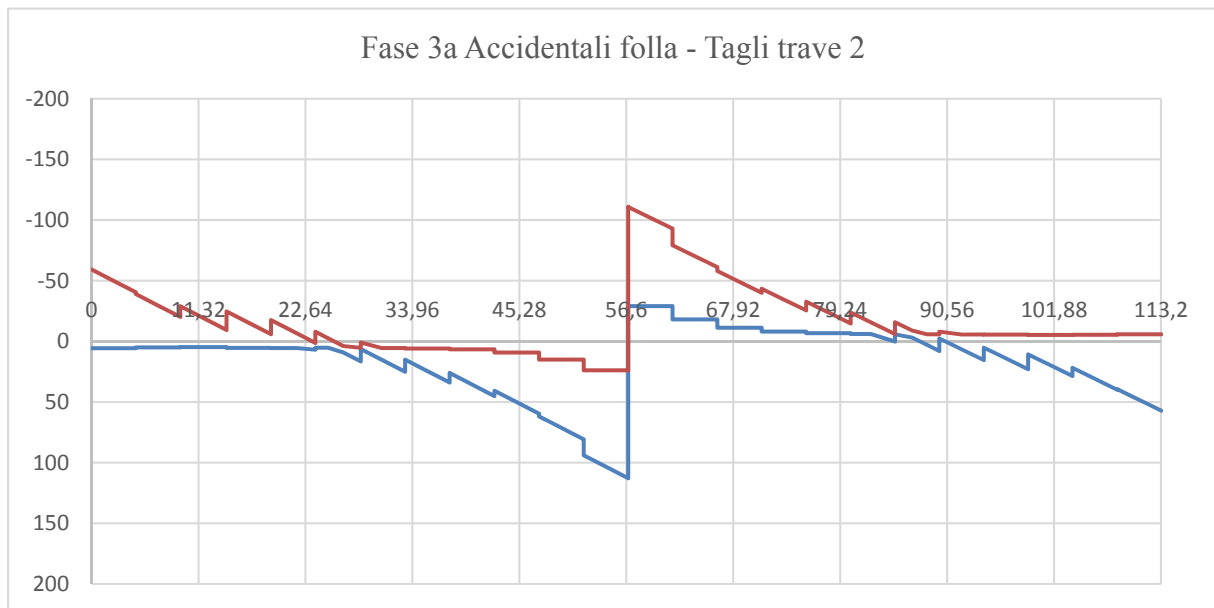
**Figura 77** – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva



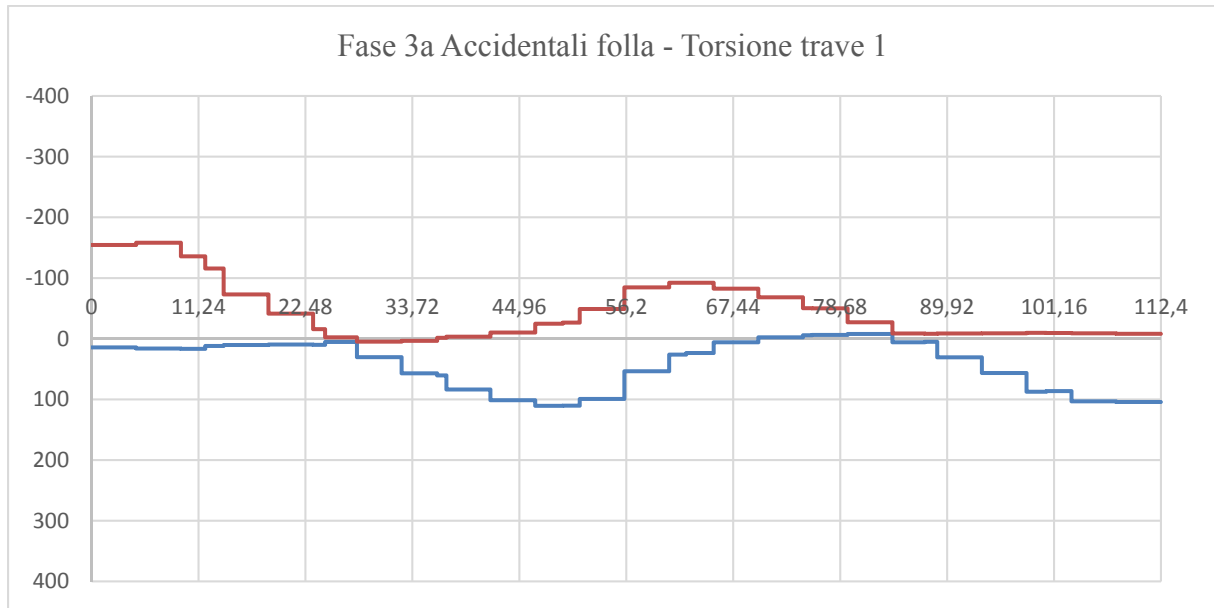
**Figura 78** – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva



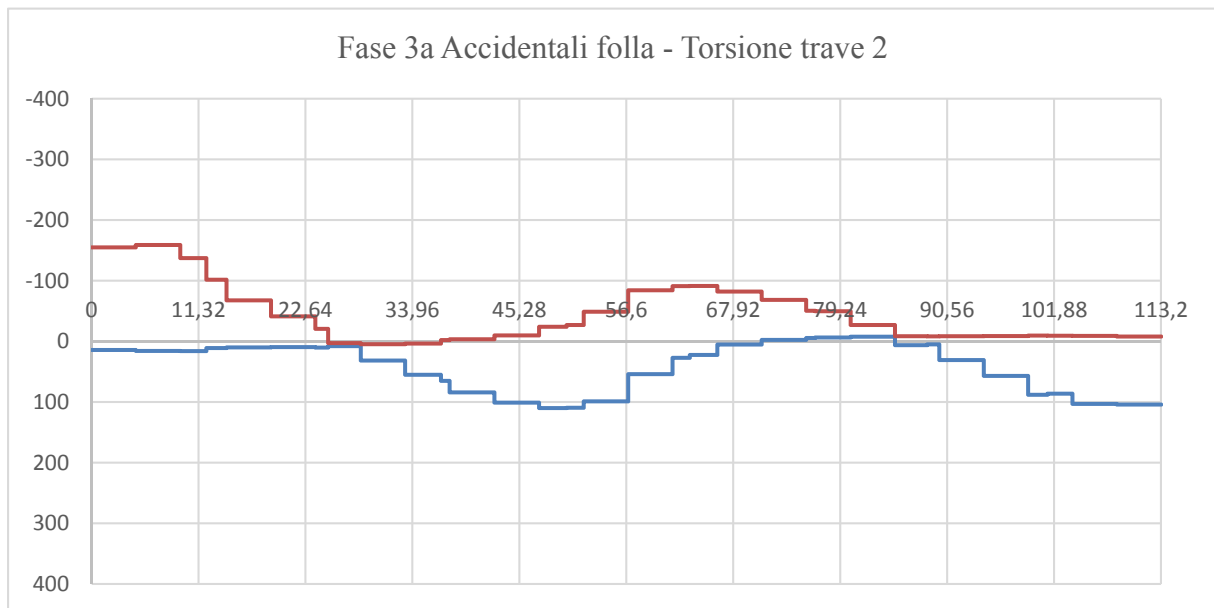
**Figura 79** – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva



**Figura 80** – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva



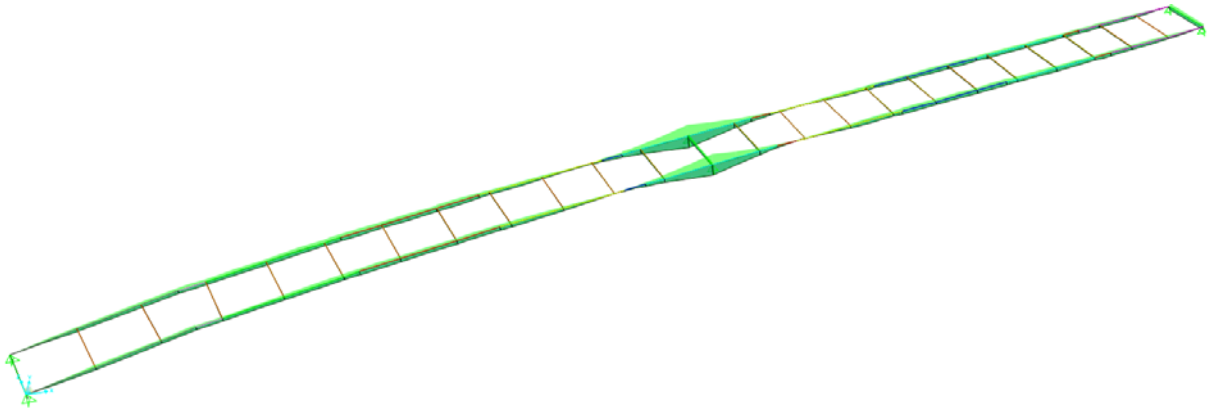
**Figura 81** – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva



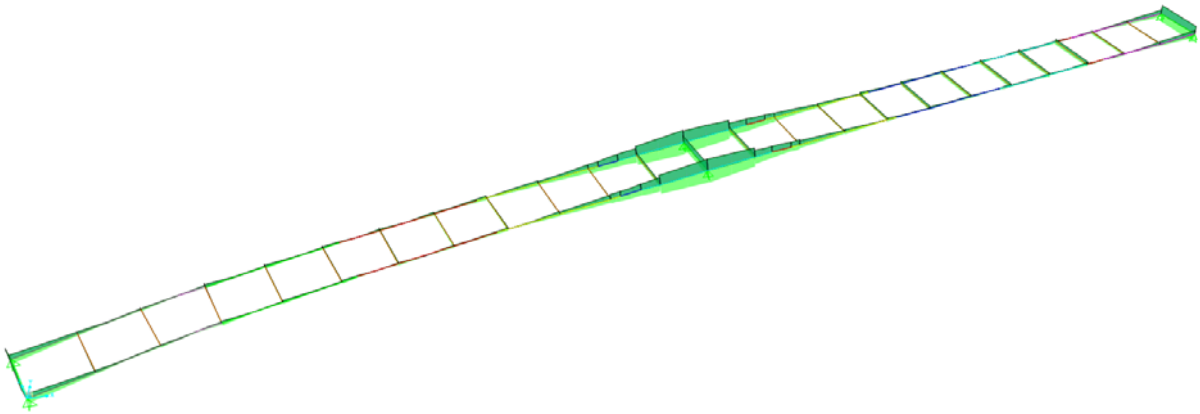
**Figura 82** – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva



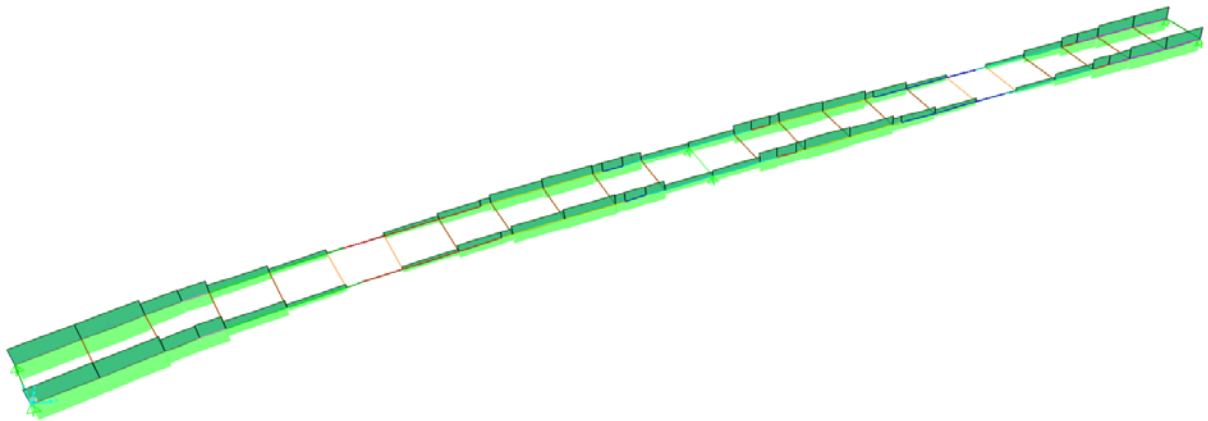
### 7.1.7 Vento – fase 3



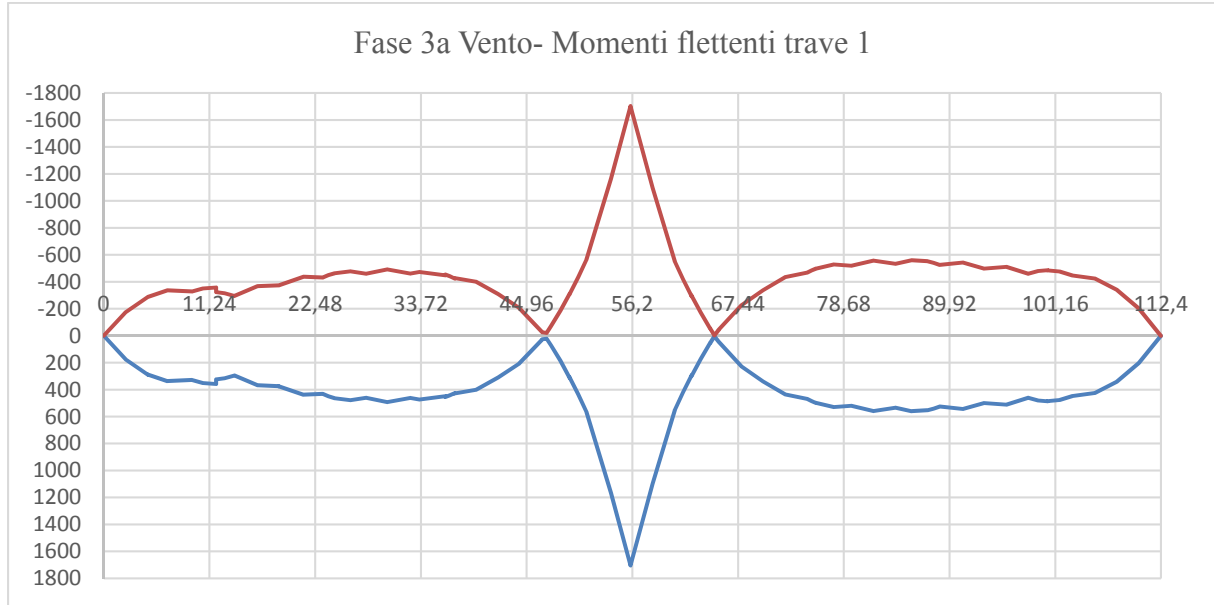
**Figura 83** – Momento flettente per carichi vento



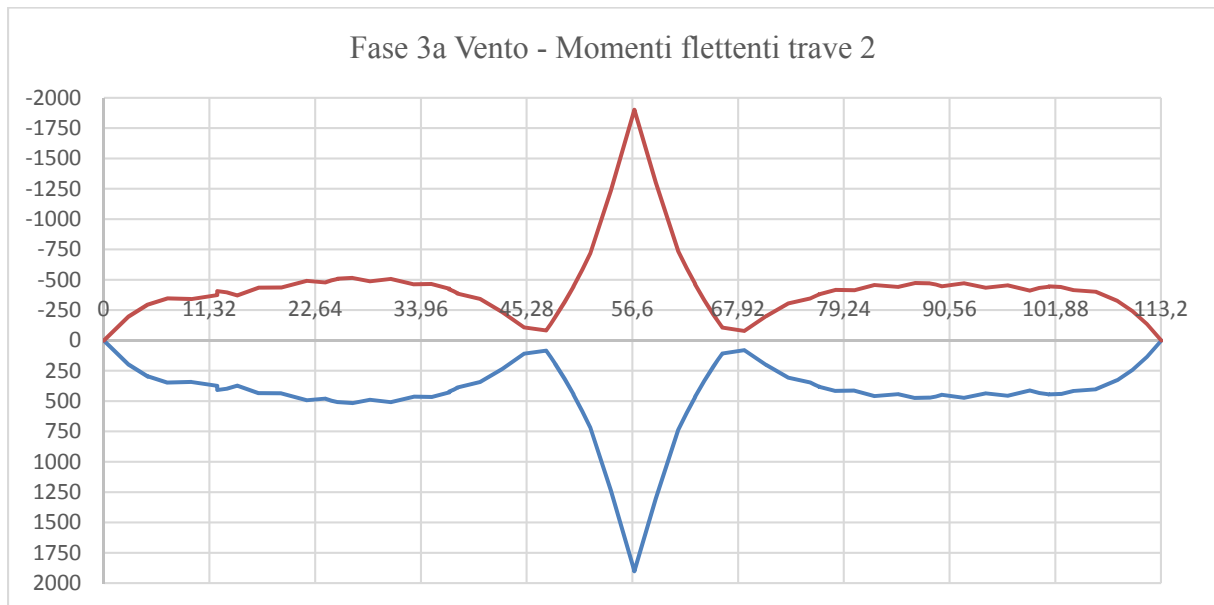
**Figura 84** – Taglio per carichi vento



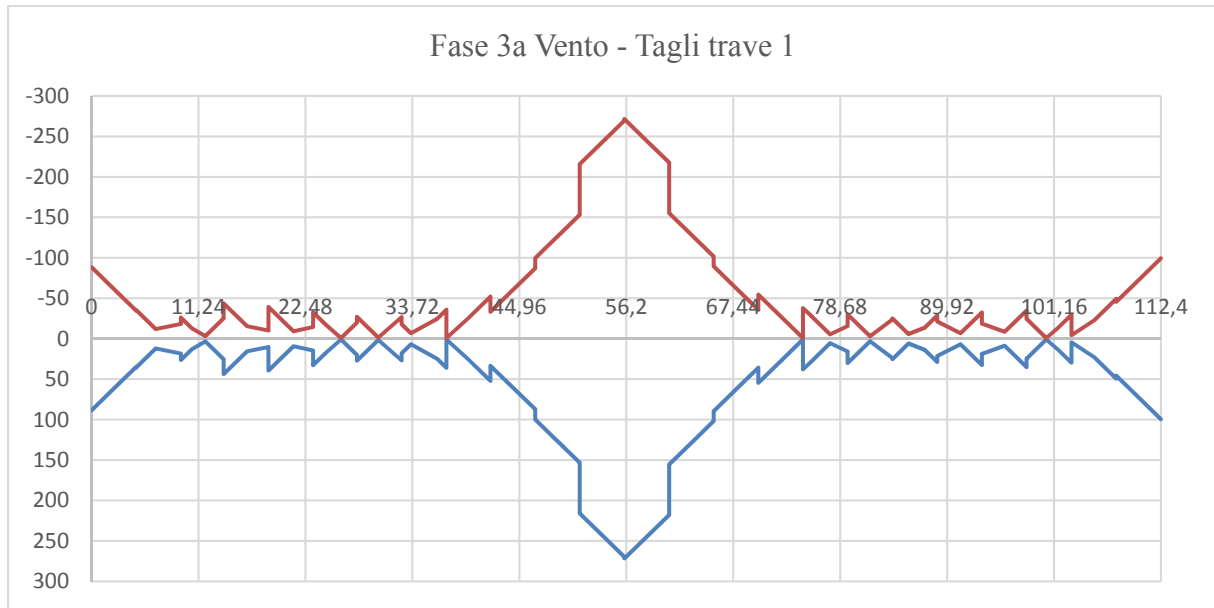
**Figura 85** – Azione torcente per carichi vento



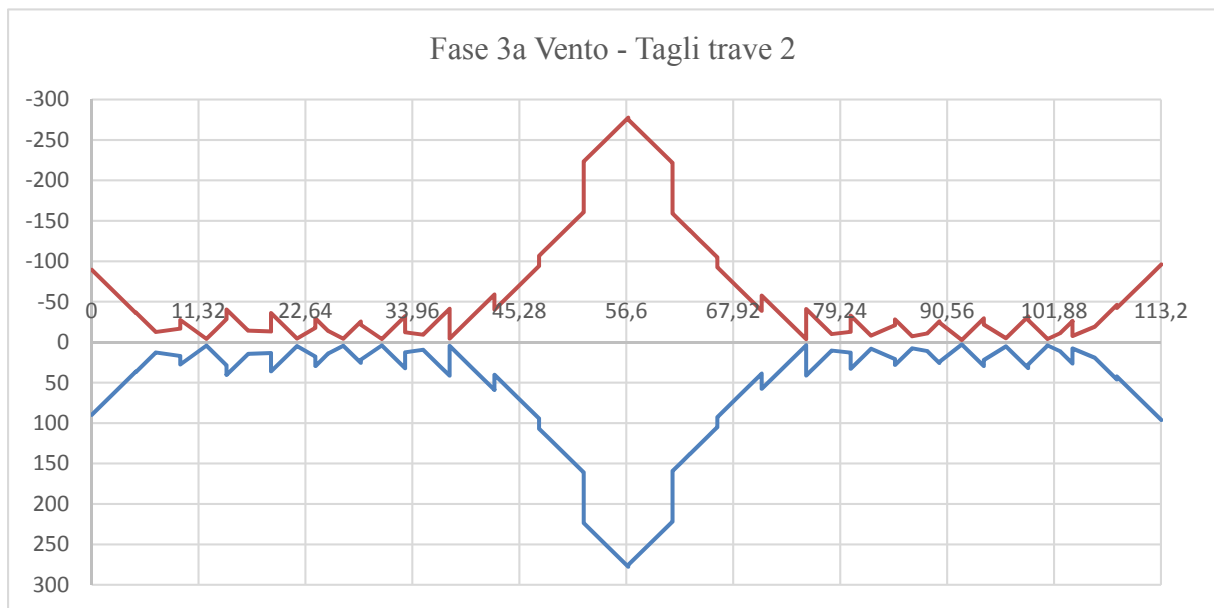
**Figura 86** – Momento flettente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva



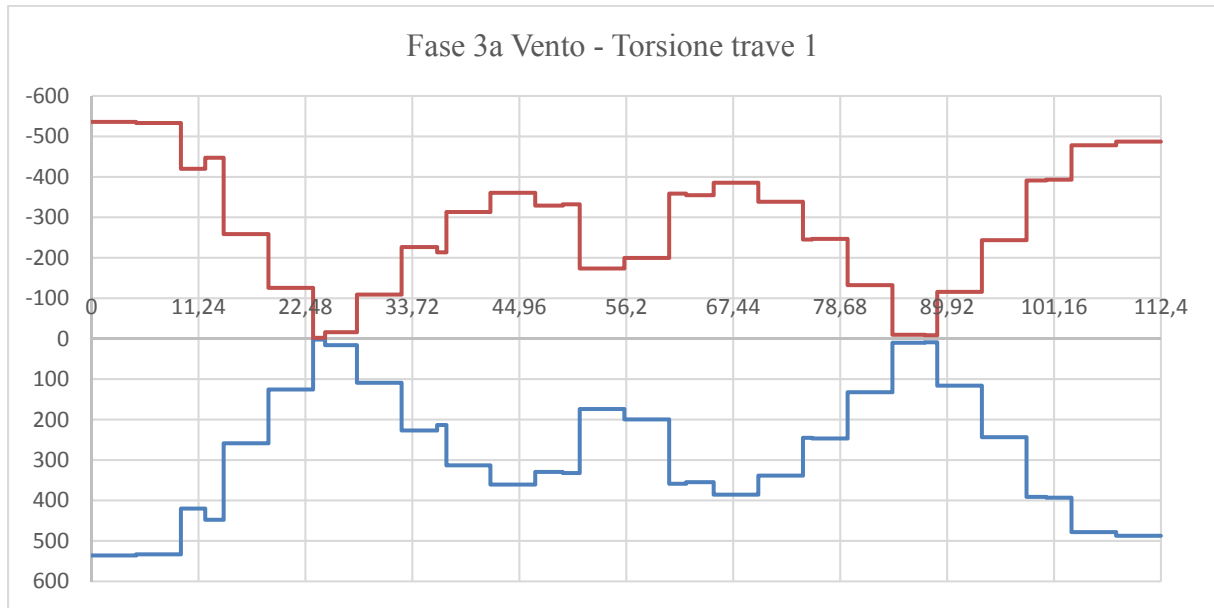
**Figura 87** – Momento flettente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva



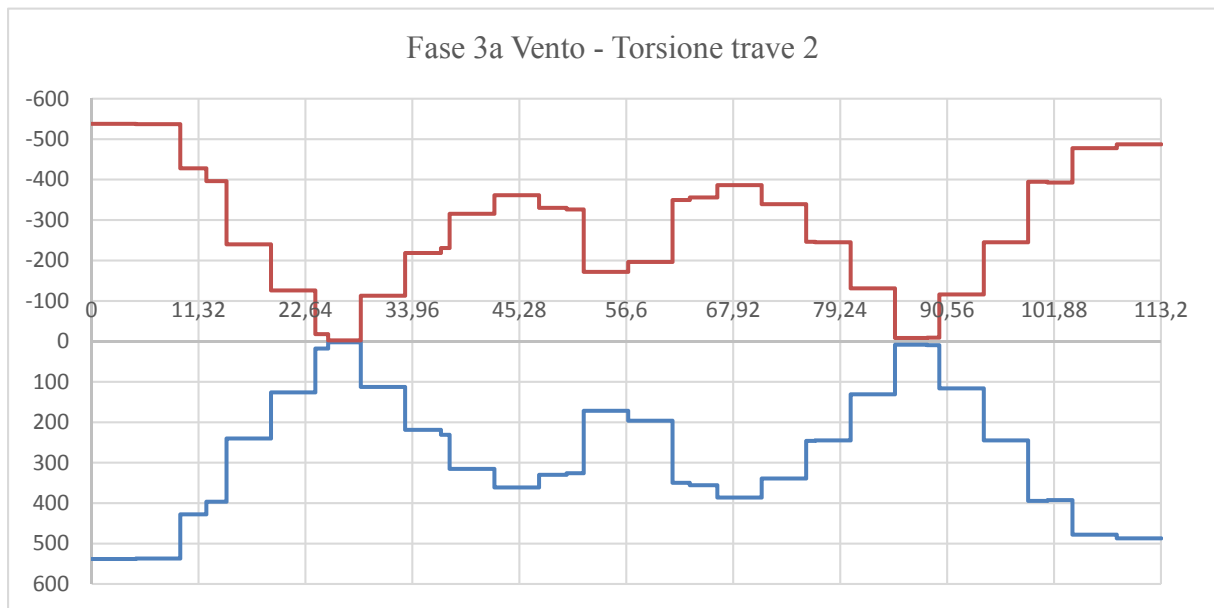
**Figura 88** – Taglio per carichi vento su trave 1 – lato interno curva



**Figura 89** – Taglio per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva

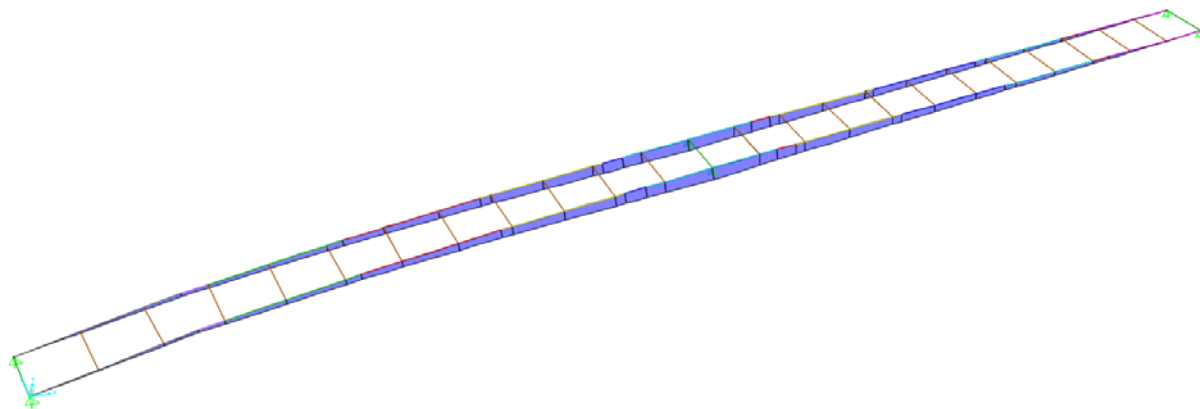


**Figura 90** – Momento torcente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva

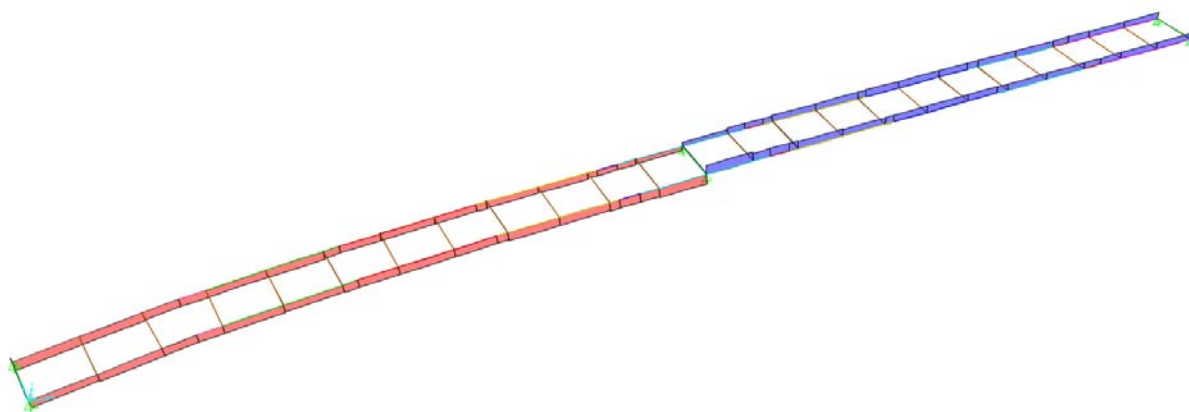


**Figura 91** – Momento torcente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva

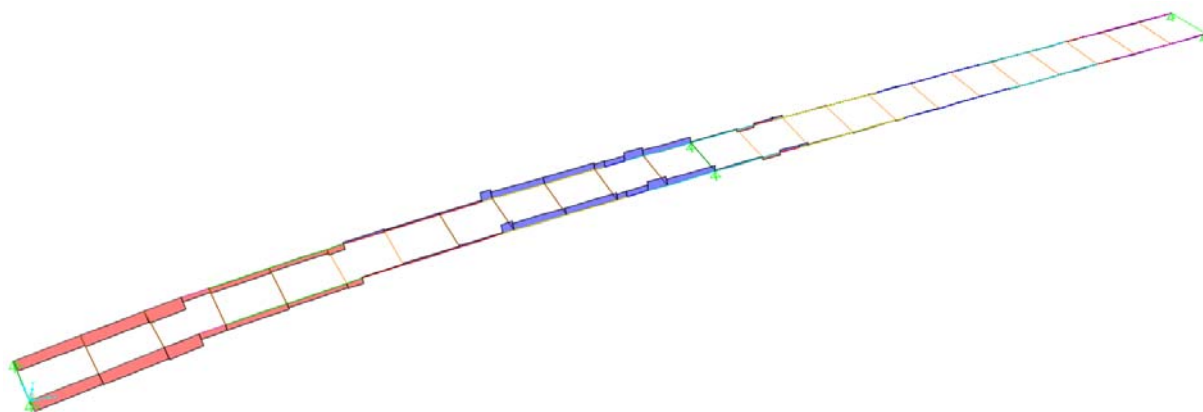
### 7.1.8 Temperatura – fase 3



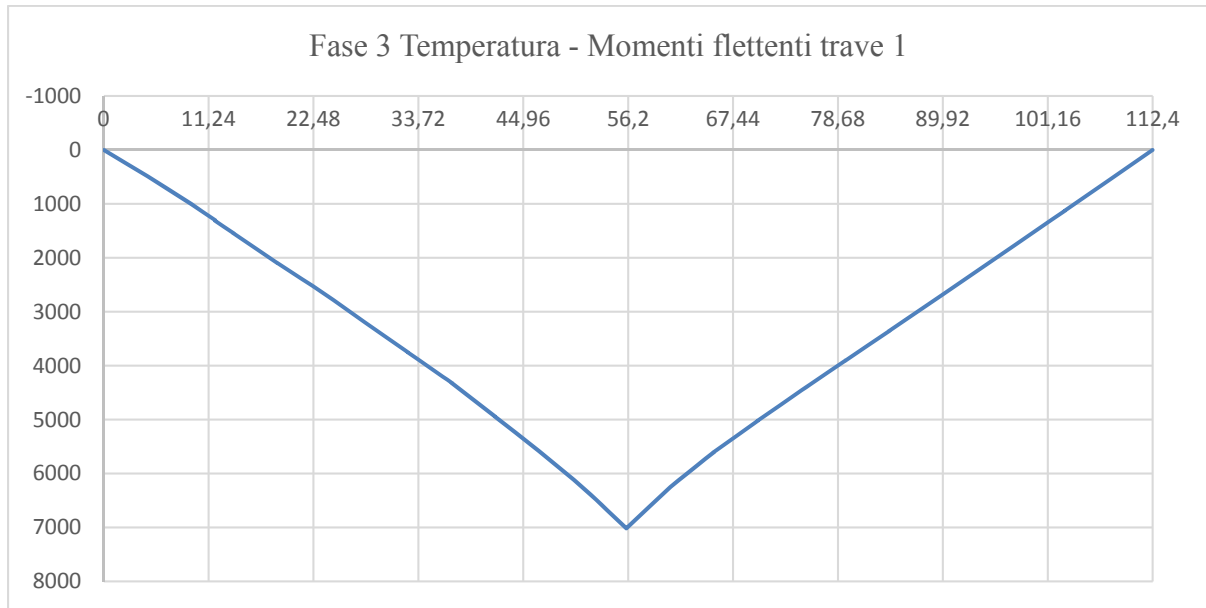
**Figura 92** – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura



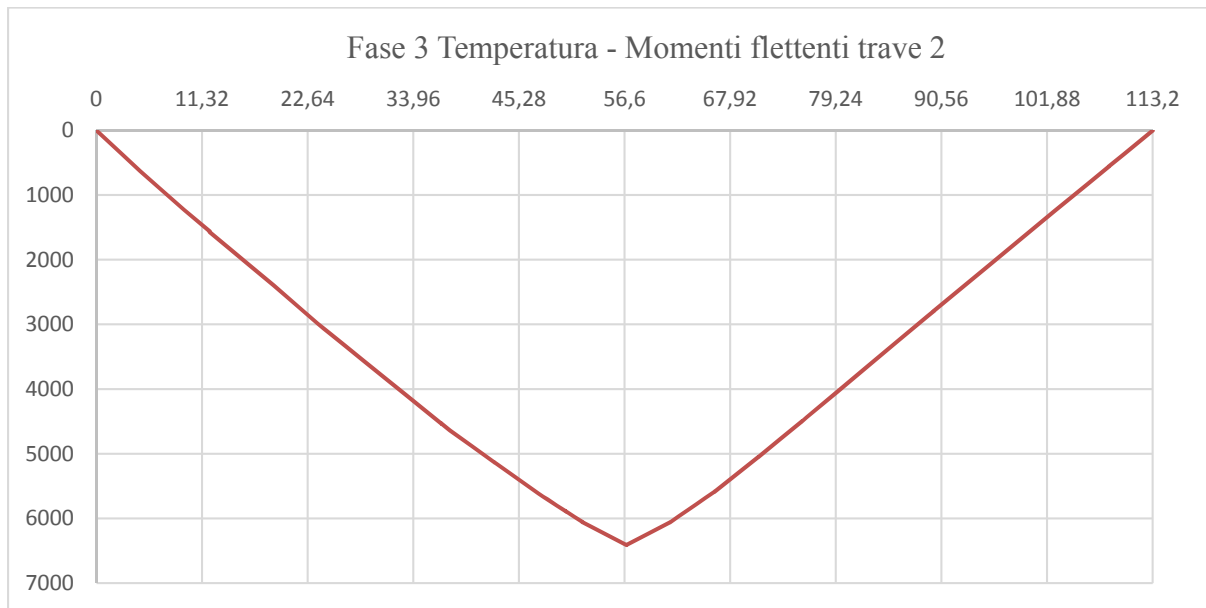
**Figura 93** – Taglio per carichi indotti dalla temperatura



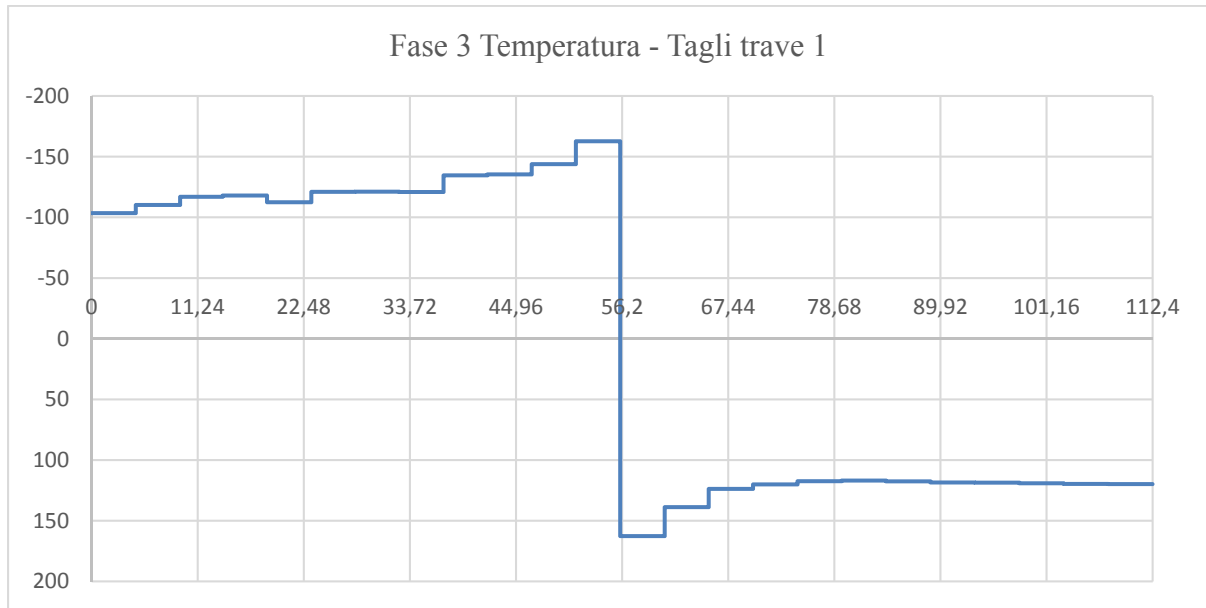
**Figura 94** – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura



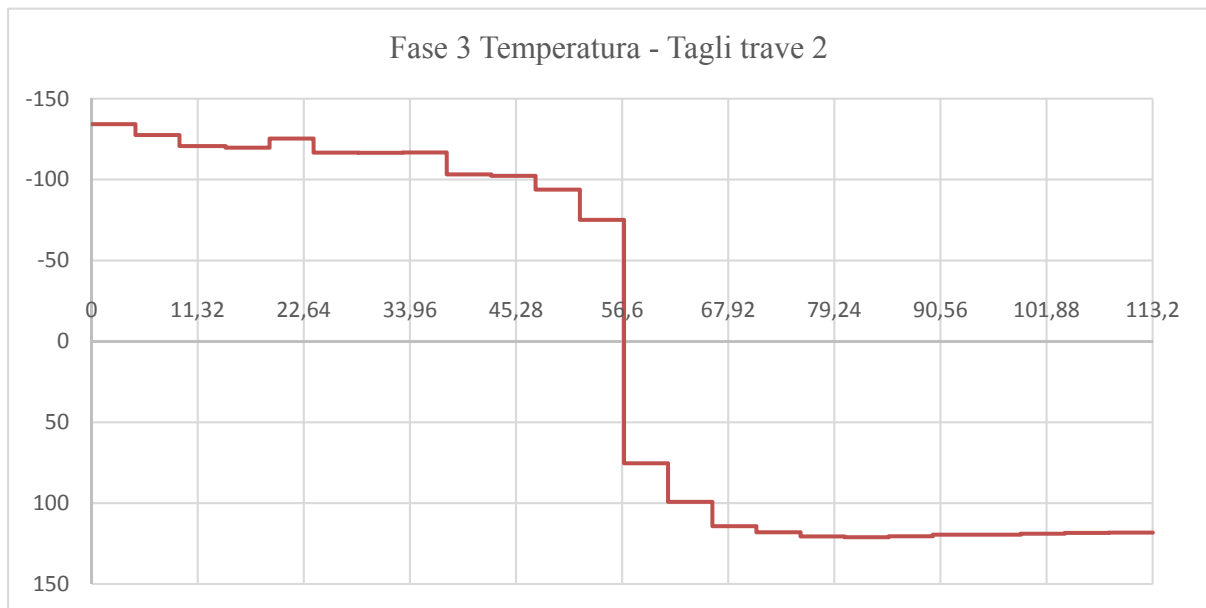
**Figura 95** – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva



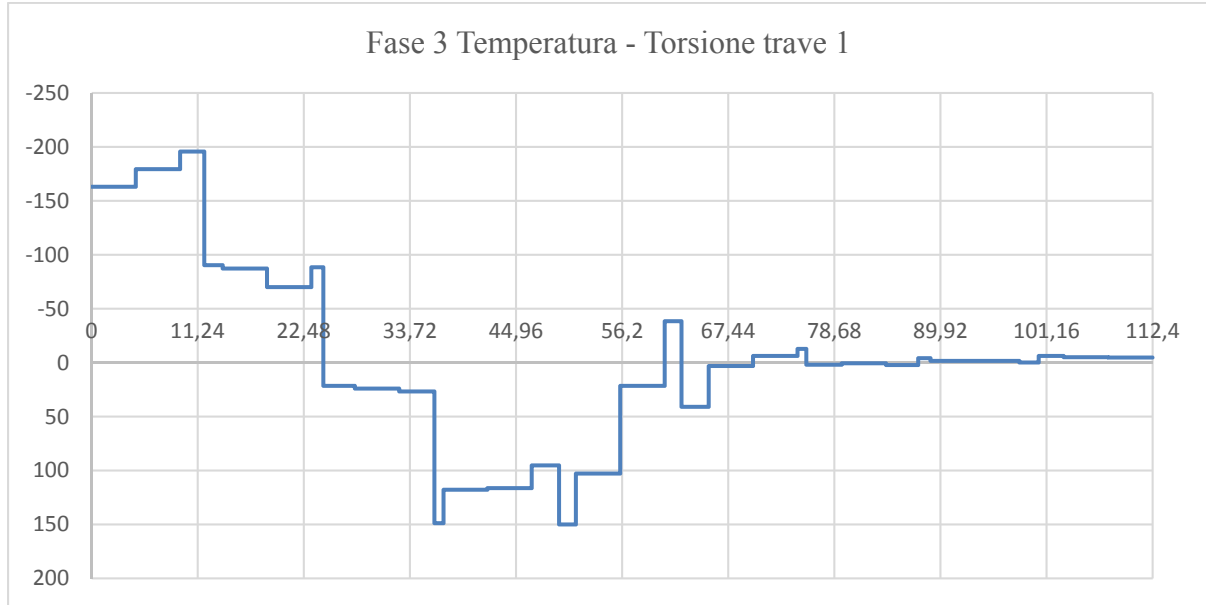
**Figura 96** – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva



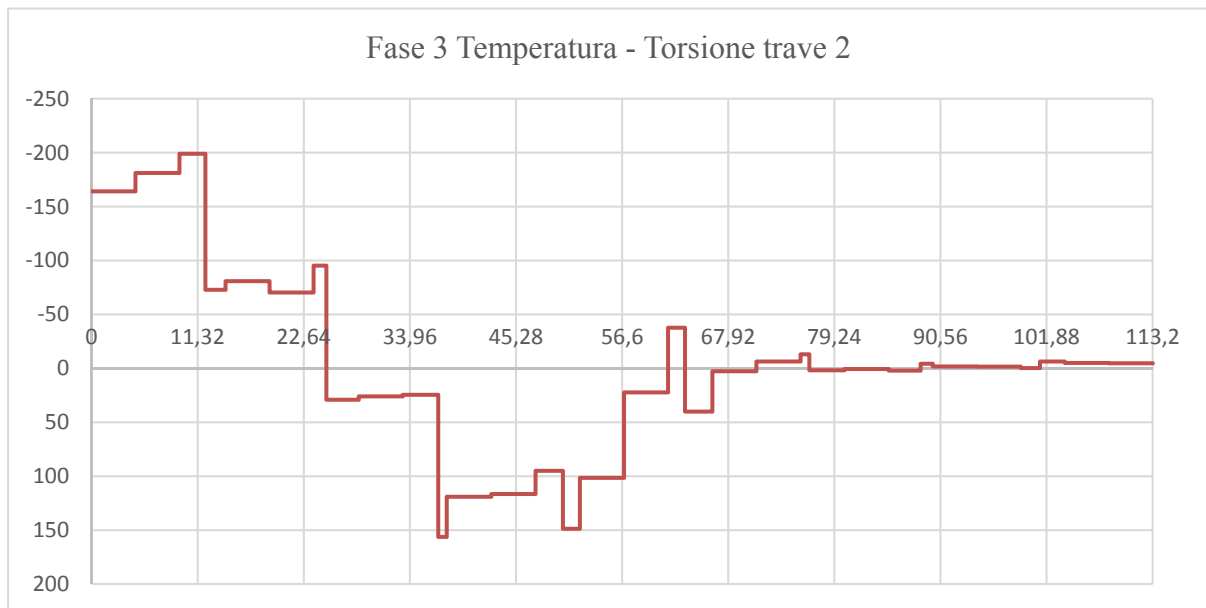
**Figura 97** – Taglio per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva



**Figura 98** – Taglio per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva



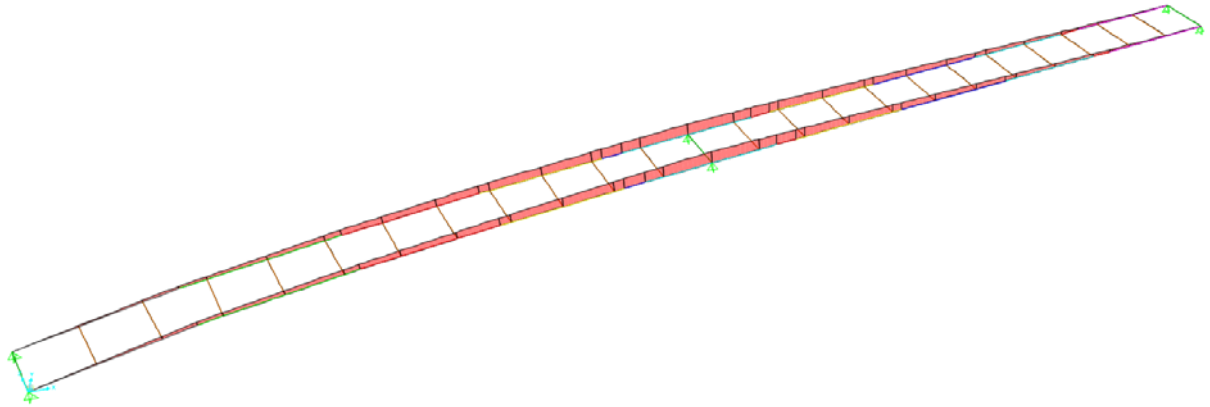
**Figura 99** – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 1 – lato interno curva



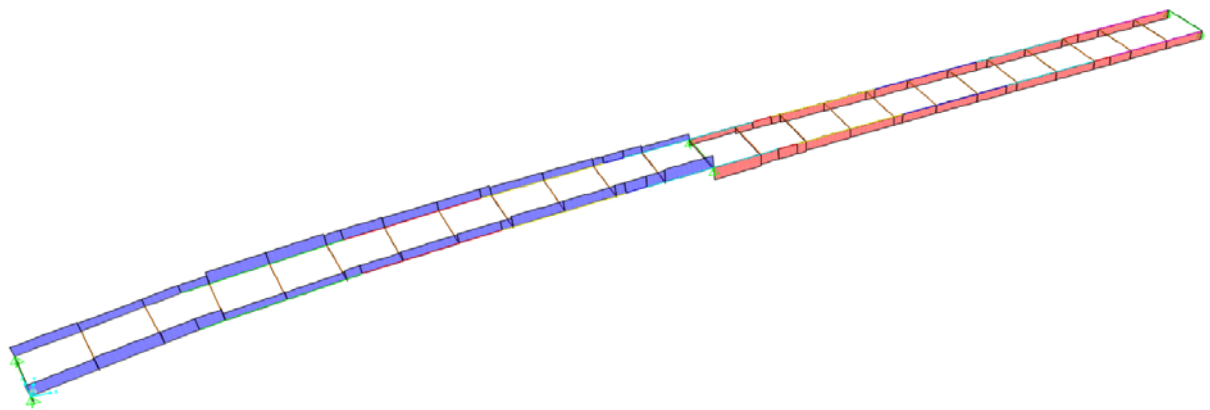
**Figura 100** – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 2 – lato esterno curva



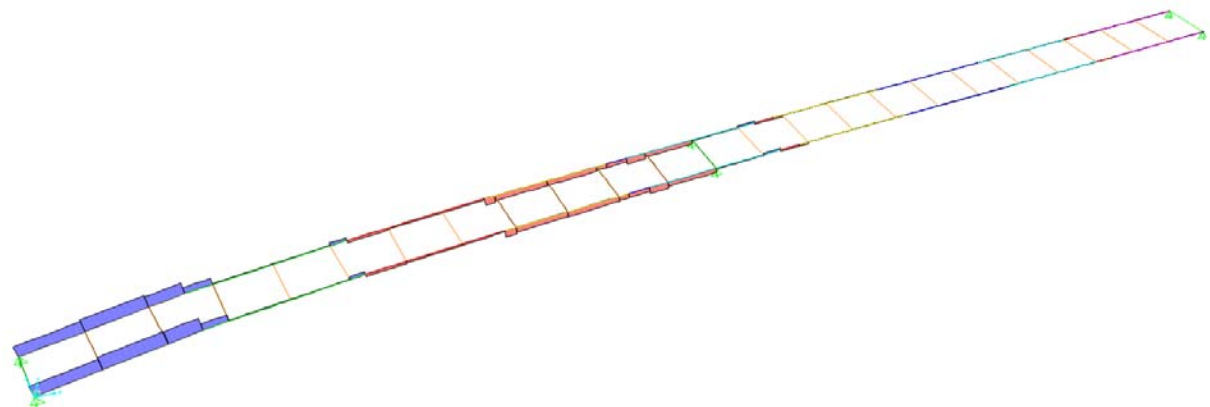
### 7.1.9 Ritiro – fase 2b



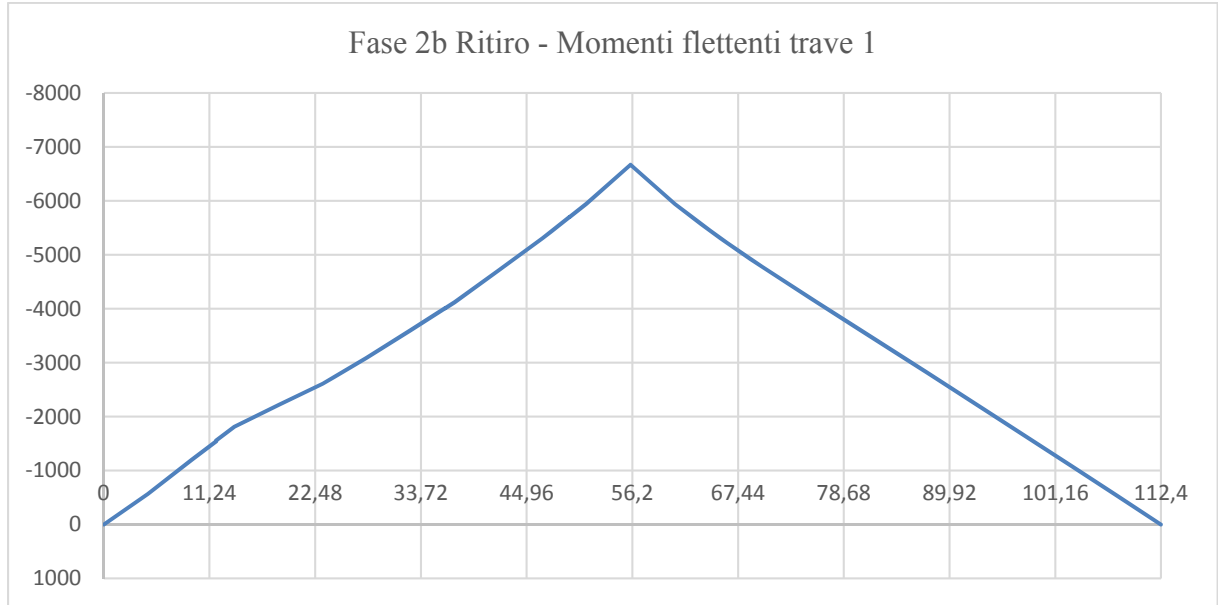
**Figura 101** – Momento flettente per carichi da ritiro



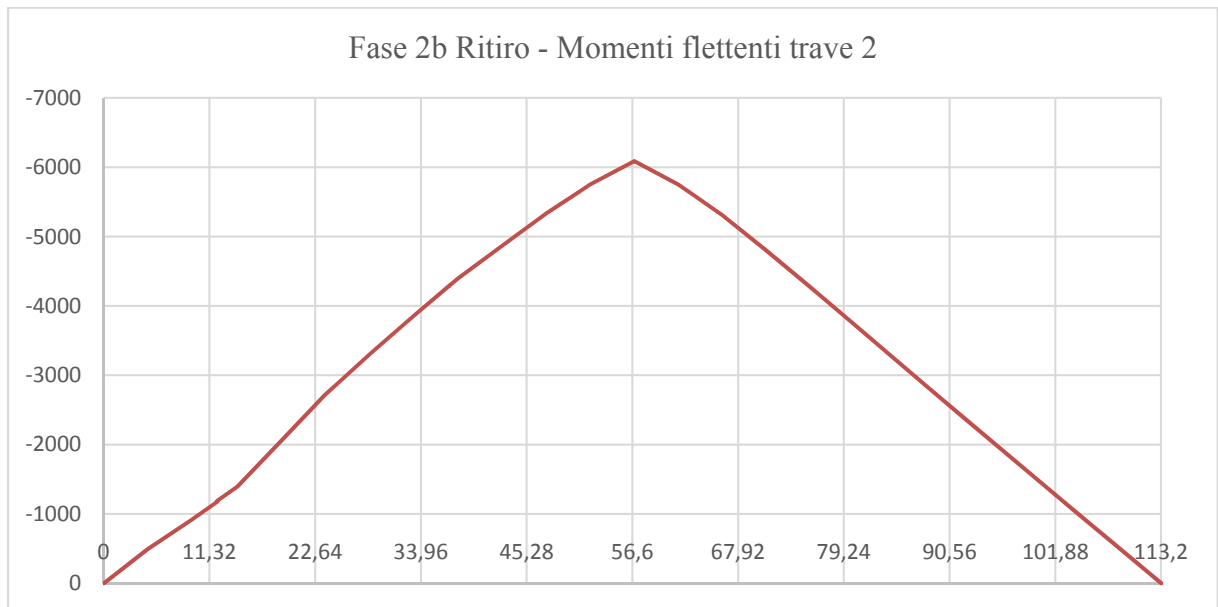
**Figura 102** – Taglio per carichi da ritiro



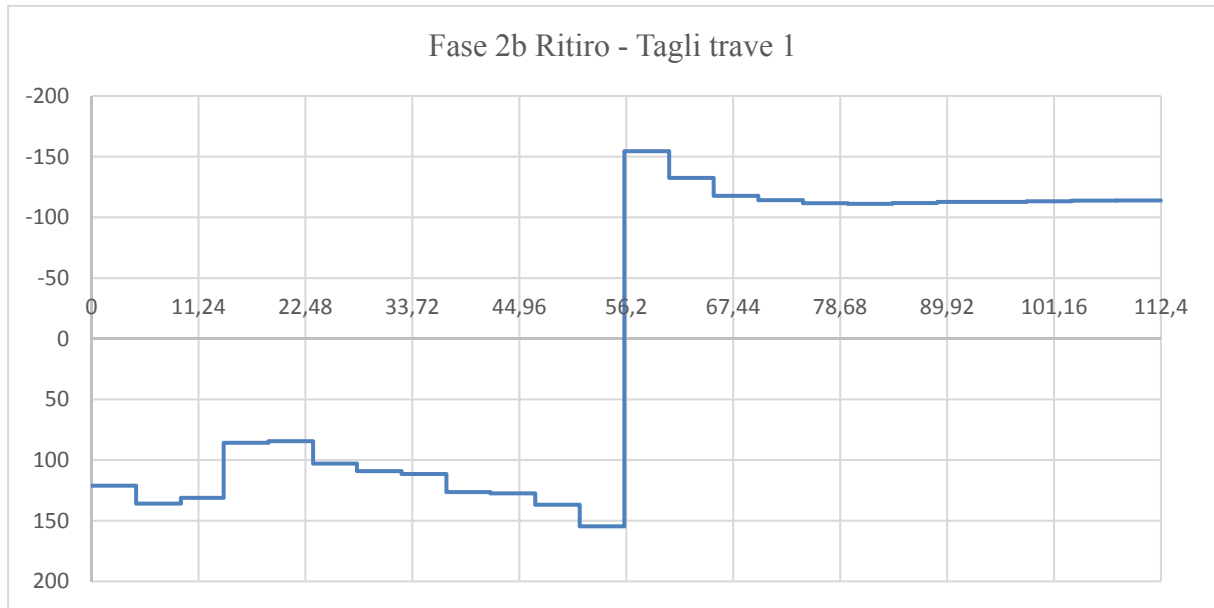
**Figura 103** – Azione torcente per carichi da ritiro



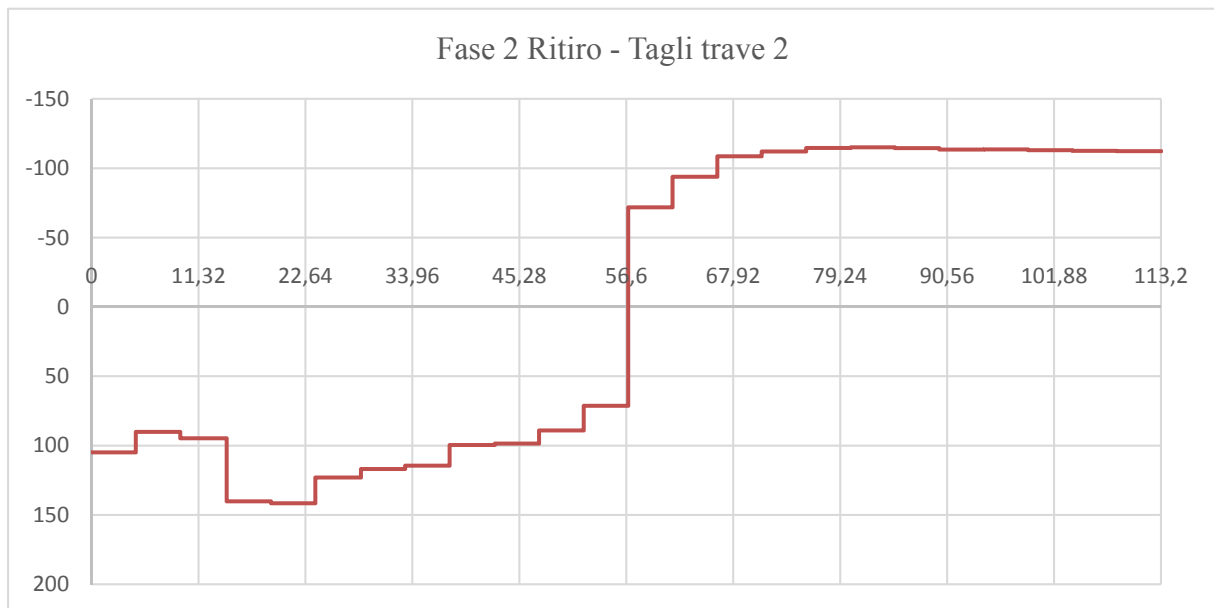
**Figura 104** – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva



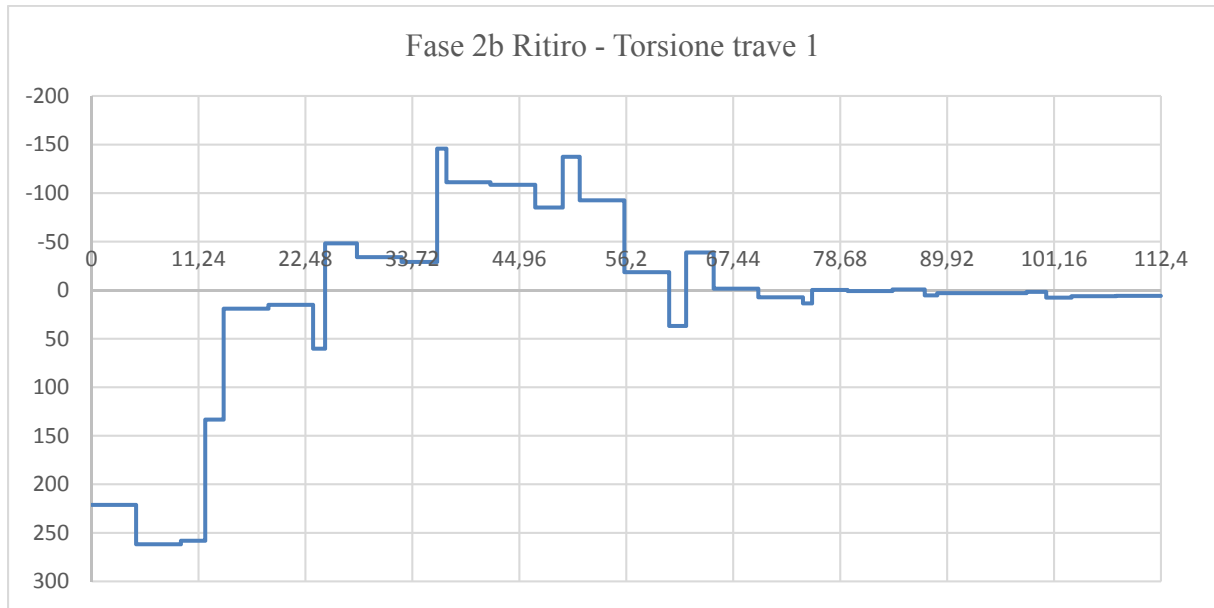
**Figura 105** – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva



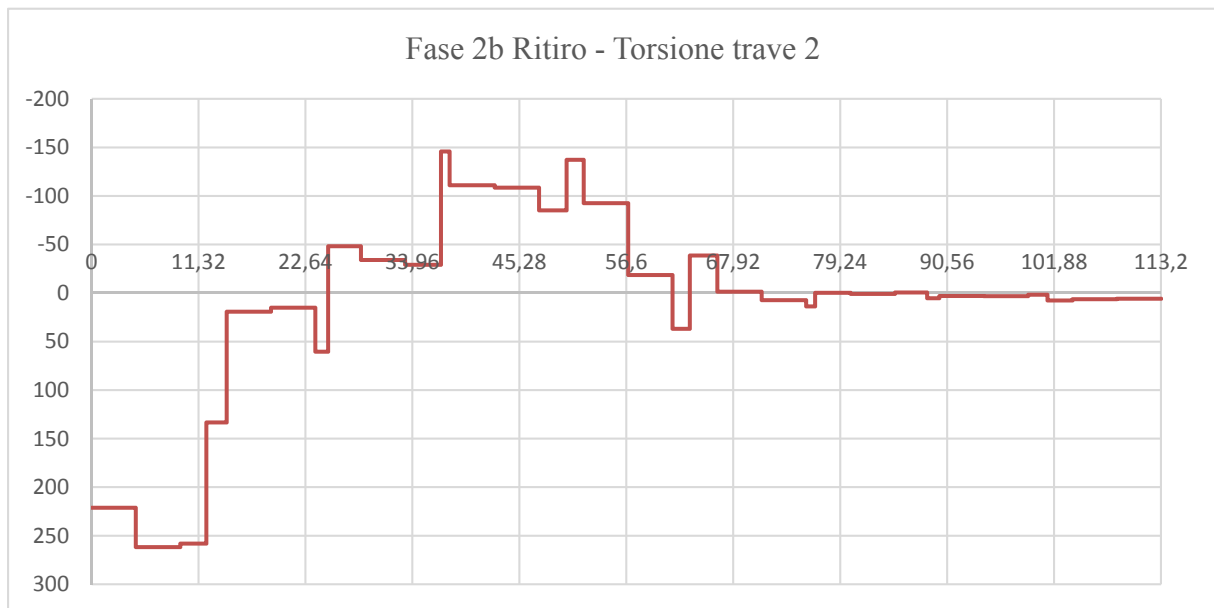
**Figura 106** – Taglio per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva



**Figura 107** – Taglio per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva



**Figura 108** – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva



**Figura 109** – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva

## 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  $C_\theta = \frac{\theta_x}{\theta_y} - 1$

essendo  $\theta_x$  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.

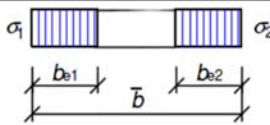
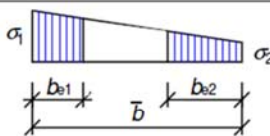
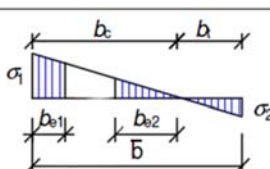
| Stress distribution (compression positive)                                          |     |                       |      | Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$                                                                                  |      |                     |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----------------------|------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|---------------------|
|  |     |                       |      | $\psi = 1:$<br>$b_{eff} = \rho \bar{b}$<br>$b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$                            |      |                     |
|  |     |                       |      | $1 > \psi \geq 0:$<br>$b_{eff} = \rho \bar{b}$<br>$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$ |      |                     |
|  |     |                       |      | $\psi < 0:$<br>$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$<br>$b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$    |      |                     |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$                                                        | 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 110 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni

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

|                              |      |                                                           |      |                            |      |
|------------------------------|------|-----------------------------------------------------------|------|----------------------------|------|
|                              |      | $1 > \psi > 0:$<br>$b_{eff} = \rho c$                     |      |                            |      |
|                              |      | $\psi < 0:$<br>$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$ |      |                            |      |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 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 111 – 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 trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento 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.

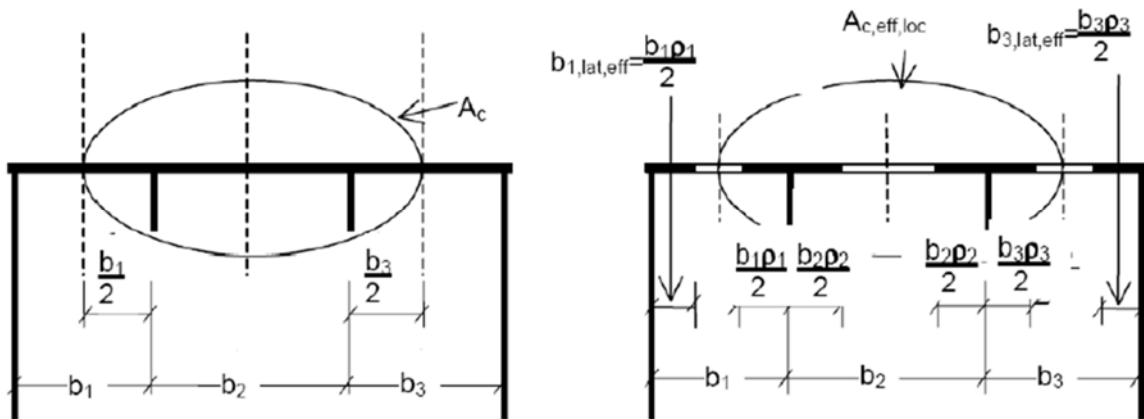
Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione  $\rho_c$  per l'instabilità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

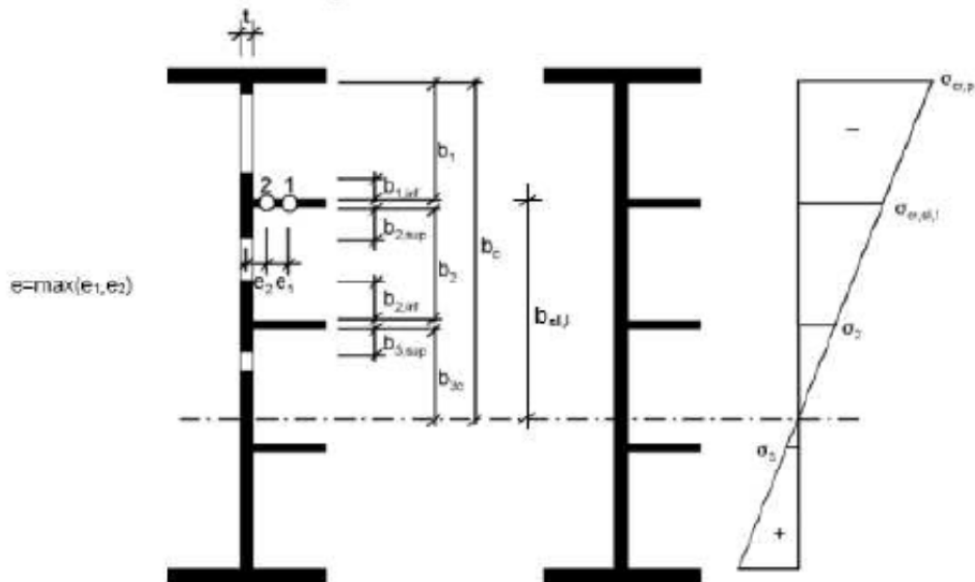
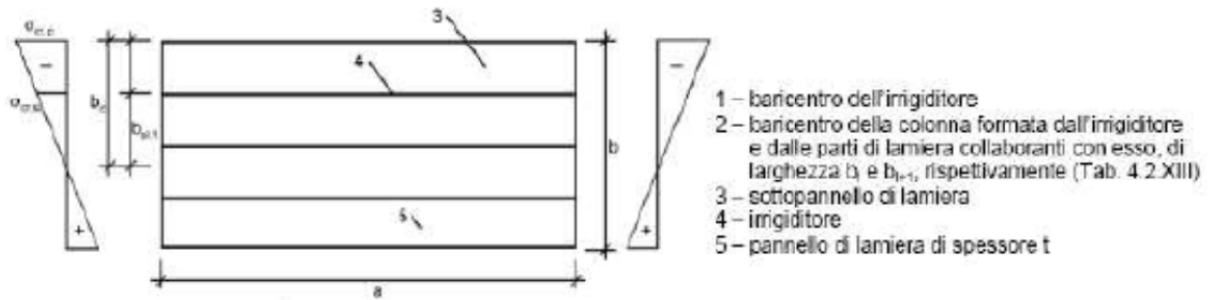
### Instabilità di colonna

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  $b_{sl,l}$  rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

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



|             | 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  $A_{sl,l}$  e  $I_{sl,l}$  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:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,l, \text{eff}} \cdot f_y}{A_{sl,l}}}$$

$A_{sl,l, \text{eff}}$  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;

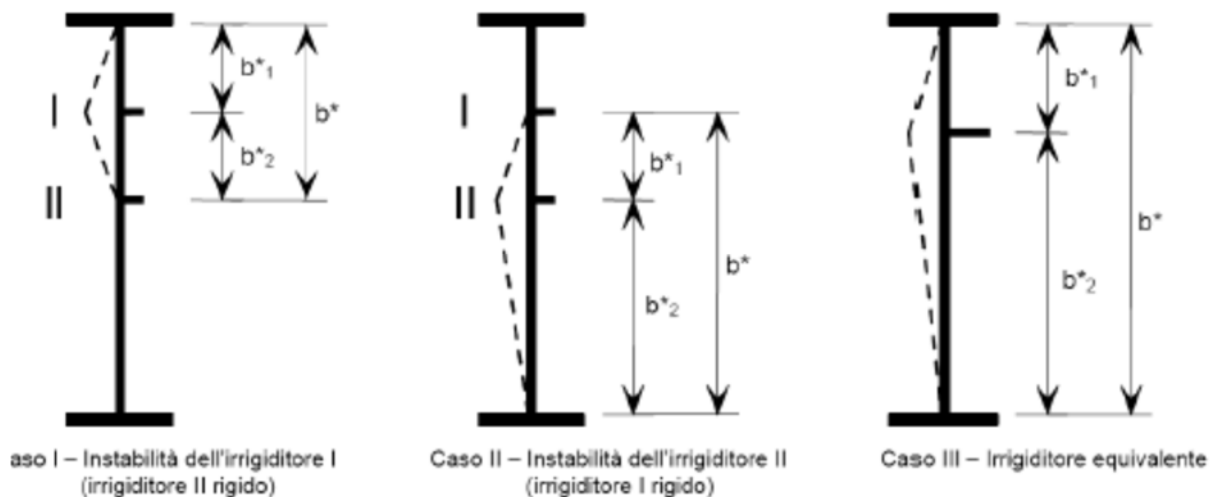
$I_{sl,1}$  momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

$b_1$  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.

Si svolge inoltre la verifica del respiro 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.

### 7.2.1 Modalità di verifica

Al termine della presente relazione, in allegato A, si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali relativamente ad ogni allineamento.

### 7.3 Verifiche trasversi di campata tipo DC1

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione flettente per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i momenti  $M_1$  cioè quelli calcolati ad esterno curva e  $M_2$  cioè quelli calcolati ad interno curva:

| frame             | T 3              |                  |
|-------------------|------------------|------------------|
|                   | $M_1$ [kN m]     | $M_2$ [kN m]     |
| Acciaio           | 15,05            | -31,67           |
| Soletta           | 49,52            | -104,42          |
| Permanenti        | 4,31             | -18,69           |
| Cedimenti         | 0,24 / -0,25     | 0,37 / -0,7      |
| Accidentali mezzi | 571,79 / -449,58 | 33,92 / -1,11    |
| Folla             | 1,69 / -42,91    | 349,06 / -499,97 |
| Temperatura       | -3,20            | -8,03            |
| Ritiro            | 114,22           | -112,95          |

A tali sollecitazioni si aggiungono gli 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:

$$M_T = \left[ 1,914 \cdot \frac{6,53^2}{2} + 1,914 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,914 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,70 =$$

$$= 269,03 \text{ kNm / m}$$

Tale momento flettente genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{269,03}{5,00} = 53,81 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp.} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \psi_{0,temp} + M_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} +$$

$$+ M_v \cdot \gamma_v \cdot \psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$M_{Sd,1} = (15,05 + 49,52) \cdot 1,35 + 4,31 \cdot 1,50 + 0,24 \cdot 1,20 + (571,79 + 1,69) \cdot 1,35 + 114,22 \cdot 1,20 + 269,03 \cdot 0,90 =$$

$$= -1.333,33 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,2} = -(31,67 + 104,42) \cdot 1,35 - 18,69 \cdot 1,50 - 0,70 \cdot 1,20 - 499,97 \cdot 1,35 - 8,03 \cdot 0,72 - 269,03 \cdot 0,90 =$$

$$= -1.347,67 \text{ kN m}$$

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione tagliante per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i tagli  $V_1$  cioè quelli calcolati ad esterno curva e  $V_2$  cioè quelli calcolati ad interno curva:

| frame             | T 3              |                  |
|-------------------|------------------|------------------|
|                   | $V_1$ [kN]       | $V_2$ [kN]       |
| Acciaio           | 6,05             | 12,64            |
| Soletta           | 30,79            | 30,79            |
| Permanenti        | 4,60             | 4,60             |
| Cedimenti         | 0,19 / -0,12     | 0,19 / -0,12     |
| Accidentali mezzi | 213,95 / -159,55 | 213,95 / -159,55 |
| Folla             | 0,56 / -15,37    | 0,56 / -15,37    |
| Temperatura       | 0,96             | 0,96             |
| Ritiro            | 45,43            | 45,43            |

Il taglio massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$V_{Sd,1} = (6,05 + 30,79) \cdot 1,35 + 4,60 \cdot 1,50 + 0,19 \cdot 1,20 + (213,95 + 0,56) \cdot 1,35 + 0,96 \cdot 0,72 + 45,43 \cdot 1,20 + 53,81 \cdot 0,90 = 482,26 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,2} = (12,64 + 30,79) \cdot 1,35 + 4,60 \cdot 1,50 + 0,19 \cdot 1,20 + (213,95 + 0,56) \cdot 1,35 + 0,96 \cdot 0,72 + 45,43 \cdot 1,20 + 53,81 \cdot 0,90 = 491,16 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 130x12 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 120x12).

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui correnti 
$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = \frac{1.347,67}{2,56} = 526,43 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali 
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{491,16}{\cos(43,3)} = 674,88 \text{ kN}$$



### 7.3.1 Correnti

Profili 2L 130x12

Sollecitazioni sui correnti

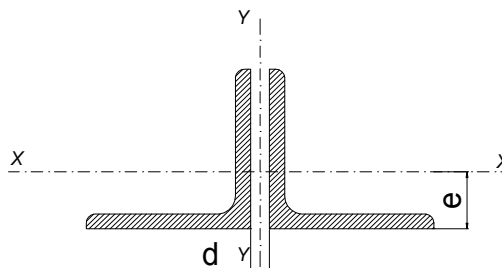
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{sd},1}}{h} = \frac{1.347,67}{2,56} = 526,43 \text{ kN}$$

#### VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA

DATI GEOMETRICI

|                                                 |        |
|-------------------------------------------------|--------|
| Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )            | 30,00  |
| 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                               | 120    |
| Raggio d'inerzia y-y (cm)                       | 6,10   |
| Raggio d'inerzia min (cm)                       | 2,54   |
| Snellezza dir Y-Y                               | 84     |

L 130x12



|                         |     |
|-------------------------|-----|
| Lunghezza elemento (cm) | 475 |
|-------------------------|-----|

### 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      | 3      |                   |

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     | 120    |                   |
| λ <sub>y</sub>   | snellezza direzione y-y     | 84     |                   |
| A                | area lorda di un profilo    | 3.000  | mm <sup>2</sup>   |
| A <sub>eff</sub> | area efficace di un profilo | 3.000  | mm <sup>2</sup>   |
| σ <sub>cr</sub>  | sforzo critico euleriano    | 143,9  | N/mm <sup>2</sup> |

Carico critico elastico = N<sub>cr</sub> = 863.400 N

Snellezza adimensionale λ' = 1,571

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 1,967

Coefficiente per instabilità χ = 0,317

|                   |                                       |       |    |
|-------------------|---------------------------------------|-------|----|
| N <sub>Ed</sub>   | Azione normale di progetto            | 526,4 | kN |
| γ <sub>M1</sub>   | Coefficiente di sicurezza instabilità | 1,10  |    |
| N <sub>b,Rd</sub> | Resistenza dell'asta compressa        | 614,8 | kN |

Verifica: N<sub>ed</sub> / N<sub>b,Rd</sub> ≤ 1,00 = 1,168

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.3.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 3 Bulloni M24 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a:  $N_{\text{compress}} = 526,43 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{526,43}{3} = 175,48 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 282,40 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{282,40}{175,48} = 1,61 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.3.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{526,43}{3} = 175,48 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 228,50 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{228,50}{175,48} = 1,30 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,513 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{526,43}{6} = 87,74 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,513 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 12}{1,25} \cdot 10^{-3} = 150,60 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{150,60}{87,74} = 1,72 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.2 Diagonali

Profili 2L 120x12

Sollecitazioni sui diagonali

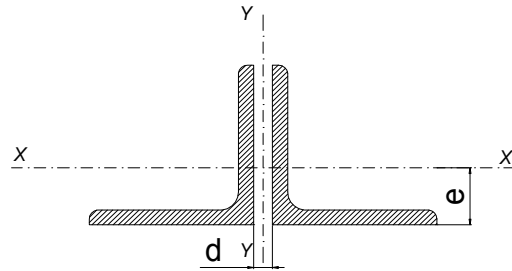
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{491,16}{\cos(43,3)} = 674,88 \text{ kN}$$

#### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA

DATI GEOMETRICI

|                                                 |        |
|-------------------------------------------------|--------|
| Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )            | 27,50  |
| 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                               | 84     |
| Raggio d'inerzia y-y (cm)                       | 5,57   |
| Raggio d'inerzia min (cm)                       | 2,34   |
| Snellezza dir Y-Y                               | 65     |

L 120x12



|                         |     |
|-------------------------|-----|
| Lunghezza elemento (cm) | 305 |
|-------------------------|-----|

### 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      | 3      |                   |

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     | 84     |                   |
| λ <sub>y</sub>   | snellezza direzione y-y     | 65     |                   |
| A                | area lorda di un profilo    | 2.750  | mm <sup>2</sup>   |
| A <sub>eff</sub> | area efficace di un profilo | 2.750  | mm <sup>2</sup>   |
| σ <sub>cr</sub>  | sforzo critico euleriano    | 293,7  | N/mm <sup>2</sup> |

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 1.615.350$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1,099$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1,257$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0,536$

|                   |                                       |        |    |
|-------------------|---------------------------------------|--------|----|
| N <sub>Ed</sub>   | Azione normale di progetto            | 674,88 | kN |
| γ <sub>M1</sub>   | Coefficiente di sicurezza instabilità | 1,10   |    |
| N <sub>b,Rd</sub> | Resistenza dell'asta compressa        | 950,64 | kN |

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,409$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.3.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 3 Bulloni M24 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a:  $N_{\text{compress}} = 674,88 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{674,88}{3} = 224,96 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 282,40 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{282,40}{224,96} = 1,26 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.3.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{674,99}{3} = 225,00 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 228,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{228,50}{224,96} = 1,02 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.3.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,513 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{3} = \frac{674,88}{6} = 112,48 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 13}{1,25} \cdot 10^{-3} = 185,60 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{185,60}{112,48} = 1,65 \quad \text{la sezione è verificata}$$

#### 7.4 Verifiche trasversi di pila e spalle

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione flettente per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i momenti  $M_1$  cioè quelli calcolati ad esterno curva e  $M_2$  cioè quelli calcolati ad interno curva:

| frame             | T UP5           |                  |
|-------------------|-----------------|------------------|
|                   | $M_1$ [kN m]    | $M_2$ [kN m]     |
| Acciaio           | 10,25           | -8,38            |
| Soletta           | 36,34           | -30,3            |
| Permanenti        | 26,34           | -24,04           |
| Cedimenti         | 10,99 / -5,49   | 5,40 / -10,8     |
| Accidentali mezzi | 607,24 / 667,14 | 658,48 / -595,65 |
| Folla             | 81,43           | -80,00           |
| Temperatura       | 81,35           | -80,70           |
| Ritiro            | -74,01          | 73,38            |

A tali sollecitazioni si aggiungono gli 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:

$$M_T = \left[ 1,914 \cdot \frac{6,53^2}{2} + 1,914 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,914 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left( 3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,70 =$$

$$= 3.291,32 \text{ kNm/m}$$

Tale momento flettente genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{3.291,32}{5,00} = 658,26 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp.} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \psi_{0,temp} + M_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} +$$

$$+ M_v \cdot \gamma_v \cdot \psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$M_{Sd,1} = (10,25 + 36,34) \cdot 1,35 + 26,34 \cdot 1,50 + 10,99 \cdot 1,20 + (607,24 + 81,43) \cdot 1,35 \cdot 0,75 + 81,35 \cdot 0,72 +$$

$$+ 3.291,32 \cdot 1,50 = 5.808,42 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,2} = -(8,38 + 30,30) \cdot 1,35 - 24,04 \cdot 1,50 - 10,80 \cdot 1,20 - (595,65 + 80,00) \cdot 1,35 \cdot 0,75 - 80,70 \cdot 0,72 +$$

$$- 3.291,32 \cdot 1,50 = -5.780,42 \text{ kN m}$$

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione tagliante per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i tagli  $V_1$  cioè quelli calcolati ad esterno curva e  $V_2$  cioè quelli calcolati ad interno curva:

| frame             | T UP5            |                  |
|-------------------|------------------|------------------|
|                   | $V_1$ [kN]       | $V_2$ [kN]       |
| Acciaio           | -3,08            | 10,53            |
| Soletta           | 13,33            | 13,33            |
| Permanenti        | 10,15            | 10,15            |
| Cedimenti         | 4,36 / -2,18     | 4,36 / -2,18     |
| Accidentali mezzi | 240,55 / -265,09 | 240,55 / -265,09 |
| Folla             | 32,28            | 32,28            |
| Temperatura       | 32,40            | 32,40            |
| Ritiro            | -29,48           | -29,48           |

Il taglio massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc.+folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp.} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$V_{Sd,1} = -3,08 \cdot 1,00 + 13,33 \cdot 1,35 + 10,15 \cdot 1,50 + 4,36 \cdot 1,20 + (240,55 + 32,28) \cdot 1,35 \cdot 0,75 + 32,40 \cdot 0,72 + 658,26 \cdot 1,50 = 1.322,33 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,1} = (10,53 + 13,33) \cdot 1,35 + 10,15 \cdot 1,50 + 4,36 \cdot 1,20 + (240,55 + 32,28) \cdot 1,35 \cdot 0,75 + 32,40 \cdot 0,72 + 658,26 \cdot 1,50 = 1.339,63 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 200x18 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 180x18).

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui correnti 
$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = \frac{5.808,42}{2,56} = 2.268,91 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali 
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{1.339,63}{\cos(43,3)} = 1.840,73 \text{ kN}$$

### 7.4.1 Correnti

Profili 2L 200x18

Sollecitazioni sui correnti

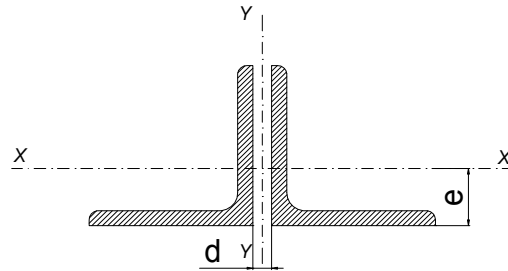
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{sd},1}}{h} = \frac{5.808,42}{2,56} = 2.268,91 \text{ kN}$$

#### VERIFICA CORRENTI TRAVERSI PILA

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)                         | 2,00     |
| Interasse calastrelli (cm)                      | 80,00    |
| Raggio d'inerzia x-x (cm)                       | 6,13     |
| Snellezza dir X-X                               | 77       |
| Raggio d'inerzia y-y (cm)                       | 9,01     |
| Raggio d'inerzia min (cm)                       | 3,92     |
| Snellezza dir Y-Y                               | 57       |

L 200x18



|                         |     |
|-------------------------|-----|
| Lunghezza elemento (cm) | 475 |
|-------------------------|-----|

### 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      | 3      |                   |

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     | 77     |                   |
| λ <sub>y</sub>   | snellezza direzione y-y     | 57     |                   |
| 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>   |
| σ <sub>cr</sub>  | sforzo critico euleriano    | 349,5  | N/mm <sup>2</sup> |

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 4.830.090$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1,008$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1,145$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0,592$

|                   |                                       |         |    |
|-------------------|---------------------------------------|---------|----|
| N <sub>Ed</sub>   | Azione normale di progetto            | 2.268,9 | kN |
| γ <sub>M1</sub>   | Coefficiente di sicurezza instabilità | 1,10    |    |
| N <sub>b,Rd</sub> | Resistenza dell'asta compressa        | 2.640,6 | kN |

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,164$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.4.1.1 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 ed utilizzato nelle verifiche è pari a:  $N_{\text{compress}} = 2.268,91 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.268,91}{8} = 283,61 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{367,20}{283,61} = 1,29 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.4.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm} \quad p_2 = 90 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,556 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.268,91}{8} = 283,61 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 382,50 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{382,50}{283,61} = 1,35 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.4.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,444 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.268,91}{16} = 141,81 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,27 \cdot 0,444 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 220,30 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{220,30}{141,81} = 1,55 \quad \text{la sezione è verificata}$$



## 7.4.2 Diagonali

Profili 2L 180x18

Sollecitazioni sui diagonali

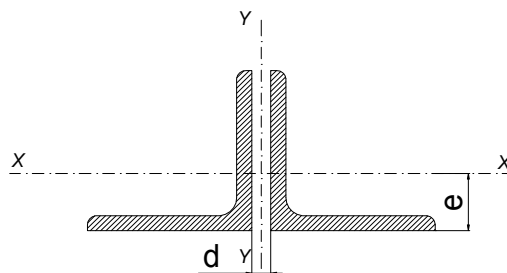
$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = \frac{1.342,22}{\cos(43,3)} = 1.844,28 \text{ kN}$$

### VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA

DATI GEOMETRICI

|                                                 |          |
|-------------------------------------------------|----------|
| Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )            | 61,90    |
| Distanza e (cm)                                 | 5,10     |
| Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> ) | 1.866,00 |
| Distanza profilo d (cm)                         | 2,00     |
| Interasse calastrelli (cm)                      | 80,00    |
| Raggio d'inerzia x-x (cm)                       | 5,49     |
| Snellezza dir X-X                               | 56       |
| Raggio d'inerzia y-y (cm)                       | 8,21     |
| Raggio d'inerzia min (cm)                       | 3,52     |
| Snellezza dir Y-Y                               | 44       |

L 180x18



|                         |     |
|-------------------------|-----|
| Lunghezza elemento (cm) | 310 |
|-------------------------|-----|

## VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

|                 | PROFILO L 180x18        | Valore | u.d.m.            |
|-----------------|-------------------------|--------|-------------------|
| h               | lunghezza ala           | 180    | mm                |
| t               | spessore ala            | 18     | 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      | 3      |                   |

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     | 56     |                   |
| λ <sub>y</sub>   | snellezza direzione y-y     | 44     |                   |
| A                | area lorda di un profilo    | 6.190  | mm <sup>2</sup>   |
| A <sub>eff</sub> | area efficace di un profilo | 6.190  | mm <sup>2</sup>   |
| σ <sub>cr</sub>  | sforzo critico euleriano    | 660,9  | N/mm <sup>2</sup> |

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 8.181.942$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 0,733$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 0,859$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0,765$

|                   |                                       |         |    |
|-------------------|---------------------------------------|---------|----|
| N <sub>Ed</sub>   | Azione normale di progetto            | 1.840,7 | kN |
| γ <sub>M1</sub>   | Coefficiente di sicurezza instabilità | 1,10    |    |
| N <sub>b,Rd</sub> | Resistenza dell'asta compressa        | 3.055,7 | kN |

Verifica:  $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,660$

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 ed utilizzato nelle verifiche è pari a:  $N_{\text{compress}} = 1.840,73 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{1.840,73}{8} = 230,09 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{230,09} = 1,60 \quad \text{La sezione è verificata}$$

### 7.4.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,444 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,03$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{1.840,73}{8} = 230,09 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,03 \cdot 0,444 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 249,30 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{249,30}{230,09} = 1,08 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.4.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm}$$

$$p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,444 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{1.840,73}{16} = 115,05 \text{ kN}$  è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,03 \cdot 0,444 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 179,50 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{179,50}{115,05} = 1,56 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.5 Verifiche dei controventi superiori

I controventi 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.

Si considera infine:

$$q_{\text{vento, MONTAGGIO}} = 1,902 \cdot 3,43 + 1,902 \cdot 0,20 \cdot 3,10 = 5,658 \text{ kN/m}$$

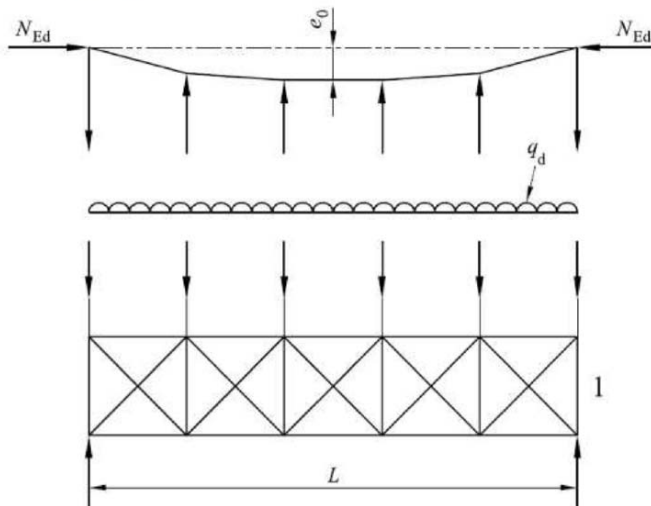
|                                              |       |
|----------------------------------------------|-------|
| $q_{\text{sopravvento}} \text{ [kN/m]} =$    | 6,524 |
| $q_{\text{sottovento Tr2}} \text{ [kN/m]} =$ | 1,179 |

|                                   |       |
|-----------------------------------|-------|
| $q_{\text{Tot}} \text{ [kN/m]} =$ | 7,703 |
|-----------------------------------|-------|

**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.

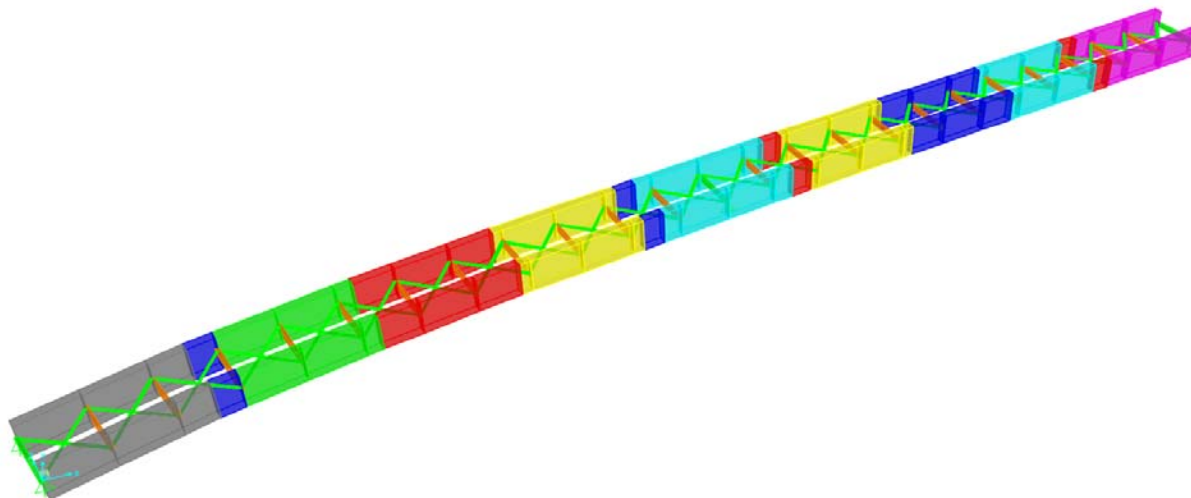
Nel caso in esame risulta:

|                              |                                                         |
|------------------------------|---------------------------------------------------------|
| $m =$                        | 2                                                       |
| $\alpha_m =$                 | $\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$ |
| $L \text{ [m]} =$            | 56,50                                                   |
| $h \text{ [m]} =$            | 3,10                                                    |
| $e_0 \text{ [mm]} =$         | $0,866 \cdot \frac{56.500}{500} = 98$                   |
| $\delta_q \text{ [mm]} \sim$ | 5,3                                                     |
| $M_{Ed} \text{ [kNm]} =$     | 15.150                                                  |
| $N_{Ed} \text{ [kN]} =$      | 4.887                                                   |
| $q_d \text{ [kN/m]} =$       | 1,265                                                   |

Il carico implementato e maggiorato tenendo in conto gli effetti del vento e quelli dovuti alle imperfezioni è pari a:

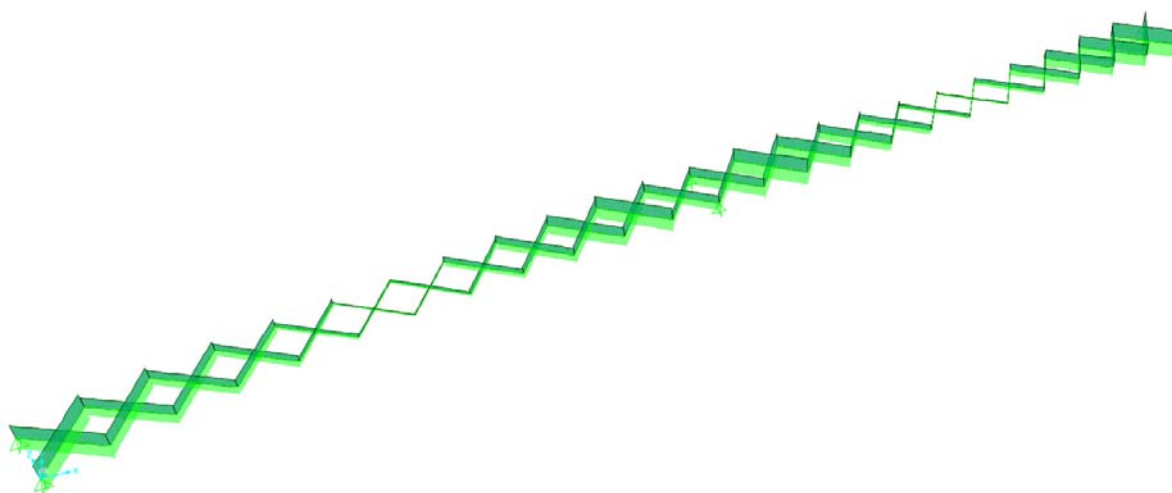
|                                              |       |   |       |   |       |
|----------------------------------------------|-------|---|-------|---|-------|
| $q_{\text{sopravvento}} \text{ [kN/m]} =$    | 6,524 | + | 1,265 | = | 7,789 |
| $q_{\text{sottovento Tr2}} \text{ [kN/m]} =$ | 1,179 | + | 1,265 | = | 2,444 |

Il modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento dei controventi superiori è il seguente:



*Figura 112 – Modellazione controventi superiori*

È stata successivamente valutata l'azione assiale agente sui profili di tipo L100x10:



*Figura 113 – Diagramma dell'azione assiale ui controventi superiori*

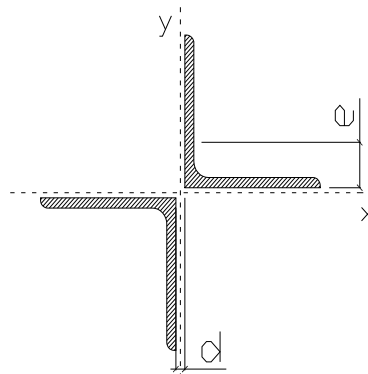
Da tale modellazione si assume il valore massimo, in prima fase e non fattorizzato, di azione di compressione pari a:  $N_{Ed} = 169,04 \text{ kN}$

**VERIFICA CONTROVENTI SUPERIORI**

## DATI GEOMETRICI

|                                                 |        |
|-------------------------------------------------|--------|
| Area di 1 profilo (cm <sup>2</sup> )            | 19,20  |
| Distanza e (cm)                                 | 2,82   |
| Inerzia di un singolo contr. (cm <sup>4</sup> ) | 176,70 |
| Distanza profilo d (cm)                         | 1,80   |
| Interasse calastrelli (cm)                      | 80,00  |
| Raggio d'inerzia x-x (cm)                       | 4,80   |
| Snellezza dir X-X                               | 82     |
| Raggio d'inerzia y-y (cm)                       | 4,80   |
| Raggio d'inerzia min (cm)                       | 1,95   |
| Snellezza dir Y-Y                               | 82     |

L 100x10



|                         |     |
|-------------------------|-----|
| Lunghezza elemento (cm) | 340 |
|-------------------------|-----|

Il valore di  $N_{Ed}$  opportunamente combinato con i relativi coefficienti moltiplicativi è pari a:

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot \gamma_{G1} = 169,04 \cdot 1,50 = 253,56 \text{ kN}$$

**VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI**

## CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

|            | PROFILO L 100x10        | Valore | u.d.m.            |
|------------|-------------------------|--------|-------------------|
| h          | lunghezza ala           | 100    | mm                |
| t          | spessore ala            | 10     | mm                |
|            | rapporto h/t            | 10,00  |                   |
|            | tipo di acciaio         | S      |                   |
| $f_{yk}$   | tensione caratteristica | 355    | N/mm <sup>2</sup> |
| $\epsilon$ | 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.            |
|---------------|-----------------------------|--------|-------------------|
| $\lambda_x$   | snellezza direzione x-x     | 82     |                   |
| $\lambda_y$   | snellezza direzione y-y     | 82     |                   |
| A             | area lorda di un profilo    | 1.920  | mm <sup>2</sup>   |
| $A_{eff}$     | area efficace di un profilo | 1.920  | mm <sup>2</sup>   |
| $\sigma_{cr}$ | sforzo critico euleriano    | 309,3  | N/mm <sup>2</sup> |

Carico critico elastico =  $N_{cr} = 1.187.864$  N

Snellezza adimensionale  $\lambda' = 1,071$

Fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale  $\Phi = 1,222$

Coefficiente per instabilità  $\chi = 0,553$

|               |                                       |       |    |
|---------------|---------------------------------------|-------|----|
| $N_{Ed}$      | Azione normale di progetto            | 253,6 | kN |
| $\gamma_{M1}$ | Coefficiente di sicurezza instabilità | 1,10  |    |
| $N_{b,Rd}$    | Resistenza dell'asta compressa        | 684,8 | kN |

Verifica:  $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 2,70$

|                      |
|----------------------|
| VERIFICA SODDISFATTA |
|----------------------|

### 7.5.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 2+2 Bulloni M24 in SEMPLICE sezione classe 10.9.

$$N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{253,56}{2} = 126,78 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio dei bulloni:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 141,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{141,20}{126,78} = 1,11 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.5.1.2 Verifica a rifollamento della piastra

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 73 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,641 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{253,56}{2} = 126,78 \text{ kN}$  è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,641 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 156,90 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{Rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{156,90}{126,78} = 1,24 \quad \text{la sezione è verificata}$$

### 7.5.1.3 Verifica a rifollamento del profilo

Assumendo:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,577 \quad k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

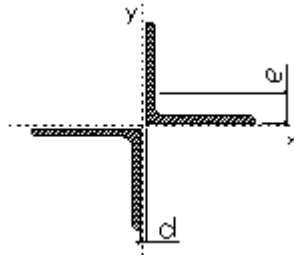
Il valore di  $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{253,56}{2} = 126,78 \text{ kN}$  è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,577 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 141,25 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{Rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{141,25}{126,78} = 1,11 \quad \text{la sezione è verificata}$$

## 7.6 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.

$$\Delta M_{x,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \quad \Delta M_{y,Ed} = e_{N,x} \cdot N_{Ed}$$

$K$  coefficiente di interazione (tabella C4.2.IV, NTC 2008)



Le verifiche sono rintracciabili 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:  $P_{d \text{ adm}} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) \cdot 0,60 = 65,69$  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.

$$n=16,85 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 476,5}{16,85} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 223,9\right)}{28.273.374} = 2,6621 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,24 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 476,5}{6,24} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 264,2\right)}{35.365.670} = 3,3131 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=14,94 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 476,5}{14,94} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 228,9\right)}{29.145.695} = 2,7601 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=20,71 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 476,5}{20,71} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 215,6\right)}{26.815.278} = 2,4837 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla sono:

|                         |              |
|-------------------------|--------------|
| carichi permanenti      | V = 410 kN   |
| cedimenti differenziali | V = 10 kN    |
| carichi accidentali     | V = 1.340 kN |
| carichi da vento        | V = 90 kN    |
| carichi termici         | V = 130 kN   |

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = [410 \cdot 2,6621 + (1.340 + 90 + 130) \cdot 3,3131 + 10 \cdot 2,4837] \cdot 10^{-1} = 615,50 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{628,50}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 41,90 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}}$$

## 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:

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

$h_w$  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     |
|-----------------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| $\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$           | $\eta$                         | $\eta$                 |
| $0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$ | $0,83/\bar{\lambda}_w$         | $0,83/\bar{\lambda}_w$ |
| $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$             | $1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$ | $0,83/\bar{\lambda}_w$ |

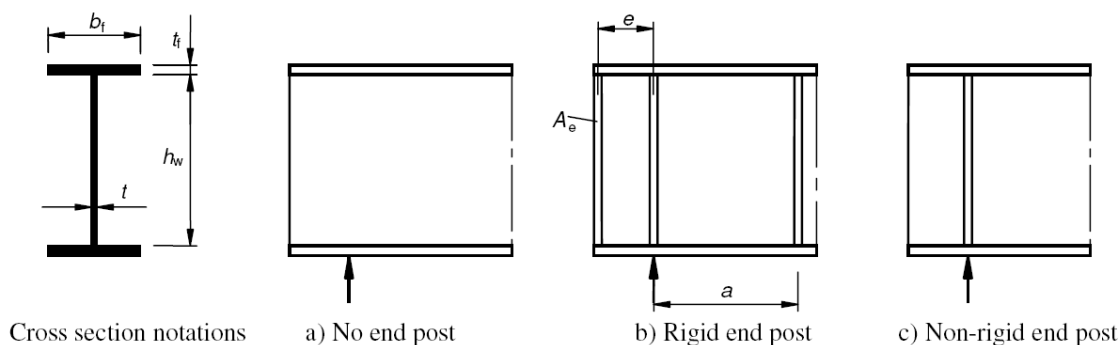


Figura 114 – Tipi di irrigidimento verticale

Dove:

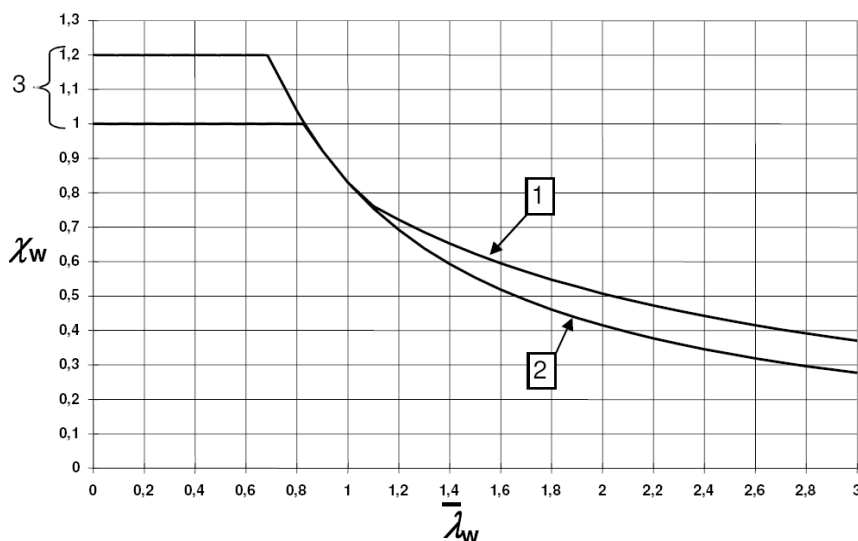
$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad \tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h_w}\right)^2$$

$k_\tau$  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

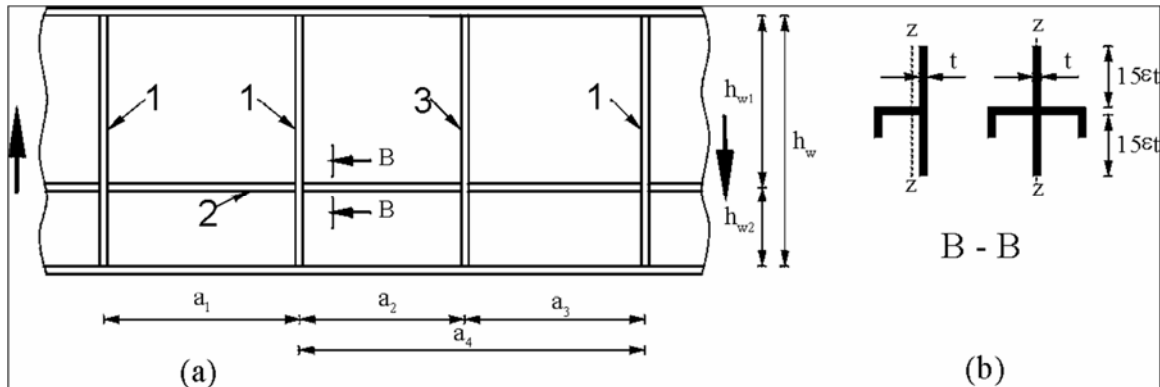


**Figura 115** – Fattore  $\chi_w$ 

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali il parametro di snellezza non deve essere

$$\text{minore di: } \bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \xi \cdot \sqrt{k_{\tau i}}}$$

Dove  $h_{wi}$  e  $k_{wi}$  sono riferiti al sottopannello avente maggiore snellezza.

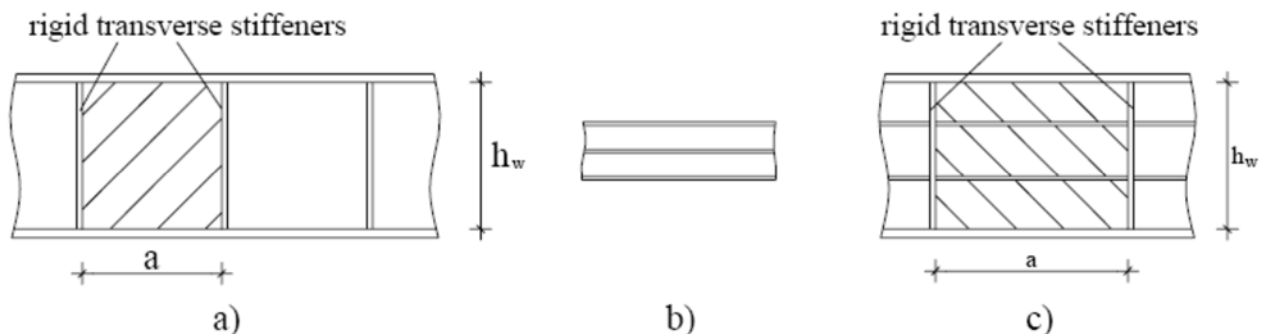
**Figura 116** – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali

- 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 117** – 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:

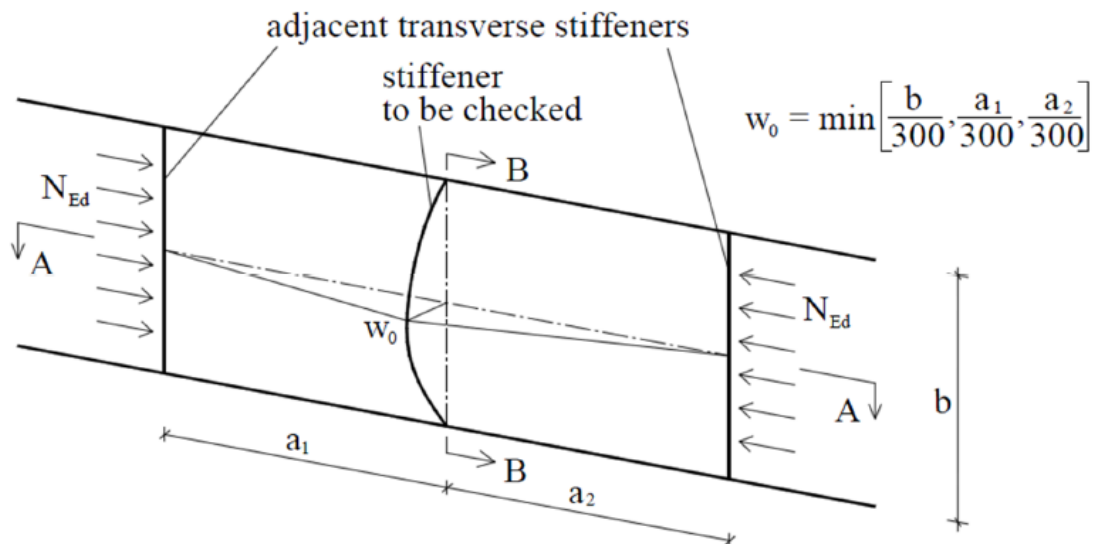
$$I_{st} \geq I_{lim} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + \omega_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{b \cdot 300 \cdot f_y} \geq 1$$

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.

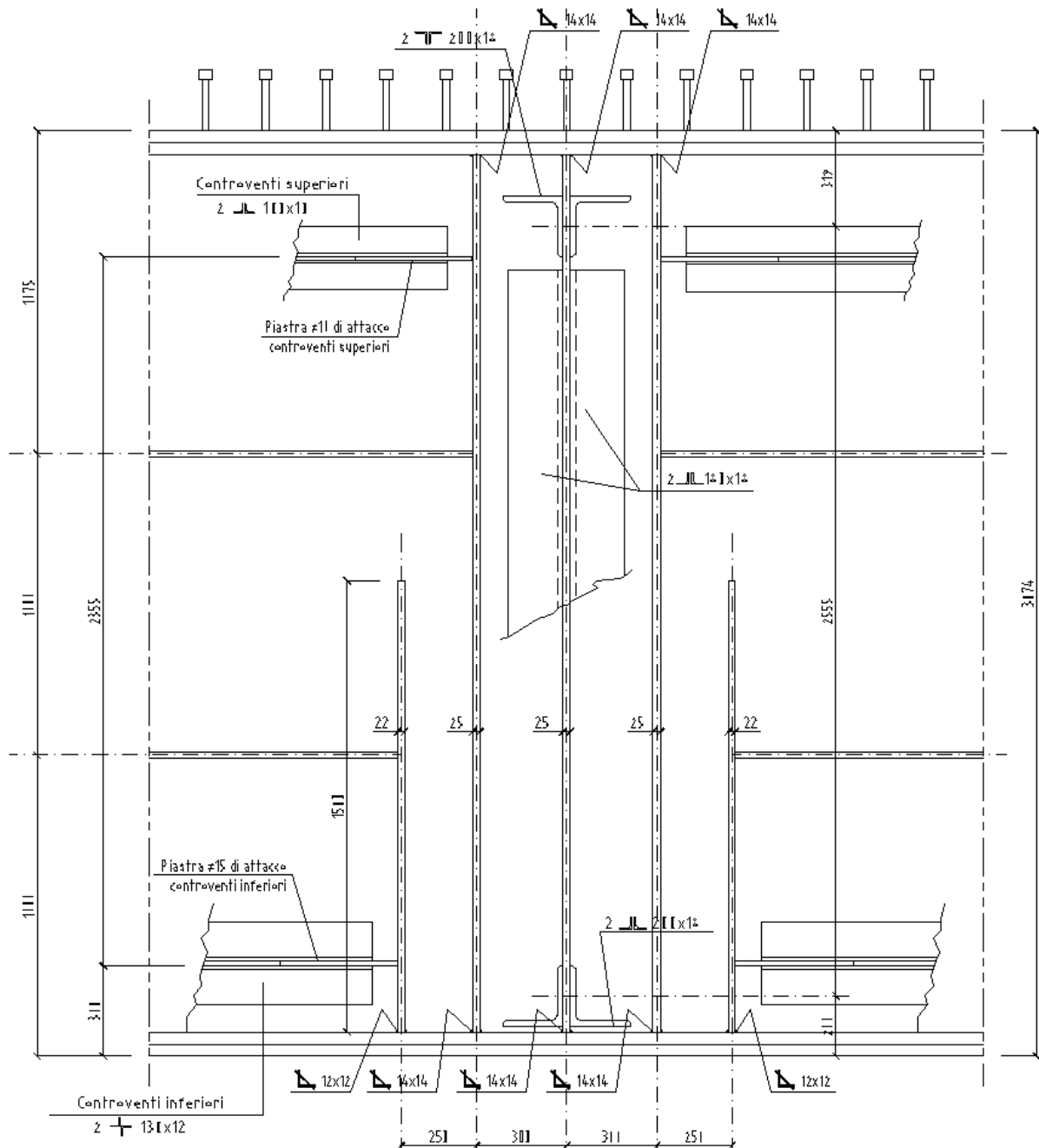
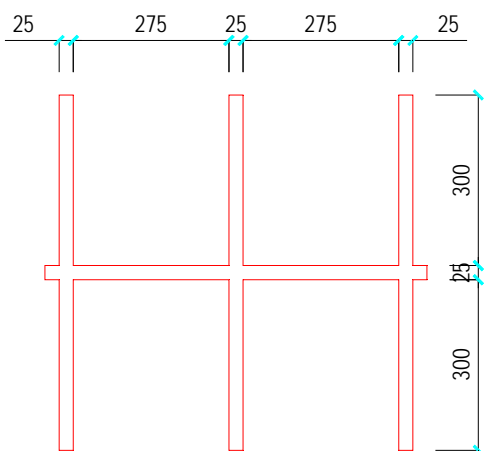


Figura 118 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila

L'azione assiale massima agente sulla nervatura è pari a:  $N_{Ed} = 11.820 \text{ kN}$



Area: 61.875,00 mmq

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 1.526.660.156,25 mm<sup>4</sup> [1.00 0.00]

J: 3.343.066.406,25 mm<sup>4</sup> [0.00 1.00]

L'azione resistente vale:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$J_{x-x} = 1.526.660.156 \text{ mm}^4$$

$$A_{lorda} = 62.602 \text{ mm}^2$$

$$l_0 = 2.600 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{curva c})$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

Verifica di stabilità

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot J \cdot E}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1.526.660.156 \cdot 210.000}{3.100^2} = 329.259.280 \text{ N} = 329.259 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{61.875 \cdot 355}{329.259.280}} = 0,258$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,258 - 0,2) + 0,258^2] = 0,547$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,547 + \sqrt{0,547^2 - 0,258^2}} = 0,97$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,97 \cdot 61.875 \cdot 355}{1,10} = 19.389.192 \text{ N} = 19.389 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{19.389}{11.820} = 1,64$$

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.

| Deformazioni<br>in mm     | Campata 1   |             |             | Campata 2   |             |             |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                           | j 104       | j 108       | j 111       | j 125       | j 128       | j 132       |
| Peso proprio acciaio      | 12,1        | 15,7        | 10,1        | 10,3        | 16,6        | 12,7        |
| Peso proprio soletta      | 40,4        | 52,6        | 34,6        | 27,9        | 45,6        | 35,9        |
| Permanenti                | 11,1        | 15          | 10,5        | 9,4         | 13,9        | 10,4        |
| Accidentali mezzi         | 25,4        | 38,3        | 32,4        | 34,7        | 41,6        | 27,9        |
| Accidentali folla         | 1           | 1,4         | 1,2         | 1           | 1,3         | 0,9         |
| <b>Totale permanenti</b>  | <b>63,6</b> | <b>83,3</b> | <b>55,2</b> | <b>47,6</b> | <b>76,1</b> | <b>59</b>   |
| <b>Totale accidentali</b> | <b>26,4</b> | <b>39,7</b> | <b>33,6</b> | <b>35,7</b> | <b>42,9</b> | <b>28,8</b> |

| Deformazioni<br>in mm     | Campata 1   |             |             | Campata 2   |             |             |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                           | j 204       | j 208       | j 211       | j 225       | j 228       | j 232       |
| Peso proprio acciaio      | 14,3        | 18,5        | 12          | 10,7        | 16,2        | 12,5        |
| Peso proprio soletta      | 47,6        | 61,8        | 40,9        | 26,3        | 44,2        | 35,1        |
| Permanenti                | 12,5        | 16,8        | 11,8        | 9,1         | 13,4        | 10,3        |
| Accidentali mezzi         | 29,3        | 43,5        | 36          | 33,7        | 40          | 26,8        |
| Accidentali folla         | 1,7         | 2,4         | 2,1         | 1,8         | 2,1         | 1,4         |
| <b>Totale permanenti</b>  | <b>74,4</b> | <b>97,1</b> | <b>64,7</b> | <b>46,1</b> | <b>73,8</b> | <b>57,9</b> |
| <b>Totale accidentali</b> | <b>31</b>   | <b>45,9</b> | <b>38,1</b> | <b>35,5</b> | <b>42,1</b> | <b>28,2</b> |

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

| Contromonta in mm           | Campata 1 |           |           | Campata 2 |           |           |
|-----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                             | j 104     | j 108     | j 111     | j 125     | j 128     | j 132     |
| <b>Totale trave interna</b> | <b>70</b> | <b>93</b> | <b>64</b> | <b>57</b> | <b>87</b> | <b>66</b> |

| Contromonta in mm           | Campata 1 |            |           | Campata 2 |           |           |
|-----------------------------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|                             | j 204     | j 208      | j 211     | j 225     | j 228     | j 232     |
| <b>Totale trave esterna</b> | <b>82</b> | <b>109</b> | <b>74</b> | <b>55</b> | <b>84</b> | <b>65</b> |

## 9.2 Deformazioni massime

| Deformazioni<br>in mm | Campata 1 | Campata 2 |
|-----------------------|-----------|-----------|
|                       |           | 0,4 L     |
| Peso proprio acciaio  | 18,5      | 16,6      |
| Peso proprio soletta  | 61,8      | 45,6      |
| Permanenti            | 16,8      | 13,9      |
| Accidentali mezzi     | 43,5      | 41,6      |
| Folla                 | 2,4       | 1,3       |

| Deformazioni<br>in mm | Campata 1    | Campata 2    |
|-----------------------|--------------|--------------|
|                       |              | 0,4 L        |
| Totale permanenti     | 97,1         | 76,1         |
| Totale accidentali    | 45,9         | 42,9         |
| <b>Totale</b>         | <b>143,0</b> | <b>119,0</b> |

| Deformazioni<br>in mm     | Campata 1      | Campata 2      |
|---------------------------|----------------|----------------|
|                           |                | 0,4 L          |
| <b>Totale permanenti</b>  | <b>L/581</b>   | <b>L/741</b>   |
| <b>Totale accidentali</b> | <b>L/1.229</b> | <b>L/1.315</b> |
| <b>Totale</b>             | <b>L/394</b>   | <b>L/474</b>   |

## 9.3 Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di  $\pm 60^{\circ}\text{C}$  e, considerando 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:  $\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$

Spalle  $\Delta L = 1,50 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (56.400) \cdot \pm 60 = \pm 61 \text{ mm}$

## **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.

## **11. ALLEGATI**

In allegato si riportano le verifiche svolte per ciascun concio.

## 12.SOLETTA

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza variabile ed uno spessore di 33 cm. Nel senso della larghezza in zona tipica e in zona di giunto è suddivisa in 2 sbalzi laterali di luce 2,265 m e una campata centrale di luce 5,00 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.

$$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{marciapiedi}$$

$$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{massicciata stradale}$$

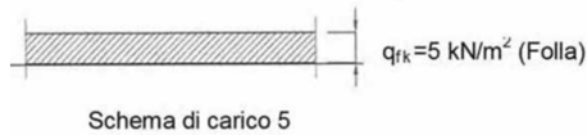
$$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{guardrail}$$

$$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{parapetto bordo ponte}$$

$$q_{\text{Smalt.acque.}} = 0,50 \text{ kN/m} \quad \text{smaltimento acque}$$

### 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  $2,50 \text{ kN/mq}$ , 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  $33 \text{ cm}$  e che lo spessore medio della pavimentazione è di  $9 \text{ cm}$ .

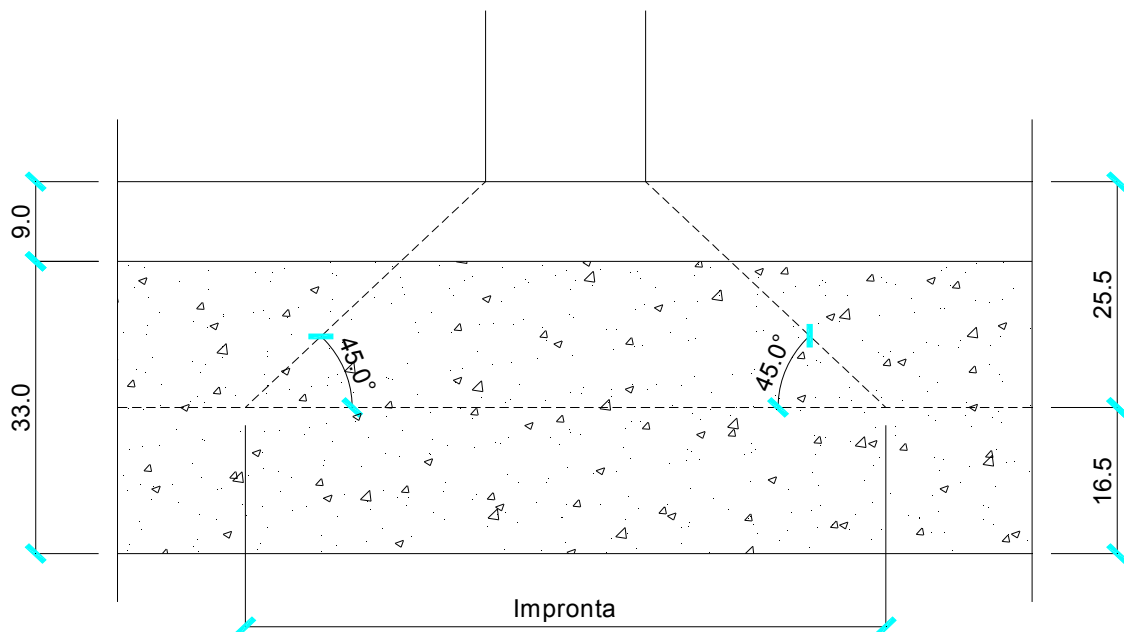


Figura 119 – Diffusione nel piano verticale



**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:

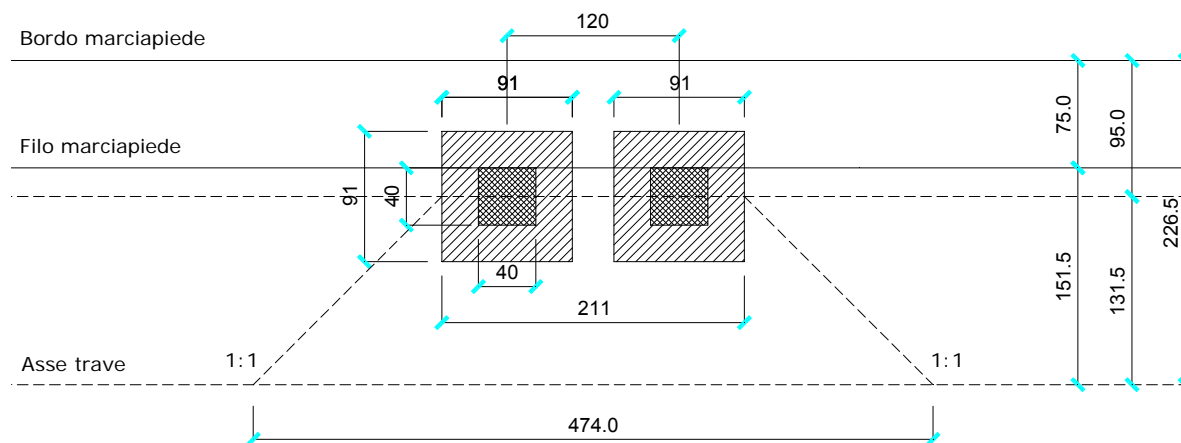
**Schema di carico 1**

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 1,315} = 63,29 \text{ kN} = 6.329 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m      larghezza impronta,  
1,20 m      interasse tandem,  
1,315 m     distanza asse carico / asse trave.



**Figura 120** – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 6.329 \cdot 1,315 = 8.323 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{1,515^2}{2} = 1.032 \text{ daNm}$$

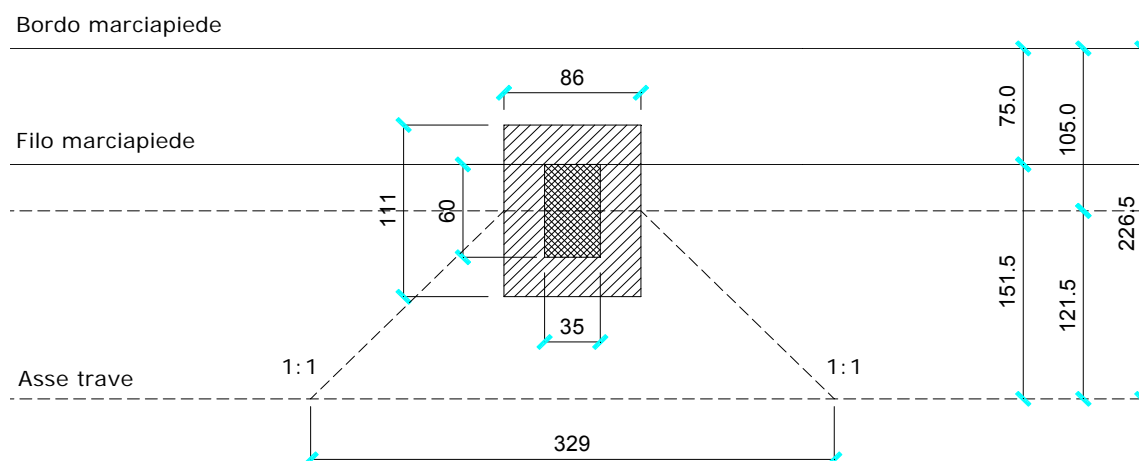
Schema di carico 2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 1,215} = 60,06 \text{ kN} = 6.006 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m            larghezza impronta,  
1,215 m          distanza asse carico / asse trave.



**Figura 121** – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 6.006 \cdot 1,215 = 7.297 \text{ daNm}$$

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: VEH11 Units: KN, m, C

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

OK Cancel

Vehicle name: VEH22 Units: KN, m, C

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

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

La verifica dello sbalzo per carico accidentale dei mezzi, viene eseguita solo in via precauzionale, in quanto il carico esisterebbe solo nel momento in cui sia abbattuta la barriera a causa di un incidente stradale

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:

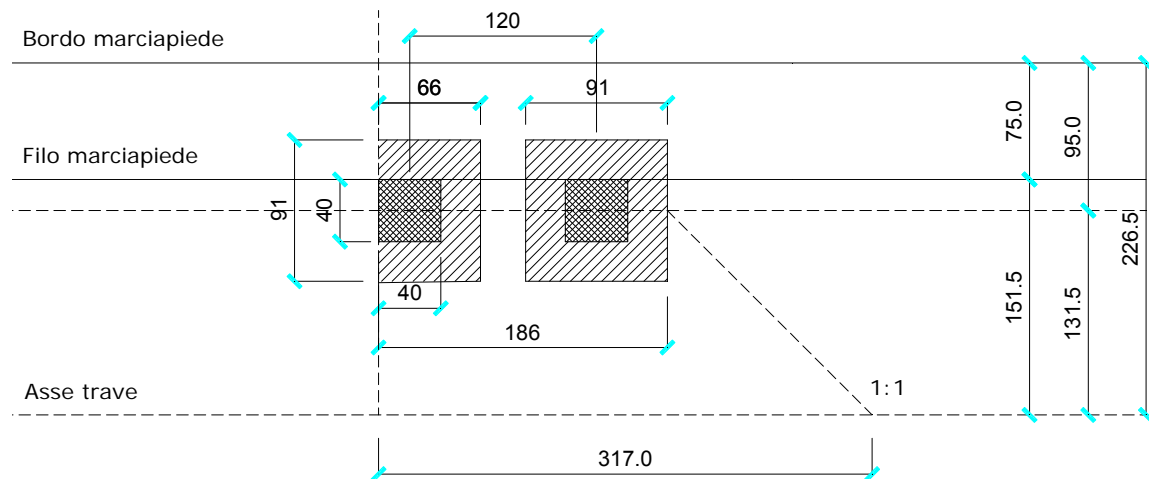
### Schema di carico 1

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{3,17} = 94,64 \text{ kN} = 9.464 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m          larghezza impronta,  
1,20 m          interasse tandem,  
1,315 m        distanza asse carico / asse trave.



**Figura 122 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo**

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 9.464 \cdot 1,315 = 12.448 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{1,315^2}{2} = 778 \text{ daNm}$$

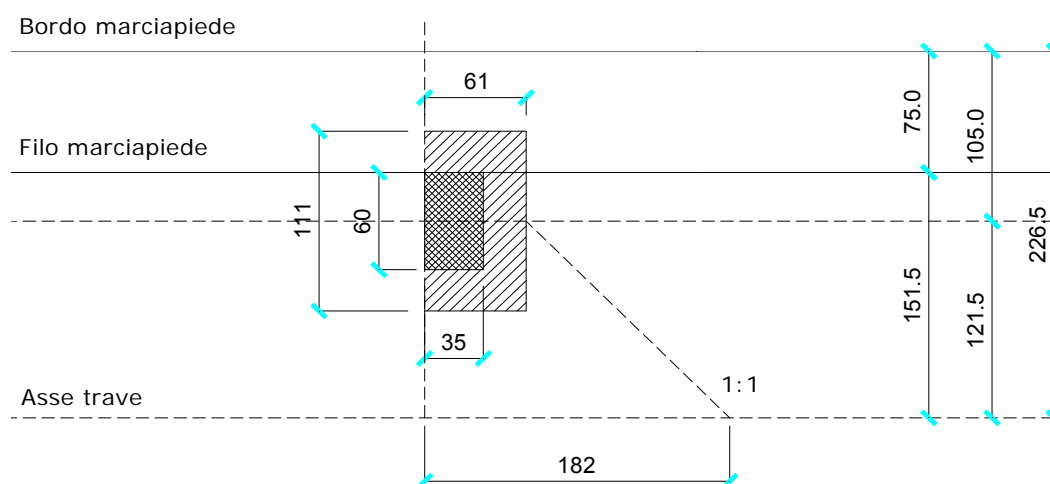
Schema di carico 2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{1,82} = 109,89 \text{ kN} = 10.989 \text{ daN}$$

Dove:

0,61 m            larghezza impronta,  
1,215 m          distanza asse carico / asse trave.



*Figura 123 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo*

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 10.989 \cdot 1,215 = 13.352 \text{ daNm}$$

CAMPATA

Lo schema più gravoso per la campata è lo schema di carico 1:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 96,62 \text{ kN}$$

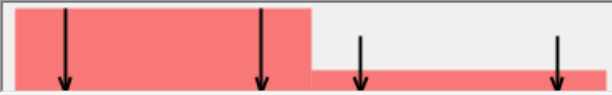
2a Colonna di carico:

$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 64,41 \text{ kN}$$

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: 

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,           | 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: 

Loads

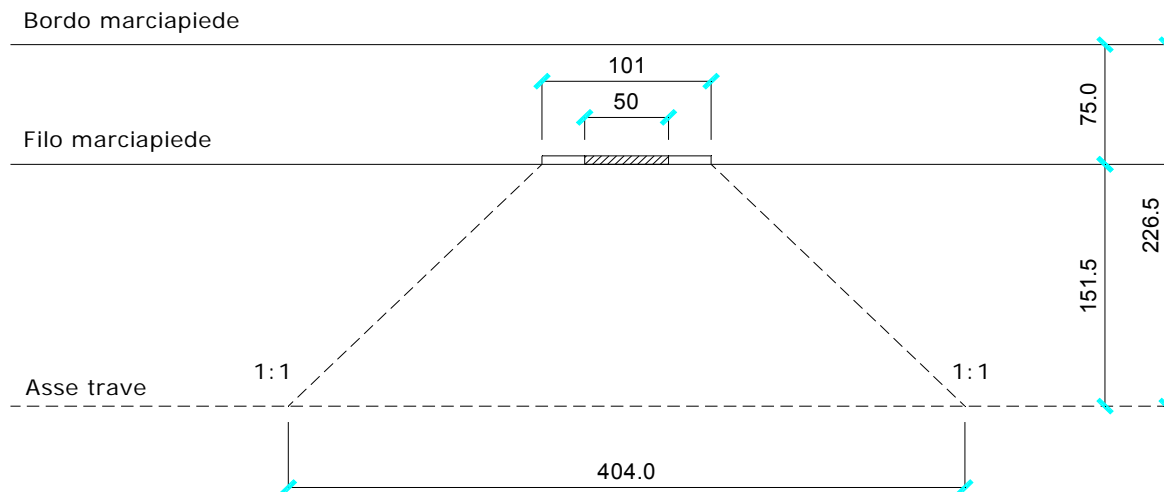
| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Axle Load |
|------------------|------------------|------------------|--------------|-----------|
| Fixed Length     | 1,000E-03        |                  | 9,           | 0,        |
| Fixed Length     | 1,000E-03        |                  | 9,           | 0,        |
| Fixed Length     | 0,5              |                  | 9,           | 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

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 124** – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona tipica

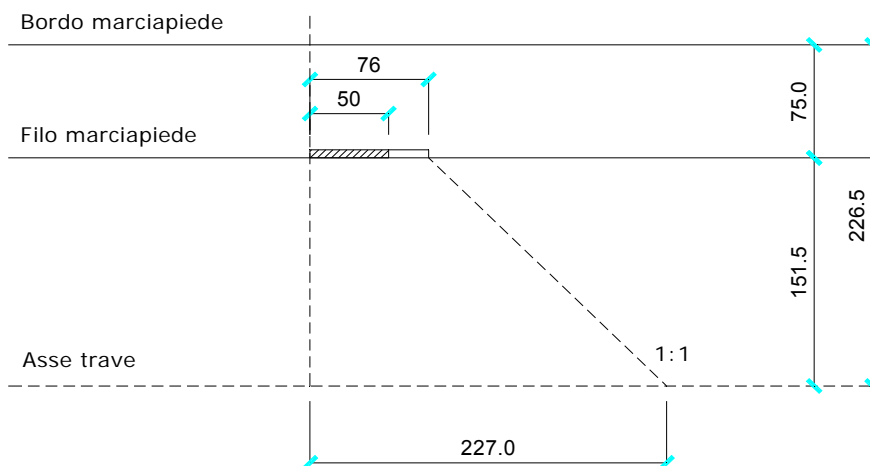
$$N = 100/4,04 = 24,75 \text{ KN/m} = 2.475 \text{ daN/m}$$

$$M = 24,75 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 31,06 \text{ KNm/m} = 3.106 \text{ daNm}$$

### 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 125** – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona di giunto

$$N = 100/2,27 = 44,05 \text{ KN/m} = 4.405 \text{ daN/m}$$

$$M = 44,05 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 55,28 \text{ KNm/m} = 5.528 \text{ daNm}$$

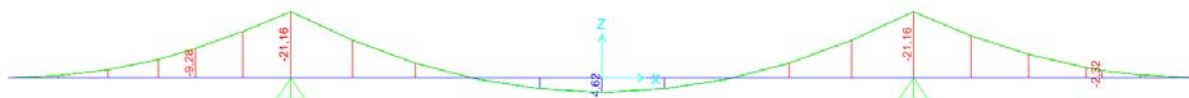


## 12.2 Sollecitazioni flettenti

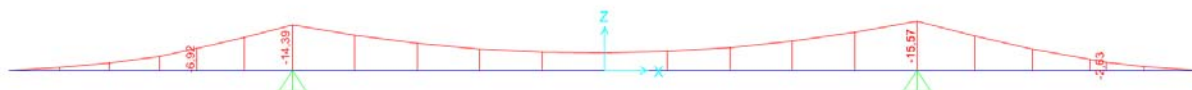
### ZONA TIPICA

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



#### Sollecitazioni flettenti - Permanenti



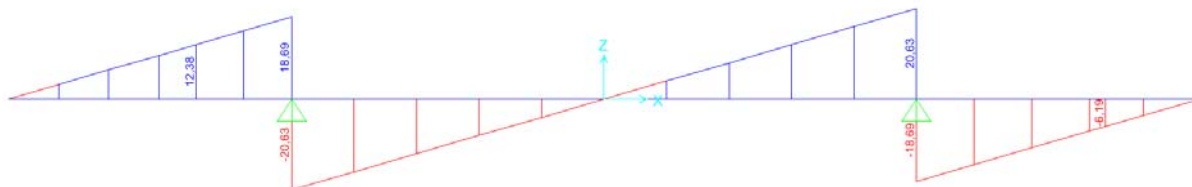
#### Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



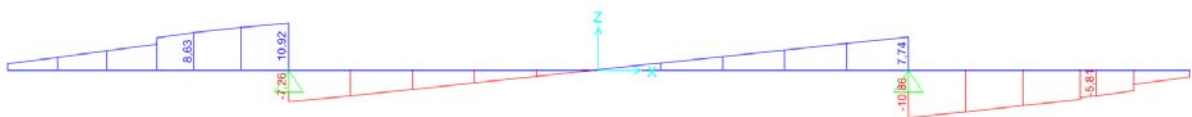
|         | <b>Peso Proprio</b><br>[daNm/m] | <b>Permanenti</b><br>[daNm/m] | <b>Accid. mezzi</b><br>[daNm/m] | <b>Svio</b><br>[daNm/m] |
|---------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Sbalzo  | -2.116                          | -1.557                        | -9.355                          | -3.106                  |
| Campata | 1.289 (1/16)                    | 469 (1/16)                    | 15.235                          | -                       |

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni taglianti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

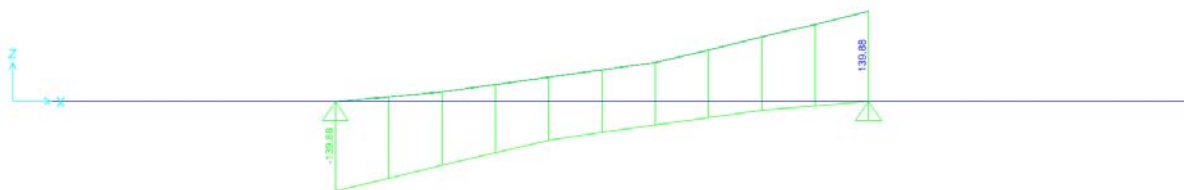
### Sollecitazioni taglianti - Soletta



### Sollecitazioni taglianti - Permanenti



### Sollecitazioni taglianti - Accidentali mezzi

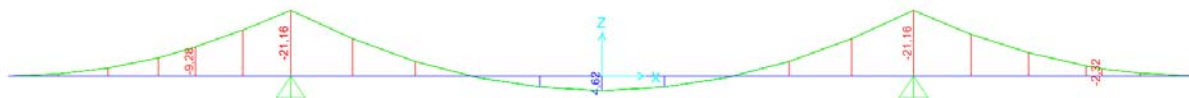


|        | <b>Peso Proprio</b><br>[daNm/m] | <b>Permanenti</b><br>[daNm/m] | <b>Accid. mezzi</b><br>[daNm/m] | <b>Svio</b><br>[daNm/m] |
|--------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Sbalzi | 2.063                           | 1.092                         | 13.988                          | -                       |

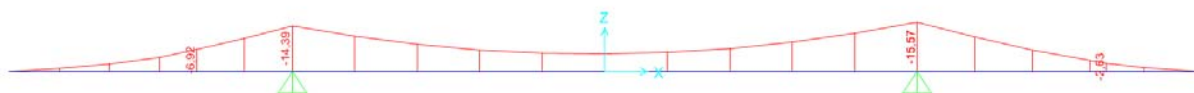
## ZONA DI GIUNTO

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

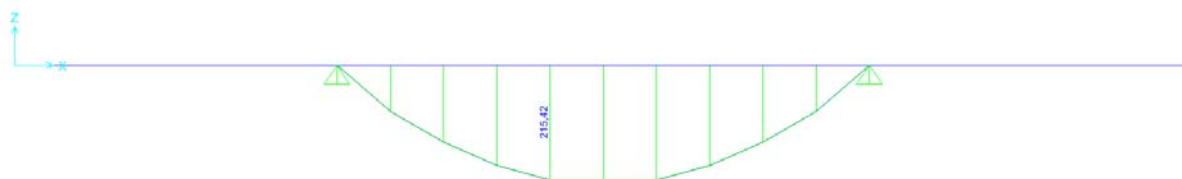
### Sollecitazioni flettenti - Soletta



### Sollecitazioni flettenti - Permanenti



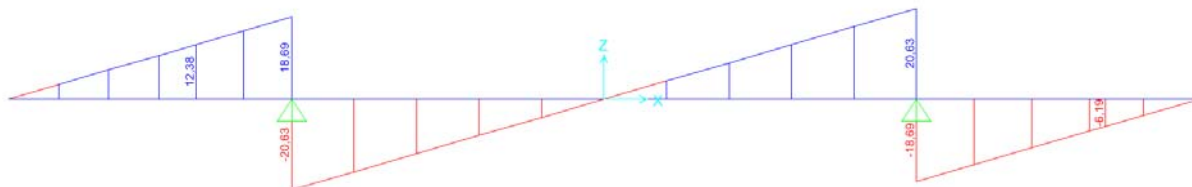
### Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



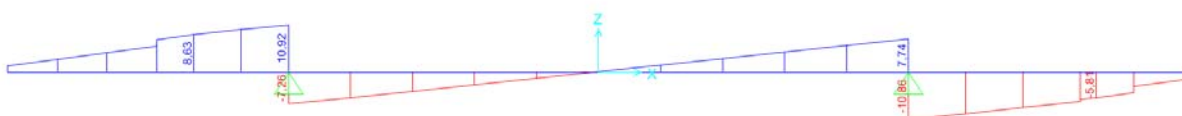
|         | <b>Peso Proprio</b><br>[daNm/m] | <b>Permanenti</b><br>[daNm/m] | <b>Accid. mezzi</b><br>[daNm/m] | <b>Svio</b><br>[daNm/m] |
|---------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Sbalzo  | -2.116                          | -1.557                        | -13.352                         | -5.528                  |
| Campata | 1.289 (1/16)                    | 469 (1/16)                    | 21.542                          | -                       |

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni taglianti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

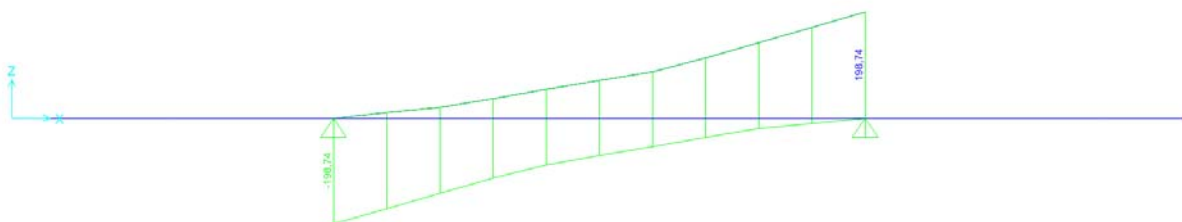
### Sollecitazioni taglianti - Soletta



### Sollecitazioni taglianti - Permanenti



### Sollecitazioni taglianti - Accidentali mezzi



|        | <b>Peso Proprio</b><br>[daNm/m] | <b>Permanenti</b><br>[daNm/m] | <b>Accid. mezzi</b><br>[daNm/m] | <b>Svio</b><br>[daNm/m] |
|--------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Sbalzi | 2.063                           | 1.092                         | 19.874                          | -                       |

## 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                    |   |

$$M = -925 \cdot \frac{2,265^2}{2} = -2.372,73 \text{ daNm / m} = 949,09 \text{ daNm / 40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.343 \text{ daN / cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 830 \text{ daN / cm}^2$$

#### Verifica di stabilità dei ferri inferiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 9,00^4 = 5.153 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 5.153}{200^2} = 267.005 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{18^2}{4} \cdot 450}{267.005}} = 0,654$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,654 - 0,2) + 0,654^2 \right] = 0,825$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,825 + \sqrt{0,825^2 - 0,654^2}} = 0,753$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{\text{G1}} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{162.870}{22,5} \cdot 10 = 97.722 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{\text{M1}}} = 0,753 \cdot \frac{450 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{18^2}{4}}{1,10} = 156.790 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_{\text{R}} = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{156.790}{97.722} = 1,60$$

### 12.3.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm} + M_{Acc\ mezz} = -1.557 - 9.355 = -10.912 \text{ daNm/m} = -4.364,80 \text{ daNm/0,40m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                          |
|                       | altezza (cm)           | 33                          |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 22/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 20/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

### TENSIONI FERRO

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 1.145 \text{ daN/cm}^2$  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 1.068 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -90,99 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -670,5 \text{ daN/cm}^2$ |

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 13,89    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  yN

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

**Materiali**  
   
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

### 12.3.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup} = 1.343 + 1.068 = 2.411 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, \text{inf.}} = -830 - 670,5 = -1.500,5 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.3.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 - 9.355 = -13.028 \text{ daNm/m} = -5.211,20 \text{ daNm/0,40m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                          |
|                       | altezza (cm)           | 33                          |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 22/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 20/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

### TENSIONI FERRO

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 1.367 \text{ daN/cm}^2$  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 1.275 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -108,6 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -800,5 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -74,89 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 13,89    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  yN

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

**Materiali**  
 B450C  C32/40

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $\epsilon_{su}$ 67,5 ‰     | $\epsilon_{c2}$ 2 ‰    |
| $f_{yd}$ 450 N/mm²         | $\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰  |
| $E_s$ 200.000 N/mm²        | $f_{cd}$ 28,21         |
| $E_s/E_c$ 15               | $f_{cc}/f_{cd}$ 0,8    |
| $\epsilon_{syd}$ 2,25 ‰    | $\sigma_{c,adm}$ 12,25 |
| $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² | $\tau_{co}$ 0,7333     |
|                            | $\tau_{c1}$ 2,114      |

$\sigma_c$  -7,489 N/mm²  
 $\sigma_s$  136,7 N/mm²

$\epsilon_s$  0,6837 ‰  
 d 27 cm  
 x 12,18 x/d 0,451  
 $\delta$  1

**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

|       |                                     |   |                                                 |
|-------|-------------------------------------|---|-------------------------------------------------|
| Cls   | $\sigma_c = 74,89 \text{ daN/cm}^2$ | < | $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$ |
| Ferro | $\sigma_s = 1.367 \text{ daN/cm}^2$ | < | $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$    |

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

**12.3.1.5 Comb. Frequente**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 - 0,75 \cdot 9.355 = -10.689 \text{ daNm / m} = -4.275,70 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                           |
|-----------------------|------------------------|---------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                        |
|                       | altezza (cm)           | 33                        |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                           |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi 22/20 + \phi 20/20$ |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi 20/40$              |
|                       | Ferri inf.             | $\phi 20/20$              |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi 18/20$              |

## TENSIONI FERRO

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 1.122 \text{ daN/cm}^2$  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 1.046 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -89,13 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -656,8 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -61,45 \text{ daN/cm}^2$



**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 13,89    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 29,5   |

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

**N** Ed   kN  
**M** xEd   kNm  
**M** yEd

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

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

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

**Materiali**  
 B450C  C32/40  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   N/mm²  
 $\tau_{c1}$   N/mm²

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
**N° iterazioni:**

Precompresso

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_l = 0,30 \text{ mm}$  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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 = -3.673 \text{ daNm/m} = -1.469,20 \text{ daNm/0,40m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                          |
|                       | altezza (cm)           | 33                          |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 22/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 20/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

TENSIONI FERRO

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 385,5 \text{ daN/cm}^2$  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 359,5 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -30,63 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -225,7 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -21,12 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,80     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  -24,912 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

**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  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$Cl_s \quad \sigma_c = 21,12 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,02 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

### 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                    |   |

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm / m} = 1.156,25 \text{ daNm / 40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.636 \text{ daN / cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 1.012 \text{ daN / cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri superiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10,00^4 = 7.854 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 7.854}{200^2} = 406.957 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{20^2}{4} \cdot 450}{406.957}} = 0,589$$

Fattore

$$\phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,49 \cdot (0,589 - 0,2) + 0,589^2 \right] = 0,765$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,765 + \sqrt{0,765^2 - 0,589^2}} = 0,80$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{G1} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{115.625}{22,5} \cdot 10 = 69.375 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,80 \cdot \frac{450 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}}{1,10} = 102.816 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_R = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{102.816}{69.375} = 1,48$$

### 12.3.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm} + M_{Acc.mezzi} = 469 + 15.235 = 15.704 \text{ daNm/m} = 6.281,60 \text{ daNm/0,40 m}$$

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.             | $\phi$ 22/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

### TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 734,5$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 608$    | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.289$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -2.238$ | daN/cm <sup>2</sup> |

**Titolo :** \_\_\_\_\_

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  | 15,21    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  kNm

**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  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

### 12.3.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = -1.636 - 608 = -2.244 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = 1.012 + 2.238 = 3.250 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.3.2.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 15.235 = 16.993 \text{ daNm/m} = 6.797,20 \text{ daNm/0,40 m}$$

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.             | $\phi$ 22/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

### TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 794,9$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 658$    | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.395$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -2.422$ | daN/cm <sup>2</sup> |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -107,70 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari:  Zoom

N° strati barre:  Zoom

| 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  | 5,09     | 29,5   |

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>Ed</sub>  kNm

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

**Materiali**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   N/mm<sup>2</sup>

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$   N/mm<sup>2</sup>

$\tau_{c1}$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d   $\delta$

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

|       |                                      |   |                                                 |
|-------|--------------------------------------|---|-------------------------------------------------|
| Cls   | $\sigma_c = 107,70 \text{ daN/cm}^2$ | < | $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$ |
| Ferro | $\sigma_s = 2.422 \text{ daN/cm}^2$  | < | $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$    |

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

**12.3.2.5 Comb. Frequente**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc\ mezz} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 15.235 = 13.184 \text{ daNm/m} = 5.273,70 \text{ daNm/0,40 m}$$

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.             | $\phi$ 22/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

## TENSIONI FERRO

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 616,7 \text{ daN/cm}^2$  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 510,5 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.083 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -1.879 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -83,60 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo :**

**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  | 15,21    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  yN

**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 | $f_{cd}$         | 18,81  |
| $E_s/E_c$        | 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  |

$\sigma_c$  -8,36 N/mm²  
 $\sigma_s$  187,9 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,9396 ‰  
 d 29,5 cm  
 x 11,81 x/d 0,4002  
 $\delta$  0,9403

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,10 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$  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:

$$M = M_{pp} + M_{perm} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc \text{ mezzi}} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm/m} = 703,20 \text{ daNm/0,40 m}$$

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.             | $\phi$ 22/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

TENSIONI FERRO

|                         |                     |         |
|-------------------------|---------------------|---------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 82,21$  | daN/cm² |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 68,05$  | daN/cm² |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -144,3$ | daN/cm² |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -250,5$ | daN/cm² |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -11,14 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

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  | 15,21    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  7,03 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

**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  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

Cls  $\sigma_c = 11,14 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,00 \text{ mm} < w_l = 0,20 \text{ mm}$  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 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 20/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

### COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -1,35 \cdot 2.116 - 1,50 \cdot 1.557 - 1,35 \cdot 9.355 = -17.821,35 \text{ daNm / m} = -7.128,54 \text{ daNm / 0,40 m}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 13,89    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  kNm

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviate

**Materiali**  
   
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   N/mm²  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   [?]  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   N/mm²  
 $\tau_{c1}$   N/mm²

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviate

**N° rett.**

RESISTENZA  $M_{Rd} = -16.040,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA  $IR = 1,97$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

**COMBINAZIONE ECCEZIONALE**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -2.116 - 1.557 - 9.355 - 3.106 = -16.134,00 \text{ daNm / m} \\ = -6.453,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 2.475 \text{ daNm / m} = 990,00 \text{ daNm / 0,40 m}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 13,89    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 6,28     | 22     |
| 4  | 5,09     | 29,5   |

**Tipologia 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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C    C32/40

|                                |                                            |                                  |                                          |
|--------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------------|
| ε <sub>su</sub>                | <input type="text" value="67,5"/> %        | ε <sub>c2</sub>                  | <input type="text" value="2"/> %         |
| f <sub>yd</sub>                | <input type="text" value="450"/> N/mm²     | ε <sub>cu</sub>                  | <input type="text" value="3,5"/> %       |
| E <sub>s</sub>                 | <input type="text" value="200.000"/> N/mm² | f <sub>cd</sub>                  | <input type="text" value="28,21"/> N/mm² |
| E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> | <input type="text" value="15"/>            | f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> | <input type="text" value="0,8"/> ?       |
| ε <sub>syd</sub>               | <input type="text" value="2,25"/> %        | σ <sub>c,adm</sub>               | <input type="text" value="12,25"/> N/mm² |
| σ <sub>s,adm</sub>             | <input type="text" value="255"/> N/mm²     | τ <sub>co</sub>                  | <input type="text" value="0,7333"/>      |
|                                |                                            | τ <sub>c1</sub>                  | <input type="text" value="2,114"/>       |

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    x/d   
 δ

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

**Tipo flessione**  
 Retta    Deviata

N° rett.

Calcola MRd   Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm   Col. modello

Precompresso

RESISTENZA      M<sub>Rd</sub> = -19.150,00 daNm / 0,40 m

INDICE DI RESISTENZA      IR = 2,97

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:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 15.235 = 23.010,90 \text{ daNm} / \text{m} = 9.204,36 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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.         | $\phi$ 18/20 |

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  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  | 5,09     | 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> 92,044 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**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  $f_{cd}$  18,81  
 $E_s / E_c$  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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

Precompresso

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 153,7 kN m  
 $\sigma_c$  -18,81 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  7,762 ‰  
 d 29,5 cm  
 x 9,168 x/d 0,3108  
 $\delta$  0,8285

RESISTENZA  $M_{Rd} = 15.370,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $IR = 1,67$

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                    |   |

$$M = -925 \cdot \frac{2,265^2}{2} = -2.372,73 \text{ daNm / m} = 949,09 \text{ daNm / 40"}$$

$$\sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.343 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 830 \text{ daN / cm}^2$$

#### 12.5.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{perm}} + M_{\text{Acc mezzi}} = -1.557 - 13.352 = -14.909 \text{ daNm / m} = -5.963,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                          |
|                       | altezza (cm)           | 33                          |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 24/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 22/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

#### TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 1.452$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 1.352$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -148,7$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -899,1$ | daN/cm <sup>2</sup> |

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  yN

**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 | $f_{cd}$         | 18,81 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       |

$\sigma_c$  -8,328 N/mm²  
 $\sigma_s$  145,2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,726 ‰  
 d 27 cm  
 x 12,49 x/d 0,4625  
 $\delta$  1

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

### 12.5.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = 1.343 + 1.352 = 2.695 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = -830 - 899,1 = -1.729,1 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.5.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 - 13.352 = -17.025 \text{ daNm/m} = -6.810,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                          |
|                       | altezza (cm)           | 33                          |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 24/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 22/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

TENSIONI FERRO

$$\text{Ferri sup.} \quad \sigma_s = 1.658 \text{ daN/cm}^2$$

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 1.544 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -169,8 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -1.027 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -95,1 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 29,5   |

**Tipo Sezione**

Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

**Sezio...**

**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**

$\epsilon_{su}$   ‰     $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²     $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²     $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$       $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰     $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²     $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x     x/d   
 $\delta$

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

|       |                                     |   |                                                 |
|-------|-------------------------------------|---|-------------------------------------------------|
| Cls   | $\sigma_c = 95,10 \text{ daN/cm}^2$ | < | $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$ |
| Ferro | $\sigma_s = 1.658 \text{ daN/cm}^2$ | < | $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$    |

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.5.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 - 0,75 \cdot 13.352 = -13.687 \text{ daNm/m} = -5.474,80 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |                           |
|-----------------------|------------------------|---------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40                        |
|                       | altezza (cm)           | 33                        |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                           |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi 24/20 + \phi 20/20$ |

Traliccio sup.  $\phi$  20/40  
 Ferri inf.  $\phi$  22/20  
 Traliccio inf.  $\phi$  18/20

## TENSIONI FERRO

Ferri sup.  $\sigma_s = 1.333 \text{ daN/cm}^2$   
 Traliccio sup.  $\sigma_s = 1.241 \text{ daN/cm}^2$   
 Ferri sopra la predalle  $\sigma_s = -136,5 \text{ daN/cm}^2$   
 Traliccio inf.  $\sigma_s = -825,4 \text{ daN/cm}^2$

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -76,46 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Verifica**  
 N° iterazioni:

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.

### 12.5.1.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{pp.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -2.116 - 1.557 = -3.673 \text{ daNm/m} = -1.469,20 \text{ daNm/0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40  
 altezza (cm) 33

|                       |                        |                             |
|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |                             |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 24/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 22/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

## TENSIONI FERRO

|                         |                                         |
|-------------------------|-----------------------------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 357,7$ daN/cm <sup>2</sup>  |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 333,1$ daN/cm <sup>2</sup>  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -36,64$ daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -221,5$ daN/cm <sup>2</sup> |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -20,52$  daN/cm<sup>2</sup>

**TITOLO :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 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    yN

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

**Materiali**  
 B450C    C32/40

|                                        |                        |                                     |
|----------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| $\epsilon_{su}$ 67,5 ‰                 | $\epsilon_{c2}$ 2 ‰    | $\sigma_c$ -2,052 N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>       | $\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰  | $\sigma_s$ 35,77 N/mm <sup>2</sup>  |
| $E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>        | $f_{cd}$ 18,81         | $\epsilon_s$ 0,1789 ‰               |
| $E_s/E_c$ 15                           | $f_{cc}/f_{cd}$ 0,8    | d 27 cm                             |
| $\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰               | $\sigma_{c,adm}$ 12,25 | x 12,49   x/d 0,4625                |
| $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup> | $\tau_{co}$ 0,7333     | $\delta$ 1                          |
|                                        | $\tau_{c1}$ 2,114      |                                     |

**Verifica**  
N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

Cls  $\sigma_c = 20,52$  daN/cm<sup>2</sup> <  $-0,45 \cdot f_{ck} = -149,40$  daN/cm<sup>2</sup>

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,01$  mm <  $w_1 = 0,20$  mm secondo § 4.1.2.2.4.1 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 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                    |   |

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm} / \text{m} = 1.156,25 \text{ daNm} / 40''$$

$$\sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,14} = 1.636 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 1.012 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

senza considerare il peso degli operatori durante il getto  $\sigma'_{\text{inf.fe}} = 902 \text{ daN} / \text{cm}^2$

#### 12.5.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{p.p.}} + M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc.mezzi}} = 469 + 21.542 = 22.011 \text{ daNm} / \text{m} = 8.804,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |              |
|-----------------------|------------------------|--------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40           |
|                       | altezza (cm)           | 33           |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |              |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 24/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40 |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 26/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

#### TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 1.030$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 873$    | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.485$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -2.664$ | daN/cm <sup>2</sup> |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -131,60 \text{ daN} / \text{cm}^2$

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 9,05     | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 21,24    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  x/d   
 δ

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

### 12.5.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, \text{sup.}} = -1.636 - 873 = -2.509 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, \text{inf.}} = 2.664 + 902 = 3.566 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.5.2.4 Comb. RARA

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 21.542 = 23.300 \text{ daNm/m} = 9.320,00 \text{ daNm/0,40m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                |                        |
|-----------------------|----------------|------------------------|
| SEZIONE               | base (cm)      | 40                     |
|                       | altezza (cm)   | 33                     |
| CONDIZIONI AMBIENTALI |                | Aggressive (XC4 – XF2) |
| ARMATURA              | Ferri sup.     | φ 24/20                |
|                       | Traliccio sup. | φ 20/40                |
|                       | Ferri inf.     | φ 26/10                |
|                       | Traliccio inf. | φ 18/20                |

TENSIONI FERRO

$$\text{Ferri sup.} \quad \sigma_s = 1.091 \text{ daN/cm}^2$$

|                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 924,1 \text{ daN/cm}^2$  |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.572 \text{ daN/cm}^2$ |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -2.820 \text{ daN/cm}^2$ |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -139,30 \text{ daN/cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 9,05     | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 21,24    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  93,2 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

**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  $f_{cd}$  18,81 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

$\sigma_c$  -13,93 N/mm²  
 $\sigma_s$  282 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,41 ‰  
 d 29,5 cm  
 x 12,55 x/d 0,4256  
 $\delta$  0,9719

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

|       |                                      |   |                                                 |
|-------|--------------------------------------|---|-------------------------------------------------|
| Cls   | $\sigma_c = 139,30 \text{ daN/cm}^2$ | < | $-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$ |
| Ferro | $\sigma_s = 2.820 \text{ daN/cm}^2$  | < | $0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$    |

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

### 12.5.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 21.542 = 17.915 \text{ daNm/m} = 7.165,80 \text{ daNm/0,40m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |    |
|-----------------------|------------------------|----|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40 |
|                       | altezza (cm)           | 33 |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |    |

|          |                |              |
|----------|----------------|--------------|
| ARMATURA | Ferri sup.     | $\phi$ 24/20 |
|          | Traliccio sup. | $\phi$ 20/40 |
|          | Ferri inf.     | $\phi$ 26/10 |
|          | Traliccio inf. | $\phi$ 18/20 |

## TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 838,5$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 701,5$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -1.208$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -2.168$ | daN/cm <sup>2</sup> |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -107,10$  daN/cm<sup>2</sup>

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 9,05     | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 21,24    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  kNm

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

**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>  $f_{cd}$  18,81 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

$\sigma_c$  -10,71 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  216,8 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  1,084 ‰  
 d 29,5 cm  
 x 12,55 x/d 0,4256  
 $\delta$  0,9719

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm/m} = 703,20 \text{ daNm/0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40

|                       |                |                        |
|-----------------------|----------------|------------------------|
|                       | altezza (cm)   | 33                     |
| CONDIZIONI AMBIENTALI |                | Aggressive (XC4 – XF2) |
| ARMATURA              | Ferri sup.     | $\phi$ 24/20           |
|                       | Traliccio sup. | $\phi$ 20/40           |
|                       | Ferri inf.     | $\phi$ 26/10           |
|                       | Traliccio inf. | $\phi$ 18/20           |

## TENSIONI FERRO

|                         |                     |                     |
|-------------------------|---------------------|---------------------|
| Ferri sup.              | $\sigma_s = 82,28$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio sup.          | $\sigma_s = 69,73$  | daN/cm <sup>2</sup> |
| Ferri sopra la predalle | $\sigma_s = -118,6$ | daN/cm <sup>2</sup> |
| Traliccio inf.          | $\sigma_s = -212,7$ | daN/cm <sup>2</sup> |

TENSIONI CLS  $\sigma_c = -10,51$  daN/cm<sup>2</sup>

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 9,05     | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 21,24    | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  kNm  
 7,032

**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  
 $\epsilon_{su}$  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>  $f_{cd}$  18,81 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

$\sigma_c$  -1,051 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  21,27 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0,1064 ‰  
 d 29,5 cm  
 x 12,55 x/d 0,4256  
 $\delta$  0,9719

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

## VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls } \sigma_c = -10,51 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE FESSURE  $w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm}$  secondo § 4.1.2.2.4.1 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.             | $\phi$ 24/20 + $\phi$ 20/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40                |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 22/20                |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20                |

### COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc. mezzi} = -1,35 \cdot 2.116 - 1,50 \cdot 1.557 - 1,35 \cdot 13.352 = -23.217,30 \text{ daNm / m} = -9.286,92 \text{ daNm / 0,40 m}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 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>  kNm

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

**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  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

N° rett.   
 Calcola MRd  Dominio M-N   
 L<sub>o</sub>  cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA  $M_{Rd} = -17.060,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA  $IR = 1,84$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

**COMBINAZIONE ECCEZIONALE**

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -2.116 - 1.557 - 13.352 - 5.528 = -22.553,00 \text{ daNm/m} = -9.021,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 5.528 \text{ daNm/m} = 2.211,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 15,33    | 6      |
| 2  | 3,14     | 7      |
| 3  | 7,6      | 22     |
| 4  | 5,09     | 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  yN

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C  C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  28,21 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  2,25 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 $M_{xRd}$  -203,5 kN m  
 $\sigma_c$  -28,21 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  7,762 ‰  
 $d$  27 cm  
 $x$  8,391  $x/d$  0,3108  
 $\delta$  0,8285

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$   cm **Col. modello**  
 Precompresso

RESISTENZA  $M_{Rd} = -20.350,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $IR = 2,26$

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:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 21.542 = 31.525,35 \text{ daNm/m} = 12.610,14 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

|                       |                        |              |
|-----------------------|------------------------|--------------|
| SEZIONE               | base (cm)              | 40           |
|                       | altezza (cm)           | 33           |
| CONDIZIONI AMBIENTALI | Aggressive (XC4 – XF2) |              |
| ARMATURA              | Ferri sup.             | $\phi$ 24/20 |
|                       | Traliccio sup.         | $\phi$ 20/40 |
|                       | Ferri inf.             | $\phi$ 26/10 |
|                       | Traliccio inf.         | $\phi$ 18/20 |

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 33     |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 9,05     | 6      |
| 2  | 3,8      | 7      |
| 3  | 21,24    | 22     |
| 4  | 5,09     | 29,5   |

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.       Metodo n

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

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C       C32/40  
E<sub>su</sub>  ‰      E<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm²      E<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm²      f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>       f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
E<sub>syd</sub>  ‰      σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²      τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

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       x/d   
δ

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

**Tipo flessione**  
 Retta       Deviata

N° rett.

Calcola MRd      Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm      Col. modello

Precompresso

RESISTENZA  $M_{Rd} = 18.880,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA  $IR = 1,50$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.