

# **SEGNALETICA**

**Tipologico portale a bandiera "Tipo B"**  
**Relazione di calcolo**

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
2.1	NORMATIVE.....	7
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
<b>3</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
3.1	CONGLOMERATI CEMENTIZI .....	8
3.1.1	<i>Classi di esposizione e condizioni ambientali .....</i>	<i>8</i>
3.1.2	<i>Copriferri e classe di resistenza minima .....</i>	<i>8</i>
3.1.3	<i>Caratteristiche meccaniche .....</i>	<i>9</i>
3.2	ACCIAIO PER ARMATURE .....	9
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	9
3.3.1	<i>Piastre e profili .....</i>	<i>9</i>
3.3.2	<i>Trattamenti superficiali per la durabilità .....</i>	<i>10</i>
3.3.3	<i>Bullonature, tirafondi e chiavi di taglio .....</i>	<i>11</i>
3.3.4	<i>Saldature .....</i>	<i>11</i>
3.3.5	<i>Classe di esecuzione .....</i>	<i>11</i>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>14</b>
5.1	MIDAS GEN.....	14
5.2	VCA SLU ® .....	14
5.3	MICROSOFT ® OFFICE EXCEL ® .....	14
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI .....</b>	<b>15</b>
6.1	CRITERI DI CALCOLO .....	15
6.2	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	15
6.3	AZIONI PERMANENTI .....	15
6.3.1	<i>Pesi propri e permanenti portati (<math>g_1</math>-<math>g_2</math>).....</i>	<i>15</i>
6.4	AZIONI VARIABILI (Q) .....	16
6.4.1	<i>Azioni dei carichi variabili (<math>Q_{ak}</math>).....</i>	<i>16</i>
6.4.2	<i>Azioni del vento (<math>Q_{wk}</math>).....</i>	<i>16</i>
6.4.3	<i>Azioni della neve .....</i>	<i>27</i>
6.4.4	<i>Azioni di Buffeting .....</i>	<i>27</i>
6.4.5	<i>Azioni della temperatura .....</i>	<i>29</i>
6.5	AZIONE SISMICA ( $E_k$ ) .....	29
<b>7</b>	<b>STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>33</b>
7.1	COMBINAZIONI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI .....	33
7.2	COMBINAZIONI PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	35
<b>8</b>	<b>ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE .....</b>	<b>37</b>
8.1	GENERALITÀ .....	37
8.2	CARICHI APPLICATI .....	38
<b>9</b>	<b>ANALISI DEI RISULTATI .....</b>	<b>41</b>
9.1	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI .....	41
9.2	INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	45
9.2.1	<i>Enve SLU - A1 .....</i>	<i>45</i>
9.2.2	<i>Enve SLE - Caratteristica .....</i>	<i>48</i>
9.2.3	<i>Enve Sisma - SLV.....</i>	<i>51</i>

9.3	SPOSTAMENTI .....	55
9.4	ANALISI DI BUCKLING GLOBALE.....	56
9.5	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	58
9.5.1	Affidabilità del codice di calcolo.....	58
9.5.2	Verifica di attendibilità dei risultati.....	60
<b>10</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO .....</b>	<b>61</b>
10.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO.....	61
10.2	CRITERI DI VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI .....	62
10.3	CRITERI DI VERIFICA PER LE VERIFICHE A FATICA .....	62
10.3.1	Azioni da fatica del vento.....	64
10.3.2	Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting .....	66
<b>11</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>67</b>
11.1	STRUTTURA METALLICA IN ELEVAZIONE.....	67
11.1.1	Sollecitazioni di verifica.....	67
11.1.2	Verifica delle sezioni in acciaio.....	69
11.1.2.1	Sbraccio – Sez.A.....	70
11.1.2.2	Sommità montante – Sez.B .....	75
11.1.2.3	Base montante – Sez.C .....	83
11.1.3	Verifica dei giunti di connessione.....	91
11.1.3.1	Verifica del giunto "Sez A" .....	92
11.1.3.2	Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base .....	99
11.2	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI .....	102
11.3	VERIFICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO ALLE OPERE DI FONDAZIONE .....	103
11.3.1	Verifiche chiavi di taglio.....	103
11.3.1.1	Sollecitazioni di progetto.....	103
11.3.1.2	Rottura a taglio.....	104
11.3.1.3	Rottura per pry-out .....	105
11.3.1.4	Rottura del bordo di calcestruzzo.....	106
11.3.2	Verifiche dei tirafondi.....	108
11.3.2.1	Sollecitazioni di progetto.....	108
11.3.2.2	Rottura a trazione.....	109
11.3.2.3	Rottura a sfilamento.....	109
11.3.2.4	Rottura del cono di calcestruzzo .....	109
11.3.2.5	Rottura per blow-out del calcestruzzo .....	110
11.3.2.6	Rottura per splitting .....	110
11.3.2.7	Rottura della rosetta .....	111
11.4	VERIFICHE A FATICA .....	112
11.4.1	Verifica a fatica delle chiavi di taglio .....	112
11.4.2	Verifica a fatica delle giunzioni bullonate.....	117
11.4.2.1	Verifica a fatica bullonatura Sez A.....	117
11.4.2.2	Verifica a fatica Nervature e profilo Sez A.....	120
11.4.2.3	Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base.....	124
11.4.2.4	Verifica a fatica Nervature e profilo Sez C - Ancoraggio di base.....	126
<b>12</b>	<b>AZIONI AD INTRADOSSO ELEVAZIONE .....</b>	<b>130</b>
<b>13</b>	<b>VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "INVILUPPO" .....</b>	<b>131</b>
13.1	VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO.....	131
13.1.1	Azione del vento.....	131
13.1.2	Azione sismica.....	132
13.2	CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "INVILUPPO" .....	134
<b>14</b>	<b>VERIFICA DELLA FONDAZIONE .....</b>	<b>135</b>
14.1	DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE.....	135
14.2	VERIFICA DEL TORRINO.....	135
14.2.1	Criterio di verifica.....	135

14.2.2	<i>Sollecitazioni agenti ad intradosso torrino .....</i>	<i>138</i>
14.2.3	<i>Verifiche strutturali .....</i>	<i>139</i>
14.2.3.1	Verifiche taglio-torsione .....	139
14.2.3.2	Verifiche flessione deviata .....	141
14.3	VERIFICA DEL DADO INFERIORE .....	142
14.3.1	<i>Criterio di verifica .....</i>	<i>142</i>
14.3.2	<i>Valutazione delle azioni ad intradosso fondazione.....</i>	<i>142</i>
14.3.3	<i>Verifica strutturale del dado inferiore di fondazione .....</i>	<i>143</i>
14.3.3.1	Verifica a punzonamento .....	144
14.3.3.2	Verifica a schema resistente puntone - tirante .....	144

## Indice delle Tabelle e delle Figure

TABELLA 3-1: DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE E CONDIZIONI AMBIENTALI PER OGNI TIPOLOGIA DI OPERA IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	8
TABELLA 3-2: COPRIFERRI MINIMI IN MM IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI .....	8
TABELLA 3.3. CARATTERISTICHE BULLONERIA AD ALTA RESISTENZA E CHIAVI DI TAGLIO .....	11
FIGURA 4.1. VISTA FRONTALE E LATERALE DEL PORTALE .....	12
FIGURA 4.2. – DETTAGLIO DELLA CONNESSIONE ALLA BASE .....	12
FIGURA 5.1. SOFTWARE MIDAS GEN – CALCOLO AGLI ALEMENTI FINITI .....	14
FIGURA 5.2. SOFTWARE VCA_SLU – CALCOLO DELLE RESISTENZE .....	14
FIGURA 6-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $z=8.05$ M (BARICENTRO CARTELLONISTICA) .....	17
FIGURA 6-2 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $z=6.8$ M (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE) .....	18
FIGURA 6-3 – SISTEMA DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO .....	19
FIGURA 6-4 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI BASE DEL MONTANTE ( $Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$ ) .....	20
FIGURA 6-5 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE DI TESTA DEL MONTANTE ( $Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$ ) .....	21
FIGURA 6-6 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE INIZIALE DELLA MENSOLA ( $Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$ ) .....	22
FIGURA 6-7 – AZIONE DEL VENTO SULLA SEZIONE FINALE DELLA MENSOLA ( $Q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ M}$ ) .....	23
FIGURA 6-8 - ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA .....	26
FIGURA 6-9 - AZIONE DI BUFFETING SULLA STRUTTURA .....	28
FIGURA 6-10 - VARIAZIONE DELLA PRESSIONE DI BUFFETING CON LA QUOTA .....	29
FIGURA 6-11 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE .....	32
TABELLA 7-1 - COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU .....	33
TABELLA 7-2 - COEFFICIENTI $\psi_0$ , $\psi_1$ E $\psi_2$ PER LE AZIONI VARIABILI .....	34
TABELLA 7-3: COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) .....	34
TABELLA 7-4: COMBINAZIONI DI CARICO PER L'AZIONE SISMICA (SLV) .....	35
TABELLA 7-5: COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO (SLE) .....	36
FIGURA 8-1 - MODELLO DI CALCOLO FEM - NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI .....	37
FIG. 1 – PESI PERMANENTI PORTATI – CARTELLONISTICA .....	38
FIGURA 8-2 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.X (TRASVERSALE ALLA CARREGGIATA) .....	38
FIGURA 8-3 - AZIONI DEL VENTO SUI PROFILI – DIR.Y (PARALLELO ALLA CARREGGIATA) .....	39
FIGURA 8-4 - AZIONI DEL VENTO SUL CARTELLO DI SEGNALETICA .....	39
FIG. 2 – AZIONE DI BUFFETING .....	40
FIG. 3 – CARICO DA NEVE .....	40
FIGURA 9-1 - MY (LOCAL) - PESI PROPRI – DIR. TRASVERSALE .....	41
FIGURA 9-2 - MY (LOCAL) – PERMANENTI PORTATI– DIR. TRASVERSALE .....	41
FIGURA 9-3 - MY (LOCAL) – VENTO– DIR. TRASVERSALE .....	42
FIGURA 9-4 - MZ (LOCAL) – VENTO – DIR. LONGITUDINALE .....	42
FIGURA 9-5 - MX TORCENTE (LOCAL) – VENTO .....	43
FIGURA 9-6 - MY (LOCAL) – NEVE– DIR. TRASVERSALE .....	43
FIGURA 9-7 - MZ (LOCAL) - BUFFETING L1– DIR. LONGITUDINALE .....	44
FIGURA 9-8 – MX TORCENTE (LOCAL) - BUFFETING L1 .....	44
FIGURA 9-9 – FX - AXIAL (LOCAL) .....	45
FIGURA 9-10 – FY (LOCAL) .....	45
FIGURA 9-11 – FZ (LOCAL) .....	46
FIGURA 9-12 - MY (LOCAL) .....	46
FIGURA 9-13 - MZ (LOCAL) .....	47
FIGURA 9-14 – MX TORCENTE (LOCAL) .....	47
FIGURA 9-15 – FX - AXIAL (LOCAL) .....	48
FIGURA 9-16 – FY (LOCAL) .....	48
FIGURA 9-17 – FZ (LOCAL) .....	49
FIGURA 9-18 - MY (LOCAL) .....	49
FIGURA 9-19 - MZ (LOCAL) .....	50
FIGURA 9-20 – MX TORCENTE (LOCAL) .....	50
FIGURA 9-21 – FX - AXIAL (LOCAL) .....	51
FIGURA 9-22 – FY (LOCAL) .....	51

FIGURA 9-23 – Fz (LOCAL) .....	52
FIGURA 9-24 - MY (LOCAL).....	52
FIGURA 9-25 - Mz (LOCAL).....	53
FIGURA 9-26 – Mx TORCENTE (LOCAL).....	53
LA TABELLA SUCCESSIVA RIPORTA IL CONFORNTO TRA LE MASSIME AZIONI INTERNE ASSOCIATE AGLI INVILUPPI SLU ED SLV. ....	54
FIGURA 9-27 - SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI .....	55
FIGURA 9-28 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI IN PUNTA ALLO SBRACCIO .....	56
FIGURA 9-29 - SPOSTAMENTI ORIZZONTALI MASSIMI IN TESTA AL MONTANTE .....	56
FIGURA 9-30. GEOMETRIA E VINCOLI DELLA TRAVE UTILIZZATA PER LA VALIDAZIONE.....	58
FIGURA 9-31. MOMENTO FLETTENTE NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE .....	58
FIGURA 9-32. TAGLIO NELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE .....	59
FIGURA 9-33. DEFORMATA DELLA TRAVE OGGETTO DI VALIDAZIONE .....	59
FIGURA 10-1 - SPETTRO DELL'INTERVALLO DI VARIAZIONE DELLE TENSIONI.....	63
FIGURA 10-2 - CURVE DI RESISTENZA A FATICA S-N PER TENSIONI NORMALI E TANGENZIALI .....	63
FIGURA 10-3 - DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CICLI A ROTTURA PER $\Delta\sigma$ ASSEGNATO.....	63
FIGURA 10-4 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA PER UN EFFETTO $\Delta S/S_k$ .....	64
FIGURA 10-5 - NUMERO DI CICLI DI CARICO DA RAFFICA (CUMULATA) PER UN EFFETTO $\Delta S/S_k$ .....	65
FIGURA 11-1 - SEZIONI DI VERIFICA.....	67
FIGURA 11-2 - GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA.....	68
FIGURA 11-3 - AZIONI DI VERIFICA.....	69
FIGURA 11-4 – MAPPA DEGLI SFRUTTAMENTI DEI PROFILI .....	69
FIGURA 11-5 - SEZIONI DI VERIFICA - GIUNZIONI BULLONATE.....	91
FIGURA 11-6 - GIUNTO BULLONATO - Sez A.....	92
FIGURA 11-7. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO SBRACCIO.....	93
FIGURA 11-8. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO SBRACCIO– DETTAGLIO VINCOLI BULLONE.....	93
FIGURA 11-9. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO SBRACCIO.....	94
FIGURA 11-10. TENSIONI DI VON MISES SLU.....	95
FIGURA 11-11. NUMERAZIONE BULLONI.....	96
FIGURA 11-12. MODELLO DI CALCOLO COLLEGAMENTO ALLA BASE .....	100
FIGURA 11-13. SISTEMA DI RIFERIMENTO NODAL LOADS COLLEGAMENTO ALLA BASE .....	101
FIGURA 11-14. TENSIONI DI VON MIES SLU – COLLEGAMENTO ALLA BASE .....	102
FIGURA 11.15. POSIZIONE DELLE CHIAVI DI TAGLIO .....	103
TABELLA 11.1. TAGLIO DI PROGETTO AGENTE SULLE CHIAVI DI TAGLIO .....	103
FIGURA 11.16. SCHEMA AREA $A_{C,N}$ PER PRY-OUT $C_{Cr} = 1.5 H_{EFF} = 495 \text{ MM}$ ( $H_{EFF} = 330 \text{ MM}$ ).....	105
FIGURA 11-17. DETTAGLIO ARMATURA PREDISPOSTA DIR. X A SX E IN DIREZIONE Y A DX.....	106
FIGURA 11-18. TRAZIONI NEI TIRAFONDI .....	108
FIGURA 11-19. DETTAGLIO ARMATURE INTERGRATIVE A TRAZIONE .....	109
FIGURA 11-20 – AZIONI DI TRAZIONE NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO .....	117
FIGURA 11-21 – AZIONE DI TAGLIO NEI BULLONI PER EFFETTO DEL VENTO .....	118
FIGURA 11-22 – TENSIONI SUI PROFILI .....	120
FIGURA 11-23 – TENSIONI SULLE NERVATURE.....	120
FIGURA 11-24 – AZIONI NEI TIRAFONDI PER EFFETTO DEL VENTO.....	124
FIGURA 11-25 – TENSIONI SUI PROFILI .....	126
FIGURA 11-26 – TENSIONI SULLE NERVATURE.....	126
FIGURA 12-1 – CONVENZIONE DI SEGNO AZIONI ALLA BASE DEL MONTANTE.....	130
FIGURA 13-1 – PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO $Z=6.8 \text{ M}$ (BARICENTRO SBRACCIO ORIZZONTALE) – COMUNE DI PESARO .....	131
FIGURA 13-2 - SPETTRO DI PROGETTO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE E VERTICALE – COMUNE DI PESARO .....	133
FIGURA 13-3 – CONFRONTO SPETTRI DI PROGETTO E SPETTRO DEL SITO DI COSTRUZIONE .....	134
FIGURA 14-3 – CONVENZIONE DI SEGNO BASE TORRINO .....	138
TABELLA 14.1. AZIONI ALLA BASE DEL TORRINO.....	138
FIGURA 14-6 - MECCANISMO RESISTENTE A TIRANTE-PUNTONE .....	142
TABELLA 14.2. REAZIONI GLOBALI INTRADOSSO FONDAZIONE.....	143
TABELLA 14.3. AZIONI TESTA PALO .....	143
TABELLA 14.4. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 1) .....	145
TABELLA 14.5. VERIFICA SCHEMA RESISTENTE PUNTONE-TIRANTE (POSIZIONE 2) .....	146

# 1 INTRODUZIONE

La **segnaletica verticale d'informazione**, come servizio all'utenza, è da sempre uno degli obiettivi più importanti della Società Autostrade per l'Italia S.p.A.

Oggetto della presente relazione è il portale tipologico denominato "**Portale a bandiera Tipo B**", avente lunghezza massima dello sbraccio pari a 13.75 m.

La presente relazione riporta il **progetto tipologico** (i.e. ipotesi progettuali, analisi e verifiche), della parte in **elevazione** del suddetto portale, concepito per l'installazione lungo tutti i tratti autostradali di competenza della Società Autostrade per l'Italia Spa. La struttura di elevazione è infatti progettata per **azioni di progetto "inviluppo"** (i.e. azioni da vento e azioni sismiche), valutate secondo le modalità descritte nel seguito e riportate in dettaglio nei paragrafi specifici.

Il progetto della **fondazione** è invece **specifico** per il sito in esame e viene effettuato in relazione all'effettiva geometria e tipologia (i.e. superficiale o profonda) del sistema di fondazione, scelti sulla base della caratterizzazione geotecnica e delle azioni di progetto specifici del sito.

Per quanto riguarda i **pesi degli elementi accessori** (i.e. pannelli di segnaletica fissa) la struttura oggetto di analisi è stata dimensionata considerando l'installazione di pannelli per complessivi 36 m<sup>2</sup> assumendo il peso equivalente di una lastra in acciaio da 3 mm, includendo il 2 % aggiuntivo per conteggiare il peso delle rotaie di aggancio per un totale pari a circa 900 kg.

Per quanto riguarda le **azioni da vento**, la struttura si suppone collocata in area priva di ostacoli (classe di rugosità del terreno D), con categoria di esposizione II ed in zona 3 fino ad una quota di 500m sul livello del mare, e coefficiente di topografia pari a 1.

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le **azioni sismiche** sono risultate non dimensionanti, ed in relazione alla natura tipologica della presente relazione, l'analisi sismica viene effettuata per una vita utile di 50 anni, una classe di importanza pari a IV, con riferimento ad un sito specifico con categoria sottosuolo D, categoria topografica T1 ed una  $a_g$  di circa 0.20g.

Si evidenzia inoltre che le strutture in esame non sono dimensionate per un'eventuale **azione eccezionale** provocata dall'urto di un veicolo in svio. Tale situazione dovrà essere evitata mediante una strategia che possa minimizzare il rischio di impatto sulla struttura colonnare, predisponendo elementi marginali alla carreggiata (barriere di sicurezza) ed adeguate distanza dal filo interno del montante.

La presente relazione è così strutturata:

- dal cap. 2 al cap. 12 vengono riportate le normative, i materiali, le ipotesi progettuali assunte, le analisi e le verifiche, della parte in elevazione della struttura tipologica considerando le azioni di progetto "inviluppo" come descritto in precedenza;
- nel cap. 12 sono riportate le azioni trasmesse ad estradosso plinto al fine del calcolo delle fondazioni;
- nel cap. 13 vengono valutate le azioni di progetto in relazione all'effettivo luogo per il quale è previsto il progetto specifico e confrontate con le azioni di progetto "inviluppo" precedentemente descritte;
- nel cap. 14 vengono riportate le analisi e le verifiche delle strutture di fondazione.

## 2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative

#### Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

- [1.] **D.M. 17.01.2018** "Norme tecniche per le costruzioni"
- [2.] **Circolare n. 7 del 21.01.2019** contenente le istruzioni per le l'applicazione dell'Aggiornamento alle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17.01.2018
- [3.] **CNR-DT R1 207/18** contenente le istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (06.02.2018)

#### Normativa Europea ed estera:

- [4.] **EN 1991-1-4 (04/2005) Azioni sulle strutture, azioni del vento** contenente indicazioni riguardo il calcolo delle azioni del vento ed il loro effetto sulle strutture
- [5.] **EN 1993-1-1 (08/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, regole generali e regole per gli edifici** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- [6.] **EN 1993-1-5 (10/2006) Progettazione delle strutture in acciaio, elementi strutturali a piastra** contenente indicazioni riguardo la verifica delle strutture in acciaio
- [7.] **EN 1993-1-8 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, nodi di connessione** contenente indicazioni riguardo la verifica dei nodi di connessione di strutture in acciaio
- [8.] **EN 1993-1-9 (05/2005) Progettazione delle strutture in acciaio, fatica** contenente indicazioni riguardo la verifica alla fatica di strutture in acciaio
- [9.] **EN 1992-4- 2018** Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo
- [10.] **British standards Part 1 (BD94/07)** Highway structures: Design of minor structures (Special Structures)
- [11.] **British standards Part 4 (BD51/98)** structures: Design of portal and cantilever signs/signal gantries (Special Structures)

### 2.2 Documenti di riferimento

#### Articoli e pubblicazioni:

- [12.] **Setrà** - Sign bridges: improvement of their wind resistance - Engineering Structures Techniques Centre (CTOA). J. Berthelley
- [13.] **Designers' Guide to EN 1993-2**. C.R. Hendy and C.J. Murphy (Thomas Telford Publishing)
- [14.] **Internatinonal Journal of Mechanical Engineering Education 33/4**: Theorical analysis of preloaded bolted joints subjected to cyclic loading - Josè Maria Minguez and Jeffrey Vogwell
- [15.] **ASPI\_MdP\_CP\_OM03\_rev.00\_2022\_Portali segnaletici** Manuale di progettazione - Criteri di progettazione di portali segnaletic

### 3 MATERIALI

Tutti i materiali dovranno essere approvvigionati in accordo alle NTC 2018. La realizzazione dovrà essere eseguita nel rispetto delle tolleranze previste dalla UNI EN 1090. In ogni caso dovrà essere rispettato sia quanto previsto nel Capitolato Speciale di Appalto che nelle specifiche tecniche fornite dalla Direzione Lavori là dove queste siano più restrittive. Le caratteristiche prestazionali dei materiali impiegati sono di seguito specificate.

#### 3.1 Conglomerati Cementizi

##### 3.1.1 Classi di esposizione e condizioni ambientali

Al fine di garantire buone prestazioni di durabilità delle opere in c.a., occorre adottare alcuni provvedimenti atti a limitare gli effetti degradanti indotti dagli attacchi chimico-fisici. Per ogni tipologia di elemento strutturale in c.a. è stata definita la classe di esposizione secondo la UNI EN 206:2021 come riportato nella tabella sottostante

Elemento strutturale	Classi di esposizione	Condizioni ambientali
Calcestruzzo per opere non armate (magrone)	X0	Ordinarie
Torrino di fondazione	XC4/XF4/XD3	Molto aggressive
Plinto di fondazione	XC2	Ordinarie

Tabella 3-1: Definizione della classe di esposizione e condizioni ambientali per ogni tipologia di opera in conglomerato cementizio

In base alla tabella 4.1.III delle NTC18, che associa a ciascuna classe di esposizione la corrispondente condizione ambientale, è possibile definire che il torrino di fondazione è posto in condizioni ambientali molto aggressive mentre le fondazioni sono in condizioni ambientali ordinarie.

##### 3.1.2 Copriferri e classe di resistenza minima

Per la protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della circolare alle NTC18 di seguito riportata.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 3-2: Copriferri minimi in mm in funzione delle condizioni ambientali

In base alle condizioni ambientali e alla tipologia di elemento è stato definito il valore minimo del copriferro  $C_{min}$ . A tale valore viene applicato un incremento di 5 mm per la tolleranza di posa in opera con il successivo controllo di qualità e verifica del copriferro. Per le opere oggetto di studio si ottiene il seguente valore di copriferro nominale e classe di calcestruzzo minima:

$$C_{nom} = 45 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Classe di resistenza minima} = C 35/45$$

### 3.1.3 Caratteristiche meccaniche

Tipo di calcestruzzo	C35/45
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 34\,077 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale	$G = 14\,199 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0.2$
Coefficiente di espansione termica lineare (fino a 100 °C)	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

### 3.2 Acciaio per armature

L'acciaio di armatura previsto è di tipo B450C. Ai fini del progetto/verifica si considera un comportamento elastico-perfettamente plastico indefinito. Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dell'acciaio in oggetto.

Tipo di acciaio	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0.3$

### 3.3 Acciaio per carpenteria metallica

#### 3.3.1 Piastre e profili

Le piastre dei giunti e di base sono in acciaio S355J2. Per gli spessori e le dimensioni si rimanda agli elaborati grafici.

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S355, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2. La carpenteria metallica sarà protetta mediante trattamento di zincatura da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico.

Tipo di acciaio	S355J2(t=16 mm)
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	S355J2(t=40 mm)
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 495 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 328 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	<b>S355J2(t=63 mm)</b>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 485 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	<b>S355J2(t=80 mm)</b>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 475 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 309 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	<b>S355J2(t=100 mm)</b>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$
Tipo di acciaio	<b>S355J2(t=150 mm)</b>
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 295 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 280 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### 3.3.2 Trattamenti superficiali per la durabilità

Classe di durabilità (VH).

Categoria di corrosività C4.

Zincatura a caldo (secondo UNI 1461).

### 3.3.3 Bullonature, tirafondi e chiavi di taglio

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016: 2001 e UNI5592:1968; appartenenti alle classi indicate in tabella.

Elemento	VITE
Classe di resistenza	8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
Elemento	DADO
Classe di resistenza	8
Elemento	TIRAFONDO
Classe di resistenza	8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
Elemento	CHIAVI DI TAGLIO ( $\phi=110 \text{ mm}$ )
Classe di resistenza	Acciaio S355
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 466 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 311 \text{ N/mm}^2$

Tabella 3.3. Caratteristiche bulloneria ad alta resistenza e chiavi di taglio

Per i bulloni ad alta resistenza si prescrivono le coppie di serraggio riportate nella Tab. 4.2.XVI delle NTC 2018.

### 3.3.4 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018).

Tutte le saldature per la realizzazione dei profili scatolari del montante, dello sbraccio e per il collegamento delle nervature e delle piastre di base sono da realizzarsi a piena penetrazione. Tutte le rimanenti saldature sono previste a cordone d'angolo solo dove espressamente indicato. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

### 3.3.5 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è EXC3, secondo EN 1090.

## 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

I portali in oggetto, in carpenteria metallica, destinati al sostenimento della cartellonistica stradale, sono costituiti da un ritto e da uno sbraccio di lunghezza variabile ma inferiore a 13.75 m. Il ritto presenta una sezione scatolare di dimensioni variabili pari a 1000x600mm alla base, 800x800mm in sommità (B×H) mentre lo sbraccio, anch'esso a sezione scatolare, presenta una sezione quadrata di quadrata di 800x600mm (B×H). Ritto e sbraccio sono realizzati in stabilimento attraverso saldature a piena penetrazione e, una volta mobilitata in prossimità del luogo di montaggio, sono assemblati attraverso giunzioni bullonate con schema resistente "a taglio". Le lamiere hanno spessore  $s = 12\text{mm}$  per la parte dello sbraccio e spessore  $s = 15\text{mm}$  per la restante porzione della mensola e la colonna montante.

La cartellonistica è sorretta da tubolari in acciaio  $\Phi = 90\text{mm}$ , aventi interasse e spessore variabili in relazione alla dimensione del cartellone, solidarizzati alla mensola della struttura principale attraverso collari bullonati. La struttura dei cartelloni è costituita da una lamiera in acciaio di spessore massimo  $s = 3\text{mm}$ .

Si riporta di seguito la vista frontale e laterale dei portali oggetto della presente relazione, i portali di segnaletica:

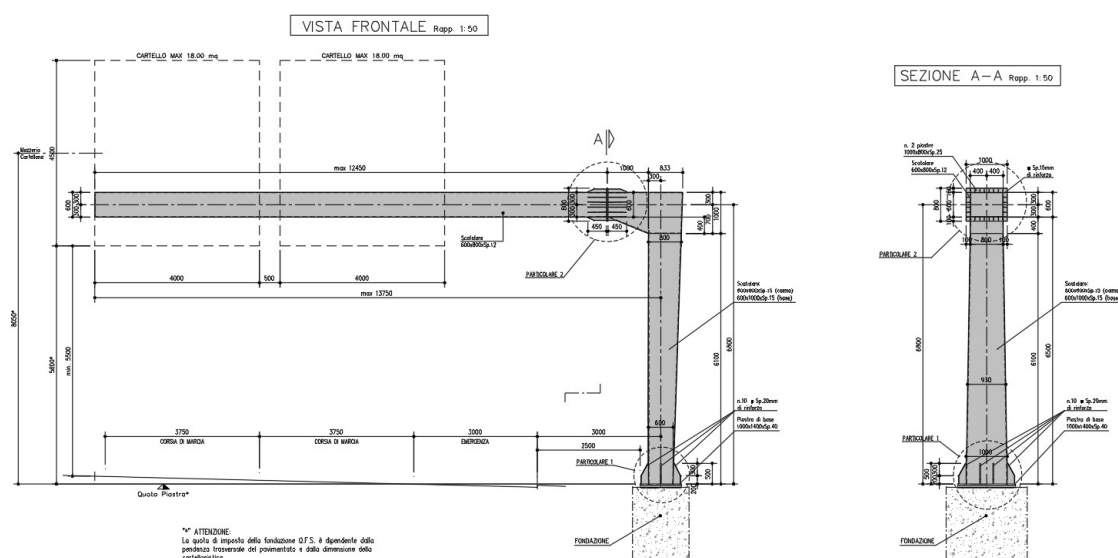


Figura 4.1. Vista frontale e laterale del portale

Il collegamento alla base dei piedritti, con le strutture di fondazione, è composto costituito da n. 4 chiavi di taglio ( $\Phi = 110\text{ mm}$  – Acciaio S355;  $L = 330+45\text{ mm}$ ) e n.30 tirafondi (M30 - classe 8.8) dotati di rosetta terminale. La piastra i base, saldata al ritto, opportunamente irrigidita, presenta uno spessore  $s = 40\text{ mm}$ .

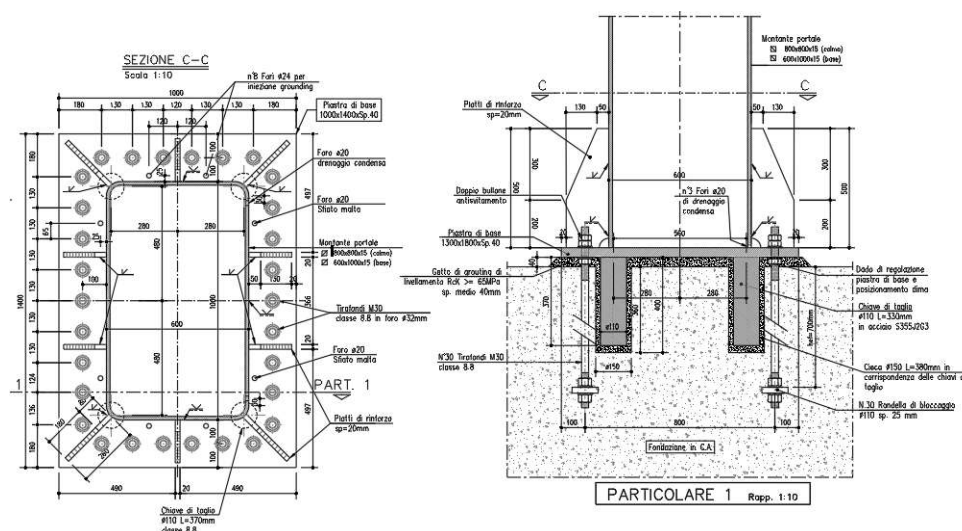


Figura 4.2. – Dettaglio della connessione alla base

---

Per ulteriori dettagli si rimanda ai pertinenti elaborati di progetto.

## 5 SOFTWARE DI CALCOLO

### 5.1 MIDAS GEN

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "MIDAS GEN 2024 V.1.2", fornito da MIDAS IT su piattaforma Windows.

Codice Licenza: CFENGEN0003158



Figura 5.1. Software Midas GEN – Calcolo agli elementi finiti

Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante apposite routines sviluppate sul medesimo ambiente.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 365**.

### 5.2 VCA SLU®

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si adotta il programma "VCA-SLU" sviluppato ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.



Figura 5.2. Software VCA\_SLU – calcolo delle resistenze

### 5.3 MICROSOFT® OFFICE EXCEL®

In generale, fogli elettronici in **Microsoft® Office Excel 2019** sono stati opportunamente sviluppati per l'elaborazione dei dati di input/output.

## 6 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

### 6.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 [NTC18], i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni sia per gli stati limiti di esercizio [SLE] sia per gli stati limiti ultimi [SLU], si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare.

### 6.2 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si elencano qui di seguito le azioni significative, considerate agenti sulle strutture ai fini del loro dimensionamento.

$g_{1k}$	peso proprio delle strutture
$g_{2k}$	carichi permanenti portati: Cartelloni in acciaio, profili metallici di supporto e materiale vario di fissaggio.
$\varepsilon_{1K}$	variazioni termiche uniformi
$Q_{aK}$	azioni da carichi variabili (esclusi quelli dettagliati nel seguito)
$Q_{wK}$	azioni del vento
$Q_{bk}$	azioni di "buffeting"
$Q_{sK}$	carico da neve
$E_K$	azioni sismiche

Trattandosi di strutture poste in prossimità dell'asse viario, risulta essere necessario considerare l'azione eccezionale d'urto di un veicolo in svio. Per tale condizione di carico è possibile distinguere due tipologie:

- Urto da parte di un veicolo in svio (urto sul montante verticale)
- Urto da parte di un veicolo fuori sagoma (urto su elemento orizzontale al di sopra del piano viabile)

Per minimizzare il rischio di impatto di veicoli contro il montante della struttura, è prevista la disposizione di idonee barriere di sicurezza a bordo carreggiata ad un'adeguata distanza dalla struttura.

Secondo la normativa UNI EN 1991-1-7, l'eventualità dell'urto da parte di un veicolo fuori sagoma può essere minimizzata progettando la struttura in modo che gli elementi portanti posti sull'asse viario risultino ad un'altezza massima possibile alla sua funzionalità. Inoltre, considerando quanto contenuto nell' NTC18, tale urto può essere considerato nullo per elementi posti ad un'altezza dal piano viabile maggiore di 6 m.

Per quanto esposto precedentemente, l'azione eccezionale d' urto contro la struttura da parte di veicoli, viene trascurata.

### 6.3 Azioni permanenti

#### 6.3.1 Pesi propri e permanenti portati ( $g_1$ - $g_2$ )

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

#### Pesi specifici dei materiali

Peso specifico acciaio .....	78.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico calcestruzzo .....	25.0 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico terreno .....	20.0 kN/m <sup>3</sup>

Nella fattispecie, per la struttura in analisi, il programma di calcolo consente di considerare automaticamente il peso degli elementi strutturali, sia per la parte in carpenteria metallica, sia per le fondazioni, attribuendo alle sezioni resistenti la reale geometria e distribuzione spaziale.

I carichi permanenti portati sono costituiti dal peso della cartellonistica e degli accessori di supporto- fissaggio in carpenteria metallica.

Si sono assunti cartelloni aventi le dimensioni geometriche massime esplicitate nei paragrafi precedenti, per complessivi 36 m<sup>2</sup>; e di spessore costante pari a 0.003 m.

La cartellonistica è sostenuta attraverso fissaggi puntuali sulla struttura secondaria, costituita da tubolari metallici Ø= 90 mm affiancati ed a loro volta ancorati, tramite collari metallici, alla mensola.

L'interasse dei tubolari, il loro sviluppo longitudinale e lo spessore sono variabili e dipendenti dalle dimensioni geometriche dei cartelloni.

Al fine di quantificare in modo realistico il peso di tali elementi, si è provveduto ad effettuare una analisi speditiva delle sollecitazioni e deformazioni indotte dalla pressione del vento, assunta pari a 2.00 kPa, su un tubolare a sostegno di una striscia di cartellone di larghezza pari ad "i", con schema di vincolo a mensola e luce dello sbalzo pari a 3.20 m. (dimensione valida per le quattro tipologie di portale a bandiera – Tipo A, Tipo B; Tipo C; Tipo D).

Si considerano quindi tubolari Ø= 90 mm affiancati ad interasse 0.50 m e spessore s= 10 mm.

Il peso permanente portato relativo al cartellone ed alla struttura secondaria è pari a:

- Cartellone: ..... 78.50 x 0.003x1.02\*= 0.24 kN/m<sup>2</sup>
- Tubolari metallici: .....78.50 x 0.002513= 0.1973 kN/m

\*amplificato del 2% come da disciplinare ASPI

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati amplificati del 20% per tenere in considerazione piastrame, bullonatura e zincatura.

## 6.4 AZIONI VARIABILI (Q)

### 6.4.1 Azioni dei carichi variabili (Q<sub>ak</sub>)

In relazione alla tipologia ed alla geometria delle opere in progetto, che non consentono l'accesso di personale sulle strutture anche in caso di interventi di manutenzione, nelle analisi si è omessa la presenza di carichi variabili differenti da quelli esplicitati nel seguito.

### 6.4.2 Azioni del vento (Q<sub>wk</sub>)

Le azioni del vento sono valutate in base alle indicazioni riportate in UNI EN 1991-1-4 (Appendici nazionali 24.09.2010), specializzate per le strutture in progetto ed in dettaglio relative alla determinazione delle azioni del vento su strutture allungate a sezione quadrata/rettangolare (montante del portale e mensola) e su insegne.

In merito ai parametri che caratterizzano il valore della pressione del vento in relazione alla posizione geografica, alla classe di rugosità ed all'esposizione del sito, si è operato in termini di inviluppo, coerentemente con la natura tipologica delle strutture.

In dettaglio, le aree geografiche del territorio italiano interessate da progetti di potenziamento/rinnovo della struttura autostradale e, quindi, potenziali siti di impiego delle strutture di segnaletica, sono individuabili in: Lombardia, Veneto, Emilia Romagna, Toscana, Marche, Lazio. L'azione del vento è quindi stata determinata assumendo le seguenti ipotesi di calcolo:

Zona: ..... 3

Classe di rugosità: ..... D  
Distanza dalla costa: ..... entro i 10 km  
Categoria del sito: ..... II  
Periodo di ritorno: ..... 50 anni

Ne discende quindi che le analisi e le verifiche condotte nel seguito sono da ritenersi valide per strutture da posizionarsi in siti nei quali, per collocazione geografica, caratterizzazione topografica e di sviluppo urbanistico, le sollecitazioni del vento siano al più equivalenti a quelle dichiarate nel seguito.

L'azione del vento è stata specializzata in relazione alle parti di struttura investigate ed in dettaglio secondo quanto esplicitato in:

EN 1991-1-4; 8.4: Per il montante a sezione rettangolare e per lo sbraccio

EN 1991-1-4; 7.4.3: Per le superfici dei cartelloni di segnaletica

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO			
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)		
Altezza di riferimento	Zona: 3		
Altitudine sul livello del mare	z = 8.05 m		
	a <sub>0</sub> = 450 m		
Categoria di esposizione del terreno	II	Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2	
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub> = 50 anni		
Parametri tabella N.A.1	v <sub>ed</sub> = 27 m/s	Appendice Nazionale:	
	a <sub>0</sub> = 500 m	- §4.1 (1), Nota	
	k <sub>0</sub> = 0.020 1/s	- §4.2 (1) P, Nota 2 - §4.2 (2) P, Nota 1	
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v <sub>ed</sub> = 27 m/s	§4.2 (1) P Appendice Nazionale:	
		- §4.1 (1), Nota	
		- §4.2 (1) P, Nota 2	
		- §4.2 (2) P, Nota 1	
Fattore direzionale	C <sub>dir</sub> = 1	-	Appendice Nazionale: §4.2 (2) P, Nota 2
Fattore di stagionalità	C <sub>season</sub> = 1	-	Appendice Nazionale: §4.2 (2) P, Nota 3
Velocità di riferimento	v <sub>d</sub> = 27.0 m/s	§4.2, formula (4.1)	
Parametri tabella N.A.2	k <sub>r</sub> = 0.19	-	Appendice Nazionale:
	z <sub>0</sub> = 0.05 m	-	- §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota
	z <sub>min</sub> = 4 m	-	Tabella N.A.2
Fattore di rugosità	z <sub>min</sub> = 200 m	§4.3.1 (1), Nota 2	
Fattore di orografia	C <sub>r</sub> (z) = 0.97	-	§4.3.2, formula (4.4)
Velocità media alla quota z sopra il terreno	C <sub>z</sub> (z) = 1.00	-	§4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari
Densità dell'aria	v <sub>m</sub> (z) = 26.07 m/s	§4.3.1, formula (4.3)	
Pressione dinamica di base	ρ = 1.25 kg/m <sup>3</sup>	Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2	
Fattore della turbolenza	q <sub>0</sub> = 455.6 N/m <sup>2</sup>	§4.5, formula (4.10)	
Intensità di turbolenza all'altezza z	k <sub>t</sub> = 1.00	-	Appendice Nazionale: §4.4 (1), Nota 2
Coefficiente di esposizione	I <sub>t</sub> (z) = 0.20	-	§4.4, formula (4.7)
	C <sub>e</sub> = 2.22	-	§4.5, formula (4.8)
Pressione di picco del vento	q <sub>p</sub> = 1.01 kN/m <sup>2</sup>	§4.5, formula (4.8) Appendice Nazionale: §4.5 (1), Nota 2	

Figura 6-1 – Pressione di picco del vento z=8.05 m (baricentro cartellonistica)

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO			
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)		
Altezza di riferimento	Zona:	3	
Altitudine sul livello del mare	z =	6.8	m
	a =	450	m
Categoria di esposizione del terreno	II	Appendice Nazionale: - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota Figura N.A.2	
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub> =	50	anni
Parametri tabella N.A.1	v <sub>50</sub> =	27	m/s
	a =	500	m
	k <sub>0</sub> =	0.020	1/s
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v <sub>50</sub> =	27	m/s
	§4.2, (1) P Appendice Nazionale: - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1) P, Nota 2 - §4.2 (2) P, Nota 1		
Fattore direzionale	C <sub>dir</sub> =	1	-
Fattore di stagionalità	C <sub>season</sub> =	1	-
Velocità di riferimento	v <sub>R</sub> =	27.0	m/s
Parametri tabella N.A.2	k <sub>1</sub> =	0.19	-
	z <sub>0</sub> =	0.05	m
	Z <sub>max</sub> =	4	m
Fattore di rugosità	Z <sub>max</sub> =	200	m
Fattore di orografia	C <sub>r</sub> (z) =	0.93	-
Velocità media alla quota z sopra il terreno	C <sub>o</sub> (z) =	1.00	-
Densità dell'aria	v <sub>m</sub> (z) =	25.20	m/s
Pressione dinamica di base	ρ =	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Fattore della turbolenza	q <sub>0</sub> =	455.6	N/m <sup>2</sup>
Intensità di turbolenza all'altezza z	k =	1.00	-
Coefficiente di esposizione	I <sub>t</sub> (z) =	0.20	-
	C <sub>e</sub> =	2.11	-
Pressione di picco del vento	q <sub>p</sub> =	0.96	kN/m <sup>2</sup>

Figura 6-2 – Pressione di picco del vento z=6.8 m (baricentro sbraccio orizzontale)

Per il montante è stata considerata come altezza di riferimento per il calcolo del vento la quota in asse allo sbraccio; quindi, i valori di pressione riportati nella tabella precedente valgono per montante e sbraccio orizzontale.

Nell'immagine successiva è riportata la convenzione di segno adottata per l'azione del vento.

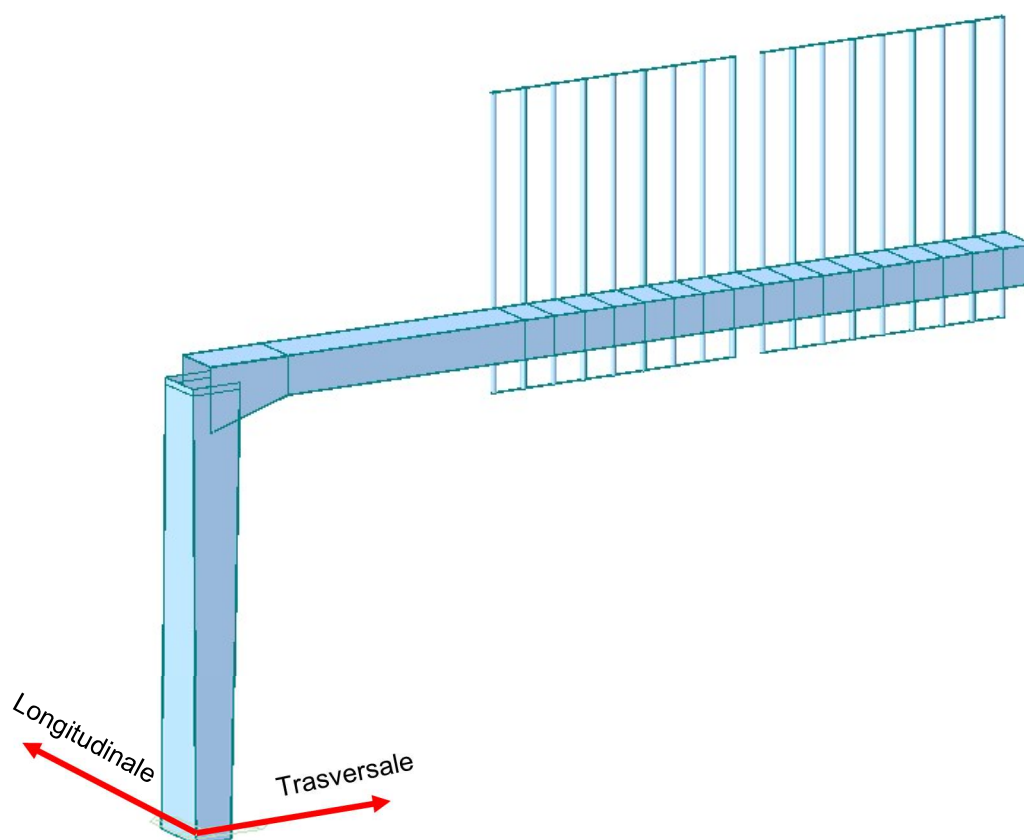


Figura 6-3 – Sistema di riferimento per l'azione del vento

Si riassumono in forma tabellare i risultati ottenuti:

Montante verticale base – Scatolare 1000x600:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE		
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 = 0.60$	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 = 1.00$	m
Altezza	$l = 6.80$	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	$r = 0.03$	m

### CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO

Azione vento trasversale			
Dimensione ortogonale al vento	$b = 1.00$	m	
Dimensione parallela al vento	$d = 0.60$	m	
Rapporto geometrico	$d/b = 0.60$	-	
Rapporto geometrico	$r/b = 0.03$	-	
Rapporto geometrico	$l/b = 6.80$	-	
Rapporto di solidità	$\varphi = 1.00$	-	§7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda = 70.00$	-	Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$C_{f0} = 2.35$	m	Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r = 0.93$	m	Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_{\lambda} = 0.91$	m	Figura 7.36
Coefficiente di forza	$C_f = 1.98$	-	§7.6, formula (7.9)
<b>Forza trasversale</b>	<b><math>F_{W,transv} = 1.90</math></b>	<b>kN/m</b>	

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	$b = 0.60$	m	
Dimensione parallela al vento	$d = 1.00$	m	
Rapporto geometrico	$d/b = 1.67$	-	
Rapporto geometrico	$r/b = 0.05$	-	
Rapporto geometrico	$l/b = 11.33$	-	
Rapporto di solidità	$\varphi = 1.00$	-	§7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda = 70.00$	-	Prospetto 7.16, $N^{\circ}4$
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$C_{f0} = 1.77$	m	Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r = 0.88$	m	Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_{\lambda} = 0.91$	m	Figura 7.36
Coefficiente di forza	$C_f = 1.41$	-	§7.6, formula (7.9)
<b>Forza longitudinale</b>	<b><math>F_{W,long} = 0.81</math></b>	<b>kN/m</b>	

Figura 6-4 – Azione del vento sulla sezione di base del montante ( $q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ m}$ )

Montante verticale sommità – Scatolare 800x800:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE		
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 = 0.80$	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 = 0.80$	m
Altezza	$l = 6.80$	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	$r = 0.03$	m

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO

Azione vento trasversale			
Dimensione ortogonale al vento	$b = 0.80$	m	
Dimensione parallela al vento	$d = 0.80$	m	
Rapporto geometrico	$d/b = 1.00$	-	
Rapporto geometrico	$r/b = 0.04$	-	
Rapporto geometrico	$l/b = 8.50$	-	
Rapporto di solidità	$\varphi = 1.00$	-	§7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda = 70.00$	-	Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0} = 2.10$	m	Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r = 0.91$	m	Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda = 0.91$	m	Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f = 1.73$	-	§7.6, formula (7.9)
<b>Forza trasversale</b>	<b><math>F_{W,transv} = 1.33</math></b>	<b>kN/m</b>	

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	$b = 0.80$	m	
Dimensione parallela al vento	$d = 0.80$	m	
Rapporto geometrico	$d/b = 1.00$	-	
Rapporto geometrico	$r/b = 0.04$	-	
Rapporto geometrico	$l/b = 8.50$	-	
Rapporto di solidità	$\varphi = 1.00$	-	§7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda = 70.00$	-	Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0} = 2.10$	m	Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r = 0.91$	m	Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda = 0.91$	m	Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f = 1.73$	-	§7.6, formula (7.9)
<b>Forza longitudinale</b>	<b><math>F_{W,long} = 1.33</math></b>	<b>kN/m</b>	

Figura 6-5 – Azione del vento sulla sezione di testa del montante ( $q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ m}$ )

## Mensola orizzontale – Scatolare 800x1000

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	1.00	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.80	m
Altezza	$l =$	13.75	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	$r =$	0.03	m

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO			
Azione vento trasversale			
Dimensione ortogonale al vento	$b$	0.80	m
Dimensione parallela al vento	$d$	1.00	m
Rapporto geometrico	$d/b$	1.25	-
Rapporto geometrico	$r/b$	0.04	-
Rapporto geometrico	$l/b$	17.19	-
Rapporto di solidità	$\varphi$	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda$	70.00	- Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	1.96	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r$	0.91	m Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda$	0.91	m Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f$	1.61	- §7.6, formula (7.9)
<b>Forza trasversale</b>	<b><math>F_{W,transv}</math></b>	<b>1.24</b>	<b>kN/m</b>

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	$b$	1.00	m
Dimensione parallela al vento	$d$	0.80	m
Rapporto geometrico	$d/b$	0.80	-
Rapporto geometrico	$r/b$	0.03	-
Rapporto geometrico	$l/b$	13.75	-
Rapporto di solidità	$\varphi$	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda$	70.00	- Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.29	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r$	0.93	m Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda$	0.91	m Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f$	1.93	- §7.6, formula (7.9)
<b>Forza longitudinale</b>	<b><math>F_{W,long}</math></b>	<b>1.85</b>	<b>kN/m</b>

Figura 6-6 – Azione del vento sulla sezione iniziale della mensola ( $q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ m}$ )

## Mensola orizzontale – Scatolare 800x600

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SCATOLARE			
Dimensione in direzione trasversale	$a_1 =$	0.60	m
Dimensione in direzione longitudinale	$a_2 =$	0.80	m
Altezza	$l =$	13.75	m
Raggio di curvatura spigoli arrotondati (se spigoli vivi, inserire 0)	$r =$	0.03	m

CALCOLO FORZE INDOTTE DAL VENTO			
Azione vento trasversale			
Dimensione ortogonale al vento	$b$	0.80	m
Dimensione parallela al vento	$d$	0.60	m
Rapporto geometrico	$d/b$	0.75	-
Rapporto geometrico	$r/b$	0.04	-
Rapporto geometrico	$l/b$	17.19	-
Rapporto di solidità	$\varphi$	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda$	70.00	- Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	2.34	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r$	0.91	m Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda$	0.91	m Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f$	1.93	- §7.6, formula (7.9)
<b>Forza trasversale</b>	<b><math>F_{W,transv}</math></b>	<b>1.49</b>	<b>kN/m</b>

Azione vento longitudinale			
Dimensione ortogonale al vento	$b$	0.60	m
Dimensione parallela al vento	$d$	0.80	m
Rapporto geometrico	$d/b$	1.33	-
Rapporto geometrico	$r/b$	0.05	-
Rapporto geometrico	$l/b$	22.92	-
Rapporto di solidità	$\varphi$	1.00	- §7.13, formula (4.28)
Snellezza	$\lambda$	70.00	- Prospetto 7.16, N°4
Coefficiente di forza relativo a sezioni rettangolari con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera	$c_{f,0}$	1.91	m Figura 7.23
Fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati	$\psi_r$	0.88	m Figura 7.24
Fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità	$\psi_\lambda$	0.91	m Figura 7.36
Coefficiente di forza	$c_f$	1.52	- §7.6, formula (7.9)
<b>Forza longitudinale</b>	<b><math>F_{W,long}</math></b>	<b>0.88</b>	<b>kN/m</b>

Figura 6-7 – Azione del vento sulla sezione finale della mensola ( $q_p = 0.96 \text{ kN/m}^2 - z = 6.8 \text{ m}$ )

Cartellone - 4.00 x 4.50 m (BxH):

Il coefficiente di forza impiegato per la cartellonistica è pari a 1.8. si calcola di seguito il valore del coeff. dinamico  $CsCd$  da applicare al vento agente sul cartellone.

**Azione del vento - Fattore di struttura  $CsCd$**

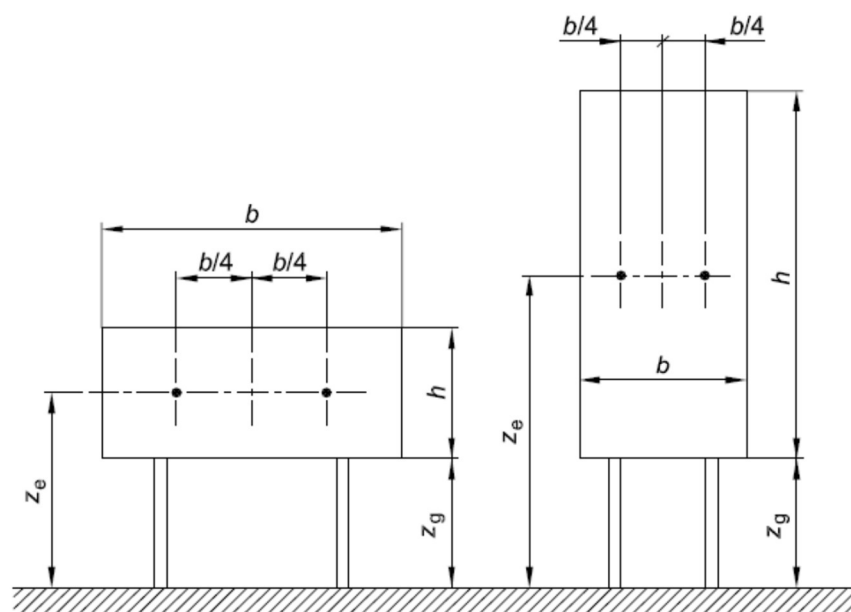
Altezza di riferimento	$z_t$	200	m	
Lunghezza di scala di riferimento	$L_t$	300	m	
Coefficiente	$\alpha$	0.52	-	
Frequenza naturale	$n=n_{1,x}$	1.6	Hz	Nota: da modello FEM
Quota baricentro pannello	$z_e$	8.05	m	
Larghezza pannello	$b$	4	m	
Altezza pannello	$h$	4.5	m	
Massa generalizzata	$m_e$	565.00	kg/m	
Velocità media	$v_m(z_e)$	26.07	m/s	
Intensità della turbolenza	$I_v(z_e)$	0.1968		
Coefficiente forma del pannello	$C_f$	1.8	-	
Decr. Logarit. Smorzamento struttura	$\delta_s$	0.03	-	
Decr. Logarit. Smorzamento aerodinam	$\delta_a$	0.130	-	
Decr. Logarit. Smorzamento dispositivi	$\delta_d$	0.00	-	
Decr. Logarit. Smorzamento	$\delta$	0.16	-	
Lunghezza di scala della turbolenza	$L(z_e)$	56.40	m	
Frequenza adimensionale	$fL(z_e, n)$	3.46	Hz	
Frequenza della velocità del vento	$SL(z_e, n)$	5.91E-02		
Coefficiente	$\eta_h$	1.27	-	
coefficiente	$\eta_b$	1.13	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	$R_h$	0.50	-	
Finzione di ammettenza aerodinamica	$R_b$	0.53	-	
Fattore di risposta risonante	$R^2$	0.49		
Fattore di bordo	$B^2$	0.786	-	
Frequenza di attraversamento	$u$	0.99	Hz	
Intervallo di tempo	$T$	600.00	sec	
Fattore di picco	$k_p$	3.00	-	
Fattore di dimensione	$C_s$	0.93	-	
Fattore dinamico	$C_d$	1.05	-	

**Fattore di struttura  $CsCd$**   **$CsCd$**  **0.98** -

Si adotterà quindi a favore di sicurezza un coeff.  $CsCd = 1$

Si ottiene quindi una pressione agente sul cartellone pari a  $1.01 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 = 1.82 \text{ kN/m}^2$

Nelle formule precedenti, con riferimento alle immagini di seguito, si ha che:



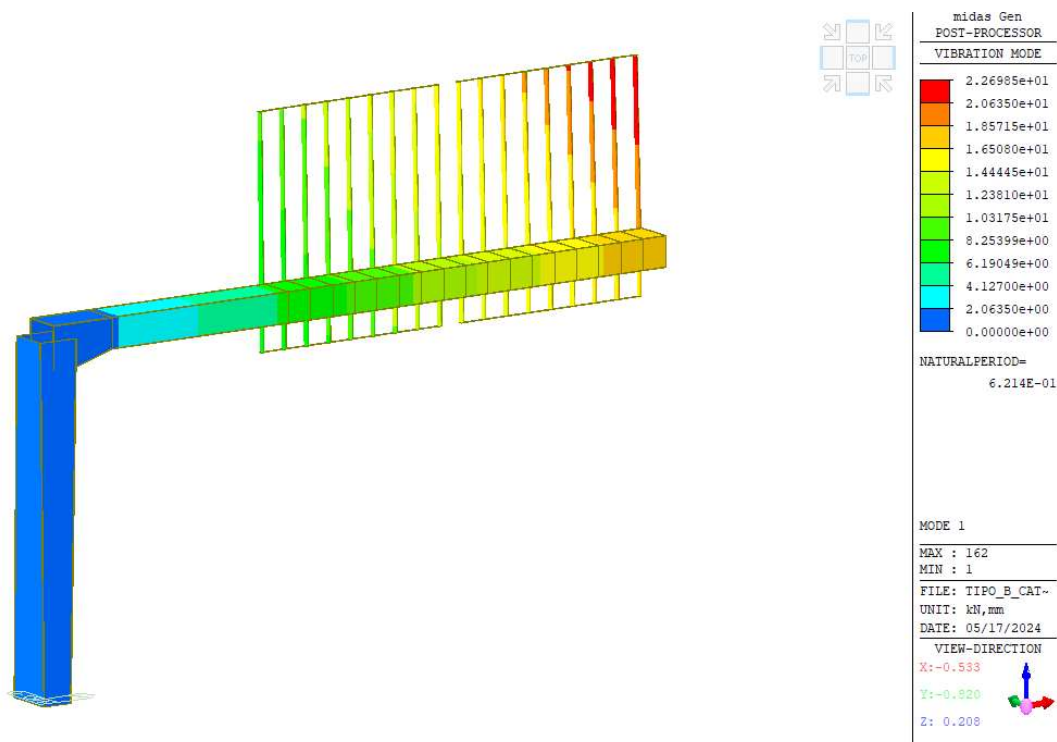
Nota 1 altezza di riferimento:  $z_e = z_g + h/2$ .

Nota 2 area di riferimento:  $A_{ref} = b \times h$ .

- $a_s = 450$  m      quota ipotizzata del sito
- $z_e = 8.05$  m      altezza del baricentro della superficie del cartellone investita dal vento
- $b = 4.00$  m      larghezza della superficie del singolo cartellone investita dal vento
- $h = 4.50$  m      altezza della superficie del cartellone investita dal vento
- $b/4 = 1.00$  m      eccentricità del punto di applicazione della risultante del vento dal baricentro geometrico della superficie del cartellone
- $m_e = 565$  kg/m      massa equivalente, determinata considerando la massa dello sbraccio della mensola e quella del cartellone (con tubolari di ancoraggio), mediata su un metro di lunghezza
- $\eta_1 x = 1.60$  1/sec      frequenza del primo modo di vibrare della struttura nella direzione di azione del vento

L'azione del vento si implementa nel modello di calcolo agli elementi finiti quale forza per unità di superficie, uniformemente agente su metà dell'area di impronta del cartellone e di intensità:  $1.82 \text{ kN/m}^2 \times 2 = 3.64 \text{ kN/m}^2$ , in questo modo la risultante delle forze terrà in conto l'eccentricità richiesta da normativa e pari a  $b/4 = 1$  m.

Per la determinazione della frequenza del primo modo di vibrare significativo della struttura, si è condotta, preliminarmente all'analisi delle azioni indotte dal vento, l'analisi modale della stessa. Si è ottenuto quanto segue:



Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	10.1107	1.6092	0.6214	0.0000e+00								
2	19.8376	3.1572	0.3167	0.0000e+00								
3	36.2629	5.7714	0.1733	0.0000e+00								
4	42.5336	6.7694	0.1477	0.0000e+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	65.8500	65.8500	0.0000	0.0000	57.9628	57.9628	0.0000	0.0000	32.8681	32.8681
2	51.9031	51.9031	0.0000	65.8500	0.0000	0.0000	0.0000	57.9628	99.1641	99.1641	0.0338	32.9020
3	47.9616	99.8647	0.0000	65.8500	0.0000	0.0000	0.0000	57.9628	0.1815	99.3456	0.0366	32.9386
4	0.0000	99.8647	20.2399	86.0899	0.0000	0.0000	1.5430	59.5059	0.0000	99.3456	31.0620	64.0000

Figura 6-8 - Analisi modale della struttura

### 6.4.3 Azioni della neve

Il carico da neve è stato determinato in aderenza a quanto disposto nelle NTC 2018, nel capitolo 3.4.

Il valore di progetto del carico da neve sulle coperture è valutato secondo la seguente formula:

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

dove:

- $q_s$  carico da neve sulla copertuta
- $\mu_i=0.80$  coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}=1.50$  kPa valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo
- $C_E=1.00$  coefficiente di esposizione
- $C_t=1.00$  coefficiente termico

Si ottiene:

$$q_s = 1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Per la quantificazione del carico da neve si è adottato il valore  $q_{sk}$  relativo alla zona geografica 1, alla quota di 200 m.s.l.m.m.

Tale azione è applicata alla struttura quale carico lineare uniformemente distribuito agente per l'intero sviluppo della mensola.

La larghezza di applicazione del carico coincide con la larghezza della sezione metallica, pari a 0.80m. Si applica quindi alla struttura un carico da neve di intensità:

$$q_s = 1.2 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 \text{ m} = 0.96 \text{ kN/m}$$

### 6.4.4 Azioni di Buffeting

Con riferimento a quanto dettagliato nelle norme Britanniche, in particolare nelle BD 94/07, Part 1 (Annesso B), dedicate alla progettazione di strutture minori per uso in ambito autostradale, si è implementato un procedimento di calcolo delle pressioni indotte sulle strutture del portale dal transito di veicoli aventi sagoma alta. Tali sovrappressioni interessano sia i cartelloni, sia la mensola della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito dei veicoli in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso. Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

La formulazione proposta è la seguente:

$$P_d = 600h^{-0.25} - 400 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Dove:

- $P_d$  Differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del veicolo e il punto a quota inferiore delle superfici orizzontali interessate (superficie inferiore della sezione dello sbraccio) oppure: distanza tra la sommità del veicolo e il centro di pressione di ciascuna superficie verticale

Nota: Con riferimento alla dimensione delle cartellonistiche ed alla conseguente variabilità spaziale della pressione indotta dal transito veicolare, si è operato, nel seguito, determinando una "larghezza di riferimento

Bi". Lo scopo perseguito è quello di individuare una porzione di struttura, avente appunto larghezza "Bi", interessata dalle sovrappressioni indotte dal transito di un veicolo in una certa posizione sulla carreggiata.

Tale larghezza è stata calcolata assumendo la legge di variazione della pressione " $P_d$ " suggerita in normativa, assumendo quale larghezza significativa quella in corrispondenza ad un decadimento pari al 50% della massima pressione registrata alla quota " $H_{MIN}$ ", corrispondente al filo inferiore del cartellone ed immediatamente al di sopra della sagoma del veicolo.

Al fine poi di cogliere al meglio l'effetto della variabilità della pressione con l'altezza, si è discretizzata la superficie del cartellone in porzioni aventi circa 0.90 m in altezza e per ciascuna di esse si è determinato il valore di  $P_d$ , nel centro di pressione.

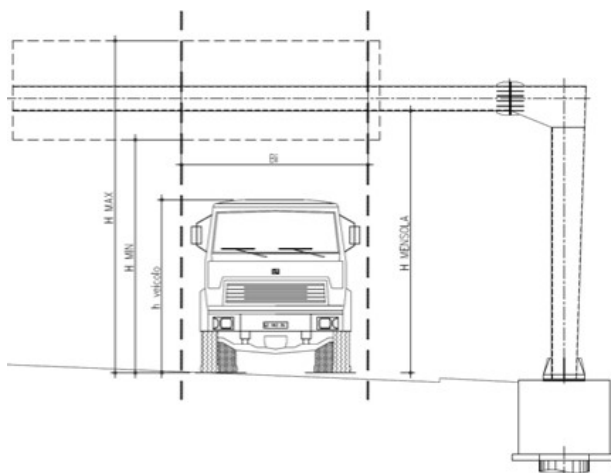


Figura 6-9 - Azione di Buffeting sulla struttura

Di seguito si riassumono i risultati ottenuti nelle analisi.

Si evidenzia che la pressione di buffeting agente sui cartelloni assume valore massimo sulla porzione inferiore degli stessi ( $P_{dINF}=133 \text{ N/m}^2$ ) e si annulla in corrispondenza alla quota  $H=9.26 \text{ m}$  dal piano viabile, coincidente alla distanza  $h=5.06 \text{ m}$  dalla sommità del veicolo.

$H_{veicolo}$	$H_{min}$	$H_{max}$
[m]	[m]	[m]
4.2	5.8	10.3

$h_{tot}$	Zda testa veicolo	p
[m]	[m]	[N/m <sup>2</sup> ]
5.8	1.6	133.5
6.0	1.8	118.0
6.2	2.0	104.5
6.4	2.2	92.7
6.6	2.4	82.1
6.8	2.6	72.5
7.0	2.8	63.8
7.2	3.0	55.9
7.4	3.2	48.6
7.6	3.4	41.9
7.8	3.6	35.6
8.0	3.8	29.7
8.2	4.0	24.3
8.4	4.2	19.1
8.6	4.4	14.3

8.8	4.6	9.7
9.0	4.8	5.4
9.2	5.0	1.2
9.3	5.1	0.0
14.5	10.3	0.0

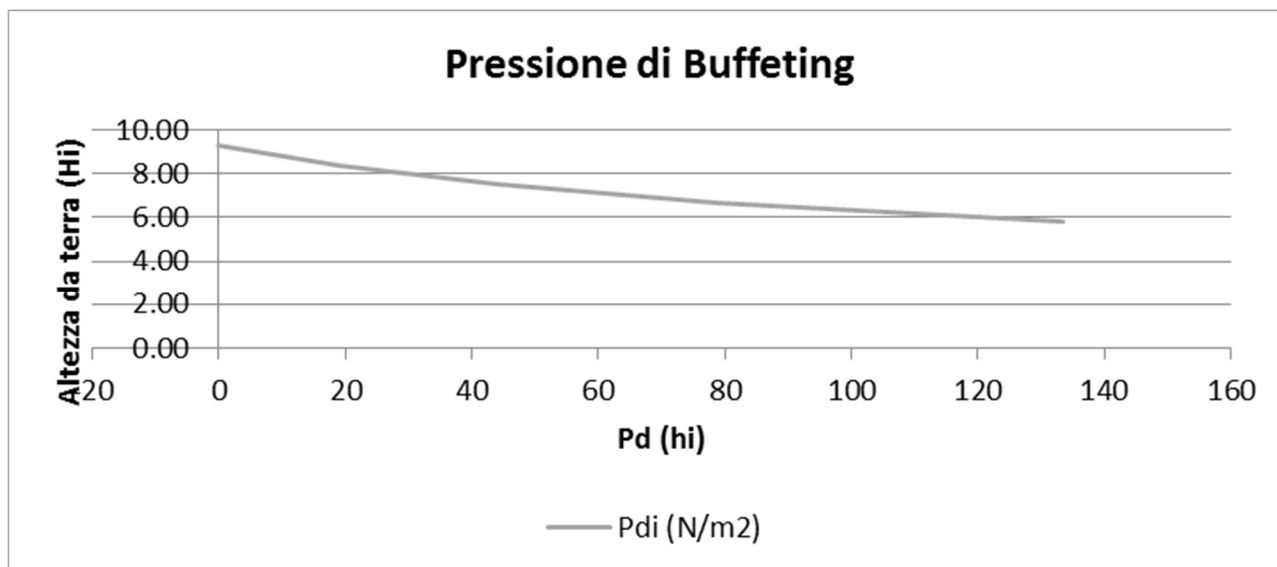


Figura 6-10 - Variazione della pressione di buffeting con la quota

In mancanza di dati specifici relativi al volume di traffico pesante transitante sul tratto autostradale in oggetto, la medesima normativa suggerisce, cautelativamente, di assumere un numero di transiti pari a 7000 veicoli/giorno per ciascuna carreggiata, suddivisi tra le singole corsie secondo la tabella seguente:

Tipo di autostrada	Fattori di corsia, Fi			
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Corsia 4
2 corsie	0.7	0.3	-	-
3 corsie	0.6	0.4	0	-
4 corsie	0.4	0.4	0.2	0

#### 6.4.5 Azioni della temperatura

La differenza di temperatura viene omessa dalle analisi seguenti in quanto, in relazione alla struttura del portale, avente schema di vincolo isostatico, non ne conseguono sollecitazioni significative ai fini del dimensionamento strutturale.

#### 6.5 AZIONE SISMICA ( $E_k$ )

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri in relazione alle prestazioni statiche da raggiungere.

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera: VN = 50 anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 – rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 – parte 2)

Classe d'uso: IV associato alla classe d'uso CU = 2.0 (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.00 = 100$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  per lo stato limite ultimo considerato è attinta dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:  $P_{V_R} = 10\%$ .

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: ..... D

Condizioni topografiche: ..... T1

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

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

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

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

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

Con

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

$\eta$  parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento  $\xi$  differenti da 5%  $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$

$F_o$  è il fattore di amplificazione spettrale

$T_C$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante

$$T_C = C_C T^*_C$$

$T_B$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

$T_D$  periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)

$$T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$$

Lo spettro di risposta elastico per la componente verticale è dato:

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

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

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

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

$F_v$  è il fattore di amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento orizzontale, ed è dato dalla seguente relazione

$$F_v = 1.35 F_o \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Mentre, i valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$  ed  $\eta$ , sono quelli definiti sopra per lo spettro in accelerazione della componente orizzontale, per le categorie di sottosuolo A, B, C, D ed E si hanno:

$S_s = 1.0$ ;  $T_B = 0.05$  s;  $T_C = 0.15$  s e  $T_D = 1.0$  s.

Per tener conto dell'orografia del sito si adotta un coeff. topografico  $S_T = 1$  (come per la componente orizzontale).

Gli spettri di stato limite ultimo sono stati ottenuti da quelli elastici, visti precedentemente, ponendo, cautelativamente, il fattore di struttura  $q = 1$ .

Premettendo che, a valle dei risultati ottenuti per una serie di portali oggetto di analisi, le sollecitazioni sismiche sono risultate non dimensionanti con ampio margine per strutture di questa tipologia e, in relazione alla natura tipologica dei portali in studio che non consente l'assunzione di parametri sismici tipici di un luogo fisico, si esplicita nel seguito e con il mero fine di completezza, l'analisi sismica di una struttura ubicata nel comune di Crespellano (Bo).

Di seguito si riportano i parametri di riferimento ed i grafici per gli spettri di risposta in accelerazione:

#### Componente orizzontale

##### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.203 g
$F_o$	2.412
$T_C$	0.318 s
$S_s$	1.665
$C_C$	2.216
$S_T$	1.000
$q$	1.000

##### Parametri dipendenti

$S$	1.665
$\eta$	1.000
$T_B$	0.235 s
$T_C$	0.705 s
$T_D$	2.412 s

#### Componente verticale

##### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.124 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

##### Parametri dipendenti

$F_v$	1.467
$S$	1.000
$\eta$	0.667

Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:

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

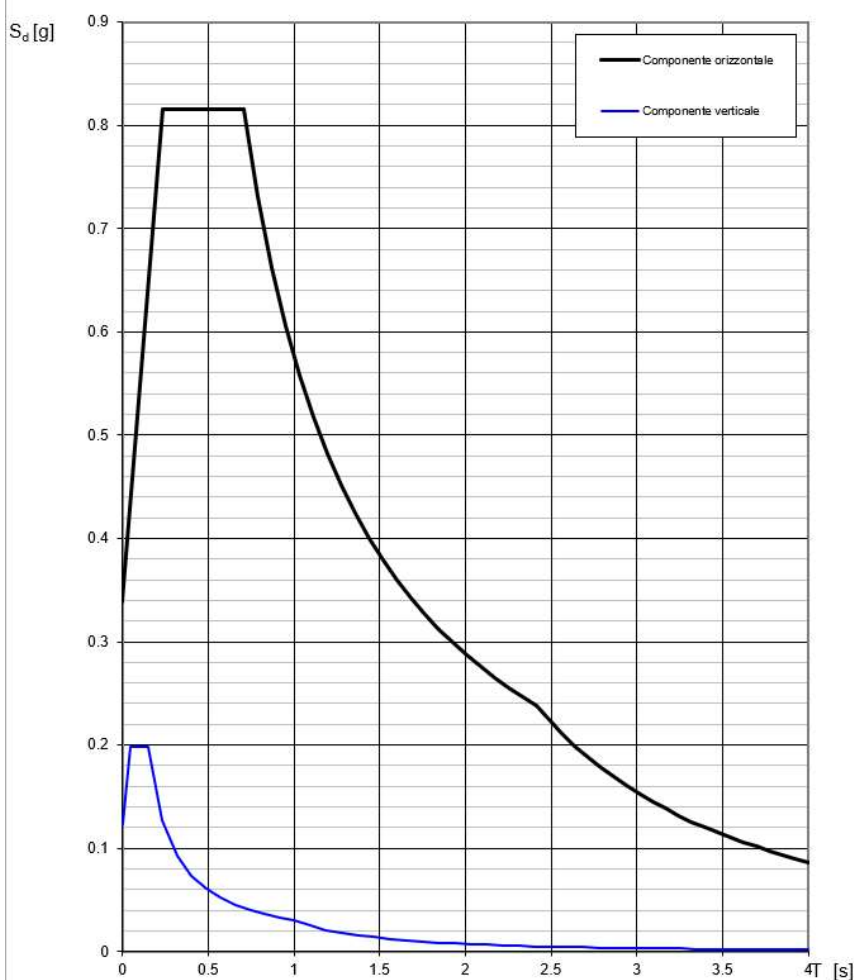


Figura 6-11 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato eseguito con un'analisi modale con spettro di risposta, considerando l'azione del sisma lungo tre direzioni ortogonali tra loro, così definite:

- Direzione X: la direzione ortogonale all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "trasversale";
- Direzione Y: la direzione parallela all'asse tracciato viene chiamata convenzionalmente direzione "longitudinale";
- Direzione Z: direzione verticale

Per la combinazione delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato utilizzato il metodo CQC.

## 7 STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CARICO

### 7.1 Combinazioni per gli stati limite ultimi

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite (SLV)

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \psi_{2j} = 0)$$

dove:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$E$  è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

$Q_k$  è il valore caratteristico delle azioni variabili;

$\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;

$\psi_0, \psi_2$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 6-1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 6-2

Tabella 7-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 7-2 - Coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  per le azioni variabili

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

### Legenda

$G_{k1}$	Peso proprio elementi strutturali	SLV X	sisma in direzione trasversale alla strada
$G_{k2}$	Peso permanente portato	SLV Y	sisma in direzione longitudinale alla strada
$W_x$	Vento in direzione trasversale alla strada	SLV Z	sisma in direzione verticale
$W_y$	Vento in direzione longitudinale alla strada		
$P_d$	Buffeting		
S	Azione della neve		

Comb	$G_{k1}$	$G_{k2}$	$W_x$	$W_y$	$P_d$	S
SLU 1	1.3	1.5	1.5		0.75	0.75
SLU 2	1.3	1.5		1.5	0.75	0.75
SLU 3	1.3	1.5	-1.5		-0.75	0.75
SLU 4	1.3	1.5		-1.5	-0.75	0.75
SLU 5	1.3	1.5	0.9		0.75	1.5
SLU 6	1.3	1.5		0.9	0.75	1.5
SLU 7	1.3	1.5	-0.9		-0.75	1.5
SLU 8	1.3	1.5		-0.9	-0.75	1.5
SLU 9	1.3	1.5			1.5	
SLU 10	1.3	1.5			-1.5	
SLU 11	1	0.8	1.5		0.75	0.75
SLU 12	1	0.8		1.5	0.75	0.75
SLU 13	1	0.8	-1.5		-0.75	0.75
SLU 14	1	0.8		-1.5	-0.75	0.75
SLU 15	1	0.8	0.9		0.75	1.5
SLU 16	1	0.8		0.9	0.75	1.5
SLU 17	1	0.8	-0.9		-0.75	1.5
SLU 18	1	0.8		-0.9	-0.75	1.5
SLU 19	1	0.8			1.5	
SLU 20	1	0.8			-1.5	

Tabella 7-3: Combinazioni di carico agli stati limiti ultimi (SLU)

Comb	G <sub>k1</sub>	G <sub>k2</sub>	SLV X	SLV Y	SLV Z
SLV 1	1	1	1	0.3	0.3
SLV 2	1	1	1	-0.3	0.3
SLV 3	1	1	-1	0.3	0.3
SLV 4	1	1	-1	-0.3	0.3
SLV 5	1	1	1	0.3	-0.3
SLV 6	1	1	1	-0.3	-0.3
SLV 7	1	1	-1	0.3	-0.3
SLV 8	1	1	-1	-0.3	-0.3
SLV 9	1	1	0.3	1	0.3
SLV 10	1	1	-0.3	1	0.3
SLV 11	1	1	0.3	-1	0.3
SLV 12	1	1	-0.3	-1	0.3
SLV 13	1	1	0.3	1	-0.3
SLV 14	1	1	-0.3	1	-0.3
SLV 15	1	1	0.3	-1	-0.3
SLV 16	1	1	-0.3	-1	-0.3
SLV 17	1	1	0.3	0.3	1
SLV 18	1	1	-0.3	0.3	1
SLV 19	1	1	0.3	-0.3	1
SLV 20	1	1	-0.3	-0.3	1
SLV 21	1	1	0.3	0.3	-1
SLV 22	1	1	-0.3	0.3	-1
SLV 23	1	1	0.3	-0.3	-1
SLV 24	1	1	-0.3	-0.3	-1

Tabella 7-4: Combinazioni di carico per l'azione sismica (SLV)

## 7.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio

In generale le verifiche per gli stati limite d'esercizio sono state eseguite considerando:

*Combinazione caratteristica rara*

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

*Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

*Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti  $\psi_{ik}$  sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 7.1.2 della presente relazione (rif. Tab 2.6.1 delle norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17/01/18).

## Legenda

$G_{k1}$	Peso proprio elementi strutturali	SLV X	sisma in direzione trasversale alla strada
$G_{k2}$	Peso permanente portato	SLV Y	sisma in direzione longitudinale alla strada
$W_x$	Vento in direzione trasversale alla strada	SLV Z	sisma in direzione verticale
$W_y$	Vento in direzione longitudinale alla strada		
$P_d$	Buffeting		
S	Azione della neve		

Comb	$G_{k1}$	$G_{k2}$	$W_x$	$W_y$	$P_d$	S
SLE R1	1	1	1		0.5	0.5
SLE R2	1	1		1	0.5	0.5
SLE R3	1	1	-1		-0.5	0.5
SLE R4	1	1		-1	-0.5	0.5
SLE R5	1	1	0.6		0.5	1
SLE R6	1	1		0.6	0.5	1
SLE R7	1	1	-0.6		-0.5	1
SLE R8	1	1		-0.6	-0.5	1
SLE R9	1	1			1	
SLE R10	1	1			-1	
SLE F1	1	1	0.2			
SLE F2	1	1		0.2		
SLE F3	1	1	-0.2			
SLE F4	1	1		0.2		
SLE F5	1	1				0.5
SLE F6	1	1			0.2	
SLE F7	1	1			-0.2	
SLE QP	1	1				

Tabella 7-5: Combinazioni di carico agli stati limiti di esercizio (SLE)

## 8 ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 8.1 Generalità

Come anticipato nei capitoli precedenti, l'analisi strutturale riportata di seguito riguarda il portale a bandiera "Tipo B", avente lunghezza dello sbraccio metallico  $L_B = 13.75$  m, misurata a partire dalla linea d'asse del montante. Il compito dell'opera è quello di offrire il supporto alla segnaletica stradale.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione interna nella struttura per effetto dei carichi verticali ed orizzontali, si è implementato un modello di calcolo spaziale (vedi figura seguente) risolto con il metodo agli elementi finiti.

Il suddetto modello è costituito da elementi frame a sei g.d.l che schematizzano le aste che costituiscono la struttura principale del portale.

Agli elementi è assegnata la reale sezione resistente, tenendo conto della variabilità presente in prossimità del nodo (lato mensola) e della variabilità della colonna montante.

In dettaglio si evidenziano le seguenti misure significative di carpenteria:

- Sezione della mensola (concio di estremità)  $0.8 \times 0.6 \times 0.012$  m (BxHxs)
- Sezione di testa del montante  $0.8 \times 0.8 \times 0.015$  m (BxHxs)
- Sezione di base del montante  $1.0 \times 0.6 \times 0.015$  m (BxHxs)

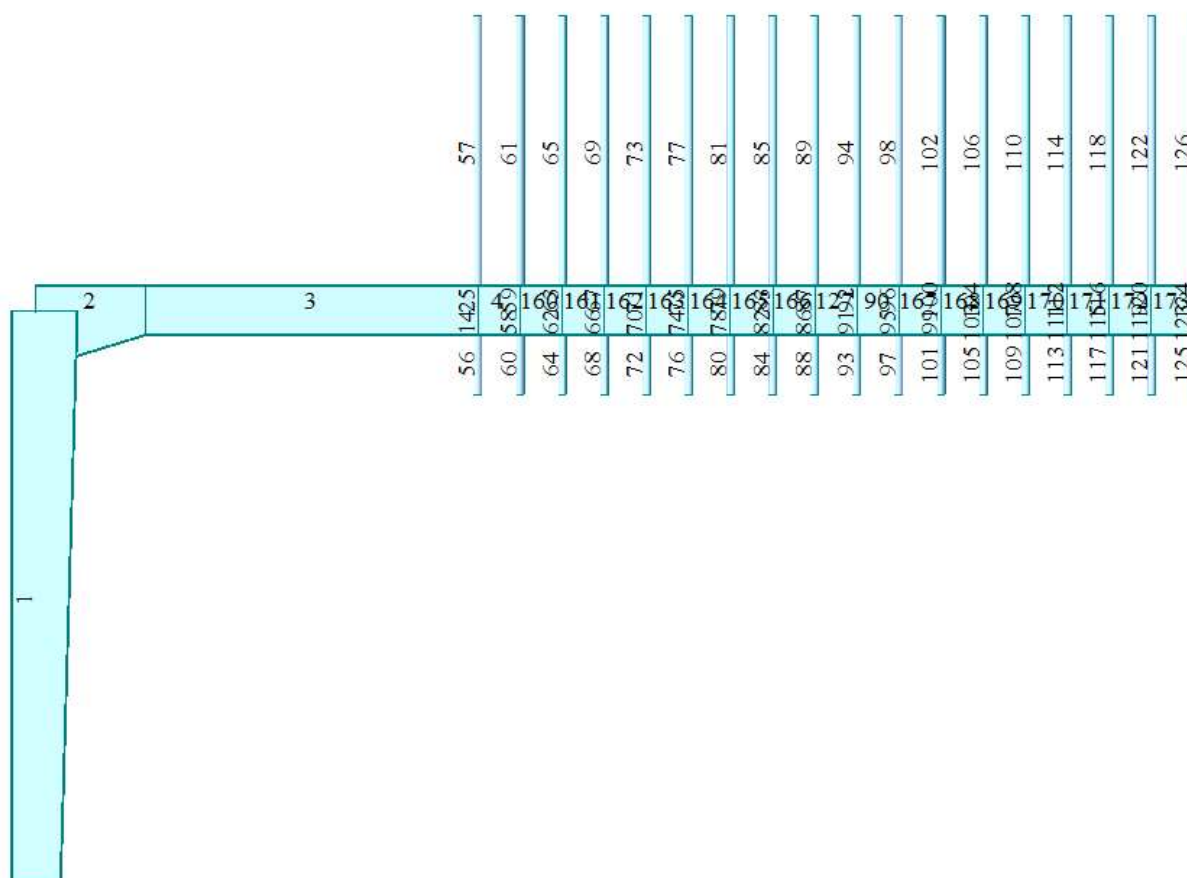


Figura 8-1 - Modello di calcolo FEM - numerazione degli elementi

## 8.2 Carichi applicati

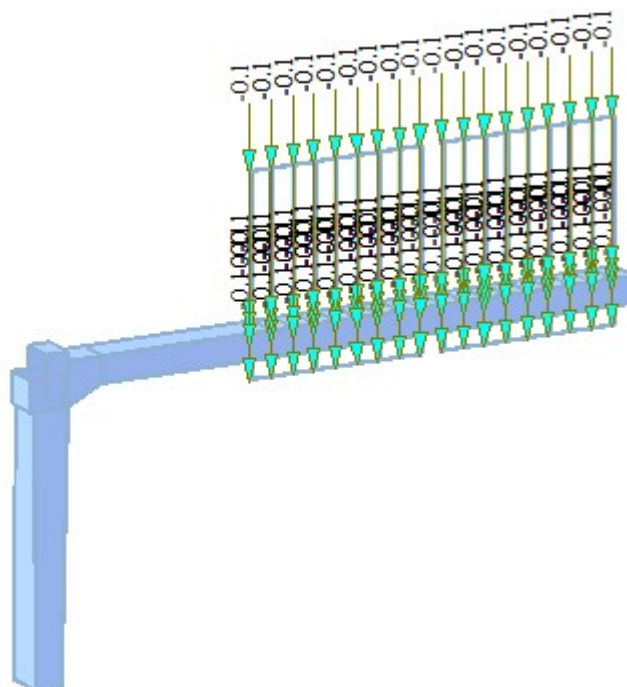


Fig. 1 – Pesi permanenti portati – cartellonistica.

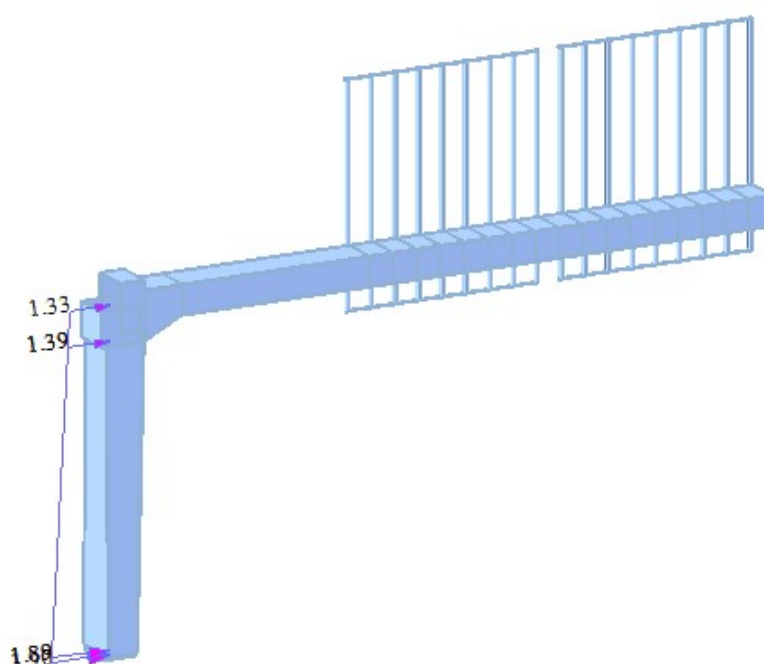


Figura 8-2 - Azioni del vento sui profili – Dir.x (Trasversale alla carreggiata)

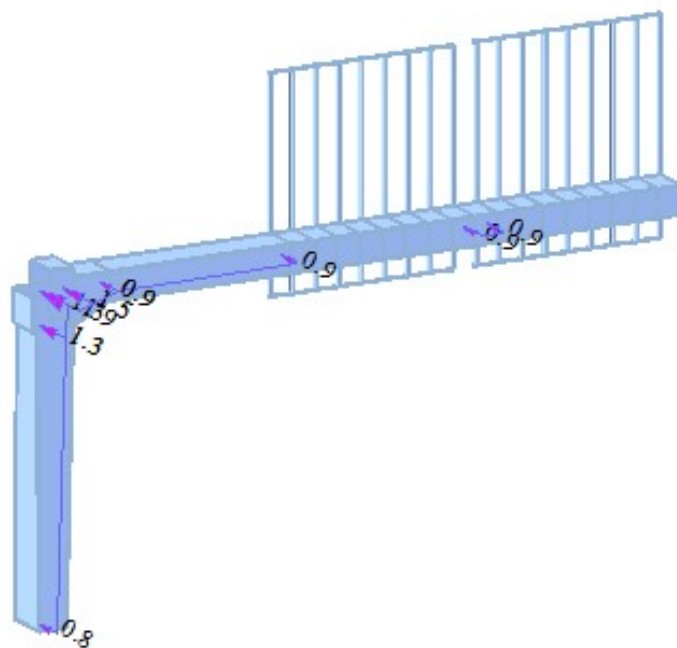


Figura 8-3 - Azioni del vento sui profili – Dir.y (parallelo alla carreggiata)

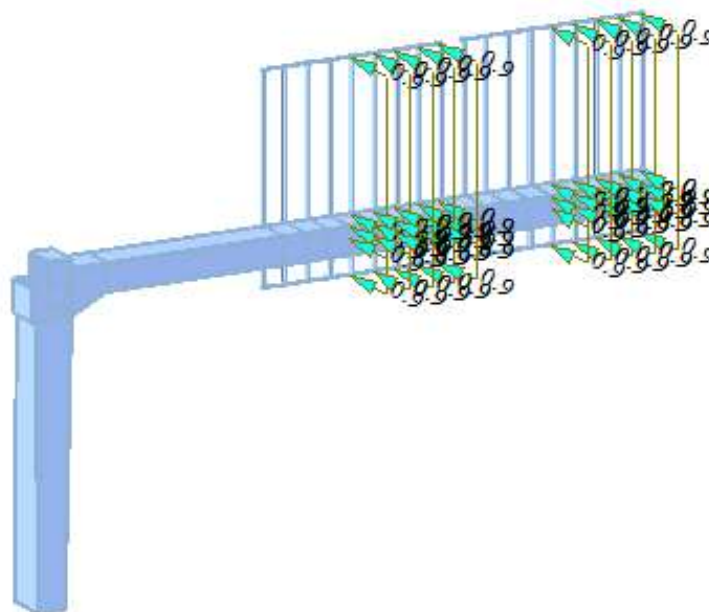


Figura 8-4 - Azioni del vento sul cartello di segnaletica

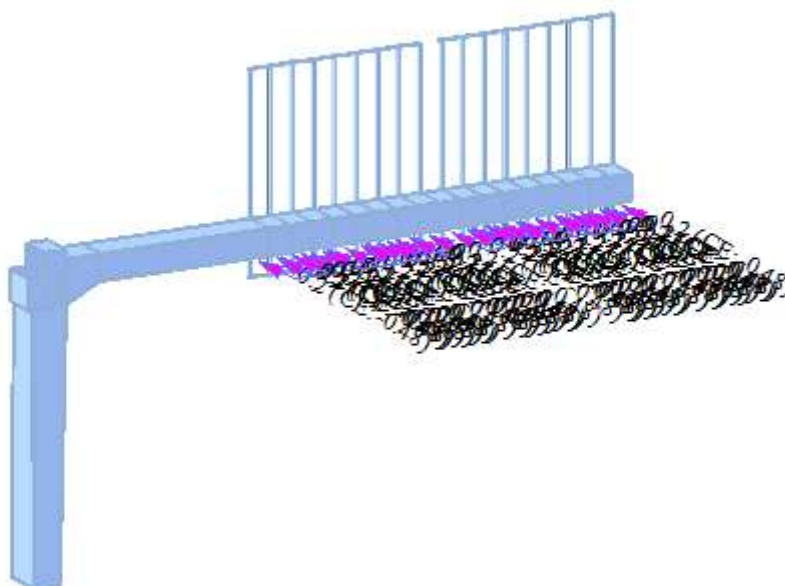


Fig. 2 – Azione di Buffeting

L'azione di buffeting è stata applicata al modello considerando un carico lineare pari a  $0.177 \text{ kN/m}$  applicata con la relativa eccentricità da asse sbraccio, corrispondente alla posizione della risultante della distribuzione di forze generata dal buffeting.

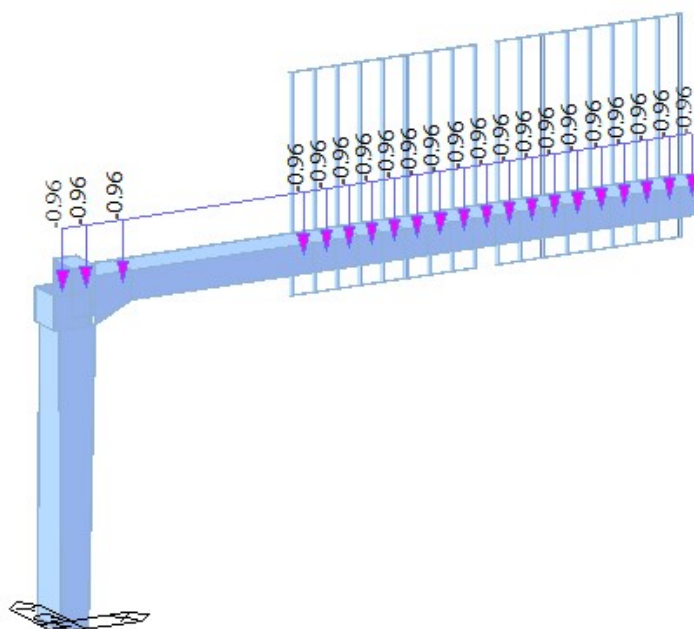


Fig. 3 – Carico da neve

## 9 ANALISI DEI RISULTATI

### 9.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE ELEMENTARI

Di seguito si esplicitano le caratteristiche di sollecitazione flettente indotte dalle singole azioni esterne.

Peso proprio degli elementi strutturali:

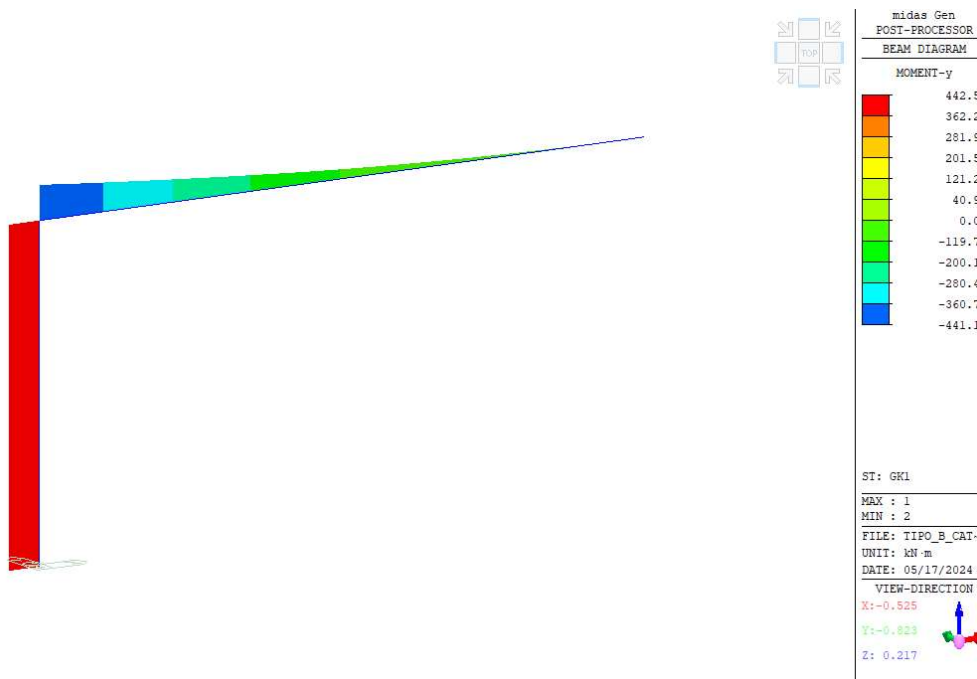


Figura 9-1 - My (Local) - Pesi propri – Dir. Trasversale

Peso permanenti portati:

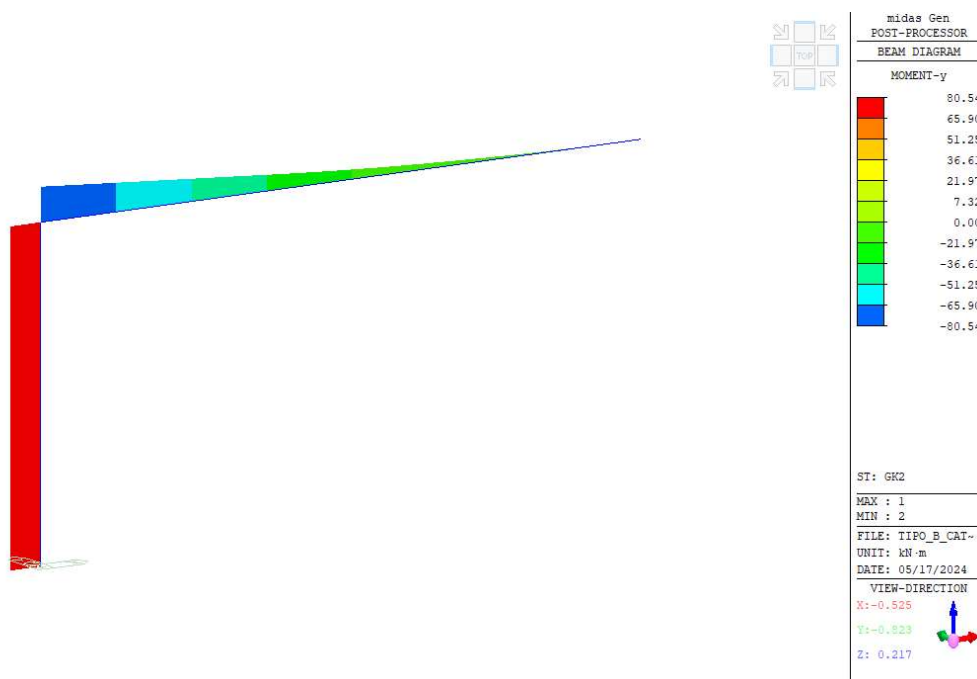


Figura 9-2 - My (Local) – Permanenti portati– Dir. Trasversale

Vento:

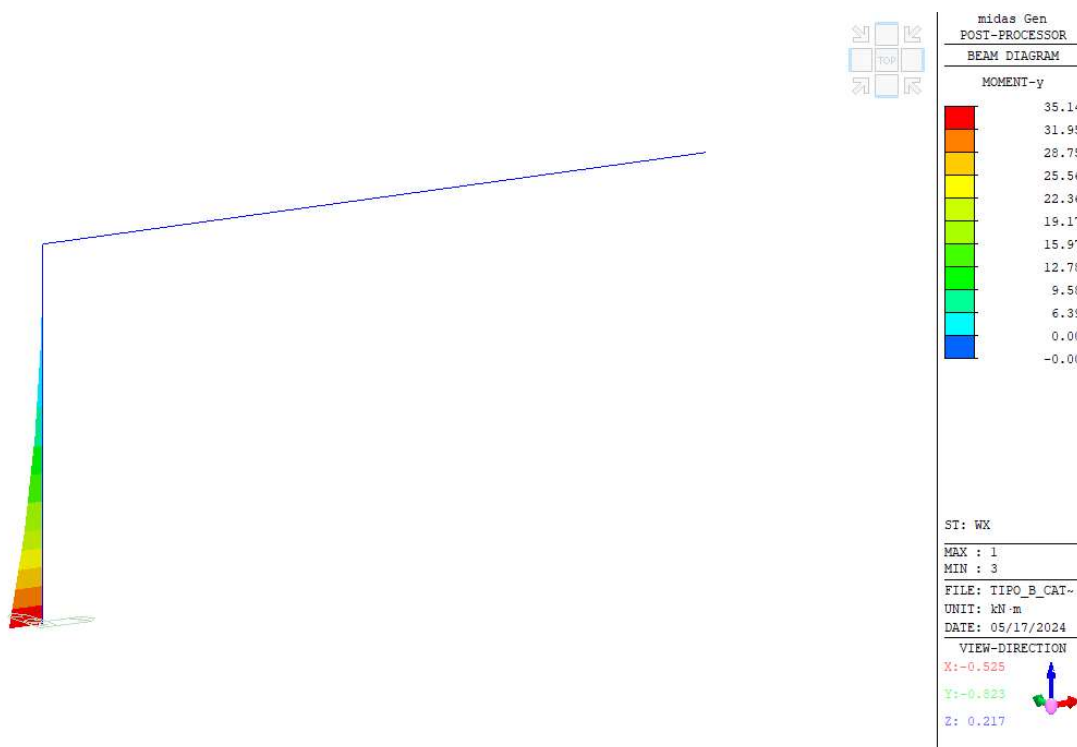


Figura 9-3 -  $M_y$  (Local) – Vento– Dir. Trasversale



Figura 9-4 -  $M_z$  (Local) – Vento – Dir. Longitudinale

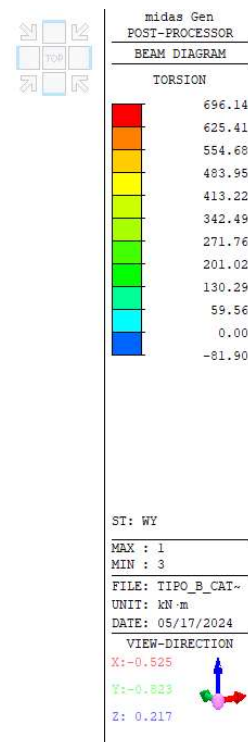
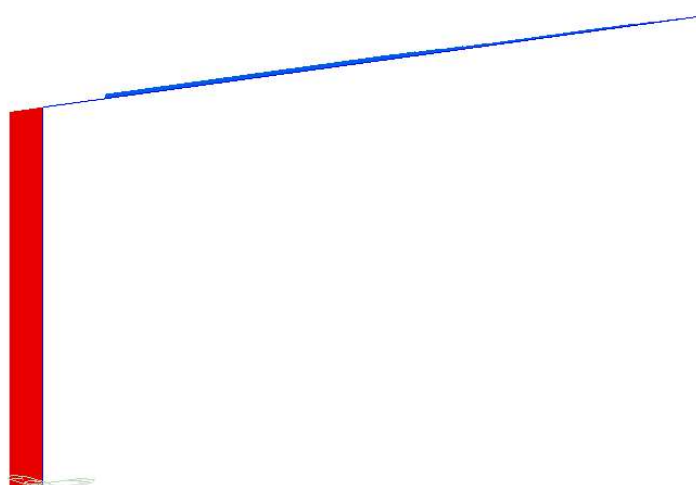


Figura 9-5 - Mx Torcente (Local) – Vento

Neve:

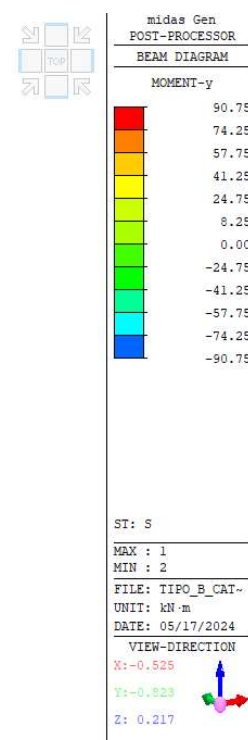
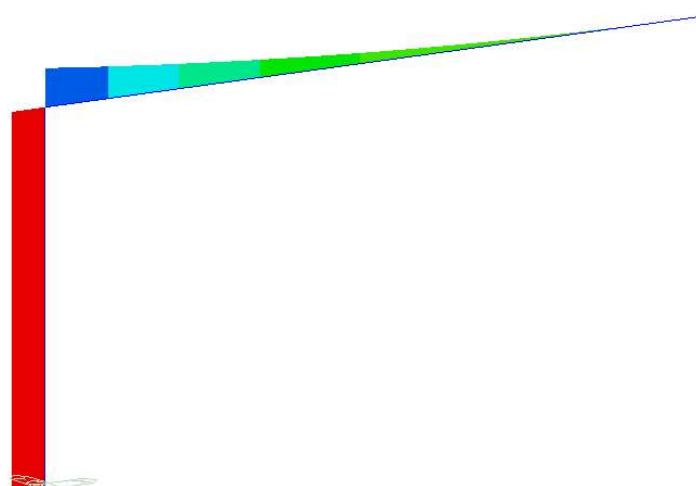


Figura 9-6 - My (Local) – Neve– Dir. Trasversale

Buffeting:

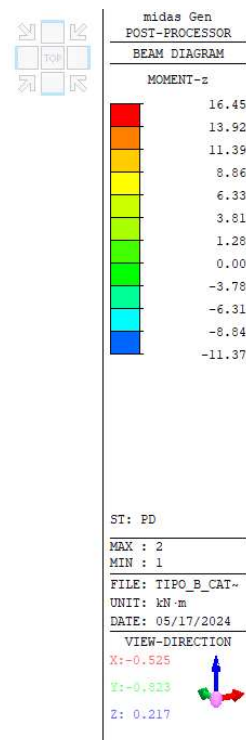
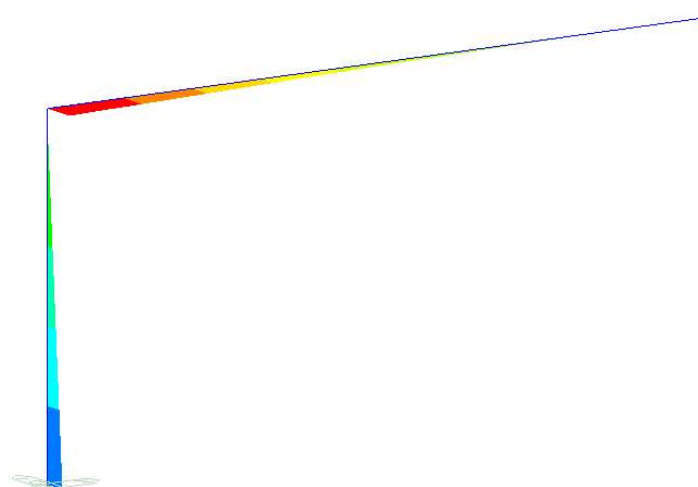


Figura 9-7 - Mz (Local) - Buffeting L1- Dir. Longitudinale

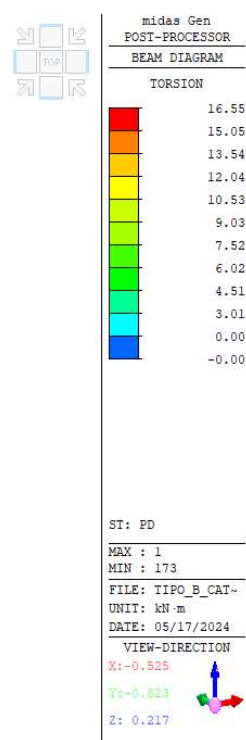
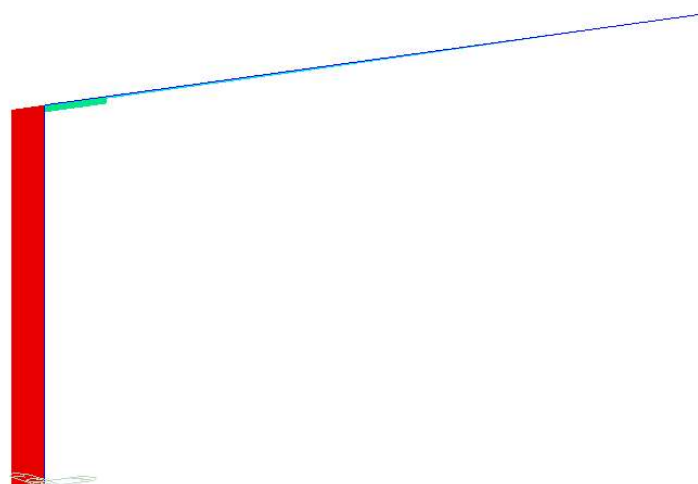


Figura 9-8 - Mx Torcente (Local) - Buffeting L1

## 9.2 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si esplicitano gli inviluppi delle caratteristiche di sollecitazione ottenuti dall'azione combinata delle azioni esterne elementari.

### 9.2.1 Enve SLU - A1

Inviluppo agli SLU - A1 (STR):

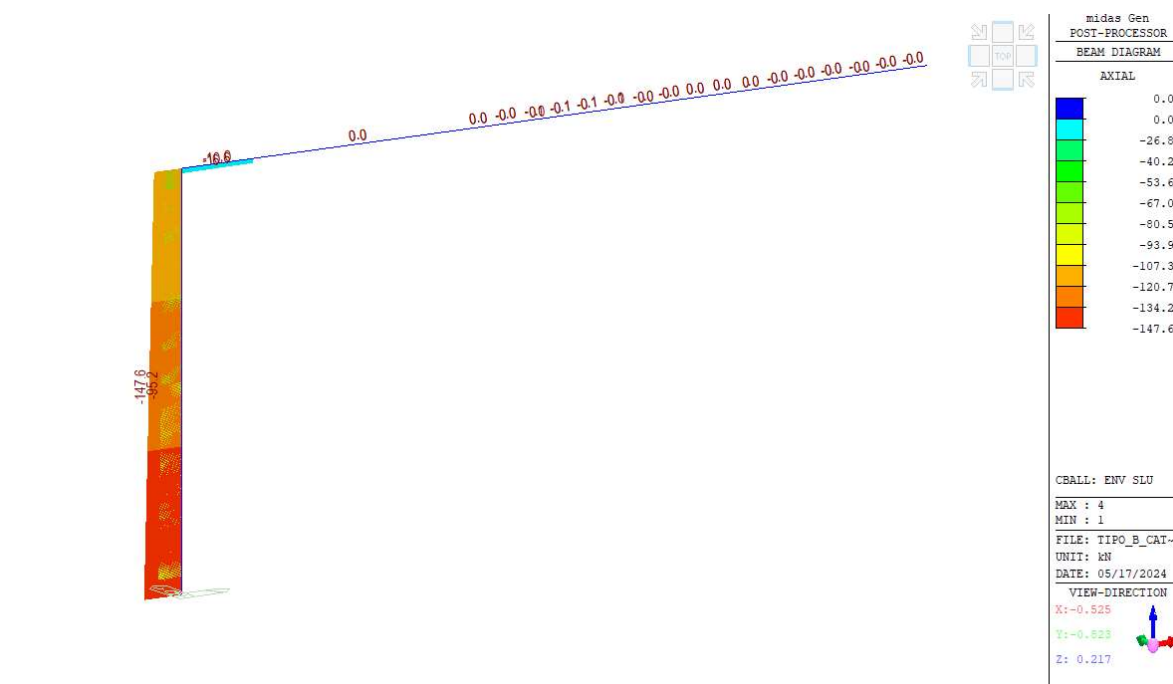


Figura 9-9 – Fx - Axial (Local)

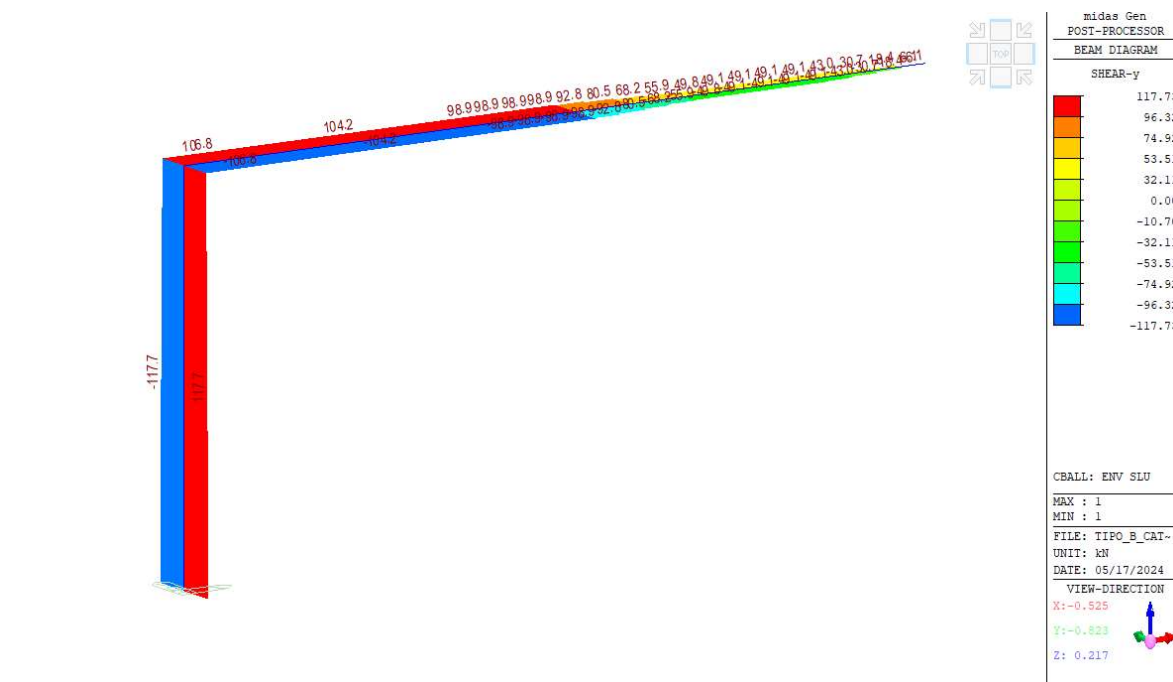


Figura 9-10 – Fy (Local)

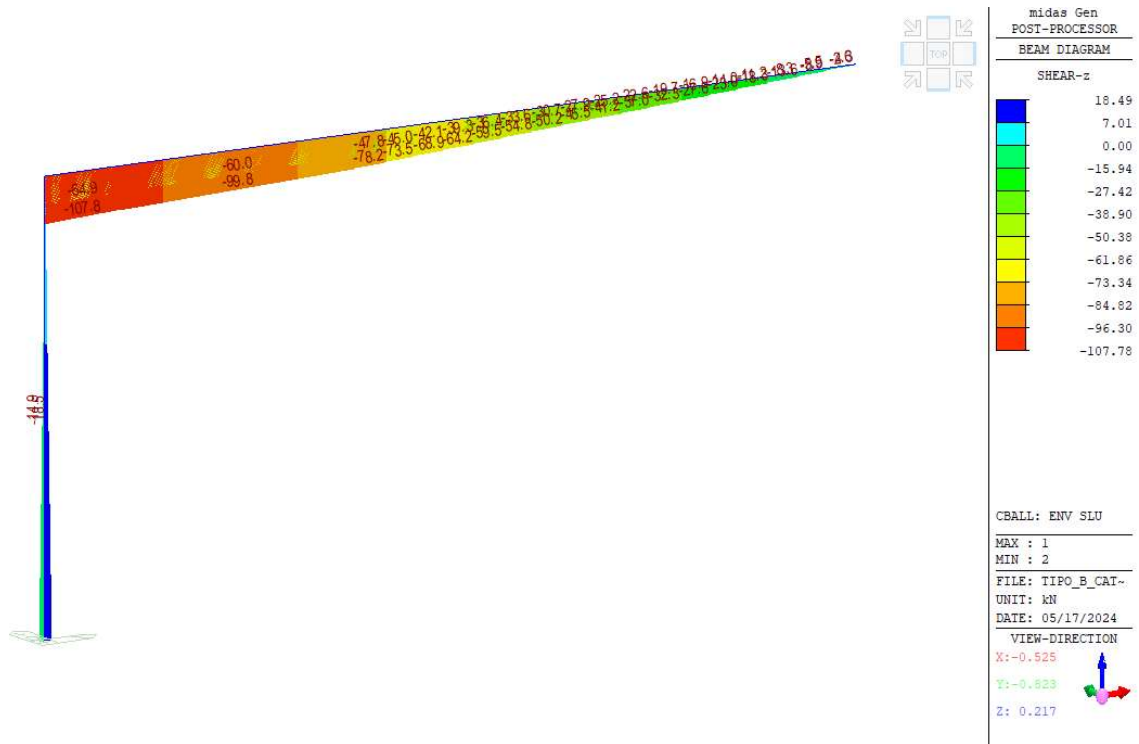


Figura 9-11 – Fz (Local)

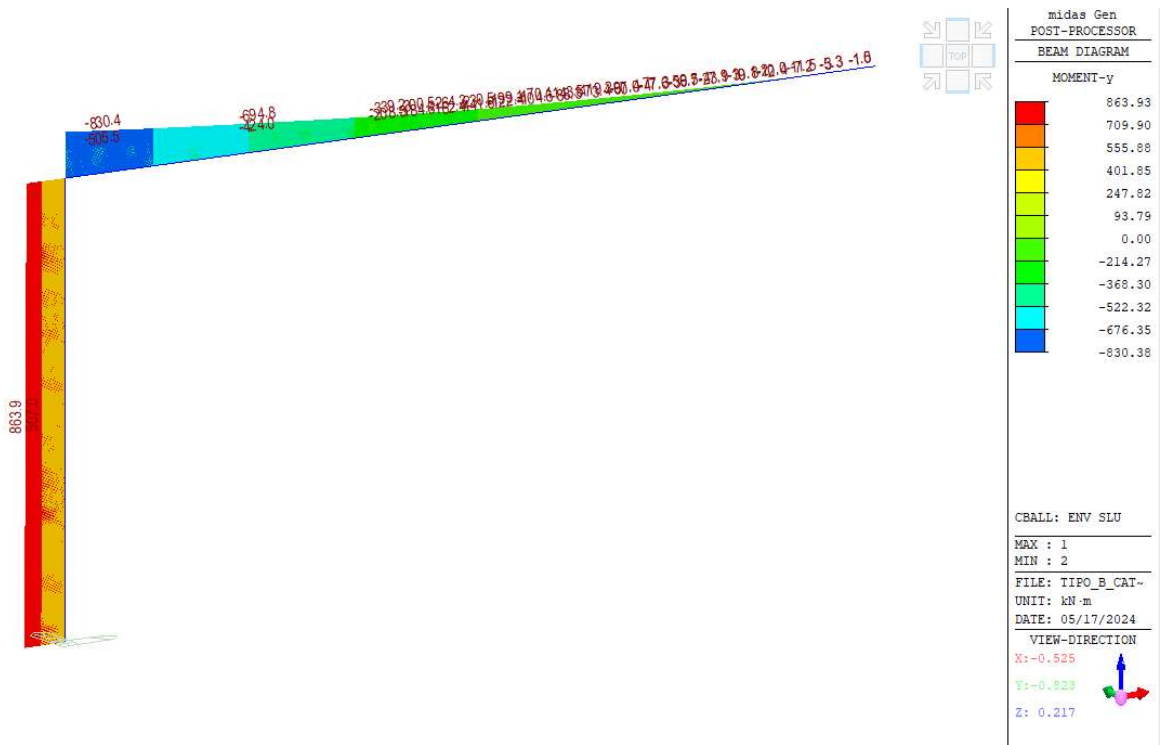


Figura 9-12 - My (Local)

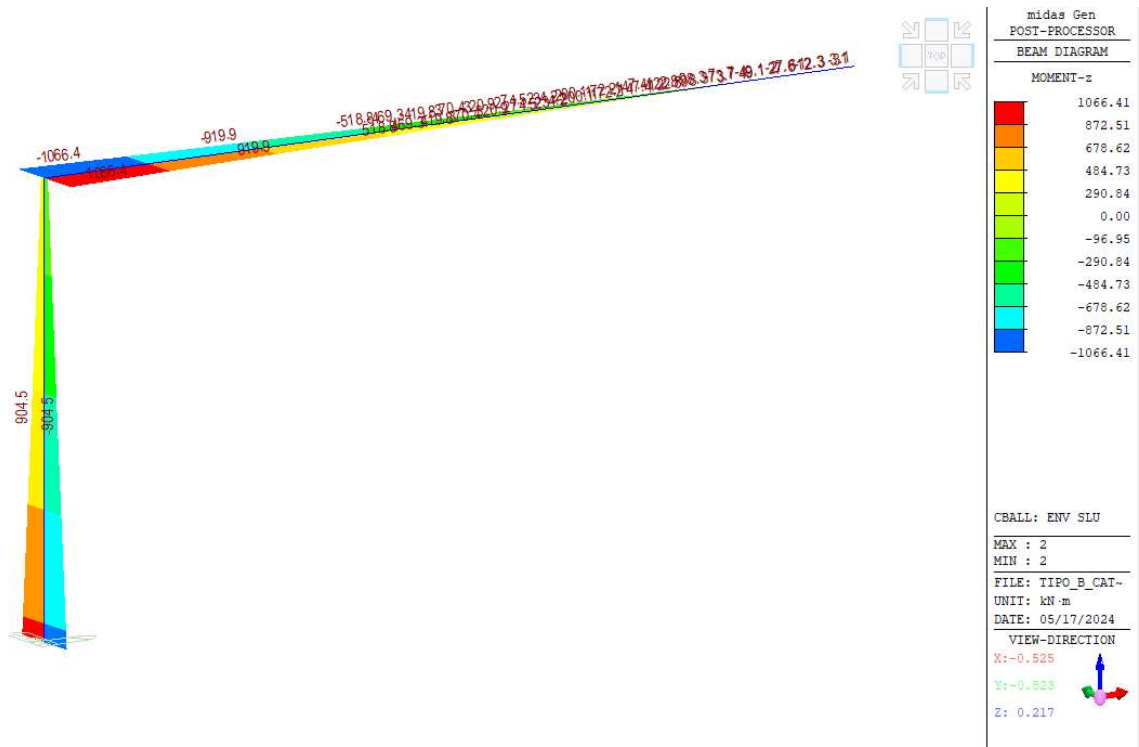


Figura 9-13 - Mz (Local)

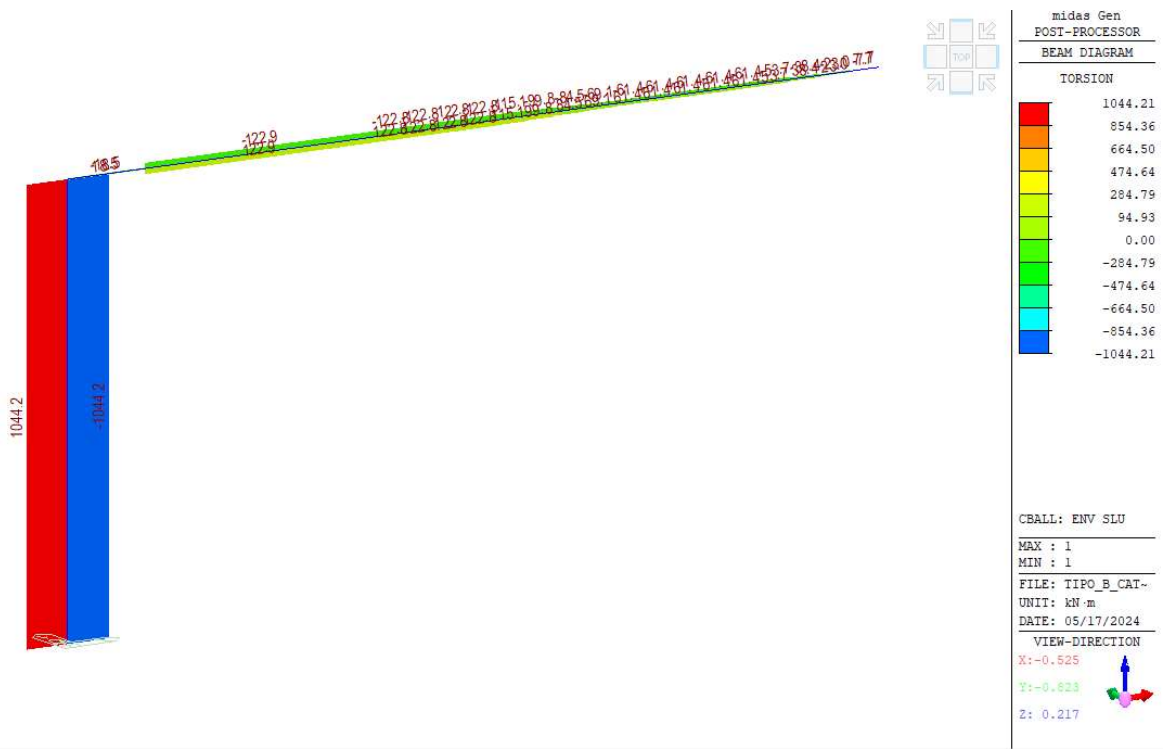


Figura 9-14 – Mx Torcente (Local)

9.2.2 Enve SLE - Caratteristica

Inviluppo agli SLE - Caratteristica:

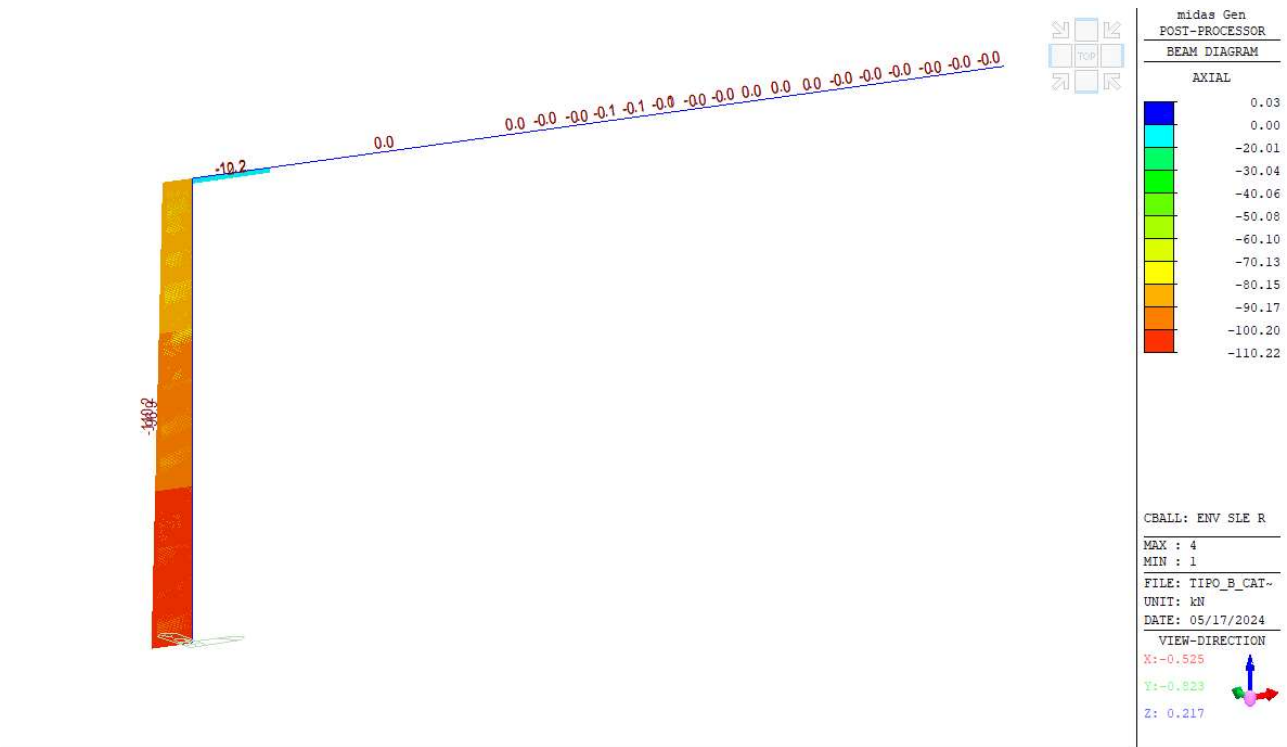


Figura 9-15 – Fx - Axial (Local)

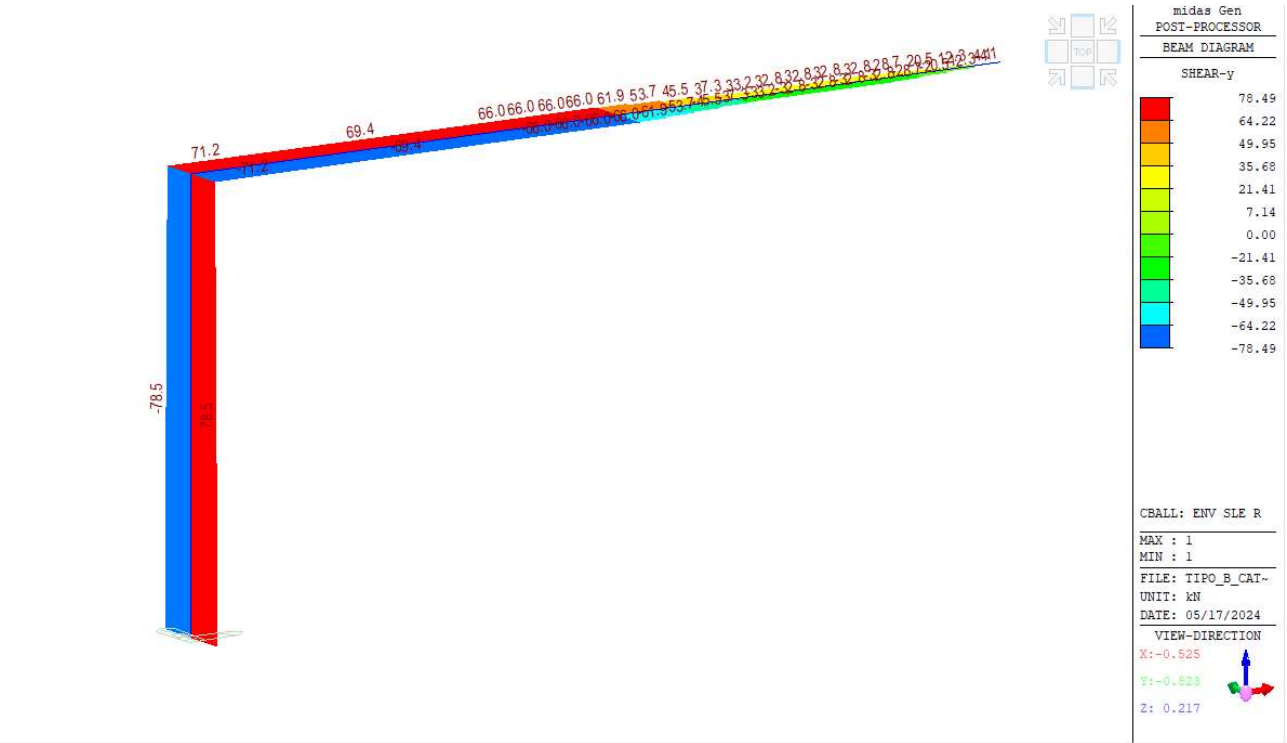


Figura 9-16 – Fy (Local)

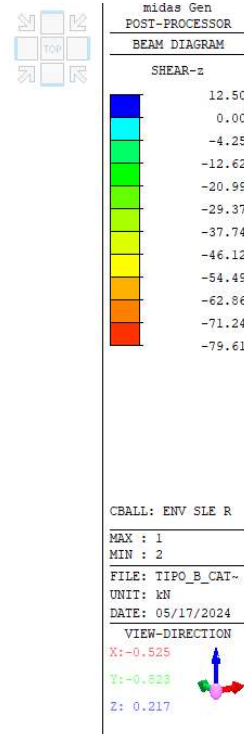


Figura 9-17 – Fz (Local)

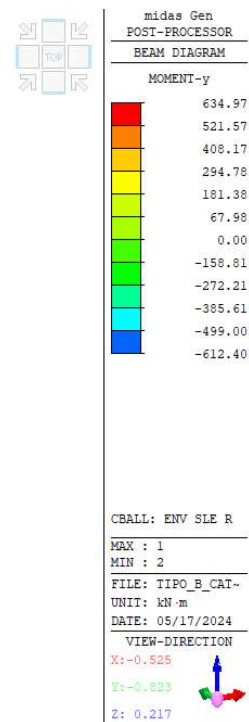
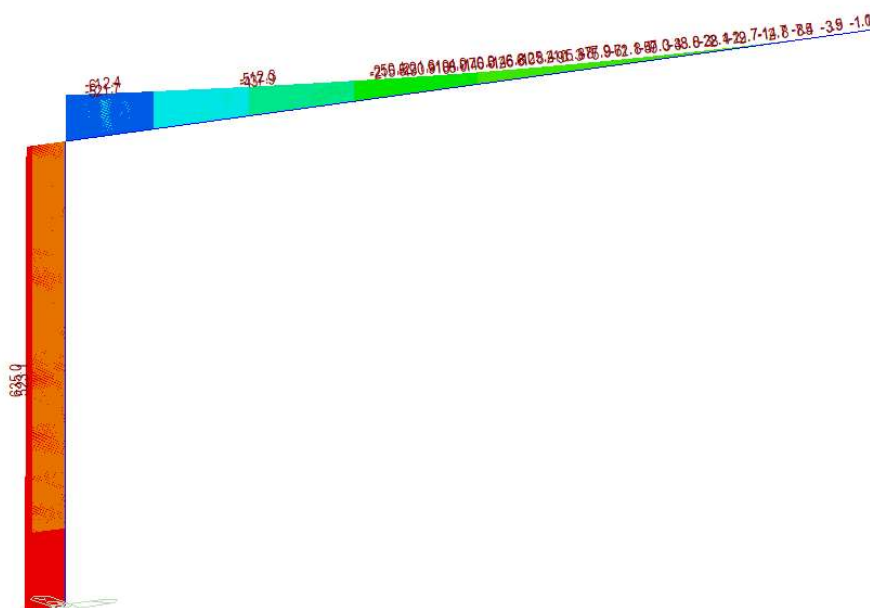


Figura 9-18 - My (Local)

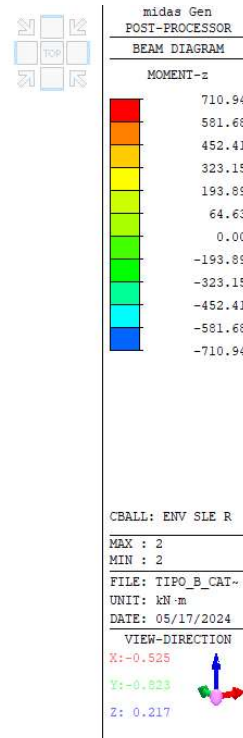
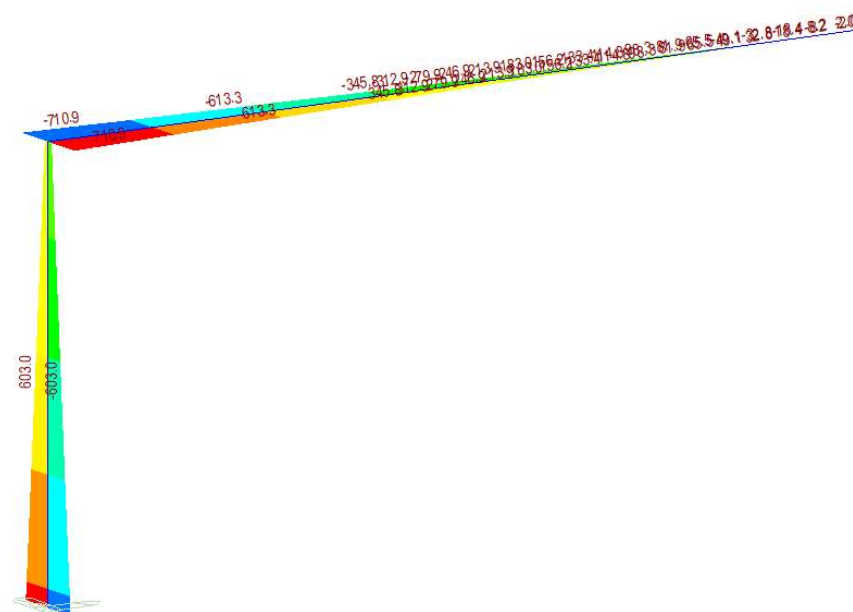


Figura 9-19 - Mz (Local)

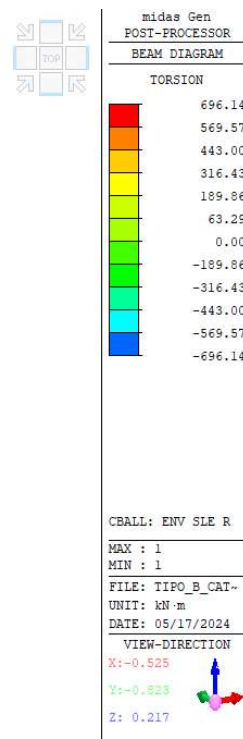
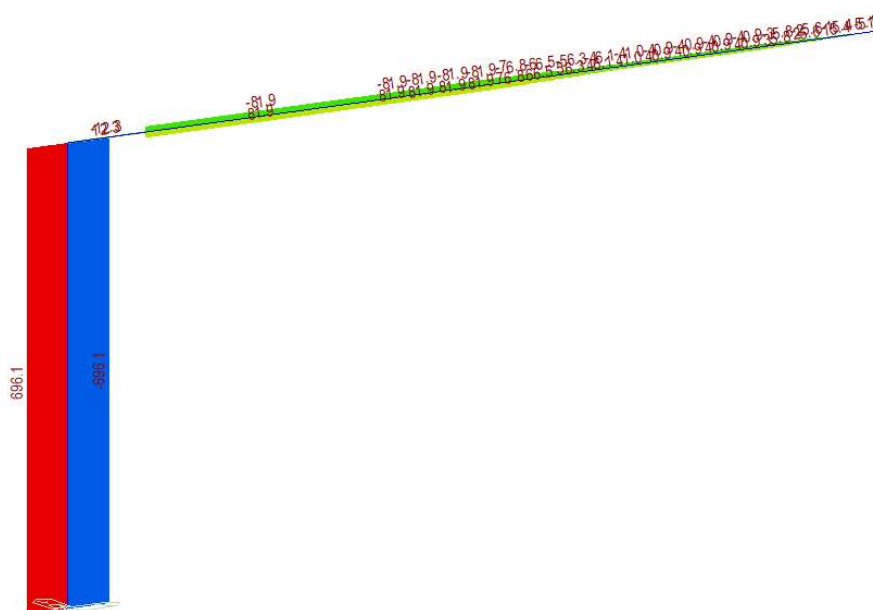


Figura 9-20 – Mx Torcente (Local)

## 9.2.3 Enve Sisma - SLV

Inviluppo agli SLV:

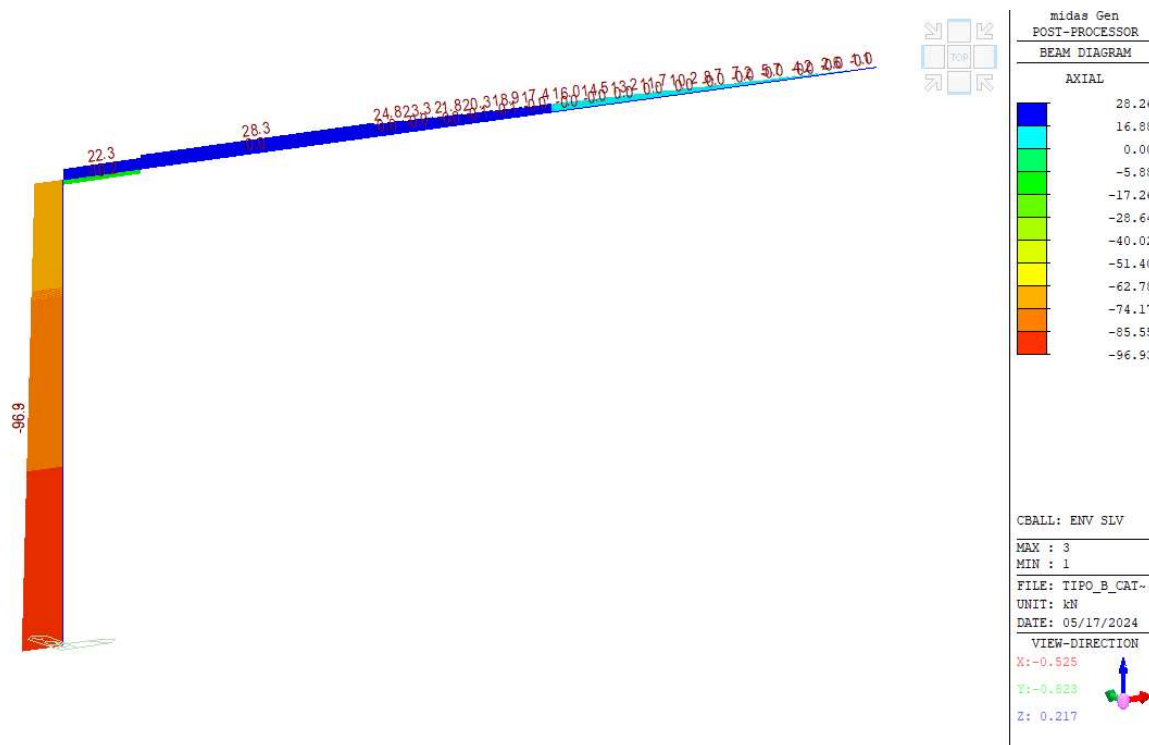


Figura 9-21 – Fx - Axial (Local)

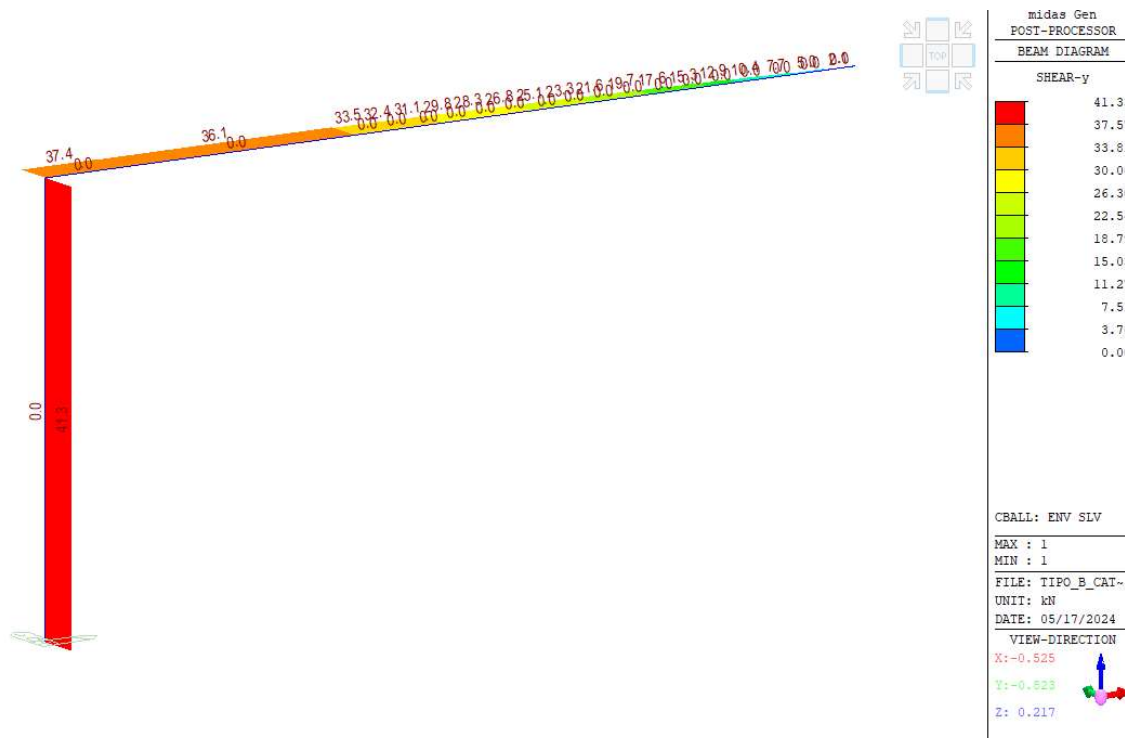


Figura 9-22 – Fy (Local)



Figura 9-23 – Fz (Local)

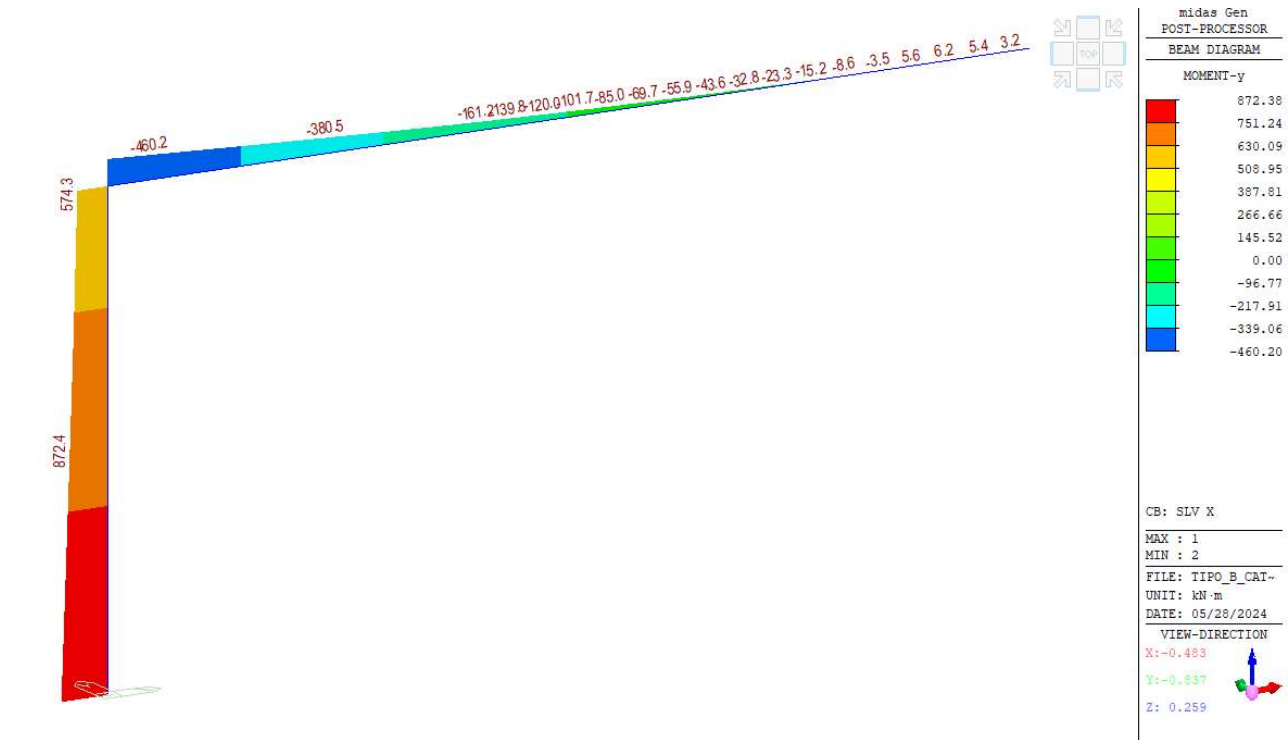


Figura 9-24 - My (Local)



Figura 9-25 - Mz (Local)

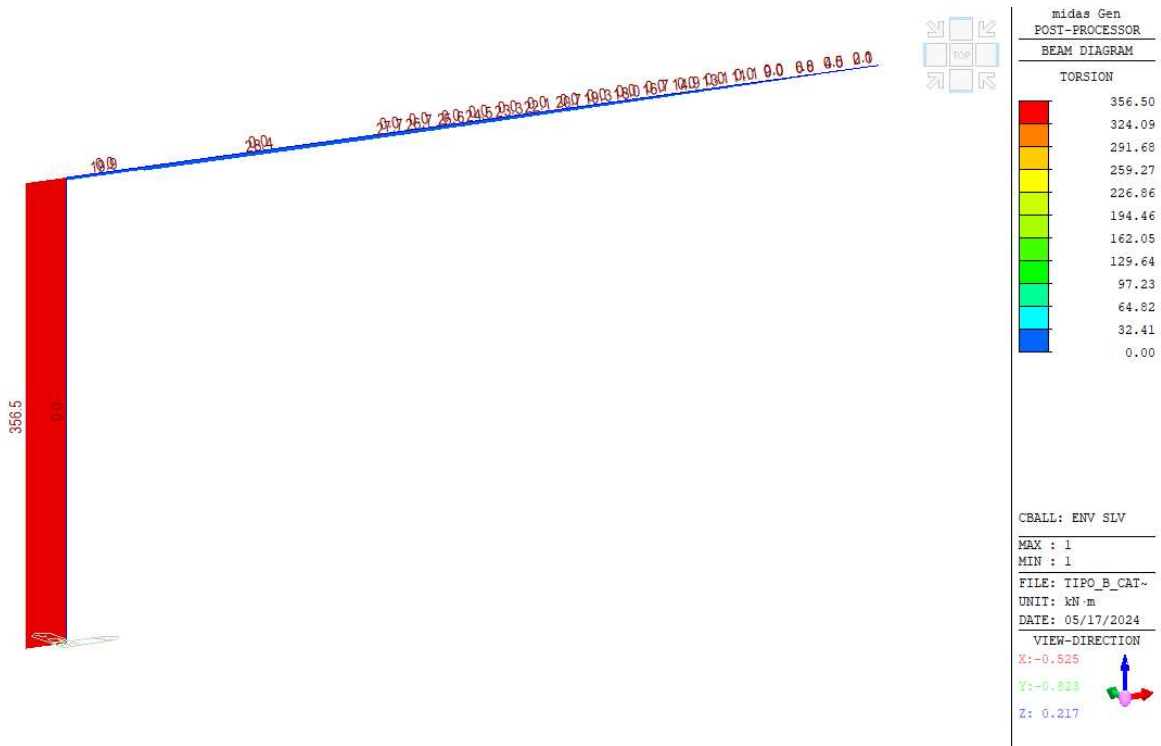


Figura 9-26 – Mx Torcente (Local)

La tabella successiva riporta il confronto tra le massime azioni interne associate agli involucri SLU ed SLV.

Azione	SISMA	SLU
Momento My	872 kNm	863 kNm
Momento Mz	362 kNm	1066 kNm
Taglio Fy	41 kN	107 kN
Taglio Fz	66 kN	117 kN

Come si può osservare dalla tabella precedente l'azione del vento agente in direzione longitudinale risulta dimensionante rispetto all'azione sismica agente nella medesima direzione. In direzione trasversale le azioni sismiche e statiche risultano confrontabili in termini di momento.

Le verifiche successive saranno svolte nei confronti delle sole azioni SLU che coprono, in termini di fattore di sfruttamento, anche le azioni sismiche.

### 9.3 SPOSTAMENTI

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2018; 2.4.2, tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE in condizione caratteristica. In aderenza a quanto suggerito nelle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A) si considera concomitante l'azione del Buffeting, con coefficiente di combinazione 0.50.

In relazione alla variabilità strutturale e geometrica della dimensione dei cartelloni, intrinseca nel concetto di struttura tipologica quale quella in progetto, si verifica la compatibilità delle deformazioni ottenute coi limiti di normativa assumendo quale "punto di campionamento" la punta esterna della mensola metallica.

Si ottiene quanto segue:

#### Spostamenti verticale ( $\delta Z$ ) - Carichi permanenti

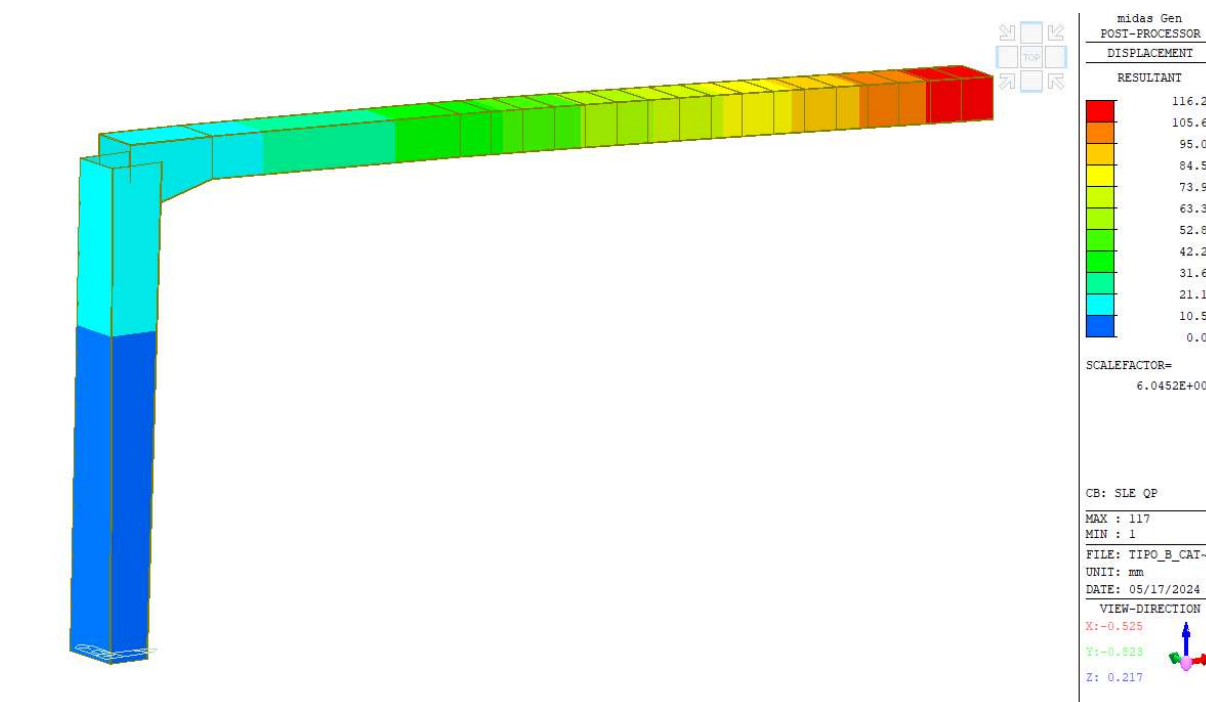


Figura 9-27 - Spostamenti verticali massimi

## Spostamenti orizzontali ( $\delta Y$ ) - Azioni variabili

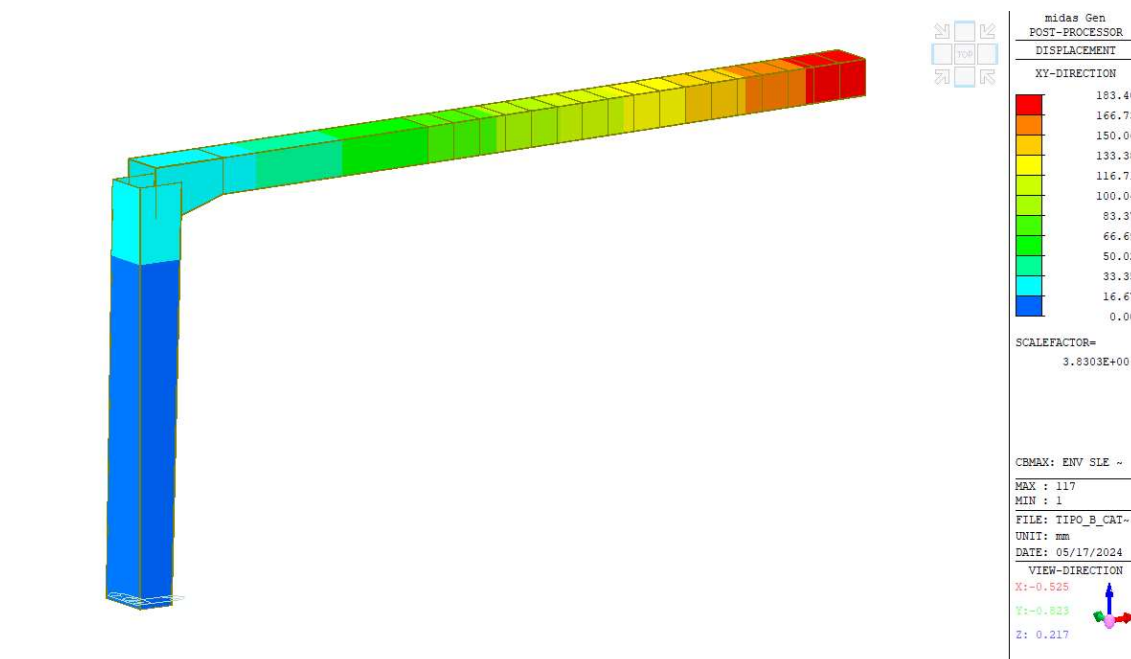


Figura 9-28 - Spostamenti orizzontali massimi in punta allo sbraccio

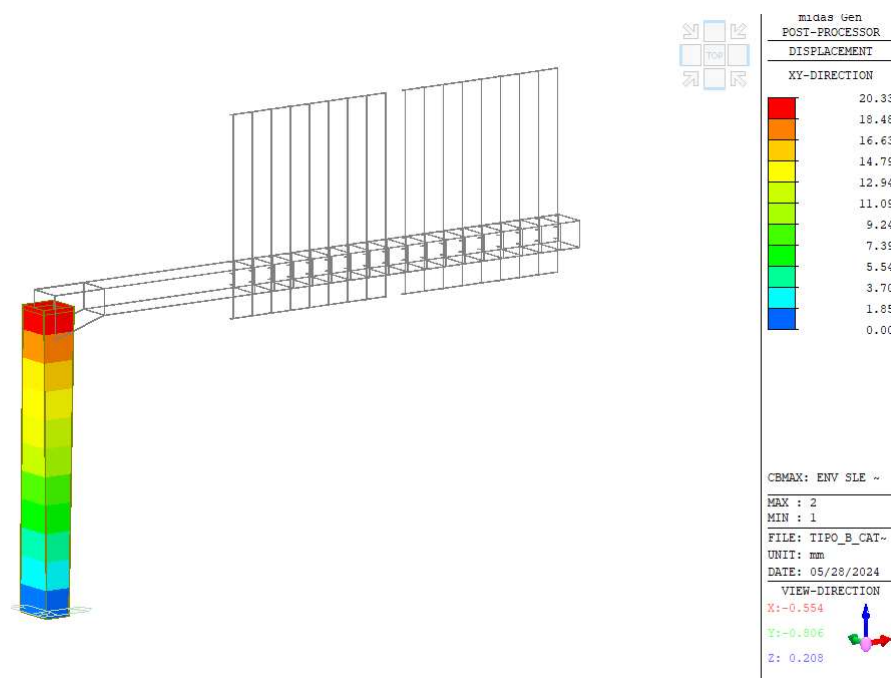


Figura 9-29 - Spostamenti orizzontali massimi in testa al montante

## 9.4 ANALISI DI BUCKLING GLOBALE

L'analisi di buckling viene impostata al fine di determinare il moltiplicatore di collasso per instabilità globale della struttura, necessario al completamento delle verifiche strutturali nell'ambito del "metodo generale" proposto da EN 1993.1.1. La mesh degli elementi "beam" di corrente è stata infittita portando le suddivisioni per ciascun campo individuato da due nodi contigui a 10cm.

Ai fini dell'analisi di buckling globale si individua lo scenario di carico significativo:

- S.L.U. – Vento dominante

Insieme all'azione di vento si considera il contributo dovuto al peso proprio e permanente implementato con il valore di progetto (val. caratteristico pre-moltiplicato per  $\gamma_{S,L,U}$ ) e il contributo del carico di progetto da neve

Buckling Combination

Load Case : Gk1

Scale Factor : 1.3

Load Type : ☒ Variable ☐ Constant

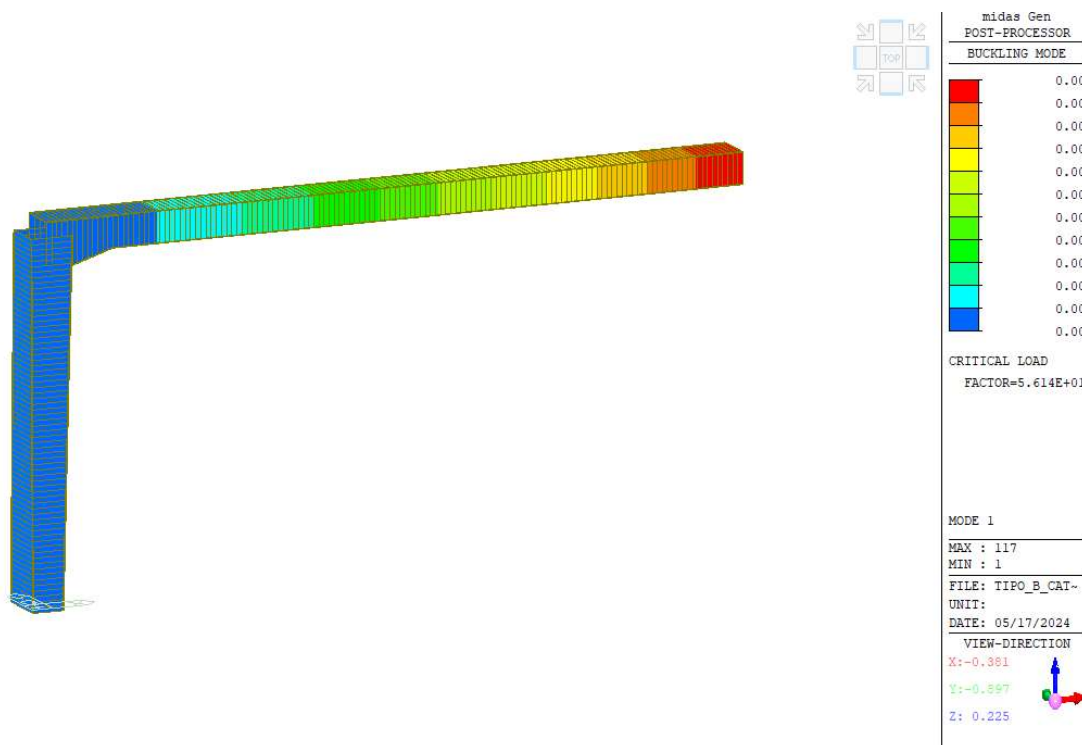
Load Case	Scale	Load Type
Gk1	1.3	Constant
Gk2	1.5	Constant
Wy	1.5	Variable
S	0.75	Variable

Add Modify Delete

Pertanto, i moltiplicatori di carico  $\lambda$  ottenuti dalle analisi, rappresentano il moltiplicatore che, applicato al singolo scenario di carico S.L.U. , genera il collasso per instabilità.

Di seguito si riporta il moltiplicatore minimo ottenuto nell'ambito dell'analisi.

### Portale tipo B - vento ( $\lambda = 56.1$ )

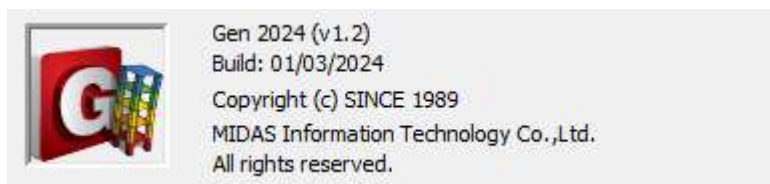


Come si può notare dall'esame della deformata critica e dal moltiplicatore di carico ottenuti, particolarmente elevati, le analisi di stabilità globale consentono di ritenere del tutto ininfluenti i fenomeni da esse indotti sulle verifiche. Saranno tenuti in conto solo gli effetti del buckling locale dei profili.

## 9.5 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

### 9.5.1 Affidabilità del codice di calcolo

Il software di calcolo FEM utilizzato per la modellazione e la verifica degli elementi strutturali è Midas Gen versione v.1.1.2022



Il software è stato utilizzato ai fini delle analisi generali e delle verifiche delle strutture in c.a. (pilastri e travi). E' stata esaminata la documentazione a corredo del software, ritenendolo affidabile ed idoneo alla progettazione delle strutture in oggetto.

Per la validazione generale del programma è stata analizzata una trave in semplice appoggio, lunga 5 m e caricata verticalmente con un carico lineare uniforme pari a 10 kN/m diretto verso il basso. La trave è costituita da un profilo HEB 200 in acciaio S275.

Nelle seguenti immagini si riportano alcuni estratti del modello numerico realizzato con Midas Gen.

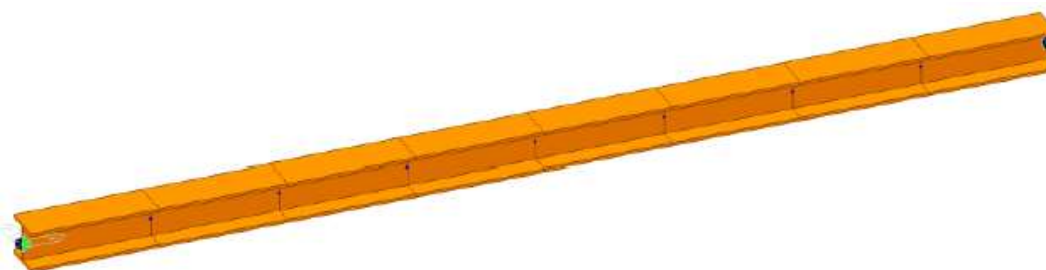


Figura 9-30. geometria e vincoli della trave utilizzata per la validazione

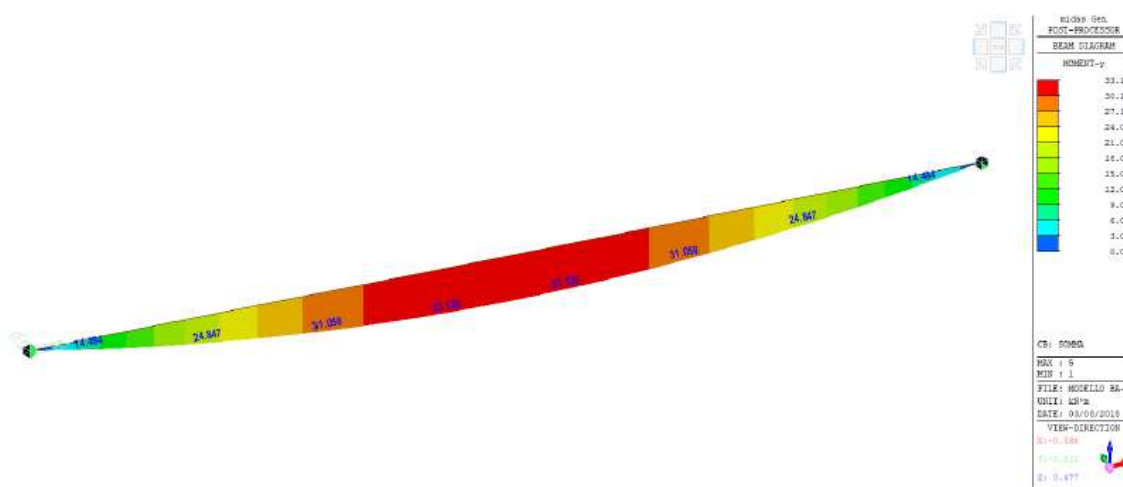


Figura 9-31. momento flettente nella trave oggetto di validazione

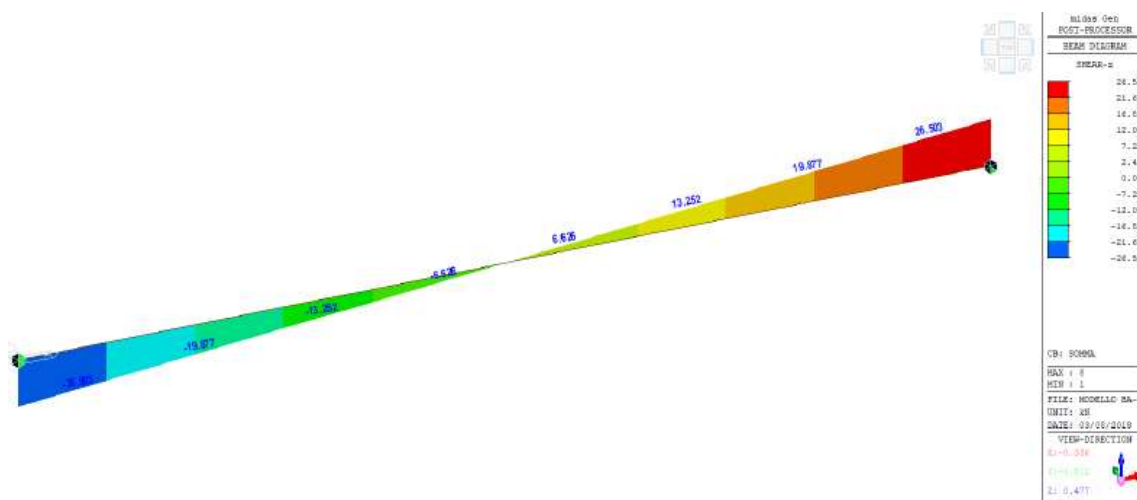


Figura 9-32. taglio nella trave oggetto di validazione

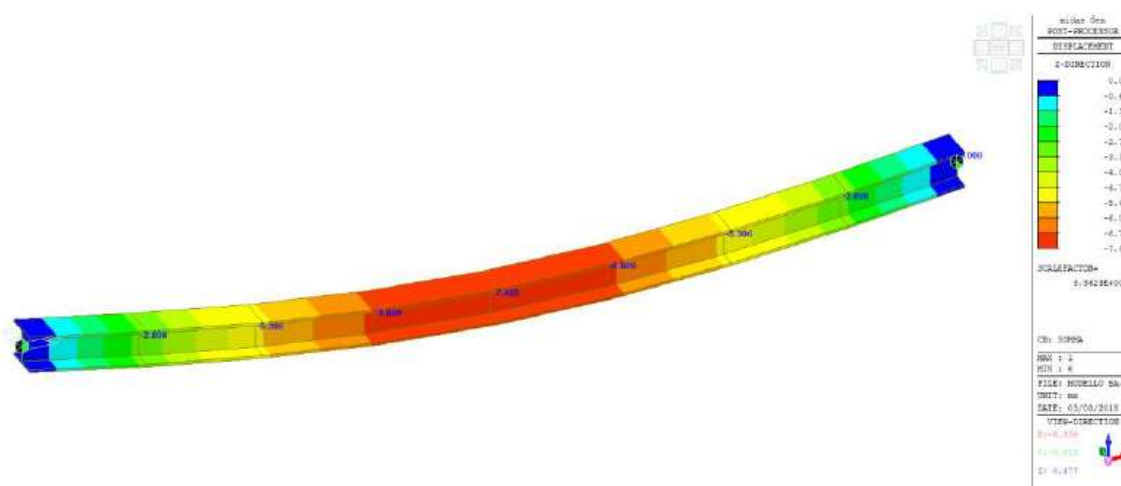


Figura 9-33. deformata della trave oggetto di validazione

Il software tiene in considerazione automaticamente il carico applicato alla trave ed il peso proprio strutturale della trave stessa, da considerarsi nelle verifiche. Il carico distribuito totale risulta pertanto:

$$p_{TOT} = \text{peso proprio} + \text{peso applicato} = 0.613 \text{ kN/m} + 10 \text{ kN/m} = 10.613 \text{ kN/m}$$

Si riporta nella tabella seguente il confronto tra alcuni valori ottenuti dalle formulazioni proprie della Scienza delle Costruzioni ed i valori ottenuti con il modello numerico. Il confronto, oltre ad essere espresso in termini numerici, viene anche espresso come variazione percentuale.

TEORIA	MODELLO NUMERICO	DIFFERENZA %
$M_{max} = p_{TOT} L^2 / 8 = 33.1656 \text{ kNm}$	$M_{max} = 33.1658 \text{ kNm}$	0.0006%
$V_{max} = p_{TOT} L / 2 = 26.5325 \text{ kNm}$	$V_{max} = 26.5327 \text{ kNm}$	0.0008%
$f_{max} = (5 p_{TOT} L^4) / (384 EJ) = 7.221 \text{ mm}$	$f_{max} = 7.444 \text{ mm}$	3.088%

La differenza tra i valori teorici e valori attesi è trascurabile per quanto concerne le azioni interne; in termini deformativi la differenza è pari a circa il 3%, ascrivibile alla discretizzazione dell'elemento e pertanto accettabile.

A ulteriore conferma della correttezza della modellazione si è provveduto ad eseguire un equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale, considerando le principali condizioni di carico elementari: sono stati quindi confrontati i valori delle reazioni vincolari alla base ottenuti con l'analisi FEM e quelli calcolati manualmente. Si riportano i risultati ottenuti nella tabella seguente.

	TEORIA	MODELLO NUMERICO	DIFFERENZA %
Peso proprio	$R_{sx}=R_{dx} = p_{proprio} L / 2 = 1.5325 \text{ kNm}$	$R_{sx}=R_{dx} = 1.5327 \text{ kNm}$	0.0131%
Carico applicato	$R_{sx}=R_{dx} = p_{applicato} L / 2 = 25 \text{ kNm}$	$R_{sx}=R_{dx} = 25.000 \text{ kNm}$	0%

## 9.5.2 Verifica di attendibilità dei risultati

Al fine di validare i risultati ottenuti dal programma di calcolo è stato svolto un confronto tra le risultanti dei carichi applicati al modello e quelli calcolati manualmente. Le tabelle successive riportano il confronto, evidenziando l'accettabilità dei risultati ottenuti mediante programma di calcolo.

DA MIDAS			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0.0	0.0	91.0
Gk2	0.0	0.0	8.5
Wx	-12.0	0.0	0.0
Wy	0.0	-82.2	0.0
Pd	0.0	-1.8	0.0
S	0.0	0.0	13.2

CALCOLO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0.0	0.0	92.8
Gk2	0.0	0.0	8.5
Wx	-11.9	0.0	0.0
Wy	0.0	-82.2	0.0
Pd	0.0	-1.8	0.0
S	0.0	0.0	13.2

RAPPORTO			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Gk1	0%	0%	1.9%
Gk2	0%	0%	0%
Wx	-0.6%	0%	0%
Wy	0%	0%	0%
Pd	0%	0.5%	0%
S	0%	0%	0%

Le variazioni sono inferiori al 5% per cui il modello risulta validato.

## 10 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

### 10.1 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio

Le verifiche e l'analisi verranno condotte secondo la normativa vigente NTC18 e quanto indicato da UNI EN 1993-1-1.

I profili in oggetto presentano elevati rapporti  $b/t$ , nel caso quindi la sezione ricada in Classe 4 si condurranno le verifiche con riferimento alle dimensioni efficaci della sezione, in caso contrario si procederà con le normali verifiche in campo elastico come indicato dall'EC3-1-1. Inoltre, la verifica sarà condotta tenendo conto dell'interazione tra sforzo di taglio, momento flettente e sforzo normale secondo quanto definito al punto 7.1 dell'EC3-1-5, nelle sezioni in cui vi sia interazione significativa delle azioni di pressoflessione deviata e taglio:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (\text{formula 7.1 di EC3-1-5})$$

Con  $\bar{\eta}_1 = \eta_1$  è lo stato tensionale prodotto dalla pressoflessione, normalizzato alla tensione  $f_y/\gamma_{M0} = 355/1.05 = 338$  MPa come definito al punto 4.6 dell'EC3-1-5

$$\eta_1 = \frac{\frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}}}{\gamma_{M0}} + \frac{\frac{M_{yEd} + N_{Ed} \cdot e_{x,N}}{f_y \cdot w_{y,eff}}}{\gamma_{M0}} + \frac{\frac{M_{xEd} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{f_y \cdot w_{x,eff}}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{formula 4.15 di EC3-1-5})$$

Dove:

- $e_{x,N}, e_{y,N}$  eccentricità del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione piena
- $A_{eff}, W_{y,eff}, W_{x,eff}$  rispettivamente area e moduli di resistenza della sezione efficace
- $M_{y,Ed}, M_{x,Ed}$  Momenti flettenti che dovranno tener conto degli effetti del secondo ordine che per questa struttura sono trascurabili

Trattandosi di elementi con pareti sottili, la verifica a pressoflessione deviata verrà condotta calcolando i singoli contributi tensionali prodotti rispettivamente dallo sforzo normale e dai momenti flettenti  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  e  $M_{y,Ed}$  come definito al punto 6.2.9.3 dell'EC3-1-1.

Il contributo del taglio è tenuto in conto tramite il coefficiente

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 1$$

Se la verifica al taglio risulta soddisfatta e il taglio di calcolo inferiore al 50% del taglio resistente, nella verifica a pressoflessione non si tiene conto dell'ulteriore riduzione prodotta dal taglio, in quanto non si hanno significativi effetti di interazione.

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

Pertanto, la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta se:

$$\eta_1 < 1$$

Per quanto riguarda la verifica all'instabilità per taglio delle pareti dei profili soggetti a taglio e privi di irrigidimenti viene condotta secondo la seguente formulazione:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (\text{cap. 5.1.2 di EC3-1-5})$$

Con  $\eta$  assunto cautelativamente pari a 1.

Per maggiori dettagli riguardo alla simbologia adottata ed al significato dei singoli termini richiamati nella procedura di verifica, si rimanda all'Eurocodice 3-1-5, capitolo 4 (analisi degli effetti del buckling su piatti per effetto di sforzi diretti agli stati limite ultimi) e al capitolo 5 (resistenza al taglio).

## 10.2 Criteri di verifica degli spostamenti

La determinazione della configurazione deformata della struttura è stata effettuata, in ottemperanza a quanto disposto nelle NTC 2018; 2.4.2, e dal manuale di progettazione dei portali segnaletici [15.] tenendo conto delle combinazioni delle azioni agli SLE\_RARA. In aderenza a quanto suggerito nelle norme britanniche (BD 94/07, Parte 1- Annesso A) si considera concomitante l'azione del Buffeting, con coefficiente di combinazione 0.50.

Si riportano di seguito i limiti di deformazione:

Freccia verticale:

Estremità dello sbalzo:

*(non compensata con la contromonta d'officina)*

$$\frac{\delta z}{(Hc + Lb)} < \frac{1}{100}$$

Freccia orizzontale:

Direzione longitudinale al tracciato stradale: (In testa al montante)

$$\frac{\delta x}{Hc} < \frac{1}{100}$$

Direzione trasversale al tracciato stradale: (In testa al montante)

$$\frac{\delta y}{Hc} < \frac{1}{100}$$

Estremità dello sbalzo:

$$\frac{\delta x}{(Hc + Lb)} < \frac{1}{100}$$

Dove:

- Hc: Altezza del montante
- Lb: Luce orizzontale della mensola
- $\delta z$ : Freccia verticale
- $\delta x$ : Freccia orizzontale direzione longitudinale al tracciato
- $\delta y$ : Freccia orizzontale direzione trasversale al tracciato

## 10.3 Criteri di verifica per le verifiche a fatica

Per le strutture in progetto, di geometria snella e realizzate per composizione di lamiere tramite saldature e giunzioni bullonate, l'analisi dei fenomeni indotti dall'azione di forzanti cicliche risulta essere di primaria importanza.

Con particolare riferimento alla natura delle azioni variabili, costituite dalla pressione del vento agente sui cartelloni e sul portale, oltre alle sovrappressioni indotte dal transito veicolare, si è reso necessario reperire informazioni statistiche sulla variabilità ed intensità delle azioni attese durante il periodo di vita della struttura, pari a 50 anni.

In estrema sintesi, le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo del danneggiamento cumulativo (EN 1993-1-9; Annesso A). A partire da informazioni statistiche, relative alla variabilità attesa per una certa azione durante il periodo di vita della struttura, attraverso l'utilizzo del "metodo del serbatoio", è possibile determinare uno spettro di variazione delle tensioni, nel quale vengono calcolati gli intervalli di variazione delle tensioni ed il relativo numero di cicli.

$\Delta\sigma_i = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ : ampiezza dell'escursione delle tensioni, valutata per una determinata azione esterna agente ed associata ad un numero di cicli di ripetizione

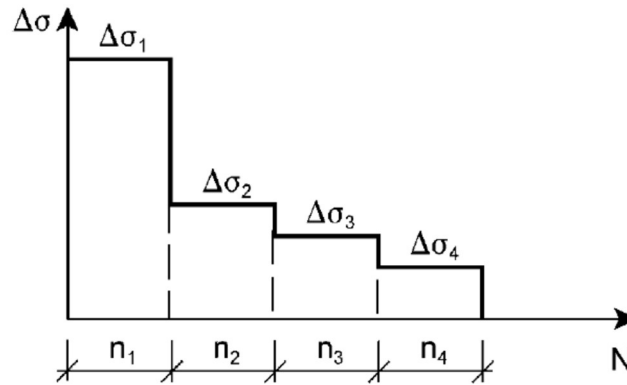


Figura 10-1 - Spettro dell'intervallo di variazione delle tensioni

Attraverso l'ausilio delle curve S-N di Wohler, si procede alla determinazione del numero di cicli a collasso associato a ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante, sia in termini di tensioni normali, sia in termini di tensioni tangenziali.

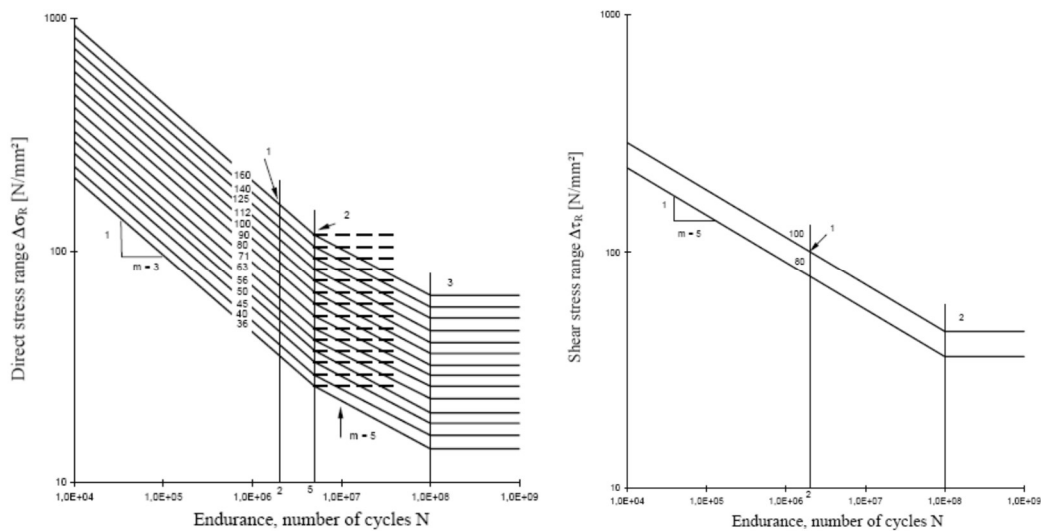


Figura 10-2 - Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali e tangenziali

Nell'immagine seguente si esemplifica la procedura schematica per la determinazione del numero di cicli a collasso, associato ad un determinato intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante:

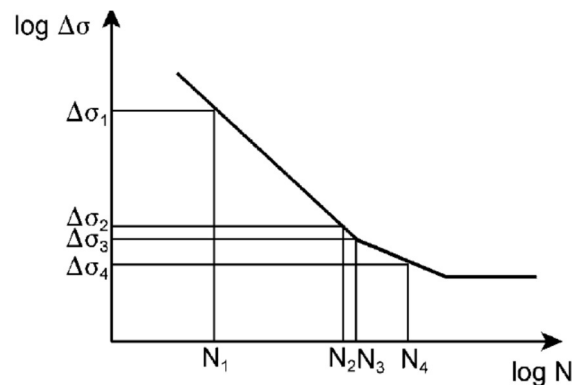


Figura 10-3 - Determinazione del numero di cicli a rottura per  $\Delta\sigma$  assegnato

La verifica si conduce attraverso la quantificazione del danno prodotto da ciascun intervallo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante e garantendo che la sommatoria lineare dei singoli addendi sia inferiore all'unità:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Formula di Palmgren-Miner)

In ottemperanza a quanto previsto in normativa e nel N.A.D., e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad \text{alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad \text{bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio}$$

La formula di verifica di Palmgren-Miner si modifica in:

$$\sum \frac{n_i \times \gamma_{Mf} \times \gamma_{Ff}}{N_i} \leq D_d = 1.0$$

(Verifica del danno cumulato)

La procedura sopra descritta è stata implementata in aderenza a quanto dettagliato nei seguenti testi di riferimento:

- Azioni cicliche indotte dal vento Bibliografia [XII]
- Azioni cicliche indotte dal transito di veicoli alti Bibliografia [X]

### 10.3.1 Azioni da fatica del vento

Si osserva che le verifiche a fatica per variazione delle tensioni indotte dall'azione del vento risultano significative per la sola componente turbolenta orizzontale.

In virtù di quanto sopra è possibile evincere, dall'annesso B dell'EN 1991-1-4 (B.3), le informazioni necessarie riguardo al numero di volte in cui il valore  $\Delta S$  di un effetto del vento è raggiunto o superato durante un periodo di 50 anni.

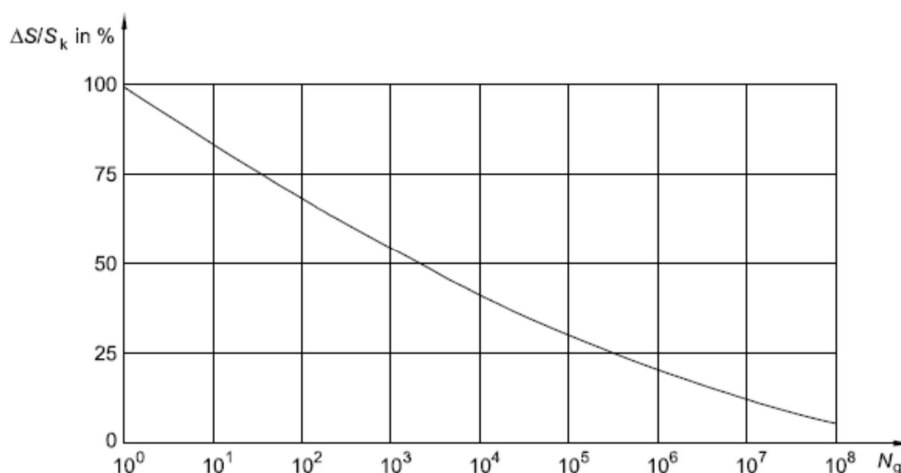


Figura 10-4 - Numero di cicli di carico da raffica per un effetto  $\Delta S/S_k$

A partire dal grafico precedente, si è determinato lo spettro di variazione delle tensioni, discretizzando le informazioni in ascissa in 142 intervalli aventi, in scala logaritmica, ampiezza costante.

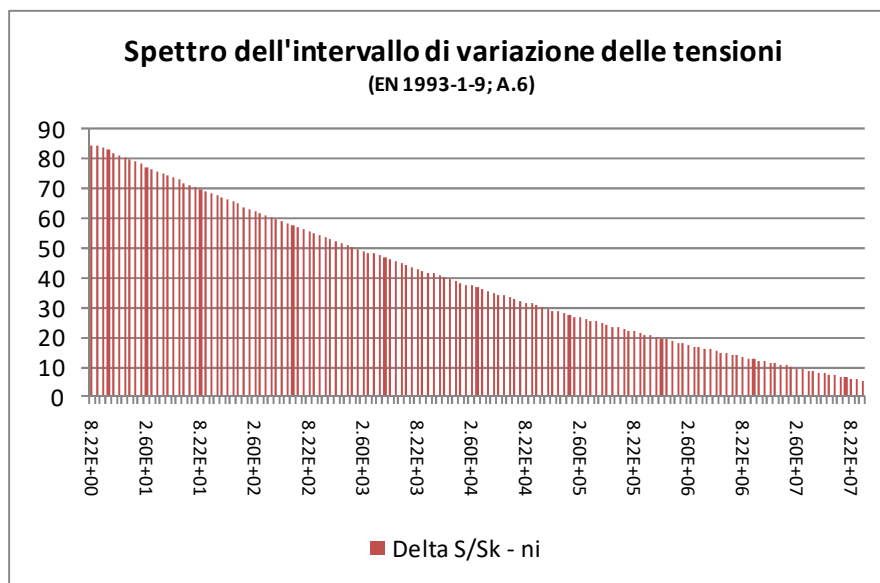


Figura 10-5 - Numero di cicli di carico da raffica (cumulata) per un effetto  $\Delta S/S_k$

### 10.3.2 Azioni da fatica indotti dal transito veicolare - Buffeting

L'implementazione della procedura utilizzata per la determinazione degli effetti della fatica, indotta dal transito di veicoli alti, è stata sviluppata in aderenza a quanto dettagliato nelle norme britanniche - Bibliografia [X].

La sovrappressione considerata, agente sul portale, ha il medesimo valore già discusso nei paragrafi precedenti relativamente agli effetti del buffeting.

Il numero di cicli di carico associati a tali sovrappressioni, strettamente connesso al volume di traffico medio dei veicoli transitanti al di sotto della struttura, è calcolabile attraverso la seguente formula proposta in normativa:

$$n_i = 1.6 \times 10^7 \times L \times F_i$$

Dove:

- $n_i$                                       numero di cicli per ogni corsia
- $L = 50$  anni                              vita di progetto della struttura
- $F_i$     Fattore di allocazione di corsia (vedi tabella nei paragrafi precedenti)

La formula assume l'ipotesi implicita che il transito medio giornaliero, su ciascuna carreggiata, sia di 7000 veicoli alti. Tale valore è in linea con i dati di traffico forniti dal gestore della rete autostradale. Se il volume reale atteso risultasse minore, sarebbe possibile variare proporzionalmente il numero di cicli per corsia.

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.1 Struttura metallica in elevazione

La verifica viene effettuata calcolando separatamente i rapporti di sfruttamento per tensioni normali  $\eta_1$  (interazione N, M, inclusi effetti di local buckling), e a taglio  $\eta_3$ , effettuando a valle il calcolo del coefficiente di sfruttamento per interazione N, M, V.

#### 11.1.1 Sollecitazioni di verifica

La verifica viene effettuata in corrispondenza alle sezioni significative della struttura che, nel caso in oggetto, risultano essere quelle esplicitate nella figura seguente:

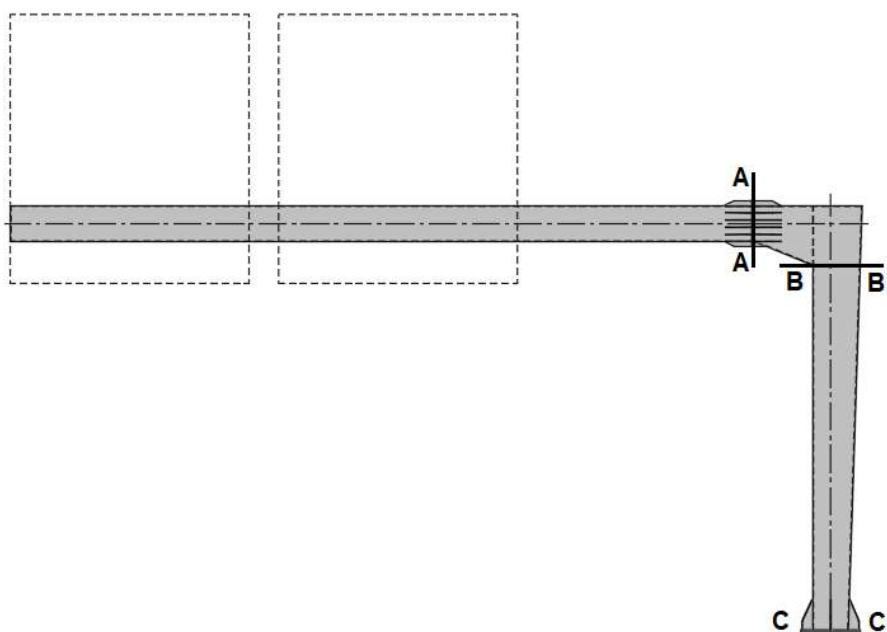


Figura 11-1 - Sezioni di verifica

Le sezioni significative corrispondono a:

- Sez A                      Sezione di sbraccio 1
- Sez B                      Sezione di testa del montante
- Sez C                      Sezione di base del montante

Dalle azioni applicate sul portale a bandiera nella combinazione agli SLU si riassumono nelle tabelle seguenti le sollecitazioni di progetto in condizioni ultime.

- $N_{E,d}$                       Azione normale negativo se di compressione
- $V_{y,Ed}$ ,  $V_{z,Ed}$               Azione di taglio nelle due direzioni ortogonali
- $M_{z,Ed}$ ;  $M_{y,Ed}$               Momento flettente nelle due direzioni principali
- $T_{Ed}$                       Momento torcente

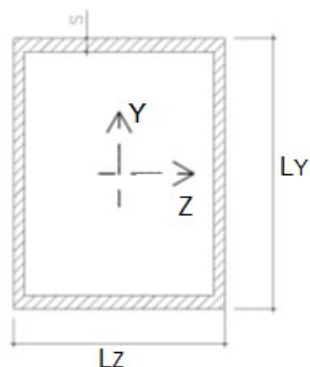


Figura 11-2 - Geometria delle sezioni di verifica

Per ciascuna sezione si è individuata la massima/minima componente e le relative concomitanti. In grassetto si evidenziano le componenti massimizzate/minimizzate nella combinazione in oggetto. Per brevità si esplicitano i valori delle componenti che, in fase di massimizzazione/minimizzazione, hanno evidenziato il valore assoluto maggiore, quindi più severo.

<b>Sbraccio - Sez.A</b>							
	<i>Axial (kN)</i>	<i>Shear-y (kN)</i>	<i>Shear-z (kN)</i>	<i>Torsion (kN*m)</i>	<i>Moment-y (kN*m)</i>	<i>Moment-z (kN*m)</i>	<i>Combinazione</i>
Max N	<b>0</b>	0	-91	0	-639	0	<b>SLU 1</b>
Min N	<b>0</b>	0	-91	0	-639	0	<b>SLU 1</b>
Max Fy	0	<b>104</b>	-91	-123	-639	920	<b>SLU 2</b>
Min Fy	0	<b>-104</b>	-91	123	-639	-920	<b>SLU 4</b>
Max Fz	0	3	<b>-60</b>	1	-424	22	<b>SLU 19</b>
Min Fz	0	0	<b>-100</b>	0	-695	0	<b>SLU 5</b>
Max Mx	0	-104	-91	<b>123</b>	-639	-920	<b>SLU 4</b>
Min Mx	0	104	-91	<b>-123</b>	-639	920	<b>SLU 2</b>
Max My	0	3	-60	1	<b>-424</b>	22	<b>SLU 19</b>
Min My	0	0	-100	0	<b>-695</b>	0	<b>SLU 5</b>
Max Mz	0	104	-91	-123	-639	<b>920</b>	<b>SLU 2</b>
Min Mz	0	-104	-91	123	-639	<b>-920</b>	<b>SLU 4</b>

<b>Sommità Montante - Sez.B</b>							
	<i>Axial (kN)</i>	<i>Shear-y (kN)</i>	<i>Shear-z (kN)</i>	<i>Torsion (kN*m)</i>	<i>Moment-y (kN*m)</i>	<i>Moment-z (kN*m)</i>	<i>Combinazione</i>
Max N	<b>-66</b>	-3	1	25	499	1	<b>SLU 19</b>
Min N	<b>-109</b>	0	2	0	819	0	<b>SLU 5</b>
Max Fy	-99	<b>107</b>	1	-1044	752	138	<b>SLU 4</b>
Min Fy	-99	<b>-107</b>	1	1044	752	-138	<b>SLU 2</b>
Max Fz	-109	0	<b>2</b>	0	819	0	<b>SLU 5</b>
Min Fz	-66	-3	<b>1</b>	25	499	1	<b>SLU 19</b>
Max Mx	-99	-107	1	<b>1044</b>	752	-138	<b>SLU 2</b>
Min Mx	-99	107	1	<b>-1044</b>	752	138	<b>SLU 4</b>
Max My	-109	0	2	0	<b>819</b>	0	<b>SLU 5</b>
Min My	-66	-3	1	25	<b>499</b>	1	<b>SLU 19</b>
Max Mz	-99	107	1	-1044	752	<b>138</b>	<b>SLU 4</b>
Min Mz	-99	-107	1	1044	752	<b>-138</b>	<b>SLU 2</b>

Base Montante - Sez.C							
	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Combinazione
Max N	-95	-3	1	25	507	-17	SLU 19
Min N	-148	0	-8	0	801	0	SLU 7
Max Fy	-138	118	2	-1044	764	904	SLU 4
Min Fy	-138	-118	2	1044	764	-904	SLU 2
Max Fz	-137	0	18	0	817	0	SLU 1
Min Fz	-105	0	-15	0	522	0	SLU 13
Max Mx	-138	-118	2	1044	764	-904	SLU 2
Min Mx	-138	118	2	-1044	764	904	SLU 4
Max My	-147	0	12	0	864	0	SLU 5
Min My	-95	-3	1	25	507	-17	SLU 19
Max Mz	-138	118	2	-1044	764	904	SLU 4
Min Mz	-138	-118	2	1044	764	-904	SLU 2

Figura 11-3 - Azioni di verifica

### 11.1.2 Verifica delle sezioni in acciaio

Nell'immagine seguente si riporta la mappa degli sfruttamenti delle sezioni in acciaio costituenti il portale.

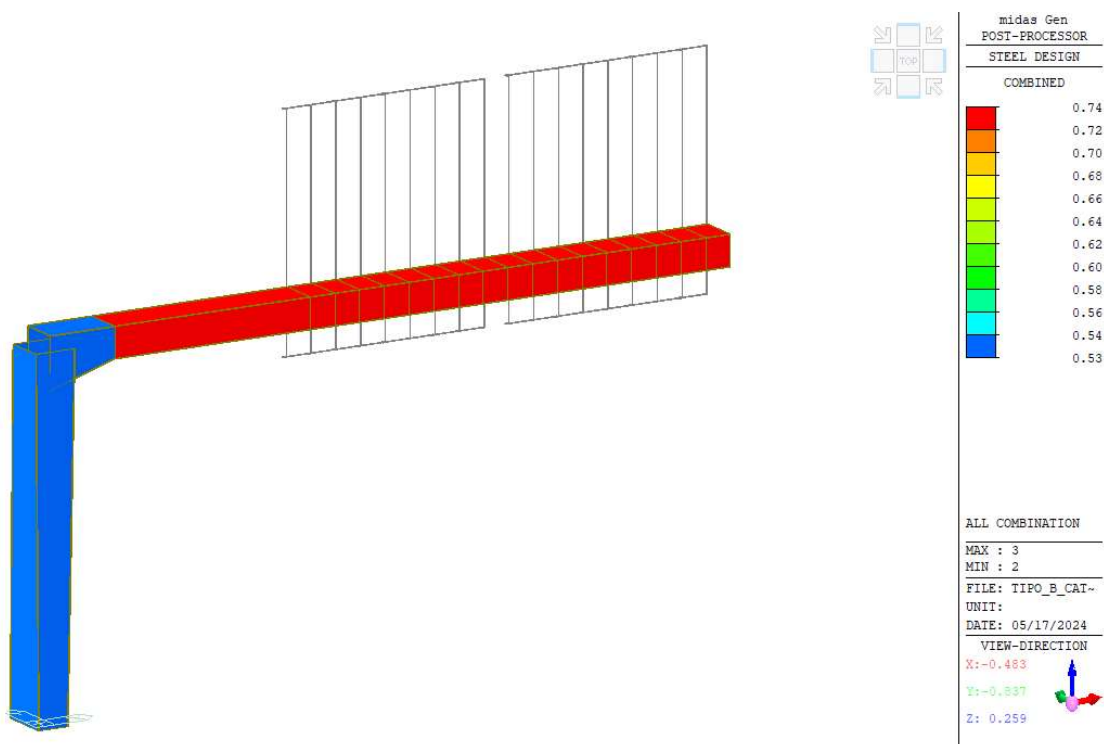


Figura 11-4 – Mappa degli sfruttamenti dei profili

Si riportano di seguito nel dettaglio le verifiche condotte sulle tre sezioni di calcolo indicate ai capitoli precedenti

### 11.1.2.1 Sbraccio – Sez.A

#### Dati materiale

$f_{yk}$	355 Mpa
$f_{yd}$	338.1 Mpa

#### Sollecitazioni agenti

$T_{Ed}$	123 kN
$V_{Ed,y}$	104 kN
$V_{Ed,z}$	91 kN

#### Dati sezione

$h$	600 mm
$b$	800 mm
$t$	12 mm
$r$	36 mm

#### Calcolo dati geometrici

$p$	2525.80533 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
$A_p$	459272.496 mm <sup>2</sup>	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
$W_t$	10674315 mm <sup>3</sup>	$(4A_p^2/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
$A$	32406 mm <sup>2</sup>		
$A_y$	18518 mm <sup>2</sup>	$Axb/(b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
$A_z$	13888 mm <sup>2</sup>	$Axh/(b+h)$	

#### Verifica a torisione

$T_{Rd}$	2083.6 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
$T_{Ed}$	123 kNm	
FS	5.90%	

#### Instabilità per taglio

$hw/t$	44.0	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
$bw/t$	60.7	Considerare instabilità per taglio	
$\varepsilon$	0.814	$\sqrt{f_y/235}$	
$\eta$	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

$\lambda_w$	0.863	$h_w/86.4t$
$\chi_w$	0.962	$0.83/\lambda_w$
$h_w$	728.0 mm	
$t$	12.0 mm	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

$\lambda_w$	0.683	$h_w/86.4t$
$\chi_w$	1.216	$0.83/\lambda_w$
$b_w$	576.0 mm	
$t$	12.0 mm	

#### Verifica a taglio-torisione

$T_{ED,T}$	11.523 Mpa	$T_{Ed}/W_t$	
$V_{Pl,Rd,y}$	3476.4 kN	$A_y f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	2711.0 kN	$A_z f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	3271.2 kN	$V_{Pl,Rd,y} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	2550.9 kN	$V_{Pl,Rd,z} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	104 kN		
$V_{Ed,z}$	91 kN		
FS <sub>y</sub>	3.18%	NO Interazione con MN	
FS <sub>z</sub>	3.57%	NO Interazione con MN	

#### Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	11.5 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	5.6 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	6.6 Mpa	
$T_{ED,tot}$	23.7 Mpa	
FS <sub>elastico</sub>	12.14%	$T_{ED,tot} / (f_{yd}/\sqrt{3})$

\*. UNIT SYSTEM : kN, m

\*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.01

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.600, Flg Width = 0.800, Web Center = 0.788

Web Thick = 0.012, Top F Thick = 0.010, Bot.F Thick = 0.010

Area = 2.99200e-02, Avy = 1.60000e-02, Avz = 1.67040e-02

Ybar = 4.00000e-01, Zbar = 3.00000e-01, Qyb = 1.40383e-01, Qzb = 2.17112e-01

Wely = 5.94252e-03, Welz = 7.53596e-03, Wply = 6.73840e-03, Wplz = 8.68448e-03

Iyy = 1.78276e-03, Izz = 3.01439e-03, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 2.44099e-01, Iz = 3.17409e-01

J = 3.37823e-03, Cwp = 1.00000e+28

\*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.75000e+01, Lz = 2.75000e+01, Lb = 2.75000e+01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

\*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

\*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = 0.00000e+00

Shear Forces Fyy = -1.04154e+02, Fzz = -9.08617e+01

Bending Moments My = -6.39013e+02, Mz = -9.19886e+02

End Moments Myi = -6.39013e+02, Myj = 1.63232e-02 (for Lb)

Myi = -6.39013e+02, Myj = 1.63232e-02 (for Ly)

Mzi = -9.19886e+02, Mzj = 1.85214e-03 (for Lz)

\*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81

-. d/t = HTR = 77.60

-. sigma1 = 10871.875 KPa.

-. sigma2 = -225936.346 KPa.

-. Psi = [2\*(NEd/A)\*(1/fy)]-1 = -1.000

-. RatPsi = (1-Psi) \* SQRT(-Psi) = 2.000

-. HTR < 62\*e\*RatPsi ( Class 3 : Semi-compact ).

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81

-. d/t = HTR = 77.60

-. sigma1 = 225936.346 KPa.

-. sigma2 = -10871.875 KPa.

-. Psi = [2\*(NEd/A)\*(1/fy)]-1 = -1.000

-. RatPsi = (1-Psi) \* SQRT(-Psi) = 2.000

-. HTR < 62\*e\*RatPsi ( Class 3 : Semi-compact ).

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).  
=====

( ). Determine classification of compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

-. e =  $\text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$   
 -. d/t = HTR = 48.33  
 -. sigma1 = 226013.921 KPa.  
 -. sigma2 = 18118.265 KPa.  
 -. HTR > 42\*e ( Class 4 : Slender ).

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

=====

( ). Calculate cross-section properties of top flange.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. r = 0.012 m.  
 -. bc = 0.776 m.  
 -. beff = bc + 2\*r = 0.800 m.  
 -. Aeff = beff \* tf = 0.008 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. r = 0.012 m.  
 -. bc = 0.776 m.  
 -. beff = bc + 2\*r = 0.800 m.  
 -. Aeff = beff \* tf = 0.008 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]  
 -. In case of Psi = -1.0  
 -. k\_sigma = 23.9000

( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. RatT = 48.3333  
 -. Lambda\_p = RatT / [ 28.4\*Eps\*SQRT(k\_sigma) ] = 0.4279  
 -. Rho = 1.0  
 -. sigma\_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 103947.828 KPa.  
 -. sigma\_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = -103947.828 KPa.  
 -. r = 0.000 m.  
 -. Ar = 0.000 m<sup>2</sup>.  
 -. dc = (h\*sigma\_max) / (sigma\_max-sigma\_min) = 0.290 m.  
 -. deff1 = 0.4\*Rho\*dc + r = 0.116 m.  
 -. Aeff1 = deff1 \* tw + 2\*Ar = 0.001 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff1 = deff1/2 + tf = 0.068 m.  
 -. deff2 = 0.6\*Rho\*dc + (h-dc) + r = 0.464 m.  
 -. Aeff2 = deff2 \* tw + 2\*Ar = 0.006 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff2 = (h+2\*r) - deff2/2 + tf = 0.358 m.

( ). Calculate cross-section properties of right web.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. r = 0.000 m.  
 -. Ar = 0.000 m<sup>2</sup>.  
 -. dc = 0.580 m.  
 -. deff = dc + r = 0.580 m.  
 -. Aeff = deff \* tw + 4\*Ar = 0.007 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff = (h+2\*r) - deff/2 = 0.300 m.

( ). Calculate cross-section properties of top flange.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. r = 0.012 m.  
 -. bc = 0.776 m.  
 -. beff = bc + 2\*r = 0.800 m.  
 -. Aeff = beff \* tf = 0.008 m<sup>2</sup>.  
 -. zeff = beff/2 = 0.400 m.

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.  
 [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
 -. r = 0.012 m.

- .  $bc = 0.776 \text{ m.}$
- .  $beff = bc + 2 \cdot r = 0.800 \text{ m.}$
- .  $A_{eff} = beff \cdot t_f = 0.008 \text{ m}^2.$
- .  $z_{eff} = beff/2 = 0.400 \text{ m.}$
- ( ). Calculate buckling factor of internal compression element.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]
- . In case of  $\Psi = 1.0$
- .  $k_{\sigma} = 4.0000$
- ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
- .  $RatT = 48.3333$
- .  $\Lambda_p = RatT / [ 28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}} ] = 1.0459$
- .  $\rho = \min[ (\Lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)) / \Lambda_p^2, 1.0 ] = 0.7550$
- .  $\sigma_{max} = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 122066.093 \text{ KPa.}$
- .  $\sigma_{min} = \min(\sigma_1, \sigma_2) = 122066.093 \text{ KPa.}$
- .  $r = 0.000 \text{ m.}$
- .  $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$
- .  $dc = 0.580 \text{ m.}$
- .  $deff1 = 2 \cdot (\rho \cdot dc) / [ 5 - \sigma_{min} / \sigma_{max} ] + r = 0.219 \text{ m.}$
- .  $A_{eff1} = deff1 \cdot t_w + 2 \cdot A_r = 0.003 \text{ m}^2.$
- .  $z_{eff1} = deff1/2 + t_f = 0.119 \text{ m.}$
- .  $deff2 = (\rho \cdot dc) - deff1 + r = 0.219 \text{ m.}$
- .  $A_{eff2} = deff2 \cdot t_w + 2 \cdot A_r = 0.003 \text{ m}^2.$
- .  $z_{eff2} = (h + 2 \cdot r) - deff2/2 + t_f = 0.481 \text{ m.}$
- ( ). Calculate cross-section properties of right web.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
- .  $r = 0.000 \text{ m.}$
- .  $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$
- .  $dc = 0.580 \text{ m.}$
- .  $deff = dc + r = 0.580 \text{ m.}$
- .  $A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.007 \text{ m}^2.$
- .  $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - deff/2 = 0.300 \text{ m.}$

=====  
[[[\*]]] EFFECTIVE SECTION PROPERTIES.  
=====

- ( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
- .  $A_{eff} = 0.0299 \text{ m}^2.$  (for calculating axial resistance)
- .  $A_{effy} = 0.0299 \text{ m}^2.$
- .  $W_{effy} = 0.0059 \text{ m}^3.$
- .  $A_{effz} = 0.0282 \text{ m}^2.$
- .  $W_{effz} = 0.0065 \text{ m}^3.$
- .  $eNy = 0.0000 \text{ m.}$
- .  $eNz = 0.0000 \text{ m.}$

=====  
[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.  
=====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.  
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
- .  $W_{effy} = 0.0059 \text{ m}^3.$
- .  $M_{c\_Rdy} = W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2009.14 \text{ kN-m.}$
- ( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edy}/M_{c\_Rdy}$ ).
- .  $\frac{M_{Edy}}{M_{c\_Rdy}} = \frac{639.01}{2009.14} = 0.318 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

=====  
[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.  
=====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.  
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
- .  $W_{effz} = 0.0065 \text{ m}^3.$
- .  $M_{c\_Rdz} = W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2180.79 \text{ kN-m.}$

( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edz}/M_{c\_Rdz}$ ).

$$\frac{M_{Edz}}{M_{c\_Rdz}} = \frac{919.89}{2180.79} = 0.422 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====  
[[[\*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.  
=====

( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance ( $M_{b\_Rd}$ ).

[ Eurocode3:05 6.1, 6.3.2 ]

$$\begin{aligned} \text{-. Por} &= 0.300 \\ \text{-. Gs} &= E_s / [ 2 \cdot (1 + \text{Por}) ] = 80769230.769 \text{ KPa.} \\ \text{-. Ncr} &= \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 8261.38 \text{ kN.} \\ \text{-. psi} &= 2.554 \cdot 10^{-5} \\ \text{-. C1} &= 1.285 \\ \text{-. C2} &= 1.562 \\ \text{-. C3} &= 0.753 \\ \text{-. zs} &= -0.0000 \text{ m.} \\ \text{-. za} &= -0.0000 \text{ m. (Shear center)} \\ \text{-. zg} &= za - zs = 0.0000 \text{ m.} \\ \text{-. zj} &= zs - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m.} \\ \text{-. Mcr} &= C1 \cdot Ncr \cdot [ \sqrt{ (Cwp / I_{zz}) + (Gs \cdot J) / Ncr + (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj)^2 } - (C2 \cdot zg - C3 \cdot zj) ] \\ &= 1.93 \cdot 10^{19} \text{ kN-m.} \end{aligned}$$

$$\text{-. Lambda\_LT\_bar} = \sqrt{W_{effy} \cdot f_y / M_{cr}} = 0.000$$

$$\text{-. Lambda\_LT\_bar0} = 0.400$$

$$\text{-. Lambda\_LT\_bar} = 0.000 < \text{Lambda\_LT\_bar0} = 0.400$$

$$\text{-. } M_{Ed}/M_{cr} = 0.000 < \text{Lambda\_LT\_bar0}^2 = 0.160$$

If  $\text{Lambda\_LT\_bar} < \text{Lambda\_LT\_bar0}$  or  $M_{Ed}/M_{cr} < \text{Lambda\_LT\_bar0}^2$ ,  
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====  
[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.  
=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edz} / V_{pl\_Rdz} < 0.5$

$$\text{-. } M_{y\_Rd} = M_{c\_Rdy} = 2009.14 \text{ kN-m.}$$

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edy} / V_{pl\_Rdy} < 0.5$

$$\text{-. } M_{z\_Rd} = M_{c\_Rdz} = 2180.79 \text{ kN-m.}$$

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.

[ Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44) ] - Class4

$$\begin{aligned} \text{-. Rmax1} &= \frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{y\_Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z\_Rd}} \\ &= 0.740 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{-. Rmax} = \text{Rmax1} = 0.740 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

### 11.1.2.2 Sommità montante – Sez.B

#### Dati materiale

$f_{yk}$	355 Mpa
$f_{yd}$	338.1 Mpa

#### Sollecitazioni agenti

$T_{Ed}$	1044 kN
$V_{Ed,y}$	107 kN
$V_{Ed,z}$	1 kN

#### Dati sezione

$h$	800 mm
$b$	800 mm
$t$	15 mm
$r$	60 mm

#### Calcolo dati geometrici

$p$	2763.00888 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
$A_p$	604915.266 mm <sup>2</sup>	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
$W_t$	17553236.2 mm <sup>3</sup>	$(4A_p^2t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
$A$	45748 mm <sup>2</sup>		
$A_y$	22874 mm <sup>2</sup>	$Axb/(b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
$A_z$	22874 mm <sup>2</sup>	$Axh/(b+h)$	

#### Verifica a torisione

$T_{Rd}$	3426.4 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
$T_{Ed}$	1044 kNm	
FS	30.47%	

#### Instabilità per taglio

$h_w/t$	45.3	Assenza instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
$b_w/t$	45.3	Assenza instabilità per taglio	
$\varepsilon$	0.814	$\sqrt{(f_y/235)}$	
$\eta$	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

$\lambda_w$	0.645	$h_w/86.4\varepsilon$
$\chi_w$	1.287	$0.83/\lambda_w$
$h_w$	680.0 mm	
$t$	15.0 mm	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

$\lambda_w$	0.730	$h_w/86.4\varepsilon$
$\chi_w$	1.137	$0.83/\lambda_w$
$b_w$	770.0 mm	
$t$	15.0 mm	

#### Verifica a taglio-torisione

$T_{ED,T}$	59.476 Mpa	$T_{Ed}/W_t$	
$V_{Pl,Rd,y}$	4465.0 kN	$A_y f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	4465.0 kN	$A_z f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	3104.5 kN	$V_{Pl,Rd,y} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	3104.5 kN	$V_{Pl,Rd,z} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	107 kN		
$V_{Ed,z}$	1 kN		
FS <sub>Vy</sub>	3.45%	NO Interazione con MN	
FS <sub>Vz</sub>	0.03%	NO Interazione con MN	

#### Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	59.5 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	4.7 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	0.0 Mpa	
$T_{ED,tot}$	64.2 Mpa	
FS <sub>elastico</sub>	32.89%	$T_{ED,tot} / (f_{yd}/\sqrt{3})$

\*. UNIT SYSTEM : kN, m

\*. SECTION PROPERTIES : Designation = 800x800

Shape = B - Section. (Built-up)  
Depth = 0.800, Flg Width = 0.800, Web Center = 0.785  
Web Thick = 0.015, Top F Thick = 0.015, Bot.F Thick = 0.015

Area = 4.71000e-02, Avy = 2.40000e-02, Avz = 2.77200e-02  
Ybar = 4.00000e-01, Zbar = 4.00000e-01, Qyb = 2.31113e-01, Qzb = 2.31113e-01  
Wely = 1.20978e-02, Welz = 1.20978e-02, Wply = 1.38668e-02, Wplz = 1.38668e-02  
Iyy = 4.83913e-03, Izz = 4.83913e-03, Iyz = 0.00000e+00  
iy = 3.20533e-01, iz = 3.20533e-01  
J = 7.25605e-03, Cwp = 1.00000e+28

\*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.36000e+01, Lz = 1.36000e+01, Lb = 1.36000e+01  
Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

\*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

\*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = -1.09616e+02  
Shear Forces Fyy = 6.42088e+01, Fzz = 0.00000e+00  
Bending Moments My = 8.19475e+02, Mz = 7.99463e+01  
End Moments Myi = 8.19475e+02, Myj = 8.19475e+02 (for Lb)  
Myi = 8.19475e+02, Myj = 8.19475e+02 (for Ly)  
Mzi = 7.99463e+01, Mzj = 7.35314e+01 (for Lz)

\*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====

( ). Determine classification of compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81  
-. d/t = HTR = 51.33  
-. sigma1 = 76425.200 KPa.  
-. sigma2 = 63704.190 KPa.  
-. HTR > 42\*e ( Class 4 : Slender ).

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).  
=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]  
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81  
-. d/t = HTR = 51.33  
-. sigma1 = 53442.303 KPa.  
-. sigma2 = -60318.329 KPa.  
-. Psi = [2\*(NEd/A)\*(1/fy)]-1 = -0.987  
-. Alpha = 0.507 > 0.5  
-. HTR < 396\*e/(13\*Alpha-1) ( Class 1 : Plastic ).

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).  
=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

$$-. e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$-. d/t = HTR = 51.33$$

$$-. \sigma_1 = 64972.950 \text{ KPa.}$$

$$-. \sigma_2 = -48787.682 \text{ KPa.}$$

$$-. \Psi = [2 \cdot (NEd/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.987$$

$$-. \alpha = 0.507 > 0.5$$

$$-. HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1) \text{ ( Class 1 : Plastic ).}$$

=====  
[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.  
=====

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]

$$-. \text{In case of } \Psi = 1.0$$

$$-. k_{\sigma} = 4.0000$$

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. RatT = 51.3333$$

$$-. \lambda_p = RatT / [ 28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}} ] = 1.1108$$

$$-. \rho = \min[ (\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)) / \lambda_p^2, 1.0 ] = 0.7220$$

$$-. \sigma_{\max} = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2327.310 \text{ KPa.}$$

$$-. \sigma_{\min} = \min(\sigma_1, \sigma_2) = -2327.310 \text{ KPa.}$$

$$-. r = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. bc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. beff1 = 2 \cdot (\rho \cdot bc) / [ 5 - \sigma_{\min} / \sigma_{\max} ] + r = 0.293 \text{ m.}$$

$$-. A_{eff1} = beff1 \cdot t_f = 0.004 \text{ m}^2.$$

$$-. y_{eff1} = (b + 2 \cdot r) - beff1 / 2 = 0.654 \text{ m.}$$

$$-. beff2 = (\rho \cdot bc) - (beff1 - r) + r = 0.293 \text{ m.}$$

$$-. A_{eff2} = beff2 \cdot t_f = 0.004 \text{ m}^2.$$

$$-. y_{eff2} = beff2 / 2 = 0.146 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. bc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. beff = bc + 2 \cdot r = 0.800 \text{ m.}$$

$$-. A_{eff} = beff \cdot t_w = 0.012 \text{ m}^2.$$

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. A_r = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. dc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.012 \text{ m}^2.$$

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. A_r = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. dc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.012 \text{ m}^2.$$

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

=====

- ( ). Calculate buckling factor of internal compression element.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]  
-. In case of  $\Psi = 1.0$   
-.  $k_{\sigma} = 4.0000$
- ( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
-.  $R_{atT} = 51.3333$   
-.  $\lambda_p = R_{atT} / [ 28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}} ] = 1.1108$   
-.  $\rho = \min[ (\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)) / \lambda_p^2, 1.0 ] = 0.7220$
- .  $\sigma_{\max} = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 67737.385 \text{ KPa.}$   
-.  $\sigma_{\min} = \min(\sigma_1, \sigma_2) = 67737.385 \text{ KPa.}$   
-.  $r = 0.015 \text{ m.}$   
-.  $bc = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $beff1 = 2 \cdot (\rho \cdot bc) / [ 5 - \sigma_{\min} / \sigma_{\max} ] + r = 0.293 \text{ m.}$   
-.  $A_{eff1} = beff1 \cdot t_f = 0.004 \text{ m}^2.$   
-.  $y_{eff1} = (b + 2 \cdot r) - beff1 / 2 = 0.654 \text{ m.}$   
-.  $beff2 = (\rho \cdot bc) - (beff1 - r) + r = 0.293 \text{ m.}$   
-.  $A_{eff2} = beff2 \cdot t_f = 0.004 \text{ m}^2.$   
-.  $y_{eff2} = beff2 / 2 = 0.146 \text{ m.}$
- ( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
-.  $r = 0.015 \text{ m.}$   
-.  $bc = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $beff = bc + 2 \cdot r = 0.800 \text{ m.}$   
-.  $A_{eff} = beff \cdot t_f = 0.012 \text{ m}^2.$   
-.  $z_{eff} = beff / 2 = 0.400 \text{ m.}$
- ( ). Calculate cross-section properties of left web.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
-.  $r = 0.000 \text{ m.}$   
-.  $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$   
-.  $dc = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.012 \text{ m}^2.$   
-.  $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - deff / 2 = 0.400 \text{ m.}$
- ( ). Calculate cross-section properties of right web.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]  
-.  $r = 0.000 \text{ m.}$   
-.  $A_r = 0.000 \text{ m}^2.$   
-.  $dc = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$   
-.  $A_{eff} = deff \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.012 \text{ m}^2.$   
-.  $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - deff / 2 = 0.400 \text{ m.}$

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

=====

- ( ). Calculate buckling factor of internal compression element.  
[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]  
-. In case of  $\Psi = -1.0$   
-.  $k_{\sigma} = 23.9000$

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. RatT = 51.3333$$

$$-. Lambda_p = RatT / [ 28.4 * Eps * SQRT(k_sigma) ] = 0.4544$$

$$-. Rho = 1.0$$

$$-. sigma\_max = MAX( sigma1, sigma2 ) = 6360.505 \text{ KPa.}$$

$$-. sigma\_min = MIN( sigma1, sigma2 ) = -6360.505 \text{ KPa.}$$

$$-. r = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. bc = (b * sigma\_max) / (sigma\_max - sigma\_min) = 0.385 \text{ m.}$$

$$-. beff1 = 0.4 * Rho * dc + r = 0.169 \text{ m.}$$

$$-. Aeff1 = beff1 * tf = 0.003 \text{ m}^2.$$

$$-. yeff1 = (b + 2 * r) - beff1 / 2 = 0.716 \text{ m.}$$

$$-. beff2 = 0.6 * Rho * bc + (b - bc) + r = 0.631 \text{ m.}$$

$$-. Aeff2 = beff2 * tf = 0.009 \text{ m}^2.$$

$$-. yeff2 = beff2 / 2 = 0.316 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. bc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. beff = bc + 2 * r = 0.800 \text{ m.}$$

$$-. Aeff = beff * tf = 0.012 \text{ m}^2.$$

$$-. zeff = beff / 2 = 0.400 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. Ar = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. dc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. Aeff = deff * tw + 4 * Ar = 0.012 \text{ m}^2.$$

$$-. zeff = (h + 2 * r) - deff / 2 = 0.400 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. r = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. Ar = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. dc = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. deff = dc + r = 0.770 \text{ m.}$$

$$-. Aeff = deff * tw + 4 * Ar = 0.012 \text{ m}^2.$$

$$-. zeff = (h + 2 * r) - deff / 2 = 0.400 \text{ m.}$$

=====

[[[\*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.

=====

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.

$$-. Aeff = 0.0439 \text{ m}^2. \text{ (for calculating axial resistance)}$$

$$-. Aeffy = 0.0439 \text{ m}^2.$$

$$-. Weffy = 0.0100 \text{ m}^3.$$

$$-. Aeffz = 0.0471 \text{ m}^2.$$

$$-. Weffz = 0.0121 \text{ m}^3.$$

$$-. eNy = 0.0287 \text{ m.}$$

$$-. eNz = 0.0000 \text{ m.}$$

=====

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

- ( ). Check slenderness ratio of axial compression member ( $Kl/i$ ).  
 $-. Kl/i = 42.4 < 200.0 \rightarrow O.K.$
- ( ). Calculate axial compressive resistance ( $N_{c,Rd}$ ).  
 [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]  
 $-. N_{c,Rd} = f_y * A_{eff} / \Gamma_{M0} = 14838.53 \text{ kN.}$
- ( ). Check ratio of axial resistance ( $N_{Ed}/N_{c,Rd}$ ).  

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{109.62}{14838.53} = 0.007 < 1.000 \rightarrow O.K.$$
- ( ). Calculate buckling resistance of compression member ( $N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}$ ).  
 [ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]  
 $-. \beta_A = A_{eff} / A_{area} = 0.932$   
 $-. \lambda_{b1} = \pi * \sqrt{E_s / f_y} = 76.409$   
 $-. \lambda_{by} = \{(K_y * L_y / i_y) / \lambda_{b1}\} * \sqrt{\beta_A} = 0.536$   
 $-. N_{cry} = \pi^2 * E_s * I_{yy} / (K_y * L_y)^2 = 54226.15 \text{ kN.}$   
 $-. \lambda_{by} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$   
 $-. \lambda_{bz} = \{(K_z * L_z / i_z) / \lambda_{b1}\} * \sqrt{\beta_A} = 0.536$   
 $-. N_{crz} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / (K_z * L_z)^2 = 54226.15 \text{ kN.}$   
 $-. \lambda_{bz} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$

=====  
 [[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.  
 =====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.  
 [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]  
 $-. W_{effy} = 0.0100 \text{ m}^3.$   
 $-. M_{c,Rdy} = W_{effy} * f_y / \Gamma_{M0} = 3397.47 \text{ kN-m.}$
- ( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edy}/M_{c,Rdy}$ ).  

$$\frac{M_{Edy}}{M_{c,Rdy}} = \frac{819.48}{3397.47} = 0.241 < 1.000 \rightarrow O.K.$$

=====  
 [[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.  
 =====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.  
 [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]  
 $-. W_{effz} = 0.0121 \text{ m}^3.$   
 $-. M_{c,Rdz} = W_{effz} * f_y / \Gamma_{M0} = 4090.22 \text{ kN-m.}$
- ( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edz}/M_{c,Rdz}$ ).  

$$\frac{M_{Edz}}{M_{c,Rdz}} = \frac{79.95}{4090.22} = 0.020 < 1.000 \rightarrow O.K.$$

=====  
 [[[\*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.  
 =====

- ( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance ( $M_{b,Rd}$ ).  
 [ Eurocode3:05 6.1, 6.3.2 ]  
 $-. P_{or} = 0.300$   
 $-. G_s = E_s / [ 2 * (1 + P_{or}) ] = 80769230.769 \text{ KPa.}$

-.  $N_{cr} = \pi^2 E_s I_{zz} / L_u^2 = 54226.15 \text{ kN.}$   
 -.  $\psi = 1.000$   
 -.  $C1 = 1.000$   
 -.  $C2 = 0.000$   
 -.  $C3 = 1.000$   
 -.  $z_s = 0.0000 \text{ m.}$   
 -.  $z_a = 0.0000 \text{ m. (Shear center)}$   
 -.  $z_g = z_a - z_s = 0.0000 \text{ m.}$   
 -.  $z_j = z_s - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m.}$   
 -.  $M_{cr} = C1 \cdot N_{cr} \cdot [ \sqrt{ (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot J)/N_{cr} + (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j)^2 } - (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j) ]$   
 =  $7.80e+19 \text{ kN-m.}$

-.  $\Lambda_{LT\_bar} = \sqrt{W_{effy} \cdot f_y / M_{cr}} = 0.000$

-.  $\Lambda_{LT\_bar0} = 0.400$

-.  $\Lambda_{LT\_bar} = 0.000 < \Lambda_{LT\_bar0} = 0.400$

-.  $M_{Ed}/M_{cr} = 0.000 < \Lambda_{LT\_bar0}^2 = 0.160$

If  $\Lambda_{LT\_bar} < \Lambda_{LT\_bar0}$  or  $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT\_bar0}^2$ ,  
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====  
[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.  
=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edz} / V_{pl\_Rdz} < 0.5$

-.  $M_{y\_Rd} = M_{c\_Rdy} = 3397.47 \text{ kN-m.}$

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edy} / V_{pl\_Rdy} < 0.5$

-.  $M_{z\_Rd} = M_{c\_Rdz} = 4090.22 \text{ kN-m.}$

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.

[ Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44) ] - Class4

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{y\_Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z\_Rd}}$$

$$= 0.269 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]

-.  $N_{Ed} = -109.62 \text{ kN.}$

-.  $M_{Edy} = 819.48 \text{ kN-m.}$

-.  $M_{Edz} = 79.95 \text{ kN-m.}$

-.  $k_{yy} = 0.852$

-.  $k_{yz} = 0.852$

-.  $k_{zy} = 0.852$

-.  $k_{zz} = 0.852$

-.  $X_{iy} = 1.000$

-.  $X_{iz} = 1.000$

-.  $X_{iLT} = 1.000$

-.  $A_{eff} = 0.0439 \text{ m}^2.$

-.  $W_{effy} = 0.0100 \text{ m}^3.$

-.  $W_{effz} = 0.0121 \text{ m}^3.$

-.  $e_{Ny} = 0.0287 \text{ m.}$

-.  $e_{Nz} = 0.0000 \text{ m.}$

-.  $N_{Rk} = A_{eff} \cdot f_y = 15580.46 \text{ kN.}$

-.  $M_{y\_Rk} = W_{effy} \cdot f_y = 3567.34 \text{ kN-m.}$

-.  $M_{z\_Rk} = W_{effz} \cdot f_y = 4294.73 \text{ kN-m.}$

$$\begin{aligned}
 -. N_{Ed} \cdot e_{Ny} &= 3.15 \text{ kN-m.} \\
 -. N_{Ed} \cdot e_{Nz} &= 0.00 \text{ kN-m.} \\
 -. R_{max\_LT1} &= \frac{N_{Ed}}{Xiy \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{XiLT \cdot My_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{Mz_{Rk} / \Gamma_{M1}} \\
 &= 0.230 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \\
 -. R_{max\_LT2} &= \frac{N_{Ed}}{Xiz \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{XiLT \cdot My_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{Mz_{Rk} / \Gamma_{M1}} \\
 &= 0.230 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.} \\
 -. R_{max} &= \text{MAX}[ R_{max1}, \text{MAX}(R_{max\_LT1}, R_{max\_LT2}) ] = 0.269 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

### 11.1.2.3 Base montante – Sez.C

#### Dati materiale

$f_{yk}$	355 Mpa
$f_{yd}$	338.1 Mpa

#### Sollecitazioni agenti

$T_{Ed}$	1044 kN
$V_{Ed,y}$	118 kN
$V_{Ed,z}$	2 kN

#### Dati sezione

$h$	1000 mm
$b$	600 mm
$t$	15 mm
$r$	60 mm

#### Calcolo dati geometrici

$p$	2763.00888 mm	$2[(h-t)+(b-t)]-2\pi r$	
$A_p$	564915.266 mm <sup>2</sup>	$(h-t)(b-t)-\pi r^2$	
$W_t$	1635511.14 mm <sup>3</sup>	$(4A_p^2t/p+pt^3/3)/(t+2A_p/p)$	Eurocode3:05 6.2.7
$A$	45748 mm <sup>2</sup>		
$A_y$	17156 mm <sup>2</sup>	$Axb/(b+h)$	Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1
$A_z$	28593 mm <sup>2</sup>	$Axh/(b+h)$	

#### Verifica a torisione

$T_{Rd}$	3192.5 kNm	$W_t f_{yd} / \sqrt{3}$
$T_{Ed}$	1044 kNm	
FS	32.70%	

#### Instabilità per taglio

$h_w/t$	58.7	Considerare instabilità per taglio	Eurocode3:05 6.2.6
$b_w/t$	32.0	Assenza instabilità per taglio	
$\varepsilon$	0.814	$\sqrt{f_y/235}$	
$\eta$	1.2		
	48.8	$(72/\eta)\varepsilon$	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione y

$\lambda_w$	0.455	$h_w/86.4t$
$\chi_w$	1.823	$0.83/\lambda_w$
$h_w$	480.0 mm	
$t$	15.0 mm	

#### Effetto dell'instabilità per taglio in direzione z

$\lambda_w$	0.920	$h_w/86.4t$
$\chi_w$	0.902	$0.83/\lambda_w$
$b_w$	970.0 mm	
$t$	15.0 mm	

#### Verifica a taglio-torisione

$T_{ED,T}$	63.833 Mpa	$T_{Ed}/W_t$	
$V_{Pl,Rd,y}$	3348.7 kN	$A_y f_{yd} / \sqrt{3}$	Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7
$V_{Pl,Rd,z}$	5035.7 kN	$A_z f_{yd} / \sqrt{3}$	
$V_{Pl,T,Rd,y}$	2253.7 kN	$V_{Pl,Rd,y} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Pl,T,Rd,z}$	3389.0 kN	$V_{Pl,Rd,z} (1-T_{Ed,T}/(f_{yd}/\sqrt{3}))$	
$V_{Ed,y}$	118 kN		
$V_{Ed,z}$	2 kN		
FSV <sub>y</sub>	5.24%	NO Interazione con MN	
FSV <sub>z</sub>	0.06%	NO Interazione con MN	

#### Verifica Elastica

$T_{ED,T}$	63.8 Mpa	
$T_{ED,Vy}$	6.9 Mpa	
$T_{ED,Vz}$	0.1 Mpa	
$T_{ED,tot}$	70.8 Mpa	
FS <sub>elastico</sub>	36.26%	$T_{ED,tot} / (f_{yd}/\sqrt{3})$

\*. UNIT SYSTEM : kN, m

\*. SECTION PROPERTIES : Designation = Sez.03

Shape = B - Section. (Tapered)

<Pos I> (Checking Position).

Depth = 0.600, Flg Width = 1.000, Web Center = 0.985

Web Thick = 0.015, Top F Thick = 0.015, Bot.F Thick = 0.015

<Pos I> (Checking Position).

Area = 4.71000e-02, Asy = 3.00000e-02, Asz = 2.05200e-02

Ybar = 5.00000e-01, Zbar = 3.00000e-01, Qyb = 1.86862e-01, Qzb = 2.65363e-01

Wely = 1.01008e-02, Welz = 1.32961e-02, Wply = 1.12117e-02, Wplz = 1.59217e-02

Iyy = 3.03023e-03, Izz = 6.64803e-03, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 2.53646e-01, iz = 3.75696e-01

\*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.36000e+01, Lz = 1.36000e+01, Lu = 1.36000e+01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

\*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

\*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = -1.37597e+02

Shear Forces Fyy = 1.17730e+02, Fzz = 2.05369e+00

Bending Moments My = 7.64269e+02, Mz = 9.04694e+02

End Moments Myi = 7.64269e+02, Myj = 7.52403e+02 (for Lb)

Myi = 7.64269e+02, Myj = 7.52403e+02 (for Ly)

Mzi = 9.04694e+02, Mzj = 1.48841e+02 (for Lz)

\*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).  
=====

( ). Determine classification of compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81

-. d/t = HTR = 64.67

-. sigma1 = 144586.796 KPa.

-. sigma2 = 12584.846 KPa.

-. HTR > 42\*e ( Class 4 : Slender ).

=====  
[[[\*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).  
=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.81

-. d/t = HTR = 38.00

-. sigma1 = 10858.602 KPa.

-. sigma2 = -118658.366 KPa.

-. Psi = [2\*(NEd/A)\*(1/fy)]-1 = -0.984

-. Alpha = 0.511 > 0.5

-. HTR < 396\*e/(13\*Alpha-1) ( Class 1 : Plastic ).

=====

[[[\*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).

=====

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.

[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]

- . e =  $\text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$
- . d/t = HTR = 38.00
- . sigma1 = 124501.144 KPa.
- . sigma2 = -5015.824 KPa.
- . Psi =  $[2*(N_{Ed}/A)*(1/f_y)] - 1 = -0.984$
- . Alpha = 0.511 > 0.5
- . HTR <  $396*e/(13*Alpha - 1)$  ( Class 1 : Plastic ).

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.

=====

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]

- . In case of Psi = 1.0
- . k\_sigma = 4.0000

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- . RatT = 64.6667
- . Lambda\_p =  $\text{RatT} / [ 28.4*\text{Eps}*\text{SQRT}(k\_sigma) ] = 1.3993$
- . Rho =  $\text{MIN}[ (\text{Lambda\_p} - 0.055*(3 + \text{psi})) / \text{Lambda\_p}^2, 1.0 ] = 0.6023$
- . sigma\_max =  $\text{MAX}( \text{sigma1}, \text{sigma2} ) = 2921.389 \text{ KPa.}$
- . sigma\_min =  $\text{MIN}( \text{sigma1}, \text{sigma2} ) = 2921.389 \text{ KPa.}$
- . r = 0.015 m.
- . bc = 0.970 m.
- . beff1 =  $2*(\text{Rho}*bc) / [ 5 - \text{sigma\_min}/\text{sigma\_max} ] + r = 0.307 \text{ m.}$
- . Aeff1 =  $\text{beff1} * t_f = 0.005 \text{ m}^2.$
- . yeff1 =  $(b + 2*r) - \text{beff1}/2 = 0.846 \text{ m.}$
- . beff2 =  $(\text{Rho}*bc) - (\text{beff1} - r) + r = 0.307 \text{ m.}$
- . Aeff2 =  $\text{beff2} * t_f = 0.005 \text{ m}^2.$
- . yeff2 =  $\text{beff2}/2 = 0.154 \text{ m.}$

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- . r = 0.015 m.
- . bc = 0.970 m.
- . beff =  $bc + 2*r = 1.000 \text{ m.}$
- . Aeff =  $\text{beff} * t_w = 0.015 \text{ m}^2.$

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- . r = 0.000 m.
- . Ar = 0.000 m<sup>2</sup>.
- . dc = 0.570 m.
- . deff =  $dc + r = 0.570 \text{ m.}$
- . Aeff =  $\text{deff} * t_w + 4*Ar = 0.009 \text{ m}^2.$

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- . r = 0.000 m.
- . Ar = 0.000 m<sup>2</sup>.
- . dc = 0.570 m.

$$\begin{aligned} -. \text{ deff} &= \text{dc} + \text{r} = 0.570 \text{ m.} \\ -. \text{ Aeff} &= \text{deff} * \text{tw} + 4 * \text{Ar} = 0.009 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

=====

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]

$$-. \text{ In case of } \Psi = 1.0$$

$$-. \text{ k\_sigma} = 4.0000$$

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. \text{ RatT} = 64.6667$$

$$-. \text{ Lambda\_p} = \text{RatT} / [ 28.4 * \text{Eps} * \text{SQRT}(\text{k\_sigma}) ] = 1.3993$$

$$-. \text{ Rho} = \text{MIN} [ (\text{Lambda\_p} - 0.055 * (3 + \Psi)) / \text{Lambda\_p}^2, 1.0 ] = 0.6023$$

$$-. \text{ sigma\_max} = \text{MAX} ( \text{sigma1}, \text{sigma2} ) = 75664.432 \text{ KPa.}$$

$$-. \text{ sigma\_min} = \text{MIN} ( \text{sigma1}, \text{sigma2} ) = 75664.432 \text{ KPa.}$$

$$-. \text{ r} = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. \text{ bc} = 0.970 \text{ m.}$$

$$-. \text{ beff1} = 2 * (\text{Rho} * \text{bc}) / [ 5 - \text{sigma\_min} / \text{sigma\_max} ] + \text{r} = 0.307 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Aeff1} = \text{beff1} * \text{tf} = 0.005 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ yeff1} = (\text{b} + 2 * \text{r}) - \text{beff1} / 2 = 0.846 \text{ m.}$$

$$-. \text{ beff2} = (\text{Rho} * \text{bc}) - (\text{beff1} - \text{r}) + \text{r} = 0.307 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Aeff2} = \text{beff2} * \text{tf} = 0.005 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ yeff2} = \text{beff2} / 2 = 0.154 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. \text{ r} = 0.015 \text{ m.}$$

$$-. \text{ bc} = 0.970 \text{ m.}$$

$$-. \text{ beff} = \text{bc} + 2 * \text{r} = 1.000 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Aeff} = \text{beff} * \text{tf} = 0.015 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ zeff} = \text{beff} / 2 = 0.500 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. \text{ r} = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Ar} = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ dc} = 0.570 \text{ m.}$$

$$-. \text{ deff} = \text{dc} + \text{r} = 0.570 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Aeff} = \text{deff} * \text{tw} + 4 * \text{Ar} = 0.009 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ zeff} = (\text{h} + 2 * \text{r}) - \text{deff} / 2 = 0.300 \text{ m.}$$

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

$$-. \text{ r} = 0.000 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Ar} = 0.000 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ dc} = 0.570 \text{ m.}$$

$$-. \text{ deff} = \text{dc} + \text{r} = 0.570 \text{ m.}$$

$$-. \text{ Aeff} = \text{deff} * \text{tw} + 4 * \text{Ar} = 0.009 \text{ m}^2.$$

$$-. \text{ zeff} = (\text{h} + 2 * \text{r}) - \text{deff} / 2 = 0.300 \text{ m.}$$

=====

[[[\*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

=====

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]

- In case of  $\Psi = -1.0$
- $k_{\sigma} = 23.9000$

( ). Calculate effective cross-section properties of top flange of Class 4 (Internal element).

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- $R_{atT} = 64.6667$
- $\lambda_p = R_{atT} / [ 28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}} ] = 0.5725$
- $\rho = 1.0$
- $\sigma_{max} = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 66000.975 \text{ KPa}$
- $\sigma_{min} = \min(\sigma_1, \sigma_2) = -66000.975 \text{ KPa}$
- $r = 0.015 \text{ m}$
- $bc = (b \cdot \sigma_{max}) / (\sigma_{max} - \sigma_{min}) = 0.485 \text{ m}$
- $b_{eff1} = 0.4 \cdot \rho \cdot d_c + r = 0.209 \text{ m}$
- $A_{eff1} = b_{eff1} \cdot t_f = 0.003 \text{ m}^2$
- $y_{eff1} = (b + 2 \cdot r) - b_{eff1} / 2 = 0.895 \text{ m}$
- $b_{eff2} = 0.6 \cdot \rho \cdot bc + (b - bc) + r = 0.791 \text{ m}$
- $A_{eff2} = b_{eff2} \cdot t_f = 0.012 \text{ m}^2$
- $y_{eff2} = b_{eff2} / 2 = 0.396 \text{ m}$

( ). Calculate cross-section properties of bottom flange.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- $r = 0.015 \text{ m}$
- $bc = 0.970 \text{ m}$
- $b_{eff} = bc + 2 \cdot r = 1.000 \text{ m}$
- $A_{eff} = b_{eff} \cdot t_f = 0.015 \text{ m}^2$
- $z_{eff} = b_{eff} / 2 = 0.500 \text{ m}$

( ). Calculate cross-section properties of left web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- $r = 0.000 \text{ m}$
- $A_r = 0.000 \text{ m}^2$
- $d_c = 0.570 \text{ m}$
- $d_{eff} = d_c + r = 0.570 \text{ m}$
- $A_{eff} = d_{eff} \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.009 \text{ m}^2$
- $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - d_{eff} / 2 = 0.300 \text{ m}$

( ). Calculate cross-section properties of right web.

[ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]

- $r = 0.000 \text{ m}$
- $A_r = 0.000 \text{ m}^2$
- $d_c = 0.570 \text{ m}$
- $d_{eff} = d_c + r = 0.570 \text{ m}$
- $A_{eff} = d_{eff} \cdot t_w + 4 \cdot A_r = 0.009 \text{ m}^2$
- $z_{eff} = (h + 2 \cdot r) - d_{eff} / 2 = 0.300 \text{ m}$

=====

[[[\*]]] EFFECTIVE SECTION PROPERTIES.

=====

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.

- $A_{eff} = 0.0413 \text{ m}^2$ . (for calculating axial resistance)
- $A_{effy} = 0.0413 \text{ m}^2$
- $W_{effy} = 0.0072 \text{ m}^3$
- $A_{effz} = 0.0471 \text{ m}^2$
- $W_{effz} = 0.0133 \text{ m}^3$
- $e_{Ny} = 0.0410 \text{ m}$
- $e_{Nz} = 0.0000 \text{ m}$

=====

[[[\*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

- ( ). Check slenderness ratio of axial compression member ( $Kl/i$ ).
- $Kl/i = 53.6 < 200.0 \rightarrow$  O.K.
- ( ). Calculate axial compressive resistance ( $N_{c,Rd}$ ).
- [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
- $N_{c,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \Gamma_{M0} = 13967.81 \text{ kN.}$
- ( ). Check ratio of axial resistance ( $N_{Ed}/N_{c,Rd}$ ).
- $N_{Ed} \quad 137.60$
- $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{137.60}{13967.81} = 0.010 < 1.000 \rightarrow$  O.K.
- ( ). Calculate buckling resistance of compression member ( $N_{b,Rdy}, N_{b,Rdz}$ ).
- [ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
- $\beta_A = A_{eff} / A_{area} = 0.877$
- $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 76.409$
- $\lambda_{by} = \{(K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1\} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.657$
- $N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 33956.05 \text{ kN.}$
- $\lambda_{by} < 0.2$  or  $N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow$  No need to check.
- $\lambda_{bz} = \{(K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1\} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.444$
- $N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 74496.24 \text{ kN.}$
- $\lambda_{bz} < 0.2$  or  $N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow$  No need to check.

=====

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
- [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
- $W_{effy} = 0.0072 \text{ m}^3.$
- $M_{c,Rdy} = W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 2444.89 \text{ kN-m.}$
- ( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edy}/M_{c,Rdy}$ ).
- $M_{Edy} \quad 764.27$
- $\frac{M_{Edy}}{M_{c,Rdy}} = \frac{764.27}{2444.89} = 0.313 < 1.000 \rightarrow$  O.K.

=====

[[[\*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

- ( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
- [ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
- $W_{effz} = 0.0133 \text{ m}^3.$
- $M_{c,Rdz} = W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 4495.34 \text{ kN-m.}$
- ( ). Check ratio of moment resistance ( $M_{Edz}/M_{c,Rdz}$ ).
- $M_{Edz} \quad 904.69$
- $\frac{M_{Edz}}{M_{c,Rdz}} = \frac{904.69}{4495.34} = 0.201 < 1.000 \rightarrow$  O.K.

=====

[[[\*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

=====

( ). Calculate lateral-torsional buckling resistance ( $M_{b,Rd}$ ).

[ Eurocode3:05 6.1, 6.3.2 ]

-.  $P_{or} = 0.300$

-.  $G_s = E_s / [ 2 \cdot (1 + P_{or}) ] = 80769230.769 \text{ KPa}$ .

-.  $N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 74496.24 \text{ kN}$ .

-.  $\psi = 0.984$

-.  $C_1 = 1.009$

-.  $C_2 = 0.000$

-.  $C_3 = 1.000$

-.  $z_s = 0.0000 \text{ m}$ .

-.  $z_a = 0.0000 \text{ m}$ . (Shear center)

-.  $z_g = z_a - z_s = 0.0000 \text{ m}$ .

-.  $z_j = z_s - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m}$ .

-.  $M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr} \cdot [ \sqrt{C_2 \cdot (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s \cdot J)/N_{cr} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} ] - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)$   
 $= 9.22e+19 \text{ kN-m}$ .

-.  $\Lambda_{LT\_bar} = \sqrt{W_{effy} \cdot f_y / M_{cr}} = 0.000$

-.  $\Lambda_{LT\_bar0} = 0.400$

-.  $\Lambda_{LT\_bar} = 0.000 < \Lambda_{LT\_bar0} = 0.400$

-.  $M_{Ed}/M_{cr} = 0.000 < \Lambda_{LT\_bar0}^2 = 0.160$

If  $\Lambda_{LT\_bar} < \Lambda_{LT\_bar0}$  or  $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT\_bar0}^2$ ,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====

[[[\*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edz} / V_{pl\_Rdz} < 0.5$

-.  $M_{y\_Rd} = M_{c\_Rdy} = 2444.89 \text{ kN-m}$ .

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]

-. In case of  $V_{Edy} / V_{pl\_Rdy} < 0.5$

-.  $M_{z\_Rd} = M_{c\_Rdz} = 4495.34 \text{ kN-m}$ .

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.

[ Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44) ] - Class4

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{y\_Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z\_Rd}}$$

$$= 0.526 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]

-.  $N_{Ed} = -137.60 \text{ kN}$ .

-.  $M_{Edy} = 764.27 \text{ kN-m}$ .

-.  $M_{Edz} = 904.69 \text{ kN-m}$ .

-.  $k_{yy} = 0.853$

-.  $k_{yz} = 0.852$

-.  $k_{zy} = 0.853$

-.  $k_{zz} = 0.852$

-.  $\chi_{iy} = 1.000$

-.  $\chi_{iz} = 1.000$

-.  $\chi_{LT} = 1.000$   
 -.  $A_{eff} = 0.0413 \text{ m}^2$ .  
 -.  $W_{effy} = 0.0072 \text{ m}^3$ .  
 -.  $W_{effz} = 0.0133 \text{ m}^3$ .  
 -.  $e_{Ny} = 0.0410 \text{ m}$ .  
 -.  $e_{Nz} = 0.0000 \text{ m}$ .  
 -.  $N_{Rk} = A_{eff} \cdot f_y = 14666.20 \text{ kN}$ .  
 -.  $M_{y\_Rk} = W_{effy} \cdot f_y = 2567.13 \text{ kN-m}$ .  
 -.  $M_{z\_Rk} = W_{effz} \cdot f_y = 4720.10 \text{ kN-m}$ .  
 -.  $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 5.64 \text{ kN-m}$ .  
 -.  $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.00 \text{ kN-m}$ .  

$$R_{max\_LT1} = \frac{N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\chi_{LT} \cdot M_{y\_Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z\_Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$= 0.450 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$R_{max\_LT2} = \frac{N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\chi_{LT} \cdot M_{y\_Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z\_Rk} / \gamma_{M1}}$$

$$= 0.450 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$
  
 -.  $R_{max} = \max[R_{max1}, \max(R_{max\_LT1}, R_{max\_LT2})] = 0.526 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

### 11.1.3 Verifica dei giunti di connessione

Come anticipato nei capitoli precedenti, la struttura si realizzerà in stabilimento per conci di lunghezza massima 12 m, al fine di rendere agevoli le operazioni di movimentazione e montaggio.

L'assemblaggio delle lamiere si realizzerà, per tutti i moduli prefabbricati, con saldature a piena penetrazione.

Le giunzioni tra conci, invece, si realizzeranno in situ con giunti bullonati agenti "a taglio".

Con particolare riferimento ai problemi indotti da carichi di origine ciclica (fatica), si richiama l'attenzione sulla necessità di serrare i bulloni utilizzando le corrette coppie prescritte. - Vedi EN 1993-1-8, EN 1090-2 par 8.5 ( $F_{p,C} = 0.70 \times F_u \times A_s$ ) per la sezione A.

Nella struttura in progetto si ha una giunzione bullonata per la parte in elevazione, corrispondente alla "Sez A", oltre alla base connessa alla fondazione con un sistema di tirafondi - "Sez C".

Per la sezione "Sez A", si prescrivono bulloni ad alta resistenza di classe 8.8; per la connessione alla base tirafondi di lunghezza  $L=1.25$  m e con caratteristiche minime equivalenti ai bulloni di classe 8.8.

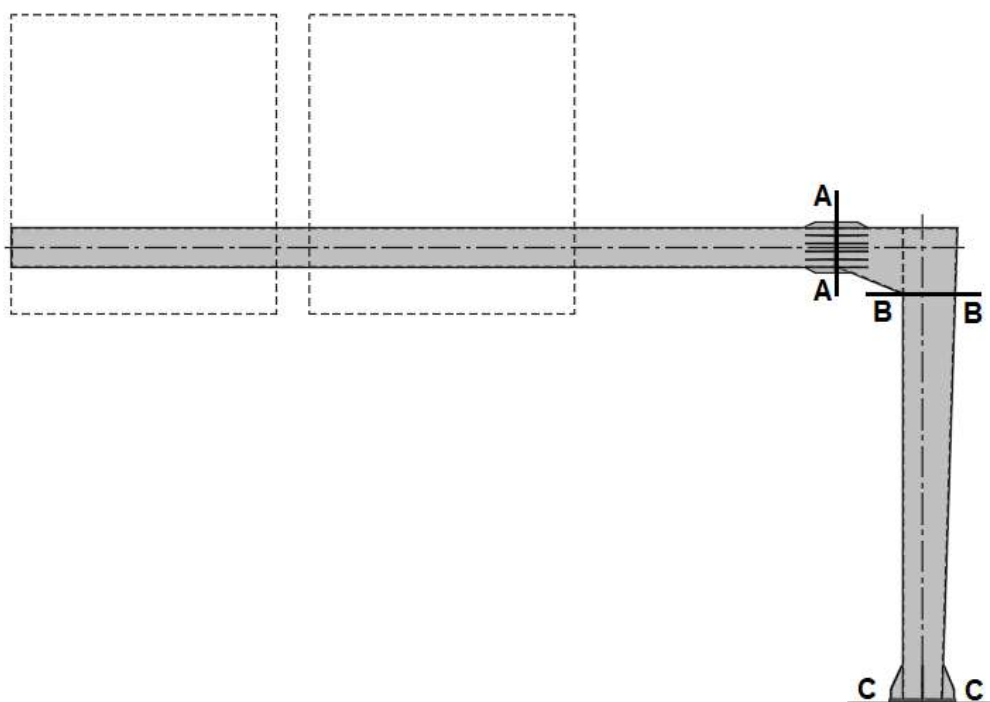


Figura 11-5 - Sezioni di verifica - giunzioni bullonate

Le verifiche sono condotte con riferimento a quanto dettagliato nelle NTC 2018; 4.2.8 ed in analogia a quanto contenuto in EN 1993-1-8; 3.6.

Si rimanda a quanto sopra per dettagli in merito alle procedure di verifica ed al significato dei simboli richiamati nelle tabelle sintetiche seguenti.

### 11.1.3.1 Verifica del giunto "Sez A"

Il giunto è realizzato per accoppiamento di due piastre di dimensioni 1000x800x25 mm (BxHxs). Si utilizzano 28 bulloni M30, disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare della mensola. La connessione è irrigidita con piatti di spessore  $s=15$  mm e lunghezza  $L=450$  mm, disposti come dettagliato nell'immagine seguente.

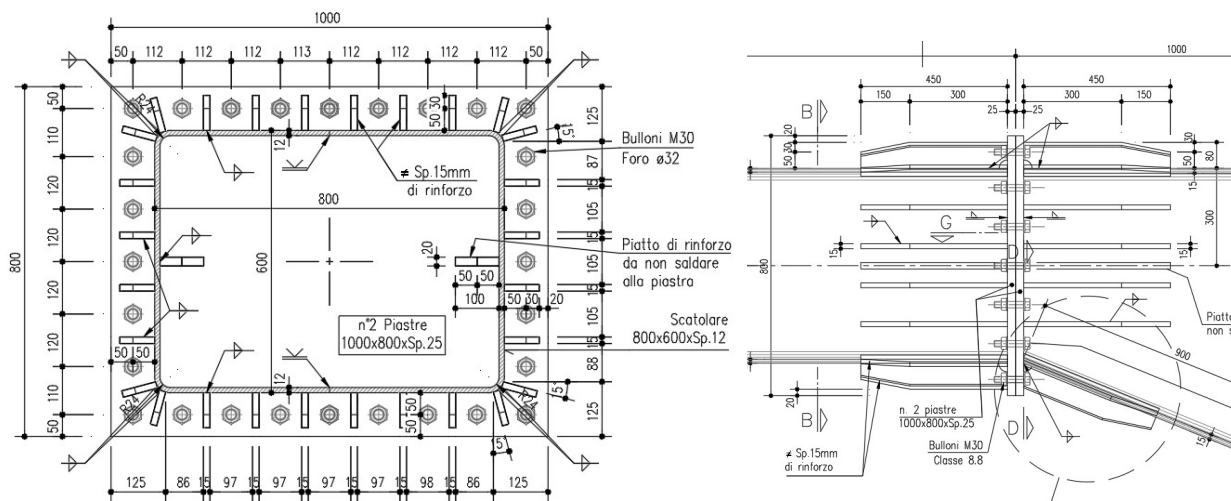


Figura 11-6 - Giunto bullonato - Sez A

Nel seguito i dettagli della verifica condotta per la combinazione significativa agli SLU, ovvero, quella relativa alle massime sollecitazioni di trazione-taglio sui bulloni.

Al fine di determinare lo stato sollecitativo assiale più gravoso sui bulloni, si è operato analizzando due possibili schemi resistenti. Il primo (schema 1) considera l'ipotesi di piastra rigida (schema 2) opera nell'ipotesi di piastra flessibile. Si è quindi effettuata la verifica assumendo, cautelativamente, lo sforzo più severo determinato nelle due ipotesi precedenti. Per le verifiche della piastra in acciaio e delle lamiere di irrigidimento, invece, si è operato considerando la distribuzione di tensione determinata nella seconda ipotesi. Per la determinazione dello stato tensionale e delle azioni di trazione e taglio nei bulloni nella seconda ipotesi di piastra flessibile, è stato implementato un modello ad elementi finiti descritto di seguito.

- Le piastre che compongono i profili e i piatti di irrigidimento vengono modellati con elementi *plate* lineari a 4 nodi passanti per il piano medio delle relative membrature,
- ciascun elemento *plate* risulta caratterizzato dallo spessore di progetto dell'elemento strutturale cui corrisponde;
- le zone di nodo sono state modellate come incastri;
- I bulloni vengono modellati come elementi *beam* a due nodi con in testa un *elastic link* funzionante solo a trazione e a taglio. Il diametro utilizzato per la sezione del bullone è quello equivalente necessario ad ottenere l'area efficace del bullone;
- All'area del bullone, come prescritto dall'EC3-1-8 è applicato uno scale factor di 1.6;
- Il contatto tra le piastre all'interfaccia del collegamento viene simulato con elementi tipo *gap*, funzionanti solo a compressione. Tali elementi hanno una sezione quadrata con lato pari alla taglia media delle mesh nella zona considerata;
- Il vincolo tra asse bullone e la piastra viene impostato come un *rigid link* che collega tutti i nodi perimetrali del foro con l'asse del bullone;
- per l'applicazione dei carichi sono stati inseriti dei *rigid link* che collegano l'elemento colonna o trave ad un singolo nodo a cui vengono applicati i carichi ricavati dal modello globale come *nodal loads*;
- la *mesh* adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.01 m;
- L'analisi effettuata è del tipo non lineare per tenere in considerazione il comportamento monolatero dei bulloni (sola trazione), e degli elementi che simulano il contatto tra le piastre (sola compressione).

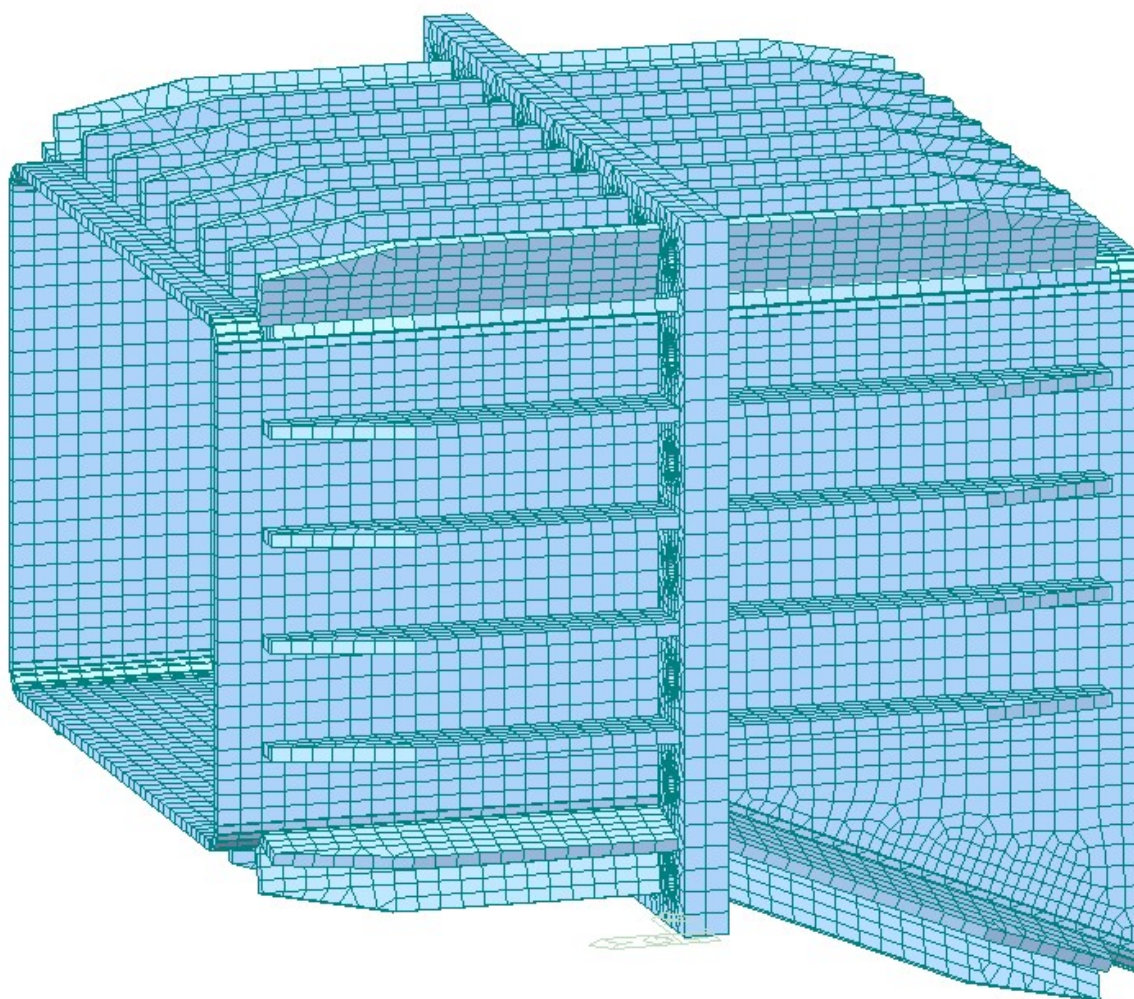


Figura 11-7. Modello di calcolo collegamento sbraccio

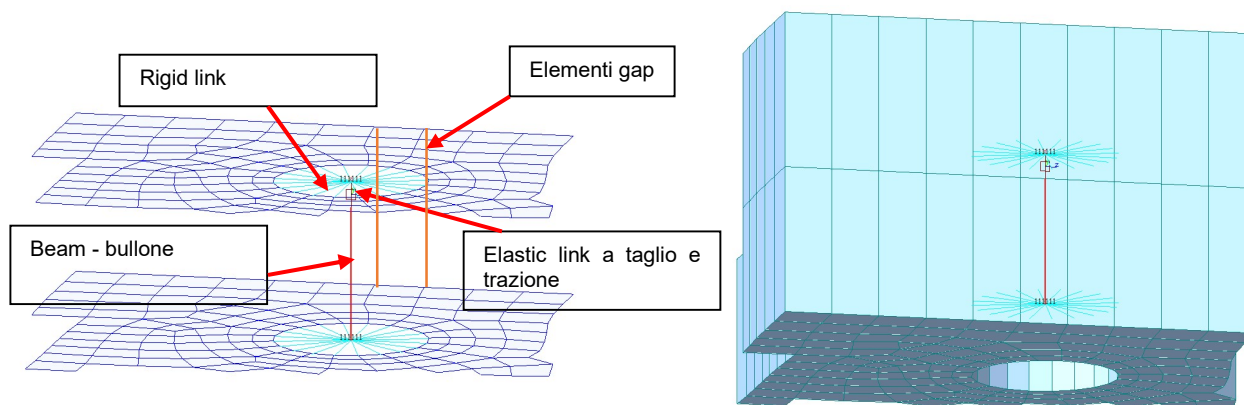


Figura 11-8. Modello di calcolo collegamento sbraccio– Dettaglio vincoli bullone

Le azioni applicate al Nodo caricato sono riportate nella tabella seguente. I valori di momento applicati sono stati ridotti del prodotto tra il taglio e la distanza tra asse collegamento e il punto di applicazione del taglio del modello.

Load	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Wx	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Wy	69.4	0.0	0.0	0.0	81.9	-577.8
Pd	1.8	0.0	0.0	0.0	-0.8	-13.5
SLU 1	0.0	0.0	-90.9	-592.7	0.0	0.0
SLU 2	104.2	0.0	-90.9	-592.7	122.9	-866.8
SLU 3	0.0	0.0	-90.9	-592.7	0.0	0.0
SLU 4	-104.2	0.0	-90.9	-592.7	-122.9	866.8
SLU 5	0.0	0.0	-99.8	-643.9	0.0	0.0
SLU 6	62.5	0.0	-99.8	-643.9	73.7	-520.1
SLU 7	0.0	0.0	-99.8	-643.9	0.0	0.0
SLU 8	-62.5	0.0	-99.8	-643.9	-73.7	520.1
SLU 9	2.6	0.0	-81.9	-541.4	-1.3	-20.3
SLU 10	-2.6	0.0	-81.9	-541.4	1.3	20.3
SLU 11	0.0	0.0	-69.0	-444.7	0.0	0.0
SLU 12	104.2	0.0	-69.0	-444.7	122.9	-866.8
SLU 13	0.0	0.0	-69.0	-444.7	0.0	0.0
SLU 14	-104.2	0.0	-69.0	-444.7	-122.9	866.8
SLU 15	0.0	0.0	-77.9	-495.9	0.0	0.0
SLU 16	62.5	0.0	-77.9	-495.9	73.7	-520.1
SLU 17	0.0	0.0	-77.9	-495.9	0.0	0.0
SLU 18	-62.5	0.0	-77.9	-495.9	-73.7	520.1
SLU 19	2.6	0.0	-60.0	-393.4	-1.3	-20.3
SLU 20	-2.6	0.0	-60.0	-393.4	1.3	20.3

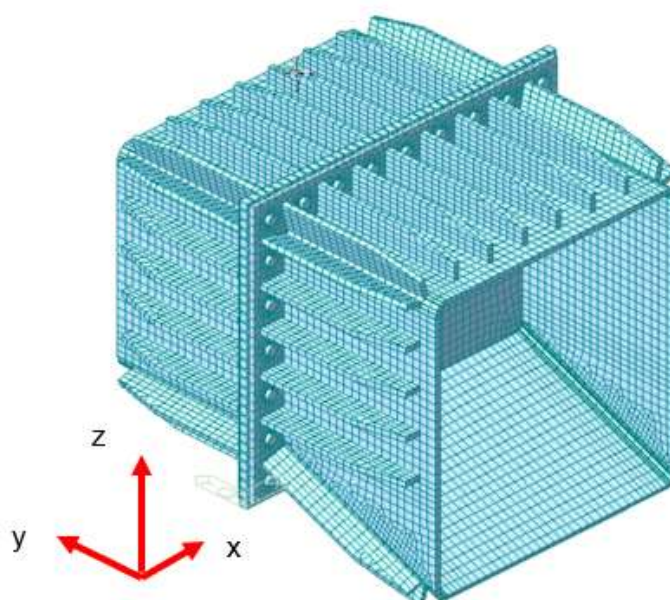


Figura 11-9. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento sbraccio

Si riportano nel seguito le tensioni di Von Mises massime agenti allo stato limite ultimo sulle piastre del collegamento.

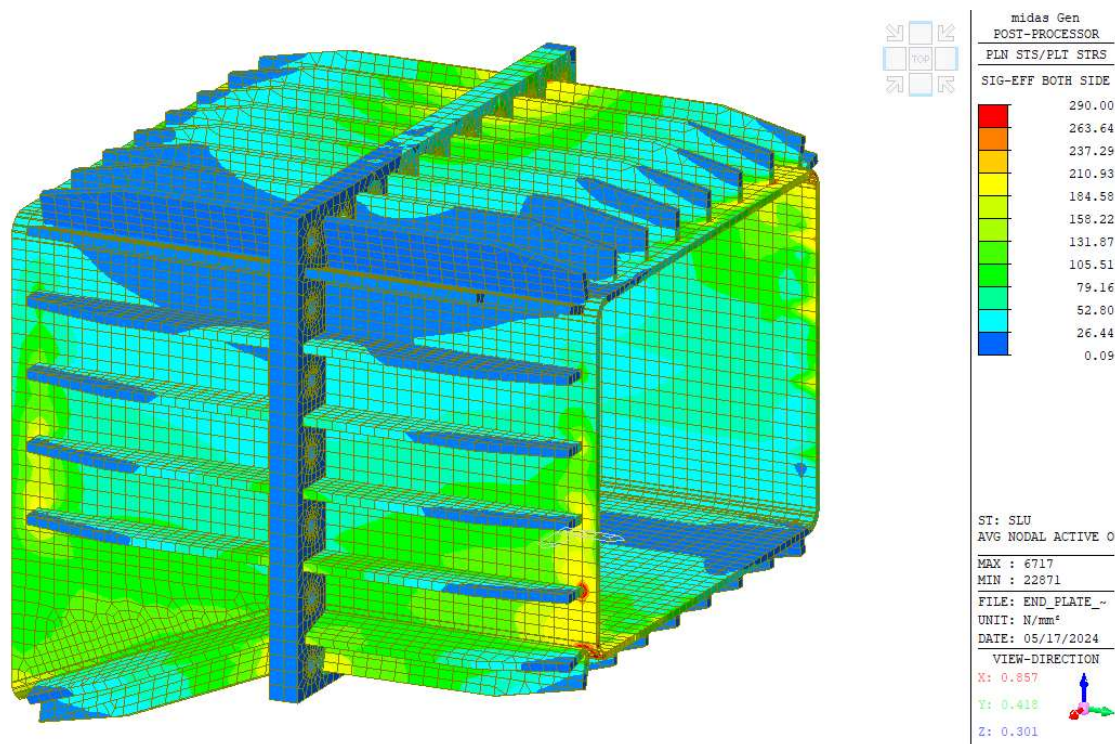


Figura 11-10. Tensioni di Von Mises SLU

-  $\sigma_{TRAZ-MAX} = 290 \text{ Mpa} < f_{yd} = 338 \text{ Mpa}$

Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni di taglio e di trazione agenti sui bulloni ricavate nelle due ipotesi sopra descritte.

nb	PIASTRA FLESSIBILE - FEM				PIASTRA RIGIDA			
	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT
1	148.0	-8.4	8.8	12.1	127.7	-13.4	4.2	14.0
2	185.7	-12.6	7.7	14.7	116.2	-11.0	4.2	11.8
3	157.7	-12.6	4.9	13.5	104.5	-8.6	4.2	9.6
4	131.3	-12.4	1.9	12.5	92.8	-6.3	4.2	7.5
5	105.3	-12.3	-1.2	12.3	81.2	-3.9	4.2	5.7
6	77.7	-12.1	-4.2	12.8	69.6	5.6	4.2	7.0
7	50.7	-11.8	-7.2	13.8	57.9	3.3	4.2	5.3
8	24.4	-11.6	-10.0	15.3	46.3	0.9	4.2	4.2
9	7.0	-11.0	-12.5	16.7	34.6	-1.5	4.2	4.4
10	3.2	-9.0	-12.9	15.7	25.0	5.6	1.8	5.9
11	3.5	-6.6	-13.1	14.7	14.6	5.6	-0.7	5.7
12	3.4	-4.2	-13.4	14.0	4.2	5.6	-3.2	6.5
13	3.2	-1.8	-13.6	13.8	0.0	5.6	-5.8	8.1
14	2.5	0.4	-13.9	13.9	0.0	5.6	-8.3	10.0
15	7.4	2.4	-13.7	13.9	0.0	5.6	-10.6	12.0
16	4.3	2.1	-11.9	12.1	0.0	3.3	-10.6	11.1

17	2.9	2.3	-9.7	9.9	0.0	0.9	-10.6	10.7
18	2.3	2.6	-7.2	7.6	8.9	-1.5	-10.6	10.7
19	1.4	2.8	-4.6	5.4	20.5	-3.9	-10.6	11.3
20	0.6	2.9	-1.9	3.5	32.2	-6.3	-10.6	12.3
21	13.5	2.6	0.4	2.7	43.8	-8.6	-10.6	13.7
22	41.0	2.3	2.5	3.4	55.5	-11.0	-10.6	15.3
23	41.2	3.8	5.2	6.4	67.1	-13.4	-10.6	17.1
24	76.7	2.2	5.8	6.2	76.6	-13.4	-8.3	15.8
25	104.9	0.6	5.8	5.9	87.0	-13.4	-5.8	14.6
26	132.7	-1.0	5.7	5.8	97.4	-13.4	-3.2	13.8
27	159.5	-2.9	5.6	6.3	107.8	-13.4	-0.7	13.4
28	188.9	-5.0	5.4	7.4	118.2	-13.4	1.8	13.5

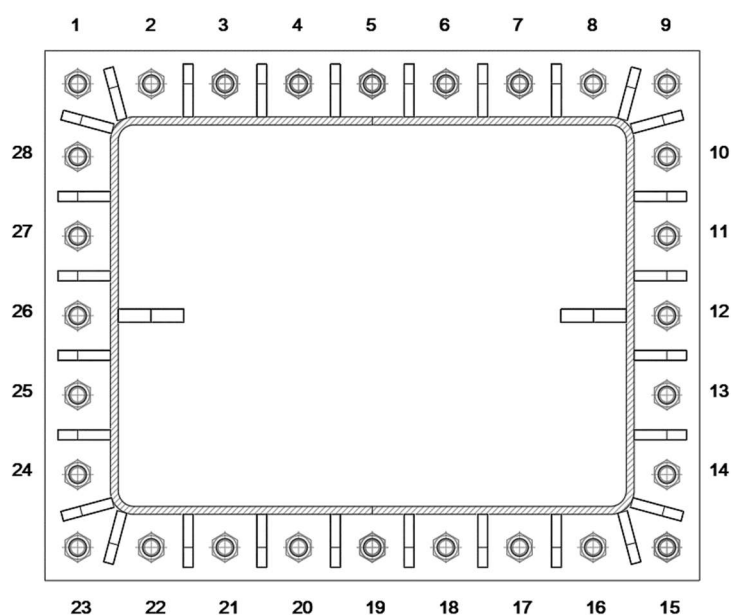


Figura 11-11. Numerazione bulloni

Come si può osservare le azioni più cautelative sono emerse dal modello ad elementi finiti che descrive la reale rigidezza del sistema, il dimensionamento sarà quindi svolto con riferimento ai risultati dell'ipotesi di piastra flessibile.

Si calcola di seguito la resistenza a taglio e a trazione dei bulloni M30, si può osservare che la resistenza a taglio è governata dalla rottura del bullone.

## MATERIALI

		$f_{yb}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{tb}$ N/mm <sup>2</sup>
Bulloni classe	8.8	640	800
		$f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{tk}$ N/mm <sup>2</sup>
Tipologia acciaio piastre e profili	S 355	355	510
coeff. $\gamma_{M2}$	1.25		

## GEOMETRIA

		diam. mm	Ares mm <sup>2</sup>	do mm
tipo bulloni =	M30	30	561	31.5
spessore minimo piastra o profilo t =	25	mm		
e1 min=	37.8	mm	e1 max=	140 mm
p1 min=	69.3	mm	p1 max=	200 mm
e2 min=	37.8	mm	e2 max=	140 mm
p2 min=	75.6	mm	p2 max=	200 mm
valori scelti	e1 min	p1 min	e2 min	p2 min
	50	112	120	130

## RESISTENZA SINGOLO BULLONE

### Resistenza di calcolo a taglio bulloni

$$F_{v,Rd} = n^{\circ} * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} = 215.40 \quad KN$$

$$n^{\circ} = 0.6$$

### Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 404.75 \quad KN$$

$$\alpha = 0.5291$$

$$k = 2.5$$

### Resistenza di calcolo a rifollamento per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 715.40 \quad KN$$

$$\alpha = 0.9352$$

$$k = 2.5$$

### Resistenza di calcolo a trazione

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tb} * Ares / \gamma_{M2} = 323.10 \quad KN$$

### Verifica a punzonamento piastra

$$B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} / 576.50 \quad KN$$

min tra diam. dado e diam. medio testa bullone	$d_m =$	30	mm
spessore del piatto	$t_p =$	25	mm

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle verifiche a taglio , trazione e combinata per tutti i 28 bulloni.

nb	Axial	Shear-y	Shear-z	Shear-TOT	NRd	VRd	Ver_N	Ver_V	Ver_N-V
					[kN]	[kN]			
1	148.01	-8.35	8.81	12.138311	323.10	215.40	45.81%	5.64%	38.36%
2	185.65	-12.55	7.74	14.744833	323.10	215.40	57.46%	6.85%	47.89%
3	157.66	-12.56	4.89	13.478342	323.10	215.40	48.80%	6.26%	41.11%
4	131.28	-12.39	1.94	12.540961	323.10	215.40	40.63%	5.82%	34.84%
5	105.32	-12.28	-1.15	12.33373	323.10	215.40	32.60%	5.73%	29.01%
6	77.68	-12.08	-4.19	12.786028	323.10	215.40	24.04%	5.94%	23.11%
7	50.73	-11.84	-7.16	13.836589	323.10	215.40	15.70%	6.42%	17.64%
8	24.39	-11.6	-9.96	15.289264	323.10	215.40	7.55%	7.10%	12.49%
9	7.02	-11.04	-12.47	16.654804	323.10	215.40	2.17%	7.73%	9.28%
10	3.24	-8.95	-12.92	15.717153	323.10	215.40	1.00%	7.30%	8.01%
11	3.49	-6.58	-13.14	14.695441	323.10	215.40	1.08%	6.82%	7.59%
12	3.36	-4.18	-13.37	14.008187	323.10	215.40	1.04%	6.50%	7.25%
13	3.16	-1.82	-13.64	13.760887	323.10	215.40	0.98%	6.39%	7.09%
14	2.48	0.39	-13.88	13.885478	323.10	215.40	0.77%	6.45%	6.99%
15	7.39	2.4	-13.7	13.90863	323.10	215.40	2.29%	6.46%	8.09%
16	4.34	2.08	-11.9	12.080414	323.10	215.40	1.34%	5.61%	6.57%
17	2.87	2.32	-9.66	9.9346867	323.10	215.40	0.89%	4.61%	5.25%
18	2.26	2.61	-7.17	7.6302687	323.10	215.40	0.70%	3.54%	4.04%
19	1.35	2.82	-4.56	5.3615296	323.10	215.40	0.42%	2.49%	2.79%
20	0.64	2.91	-1.9	3.4753561	323.10	215.40	0.20%	1.61%	1.75%
21	13.49	2.63	0.4	2.6602443	323.10	215.40	4.18%	1.24%	4.22%
22	40.98	2.34	2.46	3.395173	323.10	215.40	12.68%	1.58%	10.64%
23	41.24	3.78	5.21	6.4368082	323.10	215.40	12.76%	2.99%	12.11%
24	76.7	2.24	5.78	6.1988709	323.10	215.40	23.74%	2.88%	19.83%
25	104.9	0.62	5.82	5.8529309	323.10	215.40	32.47%	2.72%	25.91%
26	132.7	-1.01	5.74	5.8281815	323.10	215.40	41.07%	2.71%	32.04%
27	159.47	-2.91	5.56	6.275484	323.10	215.40	49.36%	2.91%	38.17%
28	188.9	-5	5.42	7.3740355	323.10	215.40	58.46%	3.42%	45.18%

Lo sfruttamento massimo dei bulloni risulta essere pari a 58.46% per cui le verifiche sono soddisfatte.

### 11.1.3.2 Verifica del giunto "Sez C" - Connessione di base

Per la verifica del collegamento alla base si è implementato un modello ad elementi finiti aventi le seguenti caratteristiche:

- Le piastre che compongono i profili e i piatti di irrigidimento vengono modellati con elementi *plate* lineari a 4 nodi passanti per il piano medio delle relative membrature;
- ciascun elemento *plate* risulta caratterizzato dallo spessore di progetto dell'elemento strutturale cui corrisponde;
- le zone di nodo sono state modellate come incastri;
- I bulloni vengono modellati come elementi truss. Il diametro utilizzato per la sezione del bullone è quello equivalente necessario ad ottenere l'area efficace del bullone;
- La lunghezza di deformazione del bullone viene determinata in accordo all'EC3-1-8 come la somma tra 8 volte il diametro nominale del bullone, lo spessore del grout, lo spessore della piastra, lo spessore di metà del dado e della rondella (335 mm);
- All'area del bullone, come prescritto dall'EC3-1-8 è applicato uno scale factor di 2.0 (no prying force);
- Il contatto tra la piastra di base e il calcestruzzo della fondazione viene tenuto in considerazione tramite delle molle di superficie funzionanti solo a compressione e a cui viene assegnata la seguente rigidezza:

$f_{ck}$	35	Mpa
$E_c$	34077.1462	Mpa
$E_c$	34077146199	N/m <sup>2</sup>
$\nu$	0.2	-
$A_{eff}$	0.23	m <sup>2</sup>
$A_{ref}$	1	m <sup>2</sup>
$d$	1	m
$h$	1	m
$a_1$	1.65	-
$a_2$	0.5	-
$a_3$	0.3	-
$a_4$	1	-
$k$	55107876308	N/m <sup>3</sup>
0.1 kx0.1	5510787631	N/m <sup>3</sup>
10 kx10	551078763082	N/m <sup>3</sup>

**Deformation stiffness**

The stiffness of the concrete block may be predicted for the design of column bases as an elastic hemisphere. A Winkler-Pasternak subsoil model is commonly used for a simplified calculation of foundations. The stiffness of subsoil is determined using modulus of elasticity of concrete and the effective height of a subsoil as:

$$k = \frac{E_c}{(\alpha_1 + \nu) \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}} \left( \frac{1}{\frac{h}{a_2 d} + a_3} + a_4 \right)$$

where:

- $k$  - stiffness of concrete subsoil in compression
- $E_c$  - modulus of elasticity of concrete
- $\nu$  - Poisson's coefficient of the concrete block
- $A_{eff}$  - effective area in compression
- $A_{ref} = 1 \text{ m}^2$  - reference area
- $d$  - base plate width
- $h$  - concrete block height
- $a_1 = 1.65$ ;  $a_2 = 0.5$ ;  $a_3 = 0.3$ ;  $a_4 = 1.0$  - coefficients

SI units must be used in the formula, the resulting unit is N/m<sup>3</sup>.

NOTA: è stata svolta una analisi di sensibilità facendo variare la rigidezza delle molle che simulano il cls tra i tre valori sopra riportati. I risultati indicati nel seguito fanno riferimento alla condizione peggiore ottenuta con le tre rigidezze.

- Il vincolo tra asse bullone e la piastra viene impostato come un *rigid link* che collega tutti i nodi perimetrali del foro con l'asse del bullone;
- per l'applicazione dei carichi sono stati inseriti dei *rigid link* che collegano l'elemento colonna o trave ad un singolo nodo a cui vengono applicati i carichi ricavati dal modello globale come *nodal loads*;
- la *mesh* adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.01 m;
- L'analisi effettuata è del tipo non lineari per tenere in considerazione il comportamento monolatero dei bulloni (sola trazione), e degli elementi che simulano il contatto tra le piastre (sola compressione).

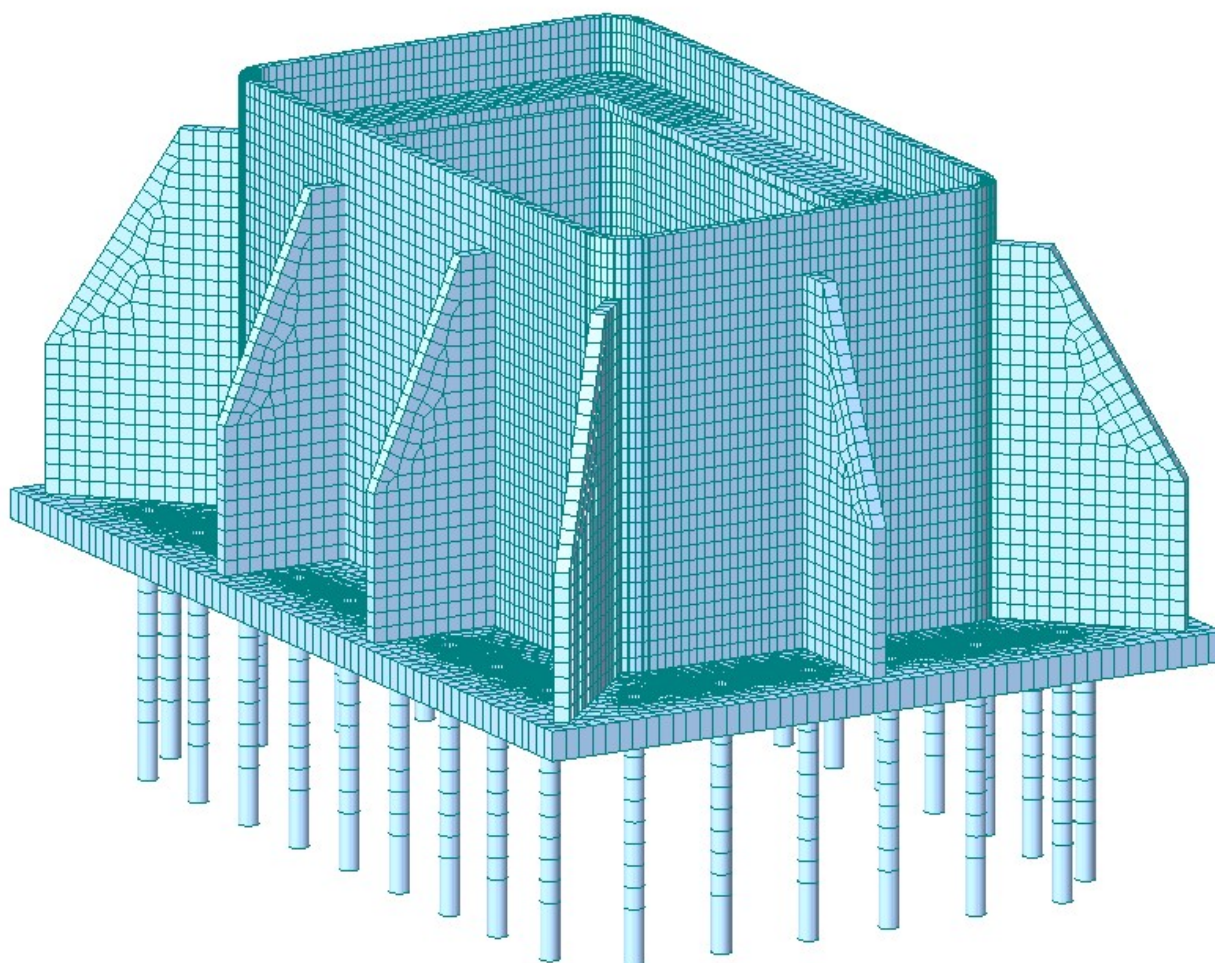


Figura 11-12. Modello di calcolo collegamento alla base

Le azioni applicate al Nodo caricato sono riportate nella tabella seguente. Sono stati applicati solo le azioni flettenti in quanto le torsioni e i tagli verranno assorbiti dalle chiavi di taglio per le quali si effettua un calcolo separato.

Load	Fz	Mx	My
Wx	0.0	0.0	35.1
Wy	0.0	-603.1	0.0
Pd	0.0	-11.4	0.0
SLU 1	-137.4	0.0	817.0
SLU 2	-137.6	-904.7	764.3
SLU 3	-137.8	0.0	711.6
SLU 4	-137.6	904.7	764.3
SLU 5	-147.4	0.0	864.0
SLU 6	-147.5	-542.8	832.3
SLU 7	-147.6	0.0	800.7
SLU 8	-147.5	542.8	832.3
SLU 9	-127.7	-17.1	696.2
SLU 10	-127.7	17.1	696.2
SLU 11	-104.9	0.0	627.8

<b>SLU 12</b>	-105.1	-904.7	575.1
<b>SLU 13</b>	-105.4	0.0	522.4
<b>SLU 14</b>	-105.1	904.7	575.1
<b>SLU 15</b>	-114.9	0.0	674.8
<b>SLU 16</b>	-115.0	-542.8	643.2
<b>SLU 17</b>	-115.2	0.0	611.5
<b>SLU 18</b>	-115.0	542.8	643.2
<b>SLU 19</b>	-95.2	-17.1	507.0
<b>SLU 20</b>	-95.2	17.1	507.0

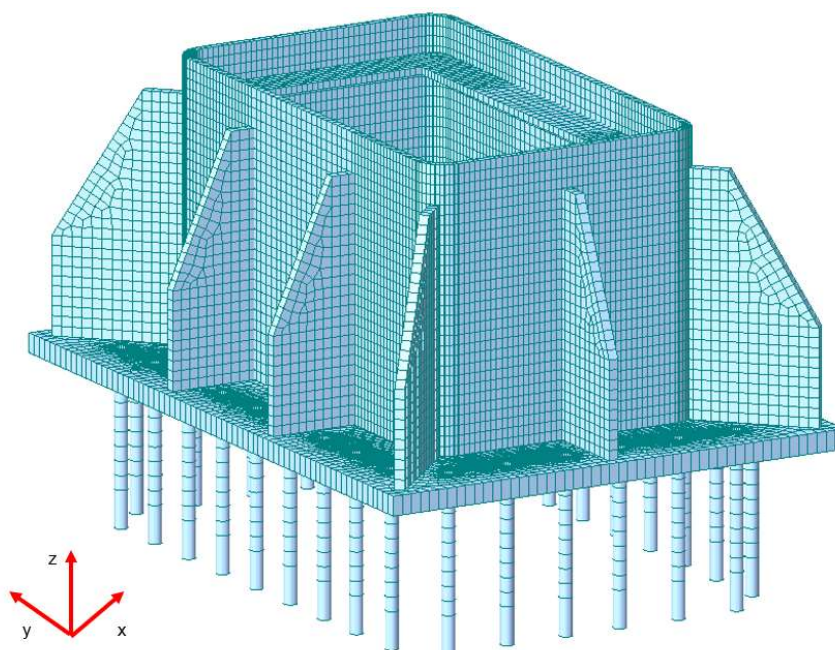


Figura 11-13. Sistema di riferimento Nodal Loads collegamento alla base

Si riportano di seguito le tensioni di Von Mises agenti sulle piastre allo stato limite ultimo.

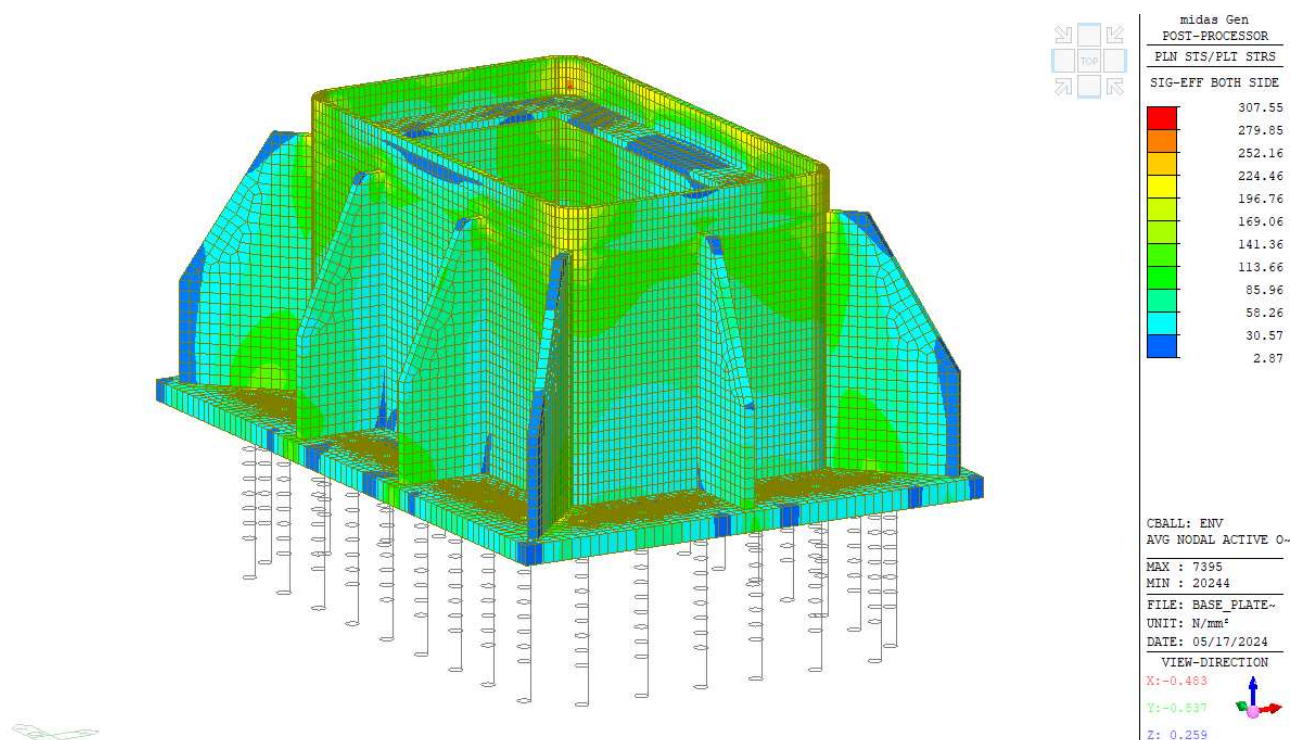


Figura 11-14. Tensioni di Von Mises SLU – Collegamento alla base

-  $\sigma_{TRAZ-MAX} = 307 \text{ Mpa} < f_{yd} = 338 \text{ Mpa}$

La verifica è soddisfatta

## 11.2 Verifica degli spostamenti

Il massimo spostamento verticale ad effetto dei carichi permanenti è (vedi §9.3) pari a 116.2 mm. Si prescrive quindi una **contromonta costruttiva**, da misurarsi in direzione verticale ed in corrispondenza alla punta estrema della mensola, pari a 0.12 m.

Il massimo spostamento orizzontale in punta allo sbraccio, indotto dai carichi variabili, è pari a 183.4 mm.

Il massimo spostamento orizzontale in testa la montante, indotto dai carichi variabili, è pari a 20.3 mm.

per la punta dello sbraccio:

$$(h_M + L_B) / 100 = (6800 \text{ mm} + 13750 \text{ mm}) / 100 = 205.5 \text{ mm} > 183.44 \text{ mm} = (h_M + L_B) / 112$$

per la testa del montante:

$$h_M / 100 = 6800 \text{ mm} / 100 = 68 \text{ mm} > 20.33 \text{ mm} = (h_M / 340)$$

Dove:

- $h_M = 6800 \text{ mm}$                       altezza del montante
- $L_B = 13750 \text{ mm}$                     lunghezza della mensola metallica

I valori sopra indicati risultano compatibili con i limiti forniti al §10.2.

## 11.3 Verifiche del sistema di ancoraggio alle opere di fondazione

### 11.3.1 Verifiche chiavi di taglio

#### 11.3.1.1 Sollecitazioni di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza del sistema di ancoraggio del portale in acciaio alle opere di fondazione. La connessione con la fondazione in c.a. è realizzata tramite 30 tirafondi e 4 chiavi di taglio.

I tirafondi M30 con rosetta finale, di classe 8.8, sono disposti simmetricamente su un unico allineamento a cerchiare il perimetro della sezione scatolare del montante.

Le chiavi di taglio  $\Phi 110$ , in acciaio S355 e lunghezza totale  $L = 330+40$  mm, sono disposti simmetricamente rispetto all'asse della piastra di base in direzione diagonale e sono saldati alla piastra di base, di spessore 40 mm, e allettati in appositi fori del plinto (si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli).

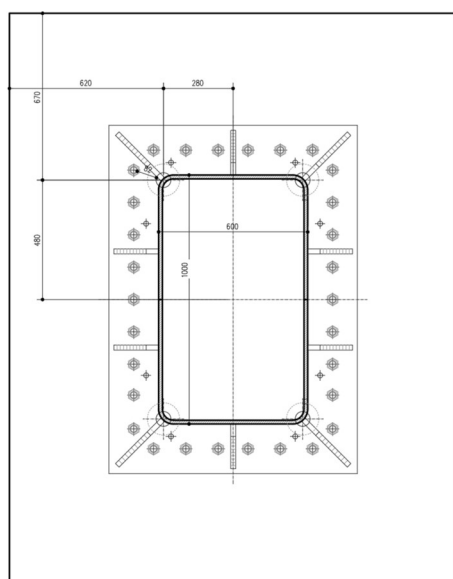
Il progetto/verifica delle chiavi di taglio è stato condotto con riferimento alle sollecitazioni massime agenti alla base del montante, contenute in Figura 11-3 e di seguito riportate per completezza.

Taglio trasversale  $F_y = 0 \text{ kN}$

Taglio longitudinale  $F_z = 118 \text{ kN}$

Momento torcente  $M_x = 1044 \text{ kNm}$

A partire dalle suddette sollecitazioni, definita la posizione delle chiavi di taglio (vedi Figura 11.15), sono state determinate le sollecitazioni taglianti massime agenti su di esse e risultante in Tabella 11.1.



POSIZIONI CHIAVI DI TAGLIO			
ID	Y (mm) - trasv.	Z(mm) - long	$Y^2 + Z^2$
1	-280	480	308800
2	280	480	308800
3	280	-480	308800
4	-280	-480	308800
Denominatore rip. Sollecitazioni			1235200
Numero chiavi di taglio			4

Figura 11.15. Posizione delle chiavi di taglio

nb	X	Y	$x^2+y^2$	$F_{xv}$	$F_{yv}$	$F_x$	$F_y$	$V_{ed}$
1	-280	480	308800	0.5	29.5	406.2	-207.2	455.97
2	280	480	308800	0.5	29.5	406.2	266.2	485.63
3	280	-480	308800	0.5	29.5	-405.2	266.2	484.80
4	-280	-480	308800	0.5	29.5	-405.2	-207.2	455.08

Tabella 11.1. Taglio di progetto agente sulle chiavi di taglio

### 11.3.1.2 Rottura a taglio

La verifica a taglio delle chiavi di taglio è stata condotta con la formulazione 'con braccio di leva' data la presenza di una malta livellante interposta tra il piatto di base e l'estradosso del plinto del portale avente uno spessore di 40 mm.

CARATTERISTICHE CLS			
Rck	45	MPa	Resistenza caratteristica cls plinto
CARATTERISTICHE CHIAVI DI TAGLIO			
d_cht	110	mm	Diametro chiave di taglio
A_cht	9503	mm <sup>2</sup>	Area chiave di taglio
Wel_cht	130671	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente elastico
Wpl_cht	196006	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente plastico ( $Wpl\_cht = 1,5 * Wel\_cht - \text{perno}$ )
psi_pl	1.5	-	Wpl/Wel
L_cht	330	mm	Lunghezza chiave max( $3 * D\_cht$ ; 250mm)
fyk	311	MPa	Resistenza di snervamento chiave di taglio
ftk	410	MPa	Resistenza a rottura chiave di taglio
Gamma_M0	1.05	-	Coefficiente sicurezza resistenza acciaio
Gamma_M2	1.25	-	Coefficiente sicurezza resistenza saldature
Beta_sal	0.85	-	Coef. verifica saldature
e1	60	mm	Distanza asse piastra di ancoraggio - estradosso plinto
a3	55.00	mm	Posizione incastro lato cls $= 0,5 * d\_cht$
la	115.00	mm	Eccentricità azione di taglio $la = a3 + e1$
lt_sald	20	mm	Lunghezza lato saldatura chiave - piastra di ancoraggio
a_gola	14.14	mm	Altezza di gola
sv_sald	390.00	mm	Sviluppo saldatura
Av_sald	3511.27	mm <sup>2</sup>	Area di taglio saldatura
VERIFICA SLU			
Verifica profilo chiave di taglio			
Ved_slv	486	kN	Azione di taglio
Med_slv	55.848	kNm	Momento flettente $Med = Ved * la$
Vrd	1218.84	kN	Taglio resistente $Vrd = 3/4 * fyk / Gamma\_M0 * A\_cht / radq(3)$
Ved <= 0,5Vrd	OK	-	Controllo interazione flessione/taglio
FS_V	2.51	-	Fattore di sicurezza per taglio $\geq 1$
Mrd_el	38.70	kNm	Momento resistente elastico
Mrd_pl	58.06	kNm	Momento resistente elastico
FS_M	1.04	-	Fattore di sicurezza per flessione $\geq 1$
Verifica saldatura chiave di taglio - piastra di base			
tau_par_sald	138.31	Mpa	Tensione nella saldatura $= Ved / A\_sald$
tau_rd_sald	385.88235	Mpa	Tensione resistente della saldatura $ftk / (gamma\_M2 * Beta\_sald)$
FS_Tau_sald	2.79	-	Fattore di sicurezza saldatura $\geq 1$
Verifica pressione limite cls (RIF.RFI)			
Gamma	3.5	-	Coefficiente di sicurezza
Vrd_k_prlim	1022.45	kN	Resistenza caratteristica pressione limite $2,5 * d\_cht^2 * radq(Rck * fyk) / Gamma$
FS_Ved	2.11	-	Fattore di sicurezza pressione limite

Verifica soddisfatta

### 11.3.1.3 Rottura per pry-out

La resistenza a pry-out è pari a:

$$V_{Rd,cp} = \frac{k_8 \cdot N_{Rk,c}}{\gamma_M}$$

ove:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{eff})^2$$

$$\Psi_{s,N} = \Psi_{re,N} = \Psi_{ec,N} = \Psi_{M,N} = 1$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$$

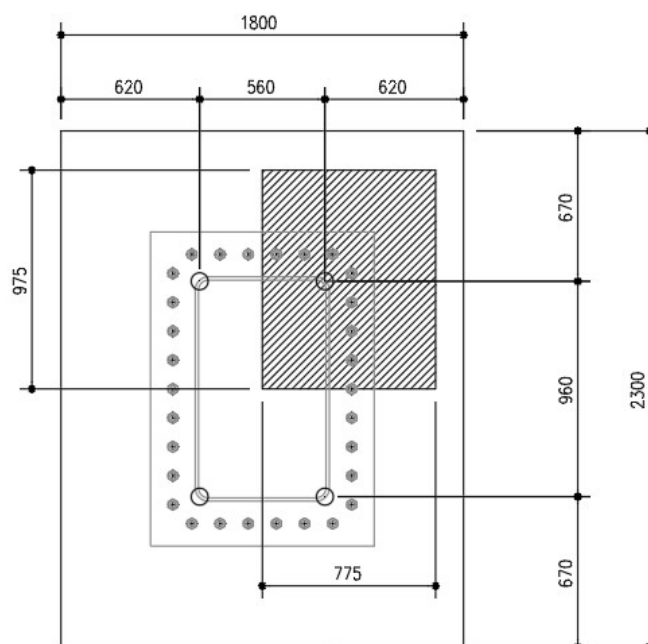


Figura 11.16. Schema area  $A_{c,N}$  per Pry-out  $c_{cr} = 1.5 H_{eff} = 495 \text{ mm}$  ( $H_{eff} = 330 \text{ mm}$ )

Si riporta di seguito la verifica delle 4 chiavi:

n	$V_{ed}$	$A_{c,N}$	$A_{c,N}/A_{c,N}^0$	$N_{Rk,c}$	$V_{Rk,cp}$	$V_{Rd,cp}$	Check
[-]	[kN]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	
1.00	455.97	960225	0.979721	441.3	882.554	588.4	77.50%
2.00	485.63	960225	0.979721	441.3	882.554	588.4	82.54%
3.00	484.80	960225	0.979721	441.3	882.554	588.4	82.40%
4.00	455.08	960225	0.979721	441.3	882.554	588.4	77.35%

Verifica soddisfatta

### 11.3.1.4 Rottura del bordo di calcestruzzo

La verifica a rottura del bordo di calcestruzzo, valutata in accordo con quanto contenuto al §7.2.2.5 delle UNI EN 1992-4:2018 evidenzia la necessita di specifica armatura supplementare per il suddetto meccanismo di rottura. Si riporta di seguito la verifica condotta per le 4 chiavi di taglio.

	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$	$V_{Ed,tot,bordo}$	$\alpha_v$	$c1$	$c2$	$V_{Rk,c}^0$	$A_{c,v}^0$	$A_{c,v}$	$V_{Rk,c}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]
$V_{Ed,dir,x}$	422	138	444	18.14876	620	1420	391.6	1729800	1729800	406.71	271.1	163.93%
$V_{Ed,dir,y}$	211	277	348	37.33194	1420	620	1183.7	9073800	2880000	378.12	252.1	138.15%

Saranno disposti come armatura integrativa dei  $\phi 16$  superficiali. In particolare, saranno predisposti (6x3) 18  $\phi 16$  in direzione X e (7x3)21  $\phi 16$  in direzione y.

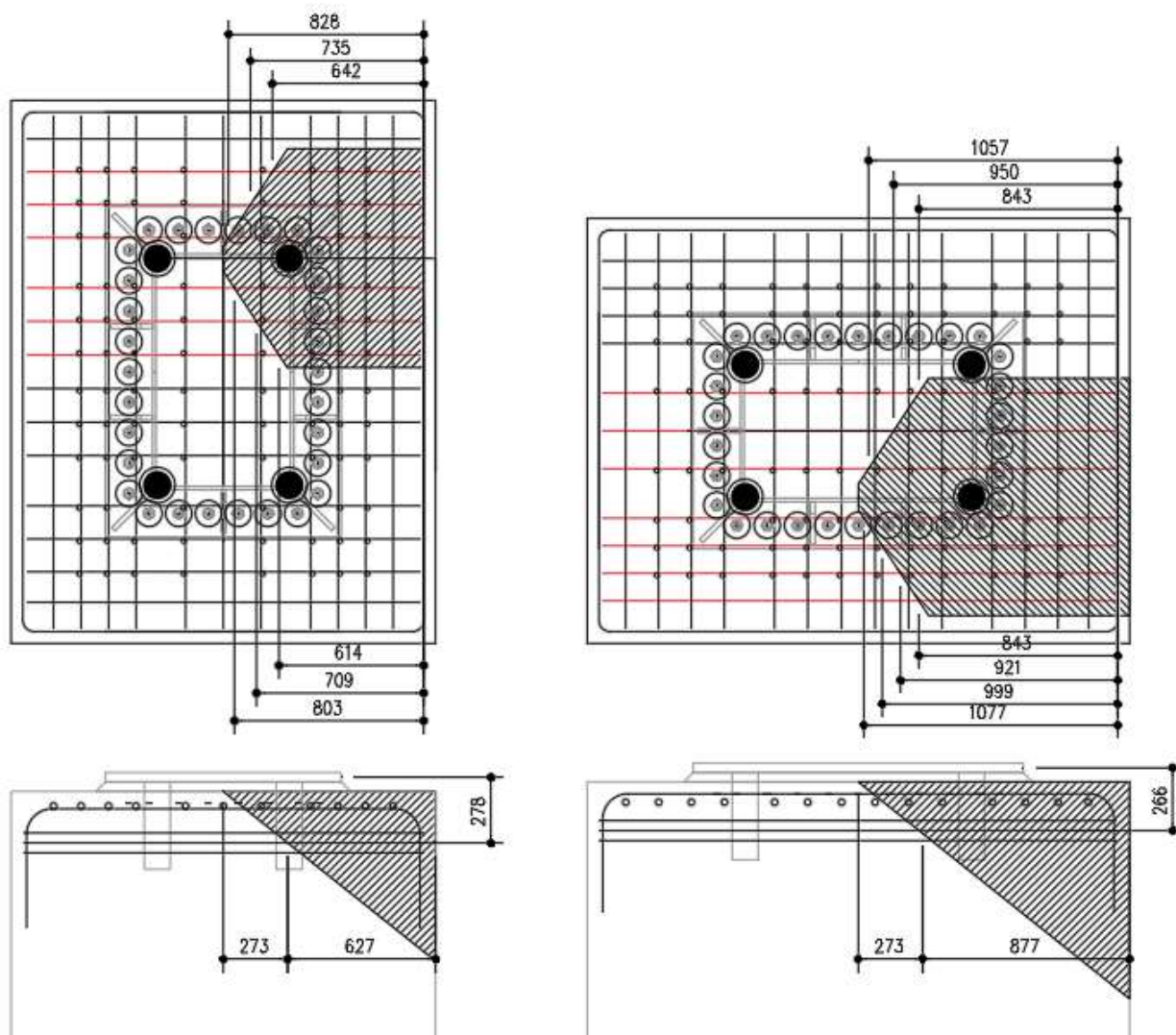


Figura 11-17. Dettaglio armatura predisposta Dir. X a sx e in direzione Y a dx

Si riportano di seguito le verifiche delle armature integrative

### Verifica in direzione X

S5 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO	Verifica applicabile:	Verifica richiesta	§7.2.2.6.2
Numero di barre efficaci per ancorante	n <sub>re</sub> = 18		
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale		
Fattore di efficienza	k <sub>10</sub> = 1.0 [-]		
Area delle barre	A <sub>s, re, i</sub> = 3619.1		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NR <sub>k, re</sub> = 1629 [kN]	NR <sub>k, re</sub> = k <sub>10</sub> Σa <sub>s, re</sub> x f <sub>yk, re</sub>	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γ <sub>M</sub> = 1.15 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h <sub>u</sub> ; 2heff; 2c <sub>1</sub> )]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 278 [mm]		
Resistenza di progetto	NR <sub>d, re</sub> = 1416.18 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NE <sub>d</sub> = 1016.29 [kN]	NE <sub>d, re</sub> = (es/z + 1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	β <sub>V</sub> = 72% [-]		
S6 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO	Verifica applicabile:	Verifica richiesta	§7.2.2.6.3
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto	f <sub>bd</sub> = 3.37 [MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l <sub>1</sub> = 450 [mm]	l <sub>1</sub> = 450 ≥ 10Ø = 160	✓
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione = sì [-]		
Forma della barra	forma = dritta [-]		
Copri ferro armatura supplementare	c = 50 [mm]		
Interferro	a = 100 [mm]		
	cd = 50 [mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α <sub>1</sub> = 1.00 [-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α <sub>2</sub> = 0.68 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h <sub>u</sub> ; 2heff; 2c <sub>1</sub> )]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 278 [mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	l <sub>cr</sub> = 949 [mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N <sup>0</sup> R <sub>d, a</sub> = 78.68 [kN]	N <sup>0</sup> R <sub>d, a</sub> = l <sub>1</sub> π Ø f <sub>bd</sub> / (α <sub>1</sub> x α <sub>2</sub> ) ≤ A <sub>s, re</sub> f <sub>yk, re</sub> (1/γ <sub>M</sub> s <sub>re</sub> )	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NR <sub>d, a</sub> = 1416.18 [kN]		formula 7.52

$$N_{Ed}/N_{Rd,a} = 1016.29 \text{ kN} / 1416.18 \text{ kN} = 0.72 < 1$$

La verifica è soddisfatta

### Verifica in direzione Y

S5 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO	Verifica applicabile:	Verifica richiesta	§7.2.2.6.2
Numero di barre efficaci per ancorante	n <sub>re</sub> = 21		
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]	Ø ≤ 16	
Armatura per assorbire le forze di taglio agenti sull'ancorante	armatura superficiale		
Fattore di efficienza	k <sub>10</sub> = 1.0 [-]		
Area delle barre	A <sub>s, re, i</sub> = 4222.3		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante	NR <sub>k, re</sub> = 1900 [kN]	NR <sub>k, re</sub> = k <sub>10</sub> Σa <sub>s, re</sub> x f <sub>yk, re</sub>	formula 7.51
Coefficiente parziale di sicurezza	γ <sub>M</sub> = 1.15 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h <sub>u</sub> ; 2heff; 2c <sub>1</sub> )]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 270 [mm]		
Resistenza di progetto	NR <sub>d, re</sub> = 1652.20 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo	NE <sub>d</sub> = 689.37 [kN]	NE <sub>d, re</sub> = (es/z + 1) x VEd	formula 6.6
Coefficiente di sfruttamento	β <sub>V</sub> = 42% [-]		
S6 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TAGLIO	Verifica applicabile:	Verifica richiesta	§7.2.2.6.3
Diametro delle barre	Ø = 16 [mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto	f <sub>bd</sub> = 3.37 [MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura	l <sub>1</sub> = 685 [mm]	l <sub>1</sub> = 685 ≥ 4Ø = 64	✓
Azione sulle barre di ancoraggio	trazione = sì [-]		
Forma della barra	forma = altro [-]		
Copri ferro armatura supplementare	c = 65 [mm]		
Interferro	a = 100 [mm]		
	cd = 50 [mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)	α <sub>1</sub> = 0.70 [-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)	α <sub>2</sub> = 0.98 [-]		
Braccio di leva interno [z=0.85d con d = min(h <sub>u</sub> ; 2heff; 2c <sub>1</sub> )]	z = 1105 [mm]		
Distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'ancorante	es = 270 [mm]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio	l <sub>cr</sub> = 957 [mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	N <sup>0</sup> R <sub>d, a</sub> = 78.68 [kN]	N <sup>0</sup> R <sub>d, a</sub> = l <sub>1</sub> π Ø f <sub>bd</sub> / (α <sub>1</sub> x α <sub>2</sub> ) ≤ A <sub>s, re</sub> f <sub>yk, re</sub> (1/γ <sub>M</sub> s <sub>re</sub> )	formula 7.53
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo	NR <sub>d, a</sub> = 1652.20 [kN]		formula 7.52

$$N_{Ed}/N_{Rd,a} = 689 \text{ kN} / 1652 \text{ kN} = 0.42 < 1$$

La verifica è soddisfatta

## 11.3.2 Verifiche dei tirafondi

### 11.3.2.1 Sollecitazioni di progetto

Il progetto/verifica dei tirafondi è stato condotto con riferimento alle sollecitazioni massime agenti alla base del montante e di seguito riportate per completezza.

Forza di compressione  $F_x = 138 \text{ kN}$

Momento flettente dir. Y  $M_y = 904 \text{ kNm}$

Momento flettente dir. Z  $M_z = 764 \text{ kNm}$

Dal modello ad elementi finiti si sono ricavate le trazioni nei tirafondi nella combinazione dimensionante.

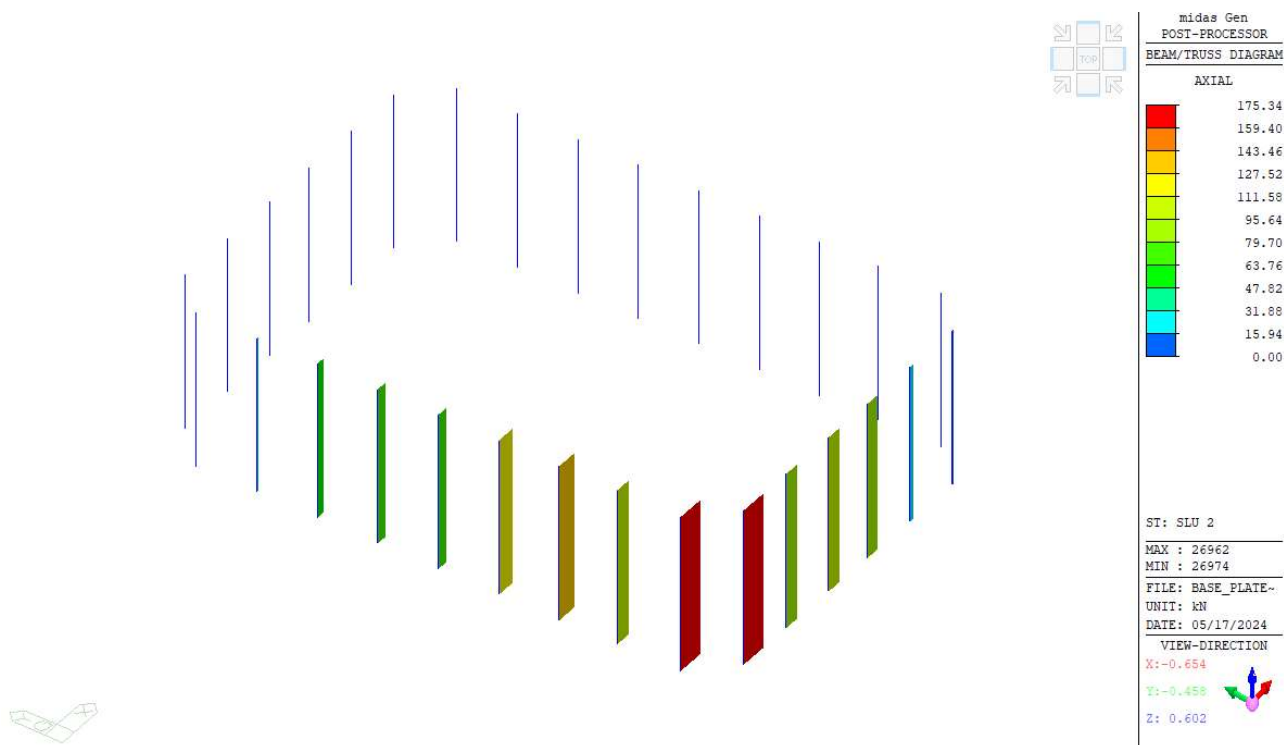



Figura 11-18. Trazioni nei tirafondi

$n_b$	$N_{ed}$	$n_b$	$N_{ed}$
1	1.4	16	71.6
2	-21.2	17	68.2
3	-70.7	18	125.7
4	-81.6	19	130.5
5	-73.7	20	102.3
6	-143.3	21	175.3
7	174.0	22	-143.5
8	94.1	23	-81.1
9	101.9	24	-108.4
10	88.5	25	-105.0
11	31.6	26	-55.1
12	10.5	27	-56.1
13	4.0	28	-44.8
14	19.1	29	-11.2
15	59.4	30	7.7


La somma totale delle forze di trazione risulta pari a 1265 kN

### 11.3.2.2 Rottura a trazione

T1 - ROTTURA DELL'ACCIAIO DELL'ANCORANTE (Steel failure of fastener)		§7.2.1.3
$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = N_{Rk,s} / \gamma_{M,s}$ Resistenza caratteristica singolo ancorante Resistenza di progetto singolo ancorante Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante Coefficiente di sfruttamento	$N_{Rk,s} = 448.8$ [kN] $N_{Rd,s} = 299.2$ [kN] $N_{Ed} = 175.33$ [kN] $\beta N = 59\%$ [-]	

Verifica soddisfatta

### 11.3.2.3 Rottura a sfilamento

T3 - RESISTENZA PER SFILAMENTO DELL'ANCORANTE (Pull-out failure of fastener)		§7.2.1.5
(N.B. per ancoranti meccanici e muniti di testa post-inseriti vedere specifica tecnica di prodotto) N.B. Valida per ancoranti a piolo Area portante della testa dell'ancorante Resistenza caratteristica in caso di rottura per sfilamento Resistenza di progetto in caso di rottura per sfilamento Azione assiale massima di sfilamento nel singolo ancorante Coefficiente di sfruttamento	Verifica applicabile : $k_2 = 10.5$ [-] $A_h = 7147$ [mm <sup>2</sup> ] $N_{Rk,p} = 2627$ [kN] $N_{Rd,p} = 1751.0$ [kN] $N_{sd} = 175.33$ [kN] $\beta N = 10\%$ [-]	Verifica richiesta 

Verifica soddisfatta

### 11.3.2.4 Rottura del cono di calcestruzzo

Per la verifica della rottura del cono di cls, si è affidata tutta l'azione alle barre di armatura integrativa. Saranno disposte n. 2.5  $\phi 16$  per ancorante con lunghezza di ancoraggio media nel corpo di rottura almeno pari a 500 mm. Si effettua quindi la verifica delle armaure integrative sull'azione del tirafondo più sollecitato.

Per il calcolo del numero di barre efficaci per ancorante si è considerata il tirafondo più sollecitato e da lì si è proiettato il cono per vedere il numero di barre che il cono sarebbe andato ad interessare (n.23 barre di armatura). Considerando che nel cono sono presenti n. 9 tirafondi, il numero di barre efficaci a tirafondo risulta essere pari a  $23/9 = 2.55$  barre.

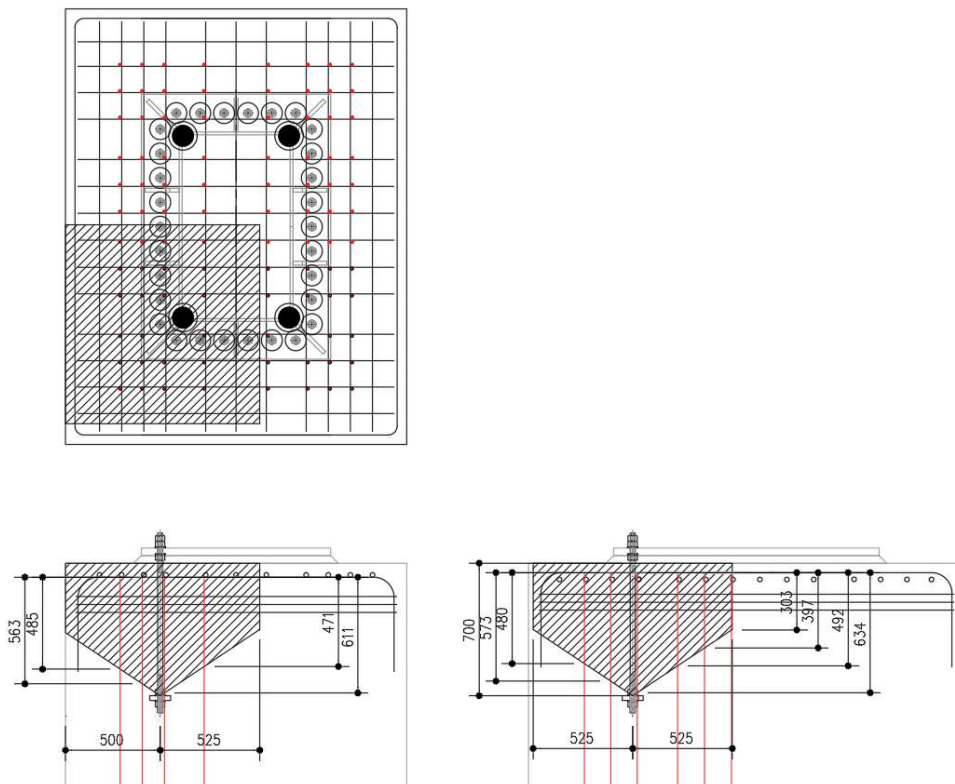


Figura 11-19. Dettaglio armature intergrative a trazione

T7 - ROTTURA DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIONE		Verifica applicabile:	Verifica richiesta	\$7.2.1.9.1
Numero di barre efficaci per ancorante		nre = 2.555556		
Diametro delle barre		$\varnothing = 16$ [mm]	$\varnothing \leq 16$	
Area delle barre		As,re,i = 514		
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio		fyk = 450 [MPa]		
Resistenza allo snervamento caratteristica dell'armatura supplementare per un ancorante		NRk,re = 231 [kN]	NRk,re = $\Sigma as,re \times fyk,re$	formula 7.31
Coefficiente parziale di sicurezza		$\gamma_M = 1.15$ [-]		
Resistenza di progetto		NRd,cb = 201.06 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo		NEd = 175.3 [kN]		
Coefficiente di sfruttamento		$\beta_N = 87\%$ [-]		
T8 - ROTTURA DELL'ANCORAGGIO DELL'ARMATURA SUPPLEMENTARE A TRAZIONE		Verifica applicabile:	Verifica richiesta	\$7.2.1.9.2
Diametro delle barre		$\varnothing = 16$ [mm]		
Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo di progetto		fbd = 3.37 [MPa]		
Lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura		l1 = 500 [mm]	$l1 = 500 \geq 4\varnothing = 64$	-
Azione sulle barre di ancoraggio		trazione = si [-]		✓
Forma della barra		forma = altro [-]		
Copri ferro armatura supplementare		c = 35 [mm]		
Interferro		a = 200 [mm]		
		cd = 35 [mm]	min {a/2 ; c}	
Fattore di influenza 1 (UNI EN 1992-1-1)		$\alpha_1 = 1.00$ [-]		
Fattore di influenza 2 (UNI EN 1992-1-1)		$\alpha_2 = 1.00$ [-]		
Lunghezza corrispondente alla rottura contemporanea lato cls e lato acciaio		lcr = 1187 [mm]		
Resistenza iniziale di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo		N <sup>0</sup> Rd,a = 78.68 [kN]	N <sup>0</sup> Rd,a = $l1\pi\varnothing f_{bd}/(\alpha_1 \times \alpha_2) \leq As,re \times fyk,re/(1/\gamma_{Ms,re})$	formula 7.33
Resistenza di progetto dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio del cono di calcestruzzo		NRd,a = 201.06 [kN]		
Forza di trazione del singolo tirafondo		NEd = 175.3 [kN]		
Coefficiente di sfruttamento		$\beta_N = 87\%$ [-]		

Verifica soddisfatta

### 11.3.2.5 Rottura per blow-out del calcestruzzo

La verifica a rottura per blow-out non è richiesta in quanto la distanza dal bordo  $c = 500 \text{ mm}$  è maggiore di  $0.5 \cdot h_{eff} = 325 \text{ mm}$  e la UNI EN 1992-4:2018 richiede che la suddetta verifica venga condotta solo se si ricade nel caso  $c \leq 0.5 \cdot h_{eff}$ .

### 11.3.2.6 Rottura per splitting

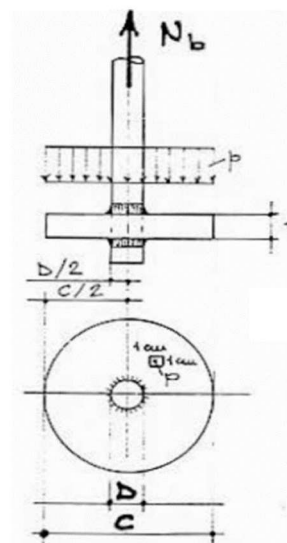
T5 - ROTTURA PER SPLITTING DEL CALCESTRUZZO (Concrete splitting failure)			\$7.2.1.7
Coefficiente per calcestruzzo non fessurato		k4 = 0.5 [-]	
Spessore minimo dell'elemento di calcestruzzo		hmin = 710 [mm]	
Spessore dell'elemento in calcestruzzo		H = 1600 [mm]	
Altezza di affondamento/ lunghezza tirafondo		hef = 650 [mm]	
Interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo		Scr,Sp = 1300 [mm]	
Distanza del bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo		Ccr,Sp = 650 [mm]	
Area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza del bordo sulla superficie di calcestruzzo		A <sup>0</sup> c,N = 1690000 [mm <sup>2</sup> ]	
Area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie di calcestruzzo		Ac,N = 2316400 [mm <sup>2</sup> ]	Ac,N/A0c,N = 1.371
Area di armatura necessaria in prossimità dei tasselli tesi per resistere alle forze di splitting		$\Sigma as,re = 1616.4$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Sigma as,re = k4[\Sigma NEd]/(fyk/\gamma_{Ms,re})$
Non è richiesta alcuna verifica se è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:			valore suggerito: 1495000
Condizione b1		✗ condizione b1 non soddisfatta	
Condizione b2		✗ condizione b2 non soddisfatta	formula 7.22
		Verifica richiesta	
Fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza dei bordi dall'elemento di calcestruzzo		$\psi_{S,N} = 0.93$ [-]	
Fattore che considera le sezioni densamente armate di calcestruzzo		$\psi_{re,N} = 1.00$ [-]	$\psi_{re,N} = \min\{1; 0.5hef/200\}$
Fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico		$\psi_{ec,N} = 1.00$ [-]	$\psi_{ec,N} = \min\{1; 1/(1+2e1/Scr,sp) \cdot (1+2e2/Scr,sp)\}$
Fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione		$\psi_{h,sp} = 1.57$ [-]	$\psi_{h,sp} = (h/hmin)^{2/3} \leq \max\{1; hef+1.5c1/hmin)^{2/3}\} \leq 2$
Valore iniziale della resistenza caratteristica dell'ancorante		N <sup>0</sup> Rk,sp = 1245.1 [kN]	N <sup>0</sup> Rk,sp = $\min\{N^0Rkc; N^0Rkp\}$
Resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo		NRk,sp = 2497.8 [kN]	N <sub>Rk,sp</sub> = N <sup>0</sup> Rk,sp x Ac,N/A0c,N (ψ <sub>S,N</sub> ψ <sub>re,N</sub> ψ <sub>ec,N</sub> ψ <sub>h,sp</sub> )
Resistenza di progetto		NRd,sp = 1665.2 [kN]	
Forza di trazione sul gruppo di tirafondi		NEd = 1265.0 [kN]	
Coefficiente di sfruttamento		$\beta_N = 76\%$ [-]	

Verifica soddisfatta

### 11.3.2.7 Rottura della rosetta

#### Resistenza tirafondo con piastra di bloccaggio

Geometria piastra di bloccaggio e tirafondo			
$C_{pb}$	Diametro piastra di bloccaggio	110.0	mm
$t$	Spessore piastra	25.0	mm
$t_{min}$	Spessore minimo piastra	20.77	mm
$A_{c0,pb}$	Area lorda piastra di bloccaggio	9503.32	mm <sup>2</sup>
$D$	Diametro tirafondo	30.0	mm
$C/D$	Rapporto tra diametro rosetta/diametro tirafondo	3.67	-
$A$	Area sezione filettata	561.00	
Coeff. di sicurezza			
$\gamma_c$	Coeff. di sicurezza cls	1.50	
$\alpha_c$	Coeff. di sicurezza a lungo termine cls	0.85	
$\gamma_{M1}$	Coeff. sicurezza acciaio piastre	1.05	
$\gamma_{M2}$	Coeff. sicurezza acciaio collegamenti	1.25	
Materiali impiegati			
$R_{ck}$	Resistenza caratteristica cubica	45.0	Mpa
$f_{ck}$	Resistenza caratteristica cilindrica	37.4	Mpa
$f_{cd}$	Resistenza di progetto cilindrica	21.2	Mpa
$f_{yk}$	tensione caratteristica di snervamento piastra	355.0	Mpa
$f_{tk}$	tensione caratteristica di rottura tirafondo	800.0	Mpa
$f_{ud}$	tensione ultima di progetto	640.0	Mpa
$M_{pl,1,Rd}$	Momento plastico della piastra	58110.12	Nmm
$p$	pressione sulla rosetta	19.88	Mpa
Modalità di rottura			
$F_{T,1-2,Rd}$	Resistenza per flessione della piastra	253.9	kN
$F_{t,pb,Rd}$	Resistenza contatto piastra di bloccaggio	186.2	kN
$F_{t,Rd}$	Resistenza Tirafondo	323.1	kN
$F_{Rd}$	Resistenza ultima	186.2	kN
Verifica			
$F_{Ed}$	Azione di trazione	175.3	kN
CS	$F_{Rd}/F_{Ed}$	1.06	>1



Verifica soddisfatta

## 11.4 Verifiche a fatica

### 11.4.1 Verifica a fatica delle chiavi di taglio

La verifica a fatica per le sezioni saldate viene condotta con riferimento alla saldatura tra chiave di taglio e piastra di base. I dettagli di fatica assunti sono i seguenti:

Chiave di taglio Tensione normale  $\sigma$ : Classe 160

Chiave di taglio Tensione tangenziali  $\tau$ : Classe 100

Saldatura tensione tangenziale  $\tau$ : Classe 80




Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T  3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$ , la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella  Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

Tabella C4.2.XII.b - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ( $\Delta\tau$ )

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$
160 140 <sup>(1)</sup>		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Si riporta di seguito l'azione alla base data dal vento caratteristico e la distribuzione di tagli che genera sulle chiavi:

Taglio trasversale  $F_x = 0 \text{ kN}$

Taglio longitudinale  $F_y = 82 \text{ kN}$

Momento torcente  $M_z = 724 \text{ kNm}$

nb	X	Y	$x^2+y^2$	$F_{xv}$	$F_{yv}$	$F_x$	$F_y$	$V_{ed}$
1	-280	480	308800	0	-20.54	-164.1	260.7	308.04
2	280	480	308800	0	-20.54	164.1	260.7	308.04
3	280	-480	308800	0	-20.54	164.1	-301.8	343.51
4	-280	-480	308800	0	-20.54	-164.1	-301.8	343.51

## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - CHIAVI DI TAGLIO - SIGMA

### Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio
Wel_ch			
t	mm <sup>2</sup>	130670.62	Modulo resistente elastico chiave di taglio
la	mm	115.00	Eccentricità azione di taglio

### Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	344	Azioni tagliante comb.RARA
Med	kNm	39.503	Azione flettente comb.RARA

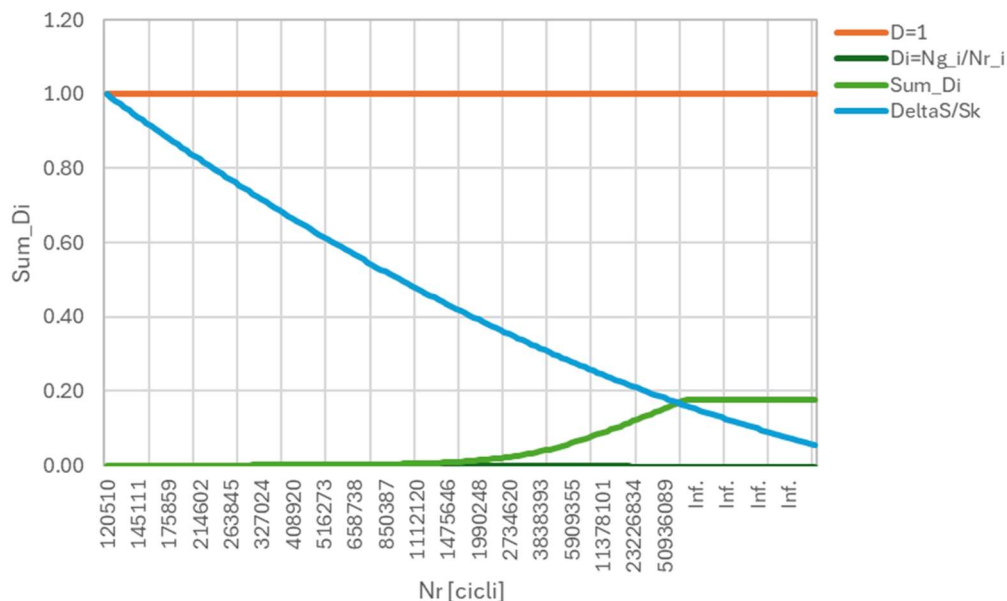
### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	302.31	Tensione caratteristica per effetto del vento $Sk = Med/Wel$
$\gamma_{Mf}$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d =$
$\Delta\sigma_d$	MPa	87.348	$0,737 \Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	47.954	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	10000000	Numero di cicli limite per i calcoli di fatica

D= 0.1764 < 1

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:

Danneggiamento chiavi di taglio - tensioni normali  $\sigma$



## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - CHIAVI DI TAGLIO - TAU

### Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio
Av	mm <sup>2</sup>	7127.49	Area di taglio profilo

### Azioni sollecitanti e precarico

Ved	kN	344	Azioni tagliante comb.RARA
-----	----	-----	----------------------------

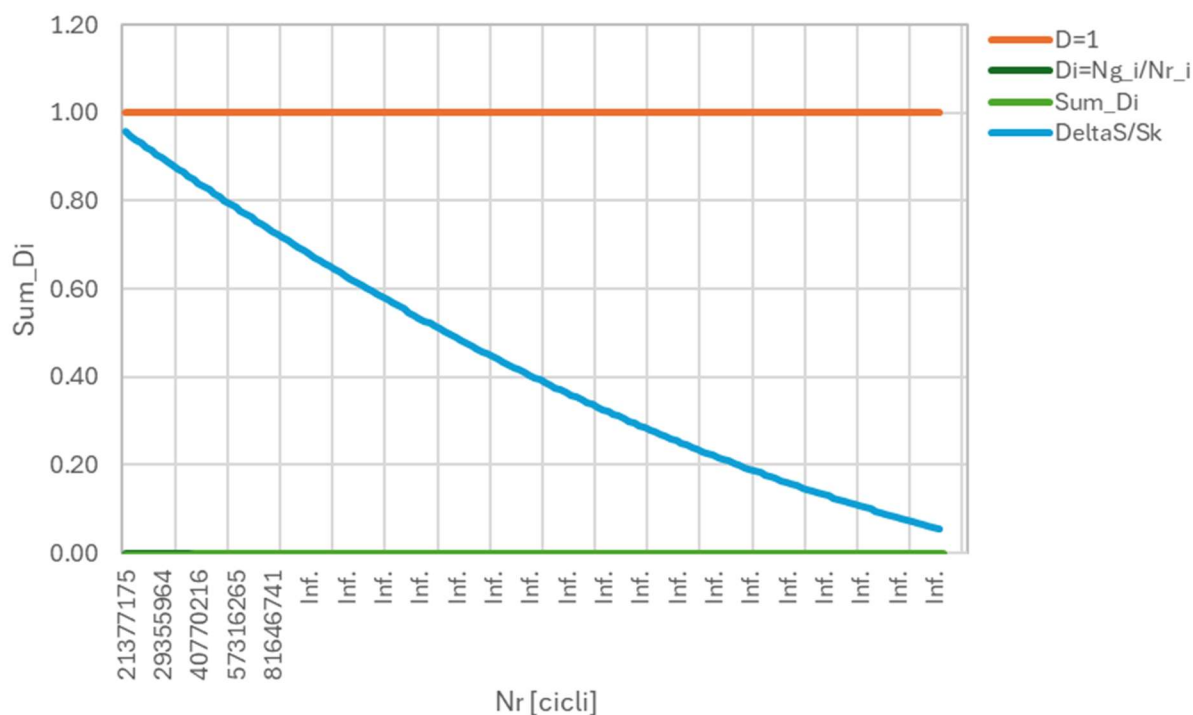
### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	48.19	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento $S_k = Ved/Av$
$\gamma_{Mf}$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta TC$	MPa	100	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta TC,r$	MPa	74.074	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta TC,r = \Delta TC/\gamma_{Mf}$
$\Delta TL$	MPa	33.852	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta \sigma_L = 0,457 \Delta TC$
m	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

$$D=0.00000116 < 1$$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:

Danneggiamento chiavi di taglio - tensioni tangenziali  $\tau$



## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - saldatura - TAU

### Geometria chiave di taglio

d_cht	mm	110	Diametro chiave di taglio	ok
Av	mm <sup>2</sup>	3511.27	Area di taglio della saldatura	ok

### Azioni sollecitanti e precarico

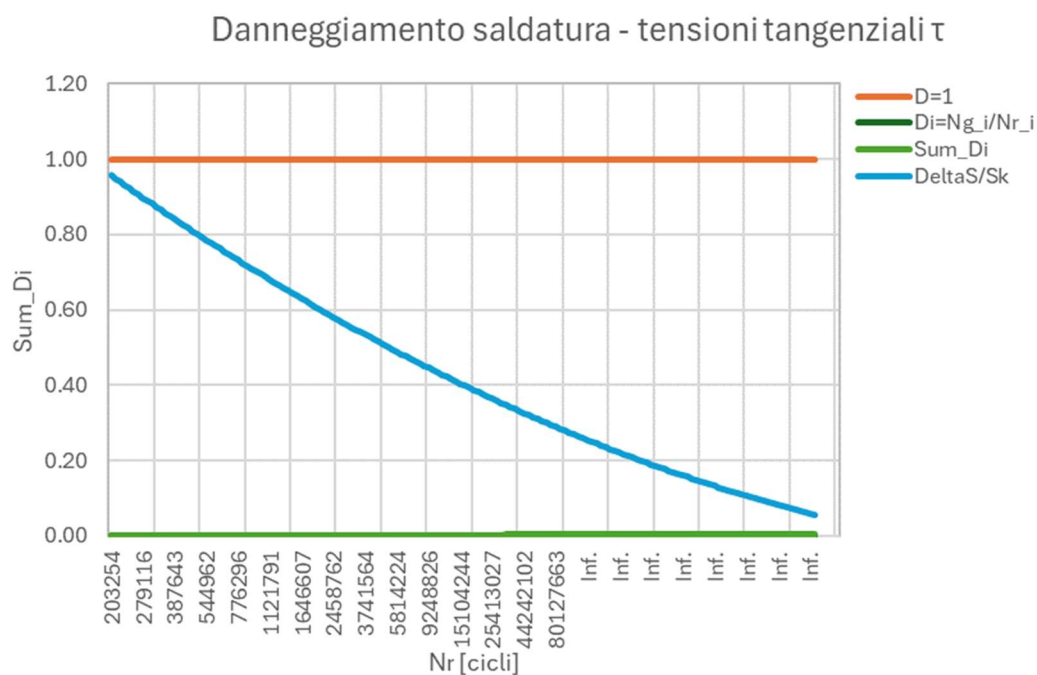
Ved	kN	344	Azioni tagliante comb.RARA	ok
-----	----	-----	----------------------------	----

### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	97.83	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento $Sk = Ved/Av$
$\gamma M_f$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta \tau_c$	MPa	80	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta \tau_{c,r}$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta \tau_{c,r} = \Delta \tau_c / \gamma M_f$
$\Delta \tau_L$	MPa	27.081	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta \sigma_L = 0,457 \Delta \tau_d$
m	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

$D=0.0058 < 1$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



<b>VERIFICA A FATICA</b>			
<b>Danneggiamento per flessione</b>			
D_sigma <= 1	0.17641	-	Danneggiamento cumulato azione Med (vedere Verifica_D_Chiave_Taglio)
<b>VERIFICA A FATICA</b>			
<b>Danneggiamento per taglio chiave di taglio</b>			
D_sigma <= 1	0.0000012	-	Danneggiamento cumulato azione Ved (vedere Verifica_D_Profilo)
<b>VERIFICA A FATICA</b>			
<b>Danneggiamento per taglio saldatura</b>			
D_sigma <= 1	0.0057938	-	Danneggiamento cumulato azione Ved (vedere Verifica_D_saldature)

Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

## 11.4.2 Verifica a fatica delle giunzioni bullonate

La verifica è stata condotta determinando la tensione caratteristica, indotta dall'applicazione del carico da vento e da buffeting, sul bullone più sollecitato. A partire da tale valore caratteristico, sia in termini di tensione normale, sia in termini di tensione tangenziale, attraverso l'applicazione della procedura già descritta, si calcolano gli intervalli di variazione delle tensioni ad ampiezza costante ed il conseguente danno.

Le sezioni investigate sono quelle in corrispondenza alle: Sez A, Sez C.

I valori della variazione di tensione a rottura per fatica, corrispondenti a  $2 \times 10^6$  cicli, sono determinati in ottemperanza a quanto disposto in EN 1993-1-9; prospetti 8.1-8.10.

Si evidenzia che, in virtù della presenza del pretiro agente sui bulloni della "Sez A", la variazione di tensione reale agente sui bulloni, ed avente effetto in termini di fatica, risulta essere solo una frazione della tensione calcolabile assumendo per intero la variazione di azione assiale sul bullone.

Quanto sopra risulta valido per azioni assiali di trazione al più pari all'azione di pretiro.

### 11.4.2.1 Verifica a fatica bullonatura Sez A

Si riportano di seguito le azioni di trazione e taglio generate dal vento in combinazione caratteristica:

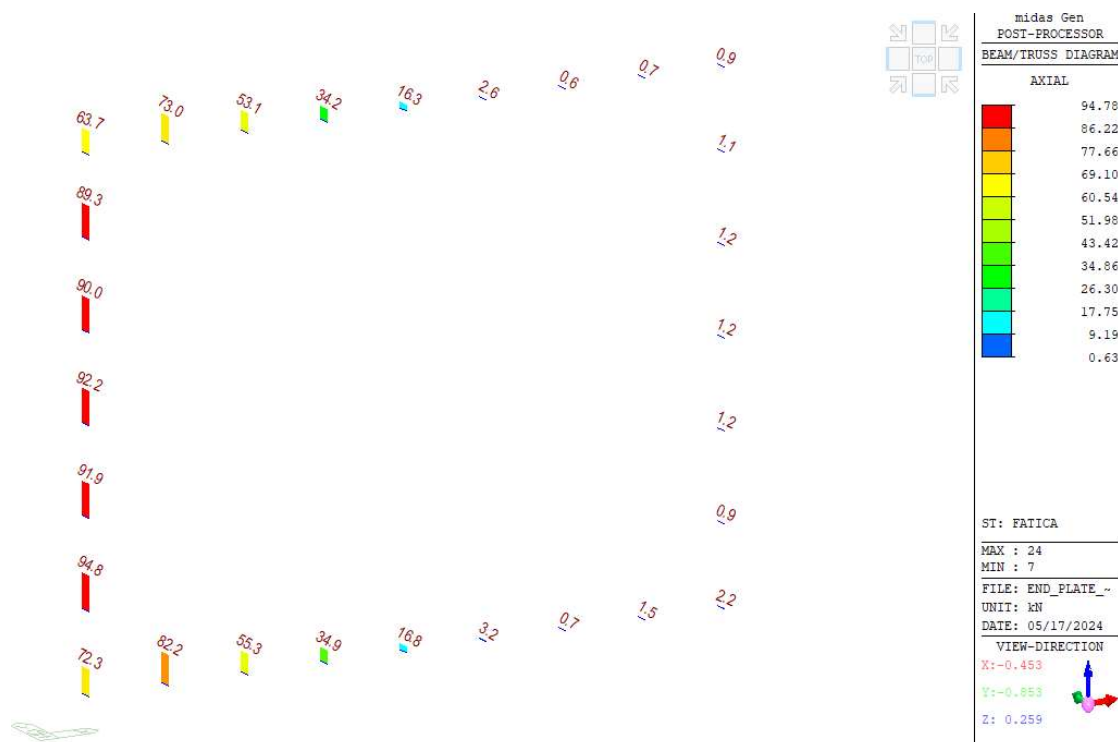


Figura 11-20 – Azioni di trazione nei bulloni per effetto del vento

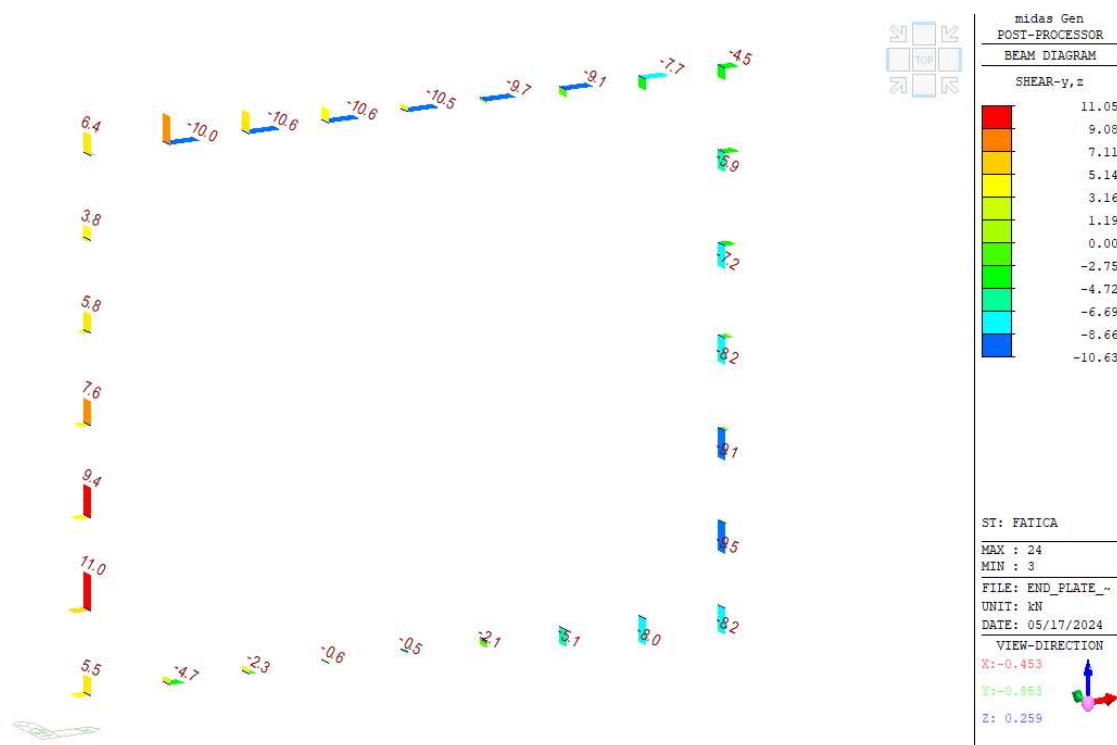


Figura 11-21 – Azione di taglio nei bulloni per effetto del vento

Come si può osservare l'azione di trazione nei bulloni è largamente inferiore al valore del precarico, pari a 314 kN; quindi, non si potranno generare  $\Delta\sigma$  per tale azione e quindi la verifica a fatica per azioni normali risulta soddisfatta per vita illimitata.

Per quanto riguarda l'azione di taglio, l'azione di taglio combinata sul bullone più caricato è pari a 21.7 kN. Con riferimento al dettaglio di fatica a taglio dei bulloni Classe 100 si riporta di seguito la verifica a danneggiamento.

Tabella C4.2.XII.c - Bulloni sollecitati a taglio ( $\Delta\tau$ )

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		<p>15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bulloni calibrati</li> <li>- Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico</li> </ul>	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - bulloni - TAU

### Geometria chiave di taglio

D	mm	30	Diametro chiave di taglio
Av	mm <sup>2</sup>	420.75	Area di taglio del bullone

### Azioni sollecitanti e precarico

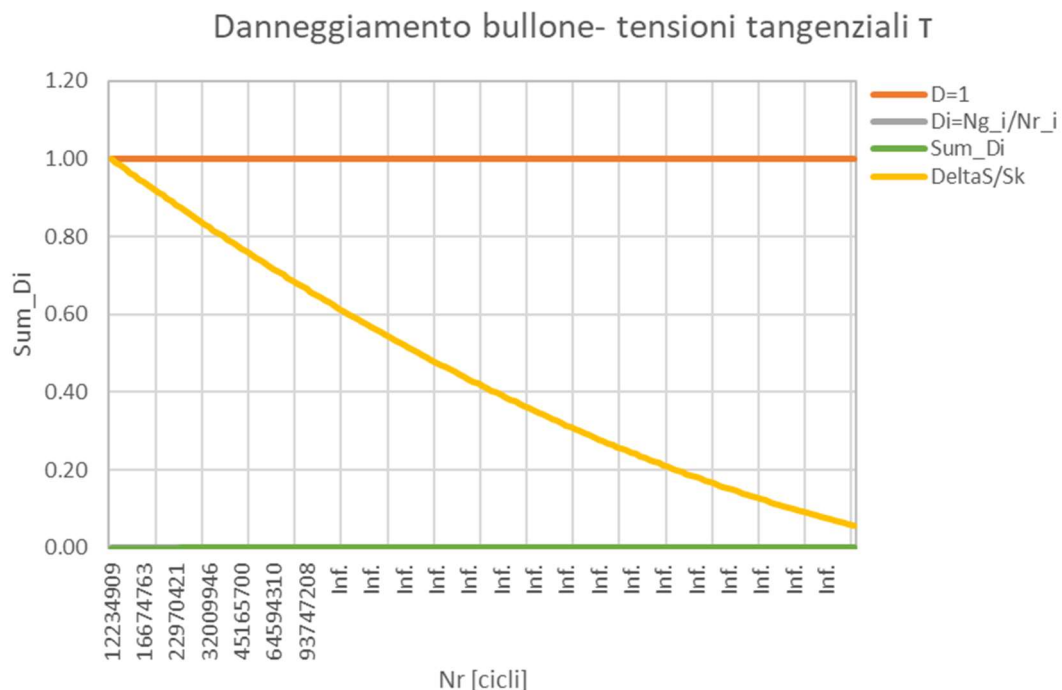
Ved	kN	21.696	Azioni tagliente comb.RARA
-----	----	--------	----------------------------

### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	51.56	Tensione tangenziale caratteristica per effetto del vento Sk =
$\gamma M_f$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta T_C$	MPa	100	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta T_{C,r}$	MPa	74.074	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta T_{C,r} = \Delta T_C / \gamma M_f$
$\Delta T_L$	MPa	33.852	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta \sigma_L = 0,457 \Delta T_d$
m	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	100000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante

$D = 0.000003 < 1$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

### 11.4.2.2 Verifica a fatica Nervature e profilo Sez A

Si riportano di seguito le tensioni agenti sulle nervature e sul profilo per l'azione da cento caratteristica.

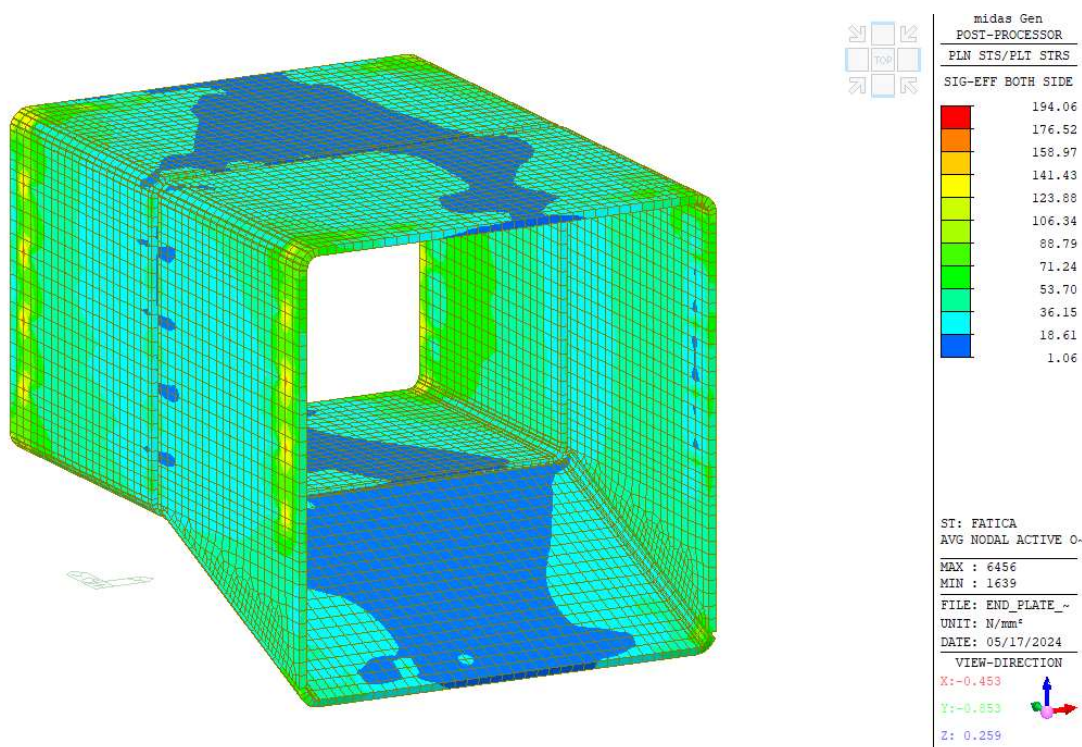


Figura 11-22 – Tensioni sui profili

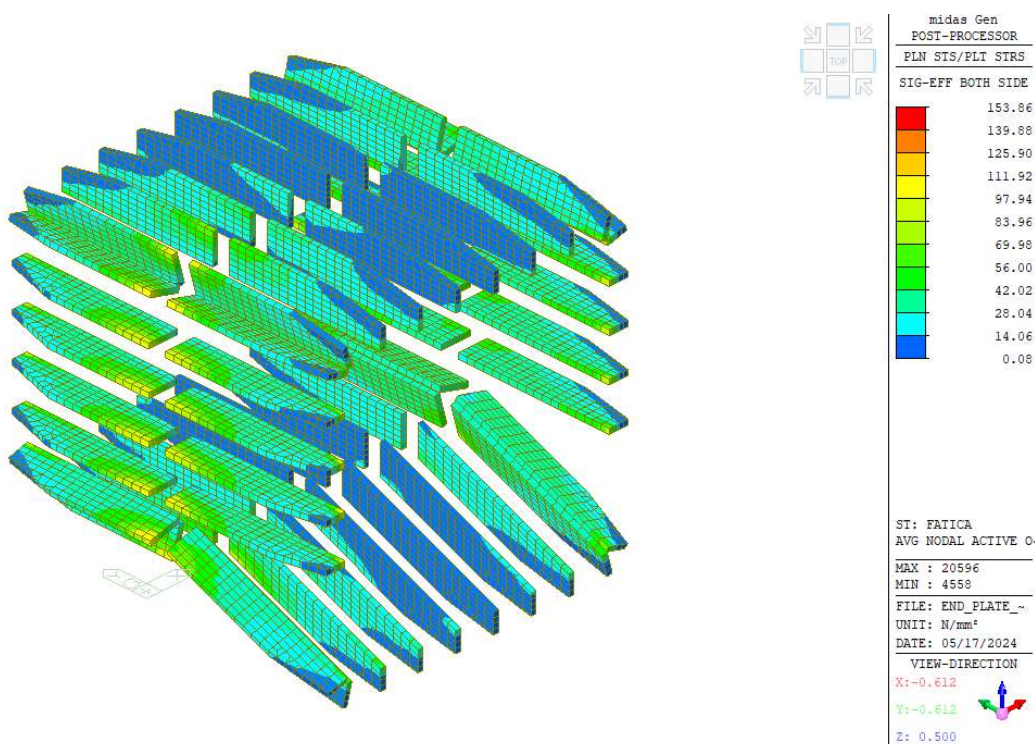

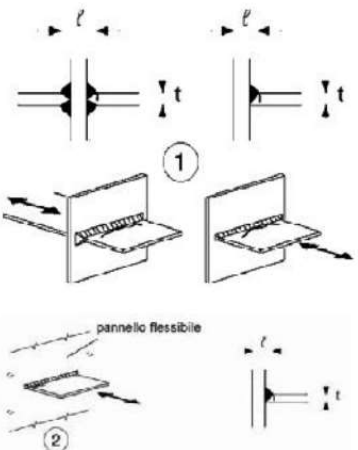


Figura 11-23 – Tensioni sulle nervature

Con riferimento alla classe di dettaglio 160 per il profilo e 80 per le nervature si effettuano le verifiche a danneggiamento.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 <sup>(1)</sup>		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T  1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione  2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello  (a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090  2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi $k_t$  1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

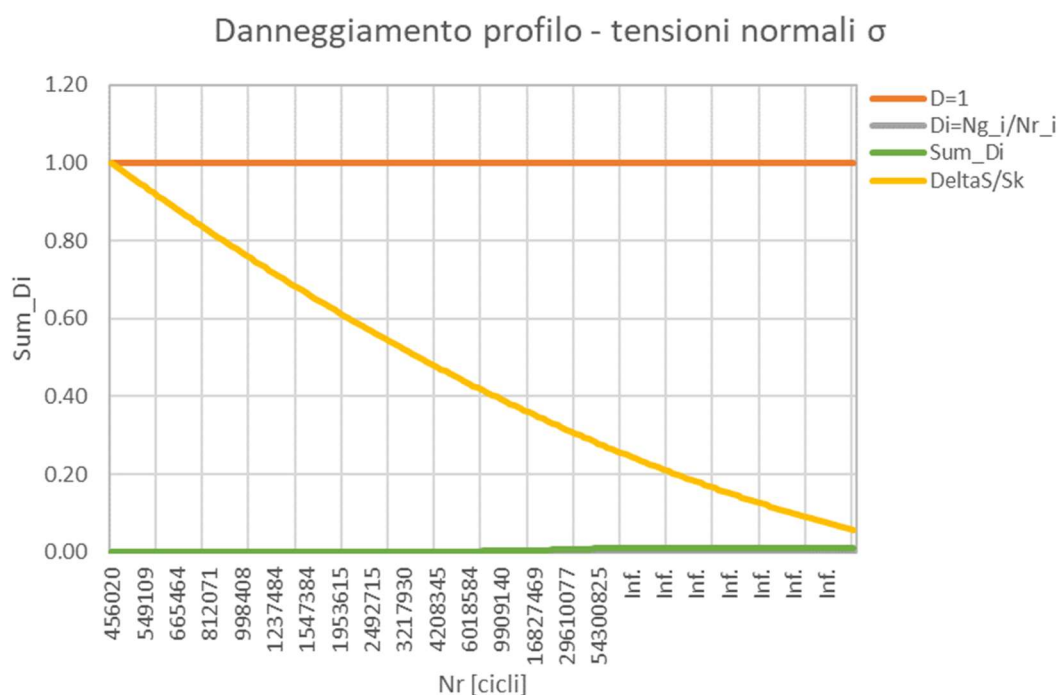
## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	194.00	Tensione caratteristica per effetto del vento
$\gamma_{Mf}$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$
$\Delta\sigma_d$	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	47.954	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i calcoli di fatica

D=0.121

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



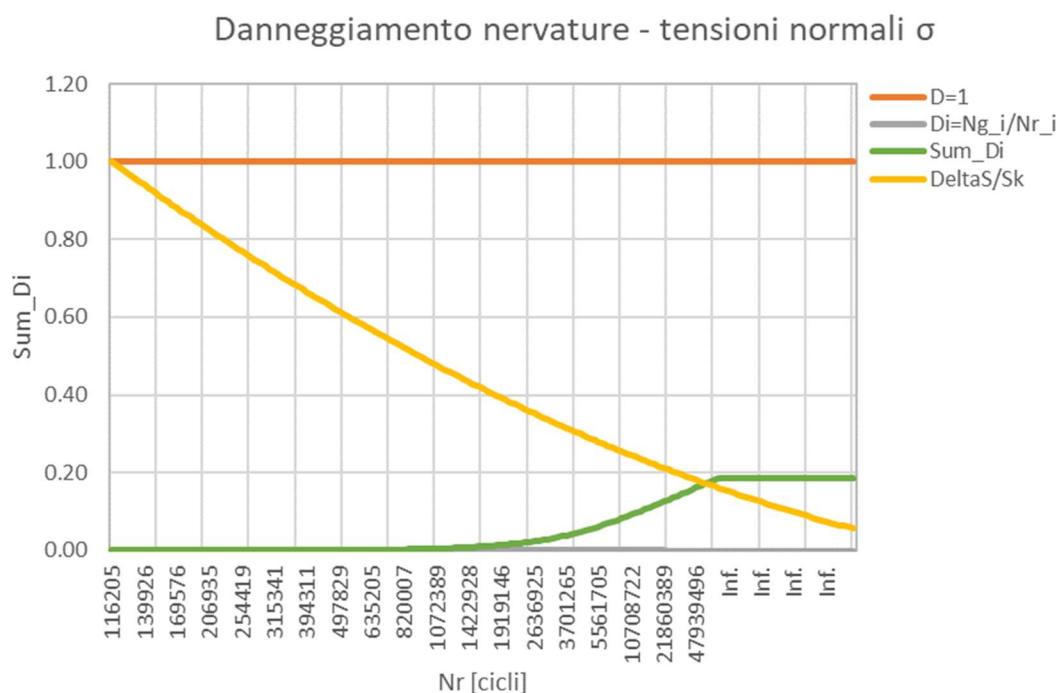
## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	153.00	Tensione caratteristica per effetto del vento
$\gamma M_f$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	80	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma M_f$
$\Delta\sigma_d$	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	23.977	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i cacoli di fatica

$$D = 0.1861 < 1$$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

### 11.4.2.3 Verifica a fatica bullonatura Sez C - Ancoraggio di base

Si riportano di seguito le azioni nei tirafondi ricavate dal modello ad elementi finiti per la condizione di vento caratteristico:

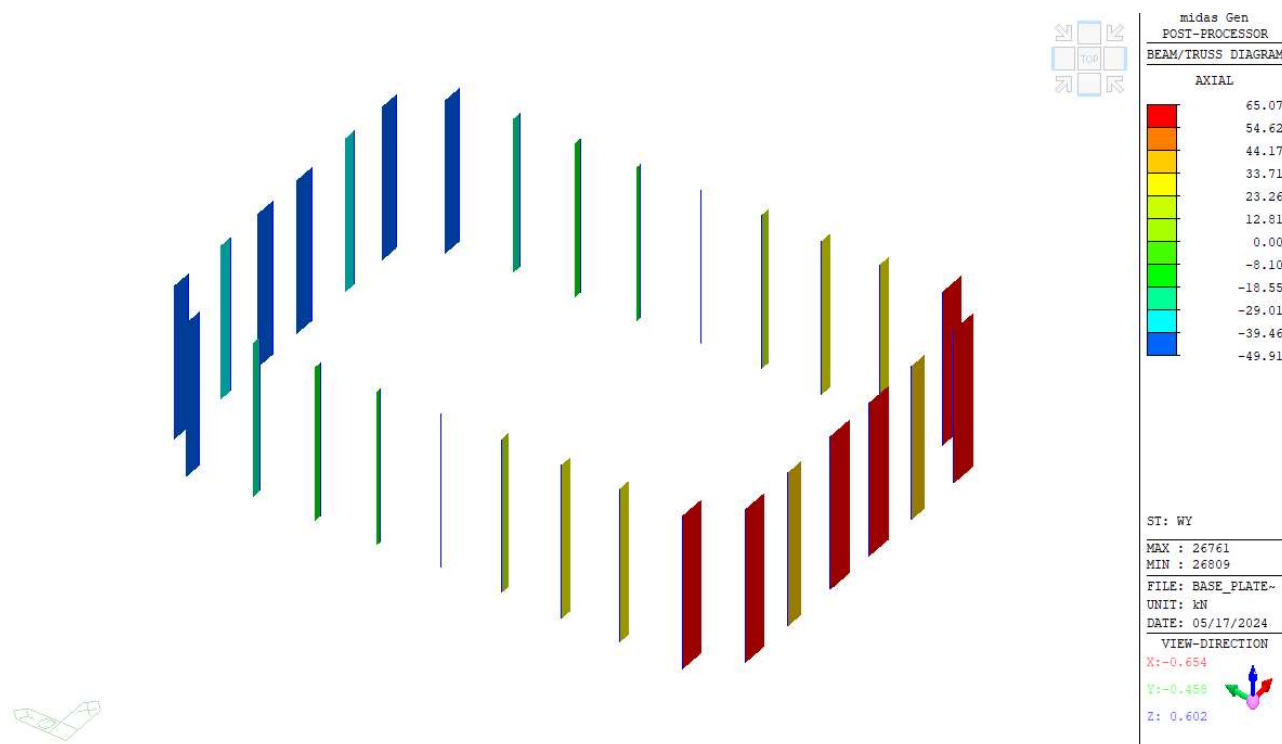


Figura 11-24 – Azioni nei tirafondi per effetto del vento

Con riferimento alla classe di dettaglio 50, si effettua la verifica a danneggiamento del tirafondo

50		<p>14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro <math>\phi &gt; 30</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (30 / \phi)^{0.25}$	<p><math>\Delta\sigma</math> riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i <math>\Delta\sigma</math> possono essere ridotti.</p>
----	--	---	--

#### VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - TIRAFONDI

##### Geometria tirafondo

d	mm	30	Diametro tirafondo
As	mm <sup>2</sup>	561	Area netta tirafondo
ftbk	MPa	800	Resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio

##### Azioni sollecitanti e precarico

Ned	kN	65.07	Azioni sollecitante comb.RARA
Fp,c	kN	314.16	Massima forza di precarico da NTC
$\alpha$	%	0	Percentuale di precarico a tempo infinito
P0	kN	0.00	Precarico a tempo zero $P_{inf} = \alpha \cdot F_{p,c}$
$\beta$	%	0	Perdita del precarico a lungo termine
Pinf	kN	0.00	Precarico a tempo infinito $P_{inf} = (1 - \beta) \cdot P_0$

$\sigma_{p,inf}$  MPa

0 Tensione a tempo infinito per il precarico

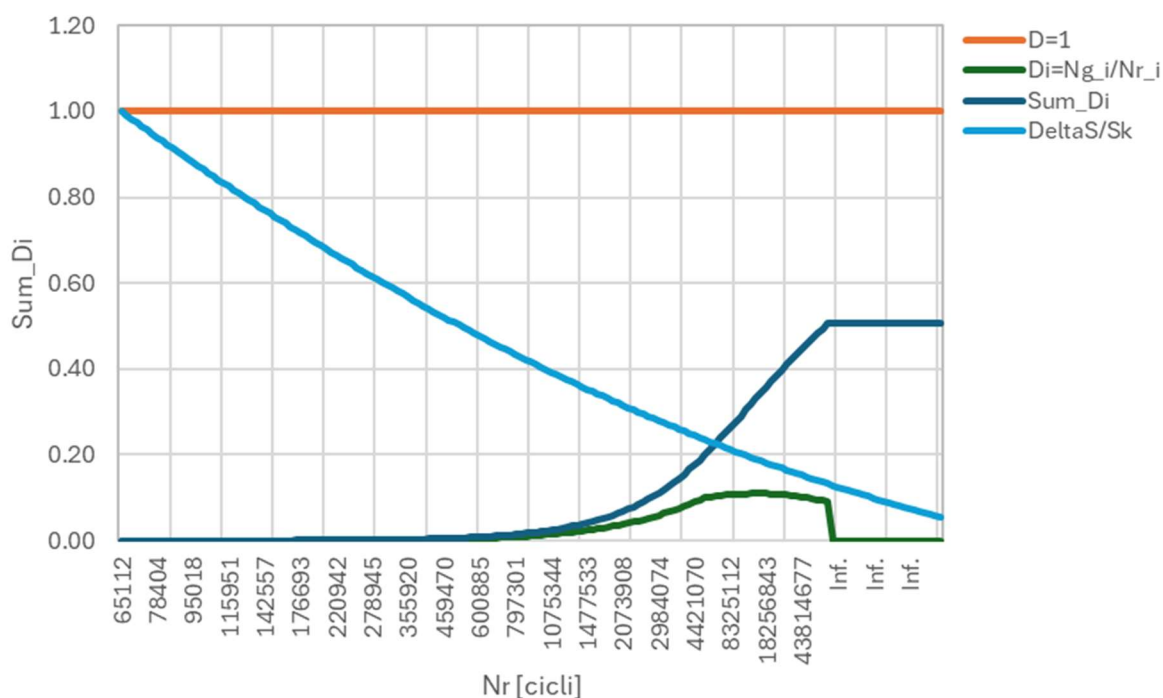
#### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	115.99	Tensione caratteristica per effetto del vento $Sk = Ned/As$
$\gamma_{Mf}$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	50	Classe del dettaglio di fatica
ks	-	1.00	Fattore di riduzione della classe (per bulloni $ks=(30/\phi)^{0,25}$ )
$ks*\Delta\sigma_c$	MPa	50.000	-
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	37.037	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$
$\Delta\sigma_d$	MPa	27.296	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d = 0,737\Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	14.986	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i calcoli di fatica

$D=0.506 < 1$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:

#### Danneggiamento tirafondo - tensioni normali $\sigma$



La verifica è soddisfatta

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

#### 11.4.2.4 Verifica a fatica Nervature e profilo Sez C - Ancoraggio di base

Si riportano di seguito le tensioni agenti sulle nervature e sul profilo per l'azione da cento caratteristica.

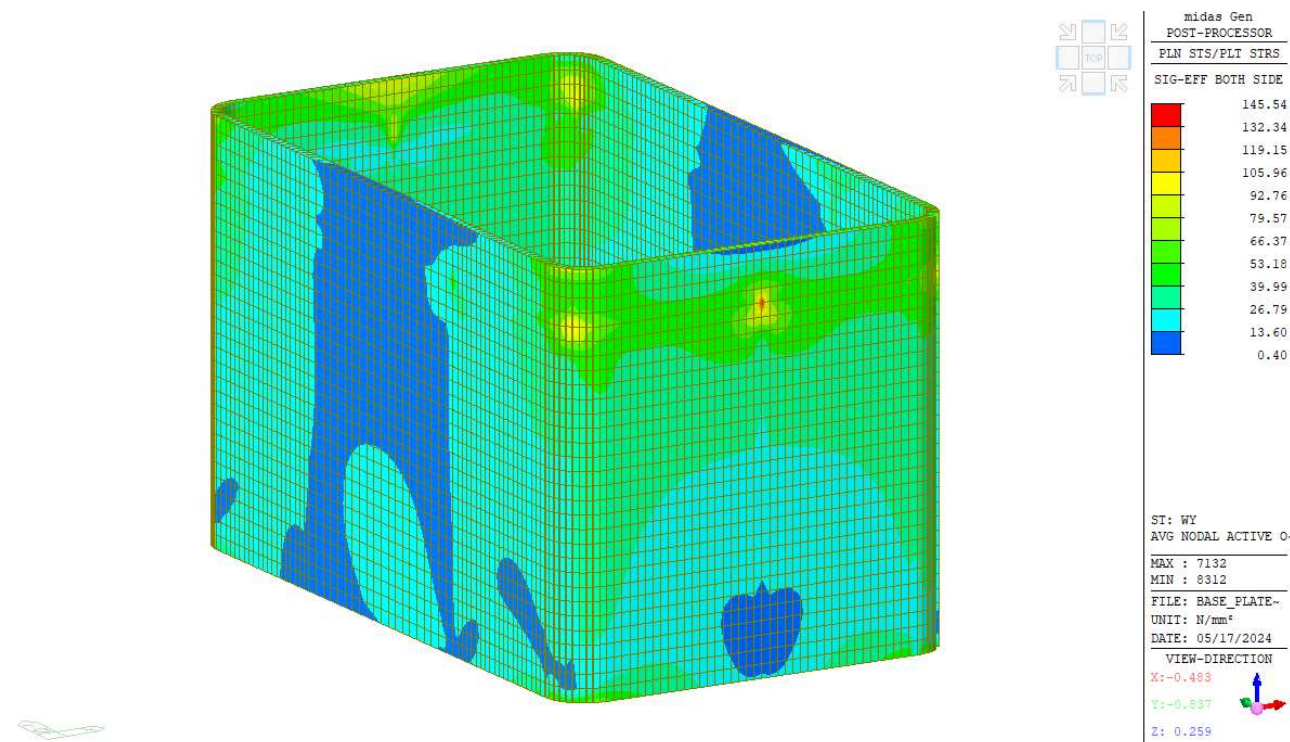


Figura 11-25 – Tensioni sui profili

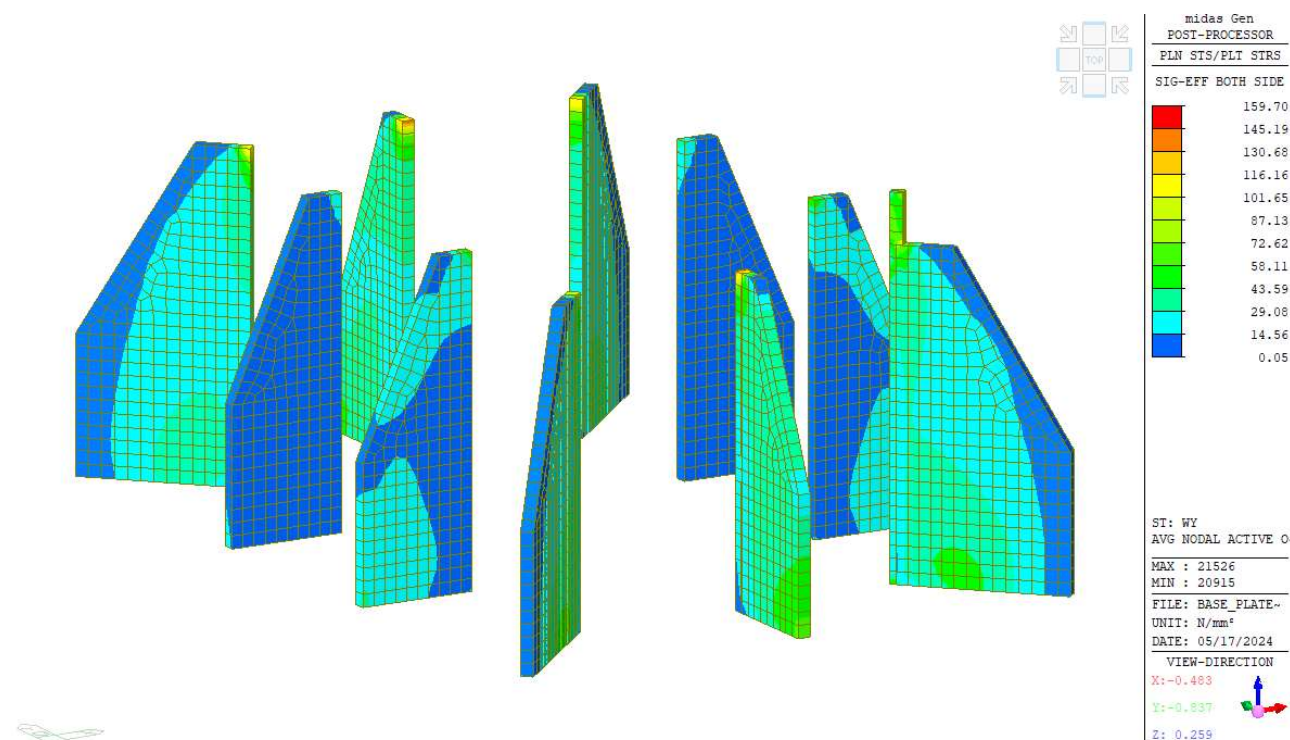

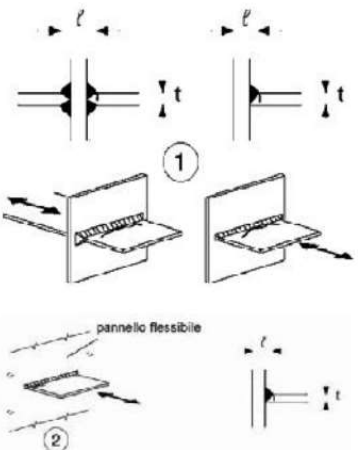


Figura 11-26 – Tensioni sulle nervature

Con riferimento alla classe di dettaglio 160 per il profilo e 80 per le nervature si effettuano le verifiche a danneggiamento.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 <sup>(1)</sup>		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T  1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione  2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello  (a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090  2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi $k_t$  1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - profilo - SIGMA

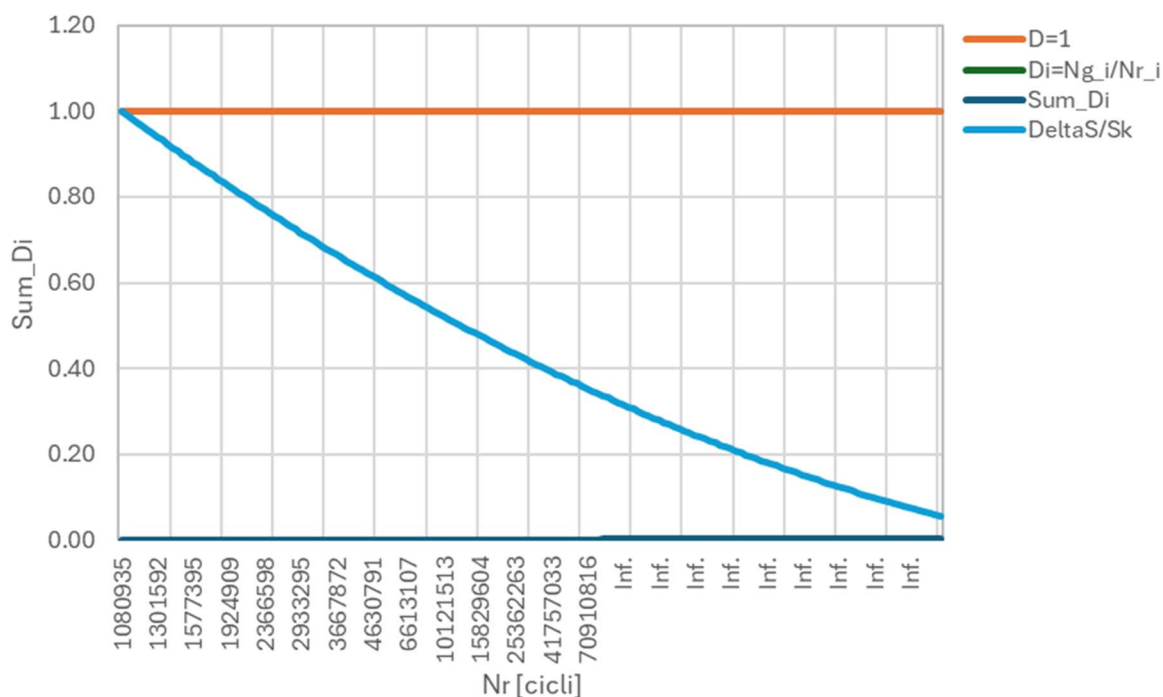
### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	145.50	Tensione caratteristica per effetto del vento
$\gamma M_f$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	160	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	118.519	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma M_f$
$\Delta\sigma_d$	MPa	87.348	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	47.954	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i calcoli di fatica

$D=0.0016 < 1$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:

Danneggiamento profilo - tensioni normali  $\sigma$



## VERIFICA A DANNEGGIAMENTO PER L'AZIONE DEL VENTO - nervature - SIGMA

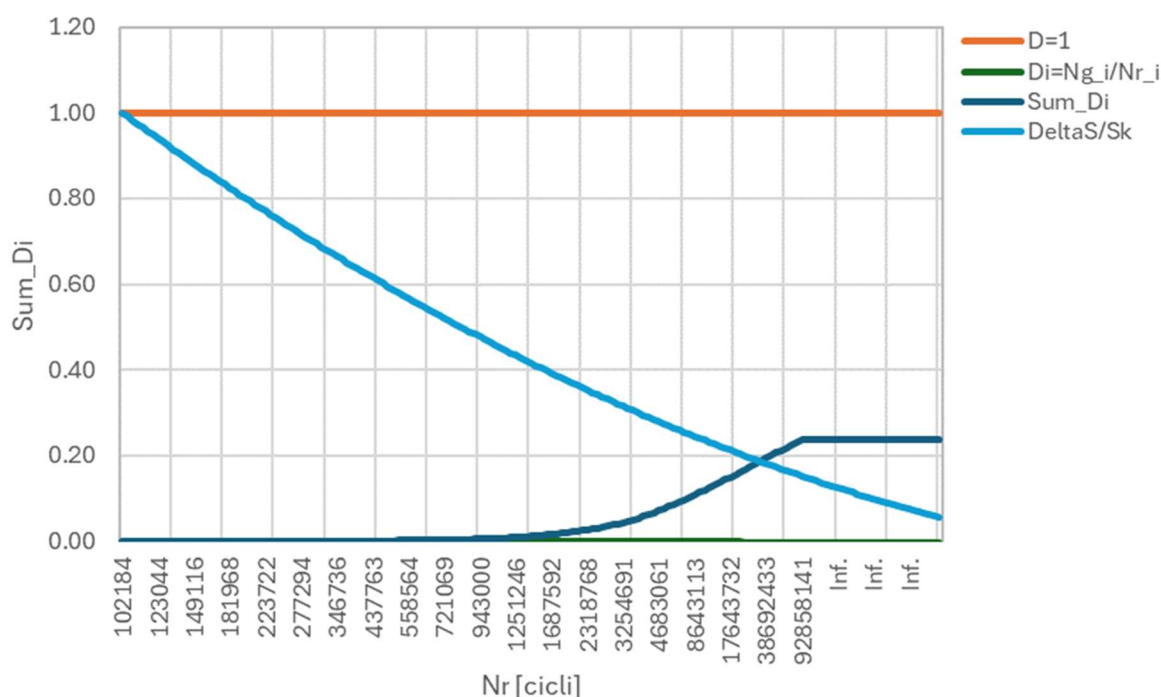
### Parametri verifica a danneggiamento

Sk	MPa	159.70	Tensione caratteristica per effetto del vento
$\gamma M_f$	-	1.35	Coefficiente di sicurezza per fatica
$\Delta\sigma_c$	MPa	80	Classe del dettaglio di fatica
$\Delta\sigma_{c,r}$	MPa	59.259	Classe del dettaglio di fatica ridotto: $\Delta\sigma_{c,r} = \Delta\sigma_c / \gamma M_f$
$\Delta\sigma_d$	MPa	43.674	Limite di fatica ad ampiezza costante $N=5 \times 10^6$ : $\Delta\sigma_d = 0,737 \Delta\sigma_c$
$\Delta\sigma_L$	MPa	23.977	Limite di fatica per $N > 10^8$ : $\Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_d$
m	-	3	Esponente curve S-N
m+2	-	5	Esponente curve S-N
N1	-	2000000	Numero di cicli calcolo resistenza a fatica del dettaglio
N2	-	5000000	Numero di cicli per limite di fatica ad ampiezza costante
N3	-	100000000	Numero di cicli limite per i calcoli di fatica

$$D=0.2363 < 1$$

Nel grafico seguente si osserva che il danno cumulato risulta sempre inferiore all'unità:

Danneggiamento nervature - tensioni normali  $\sigma$



Le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda le verifiche a fatica dovute al buffeting, si segnala che le azioni sono molto inferiori rispetto alle azioni da vento, portando valori di danneggiamento pari a 0.

## 12 AZIONI AD INTRADOSSO ELEVAZIONE

L'immagine successiva riporta la convenzione di segno adottata per identificare le azioni alla base del montante in elevazione.

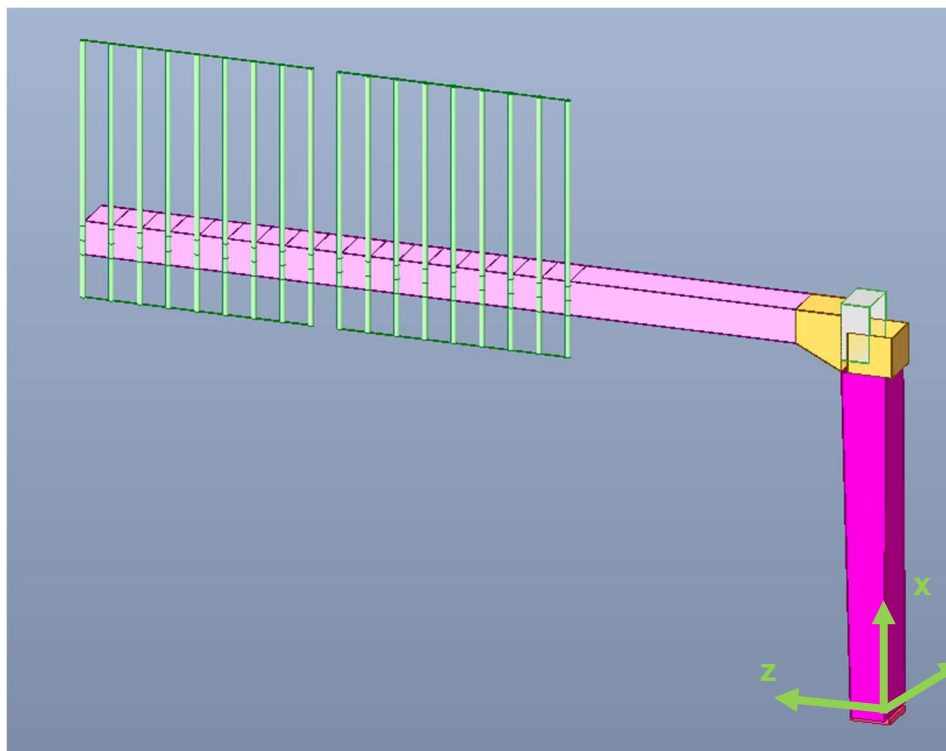


Figura 12-1 – Convenzione di segno azioni alla base del montante

La tabella successiva riporta le reazioni alla base del montante in elevazione per le combinazioni dimensionanti SLU, SLV e RARA che massimizzano le singole componenti di sollecitazione.

RICERCA COMB.	COMB.	N (kN)	SHY (kN)	SHZ (kN)	T (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	e (m)
=MAX(N_SLU)	SLU 19	-95	-3	1	25	507	-17	5,33
=MIN(N_SLU)	SLU 7	-148	0	-8	0	801	0	5,42
=MAX(SHY_SLU)	SLU 4	-138	118	2	-1044	764	905	8,61
=MAX(SHZ_SLU)	SLU 1	-137	0	19	0	817	0	5,95
=MAX(T_SLU)	SLU 2	-138	-118	2	1044	764	-905	8,61
=MAX(MY_SLU)	SLU 5	-147	0	12	0	864	0	5,86
=MAX(MZ_SLU)	SLU 4	-138	118	2	-1044	764	905	8,61
=MAX(ECC_SLU)	SLU 12	-105	-118	2	1044	575	-905	10,20
=MAX(N_SLER)	SLE R9	-97	-2	1	17	523	-11	5,40
=MIN(N_SLER)	SLE R7	-110	0	-5	0	593	0	5,38
=MAX(SHY_SLER)	SLE R4	-104	78	2	-696	569	603	8,01
=MAX(SHZ_SLER)	SLE R1	-103	0	13	0	604	0	5,84
=MAX(T_SLER)	SLE R2	-104	-78	2	696	569	-603	8,01
=MAX(MY_SLER)	SLE R5	-110	0	8	0	635	0	5,77
=MAX(MZ_SLER)	SLE R4	-104	78	2	-696	569	603	8,01
=MAX(ECC_SLER)	SLE R2	-104	-78	2	696	569	-603	8,01
-	SLV 1	-96	15	49	126	872	110	9,14
-	SLV 2	-97	49	16	420	628	366	7,51

## 13 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO EFFETTIVE E CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO "INVILUPPO"

### 13.1 Valutazione delle azioni di progetto

In questo capitolo si riporta il calcolo delle azioni ambientali specifiche per il sito dove è prevista la realizzazione dell'opera in questione. Il sito in oggetto è caratterizzato di seguito:

Regione:	Marche
Comune:	Pesaro
as:	11 m.s.l.m.
Zona di Vento:	3
Classe di rugosità del terreno:	D
Categoria di esposizione del terreno:	II
Zona sismica:	2
Categoria stratigrafica:	C
Categoria topografica:	T1

#### 13.1.1 Azione del vento

CALCOLO PRESSIONE DI PICCO DEL VENTO			
Regione	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)		
Altezza di riferimento (quota che compete alla linea mediana dell'impalcato)	Zona : 3		
Altitudine sul livello del mare	z = 6.8 m		
	a <sub>s</sub> = 11 m		
Categoria di esposizione del terreno	II	<i>Appendice Nazionale:</i> - §4.3.1 (1), Nota 2 - §4.3.2 (1), Nota 2 Figura N.A.2	
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub> = 50 anni		
Parametri tabella N.A.1	v <sub>b0</sub> = 27 m/s		<i>Appendice Nazionale:</i> - §4.1 (1), Nota
	a <sub>0</sub> = 500 m		- §4.2 (1)P, Nota 2
	k <sub>0</sub> = 0.020 1/s		- §4.2 (2)P, Nota 1
Velocità fondamentale della velocità base del vento	v <sub>b0</sub> = 27 m/s		§4.2, (1)P <i>Appendice Nazionale:</i> - §4.1 (1), Nota - §4.2 (1)P, Nota 2 - §4.2 (2)P, Nota 1
Fattore direzionale	c <sub>dir</sub> = 1	-	<i>Appendice Nazionale:</i> §4.2 (2)P, Nota 2
Fattore di stagionalità	c <sub>season</sub> = 1	-	<i>Appendice Nazionale:</i> §4.2 (2)P, Nota 3
Velocità di riferimento	v <sub>b</sub> = 27.0 m/s		§4.2, formula (4.1)
Parametri tabella N.A.2	k <sub>r</sub> = 0.19	-	<i>Appendice Nazionale:</i> - §4.3.1 (1), Nota 2
	z <sub>0</sub> = 0.05 m		- §4.3.2 (1), Nota
	z <sub>min</sub> = 4 m		Tabella N.A.2
Fattore di rugosità	z <sub>max</sub> = 200 m		§4.3.1 (1), Nota 2
Fattore di orografia	c <sub>r</sub> (z) = 0.93	-	§4.3.2, formula (4.4)
Velocità media alla quota z sopra il terreno	c <sub>0</sub> (z) = 1.00	-	§4.3.3 + vedi ANNESSO A per casi particolari
Densità dell'aria	v <sub>m</sub> (z) = 25.20 m/s		§4.3.1, formula (4.3)
Pressione dinamica di base	ρ = 1.25 kg/m <sup>3</sup>		<i>Appendice Nazionale:</i> §4.5 (1), Nota 2
Fattore della turbolenza	q <sub>b</sub> = 455.6 N/m <sup>2</sup>		§4.5, formula (4.10)
Intensità di turbolenza all'altezza z	k <sub>t</sub> = 1.00	-	<i>Appendice Nazionale:</i> §4.4 (1), Nota 2
Coefficiente di esposizione	I <sub>v</sub> (z) = 0.20	-	§4.4, formula (4.7)
	c <sub>e</sub> = 2.11	-	§4.5, formula (4.8)
Pressione di picco del vento	q <sub>p</sub> = 0.96 kN/m <sup>2</sup>		§4.5, formula (4.8) <i>Appendice Nazionale:</i> §4.5 (1), Nota 2

Figura 13-1 – Pressione di picco del vento z=6.8 m (baricentro sbraccio orizzontale) – Comune di Pesaro

### 13.1.2 Azione sismica

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri in relazione alle prestazioni statiche da raggiungere.

Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 – rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 – parte 2)

Classe d'uso: IV associato alla classe d'uso  $CU = 2.0$  (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N CU = 50 \times 2.00 = 100$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  per lo stato limite ultimo considerato è attinta dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:  $P_{V_R} = 10\%$ .

Di seguito si riportano i parametri di riferimento ed i grafici per gli spettri di risposta in accelerazione per il sito in oggetto:

Componente orizzontale

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.235 g
$F_o$	2.514
$T_C$	0.309 s
$S_S$	1.346
$C_C$	1.548
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.346
$\eta$	1.000
$T_B$	0.159 s
$T_C$	0.478 s
$T_D$	2.540 s

Componente verticale

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.154 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

#### Parametri dipendenti

$F_v$	1.645
$S$	1.000
$\eta$	0.667

Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale:

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

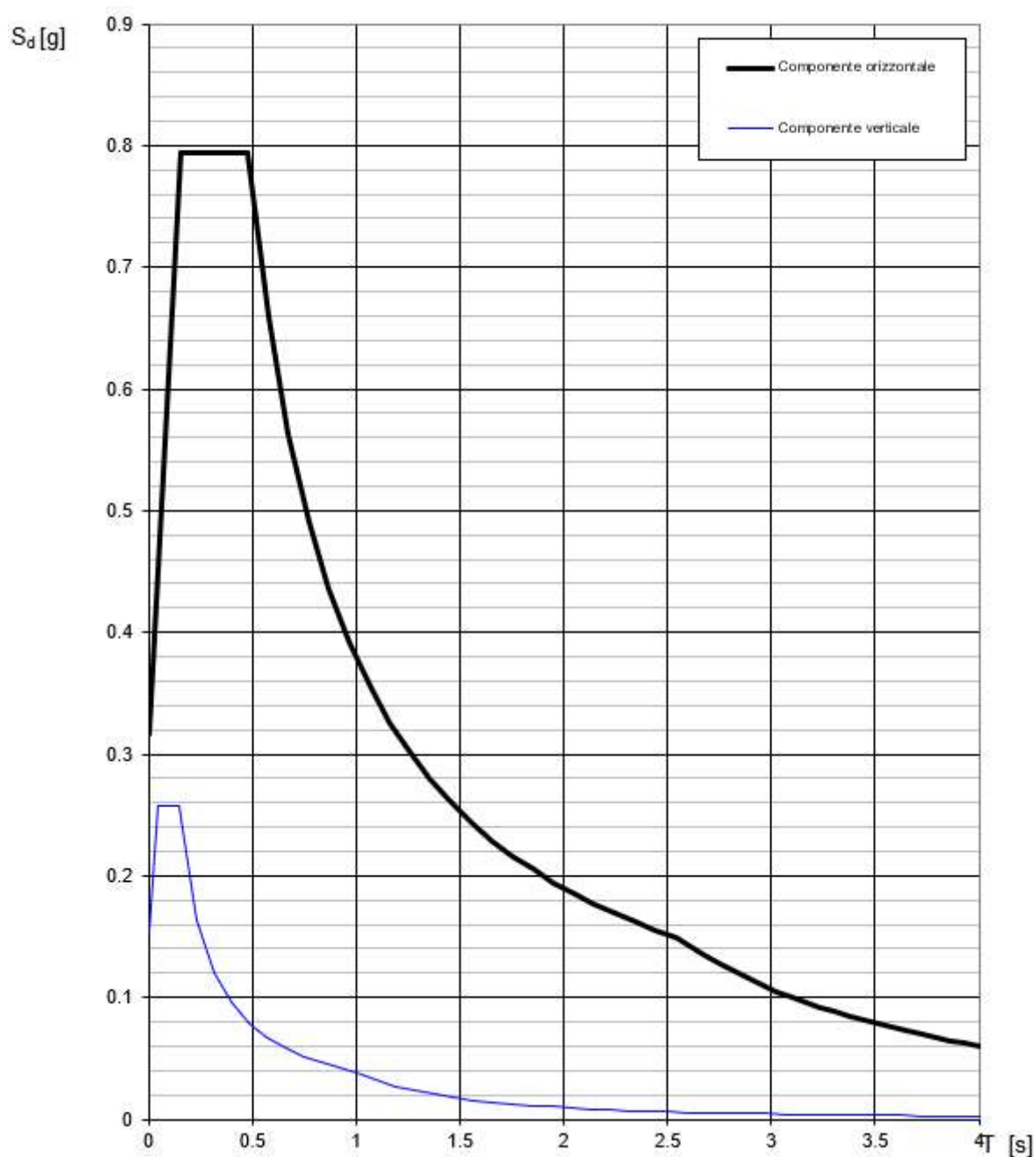


Figura 13-2 - Spettro di progetto della componente orizzontale e verticale – Comune di Pesaro

### 13.2 Confronto con le azioni di progetto “inviluppo”

L'azione da vento, calcolata per la quota di asse dello sbraccio, risulta in linea con il valore di pressione di picco del vento considerato nei calcoli ( $0.96 \text{ kN/m}^2$ ).

Per quanto riguarda l'azione sismica si riporta di seguito il confronto tra lo spettro orizzontale all'SLV considerato nei calcoli e quello del comune di Pesaro:

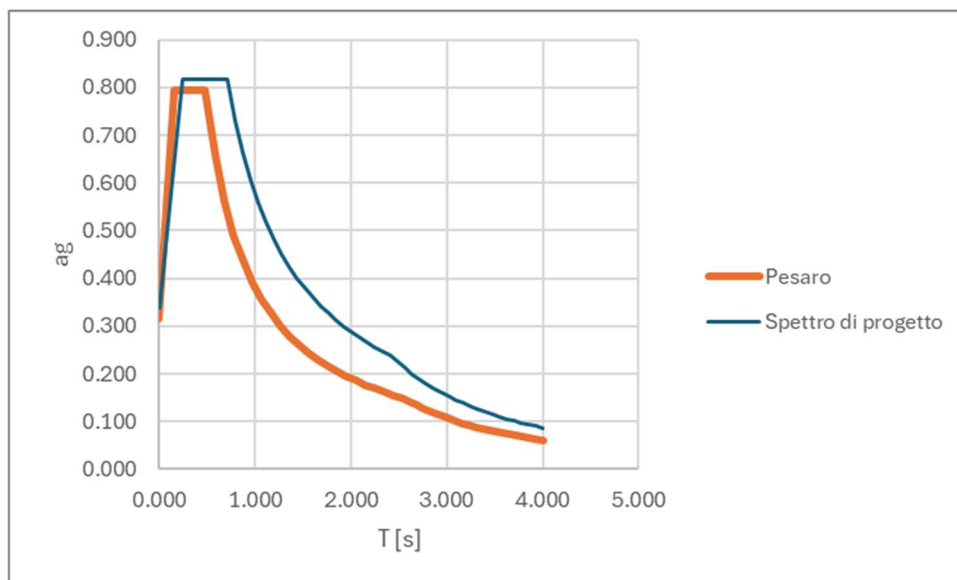


Figura 13-3 – Confronto spettri di progetto e spettro del sito di costruzione

Come si può osservare, le azioni sismiche e quelle legate all'azione da vento risultano pari o inferiori a quelle considerate per i calcoli.

Il progetto risulta quindi idoneo al sito in oggetto.

## 14 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

### 14.1 Descrizione della fondazione

Il plinto in esame, la cui geometria è rappresentata nella figura seguente, risulta fondato su quattro pali trivellati di diametro  $\phi=800$  mm ad interasse  $i=2.30$  m (per maggiori dettagli si rimanda ai disegni di carpenteria).

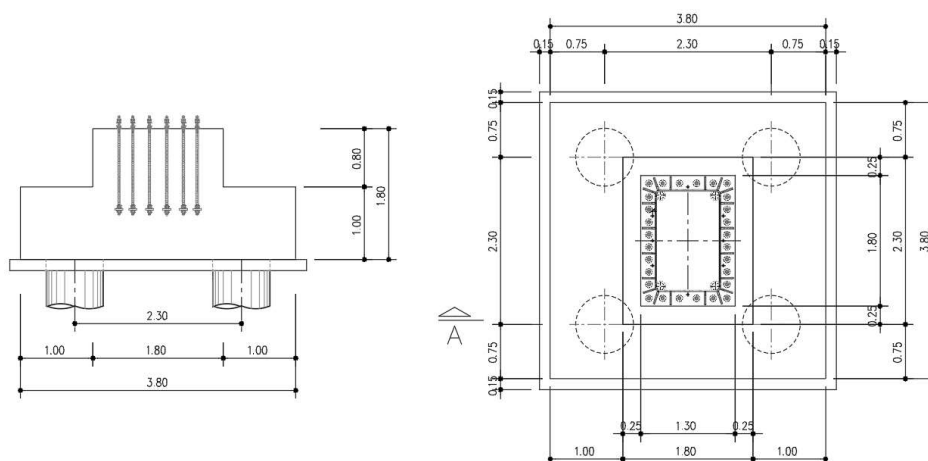


Figura 14.1. Sezione di verifica

### 14.2 Verifica del torrino

Il torrino ha dimensioni 1800x2300 mm e sarà armato con n. 44 barre  $\Phi 24$  e staffe  $\Phi 16/20$ , si riporta di seguito la verifica a taglio torsione del torrino considerando una situazione non fessurata come indicato al cap. 6.3.2 delle EN1993-1-1.

#### 14.2.1 Criterio di verifica

Il dimensionamento del torrino viene svolto in accordo al cap 6.3.2 dell'EN1993-1-1 che riporta quanto di seguito indicato.

La tensione tangenziale in una parete di una sezione soggetta esclusivamente a momento torcente può essere calcolata con la formula:

$$\tau_{t,i} t_{ef,1} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}$$

La forza di taglio  $V_{Ed,i}$  in una parete  $i$ , dovuta alla torsione, è data da:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,1} z_j$$

dove:

$T_{Ed}$  è il momento torcente applicato (vedere Figura 14.2);

$A_k$  è l'area dell'area racchiusa dalla linea media delle pareti connesse, inclusa l'area delle cavità;

$\tau_{t,i}$  è la tensione tangenziale di taglio nella parete  $i$ ;

$t_{ef,i}$  è lo spessore efficace della parete.

Esso può essere assunto come  $A/u$  ma si raccomanda che sia assunto come non meno di due volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Per sezioni cave lo spessore reale costituisce il limite superiore;

$A$  è l'area totale della sezione trasversale interna al perimetro esterno, comprese le aree cave interne;

$u$  è lo sviluppo del perimetro esterno della sezione trasversale;

$z_i$  è la lunghezza del lato della parete  $i$  definita dalla distanza fra i punti intersezione con le pareti adiacenti.

**Legenda**

- A Linea media
- B Perimetro esterno della sezione effettiva, di sviluppo  $u$
- C Copriferro

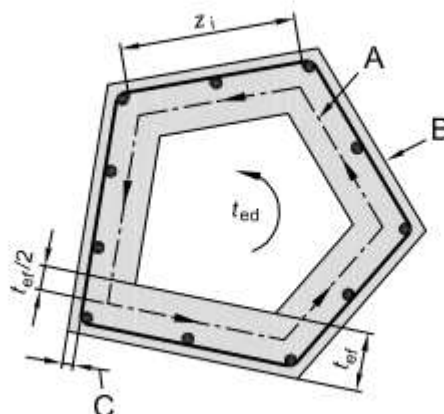


Figura 14.2. Notazioni e definizioni utilizzate

Gli effetti di torsione e taglio in elementi pieni o cavi possono essere sovrapposti, assumendo lo stesso valore dell'inclinazione dei puntoni  $\theta$ . La capacità portante massima di un elemento soggetto a taglio e torsione si ottiene dalla seguente relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0$$

dove:

$T_{Ed}$  è il valore di progetto del momento torcente agente;

$V_{Ed}$  è il valore di progetto della forza trasversale;

$T_{Rd,max}$  è il momento torcente resistente di progetto, secondo:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,1} \sin \theta \cos \theta$$

$V_{Rd,max}$  è il valore di progetto del massimo taglio resistente calcolato con la seguente formula:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}b_w z v_1 / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Nel caso di sezioni compatte di forma approssimativamente rettangolare viene richiesta solo l'armatura minima se la seguente condizione è soddisfatta:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

dove:

$T_{Rd,c}$  è il valore di progetto del momento torcente di fessurazione, che può essere determinato ponendo  $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ ;

$V_{Rd,c}$  deriva dall'espressione per la resistenza a taglio dei elementi senza armatura trasversale

Nel caso sia richiesta invece armatura apposita, la sezione trasversale dell'armatura longitudinale richiesta per la torsione  $\Sigma A_{sl}$  può essere calcolata con l'espressione:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cos \theta$$

dove:

$u_k$  è il perimetro dell'area  $A_k$ ;

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura longitudinale  $A_{sl}$ ;

$\theta$  è l'angolo d'inclinazione delle bielle compresse.

Per le verifiche si procederà prima con una verifica in condizioni non fessurate e, nel caso questa non sia soddisfatta, si procederà a dimensionare l'armatura necessaria per assorbire il momento torcente.

Nel caso in cui le verifiche in condizione non fessurata non siano soddisfatte si procederà come segue:

1. Si determinerà l'armatura longitudinale necessaria ad assorbire la torsione
2. Si determina l'area rimanente di armatura longitudinale che potrà essere impiegata per assorbire le azioni flettenti;
3. Si procederà alla verifica a flessione deviata con  $N=0$  impiegando come area efficace dell'armatura quella stimata al punto 2
4. Si effettua la verifica a taglio torsione dell'armatura trasversale
5. Si effettua la verifica delle bielle compresse di cls.

## 14.2.2 Sollecitazioni agenti ad intradosso torrino

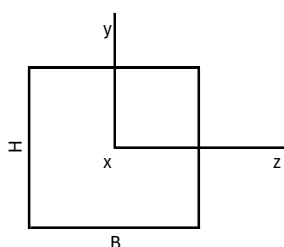
Per il torrino si adotta un sistema di riferimento locale definito nel seguente modo:

Asse x: Asse nel piano del portale (ortogonale al senso di marcia)

Asse y: Asse parallelo al senso di marcia

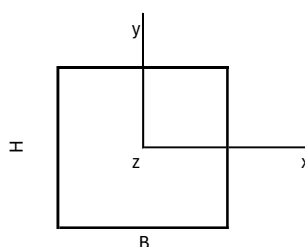
Asse z: Verticale

L'immagine successiva riporta il confronto tra sistema di riferimento locale dell'elemento in elevazione e il sistema di riferimento locale del torrino.



Convenzione di segno dell'elemento in elevazione

z: Asse ortogonale al senso di marcia (piano del portale)  
y: Asse parallelo al senso di marcia



Convenzione di segno base torrino

x: Asse ortogonale al senso di marcia (piano del portale)  
y: Asse parallelo al senso di marcia

Figura 14-3 – Convenzione di segno base torrino

La tabella successiva riporta le azioni alla base del torrino considerando il trasporto delle azioni di taglio.

	Comb	N (kN)	SHX (kN)	SHY (kN)	T (kN*m)	MX (kN*m)	MY (kN*m)
<b>SLU</b>	SLU 19	-178	1	3	25	-19	508
	SLU 7	-255	8	0	0	0	807
	SLU 4	-245	2	118	1044	999	766
	SLU 1	-245	19	0	0	0	832
	SLU 2	-245	2	118	1044	-999	766
	SLU 5	-255	12	0	0	0	874
	SLU 4	-245	2	118	1044	999	766
	SLU 12	-188	2	118	1044	-999	576
<b>SLE RARA</b>	SLE R9	-180	1	2	17	-13	524
	SLE R7	-193	5	0	0	0	597
	SLE R4	-186	2	78	696	666	570
	SLE R1	-186	13	0	0	0	614
	SLE R2	-186	2	78	696	-666	570
	SLE R5	-193	8	0	0	0	642
	SLE R4	-186	2	78	696	666	570
	SLE R2	-186	2	78	696	-666	570
<b>SLV</b>	SLV 1	-179	49	15	126	121	912
	SLV 2	-180	16	49	420	405	640

Tabella 14.1. Azioni alla base del torrino

## 14.2.3 Verifiche strutturali

### 14.2.3.1 Verifiche taglio-torsione

Si riporta di seguito il calcolo delle resistenze a taglio torsione in condizione non fessurata e i relativi domini  $T_{Rd}-V_{rd,x}$  e  $T_{Rd}-V_{rd,y}$

#### CALCOLO RESISTENZE TAGLIO-TORSIONE IN ASSENZA DI FESSURE

##### Materiali

fck	35	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
fctm	3.210	MPa	Resistenza media a trazione
fctk	2.247	MPa	Resistenza caratteristica a trazione
gammaC	1.50	-	Coefficiente di sicurezza cls
fctd	1.498	MPa	Resistenza di progetto a trazione

##### Geometria e armature longitudinali

b	1800	mm	Larghezza sezione
H	2300	mm	Altezza sezione
c	70	mm	Distanza asse armature longitudinali - bordo cls
dx	1730	mm	Braccio di coppia direzione x
dy	2230	mm	Braccio di coppia direzione y
A	4140000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
p	8200	mm	Perimetro della sezione
tef	505	mm	Spessore sezione anulare
Ak	2324902	mm <sup>2</sup>	Area sezione anulare equivalente
u_an	6180	mm <sup>2</sup>	Perimetro sezione anulare equivalente
dlong_x	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.x
nlong_x	14	-	Numero di barre longitudinali dir.x
Adlong_x	452.39	mm <sup>2</sup>	Area singola barra longitudinale dir.x
Asl_x	6333.45	mm <sup>2</sup>	Area armatura longitudinale dir.x
dlong_y	24	mm	Diametro armature longitudinali dir.y
nlong_y	11	-	Numero di barre longitudinali dir.y
Adlong_y	452.39	mm <sup>2</sup>	Area singola barra longitudinale dir.y
Asl_y	4976.28	mm <sup>2</sup>	Area armatura longitudinale dir.y

##### Azioni resistenti torsione e taglio

Trdc	3517	kNm	Azione torcente resistente
kx	1.340	-	-
ky	1.299	-	-
nu_min_x	0.3212	MPa	-
nu_min_y	0.3067	MPa	-
ro_l_x	0.0015917	-	Percentuale armatura longitudinale dir.x
ro_l_y	0.0012397	-	Percentuale armatura longitudinale dir.y
Vrd_min_x	1278	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_min_y	1231	kN	Resistenza a taglio minima dir.x
Vrd_x	1278	kN	Resistenza a taglio dir.x
Vrd_y	1231	kN	Resistenza a taglio dir.y

#### DOMINIO Trdc - Vrd\_x

Punti	Ted	Ved_x	Ted/Trdc+Ved/Vrd_x
1	3517	0	1.000
2	3165	128	1.000
3	2813	256	1.000
4	2462	383	1.000
5	2110	511	1.000
6	1758	639	1.000
7	1407	767	1.000
8	1055	895	1.000
9	703	1022	1.000
10	352	1150	1.000
11	0	1278	1.000

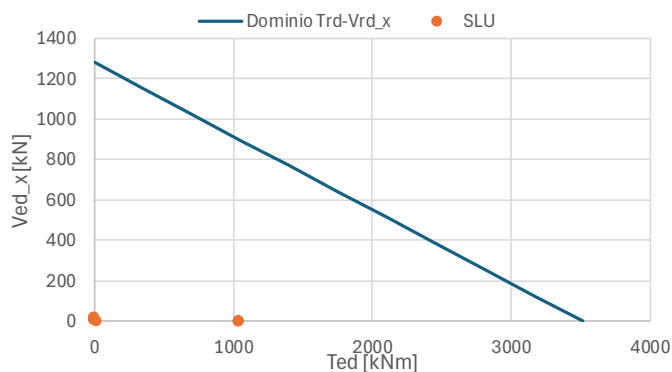


Figura 14.4. Dominio  $T_{Rd}-V_{Rd,x}$

#### DOMINIO Trdc - Vrd\_y

Punti	Ted	Ved_y	Ted/Trdc+Ved/Vrd_y
1	3517	0	1.000
2	3165	123	1.000
3	2813	246	1.000
4	2462	369	1.000
5	2110	492	1.000
6	1758	616	1.000
7	1407	739	1.000
8	1055	862	1.000
9	703	985	1.000
10	352	1108	1.000
11	0	1231	1.000

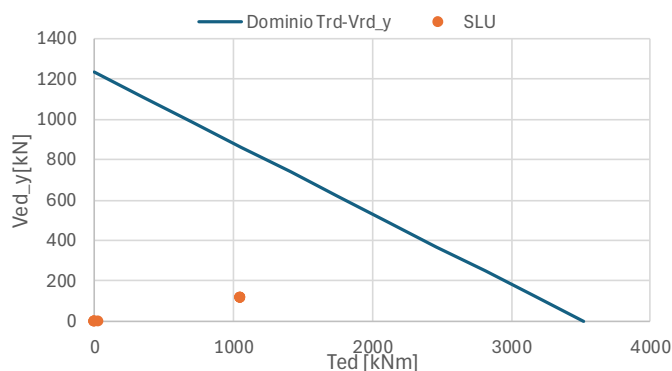


Figura 14.5. Dominio  $T_{Rd}-V_{Rd,y}$

Come si osserva le sollecitazioni agenti si trovano all'interno dei domini di resistenza, per cui la verifica risulta soddisfatta in condizioni non fessurate. Si procederà quindi ad effettuare la verifica a flessione considerando tutte le armature longitudinali presenti.

### 14.2.3.2 Verifiche flessione deviata

Si riporta di seguito il calcolo del dominio resistente Mx-My-N ( $N=0$ ) effettuato con il software VCA Slu del Prof. Gelfi.

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

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	645.514	279.993
2	465.514	279.993
3	465.514	509.993
4	645.514	509.993

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	483.5	502.2
2	4.52	495.2	502.2
3	4.52	506.8	502.2
4	4.52	527	502.2
5	4.52	539.5	502.2
6	4.52	555.5	502.2

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

**N<sub>Ed</sub>**  **kN**  
**M<sub>Ed</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** **C35/45**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   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  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

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

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

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

**Tipo flessione**  
☐ Retta ☒ Deviata

**N° rett.**

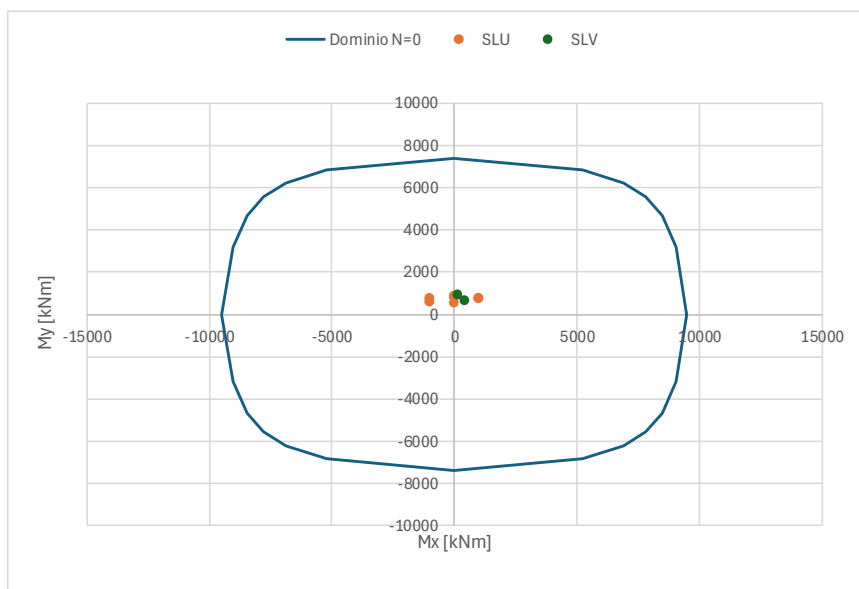
**Calcola MRd** **Domaino Mx-My**

**angolo asse neutro  $\theta^\circ$**

☐ Precompresso

DOMINIO ( $N_{ed}=0$ ) - VCASLU

Mx (kNm)	My (kNm)
9494	1
9045	-3201
8476	-4662
7804	-5569
6890	-6239
5217	-6843
0	-7380
-5218	-6843
-6891	-6239
-7805	-5569
-8476	-4662
-9046	-3202
-9494	1
-9046	3203
-8476	4664
-7805	5571
-6891	6240
-5219	6845
0	7381
5218	6845
6891	6240
7804	5571
8476	4664
9045	3203
9494	1



Come si può osservare tutte le coppie sollecitanti SLU sono all'interno del dominio, quindi la verifica risulta soddisfatta.

## 14.3 VERIFICA DEL DADO INFERIORE

### 14.3.1 Criterio di verifica

La verifica dado inferiore della fondazione è svolta considerando due meccanismi resistenti:

- 1) Meccanismo puntone-tirante a partire dalla testa dei pali di fondazione. La verifica è svolta nei confronti delle armature di intradosso (tiranti tesi), del puntone inclinato e dei nodi CCC e CCT rispettivamente superiore ed inferiore. L'immagine successiva riporta lo schema di calcolo adottato. Le calcoli ipotizza una larghezza compressa alla base del dado superiore (distanza  $a_1$ ) compatibile con le capacità resistenti del nodo CCC e si determina la massima inclinazione del puntone compresso.

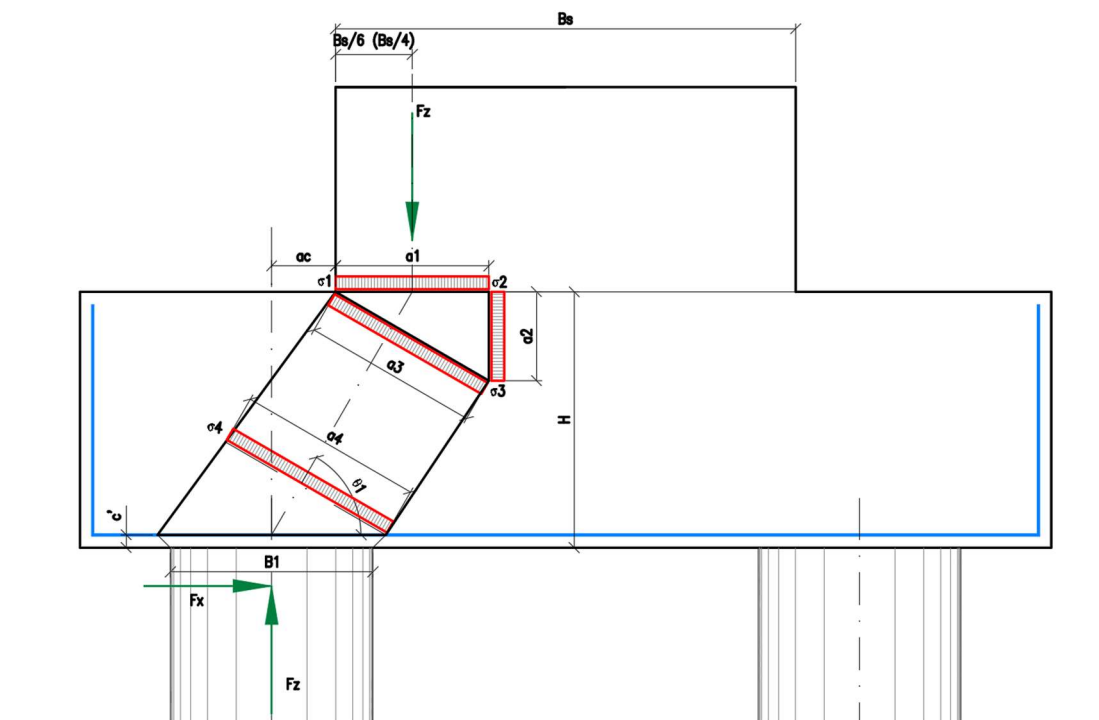


Figura 14-6 - Meccanismo resistente a Tirante-puntone

- 2) Punzonamento del dado inferiore per le azioni massime di compressione e momento in testa palo. La verifica è svolta con riferimento al punto XXX dell'EC 1992-1 senza considerare armatura integrativa per punzonamento.

### 14.3.2 Valutazione delle azioni ad intradosso fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti alla quota di intradosso fondazione ricavate dal modello ad elementi finiti. Il sistema di riferimento adottato è coerente al sistema di riferimento locale del torrino in elevazione definito nel seguente modo:

Asse z: Asse nel piano del portale (perpendicolare al senso di marcia)

Asse y: Asse parallelo al senso di marcia

Asse x: Asse verticale

La tabella successiva riporta le azioni alla base del dado inferiore. Si precisa che le azioni riportate non comprendono le azioni esterne legate all'inerzia del plinto in condizioni sismiche, le spinte delle terre e i rinterri che saranno aggiunte nella. Tali azioni sono considerate nell'elaborato geotecnico e aggiunte a quelle indicate nel presente documento.

Hfond	1,8	m
Nfond	443,8	kN

COMB.	N (kN)	SHY (kN)	SHZ (kN)	T (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)	Gamma_plinto
SLU 19	-539	-3	1	25	510	-22	1,00
SLU 7	-725	0	-8	0	815	0	1,30
SLU 4	-715	118	2	-1044	768	1117	1,30
SLU 1	-714	0	19	0	850	0	1,30
SLU 2	-715	-118	2	1044	768	-1117	1,30
SLU 5	-724	0	12	0	886	0	1,30
SLU 4	-715	118	2	-1044	768	1117	1,30
SLU 12	-549	-118	2	1044	578	-1117	1,00
SLE R9	-541	-2	1	17	526	-15	1,00
SLE R7	-554	0	-5	0	602	0	1,00
SLE R4	-547	78	2	-696	571	744	1,00
SLE R1	-547	0	13	0	626	0	1,00
SLE R2	-547	-78	2	696	571	-744	1,00
SLE R5	-554	0	8	0	650	0	1,00
SLE R4	-547	78	2	-696	571	744	1,00
SLE R2	-547	-78	2	696	571	-744	1,00
SLV 1	-540	15	49	126	960	136	1,00
SLV 2	-541	49	16	420	656	453	1,00

Tabella 14.2. Reazioni globali intradosso fondazione

### 14.3.3 Verifica strutturale del dado inferiore di fondazione

Le azioni trasmesse dai pali al dado inferiore sono state calcolate nell'elaborato geotecnico e riportate di seguito.

Comb.	Mmax	Vmax	Nmax	Nmin
-	kNm	kN	kN	kN
SLE	260	133	523	-108
SLU	399	189	742	-200
SLV	223	133	687	-244

#### Legenda

Mmax	Momento testa palo
Vmax	Taglio testa palo
Nmax/Nmin	Azione assiale testa palo (compressioni positive)

Tabella 14.3. Azioni testa palo

### 14.3.3.1 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento per la massima azione di compressione e momento in testa al palo è riportata nella tabella successiva.

#### Azioni, parametri geometrici e meccanici

Ved	kN	742	Azione sollecitante
Med	kNm	399	Azione flettente testa palo
e	m	0,54	Eccentricità Med/Ved
fck	Mpa	35	Resistenza cilindrica a compressione
v	-	0,5	Coefficiente riduttivo resistenza a compressione
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
Dp	mm	800	Diametro del palo
H	mm	1000	Altezza della sezione
c	mm	50	Ricoprimento
dbx	mm	12	Distanza barra da ricoprimento dir. x
dbx	mm	36	Distanza barra da ricoprimento dir. y
dx	mm	938	Altezza utile sezione in direzione x
dy	mm	914	Altezza utile sezione in direzione y
d	mm	926	Altezza utile media
B	mm	800	Larghezza di calcolo piastra
$\beta$	-	1,225	Coeff. dipendente dall'eccentricità dell'azione $\beta = 1 + 0,6 \cdot 3,14 \cdot e / (D_p + 4d)$
Asx	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione y
plx	-	0,00241	Percentuale geometrica di armatura in direzione x
ply	-	0,00247	Percentuale geometrica di armatura in direzione y
pl	-	0,00244	Percentuale geometrica di calcolo $\sqrt{(p_{lx} \cdot p_{ly})}$

#### Verifica sul perimetro dell'area caricata

u0	mm	2513	Perimetro dell'area caricata
ved,0	Mpa	0,319	Azione sollecitante sul perimetro dell'area caricata
vrđ,max	Mpa	3,967	Resistenza a punzonamento adiacenza palo $0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$
ved,0/vrđ,max	-	0,080	Verifica a punzonamento sull'area caricata $ved,0/vrđ,max \leq 1,00$

#### Verifica sul perimetro critico

u1	mm	14150	Perimetro critico $u_1 = \pi [D_p + 2 \cdot (2 \cdot d)]$
ved,1	Mpa	0,069374	Azione sollecitante sul perimetro critico $\beta \cdot Ved / (u_1 \cdot d)$
k	-	1,465	Fattore di scala $1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,00$
vmin	Mpa	0,3671	Valore minimo di resistenza a punzonamento
Crd,c	-	0,12	Coefficiente resistenza a punzonamento $Crd,c = 0,18 / (\gamma_c = 1,5)$
vrđ,c	Mpa	0,3593	Resistenza a punzonamento per piastre prive di armature a taglio
vrđ	Mpa	0,3671	Resistenza a punzonamento $\max(v_{min}; vrđ,c)$
ved,1/vrđ	-	0,189	Verifica a punzonamento sull'area caricata $ved,1/vrđ \leq 1,00$

### 14.3.3.2 Verifica a schema resistente puntone - tirante

La verifica del dado inferiore utilizzando lo schema resistente puntone – tirante è svolta considerando due posizioni del puntone di compressione nel dado superiore:

*Posizione 1 – massima trazione nel tirante inferiore:*

$$a_1 = 1800/4 = 450\text{mm}$$

*Posizione 2 – massima compressione nei nodi:*

$$a_1 = 1800/6 = 300\text{mm}$$

Le verifiche per le due posizioni sono riportate nelle tabelle successive.

#### Verifica SLU

##### Azioni e geometrie

B1	mm	800	Larghezza orizzontale impronta del carico
B2	mm	800	Larghezza trasversale impronta del carico
ac	mm	250	Distanza asse palo - bordo parete verticale
a1	mm	450	Profondità puntone parete verticale
H	mm	1000	Altezza sezione
c'	mm	64	Copriferro strato inferiore (asse barra - bordo cls)
s	mm	100	Interasse tra strati di armatura
n	-	1	Numero di strati di armatura
u	mm	128	Spessore effettivo armatura $u=2*c'+(n-1)*s$
$\delta$	°	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
$\delta$	rad	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
Asx	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione y

##### Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
$\gamma_c$	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
$\gamma_s$	-	1,15	Coefficiente sicurezza acciaio
fyd	Mpa	391,30	Resistenza a trazione acciaio di progetto

#### Verifica SLU

Fzsd	kN	742	Azione verticale sollecitante
Fxsd	kN	189	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature x)
Fysd	kN	0	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature y)
Coef.A	mm	950	$2*ac+a1$
Coef.B	mm	-1872	$-2*(H-u/2)$
Coef.C	mm	450	a1
tan( $\theta_1$ )	-	1,69029	Tangente angolo inclinazione puntone
$\theta_1$	rad	1,0366	Angolo inclinazione puntone
$\theta_1$	°	59,3908	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	862,13	Azione nel puntone nel piano di verifica
Tsd	kN	438,98	Azione nel tirante nel piano di verifica
Tsd,x	kN	627,98	Azione nel tirante in direzione x
Tsd,y	kN	0,00	Azione nel tirante in direzione y
Trd,x	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione x
Trd,y	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione y
Tsd,x/Trd,x	-	0,888	Verifica armatura in direzione x $Tsd,x/Trd,x \leq 1,00$
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione y $Tsd,y/Trd,y \leq 1,00$
a1	mm	450	Larghezza impronta puntone 1
a2	mm	266,23	Larghezza impronta puntone 2
a3	mm	522,85	Larghezza impronta puntone 3
a4	mm	798,69	Larghezza impronta puntone 4
C1	kN	742	Azione di compressione sulla superficie 1
C2	kN	439,0	Azione di compressione sulla superficie 2
C3 = C4	kN	862,1	Azione di compressione sulla superficie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
$\sigma_{1sd}$	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
$\sigma_{2sd}$	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
$\sigma_{3sd}$	Mpa	1,78	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
$\sigma_{4sd}$	Mpa	1,16	Tensione sollecitante sull'impronta 4 - Puntone 4 (Nodo CCT)
$\sigma_{1rdmax}$	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
$\sigma_{2rdmax}$	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
$\sigma_{1sd}/\sigma_{1rdmax}$	-	0,108	Verifica tensione massima impronta 1
$\sigma_{2sd}/\sigma_{1rdmax}$	-	0,108	Verifica tensione massima impronta 2
$\sigma_{3sd}/\sigma_{1rdmax}$	-	0,108	Verifica tensione massima impronta 3
$\sigma_{4sd}/\sigma_{2rdmax}$	-	0,083	Verifica tensione massima impronta 4

Tabella 14.4. Verifica schema resistente puntone-tirante (posizione 1)

## Verifica SLU

### Azioni e geometrie

B1	mm	800	Larghezza orizzontale impronta del carico
B2	mm	800	Larghezza trasversale impronta del carico
ac	mm	250	Distanza asse palo - bordo parete verticale
a1	mm	300	Profondità puntone parete verticale
H	mm	1000	Altezza sezione
c'	mm	64	Copri ferro strato inferiore (asse barra - bordo cls)
s	mm	100	Interasse tra strati di armatura
n	-	1	Numero di strati di armatura
u	mm	128	Spessore effettivo armatura $u=2*c'+(n-1)*s$
$\delta$	°	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
$\delta$	rad	0	Angolo di inclinazione tra piano di verifica e asse x
Asx	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione x
Asy	mm <sup>2</sup>	1808	Area di armatura in direzione y

### Materiali

fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione
$\gamma_c$	-	1,5	Coefficiente sicurezza calcestruzzo
fcd	Mpa	19,83	Resistenza a compressione di progetto
fyk	Mpa	450	Resistenza a trazione acciaio
$\gamma_s$	-	1,15	Coefficiente sicurezza acciaio
fyd	Mpa	391,30	Resistenza a trazione acciaio di progetto

## Verifica SLU

Fzsd	kN	742	Azione verticale sollecitante
Fxsd	kN	189	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature x)
Fysd	kN	0	Azione orizzontale orizzontale (diretta secondo le armature y)
Coef.A	mm	800	$2*ac+a1$
Coef.B	mm	-1872	$-2*(H-u/2)$
Coef.C	mm	300	a1
tan( $\theta_1$ )	-	2,16695	Tangente angolo inclinazione puntone
$\theta_1$	rad	1,1384	Angolo inclinazione puntone
$\theta_1$	°	65,2277	Angolo inclinazione puntone
Csd	kN	817,20	Azione nel puntone nel piano di verifica
Tsd	kN	342,42	Azione nel tirante nel piano di verifica
Tsd,x	kN	531,42	Azione nel tirante in direzione x
Tsd,y	kN	0,00	Azione nel tirante in direzione y
Trd,x	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione x
Trd,y	kN	707,5	Resistenza a trazione in direzione y
Tsd,x/Trd,x	-	0,751	Verifica armatura in direzione x $Tsd,x/Trd,x \leq 1,00$
Tsd,y/Trd,y	-	0,000	Verifica armatura in direzione x $Tsd,y/Trd,y \leq 1,00$
a1	mm	300	Larghezza impronta puntone 1
a2	mm	138,44	Larghezza impronta puntone 2
a3	mm	330,40	Larghezza impronta puntone 3
a4	mm	842,61	Larghezza impronta puntone 4
C1	kN	742	Azione di compressione sulla superficie 1
C2	kN	342,4	Azione di compressione sulla superficie 2
C3 = C4	kN	817,2	Azione di compressione sulla superficie 3
Btr	mm	928,0	Dimensione trasversale puntone C1; C2; C3; C4
$\sigma_{1sd}$	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 1 - Puntone 1 (Nodo CCC)
$\sigma_{2sd}$	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 2 - Puntone 2 (Nodo CCC)
$\sigma_{3sd}$	Mpa	2,67	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 3 (Nodo CCC)
$\sigma_{4sd}$	Mpa	1,05	Tensione sollecitante sull'impronta 3 - Puntone 4 (Nodo CCT)
$\sigma_{1rdmax}$	Mpa	16,46	Tensione massima di progetto nodo CCC
$\sigma_{2rdmax}$	Mpa	13,99	Tensione massima di progetto nodo CCT
$\sigma_{1sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 1
$\sigma_{2sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 2
$\sigma_{3sd}/\sigma_{1rdmax}$		0,162	Verifica tensione massima impronta 3
$\sigma_{4sd}/\sigma_{2rdmax}$		0,075	Verifica tensione massima impronta 4

Tabella 14.5. Verifica schema resistente puntone-tirante (posizione 2)