



# Autostrada Asti-Cuneo




TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)  
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a  
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

## PROGETTO ESECUTIVO

### 07 - OPERE D'ARTE MINORI

07.11 - Bat bridge  
Relazione tecnica e di calcolo con computo metrico

IMPRESA  	PROGETTISTA  	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031  	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	11-2023	Emissione	Ing. Festa	Ing. Martuscelli	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	NOVEMBRE 2023	-
							N. Progr.	
							07.11.01	

CODIFICA PROGETTO    LIV    DOCUMENTO    REV P 0 1 7    E    O M N    R C    0 0 1    A	WBS A 3 3 1 2 6 A 0 0 0 CUP G 3 1 B 2 0 0 0 1 0 8 0 0 0 5
---	--

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE
-------------------------------	-------------------------

**INDICE**

<b>1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>2. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1. ACCIAIO STRUTTURA METALLICA .....	6
3.2. CALCESTRUZZO PER LE SOTTOFONDAZIONI.....	6
3.3. CONGLOMERATO CEMENTIZIO CLASSE DI RESISTENZA C32/40 .....	7
3.4. CONGLOMERATO CEMENTIZIO CLASSE DI RESISTENZA C32/40 .....	7
3.5. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	8
3.6. ACCIAIO ARMONICO PER FUNI.....	8
3.7. TIRAFONDI.....	8
3.8. BULLONI GIUNTO FLANGIATO .....	8
<b>4. PROGRAMMA DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
<b>4.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE .....</b>	<b>9</b>
<b>4.2. ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....</b>	<b>9</b>
4.3. ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA.....	10
<b>5. CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA .....</b>	<b>11</b>
5.1. CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN C.A.O. ....	11
5.1.1. <i>  Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale</i> ....	11
5.1.2. <i>  Criteri di verifica per elementi soggetti a taglio</i> .....	13
5.2. CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN ACCIAIO.....	15
5.2.1. <i>  Verifiche SLU per tensioni normali per l'acciaio</i> .....	15
5.2.2. <i>  Verifiche SLU per tensioni tangenziali per l'acciaio</i> .....	17
5.2.3. <i>  Verifiche SLU in presenza di tensioni normali e tangenziali per l'acciaio</i> 18	
5.2.4. <i>  Criteri di verifica per i collegamenti tra membrature in acciaio</i> .....	19
5.3. CRITERI DI VERIFICA AGLI SLE .....	21
5.3.1. <i>  Stato limite di deformazione</i> .....	21
5.3.2. <i>  Stato limite di fessurazione</i> .....	21
5.4. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI .....	22
5.4.1. <i>  Fondazioni dirette</i> .....	23
5.4.2. <i>  Fondazioni indirette</i> .....	25
<b>6. ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>29</b>
<b>6.1. PERMANENTI STRUTTURALI GP .....</b>	<b>29</b>
<b>6.2. PERMANENTI PORTATI G2 .....</b>	<b>29</b>
<b>6.3. AZIONE DELLA NEVE N .....</b>	<b>29</b>
<b>6.4. BUFFETING QBUFF.....</b>	<b>30</b>
<b>6.5. AZIONE DEL VENTO .....</b>	<b>30</b>
<b>6.6. AZIONE TERMICA.....</b>	<b>33</b>
<b>6.7. AZIONE SISMICA.....</b>	<b>33</b>
6.7.1. <i>  Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali</i> . 35	
<b>7. COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>40</b>
<b>8. MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>42</b>

8.1.	VISTA MODELLO .....	42
8.2.	NUMERAZIONE NODI .....	42
8.3.	NUMERAZIONE ASTE.....	43
8.4.	CONDIZIONI DI CARICO.....	43
8.5.	COMBINAZIONI DI CARICHI.....	43
<b>9.</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONI.....</b>	<b>44</b>
9.1.	ANALISI MODALE .....	44
9.2.	INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI .....	47
9.3.	VERIFICA ASTE.....	50
9.4.	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO ALLA BASE .....	54
9.4.1.	<i>Verifica della piastra di base .....</i>	<i>55</i>
9.4.2.	<i>Verifica dell'ancoraggio del plinto.....</i>	<i>57</i>
9.5.	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI .....	64
<b>10.</b>	<b>VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE .....</b>	<b>65</b>
10.1.	ZAVORRA TIRANTI .....	66
10.2.	PLINTO MONOPALO.....	67
10.3.	VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE .....	70
10.3.1.	<i>Verifica a pressoflessione .....</i>	<i>71</i>
10.3.2.	<i>Verifica a taglio.....</i>	<i>72</i>
10.3.3.	<i>Verifiche fessurazione .....</i>	<i>73</i>
<b>11.</b>	<b>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....</b>	<b>74</b>
<b>12.</b>	<b>COMPUTO METRICO.....</b>	<b>81</b>

## **1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- **D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018** – *“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;*
- **Circolare del M.M. LL.PP. n° 7 del 21.01.19** – *“Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17.01.2018”;*
- **Legge 5 Novembre 1971 N° 1086** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;*
- **Legge 2 Febbraio 1974 N° 64** – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;*
- **UNI EN 1992-4:2018** – *“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo”;*
- **UNI ENV 206-1:2006** – *“Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità”;*
- **UNI EN 197-1:2007** – *“Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;*
- **UNI 11104:2004** – *“Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;*

## 2. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa al dimensionamento delle strutture di fondazione e di elevazione della struttura denominata bat-bridge da realizzare lungo il collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il Lotto 6, Stralcio a, alla pk 0+278 mentre l'altro alla pk 3+425, a ridosso della spalla lato Cuneo dell'opera di attraversamento del Canale Enel.

La struttura in oggetto è costituita da due portali in acciaio posizionati ai lati della carreggiata autostradale, tra i quali è sospesa una catenaria costituita da 4 funi in acciaio armonico ai quali è fissata una rete in polietilene, mantenuta in posizione da tenditori a V. A bilanciare il tiro della catenaria sono chiamate altrettante funi tese tra i portali e dei plinti zavorra posizionati a circa 9 m dai portali.

La struttura così costituita, con l'ausilio di idonee specie arboree ad altezza digradante, funge da invito per la rotta di volo dei chiropteri, riducendo così il rischio di impatto sui veicoli in transito.

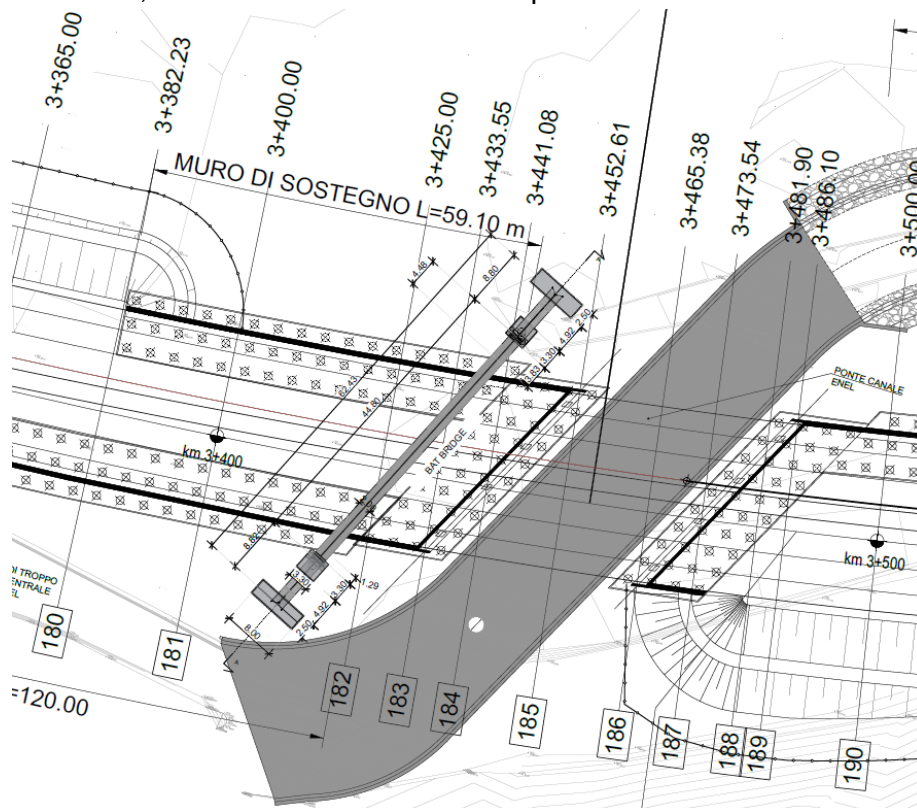


Figura 1 – Planimetria di posizionamento del bat-bridge

### SEZIONE A-A Scala 1:200

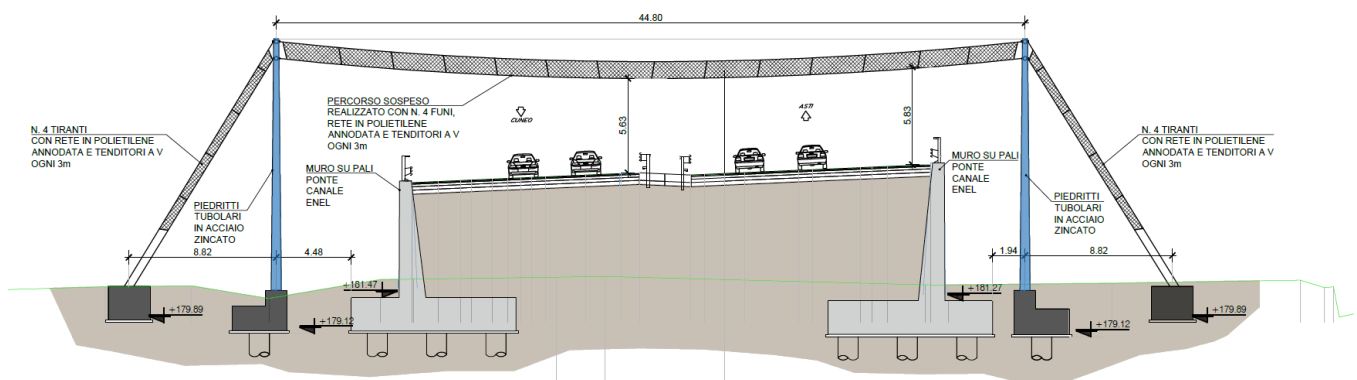


Figura 2 – Sezione trasversale del bat-bridge

I portali in acciaio sono costituiti da due ritti tubolari a sezione variabile (da  $\varnothing 600 \times 12.5 \text{ mm}$  a  $\varnothing 300 \times 12.5 \text{ mm}$ ) di altezza pari a 15 m, e da due traversi di sommità, anch'essi realizzati con profili tubolari di diametro  $\varnothing 225 \text{ mm}$ . I ritti sono collegati alle fondazioni a mezzo di piastre di base circolari e tirafondi M30.

Le fondazioni dei portali sono dei plinti di dimensioni in pianta  $3.30 \times 3.30 \text{ m}$  su unico palo trivellato  $\varnothing 1200 \text{ mm}$  di lunghezza 20 m. I tiranti sono invece ancorati a mezzo di golfari e tenditori a un parallelepipedo in c.a. di dimensioni  $8.0 \times 2.5 \times 2.0 \text{ m}$ .

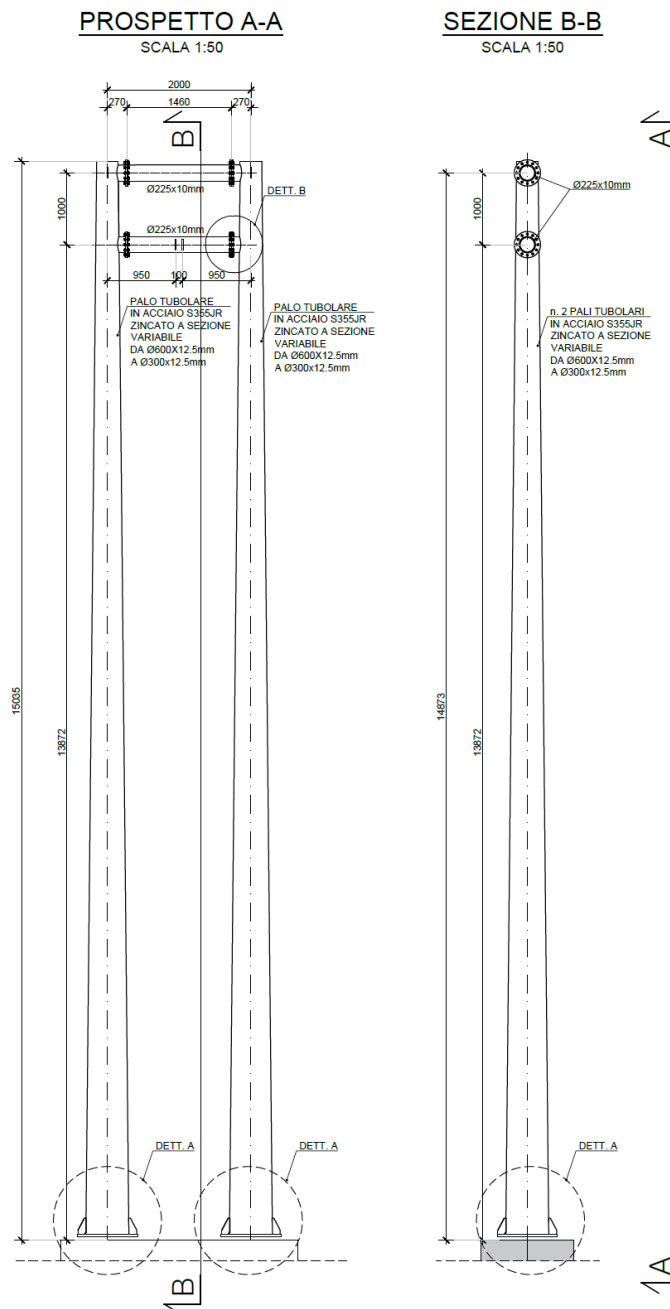


Figura 3 – Prospetto e sezione portali

### 3. MATERIALI

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal produttore secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” approvate con D.M. 17 gennaio 2018. È onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione.

#### 3.1. ACCIAIO STRUTTURA METALLICA

Per la realizzazione delle strutture in carpenteria metallica è previsto l'utilizzo di acciaio tipo S 355 JR.

Tensione di snervamento caratteristica: 355 N/mm<sup>2</sup>

Tensione di rottura caratteristica: 510 N/mm<sup>2</sup>

I bulloni e i tirafondi sono di materiale classe 8.8 con  $f_{t,b} = 8000 \text{ kg/cm}^2$  e  $f_{y,b} = 6400 \text{ kg/cm}^2$ .

I dadi devono essere di classe 8.

Il trattamento protettivo previsto è la zincatura a caldo.

La scelta della classe di resilienza del materiale in esame è stata effettuata sulla base delle indicazioni riportate nella UNI EN 1993-1-10. La temperatura di progetto  $T_{Ed}$  è definita sulla base delle indicazioni riportate nel par.4.2.4.1.5 delle NTC18; in particolare, per zona I di temperatura (par.3.5.2 NTC18), si ha:  $T_{Ed} = T_{min} = -15 - 4a_s / 1000 = -16.2^\circ\text{C}$ , essendo  $a_s = 180 \text{ m slm}$ .

Cautelativamente si considera una temperatura minima di riferimento pari a  $-20^\circ\text{C}$ . Con riferimento al prospetto 2.1 della UNI EN 1993-1-10, essendo lo sfruttamento massimo degli elementi inferiore al 75%, si ha:

prospetto 2.1 Massimi valori ammissibili dello spessore dell'elemento  $t$  in millimetri

Classe di acciaio	Sotto-classe	Energia della prova di Charpy KV alla temperatura $T$ [°C]	$J_{min}$	Temperatura di riferimento $T_{Ed}$ [°C]																								
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50				
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60				
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75				
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100				
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55				
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70				
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95				
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110				
ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145					
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45				
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60				
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80				
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95				
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130				

#### 3.2. CALCESTRUZZO PER LE SOTTOFONDAZIONI

Classe di esposizione: X0

Classe di resistenza: C12/15

Contenuto cemento min: 200 kg/mc

Classe di consistenza: S4

### 3.3. CONGLOMERATO CEMENTIZIO CLASSE DI RESISTENZA C32/40

Plinti di fondazione

- Modulo elastico	$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
- Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = 41.20 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.80 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione	<b>XC2+XA2</b>
- Copriferro minimo	$c_{min} = 45 \text{ mm}$

Il valore del copriferro minimo  $c_{min}$  è stato scelto in ottemperanza a quanto riportato alla sezione 4 delle UNI EN 1992-1-1:2005.

### 3.4. CONGLOMERATO CEMENTIZIO CLASSE DI RESISTENZA C32/40

Pali di fondazione

- Modulo elastico	$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
- Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = 41.20 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.80 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione	<b>XC2 + XA2</b>
- Copriferro minimo	$c_{min} = 75 \text{ mm}$



### 3.5. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

La tipologia di acciaio per le barre d'armatura in c.a. è della tipologia B450C, mentre per le reti elettrosaldate è della tipologia B450A. Essi hanno le seguenti caratteristiche meccaniche minime:

Tensione di snervamento caratteristica:	450 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura caratteristica:	540 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento di progetto:	391.3 N/mm <sup>2</sup>

### 3.6. ACCIAIO ARMONICO PER FUNI

Tensione di rottura $f_{ptk}$ :	$\geq 1860$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento di progetto $f_{p(0.1)k}$ :	$\geq 1670$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione $\sigma_{po}$ :	$\geq 1373$ N/mm <sup>2</sup>

### 3.7. TIRAFONDI

I tirafondi M30 sono in acciaio avente le seguenti caratteristiche:

Tipo acciaio:	classe 8.8
Tensione di snervamento caratteristica:	660 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento di progetto:	528 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura caratteristica:	830 N/mm <sup>2</sup>

### 3.8. BULLONI GIUNTO FLANGIATO

I bulloni M16 sono in acciaio avente le seguenti caratteristiche:

Tipo acciaio:	classe 8.8
Tensione di snervamento caratteristica:	660 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento di progetto:	528 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura caratteristica:	830 N/mm <sup>2</sup>

## 4. PROGRAMMA DI CALCOLO

### 4.1. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La determinazione dello stato di deformazione e di sollecitazione della struttura per effetto delle azioni di progetto è stata perseguita realizzando una modellazione spaziale del portale a bandiera con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti "MIDAS GEN 2021" prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd (Corea).

Per quanto concerne il metodo di analisi della struttura, si è eseguita un'analisi dinamica modale con spettro di risposta.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tutte le membrature della carpenteria metallica sono modellate tramite elementi beam per i quali si definisce compiutamente la sezione geometrica reale, di modo da calcolare in via automatizzata le caratteristiche inerziali della sezione stessa, assegnando poi ad ognuna membratura il materiale di riferimento. Inoltre, si è scelto di non modellare i plinti ed i micropali, considerando la struttura in esame incastrata alla base.

Dopo aver definito le proprietà intrinseche dei materiali e dopo aver assegnato a ciascuna delle parti costituenti il modello le relative proprietà geometriche e meccaniche, sono state applicate ad esse le relative azioni. In particolare sono stati assegnati i carichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali, i carichi permanenti strutturali e non strutturali, i carichi variabili, le azioni da neve, le azioni da vento, le azioni sismiche determinate attraverso l'analisi di tipo dinamica modale con spettro di risposta.

Le azioni sismiche sono definite dal software di calcolo sulla base dei pesi sismici (calcolati in automatico a partire dai carichi applicati e dai coefficienti di combinazione indicati), dei modi propri di vibrazione della struttura e degli spettri di progetto assegnati (analisi dinamica modale con spettro di risposta).

A tal proposito si sottolinea di aver valutato gli effetti dell'azione sismica tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} Q_{kj}$$

in cui valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella tabella 2.5.1 delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018.

### 4.2. ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle sollecitazioni ottenuti mediante l'utilizzo dei codici di calcolo descritti nel paragrafo precedente sono stati sottoposti a semplici calcoli manuali di controllo che ne hanno confermato l'attendibilità, secondo quanto richiesto al paragrafo 10.2.1 delle vigenti Norme Tecniche.

Sono state infatti compiute una serie di verifiche manuali volte a controllare l'attendibilità dei risultati del calcolo automatico; in particolare sono state svolte valutazioni delle sollecitazioni e degli spostamenti degli elementi strutturali sulla base di schemi semplificati di tipo piano, da utilizzare come termine di confronto per i risultati suddetti.

L'esame dei risultati e i controlli sull'affidabilità dell'elaborazione effettuata hanno riguardato:

- la compatibilità dei dati geometrici;
- l'assenza di labilità;
- l'entità dei valori delle risultanti dei carichi per le varie condizioni;
- l'equilibrio dell'intera struttura e di sue parti significative per le singole condizioni di carico;
- il rispetto delle condizioni di vincolo imposte.

### 4.3. ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA

L'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica" rappresenta il metodo d'analisi lineare di riferimento per la determinazione degli effetti dell'azione sismica (*punto 7.3.2 del D.M. 17-01-2018*).

Il principio di base dell'analisi dinamica modale è la scomposizione della risposta sismica nel contributo dei singoli modi di vibrazione della struttura.

Con tale analisi, però, si rinuncia a conoscere gli effetti prodotti da ciascun modo istante per istante, limitandosi, in modo più agevole, a considerare i massimi valori prodotti dal singolo modo, indipendentemente dall'istante in cui essi si attingono. In questo tornano utili gli spettri di risposta che forniscono proprio i massimi valori dell'accelerazione di un sistema elastico lineare ad un grado di libertà al variare del suo periodo proprio e dello smorzamento.

La distribuzione di forze corrispondenti al generico modo da applicare alla struttura, può essere ricavata come:

$$\{F\}_i = [A] \cdot \{\psi^{(i)}\} \cdot g_i \cdot S_a(T_i, \xi_i)$$

in cui:

- $\{F\}_i$  è il vettore le cui componenti sono le forze da applicare a ciascun piano;
- $[A]$  è la matrice delle masse della struttura;
- $\{\psi^{(i)}\}$  è il vettore che definisce la forma dell'i-esimo modo di vibrazione;
- $g_i$  è il coefficiente di partecipazione modale del modo i-esimo;
- $S_a(T_i, \xi_i)$  è l'accelerazione spettrale relativa al modo i-esimo.

Noti gli effetti dovuti a tutti i modi di vibrazione, nascono però due problemi: stabilire quanti modi di vibrazione considerare nell'analisi e come combinare i valori degli effetti ottenuti.

Per entrambi la risposta è fornita dalla normativa: in primo luogo il D.M. 17-01-2018, al *punto 7.3.3.1*, impone di considerare tutti i modi che contribuiscono significativamente alla risposta globale della struttura, il che vuol dire tener conto di tutti quei modi per i quali la somma delle masse partecipanti sia superiore all'85%, oppure considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

Per la seconda questione, dal momento che i valori massimi si raggiungono in istanti differenti, e non essendo quindi corretto adottare un criterio di combinazione di tipo deterministico, il D.M. 17-01-2018, ancora al *punto 7.3.3.1*, suggerisce un approccio, più ragionevole, di tipo probabilistico. In particolare, l'effetto globale E (caratteristica di sollecitazione in una sezione, spostamento di un punto, ecc.) può ottenersi come risultato di una combinazione quadratica completa (CQC ovvero "complete quadratic combination") degli effetti dei singoli modi  $E_i$  considerati indipendenti l'uno dall'altro:

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{i,j} E_i E_j}$$

dove  $\rho_{i,j}$  è il coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j.

## 5. CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA

Oggetto del presente capitolo è la descrizione dei criteri di analisi e di verifica strutturale.

### 5.1. CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN C.A.O.

#### 5.1.1. Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali in c.a. nei confronti di flessione e sforzo normale, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il calcestruzzo si adopera un diagramma di calcolo tensione-deformazione di tipo parabola-rettangolo.

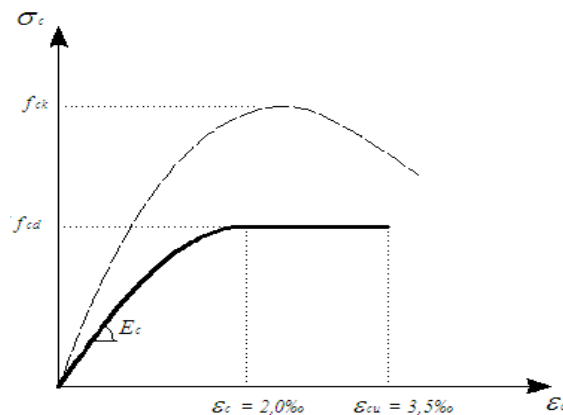


Figura 3 - Diagramma tensione – deformazione di progetto del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  $f_{cd}$  è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5 (o 1.0 sotto azioni eccezionali).

Per le armature in acciaio si assume un diagramma di calcolo tensione-deformazione bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

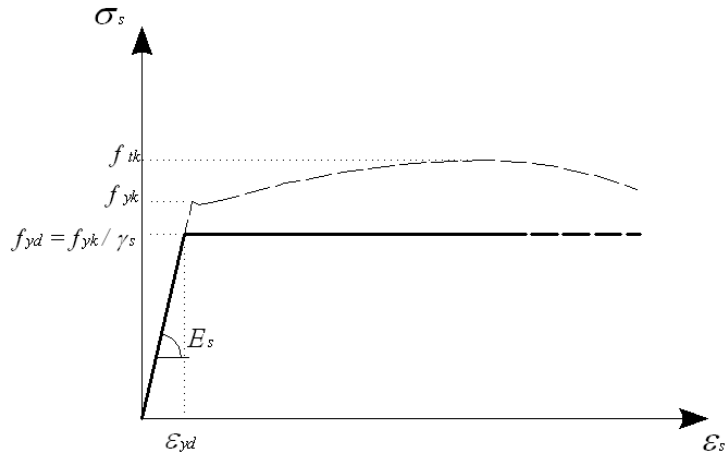


Figura 4 - Diagramma tensione – deformazione di progetto dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio  $f_{yd}$  è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

in cui:

- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed assume il valore 1.15 (1.0 sotto azioni eccezionali).

Con riferimento alla sezione soggetta a sforzo normale e momento flettente, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

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

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### 5.1.2. Criteri di verifica per elementi soggetti a taglio

#### 5.1.2.1. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

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

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

Con riferimento l'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}$$

e dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

In corrispondenza degli appoggi, è necessario disporre un quantitativo di armatura longitudinale a cui affidare l'assorbimento degli sforzi provocati dal taglio dovuti all'inclinazione (assunta pari a 45°) delle fessure rispetto all'asse della trave.

#### 5.1.2.2. Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

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

dove:

- $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente;
- $V_{Rd}$  è il valore della resistenza a taglio dell'elemento assunto pari al minore tra la resistenza di calcolo a "taglio trazione" e la resistenza di calcolo a "taglio compressione".

$$V_{Rd} = \min (V_{R,td}, V_{R,cd})$$

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

$$V_{R,sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

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

dove:

- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $\theta$  è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto all'asse della trave e deve essere tale da rispettare i seguenti limiti:  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$   $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ ;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrane non compresse.

## 5.2. CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN ACCIAIO

### 5.2.1. Verifiche SLU per tensioni normali per l'acciaio

#### 5.2.1.1. Membrature soggette a sola trazione

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

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

dove

- $N_{Ed}$  è l'azione assiale di calcolo;
- $N_{t,Rd}$  è la resistenza di calcolo a trazione che, per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, si assume pari al valore minimo tra:
  - $N_{pl,Rd} = (A \cdot f_{yk})/\gamma_{M0}$  (resistenza plastica della sezione lorda)
  - $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk})/\gamma_{M2}$  (resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti)

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

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

#### 5.2.1.2. Membrature soggette a sola compressione

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

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

Dove

- $N_{Ed}$  è la forza di compressione di calcolo;
- $N_{c,Rd}$  è la resistenza di calcolo a compressione della sezione da assumere pari a:
  - $N_{c,Rd} = (A \cdot f_{yk})/\gamma_{M0}$  (per le sezioni di classe 1, 2 e 3);
  - $N_{c,Rd} = (A_{eff} \cdot f_{yk})/\gamma_{M0}$  (per le sezioni di classe 4).

#### 5.2.1.3. Membrature soggette a flessione monoassiale (retta)

La verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione monoassiale (retta) viene condotta secondo la relazione:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

dove

- $M_{Ed}$  è il momento flettente di calcolo;
- $M_{c,Rd}$  è la resistenza di calcolo a flessione retta da valutare tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

Più in dettaglio la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

- $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$  (per le sezioni di classe 1 e 2)
- $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$  (per le sezioni di classe 3)
- $M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$  (per le sezioni di classe 4)



Per le sezioni di classe 3,  $W_{el,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo  $W_{eff,min}$  è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993 1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione:

$$0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \geq A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

dove

- $A_f$  è l'area della piattabanda lorda;
- $A_{f,net}$  è l'area della piattabanda al netto dei fori;
- $f_{tk}$  è la resistenza ultima dell'acciaio.

#### 5.2.1.4. Membrature soggette a presso o tenso flessione retta

Per le sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione retta viene condotta controllando che:

$$M_{N,y,Rd} \geq M_{Ed}$$

dove

- $M_{Ed}$  è il momento di progetto;
- $M_{N,y,Rd}$  è il momento plastico di progetto ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

Nel caso di sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Nel caso di sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (n \leq a)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - ((n - a) / (1 - a))^2] \leq M_{pl,z,Rd} \quad (n > a)$$

essendo:

- $M_{N,y,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima
- $M_{N,z,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali e avendo posto:

- $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$
- $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0.5$

dove:

- $A$  è l'area lorda della sezione;
- $b$  è la larghezza delle ali;
- $t_f$  è lo spessore delle ali.

### Membrature soggette a presso o tenso flessione biassiale

In generale per le sezioni di classe 1 e 2 la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione biassiale viene condotta controllando che:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \leq 1$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, e solo nel caso in cui  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,2$ , la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione biassiale può essere condotta controllando che:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \leq 1$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

## **5.2.2. Verifiche SLU per tensioni tangenziali per l'acciaio**

### 5.2.2.1. Membrature soggette a taglio

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

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

dove

- $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dell'azione tagliante
- $V_{c,Rd}$  è la resistenza di calcolo a taglio.

In assenza di torsione, la resistenza di calcolo  $V_{c,Rd}$  vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

dove

- $A_v$  è l'area resistente a taglio.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta.

Per le sezioni ad I o ad H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot [1 - (1,25 \cdot \tau_{t,Ed}) / (f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})]^{1/2}$$

dove

- $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

Per le sezioni cave, invece, la formula è:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot [1 - \tau_{t,Ed} / (f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})]$$

La verifica a taglio della sezione può essere anche condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula:

$$\tau_{t,Ed} / (f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

dove

- $\tau_{t,Ed}$  è valutata in campo elastico lineare.

#### 5.2.2.2. Membrature soggette a torsione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per torsione, qualora possano essere trascurate le distorsioni della sezione, viene condotta secondo la relazione:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove

- $T_{Ed}$  è il valore della sollecitazione torcente di progetto che può essere considerata come somma del contributo dovuto alla torsione uniforme  $T_{t,Ed}$  e del contributo relativo alla torsione per ingobbamento impedito  $T_{w,Ed}$ .
- $T_{Rd}$  è la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale.

### 5.2.3. Verifiche SLU in presenza di tensioni normali e tangenziali per l'acciaio

#### 5.2.3.1. Membrature soggette a flessione e taglio

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature soggette contemporaneamente a flessione e taglio, l'influenza del taglio può essere trascurata nei casi in cui il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  sia inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd}$$

a meno che l'instabilità per taglio non riduca la resistenza a flessione della sezione.

Nei casi in cui il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  sia superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione che può quindi essere determinata assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) \cdot f_{yk}$ , avendo posto:

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{W_{pl,y} - \rho \cdot A_v^2 / 4t_w}{\gamma_{M0}} \cdot f_{yk} \leq M_{y,c,Rd}$$

#### 5.2.3.2. Membrature soggette a flessione, taglio e sforzo normale

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, il calcolo del momento flettente resistente deve tener conto della contemporanea presenza di flessione, taglio e sforzo normale. Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera la metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_{yk}$$

dove:

$$\rho = \left( 2 \cdot V_{Ed} / V_{c,Rd} \right)^2$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

#### 5.2.4. Criteri di verifica per i collegamenti tra membrature in acciaio

In ottemperanza al par.4.2.1.3 e al par.4.2.1.4 “*Norme Tecniche sulle Costruzioni*” di cui al D.M. 17.01.2018, i collegamenti saranno realizzati secondo le seguenti disposizioni.

Per i procedimenti di saldatura ad arco, l’omologazione degli elettrodi da farà riferimento a quanto riportato nelle norme UNI 5132:1974. Per gli altri procedimenti di saldatura saranno impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento. Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) saranno equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	D
Riferimento				
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30mm S275, s ≤ 30mm	S355, s ≤ 30mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Per i collegamenti bullonati, i bulloni, conformi alle caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, apparterranno alle classi indicate nella seguente tabella e saranno conformi alla norma UNI EN ISO 898-1:2001:

	Normali			Ad alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Vite	4	5	6	8	10
Dado					

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti cassi di viti precedentemente descritte, sono riportate di seguito:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico soddisfaranno i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recheranno la relativa marcatura CE.

#### 5.2.4.1. Verifica dei Bulloni

La resistenza di calcolo a taglio  $F_{v,Rd}$  dei bulloni di classe 8.8 e 10.9 per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, viene assunta pari a

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \text{ bulloni di classe 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \text{ bulloni di classe 10.9;}$$

- $A_{res}$  è l'area resistente della vite adottata quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite.
- $f_{tb}$  è la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.
- $\gamma_{M2}$  è il coefficiente di sicurezza assunto pari a 1.25.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$ , del piatto dell'unione, è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,
- $t$  è lo spessore della piastra collegata,
- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,
- $\alpha = \min \{e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_t; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,
- $\alpha = \min \{p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25; f_{tb} / f_t; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,
- $k = \min \{2.8 \cdot e_2 / d_0 - 1.7; 2.5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,
- $k = \min \{1.4 \cdot p_2 / d_0 - 1.7; 2.5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato.

essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$ , indicati nella seguente figura e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

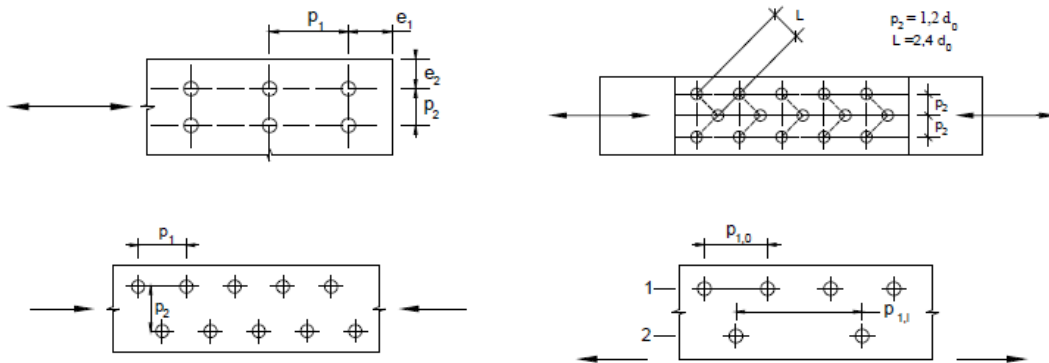


Figura 5 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

### 5.3. CRITERI DI VERIFICA AGLI SLE

#### 5.3.1. Stato limite di deformazione

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Per la verifica di questo stato limite si farà riferimento al punto C4.1.2.2.2 della circolare.

#### 5.3.2. Stato limite di fessurazione

I limiti La normativa vigente prevede, per la verifica, in ordine di severità decrescente i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di decompressione: la tensione normale è ovunque nella sezione di compressione ed al più uguale a 0.
- b) Stato limite di formazione delle fessure: la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è pari a  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$
- c) Stato limite di apertura delle fessure: il valore della dimensione delle fessure è pari ad uno dei seguenti valori nominali

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

Lo stato di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali, della sensibilità delle armature alla corrosione.

Il controllo sullo stato limite di apertura delle fessure, in cui si controlla che la tensione normale di trazione nella fibra maggiormente sollecitata sia inferiore a:

$$f_{ctk} = 0.83 f_{ctm}$$

Nel caso in cui si superi questo valore è necessario effettuare il controllo dell'apertura delle fessure. La larghezza caratteristica virtuale della fessura vale:

$$w_k = 1.7 w_m = 1.7 \nu \cdot s_{rm} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ove la distanza media tra le fessure in corrispondenza del livello baricentrico di armatura vale:

$$s_{rm} = 2(c + 0.1s) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$$

essendo:

$$\rho_r = A_s / A_{ef}$$

c = copriferro netto

s = distanza efficace tra le barre

k<sub>2</sub> = 0.4 per barre ad aderenza migliorata

k<sub>3</sub> = 0.125 per flessione semplice o presso flessione

Il coefficiente che computa l'effetto di *tension stiffening* vale:

$$\nu = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0.4 \quad \text{con: } \sigma_{sr} = \text{tensione di fessurazione}$$

essendo:

$\sigma_s$  = tensione massima dell'acciaio

$\beta_1 = 1$  per barre ad aderenza migliorata

$\beta_2 = 0.5$  per le condizioni ripetute di sollecitazione

Per la verifica a fessurazione delle sezioni in c.a., si suppone una condizione ambientale ordinaria (gruppo **a**) e si considerano armature poco sensibili.

#### 5.4. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed  $R_d$  l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	$\gamma_{G1}$	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.8÷1.5	0.8÷1.5	0.8÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni innanzi riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale $g_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza $f$	$\tan \gamma'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

Dai coefficienti indicati dalla norma, è possibile definire le caratteristiche meccaniche del terreno in funzione del tipo di approccio scelto.

Relativamente alla definizione dei coefficienti di resistenza  $R$ , la norma rimanda alle diverse tipologie di opere geotecniche, secondo quanto riportato nel seguito.

#### Fondazioni dirette

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
<i>Carico limite</i>	$\gamma_R = 2,3$
<i>Scorrimento</i>	$\gamma_R = 1,1$

#### Muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
<i>Capacità portante della fondazione</i>	$\gamma_R = 1,4$
<i>Scorrimento</i>	$\gamma_R = 1,1$
<i>Ribaltamento</i>	$\gamma_R = 1,15$
<i>Resistenza terreno a valle</i>	$\gamma_R = 1,4$

#### Fondazioni indirette

Verifica	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
<i>Capacità portante alla testa</i>	$\gamma_R = 1.15$	$\gamma_R = 1.35$	$\gamma_R = 1.30$
<i>Resistenza Laterale (in compressione)</i>	$\gamma_R = 1.15$	$\gamma_R = 1.15$	$\gamma_R = 1.15$
<i>Resistenza Laterale (in trazione)</i>	$\gamma_R = 1.25$	$\gamma_R = 1.25$	$\gamma_R = 1.25$

#### **5.4.1. Fondazioni dirette**

Per le fondazioni dirette le verifiche da eseguire sono di seguito riportate, con il relativo approccio da seguire.

##### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno  $\rightarrow (A1+M1+R3)$
- Collasso per scorrimento sul piano di posa  $\rightarrow (A1+M1+R3)$
- Stabilità globale  $\rightarrow (A2+M2+R2)$

##### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali  $\rightarrow (A1+M1+R3)$

#### **7.3.1.1 Criterio di verifica a capacità portante delle fondazioni (GEO)**

La verifica a carico limite della fondazione dei muri è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula trinomia di Terzaghi.



$$q_{lim} = \psi_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + \psi_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot N_c \cdot c + \psi_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui:

- $\gamma_1$  è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- $\gamma_2$  è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione;
- $D$  è la profondità del piano di posa della fondazione;
- $B$  è la larghezza della fondazione;
- $N_q, N_c, N_\gamma$  sono coefficienti tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
- $\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$  sono i coefficienti correttivi legati al tipo di rottura (generale o per punzonamento);
- $\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$  sono i coefficienti correttivi di forma; essi dipendono dalla lunghezza  $L$  e dalla larghezza  $B$  della fondazione;
- $\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$  sono i coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza  $L$  e dalla larghezza  $B$  della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa;
- $\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$  sono i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- $\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$  sono i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

In particolare, per la determinazione del carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_{es} = \frac{N}{L' \cdot B'}$$

dove:

- $N$  è la risultante delle azioni verticali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata, comprensivi del peso della platea;
- $L'$  è la lunghezza ridotta della fondazione;
- $B'$  è la larghezza della fondazione.

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, una fondazione di dimensioni ridotte pari a:

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

con  $e_L$  ed  $e_B$  eccentricità del carico nelle due direzioni.

### 7.3.1.2 Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO)

La verifica allo scorrimento del muro consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Pertanto essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione. Tale forza risulta proporzionale al peso del muro ed è espressa dalla relazione (per terreni caratterizzati da  $\varphi' \neq 0$  e  $c' = 0$ )

$$R = N \cdot \tan \varphi'_d$$

dove:

- R è la forza resistente allo scorrimento;
- N è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione;
- $\varphi'_d$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione relativamente all'approccio di progetto.

#### 5.4.2. Fondazioni indirette

Per le fondazioni indirette le verifiche da eseguire sono di seguito riportate, con il relativo approccio da seguire.

##### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali → (A1+M1+R3)
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali → (A1+M1+R3)
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione → (A1+M1+R3)
- Stabilità globale → (A2+M2+R2)

##### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali → (A1+M1+R3)

#### 7.3.2.1 Criterio di verifica per carico limite del singolo palo per carichi assiali (GEO)

La capacità portante del palo è data dai contributi della resistenza laterale e della resistenza alla punta.

La resistenza laterale  $R_L$  è data da:

$$R_L = \pi \cdot \phi_{palo} \cdot s \cdot \sigma_m \cdot k \cdot \mu$$

con:

$s$  = spessore dello strato

$\phi_{palo}$  = diametro palo

$\sigma_m$  = tensione verticale effettiva media nello strato

$\varphi$  = angolo di attrito efficace (riferito allo strato attraversato)

$\mu$  = coefficiente di attrito (riferito alla scabrezza tra palo e terreno)

$k$  = coefficiente di spinta

Nello specifico, trattandosi di pali trivellati di medio e grande diametro, si può assumere

$\mu = \tan \varphi$ , mentre il valore del coefficiente di spinta  $k$  è stato calcolato come  $(1 - \sin \varphi)$ .

Gli angoli di attrito interno riferiti ai vari strati sono stati ridotti secondo i coefficienti riportati nella colonna M1 nella tabella 6.2.II delle NTC 2018.

La resistenza alla punta  $R_P$  è valutata secondo la teoria di Berezantsev, relativa ai pali di grande e medio diametro, in base all'equazione:

$$R_P = \pi \cdot \phi_{palo}^2 / 4 \cdot (N_q \cdot \sigma_p + N_c \cdot c')$$

dove:

$N_q$  = coefficiente adimensionale funzione dell'angolo di attrito e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo

$N_c$  = coefficiente adimensionale funzione dell'angolo di attrito, del rapporto tra lunghezza e diametro del palo

$\sigma_p$  = tensione verticale effettiva (calcolata alla punta del palo)

$c'$  = coesione ridotta con il coefficiente riportato nella colonna M1 nella tabella 6.2.11 delle NTC 2018

Ricordiamo che, per il seguente calcolo, vale la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \varphi$$

Osserviamo, inoltre, che trattandosi di pali trivellati in opera, di medio o grande diametro, ai fini del calcolo dei coefficienti  $N_q$ , ed  $N_c$ , si considera una riduzione del valore dell'angolo di attrito efficace  $\varphi$  (secondo Kishida et altri) adottando  $\varphi^* = \varphi - 3^\circ$ .

Dati i coefficienti parziali di sicurezza, la portata verticale, in condizioni di palo compresso allo stato limite ultimo ( $R_{vert}$ ) ed in condizione di palo teso ( $R_{vert,T}$ ) con i coefficienti delle azioni, dei parametri geotecnica e delle resistenze, è data da:

$$R_{vert} = \frac{R_p}{\gamma_p} + \frac{R_L}{\gamma_L}$$

$$R_{vert,T} = \frac{R_L}{\gamma_{LT}}$$

Dato che il peso proprio del palo vale:

$$P_{palo} = \frac{\pi \cdot \phi_{palo}^2}{4} \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_{G1}$$

la resistenza massima verticale, al netto del peso proprio del palo, vale in definitiva:

$$\bar{R}_{vert} = R_{vert} - P_{palo}$$

$$\bar{R}_{vert,T} = R_{vert,T} + P_{palo}$$

### 7.3.2.2 Criterio di verifica per carico limite del singolo palo per carichi trasversali (GEO)

Relativamente al calcolo del carico limite orizzontale si adotta un modello ad elasticità lineare sia per il palo che per il terreno in cui è immerso. Nel caso specifico avremo un comportamento di palo lungo vincolato a ruotare in testa, infisso in terreni incoerenti (o granulari).

I valori di progetto  $R_{orizz,d}$  della resistenza si ottengono dal valore caratteristico  $R_{orizz,k}$ , determinato utilizzando la teoria di Broms. Si assume, in pratica, che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume, inoltre, che la forma della sezione trasversale sia ininfluente, e che il valore della reazione del terreno  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per terreni incoerenti, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$  è il coefficiente di spinta passiva che compete allo strato attraversato;
- $d$  è il diametro del palo;
- $\gamma$  il peso per unità di volume dello strato attraversato.

Ai fini della determinazione del valore di progetto  $R_{orizz,d}$  della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito.

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
		$\gamma$
Resistenza ai carichi trasversali	$\gamma_T$	1.30

*Coefficienti parziali per le resistenze*

Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore della forza orizzontale limite  $T_{lim}$  sopportabile dal palo. Il valore di progetto si ottiene riducendo quest'ultimo sia attraverso il coefficiente  $\gamma_T$ , sia mediante il corrispondente "coefficiente di correlazione" scelto in funzione del numero di verticali indagate.

$$T_{lim,d} = \min\left(\frac{T_{lim,media}}{\gamma_T \cdot \xi_3}; \frac{T_{lim,min}}{\gamma_T \cdot \xi_4}\right)$$

Nel caso in esame il palo si comporta come palo lungo e che quindi il valore limite della forza orizzontale sopportabile dal palo possa essere calcolato come:

$$T_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

dove  $M_y$  è il momento di plasticizzazione del palo.

### 7.3.2.3 Calcolo resistenza di progetto del singolo palo

La resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione  $R_{c,d}$  e di trazione  $R_{t,d}$ , è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione  $R_{c,k}$  e a trazione  $R_{t,k}$ , applicando gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza.

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_R$$

I valori caratteristici, sono ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  che tengono conto del numero di verticali indagate. Si riporta di seguito la tabella 6.4.IV delle NTC2018.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \min\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Le resistenze di calcolo sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{ult,base} + Q_{ult,lat}$$

$$R_{t,cal} = Q_{ult,lat}$$

La resistenza laterale ultima  $\tau_{lim}$  è stata valutata come segue:

Terreni coesivi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

$\alpha$  è un coefficiente che varia in funzione del valore di  $c_u$  e della tipologia di palo;

$c_{uk}$  è la resistenza a taglio non drenata;

Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq 120 \text{ kPa}$$

dove:

$k$  è il coefficiente di spinta laterale, considerati pari a 0.7 per i pali trivellati;

$\delta$  è l'angolo di attrito tra palo e terreno;

$\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale alla quota di riferimento.

La resistenza ultima alla base  $q_{b,ult}$  è stata determinata come segue:

Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot c_{uk}$$

Terreni sabbiosi

$q_{b,ult}$  viene valutato in accordo alle indicazioni di Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994).

### 7.3.2.4 Criterio di verifica strutturale del singolo palo (STR)

Per un palo vincolato in testa ad una fondazione, che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione, il momento flettente massimo, che si registra nella sezione di attacco con la fondazione stessa, può essere calcolato come:

$$M_{max} = C_M \cdot T \cdot \lambda$$

in cui:

$C_M$  un coefficiente che dipende dal rapporto  $L / \lambda$ ;

$T$  il taglio agente in testa al palo;

$\lambda$  è la lunghezza libera di inflessione del palo da valutare come:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I}{n_h}}$$

dove:

$E_p$  è il modulo di Young del calcestruzzo costituente il palo (C25/30);

$I$  è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo ( $d = 0.5$  m);

$n_h$  è un parametro che dipende dal tipo di terreno e dal suo stato di addensamento.

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1. PERMANENTI STRUTTURALI GP

I carichi permanenti strutturali vengono calcolati in modo automatico dal software strutturale utilizzato, in base alle caratteristiche dimensionali e di materiale opportunamente definite per i singoli elementi.

### 6.2. PERMANENTI PORTATI G2

In tale condizione di carico, sono stati inseriti tutti i carichi non strutturali sostenuti dalla struttura:

- ✓ Fune con 2 trefoli da 0.6" 0.020 kN/m
- ✓ Rete in polietilene a doppia torsione con staffe in acciaio ogni 3m 0.015 kN/m<sup>2</sup>

### 6.3. AZIONE DELLA NEVE N

L'azione della neve sul traverso è calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC 2018 e della relativa circolare applicativa.

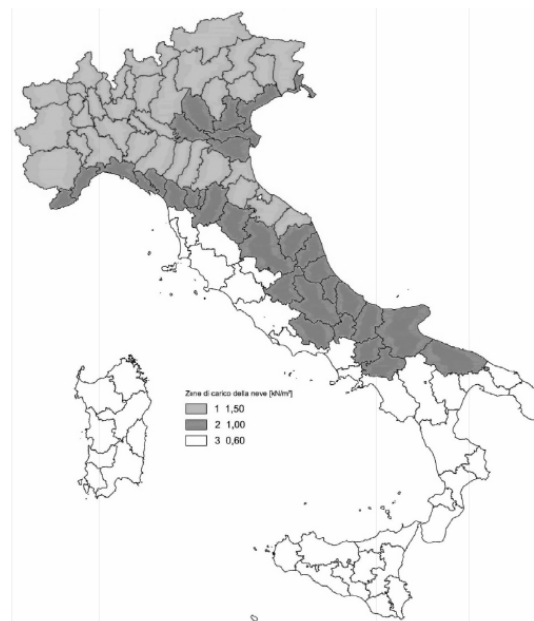


Figura 4 – Zone di carico della neve

Cautelativamente si assume il carico neve maggiore tra tutti i siti di installazione, ovvero quello della zona I Alpina (Provincia di Cuneo). Considerando una quota massima di installazione dei portali pari a 300 m s.l.m, si ottiene il seguente valore del carico neve al suolo:

$$\text{zona I Alpina} \quad q_{sk} = 1.39 \cdot [1 + (a_s / 728)^2] = 1.63 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di forma ( $\mu_1$ ) per tale struttura è pari a 0.8, come stabilito dalla tabella 3.4.11 delle NTC 2018, per coperture con inclinazione compresa tra 0° e 30°.

In conclusione il carico per azione da neve assunto nel modello è pari a:

$$q_{sk} = q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_E \cdot C_t = 1.63 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \approx 1.30 \text{ kN/m}^2$$

Sulla rete in polietilene sospesa è stata considerata una percentuale di vuoti del 75%. Pertanto, ai fini del peso della neve in accumulo sul percorso aereo, il carico sopra calcolato va moltiplicato per 0.25.

#### 6.4. BUFFETING QBUFF

Con riferimento a quanto indicato nelle norme Britanniche, in particolare nelle BD 94/07, Part 1 (Annex 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 pannelli di segnaletica, sia le mensole 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:

$$P_d = (600 \cdot h^{-0.25}) - 400$$

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 del traverso).

La pressione di buffeting sul traverso è:

$$h_{\text{veicolo}} = 4.20 \text{ m}$$

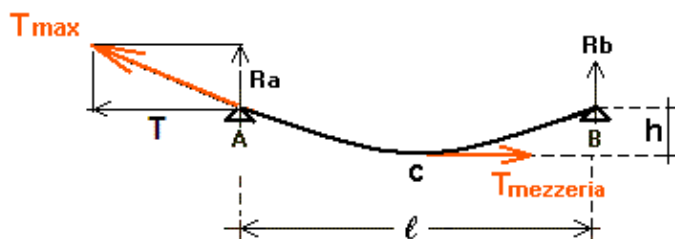
$$H_{\text{min}} = 5.80 \text{ m}$$

$$h = H_{\text{min}} - h_{\text{veicolo}} = 5.63 \text{ m} - 4.20 \text{ m} = 1.43 \text{ m}$$

$$P_d = (600 \cdot 1.43^{-0.25}) - 400 = 148 \text{ N/m}^2$$

A favore di sicurezza si è applicata la pressione di buffeting massima di sulla superficie inferiore traverso, considerando una percentuale di vuoti della rete del 75%. Pertanto:  $0.25 \cdot 0.15 = 0.04 \text{ kN/m}^2$ .

**I carichi  $G_2$ ,  $N$  e  $Q_{\text{buff}}$  sono stati applicati come forze nodali alle estremità dei cavi considerando uno schema di fune sospesa con  $L=44.30 \text{ m}$  e  $H_{\text{max}}=1.20 \text{ m}$ .**



$$R_a = R_b = \frac{qL}{2}$$

$$T = T_{\text{mezzeria}} = \frac{qL^2}{8h}$$

$$T_{\text{(appoggi)}} = \frac{qL^2}{8h} + qh$$

$$T_{\text{max}} = \sqrt{T^2 + R_a^2}$$

#### 6.5. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC 2018 e della relativa circolare applicativa e sulla base delle indicazioni del documento normativo CNR.

La seguente tipologia di portali verrà installato in diversi punti lungo il collegamento autostradale Asti-Cuneo; di seguito si riporta lo schema della zonazione per la determinazione del carico da vento secondo il par.3.3 delle NTC 2018:

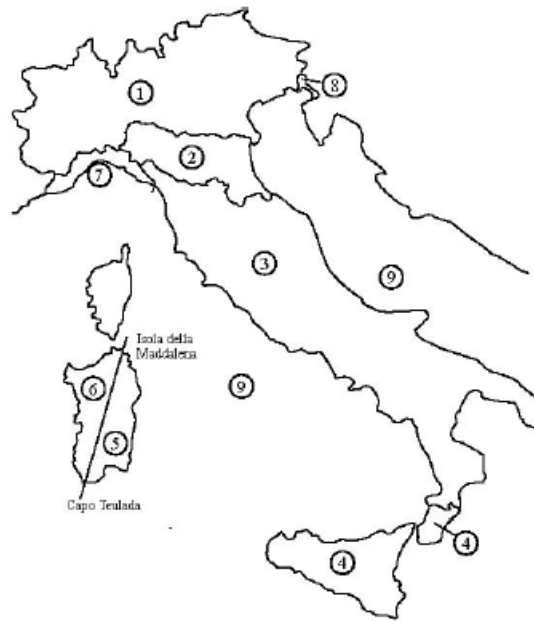


Figura 5 – Zone di carico del vento

Considerando che in nessun caso l'altitudine del sito supera il valore di  $a_0$ , perciò il valore del coefficiente di altitudine ( $c_a$ ) è pari all'unità e di conseguenza il valore della velocità base di riferimento ( $v_b$ ) è uguale al valore della velocità base di riferimento al livello del mare ( $v_{b,0}$ ).

$$\text{Zona 1} \rightarrow v_b = v_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento di progetto per un periodo di ritorno di pari a 50 anni è calcolata come:

$$\text{Zona 1} \rightarrow v_r = v_b \cdot c_r = 25.0 \text{ m/s} \cdot 1.0 = 25.0 \text{ m/s}$$

Da cui si ottengono le seguenti pressioni di riferimento ( $q_r$ ):

$$\text{Zona 1} \rightarrow q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot 25.0^2 \text{ m/s} = 390.63 \text{ N/m}^2$$

Le aree in cui verranno posizionati i portali sono caratterizzate da assenza di ostacoli, perciò si assume una classe di rugosità del terreno D. I nuovi portali hanno una distanza dalla costa maggiore di 30 km e una quota di installazione minore di 500m slm, da cui si ottiene la seguente categoria di esposizione:

$$\text{Zona 1} \quad \rightarrow \quad \text{Categoria II}$$



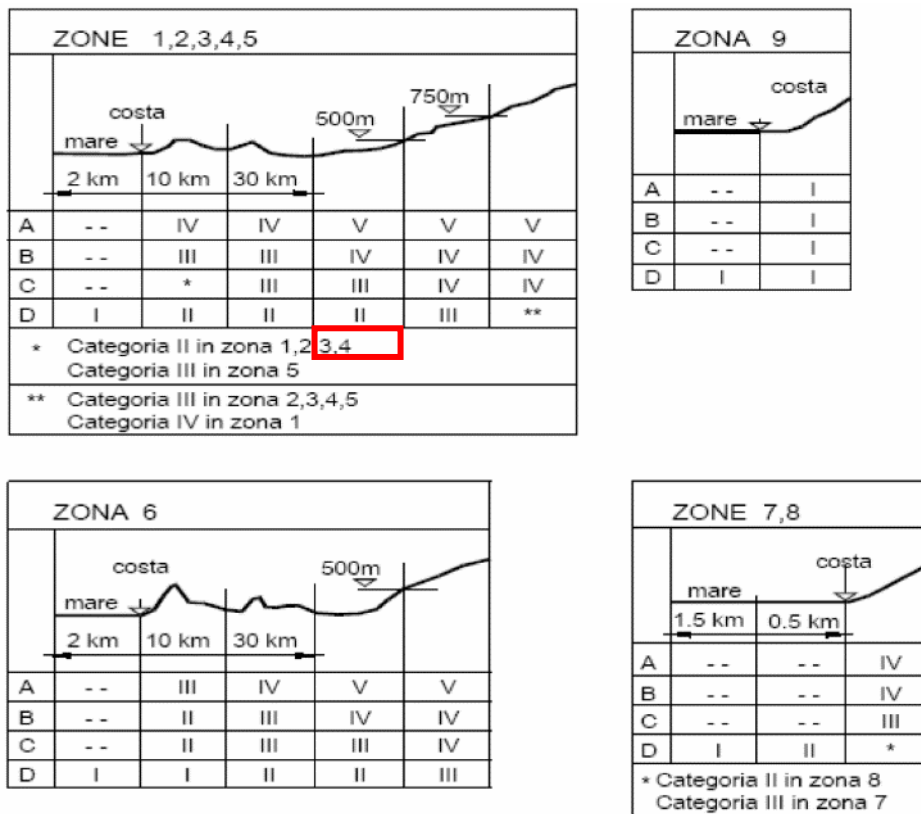


Figura 6 – Definizione della categoria di esposizione [Fig. 3.3.2 NTC 2018]

Il coefficiente di esposizione ( $c_e$ ) è dato dalla seguente formula [3.3.7 NTC 2018]:

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

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

I parametri per la definizione del coefficiente di esposizione ( $c_e$ ) da introdurre nella formula 3.3.7 delle NTC 2018, sono:

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Si calcola, cautelativamente, la pressione del vento alla quota più alta del traverso, assumendo un coefficiente topografico ( $c_t$ ) pari all'unità ed un coefficiente di pressione in funzione delle zone di struttura considerata. Di seguito si riporta il riepilogo della pressione del vento:

$$p' = q_r \cdot c_e \cdot c_d \quad [3.3.4 \text{ NTC 2018}]$$

Zona	$q_r$ [N/m <sup>2</sup> ]	Categoria di esposizione	Z [m]	$c_t$	$c_e$	$c_d$	$p'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	391.20	II	15.0	1.0	2.62	1.0	1.0

Per il calcolo del coefficiente di pressione  $c_p$  si è fatto riferimento alle indicazioni del par. C3.3.8.6.1 della Circolare sulle “travi isolate”. Poiché nella fattispecie il rapporto di forma  $\varphi = S_p/S$  vale sempre  $D/\pi D = 1/3.14 = 0.31$ , si applicherà sempre  $c_p = 1.60$ .

## 6.6. AZIONE TERMICA

Per la valutazione delle azioni della temperatura agenti sulla struttura in esame, si fa riferimento a quanto indicato al par.3.5 delle vigenti Norme Tecniche.



Figura 7 – Zone della temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Nelle espressioni seguenti,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione (nel caso in esame pari a 300m slm).

Zona I

$$T_{min} = -15 - 4 a_s / 1000 = -16.2^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = 42 - 6 a_s / 1000 = 40.2^\circ\text{C}$$

Assumendo una temperatura iniziale  $T_0$  alla data della costruzione, per la verifica della struttura in acciaio in esame, si considera pertanto una variazione termica pari:

$$\Delta T_{u-} = T - T_0 = -16.2 - 15 = -31.2^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{u+} = T - T_0 = 40.2 - 15 = +25.2^\circ\text{C}$$

## 6.7. AZIONE SISMICA

In accordo con le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 lo studio del comportamento sismico della struttura in carpenteria metallica è stato condotto attraverso l'applicazione di un'analisi dinamica lineare di tipo modale con spettro di risposta.

Si riportano di seguito, con riferimento alla struttura in esame, le ipotesi e le assunzioni alla base della determinazione dei parametri che definiscono le azioni sismiche.

### **Vita nominale e periodo di riferimento**

Secondo quanto definito al punto 2.4 delle nuove norme sismiche di cui al D.M. 17.01.2018, si definisce quale vita nominale  $V_N$  della struttura il numero di anni durante il quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, debba poter essere utilizzata per lo scopo per cui è stata progettata.

In particolare, per il caso in esame, si è assunta una vita nominale  $V_N = 50$  anni (Tabella 2.4.1).

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, è stato assunto che la struttura in esame appartenga alla Classe IV. La classe d'uso definisce un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ , mediante il quale si perviene alla definizione del periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N * C_U = 100$  anni.

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limiti, che vengono così definiti:

#### Stati Limite di Esercizio

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti per le sue funzioni, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferire l'azione sismica corrispondente, è pari a  $P_{VR}=81\%$ .

- *Stato Limite di Danno (SLD)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti per le sue funzioni, subisce danni, ma tali da non comportare interruzioni d'uso significative e da non mettere a rischio gli utenti. La struttura, nel suo complesso, non deve risultare compromessa significativamente, in termini di rigidezza e resistenza, nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, mantenendosi utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a  $P_{VR}=63\%$ .

#### Stati Limite Ultimi

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, e significativi danni dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva ancora una parte della resistenza e della rigidezza nei confronti delle azioni verticali, ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni sismiche orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a  $P_{VR}=10\%$ .

- *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, oltre a danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione, però, conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti delle azioni verticali, ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a  $P_{VR}=5\%$ .

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

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

Per i diversi stati limite, si ottengono i seguenti valori:

SLO	$T_R = 60$ anni
SLD	$T_R = 101$ anni
SLV	$T_R = 949$ anni
SLC	$T_R = 1950$ anni

Per ognuna delle microzone sismiche in cui è stato suddiviso il territorio nazionale, e per ciascuno stato limite considerato, la normativa vigente, fornisce i valori dei *parametri di pericolosità sismica*, che sono rispettivamente:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al suolo (PGA),
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- $T_c$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 6.7.1. Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

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

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

nelle quali T ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- $S = S_s \cdot S_t$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5% ed è definito come:  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$
- $T_c = C_c \cdot T_c^*$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_B = T_c/3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_D = 4.0 \cdot (a_g/g + 1.6)$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Il sito si trova nel comune di Verduno (CN). Si considera la struttura non dissipativa, assumendo un fattore di comportamento  $q = 1.0$  per lo spettro orizzontale e  $q = 1.5$  per lo spettro verticale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

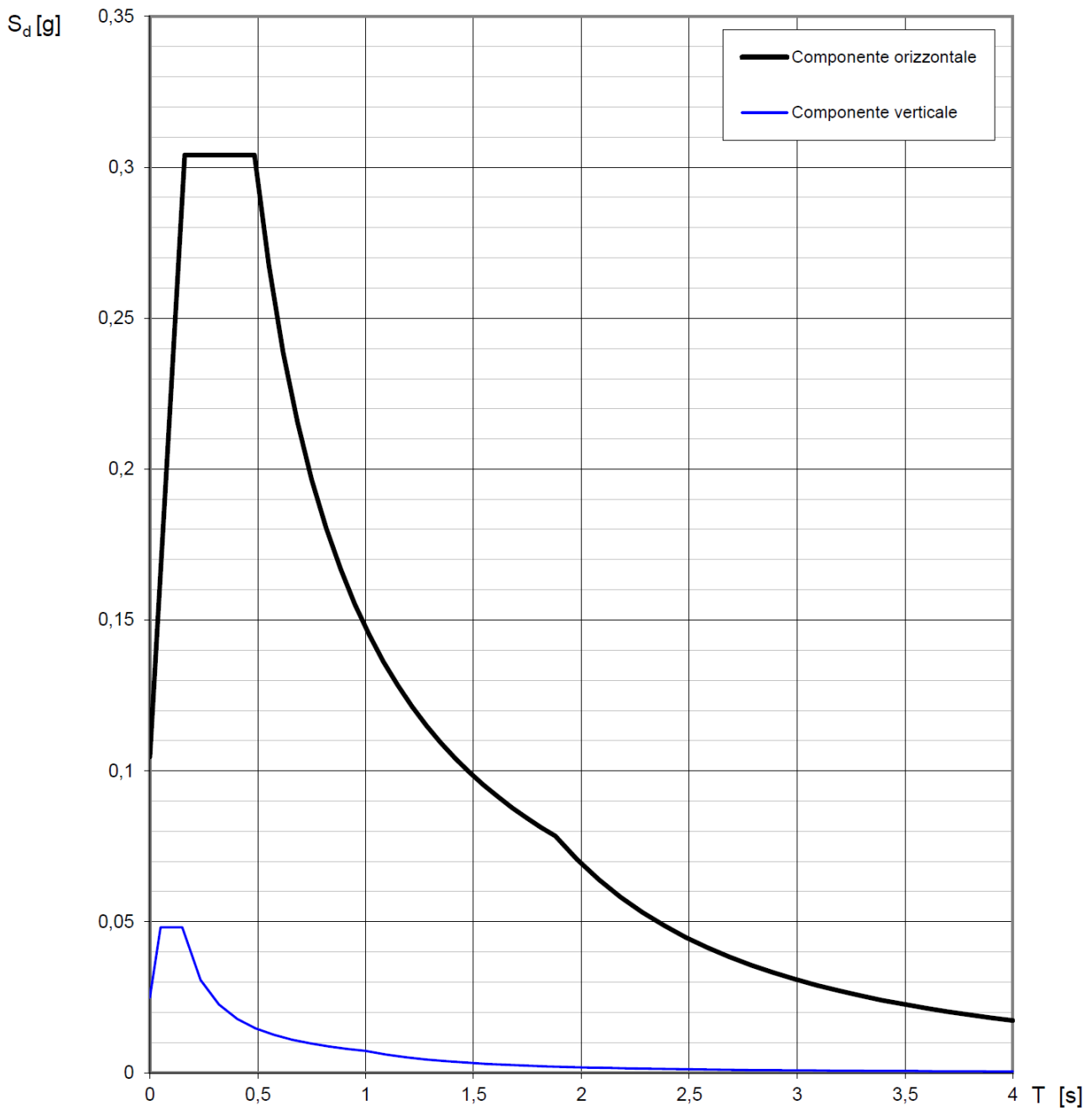
$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

dove  $T$  è il periodo proprio di vibrazione in direzione verticale,  $F_v$  è invece il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale;  $F_v$  è dato dall'espressione nel seguito riportata:

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

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

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

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,070 g
$F_o$	2,903
$T_C$	0,316 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,536
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,162 s
$T_C$	0,485 s
$T_D$	1,879 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,105
$T_B \leftarrow$	0,162	0,304
$T_C \leftarrow$	0,485	0,304
	0,551	0,267
	0,618	0,239
	0,684	0,216
	0,751	0,196
	0,817	0,181
	0,883	0,167
	0,950	0,155
	1,016	0,145
	1,083	0,136
	1,149	0,128
	1,215	0,121
	1,282	0,115
	1,348	0,109
	1,415	0,104
	1,481	0,100
	1,547	0,095
	1,614	0,091
	1,680	0,088
	1,747	0,084
	1,813	0,081
$T_D \leftarrow$	1,879	0,078
	1,980	0,071
	2,081	0,064
	2,182	0,058
	2,283	0,053
	2,384	0,049
	2,485	0,045
	2,586	0,041
	2,687	0,038
	2,788	0,036
	2,889	0,033
	2,990	0,031
	3,091	0,029
	3,192	0,027
	3,293	0,026
	3,394	0,024
	3,495	0,023
	3,596	0,021
	3,697	0,020
	3,798	0,019
	3,899	0,018
	4,000	0,017

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

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,025 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**

$F_v$	1,036
$S$	1,000
$\eta$	0,667

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,025
$T_B \leftarrow$	0,050	0,048
$T_C \leftarrow$	0,150	0,048
	0,235	0,031
	0,320	0,023
	0,405	0,018
	0,490	0,015
	0,575	0,013
	0,660	0,011
	0,745	0,010
	0,830	0,009
	0,915	0,008
$T_D \leftarrow$	1,000	0,007
	1,094	0,006
	1,188	0,005
	1,281	0,004
	1,375	0,004
	1,469	0,003
	1,563	0,003
	1,656	0,003
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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



Nelle analisi modali, è stato considerato un numero di modi di vibrazione sufficiente ad ottenere per ogni direzione, una massa partecipante totale superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC), come indicato al par. 7.3.3.1 del D.M. 17/01/2018.

Le due componenti orizzontali dell'azione sismica e la componente verticale sono state considerate agenti simultaneamente adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in 7.3.5 del D.M. 17/01/2018. Ai fini delle verifiche, sono state considerate le seguenti combinazioni degli effetti delle componenti sismiche orizzontali e della componente verticale permutando i coefficienti di combinazione ed i segni ( $E_x$  rappresenta gli effetti dell'azione sismica agente secondo la direzione X,  $E_y$  gli effetti di quella agente secondo la direzione Y e  $E_z$  gli effetti dell'azione sismica agente verticalmente):

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

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

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

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con il paragrafo 2.5.3 del NTC 17.01.2018, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

Di seguito si riportano le tabelle 2.6.I e 2.5.I del NTC 2018, in cui riportano rispettivamente i coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione da adottare nelle diverse combinazioni di carico.

**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	$\gamma_{Q1}$	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.

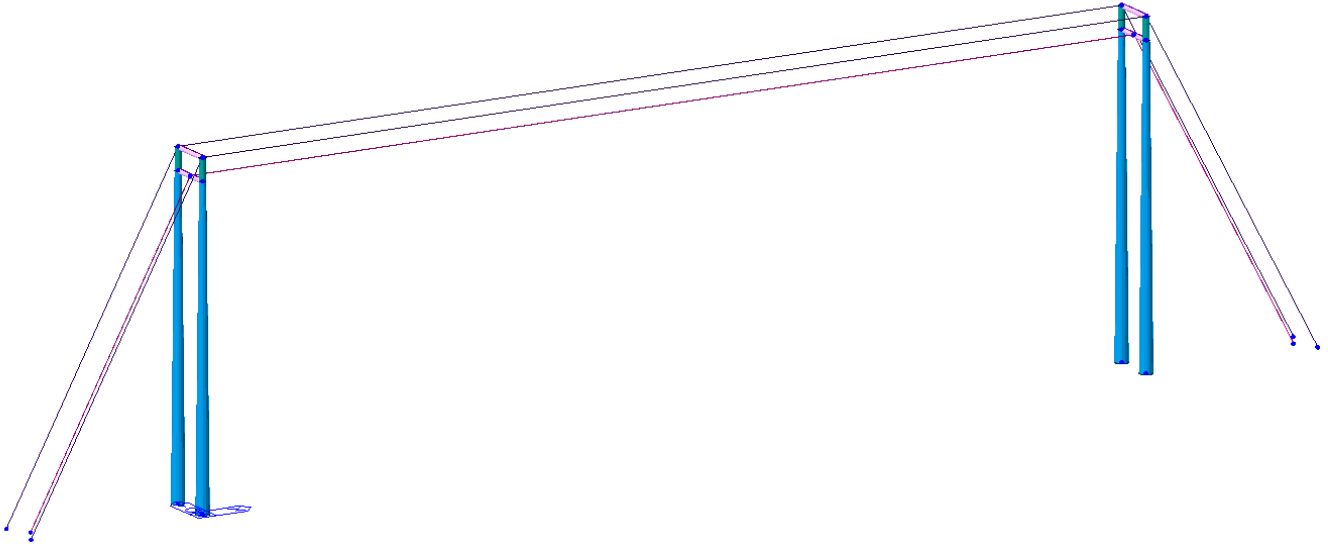
**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

## 8. MODELLO DI CALCOLO

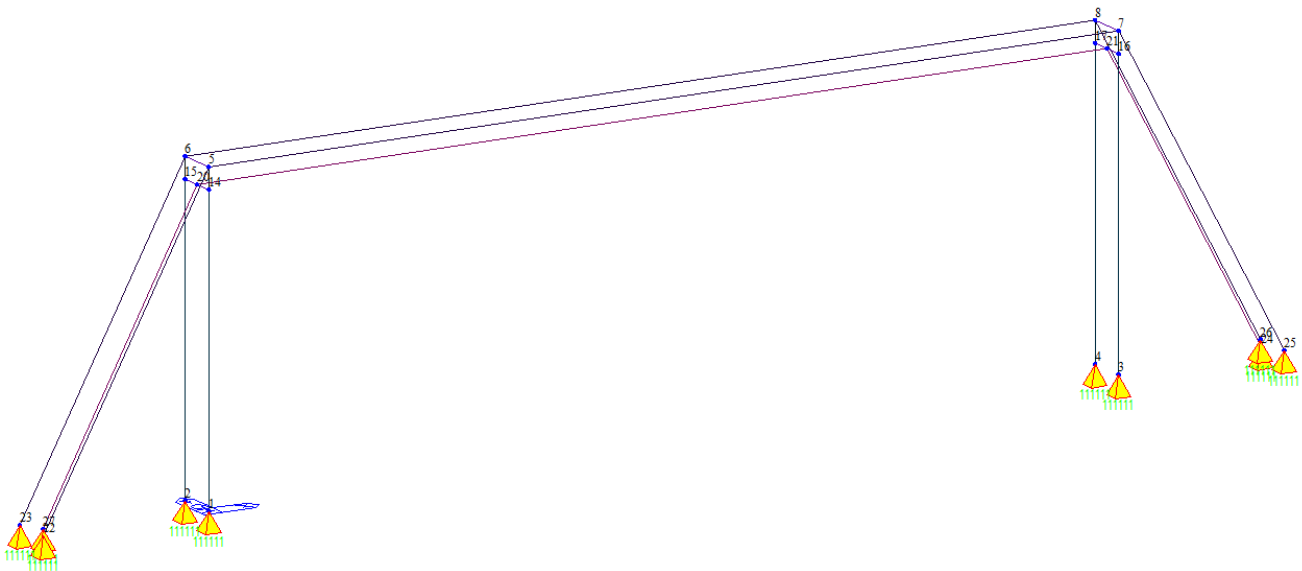
### 8.1. VISTA MODELLO

Si riporta la vista 3D del bat bridge nella modellazione agli elementi finiti realizzata per la verifica della struttura in esame mediante il software Midas Gen 2021.



*Figura 8 Vista 3D del modello di calcolo*

### 8.2. NUMERAZIONE NODI



*Figura 9 Numerazione nodi del modello*

### 8.3. NUMERAZIONE ASTE

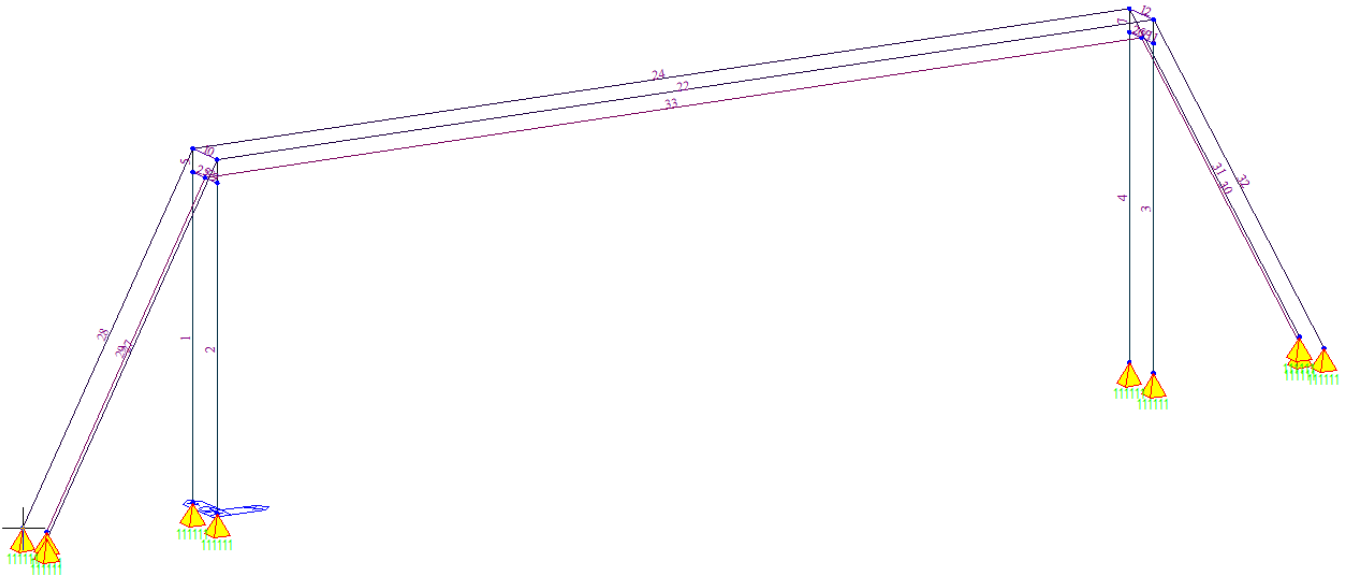


Figura 10 Numerazione aste del modello

### 8.4. CONDIZIONI DI CARICO

Per un maggior dettaglio delle singole condizioni di carico adottate nel modello, si rimanda a quanto ampiamente indicato nel capitolo 6.

1	Gp	Dead Load (D)	Peso proprio
2	G2	Dead Load (D)	Permanenti
3	wy	wind Load on Structure (w)	Vento y
4	wx	wind Load on Structure (w)	Vento x
5	T+	Temperature (T)	Termica +
6	T-	Temperature (T)	Termica -
7	qbuff	Live Load (L)	Azione di buffeting
8	N	Snow Load (S)	Neve
9	Ex-SLV	Earthquake (E)	Sisma x
10	Ey-SLV	Earthquake (E)	Sisma y
11	Ez-SLV	Earthquake (E)	Sisma z

### 8.5. COMBINAZIONI DI CARICHI

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE(FACTOR) +	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	SLU01	Active Gp( 1.300) + N( 0.750) +	Add	G2( 1.500) + qbuff( 0.750)	wx( 1.500)
2	SLU02	Active Gp( 1.300) + N( 0.750) +	Add	G2( 1.500) + qbuff( 0.750)	wy( 1.500)
3	SLU03	Active Gp( 1.300) + wx( 0.900) +	Add	G2( 1.500) + qbuff( 0.750)	N( 1.500)
4	SLU04	Active	Add		

		Gp( 1.300) + wy( 0.900) +		G2( 1.500) + qbuff( 0.750)		N( 1.500)
5	SLU05	Active	Add			
		Gp( 1.300) + wx( 0.900) +		G2( 1.500) + qbuff( 1.500)		N( 0.750)
6	SLU06	Active	Add			
		Gp( 1.300) + wy( 0.900) +		G2( 1.500) + qbuff( 1.500)		N( 0.750)
7	SLV01	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 0.300) +		G2( 1.000) + Ez-SLV( 0.300)		Ex-SLV( 1.000)
8	SLV02	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 0.300) +		G2( 1.000) + Ez-SLV(-0.300)		Ex-SLV( 1.000)
9	SLV03	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 1.000) +		G2( 1.000) + Ez-SLV( 0.300)		Ex-SLV( 0.300)
10	SLV04	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 1.000) +		G2( 1.000) + Ez-SLV(-0.300)		Ex-SLV( 0.300)
11	SLV05	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 0.300) +		G2( 1.000) + Ez-SLV( 1.000)		Ex-SLV( 0.300)
12	SLV06	Active	Add			
		Gp( 1.000) + Ey-SLV( 0.300) +		G2( 1.000) + Ez-SLV(-1.000)		Ex-SLV( 0.300)
13	SLEvx	Active	Add			
		Gp( 1.000) +		G2( 1.000) +		wx( 1.000)
14	SLEvy	Active	Add			
		Gp( 1.000) +		G2( 1.000) +		wy( 1.000)
15	SLEN	Active	Add			
		Gp( 1.000) +		G2( 1.000) +		N( 1.000)
16	ENV	Active	Envelope			
		SLU01( 1.000) + SLU04( 1.000) + SLV03( 1.000) + SLV06( 1.000) +		SLU02( 1.000) + SLV01( 1.000) + SLV04( 1.000) + SLU05( 1.000) +		SLU03( 1.000) SLV02( 1.000) SLV05( 1.000) SLU06( 1.000)

## 9. VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONI

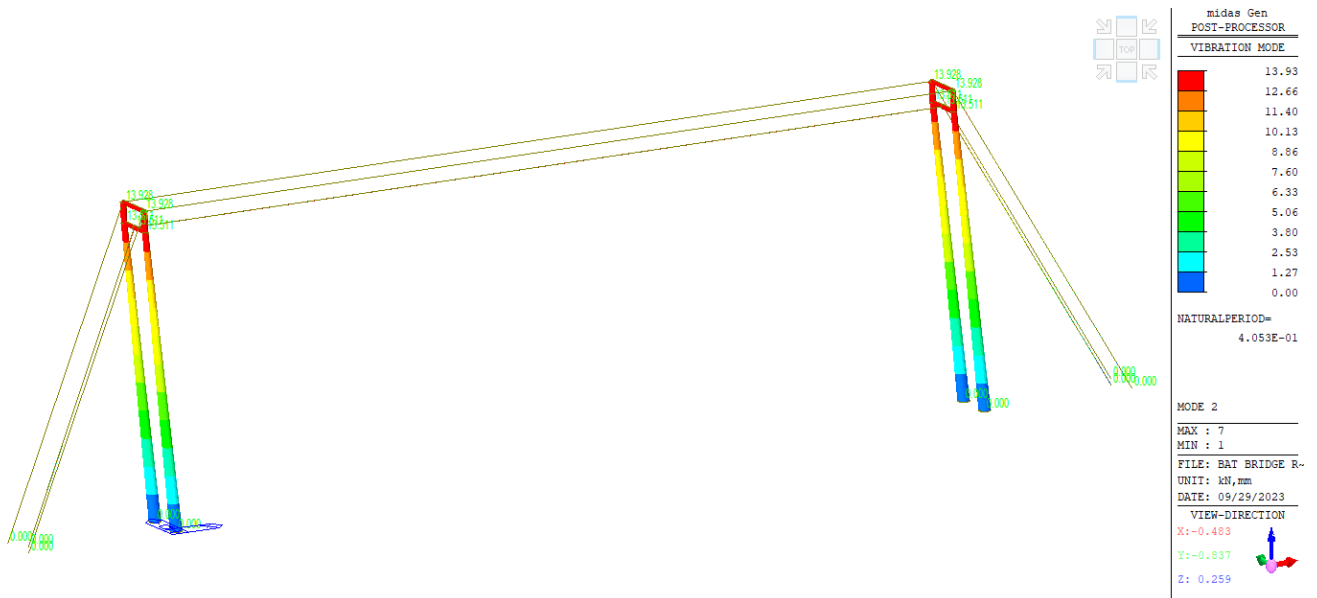
Nel presente paragrafo si riportano le deformate dei principali modi di vibrare, gli involuppi più significativi delle sollecitazioni agenti sulla struttura in esame, nei diversi casi di carico descritti nei paragrafi precedenti, e la verifica del sistema strutturale.

### 9.1. ANALISI MODALE

Vengono presi in considerazione 12 modi di vibrare, che consentono di raggiungere una massa partecipante superiore all'85% nelle direzioni X, Y e Z.

Mode	Period	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
No							

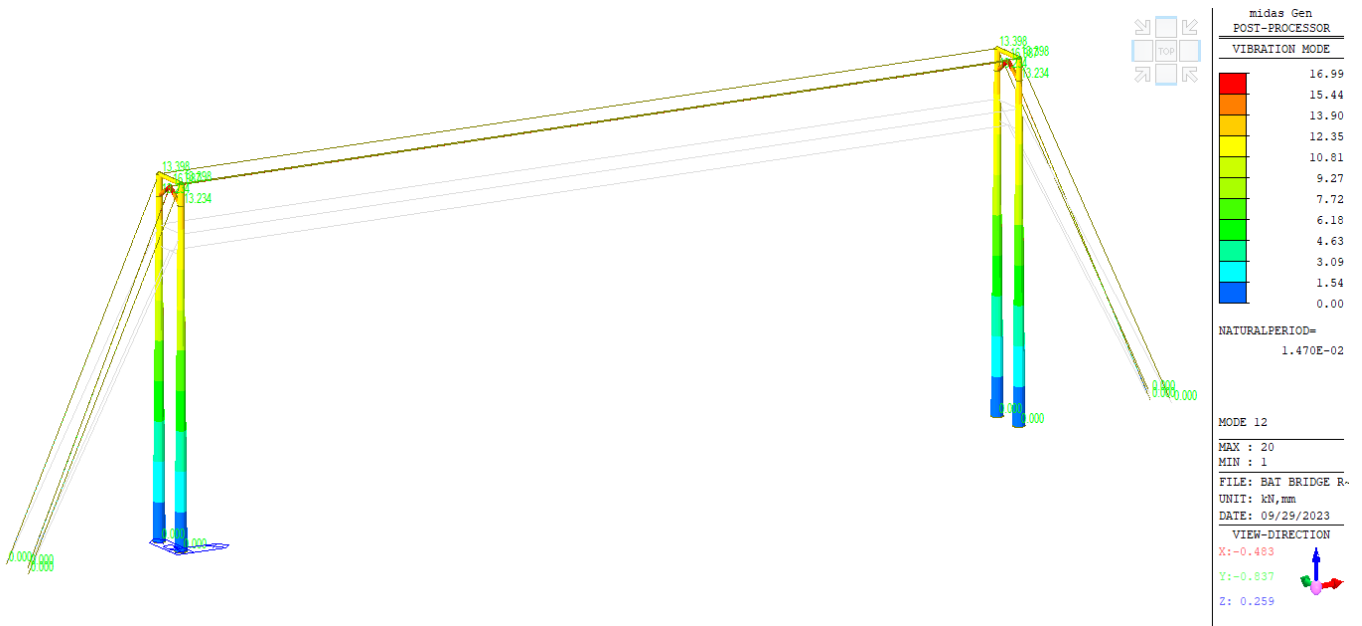
	(sec)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,405	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,405	0,00	0,00	99,99	99,99	0,00	0,00
3	0,173	99,91	99,91	0,00	99,99	0,00	0,00
4	0,097	0,00	99,91	0,00	99,99	0,00	0,00
5	0,088	0,00	99,91	0,00	99,99	0,02	0,02
6	0,080	0,00	99,91	0,00	99,99	0,00	0,02
7	0,021	0,07	99,98	0,00	99,99	0,00	0,02
8	0,020	0,00	99,98	0,00	99,99	0,07	0,08
9	0,015	0,00	99,98	0,00	99,99	0,00	0,08
10	0,015	0,00	99,98	0,01	100,00	0,00	0,08
11	0,015	0,02	100,00	0,00	100,00	0,00	0,08
12	0,015	0,00	100,00	0,00	100,00	99,39	99,47



Modo di Vibrare	T(s)	Massa Partecipante
2	0.405	99.99%Y



<i>Modo di Vibrare</i>	<i>T(s)</i>	<i>Massa Partecipante</i>
3	0.173	99.91% X



<i>Modo di Vibrare</i>	<i>T(s)</i>	<i>Massa Partecipante</i>
12	0.015	100%Z

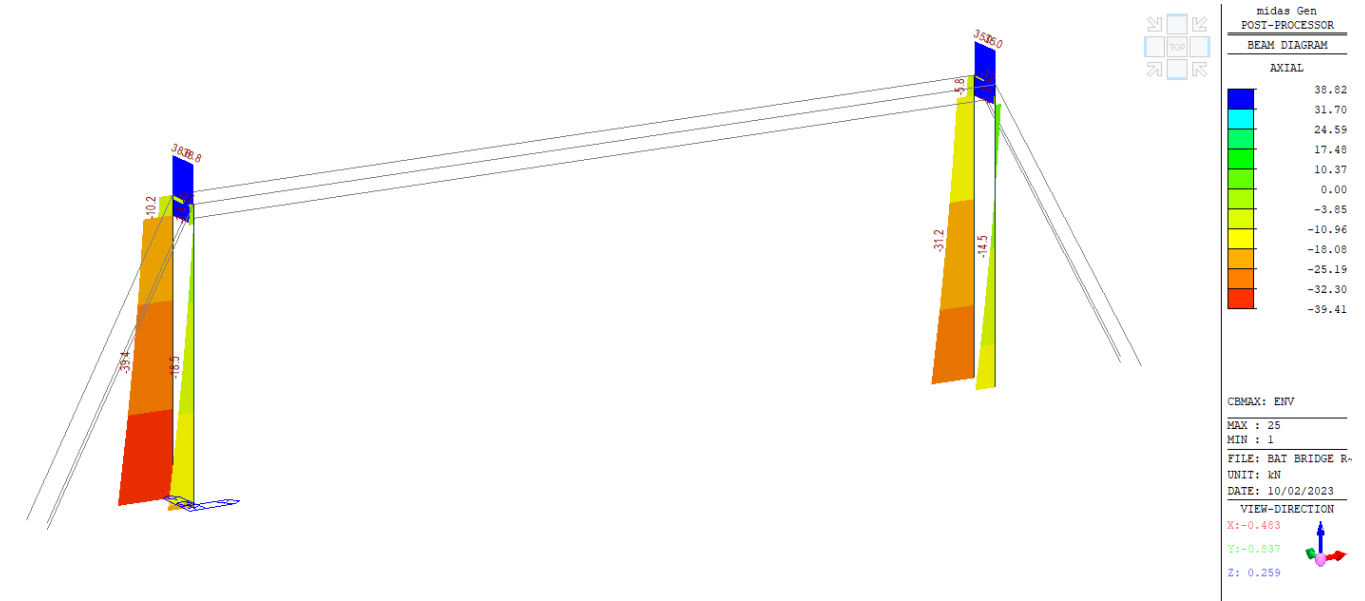
**9.2. INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI**


Figura 11 Inviluppo degli sforzi assiali N (INVSLU/SLV)

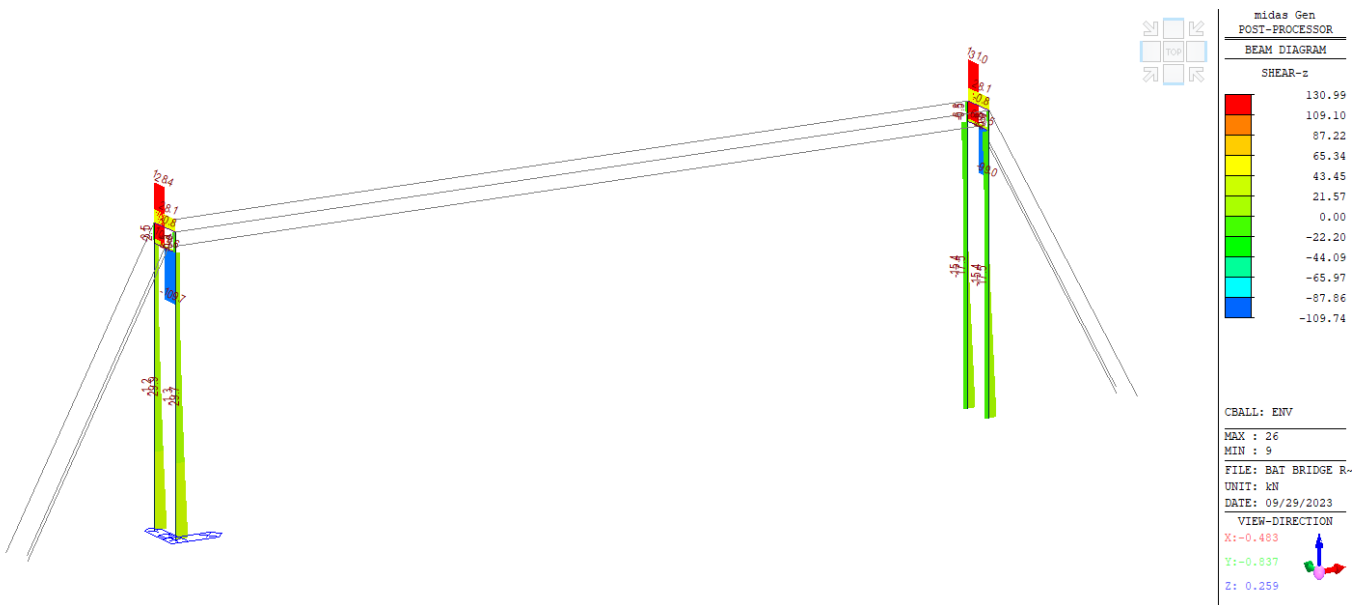


Figura 12 Inviluppo degli sforzi di taglio Tz (INVSLU/SLV)



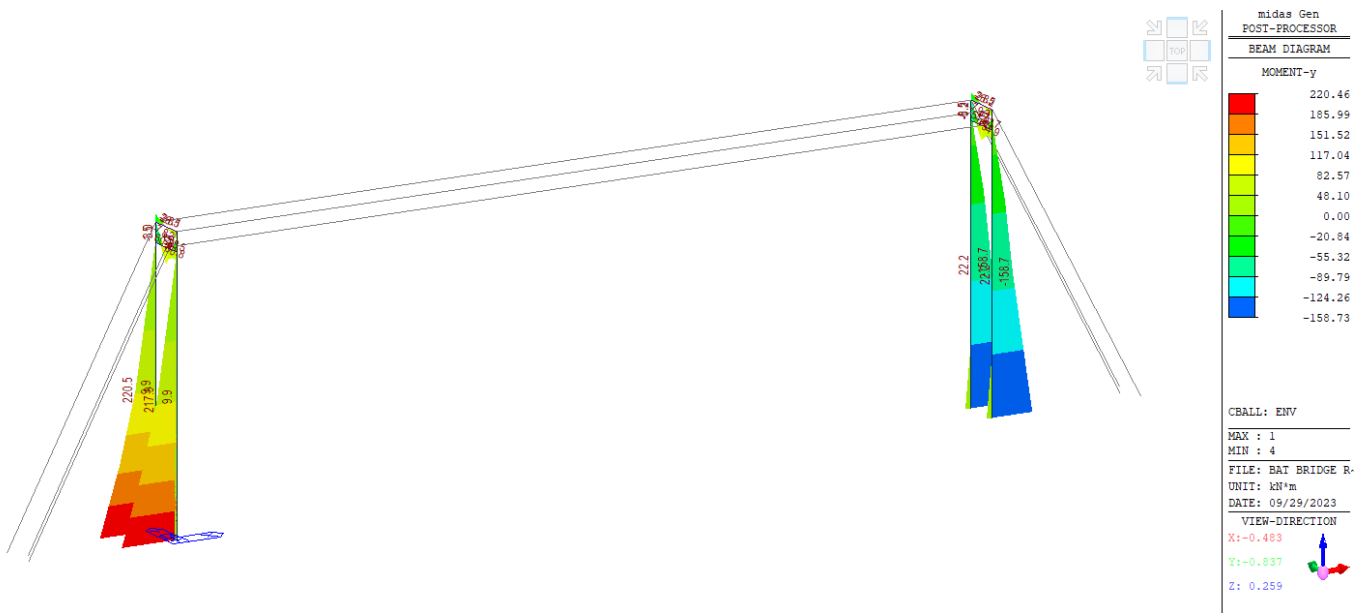


Figura 13 Inviluppo delle sollecitazioni flettenti  $M_y$  (INVSLU/SLV)

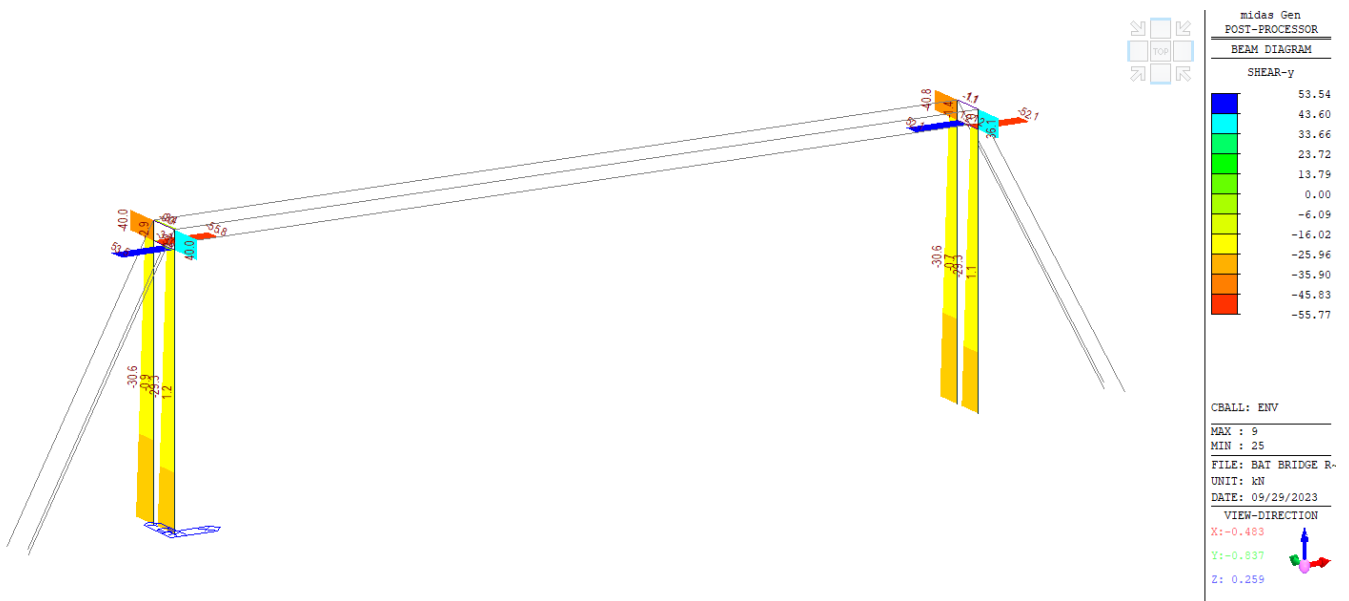


Figura 14 Inviluppo degli sforzi di taglio  $T_y$  (INVSLU/SLV)

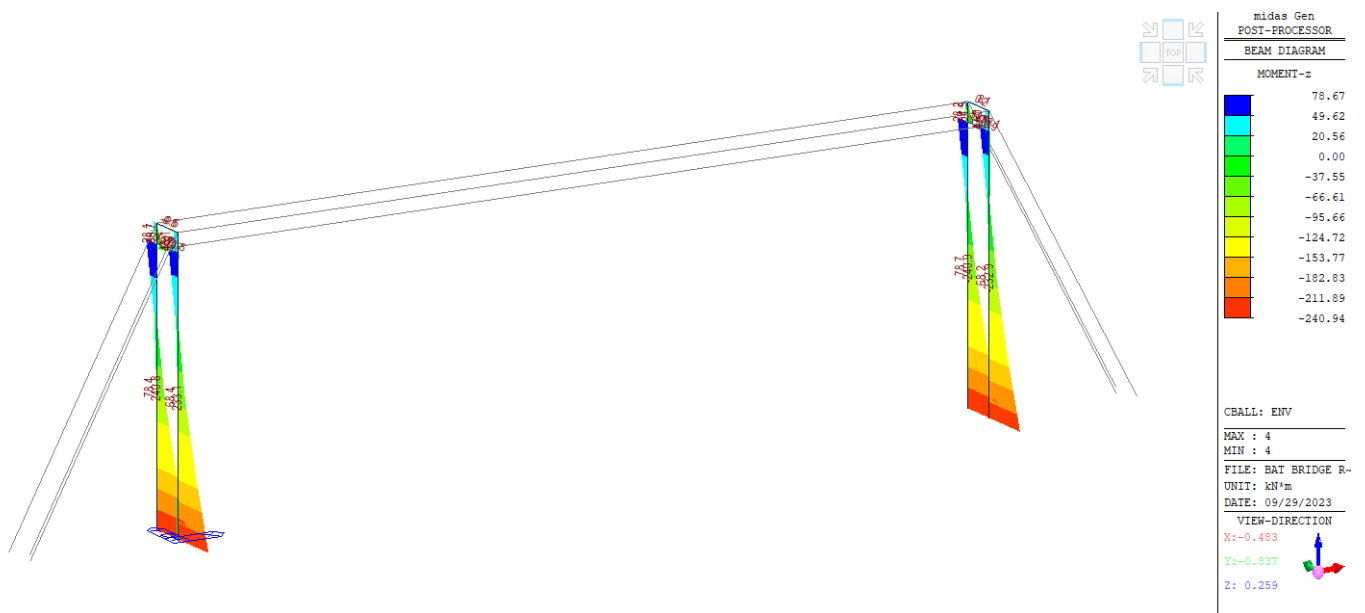


Figura 15 Inviluppo delle sollecitazioni flettenti  $M_z$  (INVSLU/SLV)

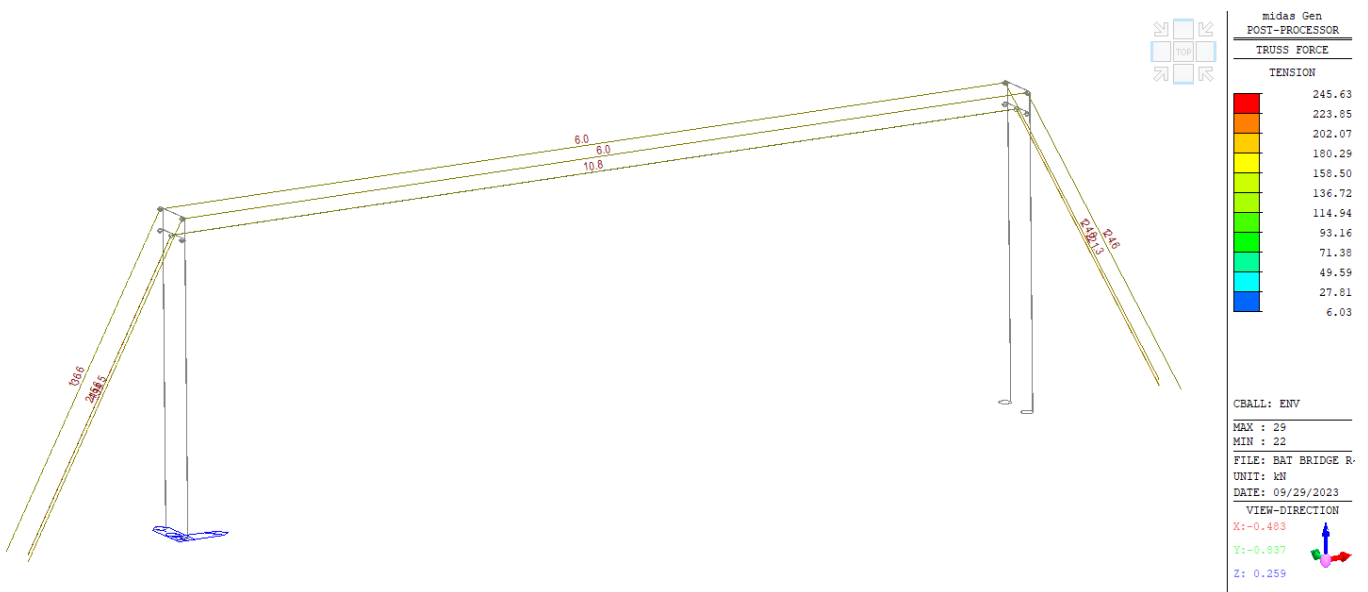



Figura 16 Inviluppo delle sollecitazioni di trazione  $N$  negli elementi truss (INVSLU/SLV)

### 9.3. VERIFICA ASTE

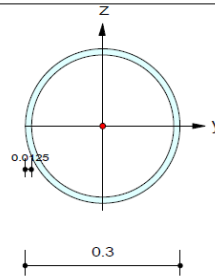
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei profili in carpenteria metallica costituenti l'opera in oggetto.

**midas Gen**
**Steel Checking Result**

	Company		Project Title	
	Author		File Name	P:\...\Bat bridge rev0.mgb

**1. Design Information**

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 4  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name PALO600-300 (No:3)  
 Position I BP 600x12.5x0/0 (Tapered Section)  
 Position J : BP 300x12.5x0/0



Member Length : 14.0000

**2. Member Forces**

Axial Force Fxx = -272.37 (LCB: 4, POS:J)  
 Bending Moments My = -2.3121, Mz = 52.8685  
 End Moments Myi = -158.73, Myj = -2.3121 (for Lb)  
 Myi = -158.73, Myj = -2.3121 (for Ly)  
 Mzi = -148.90, Mzj = 52.8685 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = -15.059 (LCB: 2, POS:J)  
 Fzz = -15.374 (LCB: 3, POS:J)

Outer Dia.	0.30000	Wall Thick	0.01250
Area	0.01129	Asz	0.00565
Qyb	0.02070	Qzb	0.02070
Iyy	0.00012	Izz	0.00012
Ybar	0.15000	Zbar	0.15000
Wely	0.00078	Welz	0.00078
ry	0.10174	rz	0.10174

**3. Design Parameters**

Unbraced Lengths Ly = 14.0000, Lz = 14.0000, Lb = 14.0000  
 Effective Length Factors Ky = 1.20, Kz = 1.20  
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

**4. Checking Result**

Slenderness Ratio

$$KL/r = 165.1 < 200.0 \text{ (Memb:4, LCB: 4)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c\_Rd}, N_{b\_Rd}] = 272.372/736.843 = 0.370 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.312/349.541 = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 52.869/349.541 = 0.151 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny\_Rd}, M_{Edz}/M_{nz\_Rd} ]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny\_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz\_Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), \quad R.byM = M_{Edy}/M_{y\_Rd} + M_{Edz}/M_{z\_Rd}$$

$$Rc.LT1 = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rc.LT2 = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), \text{MAX}(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2) ] = 0.525 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 6.034/304.173 = 0.020 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y\_Rd} = 0.011 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$


$$V_{Edz}/V_{z\_Rd} = 0.011 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

**5. Deflection Checking Results**

$$L/150.0 = 0.0933 > 0.0424 \text{ (Memb:4, LCB: 14, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

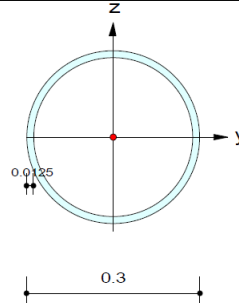
midas Gen

**Steel Checking Result**

	Company		Project Title	
	Author		File Name	P:\...\Bat bridge rev0.mgb

**1. Design Information**

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 8  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name 300X12.5 (No:1)  
 (Built-up Section).  
 Member Length : 1.00000



**2. Member Forces**

Axial Force Fxx = -95.918 (LCB: 4, POS:I)  
 Bending Moments My = -2.2919, Mz = 47.0109  
 End Moments Myi = -2.2919, Myj = -0.0166 (for Lb)  
 Myi = -2.2919, Myj = -0.0166 (for Ly)  
 Mzi = 47.0109, Mzj = 15.1834 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 36.1476 (LCB: 3, POS:1/2)  
 Fzz = -6.3097 (LCB: 1, POS:J)

Outer Dia.	0.30000	Wall Thick	0.01250
Area	0.01129	Asz	0.00565
Qyb	0.02070	Qzb	0.02070
Iyy	0.00012	Izz	0.00012
Ybar	0.15000	Zbar	0.15000
Wely	0.00078	Welz	0.00078
ry	0.10174	rz	0.10174

**3. Design Parameters**

Unbraced Lengths Ly = 1.00000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

**4. Checking Result**

Slenderness Ratio

$KL/r = 9.8 < 200.0$  (Memb:8, LCB: 4)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 95.92/3817.13 = 0.025 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.292/349.541 = 0.007 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 47.011/349.541 = 0.134 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = MAX[ M_{Edy}/M_{ny\_Rd}, M_{Edz}/M_{nz\_Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny\_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz\_Rd})^{Beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/My_{Rd} + M_{Edz}/Mz_{Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(Xiy*A*fy/Gamma_{M1})$

$Rb.LT1 = (kyy*M_{Edy})/(Xi_{LT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (kyz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(Xiz*A*fy/Gamma_{M1})$

$Rb.LT2 = (Kzy*M_{Edy})/(Xi_{LT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (Kzz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$

$Rmax = MAX[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2) ] = 0.166 < 1.000$  .. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 8.051/304.173 = 0.026 < 1.000$  ..... O.K

Shear Resistance


$V_{Edy}/Vy_{Rd} = 0.026 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/Vz_{Rd} = 0.005 < 1.000$  ..... O.K

**5. Deflection Checking Results**

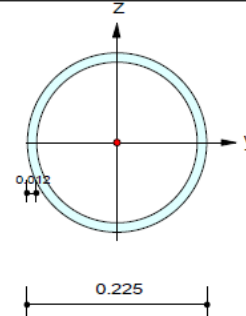
$L/150.0 = 0.0067 > 0.0053$  (Memb:8, LCB: 15, Dir-X)..... O.K

**midas Gen**
**Steel Checking Result**

	Company		Project Title	
	Author		File Name	P:\...\Bat bridge rev0.mgb

**1. Design Information**

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 25  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name 225X10 (No:2)  
 (Built-up Section).  
 Member Length : 1.00000


**2. Member Forces**

Axial Force Fxx = 38.8158 (LCB: 3, POS:I)  
 Bending Moments My = 60.8468, Mz = -39.716  
 End Moments Myi = 60.8468, Myj = -48.471 (for Lb)  
 Myi = 60.8468, Myj = -48.471 (for Ly)  
 Mzi = -39.716, Mzj = 15.7208 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = -55.769 (LCB: 3, POS:I)  
 Fzz = 128.444 (LCB: 4, POS:J)

Outer Dia.	0.22500	Wall Thick	0.01200
Area	0.00803	Asz	0.00401
Qyb	0.01138	Qzb	0.01138
Iyy	0.00005	Izz	0.00005
Ybar	0.11250	Zbar	0.11250
Wely	0.00041	Welz	0.00041
ry	0.07543	rz	0.07543

**3. Design Parameters**

Unbraced Lengths Ly = 1.00000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

**4. Checking Result**

Slenderness Ratio

$$KL/r = 26.5 < 200.0 \text{ (Memb:10, LCB: 11)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 38.82/2714.87 = 0.014 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 60.847/184.263 = 0.330 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 39.716/184.263 = 0.216 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd} ]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM) ] = 0.560 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1.143/158.530 = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.056 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.129 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

**5. Deflection Checking Results**

$$L/250.0 = 0.0040 > 0.0002 \text{ (Memb:11, LCB: 14, POS: 0.4m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

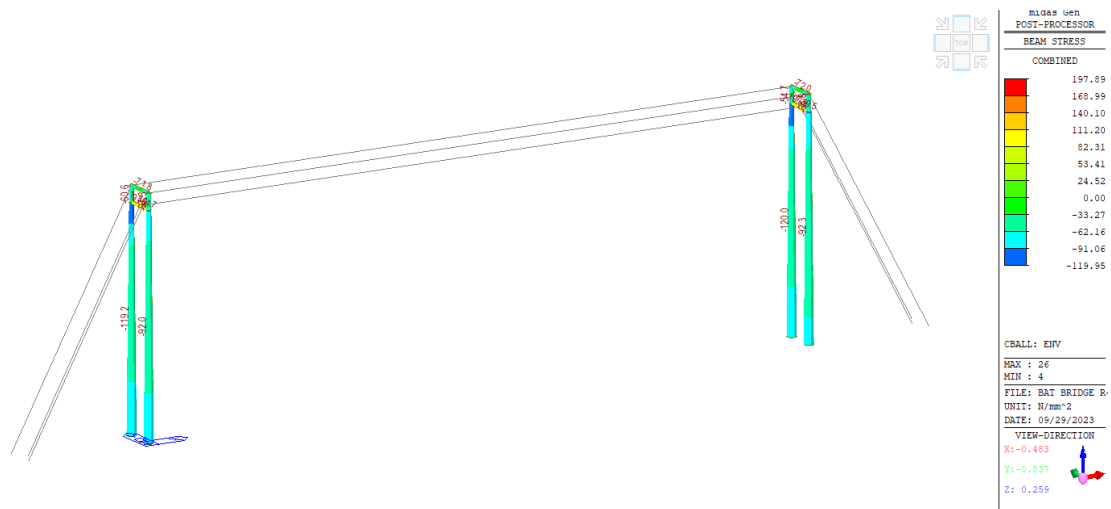


Figura 17 Involuppo delle tensioni (INVSLU/SLV)

Per quanto riguarda le funi si hanno i seguenti tiri massimi (le due funi centrali sono state modellate per semplicità come unica fune di sezione doppia):

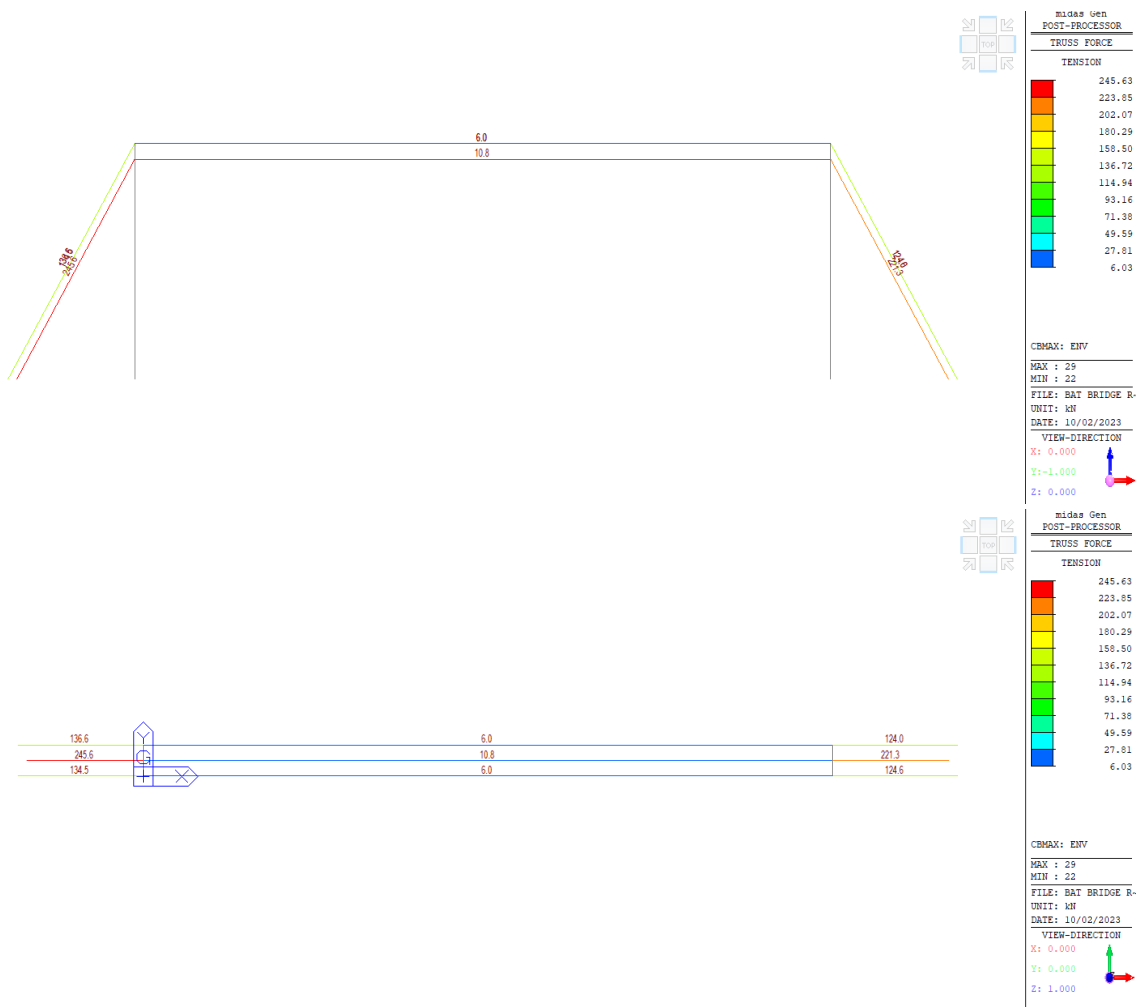


Figura 18 Involuppo dei sforzi normale di trazione (INVSLU/SLV)

Massimo tiro: 136.6 kN

Sezione fune a 2 trefoli da 0.6": 278 mm<sup>2</sup>

Massima tensione:  $136600/278 = 491 \text{ MPa} < f_{p(0.1)k}$

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

#### 9.4. VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO ALLA BASE

L'ancoraggio di ognuno dei ritti in carpenteria metallica è garantito da 16 tirafondi M30 annegati nel getto di calcestruzzo, uniti alla struttura superiore mediante una piastra di collegamento saldata alla base delle colonne. Si riportano di seguito le tensioni nei tirafondi calcolati nell'ipotesi cautelativa di sola flessione alla base.

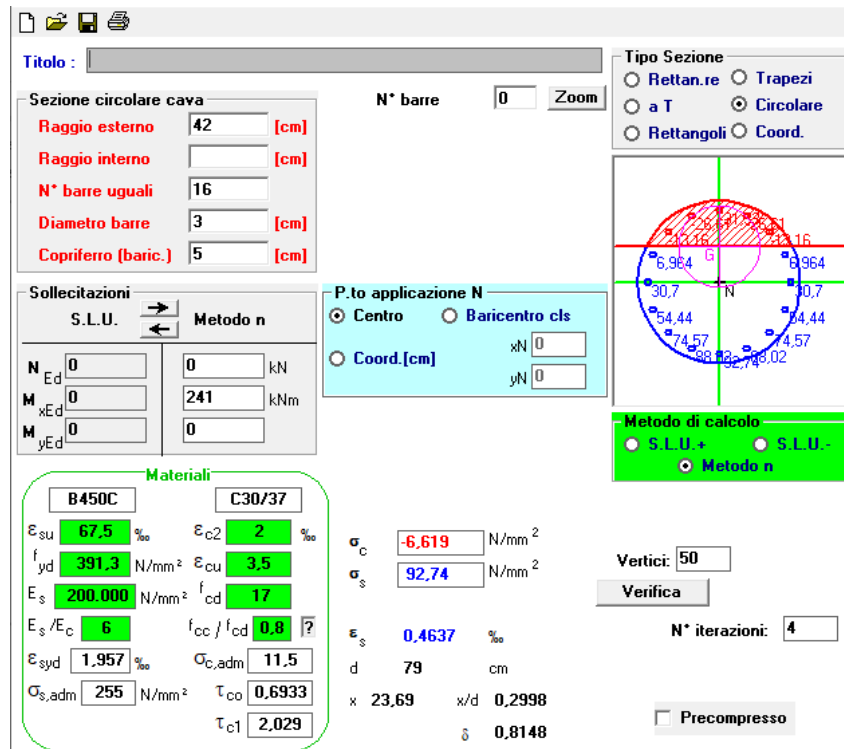
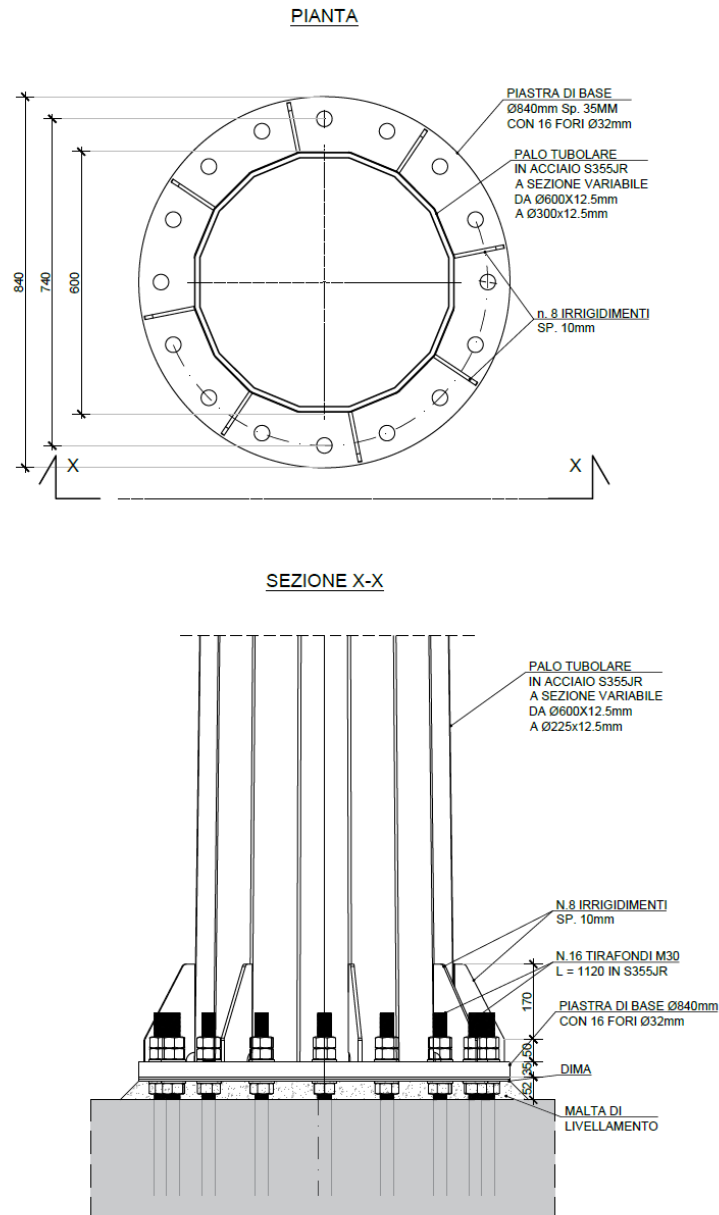


Figura 19 Modello PMV con reazioni alla base

Tiro max su singolo bullone =  $92.74 \times (706.5) / 1000 = 65.52 \text{ kN}$

Taglio max su singolo bullone =  $30.6 / 16 = 1.91 \text{ kN}$



*Figura 20 Dettaglio piastra di base*

#### 9.4.1. Verifica della piastra di base

A seguire si riporta la verifica a flessione eseguita sulla piastra di base di spessore 35mm e le verifiche a taglio trazione e rifollamento sui tirafondi.



$$B = 610 \text{ mm}$$

$$Sp = 35 \text{ mm}$$

$$W_{el} = B sp^2/6 = 124540 \text{ mm}^3$$

$$b = 75 \text{ mm}$$

$$N_{tot} = (92.74 + 2*88.02 + 2*74.57) * 705.6 = 294884 \text{ N}$$

$$M_d = N_{tot} b = 294884 * 75 = 22116300 \text{ Nmm}$$

$$\sigma = M_d/W_{el} = 177 \text{ MPa} < f_y$$

NTC2018- 4.2.8.1.1 Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

**VERIFICA A RIFOLLAMENTO**

Sollecitazione	$F_{b,Ed}$	1,91	kN			
Resistenza per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato	$F_{b,Rd,II} = k_{II} \alpha_{II} f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	1071	kN	>	$F_{b,Ed}$	OK
Resistenza per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato	$F_{b,Rd, I} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	1071	kN	>	$F_{b,Ed}$	OK

**VERIFICA A PUNZONAMENTO**

Sollecitazione	$F_{b,Ed}$	65,50	kN			
Resistenza	$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}$	1238	kN	>	$F_{b,Ed}$	OK

**VERIFICA A TAGLIO BULLONI**

Sollecitazione	$F_{v,Ed,tot}$	30,60	kN			
#bulloni		16				
Sollecitazione	$F_{v,Ed}$	1,91	kN			
Resistenza	$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2}$	215,42	kN	>	$F_{v,Ed}$	OK

**VERIFICA A TRAZIONE**

Sollecitazione	$F_{t,Ed}$	65,50	kN			
Resistenza	$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2}$	323	kN	>	$F_{t,Ed}$	OK

*inserire max trazione singolo bullone MIDAS/VCA*

**VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE**

Sollecitazione	$F_{t,Ed}$	65,50	kN			
Sollecitazione	$F_{v,Ed}$	1,91	kN			
Resistenza	$F_{t,Rd}$	323	kN			
Resistenza	$F_{v,Rd}$	215	kN			
Verifica combinata taglio trazione	FS2	6,51		>	$F_{t,Ed}, F_{v,Ed}$	OK

Tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

### 9.4.2. Verifica dell'ancoraggio del plinto

A seguire si riportano le verifiche dell'ancoraggio gettato in opera. Le verifiche sono state eseguite in ottemperanza a quanto riportato nella normativa UNI EN 1992-4, considerando le combinazioni delle azioni più gravose.

figura 7.1 **Modalità di rottura degli ancoranti muniti di testa o post-inseriti sotto carico di trazione**

Legenda

- a) Rottura dell'acciaio
- b) Rottura del cono di calcestruzzo
- c) Rottura per sfilamento
- d) Rottura combinata del calcestruzzo e sfilamento di ancoranti chimici
- e) Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo
- f) Rottura per blow-out del calcestruzzo

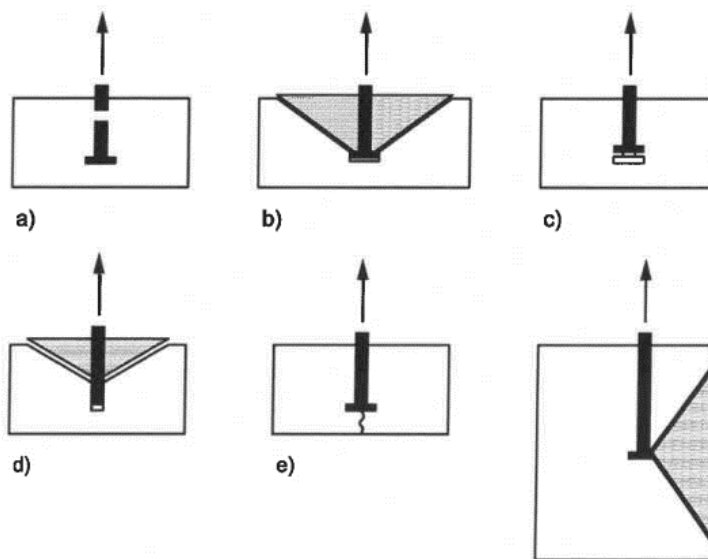
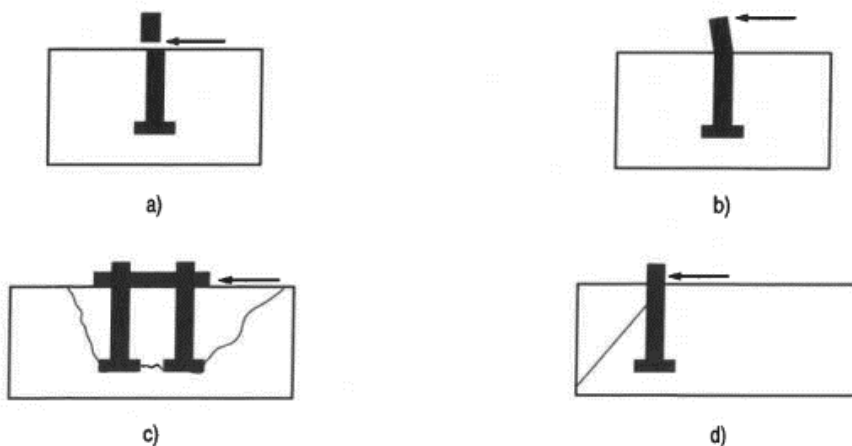


figura 7.9 **Modalità di rottura degli ancoranti muniti di testa o post-inseriti sotto carico di taglio**

Legenda

- a) Rottura dell'acciaio senza braccio di leva
- b) Rottura dell'acciaio con braccio di leva
- c) Rottura per pry-out del calcestruzzo
- d) Rottura del bordo di calcestruzzo



Nelle tabelle seguenti, sono riportate le caratteristiche meccaniche dell'acciaio dei tirafondi, dell'armatura integrativa e del calcestruzzo, oltreché la geometria della connessione e degli ancoraggi.

**Ancorante**

Classe resistenza	8,8		
$f_{uk}$	800	[MPa]	(resistenza caratteristica a rottura)

**Calcestruzzo**

$f_{ck}$	32	[MPa]	(resistenza caratteristica cilindrica)
----------	----	-------	--

<b>Geometria Connessione</b>	$b_p$	840	[mm]	(base piastra d'ancoraggio)
	$h_p$	840	[mm]	(altezza piastra d'ancoraggio)
	$s_i$	52	[mm]	(spessore strato di malta sotto piastra in acciaio di connessione)
	$h_i$	1500	[mm]	(altezza dell'elemento all'interno del quale si innestano gli ancoranti)
	$s_{1,1}$	145	[mm]	(interasse 1 in direzione 1)
	$s_{1,2}$	145	[mm]	(interasse 2 in direzione 1)
	$s_{1,3}$	145	[mm]	(interasse 3 in direzione 1)
	$s_{1,4}$	145	[mm]	(interasse 4 in direzione 1)
	$s_{1,5}$	145	[mm]	(interasse 5 in direzione 1)
	$s_{1,av}$	145	[mm]	(interasse medio direzione 1)
	Verifica	OK		(interasse minimo ancoranti)
	$s_{2,1}$	145	[mm]	(interasse 1 direzione 2)
	$s_{2,2}$	145	[mm]	(interasse 2 direzione 2)
	$s_{2,3}$	145	[mm]	(interasse 3 direzione 2)
	$s_{2,4}$	145	[mm]	(interasse 4 direzione 2)
	$s_{2,5}$	145	[mm]	(interasse 5 direzione 2)
	$s_{2,av}$	145	[mm]	(interasse medio direzione 2)
	Verifica	OK		(interasse minimo ancoranti)
	$c_1$	280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 1)
	$c_{1,2}$	2280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 1 - altro lato)
	$c_2$	280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 2)
	$c_{2,2}$	1020	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 2 - altro lato)
	Ident. Acn	Acn1	[mm]	

<b>Geometria Ancorante ed armature integrative</b>	$n$	16		(numero di ancoranti)
	$h_{ef}$	920	[mm]	(lunghezza effettiva ancoraggio)
	$l_1$	0	[mm]	(lunghezza armatura integrativa a trazione)
	$l_2$	0	[mm]	(lunghezza armatura integrativa a taglio)
	$M$	30	[mm]	(tipologia di ancorante)
	$d_h$	46	[mm]	(diametro testa ancoraggio)
	$t_h$	19	[mm]	(spessore testa ancoraggio)
	$d_a$	30	[mm]	(diametro ancoraggio)
	$A_{res}$	561	[mm <sup>2</sup> ]	
	$d_{nom}$	30	[mm]	(diametro esterno ancoraggio)
	$a_3$	0	[mm]	
	$e_1$	0	[mm]	(distanza fra carico di taglio e superficie di calcestruzzo)
	$l_a$	0	[mm]	(braccio di leva ancoraggio)
	$l_f$	300	[mm]	(parametro utilizzato per resistenza rottura bordo cls per taglio)

- **Rottura a trazione**

A seguire si riportano le verifiche effettuate per le rotture che si potrebbero verificare in caso di azione di taglio agente.

<b>a) Rottura acciaio ancorante (Verifica di singolo ancorante)</b>			
Classe resistenza	8,8		
$f_{uk}$	800	[MPa]	(resistenza a rottura)
$f_{d,max}$	47	[MPa]	(massima sollecitazione nell'ancorante)
$\gamma_{Ms}$	1,25		(coefficiente parziale di sicurezza)
$FS=(f_{uk}/\gamma_{Ms})/f_{d,max}$	13,52		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>b) Rottura conica del cls (senza armatura supplementare) (verifica di gruppo)</b>			
Metodo d'installazione	piolo gettato in opera		(nota: la peggiore delle ipotesi è quella di cls fessurato)
Calcestruzzo	fessurato		
$k_1$	8,9		(fattore di fessurazione)
$S_{cr,N}$	2760	[mm]	(interasse per trasmissione resistenza a trazione)
$e_N$	0	[mm]	(eccentricità)
$C_1$	280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 1)
$C_{1,2}$	2280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 1 - altro lato)
$S_{1,tot}$	725	[mm]	(distanza cumulativa somma interassi lungo la direzione 1)
$C_{1,max}$	1005	[mm]	(distanza massima dal bordo degli ancoraggi in DIR.1)
$C_2$	280	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 2)
$C_{2,2}$	1020	[mm]	(dist. bordo bordo dir. 2 - altro lato)
$S_{2,tot}$	725	[mm]	(distanza cumulativa somma interassi lungo la direzione 2)
$C_{2,max}$	1005	[mm]	(distanza massima dal bordo degli ancoraggi in DIR.2)
$C_{cr,N} = 0.5 * S_{cr,N}$	1380	[mm]	(distanza dal bordo per trasmissione resistenza a trazione)
$\psi_{s,N}$	0,76		(fattore di disturbo per vicinanza del bordo)
$\psi_{re,N}$	1,00		(fattore di armatura)
$\psi_{ec,N}$	1,00		(fattore di eccentricità)
$\psi_{M,N}$	1		(fattore di compressione)
$A_{c,N}^0$	7617600	[mm <sup>2</sup> ]	(area di base del cono ideale del singolo ancoraggio)
$A_{c,N,1}$	6558750	[mm <sup>2</sup> ]	(area di base del cono effettiva - Ipotesi 1)
$A_{c,N,2}$	4829625	[mm <sup>2</sup> ]	(area di base del cono effettiva - Ipotesi 2)
$A_{c,N,3}$	4565000	[mm <sup>2</sup> ]	(area di base del cono effettiva - Ipotesi 3)
$A_{c,N,4}$	3361500	[mm <sup>2</sup> ]	(area di base del cono effettiva - Ipotesi 4)
$A_{c,N}$	<b>6558750</b>	[mm <sup>2</sup> ]	<b>(area di base del cono effettiva)</b>
$N_{Rk,c}^0$	1405	[kN]	(Resistenza caratteristica singolo ancorante)
$N_{Rk,c}$	920	[kN]	(resistenza anchor group caratteristica)
$\gamma_m$	1,5		(coefficiente parziale di sicurezza)
$N_{Rd,c}$	614	[kN]	(resistenza anchor group di progetto)
$N_{Ed}$	425	[kN]	(trazione sollecitante su gruppo di ancoraggi tesi)
$FS = N_{Rk,c}/N_{Ed}$	1,44		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

c) Rottura per sfilamento dell'ancorante (Verifica del singolo ancorante)			
Metodo d'Installazione	piolo gettato in opera		
Calcestruzzo	fessurato		(nota: la peggiore delle ipotesi è quella di cls fessurato) (coefficiente amplificativo connesso allo stato di fessurazione)
$k_2$	7,5		
$d_h$	46	[mm]	(diametro testa ancoraggio)
$t_h$	19	[mm]	(spessore testa ancoraggio)
$d_a$	30	[mm]	(diametro ancoraggio)
$A_h$	955	[mm <sup>2</sup> ]	(area portante testa dell'ancorante)
$N_{Rk,p}^0$	229	[kN]	(resistenza caratteristica allo sfilamento singolo ancorante)
$N_{Rk,p}$	3667	[kN]	(resistenza caratteristica allo sfilamento della connessione)
$\gamma_m$	1		(CP di sicurezza - raccomandato valore pari a 1)
$N_{ed}$	425	[kN]	(trazione sollecitante su gruppo di ancoraggi tesi)
$FS = N_{Rk,p}/N_{ed}$	8,6		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

Poiche i tirafondi sono gettati in opera, non è stato necessario effettuare la verifica della rottura combinata del calcestruzzo e sfilamento dell'ancorante chimico e la verifica della rottura per splitting. Tutte le altre verifiche risultano soddisfatte.

- Rottura combinata taglio-trazione**

a) Rottura combinata taglio - trazione (Verifica di singolo ancorante)			
Fissaggi senza armatura supplementare	$N_{Rd,s}$	323,1 kN	(resistenza a trazione dell'acciaio dell'ancorante)
	$V_{Rd,s}$	71,8 kN	(resistenza a taglio dell'acciaio dell'ancorante)
	$N_{Ed}/N_{Rd,s}$	0,08	<1: VERIFICA SODDISFATTA
	$V_{Ed}/V_{Rd,s}$	0,03	<1: VERIFICA SODDISFATTA
	$(N_{Ed}/N_{Rd,s})^2 + (V_{Ed}/V_{Rd,s})^2$	0,01	<1: VERIFICA SODDISFATTA
con armatura supplementare	$k_{11}$	1,00	(coefficiente di verifica in presenza di armatura supplementare)
	$(N_{Ed}/N_{Rd,s})^{k_{11}} + (V_{Ed}/V_{Rd,s})^{k_{11}}$	0,11	<1: VERIFICA SODDISFATTA

- **Rottura a taglio**

A seguire si riportano le verifiche effettuate per le rotture che si potrebbero verificare in caso di azione di taglio agente.

<b>a) Rottura dell'acciaio ancorante senza braccio di leva (Verifica di singolo ancorante)</b>			
$f_{uk}$	800	[MPa]	(resistenza a rottura)
$k_6$	0,5		
$k_7$	1,0		(per acciaio con allungamento a rottura superiore a 8.5% assumere 1 altrimenti 0.8)
$X_{red}$	1		(coefficiente riduttivo)
$\gamma_{s1}$	1,5		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni permanenti e transitorie)
$\gamma_{s2}$	1,3		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni accidentali)
$V_{Rk,s}^o$	224,4	[kN]	(resistenza caratteristica di un ancorante in caso di rottura dell'acciaio - indicata nella Scheda tecnica di prodotto europea)
$V_{Rk,s,1}$	224,4	[kN]	(resistenza caratteristica a taglio di un ancorante nel caso di rottura acciaio)
$V_{Rk,s,2}$	107,7	[kN]	(resistenza caratteristica a taglio di un ancorante nel caso di rottura acciaio - in gruppo hp.1)
$V_{Rk,s}$	107,7	[kN]	(resistenza caratteristica a taglio di un ancorante nel caso di rottura acciaio - in gruppo hp.2)
$V_{Rd,s}$	71,8	[kN]	(resistenza caratteristica a taglio di un ancorante nel caso di rottura acciaio - in gruppo)
$V_{ed,tot}$	30,60	[kN]	
$V_{ed}$	1,9	[kN]	
$FS = V_{Rd,s}/V_{ed}$	37,5		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

<b>c) Rottura per pry-out del calcestruzzo (verifica di gruppo)</b>			
Metodo d'installazione	piolo gettato in opera		
Presenza Arm. Suppl.	No		
$k_8$	2		(coefficiente amplificativo funzione della profondità efficace)
$N_{Rk,c}$	920,36	[kN]	(resistenza anchor group caratteristica)
$N_{Rk,p}$	3857,32	[kN]	(resistenza caratteristica del gruppo di ancoranti)
$V_{Rk,cp1}$	1840,7		
$V_{Rk,cp2}$	1380,5		
$V_{Rk,cp3}$	1840,7		
$V_{Rk,cp4}$	1380,5		
$V_{Rk,cp}$	1840,7		
$\gamma_{c1}$	1,5		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni permanenti e transitorie)
$\gamma_{c2}$	1,2		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni accidentali)
$V_{ed}$	30,60	[kN]	
$V_{Rd,cp}$	1227,2		
$FS = V_{Rd,cp}/V_{ed}$	40,1		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**d.1) Rottura del bordo del calcestruzzo (direzione 1) (verifica di gruppo)**

Calcestruzzo	fessurato		
$e_v$	0	[mm]	(eccentricità del carico di taglio risultante che agisce sugli ancoranti rispetto al baricentro degli ancoranti caricati a taglio)
$k_g$	1,7		(coefficiente amplificativo connesso allo stato di fessurazione)
$h_i$	1500	[mm]	(altezza dell'elemento all'interno del quale si innestano gli ancoranti)
$C1_{min}$	280	[mm]	(minore distanza dal bordo in direzione 1)
$C2_{min}$	280	[mm]	(minore distanza dal bordo in direzione 2)
$d_{nom}$	30	[mm]	(diametro esterno ancoraggio)
$l_f$	920	[mm]	(parametro utilizzato per resistenza rottura bordo cls per taglio)
$\alpha$	0,18		
$\beta$	0,06		
$V_{Rk,c}^0$	129,2	[kN]	(resistenza caratteristica anchor group - direzione 2)
$A_{c,v}^0$	352800	[mm <sup>2</sup> ]	(area di proiezione di riferimento, fig. 7.13)
$A_{c,v}$	9810000	[mm <sup>2</sup> ]	(area del corpo di rottura di calcestruzzo idealizzato, fig. 7.14)
$\Psi_{s,v}$	0,900		(distorsione della distribuzione delle sollecitazioni dovute ad altri bordi)
$\Psi_{h,v}$	1,000		(resistenza non decresce proporzionalmente allo spessore dell'elemento)
$\Psi_{ec,v}$	1		(effetto di gruppo quando carichi di taglio diversi agiscono sui singoli ancoranti)
$\Psi_{\alpha,v}$	1		(effetto di un carico di taglio inclinato sul bordo)
$\Psi_{re,v}$	1		(presenza di armatura sul bordo )
$V_{ed}$	30,6	[kN]	(azione complessiva a taglio - <b>da reinserire manualmente</b> )
$\alpha_v$	0	[°]	(angolo di applicazione della forza rispetto la direzione 1)
$V_{ed,dir1}$	30,6	[kN]	(azione di taglio - <b>direzione 1</b> )
$V_{ed,dir2}$	0,00	[kN]	(azione di taglio - <b>direzione 2</b> )
$V_{Rk,c}$	3232,2	[kN]	(resistenza caratteristica anchor group - direzione 1)
$\gamma_{c1}$	1,5		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni permanenti e transitorie)
$\gamma_{c2}$	1,2		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni accidentali)
$V_{Rd,cp}$	2154,8		
$FS = V_{Rd,cp}/V_{ed}$	70,4		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

<b>d.2) Rottura del bordo di calcestruzzo (direzione 2)</b>			
Calcestruzzo	fessurato		
$e_v$	0	[mm]	(eccentricità)
$k_g$	1,7		(coefficiente amplificativo connesso allo stato di fessurazione)
$h_i$	1500,00	[mm]	(altezza dell'elemento all'interno del quale si innestano gli ancoranti)
$C_{1min}$	280	[mm]	(minore distanza dal bordo in direzione 1)
$C_{2min}$	280	[mm]	(minore distanza dal bordo in direzione 2)
$d_{nom}$	30	[mm]	(diametro esterno ancoraggio)
$l_f$	300	[mm]	(parametro utilizzato per resistenza rottura bordo cls per taglio)
$\alpha$	0,10		
$\beta$	0,06		
$V_{Rk,c}^o$	92,3	[kN]	(resistenza caratteristica anchor group - direzione 2)
$A_{c,v}^o$	352800	[mm <sup>2</sup> ]	(area di proiezione di riferimento)
$A_{c,v}$	9810000	[mm <sup>2</sup> ]	(area del corpo di rottura di calcestruzzo idealizzato come da figura UNI EN 1992-4)
$\Psi_{s,v}$	0,900		(distorsione della distribuzione delle sollecitazioni dovute ad altri bordi)
$\Psi_{h,v}$	1,000		(resistenza non decresce proporzionalmente allo spessore dell'elemento)
$\Psi_{ec,N}$	1		(effetto di gruppo quando carichi di taglio diversi agiscono sui singoli ancoranti)
$\Psi_{\alpha,v}$	2		(effetto di un carico inclinato sul bordo)
$\Psi_{re,v}$	1,4		(presenza di armatura sul bordo -vedi UNI EN 1992-4)
$V_{ed}$	30,60	[kN]	(azione complessiva a taglio - <b>da reinserire manualmente</b> )
$\alpha_v$	90	[°]	(angolo di applicazione della forza rispetto la direzione 1)
$V_{ed,dir1}$	0,00	[kN]	(azione di taglio - <b>direzione 1</b> )
$V_{ed,dir2}$	30,6	[kN]	(azione di taglio - <b>direzione 2</b> )
$V_{Rk,c}$	6466,4	[kN]	(resistenza caratteristica anchor group - direzione 1)
$\gamma_{c1}$	1,5		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni permanenti e transitorie)
$\gamma_{c2}$	1,2		(coefficiente parziale di sicurezza situazioni accidentali)
$V_{Rd,cp}$	4311,0		
$FS = V_{Rd,cp}/V_{ed}$	140,9		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

Tutte le verifiche risultano soddisfatte senza l'aggiunta di armatura integrativa.



## 9.5. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Nel presente paragrafo si analizzano gli spostamenti della struttura dovuti alle sollecitazioni ricavate dagli Stati Limite di Esercizio.

Come mostrato di seguito, lo spostamento massimo in direzione orizzontale per combinazione SLE rara è pari a 43.69 mm.

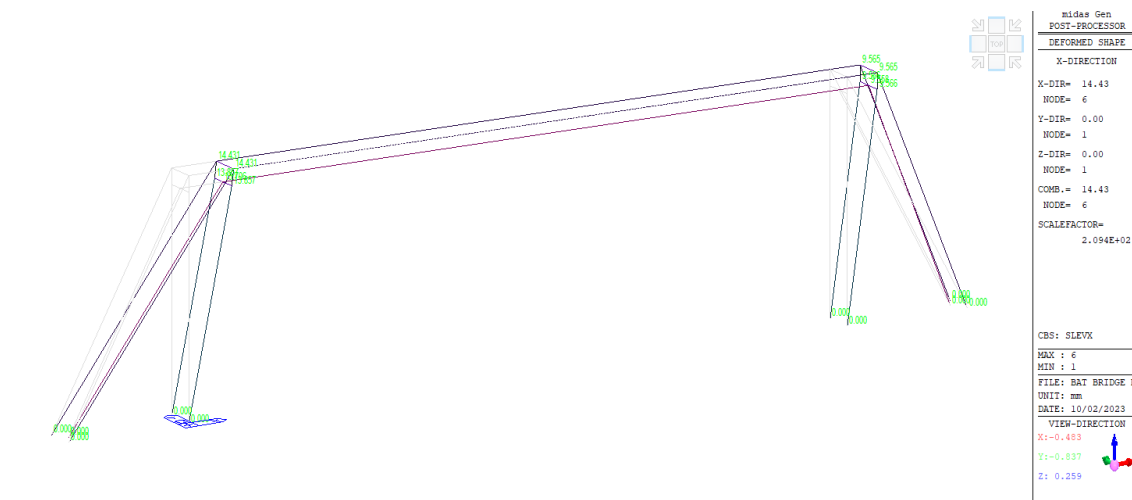


Figura 21 Spostamento in direzione orizzontale (x) – inviluppo SLE

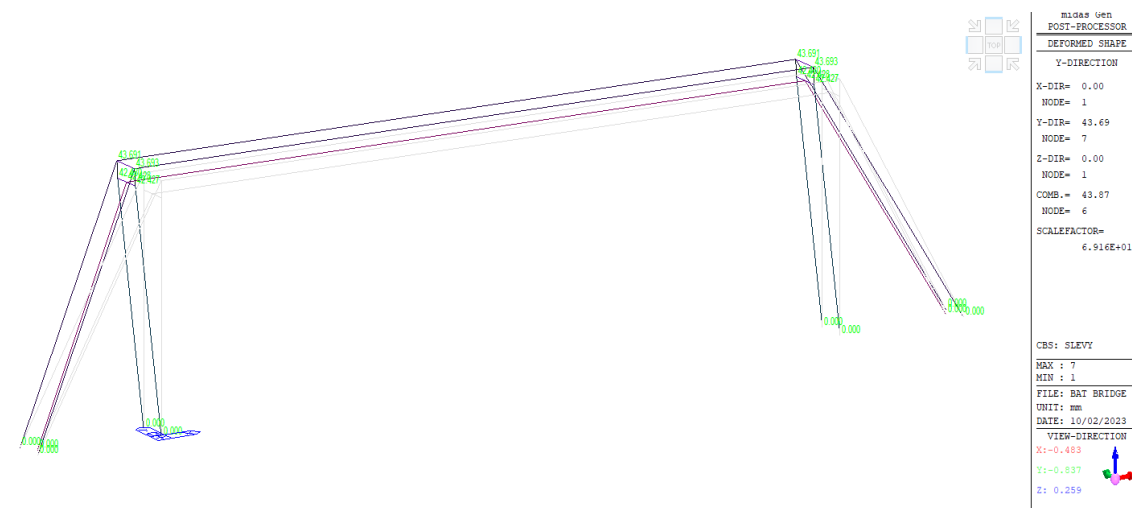


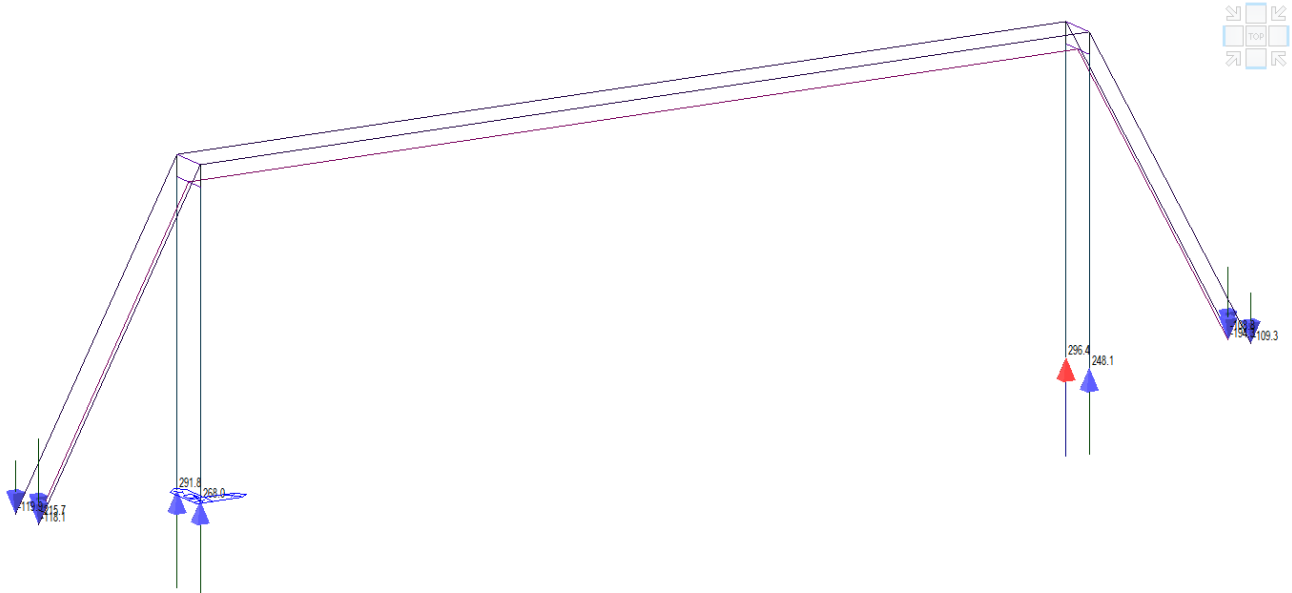
Figura 22 Spostamento in direzione orizzontale (y) – inviluppo SLE

In conclusione del tipo di struttura, dello schema di calcolo assunto e delle implicazioni che le deformazioni possono avere sugli elementi portanti, i valori ottenuti possono essere ritenuti accettabili.

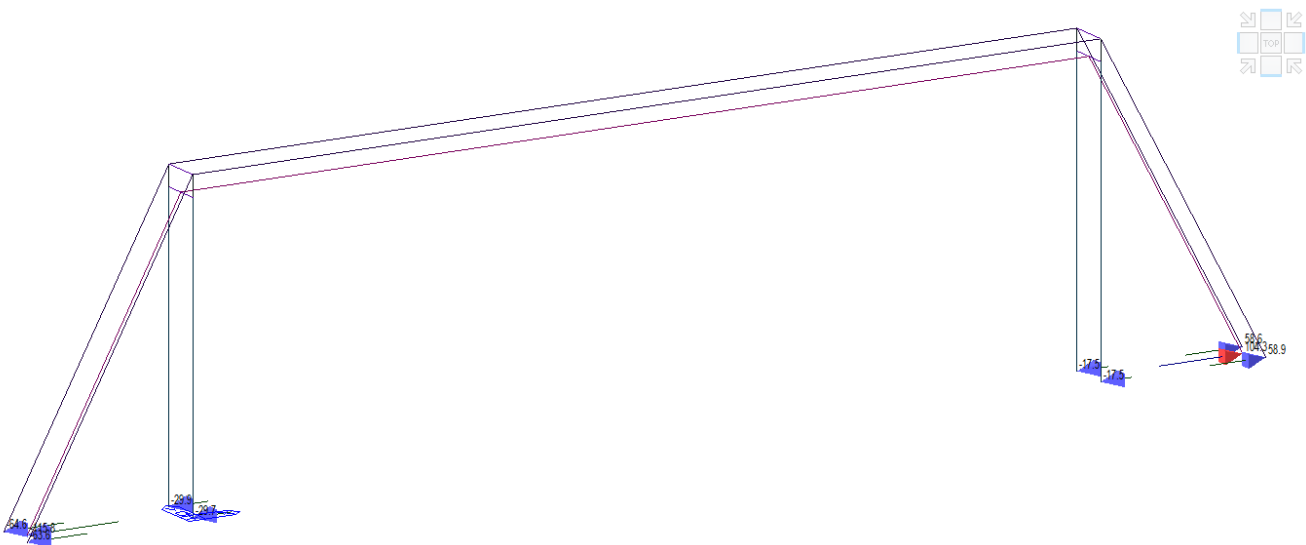
$$\delta_Y = 43.69 \text{ cm} < L/150 = 15000/150 = 100 \text{ mm}$$

## 10. VERIFICA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE

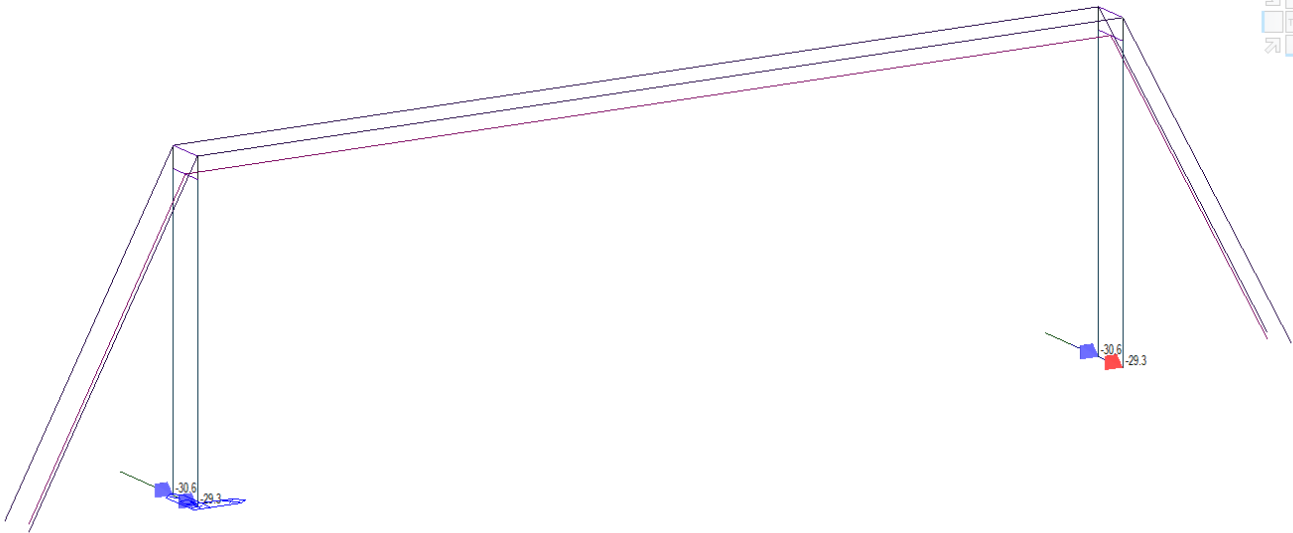
Nel corso del presente capitolo sono riportate le verifiche strutturali e geotecniche dei plinti di fondazione.



*Figura 23 Massime reazioni verticali ( $F_z$ ) – involucro SLU/SLV*



*Figura 24 Massime reazioni orizzontali ( $F_x$ ) – involucro SLU/SLV*



*Figura 25 Massime reazioni orizzontali ( $F_y$ ) – involucro SLU/SLV*

### 10.1. ZAVORRA TIRANTI

Il plinto-zavorra ha dimensioni 8.00x2.50x2.00 m.

Il peso complessivo è pari a  $W_{\text{plinto}} = 8 \times 2 \times 2.5 \times 24 = 960$  kN.

L'azione complessiva verso l'alto dei tiranti è:

$$F_{\text{ztot}} = 119.9 + 215.7 + 118.1 = 453.7 \text{ kN} < W_{\text{plinto}}$$

La resistenza allo scorrimento, considerando un contributo del 50% della spinta passiva mobilitata lungo l'altezza interrata  $h$  del plinto, è pari a:

$$R_{\text{scorr}} = N_{\text{tot}} \operatorname{tg}\varphi + 0.5 \times L \times (0.5 k_p \gamma h^2)$$

Considerando  $h = 2$  m,  $L = 8$  m,  $\varphi = 21^\circ$ ,  $\operatorname{tg}\varphi = 0.38$  e  $k_p = 2.11$ :

$$R_{\text{scorr}} = (960 - 453.7) \times 0.38 + 0.5 \times 0.5 \times 8 \times 2.11 \times 18.5 \times 2^2 = 192.39 + 312.28 = 504.67 \text{ kN}$$

L'azione complessiva orizzontale dei tiranti è:

$$F_{\text{ztot}} = 64.6 + 63.6 + 115.8 = 244 \text{ kN} < R_{\text{scorr}}$$

Il momento stabilizzante per il ribaltamento intorno allo spigolo del lato maggiore è pari a:

$$M_{\text{stab}} = N_{\text{tot}} B/2 = (960 - 453.7) \times 1.25 = 632.88 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante vale invece:

$$M_{\text{rib}} = F_{\text{ztot}} H = 244 \times 2 = 488 \text{ kNm} < M_{\text{stab}}$$

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

---

## 10.2. PLINTO MONOPALO

Il plinto monopalo ha un basamento di dimensioni 3.30x3.30x1.50 m e un baggiolo di dimensioni 1.09x3.30x1.30 m.

Il peso complessivo è pari a  $W_{\text{plinto}} = (3.30 \times 3.30 \times 1.50 + 1.09 \times 3.30 \times 1.30) \times 25 = 525.27$  kN.

Il peso unitario del palo in c.a. Ø1200 è: 28.26 kN/m

La risultante degli sforzi di compressione trasmessi dai ritti in acciaio è pari a: 291.8+268 = 559.8 kN

Su un palo di 20 m si ha dunque il seguente sforzo normale:

$$N_d = 525.27 + (28.26 \times 20) + 559.8 = 1650.27 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la curva di carico limite dei pali per la zona del Ponte Canale Enel tratta dalla Relazione Geotecnica di progetto.

Come si vede, la resistenza di progetto alla profondità di 20m è pari a circa 3800 kN >  $N_d$

**Collegamento autostradale Asti –Cuneo – Tronco Il Lotto 6 –  
 Stralcio a - PROGETTO ESECUTIVO**  
**Capacità portante a compressione (SLU) [kN]**

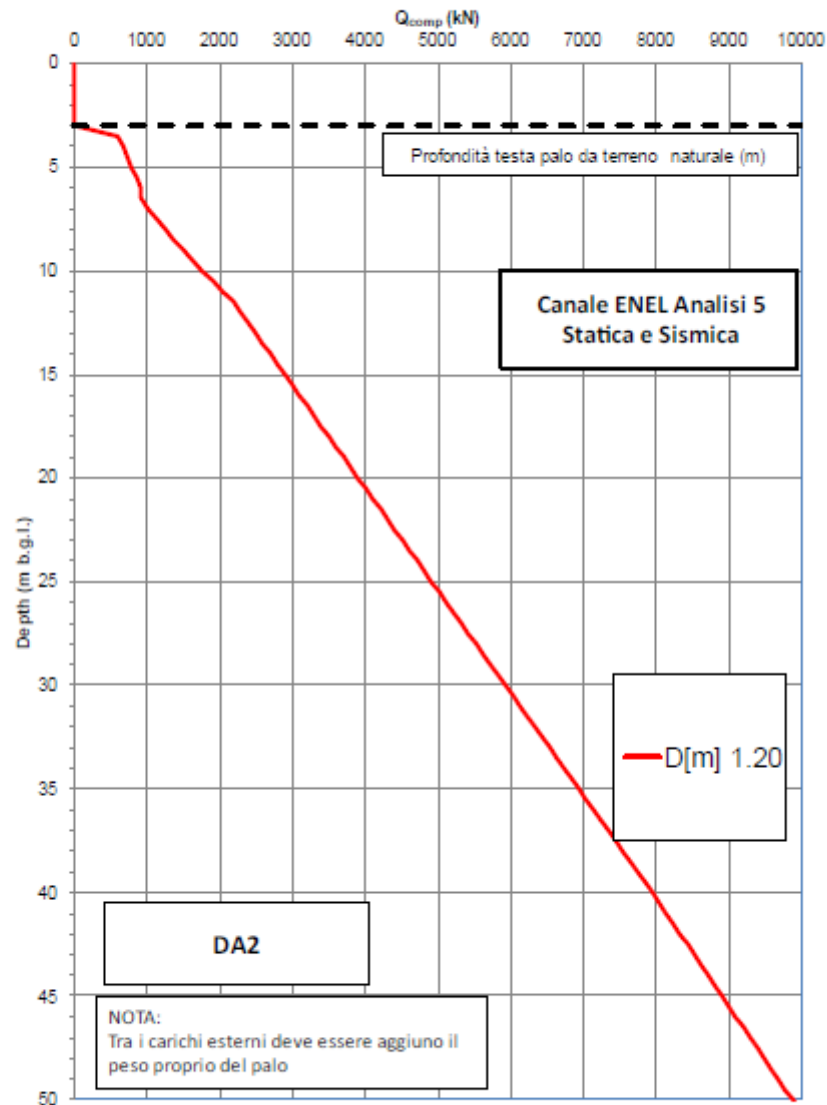


Figura 9-21: Attraversamento canale ENEL Analisi 5 – DA2-C1: Resistenza di progetto– Compressione

Sempre dalla Relazione Geotecnica si ricava che il carico limite orizzontale di progetto del palo è pari a  $1165 \text{ kN} > F_{z\text{tot}} = 29.9 + 29.7 = 59.6 \text{ kN}$

*Tabella 9.17: Carico limite ultimo per carichi orizzontali ricavati dalla teoria di Broms*

Stratigrafia di calcolo	Caso	D <sub>palo</sub>	L	Armatura	M <sub>rd</sub>	R <sub>tr_k</sub>	R <sub>tr_d</sub>
		(mm)	(m)	(mm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1A	Testa incastrata	1200	30		3500	1482	1140
1B	Testa incastrata	1200	30		3500	1447	882
2C	Testa incastrata	1200	30		3500	1229	945
3A	Testa incastrata	1200	30		3500	1567	1205
3B	Testa incastrata	1200	30		3500	1567	1205
3C	Testa incastrata	1200	30		3500	1567	1205
4A	Testa incastrata	1200	30		3500	1670	1284
4C	Testa incastrata	1200	30		3500	1080	830
4D	Testa incastrata	1200	30		3500	1588	1221
5	Testa incastrata	1200	25		3500	1512	1165

### 10.3. VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE

Sul singolo palo si ha la seguente forza orizzontale massima:

$$H_{\max} = 59.6 \text{ kN}$$

a cui nella curva di trasferimento H-M corrisponde un momento flettente massimo di 130 kNm.

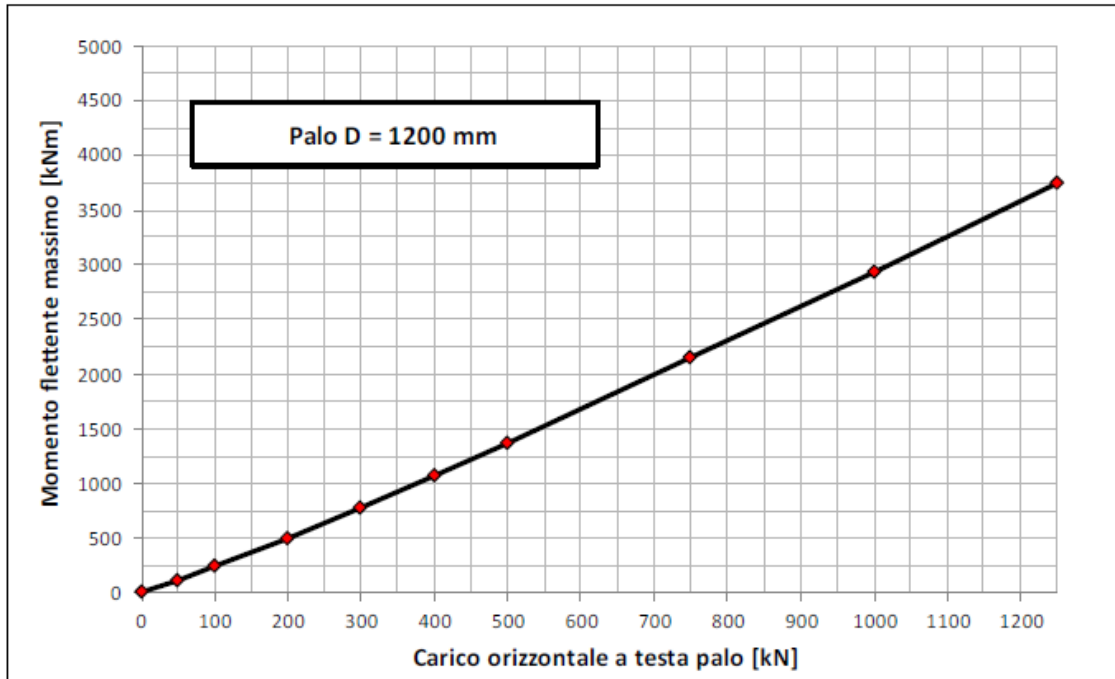


Figura A3- 46 : Analisi 5\_Palo 1200mm\_Incastrato in testa - Momento Flettente massimo(kNm)

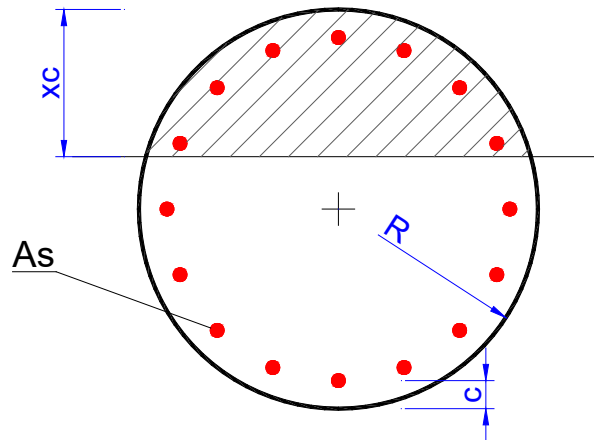
A questo momento va sommato il momento di trasporto del taglio e dello sforzo normale eccentrico.

$$\Delta M = 59.6 \times 2.60 + (291.8 + 268) \times 1.00 = 714.76 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$M_d = 130 + 714.76 = 844.76 \text{ kNm}$$

Il palo in questione risulta armato con 30Ø24 verticali e staffe Ø10/15. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio.

**10.3.1. Verifica a pressoflessione**


Geometria della sezione		
[cm]		
Raggio	R	60

Sollecitazioni		
M	844,76	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
30	24	135,72	9,7
	30	0,00	0
	36	0,00	0
		<b>135,72</b>	

Materiali								
C32/40	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu2}$
	1,5	0,85	40	32	18,1	1,0	0,200%	0,350%
B450C	$\gamma_s$	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	$\epsilon_{ys}$	$\epsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1,15	200000	450	391,3	0,196%	1,000%	1	1,000%

- N costante  
 e costante

calcola

N ultimo  
**0,0 [kN]**

xc  
**27,11 [cm]**

M ultimo  
**2379,2 [kNm]**

FS  
**2,82**



**10.3.2. Verifica a taglio**
**METODO DI CLARKE E BIRJANDI - RESISTENZA A TAGLIO DELLE SEZIONI CIRCOLARI**

$r$	=	600 mm	Raggio della sezione circolare
$c$	=	97 mm	Copriferro di calcolo
$r_s$	=	503 mm	Raggio della parte confinata dalle staffe
$A_{tot}$	=	##### mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare
$\sin\alpha$	=	0,534	
$\alpha$	=	0,563 rad	
$A_{eq}$	=	930637 mm <sup>2</sup>	Area della sezione rettangolare equivalente
$d_{eq}$	=	920 mm	Altezza utile equivalente
$b_{eq}$	=	1011 mm	Larghezza equivalente
$h_{eq}$	=	1118 mm	Altezza equivalente
$c_{eq}$	=	198 mm	Copriferro equivalente

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

<b>Calcestruzzo</b>	
Rck [Mpa]	40
fck [Mpa]	33,2
fed [Mpa]	18,8

<b>Acciaio</b>	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391,3

k	1,47
$v_{min}$	0,36
$\rho_l$	0,0146
$\sigma_{cp}$	0,0000

$\nu$	0,5
$(\sigma_{cp})^*$	0
$\alpha_c$	1
$\omega_{sw}$	0,022
$\cotg\theta$	4,714
$\cotg\theta^*$	2,500

**Geometria sezione**

b [mm]	1011
h [mm]	1118
c [mm]	198
d [mm]	920

**Armatura longitudinale**

n° barre	30
diametro	24
Area [mm <sup>2</sup> ]	13564,8

**Armatura trasversale**

Staffe $\Phi$	10
n° bracci	2
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	157
s [mm]	150

**Sollecitazioni di calcolo**

$N_{Ed}$ [kN]	0
$V_{Ed}$ [kN]	59,6

**VERIFICA**
**Sezione non armata a taglio**

$V_{Rd}$ [kN]	596,49
	Verificato

**Sezione armata a taglio**
**Crisi armatura a taglio**

$V_{Rsd}$ [kN]	847,80
$V_{Rcd}$ [kN]	2715,31
$V_{Rd}$ [kN]	847,80
	Verificato

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### 10.3.3. Verifiche fessurazione

Allo SLE, sul singolo palo si ha la seguente forza orizzontale massima:

$$H_{\max} = 32.2 \text{ kN}$$

a cui nella curva di trasferimento H-M corrisponde un momento flettente massimo di 120 kNm.

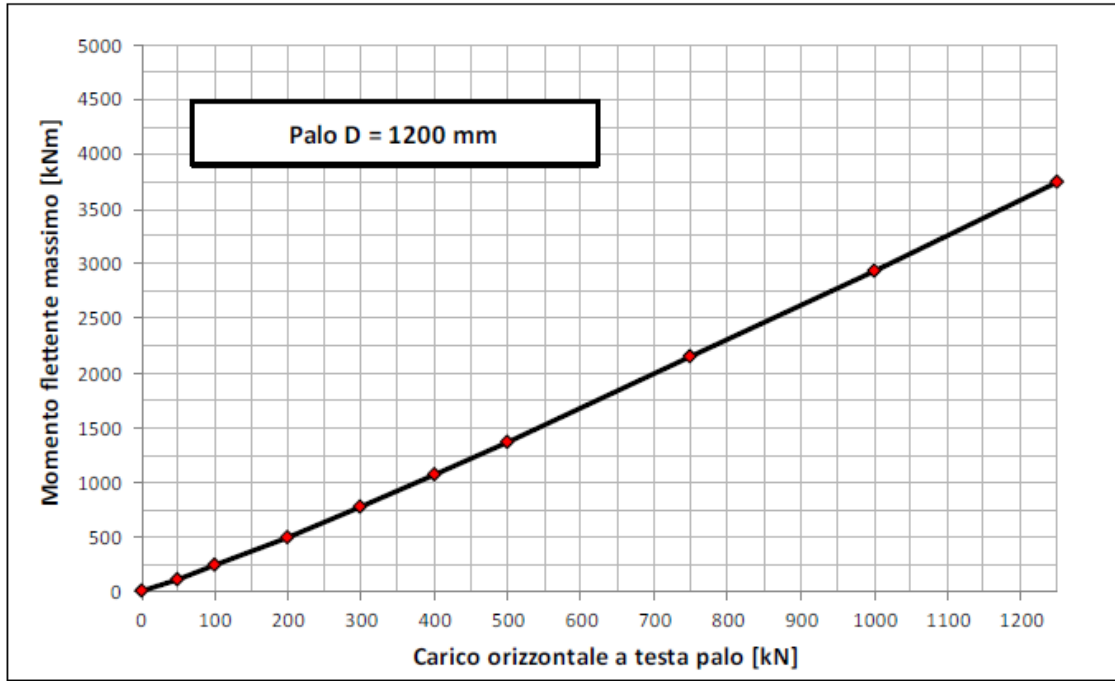


Figura A3- 46 : Analisi 5\_Palo 1200mm\_Incastrato in testa - Momento Flettente massimo(kNm)

A questo momento va sommato il momento di trasporto del taglio e dello sforzo normale eccentrico.

$$\Delta M = 32.2 \times 2.60 + (62.4+62.4) \times 1.00 = 208.52 \text{ kNm}$$

Quindi:

$$M_d = 120 + 208.52 = 328.52 \text{ kNm}$$

Il palo in questione risulta armato con 30Ø24 verticali e staffe Ø10/15. Si riporta di seguito la verifica a fessurazione.

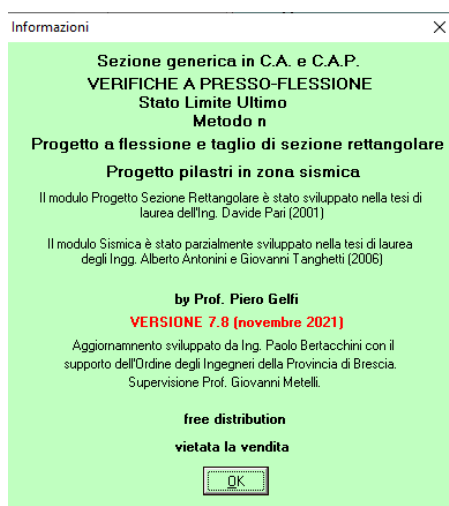
Tipo di combinazione SLE			
<b>Comb.</b>	Rara (IF)		<b>Verifica speciale</b> No
<b>Materiali</b>			
<b>Cls</b>	C32/40	$f_{ctk} = f_{ctm} / 1,2$ 2,58 MPa	$f_{ck}$ 33,2 MPa
<b>Acciaio</b>	B450C	$f_{yk}$ 450 MPa	
<b>Sollecitazioni e caratteristiche della sezione</b>			
<b><math>M_{Ed}</math></b>	328,52 kNm	<i>Sollecitazione flettente</i>	
<b><math>N_{ed}</math></b>	0 kN	<i>Sforzo normale ( <b>negativo</b> se di compressione)</i>	
<b><math>c</math></b>	198 mm	<i>Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo</i>	
<b><math>H</math></b>	1011 mm	<i>Altezza totale della sezione</i>	
<b><math>B</math></b>	1118 mm	<i>Base della sezione</i>	
<b><math>d</math></b>	813 mm	<i>Altezza utile della sezione</i>	
<b><math>A_s</math></b>	8588,00 mm <sup>2</sup>	<i>Armatura tesa</i>	
<b><math>A's</math></b>	4972,00 mm <sup>2</sup>	<i>Armatura compressa</i>	
<b><math>n</math></b>	15	<i>Omogeneizzazione acciaio/cls compr.</i>	
<b><math>y</math></b>	505,5 mm	<i>Posizione del baricentro</i>	
<b>Calcolo del momento di fessurazione (sezione non fessurata)</b>			
<b><math>A^*</math></b>	1333698 mm <sup>2</sup>	<i>Area omogeneizzata</i>	
<b><math>I^*</math></b>	1,1551E+11 mm <sup>4</sup>	<i>Inerzia omogeneizzata</i>	
<b><math>M_{fess}</math></b>	<b>590,10</b> kNm	<i>Momento di prima fessurazione &gt;MEd</i>	
<b>SEZIONE NON FESSURATA</b>			

## 11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'analisi delle opere oggetto di questa relazione di calcolo è stata per lo più eseguita con modelli semplificati e avvalendosi di fogli di calcolo elaborati allo scopo dalla scrivente e sottoposti a controlli interni che ne confermano l'attendibilità nel caso specifico. Laddove si sono utilizzati software e codici di calcolo esterni, la documentazione a corredo dei software è stata preliminarmente esaminata, valutandone l'affidabilità. Si riportano nel seguito le verifiche di affidabilità per ognuno dei software utilizzati.

### V.C.A. S.L.U.

Per effettuare le verifiche di resistenza delle sezioni in c.a. è stato utilizzato **V.C.A. S.L.U.** (Verifica Cemento Armato allo Stato Limite Ultimo) del professore Gelfi, scaricabile gratuitamente da internet.



Il programma V.C.A. S.L.U. consente la Verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il “Metodo n”. Permette inoltre di tracciare il domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My. La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. È prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono. I legami  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).

La validazione del programma è avvenuta nel corso degli anni di utilizzo del programma sia confrontando i valori con altri software sia con metodi speditivi manuali. Si propone di seguito un confronto fra i risultati ottenuti utilizzando il software V.C.A. S.L.U. un metodo speditivo manuale.

Si verifica manualmente una trave 25x40cm con le seguenti caratteristiche:

- Acciaio B450C
- $f_{yd}=450/1,15=391,30$  N/mm<sup>2</sup>
- Copriferro=30mm;
- Diametro staffe 8mm;
- Diametro ferri longitudinali 14mm.
- Altezza utile= $d=H-d'=400-(30+8+14/2)=355$ mm

La sezione è armata con 4 ferri diametro 14 mm in zona tesa, l'area equivalente di acciaio in zona tesa è la seguente:

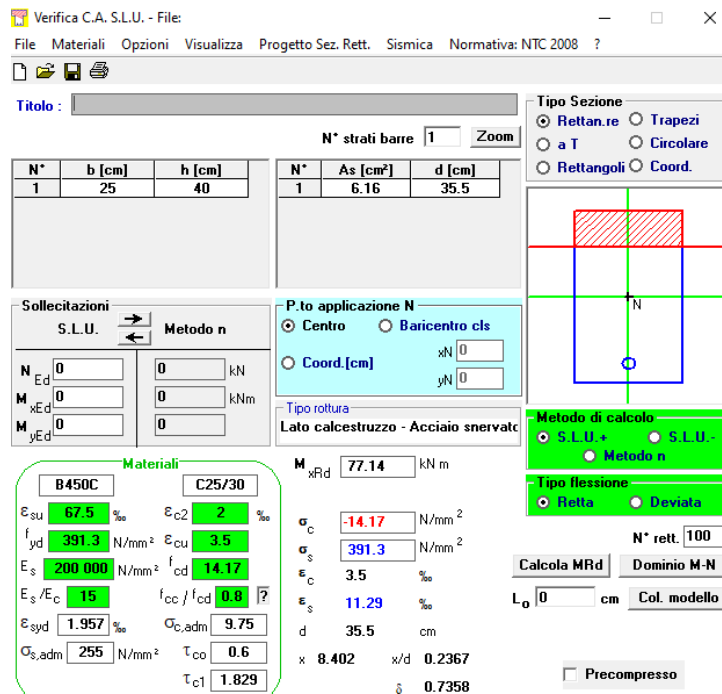
$$A_s = 4 \times (7^2 \times \pi) = 616 \text{ mm}^2$$

Calcoliamo dunque il momento resistente:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$M_{Rd} = 0,9 \times 355 \times 616 \times 391,30 / (1000 \times 1000) = 77,01 \text{ kNm}$$

Si calcola dunque il momento resistente con la formula rigorosa tramite il programma VCASTU del professor Gelfi:



The screenshot shows the VCASTU software interface with the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	40	1	6.16	35.5

Materials:

Material	Property	Value
B450C	$\epsilon_{su}$	67.5 ‰
	$f_{yd}$	391.3 N/mm²
C25/30	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
	$E_s$	200 000 N/mm²
	$f_{cd}$	14.17
	$E_s/E_c$	15
	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
	$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰
	$\sigma_{c,adm}$	9.75
	$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
	$\tau_{co}$	0.6
	$\tau_{c1}$	1.829

Results:

- $M_{xRd}$ : 77.14 kNm
- $\sigma_c$ : -14.17 N/mm²
- $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²
- $\epsilon_c$ : 3.5 ‰
- $\epsilon_s$ : 11.29 ‰
- $d$ : 35.5 cm
- $x$ : 8.402
- $x/d$ : 0.2367
- $\delta$ : 0.7358

Calculation method: S.L.U. + Metodo n. Tipo flessione: Retta. N° rett.: 100. L<sub>0</sub>: 0 cm. Col. modello: [ ] Precompresso.

Il confronto ha riportato i medesimi risultati.

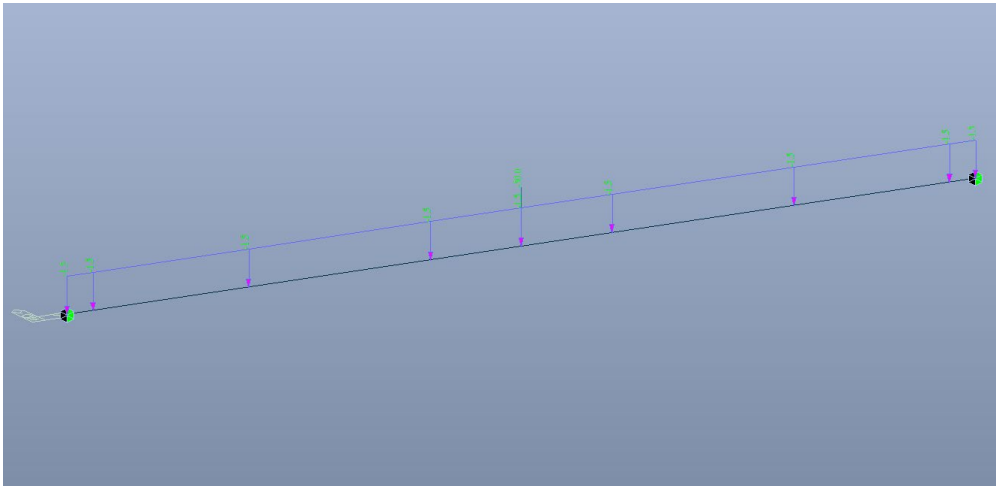
## **MIDAS GEN**

Si riporta nel seguito il confronto tra il valore del momento flettente calcolato dal programma per uno schema di trave appoggiata in acciaio (con momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale  $J = 208511 \text{ cm}^4$  e modulo di elasticità  $E = 20600 \text{ kN/cm}^2$ ) di luce  $L = 14 \text{ m}$ , caricata con il peso proprio, un carico verticale uniformemente distribuito e con una forza verticale in mezzzeria.

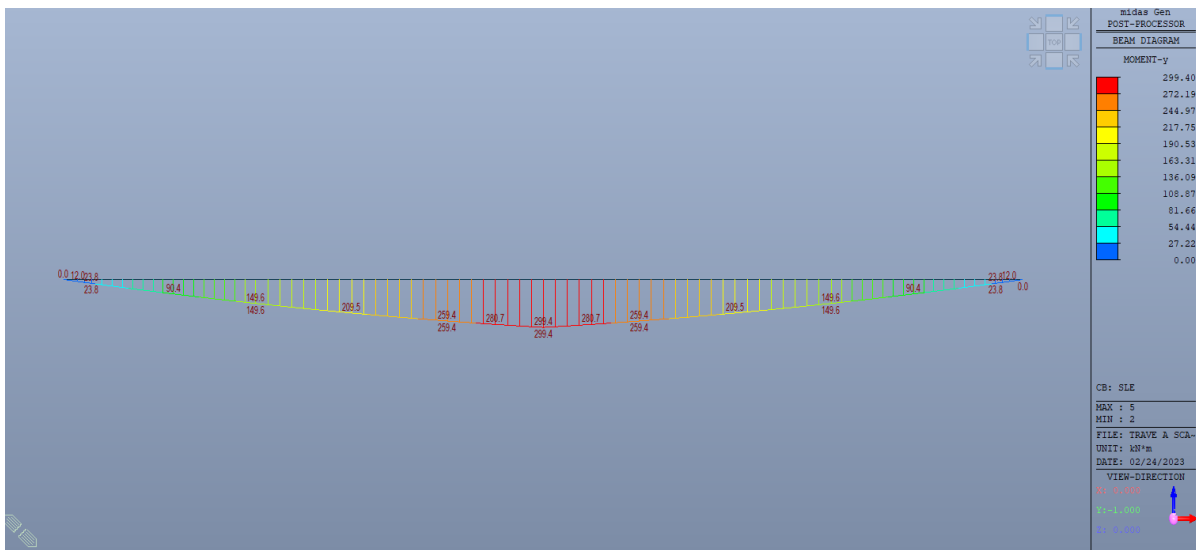
Peso proprio  $G1 = 3.57 \text{ kN/m}$

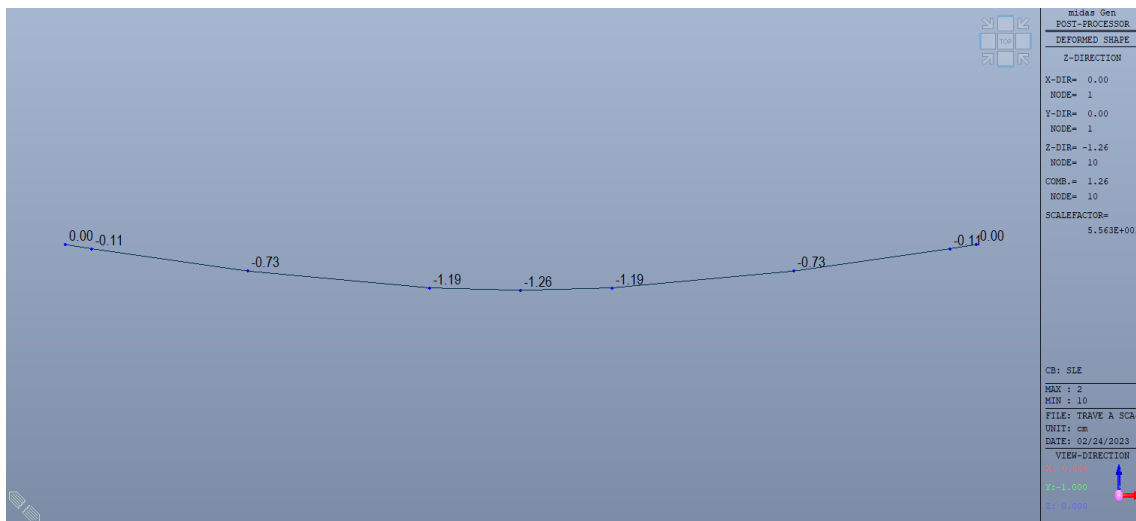
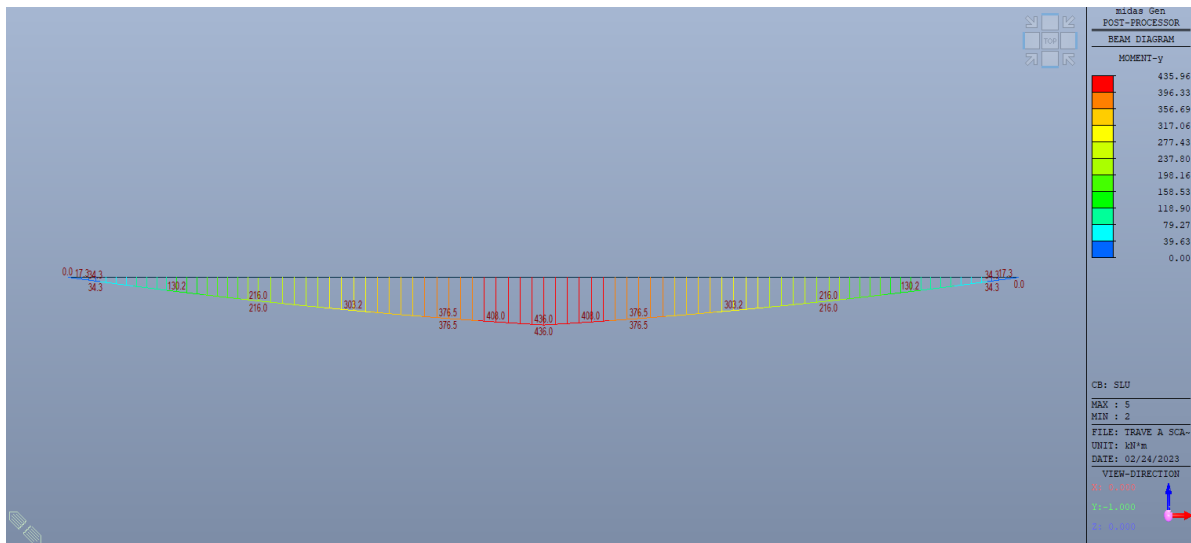
Carico distribuito G2 = 1.50 kN/m

Forza concentrata G2 = 50 kN



Si mostrano di seguito i diagrammi dei momenti flettenti ottenuti dal programma per combinazione SLE (G1+G2) e SLU (1.35xG1 + 1.50xG2), e il diagramma degli spostamenti verticali SLE (G1+G2):





Di seguito il calcolo manuale dei momenti flettenti in mezzeria SLE (G1+G2) e SLU (1.35xG1 + 1.50xG2) e dello spostamento verticale SLE (G1+G2):

$$MSLE = (3.57+1.50) \times (142)/8 + 50 \times 14/4 = 299.2 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$MSLU = 1.35 \times 3.57 \times (142)/8 + 1.50 \times 1.50 \times (142)/8 + 1.50 \times 50 \times 14/4 = 435.7 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO.}$$

$$v_{SLE} = \frac{(5/384) \times (3.57+1.50) \times (14004)}{(208511 \times 2060000)} + \frac{(5000 \times 14003)}{(48 \times 208511 \times 2060000)} = 1.26 \text{ cm} \quad \text{VERIFICATO}$$

**MICROSOFT EXCEL**

I fogli di calcolo **Excel** prodotti in-house sono stati tutti verificati mediante casi studio reperiti in bibliografia. A titolo di esempio si effettua il confronto fra il taglio resistente calcolato manualmente e quello calcolato dal foglio elettronico.

La resistenza a taglio ottenuta per una trave  $b \times d = 1000 \text{ mm} \times 280 \text{ mm}$  con il foglio elettronico è pari a 138.95 kN così come mostrato dalla seguente figura:

Combinazioni di carico SLU	
$f_{ck}$ (Mpa)	32,00
FC	1,00
$\gamma_c$	1,50
$f_{cd}$ (MPa)	21,33
$b_w$ (mm)	1000
$h$ (mm)	300
$c$ (mm)	20
$d$ (mm)	280
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	804
$k$	1,845
$v_{min}$	0,496
$\rho_1$	0,0029
$N_{Ed}$ (kN)	0
$\sigma_{cp}$ (MPa)	0
$v_{min} + 0.15\sigma_{cp}$ (MPa)	0,496
$a = 0.18k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c$ (MPa)	0,464
$b = 0.15\sigma_{cp}$	0,00
$[a+b]$ (MPa)	0,464
$V_{Rd} = (a+b)b_{wd}$ (kN)	129,9
$V_{Rdmin} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_{wd}$ (kN)	138,9
$V_{Rd}$ (kN)	<b>138,95</b>

Si applica ora la formula prevista da normativa a parità di dati di input. Si riporta lo stralcio di normativa per la verifica a taglio delle sezioni non armate a taglio.



$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{ba} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{ba}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Dai calcoli manuali:

$$k = 1 + (200/280)^{0.5} = 1.845$$

Verificato

$$v_{\min} = 0.035 \times 1.845^{3/2} \times (32/1.0)^{0.5} = 0.496$$

Verificato

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ Assenza di compressione}$$

Verificato

$$\rho_1 = 4 \times (8^2 \times \pi) / (1000 \times 280) = 0.0029$$

Verificato

$$V_{Rd} = \max \left[ (0.18 \times 1.845 \times (100 \times 0.0029 \times (32/1.0))^{1/3} / 1.5 + 0.15 \times 0) \times 1000 \times 280 \right];$$

$$\left[ (0.496 + 0.15 \times 0) \times 1000 \times 280 \right] = 138.95 \text{ kN}$$

Verificato

## 12. COMPUTO METRICO

Come da prescrizione n. 8 8 del Parere CTVA 379/2023 si allega computo metrico dell'opera.

pag. 1	
<b>OGGETTO:</b>	<b>COMPUTO METRICO</b>
<b>COMMITTENTE:</b>	<b>Bat Bridge</b>
	Data, _____
	<b>IL TECNICO</b>

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
<b>RIPORTO</b>								
<b>LAVORI A MISURA</b>								
<b>Scavi (SpCat 1)</b>								
1 A.01.001	SCAVO DI SBANCAMENTO IN MATERIA DI QUALSIASI NATURA		922,75			922,75		
	SOMMANO mc					922,75		
2 A.02.008	SISTEMAZIONE DI MATERIALE RIPRESO DA AREE DI DEPOSITO SCAVI volume scavi <i>a dedurre fondazione</i>		922,75 122,02			922,75 -122,02		
	Sommano positivi mc Sommano negativi mc					922,75 -122,02		
	SOMMANO mc					800,73		
3 A.01.010	SOVRAPREZZO PER TRASPORTO A DISCARICA E/O DA CAVA DI PRESTITO OLTRE 5 KM Discarica distante 35 km (Scavi - Riporti) *(lung.-922,75-800,73)	1,00	122,02		30,00	3'660,60		
	SOMMANO mck					3'660,60		
4 E.08.005.17. 05.04	COD CER 17 05 04 - TERRA E ROCCE, DIVERSE DA QUELLE DI CUI ALLA VOCE "17 05 03" Terra non contenente sostanza pericolose		122,02		1,60	195,23		
	SOMMANO t					195,23		
<b>Sottostruttura (SpCat 2)</b>								
5 B.02.040.c	PALI GRANDE DIAMETRO CON USO DI FANGHI BENTONITICI - DIAMETRI MM 1200	2,00	20,00			40,00		
	SOMMANO ml					40,00		
6 B.05.030	ACCLIAIO 10N BARRE TONDE B450C BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA armatura pali Ø24 posizione 1 posizione 2  Ø10 posizione 3 spirale posizione 4 spirale  Ø20 posizione 5	60,00 60,00  2,00 2,00  20,00	12,00 9,80  262,06 123,09  3,02		3,55 3,55  0,62 0,62  2,46	2'556,00 2'087,40  324,95 152,63  148,58		
	SOMMANO kg					5'269,56		
7 A.01.010	SOVRAPREZZO PER TRASPORTO A DISCARICA E/O DA CAVA DI PRESTITO OLTRE 5 KM Discarica distante 35 km Volume *(lung.-3,14*.6*.6)	2,00	1,13	20,00	30,00	1'356,00		
	SOMMANO mck					1'356,00		
8 E.08.005.17.	COD CER 17 05 04 - TERRA E ROCCE, DIVERSE DA QUELLE DI CUI ALLA VOCE "17 05 03"							
<b>A RIPORTARE</b>								

COMMITTENTE:

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
<b>R I P O R T O</b>								
05.04	Terra non contenente sostanze pericolose *(par.ug.=2*(3,14*0,60 <sup>2</sup> *20,00))	45,22			1,60	72,35		
	SOMMANO t					72,35		
9 B.03.025.b	CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER MAGRONE E/O OPERE DI SOTTOFONDAZIONE - - CON CEMENTO: 200 Kg/mc mc magrone fondazione ancoraggio tiranti plinto monopalo	2,00 2,00	2,80 3,60	8,30 3,60	0,15 0,15	6,97 3,89		
	SOMMANO mc					10,86		
10 B.03.031.c	CALCESTRUZZI STRUTTURALI PER OPERE DI FONDAZIONE IN C.A. O C.A.P. - CLASSE DI RESISTENZA C32/40 (RCK>=40 N/mm <sup>2</sup> ) FONDAZIONE fondazione ancoraggio tiranti plinto monopalo	2,00 2,00 2,00	2,50 3,30 3,30	8,00 3,30 1,30	2,00 1,50 1,09	80,00 32,67 9,35		
	SOMMANO mc					122,02		
11 B.05.030	ACCIAIO 10N BARRE TONDE B450C BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA armatura fondazione ancoraggio tiranti - vedi tabella ferri in elaborato 07.11.04 armatura plinti monopalo - vedi tabella ferri in elaborato 07.11.04		4202,00 2623,00			4'202,00 2'623,00		
	SOMMANO kg					6'825,00		
12 B.04.001	CASSEFORME PIANE ORIZZONTALI O VERTICALI PER CONGLOMERATI CEMENTIZI FONDAZIONE fondazione ancoraggio tiranti plinto monopalo	2,00 2,00 4,00 2,00 2,00	2,50 8,00 3,30 3,30 1,30		2,00 2,00 1,50 1,09 1,09	10,00 32,00 19,80 7,19 2,83		
	SOMMANO mq					71,82		
13 01.A18.A25. 005	Carpenteria varia per piccoli lavori non di serie palo tubolare a sez. variabile da Ø600 a Ø300x12,5 mm *(H/peso=0,0125*7850) tubolare Ø225x10mm *(H/peso=0,0125*7850) piastra di base Ø840mm sp. 35mm piastra di base Ø365mm sp. 20mm	4,00 4,00 4,00 4,00	1,41 1,70 0,27 0,06	15,04 0,71	98,13 98,13 7850,00 7850,00	8'323,94 473,77 339,12 37,68		
	Parziale kg					9'174,51		
	incremento del 5% per irrigidimenti e bulloneria	0,05	9174,51			458,73		
	tirafondi M30	64,00	1,12		5,56	398,54		
	Parziale kg					857,27		
	SOMMANO kg					10'031,78		
14 01.A18.G.00. 015	Zincatura a caldo di grossa carpenteria (profilati, np, lamiere di spessore oltre mm 2) vedi voce carpenteria metallica		10031,78			10'031,78		
	SOMMANO kg					10'031,78		
15	Verniciatura con smalto epossidico su coloritura esistente per							
<b>A R I P O R T A R E</b>								

COMMITTENTE:

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
<b>RIPORTO</b>								
01.A20.F90. 005	superfici metalliche Di manufatti esterni, a due riprese							
	palo tubolare a sez. variabile da Ø600 a Ø300x12.5 mm	4,00	1,41	15,04		84,83		
	tubolare Ø225x10mm	4,00	1,70	0,71		4,83		
	piastra di base Ø840mm sp. 35mm	4,00	0,27			1,08		
	piastra di base Ø365mm sp. 20mm	4,00	0,06			0,24		
	Parziale mq					90,98		
	incremento del 5% per irrigidimenti e bulloneria	0,05	90,98			4,55		
	Parziale mq					4,55		
	SOMMANO mq					95,53		
	16 NP.E.B.08.0 03	Percorso sospeso, per bat-bridge, realizzato con rete in polietilene ad alta densità, annodata a tenditori a V, supportati da 4 tiranti in trefoli di acciaio armonico						
				45,00		45,00		
2,00			12,00			24,00		
SOMMANO m						69,00		
Parziale LAVORI A MISURA euro								
<b>TOTALE euro</b>								
Data, _____								
<b>Il Tecnico</b>								
<b>A RIPORTARE</b>								

COMMITTENTE: