

## AUTOSTRADA A10 GENOVA – VENTIMIGLIA DA Progr. 10+025.50 A Progr. 10+605.800

### PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO N° 447/95



### PROGETTO ESECUTIVO

#### PARTE STRADALE

#### OPERE COMPLEMENTARI MITIGAZIONI ACUSTICHE PROGETTO BARRIERE FONICHE RELAZIONE DI CALCOLO

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 <b>RESPONSABILE UFFICIO STR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Danilo D'Alessandro Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503 <b>CAPO PROGETTO</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746 <b>RESPONSABILE DIVISIONE ESERCIZIO E NUOVE ATTIVITA'</b>
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO										DATA:	REVISIONE	
—	DIRETTORIO				FILE						SETTEMBRE 2016	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n.	progressivo	Rev.					
—	1	1	1	0	0	2	0	2	—	—	STR0092	—	
											SCALA:		
											—		

 					ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :							
					ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :				Ing. Fabio Carlo Berri – O.I. Milano n° A 28443			
	CONSULENZA A CURA DI :				IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'				Ing. Lucio Ferretti Torricelli – O.I. Brescia N. 2188			

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  RUP: Ing. Piero Indelli	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

## INDICE

<b>1 INTRODUZIONE .....</b>	<b>2</b>
<b>2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
2.1 STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO .....	2
<b>3 MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1 CALCESTRUZZO .....	5
3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	5
3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	5
<b>4 SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>6</b>
<b>5 DESCRIZIONE DELL'OPERE E GEOMETRIE .....</b>	<b>7</b>
5.1 BARRIERE INTEGRATE .....	7
5.2 BARRIERE DISACCOPIATE .....	9
<b>6 ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>13</b>
6.1 PESI PROPRI .....	13
6.2 AZIONE DEL VENTO .....	13
6.3 AZIONE SISMICA .....	21
6.4 EFFETTI DINAMICI DOVUTI AI VEICOLI - PRESSIONE DINAMICA .....	23
6.5 FORZE DINAMICHE DOVUTE ALLA RIMOZIONE DELLA NEVE .....	23
6.6 COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
<b>7 MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>28</b>
<b>8 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI .....</b>	<b>29</b>
<b>9 VERIFICA DEI MONTANTI .....</b>	<b>32</b>
9.1 VERIFICA DI DEFORMABILITA' .....	32
9.2 VERIFICA DI RESISTENZA .....	32
9.3 VERIFICA DI STABILITA' .....	33
9.4 RISULTATI DEI CALCOLI .....	34
<b>10 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO DI BASE .....</b>	<b>42</b>
10.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE .....	42
10.2 DIMENSIONAMENTO DELLE ROSETTE DI CONTRASTO .....	43
10.3 RISULTATI DEI CALCOLI .....	43
<b>11 VERIFICHE DEI MURO E DELLE ZATTERE .....</b>	<b>49</b>
11.1 FONDAZIONE TIPO 1 .....	49
11.2 FONDAZIONE TIPO 2 .....	51
11.3 FONDAZIONE TIPO 3 .....	54
11.4 FONDAZIONE TIPO 4 .....	57
11.5 FONDAZIONE TIPO 5 .....	60
11.6 FONDAZIONE TIPO 6 .....	60
<b>12 FOA 07: VERIFICHE DEL TRATTO CON SEZIONE TIPO X .....</b>	<b>63</b>

## 1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha come oggetto il dimensionamento e le verifiche strutturali delle barriere foniche previste nell'ambito della realizzazione della copertura fonica del viadotto Palmaro lungo l'autostrada A10 Genova-Ventimiglia tra la prog. km 10+025 e la prog. km 10+606.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1 STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO

- **Legge 5 Novembre 1971 N°1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **D.M. LL.PP. 4 Maggio 1990** – “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”;
- **D.M. LL.PP. 14 Febbraio 1992** - “Norme tecniche per l'esecuzione delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996** - “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n°11951** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”;
- **Circolare LL.PP. 31 Luglio 1979 n°19581** – “Legge 5.11.1971 n°1086 – Collaudo statico”;
- **Circolare LL.PP. 23 Ottobre 1979 n°19777** – “Competenza Amministrativa per la Legge 5.11.1971 n°1086 e Legge 2.2.1974 n°64”;
- **Circolare LL.PP. 9 Gennaio 1980 n°20049** – “Legge 5.11.1971 n°1086 – Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”;
- **Circolare LL.PP. 31 Ottobre 1986 n°227996** – “Legge 5.11.1971 n°1086 – Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 27.07.1985”;
- **Circolare LL.PP. 1 Settembre 1987 n°29010** – “Legge 5.11.1971 n°1086 – D.M. 24.05.85 – Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato in particolare”;
- **Circolare LL.PP. 15 Ottobre 1996 n°252 AA.GG./S.T.C.** – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9.01.1996”;
- **C.N.R. n°10025-84 del 14/12/1984** - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- **C.N.R. n°10011-85 del 18/04/1985** - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione e successive modificazioni ed integrazioni di cui alle CNR 10011-97 del 21/12/1997;

- **C.N.R. n°10029-87** – “Costruzioni di acciaio ad elevata resistenza: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;
- **C.N.R. n°10030-87** – “Anime irrigidite di travi a parete piena”;
- **D.M. del 04/05/1990** – “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali”.
- **UNI ENV 1992-1-1 Gennaio 1993** – “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **UNI ENV 1993-1-1 Giugno 1994** – “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **UNI ENV 1991-1 31 Ottobre 1996** – “Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”;
- **NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – DM 14 gennaio 2008** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617** “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (*GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27*)”;
- **UNI EN 1794-1 2004** - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale;
- **Linee guida per l'applicazione della UNI EN 1794-1 2004** redatte da SPEA Ingegneria (si veda Allegato A alla presente relazione).
  - **AZIONI SISMICHE**
- **Legge 2 Febbraio 1974 n 64:** “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **D.M. del 24 gennaio 1986** - Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche;
- **Circolare LL.PP. 19 Luglio 1986 n° 27690:** "Istruzioni per l'applicazione del D.M. 24/01/1986 recante norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- **D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996** - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- **Circolare LL.PP. 5 Marzo 1985 n°25882:** "Istruzioni per l'applicazione delle tecniche sulle costruzioni sismiche”;
- **Circolare LL.PP. 10 Aprile 1997, n°65/AA.GG.** – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”
- **UNI ENV 1998-1-1 Ottobre 1997** – “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”;
- **UNI ENV 1998-1-2 Ottobre 1997** – “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per gli edifici”;
- **UNI ENV 1998-1-3 Gennaio 1998** – “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-3: Regole generali - Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi”;

- **NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – DM 14 gennaio 2008** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617** “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (*GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27*)”.
  - **CARICHI E SOVRACCARICHI**
- **D.M. del 16 Gennaio 1996** - “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- **Circolare LL.PP. del 24 maggio 1982 n° 22631** – “Istruzioni applicative - D.M. 12.02.82”;
- **Circolare LL.PP. del 04 luglio 1996 n° 156AA.GG./S.T.C.** – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»;
- **CNR 10012/85** – “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”;
- **UNI ENV 1991-1 Ottobre 1996** – “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo”;
- **UNI ENV 1991-2-1 Ottobre 1996** – “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 2-1: Azioni sulle strutture – Massa volumica, pesi propri e carichi imposti”;
- **UNI ENV 1991-2-3 Ottobre 1996** – “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 2-3: Azioni sulle strutture – Carichi da neve”;
- **UNI ENV 1991-2-4 Marzo 1997** – “Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 2-3: Azioni sulle strutture – Azione del vento”;
- **NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – DM 14 gennaio 2008** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617** “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, (*GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27*)”.

### 3 MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

- MAGRONE PER SOTTOFONDAZIONI  
Classe C12/15  
Classe di esposizione X0
- FONDAZIONI  
Classe C28/35  
Classe di esposizione XC2  
Copriferro nominale 40 mm
- MALTA CEMENTIZIA MICROPALI  
Classe C25/30  
Classe di esposizione XC2
- ELEVAZIONI  
Classe C32/40  
Classe di esposizione XF2  
Copriferro nominale 35 mm
- ELEVAZIONI MURI  
Classe C28/35  
Classe di esposizione XF2
- CORDOLI  
Classe C35/45  
Classe di esposizione XF4

Copriferro nominale per solette 35mm

Riferimento alle EN 1992-1-1 par 4.4.1 (2)P

#### 3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

- ACCIAIO B450C

Riferimento alle NTC 2008

#### 3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

- Acciai per carpenterie metalliche laminati del tipo S355J0 rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6 con zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme UNI 5744;
- Acciai per accessori metallici delle barriere del tipo S355J0 rispondenti alle norme UNI EN 10025-1÷6 con zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme UNI 5744;
- Tirafondi costituiti da barre filettate in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla classe 8.8 secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713);
- Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2/UNI 5714 temprato e rinvenuto (HRC 32÷40);

- Bulloni ad alta resistenza per le unioni acciaio-acciaio conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713 appartenenti alla classe 8.8 e 8 della UNI 3740;
- Saldature manuali effettuate ad arco con elettrodi rivestiti E44 aventi caratteristiche di classe 2, 3, 4 secondo UNI 5132, per spessori inferiori a 30 mm e classe 4B per spessori superiori.

#### 4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi della struttura secondo il metodo degli elementi finiti si adotta il software denominato **"SAP2000 (vers. 14.2)"**, distribuito da Computer and Structures Inc. (U.S.A.), su piattaforma Windows 10. Il software comprende pre-post processor grafici interattivi destinati all'input della geometria di base ed alla consultazione dei risultati di output, un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare ed un solutore per le verifiche tensionali e di resistenza degli elementi asta in c.a. ed acciaio, secondo le Norme di settore.

Le verifiche degli elementi metallici della galleria sono pertanto svolte impiegando il modulo di verifica contenuto all'interno del software SAP2000.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre al programma **"Sezione in c.a. (vers. 6.9.0)"**, distribuito da IngegneriaSoft (IT). Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale, soggette taglio ed a presso/tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo "n".

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale, la creazione di tabelle riepilogative e l'esecuzione di altre verifiche non operate con i software di cui sopra, si adottano programmi VBA sviluppati in Microsoft® Office Excel 2010.

## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERE E GEOMETRIE

### 5.1 BARRIERE INTEGRATE

Le barriere foniche integrate hanno fondazioni costituite da cordoli su micropali individuate nel seguito come Tipo 1 e Tipo 2.

#### Fondazione Tipo 1

La fondazione è realizzata mediante un cordolo a sezione quadrata con dimensioni 80x80 cm su cui insistono micropali con diametro di 114,3 mm e spessore 10 mm disposti a quinconce ad interasse di 3,0 m. Il diametro della perforazione è di 240 mm.

Si riporta l'elenco delle barriere con fondazione Tipo 1:

FOA 06A barriera con altezza di 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m.

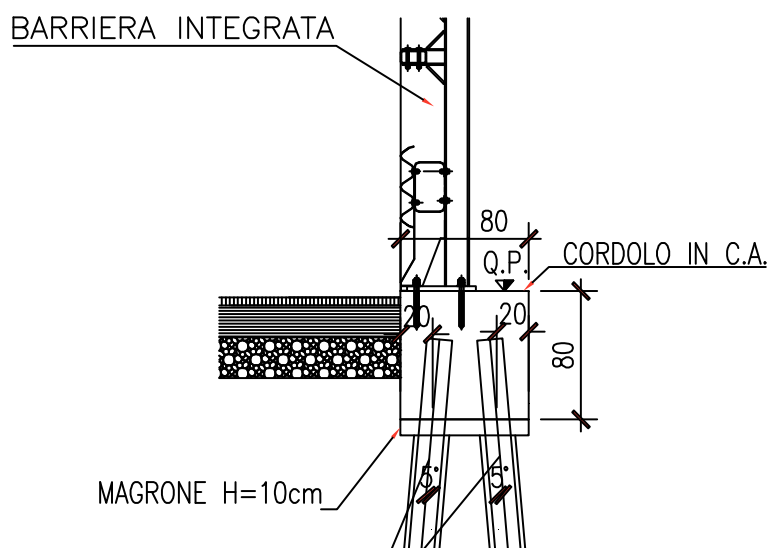


Figura 5.1 – FOA 06A: sezione

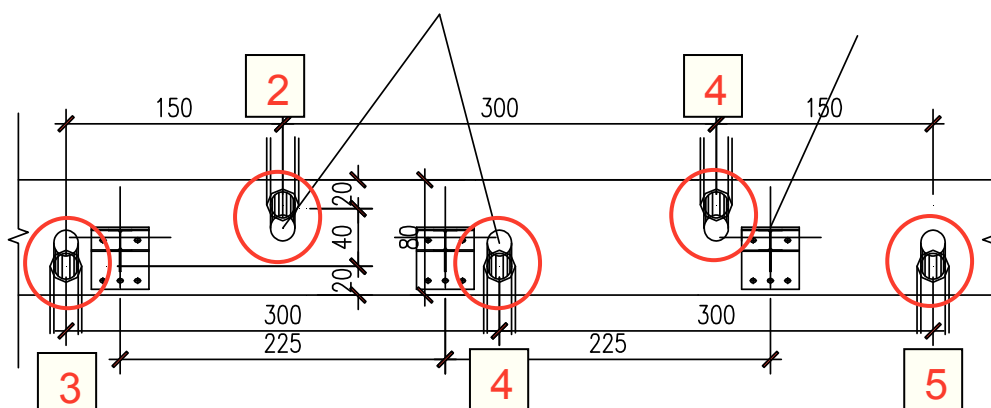


Figura 5.2 – FOA 06°: planimetria

### Fondazione Tipo 2

La fondazione è realizzata mediante un cordolo con a sezione a L con larghezza massima di 210 cm su cui insistono micropali con diametro di 114,3 mm e spessore 10 mm disposti a quinconce ad interasse

2,25 m. Il diametro della perforazione è di 240 mm.

Si riporta l'elenco delle barriere con fondazione Tipo 2:

FOA 03A barriera con altezza 3,5 m e lunghezza dei micropali pari a 15 m

FOA 05E barriera con altezza 5 m e lunghezza dei micropali pari a 15 m

FOA 06B barriera con altezza 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m

FOA 06D barriera con altezza 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m

FOA 09A barriera con altezza 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m

FOA 09E barriera con altezza 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m

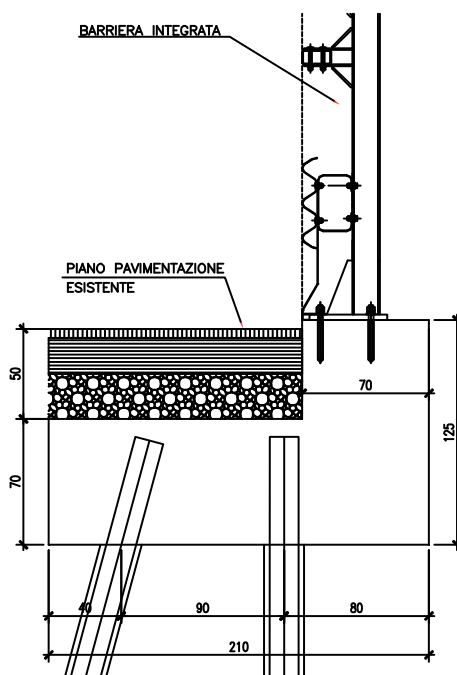


Figura 5.3 - Fondazione Tipo 2: sezione

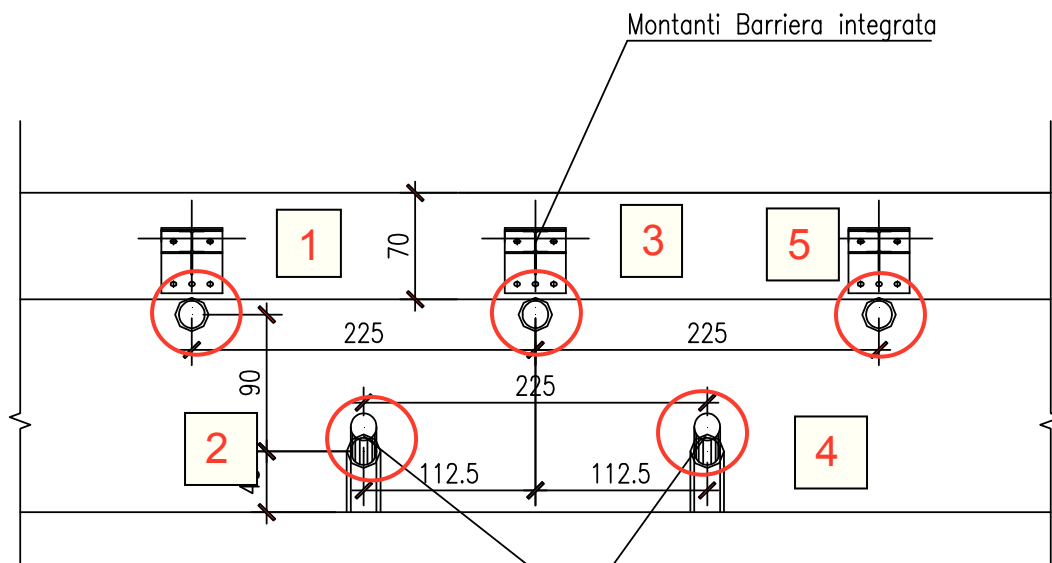


Figura 5.4 - Fondazione Tipo 2: planimetria

## 5.2 BARRIERE DISACCOPPIATE

Le barriere foniche disaccoppiate, tranne la FOA 08, sono montate alla sommità di muri aventi altezza di 2,50 m con fondazioni su micropali individuate nel seguito come Tipo 3, Tipo 4 e Tipo 5.

La FOA 08 è invece installata su un cordolo a sezione quadrata 70x70 cm denominato fondazione Tipo 6.

### Fondazione Tipo 3

La fondazione del muro è realizzata mediante un cordolo a sezione rettangolare 140x70 su cui insistono micropali con diametro di 168,3 mm e spessore 12,5 mm disposti a quinconce ad interasse di

3,0 m. Il diametro della perforazione è di 240 mm.

Si riporta l'elenco delle barriere con fondazione Tipo 3:

FOA 07 barriera con altezza<sup>1</sup> di 5,0 m e lunghezza dei micropali pari a 12 m;

FOA 010 barriera con altezza di 3,1 m e lunghezza dei micropali pari a 10 m.

<sup>1</sup> Le altezze riportate sono riferite sola barriera fonica escluse quelle dei muri su cui insistono.

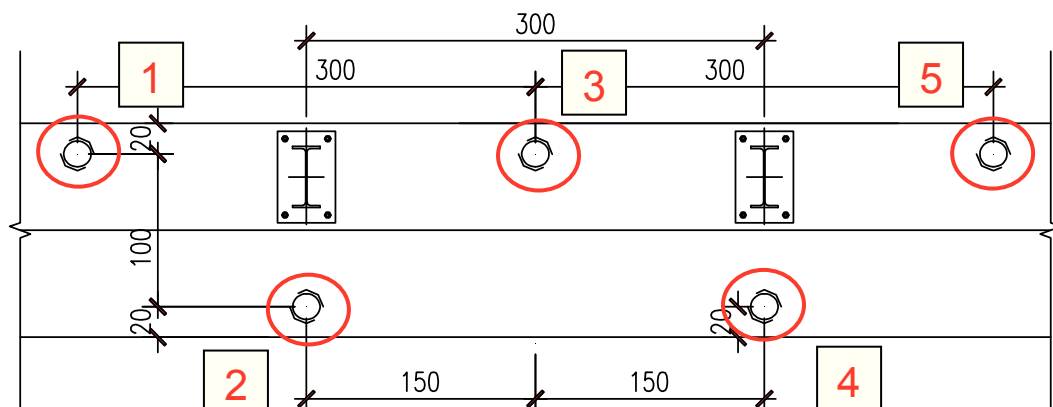


Figura 5.5 - Fondazione Tipo 3: planimetria

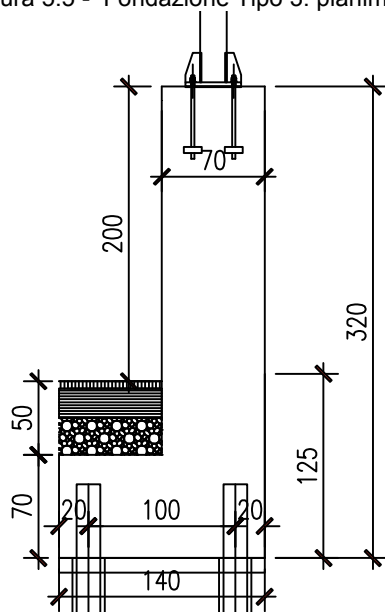


Figura 5.6 - Fondazione Tipo 3: sezione

#### Fondazione Tipo 4

La fondazione del muro è realizzata mediante un cordolo a sezione rettangolare 210x100 su cui insistono micropali con diametro di 168,3 mm e spessore 12,5 mm disposti ad interasse longitudinale di 1 m e trasversale di 1,3 m. Il diametro della perforazione è di 240 mm.

Si riporta l'elenco delle barriere con fondazione Tipo 4:

FOA 01A barriera con altezza di 9 m (5+4) e lunghezza dei micropali pari a 12 m;

FOA 09C barriera con altezza di 9 m (5+4) e lunghezza dei micropali pari a 12 m;

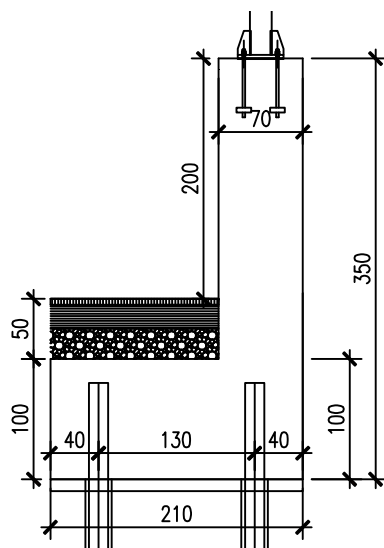


Figura 5.7 - Fondazione Tipo 4: sezione

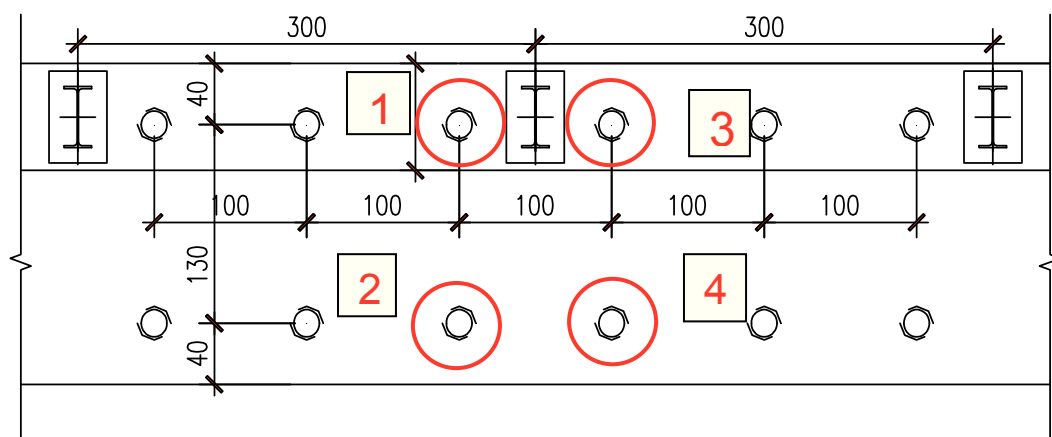


Figura 5.8 - Fondazione Tipo4: planimetria

### Fondazione Tipo 5

La fondazione del muro è realizzata mediante un cordolo a sezione rettangolare 210x100 su cui insistono micropali con diametro di 168,3 mm e spessore 12,5 mm disposti come in Figura 5.5.

Il diametro della perforazione è di 240 mm.

Si riporta l'elenco delle barriere con fondazione Tipo 5:

FOA 05A barriera con altezza di 9 m (5+4) e lunghezza dei micropali pari a 15 m;

FOA 05C barriera con altezza di 9 m (5+4) e lunghezza dei micropali pari a 15 m;

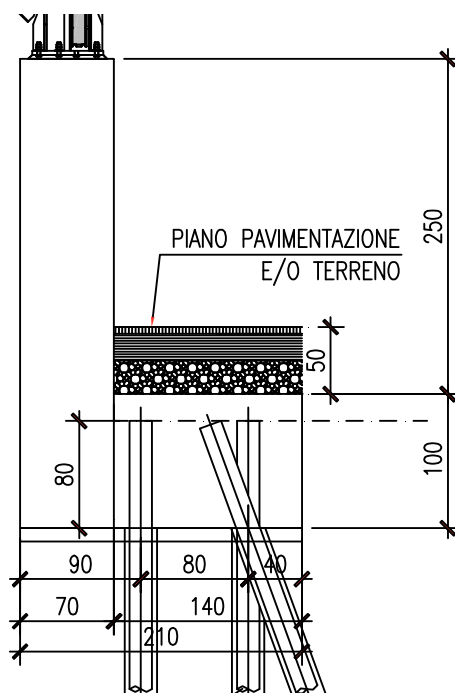


Figura 5.9 - Fondazione Tipo 5: sezione

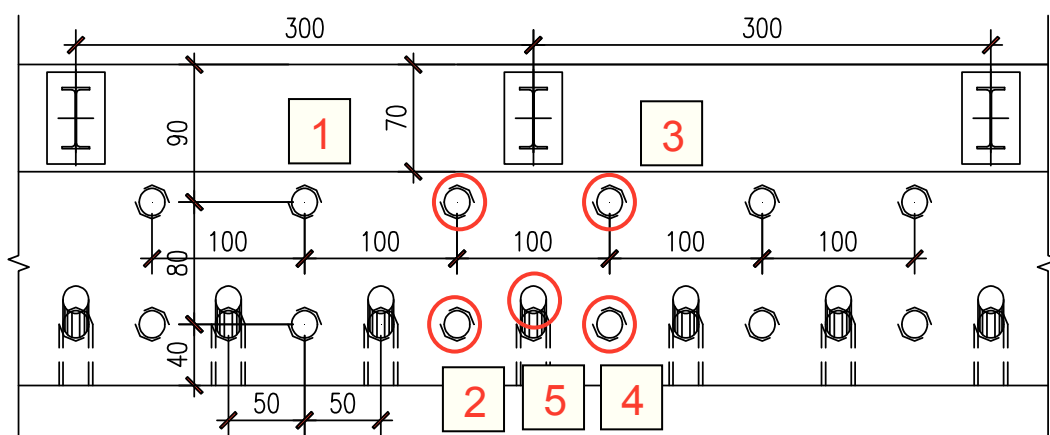
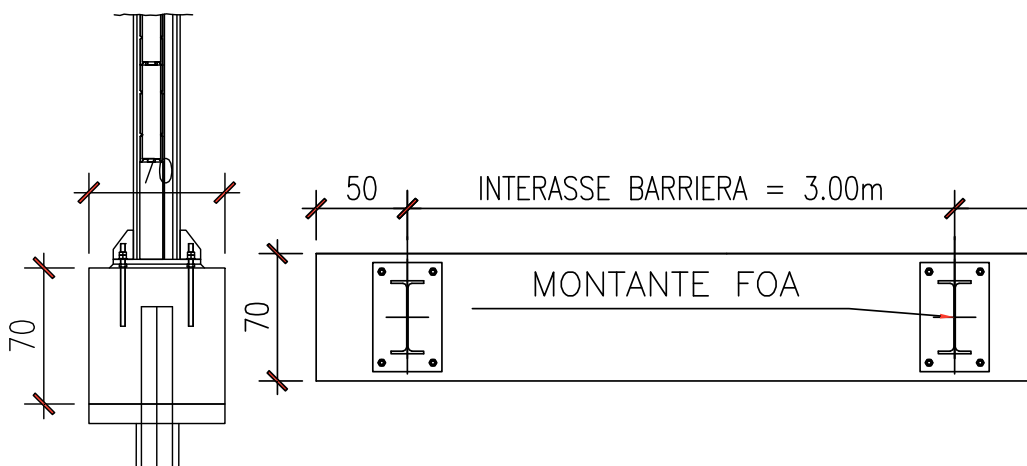


Figura 5.10 - Fondazione Tipo 5: planimetria

### Fondazione Tipo 6

La fondazione del muro è realizzata mediante un cordolo a sezione quadrata 70x70 su cui insistono micropali con diametro di 114 mm e spessore 10 mm disposti verticalmente in unica fila ad interasse di 3 m. Il diametro della perforazione è di 240 mm.



FOA 08 barriera con altezza variabile da 0,85 a 3 m e lunghezza dei micropali pari a 6 m;

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo della struttura è stato effettuato considerando il peso proprio dei montanti, dei pannelli fonoassorbenti e fonoisolanti, le pressioni o depressioni dovute al vento, l'azione del sisma, gli effetti dinamici dovuti ai veicoli, la forza dinamica dovuta alla rimozione della neve e l'urto dei veicoli.

### 6.1 PESI PROPRI

Il peso proprio è costituito dal peso dei montanti metallici e dei pannelli fonoassorbenti in alluminio e PMMA. Si ha pertanto:

Peso proprio pannelli in alluminio e PMMA .....	=	0,5	kN/mq
Peso proprio pannello trasparente .....	=	0,5	kN/mq
Peso proprio pannello in CLS (spessore 15 cm) .....	=	3,75	kN/mq
Montanti HEA (160) .....	=	0,305	kN/m
Montanti HEA 240 .....	=	0,600	kN/m
Montanti HEB 300 (sbraccio) .....	=	1,170	kN/m
Montanti HEB 400 .....	=	1,554	kN/m

### 6.2 AZIONE DEL VENTO

Ai fini della determinazione delle azioni accidentali sono stati considerati gli effetti derivanti dall' azione del vento sulla struttura, calcolati secondo quanto esposto nel "Testo Unico - Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 14 gennaio 2008.

### 6.2.1 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è stata calcolata in base alla seguente espressione:

$$p = \frac{1}{2} \times \rho \times c_e(z) \times v_b^2 \times c_p \times c_d \quad (1)$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria, assunta pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento in m/s, definita dalla normativa come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 m dal suolo, su un sito di Categoria II. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

In mancanza di apposite indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, la medesima norma stabilisce che, per la regione Liguria (zona 7) ad altezze inferiori ad  $a_0 = 1000$  m (parametro di macrozonazione per il vento, legato alla regione dove sorge la costruzione) sul livello del mare, il valore  $v_b$  sia pari a **28 m/s**;

$c_e(z)$  è il coefficiente di esposizione delle pressioni, che dipende dall'altezza della costruzione  $z$  dal suolo, dalla rugosità del terreno (classe B), dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto.

Il valore è ricavabile dalle seguenti espressioni:

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

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

dove:

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità. Per la Categoria II valgono rispettivamente:

- $k_r$  = 0,22
- $z_0$  = 0,3 m
- $z_{\min}$  = 8,00 m

Come **altezza di riferimento** si assume il valore di **12 m** per la barriera:

- FOA 03A
- FOA 05E
- FOA 06A
- FOA 06B
- FOA 06D
- FOA 07
- FOA 08
- FOA 09A
- FOA 09E
- FOA 10

Coefficiente di esposizione  $c_e (z = 12) = 1,908 \text{ m}$

- Per le seguenti barriere (barriere con sbraccio) si assume invece un'altezza di riferimento 17 m
- FOA 01A
- FOA 05A
- FOA 05C
- FOA 09C

Coefficiente di esposizione  $c_e (z = 17) = 2,157 \text{ m}$

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato dai dati suffragati da un'opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento; in questo caso :

per elementi sopravvento (cioè investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha > 60^\circ$

$$c_{pe1} = 0,8$$

per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente):

$$c_{pe2} = -0,4$$

In definitiva si avrà:

$$C_{pe} = c_{pe1} + c_{pe2} = 0,8 + 0,4 = \pm 1,2;$$

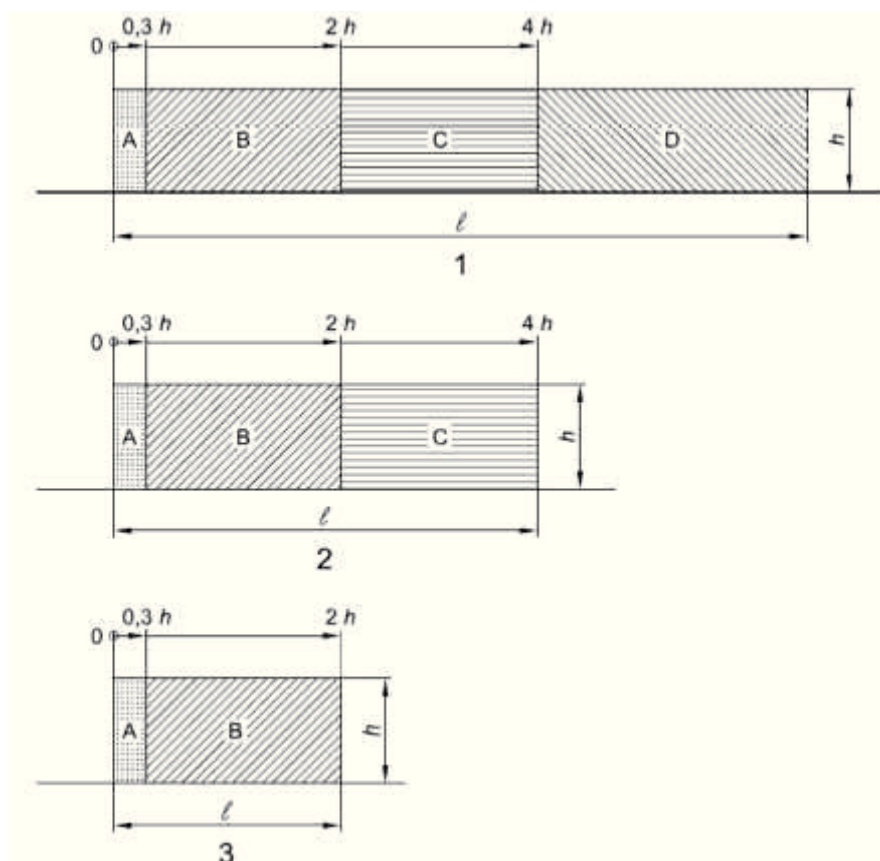
$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1,0.

La pressione totale del vento trasversale quindi risulta:

- Pressione vento (z = 12 m zona corrente) = **1,120 kNm<sup>-2</sup>**
- Pressione vento (z = 17 m zona corrente) = **1,268 kNm<sup>-2</sup>**

### 6.2.2 EFFETTO BORDO

Per l'effetto di bordo ci si riferisce al cap 7 dell' EN 1991-1-4 dove viene fornito il coefficiente di pressione per l'effetto bordo.



Nei prospetti che seguono “prima” e “dopo” si riferiscono al verso di percorrenza della carreggiata a cui appartengono.

Si considera cautelativamente tutto il tratto interessato dall'effetto bordo come zona B.

Le barriere non hanno angoli di ritorno ed non hanno nessuna apertura quindi il rapporto di solidità  $\varphi = 1$ .

#### EFFETTO BORDO

cp da cap.7.4. EC1-4

si considera cautelativamente zona B senza angoli di ritorno  $\varphi = 1$

$L/\Delta h < 3$	1,4		
$L/\Delta h = 5$	1,8		
$L/\Delta h \geq 10$	2,1		

#### Barriere con altezza di riferimento pari a 12 m

EFFETTO BORDO **FOA 03A**

NON CI SONO EFFETTI BORDO DEL VENTO PER CONTINUITA' BARRIERE

PRIMA GALLERIA FONICA

DOPO BARRIERA ESISTENTE

#### EFFETTO BORDO **FOA 05E**

<b>L barriera</b>	5,15	m		
<b>h (foa05E)</b>	5	m		
h barriera prima FOA 05D	5	m		
h barriera dopo NO BARRIERA	0	m		
<b><math>\Delta h</math> prima</b>	0	m	bordo verso GE	

## EFFETTO BORDO FOA 05E

<b>Δh dopo</b>	5	m	bordo verso SV
L/Δh dopo	1,03		
<b>cp dopo</b>	1,4		
L interessata dal bordo dopo pari a 4Δh	20	m	
pressione vento bordo dopo			
<b>q</b>	<b>1,310</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo dopo

## EFFETTO BORDO FOA 06A

<b>L barriera</b>	97,8	m	
<b>h (foa06A)</b>	5	m	
h barriera prima NO BARRIERA	0	m	
h barriera dopo FOA 06B	5	m	
<b>Δh prima</b>	5	m	bordo verso SV
<b>Δh dopo</b>	0	m	bordo verso GE
L/Δh prima	19,56		
L/Δh dopo			
<b>cp scelto prima</b>	2,1		
<b>cp scelto dopo</b>			
L interessata dal bordo prima pari a 4Δh	20	m	
L interessata dal bordo dopo pari a 4Δh	0	m	
pressione vento bordo prima			
<b>q</b>	<b>1,964</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima

## EFFETTO BORDO FOA 06B

NON CI SONO EFFETTI BORDO DEL VENTO PER CONTINUITA BARRIERE  
PRIMA BARRIERA FONICA 06A  
DOPO BARRIERA FONICA 06C

## EFFETTO BORDO FOA 06D

NON CI SONO EFFETTI BORDO DEL VENTO PER CONTINUITA BARRIERE  
PRIMA BARRIERA FONICA 06C  
DOPO GALLERIA FONICA

## EFFETTO BORDO FOA 09A

<b>L barriera</b>	23,2	m	
<b>h (foa 09A)</b>	5	m	
h barriera prima NO BARRIERA	0	m	
h barriera dopo FOA 09B	5	m	
<b>Δh prima</b>	5	m	bordo verso SV
<b>Δh dopo</b>	0	m	bordo verso GE
L/Δh prima	4,64		
L/Δh dopo			
<b>cp scelto prima</b>	1,8		
<b>cp scelto dopo</b>			
L interessata dal bordo prima pari a 4Δh	20	m	
pressione vento bordo prima			
<b>q</b>	<b>1,683</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima

## EFFETTO BORDO FOA 09E

<b>L barriera</b>	10.2	m	
<b>h (foa 09E)</b>	5	m	
h barriera prima FOA 09D	5	m	
h barriera dopo NO BARRIERA	0	m	
<b>Δh prima</b>	0	m	bordo verso SV
<b>Δh dopo</b>	5	m	bordo verso GE
L/Δh prima			
L/Δh dopo	2,04		
<b>cp scelto prima</b>			
<b>cp scelto dopo</b>	1,4		
L interessata dal bordo dopo pari a 4Δh	20	m	
pressione vento bordo dopo			
<b>q</b>	<b>1,310</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo dopo

EFFETTO BORDO **FOA 07**

NON CI SONO EFFETTI BORDO DEL VENTO PER CONTINUITA' BARRIERE  
PRIMA GALLERIA FONICA  
DOPO GALLERIA FONICA

EFFETTO BORDO **FOA 08**

NON CI SONO EFFETTI BORDO DEL VENTO PER CONTINUITA' BARRIERE  
PRIMA GALLERIA FONICA  
DOPO GALLERIA FONICA

EFFETTO BORDO **FOA 10**

<b>L barriera</b>	90,7	m		
<b>h (foa 10)</b>	5,1	m		
h barriera prima NO BARRIERA		m		
h barriera dopo NO BARRIERA		m		
<b>Δh prima</b>	5,1	m	bordo verso SV	
<b>Δh dopo</b>	5,1	m	bordo verso GE	
L/Δh prima	17,78			
L/Δh dopo	17,78			
<b>cp prima</b>	2,1			
<b>cp dopo</b>	2,1			
L interessata dal bordo prima pari a 4Δh	20,4	m		
L interessata dal bordo dopo pari a 4Δh	20,4	m		
pressione vento bordo				
<b>q</b>	<b>1,963</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo	

Riepilogo zone correnti e zone bordo per le diverse barriere in esame:

- FOA 03A interamente come sezione corrente;
- FOA 05E interamente come sezione di bordo;
- FOA 06A zona bordo prima per 20 m per il restante zona corrente;
- FOA 06B interamente come sezione corrente;
- FOA 06D interamente come sezione corrente;
- FOA 07 interamente come sezione corrente;
- FOA 09A interamente come sezione di bordo;
- FOA 09E interamente come sezione di bordo;
- FOA 010 zona bordo prima e dopo per 20 m per il restante zona corrente;

### Barriere con altezza di riferimento pari a 17 m

EFFETTO BORDO FOA 01A			
<b>L barriera</b>	42,3	m	
<b>h (foa 01A)</b>	11	m	
h barriera prima (esistente)	5	m	
h barriera dopo (galleria fonica)	/	m	
<b>Δh prima</b>	6	m	bordo verso GE
L/Δh prima	7,05		
<b>cp scelto prima</b>	1,8		
L interessata bordo 4Δh prima	24	m	
<b>q</b>	<b>1,902</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima

EFFETTO BORDO FOA 05A			
<b>L barriera</b>	45,7	m	
<b>h (foa 05A)</b>	11	m	
h barriera prima FOA 05F	5	m	
h barriera dopo FOA 05B	5	m	
<b>Δh prima</b>	6	m	bordo verso GE
<b>Δh dopo</b>	6	m	bordo verso SV
L/Δh prima	7,62		
L/Δh dopo	7,62		
<b>cp scelto prima</b>	1,8		
<b>cp scelto dopo</b>	1,8		
L interessata bordo 4Δh prima	24	m	
L interessata bordo 4Δh dopo	24	m	
pressione vento bordo			
<b>q</b>	<b>1,902</b>	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima e dopo

EFFETTO BORDO FOA 05C			
<b>L barriera</b>	47,6	m	
<b>h (foa 05C)</b>	11	m	
h barriera prima FOA 05B	5	m	
h barriera dopo FOA 05D	5	m	
<b>Δh prima</b>	6	m	bordo verso GE
<b>Δh dopo</b>	6	m	bordo verso SV

EFFETTO BORDO FOA 05C			
L/Δh prima	7,93		
L/Δh dopo	7,93		
cp scelto prima	1,8		
cp scelto dopo	1,8		
L interessata bordo 4Δh prima	24	m	
L interessata bordo 4Δh dopo	24	m	
pressione vento bordo			
q	1,902	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima e dopo

EFFETTO BORDO FOA 09C			
L barriera	48,3	m	
h (foa 09C)	11	m	
h barriera prima FOA 09B	5	m	
h barriera dopo FOA 09D	5	m	
Δh prima	6	m	bordo verso GE
Δh dopo	6	m	bordo verso SV
L/Δh prima	8,05		
L/Δh dopo	8,05		
cp scelto prima	1,8		
cp scelto dopo	1,8		
L interessata bordo 4Δh prima	24	m	
L interessata bordo 4Δh dopo	24	m	
pressione vento bordo			
q	1,902	kN/m <sup>2</sup>	bordo prima e dopo

Riepilogo zone correnti e zone bordo per le diverse barriere in esame:

FOA 01 sezione di bordo per 24 m dal bordo prima ed il resto sezione corrente

FOA 05A interamente come sezione di bordo

FOA 05C interamente come sezione di bordo

FOA 09C interamente come sezione bordo

**Si decide di applicare a tutti i montanti la condizione di bordo.**

### 6.2.3 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

L'azione radente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = c_f \times \frac{1}{2} \times \rho \times c_e(z) \times v_b^2 \quad (2)$$

dove:

$c_f$  è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente assunto pari a 0,01:

Per i tipi di barriere analizzate la pressione del vento vale:

- Barriere con  $z = 12$  m .....  $p_f = 0,008$  kNm<sup>-2</sup>
- Barriere con  $z = 17$  m .....  $p_f = 0,01$  kNm<sup>-2</sup>

Considerata l'esiguità dei valori di pressione, l'azione tangenziale del vento può ritenersi trascurabile, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture.

### 6.3 AZIONE SISMICA

Per il calcolo dell'azione sismica sono stati considerati i seguenti parametri, dedotti dalle indicazioni del D.M. 14/01/2008:

- $V_N$  = vita nominale > 50 anni (Opere ordinarie di normale importanza);
- Classe d'uso IV
- Coefficiente d'uso  $C_U = 2,0$ ;
- Categoria del terreno C;
- Categoria topografica T1;
- Coefficiente di struttura  $q = 1$

Le coordinate geografiche della zona dell'intervento sono:

- lat. 44,430317
- lon. 8,771984

Lo spettro di risposta per lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è stato definito tramite l'utilizzo del Foglio di Calcolo "Spettri di Risposta ver. 1.0.3." predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

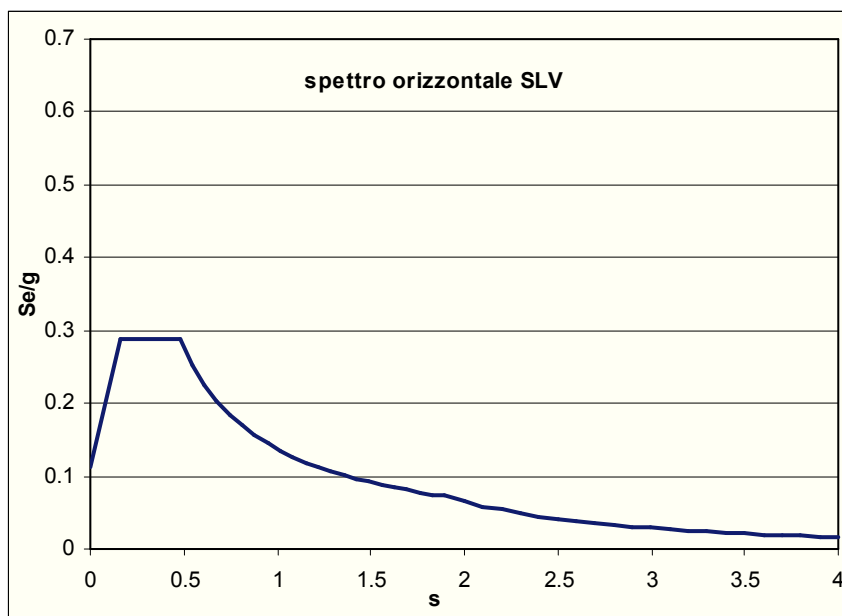


Figura 6.1 – Spettro di progetto SLV

I parametri indipendenti che consentono la definizione dello spettro ed i punti caratteristici del grafico sono riportati nelle Tabelle successive.

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

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,074 g
$F_o$	2,593
$T_C^*$	0,307 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,551
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
	1,000
$T_B$	0,159 s
$T_C$	0,476 s
$T_D$	1,898 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	0,112
$T_B \leftarrow$	0,159	0,289
$T_C \leftarrow$	0,476	0,289
	0,544	0,253
	0,611	0,225
	0,679	0,203
	0,747	0,184
	0,814	0,169
	0,882	0,156
	0,950	0,145
	1,017	0,135
	1,085	0,127
	1,153	0,119
	1,221	0,113
	1,288	0,107
	1,356	0,102
	1,424	0,097
	1,491	0,092
	1,559	0,088
	1,627	0,085
	1,694	0,081
	1,762	0,078
	1,830	0,075
$T_D \leftarrow$	1,898	0,073
	1,998	0,065
	2,098	0,059
	2,198	0,054
	2,298	0,049
	2,398	0,045
	2,498	0,042
	2,598	0,039
	2,699	0,036
	2,799	0,033
	2,899	0,031
	2,999	0,029
	3,099	0,027
	3,199	0,026
	3,299	0,024
	3,399	0,023
	3,499	0,021
	3,600	0,020
	3,700	0,019
	3,800	0,018
	3,900	0,017
	4,000	0,016

#### 6.4 EFFETTI DINAMICI DOVUTI AI VEICOLI - PRESSIONE DINAMICA

Secondo quanto riportato al punto A.2.3.1 della UNI EN 1794-1 nel progetto della barriera si deve tener conto dall'azione dovuta alla pressione dinamica generata dai veicoli in transito.

Per la situazione in esame, si può far cautelativamente riferimento al caso b) riportato in UNI EN 1794-1:

*“traffico dei veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h”,*

che prevede di applicare il seguente valore di pressione dinamica

$$q_{(v)} = 800 \text{ Pa (0,80 kNm}^{-2}\text{)}.$$

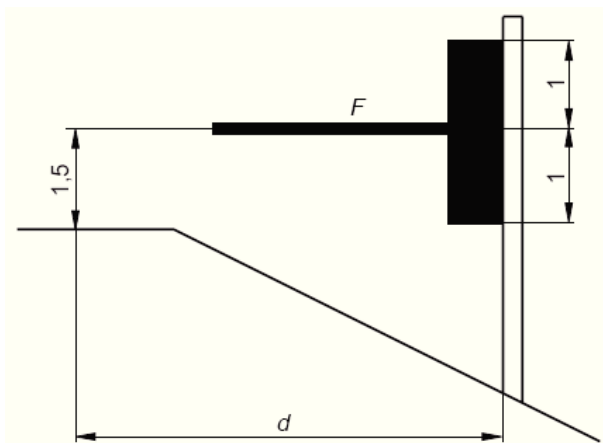
Il punto A.2.1 della UNI EN 1794-1 avverte, inoltre, di non considerare agenti simultaneamente l'azione del vento e la pressione dinamica dovuta ai veicoli. Di conseguenza, essendo il valore della pressione dinamica inferiore alle pressioni esercitate dal vento (valori riportati al paragrafo 6.2.1), si può concludere che gli effetti dinamici dovuti ai veicoli non sono dimensionanti per i montanti, e nel seguito dalla presente relazione non verranno riportate le verifiche con riferimento alle combinazioni dei pesi propri con tali azioni.

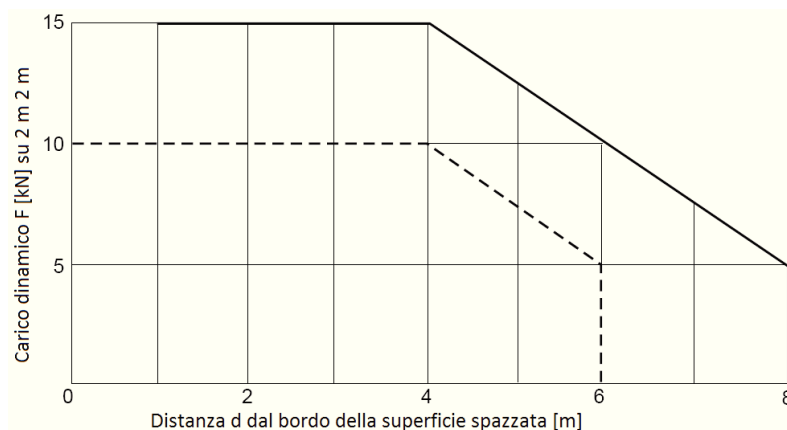
#### 6.5 FORZE DINAMICHE DOVUTE ALLA RIMOZIONE DELLA NEVE

Gli effetti delle forze dinamiche dovute alla rimozione della neve sono valutati con riferimento all'Appendice E della UNI EN 1794-1.

Il punto E.1 della UNI EN 1794-1 prevede di non assumere agenti simultaneamente l'azione del vento ed il carico dinamico causato dalla rimozione della neve.

Il carico dinamico causato dalla pulizia della neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera. Il carico è assunto distribuito uniformemente su un'area di 2 m × 2 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1,5 m al di sopra del livello stradale. Il valore della forza risultante è ottenuto dalla figura E.1 della UNI EN 1794-1, in funzione della velocità di spazzamento e della posizione plano-altimetrica della barriera rispetto alla sede stradale.





Il carico dinamico da rimozione neve quindi è  $F = 15 \text{ kN}$

### 6.5.1 URTO DEI VEICOLI SUI MURI

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto.

Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale, con  $F_{d,y} = 0,50F_{d,x}$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III. NTC 2008

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000

Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione  $F$  deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

La forza ortogonale alla barriera  $F_{d,y} = 0,5 \times 1000 = 500 \text{ kN}$

### 6.5.2 URTO DEI VEICOLI SULLE BARRIERE FONOASSORBENTI INTEGRATE

Si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza (barriere FOA integrate) attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa è considerata agente 1.00 m sopra il livello del piano di marcia e deve essere applicata su una linea di lunghezza pari a 0.50 m.

Qualora l'azione dell'urto di veicoli in svio venga ripartita da barriere di contenimento, tale azione verrà convenzionalmente ripartita su tre montanti della barriera secondo la seguente distribuzione:

12.5 kN (I montante) + 75 kN (II montante) + 12.5 kN (III montante)

Il carico agente concentrato alla base del montante si ridistribuisce lungo l'elemento strutturale fino alla sezione di verifica secondo una diffusione a  $45^\circ$ .

### 6.5.3 CARICHI RISULTANTI PER UN MONTANTE

Si calcola il carico totale uniforme distribuito che grava su ogni montante moltiplicando il carico caratteristico per l'interasse dei montanti.

**CARICHI SUI MONTANTI INTERASSE 2,25 m**

interasse 2,25 m

**G1**

HEA (160) 0,304 kN/m

**G2**

Pannelli in alluminio e PMMA 1,125 kN/m

pannello in cls 8,437 kN/m su 0,5 m dal muro

**VENTO SEZIONE CORRENTE**

q(z&lt;zmin) 2,52 kN/m

**VENTO SEZIONE BORDO**

q(cp 1,4) 2,947 kN/m

q(cp 1,8) 3,787 kN/m

q(cp 2,1) 4,418 kN/m

**PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE**

q 1,8 kN/m

**CARICO DINAMICO RIMOZIONE NEVE**

F 15 kN

p equivalente 3,75 kN/m<sup>2</sup>

quota 1,5 m da p.s.

**URTO DEI VEICOLI SU MURO**

F 500,000 kN

p equivalente 666,667 kN/m<sup>2</sup>

quota 1,25 m da p.s.

**URTO SU BARRIERA INTEGRATA**

F 1 12,500 kN

quota 1 m da p.s.

F 2 75,000 kN

quota 1 m da p.s.

F 3 12,500 kN

quota 1 m da p.s.

**CARICHI SUI MONTANTI i = 3 m**

interasse 3 m

**G1**

HEA240 0,6 kN/m

HEB300 1,17 kN/m

HEB400 1,554 kN/m

**G2**

Pannelli in alluminio e PMMA 1,5 kN/m

pannello in cls 11,25 kN/m su 0,5 m dal muro

**VENTO SEZIONE CORRENTE**

q(z=12m) 3,36 kN/m

q(z=17m) 3,804 kN/m

**VENTO SEZIONE BORDO**

q(cp 1,4); z =12 m 2,947 kN/m

q(cp 1,8); z =12 m 3,787 kN/m

q(cp 2,1); z =12 m 4,418 kN/m

q(cp 1,8) ; z =17 m 5,707 kN/m

**PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE**

q 1,8 kN/m

**CARICO DINAMICO RIMOZIONE NEVE**

F 15 kN

quota 1,5 m da p.s.

p equivalente 3,75 kN/m<sup>2</sup>**URTO DEI VEICOLI SU MURO**

F 500,000 kN

quota 1,25 m da p.s.

p equivalente 666,667 kN/m<sup>2</sup>

Impornta 1,5x0,5 m

## 6.6 COMBINAZIONI DI CARICO

- Combinazione fondamentale delle azioni allo stato limite ultimo STR e GEO:

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

- Combinazione rara delle azioni allo stato limite di esercizio:

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

- Combinazione dell'azione sismica E

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

- Combinazione delle azioni eccezionali  $A_d$  per lo stato limite ultimo

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nel prospetto di seguito si riportano le combinazioni delle azioni considerate per i vari stati limite.

### COMBINAZIONE AGLI SLU STR

Coefficienti parziali di sicurezza A1 per STR

	sfavorevole	favorevole
$\gamma_{G1}$	1,3	1
$\gamma_{G2}$	1,5	0
$\gamma_Q$	1,5	0
Coefficienti di contemporaneità $\psi_0$		
VENTO	0,6	
NEVE	0,5	$q < 1000m$

### VENTO ESTERNO

G2 UNITARI PER MASSIMA TRAZIONE SUI MICROPALI

$$1) \quad 1G1 + 1G2 + 1,5 Q_{\text{vento}} + 0 Q_s$$

G AMPLIFICATII PER MASSIMA COMPRESSIONE SUI MICROPALI

$$2) \quad 1,3G1 + 1,5G2 + 1,5 Q_{\text{vento}} + 1,5 \times 0,5 Q_s$$

### VENTO INTERNO

G2 UNITARI PER MASSIMA TRAZIONE SUI MICROPALI

$$3) \quad 1G1 + 1G2 + 1,5 Q_{\text{vento}}$$

G AMPLIFICATII PER MASSIMA COMPRESSIONE SUI MICROPALI

$$4) \quad 1,3G1 + 1,5G2 + 1,5 Q_{\text{vento}}$$

### NEVE

$$5) \quad 1,3G1 + 1,5G2 + 1,5 Q_s + 1,5 \times 0,6 Q_{\text{vento}}$$

PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE  $Q_{dv}$

$$6) \quad 1,3G1 + 1,3G2 + 1,5 Q_{dv}$$

CARICO DINAMICO RIMOZIONE NEVE  $Q_m$

$$7) \quad 1,3G1 + 1,3G2 + 1,5 Q_m$$

### COMBINAZIONE AGLI SLU GEO

Coefficienti parziali di sicurezza A1 per GEO

	sfavorevole	favorevole
$\gamma_{G1}$	1	1

$\gamma_{G2}$	1,3	0
$\gamma_Q$	1,3	0
Coefficienti di contemporaneità $\psi_0$		
VENTO	0,6	
NEVE	0,5	$q < 1000m$

**VENTO ESTERNO**

G2 UNITARI PER MASSIMA TRAZIONE SUI MICROPALI

$$8) 1G1 + 1G2 + 1,3 Q_{vento}$$

G AMPLIFICATII PER MASSIMA COMPRESSIONE SUI MICROPALI

$$9) 1G1 + 1,3G2 + 1,3 Q_{vento} + 1,3 \times 0,5 Q_s$$

**VENTO INTERNO**

G2 UNITARI PER MASSIMA TRAZIONE SUI MICROPALI

$$10) 1G1 + 1G2 + 1,3 Q_{vento}$$

G AMPLIFICATII PER MASSIMA COMPRESSIONE SUI MICROPALI

$$11) 1G1 + 1,3G2 + 1,3 Q_{vento}$$

**NEVE**

$$12) 1G1 + 1,3G2 + 1,3 Q_s + 1,3 \times 0,6 Q_{vento}$$

**PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE  $Q_{dv}$** 

$$13) 1G1 + 1,3G2 + 1,3 Q_{dv}$$

**CARICO DINAMICO RIMOZIONE NEVE  $Q_m$** 

$$14) 1G1 + 1,3G2 + 1,3 Q_m$$

**COMBINAZIONI SLE RARA**
**VENTO ESTERNO**

$$15) 1G1 + 1G2 + 1Q_{vento\ est} + 0,5 Q_s$$

**VENTO INTERNO**

$$16) 1G1 + 1G2 + 1Q_{vento\ int} + 0 Q_s$$

**PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE**

$$17) 1G1 + 1G2 + 1Q_{dv}$$

**CARICO DINAMICO RIMOZIONE NEVE**

$$18) 1G1 + 1G2 + 1Q_m$$

<b>SISMA <math>E_d</math></b>		
Coefficienti di contemporaneità $\psi_2$		
VENTO		0
NEVE		0
<b>19) <math>1G1 + 1G2 + E_d(SLV)</math></b>		

<b>COMBINAZIONE PER AZIONI ECCEZIONALI</b>	
<b>URTO</b>	
<b>20) <math>1G1 + 1G2 + 1*URTO</math></b>	

Riguardo alla combinazione del vento si deve applicare due volte, una per il vento dall'interno ed una per il vento dall'esterno della carreggiata ai fini delle verifiche degli elementi di fondazione.

## 7 MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni di progetto di ciascuna barriera, sia per quanto riguarda le strutture metalliche sia le fondazioni derivano da un'analisi effettuata mediante un modello FEM complessivo nel quale:

- 1- gli elementi di carpenteria metallica sono modellati con elementi tipo "frame";
- 2- i muri, le zattere e i cordoli sono discretizzati con elementi "shell";
- 3- i micropali sono modellati con elementi tipo "frame".

La ripartizione delle azioni sui micropali è quindi effettuata direttamente attraverso il modello di calcolo. L'interazione suolo struttura è stata tenuta in conto vincolando orizzontalmente i nodi delle aste che modellano i micropali con molle a comportamento elastico lineare caratterizzate da una rigidità costante con la profondità espressa attraverso il coefficiente  $k_h=30000 \text{ kNm}^{-3}$ .

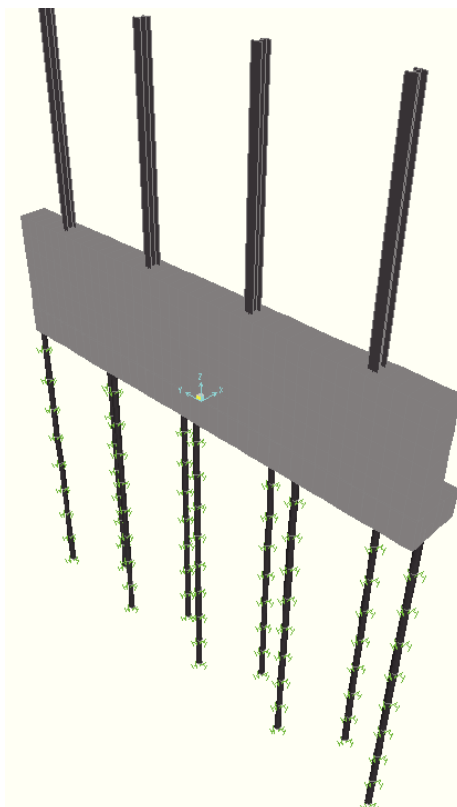


Figura 7.1 – Vista estrusa di uno dei modelli FEM per il calcolo delle sollecitazioni agenti sulle strutture.

## 8 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI

montante	combinazione		N(kN)(- comp)	V2(kN)	M3(kNm)
FOA 3 (corrente)	V. EST. G UNI. STR		-5,004	13,23	23,152
	V. EST. G AMPL. STR		-7,292	13,23	23,152
	V. INT. G UNI. STR		-5,004	-13,23	-23,152
	V. INT. G AMPL. STR		-7,292	-13,23	-23,152
	SISMA SLV	Max	-5,004	0,723	2,531
	SISMA SLV	Min	-5,004	-0,723	-2,531
	COMB. URTO		-5,004	-75	-75
	V. EST. G UNI. GEO		-5,004	11,466	20,065
	V. EST. G AMPL. GEO		-6,185	11,466	20,065
	V. INT. G UNI. GEO		-5,004	-11,466	-20,065
	V. INT. G AMPL. GEO		-6,185	-11,466	-20,065
	P. VEIC. STR		-7,292	-9,45	-16,537
	P. VEIC. GEO		-6,185	-8,19	-14,332
	RIM. NEVE STR		-7,292	-22,5	-33,75
	RIM. NEVE GEO		-6,185	-19,5	-29,25
FOA 5E FOA 9E (bordo)	V. EST. G UNI. STR		-7,148	22,103	55,256
	V. EST. G AMPL. STR		-10,417	22,103	55,256
	V. INT. G UNI. STR		-7,148	-22,103	-55,256
	V. INT. G AMPL. STR		-10,417	-22,103	-55,256
	SISMA SLV	Max	-7,148	1,033	5,166
	SISMA SLV	Min	-7,148	-1,033	-5,166
	COMB. URTO		-7,148	-75	-75
	V. EST. G UNI. GEO		-7,148	19,156	47,889
	V. EST. G AMPL. GEO		-8,835	19,156	47,889
	V. INT. G UNI. GEO		-7,148	-19,156	-47,889
	V. INT. G AMPL. GEO		-8,835	-19,156	-47,889
	P. VEIC. STR		-10,417	-13,5	-33,75
	P. VEIC. GEO		-8,835	-11,7	-29,25
	RIM. NEVE STR		-10,417	-22,5	-33,75
	RIM. NEVE GEO		-8,835	-19,5	-29,25
FOA 6A FOA 6B FOA 6D (corrente)	V. EST. G UNI. STR		-7,148	18,9	47,25
	V. EST. G AMPL. STR		-10,417	18,9	47,25
	V. INT. G UNI. STR		-7,148	-18,9	-47,25
	V. INT. G AMPL. STR		-10,417	-18,9	-47,25
	SISMA SLV	Max	-7,148	1,033	5,166
	SISMA SLV	Min	-7,148	-1,033	-5,166
	COMB. URTO		-7,148	-75	-75
	V. EST. G UNI. GEO		-7,148	16,38	40,95
	V. EST. G AMPL. GEO		-8,835	16,38	40,95
	V. INT. G UNI. GEO		-7,148	-16,38	-40,95
	V. INT. G AMPL. GEO		-8,835	-16,38	-40,95
	P. VEIC. STR		-10,417	-13,5	-33,75
	P. VEIC. GEO		-8,835	-11,7	-29,25
	RIM. NEVE STR		-10,417	-22,5	-33,75
	RIM. NEVE GEO		-8,835	-19,5	-29,25
FOA 6A (bordo)	V. EST. G UNI. STR		-7,148	33,135	82,838
	V. EST. G AMPL. STR		-10,417	33,135	82,838
	V. INT. G UNI. STR		-7,148	-33,135	-82,838
	V. INT. G AMPL. STR		-10,417	-33,135	-82,838
	SISMA SLV	Max	-7,148	1,033	5,166
	SISMA SLV	Min	-7,148	-1,033	-5,166

montante	combinazione		N(kN)(- comp)	V2(kN)	M3(kNm)
	COMB. URTO		-7,148	-75	-75
	V. EST. G UNI. GEO		-7,148	28,717	71,792
	V. EST. G AMPL. GEO		-8,835	28,717	71,792
	V. INT. G UNI. GEO		-7,148	-28,717	-71,792
	V. INT. G AMPL. GEO		-8,835	-28,717	-71,792
	P. VEIC. STR		-10,417	-13,5	-33,75
	P. VEIC. GEO		-8,835	-11,7	-29,25
	RIM. NEVE STR		-10,417	-22,5	-33,75
	RIM. NEVE GEO		-8,835	-19,5	-29,25
FOA 9A (bordo)	V. EST. G UNI. STR		-7,148	28,403	71,006
	V. EST. G AMPL. STR		-10,417	28,403	71,006
	V. INT. G UNI. STR		-7,148	-28,403	-71,006
	V. INT. G AMPL. STR		-10,417	-28,403	-71,006
	SISMA SLV	Max	-7,148	1,033	5,166
	SISMA SLV	Min	-7,148	-1,033	-5,166
	COMB. URTO		-7,148	-75	-75
	V. EST. G UNI. GEO		-7,148	24,616	61,539
	V. EST. G AMPL. GEO		-8,835	24,616	61,539
	V. INT. G UNI. GEO		-7,148	-24,616	-61,539
	V. INT. G AMPL. GEO		-8,835	-24,616	-61,539
	P. VEIC. STR		-10,417	-13,5	-33,75
	P. VEIC. GEO		-8,835	-11,7	-29,25
	RIM. NEVE STR		-10,417	-22,5	-33,75
	RIM. NEVE GEO		-8,835	-19,5	-29,25

montante	combinazione		N(kN)(- comp)	V2(kN)	M3(kNm)
FOA 07(corrente)	V. EST. G UNI. STR		-10,514	25,245	63,113
	V. EST. G AMPL. STR		-15,169	25,245	63,113
	V. INT. G UNI. STR		-10,514	-25,245	-63,113
	V. INT. G AMPL. STR		-15,169	-25,245	-63,113
	V. EST. G UNI. GEO		-10,514	21,879	54,698
	V. EST. G AMPL. GEO		-12,764	21,879	54,698
	V. INT. G UNI. GEO		-10,514	-21,879	-54,698
	V. INT. G AMPL. GEO		-12,764	-21,879	-54,698
FOA 10(corrente)	V. EST. G UNI. STR		-6,519	15,652	24,260
	V. EST. G AMPL. STR		-9,405	15,652	24,260
	V. INT. G UNI. STR		-6,519	-15,652	-24,260
	V. INT. G AMPL. STR		-9,405	-15,652	-24,260
	V. EST. G UNI. GEO		-6,519	13,565	21,026
	V. EST. G AMPL. GEO		-7,914	13,565	21,026
	V. INT. G UNI. GEO		-6,519	-13,565	-21,026
	V. INT. G AMPL. GEO		-7,914	-13,565	-21,026
FOA 10(bordo)	V. EST. G UNI. STR		-6,519	27,393	42,459
	V. EST. G AMPL. STR		-9,405	27,393	42,459
	V. INT. G UNI. STR		-6,519	-27,393	-42,459
	V. INT. G AMPL. STR		-9,405	-27,393	-42,459
	V. EST. G UNI. GEO		-6,519	23,741	36,798
	V. EST. G AMPL. GEO		-7,914	23,741	36,798
	V. INT. G UNI. GEO		-6,519	-23,741	-36,798
	V. INT. G AMPL. GEO		-7,914	-23,741	-36,798

montante	combinazioni	N(kN)(- comp)	V2(kN)	M3(kNm)
FOA 1A FOA 5A FOA 5C FOA 9C verticale (HEB 400)	V. EST. G UNI. STR	-56,689	73,068	385,052
	V. EST. G AMPL. STR	-70,676	73,068	399,028
	V. INT. G UNI. STR	3,843	-73,068	-345,626
	V. INT. G AMPL. STR	-6,645	-73,068	-337,837
	COMB. NEVE STR	-62,070	43,841	259,080
	V. EST. G UNI. GEO	-52,653	63,326	336,340
	V. EST. G AMPL. GEO	-59,528	63,326	344,515
	V. INT. G UNI. GEO	-0,193	-63,326	-296,914
	V. INT. G AMPL. GEO	-4,034	-63,326	-294,102
	COMB. NEVE GEO	-52,069	37,995	223,226
	SISMA SLV	-25,055	3,623	46,580
	SISMA SLV	-27,791	-3,623	-7,154
FOA 1A FOA 5A FOA 5C FOA 9C sbraccio (HEB 300)	V. EST. G UNI. STR	-7,885	-50,687	-126,717
	V. EST. G AMPL. STR	-13,476	-56,278	-140,693
	V. INT. G UNI. STR	-7,885	34,917	87,291
	V. INT. G AMPL. STR	-11,001	31,801	79,502
	COMB. NEVE STR	-15,951	-41,632	-104,079
	V. EST. G UNI. GEO	-7,885	-44,980	-112,450
	V. EST. G AMPL. GEO	-11,155	-48,250	-120,625
	V. INT. G UNI. GEO	-7,885	29,210	73,024
	V. INT. G AMPL. GEO	-9,010	28,085	70,212
	COMB. NEVE GEO	-13,300	-35,557	-88,892
	SISMA SLV	-7,212	-5,770	-9,135
	SISMA SLV	-8,558	-10,001	-30,291

montante	sezione	combinazioni	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
HEA 240	alla base	V. EST. G UNI. STR	-6,31	5,81	-5,29
		V. EST. G AMPL. STR	-9,10	5,81	-5,29
		V. INT. G UNI. STR	-6,31	-5,81	5,29
		V. INT. G AMPL. STR	-9,10	-5,81	5,29
		P. VEIC. STR	-9,10	-3,43	1,88
		V. EST. G UNI. GEO	-6,31	5,04	-4,59
		V. EST. G AMPL. GEO	-7,66	5,04	-4,59
		V. INT. G UNI. GEO	-6,31	-5,04	4,59
		V. INT. G AMPL. GEO	-7,66	-5,04	4,59
		P. VEIC. GEO	-7,66	-2,97	1,63
		SISMA SLV	-6,31	2,50	7,49
		SISMA SLV	-6,31	-2,50	-7,49
HEA 240	a 1,5 m dalla base	V. EST. G UNI. STR	-3,15	-1,76	-8,33
		V. EST. G AMPL. STR	-4,55	-1,76	-8,33
		V. INT. G UNI. STR	-3,15	1,76	8,33
		V. INT. G AMPL. STR	-4,55	1,76	8,33
		P. VEIC. STR	-4,55	0,63	3,98
		V. EST. G UNI. GEO	-3,15	-1,53	-7,22
		V. EST. G AMPL. GEO	-3,83	-1,53	-7,22
		V. INT. G UNI. GEO	-3,15	1,53	7,22
		V. INT. G AMPL. GEO	-3,83	1,53	7,22
		P. VEIC. GEO	-3,83	0,54	3,45
		SISMA SLV	-3,15	2,50	3,75
		SISMA SLV	-3,15	-2,50	-3,75

## 9 VERIFICA DEI MONTANTI

### 9.1 VERIFICA DI DEFORMABILITA'

La verifica di deformabilità del montante viene eseguita considerando il montante incastrato alla base. In base a quanto previsto dalla Norma EN 1794-1 § A.3.2.2, occorre verificare che la deformazione massima in sommità del montante risulti inferiore al seguente valore ammissibile:

$d_{hmax}$	$L_s/150$	per $H_{nrd} > 4,5$ m
$d_{hmax}$	30 mm	per $3 < H_{nrd} < 4,5$ m
$d_{hmax}$	$L_s/100$	per $H_{nrd} < 3$ m

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per le diverse (e non simultanee) azioni variabili (pressione del vento, pressione dinamica dei veicoli e carico da rimozione neve) in funzione dell'effettiva distribuzione del carico sulla struttura portante.

### 9.2 VERIFICA DI RESISTENZA

La verifica di resistenza è stata effettuata in termini tensionali (verifica elastica) controllando che risulti:

$$\frac{\sigma_{id}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} = \frac{\sqrt{\left(\frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{ed}}{J_y}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{ed}}{A_w}\right)^2}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \leq 1$$

dove:

- $N_{ed}$  è la forza assiale di progetto;
- $M_{ed}$  è il momento flettente di progetto;
- $V_{ed}$  è il taglio di progetto;
- $A$  è l'area della sezione trasversale del montante;
- $J_y$  è il momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse  $y$ ;
- $A_w$  è l'area dell'anima della sezione trasversale del montante;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- $\gamma_{M0}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza pari a 1,05.

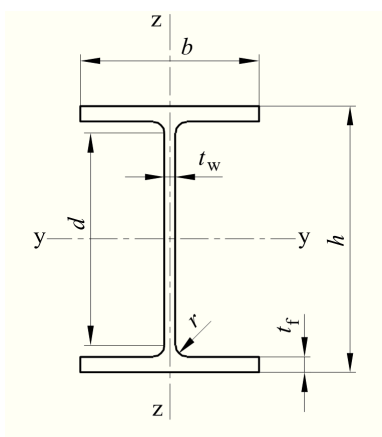


Figura 9.1 – Sezione di base dei montanti

### 9.3 VERIFICA DI STABILITA'

La verifica di stabilità è stata condotta secondo quanto riportato al punto C4.2.4.1.3.3.2 "Metodo B" della Circolare 02/02/2009 ossia al punto 6.3.3 della normativa EN 1993-1-1.

Tale controllo è soddisfatto se risultano verificate le due seguenti relazioni:

$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$
$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove:

- $N_{ed}$  è la forza assiale di progetto;
- $M_{y,ed}$  è il momento flettente di progetto;
- $A$  è l'area della sezione trasversale del montante;
- $W_y$  è il modulo di resistenza della sezione trasversale attorno all'asse y;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- $\gamma_{M1}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la stabilità pari a 1,1;
- $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$  sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale;
- $k_{yy}, k_{zy}$  sono i coefficienti d'interazione.

**9.4 RISULTATI DEI CALCOLI****9.4.1 BARRIERE INTEGRATE**

**Le barriere integrate, di sicurezza ed antirumore, ed i rispettivi basamenti ed ancoraggi non sono soggetti a verifica, poiché vengono sottoposti a crash test ed omologazione dalle ditte costruttrici.**

Di seguito verranno quindi riportati solo i calcoli delle azioni sollecitanti.

Relativamente alla deformabilità delle barriere integrate viene rimessa al produttore la verifica prestazionale ai sensi della Norma EN 1794 - 1.

**9.4.2 BARRIERE DISACCOPPIATE**FOA 07- FOA 08- FOA 10

La verifica di resistenza e di stabilità del montante agli stati limite ultimi è stata eseguita per la combinazione di carico 2 relativamente al montante della FOA 07 corrente in quanto porta a sollecitazioni più gravose.

La verifica di deformabilità sotto l'azione del vento si esegue per entrambe i montanti delle due barriere.

**CARATTERISTICHE GEOMETRICO - MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE**

Profilo / tipologia di sezione		<b>HEA 240</b>	<b>LAMINATA</b>
Modulo elastico del materiale	E <sub>s</sub>	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico tangenziale del materiale	G	807692	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	f <sub>y</sub>	3550	daN/cm <sup>2</sup>
fattore epsilon	e	0,814	-
Fattore parziale per instabilità	g <sub>M1</sub>	1,05	-
Fattore parziale per resistenza	g <sub>M0</sub>	1,05	-
Coefficiente h - comportamento a taglio dell'anima	h	1,00	-
Altezza sezione	h	23,0	cm
Larghezza sezione / flangia	b	24,0	cm
Altezza anima	h <sub>w</sub>	20,60	cm
Altezza anima per classificazione tens normali (esclusi raccordi)	c	16,40	cm
spessore anima	t <sub>w</sub>	0,75	cm
spessore flangia	t <sub>f</sub>	1,20	cm
Raccordo	r	2,10	cm
Parametro "a" EN1991-1-1 [6.2.9(5)] - interazione N-M	a	0,250	-
Area della sezione	A	76,84	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni laminate	A <sub>w_L</sub>	15,45	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni saldate	A <sub>w_S</sub>	15,45	cm <sup>2</sup>
Rapporto : area flangia / area anima	A <sub>f</sub> / A <sub>w</sub>	1,864	OK
Momento d'inerzia massimo della sezione	J <sub>y</sub>	7763,00	cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia minimo della sezione	J <sub>z</sub>	2769,00	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano z-z	W <sub>ely</sub>	675,10	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano y-y	W <sub>elz</sub>	230,70	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano z-z	W <sub>ply</sub>	744,60	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano y-y	W <sub>plz</sub>	351,70	cm <sup>3</sup>
Raggio d'inerzia lungo z	i <sub>z</sub>	10,05	cm
Raggio d'inerzia lungo y	i <sub>y</sub>	6,00	cm
Momento di inerzia torsionale Saint-Venant	J <sub>T</sub>	41,55	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale settoriale	J <sub>w</sub>	328500	cm <sup>6</sup>
Momento statico della flangia rispetto a G - direzione Z	S <sub>y_1</sub>	313,92	cm <sup>3</sup>
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Z	S <sub>y_2</sub>	372,30	cm <sup>3</sup>
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Y	S <sub>z_2</sub>	175,85	cm <sup>3</sup>
Peso del profilo per unità di lunghezza	p	60,32	daN/m

**SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: RESIST. SLU-SLV**

Forza normale	NEd	15,17	kN
Momento flettente agente lungo z [attorno a y-y]	My Ed	63,113	kNm
Taglio lungo z-z	Vz Ed	25,245	kN

**VERIFICA DI RESISTENZA ELASTICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE + TAGLIO - EN 1993-1-1:2005**

[6.2.1]

Tensione normale dovuta alla N	sN	20	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale dovuta alla M <sub>y</sub>	sMy	935	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale dovuta alla M <sub>z</sub>	sMz	0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - FLANGIA fibra esterna	sEd,max	955	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - FLANGIA fibra media	sEd,max,med	906	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - ANIMA attacco con flangia	sEd,w	857	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco con l'ala - direzione Z	tEd,min,z	136	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale massima in mezzeria - direzione Z	tEd,max,z	161	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale con ridistribuzione plastica secondo EN1993-1-1 [6.2.6(5)]	tEd,med,z	163	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale massima in mezzeria - direzione Y	tEd,max,y	0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale all'attacco anima - ala	sid,web	902	daN/cm <sup>2</sup>
Esito verifica tensioni normali	0,282	<1,0	VERIFICA
Esito verifica tensioni tangenziali <b>TENSIONE MAX</b>	0,083	<1,0	VERIFICA
Esito verifica di interazione sull'anima	0,267	<1,0	VERIFICA

**VERIFICHE DI STABILITA' EN1993-1-1 [6.3]**

TIPOLOGIA DI VERIFICA		ELASTICA	
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a y (direzione forte)	Lcr, y-y	10,00	m
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a z (direzione debole)	Lcr, z-z	10,00	m
Lunghezza critica instabilità flesso-torsionale	Lcr,LTB	10,00	m
Lunghezza critica instabilità torsionale	Lcr,T	10,00	m
Rapporto geometrico	h/b	0,96	
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a y (direzione forte)	□□y-y	0,34	[b]
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a z (direzione debole)	□□z-z	0,49	[c]
Fattore di imperfezione per instabilità flesso-torsionale	□Lt	0,34	[b]
Valore di λ <sub>LT,0</sub> [0,2 ≤ λ <sub>LT,0</sub> ≤ 0,4]	□LT,0	0,4	
Valore di β [0,75 ≤ □ ≤ 1,0]	□	0,75	
Fattore kc	kc	1,000	
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a y (secondo asse forte)	Ncr,y	1609,0	kN
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a z (secondo asse debole)	Ncr,z	573,9	kN
Carico critico per instabilità torsionale (e flesso-torsionale)	NCR,TF = NCR,T	2945,2	kN
Momento critico instabilità latero-torsionale	Mcr,LTB	1238,00	kNm

**STABILITA' A COMPRESSIONE - FLEXURAL BUCKLING EN1993-1-1 [6.3.1.3]**

Snellezza di proporzionalità EN1993-1-1 [6.3.1.3]	l1	76,40	
Snellezza adim. per compr. direzione z - attorno a y (secondo asse forte)	ly	1,302	
Parametro Ø	Øy	1,535	
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cy	0,426	
Snellezza adim. per compr. direzione y - attorno a z (secondo asse debole)	lz	2,180	
Parametro Ø	Øz	3,362	

Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cz	0,169	
Forza assiale resistente per compressione	Nb,Rd	438,7	kN
Esito verifica stabilità a compressione semplice	0,035	<1,0	VERIFICA

**STABILITA' A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - EN 1993-1-1:2005 [6.3.3 + Method 2 (Annex B)]**

TIPOLOGIA DI ELEMENTO Annex B Method 2	<b>MEMBRATURA SOGGETTA A DEFORMAZIONI TORSIONALI</b>		
Forza normale di progetto	Ned	<b>15,17</b>	kN
Momento flettente di progetto direzione z-z [attorno a y-y]	My_ed	<b>63,11</b>	kNm
Momento flettente di progetto direzione y-y [attorno a z-z]	Mz_ed	<b>0,00</b>	kNm
Forza normale resistente	N_Rk	2728	kN
Momento resistente di progetto direzione z-z	My_Rk	239,7	kNm
Momento resistente di progetto direzione y-y	Mz_Rk	81,9	kNm
Rapporto geometrico	h/b	0,96	
Fattore di imperfezione per flessione semplice attorno a Y	a_Lt	0,34	
Snellezza latero-torsionale	ILt	0,440	
Parametro ØLT	ØLt	0,579	
Limitazione superiore di ChiLt	1/ILt^2	5,17	
Fattore di riduzione per instabilità flesso- torsionale	cLt	0,984	
Fattore f	fRed,M	1,000	
Fattore di riduzione per instabilità flesso- torsionale modificato	cLt,mod	0,984	
Fattore CmLt	Cm_Lt	<b>0,600</b>	
Fattore Cm <sub>y</sub>	Cm_y	<b>0,600</b>	
Fattore Cm <sub>z</sub>	Cm_z	<b>0,600</b>	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[l_y] max	1,000	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[l_z] max	1,000	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [ny = Ned / (c_y*NRk/GM1)]	ny	0,014	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [nz = Ned / (c_z*NRk/GM1)]	nz	0,035	
kyy [Table B.1]	kyy_el [Table B.1]	0,605	
kzy [Table B.1]	kzy_el [Table B.1]	0,484	
kzy_el	kzy_el [Table B.2]	0,995	
Fattore kyy	kyy	0,605	
Fattore kzy	kzy	0,995	
Esito verifica stabilità flesso-torsionale eq. 6.61 EN1993-1-1	0,184	<1,00	VERIFICA
Esito verifica stabilità flesso-torsionale eq. 6.62 EN1993-1-1	0,314	<1,00	VERIFICA

**DEFORMABILITA' DEL MONTANTE**

MONTANTE FOA 07 corrente			
Azione (max) del vento sul montante [CNR 10011/97 par. 4.2.1]	qv	<b>3,36</b>	kN/m
Altezza deformabile del montante	Hnrd	<b>5</b>	m
Spostamento letto dal modello di calcolo	fv_mod	<b>1,6</b>	cm
Spostamento laterale in testa dovuto all'azione nominale del vento	fv_auto		cm
Spostamento limite = Ls / 150	fv_lim	3,3	cm
Esito verifica di deformabilità	DA MODELLO	soddisfatta	
MONTANTE FOA 10 bordo			
Azione (max) del vento sul montante [CNR 10011/97 par. 4.2.1]	qv	<b>5,89</b>	kN/m
Altezza deformabile del montante	Hnrd	<b>3,1</b>	m
Spostamento letto dal modello di calcolo	fv_mod	<b>0,4</b>	cm
Spostamento laterale in testa dovuto all'azione nominale del vento	fv_auto		cm
Spostamento limite = 30 mm	fv_lim	3	cm
Esito verifica di deformabilità	DA MODELLO	soddisfatta	

FOA 1A, FOA 5A, FOA 5C, FOA 9C

La verifica di resistenza e di stabilità del montante agli stati limite ultimi è stata eseguita per la combinazione di carico 2 in quanto conduce a sollecitazioni più gravose.

**CARATTERISTICHE GEOMETRICO - MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE**

Profilo / tipologia di sezione		<b>HEB 400</b>	<b>LAMINATA</b>
Modulo elastico del materiale	$E_s$	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico tangenziale del materiale	$G$	807692	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	$f_y$	3550	daN/cm <sup>2</sup>
fattore epsilon	$e$	0,814	-
Fattore parziale per instabilità	$g_{M1}$	1,05	-
Fattore parziale per resistenza	$g_{M0}$	1,05	-
Coefficiente h - comportamento a taglio dell'anima	$h$	1,00	-
Altezza sezione	$h$	40,0	cm
Larghezza sezione / flangia	$b$	30,0	cm
Altezza anima	$h_w$	35,20	cm
Altezza anima per classificazione tens normali (esclusi raccordi)	$c$	29,80	cm
spessore anima	$t_w$	1,35	cm
spessore flangia	$t_f$	2,40	cm
Raccordo	$r$	2,70	cm
o			
Parametro "a" EN1991-1-1 [6.2.9(5)] - interazione N-M	$a$	0,272	-
Area della sezione	$A$	197,80	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni laminate	$A_{w\_L}$	47,52	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni saldate	$A_{w\_S}$	47,52	cm <sup>2</sup>
Rapporto : area flangia / area anima	$A_f / A_w$	1,515	OK
Momento d'inerzia massimo della sezione	$J_y$	57680,00	cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia minimo della sezione	$J_z$	10820,00	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano z-z	$W_{ely}$	2884,00	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano y-y	$W_{elz}$	721,30	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano z-z	$W_{ply}$	3232,00	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano y-y	$W_{plz}$	1104,00	cm <sup>3</sup>
Raggio d'inerzia lungo z	$i_z$	17,08	cm
Raggio d'inerzia lungo y	$i_y$	7,40	cm
Momento di inerzia torsionale Saint-Venant	$J_T$	355,70	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale settoriale	$J_w$	3817000	cm <sup>6</sup>
Momento statico della flangia rispetto a G - direzione Z	$S_{y\_1}$	1353,60	cm <sup>3</sup>
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Z	$S_{y\_2}$	1616,00	cm <sup>3</sup>
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Y	$S_{z\_2}$	552,00	cm <sup>3</sup>
Peso del profilo per unità di lunghezza	$p$	155,27	daN/m

Profilo / tipologia di sezione		<b>HEB 300</b>	<b>LAMINATA</b>
Modulo elastico del materiale	$E_s$	2100000	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico tangenziale del materiale	$G$	807692	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento	$f_y$	3550	daN/cm <sup>2</sup>
fattore epsilon	$e$	0,814	-
Fattore parziale per instabilità	$g_{M1}$	1,05	-
Fattore parziale per resistenza	$g_{M0}$	1,05	-
Coefficiente h - comportamento a taglio dell'anima	$h$	1,00	-
Altezza sezione	$h$	30,0	cm
Larghezza sezione / flangia	$b$	30,0	cm
Altezza anima	$h_w$	26,20	cm
Altezza anima per classificazione tens normali (esclusi raccordi)	$c$	20,80	cm
spessore anima	$t_w$	1,10	cm
spessore flangia	$t_f$	1,90	cm
Raccordo	$r$	2,70	cm
Parametro "a" EN1991-1-1 [6.2.9(5)] - interazione N-M	$a$	0,235	-
Area della sezione	$A$	149,10	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni laminate	$A_{w\_L}$	28,82	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio per sezioni saldate	$A_{w\_S}$	28,82	cm <sup>2</sup>

Rapporto : area flangia / area anima	Af / Aw	1,978	OK
Momento d'inerzia massimo della sezione	Jy	25170,00	cm
Momento d'inerzia minimo della sezione	Jz	8563,00	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano z-z	Wely	1678,00	cmc
Modulo di resistenza elastico per sollecitazioni sul piano y-y	Welz	570,90	cmc
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano z-z	Wply	1869,00	cmc
Modulo di resistenza plastico per sollecitazioni sul piano y-y	Wplz	870,10	cmc
Raggio d'inerzia lungo z	iz	12,99	cm
Raggio d'inerzia lungo y	iy	7,58	cm
Momento di inerzia torsionale Saint-Venant	J <sub>T</sub>	185,00	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia torsionale settoriale	J <sub>w</sub>	1688000	cm <sup>6</sup>
Momento statico della flangia rispetto a G - direzione Z	S <sub>y_1</sub>	800,85	cmc
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Z	S <sub>y_2</sub>	934,50	cmc
Momento statico di metà sezione rispetto a G - direzione Y	S <sub>z_2</sub>	435,05	cmc
Peso del profilo per unità di lunghezza	p	117,04	daN/m

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: RESIST. SLU-SLV			
<b>HEB 400</b>			
Forza normale	NEd	70,68	kN
Momento flettente agente lungo z [attorno a y-y]	My Ed	399,03	kNm
Taglio lungo z-z	Vz Ed	73,07	kN
<b>HEB 300</b>			
Forza normale	NEd	13,48	kN
Momento flettente agente lungo z [attorno a y-y]	My Ed	140,69	kNm
Taglio lungo z-z	Vz Ed	56,28	kN

VERIFICA DI RESISTENZA ELASTICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE + TAGLIO - EN 1993-1-1:2005 [6.2.1]				
<b>HEB 400</b>				
Tensione normale dovuta alla N	sN	36	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione normale dovuta alla M <sub>y</sub>	sMy	1384	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione normale dovuta alla M <sub>z</sub>	sMz	0	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione normale massima - FLANGIA fibra esterna	sEd,max	1419	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione normale massima - FLANGIA fibra media	sEd,max,med	1336	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione normale massima - ANIMA attacco con flangia	sEd,w	1253	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione tangenziale all'attacco con l'ala - direzione Z	tEd,min,z	127	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione tangenziale massima in mezzzeria - direzione Z	tEd,max,z	152	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione tangenziale con ridistribuzione plastica secondo EN1993-1-1 [6.2.6(5)]	tEd,med,z	154	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione tangenziale massima in mezzzeria - direzione Y	tEd,max,y	0	daN/cm <sup>q</sup>	
Tensione ideale all'attacco anima - ala	sid,web	1281	daN/cm <sup>q</sup>	
Esito verifica tensioni normali		0,420	<1,0	VERIFICA
Esito verifica tensioni tangenziali	TENSIONE MAX	0,078	<1,0	VERIFICA
Esito verifica di interazione sull'anima		0,379	<1,0	VERIFICA

**VERIFICHE DI STABILITA' EN1993-1-1 [6.3]****HEB 400**

TIPOLOGIA DI VERIFICA		ELASTICA	
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a y (direzione forte)	Lcr, y-y	10,00	m
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a z (direzione debole)	Lcr, z-z	10,00	m
Lunghezza critica instabilità flesso-torsionale	Lcr,LTB	10,00	m
Lunghezza critica instabilità torsionale	Lcr,T	10,00	m
Rapporto geometrico	h/b	1,33	
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a y (direzione	a y-y	0,34	[b]

forte)			
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a z (direzione debole)	a z-z	0,49	[c]
Fattore di imperfezione per instabilità flesso-torsionale	aLt	0,34	[b]
Valore di $ILT,0$ $[0,2 \leq ILT,0 \leq 0,4]$	ILT,0	0,4	
Valore di b $[0,75 \leq b \leq 1,0]$	b	0,75	
Fattore kc	kc	1,000	
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a y (secondo asse forte)	Ncr,y	11954,9	kN
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a z (secondo asse debole)	Ncr,z	2242,6	kN
Carico critico per instabilità torsionale (e flesso-torsionale)	NCR,TF = NCR,T	10580,4	kN
Momento critico instabilità latero-torsionale	Mcr,LTB	2948,50	kNm

**STABILITA' A COMPRESSIONE - FLEXURAL BUCKLING EN1993-1-1 [6.3.1.3]**

Snellezza di proporzionalità EN1993-1-1 [6.3.1.3]	lI	76,40	
Snellezza adim. per compr. direzione z - attorno a y (secondo asse forte)	ly	0,767	
Parametro $\emptyset$	$\emptyset y$	0,890	
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cy	0,745	
Snellezza adim. per compr. direzione y - attorno a z (secondo asse debole)	lz	1,770	
Parametro $\emptyset$	$\emptyset z$	2,451	
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cz	0,241	
Forza assiale resistente per compressione	Nb,Rd	1613,1	kN
Esito verifica stabilità a compressione semplice	0,044	<1,0	VERIFICA

**STABILITA' A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - EN 1993-1-1:2005 [6.3.3 + Method 2 (Annex B)]**

TIPOLOGIA DI ELEMENTO Annex B Method 2	<b>MEMBRATURA SOGGETTA A DEFORMAZIONI TORSIONALI</b>		
Forza normale di progetto	Ned	70,68	kN
Momento flettente di progetto direzione z-z [attorno a y-y]	My_ed	399,03	kNm
Momento flettente di progetto direzione y-y [attorno a z-z]	Mz_ed	73,07	kNm
Forza normale resistente	N_Rk	7022	kN
Momento resistente ELASTICO direzione z-z	My_EL Rk	1023,8	kNm
Momento resistente ELASTICO direzione y-y	Mz_EL Rk	256,1	kNm
Rapporto geometrico	h/b	1,33	
Fattore di imperfezione per flessione semplice attorno a Y	a Lt	0,34	
Snellezza latero-torsionale	lLt	0,589	
Parametro $\emptyset LT$	$\emptyset Lt$	0,662	
Limitazione superiore di $ChiLt$	$1/lLt^2$	2,88	
Fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale	cLt	0,922	
Fattore f	fRed,M	1,000	
Fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale modificato	cLt,mod	0,922	
Fattore CmLt	Cm_Lt	0,600	
Fattore CmY	Cm_y	0,600	
Fattore CmZ	Cm_z	0,600	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[ l_y ] max	0,767	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[ l_z ] max	1,000	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [ $n_y = Ned / (c_y * NRk / GM1)$ ]	ny	0,014	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [ $n_z = Ned / (c_z * NRk / GM1)$ ]	nz	0,044	
kyy [Table B.1]	kyy_el [Table B.1]	0,604	
kzy [Table B.1]	kzy_el [Table B.1]	0,483	
kzy_el	kzy_el [Table B.2]	0,994	
kzz	kzz_el [Table B.1]	0,616	
kyz	kyz_el [Table B.1]	0,616	
Fattore kyy	kyy	0,604	
Fattore kzy	kzy	0,994	
Fattore kzy	kzy	0,994	
Esito verifica stabilità flesso-torsionale eq. 6.61 EN1993-1-1	0,467	<1,00	VERIFICA
<b>Barriere antifoniche - Relazione di calcolo</b>			39/69

Esito verifica stabilità flessio-torsionale eq. 6.62 EN1993-1-1

0,669

&lt;1,00

VERIFICA

**VERIFICA DI RESISTENZA ELASTICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE + TAGLIO - EN 1993-1-1:2005**[6.2.1]**HEB 300**

Tensione normale dovuta alla N	sN	9	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale dovuta alla M <sub>y</sub>	sM <sub>y</sub>	838	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale dovuta alla M <sub>z</sub>	sM <sub>z</sub>	0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - FLANGIA fibra esterna	sEd,max	847	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - FLANGIA fibra media	sEd,max,med	794	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione normale massima - ANIMA attacco con flangia	sEd,w	741	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale all'attacco con l'ala - direzione Z	tEd,min,z	163	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale massima in mezzzeria - direzione Z	tEd,max,z	190	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale con redistribuzione plastica secondo EN1993-1-1 [6.2.6(5)]	tEd,med,z	195	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale massima in mezzzeria - direzione Y	tEd,max,y	0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione ideale all'attacco anima - ala	sid,web	811	daN/cm <sup>2</sup>
Esito verifica tensioni normali	0,251	<1,0	VERIFICA
Esito verifica tensioni tangenziali	TENSIONE MAX 0,097	<1,0	VERIFICA
Esito verifica di interazione sull'anima	0,240	<1,0	VERIFICA

**VERIFICHE DI STABILITA' EN1993-1-1 [6.3]****HEB 300**

TIPOLOGIA DI VERIFICA		ELASTICA	
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a y (direzione forte)	Lcr, y-y	10,00	m
Lunghezza critica instabilità a compressione - attorno a z (direzione debole)	Lcr, z-z	10,00	m
Lunghezza critica instabilità flessio-torsionale	Lcr,LTB	10,00	m
Lunghezza critica instabilità torsionale	Lcr,T	10,00	m
Rapporto geometrico	h/b	1,00	
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a y (direzione forte)	a y-y	0,34	[b]
Fattore di imperf. per compressione semplice - attorno a z (direzione debole)	a z-z	0,49	[c]
Fattore di imperfezione per instabilità flessio-torsionale	aLt	0,34	[b]
Valore di ILT,0 [0,2 ≤ ILT,0 ≤ 0,4]	ILT,0	0,4	
Valore di b [0,75 ≤ b ≤ 1,0]	b	0,75	
Fattore kc	kc	1,000	
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a y (secondo asse forte)	Ncr,y	5216,8	kN
Carico critico euleriano instabilità a compress. attorno a z (secondo asse debole)	Ncr,z	1774,8	kN
Carico critico per instabilità torsionale (e flessio-torsionale)	NCR,TF = NCR,T	8150,9	kN
Momento critico instabilità latero-torsionale	Mcr,LTB	4818,00	kNm

**STABILITA' A COMPRESSIONE - FLEXURAL BUCKLING EN1993-1-1 [6.3.1.3]**

Snellezza di proporzionalità EN1993-1-1 [6.3.1.3]	lI	76,40	
Snellezza adim. per compr. direzione z - attorno a y (secondo asse forte)	ly	1,007	
Parametro Ø	Øy	1,145	
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cy	0,592	
Snellezza adim. per compr. direzione y - attorno a z (secondo asse debole)	lz	1,727	
Parametro Ø	Øz	2,366	
Fattore di riduzione per instabilità a compressione	cz	0,251	
Forza assiale resistente per compressione	Nb,Rd	1265,8	kN
Esito verifica stabilità a compressione semplice	0,011	<1,0	VERIFICA

**STABILITA' A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - EN 1993-1-1:2005 [6.3.3 + Method 2 (Annex B)]**TIPOLOGIA DI ELEMENTO Annex B  
Method 2**MEMBRATURA SOGGETTA A DEFORMAZIONI TORSIONALI**

Forza normale di progetto	Ned	13,48	kN
Momento flettente di progetto direzione z-z [attorno a y-y]	My_ed	140,69	kNm
Momento flettente di progetto direzione y-y [attorno a z-z]	Mz_ed	0,00	kNm
Forza normale resistente	N_Rk	5293	kN
Momento resistente di progetto direzione z-z	My_Rk	595,7	kNm
Momento resistente di progetto direzione y-y	Mz_Rk	202,7	kNm
Rapporto geometrico	h/b	1,00	
Fattore di imperfezione per flessione semplice attorno a Y	a_Lt	0,34	
Snellezza latero-torsionale	ILt	0,352	
Parametro ØLT	ØLt	0,538	
Limitazione superiore di ChiLt	1/ILt^2	8,09	
Fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale	cLt	1,000	
Fattore f	fRed,M	1,000	
Fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale modificato	cLt,mod	1,000	
Fattore CmLt	Cm_Lt	0,600	
Fattore Cm <sub>y</sub>	Cm_y	0,600	
Fattore Cm <sub>z</sub>	Cm_z	0,600	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[I_y] max	1,000	
Snellezza max per calcolo del fattore d'interazione	[I_z] max	1,000	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [ny = Ned / (c_y*NRk/GM1)]	ny	0,005	
Fattore Annex B - EN 1993-1-1:2005 [nz = Ned / (c_z*NRk/GM1)]	nz	0,011	
kyy [Table B.1]	kyy_el [Table B.1]	0,602	
kzy [Table B.1]	kzy_el [Table B.1]	0,481	
kzy_el	kzy_el [Table B.2]	0,998	
kzz	kzz_el [Table B.1]	0,604	
kzy	kzy_el [Table B.1]	0,604	
Fattore kyy	kyy	0,602	
Fattore kzy	kzy	0,998	
Esito verifica stabilità flesso-torsionale eq. 6.61 EN1993-1-1	0,154	<1,00	VERIFICA
Esito verifica stabilità flesso-torsionale eq. 6.62 EN1993-1-1	0,258	<1,00	VERIFICA

**DEFORMABILITA' DEL MONTANTE INTERO**

Altezza deformabile del montante	Hnrd	9	m
Spostamento orizzontale letto dal modello di calcolo	dh_mod	5,38	cm
Spostamento verticale letto dal modello di calcolo	dv_mod	3,3	cm
Spostamento limite orizzontale = Ls / 150	dh_lim	6,66	cm
Spostamento limite verticale = Ls / 300	dv_lim	3,33	cm
Esito verifica di deformabilità	DA MODELLO	soddisfatta	

## 10 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO DI BASE

### 10.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA PIASTRA DI BASE

Le sollecitazioni agenti sulla della piastra di base sono state ottenute con riferimento agli schemi di cui alla Figura 10.1.

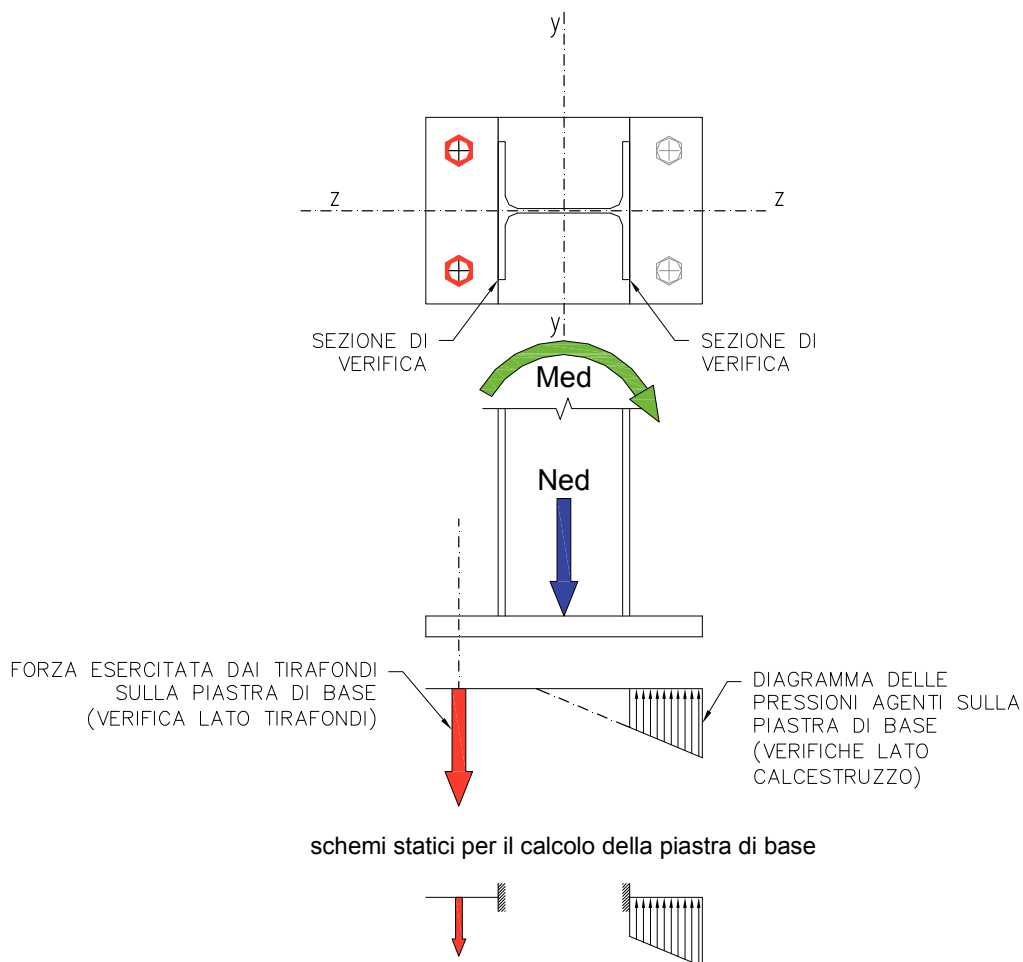


Figura 10.1 – Schemi di calcolo della piastra di base

Le verifiche di resistenza sono state condotte in termini tensionali (verifica elastica) controllando che risulti:

$$\frac{\sigma_{id}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma$  è la tensione normale agente sulle sezioni di verifica;
- $\tau$  è la tensione tangenziale agente sulle sezioni di verifica;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;
- $\gamma_{M0}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza pari a 1,05.

## 10.2 DIMENSIONAMENTO DELLE ROSETTE DI CONTRASTO

La forza di trazione agente sui tirafondi si considera trasferita al calcestruzzo del cordolo di fondazione, per contatto, ricorrendo ad una piastra d'acciaio saldata all'estremità del tirafondo stesso.

Il diametro minimo della rosetta è calcolato attraverso la seguente formula:

$$C = \phi \sqrt{1,07 \cdot \frac{\sigma_b}{f_{cd}} + 1}$$

dove:

- $\emptyset$  è il diametro del tirafondi;
- $\sigma_b$  è la tensione di progetto dei tirafondi;
- $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Detta  $p = \frac{1,27 \cdot F_s}{C^2 + \phi^2}$  la pressione esercitata dal calcestruzzo sulla rosetta dove  $F_s$  è la forza di progetto, lo spessore della rosetta è calcolato nell'ipotesi di lastra anulare incastrata al bordo interno e libera al bordo esterno.

Lo spessore minimo della rosetta è allora fornito da:

$$t = \sqrt{\frac{\eta \cdot p \cdot C^2}{4 \cdot \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)}}$$

essendo  $\eta$  un coefficiente che dipende dal rapporto  $C/\emptyset$  e  $f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio.

## 10.3 RISULTATI DEI CALCOLI

### 10.3.1 BARRIERE INTEGRATE

**Le barriere integrate, di sicurezza ed antirumore, ed i rispettivi basamenti ed ancoraggi non sono soggetti a verifica, poiché vengono sottoposti a crash test ed omologazione dalle ditte costruttrici.**

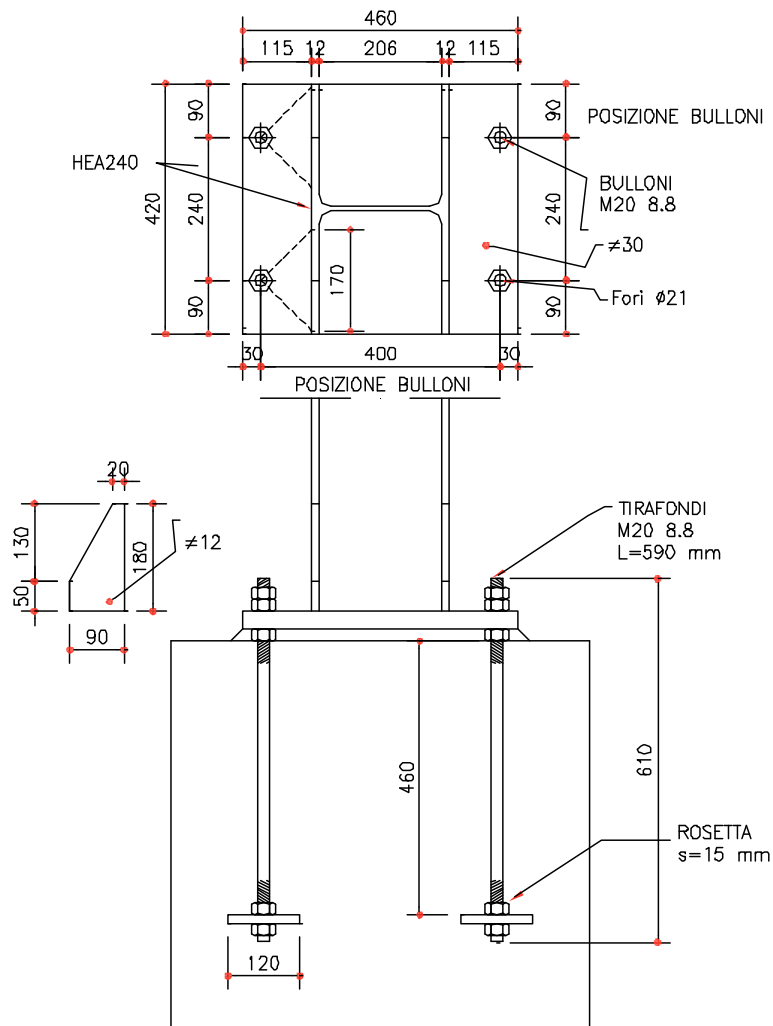
Di seguito verranno quindi riportati solo i calcoli delle azioni sollecitanti.

Relativamente alla deformabilità delle barriere integrate viene rimessa al produttore la verifica prestazionale ai sensi della Norma EN 1794 - 1.

### 10.3.2 BARRIERE DISACCOPIATE

Il profilo viene saldato ad una piastra che verrà ancorata al muro tramite tirafondi.

*BASAMENTO FOA 07- FOA 08- FOA 10*



La piastra di base è di forma rettangolare di dimensioni 460x420x30 mm.

I tirafondi sono M20 di lunghezza 610 mm.

Le rosette di contrasto sono di diametro 120 mm e spessore 15 mm.

Gli irrigidimenti della piastra sono posti a fianco delle ali del profilo in direzione longitudinale, di dimensioni 90x180x12 mm.

<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: RESIST. SLU-SLV</b>			
<b>HEA 240</b>			
Forza normale	NEd	15,17	kN
Momento flettente agente lungo z [attorno a y-y]	My Ed	63,113	kNm
Taglio lungo z-z	Vz Ed	25,245	kN

## VERIFICA PIASTRA DI BASE

Dimensione piastra nella direzione z	A	0,460	m
Dimensione piastra nella direzione y	B	0,420	m
Spessore della piastra	s	0,03	m
Forza normale di progetto	Ned	15,62	kN
Momento flettente di progetto	Med	63,11	kNm
Tensione sul calcestruzzo	sc	65,8	daN/cm2

Tensione sul tirafondo	ss	2466,0	daN/cm2
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul cls al bordo del profilo	scls	4,2	daN/cm2
Lunghezza di calcolo	L	11,50	cm
Posizione asse neutro	x	12,29	cm
Momento flettente dovuto alla pressione del cls	Mcls	125800	daNcm
Taglio dovuto alla pressione del cls	Vcls	16919	daN
Modulo di resistenza per flessione	W	63,0	cm3
Tensione normale massima	sa	1997	daN/cm2
Tensione tangenziale	ta	201	daN/cm2
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>2027</b>	<b>daN/cm2</b>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Diametro del tirafondo	f	20	mm
Area sezione resistente tirafondo	Ares	3,14	cm2
Forza sul tirafondo	Fs	7747	daN
Distanza tra il tirafondo e il bordo del profilo	ds	8,5	cm
Momento flettente dovuto alla trazione del tirafondo	Mtir	65851	daNcm
Taglio dovuto alla trazione del tirafondo	Vtir	7747	daN
Dimensione orizzontale di diffusione della forza del tirafondo	c	17	cm
Modulo di resistenza per flessione	W	25,5	cm3
Tensione normale massima	sa	2582	daN/cm2
Tensione tangenziale	ta	228	daN/cm2
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>2612</b>	<b>daN/cm2</b>

**VERIFICA DEI TIRAFONDI**

Diametro del tirafondo	Ø	20	mm
Area resistente del tirafondo	Ares	2,45	cm2
Forza sul tirafondo	Fs	7747	daN
Tensione di rottura del tirafondo	ftb	8000	daN/cm2
Fattore parziale per resistenza	gM2	1,25	
Forza resistente	Ft,Rd	14112	daN
Verifica tirafondo	Fs / Ft,Rd	0,549	<1 soddisf.

**DIMENSIONAMENTO DELLE ROSETTE**

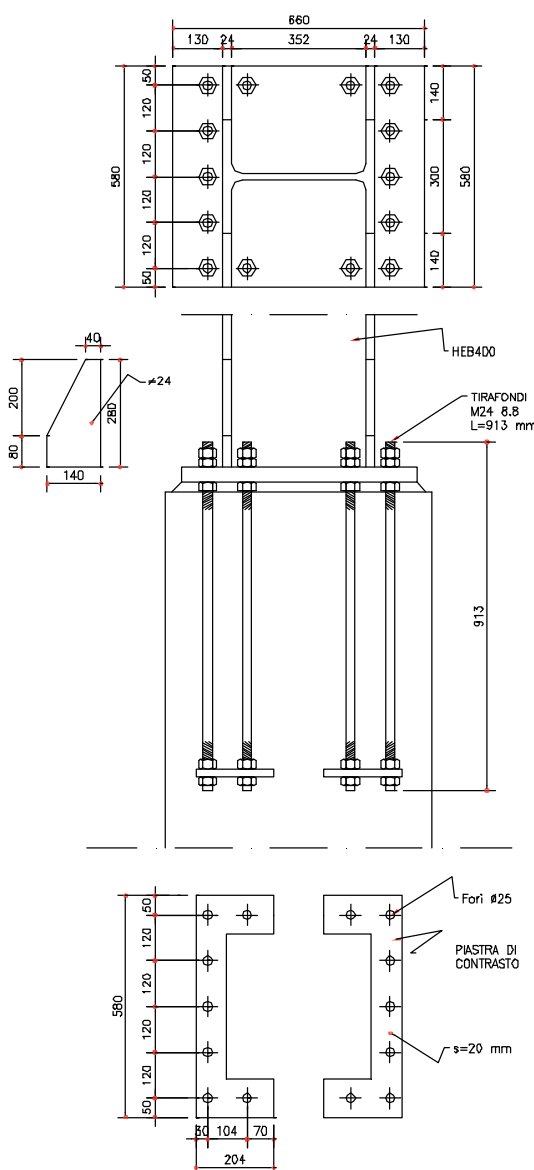
Resistenza cubica caratteristica a compressione del cls	Rck	350	daN/cm2
Fattore parziale di sicurezza	gc	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione del cls	fcd	164,62	daN/cm2
Tensione sul tirafondo	ss	2466,0	daN/cm2
Diametro del tirafondo	Ø	20	mm
Diametro minimo della rosetta	C	8,25	cm
Diametro rosetta adottato	Cd	12	cm
Forza sul tirafondo	Fs	7747	daN
Pressione esercitata sul calcestruzzo	p	70,3	daN/cm2
Rapporto	C / Ø	6,00	
Coefficient e	eta	3,748	
Tensione di snervamento dell'acciaio	fyk	3550	daN/cm2
Fattore parziale per resistenza	gM0	1,05	
Spessore minimo della rosetta	t	1,15	cm

**VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI DI BASE**

Altezza dell'irrigidimento	hrr	18	cm
Spessore dell'irrigidimento	srr	1,2	cm
Momento d'inerzia dell'irrigidimento	Irr	583	cm4
Area della sezione dell'irrigidimento	Airr	21,6	cm2
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul calcestruzzo al bordo esterno	sc	65,8	daN/cm2
Distanza dell'asse neutro dal bordo esterno	dx-x	12,29	cm

Lunghezza della zona interessata dall'irrigidimento	Lirr	9	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla pressione del calcestruzzo	Rcls	3641	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Virr_cls	3641	daN
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Mirr_cls	32767	daNm
Tensione normale massima	sa	506	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	ta	253	daN/cm <sup>2</sup>
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>669</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Distanza forza tirafondo da sezione attacco irrigidimento montante	Lirr	0,0	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla forza del tirafondo	Rtir	7747	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Virr_tir	7747	daN
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	Mirr_tir	0	daNm
Tensione normale massima	sa	0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	ta	538	daN/cm <sup>2</sup>
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>932</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>

### BASAMENTO FOA 01A- FOA 5A- FOA 5C- FOA 9C



La piastra di base è di forma rettangolare di dimensioni 660x580x40 mm.

I tirafondi sono M24 di lunghezza 913 mm.

Le piastre di contrasto hanno un ingombro di 204x580x20 mm e spessore 15 mm.

Gli irrigidimenti della piastra sono posti a fianco delle ali del profilo in direzione longitudinale, di dimensioni 140x280x24 mm.

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: RESIST. SLU-SLV			
<b>HEB 400</b>			
Forza normale	NEd	70,68	kN
Momento flettente agente lungo z [attorno a y-y]	My Ed	399,03	kNm
Taglio lungo z-z	Vz Ed	73,07	kN

#### VERIFICA PIASTRA DI BASE

Dimensione piastra nella direzione z	A	0,660	m
Dimensione piastra nella direzione y	B	0,580	m
Spessore della piastra	s	0,04	m
Forza normale di progetto	Ned	71,88	kN
Momento flettente di progetto	Med	399,03	kNm
Tensione sul calcestruzzo	sc	108,3	daN/cm2
Tensione sul tirafondo	ss	2788,0	daN/cm2
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul cls al bordo del profilo	scls	41,2	daN/cm2
Lunghezza di calcolo	L	13,00	cm
Posizione asse neutro	x	20,99	cm
Momento flettente dovuto alla pressione del cls	Mcls	421191,94	daNcm
Taglio dovuto alla pressione del cls	Vcls	56369,04	daN
Modulo di resistenza per flessione	W	154,7	cm3
Tensione normale massima	sa	2723	daN/cm2
Tensione tangenziale	ta	364	daN/cm2
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>2795</b>	<b>daN/cm2</b>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Diametro del tirafondo	f	24	mm
Area sezione resistente tirafondo	Ares	4,52	cm2
Forza sul tirafondo	Fs	12613	daN
Distanza tra il tirafondo e il bordo del profilo	ds	4	cm
Momento flettente dovuto alla trazione del tirafondo	Mtir	50450	daNcm
Taglio dovuto alla trazione del tirafondo	Vtir	12613	daN
Dimensione orizzontale di diffusione della forza del tirafondo	c	8	cm
Modulo di resistenza per flessione	W	21,3	cm3
Tensione normale massima	sa	2365	daN/cm2
Tensione tangenziale	ta	591	daN/cm2
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>2577</b>	<b>daN/cm2</b>

#### VERIFICA DEI TIRAFONDI

Diametro del tirafondo	Ø	24	mm
Area resistente del tirafondo	Ares	3,53	cm2
Forza sul tirafondo	Fs	12613	daN
Tensione di rottura del tirafondo	ftb	8000	daN/cm2
Fattore parziale per resistenza	gM2	1,25	
Forza resistente	Ft,Rd	20333	daN
<b>Verifica tirafondo</b>	<b>Fs / Ft,Rd</b>	<b>0,6203</b>	<b>&lt;1</b> <b>soddisf.</b>

#### DIMENSIONAMENTO PIASTRA DI CONTRASTO

Resistenza cubica caratteristica a compressione del cls	Rck	350	daN/cm2
Fattore parziale di sicurezza	gc	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione del cls	fcd	164,617	daN/cm2
A piastra netta	A,nett	677	cm2
numero tirafondi lato trazione		7	
Forza massima di trazione totale	Ft,max	88288,30	daN
Forza resistente piastra di ancoraggio		111445,48	daN
<b>F.S.</b>		<b>0,792</b>	<b>soddisfatta</b>
<b>Barriere antifoniche - Relazione di calcolo</b>			

L'ancoraggio del tirafondo è affidato totalmente alla piastra di contrasto.

La forza massima di compressione che può portare è data dalla sua area per la tensione di compressione di progetto del calcestruzzo.

#### VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI DI BASE

Altezza dell'irrigidimento	h <sub>irr</sub>	28	cm
Spessore dell'irrigidimento	s <sub>irr</sub>	2,4	cm
Momento d'inerzia dell'irrigidimento	I <sub>irr</sub>	4390	cm <sup>4</sup>
Area della sezione dell'irrigidimento	A <sub>irr</sub>	67,2	cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICA LATO CLS</b>			
Tensione sul calcestruzzo al bordo esterno	sc	108,3	daN/cm <sup>2</sup>
Distanza dell'asse neutro dal bordo esterno	dx-x	20,91	cm
Lunghezza della zona interessata dall'irrigidimento	L <sub>irr</sub>	14	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla pressione del calcestruzzo	R <sub>cls</sub>	15852	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	V <sub>irr_cls</sub>	15852	daN
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	M <sub>irr_cls</sub>	110963	daNm
Tensione normale massima	sa	354	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	ta	354	daN/cm <sup>2</sup>
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>708</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>
<b>VERIFICA LATO TIRAFONDO</b>			
Distanza forza tirafondo da sezione attacco irrigidimento montante	L <sub>irr</sub>	9,0	cm
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla forza del tirafondo	R <sub>tir est</sub>	12613	daN
Tensione tirafondi interni	ss	1983,0	daN/cm <sup>2</sup>
Reazione sull'irrigidimento dovuta alla forza del tirafondo interno	R <sub>tir int</sub>	8971	daN
Taglio sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	V <sub>irr_tir</sub>	21583	daN
Momento sulla sezione d'attacco dell'irrigidimento al montante	M <sub>irr_tir</sub>	194251	daNm
Tensione normale massima	sa	619	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	ta	482	daN/cm <sup>2</sup>
<b>Tensione ideale</b>	<b>si</b>	<b>1039</b>	<b>daN/cm<sup>2</sup></b>

## 11 VERIFICHE DEI MURO E DELLE ZATTERE

Per il calcolo della resistenza degli elementi in c.a. si fa riferimento al cap. 4 e cap 7 delle NTC 2008 relativamente agli elementi in c.a..

Per ogni sezione tipo viene considerata per la verifica del muro e della zattera la barriera più caricata. Viene riportata solamente per sinteticità la combinazione con sollecitazioni più gravose.

### 11.1 FONDAZIONE TIPO 1

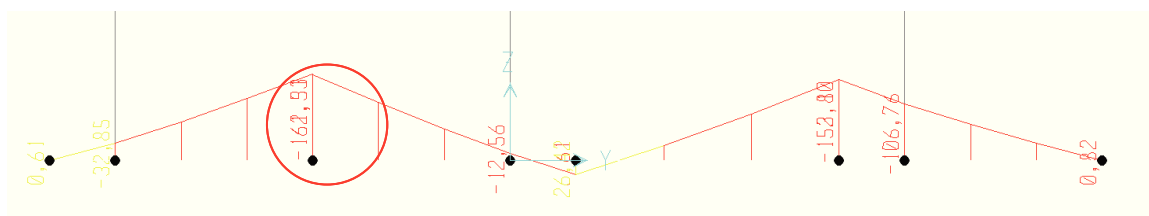
Si eseguono due verifiche del cordolo:

1. Verifica a taglio-torsione nella sezione in prossimità del montante centrale

La combinazione che porta al torcente più alto è la combinazione 2.

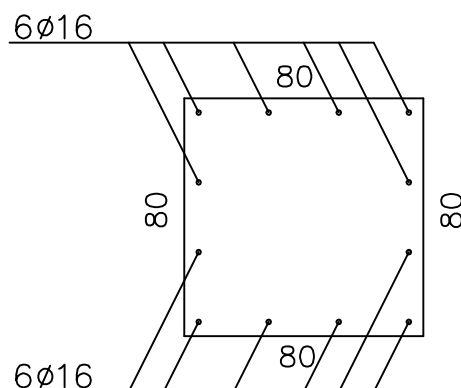
2. Verifica a flessione

La combinazione che conduce al massimo flettente è la combinazione 4.



Sez tipo 1	combinazione	N(kN)	V2(kN)	T(kNm)
Verifica 1	V.EST. G AMPL. STR	-1,303	149,28	67,4
Sez tipo 1	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
Verifica 2	V.INT. G AMPL. STR	0,5	-144,1	-162,33

Armature longitudinali della sezione:



Armature trasversali staffe filo/10 con un rapporto  $A_{sw}/s = 7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck} = 35.00$ ;  $E_c = 32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{\text{concrete}} = 1.00$

$f_{ck} = 29.05$ ;  $f_{cd} = 16.46$ ;  $f_{ctk} = 1.98$ ;  $f_{ctd} = 1.32$ ;  $f_{ctm} = 2.83$ ;  $f_{cfm} = 3.40$ ; (in MPa)

Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2 = 16.46$  MPa;  $\epsilon_{Cu2} = 0.0035$ ;  $\epsilon_{SC2} = 0.0020$

Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{steel}} = 1.00$

$f_{yk} = 450.00$ ;  $f_{yd} = 391.30$ ;  $f_{bd} = 2.98$ ;  $E_s = 206000.00$ ; (in MPa);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{Su} = 0.0675$ ;  $k = 1.15$

Acciaio staffe:  $f_{yks} = 450.00$ ,  $f_{yds} = 391.30$  (in MPa)

**VERIFICA 1 TAGLIO-TORSIONE**
**DATI GENERALI**

TIPOLOGIA SEZIONE RETTANGOLARE

Resistenza caratter. compr. cubica	R c k	35,000	MPa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f c k	29,050	MPa
Resistenza di calcolo del cls	f c d	16,462	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	f ' c d	8,231	MPa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f y k	450,000	Mpa
Resistenza di calcolo acciaio	f y d	391,304	MPa
Altezza sezione rettangolare	h r	80,000	cm
Larghezza sezione rettangolare	b r	80,000	cm
Altezza utile della sezione rettangolare	d	74,200	cm
diametro barre longitudinali	f L	16,000	mm
diametro staffe	f S	10,000	mm
numero bracci staffatura	n	2,000	-
copriferro netto	c'	4,000	cm
Copriferro di calcolo in asse barra	c	5,800	cm
Area della sezione	A c	6400,000	cm <sup>2</sup>
Perimetro della sezione	u	320,000	cm
Spessore sezione cava	t	20,000	cm
Numero di bracci di staffatura presenti nel profilo periferico su tubi sottoposti a V+T	n B	1,000	-
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	3600,000	cmq
Perimetro medio nucleo resistente	u m	240,000	cm
Passo staffe utilizzate esclusivamente per la torsione	p T	20,000	cm 3,927 cm <sup>2</sup> /m
Armatura trasversale per unità di lunghezza usata esclusivamente per la torsione	A sw, T / s	3,927	cm <sup>2</sup> /m
Armatura longitudinale utilizzata esclusivamente per la torsione	A s l	8,000	cmq
Armatura trasversale nella sezione per unità di lunghezza usata esclusivam. per il taglio	A sw, V / s	3,927	cm <sup>2</sup> /m
Passo staffe utilizzate esclusivamente per il taglio	p V	20,000	cm 3,927 cm <sup>2</sup> /m
Armatura trasv. nella sezione per unità di lunghezza usata per il taglio e torsione	A sw / s	7,854	cm <sup>2</sup> /m

**CASO 1 - ROTTURA CONTEMPORANEA DI STAFFE E BARRE LONG, CLS BIELLE INTEGRO**

Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per T R s d = T R l d	cot q	1,000	-
Resistenza lato cls	T R d c	592,620	kNm
Resistenza lato staffe trasversali	T R s d	110,639	kNm
Resistenza lato barre longitudinali	T R l d	93,913	kNm

**CASO 2 - ROTTURA DELLE BIELLE IN CLS E DELLE STAFFE**

Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per T R s d = T R C d	cot q S	3,117	-
Resistenza lato cls	T R d c	344,808	kNm
Resistenza lato staffe trasversali	T R s d	344,808	kNm
Resistenza lato barre longitudinali	T R l d	30,134	kNm

**CASO 3 - ROTTURA DELLE BIELLE IN CLS E DELLE BARRE LONGITUDINALI**

Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per T R l d = T R C d	cot q l	0,400	-
---	---------	-------	---

Resistenza lato cls	T R d c	408,703	kNm
Resistenza lato staffe trasversali	T R s d	44,255	kNm
Resistenza lato barre longitudinali	T R l d	234,783	kNm
Momento torcente resistente	T R d	93,913	kNm
Resistenza lato cls	T R d c	592,620	kNm
Resistenza lato staffe trasversali	T R s d	110,639	kNm
Resistenza lato barre longitudinali	T R l d	93,913	kNm
Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle di progetto	cot q	1,000	- 45,000 °
Indice di resistenza delle bielle compresse ottenuto nella verifica a taglio	IR C L S, V	0,113	-
Indice di resistenza delle bielle compresse dovuto alla torsione	IR C L S, T	0,114	-
Esito verifica di resistenza allo SLU di torsione	FS	0,718	<1.0 OK
Indice di resistenza delle bielle compresse per taglio + torsione	IR C L S, V + T	0,227	<1.0 OK

**VERIFICA 2 PRESSO-TENSOFFLESSIONE**

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=-0.000000$ ;  $b=-2000.000000$ ;  $c=-68785.567250$   
Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-180.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -43.43948 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon'_f = 0.50386 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$NS=-0.00$ ;  $M_{xiS}=-162000.00$ ;  $MyiS=0.00$ ;  $TxiS=0.00$ ;  $TyiS=-144000.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$NR=-85.20$ ;  $M_{xiR}=-371294.26$ ;  $MyiR=-0.00$

$M_{xi0}=0.00$ ,  $Myi0=0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-Myi$  sul piano  $NS=cost.$

$MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(MyiR-Myi0)^2)^{1/2}=371294.26$ ;  $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(MyiS-Myi0)^2)^{1/2}=162000.00$

Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 2.2919$

$> 1$

VERIFICA POSITIVA

**11.2 FONDAZIONE TIPO 2**

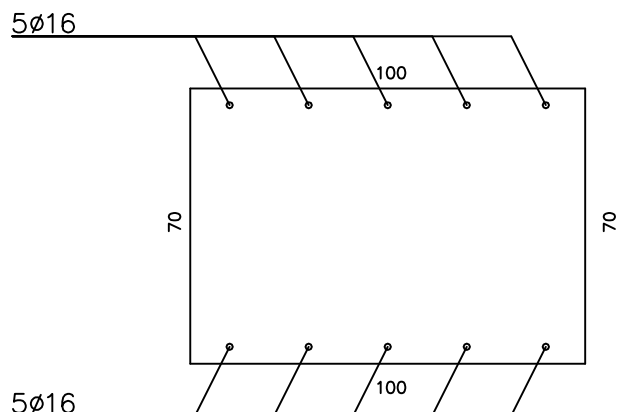
Riguardo la fondazione Tipo 2 si fa riferimento alla FOA 09A in quanto struttura maggiormente sollecitata.

**11.2.1 VERIFICA MURO**

Sono state eseguite le verifiche di resistenza su 2 sezioni significative: una disposta a 25 cm dalla sommità (Sez.1) l'altra all'attacco del muro con la zattera (Sez.2).

Sez.	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
1	COMB. URTO	-28,96	-75	-56,02

Per le combinazioni di carico eccezionale, le verifiche di resistenza si eseguono con i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali unitari.



Sono state inserite per armature trasversali legature fil2/40/40 per rapporto  $A_{sw}/s=7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck}=35.00$ ;  $E_c=32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{\text{concrete}}=1.00$   
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=16.46$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.32$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=16.46$  MPa;  $\epsilon_{cu2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{cs2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{steel}}=1.00$   
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=391.30$ ;  $f_{bd}=2.98$ ;  $E_s=206000.00$ ; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{su}=0.0675$ ;  $k=1.15$   
 Acciaio staffe:  $f_{yks}=450.00$ ,  $f_{yds}=391.30$  (in MPa)

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE:

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=-0.000000$ ;  $b=-2000.000000$ ;  $c=-62036.310695$   
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-180.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_s = -54.24962 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_s' = -0.27966 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=28000.00$ ;  $M_{xIS}=-0.00$ ;  $M_{yIS}=56000.00$ ;  $T_{xIS}=-75000.00$ ;  $T_{yIS}=0.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_R=28026.20$ ;  $M_{xIR}=-0.00$ ;  $M_{yIR}=290093.00$

$M_{xi0}=0.00$ ,  $M_{yi0}=-0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $N_S=\text{cost.}$

$MR=((M_{xIR}-M_{xi0})^2+(M_{yIR}-M_{yi0})^2)^{1/2}=290093.00$ ;  $MS=((M_{xIS}-M_{xi0})^2+(M_{yIS}-M_{yi0})^2)^{1/2}=56000.00$

Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 5.1802 > 1$

VERIFICA POSITIVA

Sez.	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
2	COMB. URTO	-53,93	-75	-51,55

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=0.000000$ ;  $b=2000.000000$ ;  $c=-61885.316314$

Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=0.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_s = -53.17504 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_s' = -0.20933 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=53000.00$ ;  $M_{xIS}=0.00$ ;  $M_{yIS}=-51000.00$ ;  $T_{xIS}=-75000.00$ ;  $T_{yIS}=0.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

NR=52996.79; MxiR= 0.00; MyiR= -297333.76

Mxi0=-0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR= ((MxiR-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiR-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=297333.76; MS= ((MxiS-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiS

Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=51000.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 5.8301 > 1

VERIFICA POSITIVA

#### VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE

(Area singola staffa: Als=1.1310 cm<sup>2</sup>)

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=391.30 MPa)

VEd=75000.00 N; d=65.70 cm; bw=100.00 cm, cot(theta)=2.5000

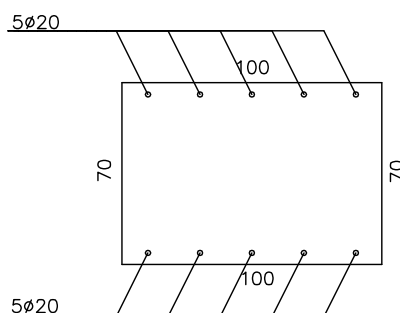
da VEd=0.9\*d\*(Asw/s)\*fydSt\*cot(theta) si ottiene: Asw/s=1,3 cm<sup>2</sup>/m < 7,06 cm<sup>2</sup>/m

VERIFICA POSITIVA

#### 11.2.2 VERIFICA ZATTERA

Per la verifica di resistenza della zattera Tipo 2 si riporta per sinteticità solamente la verifica in funzione delle sollecitazioni derivante dalla combinazione più gravosa.

Fondazione Tipo 2	combinazione	N(kN)(-comp)	V(kN)	M(kNm)
zattera FOA 9A	V. INT. G AMPL. STR	6,60	-113,57	-88,89



L'armatura trasversale a taglio è costituita da cavallotti fil16/30/80 pertanto Asw/s=7,5 cm<sup>2</sup>/m.

#### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.50

fck=29.05; fcd=16.46; fctk=1.98; fctd=1.32; fctm=2.83; fcfm=3.40; (in MPa)

Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=16.46 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020

Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15

fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.98; Es=206000.00; (in MPa);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15

Acciaio staffe: fyks=450.00, fyds=391.30 (in MPa)

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=-0.000000; b=-2000.000000; c=-60582.662104

Angolo asse neutro-asse x : alfa= -180.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 3.50000 / 1000

Deformazione massima acciaio .....: epsilon f = -45.18680 / 1000

Deformazione minima acciaio .....: epsilon f' = 0.15511 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NS=-6000.00; MxiS=-0.00; MyiS=88000.00; TxiS=113000.00; TyiS=-0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NR=-5897.20; MxiR= -0.00; MyiR= 422653.59

$M_{xi0} = -0.00$ ,  $M_{yi0} = -0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $NS=cost.$   
 $MR = ((M_{xiR}-M_{xi0})^2 + (M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 422653.59$ ;  $MS = ((M_{xiS}-M_{xi0})^2 + (M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 88000.00$   
Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 4.8029 > 1$   
**VERIFICA POSITIVA**

**VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE.**

(Area singola staffa:  $A_{ls} = 2.0106 \text{ cm}^2$ )  
N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi  
Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ( $f_{ydSt} = 391.30 \text{ MPa}$ )  
 $V_{Ed} = 113000.00 \text{ N}$ ;  $d = 65.50 \text{ cm}$ ;  $b_w = 100.00 \text{ cm}$ ,  $\cot(\theta) = 2.5000$   
da  $V_{Ed} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$  si ottiene:  $A_{sw}/s = 1.96 \text{ cm}^2/\text{m} < 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

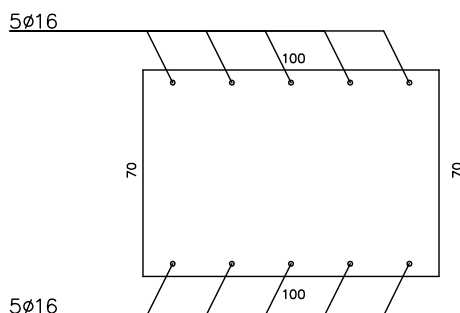
**11.3 FONDAZIONE TIPO 3**

Riguardo la fondazione Tipo 3 si fa riferimento alla FOA 07 in quanto struttura maggiormente sollecitata.

**11.3.1 VERIFICA MURO**

Sono state eseguite le verifiche di resistenza su 2 sezioni significative: una disposta a 25 cm dalla sommità (Sez.1) l'altra all'attacco del muro con la zattera (Sez.2).

Sez.	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
1	V. EST. G AMPL. STR	-15,16	25,24	63,11



Sono state inserite per armature trasversali legature fil2/40/40 per un rapporto  $A_{sw}/s = 7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**MATERIALI**

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck} = 35.00$ ;  $E_c = 32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{cC} = 1.50$   
 $f_{ck} = 29.05$ ;  $f_{cd} = 16.46$ ;  $f_{ctk} = 1.98$ ;  $f_{ctd} = 1.32$ ;  $f_{ctm} = 2.83$ ;  $f_{cfm} = 3.40$ ; (in MPa)  
Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2 = 16.46 \text{ MPa}$ ;  $\epsilon_{psCu2} = 0.0035$ ;  $\epsilon_{psC2} = 0.0020$   
Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{sS} = 1.15$   
 $f_{yk} = 450.00$ ;  $f_{yd} = 391.30$ ;  $f_{bd} = 2.98$ ;  $E_s = 206000.00$ ; (in MPa);  
Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{psSu} = 0.0675$ ;  $k = 1.15$   
Acciaio staffe:  $f_{yks} = 450.00$ ,  $f_{yds} = 391.30$  (in MPa)

**VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE**

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a = 0.000000$ ;  $b = 2000.000000$ ;  $c = -62065.837759$   
Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha = 0.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)  
Sezione parzializzata  
Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

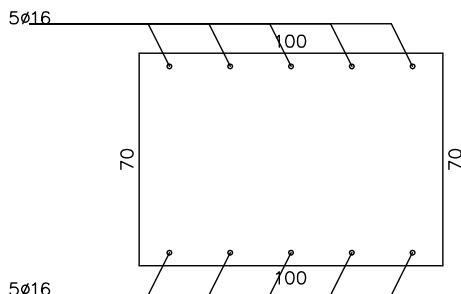
Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -54.46453 / 1000$   
 Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = -0.29372 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 NS=23000.00; MxiS=0.00; MyiS=-63000.00; TxiS=-75000.00; TyiS=0.00  
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 NR=22979.84; MxiR= 0.00; MyiR= -288628.17

Mxi0=-0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.  
 $MR = ((MxiR-Mxi0)^2 + (MyiR-Myi0)^2)^{1/2} = 288628.17$ ;  $MS = ((MxiS-Mxi0)^2 + (MyiS-Myi0)^2)^{1/2} = 63000.00$   
 Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 4.5814 > 1$   
 VERIFICA POSITIVA

Per le combinazioni di carico eccezionale, le verifiche di resistenza si eseguono con i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali unitari.

Sez.	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
2	COMB. URTO	259,36	142,83	84,67



Sono state inserite per armature trasversali legature fil12/40/40 per un rapporto  $Asw/s = 7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.00  
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=24.69$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.98$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=24.69 \text{ MPa}$ ;  $\epsilon_{cu2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{c2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.00  
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=450.00$ ;  $f_{bd}=4.47$ ; Es=206000.00; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{su}=0.0675$ ; k=1.15  
 Acciaio staffe:  $f_{yks}=450.00$ ,  $f_{yds}=450.00$  (in MPa)

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  : a=0.000000; b=2000.000000; c=-61856.812117  
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha = 0.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)  
 Sezione parzializzata  
 Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$   
 Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -52.97665 / 1000$   
 Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = -0.19634 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 NS=259000.00; MxiS=0.00; MyiS=-84000.00; TxiS=-142000.00; TyiS=0.00  
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 NR=258933.73; MxiR= 0.00; MyiR= -407479.25

Mxi0=0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.  
 $MR = ((MxiR-Mxi0)^2 + (MyiR-Myi0)^2)^{1/2} = 407479.25$ ;  $MS = ((MxiS-Mxi0)^2 + (MyiS-Myi0)^2)^{1/2} = 84000.00$   
 Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 4.8509 > 1$   
 VERIFICA POSITIVA

## VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE

(Area singola staffa:  $A_{ls}=1.1310 \text{ cm}^2$ )

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

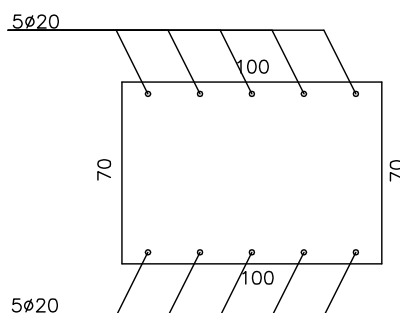
Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ( $f_{ydSt}=391.30 \text{ MPa}$ )

$V_{Ed}=142000.00 \text{ N}$ ;  $d=65.70 \text{ cm}$ ;  $b_w=100.00 \text{ cm}$ ,  $\cot(\theta)=2.5000$

da  $V_{Ed}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$  si ottiene:  $A_{sw}/s=2.45 \text{ cm}^2/\text{m} < 7.06 \text{ cm}^2/\text{m}$

## 11.3.2 VERIFICA ZATTERA

sezione tipo 3	combinazione	N(kN)(-comp)	V(kN)	M(kNm)
zattera FOA 07	COMB. URTO	100,58	344,91	-88,34



Sono stati inseriti come armatura trasversale cavallotti fili 16/30/80 per un rapporto  $A_{sw}/s=7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

## MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck}=35.00$ ;  $E_c=32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{\text{C}}=1.00$   
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=24.69$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.98$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=24.69 \text{ MPa}$ ;  $\epsilon_{\text{Cu}2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{\text{C}2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{S}}=1.00$   
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=450.00$ ;  $f_{bd}=4.47$ ;  $E_s=206000.00$ ; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{\text{Su}}=0.0675$ ;  $k=1.15$   
 Acciaio staffe:  $f_{yks}=450.00$ ,  $f_{yds}=450.00$  (in MPa)

## VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=-0.000000$ ;  $b=-2000.000000$ ;  $c=-61853.865314$   
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-180.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -52.78436 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon'_f = -0.36686 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=-100000.00$ ;  $M_{xiS}=-0.00$ ;  $M_{yiS}=88340.00$ ;  $T_{xiS}=-344000.00$ ;  $T_{yiS}=0.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_R=-100011.76$ ;  $M_{xiR}=-0.00$ ;  $M_{yiR}=468591.64$

$M_{xi0}=-0.00$ ,  $M_{yi0}=0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $N_S=\text{cost.}$

$MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2}=468591.64$ ;  $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2}=88340.00$

Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 5.3044 > 1$

VERIFICA POSITIVA

## VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE.

(Area singola staffa:  $A_{ls}=2.0106 \text{ cm}^2$ )

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ( $f_{ydSt}=450.00 \text{ MPa}$ )

VED=344000.00 N; d=65.50 cm; bw=100.00 cm, cot(theta)=2.5000  
 da VED=0.9\*d\*(Asw/s)\*fydSt\*cot(theta) si ottiene: Asw/s=5.19 cm<sup>2</sup>/m < 7,5 cm<sup>2</sup>/m.  
 VERIFICA POSITIVA

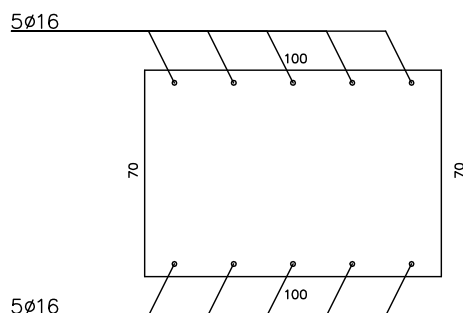
## 11.4 FONDAZIONE TIPO 4

Riguardo la fondazione Tipo 4 si fa riferimento alla FOA 09C in quanto struttura maggiormente sollecitata.

### 11.4.1 VERIFICA MURO

Sono state eseguite le verifiche di resistenza su 2 sezioni significative: una disposta a 25 cm dalla sommità (Sez.1) l'altra all'attacco del muro con la zattera (Sez.2).

Sez.	combinazione	N(kN)	V2(kN)	M3(kNm)
1	V. EST. G AMPL. STR	-59,72	73,068	231,06



Sono state inserite legature fil2/40/40 per un rapporto Asw/s=7,06 cm<sup>2</sup>/m.

#### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.50  
 fck=29.05; fcd=16.46; fctk=1.98; fctd=1.32; fctm=2.83; fcfm=3.40; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=16.46 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020  
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15  
 fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.98; Es=206000.00; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15  
 Acciaio staffe: fyks=450.00, fyds=391.30 (in MPa)

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-61847.266165  
 Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 3.50000 / 1000

Deformazione massima acciaio .....: epsilon f = -52.91053 / 1000

Deformazione minima acciaio .....: epsilon f' = -0.19201 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NS=59000.00; MxiS=0.00; MyiS=-231000.00; TxiS=-73000.00; TyiS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NR=59076.63; MxiR= 0.00; MyiR= -299094.80

Mxi0=-0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiR-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=299094.80; MS=((MxiS-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiS-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=231000.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.2948 > 1

VERIFICA POSITIVA

Sez.	combinazioni STR	N(kN)(-comp)	V(kN)	M(kNm)
2	V. EST. G AMPL. STR	-80,63	23,36	195,64
	COMB. URTO	-42,61	-67,18	-67,81

Verifica a taglio per combinazione urto**MATERIALI**

Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.00  
 fck=29.05; fcd=24.69; fctk=1.98; fctd=1.98; fctm=2.83; fcfm=3.40; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=24.69 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020  
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.00  
 fyk=450.00; fyd=450.00; fbd=4.47; Es=206000.00; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15  
 Acciaio staffe: fyks=450.00, fyds=450.00 (in MPa)

Per la verifica di resistenza con combinazioni di carico eccezionale i coefficienti di sicurezza sui materiali sono unitari.

**VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE**

(Area singola staffa: Als=1.1310 cm<sup>2</sup>)  
 Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=450.00 MPa)  
 VEd=66000.00 N; d=65.70 cm; bw=100.00 cm, cot(theta)=2.5000  
 da VEd=0.9\*d\*(Asw/s)\*fydSt\*cot(theta) si ottiene: Asw/s=0.99 cm<sup>2</sup>/m < 7,06 cm<sup>2</sup>/m  
 VERIFICA POSITIVA

Verifica presso-tensoflessione per Comb. 2

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-61712.468312  
 Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 3.50000 / 1000

Deformazione massima acciaio .....: epsilon f = -51.99300 / 1000

Deformazione minima acciaio .....: epsilon f' = -0.13196 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

NS=80000.00; MxiS=0.00; MyiS=-195000.00; TxiS=-23000.00; TyiS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

NR=79971.28; MxiR= 0.00; MyiR= -305141.37

Mxi0=-0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

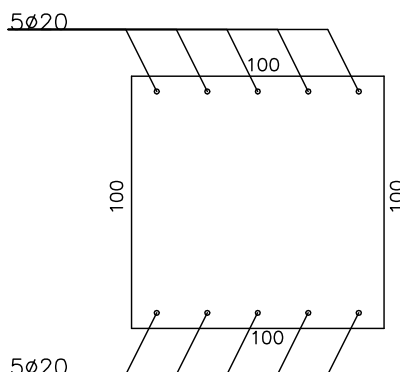
MR=((MxiR-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiR-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=305141.37; MS=((MxiS-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiS-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=195000.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.5648 > 1

VERIFICA POSITIVA

## 11.4.2 VERIFICA ZATTERA

sezione tipo 4	combinazione	N(kN)(-comp)	V(kN)	M(kNm)
zattera FOA 9C	V. INT. G AMPL. STR	9,74	-48,66	-193,78



Sono stati inseriti come armatura trasversale cavallotti fili 16/30/80 avendo così  $A_{sw}/s = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### MATERIALI

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck} = 35.00$ ;  $E_c = 32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{cC} = 1.50$   
 $f_{ck} = 29.05$ ;  $f_{cd} = 16.46$ ;  $f_{ctk} = 1.98$ ;  $f_{ctd} = 1.32$ ;  $f_{ctm} = 2.83$ ;  $f_{cfm} = 3.40$ ; (in MPa)  
Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2 = 16.46$  MPa;  $\epsilon_{cu2} = 0.0035$ ;  $\epsilon_{c2} = 0.0020$   
Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{sS} = 1.15$   
 $f_{yk} = 450.00$ ;  $f_{yd} = 391.30$ ;  $f_{bd} = 2.98$ ;  $E_s = 206000.00$ ; (in MPa);  
Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{su} = 0.0675$ ;  $k = 1.15$   
Acciaio staffe:  $f_{ys} = 450.00$ ,  $f_{ysd} = 391.30$  (in MPa)

### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a = -0.000000$ ;  $b = -2000.000000$ ;  $c = -88554.281442$   
Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha = -180.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -53.92754 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = -0.23065 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S = -9000.00$ ;  $M_{xiS} = -193000.00$ ;  $M_{yiS} = -0.00$ ;  $T_{xiS} = 0.00$ ;  $T_{yiS} = -48000.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_R = -8963.56$ ;  $M_{xiR} = -621738.01$ ;  $M_{yiR} = -0.00$

$M_{xi0} = -0.00$ ,  $M_{yi0} = 0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $N_S = \text{cost.}$

$MR = ((M_{xiR} - M_{xi0})^2 + (M_{yiR} - M_{yi0})^2)^{1/2} = 621738.01$ ;  $MS = ((M_{xiS} - M_{xi0})^2 + (M_{yiS} - M_{yi0})^2)^{1/2} = 193000.00$

Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 3.2214 > 1$

VERIFICA POSITIVA

### VERIFICA QUANTITATIVO STAFFE.

(Area singola staffa:  $A_{ls} = 2.0106 \text{ cm}^2$ )

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ( $f_{ydSt} = 391.30$  MPa)

$V_{Ed} = 48000.00$  N;  $d = 93.90$  cm;  $b_w = 100.00$  cm,  $\cot(\theta) = 2.5000$

da  $V_{Ed} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$  si ottiene:  $A_{sw}/s = 0.58 \text{ cm}^2/\text{m} < 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

VERIFICA POSITIVA

**11.5 FONDAZIONE TIPO 5**

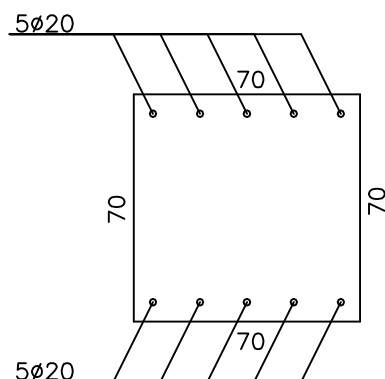
La verifica di resistenza della fondazione Tipo 5 è inclusa nel documento STR050 "Relazione di Calcolo".

**11.6 FONDAZIONE TIPO 6**

Sono state eseguite due verifiche del cordolo:

1. Verifica a flessione;
2. Verifica a taglio-torsione nella sezione in prossimità del montante centrale.

cordolo	sezione	combinazione	N(kN)(-comp)	V2(kN)	M3(kNm)
verifica flessionale	mezzeria tra montanti	V. EST. G AMPL. STR	-0,07	3,08	13,19
cordolo	sezione	combinazione	N(kN)(-comp)	V2(kN)	T(kNm)
verifica taglio torsione	in corrispondenza montante	V. EST. G AMPL. STR	-0,07	26,97	-3,23



Si sono inserite staffe fil2/20 per un rapporto  $A_{sw}/s=5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**VERIFICA A FLESSIONE****MATERIALI**

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck}=35.00$ ;  $E_c=32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{\text{concrete}}=1.50$   
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=16.46$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.32$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=16.46$  MPa;  $\epsilon_{cu2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{sc2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{steel}}=1.15$   
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=391.30$ ;  $f_{bd}=2.98$ ;  $E_s=206000.00$ ; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{su}=0.0675$ ;  $k=1.15$   
 Acciaio staffe:  $f_{ys}=450.00$ ,  $f_{yd}=391.30$  (in MPa)

**VERIFICA PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=0.000000$ ;  $b=2000.000000$ ;  $c=-57224.883682$   
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=0.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -31.56815 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = 0.21236 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=0.00$ ;  $M_{xIS}=13000.00$ ;  $M_{yIS}=0.00$ ;  $T_{xIS}=0.00$ ;  $T_{yIS}=3000.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_R=0.13$ ;  $M_{xIR}=398531.56$ ;  $M_{yIR}=0.00$

$M_{xi0}=0.00$ ,  $M_{yi0}=0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $NS=cost.$   
 $MR = ((M_{xiR}-M_{xi0})^2 + (M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 398531.56$ ;  $MS = ((M_{xiS}-M_{xi0})^2 + (M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 13000.00$   
 Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 30.6563 > 1$   
 VERIFICA POSITIVA

## VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE

TIPOLOGIA SEZIONE			
Resistenza caratter. compr. cubica	$R_{ck}$	35,00	MPa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	$f_{ck}$	29,05	MPa
Resistenza di calcolo del cls	$f_{cd}$	16,46	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f'_{cd}$	8,23	MPa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	$f_{yk}$	450	Mpa
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391,3	MPa
Altezza sezione rettangolare	$h_r$	70,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	$b_r$	70,0	cm
Altezza utile della sezione rettangolare	$d$	64,3	cm
diametro barre longitudinali	$\phi_L$	20	mm
diametro staffe	$\phi_S$	12	mm
numero bracci staffatura	$n$	2	-
copriferro netto	$c'$	3,5	cm
Copriferro di calcolo in asse barra	$c$	5,7	cm
Area della sezione	$A_c$	4900	cm <sup>2</sup>
Perimetro della sezione	$u$	280,0	cm
Spessore sezione cava	$t$	17,5	cm
Numero di bracci di staffatura presenti nel profilo periferico su tubi sottoposti a V+T	$n_B$	1	-
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	2756,3	cmq
Perimetro medio nucleo resistente	$u_m$	210,0	cm
Passo staffe utilizzate esclusivamente per la torsione	$p_T$	40,0	cm
Armatura trasversale per unità di lunghezza usata esclusivamente per la torsione	$A_{sw,T} / s$	2,827	cm <sup>2</sup> /m
Armatura longitudinale utilizzata esclusivamente per la torsione	$A_{sl}$	12,000	cmq
Armatura trasversale nella sezione per unità di lunghezza usata esclusivam. per il taglio	$A_{sw,V} / s$	2,827	cm <sup>2</sup> /m
Passo staffe utilizzate esclusivamente per il taglio	$p_v$	40,0	cm
Armatura trasv. nella sezione per unità di lunghezza usata per il taglio e torsione	$A_{sw} / s$	5,655	cm <sup>2</sup> /m
<b>SOLLECITAZIONI</b>			
Momento torcente di progetto	$T_{Ed}$	3,2	kNm
Forza di taglio	$V_{Ed}$	27,0	kN
<b>VERIFICA DI RESISTENZA A TORSIONE-TAGLIO</b>			
<b>CASO 1 - ROTTURA CONTEMPORANEA DI STAFFE E BARRE LONG, CLS BIELLE INTEGRO</b>			
Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per $T_{Rsd} = T_{Rld}$	$\cot \theta$	1,422	-
Resistenza lato cls	$T_{Rdc}$	373,6	kNm
Resistenza lato staffe trasversali	$T_{Rsd}$	86,7	kNm
Resistenza lato barre longitudinali	$T_{Rld}$	86,7	kNm
<b>CASO 2 - ROTTURA DELLE BIELLE IN CLS E DELLE STAFFE</b>			
Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per $T_{Rsd} = T_{Rcd}$	$\cot \theta_s$	3,467	-
Resistenza lato cls	$T_{Rdc}$	211,4	kNm
<b>Barriere antifoniche - Relazione di calcolo</b>			

Resistenza lato staffe trasversali	$T_{Rsd}$	211,4	kNm	
Resistenza lato barre longitudinali	$T_{Rld}$	35,6	kNm	
<b>CASO 3 - ROTTURA DELLE BIELLE IN CLS E DELLE BARRE LONGITUDINALI</b>				
Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle per $T_{Rld} = T_{Rcd}$	$\cot \theta_l$	0,429	-	
Resistenza lato cls	$T_{Rdc}$	287,5	kNm	
Resistenza lato staffe trasversali	$T_{Rsd}$	26,1	kNm	
Resistenza lato barre longitudinali	$T_{Rld}$	287,5	kNm	
Momento torcente resistente	$T_{Rd}$	86,7	kNm	
Resistenza lato cls	$T_{Rdc}$	373,6	kNm	
Resistenza lato staffe trasversali	$T_{Rsd}$	86,7	kNm	
Resistenza lato barre longitudinali	$T_{Rld}$	86,7	kNm	
Cotangente dell'angolo di inclinazione bielle di progetto	$\cot \theta$	1,422	-	$\theta = 35,1^\circ$
Indice di resistenza delle bielle compresse ottenuto nella verifica a taglio	$IR_{CLS, V}$	0,017	-	
Indice di resistenza delle bielle compresse dovuto alla torsione	$IR_{CLS, T}$	0,009	-	
Esito verifica di resistenza allo SLU di torsione	FS	0,037	<1.0	OK
Indice di resistenza delle bielle compresse per taglio + torsione	$IR_{CLS, V+T}$	0,026	<1.0	OK

## 12 FOA 07: VERIFICHE DEL TRATTO CON SEZIONE TIPO X

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di resistenza del tratto di muro della FOA 07 che presenta la geometria di Figura 12.1.

L'analisi per il calcolo delle sollecitazioni è stata effettuata mediante un modello agli elementi finiti.

L'interazione terreno-micropali è stata tenuta in conto, anche in questo caso, mediante l'utilizzo di "molle" a comportamento elastico-lineare caratterizzata da una rigidità costante con la profondità espressa mediante il coefficiente  $k$  pari a  $30000 \text{ kN/m}^3$ .

Oltre ai carichi di progetto descritti al capitolo 6 è stata presa in conto anche la spinta del terreno lato autostrada.

La **spinta del terreno** è stata valutata in condizione di spinta a riposo  $K_0$  e determinata in funzione dei seguenti parametri:

peso di volume naturale del terreno spingente.....  $\gamma_t = 20 \quad \text{kN/m}^3$   
 angolo di attrito efficace del terreno spingente.....  $\Phi' = 35^\circ$

L'incremento di spinta sismica viene valutato secondo il metodo di Mononobe e Okabe e sommato alla spinta statica.

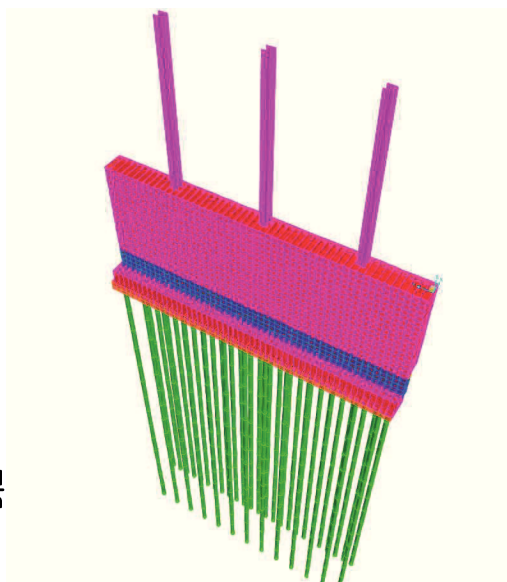
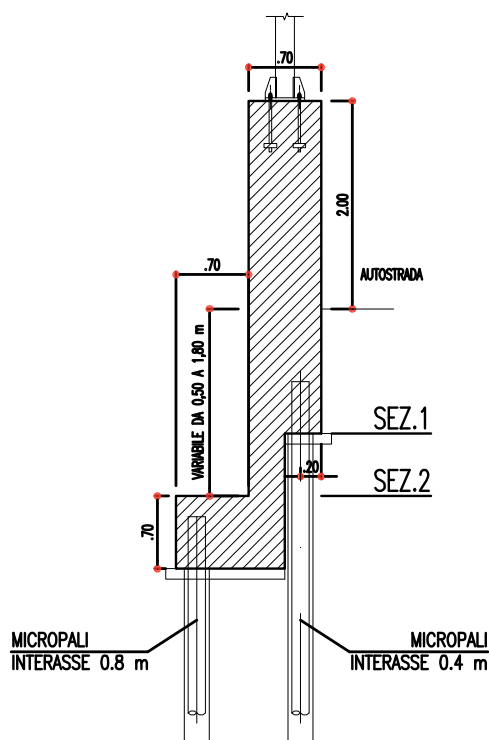


Figura 12.1 – FOA 07 Tratto con Sezione Tipo X

**VERIFICA SEZIONE 1**
**SEZIONE QUOTA -3,20 m**

SOLLECITAZIONI		N [kN]	M [kNm]	T [kN]
ENV SLU_STR	max	-52,77	49,72	-47,90
	min	-72,87	-48,78	-104,46
SISMA	max	-52,85	33,85	-55,50
	min	-55,44	-31,16	-82,57
URTO		-	-90,81	-135,24
			-50,23	

```

+----- Software Ingegneriasoft -----+
|                                     |
| Sezione: VERIFICA_-3,20 (SEZIONE 1) |
|                                     |
+----- www.ingegneriasoft.com -----+

```

**OPZIONI:**

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
Sismicità: edif. non in zona sismica;  
Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.

**MATERIALI:**

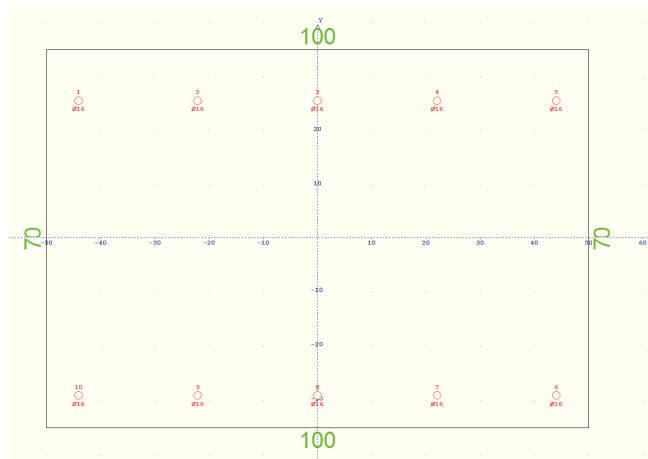
Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.50  
fck=29.05; fcd=16.46; fctk=1.98; fctd=1.32; fctm=2.83; fcfm=3.40; (in MPa)  
Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=16.46 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020  
Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15  
fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.98; Es=206000.00; (in MPa);  
Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15

**FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare**

Base: B = 100.00 cm; Base: H = 70.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio ..... Ast = 20.11 cm²


**GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:**

Area: Acls = 7000.00 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = -0.00 cm  
Momenti d'inerzia: Jx = 2858333.33 cm⁴; Jy = 5833333.33 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;  
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 5833333.33 cm⁴; Jeta = 2858333.33 cm⁴;  
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

**COMBINAZIONI DI CARICO:**

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN\*m).

**Combinazioni stati limite ultimi:**

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	53.00	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	73.00	-49.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-91.00	-135.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 3):  
 Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=-0.000000$ ;  $b=-2000.000000$ ;  $c=-61151.864893$   
 Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-180.000000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)  
 Sezione parzializzata  
 Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$   
 Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -44.44231 / 1000$   
 Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon'_f = -1.16765 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 $NS=-91000.00$ ;  $M_{xiS}=-0.00$ ;  $MyiS=135000.00$ ;  $TxiS=0.00$ ;  $TyiS=0.00$   
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):  
 $NR=-90906.54$ ;  $M_{xiR}=-0.00$ ;  $MyiR=231321.36$

$M_{xi0}=-0.00$ ,  $Myi0=-1592.50$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-Myi$  sul piano  $NS=cost.$   
 $MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(MyiR-Myi0)^2)^{1/2}=232913.86$ ;  $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(MyiS-Myi0)^2)^{1/2}=136592.50$   
 Fattore di sicurezza ad N costante:  $MR/MS = 1.7052 > 1$   
 VERIFICA POSITIVA

#### TAGLIO, VERIFICA-PROGETTO di elementi con armatura [STAFFE]

D.M.14.01.2008

##### DATI GENERALI

TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r$	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s$	24,5 cm
Altezza sezione rettangolare	$h_r$	70,0 cm
Larghezza sezione rettangolare	$b_r$	100,0 cm
Larghezza equivalente sezione circolare	$b_c$	35,7 cm
Larghezza sezione di calcolo	$b_w$	100,0 cm
Area sezione trasversale	$A_c$	7000 cm <sup>2</sup>
diametro barre longitudinali	$\phi_L$	16 mm
diametro staffe	$\phi_s$	12 mm
numero bracci staffatura	$n$	2,5 ---
copriferro netto	$c'$	3,5 cm
copriferro di calcolo in asse barra	$c$	5,5 cm
Altezza utile sezione	$d$	64,5 cm
Resistenza caratter. compr. cubica	$R_{ck}$	35 Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	$f_{yk}$	450 Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	$f_{ck}$	29,05 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2,83 MPa
Resistenza di calcolo cls	$f_{cd}$	16,46 MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	8,23 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391,3 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1,32 MPa

##### SOLLECITAZIONI

Forza assiale nella sezione	$N_{Ed}$	0,0 kN
Taglio nella sezione	$V_{Ed}$	104,0 kN
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,000 Mpa
Angolo di inclinazione campo di compr.	$\text{ctg } \theta_1$	1,000 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$\theta_1, \text{CALC}$	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	$\theta_1, \text{prog}$	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	$\text{ctg } \theta_1, \text{prog}$	1,000
rapporto $\sigma_{cp} / f_{cd}$	$\sigma_{cp} / f_{cd}$	0,000 -
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,000 -
Resistenza di calcolo bielle in cls	$V_{Rcd}$	2389 kN
Indice resistenza bielle compresse	IR	0,044 <1.0 OK

##### VERIFICA STAFFE

Passo staffe	$p$	40,00 cm
Staffe per unità di lungh.	$A_{sw} / s$	7,07 cm <sup>2</sup> /m
Verifica di duttilità		0,067 R. DUTTILE
Resistenza di calcolo armatura trasv	$V_{Rsd}$	161 kN
Resistenza di calcolo bielle in cls	$V_{Rcd}$	2389 kN
Esito verifica a taglio	FS	0,648 <1.0 OK

```

+----- Software Ingegneriasoft -----+
|                                     |
|               Sezione: VERIFICA_-3,20_1               |
|----- www.ingegneriasoft.com -----+

```

## OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.

## MATERIALI:

Calcestruzzo: C28/35;  $R_{ck}=35.00$ ;  $E_c=32588.11$ ; MPa;  $\Gamma_{\text{C}}=1.50$   
 $f_{ck}=29.05$ ;  $f_{cd}=16.46$ ;  $f_{ctk}=1.98$ ;  $f_{ctd}=1.32$ ;  $f_{ctm}=2.83$ ;  $f_{cfm}=3.40$ ; (in MPa)  
 Grafico tensioni/deformazioni cls:  $f_2=16.46$  MPa;  $\epsilon_{\text{Cu}2}=0.0035$ ;  $\epsilon_{\text{C}2}=0.0020$   
 Acciaio barre: B450C;  $\Gamma_{\text{S}}=1.15$   
 $f_{yk}=450.00$ ;  $f_{yd}=391.30$ ;  $f_{bd}=2.98$ ;  $E_s=206000.00$ ; (in MPa);  
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio:  $\epsilon_{\text{Su}}=0.0675$ ;  $k=1.15$

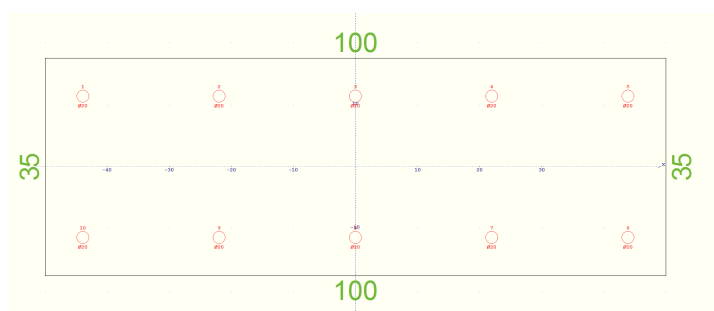
## FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base:  $B=100.00$  cm; Base:  $H=35.00$  cm

Rotazione:  $\text{rot}=0.00$  gradi

Area totale acciaio .....  $A_{st}=31.42$  cm<sup>2</sup>

Copriferro di progetto .....  $c=5.10$  cm



## GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area:  $A_{cls}=3500.00$  cm<sup>2</sup>; Baricentro:  $X_{gcls}=0.00$  cm;  $Y_{gcls}=-0.00$  cm  
 Momenti d'inerzia:  $J_x=357291.67$  cm<sup>4</sup>;  $J_y=2916666.67$  cm<sup>4</sup>;  $J_{xy}=0.00$  cm<sup>4</sup>;  
 Momenti principali d'inerzia:  $J_{csi}=2916666.67$  cm<sup>4</sup>;  $J_{eta}=357291.67$  cm<sup>4</sup>;  
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia  $csi$  e l'asse  $x$ :  $\Theta=-1.57$  rad;

## COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto  $x$  e  $y$  baricent. paralleli agli assi  $x$  e  $y$  (KN, KN\*m).

## Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	53.00	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	73.00	-49.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-91.00	-135.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 3):

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=-0.000000$ ;  $b=-2000.000000$ ;  $c=-24289.256313$

Angolo asse neutro-asse  $x$  :  $\alpha=-180.00000$  gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....  $\epsilon_c=3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....  $\epsilon_f=-15.38758 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....  $\epsilon'_f=-0.48665 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_S=-91000.00$ ;  $M_{xiS}=-0.00$ ;  $M_{yiS}=135000.00$ ;  $T_{xiS}=0.00$ ;  $T_{yiS}=0.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N\*m):

$N_R=-91002.94$ ;  $M_{xiR}=-0.00$ ;  $M_{yiR}=161167.41$

$M_{xi0}=-0.00$ ,  $M_{yi0}=-0.00$  - Punto base nel grafico  $M_{xi}-M_{yi}$  sul piano  $N_S=\text{cost.}$

$MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2}=161167.41$ ;  $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2}=135000.00$

Fattore di sicurezza ad  $N$  costante:  $MR/MS=1.1938 > 1$

VERIFICA POSITIVA

**TAGLIO, VERIFICA-PROGETTO di elementi con armatura [STAFFE]**

D.M.14.01.2008

**DATI GENERALI**

TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	$r$	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	$r_s$	24,5 cm
Altezza sezione rettangolare	$h_r$	35,0 cm
Larghezza sezione rettangolare	$b_r$	100,0 cm
Larghezza equivalente sezione circolare	$b_c$	78,2 cm
Larghezza sezione di calcolo	$b_w$	100,0 cm
Area sezione trasversale	$A_c$	3500 cm <sup>2</sup>
diámetro barre longitudinali	$\phi_L$	16 mm
diámetro staffe	$\phi_s$	12 mm
numero bracci staffatura	$n$	5 ---
copriferro netto	$c'$	3,5 cm
copriferro di calcolo in asse barra	$c$	5,5 cm
Altezza utile sezione	$d$	29,5 cm
Resistenza caratter. compr. cubica	$R_{ck}$	35 Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	$f_{yk}$	450 Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	$f_{ck}$	29,05 Mpa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2,83 MPa
Resistenza di calcolo cls	$f_{cd}$	16,46 MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	8,23 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391,3 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1,32 MPa

**SOLLECITAZIONI**

Forza assiale nella sezione	$N_{Ed}$	0,0 kN
Taglio nella sezione	$V_{Ed}$	104,0 kN
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	0,000 Mpa
Angolo di inclinazione campo di compr.	$ctg \theta_1$	1,000 -
Angolo di inclinazione di calcolo	$\theta_1, CALC$	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	$\theta_1, prog$	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	$ctg \theta_1, prog$	1,000
rapporto $\sigma_{cp} / f_{cd}$	$\sigma_{cp} / f_{cd}$	0,000 -
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,000 -
Resistenza di calcolo bielle in cls	$V_{Rcd}$	1093 kN
Indice resistenza bielle compresse	IR	0,095 <1.0 OK

**VERIFICA STAFFE**

Passo staffe	$p$	40,00 cm
Staffe per unità di lungh.	$A_{sw} / s$	14,14 cm <sup>2</sup> /m
Verifica di duttilità		0,134 R. DUTTILE
Resistenza di calcolo armatura trasv	$V_{Rsd}$	147 kN
Resistenza di calcolo bielle in cls	$V_{Rcd}$	1093 kN
Esito verifica a taglio	FS	0,708 <1.0 OK

**VERIFICA SEZIONE 2**

SOLLECITAZIONI		N [kN]	M [kNm]	T [kN]
ENV SLU_STR	max	51,47	24,58	4,94
	min	-147,52	-59,99	-16,05
SISMA	max	19,04	13,50	5,20
	min	-109,92	-43,64	-13,47
URTO		-	-246,24	-122,97
				-62,28

```

+----- Software Ingegneriasoft -----+
|           Sezione: VERIFICA_-3.80 (SEZIONE 2)           |
+----- www.ingegneriasoft.com -----+

```

**OPZIONI:**

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.

**MATERIALI:**

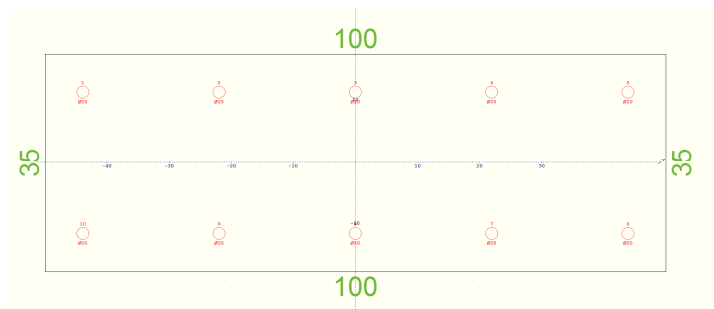
Calcestruzzo: C28/35; Rck=35.00; Ec= 32588.11; MPa; GammaC: 1.50  
fck=29.05; fcd=16.46; fctk=1.98; fctd=1.32; fctm=2.83; fcfm=3.40; (in MPa)  
Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=16.46 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020  
Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15  
fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.98; Es=206000.00; (in MPa);  
Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15  
Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si  
Acciaio staffe: fyks=430.00, fyds=373.91 (in MPa)  
Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)\*100=20.00 %

**FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare**

Base: B = 100.00 cm; Base: H = 35.00 cm  
Rotazione: rot = 0.00 gradi  
Area totale acciaio ..... Ast = 31.42 cm<sup>2</sup>  
Copriferro di progetto ..... c = 5.10 cm

**GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:**

Area: Acls = 3500.00 cm<sup>2</sup>; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = -0.00 cm  
Momenti d'inerzia: Jx = 357291.67 cm<sup>4</sup>; Jy = 2916666.67 cm<sup>4</sup>; Jxy = 0.00 cm<sup>4</sup>;  
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 2916666.67 cm<sup>4</sup>; Jeta = 357291.67 cm<sup>4</sup>;  
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;


**COMBINAZIONI DI CARICO:**

Azione normale (positiva se di compressione).  
Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN\*m).

**Combinazioni stati limite ultimi:**

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	148.00	-60.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-19.00	-44.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	110.00	-44.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	246.00	-123.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 4):**

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=-0.000000; b=-2000.000000; c=-22291.408765  
Angolo asse neutro-asse x : alfa= -180.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)  
Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$   
 Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -12.41837 / 1000$   
 Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = 0.14007 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NS=246000.00; MxiS=-0.00; MyiS=123000.00; TxiS=0.00; TyiS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inertzia (N, N\*m):

NR=246031.28; MxiR=-0.00; MyiR= 200363.48

Mxi0=0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR= ((MxiR-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiR-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=200363.48; MS= ((MxiS-Mxi0)<sup>2</sup>+(MyiS-Myi0)<sup>2</sup>)<sup>1/2</sup>=123000.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.6290 > 1

VERIFICA POSITIVA

#### TAGLIO. VERIFICA-PROGETTO di elementi con armatura [STAFFE]

D.M.14.01.2008

##### DATI GENERALI

TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE	
Raggio della sezione circolare	r	30,0 cm
Raggio della circonferenza di armature	r <sub>s</sub>	24,5 cm
Altezza sezione rettangolare	h <sub>r</sub>	35,0 cm
Larghezza sezione rettangolare	b <sub>r</sub>	100,0 cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b <sub>c</sub>	78,2 cm
Larghezza sezione di calcolo	b <sub>w</sub>	100,0 cm
Area sezione trasversale	A <sub>c</sub>	3500 cm <sup>2</sup>
diametro barre longitudinali	φ <sub>L</sub>	16 mm
diametro staffe	φ <sub>S</sub>	12 mm
numero bracci staffatura	n	5 ---
copriferro netto	c'	3,5 cm
copriferro di calcolo in asse barra	c	5,5 cm
Altezza utile sezione	d	29,5 cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R <sub>ck</sub>	35 Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f <sub>yk</sub>	450 Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f <sub>ck</sub>	29,05 Mpa
Resistenza media a trazione	f <sub>ctm</sub>	2,83 MPa
Resistenza di calcolo cls	f <sub>cd</sub>	16,46 MPa
Resistenza di calcolo ridotta	f <sub>cd'</sub>	8,23 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub>	391,3 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f <sub>ctd</sub>	1,32 MPa

##### SOLLECITAZIONI

Forza assiale nella sezione	N <sub>Ed</sub>	0,0 kN
Taglio nella sezione	V <sub>Ed</sub>	62,0 kN
Tensione media di compressione	σ <sub>cp</sub>	0,000 Mpa
Angolo di inclinazione campo di compr.	ctg θ <sub>t</sub>	1,000 -
Angolo di inclinazione di calcolo	θ <sub>t, CALC</sub>	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	θ <sub>t, prog</sub>	45,00 °
Angolo di inclinazione di progetto	ctg θ <sub>t, prog</sub>	1,000
rapporto σ <sub>cp</sub> / f <sub>cd</sub>	σ <sub>cp</sub> / f <sub>cd</sub>	0,000 -
coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	1,000 -
Resistenza di calcolo bielle in cls	V <sub>Rcd</sub>	1093 kN
Indice resistenza bielle compresse	IR	0,057 <1.0 OK

##### VERIFICA STAFFE

Passo staffe	p	40,00 cm
Staffe per unità di lung.	A <sub>sw</sub> / s	14,14 cm <sup>2</sup> /m
Verifica di duttilità		0,134 R. DUTTILE
Resistenza di calcolo armatura trasv	V <sub>Rsd</sub>	147 kN
Resistenza di calcolo bielle in cls	V <sub>Rcd</sub>	1093 kN
Esito verifica a taglio	FS	0,422 <1.0 OK