

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA  
SUB TRATTA VERONA – VICENZA  
1° LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA**

RELAZIONE

RUMORE: PROGETTO BARRIERE

RELAZIONI: RELAZIONE DI CALCOLO: PARTE IN ELEVAZIONE

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.		SCALA:  -
<b>ATI bonifica</b> IL PROGETTISTA INTEGRATORE  Franco Perlio Bochetto iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8054 - Cat. A settore Civile e Ambientale Data: Marzo 2018	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore   Data: Marzo 2018			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N O D	0 1	D	I 2	C L	I M 0 0 0 6	0 0 1	A

<b>ATI bonifica</b>	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F. Perlio Bochetto	Marzo 2018

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE DEFINITIVA	R. Pieroncini 	Marzo 2018	E. Serpi 	Marzo 2018	L. Fieni 	Marzo 2018	Ing. T. Bastianello 
								Data: Marzo 2018

File: IN0D00DI2CLIM0006001A.doc	CUP.: J41E910000000009 CIG: 3320049F17	n. Elab.:
---------------------------------	---	-----------

### INDICE

1	PREMESSA	6
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	MATERIALI	9
4	DESCRIZIONE DEI CARICHI SULLE BARRIERE	15
4.1	PESO PROPRIO	15
4.2	PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI	15
4.3	PRESSIONE DEL VENTO	17
4.4	AZIONI CONSIDERATE	20
4.5	AZIONE DINAMICA_TIME HISTORY	21
4.6	AZIONE SISMICA	22
4.7	EFFETTI DINAMICI DOVUTI ALLA PRESSIONE AERODINAMICA	22
4.8	AZIONI UTILIZZATE	24
4.9	COMBINAZIONI	25
4.10	SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI	26
5	VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA	29
5.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	29
5.1.1	Verifica di resistenza dei montanti	32
	• Verifica a flessione SLU	32
	• Verifica ad instabilità flesso-torsionale	33
	• Verifica a taglio SLU	37
	• Verifica tensionale in esercizio	38
	• Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti	39
5.2	VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO	40
5.2.1	Sollecitazioni	40
5.2.2	Verifica dei tirafondi a taglio-trazione	47
5.2.3	Verifica di resistenza piastra di base	49
5.2.4	Verifica a rifollamento della piastra di base	51
5.2.5	Ancoraggio dei tirafondi	52
5.3	VERIFICA DELLE SALDATURE	54
5.4	VERIFICHE A FATICA	55

5.5	VERIFICHE COMPORTAMENTO AL FUOCO		60
6	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SU PALI		64
6.1	Cordolo barriera H=4.95m		65
6.1.1	Verifica a Taglio	65	
6.1.2	Verifica a Torsione	66	
6.1.3	Verifica Combinata Taglio- Torsione	66	
6.2	Cordolo barriera H=6.95m		67
6.2.1	Verifica a Taglio	67	
6.2.1	Verifica a Torsione	68	
6.2.2	Verifica Combinata Taglio- Torsione	68	
7	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SU COPPIA DI MICROPALI		69
7.1	Cordolo barriera H=4.95m		70
7.1.1	Verifica a Taglio	70	
7.1.2	Verifica a Torsione	71	
7.1.3	Verifica Combinata Taglio- Torsione	71	
7.2	Cordolo barriera H=6.95m		72
7.2.1	Verifica a Taglio	72	
7.2.2	Verifica a Torsione	73	
7.2.3	Verifica Combinata Taglio- Torsione	73	
8	TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO		74
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI		77
8.1.1	Verifica a flessione e taglio	77	
8.1.2	Verifica a taglio-torsione	77	
8.1.3	Verifica deformabilità trave di scavalco	78	
8.2	VERIFICA DELL'ELEVAZIONE E DELLO SCATOLARE DELLE TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO		79
8.2.1	Verifiche trave scatolare_TIPO D	79	
8.2.2	Verifiche trave scatolare_TIPO Z	83	
8.3	VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO		86

8.3.1	Verifica strutturale del cordolo in c.a. 100x100 cm su pali $\varnothing$ 800	88
•	TIPOLOGICO D: L=12,00m; $H_{\max,barriera}$ =6,95m	90
	<i>Verifica piano verticale</i>	90
	<i>Verifica piano orizzontale</i>	91
	<i>Verifica a torsione</i>	92
•	TIPOLOGICO Z: L=15,00m; $H_{\max,barriera}$ =4,95m	94
	<i>Verifica piano verticale</i>	94
	<i>Verifica piano orizzontale:</i>	95
	<i>Verifica a torsione</i>	96
8.3.2	Verifica strutturale del cordolo in c.a. 100x600 cm su micropali $\varnothing$ 250	97
•	TIPOLOGICO D: L=12,00m; $H_{\max,barriera}$ =6,95m	99
	<i>Verifica piano verticale</i>	99
	<i>Verifica piano orizzontale</i>	100
	<i>Verifica a torsione</i>	101
•	TIPOLOGICO Z: L=15,00m; $H_{\max,barriera}$ =4,95m	103
	<i>Verifica piano verticale</i>	103
	<i>Verifica piano orizzontale</i>	104
	<i>Verifica a torsione</i>	105
9	TRAVI DI SCAVALCO IN C.A.	107
9.1	VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI SCAVALCO IN CLS 100X100cm	109
	<i>Verifica nel piano verticale</i>	110
	<i>Verifica nel piano orizzontale</i>	111
	<i>Verifica a torsione</i>	112
9.2	VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI SCAVALCO IN CLS 100X60cm	113
	<i>Verifica nel piano verticale</i>	115
	<i>Verifica nel piano orizzontale</i>	116
	<i>Verifica a torsione</i>	117

# Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

Titolo:  
RELAZIONE DI CALCOLO: PARTE IN ELEVAZIONE

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	Pag.
IN0D	01	D I2 RG	IM0006 001	A	5 di 118

## 1 PREMESSA

Il presente documento si riferisce all'intero 1° Lotto Funzionale Verona-Bivio Vicenza ricompreso tra le progressive pk. 0+000 e pk. 44+250, composto dall'unione dei sublotti: il primo (SL01) da Verona (pk. 0+000) a Montebello Vicentino (pk. 32+525) a Bivio Vicenza (pk. 44+250) al fine di consentire l'innesto della linea AV/AC sulla linea storica esistente.

Per uniformità di approccio, la tipologia di barriere utilizzate è la medesima adottata per la tratta precedente Milano – Verona e cioè costituite da montanti in acciaio nei quali sono inseriti pannelli fonoassorbenti in cls fino ad un'altezza di 2 m su p.f.. Per altezze di barriera superiori, le pannellature sono costituite da pannelli fonoassorbenti in acciaio verniciato.

Nei tratti in viadotto le pannellature sono interamente in acciaio per limitare il peso sull'opera d'arte.

Nel caso delle barriere interlinea le pannellature sono del tipo biassorbente,

La descrizione di dettaglio degli interventi è riportata nella relazione tecnico illustrativa (doc. IN0D 00DI2 RG IM006 003 A).

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Norme Tecniche 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.
- **Norme Tecniche 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.
- **D. M. del 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni
- **Circ. Min. No 617 - 2 Febbraio 2009**: Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'.
- **UNI EN 1990**: Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1**: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1992-1-1**: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1993-1-1** - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1993-1-8** - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti.
- **UNI EN 1993-1-9** - Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica.
- **Istruzione F.S. I/SC/PS-OM/2298 del 2/06/1995** – Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.
- **Istruzione F.S. 44/S del 20/10/1999**.
- **Disciplinare tecnico – Barriere antirumore per impieghi ferroviari** -Edizione 1998 (aggiornamento ed.91) e successive modificazioni e/o integrazioni di cui all'allegato 1.

- **RFI 24.03.04 “Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle barriere antirumore”.**
- **Lettera di RFI del 19/12/2005 (Prot. RFI-DIN-ICIA0011\P\2005\0001184)\_Disciplinare tecnico per barriere antirumore per impieghi ferroviari \_ Aggiornamento del punto 3.3: "Caratteristiche di resistenza al fuoco" e del punto 3.1.b: "Caratteristiche acustiche - Prove di perdita per inserzione della barriera in opera (accettabilità definitiva) – Nota del Prof. F. Vestroni 31.03.05 - ANALISI DINAMICA DELLE BARRIERE FONOASSORBENTI DELLA LINEA A.V. RM-NA SOTTO L'AZIONE AERODINAMICA PRODOTTA DAL PASSAGGIO DEL TRENO “Prove sperimentali su due tipologie di barriere (calcestruzzo ed alluminio) ed elaborazione dei risultati”.**
- **Prescrizioni tecniche sulle Barriere Antirumore – Nota RFI-DNI-ICI/717 del 21/06/06.**
- **Linee guida per il dimensionamento delle opere di mitigazione acustica per linee di nuova realizzazione e per il piano di risanamento acustico (Giugno 2010).**

### 3 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate per il progetto esecutivo.

#### Carpenteria metallica

**Acciai per montanti metallici, piastre e irrigidenti saldati tipo S355J2** rispondenti alle norme UNI EN 10025.

**Acciai per montanti metallici, piastre e irrigidenti non saldati tipo S355J0** rispondenti alle norme UNI EN 10025.

#### Tirafondi

**Barre filettate** in acciaio di caratteristiche di resistenza non inferiore alla **classe 8.8 e 10.9** secondo UNI EN 898 parte I (riferimento UNI 5712) con **dadi di classe 8 e 10** secondo UNI EN 20898 parte II (riferimento UNI 5713)

**Rosette** 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 EN 898-1 riferimento UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI EN 20898-2 riferimento UNI 5713, appartenenti alla **classe 8.8 e 10.9** 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

**Zincatura** a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 <sup>(1)</sup>	S275 <sup>(1)</sup>	S355 <sup>(1)</sup>	
f <sub>t</sub>	R <sub>m</sub>	Tensione di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]		≥ 340 <sup>(2)</sup> ≤ 470 <sup>(2)</sup>	≥ 410 <sup>(3)</sup> ≤ 560 <sup>(3)</sup>	≥ 490 <sup>(4)</sup> ≤ 630 <sup>(4)</sup>	
f <sub>y</sub>	R <sub>e</sub>	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]		≥ 235 <sup>(5)</sup>	≥ 275 <sup>(6)</sup>	≥ 355 <sup>(7)</sup>	
KV	KV	Resilienza KV (J) <sup>(8)</sup>	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε <sub>t</sub>	A <sub>min</sub>	Allungamento percentuale a rottura (L <sub>0</sub> =5.65√A <sub>0</sub> ) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 <sup>(9)</sup> ≤ 26 <sup>(10)</sup>	≥ 20 <sup>(9)</sup> ≤ 22 <sup>(10)</sup>	≥ 20 <sup>(9)</sup> ≤ 22 <sup>(10)</sup>	

PROFILI CAVI							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche	S235 <sup>(1)</sup>	S275 <sup>(1)</sup>	S355 <sup>(1)</sup>		
$f_t$	$R_m$	Tensione di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 360	≥ 430	≥ 510		
$f_y$	$R_e$	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 235 <sup>(2)</sup>	≥ 275 <sup>(2)</sup>	≥ 355 <sup>(3)</sup>		
KV	KV	Resilienza KV (J) <sup>(8)</sup>	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
$\epsilon_t$	$A_{min}$	Allungamento percentuale a rottura ( $L_0=5.65\sqrt{A_0}$ )	≥ 24	≥ 21	≥ 20		

Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO e J2G3 della UNI 7806 (dicembre 1979), e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.  
Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>.  
Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup> ; per spessori maggiori di 35 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.

BULLONI E DADI					
		Normali		Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	<b>8.8</b>	<b>10.9</b>
DADI	4	5	6	<b>8</b>	<b>10</b>

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

### Calcestruzzo armato

#### **MAGRONE C12/15**

resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} \geq 15.0$  MPa

resistenza caratteristica a compressione:  $f_{ck} \geq 12.0$  MPa

Classe di esposizione -

#### **PALI DI FONDAZIONE C25/30**

resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} \geq 30.0$  MPa

resistenza caratteristica a compressione:  $f_{ck} \geq 25.0$  MPa

Classe di esposizione XC2

**PLINTI E CORDOLI DI FONDAZIONE C28/35**resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} \geq 35.0$  MParesistenza caratteristica a compressione:  $f_{ck} \geq 28.0$  MPa

Classe di esposizione XC2

**Acciaio per c.a. B450C**Tensione di snervamento:  $f_{y-nom}$  450 N/mm<sup>2</sup>Tensione di rottura:  $f_{t-nom}$  540 N/mm<sup>2</sup>**NOTE GENERALI:****TIRAFONDI**

- Le viti e i dadi devono essere associati come indicato nel Prospetto 2 della UNI EN 898 parte II
- Barra filettata, dado e rosetta dovranno essere forniti da un unico produttore
- Bulloni e tirafondi dovranno essere montati con una rosetta sotto il dado
- Bulloni e tirafondi dovranno essere montati con dado e controdado.

**MALTA ANTIRITIRO DI LIVELLAMENTO**

Malta o resina avente caratteristiche meccaniche e dielettriche equivalenti o superiori alla malta tipo HILTI CM 730 EAN (o similari), il materiale dovrà essere preventivamente approvato da Ferrovie.

**GUARNIZIONE IN EPDM**

Share 70±5

**PREDISPOSIZIONE MESSA A TERRA**

Tutti i montanti dovranno essere predisposti con foro  $\square 13$ mm per l'eventuale messa a terra.

### VERNICE DIELETTICA E BOCCOLE DIELETTICHE

Vernice dielettrica e boccole dielettriche in grado di garantire una resistenza verso terra di 1 Mega Ohm, una rigidità dielettrica di 20 kV/mm nel rispetto della norma CEI 15-23

### REQUISITI MINIMI DELL'OFFICINA DI TRASFORMAZIONE

Il costruttore dovrà possedere come requisito minimo la certificazione rilasciata da parte di un Ente riconosciuto in accordo alla EN 1090-2 con classe di esecuzione almeno EXC3. Il materiale fornito in cantiere dovrà essere accompagnato da DOP (dichiarazione di prestazione) emessa per ciascun documento di trasporto (DDT) sul quale dovranno essere chiaramente indicate le marche dei singoli elementi forniti.

### SALDATURE

- Le saldature dovranno essere eseguite e controllate nel rispetto della Istruzione FS 44/S Rev. A del 20.10.99.
- Le saldature si intendono continue (salvo diversa indicazione)
- Le saldature si intendono a cordone d'angolo (salvo diversa indicazione)
- Le saldature avranno il lato del cordone pari al minimo spessore da collegare (salvo diversa indicazione) in ogni caso nel rispetto della istruzione FS 44/s
- Al fine di evitare incroci di saldature prevedere degli slot di opportune dimensioni per far girare le saldature nello spessore.

### RIVESTIMENTI PROTETTIVI

Tutte le parti metalliche dovranno essere sottoposte a zincatura a caldo in accordo a quanto riportato nella norma UNI EN ISO 1461, nel rispetto del Disciplinare Tecnico delle Barriere Antirumore del 1998 e s. m. ed i.

Ulteriore trattamento protettivo della superficie secondo quanto riportato nel suddetto Disciplinare o con i cicli omologati come da Istruzione FS 44/V.

### PROVE SUI MATERIALI

Tutti i materiali impiegati relativi ai montanti e alle piastre dovranno essere certificati secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 10204 punto 3.2 del prospetto I e forniti in modo che risultino, inequivocabilmente, prodotti qualificati ai sensi dell'allegato 8 delle norme tecniche del vigente D.M. del Ministero dei LL.PP. emanato in applicazione della L. 1086/71 e s.m. ed i.. Sui profili e lamiere si dovranno eseguire tutte le prove obbligatorie individuate dalle tabelle UNI EN 10025 corrispondenti (e 10210 per i tubi), dandone adeguata certificazione.

Il collaudo dei materiali può essere richiesto, oltre che presso i fornitori, alla presenza di un rappresentante di ITALFERR, anche presso l'officina del Costruttore, sempre che sia possibile inviare i saggi punzonati ad un laboratorio ufficiale o comunque tecnologico in possesso dei certificati di taratura delle macchine rilasciati da organismo ufficiale riconosciuto dallo Stato, e che le prove meccaniche e chimiche siano eseguite in presenza di un rappresentante di ITALFERR.

Per quanto riguarda tirafondi e bulloni, gli stessi devono essere forniti di un certificato di controllo secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 10204 punto 3.1.b. ITALFERR si riserva di eseguire prove integrative (trazione, resilienza, durezza, ecc.) sui materiali approvvigionati.

### CONTROLLO DEI MATERIALI LAVORATI

Prima della spedizione in opera, gli elementi costruiti dovranno essere sottoposti, oltre ai controlli previsti sulle saldature, ai controlli dimensionali e visivi, nonché a quelli sul rivestimento in ragione del 30% degli elementi prodotti; tali controlli potranno essere estesi in funzione dell'esito dei controlli, fino al 100% degli elementi stessi.

Le tolleranze di tutti i materiali lavorati dovranno essere in linea con quelle previste nelle normative di riferimento dei singoli elementi costituenti.

### CONTROLLO IN OPERA

Dopo il montaggio in opera saranno effettuate verifiche di posizionamento dei montanti e delle coppie di serraggio, in ragione del 30% degli elementi; tali controlli potranno essere estesi in funzione dell'esito dei controlli, fino al 100% degli elementi stessi. Infine saranno effettuati controlli sulla finitura del rivestimento.

Deve essere curata la verticalità dei montanti; è ammesso uno scostamento massimo di 5mm, misurato in sommità, sia nel senso trasversale che longitudinale della barriera.

**N.B.**

- Le dimensioni dei pannelli riportate sugli elaborati grafici e sulla presente relazione sono puramente indicative; sarà cura e onere dell'appaltatore, una volta definito il produttore, fornire le verifiche degli stessi conformemente a quanto indicato nelle suddette prescrizioni e fornirne gli elaborati di dettaglio prima della loro messa in opera.
- Tutti gli elementi, in particolare i sistemi di fissaggio e le guarnizioni, dovranno essere realizzati nel rispetto del disciplinare tecnico delle barriere antirumore del 1998 e sue s. m. ed i..

## 4 DESCRIZIONE DEI CARICHI SULLE BARRIERE

Il calcolo delle strutture è stato effettuato considerando: il peso proprio del montante e dei pannelli fonoassorbenti e fonoisolanti e dei pannelli in cls, e le pressioni o depressioni dovute al transito dei rotabili e al vento.

Si riporta il calcolo sui montanti delle barriere antirumore per cinque altezze:

- 2.45m - 2.95m →Montante HEA 200;
- 3.45m - 3.95m →Montante HEA 240;
- 4.45m - 4.95m →Montante HEA 240;
- 5.45m - 5.95 →Montante HEA 260;
- 6.45m - 6.95 →Montante HEA 280.

### 4.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è costituito dal peso dei pannelli fonoassorbenti in acciaio inox e di quelli fonoisolanti in vetro stratificato. Si ha pertanto:

Di seguito si riportano i pesi impiegati nel calcolo delle sollecitazioni.

PP pannello fonoassorbenti e fonoisolanti .....	0.50	kN/m <sup>2</sup>
PP pannello CLS = 24.0 kN/m <sup>3</sup> x 0.15 m = .....	3.60	kN/m <sup>2</sup>
PP montanti in acciaio = .....	78.50	kN/m <sup>3</sup>

### 4.2 PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI

Il passaggio dei convogli induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione. L'ampiezza di tali azioni dipende principalmente dai fattori di seguito elencati:

1. dal quadrato della velocità del treno ( $v$ );
2. dalla forma aerodinamica del convoglio ( $K_1$ );
3. dalla forma della struttura ( $K_2$ );
4. dalla posizione della struttura e dalla distanza stessa dal binario ( $a_g$ ).

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni ( $\pm q_{1k}$ ).

Si ha pertanto:

$$q_{1k} = f(v; a_g) \times K_1 \times K_2$$

dove:

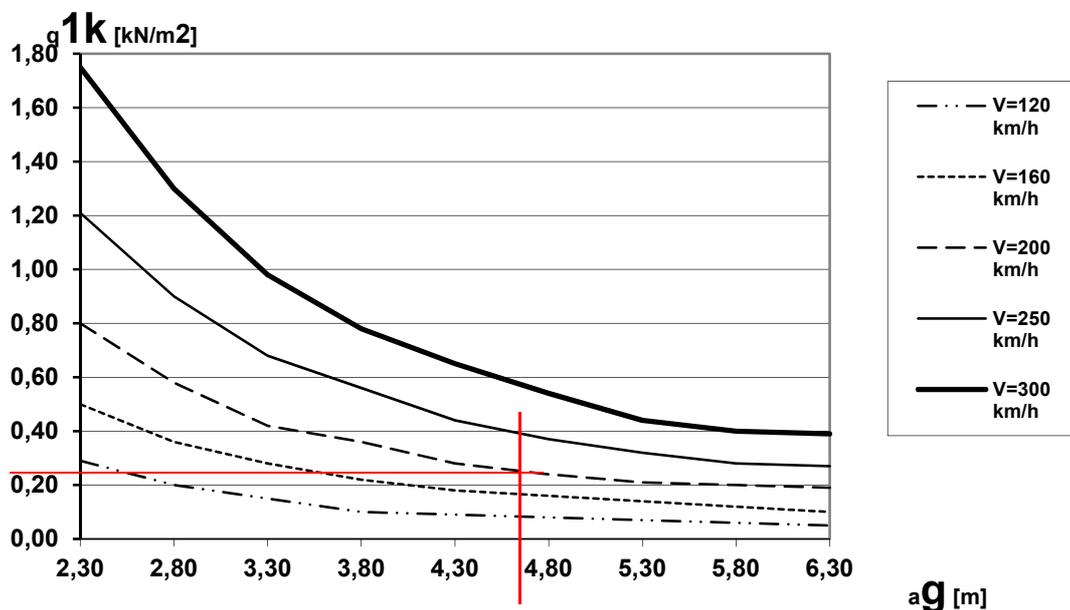
$K_1 = 1.00$  per treni con forme aerodinamiche sfavorevoli

= 0.85 per treni con carrozze a sagoma arrotondata

= 0.60 per treni aerodinamici (ETR)

$K_2 = 1.30$  se l'altezza dell'elemento è  $\leq 1.00$  o se la larghezza è  $\leq 2.50$ ; altrimenti  $K_2 = 1.00$ ;

$a_g =$  distanza dalla mezzeria del binario più vicino (nel caso in esame pari a 4.70m);



Nel caso specifico considerando una velocità massima di percorrenza di un convoglio con forme aerodinamiche favorevoli ( $K_1=0.60$ ), pari a  $V_{max} = 250$  km/h, e considerando  $K_2=1$ , dall'abaco precedentemente riportato si evince che poiché per:

$a_g = 4.70$  m, si ha circa:

$$q_{1k} = 0.6 \times 400 = 240 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

### 4.3 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (3.3.2)$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

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

$c_d$  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 alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.3.4)$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Nel caso in esame si ha:

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 390.625 \text{ N/m}^2.$$

Avendo considerato la velocità di riferimento del vento per la Regione Veneto, pari a 25 m/s, per una altitudine sul livello del mare  $a_0$  minore di 1000 m.

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad (3.3.1)$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

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

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

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

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

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min} \quad (3.3.5)$$

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

a favore di sicurezza è stato assunto  $c_t = 1.5$ .

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

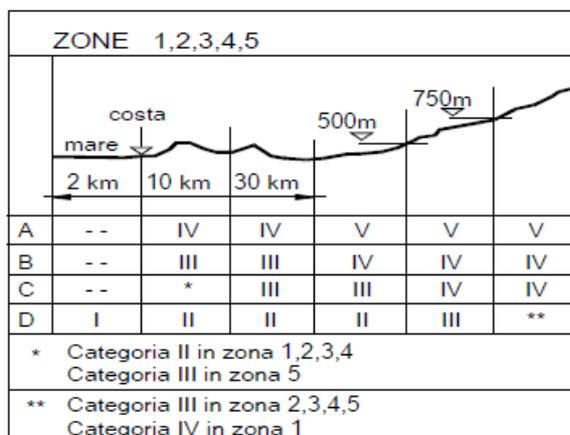
Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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



Pertanto si ha:

$$c_e = 0.20^2 \times 1.5 \times \ln(7.00/0.10) \times ((7 + 1.5 \times \ln(7.00/0.10))) = 3.41$$

$c_p$  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, pari in questo caso a:

- per elementi sopravento (cioè investiti dal vento) con l'inclinazione sull'orizzontale  $\alpha > 60^\circ$ :

$$C_{pe1} = 0.8$$

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

$$C_{pe2} = -0.4$$

Pertanto in definitiva nel caso in esame si avrà:

$$C_{pe} = C_{pe1} + C_{pe2} = 0.8 + 0.4 = 1.2$$

$C_d$  :

Il coefficiente dinamico tiene in 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 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Sostituendo quanto sopra riportato nella relazione della pressione del vento e per la tipologia di progetto si ha:

$$p_e = 390.625 \times 3.41 \times 1.0 \times 1.2 = 1600.0 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

#### 4.4 AZIONI CONSIDERATE

La somma delle azioni dovute agli effetti del vento e della pressione e depressione aerodinamica dovuta ai convogli ferroviari è pari a:

$$P_{tot} = q_{1k} + p_e = 240.0 + 1600.0 = 1840.0 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Le azioni del vento e delle pressioni aerodinamiche devono essere sommate insieme e non dovranno essere inferiori a quanto previsto dal "Disciplinare tecnico", edizione 1998 e

successive modificazioni e/o integrazioni, che assume un valore minimo da considerare pari a:

- Per linee con velocità massima  $V_{max} \geq 200$  km/h;  
Sia per le verifiche statiche che per quelle di deformabilità si dovrà assumere il valore minimo  $p_{tot} = p_{vento} + p_{aerod.} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Pertanto, poichè il valore di calcolo è inferiore a quello minimo da normativa, nel calcolo dovrà essere utilizzato:

$$P_{tot} = 2500 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Per un interasse di 3.00 tra montante e montante della barriera acustica si avrà il seguente carico ripartito agente su ogni elemento strutturale:

$$p = 2500 \times 3 = 7500.0 \text{ [N/m]}$$

#### 4.5 AZIONE DINAMICA\_TIME HISTORY

E' stata applicata anche un'azione dinamica rappresentata dalla Time History, come di seguito riportato:

- b) Per le sole linee A.V.\A.C. con velocità  $\geq 200$  km/h occorre verificare che non si instaurino condizioni di risonanza delle barriere antirumore, sottoposte ad un'azione dinamica rappresentata dalla Time History delle pressioni rappresentata nella *figura n°1* (riportata in fondo al presente paragrafo), il cui valore di picco deve essere determinato sulla base del punto 1.4.6 dell'istruzione I/SC/PS-OM/2298 del 2/06/95 aggiornato al 13/01/97 e le cui ascisse devono essere calibrate in funzione della velocità di transito del treno. Dall'esame delle risposte dinamiche delle barriere occorrerà verificare che il coefficiente d'amplificazione dinamica sia  $\leq 2,0$ . Le analisi dinamiche dovranno essere eseguite con velocità d'avanzamento variabile da  $V=200$  km/h a  $V=V_{max}$  con incremento di 10 km/h.

Dall'Aggiornamento dal Disciplinare Tecnico RFI 24.03.04 "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle barriere antirumore", si evince che la verifica del valore del coefficiente d'amplificazione ( $\leq 2.0$ ) è da **intendersi non vincolante**, ma utile ai fini del controllo del comportamento dinamico della barriera antirumore. Comunque va tenuto conto nelle verifiche di resistenza, fatica e deformabilità dell'opera.

Per i montanti isolati, sono state eseguite analisi della risposta dinamica nel dominio del tempo, con le modalità evidenziate nel precedente paragrafo, operando una integrazione

al passo e analizzando la risposta alla velocità di 250 km/h, poichè quelle eseguite con velocità ridotte non risultano dimensionanti.

#### 4.6 AZIONE SISMICA

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento + sovrappressione del treno, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

#### 4.7 EFFETTI DINAMICI DOVUTI ALLA PRESSIONE AERODINAMICA

Per i montanti isolati, sono state eseguite analisi della risposta dinamica nel dominio del tempo, con le modalità evidenziate nel precedente paragrafo, operando una integrazione al passo e analizzando la risposta alla velocità di 250 km/h (quelle eseguite con velocità ridotte non risultano significative), partendo dalla Time History base di 300 km/h riportata di seguito, con le opportune modifiche per le velocità e le pressioni di progetto.

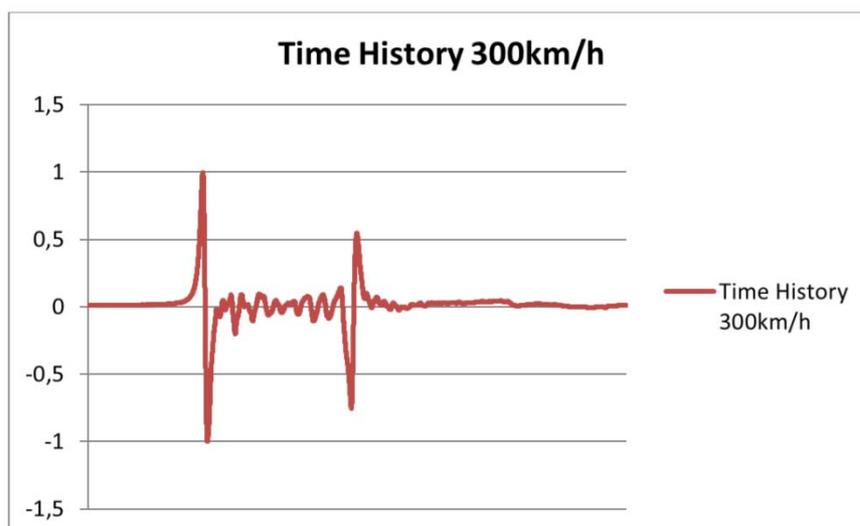


Figura 1-Time History base a 300 km/h

La distribuzione delle pressioni lungo l'altezza della barriera viene considerata costante lungo l'altezza della barriera.

Pertanto è stato calcolato il “**coefficiente di amplificazione dinamica degli Spostamenti**” come rapporto fra lo spostamento massimo dinamico ed il corrispondente spostamento indotto dalla sovrappressione aerodinamica applicata staticamente.

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e minimi, i fattori di amplificazione dinamica degli spostamenti.

Di seguito si riporta il fattore di amplificazione dinamica degli spostamenti (si è preso in considerazione lo spostamento massimo in sommità della struttura, considerando che alla base dei montanti sono presenti dei fazzoletti di irrigidimento):

- **BARRIERA H=2.95m → MONTANTE HEA 200**

Joint Displacements_Barriera H=2.75m_HEA200			
Joint	OutputCase	StepType	U1
Text	Text	Text	mm
1	Time_History_U1	Max	1.200
1	Time_History_U1	Min	-1.114
1	Paero		0.550
			<b>2.18</b>

- **BARRIERA H=3.95m → MONTANTE HEA 240**

Joint Displacements_Barriera H=3.75m_HEA240			
Joint	OutputCase	StepType	U1
Text	Text	Text	mm
1	Time_History_U1	Max	1.580
1	Time_History_U1	Min	-1.473
1	Paero		0.754
			<b>2.095</b>

- **BARRIERA H=4.95m → MONTANTE HEA 240**

Joint Displacements_Barriera H=4.75m_HEA240			
Joint	OutputCase	StepType	U1
Text	Text	Text	mm
1	Time_History_U1	Max	3.157
1	Time_History_U1	Min	-3.398
1	Paero		1.736
			<b>1.96</b>

- **BARRIERA H=5.95m → MONTANTE HEA 260**

Joint Displacements_BARRIERA H=5.75m_HEA260			
Joint	OutputCase	StepType	U1
Text	Text	Text	mm
1	Time_History_U1	Max	5.2
1	Time_History_U1	Min	-3.89
1	Paero		2.8
			<b>1.86</b>

- **BARRIERA H=6.95m → MONTANTE HEA 280**

Joint Displacements_BARRIERA H=6.75m_HEA280			
Joint	OutputCase	StepType	U1
Text	Text	Text	mm
1	Time_History_U1	Max	8.7473
1	Time_History_U1	Min	-9.5050
1	Paero		5.2442
			<b>1.81</b>

#### 4.8 AZIONI UTILIZZATE

Per le **verifiche a fatica** sono state utilizzate le variazioni di campo tensionale indotte dalla sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici alla velocità di 250km/h (variabili in funzione dell'altezza della barriera), ossia:

- 2.95m → Montante HEA 200\_Pressione =  $240 \times 2.18 = 523.2 \text{ N/mq}$ ;
- 3.95m → Montante HEA 240\_Pressione =  $240 \times 2.10 = 504.0 \text{ N/mq}$ ;
- 4.95m → Montante HEA 240\_Pressione =  $240 \times 1.96 = 470.4 \text{ N/mq}$ ;
- 5.95m → Montante HEA 260\_Pressione =  $240 \times 1.86 = 446.4 \text{ N/mq}$ ;
- 6.95m → Montante HEA 280\_Pressione =  $240 \times 1.81 = 434.4 \text{ N/mq}$ .

Per le **verifiche di resistenza allo SLU e deformabilità** sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti, pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche, comprensive degli effetti dinamici. Considerando, a favore di sicurezza, l'effetto dinamico più gravoso (barriera H=2.95m) si ha:

$$q = 2.18 \times 240 + 1600 = 2123.2 \text{ N/mq} \text{ minore di } 2500 \text{ N/mq} \rightarrow \mathbf{2500 \text{ N/m}^2}.$$

In accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 “Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore” per velocità superiori o uguali a 200km/h (nel nostro caso si hanno velocità di 250 km/h), per la somma “pressione del vento + sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici” è stato assunto il valore minimo **2500 N/m<sup>2</sup>**.

#### **4.9 COMBINAZIONI**

Per le **verifiche a fatica** sono state utilizzate le variazioni di campo tensionale indotte dalla sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici alla velocità di 250km/h, come visto in § 4.8.

Per le **verifiche di resistenza e deformabilità** sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti, pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche, comprensive degli effetti dinamici, come visto in § 4.8.

In accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 “Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore” per velocità superiori o uguali a 200km/h (nel nostro caso si hanno velocità massime di 250 km/h), per la somma “pressione del vento + sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici” è stato assunto il valore minimo 2500N/m<sup>2</sup>.

Riportiamo nella seguente tabella le suddette combinazioni in termini di carichi elementari e coefficienti moltiplicativi.

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/.NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D.

Per le azioni variabili considerate si eseguiranno le permutazioni necessarie alla definizione di volta in volta dell'azione principale e delle secondarie.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

#### **S.L.U. - STR / GEO**

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \gamma_{q,n} \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

#### **S.L.E. - Caratteristica Rara**

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} + \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

N.B.: La combinazione SLE Caratteristica (Rara) è considerata unica rappresentativa per la condizione di esercizio.

I coefficienti parziali per le azioni e quelli di combinazione, sono di seguito riportati:

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per la combinazione Frequente, è stato assunto un coefficiente  $\Psi_{11}$  pari a 0.5, ricavato dalla **Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni del DM2008**.

#### 4.10 SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI

Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute alla base dei montanti delle barriere per le combinazioni di carico riportate in § 4.9.

**Pressione del vento + Pressione aerodinamica e sollecitazioni agenti sulle barriere**

Famiglia	Montante	Interasse montante [m]	altezza montante [m]	we [N/m <sup>2</sup> ]	fw [N/m]	V [N]	M [Nm]	N [N/m]
2.95	HE 200 A	3.00	2.95	2500.00	7500.00	20625.00	28359.38	10700.0
3.95	HE 240 A	3.00	3.95	2500.00	7500.00	28125.00	52734.38	14820.0
4.95	HE 240 A	3.00	4.95	2500.00	7500.00	35625.00	84609.38	15520.0
5.95	HE 260 A	3.00	5.95	2500.00	7500.00	43125.00	123984.38	16370.0
6.95	HE 280 A	3.00	6.95	2500.00	7500.00	50625.00	170859.38	17300.0

**dove:**

we [N/m <sup>2</sup> ]	pressione del vento agente sulle barriere
fw [N/m]	carichi del vento
V [N]	sollecitazioni di taglio (schema statico a mensola)
M [Nm]	sollecitazioni di momento flettente (schema statico a mensola)
N [N/m]	sollecitazioni di sforzo normale a m, dovuto al peso del montante e a quello dei pannelli (3.75m in cls i restanti trasparenti)

**Sollecitazioni massime non amplificate agenti sulle barriere**

Famiglia	Montante	altezza montante [m]	V [N]	M [Nm]	N [N]
2.95	HE 200 A	2.95	20625	28359	32100
3.95	HE 240 A	3.95	28125	52734	44460
4.95	HE 240 A	4.95	35625	84609	46560
5.95	HE 260 A	5.95	43125	123984	49110
6.95	HE 280 A	6.95	50625	170859	51900

### Sollecitazioni massime allo SLU-STR agenti sulle barriere

Famiglia	Montante	altezza montante [m]	V [N]	M [Nm]	N [N]
2.95	HE 200 A	2.95	30938	42539	41730
3.95	HE 240 A	3.95	42188	79102	57798
4.95	HE 240 A	4.95	53438	126914	60528
5.95	HE 260 A	5.95	64688	185977	63843
6.95	HE 280 A	6.95	75938	256289	67470

### Sollecitazioni massime allo SLU-GEO agenti sulle barriere

Famiglia	Montante	altezza montante [m]	V [N]	M [Nm]	N [N]
2.95	HE 200 A	2.95	26813	36867	32100
3.95	HE 240 A	3.95	36563	68555	44460
4.95	HE 240 A	4.95	46313	109992	46560
5.95	HE 260 A	5.95	56063	161180	49110
6.95	HE 280 A	6.95	65813	222117	51900

## 5 VERIFICHE CARPENTERIA METALLICA

Si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (*cross section checks*) contenuti in EN 1993-1-1/NTC-08 § 4.2. e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari Stati Limite considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

### S.L.U.

- Verifica di resistenza dei montanti
- VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO
- Verifica delle saldature

### S.L.E.

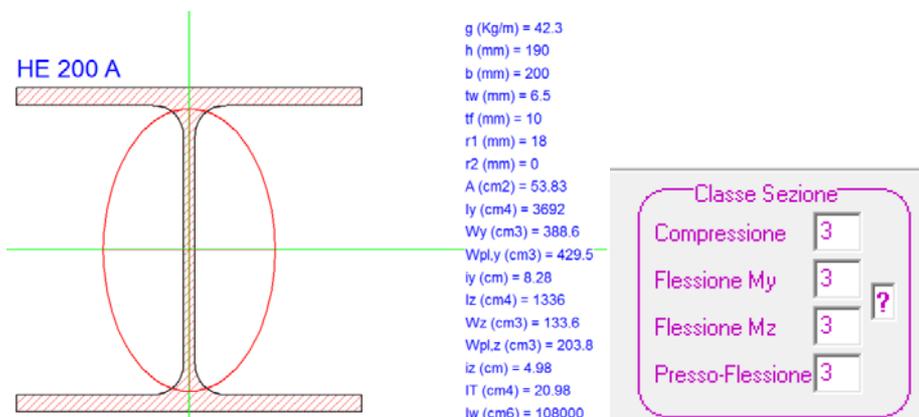
- Verifica tensionale
- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

### 5.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determinano le classi dei montanti in oggetto:

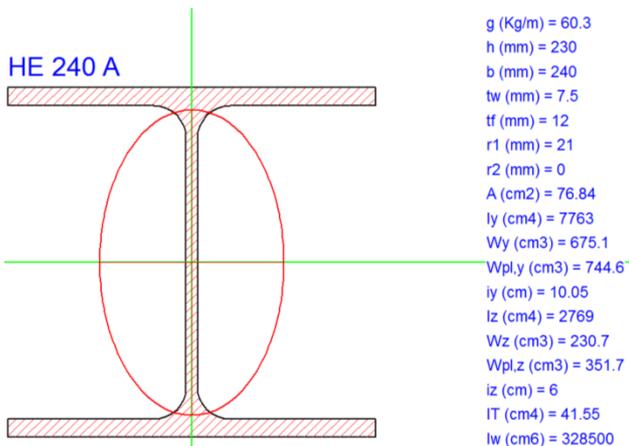
Acciaio ..... S355

- **BARRIERA H=2.95m → MONTANTE HEA 200**



HE 200 A		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{100}{10 \times 0.81} = 12.29$				
	<p><b>FLESSIONE Mz</b></p> $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17.4$ <p>Classe 3</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ <p>Classe 3</p>			
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{134.0}{6.5 \times 0.81} = 25.34$				
	<p><b>FLESSIONE My</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ <p>Classe 1</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ <p>Classe 1</p>		<p>Classe Presso-Flessione 3 ?</p>	

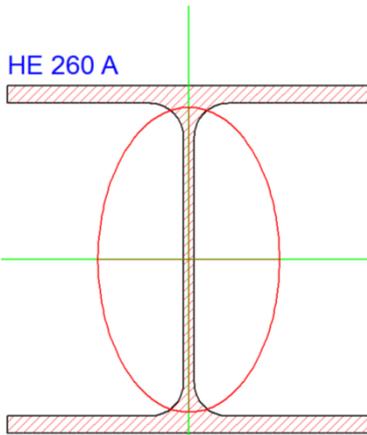
- BARRIERA H=3.95m e 4.95m → MONTANTE HEA 240



Classe Sezione	
Compressione	3
Flessione My	3 ?
Flessione Mz	3
Presso-Flessione	3

HE 240 A		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{120}{12 \times 0.81} = 12.29$				
	<p><b>FLESSIONE Mz</b></p> $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17.4$ <p>Classe 3</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ <p>Classe 3</p>			
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{164.0}{7.5 \times 0.81} = 26.88$				
	<p><b>FLESSIONE My</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ <p>Classe 1</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ <p>Classe 1</p>		<p>Classe Presso-Flessione 3 ?</p>	

• BARRIERA H=5.95m → MONTANTE HEA 260



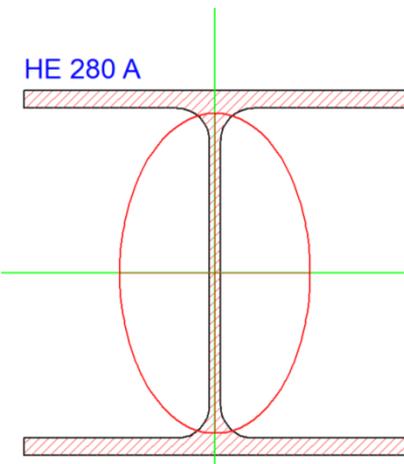
g (Kg/m) = 68.2  
h (mm) = 250  
b (mm) = 260  
tw (mm) = 7.5  
tf (mm) = 12.5  
r1 (mm) = 24  
r2 (mm) = 0  
A (cm2) = 86.82  
ly (cm4) = 10450  
Wy (cm3) = 836.4  
Wpl,y (cm3) = 919.8  
iy (cm) = 10.97  
lz (cm4) = 3668  
Wz (cm3) = 282.1  
Wpl,z (cm3) = 430.2  
iz (cm) = 6.5  
IT (cm4) = 52.37  
Iw (cm6) = 516400

Classe Sezione

Compressione	3
Flessione My	3
Flessione Mz	3
Presso-Flessione	3

HE 260 A	Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm2)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$				
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{130}{12.5 \times 0.81} = 12.78$			
	<p><b>FLESSIONE Mz</b></p> $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17.4$ <p>Classe 3</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ <p>Classe 3</p>		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{177.0}{7.5 \times 0.81} = 29.01$			
	<p><b>FLESSIONE My</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ <p>Classe 1</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ <p>Classe 1</p>	<p>Classe Presso-Flessione 3 ?</p>	

• BARRIERA H=6.95m → MONTANTE HEA 280



g (Kg/m) = 76.4  
h (mm) = 270  
b (mm) = 280  
tw (mm) = 8  
tf (mm) = 13  
r1 (mm) = 24  
r2 (mm) = 0  
A (cm2) = 97.26  
ly (cm4) = 13670  
Wy (cm3) = 1013  
Wpl,y (cm3) = 1112  
iy (cm) = 11.86  
lz (cm4) = 4763  
Wz (cm3) = 340.2  
Wpl,z (cm3) = 518.1  
iz (cm) = 7  
IT (cm4) = 62.1  
Iw (cm6) = 785400

Classe Sezione

Compressione	3
Flessione My	3
Flessione Mz	3
Presso-Flessione	3

HE 280 A		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm2)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{140}{13 \times 0.81} = 13.24$				
	<b>FLESSIONE Mz</b> $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17.4$ Classe 3		<b>COMPRESSIONE</b> $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ Classe 3		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{196.0}{8 \times 0.81} = 30.11$				
	<b>FLESSIONE My</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1		
					Classe Presso-Flessione 3 ?

### 5.1.1 Verifica di resistenza dei montanti

- Verifica a flessione SLU

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1.00$$

Per una sezione di classe 3, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$\gamma_{M0}$  (coefficiente parziale per la resistenza delle sezioni) ..... 1.05 -

Di seguito si riporta, in forma tabellare, la Verifica a flessione SLU delle sezioni dei montanti (a favore di sicurezza non sono stati presi in considerazione i fazzoletti posti alla base dei montanti):

Verifica a flessione SLU		FLESSIONE		
Famiglia	Montante	M_SLU [Nm]	Mc_Rd [Nm]	%
2.95	HE 200 A	42539	131384	32.38%
3.95	HE 240 A	79102	228248	34.66%
4.95	HE 240 A	126914	228248	55.60%
5.95	HE 260 A	185977	282783	65.77%
6.95	HE 280 A	256289	342490	74.83%

Le verifiche a flessione SLU risultano soddisfatte.

- Verifica ad instabilità flesso-torsionale

In base a quanto previsto dalla Normativa EN 1993-1-1 § 6.3.2, si determina il momento resistente di progetto per instabilità flesso-torsionale come segue:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times f_y / \gamma_{M1}$$

$W_y = W_{pl}$  per sezioni trasversali di classe 1 e 2

$W_y = W_{el}$  per sezioni trasversali di classe 3

$\chi_{LT}$ : coefficiente di instabilità flesso-torsionale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{con la limitazione } \chi_{LT} \leq 1,0$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{coefficiente di imperfezione})$$

Il **coefficiente di imperfezione**  $\alpha_{LT}$  è basato sulle seguenti tabelle:

Tabella 1 - Valori raccomandati per i coefficienti di imperfezione relativi alle curve di instabilità flessio-torsionale

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 2 - Valori raccomandati per le curve di instabilità flessio-torsionale relative a sezioni trasversali

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità
Sezioni a l laminate	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sezioni a l saldate	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel nostro caso adottiamo:

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$M_{cr}$ : momento critico elastico per l'instabilità flessio-torsionale basato sulle proprietà della sezione trasversale lorda, sulle le condizioni di carico e la effettiva distribuzione del momento e dei vincoli laterali.

Il momento critico  $M_{cr}$  è calcolato in forma chiusa secondo la seguente formulazione valida per sezioni simmetriche almeno rispetto all'asse z-z (flessione):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E J_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{J_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E J_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

$J_z$ : momento d'inerzia intorno all'asse debole;

$I_w$ : costante di ingobbamento (warping).

Nel caso di un profilo a 1 o ad H vale:

$$I_w = \frac{J_z (H - t_f)^2}{4}$$

dove H è l'altezza del profilo e  $t_f$  lo spessore dell'ala;

$I_t$ : costante torsionale;

L: distanza tra due ritegni torsionali successivi;

$z_g$ : distanza tra il punto di applicazione del carico ed il centro di taglio, positiva se il carico è diretto dall'alto verso il basso ed è applicato all'estradosso (v.Figura 2- Punto di applicazione del carico ).

Se agisce invece dal basso verso l'alto, il segno va cambiato.

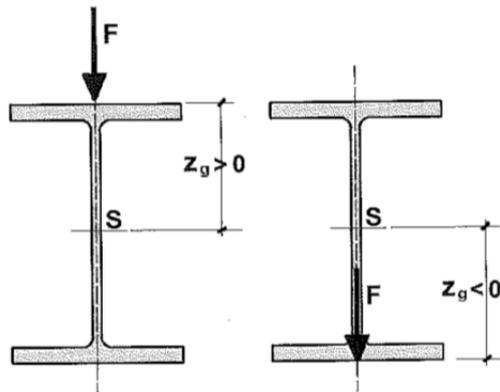


Figura 2- Punto di applicazione del carico

$k$ : coefficiente di lunghezza efficace relativo alla rotazione di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di incastro completo;

1.0 nel caso di rotazione permessa;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ruotare.

$k_w$ : coefficiente di lunghezza efficace relativo all'ingobbamento di un estremo nel piano.

0.5 nel caso di ingobbamento impedito;

1.0 nel caso di ingobbamento permesso;

0.7 nel caso si abbia un estremo incastrato ed uno libero di ingobbarsi.

$C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico, e cioè sostanzialmente dall'andamento del momento flettente.

Per le mensole, i coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  si ricavano dalla , nelle quali il valore di  $K$  da adottare è pari a:

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EJ_z(H - t_f)^2}{4GI_t}}$$

Tabella 3 - Valori di C1 e C2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Carico	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	
		Carico alla flangia superiore	Carico alla flangia inferiore
<b>CONCENTRATO</b>	$2.462 / (1+K^2)^{0.5} + 2.383 / (1+K^2)^{0.5}$	$0.380 + 2.092 \times K + - 0.318 \times K^2$	$0.512 + 0.370 \times K + - 0.033 \times K^2$
<b>DISTRIBUITO</b>	$3.962 / (1+K^2)^{0.5} + 5.531 / (1+K^2)^{0.5}$	$1.130 + 1.539 \times K + - 0.176 \times K^2$	$1.049 + 0.234 \times K + - 0.020 \times K^2$

Nel caso in esame le formulazioni adatte sono quelle evidenziate in Tabella 3 - Valori di C1 e C2 per mensole con ingobbamento impedito all'incastro

Le verifiche ad instabilità flesso-torsionale sono riportate di seguito (a favore di sicurezza non sono stati presi in considerazione i fazzoletti posti alla base dei montanti):

Verifica ad instabilità flesso-torsionale SLU					
Famiglia	Montante	INST_FLESSO-TORSIONALE			
		M_SLU [Nm]	M <sub>Cr</sub> [Nm]	M <sub>bRd</sub> [Nm]	%
2.95	HE 200 A	42539	2390226	111937	38.00%
3.95	HE 240 A	79102	3255380	192821	41.02%
4.95	HE 240 A	126914	2090081	190029	66.79%
5.95	HE 260 A	185977	2083264	232683	79.93%
6.95	HE 280 A	256289	2136167	279121	91.82%

Le verifiche risultano soddisfatte.

- Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$  dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale:

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

L'area resistente a taglio  $A_v$ , per sezioni ad "H" e ad "I" si assume pari a:

$$A_v = \max [ A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f ; h \times t_w ]$$

Le verifiche a taglio sono riportate di seguito (a favore di sicurezza non sono stati presi in considerazione i fazzoletti posti alla base dei montanti):

Verifica a taglio SLU		TAGLIO		
Famiglia	Montante	V_SLU [N]	Vc_Rd [Nm]	%
2.95	HE 200 A	30938	352920	8.77%
3.95	HE 240 A	42188	491512	8.58%
4.95	HE 240 A	53438	491512	10.87%
5.95	HE 260 A	64688	561345	11.52%
6.95	HE 280 A	75938	619563	12.26%

Le verifiche a taglio SLU risultano soddisfatte.

Poiché il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$\frac{c}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{355}{f_{yk}}}$$

Ponendo cautelativamente  $\eta = 1.00$ , si ottiene:

Tabella - Verifica ad instabilità dell'anima a taglio

Instabilità anima			Sezione
hw / t	72 x e / h	verifica	
[-]	[-]		
29.2	67.48	<b>No instab. Anima</b>	HE 200 A
30.7	67.48	<b>No instab. Anima</b>	HE 240 A
33.3	67.48	<b>No instab. Anima</b>	HE 260 A
33.8	67.48	<b>No instab. Anima</b>	HE 280 A

Le verifiche di instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio risultano soddisfatte.

- Verifica tensionale in esercizio

La verifica in campo elastico si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \quad \rightarrow \quad \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo  $\sigma_{x,Ed}$  si ricava in base al momento flettente  $M_{BF}$ :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{BF}}{W_{EL}}$$

Il massimo sforzo  $\tau_{Ed}$  si ricava in base al taglio  $V_{BF}$ :

$$\tau_{Ed} = \frac{T_{BF}}{A_v}$$

Si ottiene pertanto:

Famiglia	Montante	M_SLE_rara [Nm]	W_el [cm³]	$\sigma_{ed}$ [N/mm²]	V_SLE_rara [N]	Av [mm²]	$\tau_{ed}$ [N/mm²]	$\sigma_{id}$ [N/mm²]	$\sigma_{max}$ [N/mm²]	%
2.95	HE 200 A	28359	389	73	20625	1808	11	76	338	22.36%
3.95	HE 240 A	52734	675	78	28125	2518	11	80	338	23.80%
4.95	HE 240 A	84609	675	125	35625	2518	14	128	338	37.77%
5.95	HE 260 A	123984	836	148	43125	2876	15	150	338	44.51%
6.95	HE 280 A	170859	1013	169	50625	3174	16	171	338	50.55%

La verifica tensionale risulta quindi soddisfatta.

- Verifiche di deformazione in esercizio dei montanti

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:

$$\Delta x_{adm} = \frac{H}{150}$$

Lo spostamento alla sommità del montante viene calcolato per la pressione del vento concomitante alla pressione aerodinamica dei convogli ferroviari ( $P_{tot} = 2500 \text{ N/mq}$ ).

Otteniamo:

Verifica di deformazione in esercizio					
Famiglia	Montante	altezza montante [m]	def_adm [mm]	def_eler [mm]	%
	no piatti				
2.95	HE 200 A	2.75	18.3	6.9	37.72%
	no piatti				
3.95	HE 240 A	3.75	25.0	11.4	45.49%
	no piatti				
4.95	HE 240 A	4.75	31.7	29.3	92.45%
	piatti				
5.95	HE 260 A	5.75	38.3	25.9	67.57%
	piatti				
6.95	HE 280 A	6.75	45.0	34.0	75.56%

La verifica di deformazione massima risulta pertanto soddisfatta.

## 5.2 VERIFICHE SISTEMI DI ANCORAGGIO

Si analizzano le sollecitazioni agenti sui tirafondi, sulla piastra di base e sui fazzoletti che costituiscono il sistema di ancoraggio dei montanti della barriera fonoassorbente.

Si ipotizza una piastra in acciaio ancorata alla base del cordolo per mezzo di un certo numero di tirafondi (Classe 8.8).

Per i dettagli della piastra di base si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 5.2.1 Sollecitazioni

L'azione del momento flettente viene calcolata considerando la compressione del calcestruzzo sottostante, e la conseguente parzializzazione della sezione (si trascurano a favore di sicurezza i tirafondi compressi).

Dalle tensioni di compressione massima sul basamento in c.a. ( $\sigma_{c,max}$ ) e di trazione nel tirafondo ( $\sigma_{s,max}$ ) si ricavano il taglio e il momento in corrispondenza degli estremi della sagoma del montante dalla parte compressa ( $V_{COMPR}$  e  $M_{COMPR}$  su sez. a-a) e dalla parte tesa ( $V_{TESO}$  e  $M_{TESO}$  su sez. b-b) - v. figura seguente:

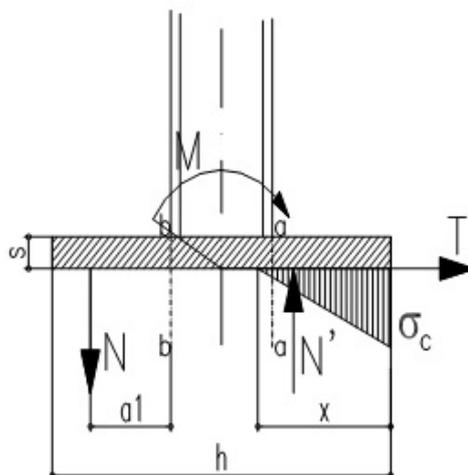


Figura 3- Schematizzazione sollecitazioni alla base della piastra

Famiglia	Montante	Tirafondi	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	x_piastra [mm]	sigc_piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	sigc_piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	M_compr [Nm]	M_teso [Nm]	V_compr [N]	V_teso [N]
		n.4								
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	192	-1.59	61.1	14767.92	14739.15	68554.20	68554.20
		n.4								
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	192	-2.95	113.5	24978.24	24960.01	127347.00	127347.00
		n.6								
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	226.8	-4.09	123.8	38611.85	40629.30	208355.40	208355.40
		n.8								
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	207.1	-3.9	134.6	54821.96	54971.72	302042.40	302042.40
		n.8								
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	207.1	-5.357	185.4	71142.50	71558.47	416037.60	416037.60
		n.8								
2.75 3.75 Muro	HE 240 A	30	561	152.7	-3.42	93	17338.17	13564.98	208692.00	208692.00
		n.8								
2.75 3.75 Viadotto	HE 240 A	30	561	152.7	-3.42	93	17338.17	13564.98	208692.00	208692.00
		n.8								
4.75 Viadotto	HE 240 A	30	561	152.7	-5.48	149.3	27781.63	21776.90	335029.20	335029.20

Le sollecitazioni sul singolo tirafondo sono pari a:

$$F_{t,Ed} = N_b = \sigma_s \cdot A_s \quad ; \quad F_{v,Ed} = V_b = \frac{V}{n \text{ tiraf}}$$

in cui  $\sigma_s$  è il valore massimo tra la tensione di trazione sulla piastra e la tensione di pretiro.

In base alla EN 1993-1-8 § 3.6.1 , si determina il pretiro nei tirafondi:

$$F_{p,Cd} = 80\% \times (0.7 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M7})$$

$$f_{ub} \text{ (cl. 8.8) } = 800 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M7} = 1.10 -$$

$$\sigma_{\text{tirafondo}} = 0.80 \times 0.7 \times 800 \text{ MPa} / 1.10 = \dots\dots\dots 407.30 \text{ MPa.}$$

Per quanto riguarda l'azione sui tirafondi è stata considerata la massima tensione agente tra quella di pretiro e quella derivante dalle sollecitazioni di progetto (vento+press. aerodinamica dei convogli\_2500N/mq).

Tabella dei tirafondi

Famiglia	Montante	Tirafondi	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	Diametro tirafondo dt [mm]	Tensione di pretiro sig pre [N/mm <sup>2</sup> ]	Coppia di serraggio Mserr [Nm]	Sollecitazione sui tirafondi FtEd [N]	Soll_ tirafondi da vento + press_aerod FtEd [N]
		n.4						
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	30	407.27	1097	228480	34249
		n.4						
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	30	407.27	1097	228480	63674
		n.6						
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	30	407.27	1097	228480	69452
		n.8						
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	30	407.27	1097	228480	75511
		n.8						
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	30	407.27	1097	228480	104009
		n.8						
<b>2.75_3.75_Muro</b>	HE 240 A	30	561	30	407.27	1097	228480	52173
		n.8						
<b>2.75_3.75_Viadotto</b>	HE 240 A	30	561	30	407.27	1097	228480	52173
		n.8						
<b>4.75_Viadotto</b>	HE 240 A	30	561	30	407.27	1097	228480	83757

Le sollecitazioni sui tirafondi, dovute al vento ed ai convogli ferroviari, sono state così determinate:

- BARRIERA H=2.95m

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-22.5	37.5	1	5.61	-15	-31
2	-22.5	-37.5	2	5.61	15	-31
3	22.5	-37.5	3	0	0	0
4	22.5	37.5	4	0	0	0

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Materiali**  
 Bulloni 8.8 C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  512 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  2.56 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  373 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -1.586 N/mm²  
 $\sigma_s$  61.05 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.3053 ‰  
 d 68.5 cm  
 x 19.2 x/d 0.2803  
 $\delta$  0.7904

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

- BARRIERA H=3.95m

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-22.5	37.5	1	5.61	-15	-31
2	-22.5	-37.5	2	5.61	15	-31
3	22.5	-37.5	3	0	0	0
4	22.5	37.5	4	0	0	0

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Materiali**  
 Bulloni 8.8 C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  512 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  2.56 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  373 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -2.948 N/mm²  
 $\sigma_s$  113.5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5676 ‰  
 d 68.5 cm  
 x 19.2 x/d 0.2803  
 $\delta$  0.7904

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:   
 Precompresso

### - BARRIERA H=4.95m

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-22.5	37.5	1	5.61	-15	-31
2	-22.5	-37.5	2	5.61	15	-31
3	22.5	-37.5	3	5.61	0	-31
4	22.5	37.5	4	0	0	0

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

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

**Materiali**  
Bulloni 8.8 C28/35  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 512 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 2.56 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 373 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -4.085 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 123.8 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.6191 ‰  
d 68.5 cm  
x 22.68 x/d 0.331  
δ 0.8538

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

### - BARRIERA H=5.95m

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-37.5	37.5	1	5.61	-30	-31
2	-37.5	-37.5	2	5.61	30	-31
3	37.5	-37.5	3	5.61	-15	-31
4	37.5	37.5	4	5.61	15	-31

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

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

**Materiali**  
Bulloni 8.8 C28/35  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 512 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 2.56 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 373 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -3.888 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 134.6 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.6728 ‰  
d 68.5 cm  
x 20.71 x/d 0.3024  
δ 0.8179

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

### - BARRIERA H=6.95m

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-37.5	37.5	1	5.61	-30	-31
2	-37.5	-37.5	2	5.61	30	-31
3	37.5	-37.5	3	5.61	-15	-31
4	37.5	37.5	4	5.61	15	-31

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

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

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

**Materiali**  
Bulloni 8.8 C28/35

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 512 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 2.56 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 373 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -5.357 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 185.4 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ε<sub>s</sub> 0.9271 ‰  
d 68.5 cm  
x 20.71 x/d 0.3024  
δ 0.8179

### - BARRIERA H=3.95m su MURO e su VIADOTTO

**Titolo:** Tasselli M30\_Classe 8.8\_MURO

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-40	25	1	5.61	-20	-18
2	-40	-25	2	5.61	-35	-18
3	40	-25	3	5.61	20	-18
4	40	25	4	5.61	35	-18

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 79.102 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

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

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

**Materiali**  
Bulloni 8.8 C28/35

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 512 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 2.56 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 373 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -3.415 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 92.99 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ε<sub>s</sub> 0.4649 ‰  
d 43 cm  
x 15.27 x/d 0.3552  
δ 0.884

### - BARRIERA H=4.95m su VIADOTTO

**Titolo:** Tasselli M30\_Classa 8.8\_VIADOTTO

N° Vertici:  Zoom  N° barre:  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-40	25	1	5.61	-20	-18
2	-40	-25	2	5.61	-35	-18
3	40	-25	3	5.61	20	-18
4	40	25	4	5.61	35	-18

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

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

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

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

**Materiali**  
 Bulloni 8.8   
 $\epsilon_{su}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  512 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  2.56%  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  373 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -5.483 N/mm²  
 $\sigma_s$  149.3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.7465%  
 d 43 cm  
 x 15.27 x/d 0.3552  
 $\delta$  0.884

Verifica  N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Di seguito si riportano le sollecitazioni sui tirafondi:

Sollecitazione sui tirafondi								
Famiglia	Montante	Tirafondi	Area_tir [mm²]	Diametro tirafondo dt [mm]	numero tirafondi	Tensione di pretiro sig pre [N/mm²]	Sollecitazione di trazione sui tirafondi FtEd [N]	Sollecitazione di taglio sui tirafondi FvEd [N]
		n.4						
2.95	HE 200 A	30	561	30	4	407.27	228478	7734
		n.4						
3.95	HE 240 A	30	561	30	4	407.27	228478	10547
		n.6						
4.95	HE 240 A	30	561	30	6	407.27	228478	8906
		n.8						
5.95	HE 260 A	30	561	30	8	407.27	228478	8086
		n.8						
6.95	HE 280 A	30	561	30	8	407.27	228478	9492
		n.8						
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	561	30	8	407.27	228478	5273
		n.8						
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	30	8	407.27	228478	5273
		n.8						
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	30	8	407.27	228478	6680

Al fine di evitare coppie di serraggio troppo elevate (per questioni pratiche) si è deciso di utilizzare, per tutti gli interventi un'azione di pretiro pari al 80% del massimo valore previsto dalla Normativa (NTC2008 paragrafo 4.2.8.1.1 ).  
La coppia di serraggio sarà valutata utilizzando un coefficiente  $k= 0.16$ .

### 5.2.2 Verifica dei tirafondi a taglio-trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni  $F_{v,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$f_{tb} \text{ (classe 8.8) } \dots\dots\dots 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} \dots\dots\dots 1.25 \text{ -}$$

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

L'unione è verificata se sono soddisfatte le seguenti formule di interazione lineare:

$$\left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left( \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \right) \leq 1 \quad ; \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

con:

$F_{t,Rd} = \min \{F_{t,Rd\_TIRAFONDO} ; B_{p,Rd}\}$ , Resistenza a punzonamento della piastra:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Tabella\_Verifiche tirafondi a taglio

Verifica dei tirafondi a taglio							
Famiglia	Montante	Tirafondi [mm]	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	spessore piastra tp [mm]	Sollecitazione di taglio sui tirafondi FvEd [N]	Resistenza a taglio dei tirafondi FvRd [N]	ver _Fv [%]
		n.4					
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	40	7734	215424	3.59%
		n.4					
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	40	10547	215424	4.90%
		n.6					
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	45	8906	215424	4.13%
		n.8					
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	40	8086	215424	3.75%
		n.8					
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	45	9492	215424	4.41%
		n.8					
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	561	40	5273	215424	2.45%
		n.8					
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	5273	215424	2.45%
		n.8					
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	6680	215424	3.10%

Tabella\_Verifiche tirafondi a trazione

Verifica dei tirafondi a trazione									
Famiglia	Montante	Tirafondi [mm]	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	spessore piastra tp [mm]	Sollecitazione di trazione sui tirafondi FtEd [N]	Resistenza a trazione dei tirafondi FtRd [N]	Resistenza a punzonamento piastra BpRd [N]	FtRd min [N]	%
		n.4							
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%
		n.4							
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%
		n.6							
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	45	228478	323136	956318	323136	70.71%
		n.8							
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%
		n.8							
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	45	228478	323136	956318	323136	70.71%
		n.8							
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%
		n.8							
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%
		n.8							
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	228478	323136	850061	323136	70.71%

Tabella\_Verifica combinata dei tirafondi a taglio/trazione

Verifica combinata dei tirafondi a taglio/trazione					
Famiglia	Montante	Tirafondi [mm]	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	spessore piastra tp [mm]	combi Fv-Ft
		n.4			
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	40	54.10%
		n.4			
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	40	55.40%
		n.6			
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	45	54.64%
		n.8			
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	40	54.26%
		n.8			
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	45	54.91%
		n.8			
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	561	40	52.95%
		n.8			
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	52.95%
		n.8			
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	40	53.61%

Le verifiche dei tirafondi a taglio-trazione risultano soddisfatte.

### 5.2.3 Verifica di resistenza piastra di base

In funzione delle sollecitazioni di seguito riportate:

Famiglia	Montante	Tirafondi	Area_tir [mm <sup>2</sup> ]	x_piastra [mm]	sigc_piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	sigv_piastra [N/mm <sup>2</sup> ]	M_compr [Nm]	M_teso [Nm]	V_compr [N]	V_teso [N]
		n.4								
<b>2.95</b>	HE 200 A	30	561	192	-1.59	61.1	14767.92	14739.15	68554.20	68554.20
		n.4								
<b>3.95</b>	HE 240 A	30	561	192	-2.95	113.5	24978.24	24960.01	127347.00	127347.00
		n.6								
<b>4.95</b>	HE 240 A	30	561	226.8	-4.09	123.8	38611.85	40629.30	208355.40	208355.40
		n.8								
<b>5.95</b>	HE 260 A	30	561	207.1	-3.9	134.6	54821.96	54971.72	302042.40	302042.40
		n.8								
<b>6.95</b>	HE 280 A	30	561	207.1	-5.357	185.4	71142.50	71558.47	416037.60	416037.60
		n.8								
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	561	152.7	-3.42	93	17338.17	13564.98	208692.00	208692.00
		n.8								
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	152.7	-3.42	93	17338.17	13564.98	208692.00	208692.00
		n.8								
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	561	152.7	-5.48	149.3	27781.63	21776.90	335029.20	335029.20

si verifica a flessione e taglio SLU la piastra di base.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} ; V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Otteniamo:

Verifica di resistenza a flessione della piastra di base							
Famiglia	Montante	Msd_max [Nm]	base piastra [mm]	altezza piastra [mm]	Wel_piastra [mm <sup>3</sup> ]	Mpl_piastra [Nm]	VerMpl_piastra [%]
2.95	HE 200 A	14767.92	450	40	120000	38285.71	38.57%
3.95	HE 240 A	24978.24	450	40	120000	38285.71	65.24%
4.95	HE 240 A	40629.30	450	45	151875	48455.36	83.85%
5.95	HE 260 A	54971.72	750	40	200000	63809.52	86.15%
6.95	HE 280 A	71558.47	750	45	253125	80758.93	88.61%
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	17338.17	800	40	213333	68063.49	25.47%
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	17338.17	800	40	213333	68063.49	25.47%
4.75_Viadotto	HE 240 A	27781.63	800	40	213333.33	68063.49	40.82%

Poiché gli spessori delle piastre di base risultano essere superiori a 40 mm, è stato assunto un valore di resistenza allo snervamento dell'acciaio della piastra pari a 335MPa (rottura 470 MPa).

Verifica di resistenza a taglio della piastra di base							
Famiglia	Montante	Vsd [N]	base piastra [mm]	altezza piastra [mm]	Av_piastra [mm <sup>2</sup> ]	VRd_piastra [N]	VerVpl_piastra [%]
2.95	HE 200 A	68554.20	450	40	15440	2844082	2.41%
3.95	HE 240 A	127347.00	450	40	15440	2844082	4.48%
4.95	HE 240 A	208355.40	450	45	15930	2934342	7.10%
5.95	HE 260 A	302042.40	750	40	24880	4582951	6.59%
6.95	HE 280 A	416037.60	750	45	27990	5155820	8.07%
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	208692.00	800	40	26880	4951356	4.21%
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	208692.00	800	40	26880	4951356	4.21%
4.75_Viadotto	HE 240 A	335029.20	800	40	26880	4951356	6.77%

Le verifiche di resistenza delle piastre di base risultano soddisfatte.

Poiché il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

#### 5.2.4 Verifica a rifollamento della piastra di base

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

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

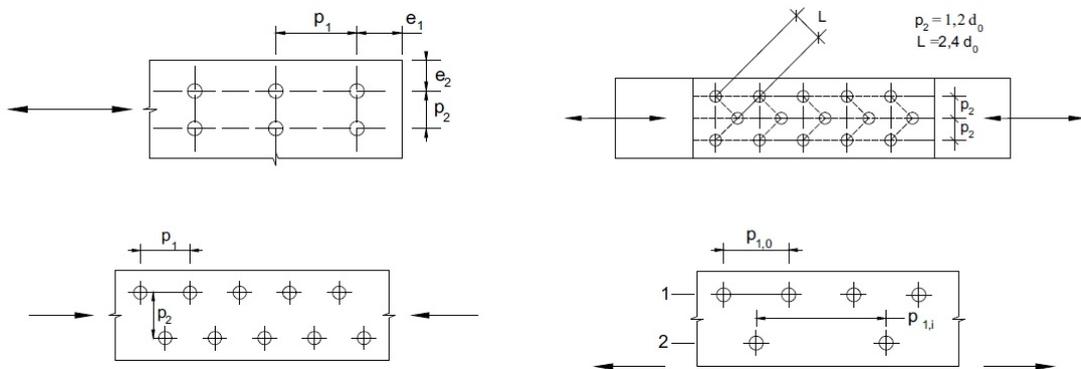


Figura 4-Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate

dove:

d diametro nominale del gambo del bullone

$d_0$  diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

t spessore della piastra collegata

$f_{tk}$  resistenza a rottura del materiale della piastra collegata

$\alpha = \min [e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1]$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min [p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1]$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min [2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5]$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \min [1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5]$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato

$e_1$  ,  $e_2$  ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Nel caso in esame le verifiche condotte con le metodologie appena illustrate conducono ai risultati riportati nelle tabelle seguenti.

Famiglia	Montante	Sollecitazione di taglio sui tirafondi FvEd [N]	d_e1 [mm]	d_e2[mm]	d0 [mm]	k_rif [mm]	α_rif [mm]	FbRd [N]	ver_rif [%]
2.95	HE 200 A	7734	65	75	32	2.5	0.68	763750	1.01%
3.95	HE 240 A	10547	65	75	32	2.5	0.68	763750	1.38%
4.95	HE 240 A	8906	65	75	32	2.5	0.68	859219	1.04%
5.95	HE 260 A	8086	65	75	32	2.5	0.68	763750	1.06%
6.95	HE 280 A	9492	65	75	32	2.5	0.68	859219	1.10%
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	5273	70	50	32	2.5	0.73	822500	0.64%
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	5273	70	50	32	2.5	0.73	822500	0.64%
4.75_Viadotto	HE 240 A	6680	70	50	32	2.5	0.73	822500	0.81%

Le verifiche a rifollamento delle piastre di base risultano soddisfatte.

### 5.2.5 Ancoraggio dei tirafondi

Per la tipologia di tirafondi adottati si verifica lo sciacciamento del calcestruzzo in prossimità della rosetta.

La pressione di contatto in prossimità della rosetta (funzione del suo diametro), viene confrontata con la tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_{cls} = N_b/A_{ros} < f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Otteniamo:

Verifica di schiacciamento ds rosetta dei tirafondi

Famiglia	Montante	Tirafondi [mm]	Sollecitazione di trazione sui tirafondi FtEd [N]	diametro rosetta [mm]	sig_schiacc [mm]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	ver_schiacc [%]
2.95	HE 200 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
3.95	HE 240 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
4.95	HE 240 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
5.95	HE 260 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
6.95	HE 280 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%
4.75_Viadotto	HE 240 A	30	228478	150	13.47	15.87	84.91%

Le verifiche a schiacciamento del calcestruzzo della rosetta risultano soddisfatte.

Oppure, è possibile determinare la lunghezza del tirafondo, non considerando la rosetta. Il collegamento tirafondi cls è ottenuto considerando l'aderenza cls - acciaio per barre ad aderenza migliorata e verificando che al serraggio la lunghezza prevista sia maggiore della lunghezza ammissibile:

$$L_{\text{amm } 30} = N_s / (\pi \times \phi \times f_{\text{cd-C28/35}}) = 840 \text{ mm}$$

pertanto la lunghezza in opera del tirafondo dovrà essere maggiore di 85cm.

Verifica lunghezza del tirafondo					
Famiglia	Montante	Sollecitazione di trazione sui tirafondi [N]	$f_{bd}$ (28/35) [MPa]	diametro [mm]	$L_{tirafondo}$ [mm]
2.95	HE 200 A	228480	2.9	30	836.37
3.95	HE 240 A	228480	2.9	30	836.37
4.95	HE 240 A	228480	2.9	30	836.37
5.95	HE 260 A	228480	2.9	30	836.37
6.95	HE 280 A	228480	2.9	30	836.37
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	228480	2.9	30	836.37
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	228480	2.9	30	836.37
4.75_Viadotto	HE 240 A	228480	2.9	30	836.37

### 5.3 VERIFICA DELLE SALDATURE

Si riporta di seguito la verifica delle saldature che connettono il profilo del montante alla piastra di ancoraggio di base. Le saldature sono tutte a cordone d'angolo e sono continue sull'intero perimetro.

Sono considerate le reali caratteristiche fisico-meccaniche del sistema delle saldature, considerando la riduzione della sezione effettiva a quella di gola.

Le caratteristiche di sollecitazione (SLU) sono quelle determinate alla base del montante.

La verifica della sezione di saldatura più sollecitata, ovvero quella più lontana dal baricentro del sistema, è condotta considerando la sezione di gola ribaltata nel piano di sollecitazione della piastra.

Si verificano le due condizioni seguenti [v. NTC2008 § 4.2.8.2.4. (eq. 4.2.78 - 4.2.79)]:

Verifica 1:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Verifica 2:

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

Otteniamo:

Tabella – Saldature montanti-piastra di base-verifica 1 e base-verifica 2

Verifica delle saldature															
Famiglia	Montante	Av_sald [mm <sup>2</sup> ]	Wel_sald [mm <sup>2</sup> ]	M_base [Nm]	V_base [N]	oort_sald [N/mm <sup>2</sup> ]	tpar_sald [N/mm <sup>2</sup> ]	beta1	sig_sald1 [N/mm <sup>2</sup> ]	sig_lim_1 [N/mm <sup>2</sup> ]	verifica_sald_1 [%]	beta2	sig_sald2 [N/mm <sup>2</sup> ]	sig_lim_2 [N/mm <sup>2</sup> ]	verifica_sald_2 [%]
2.95	HE 200 A	2040	436200	42539	30938	97.52	15.17	0.7	98.69	248.5	39.72%	0.85	112.69	301.8	37.34%
3.95	HE 240 A	2472	634760	79102	42188	124.62	17.07	0.7	125.78	248.5	50.62%	0.85	141.68	301.8	46.95%
4.95	HE 240 A	2472	634760	126914	53438	199.94	21.62	0.7	201.11	248.5	80.93%	0.85	221.56	301.8	73.42%
5.95	HE 260 A	3150	873833	185977	64688	212.83	20.54	0.7	213.82	248.5	86.04%	0.85	233.36	301.8	77.34%
6.95	HE 280 A	3904	1163573	256289	75938	220.26	19.45	0.7	221.12	248.5	88.98%	0.85	239.71	301.8	79.44%
2.75_3.75_Muro	HE 240 A	2472	634760	79102	42188	124.62	17.07	0.7	125.78	248.5	50.62%	0.85	141.68	301.8	46.95%
2.75_3.75_Viadotto	HE 240 A	2472	634760	79102	42188	124.62	17.07	0.7	125.78	248.5	50.62%	0.85	141.68	301.8	46.95%
4.75_Viadotto	HE 240 A	2472	634760	126914	53438	199.94	21.62	0.7	201.11	248.5	80.93%	0.85	221.56	301.8	73.42%

Le verifiche delle saldature di base risultano soddisfatte.

## 5.4 VERIFICHE A FATICA

Come cita la Prescrizione tecnica integrativa e provvisoria per la Progettazione delle Barriere Antirumore, per tutte le tipologie di barriere occorrerà effettuare le verifiche a fatica dei montanti e dei pannelli e dei relativi collegamenti (bullonature, saldature e rivettature), considerando le azioni derivanti dalle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli ferroviari di cui al punto 1.4.6 dell'Istruzione I/SC/PS – OM/2298 del 2/06/95 aggiornato al 13/01/97, verificando che i  $\Delta\sigma$  siano inferiori al  $\Delta\sigma_D$  di riferimento diviso il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m=1.25$ . Analogo discorso per le sollecitazioni di taglio.

Di seguito si riportano le verifiche a fatica dei particolari strutturali per i quali, a seconda del tipo, è individuata la tensione ammissibile con la quale va confrontata la  $\Delta\sigma$  ottenuta con le pressioni aerodinamiche indotte sulla barriera dal transito dei treni. Per le linee A.V./A.C. il controllo verrà eseguito con i valori di  $\Delta\sigma$  risultanti dall'analisi dinamica se superiori a quelli dovuti alla pressione aerodinamica dei convogli (nel nostro caso risultano inferiori, pertanto si adotteranno i  $\Delta\sigma$  ottenuti con le pressioni aerodinamiche).

Detta pressione, come suggerito dalle succitate prescrizioni, per un treno con  $V \geq 200 \text{ Km/h}$  e per una distanza della barriera dall'asse dei binari pari a 4.70m, è posta pari a 0.24

kN/m<sup>2</sup>. Tali pressioni verranno amplificate dai coefficienti dinamici derivanti dalla Time History.

Vengono di seguito riportati il gruppo di appartenenza e la categoria di riferimento considerati per il profilato saldato alla base.

**GRUPPO II.3 - Particolari saldati - Attacchi vari**

Categoria  $\Delta\sigma_A=71$  N/mm<sup>2</sup> – Estremità di Irrigidenti longitudinali

**GRUPPO II.4 - Particolari saldati – Giunti a croce**

Categoria  $\Delta\sigma_A=63$  N/mm<sup>2</sup> - Giunti a croce a cordoni d'angolo con gola abbastanza grande per rompersi fuori la saldatura

**GRUPPO III - Particolari strutturali sollecitati a taglio**

Categoria  $\Delta\tau_A=80$  N/mm<sup>2</sup> - Giunti a T saldate. Sezione di rottura: sezione longitudinale di gola dei cordoni di saldatura oppure sezione longitudinale dell'anima

Viene di seguito riportato il gruppo di appartenenza e la categoria di riferimento considerati per l'unione bullonata.

**PROSPETTO 9.8.1 UNIENV 1993-1-1 - Collegamenti bullonati**

Categoria  $\Delta\sigma_A=100$  N/mm<sup>2</sup> – Bulloni sollecitati a taglio

Non considerando il serraggio dei tirafondi si effettua la verifica a fatica degli stessi considerando quanto riportato nell'Eurocodice 3 per le unioni bullonate.

La variazione di tensione ammissibile risulta pari a:

$$\Delta\sigma < \Delta\sigma_D / \gamma_m = 29,47 \text{ MPa}$$

$\Delta\sigma$  = variazione di tensione prodotta dalle azioni derivanti dalle pressioni aerodinamiche associate al transito dei convogli ferroviari

$$\Delta\sigma_D = 36,86 \text{ MPa (valore derivante da } \Delta\sigma_A = 50 \text{ MPa)}$$

$$\gamma_m = 1.25.$$

Il valore di  $\Delta\tau_A$  su riportato corrisponde ad un numero di cicli pari a  $2 \cdot 10^6$ . Per individuare il  $\Delta\sigma_d$ , si dovrà prendere il valore della tensione corrispondente al punto angoloso  $n_D$  in corrispondenza del numero di cicli  $5 \cdot 10^6$  si ricorre al calcolo analitico mediante la

risoluzione all'equazione delle linee SN,  $\Delta\sigma^m$ .  $N = \text{cost}$ , dove  $m$  vale 3 per  $10^4 > N > 5 \cdot 10^6$ .

Pertanto, si ottiene per le verifiche del profilato:

GRUPPO II.3 -  $\Delta\sigma_D = 52.31 \text{ N/mm}^2$

GRUPPO II.4 -  $\Delta\sigma_D = 46.42 \text{ N/mm}^2$

GRUPPO III -  $\Delta\tau_D = 66.60 \text{ N/mm}^2$

Si ottiene per la verifica dell'unione:

PROSPETTO 9.8.1 -  $\Delta\tau_D = 83 \text{ N/mm}^2$

Tali valori dovranno essere ridotti del coefficiente  $\gamma_m = 1.25$ .

Essendo lo spessore della piastra variabile da 40mm a 45mm quindi  $>$  di 25mm si adotta la riduzione del  $\Delta\sigma_D$ , nel caso in esame, a favore di sicurezza, si adotta la riduzione per uno spessore pari a 45mm pari a 0.863.

Di seguito si riportano le curve di resistenza a fatica:

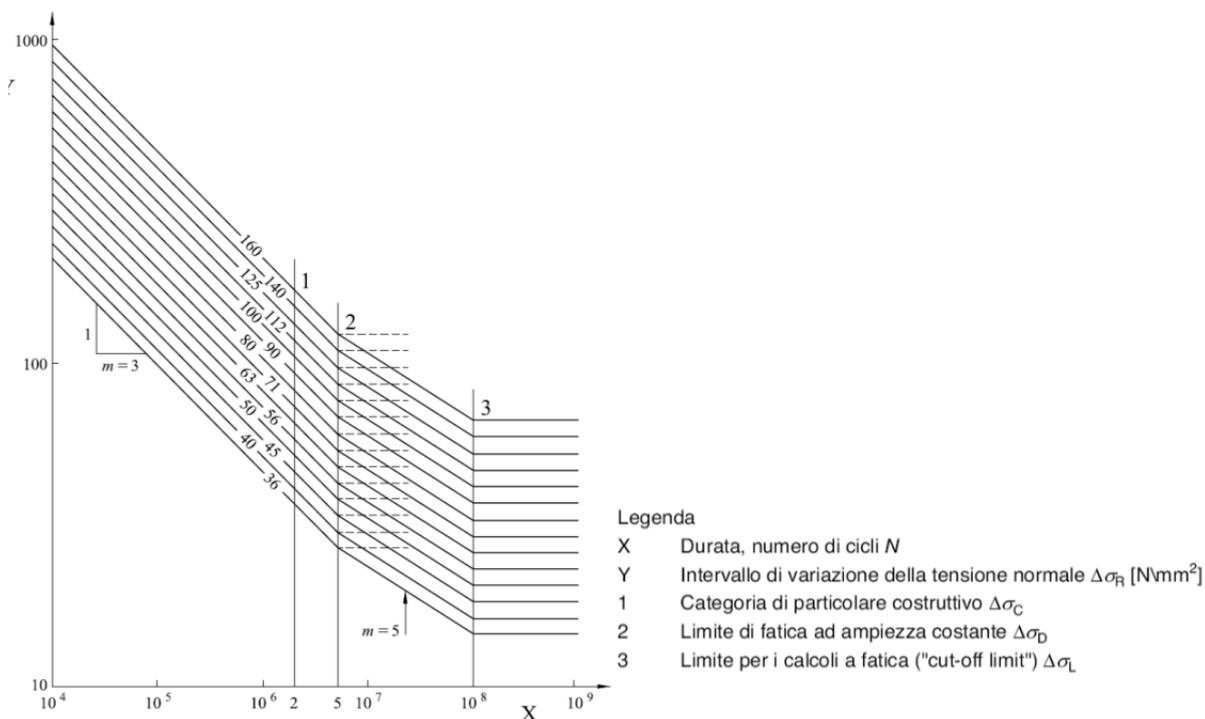


Figura 5-Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni normali

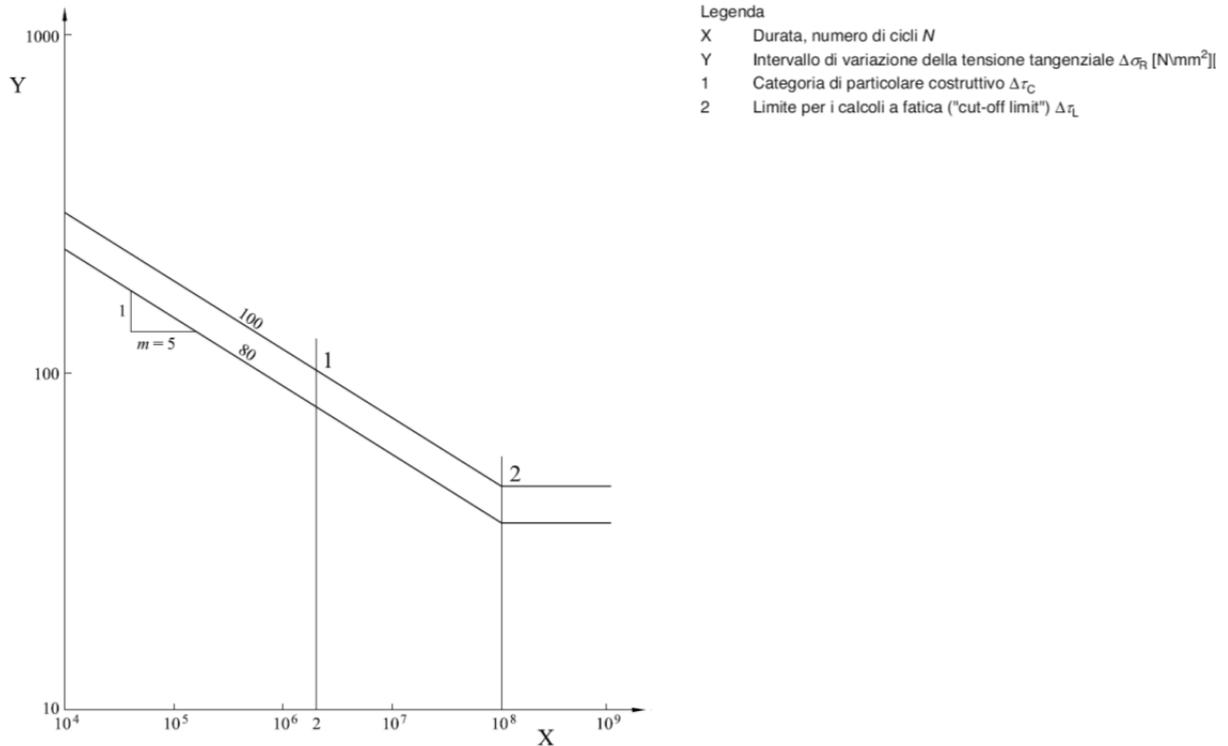


Figura 6-Curve di resistenza a fatica S-N per tensioni tangenziali

Verifica sezione all'attacco piastra di base-montante

Verifica a fatica MONTANTE (con piatti di irrigidimento)						
Famiglia	Montante	$\Delta M_{press\_aerod}$ [kNm]	$W_{el}$ [mm <sup>3</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	%
2.95	HE 200 A	11.87	638971.1	18.6	32.06	57.94%
3.95	HE 240 A	21.26	907405.7	23.4	32.06	73.09%
4.95	HE 240 A	31.84	1840525.0	17.3	32.06	53.96%
5.95	HE 260 A	44.28	2604451.4	17.0	32.06	53.03%
6.95	HE 280 A	59.38	2899802.2	20.48	32.06	63.87%

Verifica sezione di estremità superiore degli elementi irrigidenti della piastra

### Verifica a fatica MONTANTE (no piatti di irrigidimento)

Famiglia	Montante	$\Delta M_{press\_aerod}$ [kNm]	$W_{el}$ [mm <sup>3</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	%		
2.95	HE 200 A	7.95	388600.0	20.4	36.13	56.60%		
3.95	HE 240 A	11.43	675100.0	16.9	36.13	46.88%		
4.95	HE 240 A	19.85	675100.0	29.4	36.13	81.36%	c=	0.86334
5.95	HE 260 A	27.12	836400.0	32.4	36.13	89.74%		
6.95	HE 280 A	32.58	1013000.0	32.16	36.13	89.02%		

### Verifica giunzione tra irrigidente e montante

#### Verifica a fatica MONTANTE (no piatti di irrigidimento)

Famiglia	Montante	$\Delta T_{press\_aerod}$ [kN]	$A_v$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	%
2.95	HE 200 A	8.63	1808.0	4.8	46.00	10.38%
3.95	HE 240 A	11.34	2518.0	4.5	46.00	9.79%
4.95	HE 240 A	13.41	2518.0	5.3	46.00	11.57%
5.95	HE 260 A	15.40	2875.8	5.4	46.00	11.64%
6.95	HE 280 A	17.59	3174.0	5.5	46.00	12.05%

### Verifica dell'unione bullonata

#### Verifica a fatica BULLONI

Famiglia	Montante	$\Delta\sigma_{press\_aerod\_TH}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma$ %	$\Delta\tau_{press\_aerod}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_D$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau$ %
2.95	HE 200 A	8.60	29.49	29.16%	3.85	66.40	5.79%
3.95	HE 240 A	15.80	29.49	53.58%	5.05	66.40	7.61%
4.95	HE 240 A	15.60	29.49	52.90%	3.98	66.40	6.00%
5.95	HE 260 A	16.60	29.49	56.29%	3.43	66.40	5.17%
6.95	HE 280 A	21.70	29.49	73.59%	3.92	66.40	5.90%

### Verifica dei pannelli

Per quanto concerne la verifica di resistenza e fatica dei pannelli fonoassorbenti, quest'ultima non è riportata nella presente relazione strutturale; tale verifica, infatti, sarà a carico dell'appaltatore una volta definito il produttore del pannello e dovrà essere sottoposta alla preventiva approvazione da parte della committente e direzione lavori, prima della fornitura dei pannelli stessi.

Tale verifica dovrà essere eseguita conformemente a quanto indicato nelle "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Antirumore" di RFI del 24/03/04 e del "Disciplinare Tecnico delle Barriere Antirumore" del 1998 e successive integrazioni.

## **5.5 VERIFICHE COMPORTAMENTO AL FUOCO**

La struttura portante e di sostegno delle barriere antirumore deve avere una resistenza al fuoco di **classe R30**.

In base allo scenario di treno prescelto, associato ad incendio di treno passeggeri fermo lungo la linea ferroviaria, la curva d'incendio di progetto, rappresentativa della sollecitazione termica associata a tale scenario è definita dalla curva temperatura tempo di cui al punto 5.2 della norma UNI EN 1363-2:2001.

La funzione che esprime l'andamento della temperatura media da imporre in funzione del tempo risulta:

$$T = 660 [1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}] + 20$$

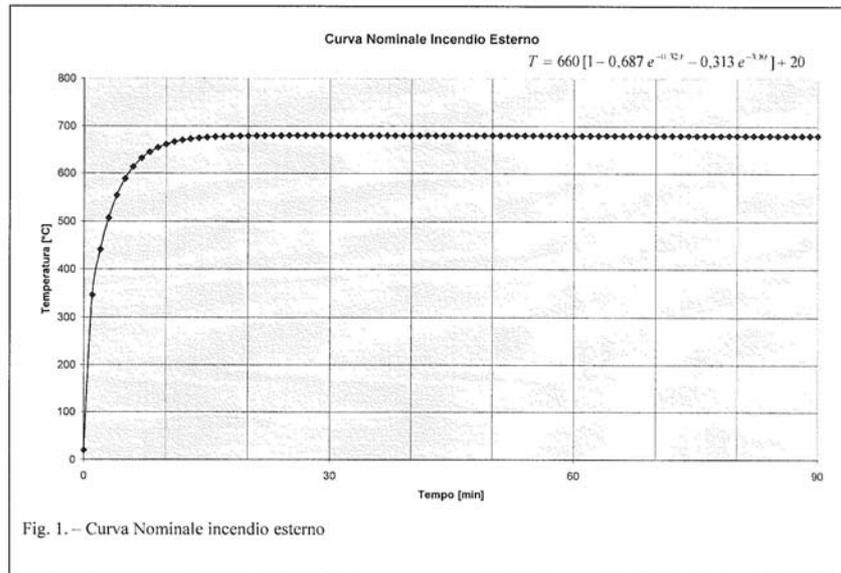


Figura 7-Curva Nominale incendio esterno

La resistenza al fuoco deve essere garantita nelle condizioni di carico della struttura con le azioni permanenti e con le azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio. Le azioni variabili devono essere prese in conto con i propri coefficienti parziali relativi allo stato limite di esercizio con combinazione **quasi permanente**.

La pressione aerodinamica del treno, dinamizzata, dovrà avere valore **minimo pari ad 1.5 kN/m<sup>2</sup>** e dovrà essere considerata con coefficiente di **combinazione pari ad 1**.

Come visto in precedenza, le azioni della pressione aerodinamica del treno, dinamizzata, risultano essere:

- 2.95m → Montante HEA 200\_Pressione = 240x2.18 = **523.2 N/mq**;
- 3.95m → Montante HEA 240\_Pressione = 240x2.10 = **504.0 N/mq**;
- 4.95m → Montante HEA 240\_Pressione = 240x1.96 = **470.4 N/mq**;
- 5.95m → Montante HEA 260\_Pressione = 240x1.86 = **446.4 N/mq**;
- 6.95m → Montante HEA 280\_Pressione = 240x1.81 = **434.4 N/mq**.

tutte **minori di 1500 N/mq**, pertanto per la determinazione degli effetti prodotti dalla esposizione all'incendio e dalle azioni dirette applicate alle barriere si considera l'azione di

progetto corrispondente ai carichi permanenti e al carico di riferimento **pari a 1.5 KN/mq** considerato agente sui pannelli e applicato ortogonalmente alla superficie esposta all'incendio in direzione opposta al flusso termico.

Per un interasse di 3.00 tra montante e montante della barriera acustica si avranno i seguenti carichi ripartiti agenti su ogni elemento strutturale:

$$p_{\text{incendio}} = 1.50 \times 3 = 4.50 \text{ KN/m.}$$

Data tale azione, i momenti sollecitanti alla base del montante risultano:

$$M_{\text{soll}} = q \times H^2 / 2$$

Famiglia	Montante	altezza montante [m]	M [Nm]
2.95	HE 200 A	2.95	<b>19.58</b>
3.95	HE 240 A	3.95	<b>35.11</b>
4.95	HE 240 A	4.95	<b>55.131</b>
5.95	HE 260 A	5.95	<b>79.66</b>
6.95	HE 280 A	6.95	<b>108.68</b>

Dati:

$\gamma_{f1,m} = 1,00$       fattore parziale di sicurezza per le proprietà meccaniche dell'acciaio

$W_{el}$       modulo resistente elastico alla base del montante

$K_{y,\sigma} = f_{y,\sigma} / f_y$       coefficiente di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio

$f_{y,\sigma}$       tensione di snervamento alle alte temperature

$f_y$       tensione di snervamento a 20°

pertanto, la capacità resistente di progetto al tempo  $t=30$  min in condizioni di incendio, risulta, in favore di sicurezza, pari a:

$$M_{\text{res}} = K_{y,\sigma} \times f_y \times W_{el}$$

ove il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio da carpenteria in condizioni di incendio è definita dalla seguente tabella:

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$f_{y,T} / f_y$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,04	0,02	0,00

La verifica porge (per le barriere di altezza pari a 5.95m e 6.95m, per il calcolo del modulo elastico resistente, sono stati considerati i piatti di rinforzo posti al piede del montante):

Famiglia	Montante	altezza montante [m]	M [Nm]	$W_{el}$ mm <sup>3</sup>	$M_{res}$ [Nm]	Fs
2.95	HE 200 A	2.95	<b>19.58</b>	388600	30218	<b>1.78</b>
3.95	HE 240 A	3.95	<b>35.11</b>	675100	52497	<b>1.66</b>
4.95	HE 240 A	4.95	<b>55.131</b>	675100	52497	<b>1.03</b>
5.95	HE 260 A	5.95	<b>79.66</b>	2604451	202527	<b>2.72</b>
6.95	HE 280 A	6.95	<b>108.68</b>	2899802	225494	<b>2.20</b>

le verifiche risultano soddisfatte.

## 6 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SU PALI

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1.00
Altezza sezione	H	[m]	1.00
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0.05
Altezza utile	d	[m]	0.95
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	1
Momento d'inerzia orizzontale	I <sub>y</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.083
Momento d'inerzia verticale	I <sub>z</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.0833

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	2	∅	20
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	628.32
Armatura superiore compressa	2	∅	20
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	628.32

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	A <sub>sw</sub>	∅	12
		[mm <sup>2</sup> ]	226.19
Passo	s	[cm]	20

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	∅	20
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	3769.91

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	A <sub>sw</sub>	∅	12
		[mm <sup>2</sup> ]	226.19
Passo	s	[cm]	20

### 6.1 Cordolo barriera H=4.95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	$N_{ed}$	[kN]	0.46
Momento flettente orizzontale	$M_{ed h}$	[kNm]	0.00
Momento flettente verticale	$M_{ed v}$	[kNm]	37.96
Taglio orizzontale	$V_{ed h}$	[kN]	0.00
Taglio verticale	$V_{ed v}$	[kN]	60.53
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	153.63
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	60.53

#### 6.1.1 Verifica a Taglio

La verifica porge:

VERIFICA A TAGLIO - SENZA ARMATURA			
Coefficiente	k	[-]	1.46
Rapporto geometrico armatura longitudinale	$\rho_l$	[%]	0.07%
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Taglio adimensionale minimo	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.33
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	310.08
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	19.52%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	378.38
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.60
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	378.38
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	16.00%

### 6.1.2 Verifica a Torsione

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.131
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1000000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	4000
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	250.00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	562500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	3000
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	3770
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.26
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	497.87
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	553.19
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	497.87
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	30.86%

### 6.1.3 Verifica Combinata Taglio- Torsione

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Pertanto si ha:

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.60
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	15.56%

### 6.2 Cordolo barriera H=6.95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	$N_{ed}$	[kN]	0.39
Momento flettente orizzontale	$M_{ed h}$	[kNm]	0.01
Momento flettente verticale	$M_{ed v}$	[kNm]	28.66
Taglio orizzontale	$V_{ed h}$	[kN]	0.00
Taglio verticale	$V_{ed v}$	[kN]	67.47
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	294.26
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	67.47

#### 6.2.1 Verifica a Taglio

La verifica porge:

VERIFICA A TAGLIO - SENZA ARMATURA			
Coefficiente	k	[-]	1.46
Rapporto geometrico armatura longitudinale	$\rho_l$	[%]	0.08%
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Taglio adimensionale minimo	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.33
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	310.07
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	21.76%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	378.38
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.58
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	378.38
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	17.83%

### 1.1.1 Verifica a Torsione

Pertanto la verifica porge:

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	226
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.131
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1000000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	4000
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	250.00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	562500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	3000
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	3770
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.26
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	497.87
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	553.19
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	497.87
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	59.10%

### 6.2.2 Verifica Combinata Taglio- Torsione

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.58
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	28.37%

## 7 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SU COPPIA DI MICROPALI

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1.00
Altezza sezione	H	[m]	0.60
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0.05
Altezza utile	d	[m]	0.55
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	0.6
Momento d'inerzia orizzontale	I <sub>y</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.018
Momento d'inerzia verticale	I <sub>z</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.05

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	3	∅	20
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	942.48
Armatura superiore compressa	3	∅	20
	A <sub>s</sub> '	[mm <sup>2</sup> ]	942.48

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	A <sub>sw</sub>	∅	12
		[mm <sup>2</sup> ]	226.19
Passo	s	[cm]	20

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	∅	20
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	3769.91

### 7.1 Cordolo barriera H=4.95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	$N_{ed}$	[kN]	0.46
Momento flettente orizzontale	$M_{ed h}$	[kNm]	0.00
Momento flettente verticale	$M_{ed v}$	[kNm]	37.96
Taglio orizzontale	$V_{ed h}$	[kN]	0.00
Taglio verticale	$V_{ed v}$	[kN]	60.53
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	153.63
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	60.53

#### 7.1.1 Verifica a Taglio

La verifica porge:

VERIFICA A TAGLIO - SENZA ARMATURA			
Coefficiente	k	[-]	1.60
Rapporto geometrico armatura longitudinale	$\rho_l$	[%]	0.17%
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Taglio adimensionale minimo	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.38
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	206.80
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	29.27%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	243.96
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1606.59
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	243.96
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	24.81%

### 7.1.2 Verifica a Torsione

Pertanto la verifica porge:

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	600000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	3200
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	187.50
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	335156
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	2450
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	3770
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.54
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	403.77
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	403.61
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	403.61
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	38.06%

### 7.1.3 Verifica Combinata Taglio- Torsione

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Pertanto si ha:

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1606.59
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	367.28
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	45.60%

### 7.2 Cordolo barriera H=6.95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	$N_{ed}$	[kN]	0.39
Momento flettente orizzontale	$M_{ed h}$	[kNm]	0.01
Momento flettente verticale	$M_{ed v}$	[kNm]	28.66
Taglio orizzontale	$V_{ed h}$	[kN]	0.00
Taglio verticale	$V_{ed v}$	[kN]	67.47
Momento torcente	$T_{ed}$	[kNm]	294.26
Taglio risultante	$V_{ed}$	[kN]	67.47

#### 7.2.1 Verifica a Taglio

La verifica porge:

VERIFICA A TAGLIO - SENZA ARMATURA			
Coefficiente	k	[-]	1.67
Rapporto geometrico armatura longitudinale	$\rho_l$	[%]	0.35%
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Taglio adimensionale minimo	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.40
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	192.48
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	35.05%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	243.96
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1606.58
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	243.96
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	27.66%

### 7.2.2 Verifica a Torsione

Pertanto la verifica porge:

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	600000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	3200
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	187.50
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	335156
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	2450
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	3770
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.54
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	403.77
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	403.61
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	403.61
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	72.91%

### 7.2.3 Verifica Combinata Taglio- Torsione

La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{M_{t-Ed}}{M_{t-Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Pertanto si ha:

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.59
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	33.90%

## 8 TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO

Si riscontra la presenza di numerose interferenze di natura impiantistica e infrastrutturale che comportano l'inserimento di travi di scavalco in acciaio, realizzate su cordolo su pali Ø800 o su coppie di micropali Ø250.

Per il superamento delle verifiche di deformabilità, è stato considerato il contributo irrigidente dato dai pannelli fonoassorbenti in calcestruzzo.

La luce delle travi in acciaio è variabile tra 6 e 15 m.

Le travi sono soggette a sollecitazioni taglianti e flettenti nel piano verticale, generate dagli scarichi concentrati dei montanti e dei pannelli, nonché dal peso proprio della trave stessa, e da sollecitazioni torcenti, taglianti e flettenti nel piano orizzontale causate dall'azione del vento.

Lo schema statico utilizzato per le travi di scavalco è stato quello di trave incastrata alle estremità soggetta al peso proprio e ad un numero "n" di carichi concentrati pari al numero di montanti scaricanti sulla trave.

Note le sollecitazioni di taglio, flessione e torsione si verificano le travi secondo le norme tecniche 2008 come di seguito indicato.

Le travi di scavalco vengono realizzate con due scatolari accoppiati in acciaio S355 di altezza 40 cm, base 20 cm (base totale 40 cm) e spessore pari a 12.5 mm.

DIMENSIONI PROFILO SCATOLARE (spessore 12.5 mm)			
Base	B	[mm]	400
Altezza	H	[mm]	400
Spessore	s	[mm]	12.5
Base netta interna	b	[mm]	375
Altezza netta interna	h	[mm]	375
Area totale	A	[mm <sup>2</sup> ]	19375
Area a taglio (carico parallelo all'altezza)	Av <sub>y</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	9688
Area a taglio (carico parallelo alla base)	Av <sub>z</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	9688
Area interna alla linea media	Ω	[mm <sup>2</sup> ]	150156
Modulo d'inerzia y-y (asse parallelo alla base)	J <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	5.95E+08
Modulo d'inerzia z-z (asse parallelo all'altezza)	J <sub>z</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	4.86E+08
Momento statico y-y (asse parallelo alla base)	W <sub>y</sub>	[mm <sup>3</sup> ]	2.98E+06
Momento statico z-z (asse parallelo all'altezza)	W <sub>z</sub>	[mm <sup>3</sup> ]	2.43E+06

I due scatolari vengono poi collegati al cordolo di fondazione in c.a. tramite una piastra di base bullonata ai tirafondi. Si riportano di seguito le dimensioni della piastra e dei tirafondi.

DIMENSIONI PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)			
Base	B	[mm]	820
Altezza	H	[mm]	750
Spessore	sp	[mm]	45
Modulo di resistenza della piastra	W <sub>pl piastra</sub>	[mm <sup>3</sup> ]	415125
Area lorda resistente a taglio della piastra	Av <sub>piastro lorda</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	36900
Area netta resistente a taglio della piastra	Av <sub>piastro netta</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	29813
Modulo di resistenza della piastra	W <sub>pl piastra</sub>	[mm <sup>3</sup> ]	379688
Area lorda resistente a taglio della piastra	Av <sub>piastro lorda</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	33750
Area netta resistente a taglio della piastra	Av <sub>piastro netta</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	30915

TIPOLOGICO TRAVE	PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)						
	BASE [mm]	ALTEZZA [mm]	SPESSORE [mm]	TIRAFONDI	N° TIRAFONDI	SP ROSETTA	ØROSETTA
TPO B: L=6m	820	750	45	M30	10	20	180
TPO C: L=9m	820	750	45	M30	10	20	180
TPO D: L=12m	820	750	45	M30	10	20	180
TPO Z: L=15m	820	750	45	M30	10	20	180

DIMENSIONI TIRAFONDI			
			M30
Diametro tirafondo	$\phi_{tir}$	[mm]	30
Diametro foro	$\phi_{foro}$	[mm]	32
Area tirafondo	$A_{tir}$	[mm <sup>2</sup> ]	707
Area resistente tirafondo	$A_{tir,res}$	[mm <sup>2</sup> ]	561
Numero tirafondi	$N_{tir}$	[-]	10
Diametro testa bullone	$\phi_{testa}$	[mm]	5
Classe tirafondo	-	-	10.9
Tensione di snervamento	$f_{yb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	900
Tensione di rottura	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1000
Interasse longitudinale tirafondi	$i_{long\ tir}$	[mm]	180
Interasse trasversale tirafondi	$i_{trasv\ tir}$	[mm]	620
Distanza longitudinale tirafondi dal bordo	$e_1$	[mm]	50
Distanza trasversale tirafondi dal bordo	$e_2$	[mm]	65

## 8.1 VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.1.1 Verifica a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

con  $W_{pl,y}$  momento resistente plastico della sezione.

In presenza di flessione biassiale la verifica può essere condotta come segue:

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

### 8.1.2 Verifica a taglio-torsione

Per la verifica a taglio e torsione si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1.2 del DM2008.

Secondo il DM2008 la verifica a taglio e torsione viene effettuata garantendo che il taglio agente non superi un valore del taglio resistente ridotto per la presenza della torsione.

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

Per le sezioni cave il valore della resistenza a taglio ridotta è data dalla seguente formula:

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

dove  $V_{c,Rd}$  è la resistenza a taglio pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

### 8.1.3 Verifica deformabilità trave di scavalco

Le norme UNI EN 1974, riguardanti i dispositivi di riduzione del rumore da traffico, stabiliscono un limite di deformabilità del montante delle barriere acustiche precisando che sono esclusi, da tali limiti, gli spostamenti delle fondazioni.

La normativa impone un limite massimo di deformazione del montante pari a  $H/150$ , ovvero:

$$\delta_{top} - \delta_{base} = \Delta \leq H/150$$

## 8.2 VERIFICA DELL'ELEVAZIONE E DELLO SCATOLARE DELLE TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO

### 8.2.1 Verifiche trave scatolare\_TIPO D

VERIFICHE DELLO SCATOLARE				
Verifica a taglio e torsione	Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd}$	[kN]	1890.99
	Tensione tangenziale da torsione	$\tau_{Ed}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	96.43
	Resistenza di calcolo a taglio ridotta per torsione	$V_{c,Rd,red}$	[kN]	956.83
	Verifica a taglio e torsione	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	[kN]	21.82%
	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione	$\rho$	[-]	0.00
Verifica a flessione retta (piano verticale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima	$M_{y,c,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Verifica	$M_{Ed h}/M_{Rd}$	[kN]	35.26%
Verifica a flessione retta (piano orizzontale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali	$M_{z,c,Rd}$	[kNm]	821.41
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	821.41
	Verifica	$M_{Ed v}/M_{Rd}$	[kN]	27.53%
Verifica a presso/tenso-flessione (retta o biassiale)	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione causa taglio	$\rho$	[-]	0.00
	Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
	Tensione di snervamento ridotta per interazione M-V	$f_{y,red}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	821.41
	Resistenza plastica di calcolo della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	[-]	6550.60
	Sforzo normale adimensionale	$n$	[-]	0.00
	Coefficiente a	$a$	[-]	0.50
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-N-V-T)	$M_{N,y,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-N-V-T)	$M_{N,z,Rd}$	[kNm]	821.41
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano dell'anima	$M_{Ed h}/M_{N,y,Rd}$	[-]	35.26%
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano delle ali	$M_{Ed v}/M_{N,z,Rd}$	[-]	27.53%

Verifica a presso/tenso-flessione biassiale	$\beta_y + \beta_z$	[-]	62.79%
---	---------------------	-----	--------

VERIFICA TIRAFONDI				
Verifica taglio-trazione dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	305.83
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	76.82
	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M2}$	[-]	1.25
	Tensione di rottura del bullone	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1000
	Resistenza a taglio dei tirafondi	$F_{v,Rd\ tir}$	[kN]	269.28
	Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	[-]	0.53
	Coefficiente k	k	[-]	2.50
	Resistenza a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd}$	[kN]	728.57
	Resistenza a trazione dei tirafondi	$F_{t,Rd\ tir}$	[kN]	403.92
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	1591.96
	Resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	269.28
	Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	403.92
	Verifica combinata	$\beta_v + \beta_t$	[-]	82.61%
	Verifica trazione	$\beta_t$	[-]	75.72%

Verifica sfilamento cilindro cls	Base fondazione (trasversale all'asse stradale)	$B_{fond}$	[mm]	1000
	Distanza gambo dal bordo libero di cls	a	[mm]	190
	Lunghezza tirafondo	$L_{tir}$	[mm]	750
	Coefficiente	$\alpha$	[-]	0.53
	Coefficiente parziale per il cls	$\gamma_c$	[-]	1.5
	Coefficiente	$\eta$	[-]	1
	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28
		$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.77
		$f_{ctk,005}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.94
	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	$f_{bk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.36
	Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	6.54
	Resistenza di sfilamento	$R_{sfil}$	[kN]	557.06
		Verifica	[%]	54.90%
schiacciame nto cls	Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]	305.83
	Diametro tirafondo	$D_{tirafondo}$	[mm]	30
	Diametro rosetta	$D_{rosetta}$	[mm]	180

	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	12.36
		$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	15.87
		Verifica	[%]	77.91%

Verifica spessore rosetta	Spessore rosetta	$s_{p_{rosetta}}$	[mm]	20
	Carico agente sulla rosetta (schema a mensola)	$q_l$	[N/mm]	189.31
	Lunghezza mensola rosetta	$l_m$	[mm]	75
	Momento di incastro (schema a mensola)	$M_{ros}$	[Nm]	532.45
	Modulo di resistenza elastico della rosetta	$W_{el,ros}$	[mm <sup>3</sup> ]	2000
	Momento resistente	$M_{res}$	[Nm]	676.19
		Verifica	[%]	78.74%

### VERIFICA SEZIONE IN C.A. SOTTO PIASTRA

Verifica sezione in c.a. sotto piastra	Numero di tirafondi tesi	$n_{tirafondi\ tesi}$	[-]	5
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tirafondi tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	2019.60
	Sforzo normale alla base del montante	$N_{base}$	[kN]	177.13
	Risultante compressione	$C_{Rd}$	[kN]	2196.73
	Posizione asse neutro (stress-block)	$y$	[mm]	211.05
	Distanza tirafondi da baricentro piastra	$z_n$	[mm]	310.00
	Braccio tirafondi-risultante compressioni	$z_c$	[mm]	600.58
	Momento resistente	$M_{res}$	[kNm]	1319.31
		Verifica	[%]	27.24%

### VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)

Verifica rifollamento piastra	Forza di taglio nel bullone	$V_{Ed}$	[kN]	76.82
	Diametro bullone	$d_{bull}$	[mm]	30
	Diametro foro	$d_{foro}$	[mm]	32
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo} (e_1)$	[mm]	50

Distanza bullone dal bordo laterale	$d_{\text{bull-bordo}} (e_2)$	[mm]	65
Tensione di rottura del bullone	$f_{\text{tb}}$	$[\text{N}/\text{mm}^2]$	1000
Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{\text{tk}}$	$[\text{N}/\text{mm}^2]$	510
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2.50
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione parallela al carico	$\alpha$	[-]	0.53
Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{\text{b,Rd}}$	[kN]	728.57
	Verifica	[%]	10.54 %

### 8.2.2 Verifiche trave scatolare\_TIPO Z

VERIFICHE DELLO SCATOLARE				
Verifica a taglio e torsione	Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd}$	[kN]	1890.99
	Tensione tangenziale da torsione	$\tau_{Ed}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	62.04
	Resistenza di calcolo a taglio ridotta per torsione	$V_{c,Rd,red}$	[kN]	1289.95
	Verifica a taglio e torsione	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	[kN]	17.84%
	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione	$\rho$	[-]	0.00
Verifica a flessione retta (piano verticale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima	$M_{y,c,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Verifica	$M_{Ed h}/M_{Rd}$	[kN]	51.13%
Verifica a flessione retta (piano orizzontale)	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali	$M_{z,c,Rd}$	[kNm]	821.41
	Resistenza di calcolo a flessione ridotta nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	821.41
	Verifica	$M_{Ed v}/M_{Rd}$	[kN]	32.27%
Verifica a presso/tenso-flessione (retta o biassiale)	Coefficiente riduttivo resistenza a flessione causa taglio	$\rho$	[-]	0.00
	Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
	Tensione di snervamento ridotta per interazione M-V	$f_{y,red}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-V-T)	$M_{y,V,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-V-T)	$M_{z,V,Rd}$	[kNm]	821.41
	Resistenza plastica di calcolo della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	[-]	6550.60
	Sforzo normale adimensionale	$n$	[-]	0.01
	Coefficiente a	$a$	[-]	0.50
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima (M-N-V-T)	$M_{N,y,Rd}$	[kNm]	1006.25
	Resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali (M-N-V-T)	$M_{N,z,Rd}$	[kNm]	821.41
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano dell'anima	$M_{Ed h}/M_{N,y,Rd}$	[-]	51.13%
	Verifica a presso/tenso-flessione retta nel piano delle ali	$M_{Ed v}/M_{N,z,Rd}$	[-]	32.27%
	Verifica a presso/tenso-flessione biassiale	$\beta_y + \beta_z$	[-]	83.39%

VERIFICA TIRAFONDI				
Verifica taglio-trazione dei tirafondi	Forza di trazione nel bullone	$F_{t,Ed}$	[kN]	351.12
	Forza di taglio nel bullone	$F_{v,Ed}$	[kN]	88.56
	Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{M2}$	[-]	1.25
	Tensione di rottura del bullone	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1000
	Resistenza a taglio dei tirafondi	$F_{v,Rd\ tir}$	[kN]	269.28
	Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	[-]	0.53
	Coefficiente k	k	[-]	2.50
	Resistenza a rifollamento del piatto	$F_{b,Rd}$	[kN]	728.57
	Resistenza a trazione dei tirafondi	$F_{t,Rd\ tir}$	[kN]	403.92
	Resistenza a punzonamento della piastra	$B_{p,Rd}$	[kN]	1591.96
	Resistenza a taglio	$F_{v,Rd}$	[kN]	269.28
	Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	[kN]	403.92
	Verifica combinata	$\beta_v + \beta_t$	[-]	94.98%
	Verifica trazione	$\beta_t$	[-]	86.93%

Verifica sfilamento cilindro cls	Base fondazione (trasversale all'asse stradale)	$B_{fond}$	[mm]	1000
	Distanza gambo dal bordo libero di cls	a	[mm]	190
	Lunghezza tirafondo	$L_{tir}$	[mm]	750
	Coefficiente	$\alpha$	[-]	0.53
	Coefficiente parziale per il cls	$\gamma_c$	[-]	1.5
	Coefficiente	$\eta$	[-]	1
	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28
		$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.77
		$f_{ctk,005}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.94
	Resistenza tangenziale di aderenza caratteristica	$f_{bk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.36
	Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	6.54
	Resistenza di sfilamento	$R_{sfil}$	[kN]	557.06
		Verifica	[%]	63.03%
	schiacciamento cls	Forza di trazione nel tirafondo	$F_{t,Ed}$	[kN]
Diametro tirafondo		$D_{tirafondo}$	[mm]	30
Diametro rosetta		$D_{rosetta}$	[mm]	180

	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14.19
		$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	15.87
		Verifica	[%]	89.45%

Verifica spessore rosetta	Spessore rosetta	$s_{prosetta}$	[mm]	20
	Carico agente sulla rosetta (schema a mensola)	$q_l$	[N/mm]	134.39
	Lunghezza mensola rosetta	$l_m$	[mm]	75
	Momento di incastro (schema a mensola)	$M_{ros}$	[Nm]	377.98 51877
	Modulo di resistenza elastico della rosetta	$W_{el,ros}$	[mm <sup>3</sup> ]	2000
	Momento resistente	$M_{res}$	[Nm]	676.19
		Verifica	[%]	55.90 %

### VERIFICA SEZIONE IN C.A. SOTTO PIASTRA

Verifica sezione in c.a. sotto piastra	Numero di tirafondi tesi	$n_{tirafondi\ tesi}$	[-]	5
	Resistenza a trazione di progetto gruppo di tirafondi tesi	$F_{t,Rd}$	[kN]	2019.6 0
	Sforzo normale alla base del montante	$N_{base}$	[kN]	206.11
	Risultante compressione	$C_{Rd}$	[kN]	2225.7 1
	Posizione asse neutro (stress-block)	$y$	[mm]	213.83
	Distanza tirafondi da baricentro piastra	$z_n$	[mm]	310.00
	Braccio tirafondi-risultante compressioni	$z_c$	[mm]	599.47
	Momento resistente	$M_{res}$	[kNm]	1334.2 4
		Verifica	[%]	39.12 %

### VERIFICHE DELLA PIASTRA DI BASE (SCATOLARE-CORDOLO)

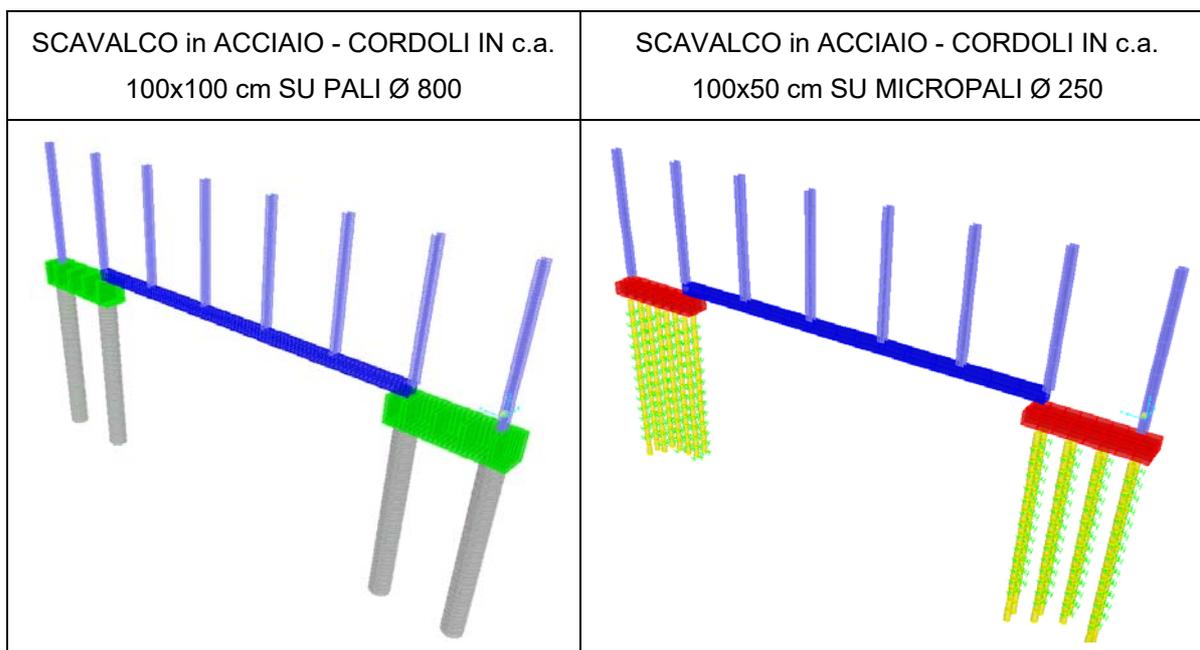
Verifica rifollamento piastra	Forza di taglio nel bullone	$V_{Ed}$	[kN]	88.56
	Diametro bullone	$d_{bull}$	[mm]	30
	Diametro foro	$d_{foro}$	[mm]	32
	Distanza bullone dal bordo superiore o inferiore	$d_{bull-bordo}$ ( $e_1$ )	[mm]	50

Distanza bullone dal bordo laterale	$d_{\text{bull-bordo}} (e_2)$	[mm]	65
Tensione di rottura del bullone	$f_{tb}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1000
Resistenza caratteristica a rottura della piastra	$f_{tk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	510
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione perpendicolare al carico	k	[-]	2.50
Coefficiente distanza bulloni dal bordo in direzione parallela al carico	$\alpha$	[-]	0.53
Resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd}$	[kN]	728.57
	Verifica	[%]	12.16 %

### 8.3 VERIFICA DELLE FONDAZIONI DELLE TRAVI DI SCAVALCO IN ACCIAIO

Le fondazioni delle travi di scavalco in acciaio vengono realizzate mediante un cordolo in c.a. su pali Ø 800 per le barriere sulla linea di progetto e su coppie di micropali Ø 250 per la linea storica. La modellazione del cordolo e dei pali viene rappresentata nella relazione geotecnica di calcolo.

Note le sollecitazioni di taglio, flessione e torsione si verificano gli elementi secondo le norme tecniche 2008.



# Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

Titolo:  
RELAZIONE DI CALCOLO: PARTE IN ELEVAZIONE

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	Pag.
IN0D	01	D I2 RG	IM0006 001	A	87 di 118

### 8.3.1 Verifica strutturale del cordolo in c.a. 100x100 cm su pali $\varnothing$ 800

Si considera un cordolo di base  $B=1.00$  m e altezza  $H=1.00$  m.

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1.00
Altezza sezione	H	[m]	1.00
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0.05
Altezza utile	d	[m]	0.95
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	1
Momento d'inerzia orizzontale	I <sub>y</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.083
Momento d'inerzia verticale	I <sub>z</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.0833

Per i diversi interventi si prevede la seguente armatura. Delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	4	$\varnothing$	24
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura superiore compressa	4	$\varnothing$	24
	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	A <sub>sw</sub>	$\varnothing$	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	20

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	$\varnothing$	24
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	5428.67

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	$\emptyset$	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	20

Si riportano nelle verifiche del cordolo, le sollecitazioni agenti, le verifiche a flessione e a taglio nel piano orizzontale e verticale, e le verifiche a torsione per gli interventi più significativi.

A titolo esemplificativo, si riportano di seguito le verifiche per i tipologici di trave D e Z, in quanto rappresentativi delle condizioni più gravose.

- TIPOLOGICO D: L=12,00m; H<sub>max,barriera</sub>=6,95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0.00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	226.15
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	297.49
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	75.38
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	173.71
Momento torcente	T <sub>Ed</sub>	[kNm]	375.20
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	189.37

### Verifica piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	x <sub>1</sub>	[mm]	87.01
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	x <sub>1</sub> /d	[-]	0.092
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	ε <sub>s</sub>	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	ε <sub>s'</sub>	[-]	0.00043
Tensione acciaio compresso	σ <sub>s'</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	90.06
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	[-]	0.00101
Deformazione calcestruzzo *	ε <sub>c</sub> *	[-]	0.288
Coefficiente riempimento	β	[-]	0.395
Posizione asse neutro reale	x <sub>2</sub>	[mm]	87.01
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub>	[kNm]	647.93
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	45.91%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub> (N <sub>ed</sub> )	[kNm]	645.46
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	46.09%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
--	--	--	--

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	46.05%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	33.73%

### Verifica piano orizzontale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	87.01
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.092
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_{s'}$	[-]	0.00043
Tensione acciaio compresso	$\sigma_{s'}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	90.06
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00101
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.288
Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.395
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	87.01
Coefficiente posizione risultante compressione cls	$k$	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	647.93
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	34.90%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	645.46

Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	35.04%
----------	-----------------	-----	--------

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	35.01%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	14.64%

### Verifica a torsione

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1000000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	4000
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	250.00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	562500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	3000
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.81
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	677.66
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	796.60
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	677.66

# Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO: PARTE IN ELEVAZIONE

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	Pag.
IN0D	01	D I2 RG	IM0006 001	A	93 di 118

Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	55.37%
----------	-----------------	-----	--------

## VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE

Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	39.22%

- TIPOLOGICO Z: L=15,00m; H<sub>max,barriera</sub>=4,95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0.00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	542.92
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	546.80
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	115.59
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	360.70
Momento torcente	T <sub>Ed</sub>	[kNm]	395.91
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	378.77

### Verifica piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	x <sub>1</sub>	[mm]	94.49
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	x <sub>1</sub> /d	[-]	0.099
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	ε <sub>s</sub>	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	ε <sub>s'</sub>	[-]	0.00052
Tensione acciaio compresso	σ <sub>s'</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	109.21
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	[-]	0.00110
Deformazione calcestruzzo *	ε <sub>c</sub> *	[-]	0.316
Coefficiente riempimento	β	[-]	0.426
Posizione asse neutro reale	x <sub>2</sub>	[mm]	75.59
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub>	[kNm]	649.21
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	84.22%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub> (N <sub>ed</sub> )	[kNm]	645.46
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	84.71%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.64%

### VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA

Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	70.04%

### Verifica piano orizzontale:

### VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)

Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	87.01
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.092
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_s'$	[-]	0.00043
Tensione acciaio compresso	$\sigma_s'$	[N/mm <sup>2</sup> ]	90.06
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00101
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.288
Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.395
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	87.01
Coefficiente posizione risultante compressione cls	$k$	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	647.93
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	83.79%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	645.46
-------------------------------	------------------	-------	--------

Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.11%
----------	-----------------	-----	--------

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.04%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	22.44%

### Verifica a torsione

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1000000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	4000
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	250.00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	562500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	3000
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.81
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	677.66
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	796.60
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	677.66
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	58.42%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	46.66%

### 8.3.2 Verifica strutturale del cordolo in c.a. 100x600 cm su micropali $\phi$ 250

Si considera un cordolo di base  $B=1.00$  m e altezza  $H=0.50$  m.

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1,00
Altezza sezione	H	[m]	0,60
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0,05
Altezza utile	d	[m]	0,55
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	0,6
Momento d'inerzia orizzontale	$I_y$	[m <sup>4</sup> ]	0,018
Momento d'inerzia verticale	$I_z$	[m <sup>4</sup> ]	0,05

Per i diversi interventi si prevede la seguente armatura. Delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	4	$\phi$	24
	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1810
Armatura superiore compressa	4	$\phi$	24
	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1810

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	$\phi$	24
	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	5428.67

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)

Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	$\varnothing$	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	15

Si riportano nelle verifiche del cordolo, le sollecitazioni agenti, le verifiche a flessione e a taglio nel piano orizzontale e verticale, e le verifiche a torsione per gli interventi più significativi.

A titolo esemplificativo, si riportano di seguito le verifiche per i tipologici di trave D e Z, in quanto rappresentativi delle condizioni più gravose.

- TIPOLOGICO D: L=12,00m; H<sub>max,barriera</sub>=6,95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0,00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	215,31
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	192,87
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	125,01
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	92,86
Momento torcente	T <sub>ed</sub>	[kNm]	402,48
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	155,73

### Verifica piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	x <sub>1</sub>	[mm]	68.43
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	x <sub>1</sub> /d	[-]	0.124
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	ε <sub>s</sub>	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	ε <sub>s'</sub>	[-]	0.00038
Tensione acciaio compresso	σ <sub>s'</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	80.39
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	[-]	0.00142
Deformazione calcestruzzo *	ε <sub>c</sub> *	[-]	0.406
Coefficiente riempimento	β	[-]	0.518
Posizione asse neutro reale	x <sub>2</sub>	[mm]	68.44
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.36
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub>	[kNm]	368.37
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	52.36%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub> (N <sub>ed</sub> )	[kNm]	373.08
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	51.70%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	368.12
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	52.39%

### VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA

Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	397.56
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	397.56
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	23.36%

### Verifica piano orizzontale

#### VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)

Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	104.49
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.110
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_s'$	[-]	0.00064
Tensione acciaio compresso	$\sigma_s'$	[N/mm <sup>2</sup> ]	135.35
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00124
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.353
Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.466
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	104.49
Coefficiente posizione risultante compressione cls	$k$	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	643.27
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	33.47%

#### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	644.30
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	33.42%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	643.76
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	33.44%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	686.70
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	2034.90
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	686.70
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	18.20%

### Verifica a torsione

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	150
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	2.053
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	600000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	3200
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	187.50
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	335156
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	2450
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	2.22
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	538.36
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	581.19

Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	498.54
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	80.73%

### VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE

Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	88.66%

- TIPOLOGICO Z: L=15,00m; H<sub>max,barriera</sub>=4,95m

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0,00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	247,65
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	286,81
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	129,20
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	143,29
Momento torcente	T <sub>Ed</sub>	[kNm]	330,93
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	192,94

### Verifica piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	x <sub>1</sub>	[mm]	68.43
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	x <sub>1</sub> /d	[-]	0.124
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	ε <sub>s</sub>	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	ε <sub>s'</sub>	[-]	0.00038
Tensione acciaio compresso	σ <sub>s'</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	80.39
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	[-]	0.00142
Deformazione calcestruzzo *	ε <sub>c</sub> *	[-]	0.406
Coefficiente riempimento	β	[-]	0.518
Posizione asse neutro reale	x <sub>2</sub>	[mm]	68.43
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.36
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub>	[kNm]	368.37
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	77.86%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	M <sub>Rd</sub> (N <sub>ed</sub> )	[kNm]	373.08
Verifica	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	[-]	76.88%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
--	--	--	--

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	368.12
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	77.91%

VERIFICA A TAGLIO - SENZA ARMATURA			
Coefficiente	k	[-]	1.60
Rapporto geometrico armatura longitudinale	$\rho_l$	[%]	0.33%
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Taglio adimensionale minimo	$v_{min}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.38
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	221.79
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	64.61%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	397.56
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	397.56
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	36.04%

### Verifica piano orizzontale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	104.49
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.110
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_{s'}$	[-]	0.00064
Tensione acciaio compresso	$\sigma_{s'}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	135.35
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00124
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.353

Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.466
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	104.49
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	643.27
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	38.50%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	644.30
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	38.44%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd} (N_{ed})$	[kNm]	643.76
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	38.47%

### VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA

Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	686.70
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	2034.90
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	686.70
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	18.81%

### Verifica a torsione

#### VERIFICA A TORSIONE

Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	s	[mm]	150
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	2.053
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	600000
Perimetro della sezione	u	[mm]	3200
Rapporto tra area e perimetro	t	[mm]	187.50

Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	[mm <sup>2</sup> ]	335156
Perimetro medio del nucleo resistente	u <sub>m</sub>	[mm]	2450
Area complessiva armatura longitudinale	ΣA <sub>l</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	a <sub>l</sub>	[mm]	2.22
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	T <sub>Rcd</sub>	[kNm]	498.54
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	T <sub>Rsd</sub>	[kNm]	538.36
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	T <sub>Rld</sub>	[kNm]	581.19
Resistenza a torsione di calcolo	T <sub>Rd</sub>	[kNm]	498.54
Verifica	T <sub>Ed</sub> /T <sub>Rd</sub>	[-]	66.38%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	V <sub>Rcd</sub>	[kN]	1963.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	T <sub>Rcd</sub>	[kNm]	498.54
Verifica	β <sub>T</sub> +β <sub>V</sub>	[-]	76.21%

## 9 TRAVI DI SCAVALCO IN C.A.

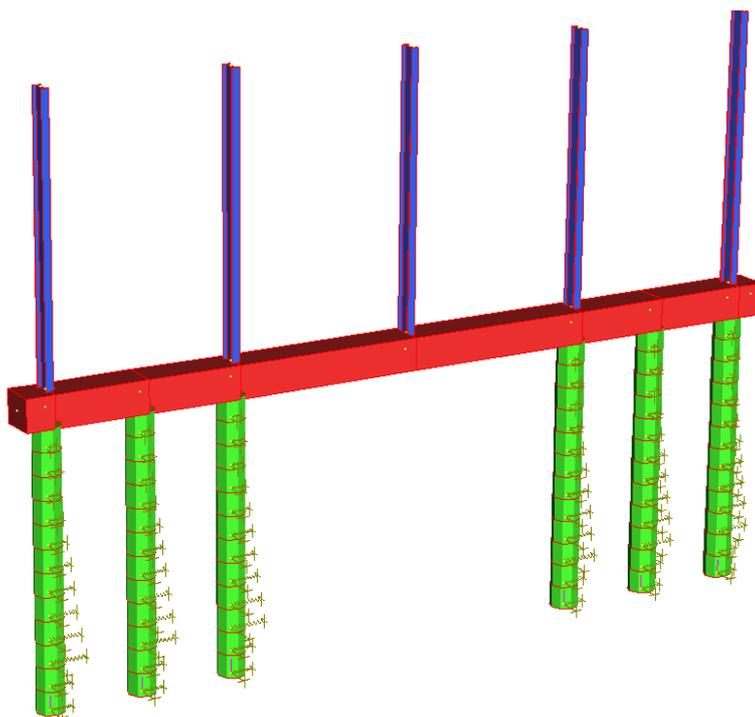
Si riscontra la presenza di numerose interferenze di natura impiantistica e infrastrutturale che comportano l'inserimento di travi di scavalco in CLS, realizzate in continuità con il cordolo su pali Ø800 o su coppie di micropali Ø250.

La luce delle travi in acciaio è variabile tra 6 e 12 m.

I montanti utilizzati nell'elevazione, in una prima analisi con il modello FEM, sono gli stessi dell'intervento a cui appartengono gli scavalchi. Per il superamento delle verifiche di deformabilità, è stato considerato il contributo irrigidente dato dai pannelli fonoassorbenti in calcestruzzo.

Le travi sono soggette a sollecitazioni taglianti e flettenti nel piano verticale, generate dagli scarichi dei montanti e dei pannelli e da sollecitazioni torcenti, taglianti e flettenti nel piano orizzontale causate dall'azione del vento e dalla pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli ferroviari. Il peso proprio delle travi, non essendo sospese, si considera assorbito direttamente dal terreno su cui sono poggiate.

Note le sollecitazioni di taglio, flessione e torsione si verificano gli elementi secondo le norme tecniche 2008.



Linea di progetto <i>[cordolo su pali Ø800]</i>	MONTANTI			LUCI OPERA DI SCAVALCO			SEZIONE TRAVE	
	TIPO montant e	H montant e [m]	Interasse montant e [m]	L <sub>F</sub> [m]	L <sub>G</sub> [m]	L <sub>H</sub> [m]	B <sub>t</sub> [m]	H <sub>t</sub> [m]
	VAR.	VAR.	3.00	6.00	9.00	12.00	1.0	1.0

Linea storica <i>[cordolo su micropali Ø250]</i>	MONTANTI			LUCI OPERA DI SCAVALCO			SEZIONE TRAVE	
	TIPO montant e	H montant e [m]	Interass e montant e [m]	L <sub>c</sub> [m]	L <sub>s</sub> [m]	L <sub>c</sub> [m]	B <sub>t</sub> [m]	H <sub>t</sub> [m]
	VAR.	VAR.	3.00	6.00	9.00	12.00	1.0	0.6

### 9.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI SCAVALCO IN CLS 100X100cm

Si considerano un cordolo e una trave di scavalco di base  $b=1.00$  m e altezza  $h=0.60$  m.

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1.00
Altezza sezione	H	[m]	1.00
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0.05
Altezza utile	d	[m]	0.95
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	1
Momento d'inerzia orizzontale	I <sub>y</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.083
Momento d'inerzia verticale	I <sub>z</sub>	[m <sup>4</sup> ]	0.0833

Per i diversi interventi si prevede la seguente armatura. Delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	4	∅	24
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura superiore compressa	4	∅	24
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	A <sub>sw</sub>	∅	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	15

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	∅	24
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	5428.67

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	$\varnothing$	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	20

Si riportano le sollecitazioni agenti, le verifiche a flessione e a taglio nel piano orizzontale e verticale, e le verifiche a torsione.

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0.00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	542.92
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	546.80
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	115.59
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	360.70
Momento torcente	T <sub>Ed</sub>	[kNm]	395.91
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	378.77

### Verifica nel piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	A <sub>s'</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	x <sub>1</sub>	[mm]	94.49
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	x <sub>1</sub> /d	[-]	0.099
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	ε <sub>s</sub>	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	ε <sub>s'</sub>	[-]	0.00052
Tensione acciaio compresso	σ <sub>s'</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	109.21
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	[-]	0.00110
Deformazione calcestruzzo *	ε <sub>c</sub> *	[-]	0.316
Coefficiente riempimento	β	[-]	0.426
Posizione asse neutro reale	x <sub>2</sub>	[mm]	75.59
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.35

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	649.21
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.22%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	645.46
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.71%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.64%

### VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA

Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	70.04%

### Verifica nel piano orizzontale

#### VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)

Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	87.01
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.092
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_s'$	[-]	0.00043
Tensione acciaio compresso	$\sigma_s'$	[N/mm <sup>2</sup> ]	90.06
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00101
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.288

Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.395
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	87.01
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	647.93
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	83.79%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	645.46
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.11%

### VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)

Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	646.00
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	84.04%

### VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA

Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	515.02
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	515.02
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	22.44%

### Verifica a torsione

### VERIFICA A TORSIONE

Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	s	[mm]	200
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	1.539
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	1000000
Perimetro della sezione	u	[mm]	4000

Rapporto tra area e perimetro	t	[mm]	250.00
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A	[mm <sup>2</sup> ]	562500
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	3000
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	1.81
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	677.66
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	796.60
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	677.66
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	58.42%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	3391.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	1115.63
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	46.66%

## 9.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI SCAVALCO IN CLS 100X60cm

Si considerano un cordolo e una trave di scavalco di base  $b=1.00$  m e altezza  $h=1.00$  m.

DIMENSIONI			
Base sezione	B	[m]	1.00
Altezza sezione	H	[m]	0.60
Lunghezza sezione	L	[m]	-
Copriferro (baricentro barra)	c	[m]	0.05
Altezza utile	d	[m]	0.55
Area	A	[m <sup>2</sup> ]	0.6
Momento d'inerzia orizzontale	$I_y$	[m <sup>4</sup> ]	0.018
Momento d'inerzia verticale	$I_z$	[m <sup>4</sup> ]	0.05

Per i diversi interventi si prevede la seguente armatura. Delle armature longitudinali, le barre d'angolo vengono impiegate per le verifiche a torsione, mentre le restanti barre per lato vengono impiegate per le verifiche flessionali.

ARMATURA LONGITUDINALE PER FLESSIONE			
Armatura inferiore tesa	6	∅	24
	As	[mm <sup>2</sup> ]	2714.34
Armatura superiore compressa	6	∅	24
	As'	[mm <sup>2</sup> ]	2714.34

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	∅	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	15

ARMATURA LONGITUDINALE PER TORSIONE			
Armatura longitudinale per torsione	12	∅	24
	As	[mm <sup>2</sup> ]	5428.67

ARMATURA TRASVERSALE A TORSIONE (STAFFE)			
Numero di bracci	n	[-]	2
Armatura trasversale (staffe)	Asw	∅	14
		[mm <sup>2</sup> ]	307.88
Passo	s	[cm]	15

Si riportano le sollecitazioni agenti, le verifiche a flessione e a taglio nel piano orizzontale e verticale, e le verifiche a torsione.

SOLLECITAZIONI SLU-STR			
Sforzo normale	N <sub>ed</sub>	[kN]	0.00
Momento flettente orizzontale	M <sub>ed h</sub>	[kNm]	529.53
Momento flettente verticale	M <sub>ed v</sub>	[kNm]	504.56
Taglio orizzontale	V <sub>ed h</sub>	[kN]	115.59
Taglio verticale	V <sub>ed v</sub>	[kN]	282.70
Momento torcente	T <sub>ed</sub>	[kNm]	395.91
Taglio risultante	V <sub>ed</sub>	[kN]	305.42

### Verifica nel piano verticale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	2714.34
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	2714.34
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	73.85
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.134
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_s'$	[-]	0.00050
Tensione acciaio compresso	$\sigma_s'$	[N/mm <sup>2</sup> ]	105.19
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00155
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.444
Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.552
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	88.62
Coefficiente posizione risultante compressione cls	k	[-]	0.36
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	545.05
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	92.57%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	549.28
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	91.86%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	545.58
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	92.48%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00
Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	397.56
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.50
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	397.56

Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	71.11%
----------	-----------------	-----	--------

### Verifica nel piano orizzontale

VERIFICA A FLESSIONE RETTA (METODO ITERATIVO CALCOLO ASSE NEUTRO)			
Armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Armatura compressa	$A_{s'}$	[mm <sup>2</sup> ]	1809.56
Posizione asse neutro di tentativo	$x_1$	[mm]	94.49
Posizione asse neutro di tentativo adimensionale	$x_1/d$	[-]	0.099
Campo di rottura	-	-	2
Deformazione acciaio teso	$\epsilon_s$	[-]	0.01
Deformazione acciaio compresso	$\epsilon_{s'}$	[-]	0.00052
Tensione acciaio compresso	$\sigma_{s'}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	109.21
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	[-]	0.00110
Deformazione calcestruzzo *	$\epsilon_c^*$	[-]	0.316
Coefficiente riempimento	$\beta$	[-]	0.426
Posizione asse neutro reale	$x_2$	[mm]	125.99
Coefficiente posizione risultante compressione cls	$k$	[-]	0.35
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}$	[kNm]	640.16
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	82.72%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON STRESS-BLOCK)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	644.30
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	82.19%

VERIFICA A PRESSO/TENSO-FLESSIONE RETTA (DOMINIO DI INTERAZIONE CON PARABOLA-RETTANGOLO)			
Momento resistente di calcolo	$M_{Rd}(N_{ed})$	[kNm]	643.76
Verifica	$M_{Ed}/M_{Rd}$	[-]	82.26%

VERIFICA A TAGLIO - CON ARMATURA			
Inclinazione staffe rispetto all'asse	$\alpha$	[°]	90
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1
Tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	[-]	1.00

Resistenza a taglio di calcolo lato acciaio	$V_{Rsd}$	[kN]	686.70
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	2034.90
Resistenza a taglio di calcolo	$V_{Rd}$	[kN]	686.70
Verifica	$V_{Ed}/V_{Rd}$	[-]	16.83%

### Verifica a torsione

VERIFICA A TORSIONE			
Inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\theta$	[°]	45
Cotangente dell'inclinazione delle bielle di calcestruzzo	$\cotg \theta$	[-]	1.00
Area delle staffe	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	308
Passo delle staffe	$s$	[mm]	150
Rapporto tra area staffe e passo	$a_s$	[mm]	2.053
Area della sezione	$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	600000
Perimetro della sezione	$u$	[mm]	3200
Rapporto tra area e perimetro	$t$	[mm]	187.50
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	$A$	[mm <sup>2</sup> ]	335156
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m$	[mm]	2450
Area complessiva armatura longitudinale	$\Sigma A_l$	[mm <sup>2</sup> ]	5429
Rapporto tra armatura longitudinale e perimetro medio	$a_l$	[mm]	2.22
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Resistenza a torsione di calcolo lato staffe	$T_{Rsd}$	[kNm]	538.36
Resistenza a torsione di calcolo lato armatura longitudinale	$T_{Rld}$	[kNm]	581.19
Resistenza a torsione di calcolo	$T_{Rd}$	[kNm]	498.54
Verifica	$T_{Ed}/T_{Rd}$	[-]	79.41%

VERIFICA COMBINATA TAGLIO E TORSIONE			
Resistenza a taglio di calcolo lato calcestruzzo	$V_{Rcd}$	[kN]	1963.50
Resistenza a torsione di calcolo lato calcestruzzo	$T_{Rcd}$	[kNm]	498.54
Verifica	$\beta_T + \beta_V$	[-]	94.97%

# Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° LOTTO FUNZIONALE VERONA – BIVIO VICENZA

Titolo:  
RELAZIONE DI CALCOLO: PARTE IN ELEVAZIONE

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	Pag.
IN0D	01	D I2 RG	IM0006 001	A	118 di 118