

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto Funzionale Brescia-Verona
PROGETTO DEFINITIVO**

**TIPOLOGICO BARRIERE ANTIRUMORE
APPLICAZIONE SU VIADOTTO (V=300 km/h)
VERIFICHE STATICHE, DINAMICHE ED A FATICA**

IL PROGETTISTA INTEGRATORE

saipem spa
Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23633 - Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica

Tel. 02 52020571 Fax 02 52020509
CF. e P.IVA 0083709157

IL PROGETTISTA

saipem spa
Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23633 - Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica

Tel. 02 52020571 Fax 02 52020509
CF. e P.IVA 0083709157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	C	L	I	M	0	0	0	6	0	1	0	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio Cepav due Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	SGARBI	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 60017_00.doc



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008



INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
4	MATERIALI PRESCRITTI.....	5
5	DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI.....	7
5.1	<i>Peso proprio.....</i>	<i>7</i>
5.2	<i>Pressione aerodinamica dei convogli</i>	<i>7</i>
5.2.1	<i>Analisi dinamica.....</i>	<i>7</i>
5.3	<i>Pressione del vento</i>	<i>8</i>
5.4	<i>Azioni considerate</i>	<i>9</i>
6	ESTRATTO DELLE ANALISI DINAMICHE	11
6.1	<i>Barriere di altezza 4.00m.....</i>	<i>11</i>
7	CALCOLO DELLA PORTANZA DEI TIRAFONDI A SFILAMENTO	16
7.1	<i>Metodo alle Tensioni Ammissibili</i>	<i>18</i>
7.2	<i>Metodo agli stati limite.....</i>	<i>19</i>
8	VERIFICHE DELLA SEZIONE DI ATTACCO MONTANTE-FONDAZIONE: RESISTENZA, SFILAMENTO, SERRAGGIO, FATICA DEI TIRAFONDI.....	20
9	VERIFICHE STATICHE PIASTRA DI BASE	23
10	VERIFICHE DEI MONTANTI: RESISTENZA, DEFORMABILITA' FATICA E STABILITÀ.....	26
10.1	<i>VERIFICHE DI STABILITA'</i>	<i>27</i>
10.1.1	<i>Barriere di altezza H=4.00m</i>	<i>27</i>



1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto la verifica statica degli elementi strutturali delle barriere antirumore (montanti, piastre e ancoraggi) da installarsi sulla Linea AV/AC Milano-Venezia, tratta Milano-Verona, lotto funzionale Brescia-Verona.

Velocità di progetto assunta: $V = 300$ km/h.

Tipologia dei pannelli: pannellature verticali miste in acciaio inox supportate da montanti costituiti da profilati in acciaio.

L'installazione di tali barriere è prevista su viadotto mediante piastre in acciaio e tirafondi.

La tabella sottoriportata sintetizza le altezze di barriera esaminate nel presente documento e la loro posizione.

L'altezza effettiva del montante sarà ulteriormente aumentata di 0.20m.

Tratta	Altezza barriera rispetto al p.f. m	Opera interessata
AV (300 km/h)	4.00	Viadotto

Le barriere sono poste ad una distanza minima dall'asse del binario più vicino pari a 4.00m.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Legge n. 1086 del 5/11/1971** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Norme Tecniche C.N.R. UNI n. 10011 di Giugno 1988** - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione e s. m. ed i..
- **EN 1993-1-9: 2005** – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica
- **D.M. del 16/01/1996** – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- **Circ. Min. LL. PP. n. 156AA.GG./STC del 4/07/1996 (D.M. del 16/01/1996)** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- **Circ. Min. LL. PP. n. 252GG./STC del 15/10/1996 (D.M. del 09/01/1996)** - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **Circ. Min. LL.PP. n. 65 del 10/04/1997 (D.M. del 16/01/1996)** - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- **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 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-ICI\A0011\P\2005\0001184)**
- **Lettera di RFI del 21/06/2006 (Prot. RFI-DIN-ICI\A0011\P\2006\0000717)**
- **Istruzione UNI 9503/2007**
Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio.

Per quanto concerne i tirafondi dei montanti, essi vengono prudenzialmente verificati anche nel rispetto delle NTC di cui al D.M. 14.01.2008.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
5 di 27

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

TIPOLOGICO BARRIERE ANTIRUMORE - APPLICAZIONE SU VIADOTTO (V=300 km/h) - TIPOLOGIE, CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E NOTE GENERALI	IN0500DE2BXIM0006016
TIPOLOGICO BARRIERE ANTIRUMORE - APPLICAZIONE SU VIADOTTO (V=300 km/h) - H=4.20m - CARPENTERIA IN ELEVAZIONE E DETTAGLI	IN0500DE2BXIM0006017

4 MATERIALI PRESCRITTI

I materiali prescritti per l'esecuzione dell'opera sono:

ACCIAI DA CARPENTERIA

- Acciaio per montanti metallici, piastre e irrigidenti saldati.....Tipo S355J2 UNI EN 10025
- Acciaio per elementi non saldati.....Tipo S355J0 UNI EN 10025

TIRAFONDI

- Acciaio per tirafondi: barre filettate in testa con filettatura metrica ISO a passo grosso, classe 6.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I
- Rondelle secondo UNI 5714 in acciaio C50 ex UNI 7845 – EN 10083 -1
- Rondelle piane speciali: in acciaio C45 secondo UNI 7845 – EN 10083 – 1
- Dispositivo anti svitamento: doppio dado medio CLASSE 6 ex UNI 5588 – UNI EN 20898 PARTE II
- Coppie di serraggio: 65%dei valori della CNR 10011/88
- Boccole isolanti in poliammide o polietilene o polipropilene
- Malta antiritiro di livellamento: malta cementizia premiscelata reoplastica a ritiro compensato ad alta resistenza
($\sigma_c \geq 120$ daN/cm²) tipo Emaco S55 (o similari)

BULLONI

- Viti di classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898 parte I, UNI 5712
- dadi di classe 10 secondo UNI EN 20898 parte II, UNI 5713
- rosette in acciaio C50 (UNI EN 10083) temperato e rinvenuto HRC 32-40, UNI 5714

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLIM0006-010

Rev.

0

Foglio

6 di 27

- coppie di serraggio: secondo CNR 10011/88

NOTE GENERALI

Vedi elaborato grafico n° IN0500DE2BXIM0006016



5 DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI

Il calcolo delle strutture è stato effettuato considerando il peso proprio della struttura portante (montanti) e dei pannelli fonoassorbenti in calcestruzzo e in acciaio, e le pressioni o depressioni dovute al transito dei rotabili e al vento.

5.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è costituito dal peso dei pannelli fonoassorbenti; per le successive calcolazioni si sono assunti i seguenti carichi comprensivi di telai, piatti, guarnizioni, ecc:

Peso proprio pannelli fonoisolanti in acciaio: $= 0.25 \text{ kN/m}^2$

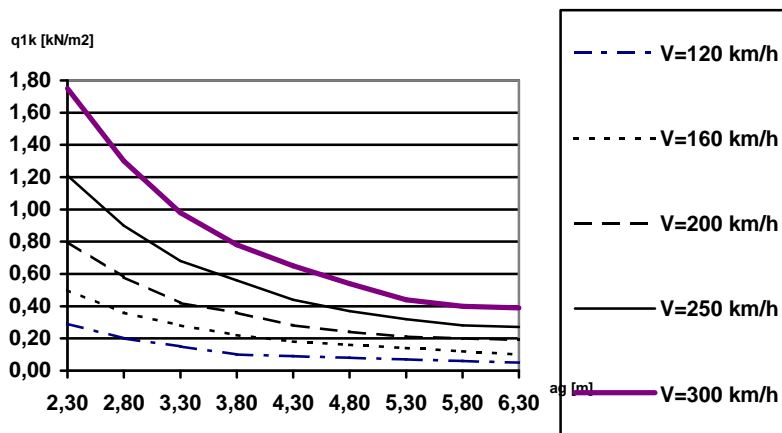
Montanti in acciaio con sezione ad H $= 78.50 \text{ kN/m}^3$

5.2 PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI

Per le azioni prodotte dal passaggio dei convogli ferroviari si fa riferimento al punto 1.4.6 dell'istruzione I/SC/PS/-OM/2298 del 02.06.1995 aggiornato al 13.01.1997.

Nel caso specifico considerando le velocità di percorrenza di un convoglio con forme aerodinamiche pari a $V=300 \text{ km/h}$, dall'abaco riportato in normativa si evince che per:

$a_g \cong a_{g \text{ min}} = 4.00 \text{ m}$

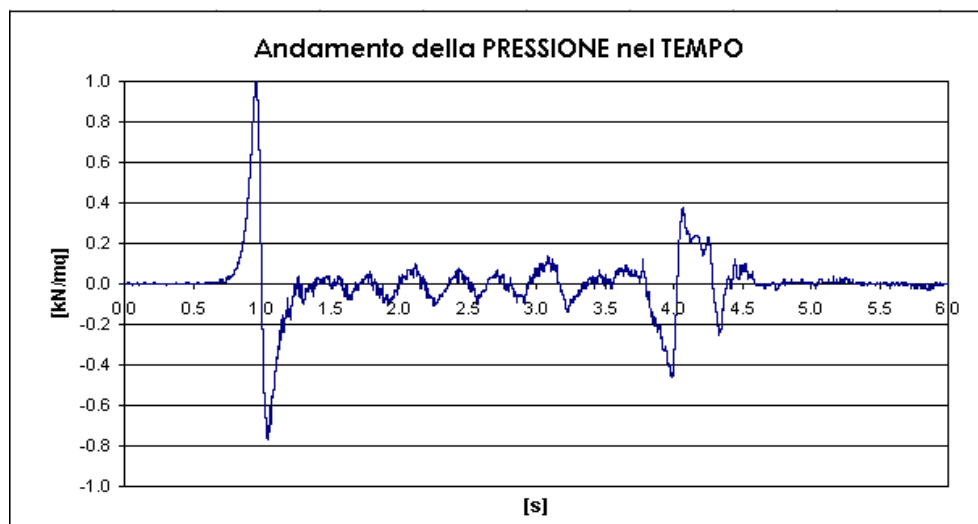


si ha:

$$f(300; a_g) = 0.736 \text{ kN/m}^2 \quad q_{1k} = q_{4k} \cong 0.60 * 0.736 = 0.442 \text{ kN/m}^2$$

5.2.1 Analisi dinamica

L'analisi dinamica di cui alle "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie delle barriere antirumore" di RFI del 24.03.2004 è eseguita utilizzando la Time History delle pressioni rilevata dalle misurazioni effettuate sulle barriere antirumore della RM-NA del 2004, ove l'andamento della pressione è normalizzato ad 1:



La distribuzione delle pressioni lungo l'altezza della barriera viene considerata in favore di sicurezza costante lungo tutta l'altezza della barriera.

L'analisi dinamica è stata condotta con l'ausilio di un programma ad elementi finiti (SAP2000), il passo di integrazione nel modello di calcolo è stato assunto pari a 0.001 per 10000 punti ed il coefficiente di smorzamento è stato posto pari a 0.02.

Si riporta di seguito l'analisi dinamica effettuata per la velocità di progetto pari a 300 km/h poiché quelle eseguite con velocità di progetto inferiori non risultano significative.

Le masse applicate al montante, aggiuntive alla massa distribuita del montante stesso ($\gamma_{\text{acciaio}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$), sono le seguenti:

$$m_{\text{Inox}} = 0.50 \text{ m} \times 0.25 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} / 9.81 = 0.038 \text{ t}$$

5.3 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è stata calcolata secondo quanto riportato D.M. del 16/01/1996 ed in particolare determinando le azioni statiche equivalenti all'azione del vento per una altezza rispetto al piano di campagna assunto, cautelativamente pari a 6.75m.

Le calcolazioni effettuate forniscono:

REGIONE	Zona	$v_{\text{ref},0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]	
Lombardia	▼	1	25	1000	0.012

a_s	100	[m]	altitudine del sito ove sorge la costruzione
v_{ref}	25.0	[m/s]	



q_{ref}	390.6	[N/m ²]
-----------	-------	---------------------

ZONA	1		
Aree con ostacoli diffusi	<input type="button" value="v"/>	Cl. Rugosità	C

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
III <input type="button" value="v"/>	0.20	0.10	5

z	6.75	[m]	altezza della costruzione sul (dal) suolo
c_t	1.50		coefficiente di topografia
c_e	3.366		coefficiente di esposizione

c_d	1		coefficiente dinamico
c_p	1.2		coefficiente di forma o aerodinamico
c_f	0.02		coefficiente di attrito

p	1577.8	[N/m ²]
-----	--------	---------------------

5.4 AZIONI CONSIDERATE

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

$$P_{tot} = q_{1k} + p = 0.442 + 1.578 = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

La somma dei valori ricavati è quindi inferiore al valore minimo, pari a 2.50 kN/m² per linee con velocità superiore a 200 km/h, prescritto nelle già citate "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Antirumore".

Pertanto, assunto il valore di progetto della velocità minimo pari a 200 km/h, i carichi di progetto restano definiti come segue:

Sia per le verifiche statiche che per quelle di deformabilità, si assumerà il valore di progetto:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
10 di 27

$$p_{\text{tot}} = p_{\text{vento}} + p_{\text{aerodinamica}} = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Per le verifiche a fatica, si procede solo in funzione del carico ciclico:

$$p_{\text{fat}} = p(x, V) \text{ KN/m}^2$$

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

analisi statica: $p = 2.50 \times 3.00 = 7.50 \text{ [KN/m]}$

analisi dinamica: $p_{\text{fat}} = p(x, V) \times 3.00 \text{ [KN/m]}$



6 ESTRATTO DELLE ANALISI DINAMICHE

Nelle tabelle seguenti si riporta un estratto dei risultati delle analisi dinamiche effettuate.

Nelle ultime due colonne a destra vengono riportate, in forma veloce, le verifiche a fatica a piede montante ed a quota fine fazzoletto, condotte secondo le "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Anti Rumore", per le quali le tensioni ammissibili sono rispettivamente le seguenti:

- Verifiche a fatica al piede montante: $\Delta\sigma < f_{rid} \times \Delta\sigma_D / \gamma_m = 33.02 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\sigma_D = 46.42 \text{ N/mm}^2$ (valore $\Delta\sigma$ del punto D della curva $\Delta\sigma_A = 63 \text{ MPa}$ – CNR 10011 – Gruppo II.4 – Particolari saldati – Giunti in croce)

$\gamma_m = 1.25$

$f_{rid \text{ base}} = 0.889$ (coefficiente di riduzione di $\Delta\sigma_D$ in funzione dello spessore degli elementi; si assume lo spessore massimo fra gli elementi uniti nella sezione di base montante $t = 40 \text{ mm}$).

- Verifiche a fatica a fine irrigidente: $\Delta\sigma < \Delta\sigma_D / \gamma_m = 41.85 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\sigma_D = 52.31 \text{ N/mm}^2$ (valore $\Delta\sigma$ del punto D della curva $\Delta\sigma_A = 71 \text{ MPa}$ – EN 1993-1-9: 2005 – Table 8.4)

$\gamma_m = 1.25$

Si allegano inoltre, per ciascuna altezza indagata, alcuni grafici di output delle analisi dinamiche effettuate (andamento del momento flettente).

6.1 BARRIERE DI ALTEZZA 4.00M

VIADOTTO: Risultati time history. H=4.00m TIPO ACCIAIO. Montante:HEAA360 Inter. montante: i=3.0m. Pressione =0.442kN/mq fino h=4.00m																
					ANALISI STATICA	ANALISI DINAMICA		AM: AT	COEFFICIENTE DINAMICO		VERIFICHE A FATICA VELOCI					
						Max	Min	Mtot: Tot	Max	Min	Mtot	J =	H =	delta sigma	sigma amm.	
Barriere su VIADOTTO (p1=0.25kN/mq-H=4.00m)	Con incastro alla base	v (km/h)=300 T=0.052s J(faz+prof)=23040	z = H	d (mm)	0.932	0.986	-0.731		1.058	-0.784						
			z = 0	M (kNm)	10.610	11.040	-8.053	19.093	1.041	-0.759	19.093	23'040	33.9	140.5	330.0	
			z = 0	T (kN)	5.300	5.100	-3.610	8.710	0.962	-0.681						
			z= fine fazz.	d (mm)												
			z= fine fazz.	M (kNm)				0.000			0.000	23'040	33.9	0.0	418.0	
			z= fine fazz.	T (kN)				0.000								
	smorz. = 2%			z = H	d (mm)	0.647				0.000	0.000					
				z = 0	M (kNm)	7.368			0.000	0.000	0.000	0.000	23'040	33.9	0.0	330.0
				z = 0	T (kN)	3.680			0.000	0.000	0.000					
				z= fine fazz.	d (mm)											
				z= fine fazz.	M (kNm)	0.000			0.000			0.000	23'040	33.9	0.0	418.0
				z= fine fazz.	T (kN)	0.000			0.000							
				z = H	d (mm)	0.414				0.000	0.000					
				z = 0	M (kNm)	4.716			0.000	0.000	0.000	0.000	23'040	33.9	0.0	330.0
				z = 0	T (kN)	2.356			0.000	0.000	0.000					
				z= fine fazz.	d (mm)											
				z= fine fazz.	M (kNm)	0.000			0.000			0.000	23'040	33.9	0.0	418.0
				z= fine fazz.	T (kN)	0.000			0.000							

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLIM0006-010

Rev.

0

Foglio

12 di 27

Nella tabella sopra riportata, la seconda e terza striscia sono relative alle analisi dinamiche effettuate con velocità di progetto pari rispettivamente a 250 km/h e 200 km/h, i cui risultati non vengono riportati in quanto non risultano significativi.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

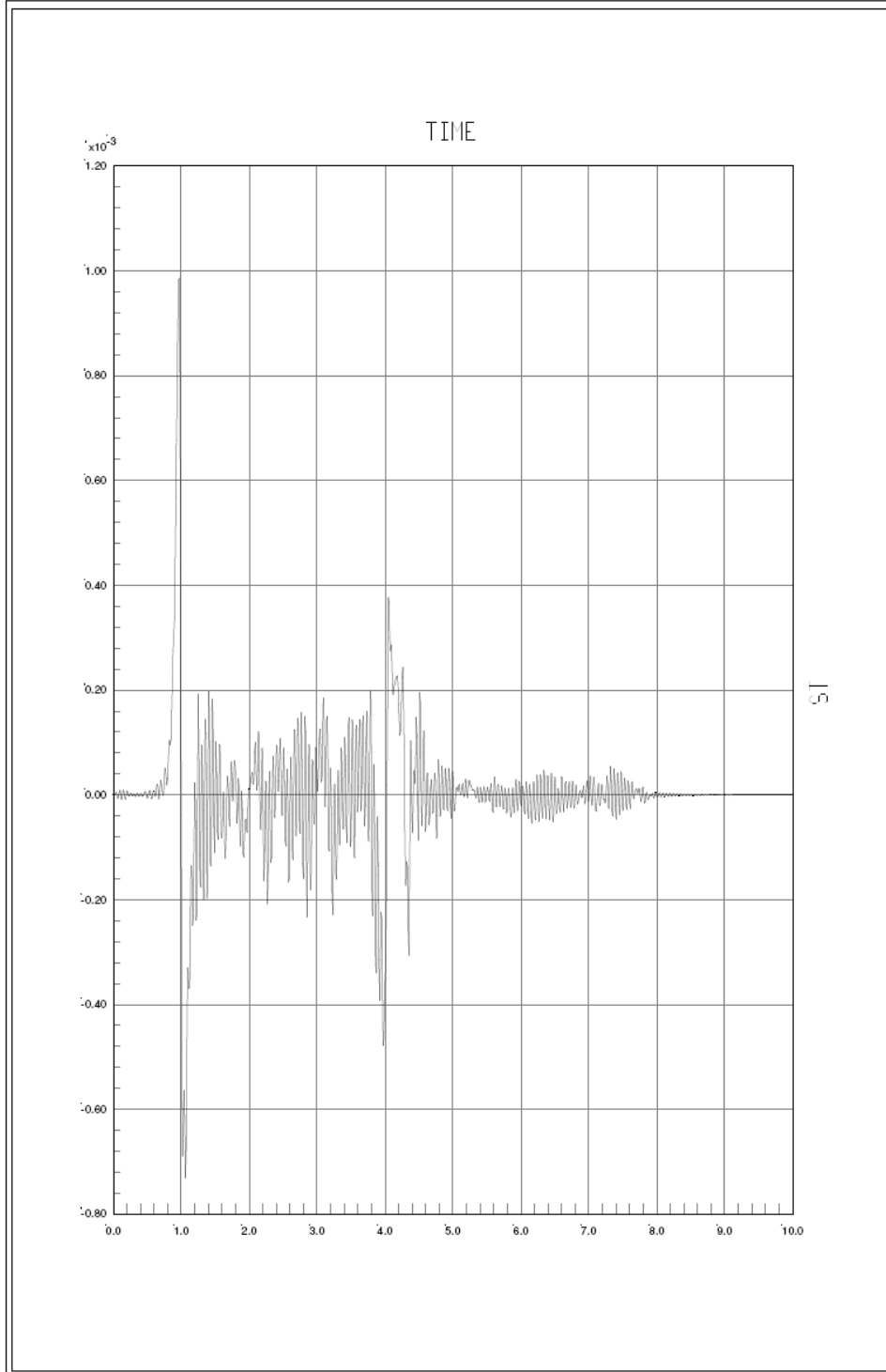
Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
13 di 27

SAP2000

Plot Functions 7.20.11 16:30:09



SAP2000 v14.1.0 - File:\V4.00m_HEAA360_300 - Case:AZIONI - KN, m, C Units
ST: Joint 2 Displacement UY Vs TIME
Min is -7.309e-04 at 1.0600e+00 Max is 9.857e-04 at 9.7000e-01

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

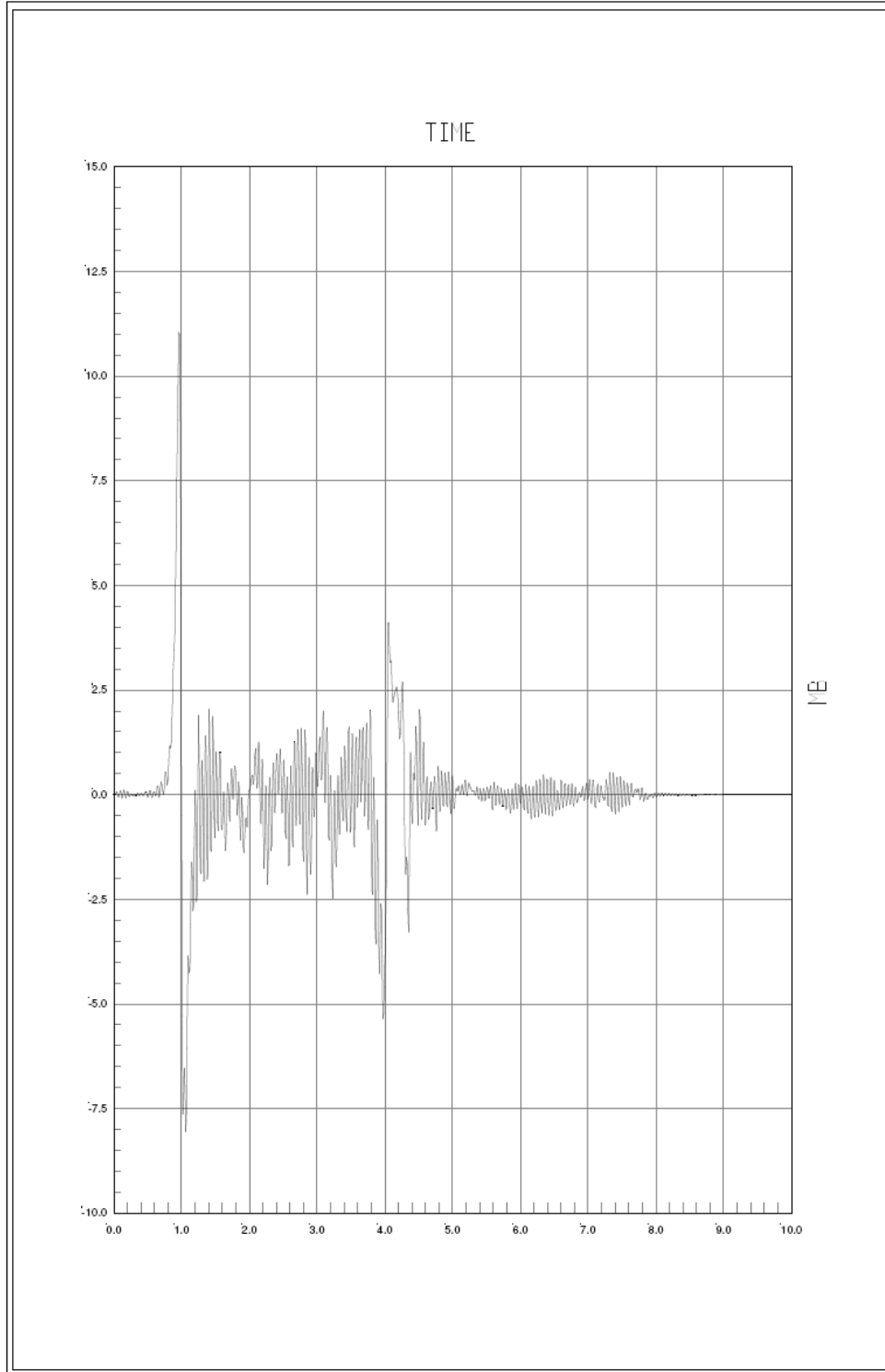
Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
14 di 27

SAP2000

Plot Functions 7.20.11 16:31:08



SAP2000 v14.1.0 - File:V4.00m_HEAA360_300 - Case:AZIONI - KN, m, C Units
MB: Frame 21 Station 1 Moment 3-3 Vs TIME
Min is -8.053e+00 at 1.0600e+00 Max is 1.104e+01 at 9.6000e-01

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

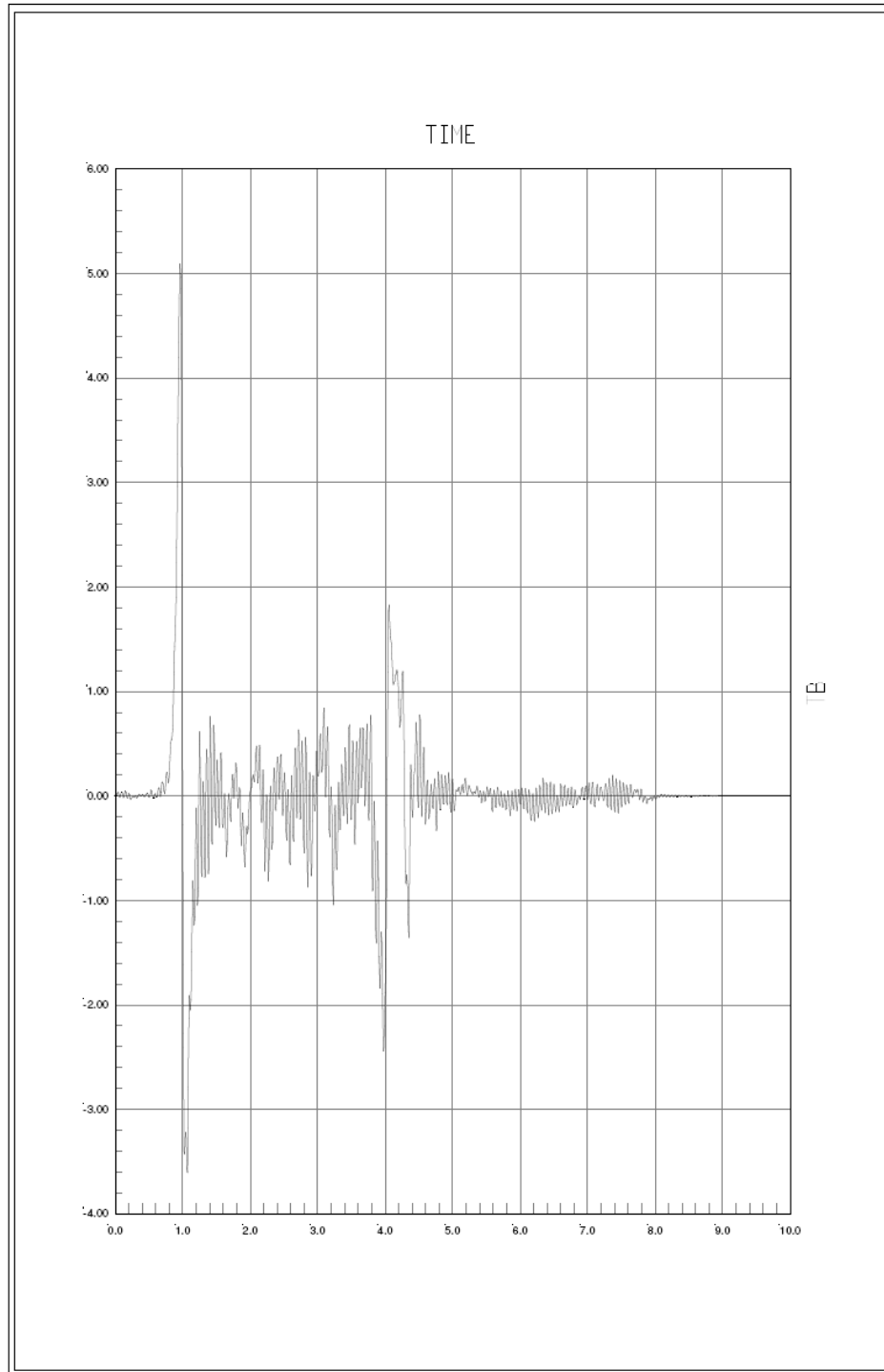
Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
15 di 27

SAP2000

Plot Functions 7.20.11 16:31:51



SAP2000 v14.1.0 - File:V4.00m_HEAA360_300 - Case:AZIONI - KN, m, C Units
TB: Frame 21 Station 1 Shear 2-2 Vs TIME
Min is -3.605e+00 at 1.0700e+00 Max is 5.095e+00 at 9.6000e-01

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
16 di 27

7 CALCOLO DELLA PORTANZA DEI TIRAFONDI A SFILAMENTO

Per la determinazione delle portanze ammissibili allo sfilamento dei tirafondi si usano i criteri indicati in letteratura (Strutture in acciaio, ed. Mondadori, di Ballio-Mazzolani), e già utilizzati dallo scrivente per progettazioni analoghe dell'Alta Velocità (Cepav uno).

Si tiene conto degli "effetti di bordo", ossia della riduzione " α " della τ_{ader} barra-calcestruzzo a causa della vicinanza "a" della barra " ϕ " al bordo del conglomerato secondo quanto riportato nella cosiddetta "formula francese":

$$\alpha = 1/(1+\phi/a)^2$$

nonché della riduzione α_1 del contributo a compressione del calcestruzzo contro la piastra di base sempre secondo quanto riportato nella cosiddetta "formula francese":

$$\alpha_1 = 1-r/L \text{ per } L \leq a$$

$$\alpha_1 = 1-r/a \text{ per } L > a$$

Nelle tabelle seguenti si riporta il calcolo della portanza dei tirafondi per ancorare i montanti in oggetto.

Il calcolo è svolto sia col metodo alle tensioni Ammissibili sia col metodo agli Stati Limite (secondo il D.M. 14/01/2008).

La simbologia adottata è illustrata nelle figure seguenti:

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

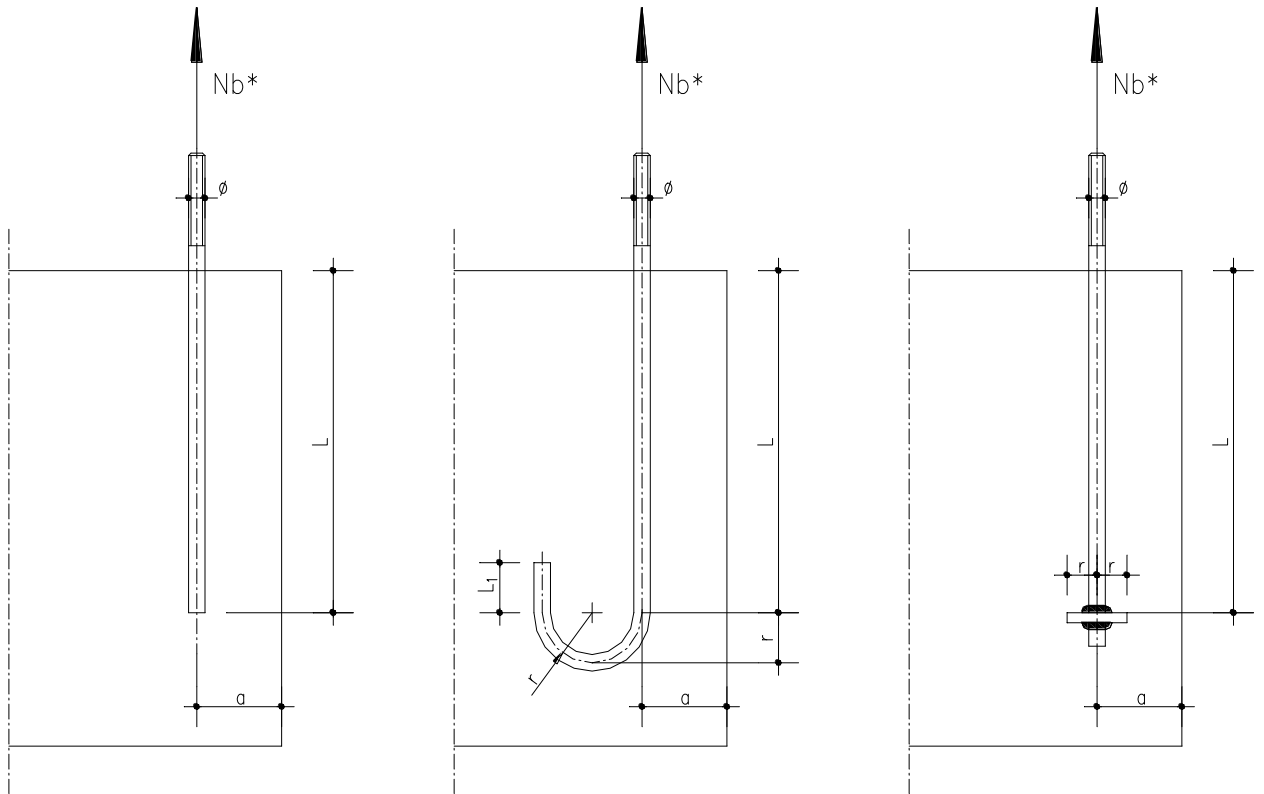
Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2CLIM0006-010

Rev.
0

Foglio
17 di 27





7.1 METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Tirafondi Rettilinei con Piastra rettangolare di ancoraggio	
Tipo:	piastra rettangolare
Ubicazione tirafondo:	Viadotto
Altezza montante: H =	4.00 m
Dati di input	
Conglomerato: R _{ck} =	350 daN/cm ²
Acciaio tirafondi:	6.8
Barre lisce ?	no
Diametro tirafondo: φ=	3.3 cm
Numero tirafondi: n _{tot} =	8.0
Area resit.: A _{res} =	6.84 cm ²
Base piastra: D _p =	65.0 cm
Altezza piastra in pianta: H _p =	33.0 cm
Lunghezza L del tirafondo=	44.0 cm
Distanza dal bordo cls del tirafondo: a=	9.5 cm
Distanza dal bordo piastra inferiore dal tirafondo : r=	6.0 cm
Acciaio Piastre:	S355
Caratteristiche geometriche piastra inferiore di ancoraggio	
Piatto di base:	
Base piastra: D _p =	65.0 cm
Lato maggiore foro piastra: =	35.0 cm
Lato minore foro piastra: =	10.0 cm
Area foro piastra: A _{foro} =	350.0 cm ²
Base piastra indebolita: B _p =	30.00 cm
Spessore piastra: s _p =	2.0 cm
Dati calcolati	
τ _{c0} : 4+(R _{ck} -150)/75=	6.67 daN/cm ²
γ _τ =	3.0
Coeff di riduzione tau: α = 1/(1+φ/a) ² =	0.551
σ _{camm} : 60+(R _{ck} -150)/4=	110.00 daN/cm ²
Coeff di riduzione sigma : α ₁ = min(1-(r/a); 1-(r/L)) =	0.368
1: Rottura per sfilamento nei tratti verticali del tirafondo e schiacciamento del cls presso la piastra	
N _{b1} = [α*τ _{c0} *γ _τ *π*φ*L]+[(D _p *H _p -A _{foro})*σ _{camm} *α ₁ /n° tot tirafondi]=	14'116 daN
Contributo laterale: N _{b1-t} =	5'023 daN
Contributo della piastra: N _{b1-p} =	9'093 daN
Tens. ammiss. a sfilamento: σ _b * = N _{b1} /A _{res} =	2'064 daN/cm ²
Tens. ammiss. del materiale del tirafondo: σ _{amm tir} =	2'400 daN/cm ²
Min: (σ _b * ; σ _{amm tir}) = σ _b =	2'064 daN/cm ²
Tensione di serraggio: σ _{serr} = 0.65*0.8*f _{k,N} =	1'872 daN/cm ²
Tens. ammiss. del materiale della piastra: σ _{amm pia} =	2'400 daN/cm ²
Carico sollecitante la piastra: σ = n _{tot} *(min(σ _b ,σ _{amm tir})*A _{res} -N _{b1-t})/(D _p *H _p -A _{foro})	40.5 daN/cm ²
Sbalzo di calcolo: r ₁ =	7.5 cm
Larghezza influenza piastra: D	11.5 cm
M ^(c) _{sbalzo} = σ*D*r ₁ ² /2 =	13'107.7 daNcm
Base resistente: b =	11.5 cm
W _{res} = 1/6*b*s _p ² =	7.7 cm ³
Tens. Massima nella piastra: σ = M ^(c) _{sbalzo} /W _{res} =	1'709.7 daN/cm ²
SI = (φ+2*s/2)*3.14*s =	33.284 cm ²
τ _{punzonamento} = (min(σ _b ,σ _{amm tir})*A _{res} -N _{b1-t})/SI =	273.2 daN/cm ²



7.2 METODO AGLI STATI LIMITE

Tirafondi Rettilinei con Piastra rettangolare di ancoraggio		
Tipo:	piastra rettangolare	
Ubicazione tirafondo:	Viadotto	
Altezza montante: H =	4.00	m
Dati di input		
Conglomerato: R _{ck} =	350	daN/cm ²
Acciaio tirafondi:	6.8	
Barre lisce ?	no	
Barre molto addensate o ancoraggio in zona di calcestruzzo teso?	si	
Diametro tirafondo: φ=	3.3	cm
Numero tirafondi: n _{tot} =	8.0	
Area resit.: A _{res} =	6.84	cm ²
Base piastra: D _p =	65.0	cm
Altezza piastra in pianta: H _p =	33.0	cm
Lunghezza L del tirafondo=	44.0	cm
Distanza dal bordo cls del tirafondo: a=	9.5	cm
Distanza dal bordo piastra inferiore dal tirafondo : r=	6.0	cm
Acciaio Piastre:	S355	
γ _c =	1.5	
α _{cc} =	0.85	
γ _{M2} =	1.25	
γ _{M0} =	1.05	
Caratteristiche geometriche piastra inferiore di ancoraggio		
Piatto di base:		
Base piastra: D _p =	65.0	cm
Lato maggiore foro piastra: =	35.0	cm
Lato minore foro piastra: =	10.0	cm
Area foro piastra: A _{foro} =	350.0	cm ²
Base piastra indebolita: B _i =	30.00	cm
Spessore piastra: s _p =	2	cm
Altezza piastra in pianta: H _p =	33.0	cm
Dati calcolati		
f _{ck} = 0.83*R _{ck} (resistenza caratteristica cilindrica) =	29.05	N/mm ²
f _{ctk} = 0.7*0.3*(f _{ck}) ^(2/3) *10 (resistenza caratteristica a trazione) =	19.84	daN/cm ²
η = min(1;(13.2-φ)/10)	0.99	
γ _t =	1.5	
η _t =	1.0	
f _{bk} = 2.25*η*η _t *f _{ctk} / γ _t (resistenza tangenziale caratteristica di aderenza) =	29.47	daN/cm ²
f _{bd} =f _{bk} /γ _c (resistenza tangenziale di aderenza di calcolo) =	19.65	daN/cm ²
Coeff di riduzione tau: α = 1/(1+φ/a) ² =	0.551	
Coeff di riduzione sigma : α ₁ = min(1-(r/a); 1-(r/L)) =	0.368	
f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c (resistenza di calcolo a trazione) =	13.23	daN/cm ²
f _{cd} =α _{cc} *f _{ck} /γ _c *10 (resistenza di calcolo a compressione) =	164.62	daN/cm ²
1: Rottura per sfilamento nei tratti verticali del tirafondo e schiacciamento del cls presso la piastra		
N _{b1} = [α*f _{bd} *π*φ*L]+[(D _p *H _p -A _{foro})*f _{cd} *α ₁]/n° tot tirafondi=	19469	daN
Contributo laterale: N _{b1-l} =	5181	daN
Contributo della piastra: N _{b1-p} =	14288	daN
Tens. limite a sfilamento: σ _b * = N _{b1} /A _{res} =	2847	daN/cm ²
Tens. limite del materiale del tirafondo: σ _{amm tir} = 0.9*f _{tk} /γ _{M2} =	4320	daN/cm ²
Min: (σ _b * ; σ _{amm tir}) = σ _b =	2847	daN/cm ²
Tensione di serraggio: σ _{serr} = 0.65*0.8*f _{tk,N} =	1872	daN/cm ²
Resistenza di progetto del materiale della piastra: f _{yd pia} = f _{yk} /γ _{M0} =	3381	daN/cm ²
Carico sollecitante la piastra: σ = n _{tot} *(min(σ _b ;σ _{amm tir})*A _{res} -N _{b1-l})/(D _p *H _p -A _{foro}) =	63.7	daN/cm ²
Sbalzo di calcolo: r ₁ =	7.5	cm
Larghezza influenza piastra: D =	11.5	cm
M ^(c) _{sbalzo} = σ*D*r ₁ ² /2 =	20596.7	daNcm
Base resistente: b =	11.5	cm
W _{res} = 1/6*b*s _p ² =	7.7	cm ³
Tens. Massima nella piastra: σ = M ^(c) _{sbalzo} /W _{res} =	2686.5	daN/cm ²
SI = (φ+2*s/2)*3.14*s =	33.284	cm ²
τ _{punzonamento} = (min(σ _b ;σ _{amm tir})*A _{res} -N _{b1-l})/SI =	429.3	daN/cm ²



8 VERIFICHE DELLA SEZIONE DI ATTACCO MONTANTE-FONDAZIONE: RESISTENZA, SFILAMENTO, SERRAGGIO, FATICA DEI TIRAFONDI

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche in oggetto: dapprima col metodo alle Tensioni Ammissibili, quindi col metodo agli Stati Limite (secondo il D.M. 14/01/2008).

0) Caratteristiche barriere	Barriere su viadotto (4+4) M33 tirafondi rettilinei con piastra di ancoraggio
Altezza montante: $H_m =$ (m)	4.00
Interasse montanti: $i =$ (m)	3.0
Tipo di pannelli:	Leggeri
Peso medio pannelli pesanti: $p_1 =$ (daN/m ²)	0.0
Peso pannelli leggeri: $p_2 =$ (daN/m ²)	25.0
Peso montante: $p_m =$ (daN/m)	90.0
Altezza pannelli pesanti: $h_1 =$ (m)	0.00
Altezza pannelli leggeri: $h_2 =$ (m)	4.00
1) Sollecitaz. di progetto come da Linee Guida per verifiche statiche	
Pressione del vento: $p_w =$ (daN/m ²)	158.0
Distanza asse binario-barriera: $a_g =$ (m)	4.00
Velocità massima di progetto: $v =$ (km/h)	300.0
Coefficiente $k_1 =$	0.60
Pressione aerod. uniforme: $p_{aer} =$ (daN/m ²)	44.2
Pressione totale: $p_{tot} = p_w + p_{aer} =$ (daN/m ²)	202.2
Pressione minima di progetto: $p_{min\ prog} =$ (daN/m ²)	250.0
Massimo tra (p_{tot} ; $p_{min\ prog}$) = (daN/m ²)	250.0
$N_1 =$ (daN)	660.0
$M_1 =$ (daNm)	6'000.0
$T_1 =$ (daN)	3'000.0
2) Sollecitaz. di progetto come da Normativa FS per verifiche statiche	
Momento da pressione del vento: $M_{p_w} =$ (daNm)	3'792.0
Momento da pressione aerodinamica: $M_{p_{aerod}} =$ (daNm)	1'060.5
Momento totale: $M_{p_{tot}} = M_{p_w} + M_{p_{aerod}} =$ (daNm)	4'852.5
Momento minimo di progetto: $M_{min\ prog} =$ (daNm)	6'000.0
Massimo tra ($M_{p_{tot}}$; $M_{min\ prog}$) = (daNm)	6'000.0
Taglio da pressione del vento: $T_{p_w} =$ (daN)	1'896.0
Taglio da pressione aerodinamica: $T_{p_{aerod}} =$ (daN)	530.3
Taglio totale: $M_{p_{tot}} = M_{p_w} + M_{p_{aerod}} =$ (daN)	2'426.3
Taglio minimo di progetto: $T_{min\ prog} =$ (daN)	3'000.0
Massimo tra ($T_{p_{tot}}$; $T_{min\ prog}$) = (daN)	3'000.0
$N_2 =$ (daN)	660.0
$M_2 =$ (daN)	6'000.0
$T_2 =$ (daN)	3'000.0
3) Sollecitazioni di progetto massime per verifiche statiche	
$N = N_1 = N_2 =$ (daN)	660.0
$M = \max (M_1; M_2) =$ (daNm)	6'000.0
$T = \max (T_1; T_2) =$ (daN)	3'000.0
4) Coefficienti dinamici (desunti dalle analisi dinam.) per verifiche a fatica	
$\phi_M =$	1.05
$\phi_T =$	1.00
Momento da pressione aerodinamica dinamizzato: $\phi_M * M_{p_{aerod}} =$ (daNm)	1'113.5
Taglio da pressione aerodinamica dinamizzato: $\phi_T * T_{p_{aerod}} =$ (daN)	530.3



	<i>Leggeri</i>
5) Caratteristiche sezione di base (piastra e tirafondi)	
B = (cm)	65.0
H = (cm)	36.0
c = (cm)	7.5
Numero tirafondi per fila: n	4
Diametro tirafondo: d = (cm)	3.3
Area resistente: A _{res} = (cm ²)	6.84
A _a = n * A _{res} (cm ²)	27.36
A _{a'} = A _a (non messa in conto nelle verifiche a pressoflessione) = (cm ²)	27.36
Acciaio tirafondi:	6.8
Tensione ammissibile per verifiche di resistenza: σ _{a amm} = (daN/cm ²)	2'400
Tensione ammissibile a sfilamento: σ _{a sfilam.} = (daN/cm ²)	2'064
Tensione di serraggio come da Normativa: σ _{a max serr} = (daN/cm ²)	2'880
Tensione di serraggio applicata: σ _{a serr} = (daN/cm ²)	1'872
σ _{a serr} /σ _{a max serr} =	65.0%
Compressione media sotto piastra prodotta dal serraggio = (daN/cm ²)	-43.8
Forza di trazione nel gambo: N _s = σ _{a serr} * A _{res} = (kN)	128.0
Coppia di serraggio: T _s = 0.2 * N _s * d = (Nm)	845
6) Verifiche di resistenza, sfilamento e serraggio dei tirafondi	
N = (daN)	660.0
M = (daNm)	6'000.0
x = (cm)	13.8
σ _c = (daN/cm ²)	-56.0
σ _a = (daN/cm ²)	904.0
σ _a /σ _{a max serr} =	31.4%
Coefficienti di sicurezza	
(resistenza): σ _{a amm} /σ _a =	2.65
(sfilamento 1): σ _{a sfilam} /σ _a =	2.28
(sfilamento 2): σ _{a sfilam} /σ _{a serr} =	1.10
(serraggio): σ _{a serr} /σ _a =	2.07
Verifica di resistenza: σ _a < σ _{a amm} ?	SI', (OK)
Verifica a sfilamento: max(σ _a , σ _{a serr}) < σ _{a sfilam} ?	SI', (OK)
Verifica al serraggio: σ _a < σ _{a serr} / 1.05?	SI', (OK)
7) Verifiche del serraggio dei tirafondi in condizioni di fatica	
Presenti: azioni permanenti+azioni aerodinamiche dei treni dinamizzate, si verifica che la sezione non si parzializzi, in modo che Δσ _a = 0	
N = N _{pes} *0+N _{serr} = (daN)	102'419.7
M = φ _M * M _{paerod} (daNm)	1'113.5
σ _{c max} = -N/A-M/W (daN/cm ²)	-51.7
σ _{c min} = -N/A+M/W (daN/cm ²)	-35.8
La sezione è tutta compressa?	SI', (OK)
8) Verifiche a fatica dei tirafondi senza mettere in conto il serraggio	
Verifica svolta senza mettere in conto il serraggio dei tirafondi. Secondo quanto riportato nell'Eurocodice 3 per le bullonature, si verifica che risulti: σ _a < Δσ _D * (30/γ _m) ^{0.25} / γ _m = 36.86 * 0.976 / 1.25 = 28.76 N/mm ² (con Δσ _D valore del punto D della curva Δσ _A =50 N/mm ² -EN1993-1-9:2005 Table 8.1) Anche questa verifica viene svolta senza considerare i tirafondi in zona compressa.	
N = (daN)	0.0
M = (daNm)	1'113.5
x = (cm)	14.1
σ _c = (daN/cm ²)	-10.5
σ _a = (daN/cm ²)	171.0
Δσ _D /γ _m = (daN/cm ²)	287.6
σ _a < Δσ _D /γ _m ?	SI', (OK)
9) Verifiche allo scorrimento	
Si verifica che il taglio di progetto sia assorbito dall'attrito prodotto dal serraggio dei tirafondi. A favore di sicurezza si considerano attivi i soli tirafondi posti lato calcestruzzo compresso.	
Coefficiente di attrito: μ =	0.30
Coefficiente di riduzione: γ _d =	1.25
Taglio di progetto: T _{prog} = T = (daN)	3'000.0
N _{serr} = σ _{a serr} * A _{a'} = (daN)	51'209.8
Attrito trasmesso dal serraggio sui tirafondi: T _{res} = μ * N _{serr} / γ _d = (daN)	12'290.4
T _{res} /T _{prog} =	4.10
T _{res} > T _{prog} ?	SI', (OK)



VERIFICHE DEI TIRAFONDI SECONDO I CRITERI DI CUI AL D.M. 14.01.2008	
5.1) Caratteristiche sezione di base (piastra e tirafondi)	
B = (cm)	65.0
H = (cm)	36.0
c = (cm)	7.5
Numero tirafondi per fila: n	4.0
Diametro tirafondo: d = (cm)	3.3
Area resistente: A _{res} = (cm ²)	6.84
Aa = n * A _{res} (cm ²)	27.36
Aa' = Aa (non messa in conto nelle verifiche a pressoflessione) = (cm ²)	27.36
Acciaio tirafondi:	6.8
f _{tk} = (daN/cm ²)	6000
γ _{M2} =	1.25
Tensione limite per verifiche di resistenza: σ _{a lim} = 0.9 * f _{tk} / γ _{M2} = (daN/cm ²)	4320
Tensione limite a sfilamento: σ _{allim sfilam.} = (daN/cm ²)	2847
Tensione di serraggio come da Normativa: σ _{a max serr} = (daN/cm ²)	2880
Tensione di serraggio applicata: σ _{a serr} = (daN/cm ²)	1872
σ _{a serr} / σ _{a max serr} =	65.0%
Compressione media sotto piastra prodotta dal serraggio = (daN/cm ²)	-43.8
Forza di trazione nel gambo: N _s = σ _{a serr} * A _{res} = (kN)	128.0
Coppia di serraggio: T _s = 0.2 * N _s * d = (Nm)	845
6.1) Verifiche di resistenza, sfilamento e serraggio dei tirafondi	
γ _G =	1.35
γ _Q =	1.50
γ _G * N = (daN)	891.0
γ _G * M = (daNm)	9000.0
x = (cm)	13.8
σ _c = (daN/cm ²)	-85.0
σ _a = (daN/cm ²)	1358.0
σ _a / (γ _Q * σ _{a max serr}) =	31.4%
Coefficienti di sicurezza	
(resistenza): σ _{a lim} / σ _a =	3.18
(sfilamento 1): σ _{a sfilam} / σ _a =	2.10
(sfilamento 2): σ _{a sfilam} / (γ _Q * σ _{a serr}) =	1.01
(serraggio): σ _{a serr} * γ _Q / σ _a =	2.07
Verifica di resistenza: σ _a < σ _{a lim} ?	SI', (OK)
Verifica a sfilamento: max(σ _a , γ _Q * σ _{a serr}) < σ _{a sfilam} ?	SI', (OK)
Verifica al serraggio: σ _a < γ _Q * σ _{a serr} / 1.05 ?	SI', (OK)
7.1) Verifiche del serraggio dei tirafondi in condizioni di fatica	
Presenti: azioni permanenti + azioni aerodinamiche dei treni dinamizzate, si verifica che la sezione non si parzializzi, in modo che Δσ _a = 0	
N = N _{pesi} + 0 + N _{serr} = (daN)	102419.7
M = φ _M * M _{paerod} (daNm)	1113.5
σ _{c max} = -N/A - M/W (daN/cm ²)	-51.7
σ _{c min} = -N/A + M/W (daN/cm ²)	-35.8
La sezione è tutta compressa?	SI', (OK)
8.1) Verifiche a fatica dei tirafondi senza mettere in conto il serraggio	
Verifica svolta senza mettere in conto il serraggio dei tirafondi.	
Secondo quanto riportato nell'Eurocodice 3 per le bullonature, si verifica che risulti:	
σ _a < Δσ _a * (30 / f _{tk}) ^{0.25} / γ _{M2} = 36.86 * 0.976 / 1.35 = 26.64 N/mm ²	
(con Δσ _a valore del punto D della curva Δσ _a = 50 N/mm ² - EN1993-1-9:2005 Table 8.1)	
Anche questa verifica viene svolta senza considerare i tirafondi in zona compressa.	
N = (daN)	0.0
M = (daNm)	1113.5
x = (cm)	14.1
σ _c = (daN/cm ²)	-10.5
σ _a = (daN/cm ²)	171.0
Δσ _a / γ _{M2} = (daN/cm ²)	266.4
σ _a < Δσ _a / γ _{M2} ?	SI', (OK)
9.1) Verifiche allo scorrimento	
Si verifica che il taglio di progetto sia assorbito dall'attrito prodotto dal serraggio dei tirafondi. A favore di sicurezza si considerano attivi i soli tirafondi posti lato calcestruzzo compresso.	
Coefficiente di attrito: μ =	0.30
Coefficiente di riduzione: γ _d =	1.25
Taglio di progetto: T _{prog} = T = (daN)	3000.0
N _{serr} = σ _{a serr} * Aa' = (daN)	51209.8
Attrito trasmesso dal serraggio sui tirafondi: T _{res} = μ * N _{serr} / γ _d = (daN)	12290.4
T _{res} / T _{prog} =	4.10
T _{res} > T _{prog} ?	SI', (OK)



9 VERIFICHE STATICHE PIASTRA DI BASE

La determinazione delle sollecitazioni, e quindi delle tensioni e le conseguenti verifiche, nelle piastre di base è stata effettuata eseguendo un calcolo sia “lato calcestruzzo compresso”, sia “lato tirafondo teso”.

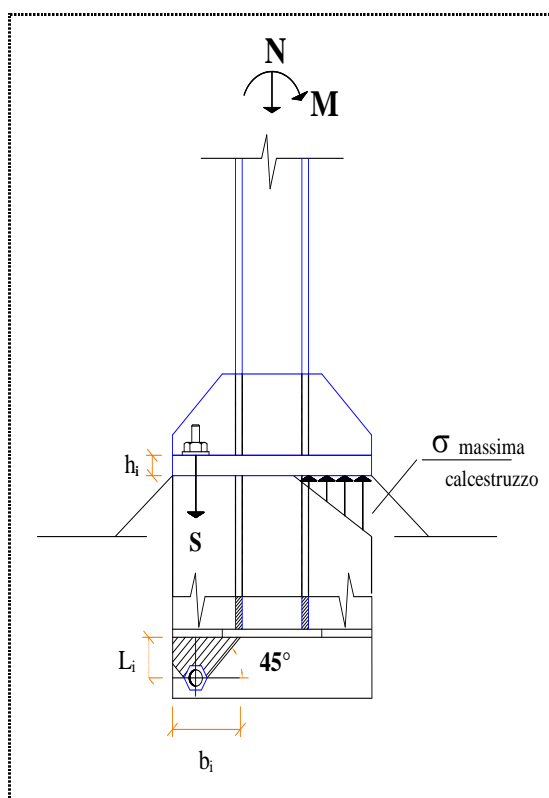
Nel calcolo “lato calcestruzzo compresso” è stato effettuato un calcolo a lastra scomponendo la tensione σ_c nelle due direzioni x ed y, e assumendo lo schema di lastra incastrata lato anima ed appoggiata lato alifazzoletti.

La sollecitazioni vengono poi calcolate con il metodo di Grashov (metodo approssimato ma a favore di sicurezza).

L'andamento lineare della σ_c , per la verifica in direzione x, viene ragguagliato con una σ_{cmed} uniforme di ugual risultante.

Per la verifica in direzione y si considera invece l'andamento lineare della σ_c che ha valore massimo sul bordo compresso e valore nullo sul bordo opposto.

Nel calcolo “lato tirafondo teso” è stato effettuato, invece, un calcolo a mensola considerando quale base collaborante b_{coll} , per il tiro Sa nel tirafondo, una diffusione a 45° a partire dalla rondella del tirafondo fino alla sezione di incastro, come indicato in figura.





VERIFICA PIASTRA DI BASE		
1) Caratteristiche piastra di base e tirafondi		
Base piastra: B=	65.0	cm
Altezza piastra: H=	36.0	cm
spessore piastra: s =	4.0	cm
Base profilato: Bpr =	30.00	cm
Altezza profilato: Hpr =	33.90	cm
Spessore anima profilato: t =	0.90	cm
Spessore ala profilato: e =	1.20	cm
Acciaio Piastra :	S355	
σ_{adm} acciaio piastra=	2'400	daN/cm ²
τ_{adm} acciaio piastra=	1'386	daN/cm ²
Diametro rondella: D _R =	7.0	cm
Diametro tirafondo: d =	3.3	cm
Numero tirafondi per fila: n	4	
Braccio utile dei tirafondi (direzione y): D _y =	21.0	cm
Interasse tirafondi (direzione x): i =	15.0	cm
Distanza dei tirafondi dal bordo piastra lungo x: C _{tx} =	7.5	cm
Distanza dei tirafondi dal bordo piastra lungo y: C _{ty} =(H-D _y)/2=	7.5	cm
Distanza ala profilato esteno piastra: D _a = (H+Hpr)/2=	1.05	cm
Spessore piatto // ala: sp =	1.0	cm
Distanza interno piatto esteno piastra: D ₁ = D _a +sp=	2.05	cm
Area resistente tirafondo: A _{res} =	6.84	cm ²
Tensione di serraggio come da Normativa: σ_a max serr =	2'880	daN/cm ²
Tensione di serraggio applicata: σ_a serr =	1'872	daN/cm ²
Forza di trazione nel gambo: N _s = σ_a serr * A _{res}	128.0	kN
2) Verifiche di resistenza piastra di base lato calcestruzzo compresso		
N =	660.0	daNm
M =	6'000.0	daNm
Distanza lembo di massima compressione-asse neutro: x =	13.8	cm
Massima compressione nel conglomerato: σ_{cmax} =	-56.0	daN/cm ²
Massima trazione nel tirafondo: σ_a =	904.0	daN/cm ²
Si effettua un calcolo a lastra, scomponendo la tensione σ_c nelle due direzioni x ed y.		
Si assume lo schema di lastra incastrata lato anima ed appoggiata lato ali-fazzoletti.		
Si risolve la lastra con il metodo di Grashov (metodo approssimato ma a favore di sicurezza).		
L'andamento lineare della σ_c , per la verifica in direzione x, viene ragguagliato con una σ_{cmed}		
uniforme di ugual risultante. Per la verifica in direzione y si considera invece l'andamento		
lineare della σ_c che ha valore massimo sul bordo compresso e valore nullo sul bordo		
opposto.		
Le verifiche vengono eseguite per una striscia di larghezza unitaria.		
σ_{cmax} =	-56.00	daN/cm ²
σ_c filo interno ala =	-47.68	daN/cm ²
σ_{cmed} =	-23.84	daN/cm ²
Coefficiente K =	0.294	
L _{px} = (B-t)/2 =	32.05	cm
L _{py} = Hpr-2sp =	31.90	cm
Coefficiente di partecipazione lungo x: $a_x = \max((K*L_{py}^4/(K*L_{py}^4+L_{px}^4));0.15)=$	0.224	
Coefficiente di partecipazione lungo y: $a_y = \max((L_{px}^4/(K*L_{py}^4+L_{px}^4));0.15)=$	0.776	
In direzione x:		
q _x = $a_x * \sigma_{cmed} * 1.0 =$	5.34	daN/cm ²
T _x = q _x * L _{px} =	171.10	daN
M _x = q _x * L _{px} ² /2 =	2741.86	daNcm
A = sp*1.0 =	4.00	cm ²
W = 1/6*1.0*sp ² =	2.67	cm ³
$\sigma_{max} = M_x/W =$	1028.20	daN/cm ²
$\tau_{med} = T_x/A =$	42.77	daN/cm ²
$\sigma_{ed x} = (\sigma_{max}^2 + 3 * \tau_{med}^2)^{0.5}$	1030.86	daN/cm ²
(verifica soddisfatta)		
In direzione y:		
q _y = $a_y * \sigma_c$ filo interno ala *1.0 =	37.00	daN/cm ²
T _y = q _y * L _{py} /3 =	393.48	daN
M _y = q _y * L _{py} ² /15.6 =	2413.83	daNcm
A = sp*1.0 =	4.00	cm ²
W = 1/6*1.0*sp ² =	2.67	cm ³
$\sigma_{max} = M_y/W =$	905.19	daN/cm ²
(verifica soddisfatta)		
$\tau_{med} = T_y/A =$	98.37	daN/cm ²
(verifica soddisfatta)		



3) Verifiche di resistenza piastra di base lato tirafondo teso		
$\sigma_{a-tirafondo} =$	904.00	daN/cm ²
$A_{tirafondo} =$	6.84	cm ²
$N_t = \sigma_{a-tirafondo} * A_{res} =$	6'182.4	daN
Distanza tirafondo-ala: $b_r = C_t y - s_p$	5.5	cm
Base collaborante: $b_{coll} = \min((7.5 + D_r/2 + b_r); (7.5 + i/2)) =$	15.0	cm
$M_{attacco\ ala} = N_t * b_r / b_{coll}$	2246.3	daNcm
$T_{attacco\ ala} = N_t / b_{coll}$	412.2	daN
$A = s_p * 1.0 =$	4.00	cm ²
$W = 1/6 * 1.0 * s_p^2 =$	2.67	cm ³
$\sigma_{max} = M_y / W =$	842.35	daN/cm ²
$\tau_{med} = T / A =$	103.04	daN/cm ²
$\sigma_{id} = (\sigma_{max}^2 + 3 * \tau_{med}^2)^{0.5} =$	861.05	daN/cm ²
	(verifica soddisfatta)	
4) Verifica al punzonamento della piastra di base		
Tensione di serraggio applicata: $\sigma_{a\ serr} =$	1872.0	daN/cm ²
Forza di trazione nel gambo: $N_s = \sigma_{a\ serr} * A_{res} =$	12802.5	daN
Superficie laterale di punzonamento: $S_l = (D_r + 2 * s/2) * 3.14 * s =$	138.2	cm ²
$\tau_{punz} = A_{res} / S_l =$	92.7	daN/cm ²
	(verifica soddisfatta)	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60017-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2CLIM0006-010Rev.
0Foglio
26 di 27

10 VERIFICHE DEI MONTANTI: RESISTENZA, DEFORMABILITÀ, FATICA E STABILITÀ

Le prime 3 verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti, quella di stabilità nel paragrafo successivo.

BARRIERE SU VIADOTTO. Montante e attacco alla base. Caratteristiche geometriche di progetto. Verifiche sintetiche

H (cm)	400				
h cls (cm)	0.0				
h met (cm)	400.0				
Tipologia montante	C4V.1				
Profilato (exFe510)	HEAA360				
Piastra B*H*s (mm) (Fe510)	650*360*40				
Tirafondi (Fe430)	(4+4)M33				
Passo tirafondi b*h (cm)	(15+20+15)*21				
n° irrigidenti anima	0				
n° irrigidenti ala	0				
Hvert. fazzoletti (cm)	0.0				
Horiz. fazzoletti // ala (cm)	0.0				
Horiz. fazzoletti // anima (cm)	0.0				
s fazzoletti // ala (cm)	0.00				
s fazzoletti // anima (cm)	0.00				
s cordoni sald. fazz.// ala (cm)	0.0				
s cordoni sald. fazz.//anima (cm)	0.0				
Jx profilato (cm ⁴)	23'040				
altezza profilato: h _p = (cm)	33.9				
Jx fazzoletto // anina (cm ⁴)	0.0				
A fazzoletto // anima (cm ²)	0.0				
d baric. fazz-esterno ala prof. (cm)	0.0				
J'x profilato+fazz (cm ⁴)	23'040				
num. intagli fazz. // anima: n ₁	0				
intagli fazz. // anima: c ₁ = (cm)	3.5				
num. intagli fazz. // ala: n ₂	0				
intagli fazz. // ala: c ₂ = (cm)	3.5				
J'x profilato+fazz con intagli (cm ⁴)	23'040				
J''x prof.+fazz con int. e indeb.sald. (cm ⁴)	23'040				
i (interasse montanti) (m)	3.0				
p pressione di progetto (daN/m ²)	250.0				
carico di progetto = 250*i (daN/m)	750.0				
Mmax (daNm)	6'000.0				
W profilato (cm ³)	1'359.3				
σ _{max} (solo profilato) = (daN/cm ²)	441.4				
altezza profilato+fazz. anima: h _{p+ff} = (cm)	33.9				
σ _{max} (profilato+fazz) = (daN/cm ²)	441.4				
E (daN/cm ²)	2060'000				
f=freccia max con solo Jx profilato (cm)	0.51				
f _{amm} = 1/150*H(cm)	2.67				
H/f (ok se >=150)	791.0				
f=freccia max con Jx profilato+fazz (cm)					
H/f (ok se >=150)					
f'=freccia rispetto a fine fazzoletti con solo Jx profilato (cm)	0.51				
f _{2amm} = 1/150*(H-H _{vert}) (cm)	2.67				
(H-H _{vert})/f' (ok se >=150)	791.0				
f''=freccia rispetto a fine fazzoletti con Jx profilato+fazz (cm)					
(H-H _{vert})/f'' (ok se >=150)					
z=0: ΔM (kNm)	19.10				
z=0: Δσ (daN/cm ²)	140.5				
z=0: Δσ _{amm} (daN/cm ²)	330.2				
Δσ <= Δσ _{amm} ?	(OK)				
z=H _{fazz} : ΔM (kNm)					
z=H _{fazz} : Δσ (daN/cm ²)	0.0				
z=H _{fazz} : Δσ _{amm} (daN/cm ²)	418.5				
Δσ <= Δσ _{amm} ?	(OK)				
Coeff. dinamico	1.05				



10.1 VERIFICHE DI STABILITA'

Le verifiche sono state eseguite ignorando, a favore di sicurezza, l'eventuale presenza di fazzoletti irrigidenti.

10.1.1 Barriere di altezza H=4.00m

Sollecitazioni

$q = p_{tot} * i = 7.50 \text{ kN/m}$

$T = q * H = 28.13 \text{ kN}$

$M = q * H^2 / 2 = 52.73 \text{ kNm}$

$N = p_p * H$ (i pannelli delle barriere poggiano sulle piastre di base, pertanto non gravano sul montante)

HEAA360. Verifiche di resistenza e stabilità del montante

TIPO DI ACCIAIO	σ_{amm}	TIPO DI PROFILATO	AREA (cm ²)	h (mm)	b (mm)	s _a (mm)	e (mm)	PESO (kg)	J _x (cm ⁴)	J _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	r _x (cm)	r _y (cm)
FE510 _(c,b)	2400.0	HEAA360	106.0	339.0	300.0	9.0	12.0	83.7	23040.0	5410.0	1359.0	360.7	14.7	7.1
LUCE LIBERA Lx (cm)	LUCE LIBERA Ly (cm)	SFORZO NORMALE N (kg)	MOMENTO FLETTENTE Mx (kgcm)	MOMENTO FLETTENTE M _{eq=0.50M} max	MOMENTO FLETTENTE My (kgcm)	MOMENTO FLETTENTE M _{eq=0.75M} max	TAGLIO Tx (kg)		β_x	β_y	λ_x	λ_y	λ_{max}	ϕ_{max}
400.00	400.00	335	600000	300000			3000		2.00	2.00	54.00	112.00	112.00	2.84
LUCE LIBERA L ₁ (mm)	v	(l ₁ ,h)/(b*e)	ϕ_s		σ_{CEX} (kg/cm ²)	σ_{CEY} (kg/cm ²)								
8000.00	1.50	753	3.015		6970.00	1620.00								
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE								VERIFICA A TAGLIO						
				σ_1	$\sigma < \sigma_{amm}$ (kg/cm ²)									
$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$				$\sigma(N)$	$\sigma(M_x)$	$\sigma(M_y)$	438.34	VERIFICATO						
				-3.16	441.50		σ_2	$\sigma < \sigma_{amm}$ (kg/cm ²)		$\tau_{max} = \frac{T}{S_a * h_1} =$		105.82	$\tau < \tau_{amm}$ (kg/cm ²)	
							-444.66	VERIFICATO					VERIFICATO	
VERIFICA DI STABILITA' A PRESSO-FLESSIONE								σ IDEALE						
				σ_1	$\sigma < \sigma_{amm}$ (kg/cm ²)									
$\sigma = -\omega * \frac{N}{A} \pm \frac{\alpha_x * M_x}{(1 - \frac{v * N}{\sigma_{CEX} * A}) * W_x} \pm \frac{M_y}{(1 - \frac{v * N}{\sigma_{CEY} * A}) * W_y}$				$\sigma(N)$	$\sigma(M_x)$	$\sigma(M_y)$	657.05	VERIFICATO		$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2} =$		452.21	$\sigma < \sigma_{amm}$ (kg/cm ²)	
				-8.97	666.02		σ_2	$\sigma < \sigma_{amm}$ (kg/cm ²)					VERIFICATO	
							-674.99	VERIFICATO						