

INDICE

1	PREMESSA	6
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
1.2	ESECUZIONE DEL MANUFATTO	9
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
2.1	NTC2008.....	10
2.2	CODICI DI CALCOLO	10
3	MATERIALI UTILIZZATI NTC 2008	11
3.1	CALCESTRUZZO SOLETTA IMPALCATO	11
3.2	CALCESTRUZZO BAGGIOLI E RITEGNI C32/40	11
3.3	ACCIAIO DA C.A.....	11
3.4	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA.....	12
4	ANALISI DEI CARICHI.....	13
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	13
4.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	13
4.1.2	<i>Acciaio</i>	13
4.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	14
4.2.1	<i>Barriere anti-lancio</i>	14
4.2.2	<i>Veletta</i>	14
4.2.3	<i>Sicurvia</i>	15
4.2.4	<i>Pavimentazione</i>	15
4.3	CARICHI ACCIDENTALI	16

4.4	ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	16
4.5	SOVRACCARICO ACCIDENTALE IN FASE DI REALIZZAZIONE	16
4.6	AZIONE DELLA NEVE	16
4.7	AZIONE DEL VENTO	17
4.8	AZIONE SISMICA	19
4.9	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME	26
4.10	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE	26
4.11	COMBINAZIONI DI CALCOLO	26
4.11.1	Verifiche allo stato limite ultimo	27
4.11.2	Verifiche in esercizio	31
4.11.2.1	Verifica delle tensioni	31
4.11.2.2	Verifica a fessurazione	31
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	32
6	EFFETTI GLOBALI	32
6.1	MODELLO DI CALCOLO	32
6.2	ANALISI CONDOTTE E RISULTATI	34
6.2.1	ANALISI STATICHE	34
6.2.2	ANALISI MODALE	36
6.2.2.1	$\Psi_2 \cdot Q = 0$	36
6.2.2.1	$\Psi_2 \cdot Q = 5 \text{ kN/m}^2$	38
6.2.2.1	$\Psi_2 \cdot Q = 1.2 \text{ kN/m}^2$	40
6.2.2.1	$\Psi_2 \cdot Q = 0.23 \text{ kN/m}^2$	42
6.2.3	ANALISI SPETTRALE	44
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI	45
6.3.1	TRAVE PRINCIPALI – HEB1000	45

6.3.1.1	Verifiche di deformabilità.....	45
6.3.1.1	Contromonta	47
6.3.1.1	Verifiche delle vibrazioni	48
6.3.1.2	Verifiche di resistenza della sezione	50
6.3.2	TRAVERSI INTERMEDI - HEA200.....	55
6.3.2.1	Verifica di deformabilità.....	55
6.3.2.2	Verifica di resistenza	56
6.3.2.3	Verifica del giunto a coprigiunto.....	58
6.3.3	TRAVERSI DI TESTATA - HEA300.....	62
6.3.3.1	Verifica di resistenza	62
6.3.3.1	Verifica del Giunto a Coprigiunti.....	64
6.3.3.1	Verifica del piolo di connessione trave soletta in c.a.....	68
6.3.4	CONTROVENTO – L80x8	69
6.3.4.1	Giunzione bullonata	70
6.3.5	APPARECCHI DI APPOGGIO.....	72
6.3.5.1	Azioni agenti sugli apparecchi.....	72
6.3.5.1	Escursione apparecchi di appoggio e giunti.....	73
6.3.6	BAGGIOLI	76
6.3.6.1	Verifiche a mensola tozza.....	76
6.3.6.2	Verifiche a tranciamento	78
6.3.7	RITEGNI SISMICI.....	79
6.3.7.1	Ritegno longitudinale.....	79
6.3.7.2	Ritegno trasversale	86
6.3.7.3	Verifica in caso di urto.....	94
7	EFFETTI LOCALI.....	99
7.1	LAMIERA GRECATA - VERIFICHE IN FASE DI GETTO.....	99
7.1.1	Verifica dello spessore della lamiera.....	100

7.1.2	Verifica armatura longitudinale integrativa	101
7.1.3	Verifica a punzonamento	102

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI												
<i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo</i> <i>struttura metallica</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>6 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	6 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	6 di 104								

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto esecutivo per la realizzazione della viabilità di soppressione del PL al KM 143+833 – Via Calabroni, è prevista la realizzazione della struttura metallica per l'attraversamento pedonale della strada Fondo Valle Sclero.

Il progetto dell'opera è stato redatto sulla base delle impostazioni ed esigenze espresse dal progetto della viabilità, uniformandosi a quest'ultimo per quanto riguarda ubicazione ed ampiezza, oltre che, ovviamente, per quanto concerne le rispettive caratteristiche planimetriche ed altimetriche, riservando particolare attenzione ai franchi orizzontali e verticali minimi prescritti dalla normativa vigente.

La presente relazione ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) delle strutture dell' impalcato della struttura metallica dell'attraversamento pedonale.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 14 gennaio 2008 e le specifiche di progettazione Italferr come meglio indicato al capitolo 2.

La relazione è articolata in tre blocchi: il primo a validità generale in cui si definiscono i materiali di progetto, si illustrano le analisi dei carichi e si descrivono le combinazioni progettuali; il secondo blocco è relativo agli effetti globali (modellazione ed alle verifiche degli elementi strutturali); il terzo ed ultimo blocco relativo agli effetti locali.

1.1 Descrizione dell'opera

La struttura metallica, oggetto della presente relazione, è realizzata in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave appoggiata a singola campata di luce netta 28.00 m e luce complessiva 29.50.

L'impalcato, rappresentato nella *Figura 1*, è caratterizzato da una larghezza fuori tutto pari a 2.10 m.

L'impalcato in misto acciaio calcestruzzo è costituito da 2 travi metalliche longitudinali, caratterizzate da un profilo HEB1000 aventi un interasse di 1.8m. Le due travi principali sono connesse in direzione trasversale mediante traversi di campata realizzati con profilo HEA200 aventi un interasse di 1860 mm.

I traversi di testata sono costituiti da profilo metallico HEA300. I campi quadrati delimitati dai traversi e dalle travi principali sono controventati mediante L80x8 a croce di S.Andrea a sola diagonale tesa attiva. La soletta in c.a. (55+50mm), gettata su lamiera grecata collaborante, risulta ordita in direzione ortogonale alle travi secondarie ed a queste ultime rese solidali mediante connessione piolata.

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede un apparecchio d'appoggio fisso e multidirezionali in corrispondenza della spalla A mentre per la spalla B sono provisti un apparecchio unidirezionale longitudinale ed uno multidirezionale.

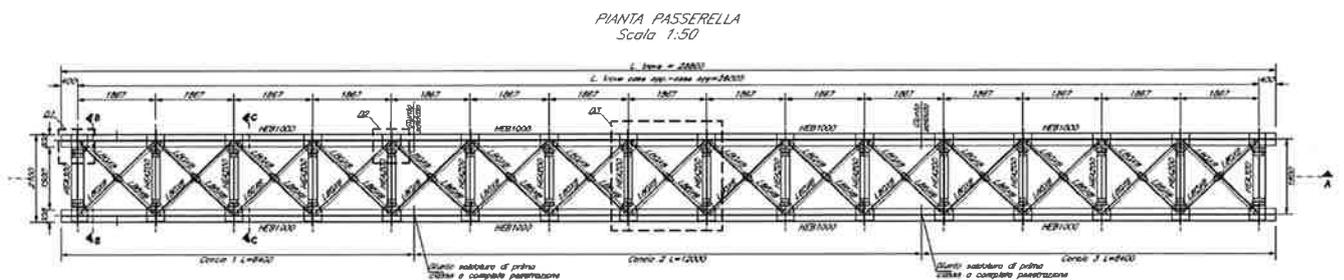


Figura 1: Pianta controventi inferiori

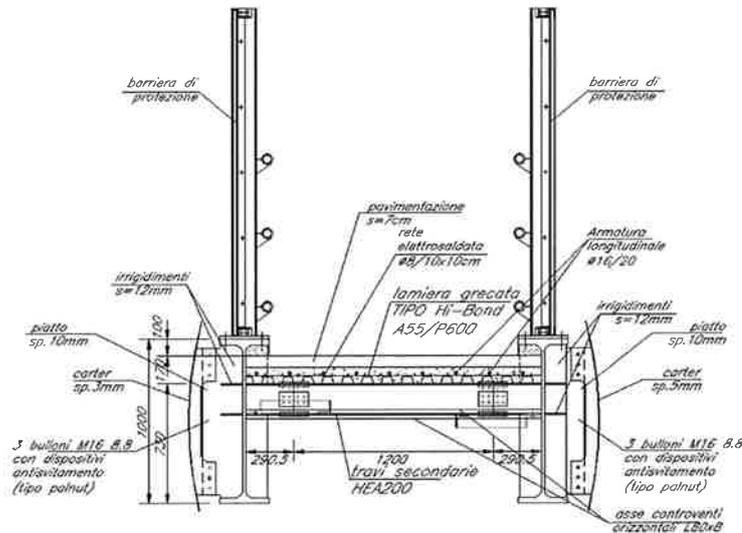


Figura 2: Sezione trasversale

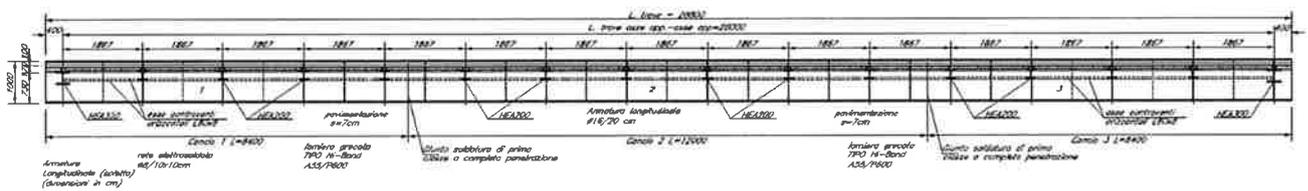


Figura 3: Sezione longitudinale

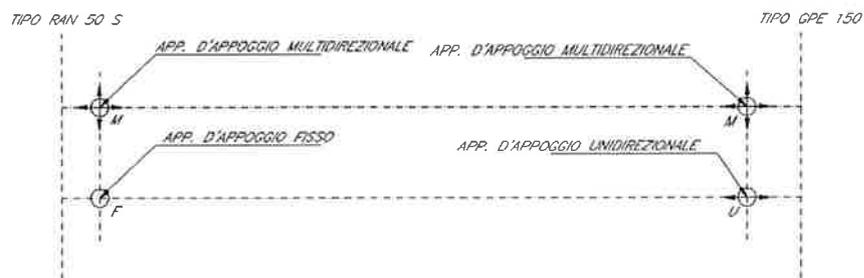


Figura 4: Schemi apparecchi di appoggio

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>9 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	9 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	9 di 104								

La travata è costituita dalla successione di 3 conci: il primo e l'ultimo presentano una lunghezza di 8.40 m mentre il concio centrale ha una lunghezza pari a 12.00 m.

1.2 Esecuzione del Manufatto

Le travi vengono realizzate in officina in conci di lunghezza massima 12.00 m. i suddetti conci vengono tra loro saldati mediante saldatura a completa penetrazione di prima classe a piè d'opera. Le due travi sono connesse tra loro mediante i traversi ed i controventi a croce di S.andrea. Completata la carpenteria metallica l'impalcato viene varato mediante sollevamento con autogru. I collegamenti delle aste di controvento e dei trasversi sono realizzati in opera mediante bulloni a taglio ad alta resistenza di classe 8.8/10.9.

La soletta in cemento armato è prevista gettata in opera utilizzando delle lamiere grecate tipo Hi-Bond 55 mm autoportanti. Le lamiere sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande dei traversi, dove vengono posizionati i connettori a taglio a piolo Nelson.

Una volta disposte le lamiere sulle travi secondarie si provvede alla posa dell'armatura integrativa e successivamente si esegue il getto a spessore definitivo.

 <p>ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>10 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	10 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	10 di 104								

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 NTC2008

- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 Nuova circolare delle Norme Tecniche per le costruzioni

2.2 Codici di calcolo

- Sap2000 v.15.2.1
- RC-Sec della Geostru
- Fogli di calcolo excel
- Profili (programma del prof. Gelfi)

3 MATERIALI UTILIZZATI NTC 2008

3.1 Calcestruzzo Soletta impalcato

CALCESTRUZZO ALLEGERITO D1,7

Classe	LC 30/33		
$R_{ck} =$	33.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	30.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	17.00	N/mm^2	resistenza di progetto
$c =$	45	mm	copriferro minimo
	XF3	-	Classe di esposizione

3.2 Calcestruzzo Baggioli e Ritegni C32/40

CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI E RITEGNI

Classe	C32/40		
$R_{ck} =$	40.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.13	N/mm^2	resistenza di progetto
$c =$	40	mm	copriferro minimo
	XF3	-	Classe di esposizione

3.3 Acciaio da C.A.

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

B 450 C			controllato in stabilimento
$f_{yk} \geq$	450.0	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	N/mm^2	resistenza di progetto
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

3.4 Acciaio da Carpenteria Metallica

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355J2		controllato in stabilimento	
$f_{yk} =$	355.0	N/mm^2	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335.0	N/mm^2	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

ACCIAIO PER PROFILATI E PIASTRAME

S355J2		controllato in stabilimento	
$f_{yk} =$	355.0	N/mm^2	Resistenza di calcolo ($t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335.0	N/mm^2	Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm)
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

ACCIAIO PIOLI NELSON

St 37-3K DIN 17100			
$f_y \geq$	355.00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_t \geq$	450	N/mm^2	tensione di rottura
$E_s =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

ACCIAIO BULLONI E DADI

Conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI EN 14399

Vite	Classe 8.8
Dado	Classe 8
Vite	Classe 10.9
Dado	Classe 10

SALDATURE

Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 14.01.2008 e all'istruzione FS 44/S.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>13 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	13 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	13 di 104								

4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel presente capitolo le azioni considerate nel modello di calcolo per la determinazione delle sollecitazioni agenti.

4.1 Peso proprio degli elementi strutturali

4.1.1 Calcestruzzo

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative. Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti.

4.1.2 Acciaio

Agli elementi strutturali è stato attribuito un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m^3 come previsto dalle vigenti normative; si precisa tuttavia che al fine di computare masse e pesi dei piatti di irrigidimento dei fazzoletti e delle bullonature si è considerato un moltiplicatore del peso specifico pari a 1.1. il valore di calcolo risulta pertanto pari a 86.35 kN/m^3 .

Tale carico viene computato in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti in funzione della lunghezza delle aste e della sezione assegnata.

4.2 Carichi permanenti non strutturali

Si illustrano nel seguito i carichi elementari permanenti non strutturali applicati al modello di calcolo.

4.2.1 Barriere anti-lancio

Per la barriera anti lancio si è assunto un peso al metro pari a 1.5 kN/m (complessivo sull'impalcato di 3 kN/m) il carico è stato applicato in modo uniformemente distribuito sulle due travi esterne.

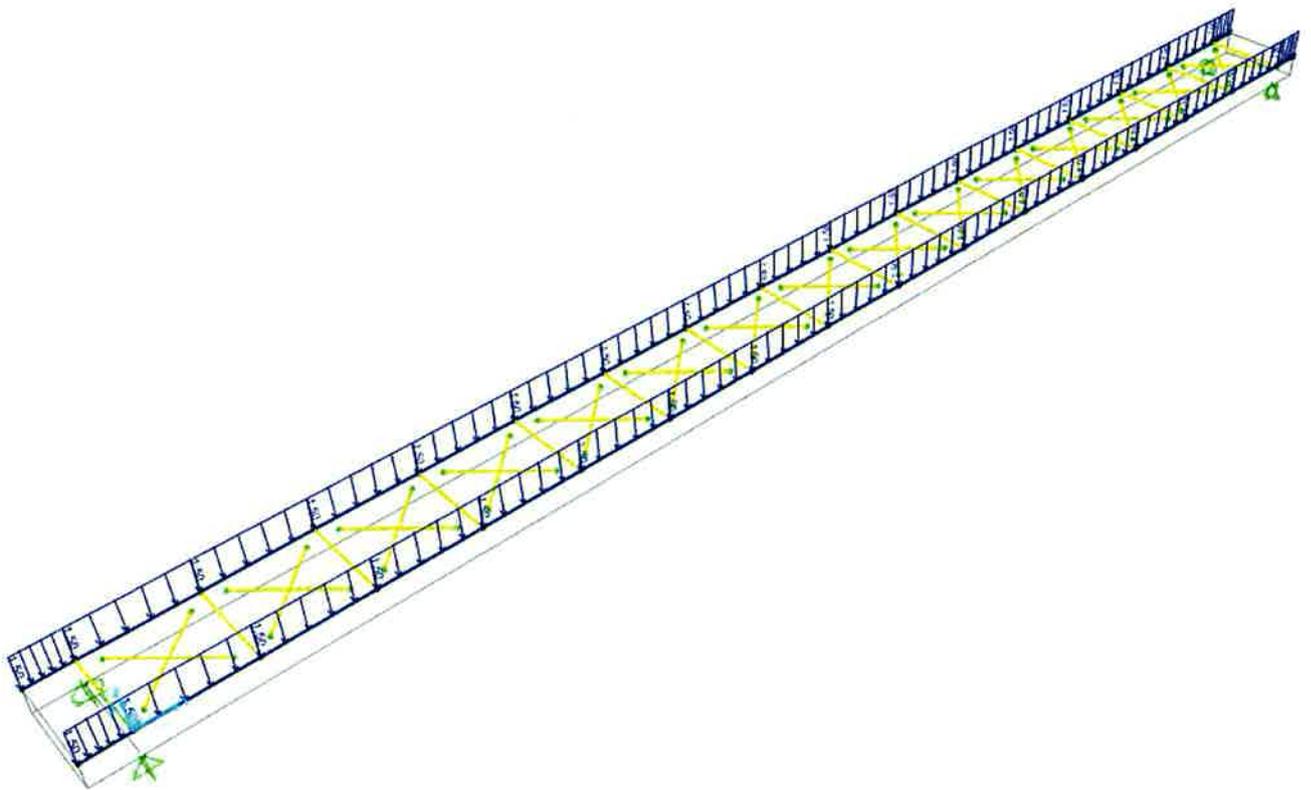


Figura 5: Carico applicato al modello: Barriere anti lancio

4.2.2 Veletta

Per la veletta si è assunto cautelativamente un peso al metro pari a 0.5 kN/m (valore complessivo di 1.0 kN/m). Il carico è stato applicato al modello di calcolo in analogia a quanto descritto al punto precedente.

4.2.3 Sicurvia

Per il sicurvia si è assunto un peso al metro pari a 1.4 kN/m (valore complessivo di 2.8 kN/m). Il carico è stato applicato al modello di calcolo in analogia a quanto descritto al punto 4.2.1.

4.2.4 Pavimentazione

Il peso specifico della pavimentazione è stato assunto pari a 22 kN/m^3 . Il peso complessivo della pavimentazione risulta pertanto pari a 2.79 kN/m applicato alle travi secondarie.

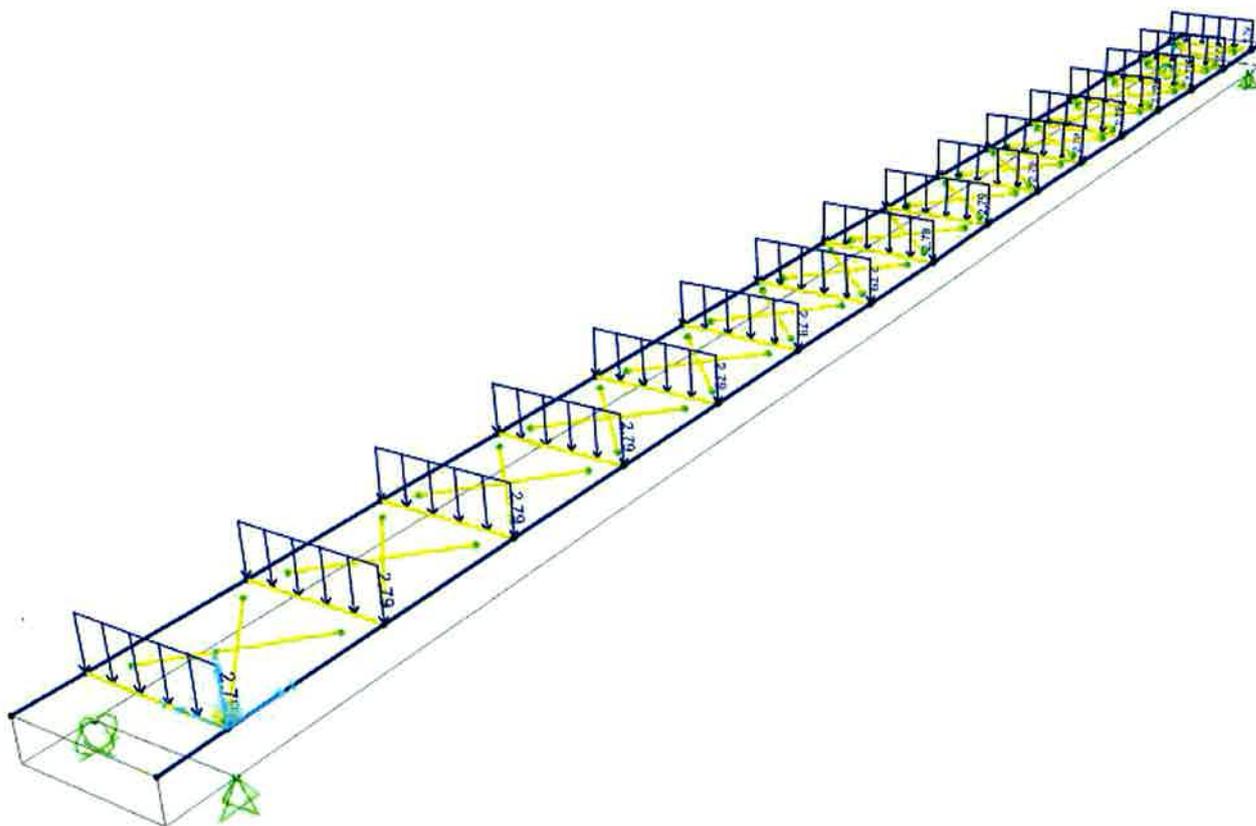


Figura 6: Carico applicato al modello: Pavimentazione

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Marcia-piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>16 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	16 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	16 di 104								

4.3 Carichi Accidentali

I carichi accidentali risultano pari a 5 kN/m^2 . Applicata alla totalità dell'impalcato.

Ai fini delle sole verifiche locali è stato preso in considerazione un carico concentrato pari a 10 kN applicata ad un'impronta quadrata di lato 0.10m.

4.4 Attrito degli apparecchi di appoggio

L'effetto dell'attrito è stato assunto pari al 6% dei carichi verticali applicati ad apparecchi di appoggio scorrevoli.

4.5 Sovraccarico accidentale in fase di realizzazione

In fase costruttiva si è adottato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito pari a 1.50 kN/m^2 rappresentativo degli operai e delle attrezzature necessarie alle fasi di getto. Tale azione viene considerata solo per la verifica in fase zero della trave in acciaio.

4.6 Azione della neve

Per l'opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

4.7 Azione del vento

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			56
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	492.08
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' 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.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente 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.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5

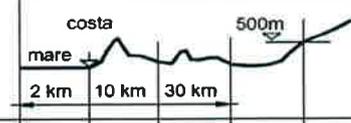


	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

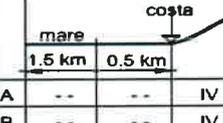
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8



	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	56

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

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.801
$z = 13$	2.521
$z = 13$	2.521

(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	1.241

Cautelativamente si assume il valore dell'azione del vento pari a 1.25 kN/m².

4.8 Azione sismica

Le azioni sismiche sono state valutate sia in campo elastico ($q=1$) sia fissando il valore del fattore di struttura q pari ad 1.5. Gli spettri elastici sono stati impiegati per la valutazione delle reazioni vincolari mentre per quanto riguarda le verifiche strutturali delle spalle si sono adottati gli spettri con fattore di struttura pari ad 1.5. Il dettaglio dei parametri base e dell'azione sismica è indicato nel seguito.

Si riportano nel seguito le schermate con la ricapitolazione delle azioni sismiche.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione curvata

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_{Nk} info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_d info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>

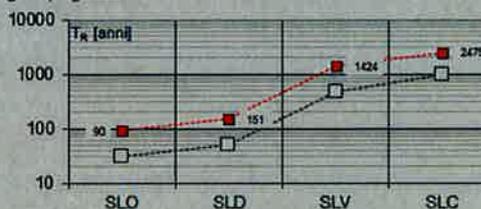
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategie di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_a [-]	T_c [s]
SLO	120	0.093	2.443	0.348
SLD	201	0.114	2.460	0.366
SLV	1898	0.269	2.480	0.445
SLC	2475	0.297	2.481	0.450

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_B = 1.299$

$C_C = 1.372$ info

Categoria topografica **T1** info

$I_M = 1.000$

$S_T = 1.000$ info

(progetti info. di altezza riduce topografici)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLI)

Fattore q_s **1.5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

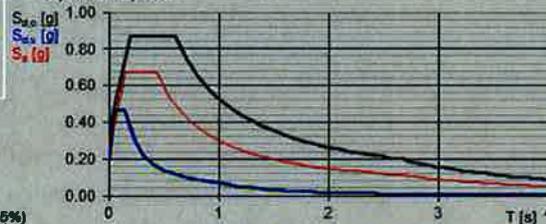
Fattore q_v **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.269 g
F_0	2.480
T_C	0.445 s
S_S	1.299
C_C	1.372
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.299
η	1.000
T_B	0.203 s
T_C	0.610 s
T_D	2.678 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.350
$T_E \leftarrow$	0.203	0.868
$T_C \leftarrow$	0.610	0.868
	0.709	0.747
	0.807	0.656
	0.906	0.585
	1.004	0.528
	1.103	0.480
	1.201	0.441
	1.299	0.408
	1.398	0.379
	1.496	0.354
	1.595	0.332
	1.693	0.313
	1.792	0.296
	1.890	0.280
	1.988	0.266
	2.087	0.254
	2.185	0.242
	2.284	0.232
	2.382	0.222
	2.481	0.214
	2.579	0.205
$T_D \leftarrow$	2.678	0.198
	2.740	0.189
	2.803	0.180
	2.866	0.173
	2.929	0.165
	2.992	0.158
	3.055	0.152
	3.118	0.146
	3.181	0.140
	3.244	0.135
	3.307	0.130
	3.370	0.125
	3.433	0.120
	3.496	0.116
	3.559	0.112
	3.622	0.108
	3.685	0.104
	3.748	0.101
	3.811	0.098
	3.874	0.094
	3.937	0.091
	4.000	0.089

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.189 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.737
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.189
$T_B \leftarrow$	0.050	0.468
$T_C \leftarrow$	0.150	0.468
	0.235	0.299
	0.320	0.219
	0.405	0.173
	0.490	0.143
	0.575	0.122
	0.660	0.106
	0.745	0.094
	0.830	0.085
	0.915	0.077
$T_C \leftarrow$	1.000	0.070
	1.094	0.059
	1.188	0.050
	1.281	0.043
	1.375	0.037
	1.469	0.033
	1.563	0.029
	1.656	0.026
	1.750	0.023
	1.844	0.021
	1.938	0.019
	2.031	0.017
	2.125	0.016
	2.219	0.014
	2.313	0.013
	2.406	0.012
	2.500	0.011
	2.594	0.010
	2.688	0.010
	2.781	0.009
	2.875	0.008
	2.969	0.008
	3.063	0.007
	3.156	0.007
	3.250	0.007
	3.344	0.006
	3.438	0.006
	3.531	0.006
	3.625	0.005
	3.719	0.005
	3.813	0.005
	3.906	0.005
	4.000	0.004

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.114 g
F_0	2.460
T_C	0.366 s
S_s	1.500
C_G	1.463
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.178 s
T_C	0.535 s
T_D	2.058 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.172
$T_B \leftarrow$	0.178	0.422
$T_C \leftarrow$	0.535	0.422
	0.608	0.372
	0.680	0.332
	0.753	0.300
	0.825	0.274
	0.898	0.252
	0.970	0.233
	1.043	0.217
	1.115	0.203
	1.188	0.190
	1.260	0.179
	1.333	0.170
	1.405	0.161
	1.478	0.153
	1.550	0.146
	1.623	0.139
	1.695	0.133
	1.768	0.128
	1.840	0.123
	1.913	0.118
	1.985	0.114
$T_D \leftarrow$	2.058	0.110
	2.150	0.101
	2.243	0.092
	2.335	0.085
	2.428	0.079
	2.520	0.073
	2.613	0.068
	2.705	0.064
	2.798	0.059
	2.890	0.056
	2.983	0.052
	3.075	0.049
	3.168	0.046
	3.260	0.044
	3.353	0.041
	3.445	0.039
	3.538	0.037
	3.630	0.035
	3.723	0.034
	3.815	0.032
	3.908	0.030
	4.000	0.029

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.052 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.123
S	1.000
η	1.000

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.052
T_B ← 0.050	0.129
T_C ← 0.150	0.129
0.235	0.082
0.320	0.060
0.405	0.048
0.490	0.039
0.575	0.034
0.660	0.029
0.745	0.026
0.830	0.023
0.915	0.021
T_D ← 1.000	0.019
1.094	0.016
1.188	0.014
1.281	0.012
1.375	0.010
1.469	0.009
1.563	0.008
1.656	0.007
1.750	0.006
1.844	0.006
1.938	0.005
2.031	0.005
2.125	0.004
2.219	0.004
2.313	0.004
2.406	0.003
2.500	0.003
2.594	0.003
2.688	0.003
2.781	0.002
2.875	0.002
2.969	0.002
3.063	0.002
3.156	0.002
3.250	0.002
3.344	0.002
3.438	0.002
3.531	0.002
3.625	0.001
3.719	0.001
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

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

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

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>					
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<p>PROGETTO IF0L</p>	<p>LOTTO 01 E 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IV0100 004</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 26 di 104</p>

4.9 Variazione termica uniforme

Sulla struttura è stata applicata una variazione termica uniforme pari a $\mp 25^{\circ}$ C. Tale azione, compatibilmente a quanto indicato in normativa, è stata amplificata del 50% al fine del calcolo dello scorrimento degli apparecchi di appoggio e dei giunti.

4.10 Variazione termica differenziale

Il carico termico differenziale risulta pari a 10° C tale azione è da considerarsi di breve durata pertanto applicata al modello di calcolo con il modulo elastico del calcestruzzo valutata in condizione di breve termine.

4.11 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo ed allo stato limite di danno.

In sede di dimensionamento sono state analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Sono state altresì processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento sono state ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Sono state inoltre imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata, e controllate le deformazioni in luce degli elementi.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI					
	<i>Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo</i> <i>struttura metallica</i>	PROGETTO IF0L	LOTTO 01 E 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0100 004	REV. B

4.11.1 Verifiche allo stato limite ultimo

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimi è stata condotta controllando che risultasse, per ciascuna sollecitazione considerata:

$$R_d \geq E_d$$

in cui R_d rappresentano le resistenze di calcolo e E_d le sollecitazioni di calcolo nei vari elementi strutturali valutate per le azioni di calcolo F_d ottenute combinando le azioni caratteristiche nella forma

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qki} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione statica}$$

$$F_d = E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad : \text{combinazione sismica}$$

in cui si sono indicati:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} : valore caratteristico della azione variabile base per ogni combinazione
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile
- E : valore caratteristico dell'azione sismica

I valori γ e ψ sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 1: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A1

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	γ_G	1.35
Permanente favorevole		1.0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.5
Variabile favorevole		0.0

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>												
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<table border="1"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>28 di 104</td> </tr> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	28 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	28 di 104								

Tabella 2: coefficienti parziali relativi alle azioni per la verifica agli SLU combinazione A2

Azione	Simbolo	Coefficiente parziale
Permanente sfavorevole	Y _G	1.0
Permanente favorevole		1.0
Variabile veicolare sfavorevole veicolare	Y _Q	1.35
Variabile veicolare favorevole		0.0

Tabella 3: coefficienti di combinazione

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dalle N.T.C nei § 2.5.3 e §5.1.3.12.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,90	0,90	0,90
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,90	0,90	0,90
	sfavorevoli	γ_Q	1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,90	0,90	0,90
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli	γ_{e1}	1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽³⁾	1,00
Ritiro e viscosità. Variazioni termiche. Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c1}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,90	0,90	0,90
	sfavorevoli	$\gamma_{c1}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_h	0,6	0,6	0,5

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>					
<p><i>Marciaipiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<p>PROGETTO IF0L</p>	<p>LOTTO 01 E 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IV0100 004</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 31 di 104</p>

4.11.2 Verifiche in esercizio

Al fine di verificare la funzionalità della struttura in condizioni d'esercizio, sono state condotte le verifiche agli SLE previste dalle NTC 2008. In particolare sono stati effettuati i seguenti controlli:

- Verifica delle tensioni in esercizio
- Verifica a fessurazione

4.11.2.1 Verifica delle tensioni

La verifica tensionale in esercizio è stata effettuata controllando che le tensioni di lavoro dei materiali risultassero inferiori alle tensioni massime consentite per ciascuna delle seguenti combinazioni di carico:

Combinazioni frequenti

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazioni quasi permanenti

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

in cui si sono indicati:

G_{kj}	valore caratteristico della j-esima azione permanente
Q_{k1}	valore caratteristico della azione variabile base per ogni combinazione
Q_{ki}	valore caratteristico della i-esima azione variabile

Per i valori dei coefficienti ψ_{11} e ψ_{22} si rimanda al paragrafo 4.11.1.

4.11.2.2 Verifica a fessurazione

Per quanto concerne gli elementi in c.a. ordinario, è stato controllato che l'ampiezza w delle fessure risultasse in ogni caso inferiore ai seguenti limiti:

$w \leq 0.2$ mm	per combinazione quasi permanente
$w \leq 0.3$ mm	per combinazione frequente

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>					
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<p>PROGETTO IF0L</p>	<p>LOTTO 01 E 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IV0100 004</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 32 di 104</p>

detti limiti sono stati stabiliti dopo aver garantito alle armature un sufficiente copriferro e per avere utilizzato armature poco sensibili in ambiente ordinario.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si rimanda alla "Relazione geotecnica" codifica IF0L00D11RBGE0005001.

6 EFFETTI GLOBALI

Gli effetti globali sono stati valutati mediante modello di calcolo agli elementi finiti diversificato per le varie fasi costruttive e di vita dell'opera come descritto nel paragrafo seguente.

6.1 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni sulle strutture si è ricorsi all'impiego di modelli agli elementi finiti, messi a punto e risolti con l'ausilio del software SAP2000 della Computers and Structures. In particolare, sono individuate due tipologie di modelli di calcolo con specifiche caratteristiche descritte nel seguito:

- Modello per verifiche di resistenza e deformabilità (nel seguito Modello_R), utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni relative ai carichi statici e sismici; la soletta si considera non reagente
- Modello per la verifica delle vibrazioni (nel seguito modello_V), impiegato per il calcolo della risposta modale del ponte con la quale verificare il confort nei confronti delle vibrazioni.

I modelli sono composti da travi, modellate con elementi frame posizionati in corrispondenza dell'estradosso della soletta e che vengono posizionate in corrispondenza del loro baricentro geometrico mediante braccetti rigidi gestiti in automatico dal programma di calcolo mediante l'opzione insertion point tipologia Top Center. Ad ogni elemento frame è stata assegnata la sezione corrispondente al concio di appartenenza (vedi elaborati grafici di riferimento).

Trasversi e controventi, modellati con elementi frame connessi alle travi principali, qualora necessario, mediante elementi link a rigidità infinita.

A titolo esemplificativo si riporta una rappresentazione dei modelli di calcolo.

Il modello di calcolo illustrato nella figura seguente è costituito da n° 40 nodi, 84 frame, 4 link (colorati in verde). Si evince pertanto come lo schema di calcolo sia a graticcio.



Figura 7: Modello di calcolo: vista tridimensionale estrusa

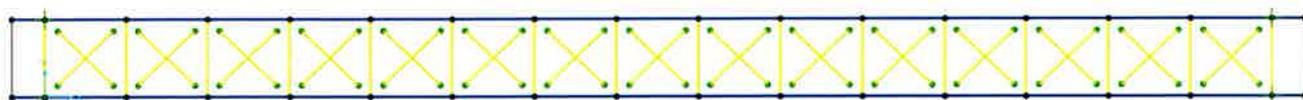


Figura 8: Modello di calcolo: vista in pianta unifilare



Figura 9: Modello di calcolo: vista in prospettiva estrusa.

6.2 ANALISI CONDOTTE E RISULTATI

I modelli di calcolo descritti nel paragrafo 6.1 sono stati impiegati per l'effettuazione di analisi di tipo lineare statico ed analisi spettrale. Le prime per tutte le azioni di tipo gravitazionale e per i carichi orizzontali relativi alla frenatura ed al vento; le seconde per la valutazione degli effetti indotti dall'azione sismica. I risultati delle analisi sono sintetizzati in forma grafica e numerica per i soli casi di carico principali (permanenti, veicolari, sismici).

6.2.1 ANALISI STATICHE

La mappa cromatica delle sollecitazioni agenti sulla struttura per effetto del carico G1 e dell'azione termica uniforme sono riportate nelle figure seguenti.

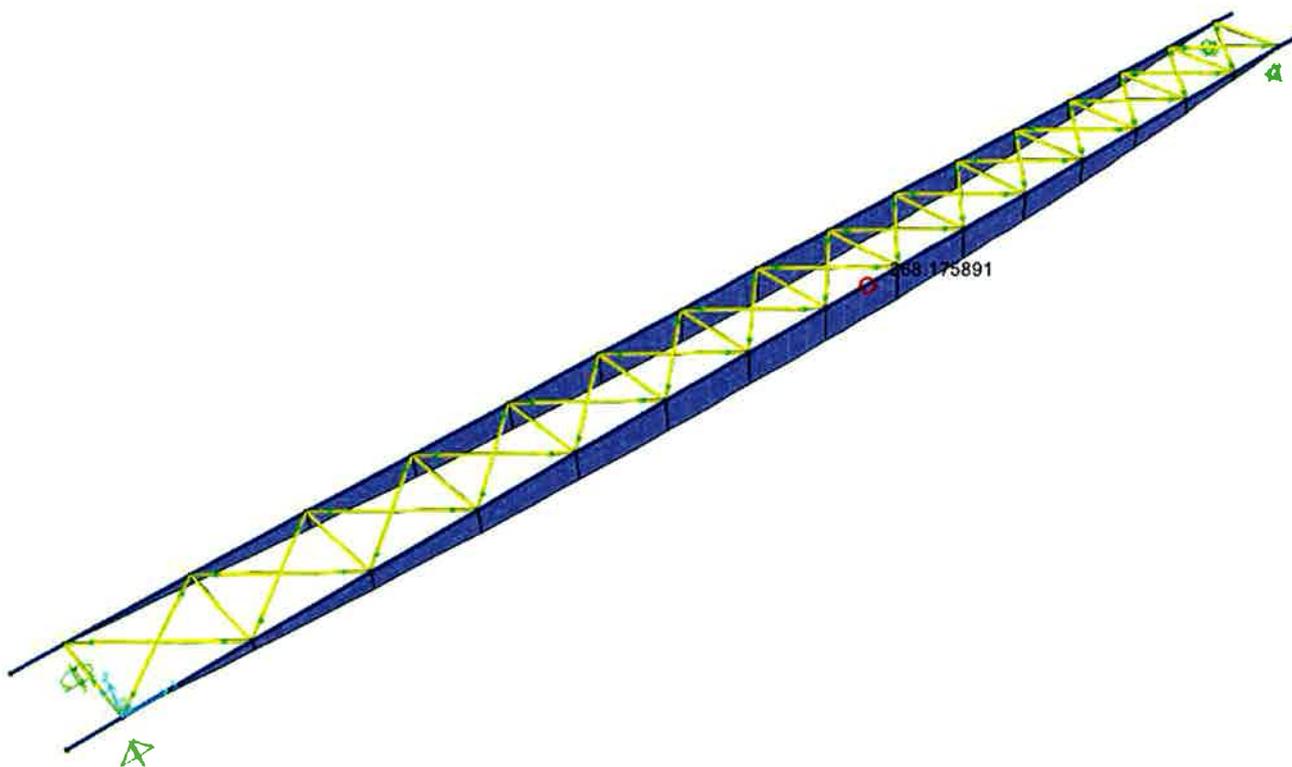


Figura 10: Carico G1 acciaio: momento flettente longitudinale 368 kNm

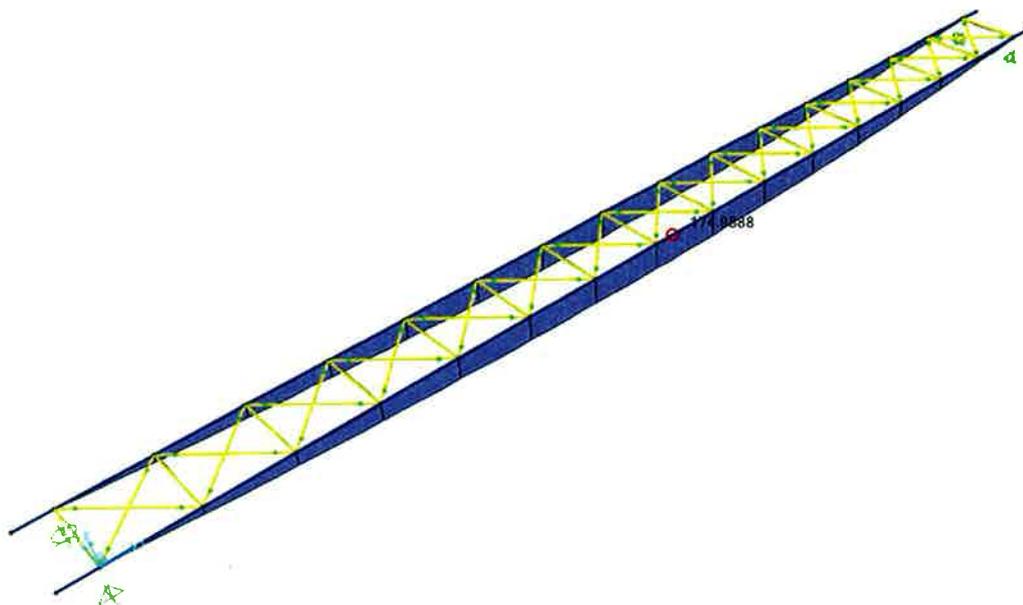


Figura 11: Carico G1 calcestruzzo: momento flettente longitudinale 175 kNm

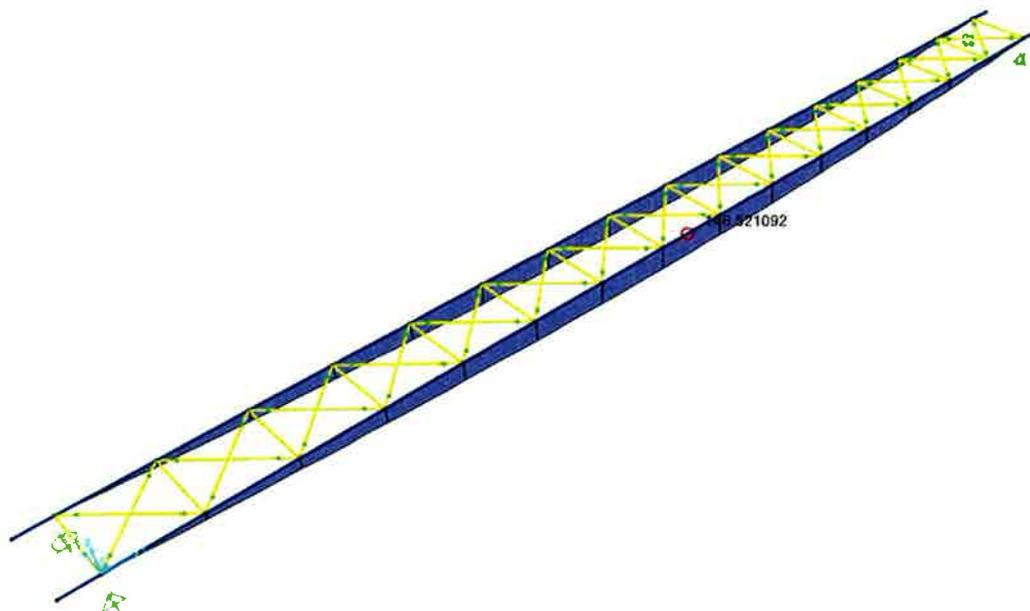
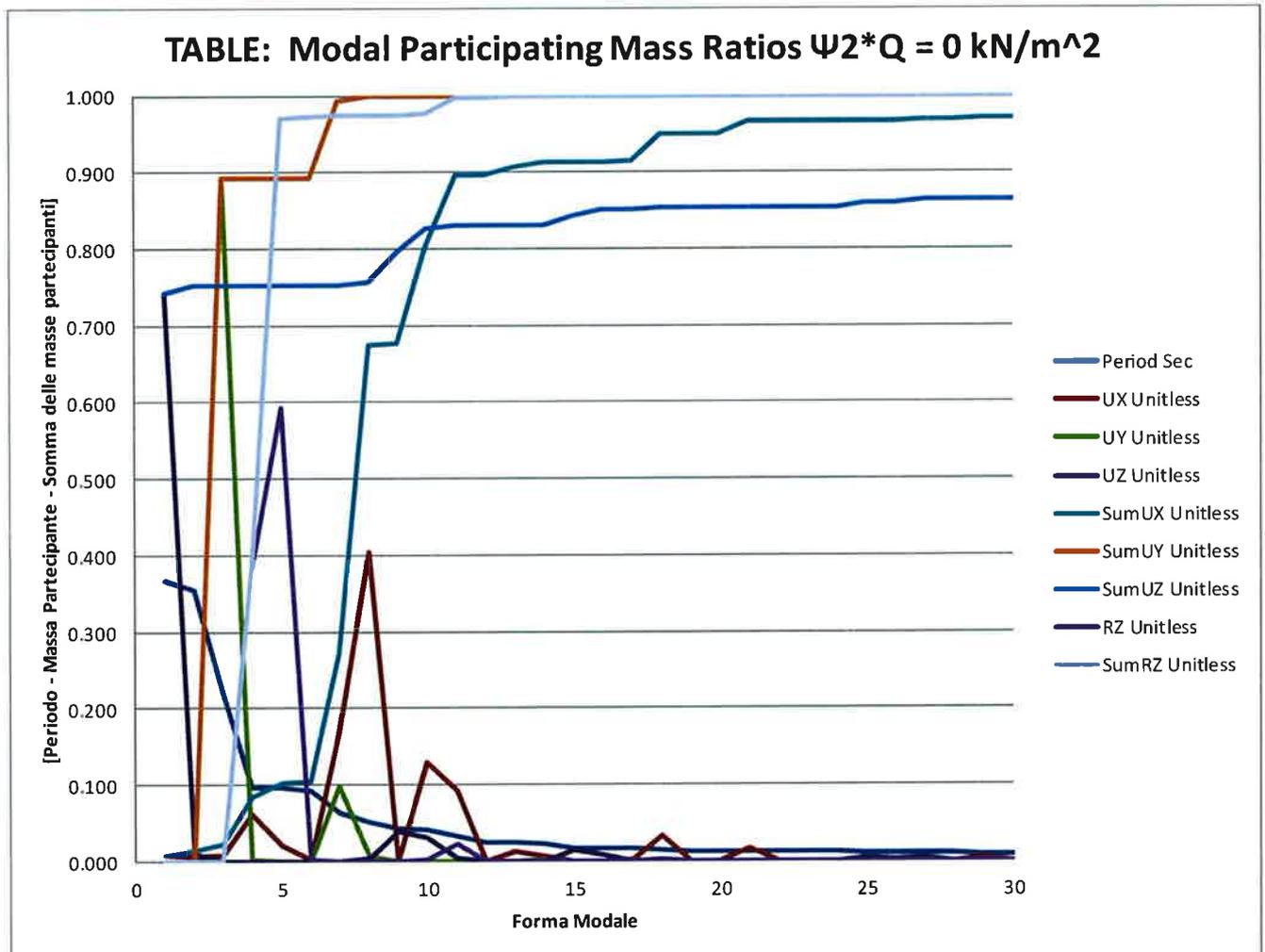


Figura 12: Carico G2: momento flettente longitudinale 2073 kNm

6.2.2 ANALISI MODALE

L'analisi è stata effettuata considerando le prime 30 forme modali consentendo di attivare oltre l'85% della massa nelle tre direzioni X,Y e Z. I risultati sono sintetizzati in forma grafica e tabellare per differenti percentuali del carico accidentale.

6.2.2.1 $\Psi_2 * Q = 0$



*Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
 struttura metallica*

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	37 di 104

TABLE: Modal Participating Mass Ratios Ψ ; *Q = 0 kN/m²

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless							
MODAL	Mode	1	0.367	0.008	0.000	0.743	0.008	0.000	0.743	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.356	0.005	0.000	0.009	0.014	0.000	0.753	0.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.221	0.008	0.892	0.000	0.021	0.892	0.753	0.000	0.000
MODAL	Mode	4	0.096	0.062	0.001	0.000	0.083	0.893	0.753	0.379	0.379
MODAL	Mode	5	0.095	0.020	0.000	0.000	0.103	0.893	0.753	0.593	0.971
MODAL	Mode	6	0.093	0.001	0.000	0.000	0.104	0.893	0.753	0.002	0.973
MODAL	Mode	7	0.062	0.169	0.099	0.000	0.273	0.992	0.753	0.000	0.974
MODAL	Mode	8	0.050	0.403	0.007	0.004	0.676	0.999	0.757	0.000	0.974
MODAL	Mode	9	0.043	0.000	0.000	0.039	0.676	0.999	0.797	0.000	0.974
MODAL	Mode	10	0.040	0.128	0.000	0.030	0.804	0.999	0.827	0.002	0.976
MODAL	Mode	11	0.033	0.092	0.000	0.003	0.897	0.999	0.830	0.022	0.998
MODAL	Mode	12	0.025	0.000	0.000	0.000	0.897	0.999	0.830	0.000	0.998
MODAL	Mode	13	0.025	0.011	0.000	0.000	0.908	0.999	0.830	0.000	0.998
MODAL	Mode	14	0.022	0.006	0.001	0.000	0.914	1.000	0.831	0.000	0.998
MODAL	Mode	15	0.017	0.000	0.000	0.013	0.914	1.000	0.844	0.000	0.998
MODAL	Mode	16	0.017	0.000	0.000	0.007	0.914	1.000	0.851	0.000	0.998
MODAL	Mode	17	0.016	0.002	0.000	0.000	0.915	1.000	0.852	0.000	0.999
MODAL	Mode	18	0.014	0.033	0.000	0.002	0.949	1.000	0.854	0.001	0.999
MODAL	Mode	19	0.013	0.000	0.000	0.000	0.949	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	20	0.013	0.000	0.000	0.000	0.949	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	21	0.012	0.017	0.000	0.001	0.966	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	22	0.011	0.000	0.000	0.000	0.966	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	23	0.011	0.000	0.000	0.000	0.966	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	24	0.011	0.001	0.000	0.000	0.967	1.000	0.854	0.000	0.999
MODAL	Mode	25	0.010	0.000	0.000	0.005	0.967	1.000	0.859	0.000	0.999
MODAL	Mode	26	0.010	0.000	0.000	0.001	0.967	1.000	0.860	0.000	0.999
MODAL	Mode	27	0.010	0.001	0.000	0.003	0.968	1.000	0.863	0.000	0.999
MODAL	Mode	28	0.009	0.000	0.000	0.000	0.968	1.000	0.863	0.000	1.000
MODAL	Mode	29	0.008	0.003	0.000	0.000	0.971	1.000	0.864	0.000	1.000
MODAL	Mode	30	0.008	0.000	0.000	0.000	0.971	1.000	0.864	0.000	1.000

6.2.2.1 $\Psi_2 * Q = 5 \text{ kN/m}^2$

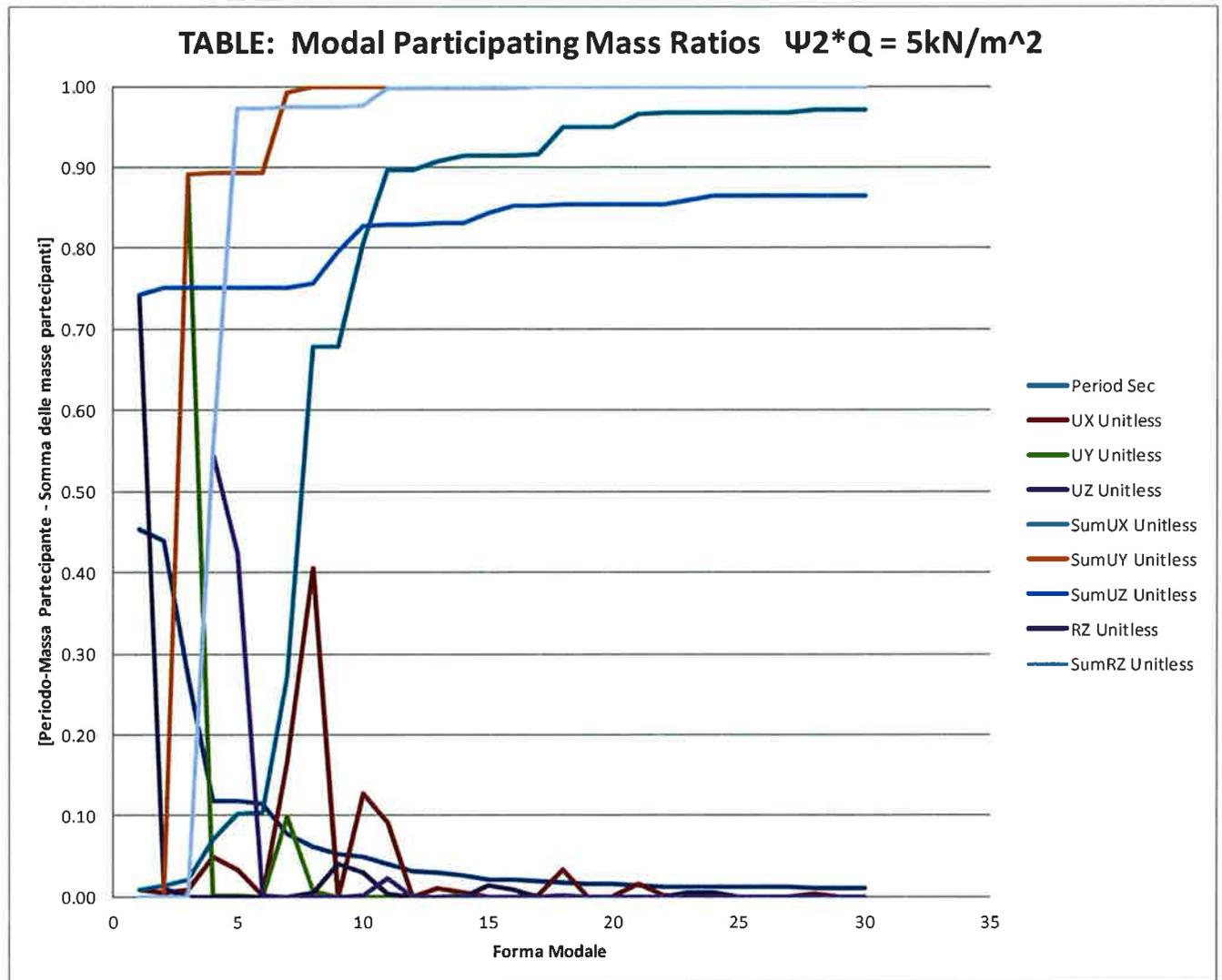


TABLE: Modal Participating Mass Ratios $\Psi_2 \cdot Q = 5kN/m^2$											
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless							
MODAL	Mode	1	0.45	0.01	0.00	0.74	0.01	0.00	0.74	0.00	0.00
MODAL	Mode	2	0.44	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.75	0.00	0.00
MODAL	Mode	3	0.27	0.01	0.89	0.00	0.02	0.89	0.75	0.00	0.00
MODAL	Mode	4	0.12	0.05	0.00	0.00	0.07	0.89	0.75	0.55	0.55
MODAL	Mode	5	0.12	0.03	0.00	0.00	0.10	0.89	0.75	0.42	0.97
MODAL	Mode	6	0.11	0.00	0.00	0.00	0.10	0.89	0.75	0.00	0.97
MODAL	Mode	7	0.08	0.17	0.10	0.00	0.27	0.99	0.75	0.00	0.97
MODAL	Mode	8	0.06	0.41	0.01	0.00	0.68	1.00	0.76	0.00	0.97
MODAL	Mode	9	0.05	0.00	0.00	0.04	0.68	1.00	0.80	0.00	0.97
MODAL	Mode	10	0.05	0.13	0.00	0.03	0.81	1.00	0.83	0.00	0.98
MODAL	Mode	11	0.04	0.09	0.00	0.00	0.90	1.00	0.83	0.02	1.00
MODAL	Mode	12	0.03	0.00	0.00	0.00	0.90	1.00	0.83	0.00	1.00
MODAL	Mode	13	0.03	0.01	0.00	0.00	0.91	1.00	0.83	0.00	1.00
MODAL	Mode	14	0.03	0.01	0.00	0.00	0.91	1.00	0.83	0.00	1.00
MODAL	Mode	15	0.02	0.00	0.00	0.01	0.91	1.00	0.84	0.00	1.00
MODAL	Mode	16	0.02	0.00	0.00	0.01	0.91	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	17	0.02	0.00	0.00	0.00	0.92	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	18	0.02	0.03	0.00	0.00	0.95	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	19	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	20	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	21	0.01	0.02	0.00	0.00	0.97	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	22	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.85	0.00	1.00
MODAL	Mode	23	0.01	0.00	0.00	0.01	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	24	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	25	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	26	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	27	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	28	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	29	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00
MODAL	Mode	30	0.01	0.00	0.00	0.00	0.97	1.00	0.86	0.00	1.00

6.2.2.1 $\Psi_2 * Q = 1.2 \text{ kN/m}^2$

Il valore del coefficiente Ψ_2 è stato determinato fissando una densità limite sul ponte pari a 1.5 P/m^2 .

Avendo assunto il peso medio pari a 0.8 kN , si determina un carico a metro quadro pari a $1.5 * 0.8 = 1.2 \text{ kN/m}^2$. Il valore del coefficiente risulta pertanto pari a 0.24 .

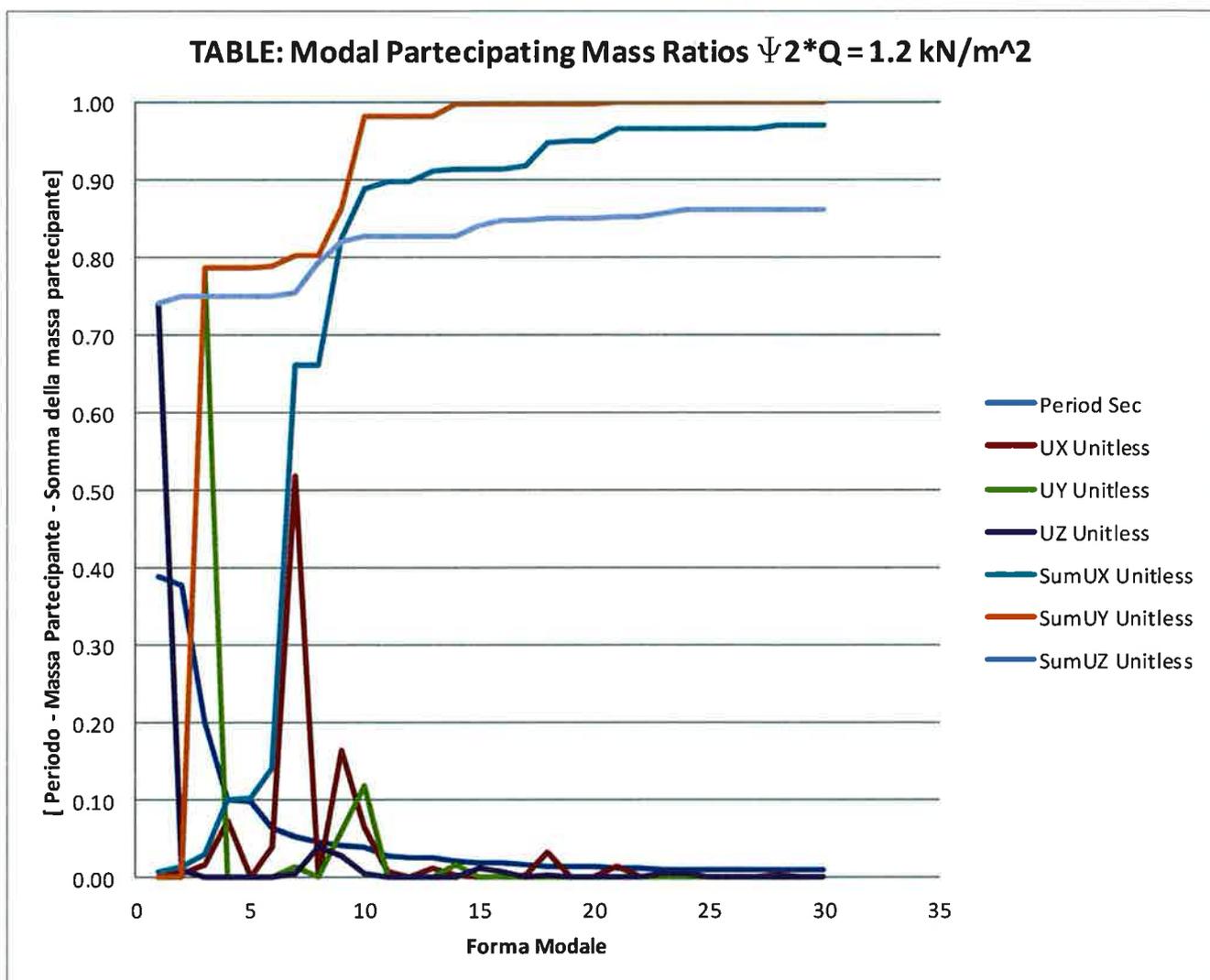


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.39	0.008	0.000	0.741	0.01	0.00	0.74
MODAL	Mode	2	0.38	0.005	0.000	0.009	0.01	0.00	0.75
MODAL	Mode	3	0.20	0.016	0.786	0.000	0.03	0.79	0.75
MODAL	Mode	4	0.10	0.073	0.002	0.000	0.10	0.79	0.75
MODAL	Mode	5	0.10	0.001	0.000	0.000	0.10	0.79	0.75
MODAL	Mode	6	0.07	0.040	0.001	0.000	0.14	0.79	0.75
MODAL	Mode	7	0.05	0.519	0.015	0.004	0.66	0.80	0.75
MODAL	Mode	8	0.05	0.000	0.000	0.039	0.66	0.80	0.79
MODAL	Mode	9	0.04	0.164	0.060	0.028	0.83	0.86	0.82
MODAL	Mode	10	0.04	0.064	0.118	0.006	0.89	0.98	0.83
MODAL	Mode	11	0.03	0.009	0.000	0.000	0.90	0.98	0.83
MODAL	Mode	12	0.03	0.000	0.000	0.000	0.90	0.98	0.83
MODAL	Mode	13	0.03	0.013	0.000	0.000	0.91	0.98	0.83
MODAL	Mode	14	0.02	0.002	0.017	0.000	0.91	1.00	0.83
MODAL	Mode	15	0.02	0.000	0.000	0.013	0.91	1.00	0.84
MODAL	Mode	16	0.02	0.000	0.000	0.008	0.91	1.00	0.85
MODAL	Mode	17	0.02	0.004	0.000	0.001	0.92	1.00	0.85
MODAL	Mode	18	0.01	0.032	0.000	0.002	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	19	0.01	0.000	0.000	0.000	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	20	0.01	0.001	0.000	0.000	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	21	0.01	0.015	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	22	0.01	0.001	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	23	0.01	0.000	0.000	0.005	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	24	0.01	0.001	0.000	0.004	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	25	0.01	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	26	0.01	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	27	0.01	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	28	0.01	0.004	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	29	0.01	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	30	0.01	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86

6.2.2.1 $\Psi_2 * Q = 0.23 \text{ kN/m}^2$

Il valore del coefficiente Ψ_2 è stato determinato fissando una densità limite sul ponte pari a 0.29 P/m^2 .

Avendo assunto il peso medio pari a 0.8 kN , si determina un carico a metro quadro pari a $0.29 * 0.8 = 0.23 \text{ kN/m}^2$. Il valore del coefficiente risulta pertanto pari a 0.05 .

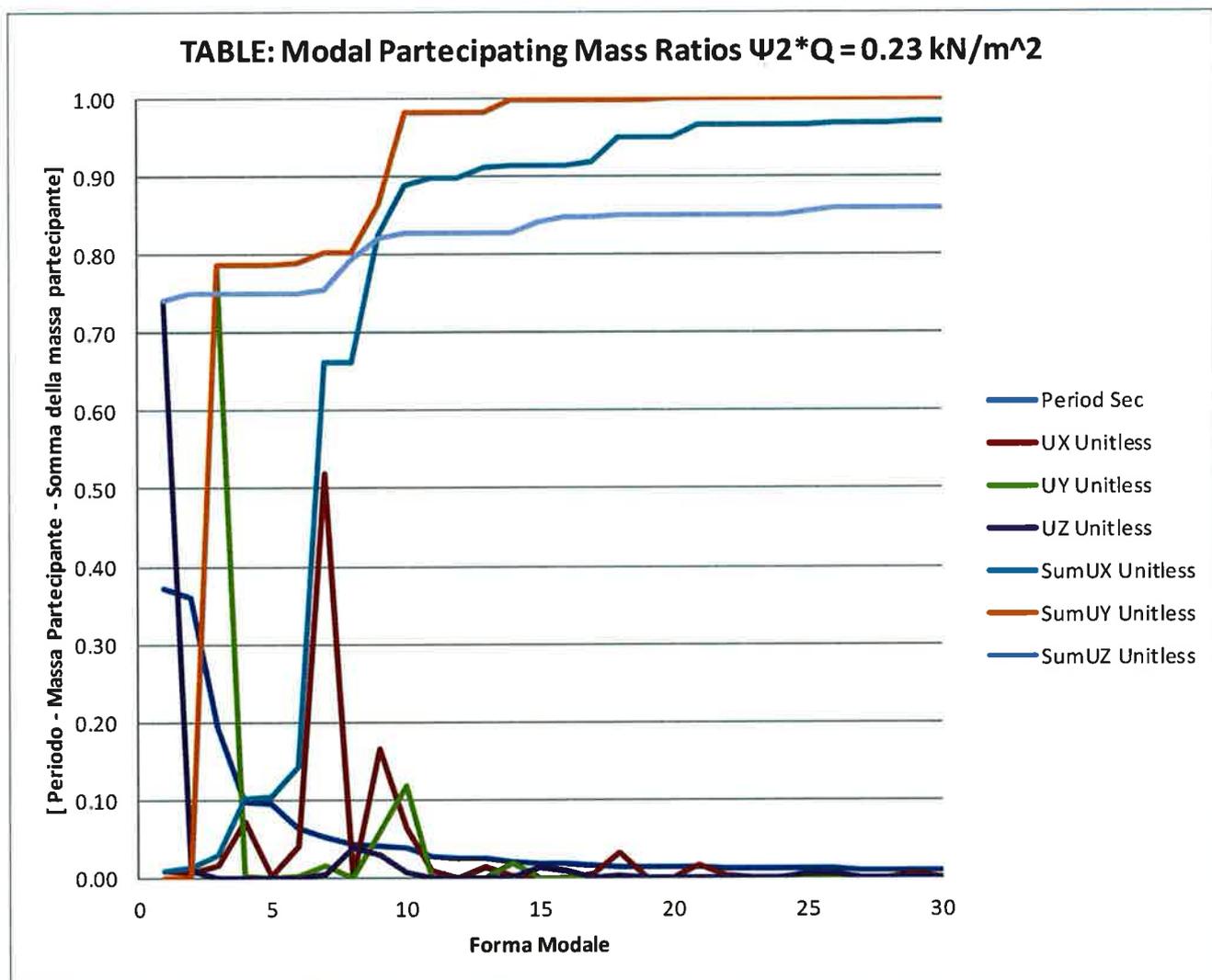


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.371	0.008	0.000	0.741	0.01	0.00	0.74
MODAL	Mode	2	0.360	0.005	0.000	0.009	0.01	0.00	0.75
MODAL	Mode	3	0.192	0.016	0.786	0.000	0.03	0.79	0.75
MODAL	Mode	4	0.097	0.072	0.002	0.000	0.10	0.79	0.75
MODAL	Mode	5	0.094	0.001	0.000	0.000	0.10	0.79	0.75
MODAL	Mode	6	0.062	0.040	0.001	0.000	0.14	0.79	0.75
MODAL	Mode	7	0.051	0.519	0.015	0.004	0.66	0.80	0.75
MODAL	Mode	8	0.043	0.000	0.000	0.039	0.66	0.80	0.79
MODAL	Mode	9	0.040	0.164	0.060	0.028	0.83	0.86	0.82
MODAL	Mode	10	0.038	0.064	0.118	0.006	0.89	0.98	0.83
MODAL	Mode	11	0.028	0.009	0.000	0.000	0.90	0.98	0.83
MODAL	Mode	12	0.025	0.000	0.000	0.000	0.90	0.98	0.83
MODAL	Mode	13	0.025	0.013	0.000	0.000	0.91	0.98	0.83
MODAL	Mode	14	0.020	0.002	0.017	0.000	0.91	1.00	0.83
MODAL	Mode	15	0.017	0.000	0.000	0.013	0.91	1.00	0.84
MODAL	Mode	16	0.017	0.000	0.000	0.008	0.91	1.00	0.85
MODAL	Mode	17	0.016	0.004	0.000	0.001	0.92	1.00	0.85
MODAL	Mode	18	0.014	0.032	0.000	0.002	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	19	0.013	0.000	0.000	0.000	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	20	0.013	0.000	0.000	0.000	0.95	1.00	0.85
MODAL	Mode	21	0.012	0.016	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	22	0.011	0.001	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	23	0.010	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	24	0.010	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.85
MODAL	Mode	25	0.010	0.000	0.000	0.005	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	26	0.010	0.001	0.000	0.004	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	27	0.009	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	28	0.009	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	29	0.009	0.003	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86
MODAL	Mode	30	0.008	0.000	0.000	0.000	0.97	1.00	0.86

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI												
<i>Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo</i> <i>struttura metallica</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>44 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	44 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	44 di 104								

6.2.3 ANALISI SPETTRALE

Il modello di calcolo è stato oggetto di sei analisi sismiche distinte: le prime tre per lo SLV rispettivamente per la direzione di ingresso dell'azione sismica longitudinale, trasversale e verticale; le restanti tre per le analisi sismiche allo SLD sempre per le tre direzioni principali (dir X Y e Z).

Le sollecitazioni risultano non dimensionanti per l'impalcato stesso oggetto della presente relazione. Tuttavia nel paragrafo 6.3.5 sono riportati gli scarichi massimi sugli apparecchi di appoggio indotti dall'azione sismica.

6.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali dell'opera sono riportate nei paragrafi seguenti separate in paragrafi specifici per i singoli elementi: trave principale; traversi; controvento; apparecchi di appoggio.

6.3.1 TRAVE PRINCIPALI – HEB1000

6.3.1.1 Verifiche di deformabilità

La verifica di deformabilità dell'impalcato è stata effettuata valutando la freccia indotta dal carico accidentale che risulta pari a 26 mm, valore inferiore a 35 mm pari ad 1/800 della luce dell'impalcato. Si riporta nel seguito una rappresentazione della deformata dell'impalcato con indicazione numerica dello spostamento massimo.

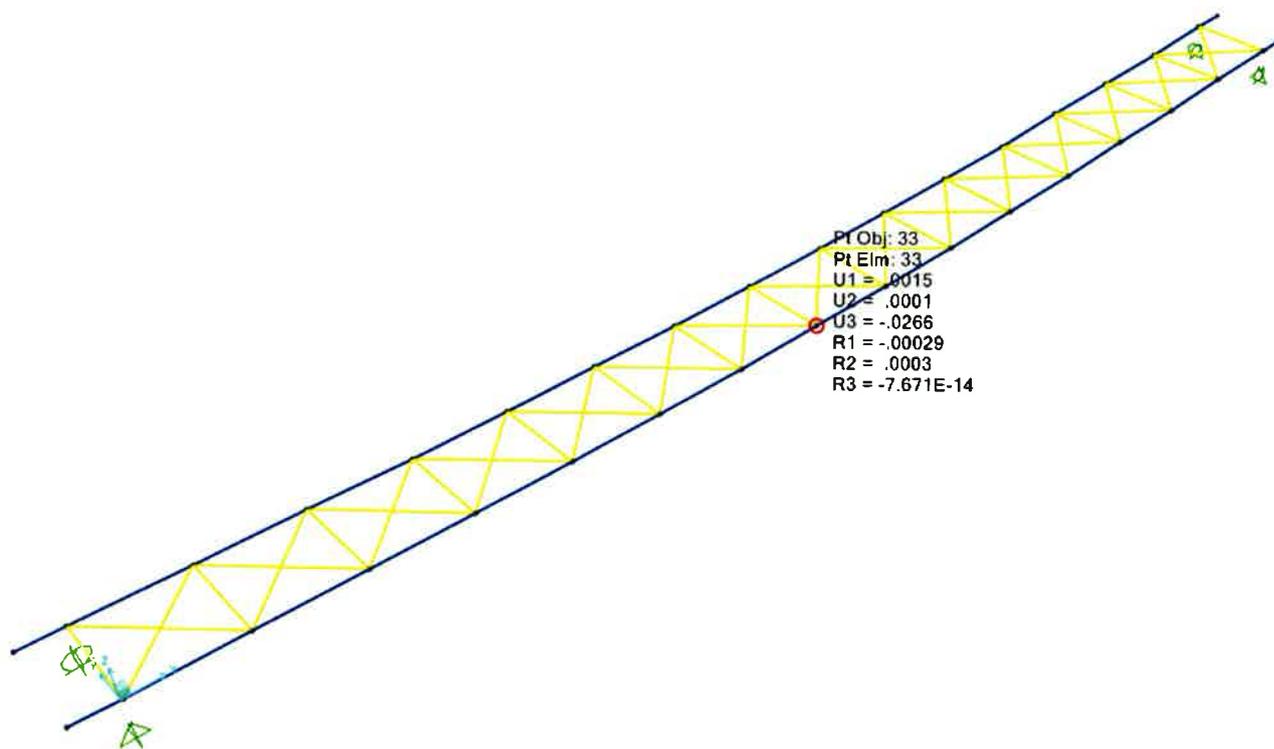
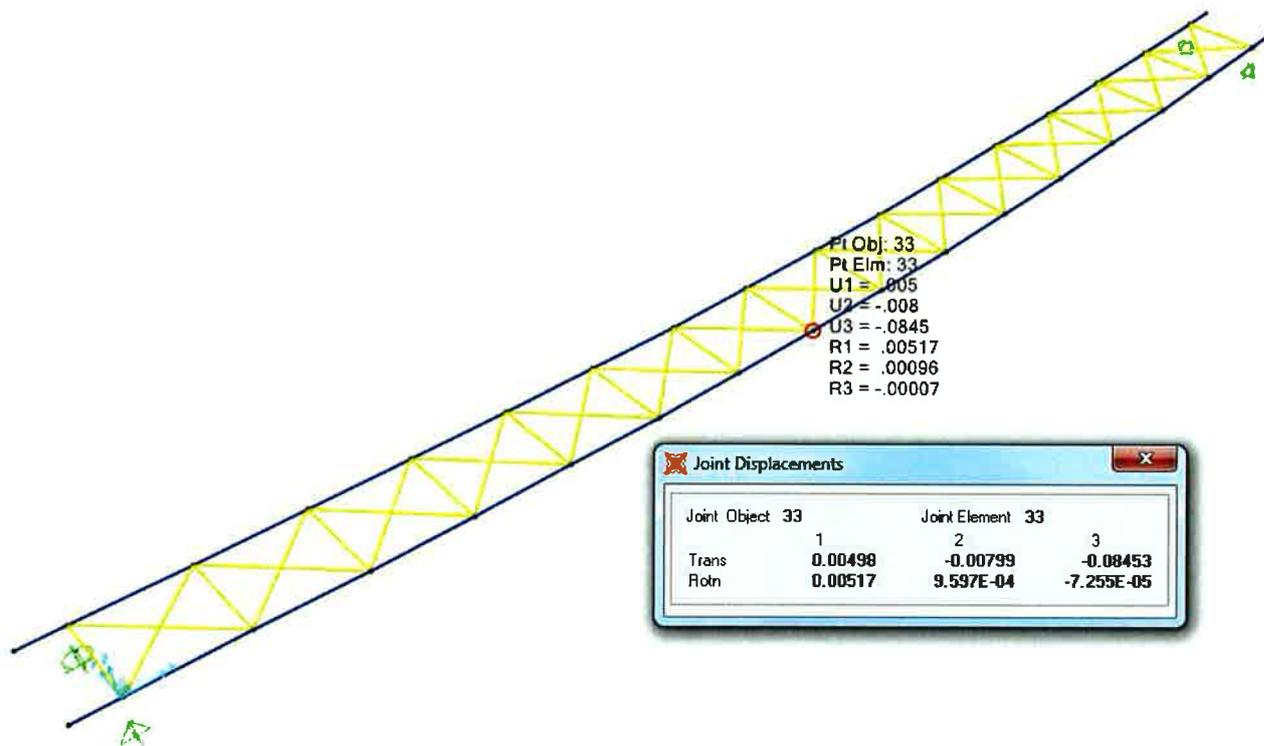


Figura 13: Carico veicolare Gruppo 1: abbassamento massimo 26 mm (Carichi accidentali)

*Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica*

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	46 di 104

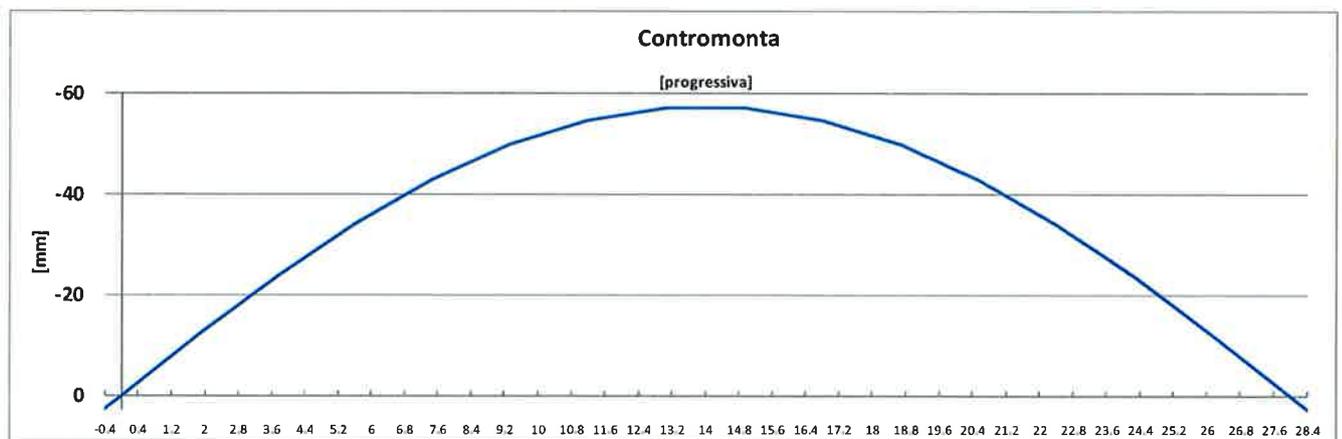


**Figura 14: Carico veicolare Gruppo 1: abbassamento massimo 85 mm
(Combinazione Rara – G1+G2+Q+0.6Qvento)**

6.3.1.1 Contromonta

Nel paragrafo si riporta il diagramma della contromonta valutata secondo la combinazione seguente.
G1+G2+0.25*Q.

TABLE: Joint Displacements		
Joint	DZ	F/L
Text	mm	---
9999	4.86	9881.6261
1	0.00	4.846E+11
27	-12.15	3951.7557
28	-23.68	2026.9628
29	-34.08	1408.2648
30	-42.93	1118.223
31	-49.86	962.71003
32	-54.62	878.72256
33	-57.05	841.36722
34	-57.05	841.36722
35	-54.62	878.72256
36	-49.86	962.71003
37	-42.93	1118.223
38	-34.08	1408.2648
39	-23.68	2026.9628
40	-12.15	3951.7557
2	0.00	4.846E+11
4	4.86	9881.6261



Equazione Circonferenza

$$x^2+y^2-2ax-2by+c=0$$

$$x^2+y^2-2*14-2*-1717.76+0=0$$

6.3.1.1 Verifiche delle vibrazioni

La verifica al confort degli utilizzatori è stata condotta nei confronti delle vibrazioni della struttura in conformità alle indicazioni riportate nel documento RFS2-CT-2007-00033 "Human induced Vibrations of steel structures – Design of Footbridges _ Guideline".

Coerentemente con le indicazioni delle suddette linee guida, le verifiche sono state condotte per due distinti scenari di carico: ponte con numero minimo e massimo di utenti (TC1 e TC5).

Traffic Class	Density d (P = pedestrian)	Description	Characteristics
TC 1*)	group of 15 P; $d=15 P / (B L)$	Very weak traffic	(B =width of deck; L =length of deck)
TC 2	$d = 0,2 P/m^2$	Weak traffic 	Comfortable and free walking Overtaking is possible Single pedestrians can freely choose pace
TC 3	$d = 0,5 P/m^2$	Dense traffic 	Still unrestricted walking Overtaking can intermittently be inhibited
TC 4	$d = 1,0 P/m^2$	Very dense traffic 	Freedom of movement is restricted Obstructed walking Overtaking is no longer possible
TC 5	$d = 1,5 P/m^2$	Exceptionally dense traffic	Unpleasant walking Crowding begins One can no longer freely choose pace

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI					
	<i>Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo</i> <i>struttura metallica</i>	PROGETTO IF0L	LOTTO 01 E 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV0100 004	REV. B

La densità relativamente al caso TC1 è stata assunta pari a $15/(1.8 \times 28.8) = 0.29 \text{ P/m}^2$, equivalente ad un carico uniformemente distribuito pari a $0.29 \times 0.80 = 0.23 \text{ kN/m}^2$.

Le verifiche sono condotte controllando che la risposta dinamica della struttura (frequenza) non appartenga al range critico per le vibrazioni verticali/longitudinali e trasversali come indicato nella figura seguente.

The critical ranges for natural frequencies f_i of footbridges with pedestrian excitation are:

- for vertical and longitudinal vibrations:

$$1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$$

- for lateral vibrations: $0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$

Figura 15: Frequenze critiche per il controllo delle vibrazioni

I risultati in termini delle analisi modali delle due configurazioni di carico sono riportati in 6.2.2.1 e 6.2.2.1.

Si riporta nella tabella seguente la verifica.

Configurazione di carico	Frequenze di calcolo	Range Critico trasversale	Range Critico verticale/longitudinale	ESITO VERIFICA
TC1	2.69 - 125.00	0.5-1.2	1.25 - 2.3	POSITIVO
TC5	2.57 - 114.10	0.5-1.2	1.25 - 2.3	POSITIVO

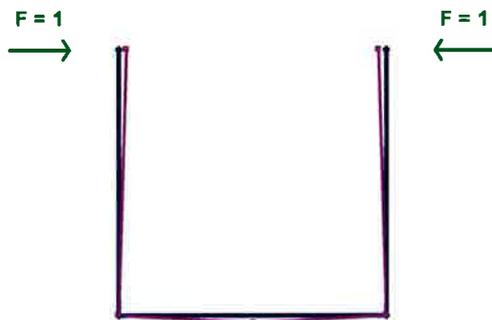
 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>					
<p><i>Marcia-piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<p>PROGETTO IF0L</p>	<p>LOTTO 01 E 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IV0100 004</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 50 di 104</p>

6.3.1.2 Verifiche di resistenza della sezione

Si procede nel seguito alla verifica della trave principale costituita da profilo commerciale HEB1000. Operando a vantaggio di sicurezza le verifiche strutturali sono state condotte trascurando il contributo della soletta in c.a. alleggerito.

La verifica è stata condotta nei confronti del taglio (impiegando le sollecitazioni massime riscontrate nella sezione di appoggio; Per quanto concerne la flessione la verifica viene condotta ad instabilità flesso torsionale. La lunghezza critica è stata determinata mediante la procedura dettagliata nel seguito.

Si ipotizza l'impalcato costituito da tanti telai ad U uniti da un corrente compresso. I montanti sono gli irrigidimenti trasversali (piatti $s=12$ mm), i trasversi le HEA 200 e il corrente superiore è costituito dall'ala superiore della trave principale. Con questa ipotesi si calcola lo spostamento trasversale δ del montante per una forza unitaria applicata tenendo conto della rigidità dei montanti e del trasverso.



I telai trasversali sono tutti uguali lungo l'impalcato per cui la rigidità dei telai intermedi K_i è uguale a quella dei telai d'estremità K_e . La verifica può ritenersi soddisfatta se la rigidità trovata è superiore al valore minimo: $k_{\min} = 1.5 \times \eta \times k_0$.

Per determinare il parametro K_0 si procede come indicato nel seguito:

- considerare il corrente superiore dell'impalcato come una trave a sezione costante, compresso e vincolato elasticamente in corrispondenza dei montanti.

- per ogni briglia compressa si calcola il momento flettente nella combinazione peggiore e la tensione agente $\sigma_i = M/W$ nell'ala superiore dell'impalcato (corrente compresso).
- valutazione della massima snellezza compatibile con tale valore σ_i
- calcolo della lunghezza libera di inflessione massima compatibile con le prestazioni dell'asta $L_{c,i} = \lambda_i i_i$ essendo i_i il raggio giratore della sezione del corrente compresso
- calcolo del rapporto $\beta_i = L_{c,i} / L_i$ dove L_i è l'interasse dei telai ad U
- media degli β_i si ottiene β_{medio}

Per cui $K_0 = \pi^2 / 4 \beta^2 \sqrt{N_{max} / L_i}$. Tenendo conto della deformabilità dei vincoli elastici estremi deve risultare:

$$K_i > 1.5 \times \eta \times k_0 .$$

$$K_e > 1.5 \times \eta / \zeta \times k_0 ; \zeta = K_i / k_e$$

Momento sollecitante	Med	2000	kNm
interasse piattabante profilo	i_P_trave	964	mm
Sforzo normale nella piattabanda	N_piatta	2074.688797	kN
Larghezza piattabanda	Lp	300	mm
spessore piattabanda	Sp	36	mm
Area piattabanda	Ap	10800	mm ²
inerzia Piattabanda	Ip	81000000	mm ⁴
raggio di inerzia della piattabanda	ip	86.60254038	mm
tensione normale piattabanda	σ_p	192.1008145	MPa
interasse dei vincoli trasversali	i_T_trav	1865	mm
Altezza del montante del telaio trasv.	Hmt	280	mm
altezza del traverso	Htt	190	mm
lunghezza del traverso del telaio	Ltt	1800	mm
inerzia del montante del telaio	Imt	45000000	mm ⁴
inerzia del traverso del telaio	Itt	36920000	mm ⁴
Forza unitaria per il calcolo della rigidità del traverso	F_uni	1000	
Spostamento trasversale testa montante valutato ipotizzando rigido il traverso	delta_h_mont	0.001860119	mm
Spostamento trasversale testa montante valutato ipotizzando rigido il montante	delta_h_trav	0.016323905	mm
Spostamento trasversale complessivo testa montante	delta_tot	0.018184024	mm
Rigidità trasversale del telaio	k_telaio	54993.32816	N/mm

Campo della trave	M	F	A	sig_n	Lambda_i	iy	Lc_i	Li	beta
---	kNm	kN	mm ²	MPa	---	mm	mm	mm	---
1	469	486.5145228	10800	45.04764	214.3893802	63.8	13678	1865	7.33
2	871	903.526971	10800	83.6599	157.3187955	63.8	10037	1865	5.38
3	1206	1251.037344	10800	115.8368	133.695268	63.8	8530	1865	4.57
4	1474	1529.045643	10800	141.5783	120.9319201	63.8	7715	1865	4.14
5	1675	1737.551867	10800	160.8844	113.4441968	63.8	7238	1865	3.88
6	1809	1876.556017	10800	173.7552	109.1617292	63.8	6965	1865	3.73
7	1876	1946.058091	10800	180.1906	107.1946901	63.8	6839	1865	3.67
8	1879	1949.170124	10800	180.4787	107.1090827	63.8	6834	1865	3.66
9	1876	1946.058091	10800	180.1906	107.1946901	63.8	6839	1865	3.67
10	1809	1876.556017	10800	173.7552	109.1617292	63.8	6965	1865	3.73
11	1675	1737.551867	10800	160.8844	113.4441968	63.8	7238	1865	3.88
12	1474	1529.045643	10800	141.5783	120.9319201	63.8	7715	1865	4.14
13	1206	1251.037344	10800	115.8368	133.695268	63.8	8530	1865	4.57
14	871	903.526971	10800	83.6599	157.3187955	63.8	10037	1865	5.38
15	469	486.5145228	10800	45.04764	214.3893802	63.8	13678	1865	7.33
									beta_m
									4.61
								Lc	8.589101 m

kmin_base (Mazzolani 9.153)	121.46	kN/m
$\zeta = kint/kest$	1	---
η	3.254	---
kmin_esterno (Mazzolani 9.156)	395.19	kN/m
kmin_interno (Mazzolani 9.156)	395.19	kN/m

Le verifiche di rigidezza risultano ampiamente verificate.

*Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica*

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	53 di 104

Materiali

E	210000	MPa
ν	0.3	---
G	80769	MPa
fyk	355	MPa
γ_{m1}	1.1	---

Sezione a doppio T

H	1000	mm
B	300	mm
tf	36	mm
tw	19	mm
h	928	mm
b	281	mm

caratteristiche della sezione

A	40000	mm ²	
J	162800000	mm ⁴	Inerzia rispetto all'asse debole
W	14860000	mm ³	Modulo di resistenza rispetto all'asse forte
Jt	12540000	mm ⁴	Inerzia torsionale
J _w	3.76E+13	mm ⁶	Inerzia settoriale

Rigidezze della sezione

EJ	3.42E+13	kN*m ²	rigidezza flessionale laterale
GJt	1.01E+12	kN*m ²	rigidezza torsionale
EJ _ω	7.90E+18	kN*m ⁴	rigidezza torsionale secondaria

Schema e Sollecitazioni di calcolo

kc	1	---	coefficiente funzione dell'andamento del momento flettente tab 4.2.8
Lcr	8589	mm	lunghezza di libera inflessione laterale
M _{sx}	1938	kNm	
M _{dx}	1730	kNm	
M _a	1938	kNm	
M _b	1730	kNm	
M _b /M _a	0.892672859	---	

Calcolo del momento critico euleriano

Ψ	1.051752948	---
M _{cr}	3234.06	kNm

Calcolo del momento resistente di progetto all'instabilità flessione torsionale

Beta	0.75	---
labda _{lt0}	0.2	---
labda _{lt}	1.28	---
f	1.00	---
α _{LT}	0.49	---
φ _{LT}	1.38	---
χ _{lt_1}	0.46	---
χ _{lt_2}	1.00	---
χ _{lt_3}	0.61	---
χ _{lt}	0.46	---
M _{b,rd}	2186	kNm
M _{ed}	1935	kNm
I.R.	0.89	---

6.3.2 TRAVERSI INTERMEDI - HEA200

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche relative ai traversi intermedi. La sezione HEA200 è la minima compatibile con le esigenze dimensionali necessarie alla realizzazione di un giunto a coprigiunto.

6.3.2.1 Verifica di deformabilità

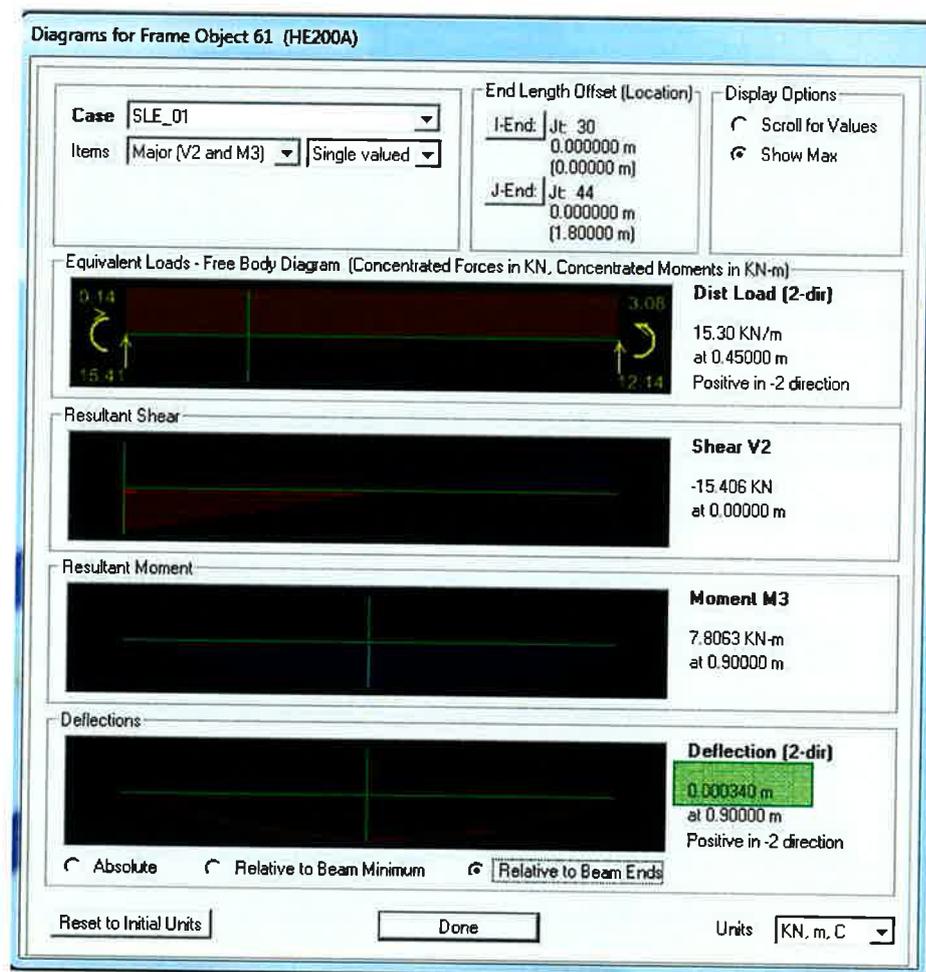


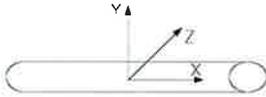
Figura 16: Traverso intermedio

La freccia risulta inferiore al millimetro. Le verifiche risultano pertanto ampiamente verificate riscontrando un rapporto L/F superiore ad 1/5000.

6.3.2.2 Verifica di resistenza

Si riporta nel seguito la verifica di resistenza del traverso di testata, dimensionante, nei confronti delle sollecitazioni sismiche.

Sollecitazioni di calcolo (S.L.U.)

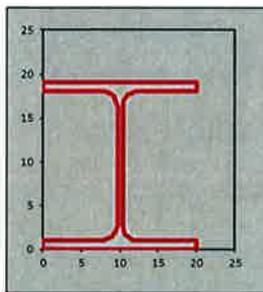


$N_{Ed} =$	-30.0	KN	Sforzo assiale di progetto (+ traz.)	
$T_{Edz} =$	1.0	KN	Taglio di progetto direzione Z	V3
$T_{Edy} =$	21.8	KN	Taglio di progetto direzione Y	V2
$M_{Edz} =$	20.7	KNm	Momento di progetto direzione Z	M3
$M_{Edy} =$	0.9	KNm	Momento di progetto direzione Y	M2
$M_{TEd} =$	0.0	KNm	Momento torcente	

Caratteristiche profilato:

doppio T 

HE 200 A 



acciaio	S 355		
$f_{tk} =$	510	N/mm ²	resistenza a rottura
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	resistenza di progetto
A =	53.8	cm ²	area
$I_z =$	3692.0	cm ⁴	momento d'inerzia asse z
$I_y =$	1336.0	cm ⁴	momento d'inerzia asse y
$W_{plz} =$	429.5	cm ³	modulo di resistenza plastico asse z
$W_{ply} =$	203.8	cm ³	modulo di resistenza plastico asse y
L =	186	cm	lunghezza libera di inflessione
$N_{crz} =$	22118.5	KN	carico critico elastico per instabilità asse z
$N_{cry} =$	8003.9	KN	carico critico elastico per instabilità asse y
$\alpha_z =$	0.34	-	fattore di imperfezione asse z
$\alpha_y =$	0.49	-	fattore di imperfezione asse y
$\gamma_{M0} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza sezione
$\gamma_{M1} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza all'instabilità
Classe	2	-	classe della sezione

Verifiche:

Verifica a trazione

$N_{t,Rd} =$	1820.0	KN	resistenza di calcolo della sezione
$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1 =$	-		

Verifica instabilità asta compressa

$\lambda = \sqrt{(A \cdot f_{yk} / N_{cr})} =$	0.49	-	snellezza adimensionale
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] =$	0.69	-	
$\chi_{min} = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}) \leq 1.0 =$	0.85	-	minimo fattore relativo all'inflessione
$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} =$	1545.8	KN	sforzo assiale resistente
$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1 =$	0.02	-	<1 verifica soddisfatta!

Verifica flessione monoassiale (sez. classe 1-2)

$\rho =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio
$W_{Av} =$	0.41	-	
$M_{c,V,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - \rho W_{Av})$	145.2	KNm	resistenza di calcolo della sezione
$M_{Ed} / M_{c,V,Rd} \leq 1 =$	0.14		<1 verifica soddisfatta!

Verifica flessione monoassiale (sez. classe 3)

$\sigma_{Ed} =$	-	N/mm ²	
$\tau_{Ed} =$	-	N/mm ²	
$V_{c,Rd2} = \sqrt{(\sigma_{Ed}^2 \cdot 3 \tau_{Ed}^2)} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$	-	N/mm ²	

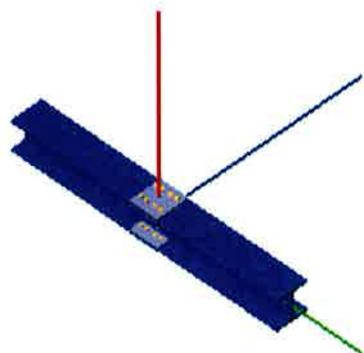
Verifica a taglio

$A_v z =$	42.78	cm ²	area resistente a taglio asse Z
$A_v y =$	18.08	cm ²	area resistente a taglio asse Y
$V_{c,Rd2} = A_{vz} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	835.1	KN	>0.95 verifica soddisfatta!
$V_{c,RdY} = A_{vy} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	352.9	KN	>21.84 verifica soddisfatta!

Verifica presso/tenso flessione (sez. classe 1-2)

$N_{pl,Rd} =$	1820.0	KN	resistenza plastica della sezione
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0.02	-	
$\rho_z =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio asse z
$\rho_y =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio asse y
$W_{Av,z} =$	0.41	-	
$W_{Av,y} =$	-	-	
$\alpha =$	1.0	-	costante relativa al momento asse z
$\beta =$	1.0	-	costante relativa al momento asse y
$M_{N,V,z,Rd} =$	145.2	KNm	momento plastico asse z
$M_{N,V,y,Rd} =$	68.9	KNm	momento plastico asse y
$(M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\alpha + (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\beta \leq 1$	0.14	-	<1 verifica soddisfatta!

6.3.2.3 Verifica del giunto a coprigiunto



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave 2

Tipo di profilo: HEA 200

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Coprigiunto ala: 200.0 x 176.8 x 10 mm (piastra esterna) + 78.8 x 176.8 x 10 mm (due piastre interne)

Coprigiunto anima: 88.4 x 176.8 x 6 mm (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	21840.0	950.0	3000.0	870000.0	20660000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

Resistenza a taglio dei bulloni

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	157760.0	81600.0	81600.0	176640.0	160000.0	120444.1
2	157760.0	81600.0	81600.0	176640.0	160000.0	120444.1
3	163200.0	163200.0	120444.1	320000.0	160000.0	120444.1
4	163200.0	163200.0	120444.1	320000.0	160000.0	120444.1

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 120444.1 \text{ N}$$

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 120444.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	94656.0	53040.0	53040.0	54051.8	106080.0	54051.8
2	94656.0	53040.0	53040.0	54051.8	106080.0	54051.8
3	97920.0	106080.0	97920.0	97920.0	106080.0	97920.0
4	97920.0	106080.0	97920.0	97920.0	106080.0	97920.0

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x

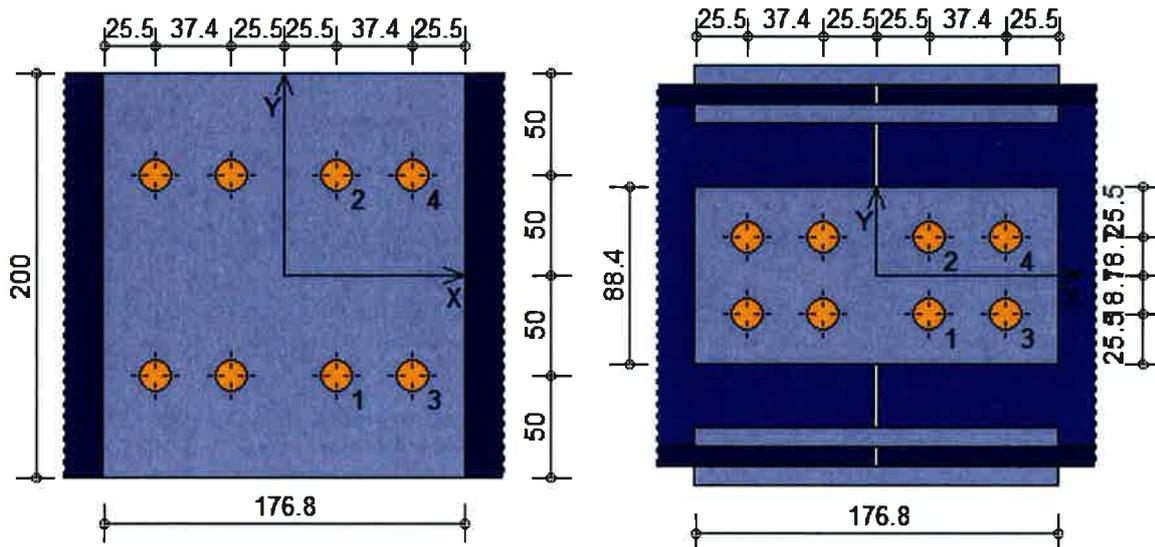
$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	25.50	-50.00	23537.4	81600.0	0.288449	Ok
2	25.50	50.00	27535.5	81600.0	0.337445	Ok
3	62.90	-50.00	23529.9	120444.1	0.195359	Ok
4	62.90	50.00	27529.1	120444.1	0.228563	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	25.50	-18.70	36999.5	54051.8	0.684519	Ok
2	25.50	18.70	36846.7	54051.8	0.681692	Ok
3	62.90	-18.70	29351.4	97920.0	0.299749	Ok
4	62.90	18.70	29158.5	97920.0	0.297779	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER \rightarrow $FV \leq 1$

Verifica a trazione sezione forata (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1818953.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1644689.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1644689.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	3000.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.001824 \quad Ok$		

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	609552.0 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	676190.5 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad 609552.0 < 676190.5$		

Il momento Sollecitante risulta comunque inferiore a 60 kNm. La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica dei coprigiunti d'ala

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1208691.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1063044.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1063044.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1208691.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	697837.8 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	66092340.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	102086.7 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.096032 \quad Ok$		

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	475.0 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000681 \quad Ok$		

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = 102086.7 \text{ N}$	
	$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] =$	66092340.0 N mm
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 475.0 \text{ N}$	
	$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \quad \rightarrow \quad \rho = 0$	
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} =$	435000.0 N mm
$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.006582 \quad Ok$		

Verifica dei coprigiunti d'anima

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	358651.5 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	239708.2 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	239708.2 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	358651.5 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	207067.5 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	7926197.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	485.7 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.002026 \quad Ok$		

Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	21840.0 N
-----------------------------	------------	-----------

*Marcia piede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica*

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	61 di 104

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.105473 \quad \text{Ok}$$

Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:

$$N_{Ed} = 485.7 \text{ N}$$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1, (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 7926197.0 \text{ N mm}$$

Riduzione per effetto del taglio:

$$V_{Ed} = 21840.0 \text{ N}$$

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \quad \rightarrow \quad \rho = 0$$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} =$$

$$2510686.0 \text{ N mm}$$

$$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.316758 \quad \text{Ok}$$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Momento resistente del giunto

$$M_{j,Rd} = 86719780.0 \text{ N mm}$$

Momento di progetto

$$M_{j,Ed} = 20660000.0 \text{ N mm}$$

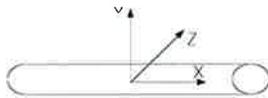
$$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.238239 \quad \text{Ok}$$

6.3.3 TRAVERSI DI TESTATA - HEA300

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche relative ai traversi intermedi. La sezione HEA300 è la minima compatibile con le esigenze dimensionali necessarie alla realizzazione di un giunto a coprigiunto.

6.3.3.1 Verifica di resistenza

Sollecitazioni di calcolo (S.L.U.)

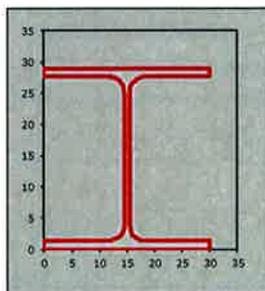


$N_{Ed} =$	-80.0	KN	Sforzo assiale di progetto (+ traz.)	
$T_{Edz} =$	2.5	KN	Taglio di progetto direzione Z	V3
$T_{Edy} =$	55.9	KN	Taglio di progetto direzione Y	V2
$M_{Edz} =$	89.9	KNm	Momento di progetto direzione Z	M3
$M_{Edy} =$	2.6	KNm	Momento di progetto direzione Y	M2
$M_{TEd} =$	0.0	KNm	Momento torcente	

Caratteristiche profilato:

doppio T

HE 300 A



acciaio S 355

$f_{tk} =$	510	N/mm ²	resistenza a rottura
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	resistenza di progetto
$A =$	112.5	cm ²	area
$I_z =$	18260.0	cm ⁴	momento d'inerzia asse z
$I_y =$	6310.0	cm ⁴	momento d'inerzia asse y
$W_{plz} =$	1383.0	cm ³	modulo di resistenza plastico asse z
$W_{ply} =$	641.2	cm ³	modulo di resistenza plastico asse y
$L =$	186	cm	lunghezza libera di inflessione
$N_{crz} =$	109394.1	KN	carico critico elastico per instabilità asse z
$N_{cry} =$	37802.7	KN	carico critico elastico per instabilità asse y
$\alpha_z =$	0.34	-	fattore di imperfezione asse z
$\alpha_y =$	0.49	-	fattore di imperfezione asse y
$\gamma_{M0} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza sezione
$\gamma_{M1} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza all'instabilità
Classe	3	-	classe della sezione

Verifica instabilità asta compressa

$\lambda = \sqrt{(A \cdot f_{yk} / N_{cr})} =$	0.33	-	snellezza adimensionale
$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] =$	0.58	-	
$\chi_{min} = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}) \leq 1.0 =$	0.94	-	minimo fattore relativo all'inflessione
$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} =$	3561.4	KN	sforzo assiale resistente
$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1 =$	0.02	-	<1 verifica soddisfatta!

Verifica flessione monoassiale (sez. classe 1-2)

$\rho =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio
$W_{Av} =$	0.41	-	
$M_{c,v,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - \rho W_{Av})$	467.6	KNm	resistenza di calcolo della sezione
$M_{Ed} / M_{c,v,Rd} \leq 1 =$	0.19		<1 verifica soddisfatta!

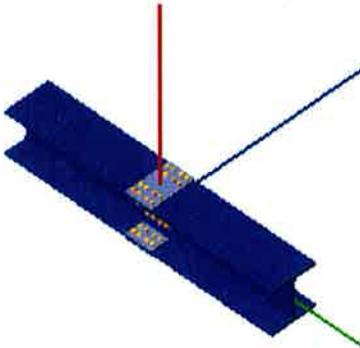
Verifica taglio e torsione

$\tau_{\text{tor},Ed} =$	0.00	N/mm ²	tensione tangenziale max. per torsione
$A_{vz} =$	90.23	cm ²	area resistente a taglio asse Z
$A_{vy} =$	37.25	cm ²	area resistente a taglio asse Y
$\alpha =$	1.25	-	
$\beta =$	0.5	-	
$V_{c,Rdz,red} = A_{vz} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \cdot [1 - (\tau_{\text{tor},Ed} / (\alpha \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})))]^{\beta}$	1761.3	KN	>2.53 verifica soddisfatta!
$V_{c,Rdy,red} = A_{vy} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \cdot [1 - (\tau_{\text{tor},Ed} / (\alpha \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})))]^{\beta}$	727.1	KN	>55.9 verifica soddisfatta!

Verifica presso/tenso flessione (sez. classe 1-2)

$N_{pl,Rd} =$	3803.6	KN	resistenza plastica della sezione
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} =$	0.02	-	
$\rho_z =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio asse z
$\rho_y =$	0.000	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio asse y
$W_{Av,z} =$	0.41	-	
$W_{Av,y} =$	-	-	
$\alpha =$	1.0	-	costante relativa al momento asse z
$\beta =$	1.0	-	costante relativa al momento asse y
$M_{N,v,z,Rd} =$	467.6	KNm	momento plastico asse z
$M_{N,v,y,Rd} =$	216.8	KNm	momento plastico asse y
$(M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^{\alpha} + (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^{\beta} \leq 1$	0.19	-	<1 verifica soddisfatta!

6.3.3.1 Verifica del Giunto a Coprigiunti



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Trave 2

Tipo di profilo: HEA 300

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{Rd} = 1.1$

Coprigiunto ala: 300.0 x 176.8 x 10 mm (piastra esterna) + 118.8 x 176.8 x 10 mm (due piastre interne)

Coprigiunto anima: 163.2 x 176.8 x 8 mm (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 ($f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	55900.0	2530.0	-80030.0	2620000.0	89930000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 120444.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	157760.0	114240.0	114240.0	120821.8	153216.0	120444.1
2	155681.3	111229.5	111229.5	126562.6	167776.0	120444.1
3	155681.3	111229.5	111229.5	126562.6	167776.0	120444.1
4	157760.0	114240.0	114240.0	120821.8	153216.0	120444.1
5	163200.0	228480.0	120444.1	218880.0	153216.0	120444.1

6	161049.6	222458.9	120444.1	229280.0	167776.0	120444.1
7	161049.6	222458.9	120444.1	229280.0	167776.0	120444.1
8	163200.0	228480.0	120444.1	218880.0	153216.0	120444.1

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 120444.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	126207.9	69360.0	69360.0	72069.1	138720.0	72069.1
2	69666.8	38286.7	38286.7	69666.8	67048.0	67048.0
3	69666.8	38286.7	38286.7	69666.8	67048.0	67048.0
4	126207.9	69360.0	69360.0	72069.1	138720.0	72069.1
5	130559.9	138720.0	120444.1	130559.9	138720.0	120444.1
6	72069.1	76573.5	72069.1	126208.0	67048.0	67048.0
7	72069.1	76573.5	72069.1	126208.0	67048.0	67048.0
8	130559.9	138720.0	120444.1	130559.9	138720.0	120444.1

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x

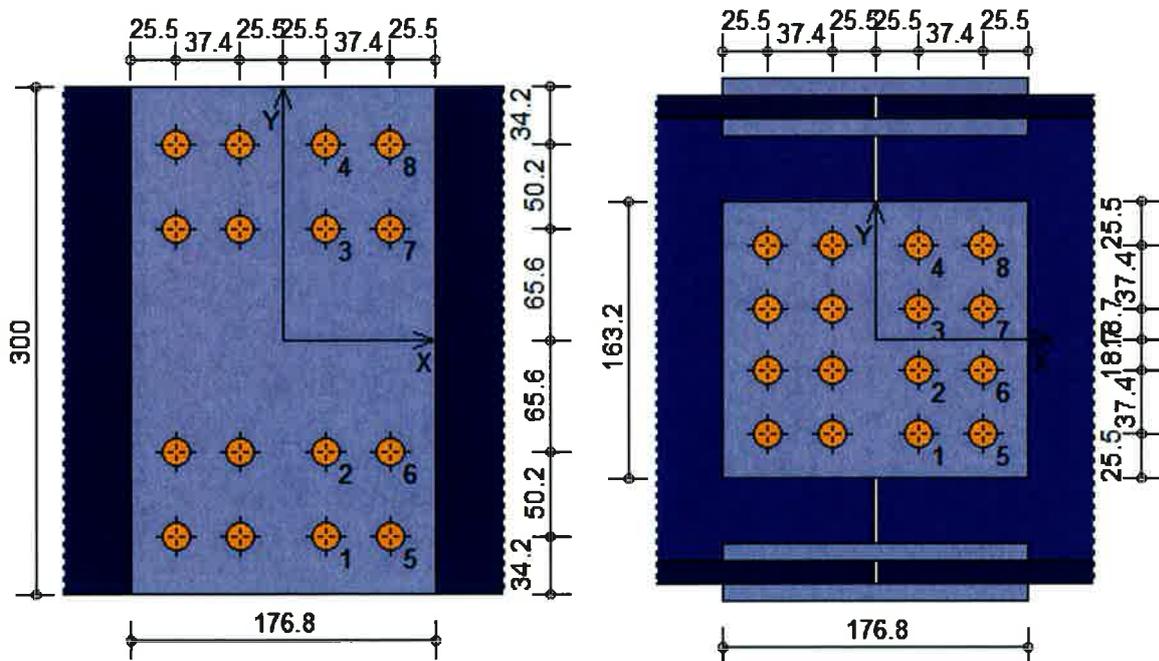
$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	25.50	-115.80	42072.6	114240.0	0.368283	Ok
2	25.50	-65.60	41141.7	111229.5	0.369881	Ok
3	25.50	65.60	38708.6	111229.5	0.348007	Ok
4	25.50	115.80	37777.7	114240.0	0.330687	Ok
5	62.90	-115.80	42070.0	120444.1	0.349291	Ok

6	62.90	-65.60	41139.0	120444.1	0.341561	Ok
7	62.90	65.60	38705.8	120444.1	0.321359	Ok
8	62.90	115.80	37774.8	120444.1	0.313629	Ok

Bulloni Anima (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{v,Ed} [N]	F _{v,Rd} [N]	FV	VER
1	25.50	-56.10	49016.9	69360.0	0.706702	Ok
2	25.50	-18.70	25912.9	67048.0	0.386483	Ok
3	25.50	18.70	27685.6	67048.0	0.412922	Ok
4	25.50	56.10	51842.9	69360.0	0.747447	Ok
5	62.90	-56.10	44501.3	120444.1	0.369477	Ok
6	62.90	-18.70	15785.8	72069.1	0.219037	Ok
7	62.90	18.70	18552.8	72069.1	0.257430	Ok
8	62.90	56.10	47596.2	120444.1	0.395173	Ok

Legenda

 F_{v,Ed} forza di taglio agente sul bullone

 F_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bullone

 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER → FV ≤ 1

Controllo influenza fori sul momento resistente

 Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1192666.0 \text{ N}$

 Resistenza plastica della piattabanda lorda $N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1420000.0 \text{ N}$
 $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 1192666.0 < 1420000.0$

Il momento flettente sollecitante (pari a 89 kNm) risulta inferiore al valore resistente (119 kNm). La verifica risulta soddisfatta.

Verifica dei coprigiunti d'ala
Resistenze

 Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1817262.0 \text{ N}$

 Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1474308.0 \text{ N}$

 Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 1474308.0 \text{ N}$

 Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 1817262.0 \text{ N}$

 Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 1049197.0 \text{ N}$

 Resistenza di calcolo a flessione retta $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 148841200.0 \text{ N mm}$
Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)

 Azione assiale di calcolo $N_{Ed} = -319375.7 \text{ N}$
 $N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.175746 \text{ Ok}$
Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)

 Azione tagliante di calcolo $V_{Ed} = 1265.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.001206 \text{ Ok}$
Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)

 Riduzione per effetto dello sforzo normale: $N_{Ed} = 319375.7 \text{ N}$
 $M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1, (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 148841200.0 \text{ N mm}$

 Riduzione per effetto del taglio: $V_{Ed} = 1265.0 \text{ N}$
 $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$

 Momento flettente di calcolo $M_{Ed} = 1310000.0 \text{ N mm}$
 $M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.008801 \text{ Ok}$
Verifica dei coprigiunti d'anima
Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	882834.3 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	559319.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	559319.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	882834.3 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	509704.6 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	36019640.0 N mm
Verifica per sforzo normale (Nodo n. 1, CMB n. 1)		
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-12577.2 N
$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.014246$ Ok		
Verifica per taglio (Nodo n. 1, CMB n. 1)		
Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	55900.0 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.109671$ Ok		
Verifica per momento (Nodo n. 1, CMB n. 1)		
Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = -12577.2$ N	
$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] =$	36019640.0 N mm	
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 55900.0$ N	
$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$		
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} =$	11090800.0 N mm
$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.307910$ Ok		
Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)		
Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	265940700.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	89930000.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.338158$ Ok		

6.3.3.1 Verifica del piolo di connessione trave soletta in c.a.

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 #6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi d^2}{4} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$K = 1$

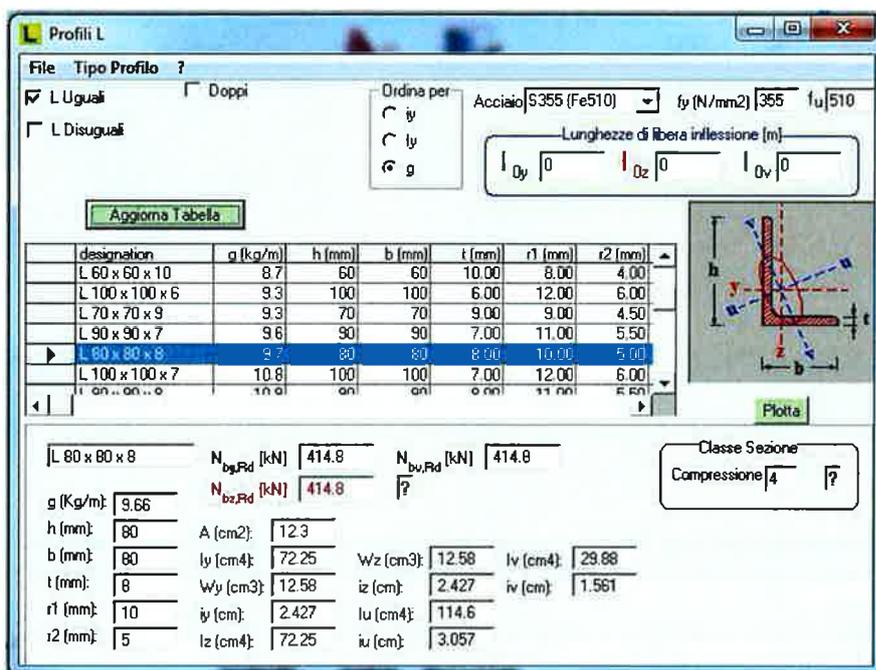
$$P_{Rd} = \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] \cdot K$$

h piolo	75 mm
d	16 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	450 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	1.6
Ec,LT	12825 MPa
PRd,a	58 kN
PRd,c	38 kN
PRd	38 kN

La massima sollecitazione agente risulta, cautelativamente, pari al taglio. L'indice di resistenza risulta pertanto pari a 56 a fronte della resistenza di 836 kN.

6.3.4 CONTROVENTO – L80x8

Il controvento superiore, costituito da L80x8 mm disposte a croce di S.Andrea è considerato efficace per sollecitazioni agenti di sola trazione. Tali elementi vengono dimensionati con le sollecitazioni indotte dai carichi orizzontali in fase costruttiva. La sollecitazione massima agente in combinazione statica risulta pari a $(27 \times 2 \times 1.5) = 81$ kN. Si riporta nel seguito il dettaglio della verifica.



The screenshot shows the 'Profili L' software interface. It includes a table of L-profiles with columns for designation, weight (g), height (h), width (b), thickness (t), and radii (r1, r2). The profile L 80 x 80 x 8 is selected. Below the table, various properties are listed, including weight (g), area (A), moments of inertia (Iy, Iz), and radii of gyration (iy, iz).

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 60 x 60 x 10	8.7	60	60	10.00	8.00	4.00
L 100 x 100 x 6	9.3	100	100	6.00	12.00	6.00
L 70 x 70 x 9	9.3	70	70	9.00	9.00	4.50
L 90 x 90 x 7	9.6	90	90	7.00	11.00	5.50
L 80 x 80 x 8	9.7	80	80	8.00	10.00	5.00
L 100 x 100 x 7	10.8	100	100	7.00	12.00	6.00

L 80 x 80 x 8	$N_{bx,Rd}$ [kN]	414.8	$N_{bz,Rd}$ [kN]	414.8	
g (Kg/m):	9.66	A (cm ²):	12.3		
h (mm):	80	Iy (cm ⁴):	72.25	Wz (cm ³):	12.58
b (mm):	80	Iz (cm ⁴):	72.25	Iy (cm ⁴):	29.88
t (mm):	8	Iu (cm ⁴):	114.6	Iz (cm ⁴):	1.561
r1 (mm):	10	Iv (cm ⁴):	3.057		
r2 (mm):	5				

Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	70 di 104

6.3.4.1 Giunzione bullonata

VERIFICA UNIONI BULLONATE A TAGLIO:

dati bullone:

classe acciaio vite
diametro nominale bullone
filettatura:

8.8
M16
<input checked="" type="checkbox"/> a passo grosso
<input type="checkbox"/> a passo fine

resistenza acciaio bullone:

diametro nominale
area nominale vite
diametro foro

fyb	MPa	640
ftb	MPa	800
d	mm	16
Ares	mm ²	157
d0	mm	17

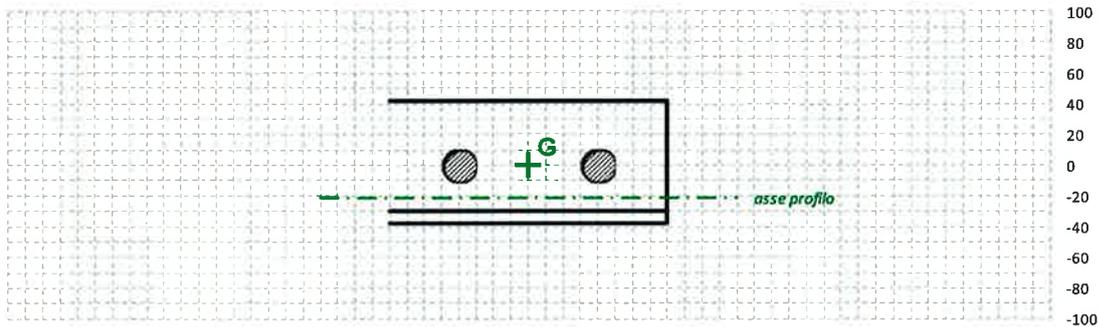
geometria bullonatura:

numero bulloni dir x
numero bulloni dir y
disposizione a quinconce:
esposizione a fenomeni corrosivi:
dist dal bordo longitudinale
dist dal bordo trasversale
interasse longitudinale

nx	2
ny	1
no	<input checked="" type="checkbox"/>
unioni esposte	
e1 mm	40
e2 mm	42
p1 mm	80

numero bulloni totali

2



Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0L 01 E 09 CL IV0100 004 B 71 di 104

dati profili e piatto:

profilo:	<input checked="" type="radio"/> singolo <input type="radio"/> accoppiato		numero superfici di contatto		1
area lorda singolo profilo	mm ²	1230	resistenza acciaio piatti:	fyk MPa	355
spessore piatto	tp1 mm	10		ftk MPa	510
spessore profilo	tp2 mm	8	resistenza acciaio profili:	fyk MPa	355
eccentricità asse bulloni - asse profilo	e mm	21.1		ftk MPa	510
distanza baricentro profilo	d	16.9	area netta profilo	Anet mm ²	1094
acciaio profili		S355			
acciaio piatto		S355			

azioni:

forza assiale	N	kN	82	(+) trazione; (-) compressione	taglio ripartito sui bulloni	V1	kN	41
taglio di progetto bullone	Fv,d	kN	46		momento parassita	Mt	kNm	1.73
taglio di progetto rifollamento piatto	Fb,d1	kN	46		taglio risultante sul bullone	V	kN	46
taglio di progetto rifollamento profilo	Fb,d2	kN	46		inclinaz risultante rispetto a dir x	Y	°	27
taglio di progetto strappo profilo	Fv,d	kN	82					

resistenze di calcolo e verifiche:

resistenza a taglio del bullone	Fv,Rd	kN	60.3	>= 46.4	0.77	I.R.
resistenza a rifollamento del piatto	α		0.78		0.49	I.R.
	k		2.50			
	Fb,Rd	kN	96	>= 47		
resistenza a rifollamento del profilo	α		0.78		0.61	I.R.
	k		2.50			
	Fb,Rd	kN	77	>= 47		
resistenza del profilo allo strappo	Fs,Rd	kN	402	>= 82	0.20	I.R.

6.3.5 APPARECCHI DI APPOGGIO

6.3.5.1 Azioni agenti sugli apparecchi

Nelle tabelle seguenti, distinte per SLU SLV e SLE sono riportati i valori massimi delle reazioni degli appoggi. Con F1 si è indicata la forza in direzione longitudinale; con F2 si è indicata la forza in direzione trasversale con F3 si è indicata la forza in direzione verticale. Le azioni orizzontali sono prive di segno pertanto possono assumere sia valori positivi che negativi. Il valore in direzione verticale (F3) è assunta positiva se di compressione.

	SLU			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	302	68
UL	0	83	302	68
F	0	83	302	68

	SLV			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	182	71
UL	0	180	186	67
F	172	181	185	68

	SLE			
	F1	F2	F3_max	F3_min
MD	0	0	212	96
UL	0	55	212	96
F	0	55	212	96

6.3.5.1 Escursione apparecchi di appoggio e giunti

TABLE: Joint Displacements

Joint		OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text		Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
SA_T1	F	ENV_SLU	Combination	Max	0	0	0	7.07E-04	1.30E-02	7.38E-04
SA_T1	F	ENV_SLU	Combination	Min	0	0	0	-8.43E-04	4.17E-03	-7.38E-04
SA_T1	F	ENV_SLE	Combination	Max	0	0	0	4.54E-04	9.13E-03	4.92E-04
SA_T1	F	ENV_SLE	Combination	Min	0	0	0	-5.65E-04	5.07E-03	-4.92E-04
SA_T2	M	ENV_SLU	Combination	Max	1.651	0.554	0	2.12E-04	1.30E-02	7.24E-04
SA_T2	M	ENV_SLU	Combination	Min	-1.651	-0.418	0	-6.00E-05	4.17E-03	-7.24E-04
SA_T2	M	ENV_SLE	Combination	Max	1.1	0.373	0	1.45E-04	9.13E-03	4.83E-04
SA_T2	M	ENV_SLE	Combination	Min	-1.1	-0.261	0	-2.30E-05	5.07E-03	-4.83E-04
SB_T1	UL	ENV_SLU	Combination	Max	13.407	0	0	7.07E-04	-4.17E-03	7.38E-04
SB_T1	UL	ENV_SLU	Combination	Min	3.501	0	0	-8.43E-04	-1.30E-02	-7.38E-04
SB_T1	UL	ENV_SLE	Combination	Max	9.402	0	0	4.54E-04	-5.07E-03	4.92E-04
SB_T1	UL	ENV_SLE	Combination	Min	4.624	0	0	-5.65E-04	-9.13E-03	-4.92E-04
SB_T2	M	ENV_SLU	Combination	Max	12.417	0.554	0	2.12E-04	-4.17E-03	7.24E-04
SB_T2	M	ENV_SLU	Combination	Min	5.152	-0.418	0	-6.00E-05	-1.30E-02	-7.24E-04
SB_T2	M	ENV_SLE	Combination	Max	8.741	0.373	0	1.45E-04	-5.07E-03	4.83E-04
SB_T2	M	ENV_SLE	Combination	Min	5.725	-0.261	0	-2.30E-05	-9.13E-03	-4.83E-04

Lo scorrimento indotto dalla termica uniforme pari a 25° risulta pari a 0.87 cm. Tale azione è stata amplificata, (come prescritto al paragrafo "5.2.2.5.2. punto a"), per un coefficiente pari ad 1.50 ottenendo un valore di $0.87 \cdot 1.5 = 1.31$ cm.

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato.



Per la combinazione SLU si assume lo spostamento massimo valutato come somma dei valori riportati in tabella e della termica considerata come dominante = $13.41+13.1*1.5 = 33.06$ mm.

Per la combinazione SLE si assume lo spostamento massimo valutato come somma dei due precedenti contributi pari pertanto a $9.4+13.1 = 22.5$ mm.

In combinazione sismica lo spostamento longitudinale massimo risulta pari a 8.10 mm mentre in direzione trasversale risulta pari a 5.6mm come si può evincere dalle due sottostanti figure.

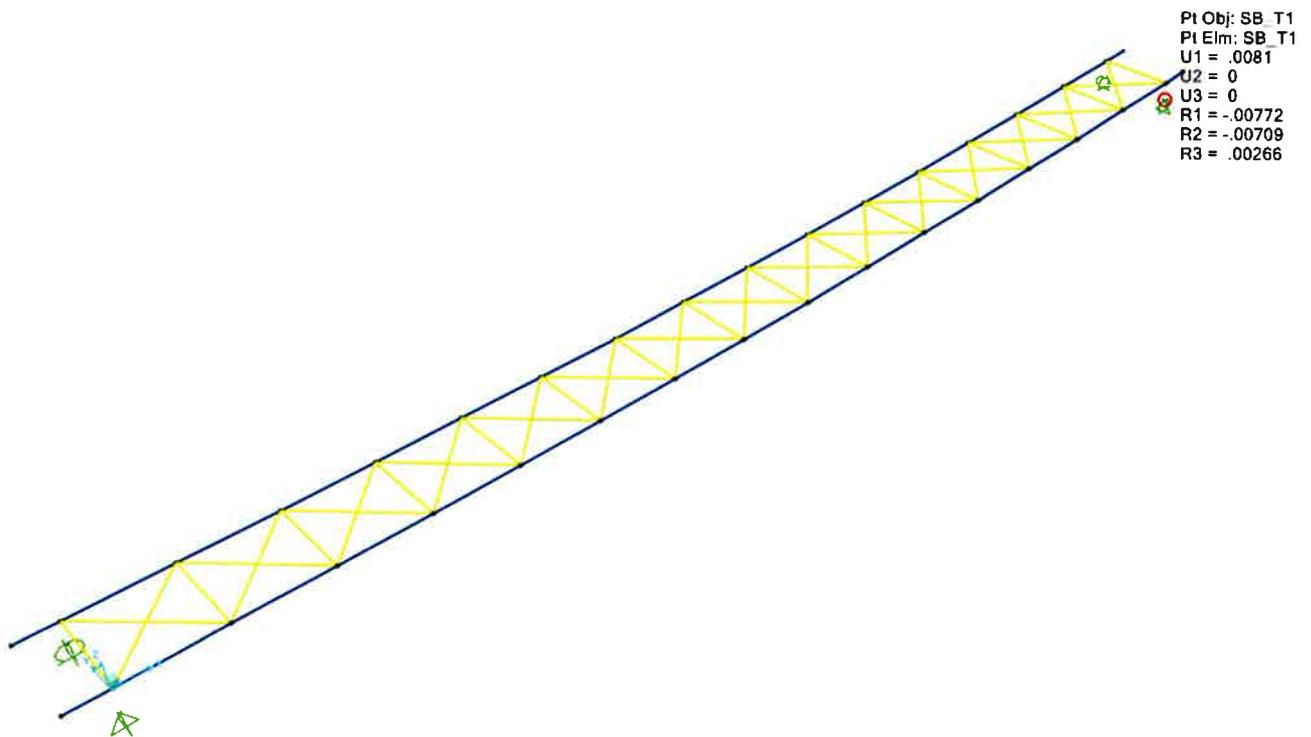


Figura 17: SPOSTAMENTI APPARECCHI DI APPOGGIO COMBO SISMICA - 8.1 mm in direzione longitudinale

Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo
struttura metallica

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	75 di 104

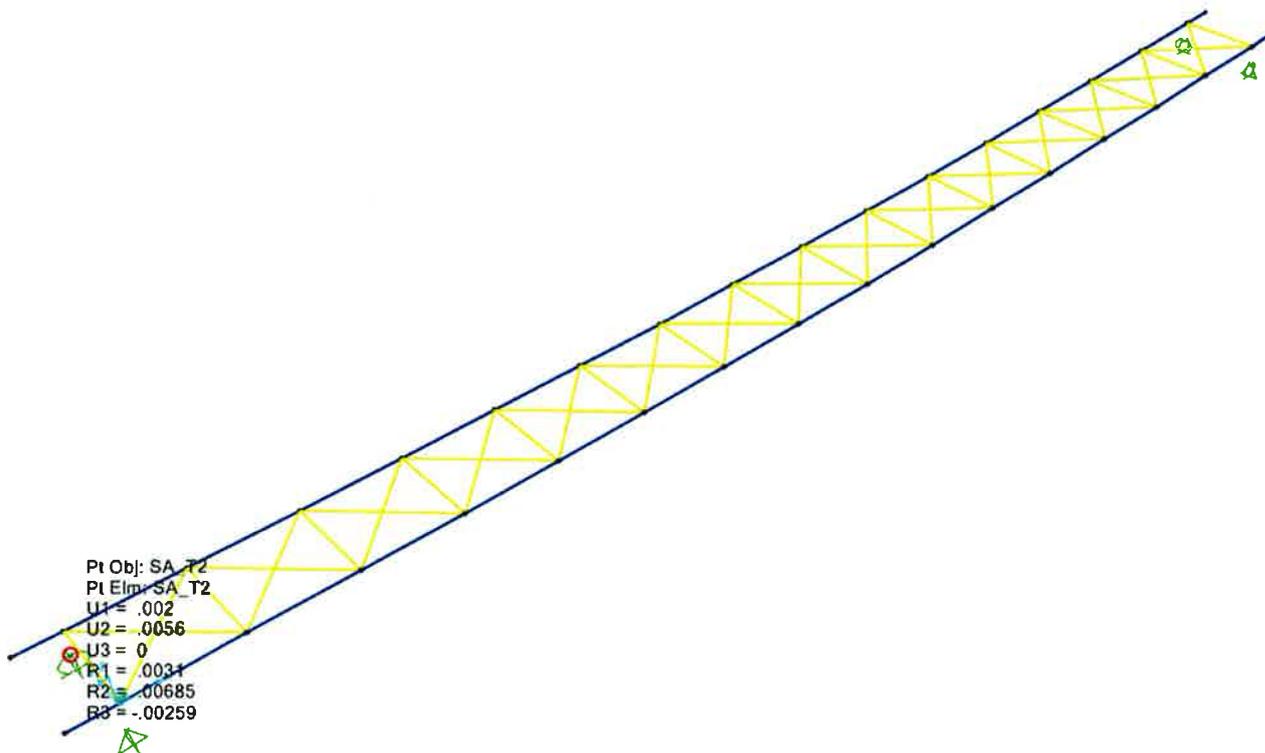


Figura 18: SPOSTAMENTI APPARECCHI DI APPOGGIO COMBO SISMICA - 5.6 mm in direzione trasversale

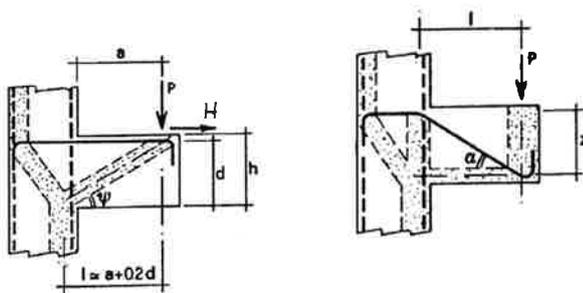
6.3.6 BAGGIOLI

Le verifiche sono condotte impiegando come sollecitazioni di calcolo le reazioni di tutti gli apparecchi di appoggio. Nel seguito vengono esplicitate le sole combinazioni dimensionanti (riscontrate sull'appoggio fisso).

Il baggiolo è caratterizzato dalle seguenti dimensioni 70x70 altezza 20 cm il tutto come meglio rappresentato negli elaborati grafici di riferimento.

6.3.6.1 Verifiche a mensola tozza

La nomenclatura impiegata per le verifiche è sintetizzata nelle figure seguenti. La restante nomenclatura è coerente con quanto indicato nella circolare esplicativa delle NTC al paragrafo di riferimento.



fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391.3
fck [Mpa]	33.2
fcd [Mpa]	18.8
h [mm]	700
copriferro [mm]	62
d [mm]	638
a [mm]	200
l [mm]	327.6
b [mm]	700
λ	0.5705329
P (taglio massimo trave) [N]	426560
H (forza orizzontale massima trave) [N]	0

LATO ACCIAIO	
As [mm ²]	621.9
Ferri	06Ø20
As effettiva [mm ²]	1884.0
Verifica	OK

LATO CLS	
Prs [N]	1.29E+06
c	1.5
Prc [N]	3.80E+06
Verifica	OK

6.3.6.2 Verifiche a tranciamento

Le verifiche a tranciamento sono cautelativamente condotte impiegando esclusivamente le armature non utilizzate nei meccanismi Strut&Tie. Il dettaglio della verifica è riportato nel seguito.

- Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 §6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi}{4} \frac{d^2}{4} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] * K_f$$

$$K = 1$$

h piolo	150 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25

ft	450 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	90 kN
PRd,c	96 kN
PRd	90 kN

Il numero delle armature a cui affidare la sollecitazione tagliante ammonta a 14 pertanto il taglio resistente risulta pari a $90 \times 14 = 1260$ kN a fronte dei 427 kN agenti. Le verifiche risultano pertanto soddisfatte. L'indice di resistenza risulta pari a 0.34.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI												
<i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0L</td> <td>01 E 09</td> <td>CL</td> <td>IV0100 004</td> <td>B</td> <td>79 di 104</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	79 di 104
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0L	01 E 09	CL	IV0100 004	B	79 di 104								

6.3.7 RITEGNI SISMICI

Nel presente paragrafo si esplicitano le verifiche strutturali dei ritegni sismici; i risultati delle analisi sono suddivise in due paragrafi distinti: il primo relativo al ritegno longitudinale; il secondo relativo al ritegno trasversale.

6.3.7.1 Ritegno longitudinale

Il ritegno longitudinale è costituito da un cuscinetto di neoprene armato solidale a piatti metallici connessi al paraghiaia. Le verifiche sono condotte, operando a vantaggio della sicurezza, trascurando il contributo stabilizzante del terreno a tergo del paraghiaia.

Le verifiche sono condotte, cautelativamente, assumendo la massima amplificazione spettrale ($F_0=2.48$) prevista dalle NTC08 per il sito in esame. L'azione sollecitante, pertanto, è stata valutata pari a $F_0 \cdot 172 \text{ kN} = 2.48 \cdot 172 = 427 \text{ kN}$.

Tale forza viene ripartita su due ritegni longitudinali; l'azione di progetto sul singolo ritegno è pertanto pari a $427/2 = 214 \text{ kN}$.

6.3.7.1.1 Verifica del cuscinetto di neoprene

Geometria e carichi applicati al cuscinetto			
Larghezza longitudinale	a	350	mm
Larghezza trasversale	b	150	mm
Ricoprimento laterale	c	5	mm
Larghezza longitudinale lamierini	$a_e = a - c$	340	mm
Larghezza trasversale lamierini	$b_e = b - c$	140	mm
Numero di strati di gomma	n_i	3	
Spessore strati di gomma	t_i	7	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_o	1	
Spessore gomme di ricoprimento	t_i'	2.5	mm
Numero di lamierini	n_r	3	
Spessore dei lamierini	t	2	mm
Spessore di gomma totale	h_e	21	mm
Altezza totale dell'appoggio	H	29.5	mm
Modulo di taglio	G	0.9	N/mm ²
Carico	V	214	kN
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0	mm
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0	mm
Rotazione longitudinale	$\alpha_{a,d}$	0	rad
Rotazione trasversale	$\alpha_{b,d}$	0	rad
Area effettiva in pianta	$A_1 = a_e + b_e$	47600	mm ²
Area ridotta	$A_r = A_1(1 - v_{x,d}/a_e - v_{y,d}/b_e)$	47600	mm ²
fattore di forma	$S = A_1 / ((2(a_e + b_e))t_i)$	7.08	---

<u>Verifica deformativa</u>			
Fattore di carico	K_l	1	---
deformazione dovuta al carico verticale	$\epsilon_{c,d} = 1.5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	1.06	---
deformazione dovuta ai movimenti orizzontali	$\epsilon_{q,d} = (v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)^{0.5} / h_e < 1$	0	---
deformazione dovuta alla rotazione	$\epsilon_{\alpha,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_i / (2 \cdot n_i \cdot t_i^3)$	0	---
deformazione di taglio	$\epsilon_{t,d} = K_l \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d}) < 7$	1.06	---
Indice di resistenza a deformazione	I.R. deformazione	0.15	---
<u>Verifica dello spessore dei lamierini di rinforzo</u>			
Fattore di concentrazione degli sforzi	K_p	1.3	---
Fattore correttivo	K_h	1	---
Resistenza a snervamento caratteristica acciaio	f_y	235	MPa
	γ_m	1.1	---
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y)$	0.38	mm
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	I.R._t	0.19	---
<u>Limitazione sulla rotazione</u>			
Abbassamento verticale	$V_c = n_i \cdot t_i \cdot V / A_1 \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S^2) + 1 / 2000)$	0.47	mm
Fattore di rotazione	$K_{r,d}$	3	---
	$V_c - (a_e \cdot \alpha_x + b_e \cdot \alpha_y) / K_{r,d} \geq 0$	0.47	---
<u>Verifiche di stabilità</u>			
	V / A_r	4.50	MPa
	$2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	68.81	MPa
Indice di resistenza	$V / A_r < 2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	0.07	---

6.3.7.1.2 Verifica del ritegno

Il paraghiaia esplica la funzione di ritegno sismico longitudinale. L'elemento strutturale viene dimensionato nei confronti delle azioni orizzontali indotte dall'urto dell'impalcato, trascurando (cautelativamente) il contributo benefico del terreno a tergo e del vincolo verticale esplicito dalla bandiera. L'azione orizzontale si assume agente a 300 mm dalla sezione di incastro del paraghiaia. Le verifiche sono condotte assumendo il paraghiaia reagente sulla larghezza complessiva dei 230 cm.

Le sollecitazioni risultanti nella sezione di incastro sono esplicitate nella tabella seguente.

M	128.4 kN
V	428 kN

Cautelativamente le verifiche sia a flessione che a taglio sono effettuate considerando efficace solo due porzioni larghe 50 cm, rappresentative delle porzioni collaboranti, per una larghezza complessiva di 100 cm.

Le verifiche a flessione, esplicitate nel seguito, sono condotte impiegando come armatura $\Phi 20/20$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: ritegno_paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7
			2	15.71	43

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... (Sezione diagramma)

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipologia rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su}	%	ϵ_{c2}	%
f_{yd}	N/mm²	ϵ_{cu}	%
E_s	N/mm²	f_{cd}	N/mm²
ϵ_s / ϵ_c	%	f_{cc} / f_{cd}	%
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipologia fissazione:
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm Col. modello

Precompresso

L'indice di resistenza a flessione risulta pari a $128.4/261.4 = 0.49$.

Le verifiche a taglio vengono esplicitate nel seguito.

Caratteristiche materiali

Cl _s R _{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cl _s	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ _c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ _s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b _w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="430"/>	mm	altezza utile della sezione
A _c	<input type="text" value="500000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n _{bl}	<input type="text" value="20"/>		numero di barre longitudinali
∅ _{bl}	<input type="text" value="20"/>	mm	diametro delle barre longitudinali
n _{bw}	<input type="text" value="5"/>		numero di bracci delle staffe
∅ _{st}	<input type="text" value="10"/>	mm	diametro delle staffe
s _{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V _{Ed}	<input type="text" value="428"/>	KN	taglio di calcolo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="32"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctgθ	1.60		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Calcoli preliminari

A_{sl}	6283.2	mm^2	area dell'armatura longitudinale
ρ_l	0.0146		rapporto geometrico d'armatura longitudinale
$\rho_{l,eff}$	0.0146		rapporto considerato nei calcoli
σ_{cp}	0.000	N/mm^2	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp,eff}$	0.000	N/mm^2	tensione media considerata nei calcoli
A_{sw}	392.7	mm^2	area della singola staffa (è considerato il numero di braccia)

Elemento armato a taglio

α	1.571	rad	inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale
θ	0.559	rad	inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse della trave
f'_{cd}	11.067	N/mm^2	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
α_c	1.000		coefficiente maggiorativo per compressione
N_{Rd}	11067	KN	sforzo normale di compressione ultimo
$ctg\alpha$	0.00		
$ctg\theta$	1.60		
V_{Rsd}	475.8	KN	taglio resistente relativo alle armature tese
V_{Rcd}	1636.0	KN	taglio resistente relativo alle bielle compresse
V_{Rd}	475.8	KN	taglio resistente di calcolo

Valore di verifica del taglio resistente

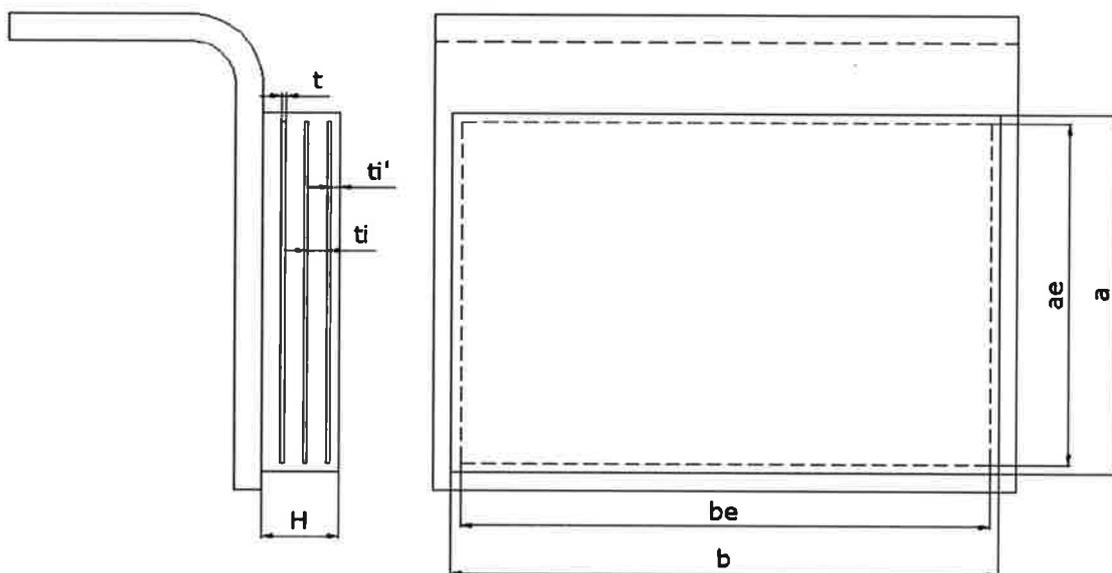
V_{Rd}	316.5	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V_{Rd}	475.8	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale

Le verifiche a taglio mostrano un indice di resistenza $I.R. = 0.90$. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.3.7.2.1 Verifica del cuscinetto di neoprene

Il cuscinetto di neoprene, avente una dimensione in pianta di 140x140. Lo spessore complessivo risulta pari a 29.5mm

L'azione di calcolo è costituita da una forza orizzontale pari a 181 kN applicati a 330mm dall'estradosso del muro in calcestruzzo.



Geometria e carichi applicati al cuscinetto

Larghezza longitudinale	a	140	mm
Larghezza trasversale	b	140	mm
Ricoprimento laterale	c	5	mm
Larghezza longitudinale lamierini	$a_e = a - c$	130	mm
Larghezza trasversale lamierini	$b_e = b - c$	130	mm
Numero di strati di gomma	n_i	3	
Spessore strati di gomma	t_i	7	mm
Numero di gomme di ricoprimento esterne	n_o	1	
Spessore gomme di ricoprimento	t_i'	2.5	mm
Numero di lamierini	n_r	3	
Spessore dei lamierini	t	2	mm
Spessore di gomma totale	h_e	21	mm
Altezza totale dell'appoggio	H	29.5	mm
Modulo di taglio	G	0.9	N/mm ²
Carico	V	181	kN
Movimento longitudinale	$v_{x,d}$	0	mm
Movimento trasversale	$v_{y,d}$	0	mm
Rotazione longitudinale	$\alpha_{a,d}$	0	rad
Rotazione trasversale	$\alpha_{b,d}$	0	rad

Area effettiva in pianta	$A_1 = a_e \cdot b_e$	16900	mm ²
Area ridotta	$A_r = A_1 (1 - V_{x,d}/a_e - V_{y,d}/b_e)$	16900	mm ²
fattore di forma	$S = A_1 / ((2(a_e + b_e)) t_i)$	4.64	---
<u>Verifica deformativa</u>			
Fattore di carico	K_l	1	---
deformazione dovuta al carico verticale	$\epsilon_{c,d} = 1.5 \cdot V / (G \cdot A_r \cdot S)$	3.84	---
deformazione dovuta ai movimenti orizzontali	$\epsilon_{q,d} = (v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)^{0.5} / h_e < 1$	0	---
deformazione dovuta alla rotazione	$\epsilon_{\alpha,d} = (a_e^2 \cdot \alpha_x + b_e^2 \cdot \alpha_y) \cdot t_i / (2 \cdot n_i \cdot t_i^3)$	0	---
deformazione di taglio	$\epsilon_{t,d} = K_l \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d}) < 7$	3.84	---
Indice di resistenza a deformazione	I.R. deformazione	0.55	---
<u>Verifica dello spessore dei lamierini di rinforzo</u>			
Fattore di concentrazione degli sforzi	K_p	1.3	---
Fattore correttivo	K_h	1	---
Resistenza a snervamento caratteristica acciaio	f_y	235	MPa
	γ_m	1.1	---
Spessore minimo delle lamiere	$t_{min} = (K_p \cdot V \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y)$	0.91	mm
Indice di resistenza dei lamierini di acciaio	I.R. t	0.46	---
<u>Limitazione sulla rotazione</u>			
Abbassamento verticale	$V_c = n_i \cdot t_i \cdot V / A_1 \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S^2) + 1 / 2000)$	2.43	mm
Fattore di rotazione	$K_{r,d}$	3	---
	$V_c - (a_e \cdot \alpha_x + b_e \cdot \alpha_y) / K_{r,d} \geq 0$	2.43	---
<u>Verifiche di stabilità</u>			
	V / A_r	10.71	MPa
	$2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	17.24	MPa
Indice di resistenza	$V / A_r < 2 \cdot a_e \cdot G \cdot S / (3 \cdot h_e)$	0.62	---

6.3.7.2.2 Verifica del profilo HEB140

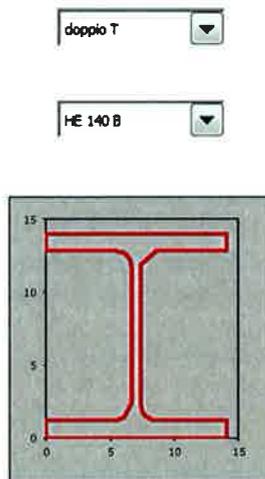
L'azione di calcolo è costituita da una forza orizzontale pari a 181 kN applicati a 330mm dall'estradosso del muro in calcestruzzo.

Le sollecitazioni agenti sull'elemento sono sintetizzate nella tabella seguente.

$N_{Ed} =$	0.0	KN	Sforzo assiale di progetto (+ traz.)
$T_{Edz} =$	0.0	KN	Taglio di progetto direzione Z
$T_{Edy} =$	181.0	KN	Taglio di progetto direzione Y
$M_{Edz} =$	71.5	KNm	Momento di progetto direzione Z
$M_{Edy} =$	0.0	KNm	Momento di progetto direzione Y
$M_{TEd} =$	0.0	KNm	Momento torcente

Il dettaglio delle verifiche del profilo HEB 140 sono esplicitate nel seguito.

Caratteristiche profilato:



acciaio	S 355		
$f_{tk} =$	510	N/mm ²	resistenza a rottura
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	resistenza di progetto
A =	43.0	cm ²	area
$I_z =$	1509.0	cm ⁴	momento d'inerzia asse z
$I_y =$	549.7	cm ⁴	momento d'inerzia asse y
$W_{plz} =$	245.4	cm ³	modulo di resistenza plastico asse z
$W_{ply} =$	119.8	cm ³	modulo di resistenza plastico asse y
L =	40	cm	lunghezza libera di inflessione
$N_{crz} =$	195473.7	KN	carico critico elastico per instabilità asse z
$N_{cry} =$	71207.3	KN	carico critico elastico per instabilità asse y
$\alpha_z =$	0.34	-	fattore di imperfezione asse z
$\alpha_y =$	0.49	-	fattore di imperfezione asse y
$\gamma_{M0} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza sezione
$\gamma_{M1} =$	1.05	-	coefficiente di sicurezza resistenza all'instabilità
Classe	1	-	classe della sezione

Verifica flessione monoassiale (sez. classe 1-2)

$\rho =$	0.175	-	coefficiente riduttivo della f_{yk} per taglio
$W_{Av} =$	0.41	-	
$M_{c,v,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - \rho W_{Av})$	77.0	KNm	resistenza di calcolo della sezione
$M_{Ed}/M_{c,v,Rd} \leq 1 =$	0.93		<1 verifica soddisfatta!

Verifica a taglio

$A_{vz} =$	34.84	cm ²	area resistente a taglio asse Z
$A_{vy} =$	13.08	cm ²	area resistente a taglio asse Y
$V_{c,Rdz} = A_{vz} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	680.1	KN	>0 verifica soddisfatta!
$V_{c,Rdy} = A_{vy} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	255.3	KN	>181 verifica soddisfatta!

6.3.7.2.3 Verifica della Piastra di base HEB140

La piastra di base, opportunamente irrigidita mediante piatti come dettagliato nelle figure seguenti, risulta connessa al calcestruzzo mediante 6 tirafondi $\Phi 20$. La piastra di base, ha il lato maggiore di 350 mm ed il minore di 200, il tutto come meglio indicato nella figura seguente.

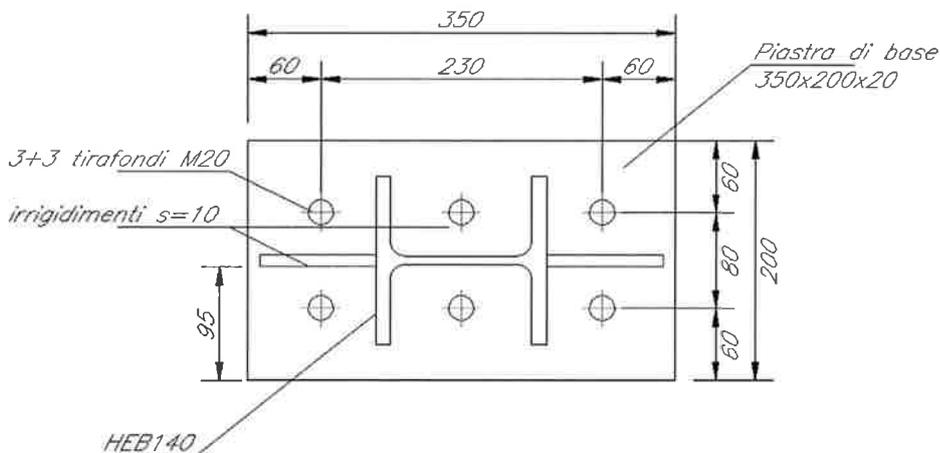
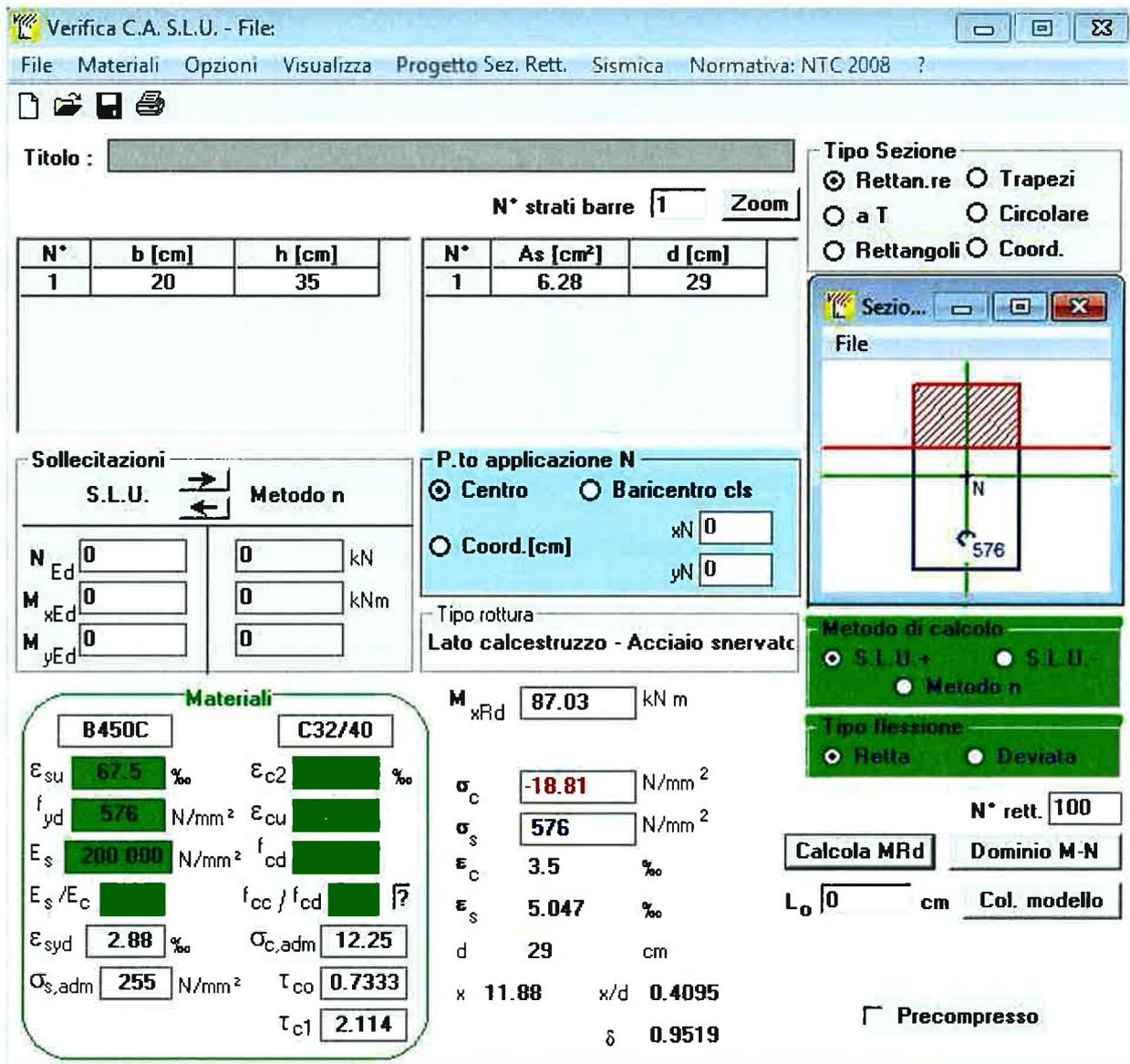


Figura 20: Dettaglio piastra di base

Le verifiche vengono condotte impiegando solo due dei tre tirafondi tesi. I restanti 4 tirafondi vengono impiegati per le verifiche a tranciamento.

$$F_{yd} = f_{tk} \cdot 0.9 / 1.25 = 576 \text{ MPa}$$



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	35	1	6.28	29

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...

File

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione

Retta Deviata

Tipologia rottura

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	‰
f_{yd}	576 N/mm²	ϵ_{cu}	‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	‰
E_s/E_c	‰	f_{cc}/f_{cd}	‰
ϵ_{syd}	2.88 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 5.047 ‰

d 29 cm

x 11.88 x/d 0.4095

δ 0.9519

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

L'indice di resistenza risulta pari a $71.5/87.03 = 0.82$ la verifica risulta pertanto soddisfatta.

La massima trazione sul tirafondo è calcolata nella tabella seguente.

F bullone	20	mm
Ares	245	mm ²
Classe bullone	8.8	---
fyk	640	MPa
ftk	800	MPa
gamma m2	1.25	---
Fn_rd	141.12	kN

La verifica ad estrazione del tirafondo è garantita dalla presenza di una piastrina di acciaio sp 20 mm annegata nel getto del calcestruzzo. La trazione massima su tirafondo risulta pari a 141.12 kN. La tensione di contatto sul calcestruzzo risulta pertanto pari a $(2 \cdot 141120 \cdot 0.76) / (160 \times 80 - 314) = 17.16$ MPa inferiore alla tensione di calcolo a compressione del calcestruzzo. Le verifiche risultano soddisfatte.

Le verifiche a tranciamento sono esplicitate nel seguito.

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 §6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u \alpha z d^2}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] \cdot K$$

K = 1

h piolo	850 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	800 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	161 kN
PRd,c	96 kN
PRd	96 kN

Il numero dei tirafondi a cui affidare la sollecitazione tagliante ammonta a 4 pertanto il taglio resistente risulta pari a $96 \times 4 = 384$ kN a fronte dei 181 kN agenti. Le verifiche risultano pertanto soddisfatte. L'indice di resistenza risulta pari a 0.47.

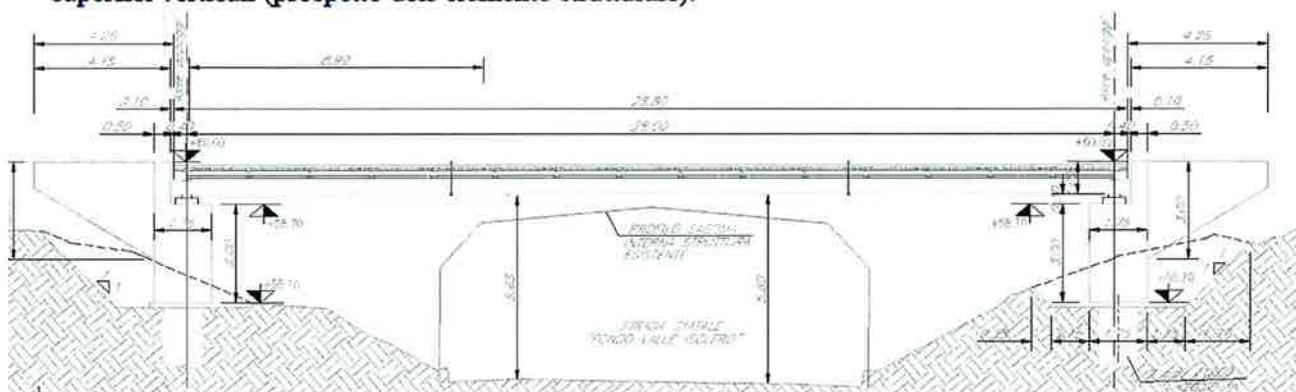
6.3.7.3 Verifica in caso di urto

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1.

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

$$F = r F_{dx}, \quad (3.6.8)$$

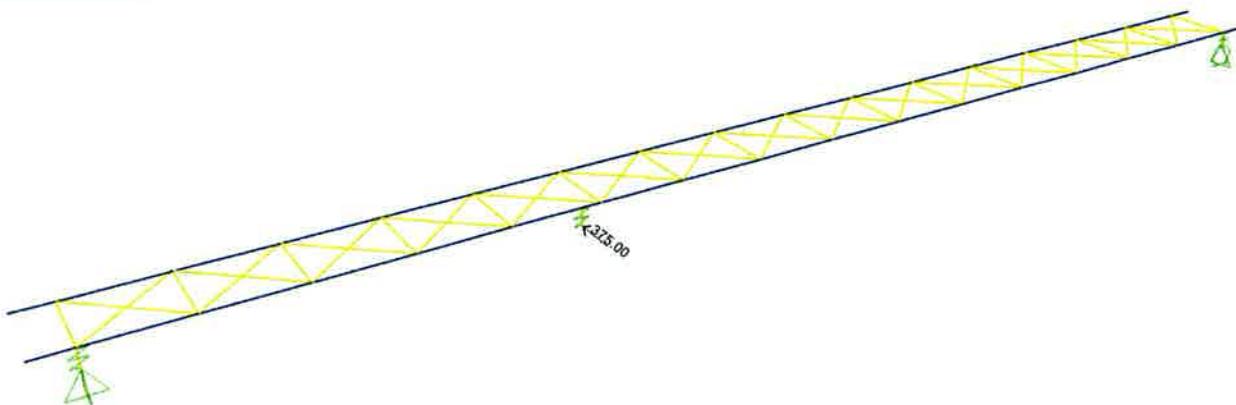
dove il fattore r è pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m. La forza F è applicata sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale).

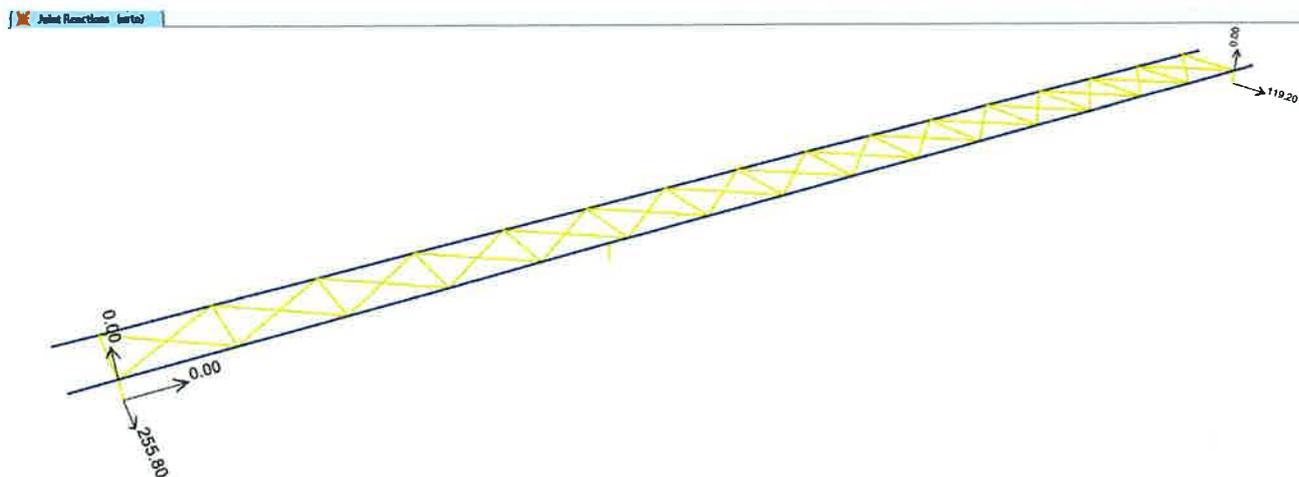


Considerando cautelativamente $F_{dx} = 750$ kN e $r = 0.5$

$$F = 0.5 * 750 \text{ KN} = 375 \text{ KN}$$

Joint Loads (urto) (As Defined)





6.3.7.3.1 Verifica del cuscinetto di neoprene

Il cuscinetto di neoprene, avente una dimensione in pianta di 140x140. Lo spessore complessivo risulta pari a 29.5mm

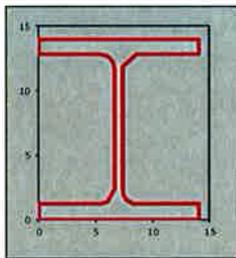
L'azione di calcolo è costituita da una forza orizzontale pari a 256 kN applicati a 330mm dall'estradosso del muro in calcestruzzo.

- Indice di resistenza a deformazione verticale = 0.82
- Indice di resistenza a deformazione di rotazione = 3.44
- Indice di resistenza a stabilità = 0.88

6.3.7.3.2 Verifica del profilo HEB 140

L'azione di calcolo è costituita da una forza orizzontale pari a 256 kN applicati a 330mm dall'estradosso del muro in calcestruzzo.

Caratteristiche profilato:



acciaio S 355

$f_{tk} =$	510	N/mm ²	resistenza a rottura
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	resistenza di progetto
$A =$	43,0	cm ²	area
$I_z =$	1509,0	cm ⁴	momento d'inerzia asse z
$I_y =$	549,7	cm ⁴	momento d'inerzia asse y
$W_{plz} =$	245,4	cm ³	modulo di resistenza plastico asse z
$W_{ply} =$	119,8	cm ³	modulo di resistenza plastico asse y
$L =$	40	cm	lunghezza libera di inflessione
$N_{crz} =$	195473,7	KN	carico critico elastico per instabilità asse z
$N_{cry} =$	71207,3	KN	carico critico elastico per instabilità asse y
$\alpha_z =$	0,34	-	fattore di imperfezione asse z
$\alpha_y =$	0,49	-	fattore di imperfezione asse y
$\gamma_{M0} =$	1,05	-	coefficiente di sicurezza resistenza sezione
$\gamma_{M1} =$	1,05	-	coefficiente di sicurezza resistenza all'instabilità
Classe	1	-	classe della sezione

Ved,z = 256 kN

Vde,y = 45 kN

Verifica a taglio

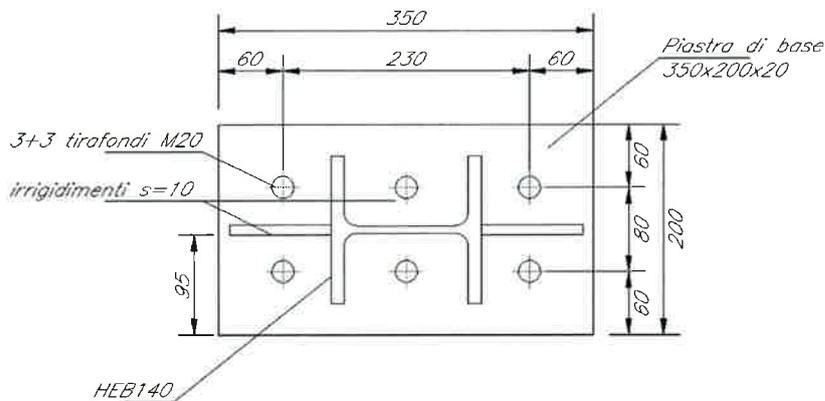
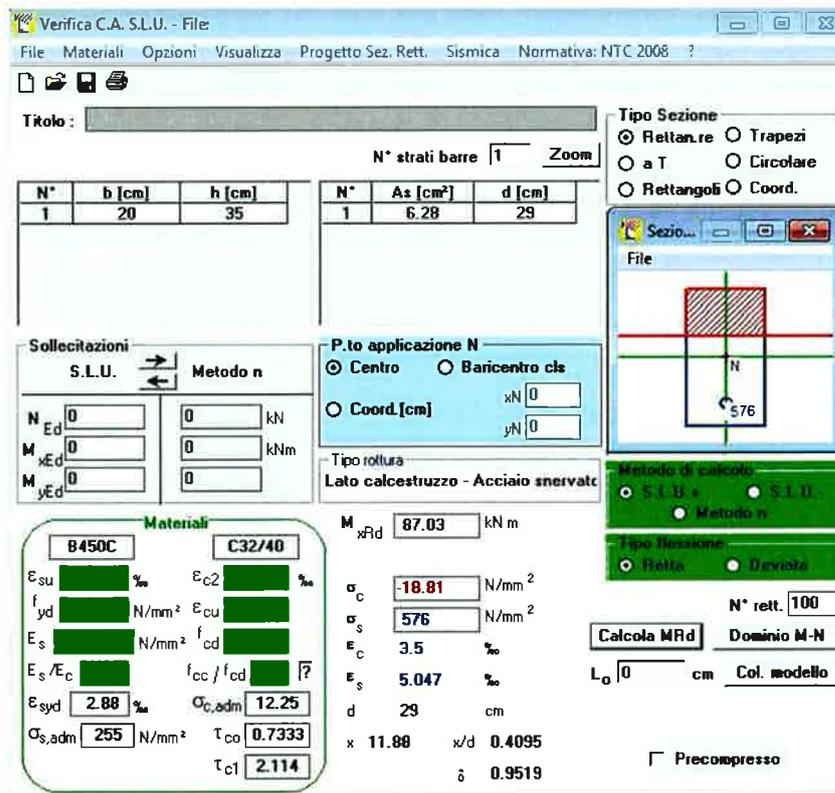
$A_{vz} =$	34,84	cm ²
$A_{vy} =$	13,08	cm ²
$V_{c,Rdz} = A_{vz} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	680,1	KN
$V_{c,Rdy} = A_{vy} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	255,3	KN

La verifica risulta soddisfatta.

6.3.7.3.3 Verifica della piastra di base

Le verifiche vengono condotte impiegando solo due dei tre tirafondi tesi. I restanti 4 tirafondi vengono impiegati per le verifiche a tranciamento.

$$F_{yd} = f_{tk} \cdot 0.9 / 1.25 = 576 \text{ MPa}$$

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	35	1	6.28	29

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} % E_{c2} %
 f_{yd} N/mm² E_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 E_{syd} 2.88 % σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Calcolo
 M_{xRd} 87.03 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 576 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 5.047 %
 d 29 cm
 x 11.88 x/d 0.4095
 δ 0.9519

Tipologia
 Rettangolare Trapeziale
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipologia
 Retta Deviato

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$$M_{ed} = 256 \cdot 0.330 = 84.4 \text{ kNm} < 87 \text{ kNm} = M_{rd}, \text{ verifica soddisfatta.}$$

6.3.7.3.4 Massima trazione sul tirafondo

F bullone	20	mm
Ares	245	mm ²
Classe bullone	8.8	---
fyk	640	MPa
ftk	800	MPa
gamma m2	1.25	---
Fn_rd	141.12	kN

L'azione agente è pari a $576/4 = 144$ ma all' F_{n_rd} va aggiunto il contributo resistente della pistrina di 20mm annegata nel getto di cls.

6.3.7.3.5 Verifica a tranciamento dei tirafondi

Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 #6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0.8 \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v 4} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0 \quad [\text{kN}]$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \cdot K = 0$$

K = 1

h piolo	850 mm
d	20 mm
alfa	1
gamma v	1.25
ft	800 MPa
fck	32 MPa
Ec	33346 MPa
fi visc	0
Ec,LT	33346 MPa
PRd,a	161 kN
PRd,c	96 kN
PRd	96 kN

Il numero dei tirafondi a cui affidare la sollecitazione tagliante ammonta a 4 pertanto il taglio resistente risulta pari a $96 \times 4 = 384$ kN a fronte dei 256 kN agenti. Le verifiche risultano pertanto soddisfatte. L'indice di resistenza risulta pari a 0.66.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI</p>					
<p><i>Marciapiede ai lati del cavalcavia stradale esistente - Relazione di calcolo struttura metallica</i></p>	<p>PROGETTO IF0L</p>	<p>LOTTO 01 E 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO IV0100 004</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 99 di 104</p>

7 EFFETTI LOCALI

Nel presenta capitolo si riportano le analisi ed i risultati oltre che le verifiche degli effetti locali della soletta. Per quanto concerne la normativa di riferimento, i materiali e l'analisi dei carichi si rimanda rispettivamente al capitolo 2 - 3 - 4. Nella restante porzione della relazione si descrive il modello di calcolo, si illustrano le analisi ed i risultati ottenuti e si riportano le verifiche di resistenza a taglio ed a flessione.

7.1 LAMIERA GRECATA - VERIFICHE IN FASE DI GETTO

La verifica della lamiera grecata è stata condotta assumendo uno schema di calcolo a trave semplicemente appoggiata per la fase di getto e di trave continua su più appoggi per la fase di esercizio.

I carichi elementari dello schema di carico sono sintetizzati nella tabella seguente. Il valore del momento flettente per il calcolo dell'armatura integrativa longitudinale è stato assunto cautelativamente pari a $q_l^2/8$.

G1	2	kN/m ²
G2	1.5	kN/m ²
Q	5	kN/m ²
L	1.86	m
p_SLU	12.35	kN/m
p_RARA	8.5	kN/m
p_FREQ	6	kN/m
p_PERM	3.5	kN/m
M_SLU	5.34	kNm
V_SLU	11.49	kN
M_RARA	3.68	kNm
M_FREQ	2.59	kNm
M_PERM	1.51	kNm

7.1.2 Verifica armatura longitudinale integrativa

Verifica C.A. S.L.U. - File: [nome file]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: []

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	10.5	1	10.05	6

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} [] ‰ ε_{c2} [] ‰
f_{yd} [] N/mm² ε_{cu} [] ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} [] ‰
E_s/E_c [] f_{cc}/f_{cd} []
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} -7.198 kN m

σ_c -17 N/mm²
σ_s 231.6 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 1.158 ‰
d 5.25 cm
x 3.381 x/d 0.6441
δ 1

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione

Helta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La soletta risulta armata con F16/20 le verifiche mostrano un esito positivo.

7.1.3 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è stata condotta per due schemi di calcolo distinti: il primo relativo ad una impronta di 50x50mm caricata da una forza risultante di 5 kN.

Le verifiche sono condotte considerando lo spessore della sola soletta superiore alla greca pari a 50mm e annullando il contributo dell'armatura longitudinale.

descrizione dei materiali impiegati

Rck	33.00	Mpa	resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo
fck	30.00	Mpa	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
γ_c	1.50	adm	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
fcd	17.00	Mpa	resistenza di calcolo a compressione

descrizione del carico applicato sulla struttura

Fk	5.00	kN	valore caratteristico del carico
γ_f	1.50	adm	coefficiente moltiplicativo del carico
Φ	1.00	adm	coefficiente di amplificazione dinamica in prossimità dei giunti
F_ed	7.50	kN	valore di calcolo del carico

descrizione dell'impronta di carico

	angolo		posizione dell'impronta di carico
L	5.00	cm	dimensione longitudinale dell'impronta di carico
T	5.00	cm	dimensione trasversale dell'impronta di carico
H_riv	10	cm	distanza tra estradosso piastra ed impronta di carico
θ_L	45	°	inclinazione sulla verticale dell'angolo di diffusione del carico F_ed in direzione LONGITUDINALE
θ_T	45	°	inclinazione sulla verticale dell'angolo di diffusione del carico F_ed in direzione TRASVERSALE
Bordo_Long	2.00	adm	1 pilastro interno; 2 pilastro di bordo a contatto con il lato LONGITUDINALE; 2 pilastro d'angolo
Bordo_trasv	2.00	adm	1 pilastro interno; 2 pilastro di bordo a contatto con il lato TRASVERSALE; 2 pilastro d'angolo
c1	15.00	cm	dimensione longitudinale effettiva impronta su piastra
c2	15.00	cm	dimensione trasversale effettiva impronta su piastra

descrizione geometrica piastra

H	5.0	cm	altezza totale della piastra
c_L_inf	0.0	cm	copriferro longitudinale inferiore (valutato in asse barre)
c_T_inf	0.0	cm	copriferro trasversale inferiore (valutato in asse barre)
d_L	5.0	cm	altezza utile longitudinale
d_T	5.0	cm	altezza utile trasversale
d	5.0	cm	altezza utile di piastra
Φ_L	8	mm	diametro armatura longitudinale
As_ΦL	50	mm ²	area di una barra di armatura longitudinale
i_L	10000	mm	passo armatura longitudinale
ρ_L	0.000	adm	percentuale di armatura in direzione longitudinale
Φ_T	8	mm	diametro armatura trasversale
As_ΦT	50	mm ²	area di una barra di armatura trasversale
i_T	10000	mm	passo armatura trasversale
ρ_T	0.00010	adm	percentuale di armatura in direzione trasversale

Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio

σ_L	0.00	MPa	tensione normale in direzione longitudinale (positiva se di compressione)
σ_T	0.00	MPa	Tensione normale in direzione trasversale(positiva se di compressione)
σ	0.00	MPa	tensione normale media
Crd,c	0.12	adm	definito come $0,18/\gamma_c$
k	2.00	---	definito come $1+(200/d)^{0,5} \leq 2$
ρ	0.000	adm	percentuale di armatura di piastra definita come $(\rho_L * \rho_T)^{0,5} < 0,02$
k _l	0.10	adm	valore moltiplicativo della tensione normale
k _l *σ	0.00	MPa	
V _{min}	0.54	MPa	valore minimo della resistenza a punzonamento in assenza di specifiche armature a taglio
V _{Rd,c}	0.54	MPa	valore di resistenza a punzonamento adottata per la verifica di tipo A
v	0.50	adm	
V _{rd,max}	4.25	MPa	valore di massima resistenza a punzonamento adottata per la verifica di tipo B

Perimetro di verifica u_0

centrale	60	cm	perimetro U_0 valutato per piastra interna
bordo L	30	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico tangente al lato LONGITUDINALE della piastra
bordo T	30	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico tangente al lato TRASVERSALE della piastra
angolo	15	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico in adiacenza all'angolo della piastra

Perimetro di verifica u_1

centrale	123	cm	perimetro U_0 valutato per piastra interna
bordo L	76	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico tangente al lato LONGITUDINALE della piastra
bordo T	76	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico tangente al lato TRASVERSALE della piastra
angolo	46	cm	perimetro U_0 valutato per piastra con impronta di carico in adiacenza all'angolo della piastra

Verifica a punzonamento sul perimetro u_0 (VERIFICA TIPO B)

u_0	150	mm	perimetro di calcolo
Ved	1.00	MPa	agente
$V_{rd,max}$	4.25	MPa	resistente
Ved/ $V_{rd,max}$	0.24	OK	ok se < 1

Verifica a punzonamento sul perimetro u_1 (VERIFICA TIPO A)

u_1	457	mm	perimetro di calcolo
Ved	0.33	MPa	agente
$V_{rd,c}$	0.54	MPa	resistente
Ved/ $V_{rd,c}$	0.61	OK	ok se < 1