

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



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

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PESCARA - BARI

RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA

LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Opere d'arte maggiore – Ponti e Viadotti Ferroviari

Relazione di calcolo impalcato a cassoncini in c.a.p.

SCALA:

-

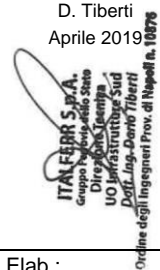
COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

L I 0 2 0 2 D 7 8 C L V I 0 0 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Aprile 2019	G. Giustino	Aprile 2019	B.M. Bianchi	Aprile 2019	D. Tiberti	Aprile 2019

File:.doc

n. Elab.:



INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Documenti Referenziati	7
2.2	Unità di misura	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4	FASI COSTRUTTIVE	9
5	GEOMETRIA DELL'IMPALCATO	10
5.1	Impalcato	10
5.2	Travi	10
5.3	Armatura di precompressione	12
6	ANALISI DEI CARICHI	14
6.1	Pesi propri	14
6.2	Ballast (G2_1)	14
6.3	Altri permanenti portati	14
6.4	Effetti dinamici	14
6.5	Carichi verticali	15
6.5.1	Treno LM71	15
6.5.2	Treno SW / 2	17
6.5.3	Treno Scarico	17
6.6	Azione centrifuga	17
6.7	Serpeggio	20
6.8	Vento	20
6.8.1	Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario	25
6.9	Carichi sui marciapiedi	26
6.10	Deragliamenti	26
6.11	Azioni Sismiche (Q7)	27
6.11.1	Vita nominale	28
6.11.2	Classe d'uso	29
6.11.3	Periodo di riferimento	29
6.11.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	30
6.11.5	Caratterizzazione sismica del terreno	30
6.11.6	Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta	32
6.12	Frenatura e avviamento dei treni	37
6.13	Resistenze Parassite dei vincoli (Q8)	38
6.14	Variazioni termiche sulla struttura (E3)	38
7	COMBINAZIONI	39

8	MODELLI DI CALCOLO	42
9	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	43
10	TRAVE	45
10.1	Fenomeni lenti	45
10.1.1	Viscosità del calcestruzzo	45
10.1.2	Ritiro del calcestruzzo	46
10.1.3	Rilassamento dell'acciaio	49
10.2	Verifica delle tensioni in esercizio	50
10.2.1	Limiti tensionali	50
10.2.2	Criteri di verifica	51
10.2.3	Sezione di mezzeria	52
10.2.4	Sezione corrente vicino all'appoggio	59
10.3	Verifica di resistenza agli stati limite ultimi	66
10.3.1	Legami costitutivi	66
10.3.2	Flessione in sezione di mezzeria	69
10.3.3	Taglio e torsione in sezione corrente di appoggio	69
10.3.4	Taglio e torsione in sezione di appoggio	75
10.3.5	Armatura di connessione trave-soletta in sezione corrente di appoggio	76
11	TRAVERSO	78
12	SOLETTA	82
12.1	Inviluppo sollecitazioni	82
12.2	Verifiche delle tensioni in esercizio	83
12.3	Verifiche a stato limite ultimo per flessione	85
12.4	Verifiche a fessurazione	86
13	AZIONI SUGLI APPOGGI	87
14	MODELLO DI CALCOLO FEM	88
14.1	Fasi di Calcolo	91
14.2	Risultati modello F.E.M.	91
14.3	Verifiche di deformazione.	95
14.3.1	Verifica deformazioni torsionali (sghembo)	95
14.3.2	Verifica stato limite di confort	96
15	CONCLUSIONI	97



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	4 di 97

PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al raddoppio ferroviario della Linea Bari - Pescara nella tratta Termoli - Ripalta, per uno sviluppo complessivo di 24.930,52 km.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

In particolare, la presente relazione di calcolo fa riferimento agli impalcati a doppio binario in semplice appoggio di lunghezza 25 m costituiti da 4 travi in c.a.p. e soletta gettata in opera.

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche dell'impalcato in cap di campata 25 m in semplice appoggio.

Il raggio di curvatura minimo nei tratti inviadotto è pari a 2200 m.

L'impalcato è costituito da 4 travi in C.A.P. a cassoncino prefabbricate (precompressione a fili aderenti) solidarizzate da 4 traversi (2 sull'asse-appoggi e 2 in campata), prefabbricati insieme alle travi e da una soletta superiore in c.a. gettata in opera con una larghezza complessiva pari a 13.70 m su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4 m, in maniera simmetrica rispetto alla mezzeria del viadotto.

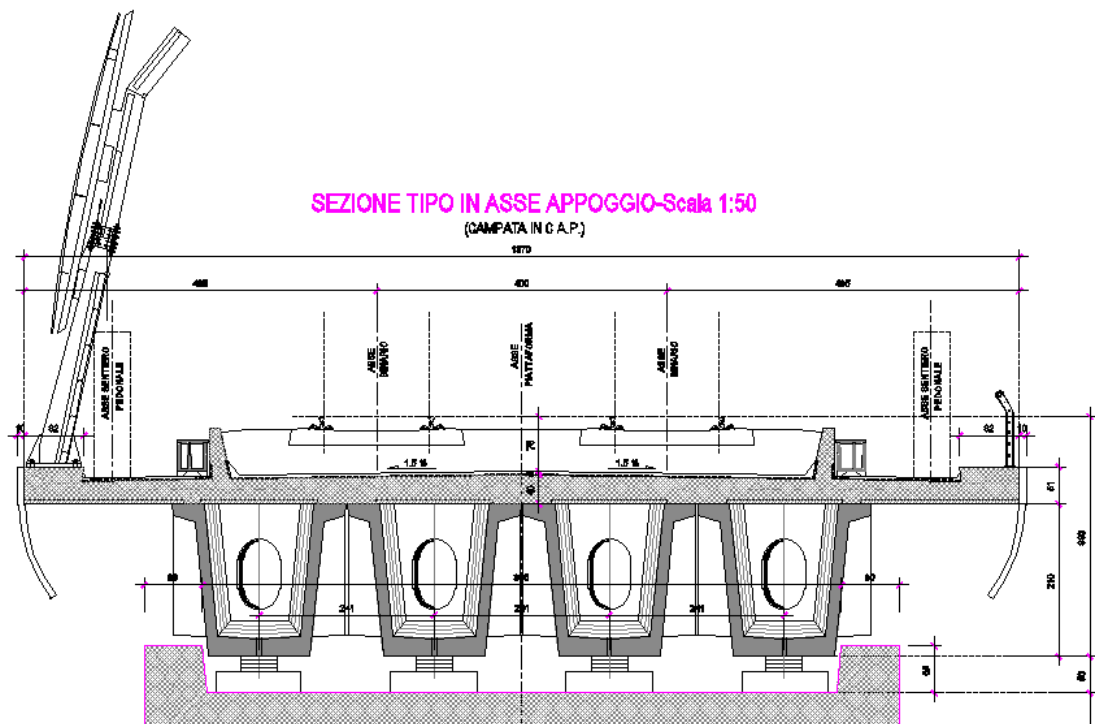





Figura 1: Sezione trasversale impalcato tipo

La piattaforma ha una larghezza totale di 13.70 m ed ospita due binari posti ad interasse di 4.0 m.

Lo schema dei vincoli prevede per ogni campata:

- due appoggi fissi a rigidità variabile e due multidirezionali su un lato;
- un appoggio unidirezionale (scorrevoli in senso longitudinale) e tre multidirezionali sul lato opposto.

-  Appoggio fisso a rigidezza variabile
-  Appoggio unidirezionale
-  Appoggio multidirezionale

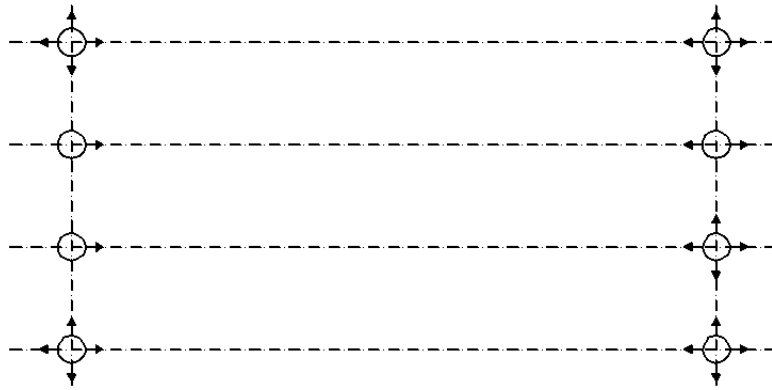


Figura 2: Schema appoggi



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	7 di 97

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

- [N.1]. L. n. 64 del 2/2/1974 "Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- [N.2]. L. n. 1086 del 5/11/1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [N.3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.4]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [N.6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [N.7]. RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.9]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- [N.10]. UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riporta nel seguito la tabella dei materiali utilizzati:

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 14 gennaio 2008. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche.

CALCESTRUZZO PER TRAVI C.A.P. E TRAVERSI

CALCESTRUZZO UTILIZZATO NEL PROGETTO											
Classe	f_{ck}	R_{ck}	f_{cm}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	f_{cfm}	f_{bk}	E_{cm}	γ_{cls}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
C45/55	45	55	53.0	25.5	3.80	2.66	1.77	4.55	5.98	36283	25.0

CALCESTRUZZO PER SOLETTA

CALCESTRUZZO UTILIZZATO NEL PROGETTO											
Classe	f_{ck}	R_{ck}	f_{cm}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctd}	f_{cfm}	f_{bk}	E_{cm}	γ_{cls}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
C32/40	32	40	40.0	18.1	3.02	2.12	1.41	3.63	4.76	33346	25.0

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

ACCIAIO DA ARMATURA					
Classe	f_{yk}	f_{yd}	f_{tk}	E_{cm}	γ_s
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
B450C	450	391	540	210000	78.5

$f_y / f_{yk} \leq 1.35$ f_y = singolo valore della tensione snervamento rilevato sperimentalmente

$(f_t / f_y)_{medio} \geq 1.13$ f_t = singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente

ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

trefoli $\phi 0.6''$ stabilizzati (*travi e traversi*)

$f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di rottura

$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica all'1% di deformazione totale

$E_s = 195000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

4 FASI COSTRUTTIVE

Sono previste le seguenti fasi di costruzione:

- fase 1* : posizionamento apparecchi di appoggio;
- fase 2.1* : varo delle travi centrali stabilizzate mediante ritegni verticali da posizionarsi sotto i traversi (2+2 per ogni trave);
- fase 2.2* : varo delle travi di bordo stabilizzate ognuna mediante 2+2 ritegni verticali da posizionarsi sotto i traversi sia internamente che esternamente all'asse appoggi;
- fase 3* : inserimento tubi in gomma nelle guaine dei traversi e loro gonfiaggio;
- fase 4* : sigillatura dei traversi, sgonfiaggio tubi in gomma e loro sfilaggio;
- fase 5* : inserimento cavi di precompressione nei traversi:
- tesatura al 10% dei cavi nei traversi e sbloccaggio degli apparecchi di appoggio;
 - completamento tesatura contemporanea dei 2 cavi dei traversi di testata;
 - completamento tesatura contemporanea dei 2 cavi dei traversi di campata;
 - iniezione delle guaine sotto vuoto;
- fase 6* : inghisaggio zanche inferiori appoggi e loro bloccaggio;
- fase 7* : posa in opera delle predalles e sigillatura elementi contigui con mastice;
- fase 8* : getto soletta non oltre 150 giorni dal getto della trave;
- fase 9* : getto cordoli e muretto paraballast e posizionamento scala di accesso al pulvino della pila;
- fase 10* : opere di finitura.

5 GEOMETRIA DELL'IMPALCATO

5.1 IMPALCATO

Si riporta una descrizione della geometria della sezione trasversale e longitudinale dell'impalcato.

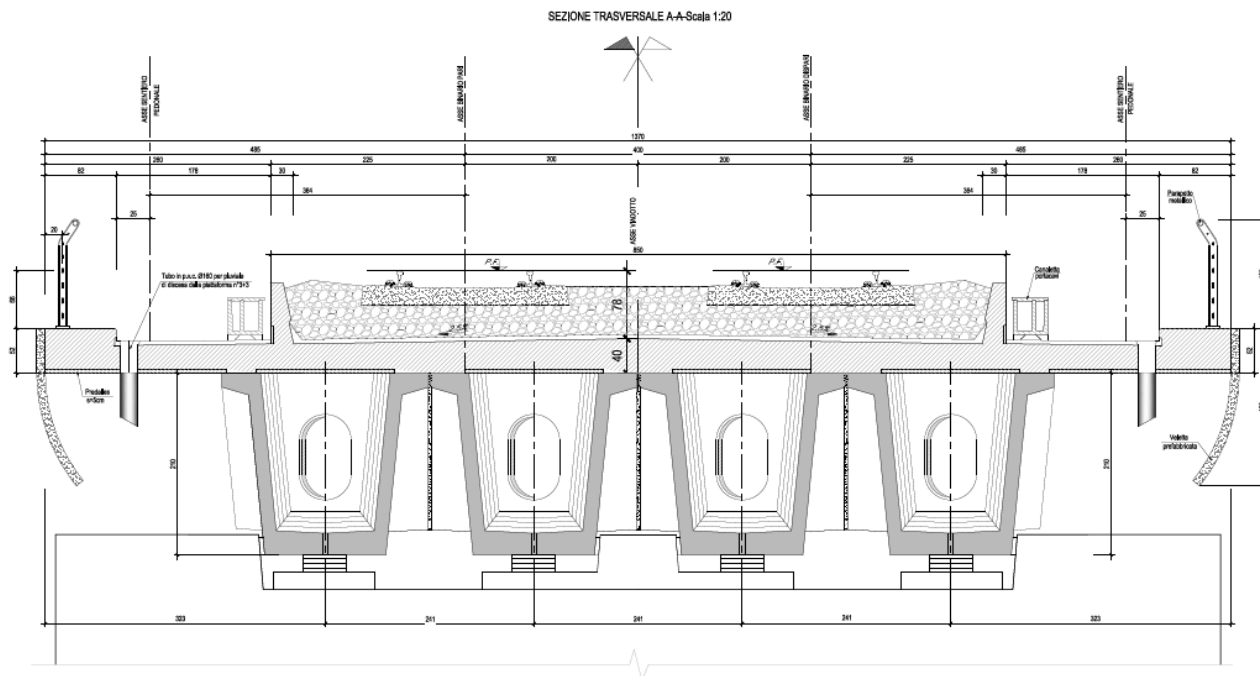


Figura 3 – Sezione trasversale impalcato

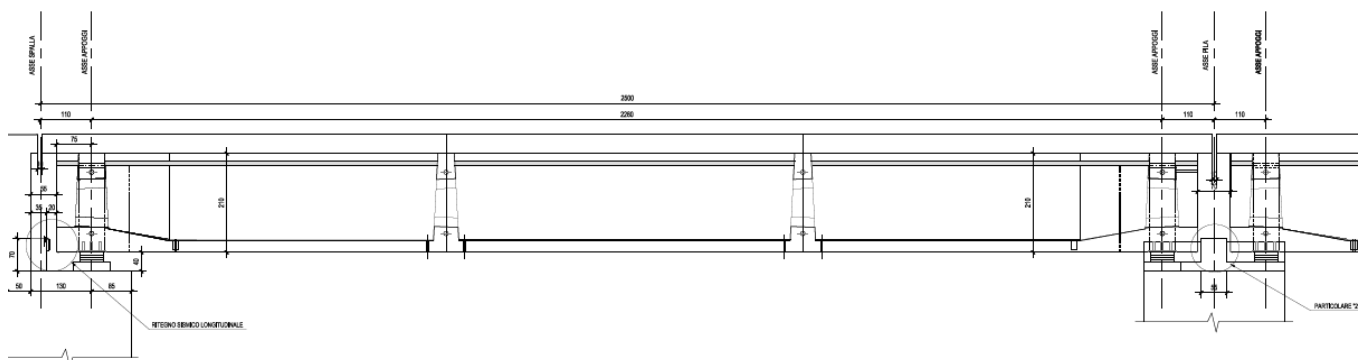


Figura 4 – Sezione longitudinale trave

5.2 TRAVI

Nelle fasi di varo e di getto della soletta di completamento, la sezione sarà costituita, sia ai fini dell'analisi che delle verifiche, dalla sola trave in c.a.p.; nelle fasi successive sarà considerata la collaborazione della soletta.

FASE I

Si riportano le proprietà geometriche della sezione caratteristica corrente della trave, le cui dimensioni sono indicate nella seguente figura.

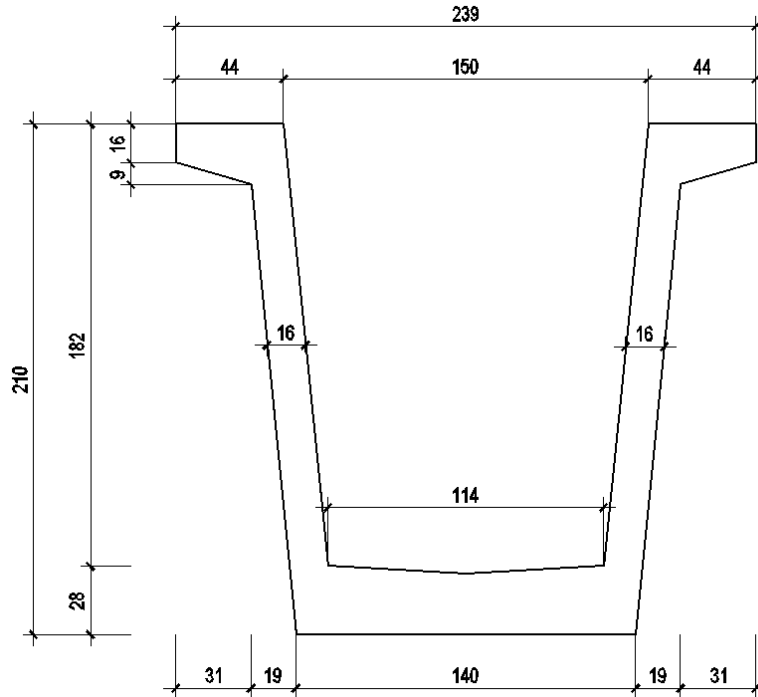


Figura 5 – Geometria della sezione trasversale della trave

G_{ys} =	distanza del baricentro dal lembo superiore
G_{yi} =	distanza del baricentro dal lembo inferiore
J =	momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale
W_s =	modulo di resistenza a flessione superiore
W_i =	modulo di resistenza a flessione inferiore

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
A =	1,0889	m ²	J =
			0,5859
			m ⁴

FASE II

Per la trave di verifica (trave di bordo) si adotta una larghezza collaborante $b = i = 2.41$ m, essendo “i” l’interasse delle travi, trascurando quindi, in favore di sicurezza, la parte di soletta a sbalzo.

Le caratteristiche della sezione mista trave+soletta sono calcolate assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo i seguenti valori:

$$E_p = (\text{modulo elastico travi pref.}) = 36416 \text{ MPa}$$

$$E_s = (\text{modulo elastico soletta}) = 32588 \text{ MPa}$$

da cui deriva il valore del coefficiente di omogeneizzazione

$$n_s = E_s/E_p = 0.89.$$

L’inerzia torsionale della sezione mista è valutata con la teoria approssimata di Bredt.

Nel calcolo delle caratteristiche della sezione omogeneizzata non si considera il contributo del calcestruzzo delle predalles, dato che non sono collaboranti in direzione longitudinale.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE					
A =	1,665	m²	J =	1,281	m⁴
G_{yss} =	1,021	m	W_{ss} =	1,253	m³
G_{ys} =	0,721	m	W_s =	1,774	m³
G_{yi} =	1,379	m	W_i =	0,928	m³
			J torsione =	1,04	m⁴

5.3 ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

Si descrive lo schema di precompressione, ottenuto con l’impiego di 72 trefoli con diametro \varnothing pari a 0,6”.

Posizione n°	Area trefolo (cm ²)	N° trefoli	d (m)
1	1,39	36	0,095
2	1,39	16	0,17
3	1,39	18	0,98
4	1,39	2	2,04

Nella tabella la colonna “d” indica la distanza dei trefoli del livello considerato dal lembo inferiore della trave.

La tensione di tiro è di 1350 MPa.

I limiti tensionali sono ricavati dal paragrafo 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008:

$$\sigma_{spi} < 0.90 f_{p(1)k} = 1503 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{spi} < 0.80 f_{ptk} = 1488 \text{ MPa}$$

Il coefficiente di omogeneizzazione è pari al rapporto tra i moduli elastici e vale pertanto 5,35.

Di seguito sono riportate le caratteristiche del cavo risultante, con riferimento a area, momento statico (S), distanza dal lembo superiore della trave (d sup) e l’eccentricità rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata (e).

cavo risultante				
	Area	S	d sup	e
	cm ²	m ³	m	m
	94,52 cm ²	0,086	1,696	0,479

La lunghezza di trasferimento della precompressione l_{pt} è valutata seguendo le indicazioni dell'UNI EN 1992-1-1:2005 (punto 8.10.2.2)

$l_{pt} =$	$\alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}$	lunghezza di trasmissione	m	1.10
$\alpha_1 =$	rilascio: graduale=1 improvviso=1.25			1.25
$\alpha_2 =$	barre=0.25 trefoli=0.19			0.19
$\phi =$	diametro nominale armatura di precompressione		cm	1.524
$\sigma_{sp,t0} =$	tensione CR al tempo t_0		MPa	1339
$f_{bpt} =$	$\eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t_0)$	tensione di aderenza uniforme nel cls	MPa	4.4
$\eta_{p1} =$	fili indentati=2.7 trefoli=3.2			3.2
$\eta_1 =$	buona aderenza=1 altrimenti=0.7			1
$f_{ctd}(t_0) =$	resistenza a trazione di progetto all'istante del rilascio		MPa	1.38

Il valore di progetto della lunghezza di trasmissione è assunto pari a quello meno favorevole tra:

- $l_{pt1} = 0.8 l_{pt}$ (verifiche locali delle tensioni all'atto del rilascio);
- $l_{pt2} = 1.2 l_{pt}$ (verifiche a taglio allo stato limite ultimo).

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESI PROPRI

Assumendo un peso del calcestruzzo per unità di volume $\gamma_{cls}=25$ kN/mc si ha:

- il peso proprio della trave, calcolato considerando il peso della sezione corrente, nonché di quello dei ringrossi e dei traversi, che globalmente vale circa 35 kN/ml (per ciascuna trave);
- il peso della soletta, considerando uno spessore di 31 cm ed una larghezza di piattaforma di 13.70 vale 106 KN/ml. Il contributo della pendenza trasversale è stato aggiunto come carico esterno di 13.75 kN/m.
- Il peso dei Cordoli laterali è assunto pari a $:[(0.250 \cdot 0.82) \cdot 25 \text{ kN/m}^3] \cdot 2 = 10.25 \text{ kN/m}$.

6.2 BALLAST (G2_1)

Si considera il peso della massicciata con $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, altezza convenzionale pari a 0.80 m e dimensione della vasca portaballast pari a 8.20 m da cui: $(8.20\text{m} \cdot 0.80\text{m}) \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 131.2 \text{ kN/m}$. In corrispondenza dei marciapiedi laterali è stato considerato anche il peso del massetto (b = 173 cm, sp. = 5 cm): $25 \text{ kN/m}^3 \times [0.05\text{m} \times 1.73\text{m}] \times 2 = 4.50 \text{ kN/m}$.

6.3 ALTRI PERMANENTI PORTATI

(G2_2) Velette	$2 \cdot 0.26 \cdot 25$	=	13.00 kN/m
(G2_3) Muretti paraballast + Cavidotti	$[(0.20\text{m} \cdot 0.70\text{m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3] \cdot 2$	=	18.00 kN/m
(G2_4) Barriere antirumore	$2 \cdot 4 \cdot 4$	=	<u>32.00 kN/m</u>
			63.00 kN/m

Nel seguito si indicherà con G2 la somma G2_1+ G2_2+ G2_3+ G2_4.

6.4 EFFETTI DINAMICI

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.1.4.2.5.2 del *manuale di progettazione delle opere civili- parte II - sezione 2 - ponti e strutture* che riprende il par. 5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008, il coefficiente dinamico adottato è

$$F_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 = 1.202$$

essendo $L_\phi = 22.8 \text{ m}$, come indicato nella tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 per il caso 5.1: Travi e solette semplicemente appoggiate $L_\phi =$ luce nella direzione delle travi principali.

6.5 CARICHI VERTICALI

Le azioni variabili verticali sono state definite in accordo con il par. 2.5.1.4.1. *manuale di progettazione delle opere civili- parte II - sezione 2- ponti e strutture.*

Le azioni considerate sono state inoltre calcolate nel rispetto dei requisiti STI riportati nel seguito:

4.2.7.1. Resistenza dei ponti nuovi ai carichi da traffico:

4.2.7.1.1. Carichi verticali

(1) *Le strutture devono essere progettate per sostenere carichi verticali conformemente ai seguenti modelli di carico, definiti nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010:*

a) *Il modello di carico 71, come stabilito al punto 6.3.2 (2)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.*

b) *Inoltre, il modello di carico SW/0 per ponti continui, come stabilito al punto 6.3.3 (3)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.*

(2) *I modelli di carico vanno moltiplicati per il fattore alfa (α) come stabilito ai punti 6.3.2 (3)P e 6.3.3 (5)P della norma EN 1991-2:2003/AC:2010. (3) Il valore del fattore alfa (α) deve essere pari o superiore ai valori stabiliti nella tabella 11.*

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

6.5.1 Treno LM71

- Distribuzione longitudinale dei carichi assiali Q_{vk}

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

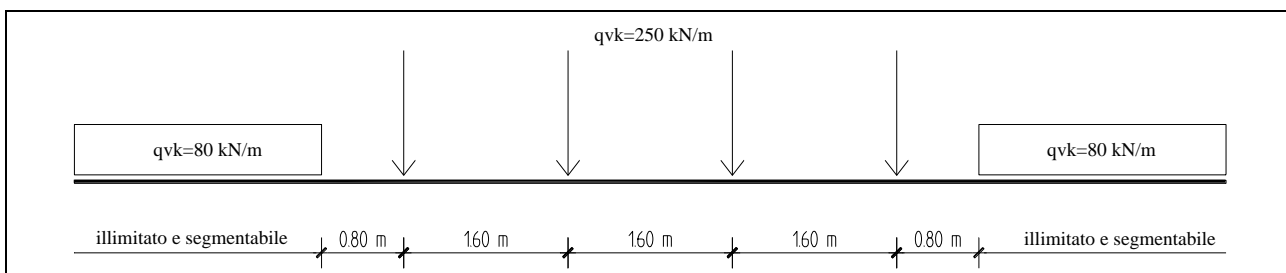


Figura 6 – Treno di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento $s=1435\text{mm}$. per tenere conto dello spostamento dei carichi. Tale eccentricità risulta essere pari a $s/18 = 0.08\text{m}$.

- Distribuzione trasversale dei carichi

Con riferimento alla figura seguente, eseguendo una diffusione del carico $1/4$ attraverso la massicciata ed $1/1$ fino al piano medio di soletta, si ha una ripartizione trasversale del carico su una dimensione b pari a:

$$b = 2 \times (0.30\text{m}/2) + 2 \times (0.80-0.26)\text{m}/4 + 2.40 \text{ m} = 297 \cong 295 \text{ cm da cui:}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m} \times 1.1 / 2.95 \text{ m} = 88 / 2.95 \text{ m} = 29.83 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{vk} = (250 \text{ kN} \times 1.1 / 1.6\text{m}) / 2.95 \text{ m} = 172 / 2.95 = 58.31 \text{ kN/m}^2$$

Considerando l'incremento di tali carichi per tener conto dell'effetto dinamico si ha:

$$q_{vk} = \Phi_3 \times 29.83 \text{ kN/m}^2 = 1.204 \times 29.83 \text{ kN/m}^2 = 35.92 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{vk} = \Phi_3 \times 58.31 \text{ kN/m}^2 = 1.204 \times 58.31 \text{ kN/m}^2 = 70.21 \text{ kN/m}^2$$

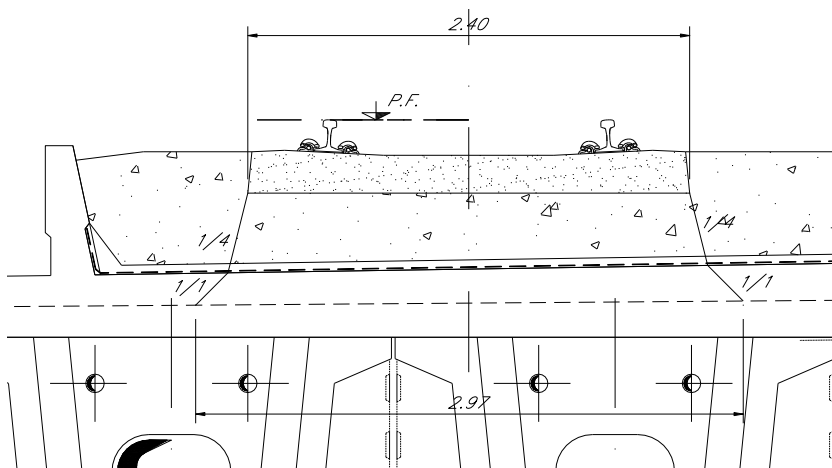


Figura 7 – Distribuzione trasversale dei carichi

6.5.2 Treno SW/2

- Distribuzione longitudinale dei carichi

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

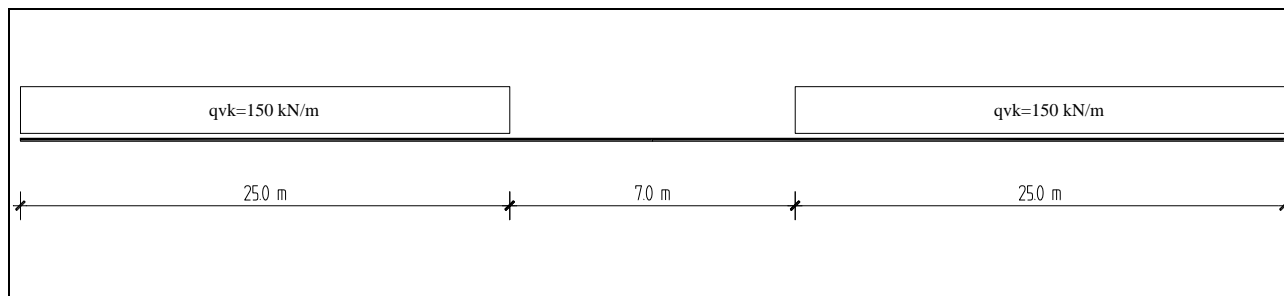


Figura 8 – Treno di carico SW/2

- Distribuzione trasversale dei carichi

Per $b=295 \text{ cm}$ (come da precedente paragrafo “Treno LM71”) si ha:

$$q_{vk} = 150 / 2.95 = 50.85 \text{ kN/m}^2$$

Considerando l’incremento di tali carichi per tener conto dell’effetto dinamico si ha:

$$q_{vk} = \Phi_3 \times 50.85 \text{ kN/m}^2 = 1.204 \times 50.85 \text{ kN/m}^2 = 61.22 \text{ kN/m}^2$$

6.5.3 Treno Scarico

E’ rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10.0 kN/m .

6.6 AZIONE CENTRIFUGA

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l’estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l’esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

Le forze centrifughe sono valutate in accordo al par. 2.5.1.4.3.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture: RFI DTC SI PS MA IFS 001 B”.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- q_{tk} è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m ;
- q_{vk} è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m ;

- V è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- f è un fattore di riduzione;
- r è il raggio di curvatura, espresso in m.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

In particolare, per i modelli di carico previsti, in funzione della velocità massima della linea, vanno considerati i casi di calcolo riportati in tabella 2.5.1.4.3.1-1:

Nel caso in esame essendo V=200 km/h vanno considerati i seguenti casi di calcolo:

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	1 x 1 x SW/2	Φ x 1 x SW/2
	< 100	V	1	1	1 x 1 x SW/2	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	1 x f x (LM71''+''SW/0)	Φ x 1 x 1 x (LM71''+''SW/0)
		120	α	1	α x 1 x (LM71''+''SW/0)	Φ x α x 1 x (LM71''+''SW/0)
	≤ 120	V	α	1	α x 1 x (LM71''+''SW/0)	

Tab. 2.5.1.4.3.1-1 - Parametri per determinazione della forza centrifuga

In particolare, per il treno LM71 andrà considerata la condizione più sfavorevole tra le due indicate in tabella.

In definitiva si ha quindi:

V =	200.0	Km/h	Velocità di progetto
L _f =	25	m	lunghezza totale di binario da considerare caricata
r =	2200	m	Raggio di curvatura

TRENO LM71

q_{vk} = 135.10 kN/m Carico Equivalente Tagliante LM71x1.1

Caso 1: V ≥ 120 km/h

V =	200.0	Km/h	Velocità di calcolo
v =	55.6	m/s	
α =	1.0	-	
f =	0.5	-	

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	19 di 97

$q_{vk,1} = 9.40 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

Caso 2: $V = 120 \text{ km/h}$

$V =$	120.0	Km/h	Velocità di calcolo
$v =$	33.3	m/s	
$\alpha =$	1.1	-	
$f =$	1.0	-	

$q_{vk,2} = 6.96 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

In definitiva:

$q_{vk,LM 71} = \max(q_{vk,1}; q_{vk,2}) = 9.40 \text{ kN/m}$

TRENO SW/2

$q_{vk} = 153.00 \text{ kN/m}$ Carico Equivalente Tagliante LM71x1.0

hp: $V \geq 100 \text{ km/h}$

$V =$	100.0	Km/h	Velocità di calcolo
$v =$	27.8	m/s	
$\alpha =$	1.0	-	
$f =$	1.0	-	

$q_{vk,sw/2} = 5.47 \text{ kN/m}$ Valore caratteristico forza centrifuga

6.7 SERPEGGIO

L'azione laterale associata al serpeggio è definita al par. 2.5.1.4.3.2 Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture, che riprende il par. 5.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN.

Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento α .

L'azione in esame è stata considerata ai soli fini del calcolo delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

6.8 VENTO

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC08 e secondo quanto riportato nelle istruzioni *CNR-DT207/2008*.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

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

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b (T_R) = velocità di riferimento del vento (m/s) in corrispondenza del periodo di ritorno T_R

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

Il sito di riferimento "Puglia/Molise" ricade in zona 3 (figura 3.3.I_NTC 08) pertanto si ha:

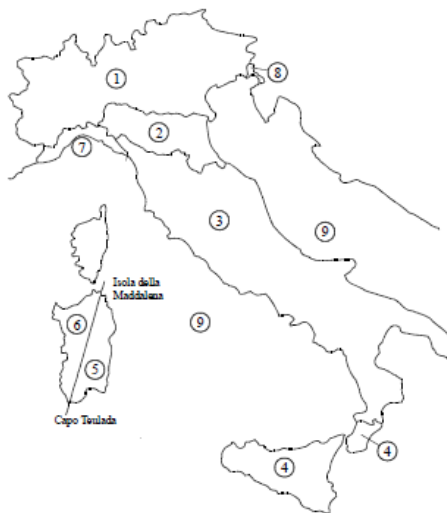


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 08)

ZONA	3		
$V_{b,0}$	27.00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
a_0	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
k_a	0.02	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
a_s (m)	≤ 500	m	Altitudine slm sito di riferimento
v_b	27	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.2 NTC08)
r	1.25	kg/m ³	
Tr	75	anni	Periodo di ritorno
α_R	1.02	-	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
$v_b(Tr)$	27.633	m/s	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
q_b	456	N/m ²	Pressione cinetica di riferimento
q_b	0.456	kN/m ²	Pressione cinetica di riferimento

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

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_{\theta}(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

$$C_{\theta}(Z) = C_{\theta}(Z_{min}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove k_r , z_0 e z_{min} sono definiti nella tabella seguente:

Tabella 1 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC08

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

Mentre il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t = 1.0$ (Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5. caso zona pianeggiante P.O.)

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III):

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

Considerando come categoria di esposizione la categoria II (sito entro 10 km dalla costa):

Tabella 2 Definizione della categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	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						

Riassumendo:

Calcolo Coefficiente di Esposizione

Classe rugosità	D	tab. 3.3.III NTC 08
Cat. Esp.	II	tab. 3.3.II NTC 08
$k_r =$	0.19	- tab. 3.3.II NTC 08
$z_0 =$	0.05 m	tab. 3.3.II NTC 08
$z_{min} =$	4.00 m	tab. 3.3.II NTC 08
$h_1 =$	10.00 m	quota intradosso impalcato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	2.61 m	spessore impalcato
$h_2 =$	0.69 m	distanza estradosso impalcato-P.F.
$h_3 =$	4.50 m	altezza ingombro (cautelativamente si considera una barriera H4v)
$z =$	17.8 m	Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	2.73	- Coefficiente di esposizione

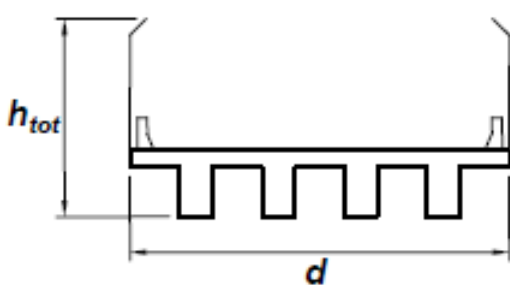
Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico è posto pari a $c_d=1$, in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

Coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico

Si assume che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale, ortogonalmente all'asse dell'impalcato: esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili ad una forza parallela alla direzione del vento " f_x ", a una forza verticale " f_y " e ad un momento intorno alla linea d'asse " m_z ".

Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza " c_{fx} " e " c_{fy} " e mediante un coefficiente di momento " c_{mz} ". Le azioni aerodinamiche f_x , f_y e m_z si considerano simultanee e combinate con isegni che producono gli effetti più onerosi. Nella valutazione di h_{tot} si considera cautelativamente la presenza di una barriera antirumore di tipo H4v anche nei casi ove non prevista in previsione di un eventuale futuro intervento di mitigazione acustica.



$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24a)$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (G.24b)$$

$$c_{mz} = \pm 0,2 \quad (G.24c)$$

Nel caso in esame si ha:

Calcolo Coefficiente aerodinamico (CNR-DT 207/2008 par. G.11))

$q_p = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_d =$	1.24	kN/m ²	Pressione pareti sopravento
$h_{tot} =$	7.8	m	Altezza impalcato più sagoma
$d =$	13.70	m	Larghezza impalcato
$d/h_{tot} =$	1.8	-	
$C_{fx} =$	0.953	-	Coeff. aerodinamico in direz. Trasversale all'impalcato
$C_{fy} =$	0.876	-	Coeff. aerodinamico in direz. perpendicolare all'impalcato
$C_{mz} =$	0.2	-	Coeff. aerodinamico per il momento in direzione dell'asse dell'impalcato

In definitiva si ha:

PRESSIONI

$q_{px} = q_p \cdot c_{fx} =$	1.19	kN/m ²	Pressione in direz. Trasversale all'impalcato
$q_{py} = q_p \cdot c_{fy} =$	1.09	kN/m ²	Pressione in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot c_{mz} =$	0.25	kNm/m ²	Pressione in direzione dell'asse dell'impalcato

FORZE DISTRIBUITE

$f_x = q_p \cdot d \cdot c_{fx} =$	16.25	kN/m	Forza distribuita in direz. Trasversale all'impalcato
$f_y = q_p \cdot d \cdot c_{fy} =$	14.92	kN/m	Forza distribuita in direz. Perpendicolare all'impalcato
$m_x = q_p \cdot d^2 \cdot c_{mz} =$	46.70	kNm/m	Momento distribuito in direzione dell'asse dell'impalcato

6.8.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

Il valore dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato in funzione della distanza a_g dal binario.

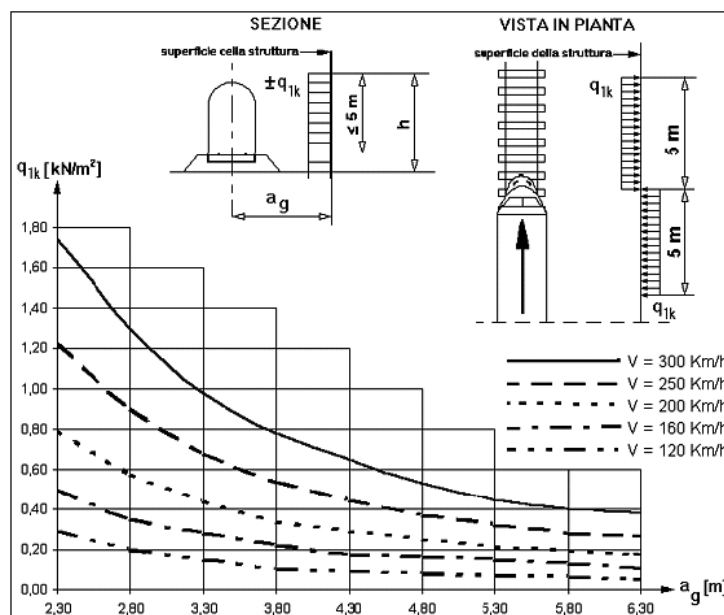


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Figura 9 valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

Nel caso in esame si ha:

$$a_g = 4.3 \text{ m}$$

$$q_{1,k} = 0.30 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{HP: } V=200 \text{ km/h})$$

PRESCRIZIONE 5.2.3.3.2 DM 2008:

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nelle verifiche agli SLE (comb. Caratteristica) che nelle verifiche agli SLU. Nel caso in esame ($160 < V < 200 \text{ km/h}$):

$$P_{tot,RFI} = q_{px} + q_{1,k} = 1.49 \text{ kN/mq}$$

Essendo $P_{tot,RFI} < 1.5 \text{ kN/mq}$ si assume nei calcoli:

$$q_{1,k} = 1.5 - q_{px} = 0.31 \text{ kN/m}^2$$

6.9 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

Il carico sui marciapiedi è definito in accordo a quanto precisato al par. 2.5.1.4.1.6 del Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture.

$$q_{vk} = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Per questo tipo di carico, che non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari, non deve applicarsi l'incremento dinamico.

6.10 DERAGLIAMENTO

Il deragliamento è un'azione derivante dall'esercizio ferroviario che deve essere considerata quale azione eccezionale, secondo quanto indicato al par. 2.5.1.5 Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture.

- Caso 1

Si devono considerare due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$ ciascuno, posizionati longitudinalmente su una lunghezza di 6,40 m, ad una distanza trasversale pari allo scartamento S. Il carico più eccentrico tra i due deve essere posto ad una distanza massima di 1,5S dall'asse dei binari.

- Caso 2

Si deve considerare un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \times 1.4 \text{ kN/m}$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 S rispetto all'asse del binario.

Nel caso in esame la forza del deragliamento non è stata considerata ai fini del dimensionamento in quanto con la geometria in esame non può pregiudicare la stabilità globale dell'opera.

6.11 AZIONI SISMICHE (Q7)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008 nonché la valutazione delle sollecitazioni di verifica e di dimensionamento dei vari elementi strutturali secondo il criterio della Gerarchia delle Resistenze.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria "Linea Pescara - Bari - Raddoppio Termoli - Lesina", che si sviluppa per circa 25Km, attraversando il territorio di diverse località tra cui Termoli(CB), Campomarino(CB), Campomarino – Santa Monica (CB), Marina di Chieuti / Chieuti (FG), Serracapriola- Loc.SS16 (FG).

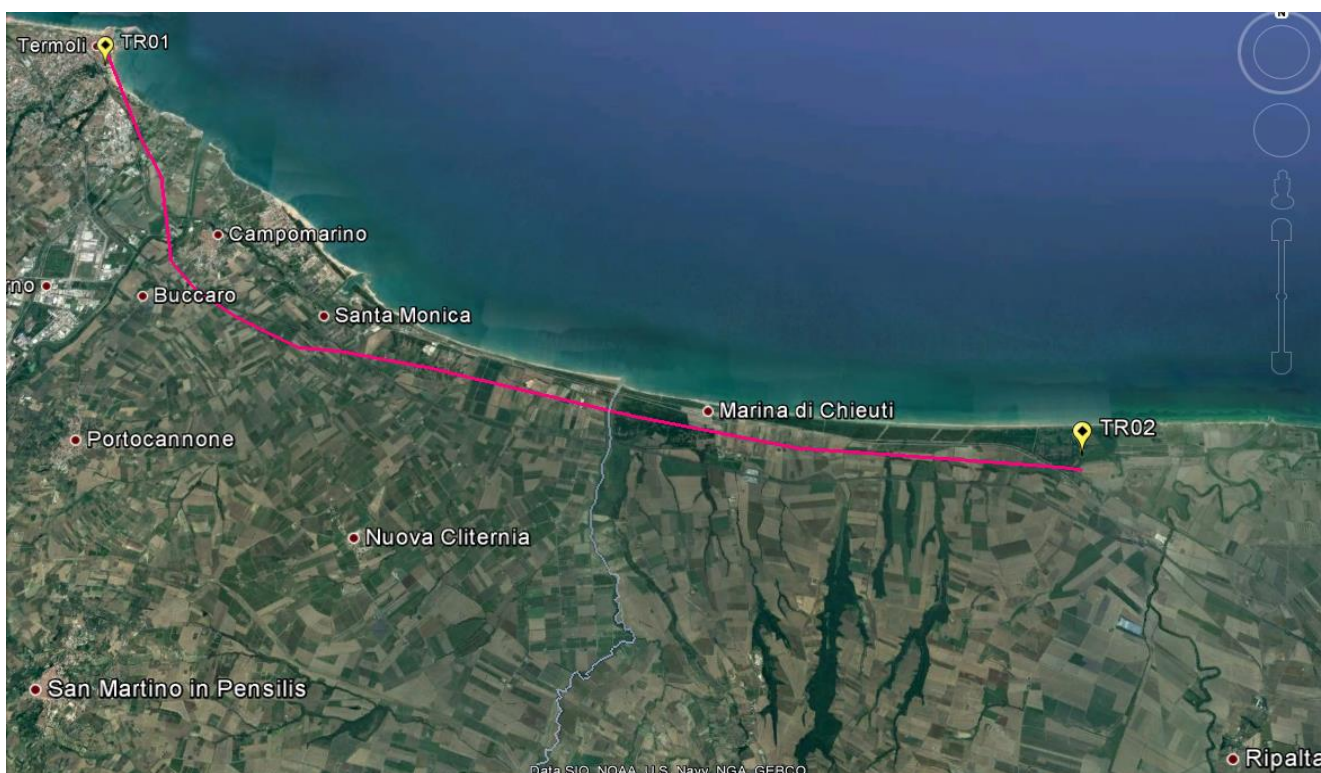


Figura 10 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in quattro sottozone simiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da nord verso sud; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:

Tabella 3: Tabella di riepilogo località di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche per il progetto delle opere

Progr. Inizio	Progr. Fine	Località di Riferimento Azioni Sismiche	Zona sismica Locale
0	5.250,00	Campomarino(CB)	S1
5.250,00	10.000,00	Campomarino - Santa Monica (CB)	S2
10.000,00	18.650,00	Marina di Chieuti /Chieuti (FG)	S3
18.650,00	24.200,00	Serracapriola- Loc.SS16 (FG)	S4

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l’opera.

6.11.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B..

Tabella 4 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾

(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$.

6.11.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 5 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento all'Allegato 5 della specifica alla pagina 151 del "MANUALE DI PROGETTAZIONE DI PONTI E STRUTTURE" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B si ricade in classe d'uso tipo **Classe III con coefficiente d'uso C_U=1,5**.

6.11.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.11.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 6 Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	probabilità di superamento P_{V_R}	Valori in anni del periodo di ritorno T_R
	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	68
SLE	SLD - Stato Limite di Danno	63%	113
	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	1068
SLU	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

6.11.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tab.18 e 19 che sono riportate di seguito:

Tabella 7 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.11.6 Parametri sismici di calcolo e spettro elastico di risposta

La caratterizzazione sismica dei viadotti è variabile, si riporta pertanto nel seguito la caratterizzazione per ogni viadotto ferroviario:

VI01-VI02: Campomarino 41.95712- 14.03549 sottosuolo tipo D:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.177 g
F_o	2.556
T_c	0.395 s
S_s	1.721
C_c	1.990
S_r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.721
η	1.000
T_B	0.262 s
T_C	0.785 s
T_D	2.308 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ 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	0.305
$T_B \leftarrow$	0.262	0.779
$T_C \leftarrow$	0.785	0.779
	0.858	0.713
	0.930	0.657
	1.003	0.610
	1.075	0.569
	1.148	0.533
	1.220	0.501
	1.293	0.473
	1.365	0.448
	1.438	0.425
	1.510	0.405
	1.583	0.386
	1.655	0.370
	1.728	0.354
	1.801	0.340
	1.873	0.327
	1.946	0.314
	2.018	0.303
	2.091	0.293
	2.163	0.283
	2.236	0.274
$T_D \leftarrow$	2.308	0.265
	2.389	0.247
	2.469	0.232
	2.550	0.217
	2.630	0.204
	2.711	0.192
	2.792	0.181
	2.872	0.171
	2.953	0.162
	3.033	0.153
	3.114	0.146
	3.194	0.138
	3.275	0.132
	3.355	0.125
	3.436	0.120
	3.517	0.114
	3.597	0.109
	3.678	0.104
	3.758	0.100
	3.839	0.096
	3.919	0.092
	4.000	0.088

VI03-VI04-VI05: Campomarino – Santa Monica 41.94000 - 15.07000 sottosuolo tipo C:

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

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.195 g
F_o	2.532
T_c	0.375 s
S_s	1.404
C_c	1.451
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.404
η	1.000
T_B	0.181 s
T_C	0.544 s
T_D	2.380 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/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	0.274
T_B	0.181	0.693
T_C	0.544	0.693
	0.632	0.597
	0.719	0.524
	0.806	0.468
	0.894	0.422
	0.981	0.384
	1.069	0.353
	1.156	0.326
	1.243	0.303
	1.331	0.283
	1.418	0.266
	1.506	0.250
	1.593	0.237
	1.680	0.224
	1.768	0.213
	1.855	0.203
	1.943	0.194
	2.030	0.186
	2.117	0.178
	2.205	0.171
	2.292	0.164
T_D	2.380	0.158
	2.457	0.149
	2.534	0.140
	2.611	0.132
	2.688	0.124
	2.765	0.117
	2.843	0.111
	2.920	0.105
	2.997	0.100
	3.074	0.095
	3.151	0.090
	3.228	0.086
	3.306	0.082
	3.383	0.078
	3.460	0.075
	3.537	0.072
	3.614	0.069
	3.691	0.066
	3.769	0.063
	3.846	0.061
	3.923	0.058
	4.000	0.056

VI06: Marina di chieuti - Chieuti 41.92000 - 15.16000sottosuolo tipo C:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.224 g
F_0	2.482
T_C	0.352 s
S_s	1.366
C_c	1.482
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.366
η	1.000
T_B	0.174 s
T_C	0.522 s
T_D	2.498 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 η/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	0.307
T_B ←	0.174	0.761
T_C ←	0.522	0.761
	0.616	0.645
	0.710	0.559
	0.804	0.494
	0.898	0.442
	0.992	0.400
	1.086	0.365
	1.180	0.336
	1.274	0.311
	1.369	0.290
	1.463	0.271
	1.557	0.255
	1.651	0.240
	1.745	0.227
	1.839	0.216
	1.933	0.205
	2.027	0.196
	2.121	0.187
	2.216	0.179
	2.310	0.172
	2.404	0.165
T_D ←	2.498	0.159
	2.569	0.150
	2.641	0.142
	2.712	0.135
	2.784	0.128
	2.855	0.122
	2.927	0.116
	2.999	0.110
	3.070	0.105
	3.142	0.100
	3.213	0.096
	3.285	0.092
	3.356	0.088
	3.428	0.084
	3.499	0.081
	3.571	0.078
	3.642	0.075
	3.714	0.072
	3.785	0.069
	3.857	0.067
	3.928	0.064
	4.000	0.062

Pagina 1

VI07- VI08- VI09: Marina di chieuti - Chieuti 41.92000 - 15.16000sottosuolo tipo B:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.224 g
F_0	2.482
T_C	0.352 s
S_S	1.177
C_C	1.355
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.177
η	1.000
T_B	0.159 s
T_C	0.477 s
T_D	2.498 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ 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	0.264
T_B	0.159	0.656
T_C	0.477	0.656
	0.573	0.546
	0.670	0.467
	0.766	0.409
	0.862	0.363
	0.958	0.327
	1.054	0.297
	1.151	0.272
	1.247	0.251
	1.343	0.233
	1.439	0.217
	1.536	0.204
	1.632	0.192
	1.728	0.181
	1.824	0.172
	1.920	0.163
	2.017	0.155
	2.113	0.148
	2.209	0.142
	2.305	0.136
	2.402	0.130
T_D	2.498	0.125
	2.569	0.118
	2.641	0.112
	2.712	0.106
	2.784	0.101
	2.855	0.096
	2.927	0.091
	2.999	0.087
	3.070	0.083
	3.142	0.079
	3.213	0.076
	3.285	0.072
	3.356	0.069
	3.428	0.067
	3.499	0.064
	3.571	0.061
	3.642	0.059
	3.714	0.057
	3.785	0.055
	3.857	0.053
	3.928	0.051
	4.000	0.049

Pagina 1

VII0- VII1- VII2- VII3- VII4- VII5: Serracapirola 41.90900 - 15.24600 sottosuolo tipo B:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.242 g
F_0	2.452
T_c	0.346 s
S_s	1.163
C_c	1.360
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.163
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.470 s
T_D	2.567 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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	0.281
$T_B \leftarrow$	0.157	0.689
$T_C \leftarrow$	0.470	0.689
	0.570	0.568
	0.670	0.484
	0.770	0.421
	0.869	0.373
	0.969	0.334
	1.069	0.303
	1.169	0.277
	1.269	0.255
	1.369	0.237
	1.468	0.221
	1.568	0.207
	1.668	0.194
	1.768	0.183
	1.868	0.173
	1.968	0.165
	2.067	0.157
	2.167	0.149
	2.267	0.143
	2.367	0.137
	2.467	0.131
$T_D \leftarrow$	2.567	0.126
	2.635	0.120
	2.703	0.114
	2.771	0.108
	2.840	0.103
	2.908	0.098
	2.976	0.094
	3.044	0.090
	3.113	0.086
	3.181	0.082
	3.249	0.079
	3.317	0.076
	3.386	0.073
	3.454	0.070
	3.522	0.067
	3.590	0.064
	3.659	0.062
	3.727	0.060
	3.795	0.058
	3.863	0.056
	3.932	0.054
	4.000	0.052

Pagina 1

In accordo con le prescrizioni normative, lo spettro di risposta elastico è stato considerato solo ai fini della valutazione delle azioni in fondazione e per la valutazione delle azioni sugli apparecchi di appoggio.

6.12 FRENATURA E AVVIAMENTO DEI TRENI

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del *Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture*.

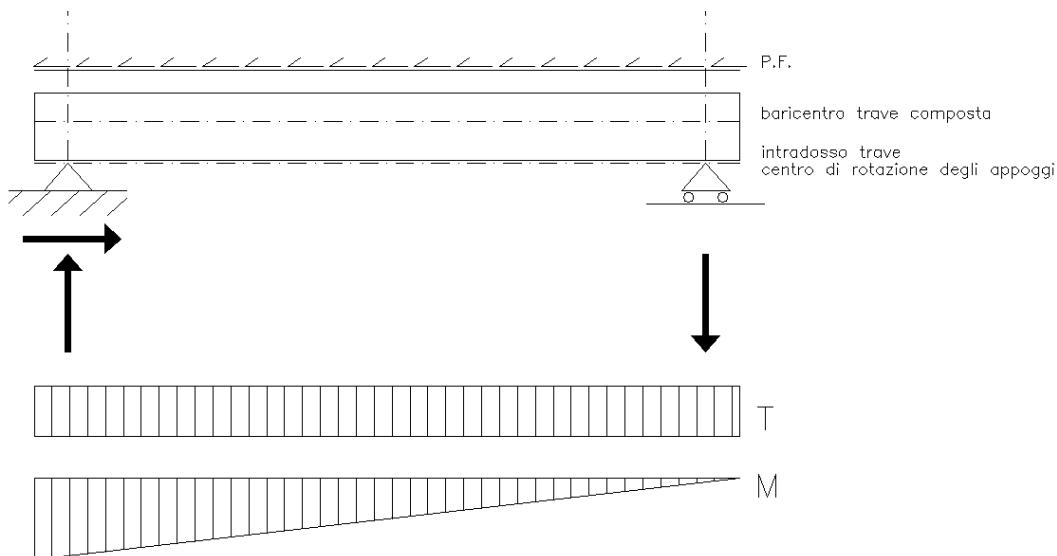


Figura 11 – Sollecitazioni indotte da frenatura e avviamento dei treni

- Treno SW/2 in frenatura:

$$\begin{aligned}
 Q_{l,k} &= 35 \text{ kN/m} \cdot 25 \text{ m} = 875 \text{ kN} \\
 F_o \text{ (fisso)} &= 875 \text{ kN} \\
 F_v \text{ (fisso)} = F_v \text{ (mobile)} &= 875 \text{ kN} \cdot 3.45 \text{ m} / 22.60 \text{ m} = 134 \text{ kN} \\
 V &= 134 \text{ kN} \\
 M &= 875 \text{ kN} \cdot (1.35 \text{ m} + 0.1 \text{ m}) = \pm 1269 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Il momento è valutato come effetto flettente applicato nel baricentro della trave composta, che dista 1,35 m dall'intradosso della trave, a cui si aggiungono 0,10 m fino all'asse di rotazione degli appoggi.

- Treno LM71 in avviamento:

$$\begin{aligned}
 Q_{l,k} &= 33 \text{ kN/m} \cdot 25 \text{ m} = 825 \text{ kN} \\
 F_o \text{ (fisso)} &= 825 \text{ kN} \\
 F_v \text{ (fisso)} = F_v \text{ (mobile)} &= 825 \text{ kN} \cdot 3.45 \text{ m} / 22.60 \text{ m} = 126 \text{ kN} \\
 V &= 126 \text{ kN} \\
 M &= 825 \text{ kN} \cdot (1.35 \text{ m} + 0.1 \text{ m}) = \pm 1196 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Il momento è valutato come effetto flettente applicato nel baricentro della trave composta, che dista 1,35 m dall'intradosso della trave, a cui si aggiungono 0,10 m fino all'asse di rotazione degli appoggi.

6.13 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q8)

Gli effetti dell'attrito sono valutati associando, in corrispondenza degli appoggi scorrevoli, alle reazioni verticali dovute a carichi permanenti (V_G) e quelle dovute a carichi accidentali (V_Q) le seguenti forze orizzontali in direzione longitudinale:

Spalle: $F_h = f(V_G + V_Q)$

Pile: $F_h = f(0.2 V_G + V_Q)$

dove f = coefficiente di attrito = 3%.

6.14 VARIAZIONI TERMICHE SULLA STRUTTURA (E3)

La variazione termica è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.4.1 del *Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2- ponti e strutture* che riprende il § 5.2.2.5.2 delle NTC18. Si prevede una variazione termica uniforme pari a ± 15 °C. Nella valutazione dell'escursione dei giunti e degli apparecchi di appoggio si tiene conto di un incremento del 50% del valore (± 22.5 °C). È stata considerata inoltre una variazione termica differenziale con un gradiente di temperatura tra intradosso ed estradosso dell'impalcato pari a ± 5 °C.

Nel caso in esame, in considerazione degli schemi di vincolo presenti, gli effetti di tale azione sono nulli o comunque trascurabili.

7 COMBINAZIONI

Si riportano le tabelle delle varie combinazioni di carico indicate dalla normativa in merito ai sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tabella 9 - Valutazione dei carichi da traffico (da “Istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari”)

Nel seguito si riportano le combinazioni delle azioni da utilizzare.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Pertanto, si ottengono le seguenti combinazioni ai diversi stati limite (si riportano i coefficienti moltiplicativi del valore caratteristico dell'azione, pari in generale a $\gamma \cdot \psi_{ij}$).

Azioni permanenti

g1 = peso proprio delle strutture

g2 = carichi permanenti portati

g3 = ballast

Azioni variabili

q1 = treno

q2 = treno scarico

q3 = frenatura e avviamento

q4 = centrifuga

q5 = serpeggio

q6 = vento

q7 = sisma

q8 = resistenze parassite dei vincoli

q9 = deragliamento

Distorsioni

- ε_1 = precompressione
 ε_2 = effetti reologici (ritiro, viscosità e rilassamento)
 ε_3 = variazioni termiche

STATO LIMITE ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε_1	ε_2	ε_3
K1	1	1	1	1	0	0.5	1	1	0.6	0	1	0	1	1	0.6
K2	1	1	1	0	1	0	1	1	0.6	0	1	0	1	1	0.6
K3	1	1	1	1	0	1	0.5	0.5	0.6	0	1	0	1	1	0.6
K4	1	1	1	0.8	0	0.4	0.8	0.8	1	0	1	0	1	1	0.6
K5	1	1	1	0.8	0	0.4	0.8	0.8	0.6	0	1	0	1	1	1

COMBINAZIONE FREQUENTE

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε_1	ε_2	ε_3
F1	1	1	1	0.8	0	0.8	0.8	0.8	0	0	1	0	1	1	0.5
F2	1	1	1	0	0.8	0	0.8	0.8	0	0	1	0	1	1	0.5
F3	1	1	1	0.8	0	0.8	0.4	0.4	0	0	1	0	1	1	0.5
F4	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	1	1	0.5
F5	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.6

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε_1	ε_2	ε_3
QP1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.5

STATO LIMITE ULTIMO

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε_1	ε_2	ε_3
U1	1.35	1.35	1.5	1.45	0	0.725	1.45	1.45	0.9	0	1.35	0	1	1.2	0.72
U2	1.35	1.35	1.5	0	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.35	0	1	1.2	0.72
U3	1.35	1.35	1.5	1.45	0	1.45	0.73	0.73	0.9	0	1.35	0	1	1.2	0.72
U4	1.35	1.35	1.5	1.16	0	0.58	1.16	1.16	1.5	0	1.35	0	1	1.2	0.72
U5	1.35	1.35	1.5	1.16	0	0.58	1.16	1.16	0.9	0	1.35	0	1	1.2	1.2

COMBINAZIONE SISMICA

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε1	ε2	ε3
S1	1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0.5

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

	g1	g2	g3	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	ε1	ε2	ε3
E1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0.5

8 MODELLI DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni degli elementi strutturali dell'impalcato quali travi, solette, traversi ed appoggi è stato sviluppato con le due seguenti modalità:

- 1 Valutazione diretta delle sollecitazioni indotte sulle travi più sollecitate, cioè sulle travi esterne, dai pesi propri e permanenti portati. Le sollecitazioni indotte dai carichi ferroviari sono state valutate sul modello di graticcio con il metodo di Guyon-Massonet-Bares ottenendo direttamente il carico massimo sulle travi esterne. La verifica della singola trave è stata poi sviluppata sulla base delle sollecitazioni così calcolate.

Tale valutazioni e verifiche sono riportate nei capitoli 10 e 11.

- 2 Le sollecitazioni e gli spostamenti dell'impalcato sono state valutate in modo più preciso attraverso un modello F.E.M. costituito dalle travi longitudinali, dai traversi e dalla soletta. Tale modello è illustrato nel paragrafo 15 dove vengono presentati i principali risultati e, in particolare, vengono confrontate le massime sollecitazioni di flessione e taglio così ottenute con quelle del modello semplificato utilizzato per le verifiche nei capitoli 10 e 11.

9 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Per la trave di bordo, la più sollecitata ed oggetto di verifica, il calcolo delle sollecitazioni prodotte dai carichi di cui al precedente paragrafo “analisi dei carichi” è stato eseguito come segue:

Peso Proprio Trave:

Con riferimento alla geometria di trave definita nel paragrafo “Geometria impalcato” e come indicato in precedenza, il peso proprio delle travi (G1) è ottenuto come somma del:

- peso degli elementi trave, comprensivo del peso dei ringrossi;
- peso dei traversi di campata e di quelli di testata.

Altri carichi Permanenti:

con riferimento alle altre sollecitazioni di tipo permanente, per la trave oggetto di verifica (di bordo) è stato applicato il carico di pertinenza valutato per aree di afferenza ovvero:

- 32 % del peso proprio soletta + cordoli: $(106+13.76+10.25) \text{ kN/ml} \times 0,32 = 41.7 \text{ kN/m}$;
- 25% (1/4) dei carichi permanenti portati (ballast ed altri pp) pari a $(136 \text{ kN/ml} + 63 \text{ kN/ml})/4 = 49.7 \text{ kN/m}$;

Le sollecitazioni di Momento e Taglio sono calcolate fattorizzando opportunamente le sollecitazioni prodotte da un carico uniforme unitario (p1) applicato sulla singola trave.

Carichi Mobili:

Per i carichi mobili, il calcolo dei coefficienti di ripartizione del carico accidentale sulle singole nervature, in particolare sulla trave di bordo, è stato eseguito con il metodo di Guyon-Massonet-Bares, trattandosi di graticcio con travi principali dotate di inerzia torsionale.

Si riporta a seguire il dettaglio del calcolo dei coefficienti di ripartizione:

Dati generali

ntravi	4		numero travi
j travi	1,281	<i>m4</i>	inerzia trave
j traversi	0,474	<i>m4</i>	inerzia traversi
k1	1,04		costante torsione travi
k2	0,036		costante torsione traversi
it	2,41	<i>m</i>	interasse travi
itra	7,6	<i>m</i>	interasse traversi
dx	0,531		Car graticcio equival
dy	0,062		
cxy	0,196		
cyx	0,002		
H=	0,099		

l	22,6	<i>m</i>	luce di calcolo
b	4,82	<i>m</i>	semilarghezza impalcato
gammap	0,531		parametro deformab trasv
gammae	0,062		

rop	0,196
roe	0,002
y	-3,62
teta	0,364
alfa	0,545

m distanza tra l'asse dell'impalcato e l'asse della trave più esterna
param deformab trasversale
parametro di torsione

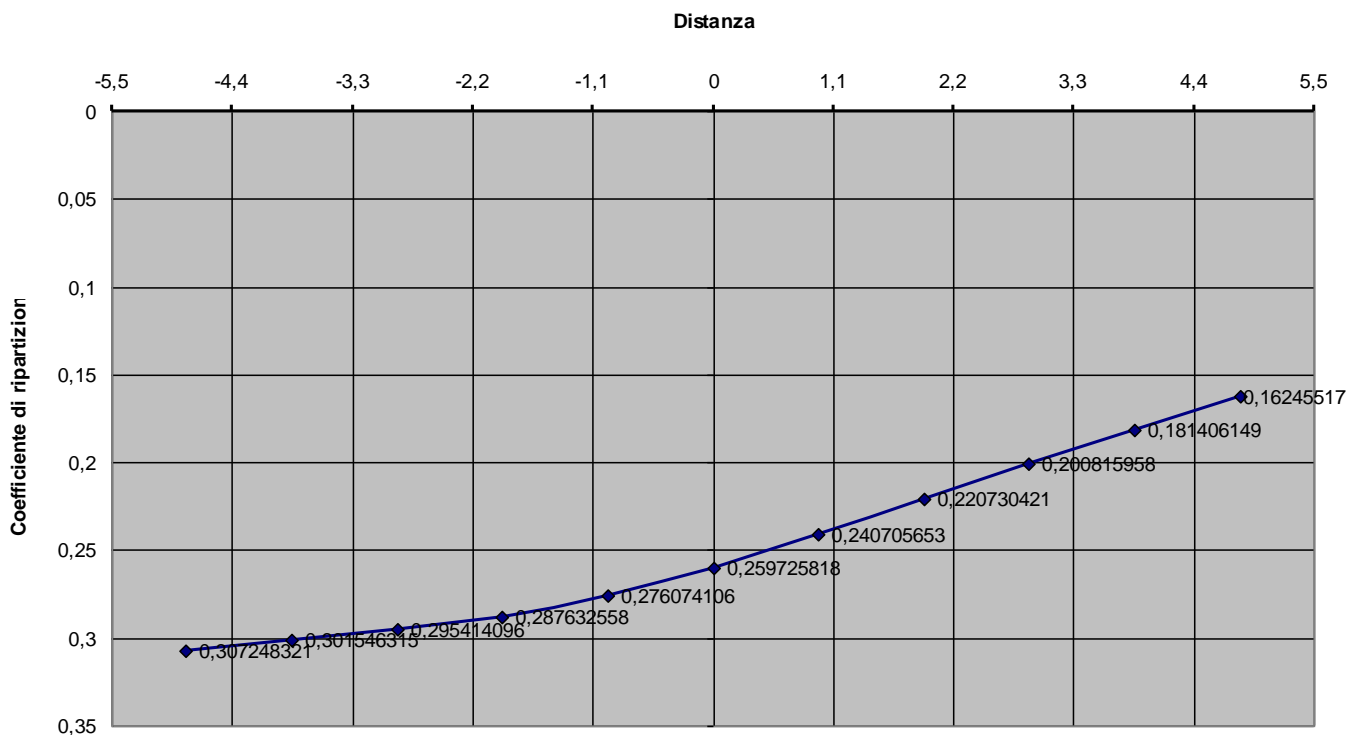
Di seguito sono riportati i coefficienti di ripartizione per le due posizioni dei binari (e) e per le quattro travi, poste a distanza *y* dall'asse di simmetria dell'impalcato.

e\y	-3,615	-1,205	1,205	3,615
-2	0,34	0,29	0,22	0,15
2	0,15	0,22	0,29	0,34

La trave di bordo oggetto di verifica, sarà soggetta pertanto ai seguenti coefficienti di carico:

- 34% del carico agente sul Binario 1;
- 15% del carico agente sul Binario 2.

Linea di influenza per il momento flettente



Una volta definiti i coefficienti di ripartizione, le sollecitazioni di calcolo e le deformazioni da moltiplicare per detti coefficienti, al fine di verificare la singola membratura, sono stati definiti individuando per ciascuna delle sollecitazioni le posizioni dei carichi più sfavorevoli, come descritto più avanti.

10 TRAVE

10.1 FENOMENI LENTI

10.1.1 Viscosità del calcestruzzo

Gli effetti della viscosità del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati nell'appendice B dell'UNI EN1992-1-1.

La deformazione viscosa del calcestruzzo al tempo infinito per una tensione costante applicata all'età t_0 del calcestruzzo, è data da:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) (\sigma_c/E_c)$$

Dove il coefficiente di viscosità al generico tempo t è calcolato con la seguente relazione

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Essendo

ϕ_0 il coefficiente nominale di viscosità;

$\beta_c(t, t_0)$ è un coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico.

Si riporta di seguito il valore dei fattori impiegati per la determinazione del coefficiente normale di viscosità per la trave prefabbricata:

t_0	7	giorni
f_{cm}	53	MPa
$\phi(t, t_0)$	1,29	
ϕ_0	2,01	
$\beta_c(t-t_0)$	0,64	
ϕ_{RH}	1,37	
$\beta(f_{cm})$	2,31	
$\beta(t_0)$	0,63	
RH	70	
A_c	175	mm ²
u	2	mm
h_0	175	mm
α_1	0,748	
α_2	0,920	
α_3	0,813	
β_H	477,04	
t	150	giorni

In seguito alle deformazioni viscosi della trave prefabbricata si hanno delle perdite di precompressione pari a:

$$\Delta\sigma_c = E_s \cdot \varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$$

Essendo

ε_{cc} la deformazione per viscosità, valutata in corrispondenza dell'armatura di precompressione

E_s il modulo elastico dell'acciaio da precompressione, pari a 195000 MPa

$\Delta\sigma_c$ la perdita di tensione dell'armatura di precompressione.

Dato che nel calcolo si considerano le differenti fasi costruttive dell'impalcato, si valutano le cadute di tensione dovute a carichi applicati a diversi istanti t_0 , in vari tempi t .

In particolare si considera:

- l'effetto della viscosità della trave prefabbricata al getto della soletta, considerando un coefficiente $\phi(150,7)$;
- l'effetto della viscosità della trave prefabbricata al tempo ∞ , considerando un coefficiente di viscosità dato dalla differenza tra il valore di ϕ_0 e il valore di $\phi(150,7)$.

Per la soletta la determinazione del coefficiente normale di viscosità avviene attraverso i seguenti parametri:

t_0	7	giorni
f_{cm}	37	MPa
$\phi(t,t_0)$	2,31	
ϕ_0	2,34	
$\beta_c(t-t_0)$	0,99	
ϕ_{RH}	1,33	
$\beta(f_{cm})$	2,76	
$\beta(t_0)$	0,63	
RH	70	
A_c	620	mm ²
u	2	mm
h_0	620	mm
α_1	0,962	
α_2	0,989	
α_3	0,973	
β_H	1213,47	
t	27375	giorni

Dalla tabella sopra riportata si evince il valore del coefficiente di viscosità $\phi = 2,31$ per la soletta al tempo di 27375 giorni, corrispondente a un'età di 75 anni, pari alla vita nominale della struttura.

10.1.2 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2008.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Per la trave prefabbricata, assumendo un'umidità relativa del 70% e una dimensione fittizia dell'elemento pari a 184,68 mm, si ottiene un valore finale della deformazione da ritiro

$$\epsilon_{cs, trave} = - 0.000343$$

A_c	1089900
u	11750

h_0	kh
100	1,00

h0	184,68
fck	45,65

184,68	0,87
200	0,85

DEFORM. DA RITIRO PER ESSICAMENTO IN ‰			
	umidità relativa in %		
fck	60	70	80
40	-0,38		-0,24
45,65	-0,36	-0,29	-0,23
60	-0,3		-0,19

$\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,255	‰
t (anni)	100	
t	36500,00	giorni
ts	28	giorni
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,997	
$\varepsilon_{cd}(t)$	-0,254	‰
$\varepsilon_{ca, \infty}$	-0,089	‰
ε_{cs}	-0,343	‰

Anche l'effetto del ritiro della trave prefabbricata, analogamente a quanto fatto per la viscosità, viene considerato secondo le diverse fasi, e più precisamente:

- fase a tempo $t=150$ giorni, corrispondente all'età del getto della soletta, per cui si ha una deformazione pari a $\varepsilon_{cs} = -0,23$ ‰;
- fase successiva al getto della soletta, a cui corrisponde una deformazione residua a $t=\infty$ pari a $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs\infty} - \varepsilon_{cs150} = -0,343$ ‰ - $(-0,23$ ‰) = $-0,113$ ‰

In seguito alle deformazioni da ritiro si hanno delle perdite di precompressione pari a:

$$\Delta\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty)$$

Essendo

ε_{cs} la deformazione da ritiro

$\Delta\sigma_s$ la perdita di tensione dell'armatura di precompressione.

L'effetto di tale perdita di precompressione agisce nella prima fase sulla sola sezione della trave prefabbricata, mentre interessa la sezione mista omogenizzata trave+soletta nella seconda fase descritta.

Per la soletta, assumendo il medesimo tasso di umidità relativa e una dimensione fittizia dell'elemento pari a 620 mm, si ottiene un valore finale della deformazione da ritiro

$$\varepsilon_{cs,soletta} = -0,00030$$

u	241	300	0,75
h0	620,00	620,00	0,70
fck	28	500	0,70

DEFORM. DA RITIRO PER ESSICAMENTO IN ‰			
	umidità relativa in %		
fck	60	70	80
20	-0,49		-0,3
28,00	-0,45	-0,36	-0,28
40	-0,38		-0,24

$\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,253	‰
t (anni)	100	
t	36500,00	giorni
ts	28	giorni
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,983	
$\varepsilon_{cd}(t)$	-0,248	‰
$\varepsilon_{ca, \infty}$	-0,045	‰
ε_{cs}	-0,293	‰

Il ritiro della soletta è contrastato dalla presenza delle travi prefabbricate. Se la soletta fosse libera di deformarsi subirebbe l'accorciamento $\varepsilon_{cs \text{ soletta}} = 0.3\%$ calcolato in precedenza.

Supponendo che la presenza delle travi prefabbricate impedisca totalmente tale deformazione ne consegue che nasce una forza di trazione nella soletta pari a:

$$N_{rit} = \varepsilon_{cs \text{ soletta}} E_c \text{ soletta} \infty A_{\text{soletta}}$$

Tale forza si traduce in una azione assiale di compressione e in un momento flettente agenti sulla sezione mista omogeneizzata trave+soletta.

Il momento nasce per equilibrare la coppia costituita dalla forza di trazione nella soletta e la forza di compressione agente sulla sezione intera, ed è quindi calcolata considerando un braccio pari alla distanza tra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione trave+soletta.

Si noti che, poiché la deformazione da ritiro considerata è quella a $t=\infty$, il valore della tensione nella soletta è calcolato considerando un modulo elastico della soletta ridotto per simulare l'effetto della viscosità della soletta stessa. In particolare $E_{c, \text{soletta} \infty} = E_{c, \text{soletta} 28} / (1 + \phi)$.

Avendosi, nel caso in esame:

$$\varepsilon_{cs \text{ soletta}} = 0,0003$$

$$E_{c \text{ soletta} \infty} = 32588 / (1 + 2,31) = 9845 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{soletta}} = 13,70 \text{ m} \times 0,31 \text{ m} = 4,247 \text{ m}^2$$

si ha che:

$$N_{rit} = 0,0003 \times 9845 \times 4,247 = 12544 \text{ kN}$$

L'effetto di tale forza (agente su tutto l'impalcato) su una sola trave è pari a:

$$N_{rit} = 12544/4 = 3136 \text{ kN}$$

Essendo:

$$e = 0,87 \text{ m}$$

si ha infine:

$$M_{rit} = 3136 \text{ kN} \times 0,87 \text{ m} = 2728 \text{ kNm}$$

10.1.3 Rilassamento dell'acciaio

Si impiegano trefoli di classe 2 (basso rilassamento). La perdita per rilassamento è definita come il rapporto in percentuale della variazione della tensione di precompressione sulla tensione di precompressione iniziale, secondo la seguente espressione (da UNI EN 1992-1-1):

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66\rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

dove:

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto delle perdite per rilassamento a tempo t;

σ_{pi} è la massima tensione di trazione applicata al cavo meno le perdite immediate che si verificano durante il procedimento di messa in tensione;

t è il tempo dopo la messa in tensione;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{ptk} = 0.726;$$

ρ_{1000} = 2.5% è il valore della perdita per rilassamento a 1000 ore dopo la messa in tensione.

Perdite di tensione per rilassamento a t=150 g

f_{pk}	1860	MPa	
σ_{pi}	1350	MPa	tensione iniziale nel cavo
t	3600	ore	
μ	0,726		
ρ_{1000}	2,5		
classe	2		
$\Delta\sigma_{pr}$	21,412	MPa	

Il valore di $\Delta\sigma_{pr}$ dopo 150 giorni è pari a 21.4 MPa.

Perdite di tensione per rilassamento a $t \infty$

f_{pk}	1860	MPa	tensione iniziale nel cavo
σ_{pi}	1350	MPa	
t	500000	ore	
μ	0,726		
ρ_{1000}	2,5		
classe	2		
$\Delta\sigma_{pr}$	59,060	MPa	

Il valore di $\Delta\sigma_{pr}$ a tempo infinito è pari a 59 MPa.

10.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Si calcolano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo che nell'armatura di precompressione in combinazione caratteristica e quasi permanente delle azioni, e si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

10.2.1 Limiti tensionali

CALCESTRUZZO PER TRAVI IN C.A.P. E TRAVERSI

Classe di resistenza

C45/55



Tensioni iniziali nel conglomerato

$\sigma_{c,c} = 0.60 f_{ckj}$	tensione limite a compressione	MPa	20.0
$f_{ckj} =$	resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura	MPa	33.3
avendo assunto			
$R_{ckj} =$	resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura	MPa	40
$E_{cmj} =$	modulo elastico del conglomerato a j giorni di stagionatura	MPa	33661

Tensioni in esercizio nel conglomerato in combinazione caratteristica

$\sigma_{c,c} = 0.55 f_{ck}$	tensione limite a compressione	MPa	24.8
------------------------------	--------------------------------	-----	-------------

Tensioni in esercizio nel conglomerato in combinazione quasi permanente

$\sigma_{c,c} = 0.40 f_{ck}$ tensione limite a compressione MPa **18.0**

Per tutte le combinazioni, compresa la fase iniziale, non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi.

CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Classe di resistenza

C 32/40

Tensioni in esercizio nel conglomerato in combinazione caratteristica

$\sigma_{c,c} = 0.55 f_{ck}$ tensione limite a compressione MPa **17.6**

Tensioni in esercizio nel conglomerato in combinazione quasi permanente

$\sigma_{c,c} = 0.40 f_{ck}$ tensione limite a compressione MPa **12.8**

ACCIAIO DA PRECOMPRESSO

Trefoli stabilizzati da 0.6"

Tensioni iniziali

$\sigma_{spi} = 0.8 f_{ptk}$ tensione limite nell'acciaio all'atto della precompressione MPa 1488

Tensioni in esercizio

$\sigma_{sp} = 0.8 f_{p(1)k}$ tensione limite nell'acciaio in esercizio MPa 1336

10.2.2 Criteri di verifica

Si verifica lo stato tensionale delle due sezioni correnti più significative:

- sezione di mezzeria della trave di bordo, che risulta maggiormente sollecitata a flessione;
- sezione corrente vicino all'appoggio (sezione distante 1.75 m dall'asse appoggio), nei confronti delle possibili trazioni ad estradosso trave.

In particolare le combinazioni che massimizzano l'effetto di momento flettente nella trave più sollecitata sono le seguenti:

- Combinazione quasi permanente: $1.0 \cdot g_1 + 1.0 \cdot g_2 + 1.0 \cdot g_3 + 1.0 \cdot \varepsilon_1 + 1.0 \cdot \varepsilon_2$;
- Combinazione caratteristica rara: $1.0 \cdot g_1 + 1.0 \cdot g_2 + 1.0 \cdot g_3 + 1.0 \cdot q_1 + 1.0 \cdot q_3 + 1.0 \cdot \varepsilon_1 + 1.0 \cdot \varepsilon_2$;

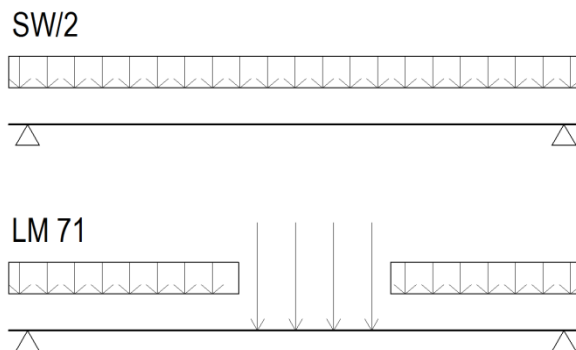
Quest'ultima combinazione deriva dall'aver considerato il gruppo 3 della tabella 5.2.IV del D.M. 14 gennaio 2008 per la definizione dell'azione caratteristica dovuta al traffico ferroviario.

Per la definizione della disposizione più gravosa del carico q_1 è stato considerato uno schema di carico relativo alla condizione di traffico pesante, secondo quanto esposto nella tabella 5.2.III del D.M. 14 gennaio 2008.

Secondo tale tabella occorre considerare la presenza contemporanea di due treni, come esposto in seguito:

- Primo binario caricato con treno di carico tipo SW/2;
- Secondo binario caricato con treno di carico tipo LM 71.

Per massimizzare il momento in mezzzeria sono state considerate le seguenti disposizioni dei treni sui binari:



Con riferimento al treno di carico tipo LM71 la posizione che massimizza l'effetto del momento flettente nella sezione di mezzzeria è quella in cui si considera che il secondo dei 4 carichi concentrati sia posizionato esattamente nella mezzzeria stessa dell'impalcato.

10.2.3 Sezione di mezzzeria

Si riportano i valori caratteristici delle sollecitazioni flettenti agenti in corrispondenza della sezione di verifica:

M [kN m]

PPT = peso proprio trave	=>	2274 kNm
PPS = peso proprio soletta	=>	2704 kNm
SPP = sovraccarichi permanenti portati	=>	3228 (di cui 1979 da ballast) kNm
VAR. = azioni variabili	=>	5674 kNm

Il momento associato alle azioni variabili è dovuto a diversi contributi di cui segue sintetica evidenza:

Momento complessivo sull'impalcato dovuto al treno tipo SW2	11530 kNm
Momento complessivo sull'impalcato dovuto al treno tipo LM71	9933 kNm
Momento su trave più sollecitata per effetto dei treni SW2 ed LM71	$11530 \text{ kNm} \times 0.34 + 9933 \text{ kNm} \times 0.15 = 5356.75 \text{ kNm}$

Momento complessivo sull'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento:

- a) M_{SW2} in frenatura: $1269 \text{ kNm/2} = 634.5 \text{ kNm}$
b) M_{LM71} in avviamento: $1196 \text{ kNm/2} = 598 \text{ kNm}$

Su ogni trave, considerando una ripartizione uniforme, si ha:

- a) M_{SW2} in frenatura $= 158.625 \text{ kNm}$
b) M_{LM71} in avviamento $= 149.500 \text{ kNm}$

Considerando il gruppo 3 delle azioni il momento totale dovuto alle azioni variabili da traffico sulla trave più caricata vale:

$$M = 5365.75 \text{ kNm} + 158.625 \text{ kNm} + 149.50 \text{ kNm} = 5674 \text{ kNm}$$

Allo stato di sollecitazione esterno sono sommati gli effetti della precompressione e dei fenomeni reologici.

Sono state considerate le seguenti fasi:

- Fase 1: fase iniziale in cui si considera la tesatura e l'azione del peso proprio;
- Fase 2: fase a un tempo $t=150$ giorni in cui si considerano avvenute le cadute di tensione dovute all'accorciamento elastico del calcestruzzo, nonché la quota parte di perdite nel tempo (valutate a $t=150$ giorni) dovute al rilassamento dell'acciaio, alla viscosità e al ritiro.
- Fase 3: fase di getto della soletta, in cui il peso proprio della soletta agisce sulla sezione della sola trave prefabbricata.
- Fase 4: fase a $t=\infty$, in cui si considerano esauriti i fenomeni di ritiro, viscosità, rilassamento dell'acciaio (compreso l'effetto del ritiro della soletta).
- Fase 5: in cui si considerano agenti tutti i carichi permanenti.
- Fase 6: si considerano anche gli effetti dei carichi accidentali, secondo la disposizione più gravosa per il momento in mezzera.

Di fatto la Fase 5 coincide con la combinazione quasi permanente, mentre la Fase 6 con la combinazione caratteristica rara.

In particolare, il calcolo delle cadute di tensione in Fase 2 è stato condotto con riferimento al cavo risultante, come descritto nel seguito:

- cadute dovute all'accorciamento elastico del calcestruzzo:

sono valutate con riferimento alla forza N di precompressione della sezione a contrazione scontata (la contrazione unitaria locale del conglomerato è uguale, per aderenza, a quella del cavo) e con riferimento alle deformazioni dovute all'azione del momento dovuto al peso proprio della trave, che all'atto del rilascio dei trefoli, si inarca appoggiandosi agli estremi.

Detta N_0 la forza di precompressione iniziale si ha che:

$$N_1 = N_0 (1-\omega)$$

dove:

$$W = \frac{1 + \frac{e \times \left(e^{-M_1/N} \right)}{r^2}}{1 + \frac{e \times \left(e^{-M_1/N} \right)}{r^2} + \frac{1}{n \times r_{sp}}}$$

e:

M_1 = momento dovuto al peso proprio della trave;

e = distanza tra il cavo risultante e il baricentro della sezione;

$r^2 = I_c/A_c$ (con I_c = momento di inerzia della sezione di calcestruzzo e A_c = area della sezione di calcestruzzo)

$\rho_{sp} = A_{sp}/A_c$

$n = E_{sp}/E_c$

Nel caso in esame si ha:

Iom		0,601	<i>m4</i>
Aom		1,134	<i>m2</i>
r2		0,530	<i>m4</i>
ρsp		0,008	
n		5,355	
Asp		0,009	<i>m2</i>
M		1985,000	<i>kNm</i>

e	ω	Dsig accor trave
0,479	0,054	-73564

Il valore di caduta di tensione dovute all'accorciamento elastico del calcestruzzo è pari a -73.564 MPa.

- cadute nel tempo dovute a rilassamento, viscosità e ritiro (al tempo di 150 giorni):

$$DS_{p,c+s+r} = \frac{e_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot DS_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot f(t_1, t_0) \cdot S_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot f(t_1, t_0)) \right]}$$

dove:

e_{cs} valore assoluto del ritiro del calcestruzzo

E_p modulo di elasticità delle armature di precompressione

E_{cm} modulo di elasticità del calcestruzzo

- $D_{S_{pr}}$ valore assoluto della variazione di tensione nell'armatura da precompressione al tempo t dovuta al rilassamento
- $f(t_1, t_0)$ coefficiente di viscosità al tempo t , riferito a carichi applicati al tempo t_0
- $S_{c,Qp}$ tensione nel calcestruzzo in corrispondenza delle armature, per peso proprio, precompressione iniziale
- A_p area della sezione delle armature di precompressione
- A_c area della sezione di calcestruzzo
- I_c momento di inerzia della sezione di calcestruzzo
- z_{cp} eccentricità delle armature di precompressione, calcolata facendo riferimento alla sezione di calcestruzzo

Nel caso in esame si ha:

ϵ_{cs} (Età di I fase) =	0,00023		deformazione da ritiro calcolata a t di I fase
E_p	195.000	MPa	modulo elastico acciaio da precompressione
E_{cm}	36.416	MPa	modulo elastico calcestruzzo
$\Delta\sigma_{pr}$	37,59	MPa	perdita per rilassamento calcolata a t di I fase
$f_i(t, t_0)$	0,71		coefficiente di viscosità calcolato a t di I fase
$\sigma_{c,Qp}$	14,79	MPa	tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del cavo baricentrico per peso proprio, precompressione iniziale
A_p	0,00945	m ²	area complessiva di acciaio da precompressione
A_c	1,084	m ²	area della sezione di calcestruzzo
I_c	0,578	m ⁴	momento di inerzia della sezione di calcestruzzo
z_{cp}	0,48	m	eccentricità delle armature di precompressione, calcolata facendo riferimento alla sezione di calcestruzzo
d cavo risultante	0,400	m	distanza del cavo risultante dal lembo inferiore della trave

numeratore	131,14		
denominatore	1,10		
$\Delta\sigma_{c+s+r}$	-118,72	MPa	perdita complessiva per ritiro, viscosità e rilassamento al getto della soletta (I fase)
σ_{pr} fase I	1231,28	MPa	tensione di precompressione a perdite scontate (perdita elastica esclusa)
%	-8,79%		percentuale di perdita al getto della soletta (perdita elastica esclusa)

Il calcolo delle cadute di tensione in Fase 4 è stato condotto con riferimento al cavo risultante, come descritto per la Fase 2 relativamente alle cadute nel tempo dovute a rilassamento, viscosità e ritiro. Tali cadute residue sono calcolate a partire dai valori residui di ritiro, viscosità e rilassamento (da tempo $t=150$ g al tempo $t=\infty$).

ϵ_{cs} (da età di I fase a tinf) =	0,00011	
E_p	195.000	MPa
E_{cm}	36.416	MPa
$\Delta\sigma_{pr}$	21,41	MPa
$f_i(t, t_0)$	1,29	
σ_{c, Q_p}	10,71	MPa
A_p	0,00945	m ²
A_c	1,084	m ²
I_c	0,578	m ⁴
z_{cp}	-0,47	m
d cavo risultante	0,400	m

numeratore	113,17	
denominatore	1,13	
$\Delta\sigma_{c+s+r}$	-99,85	MPa
σ_{II} fase II	1131,43	MPa
%	-7,40%	

A seguire si riporta il riepilogo con lo stato tensionale nella sezione nelle varie fasi, con riferimento alla seguente simbologia:

σ_{ss} = tensione al lembo superiore della soletta;

σ_{is} = tensione al lembo inferiore della soletta;

σ_s = tensione al lembo superiore della trave prefabbricata;

σ_i = tensione al lembo inferiore della trave prefabbricata;

σ_{sp} = tensione nell'armatura da precompressione.

Si considerano le seguenti convenzioni di segno: + compressione; - trazione

- Fase 1

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.33 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 17.72 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1350 \text{ MPa} < 1488 \text{ MPa}$$

- Fase 2

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 14.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1158 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 3

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 6.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 11.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1158 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 4

$$\sigma_{ss} = -0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = -0.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 9.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 9.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1058 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 5

$$\sigma_{ss} = 2.34 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.96 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 11.30 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 6.24 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1058 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 6

$$\sigma_{ss} = 6.80 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa}$$

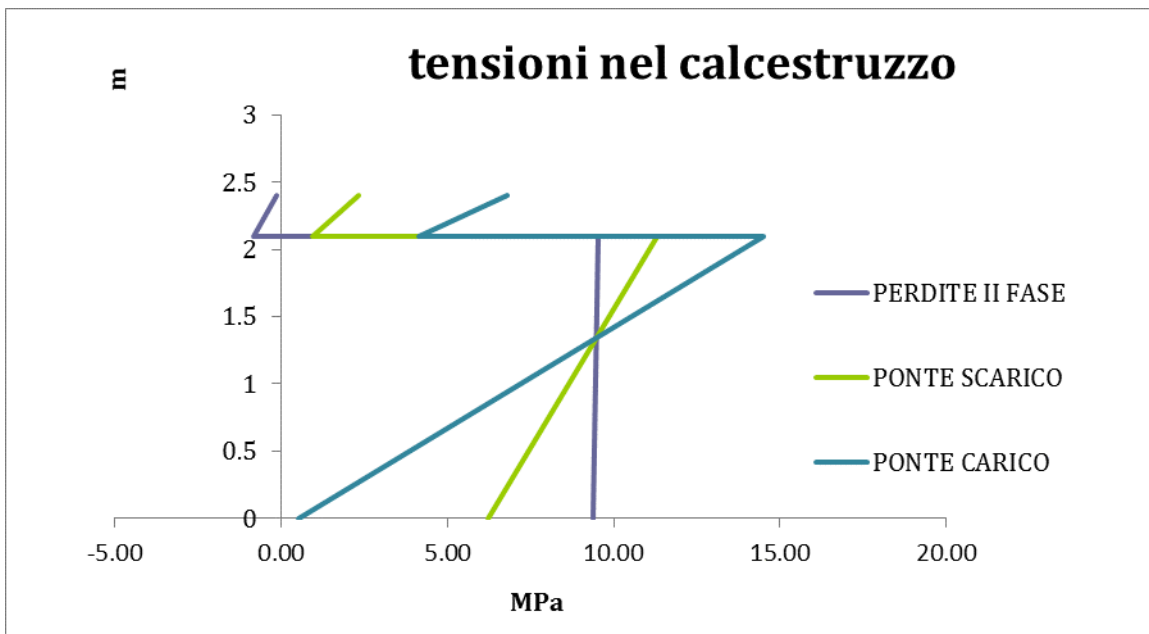
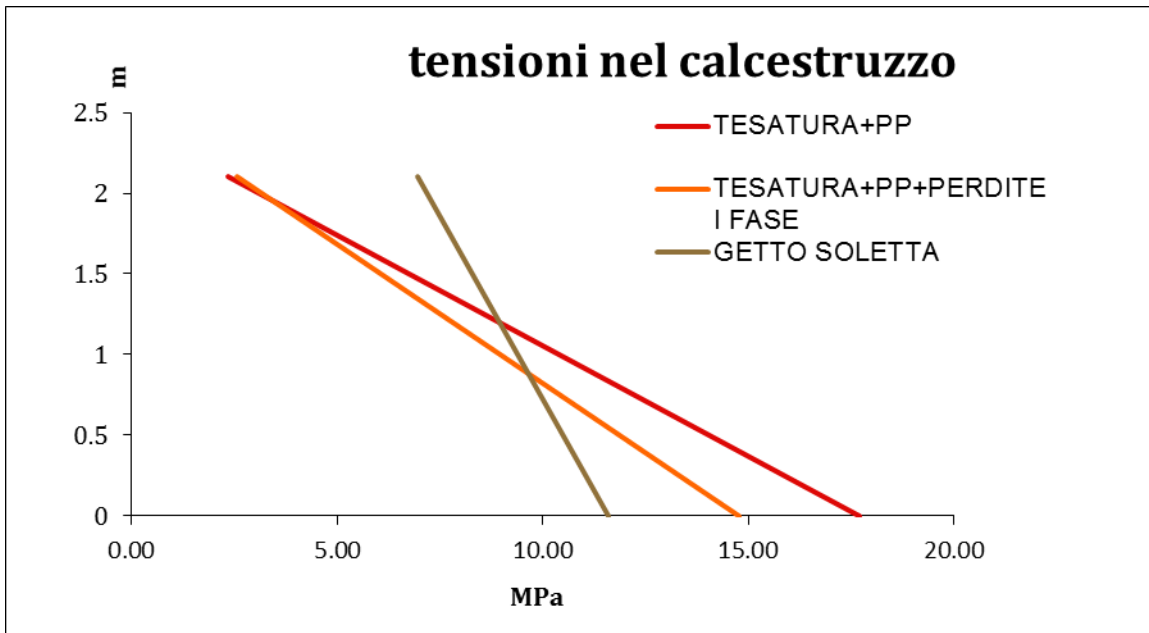
$$\sigma_{is} = 4.14 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 14.48 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 0.52 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa e } > 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1058 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

Nei grafici che seguono sono rappresentati i diagrammi di sollecitazione in funzione dell'altezza della sezione per le diverse fasi considerate:



La verifica è soddisfatta, essendo la sezione interamente compressa, con una tensione massima iniziale di compressione della trave pari a 17.72 MPa < 20 MPa, una tensione massima di compressione nella soletta pari a 6.80 MPa < 15.4 MPa e una tensione massima di trazione nell'armatura pretesa pari a 1058 MPa < 1336 MPa.

10.2.4 Sezione corrente vicino all'appoggio

Si riportano i valori caratteristici delle sollecitazioni flettenti agenti in corrispondenza della sezione di verifica:

M [kN m]

PPT	= peso proprio trave	=>	567.50 kNm
PPS	= peso proprio soletta	=>	340.50 kNm
SPP	= sovraccarichi permanenti portati	=>	891.50 (di cui 565.50 da ballast) kNm
VAR.	= azioni variabili	=>	2082 kNm

Il momento dovuto al peso proprio della soletta è stato ricavato considerando la larghezza di competenza della trave interna (2,41 m) anziché di quella esterna. In questo modo infatti, si ricerca la configurazione peggiore nei confronti di possibili trazioni a estradosso trave.

Il momento associato alle azioni variabili è dovuto a diversi contributi di cui segue sintetica evidenza:

Momento complessivo sull'impalcato dovuto al treno tipo SW2	3295 kNm
Momento complessivo sull'impalcato dovuto al treno tipo LM71	2673 kNm
Momento su trave più sollecitata per effetto treni SW2 e LM71	$3295\text{kNm} \times 0.34 + 2673\text{kNm} \times 0.15 = 1520\text{ kNm}$
Momento complessivo sull'impalcato dovuto alla frenatura e all'avviamento:	

$$c) M_{SW2} \text{ in frenatura: } 1269 \text{ kNm} \times (22,60 - 1,75)/22,60 = 1170 \text{ kNm}$$

$$d) M_{LM71} \text{ in avviamento: } 1196 \text{ kNm} \times (22,60 - 1,75)/22,60 = 1078 \text{ kNm}$$

Su ogni trave, considerando una ripartizione uniforme, si ha:

$$c) M_{SW2} \text{ in frenatura} = 292,50 \text{ kNm}$$

$$d) M_{LM71} \text{ in avviamento} = 269,50 \text{ kNm}$$

Considerando il gruppo 3 delle azioni il momento totale dovuto alle azioni variabili da traffico sulla trave più caricata vale:

$$M = 1520 \text{ kNm} + 292,50 \text{ kNm} + 269,50 \text{ kNm} = 2082 \text{ kNm}$$

Allo stato di sollecitazione esterno sono sommati gli effetti della precompressione e dei fenomeni reologici, considerando le stesse fasi descritte per la sezione di mezzzeria.

L'unico accorgimento risiede nel fatto che per valutare le tensioni nello stato iniziale (tesatura) il momento dovuto all'azione del peso proprio della trave è valutato con riferimento alla lunghezza totale dell'elemento e non alla luce tra gli appoggi. Il momento di peso proprio calcolato su una luce di 22,60 m viene invece utilizzato per valutare gli effetti nelle fasi successive, a partire dalla fase 2.

Si ha dunque che il momento flettente valutato su una luce di 24,20 m vale: $M = 859 \text{ kNm}$

In particolare, il calcolo delle cadute di tensione è effettuato con gli stessi criteri descritti per la sezione di mezzzeria.

La sezione di verifica in esame è in corrispondenza del punto da cui alcuni trefoli vengono inguainati fino al termine della trave. In particolare si tratta di 8 trefoli per ciascuna delle tre file inferiori di armatura di precompressione.

Per questo motivo la verifica in questa sezione viene effettuata con riferimento a due configurazioni della sezione, come si evince dalle tabelle seguenti:

TESATURA			<i>Configurazione con 72 trefoli</i>				
Cavo n°	Area trefolo (cm ²)	N° trefoli	d (m)	Hbaric (m)	Sigma i (kN/m ²)	N (kN)	M (kNm)
1	1,39	36	0,095	0,905	1350000	6755,40	-5471,9
2	1,39	16	0,17	0,905	1350000	3002,40	-2206,67
3	1,39	18	0,98	0,905	1350000	3377,70	253,43
4	1,39	2	2,04	0,905	1350000	375,30	425,98
						12760,20	-6390,97

TESATURA			<i>Configurazione con 44 trefoli</i>				
Cavo n°	Area trefolo (cm ²)	N° trefoli	d (m)	Hbaric (m)	Sigma i (kN/m ²)	N (kN)	M (kNm)
1	1,39	24	0,095	0,905	1350000	4503,60	-3647,78
2	1,39	8	0,17	0,905	1350000	1501,20	-1103,34
3	1,39	10	0,98	0,905	1350000	1876,50	140,80
4	1,39	2	2,04	0,905	1350000	375,30	425,98
						8256,60	-4184,34

A seguire si riporta il riepilogo con lo stato tensionale nella sezione nelle varie fasi, per le due configurazioni descritte:

Si considerano le seguenti convenzioni di segno:

+ compressione; - trazione

Configurazione con 72 trefoli

- Fase 1

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.05 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 19.37 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1350 \text{ MPa} < 1488 \text{ MPa}$$

- Fase 2

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 16.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1148 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 3

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 16.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1148 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 4

- $\sigma_{ss} = -0.09 \text{ MPa}$

- $\sigma_{is} = -0.80 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = 2.98 \text{ MPa}$

- $\sigma_i = 13.79 \text{ MPa}$

- $\sigma_{sp} = 1033 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$

- Fase 5

$$\sigma_{ss} = 0.61 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = -0.30 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 3.48 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 12.89 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1033 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 6

$$\sigma_{ss} = 2.25 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa}$$

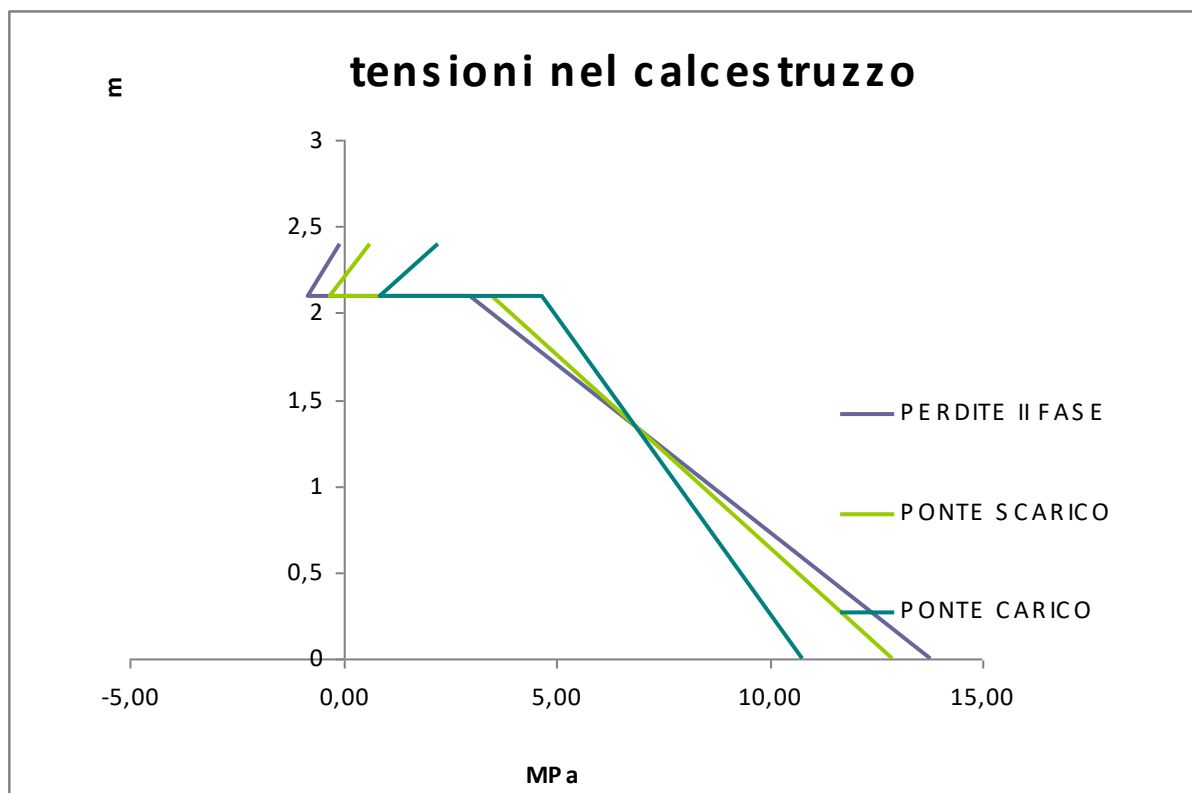
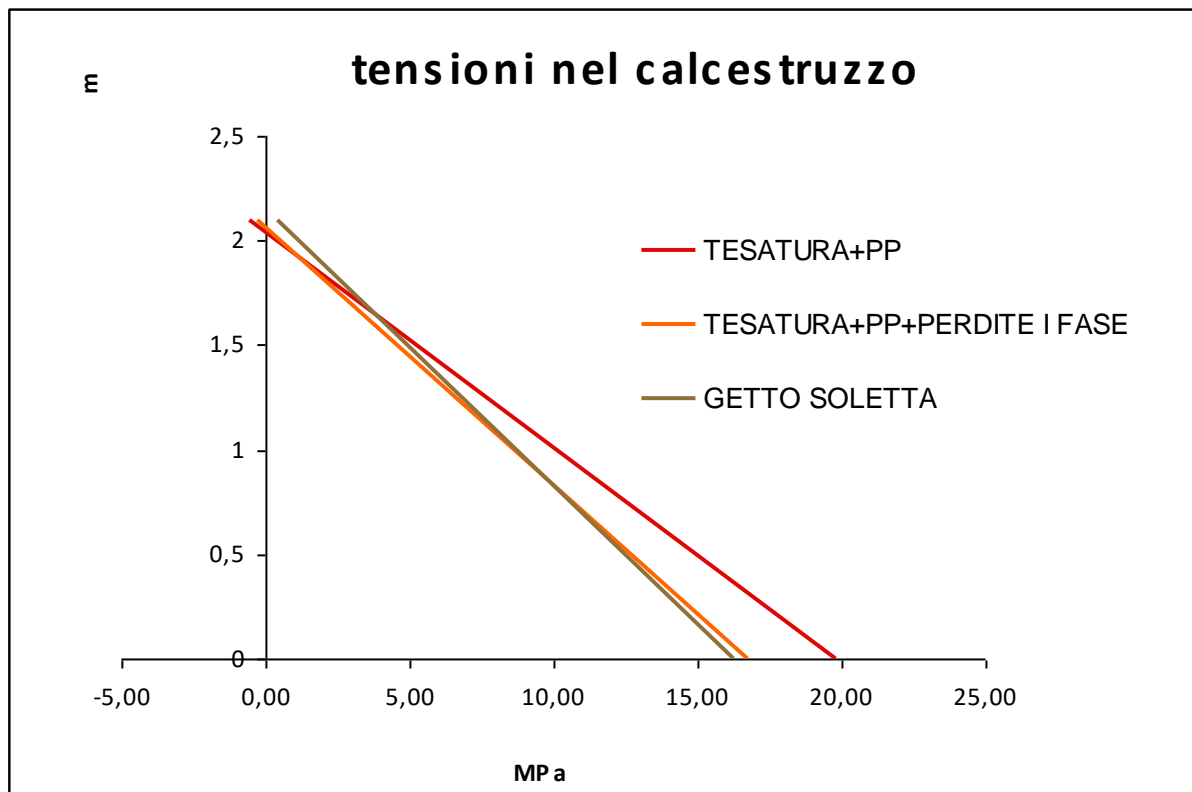
$$\sigma_{is} = 0.87 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 4.65 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 10.79 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa e } > 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1033 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

Nei grafici che seguono sono rappresentati i diagrammi di sollecitazione in funzione dell'altezza della sezione per le diverse fasi considerate:



La verifica è soddisfatta, essendo la sezione interamente compressa, con una tensione massima iniziale di compressione della trave al lembo inferiore pari a 19.37 MPa < 20 MPa e una tensione al lembo superiore pari a

0.05 MPa, una tensione massima di compressione nella soletta pari a 2.25 MPa < 15.4 MPa e una tensione massima di trazione nell'armatura pretesa pari a 1033 MPa < 1336 MPa.

Configurazione con 44 trefoli

- Fase 1

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.63 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 12.37 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1350 \text{ MPa} < 1488 \text{ MPa}$$

- Fase 2

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 11.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1194 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 3

$$\sigma_{ss} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{is} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 10.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 1194 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$$

- Fase 4

- $\sigma_{ss} = -0.16 \text{ MPa}$

- $\sigma_{is} = -0.77 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = 3.47 \text{ MPa}$

- $\sigma_i = 9.10 \text{ MPa}$

- $\sigma_{sp} = 1105 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa}$

- Fase 5

$$\sigma_{ss} = 0.54 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

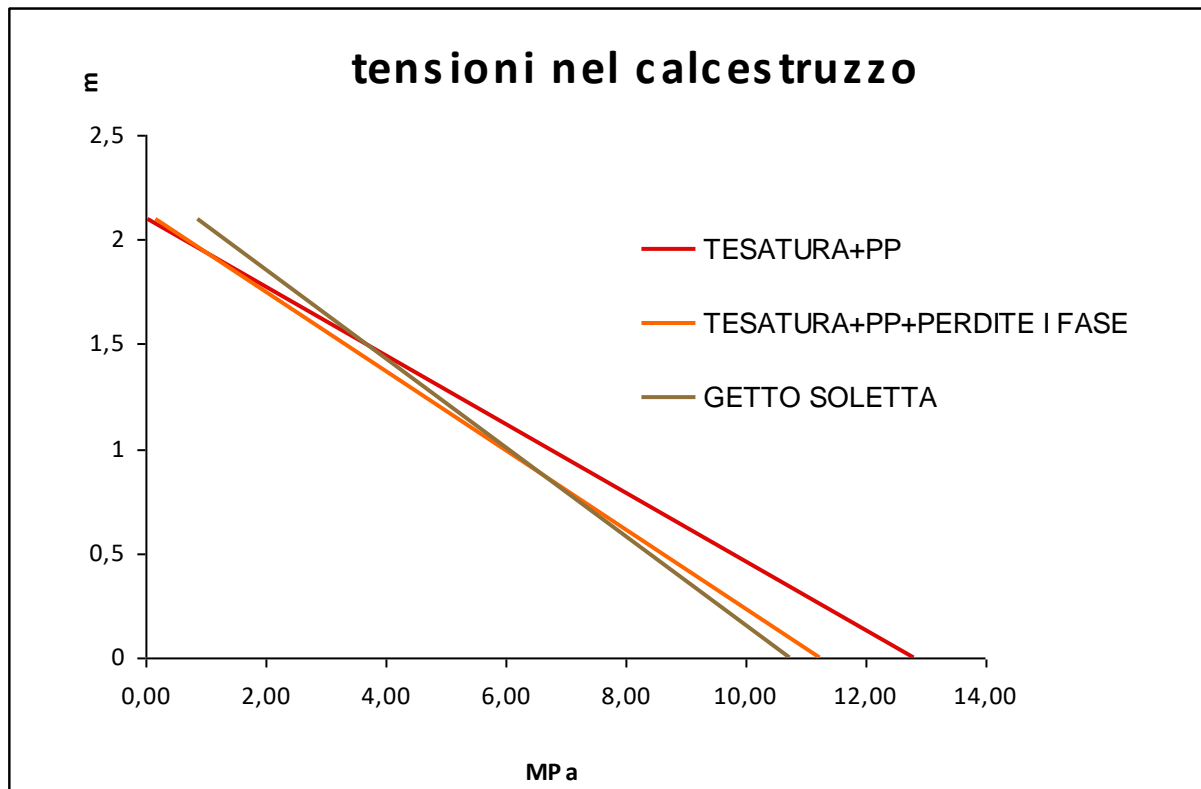
$$\sigma_{is} = -0.27 \text{ MPa} < 11.2 \text{ MPa}$$

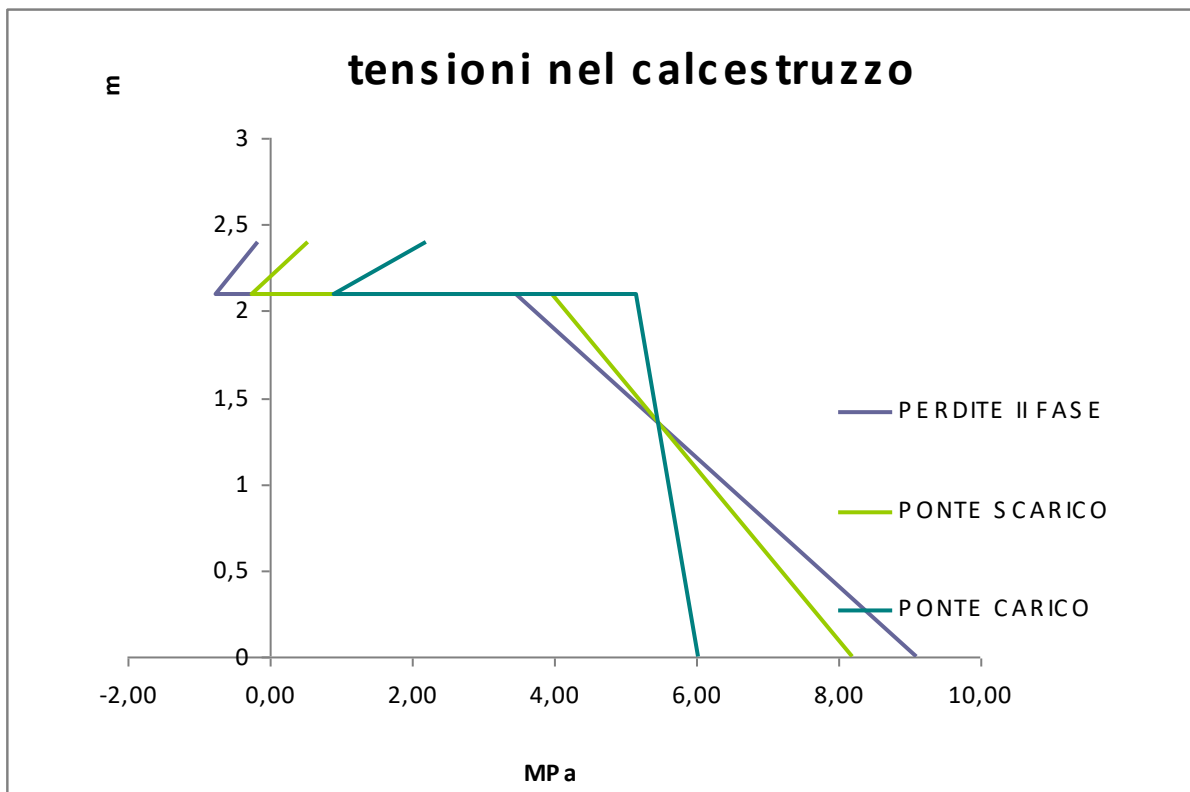
$$\begin{aligned} \sigma_s &= 3.97 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= 8.18 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} &= 1105 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Fase 6

$$\begin{aligned} \sigma_{ss} &= 2.19 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa} \\ \sigma_{is} &= 0.90 \text{ MPa} < 15.40 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 5.14 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= 6.04 \text{ MPa} < 24.80 \text{ MPa e } > 0 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} &= 1105 \text{ MPa} < 1336 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nei grafici che seguono sono rappresentati i diagrammi di sollecitazione in funzione dell'altezza della sezione per le diverse fasi considerate:





La verifica è soddisfatta, essendo la sezione interamente compressa, con una tensione massima iniziale di compressione della trave al lembo inferiore pari a 12.37 MPa < 20 MPa e una tensione al lembo superiore pari a 0.63 MPa, una tensione massima di compressione nella soletta pari a 2.19 MPa < 15.4 MPa e una tensione massima di trazione nell'armatura pretesa pari a 1105 MPa < 1336 MPa.

10.3 VERIFICA DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si valuta la resistenza della trave nei confronti delle sollecitazioni flettenti e delle sollecitazioni di taglio. Si adottano le formule riportate nelle NTC2008.

Il valore del momento massimo sollecitante allo stato limite ultimo è stato calcolato con riferimento alla seguente combinazione di carico, ritenuta la più sfavorevole:

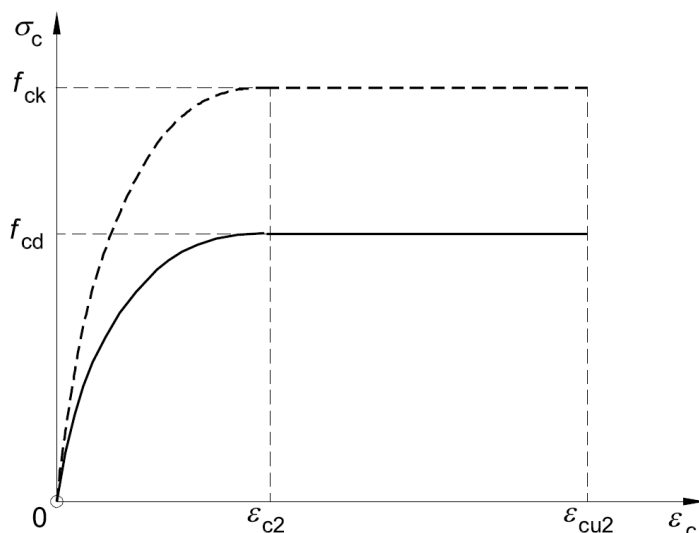
$$\text{Combinazione SLU: } 1.35 \cdot g_1 + 1.35 \cdot g_2 + 1.5 \cdot g_3 + 1.45 \cdot q_1 + 1.45 \cdot q_3$$

La disposizione dei carichi da traffico (SW/2 e LM71) è stata scelta come specificato in precedenza con riferimento alle verifiche delle tensioni.

Il valore del momento a rottura è stato calcolato per un valore nullo dello sforzo assiale esterno e con un'assegnata predeformazione dell'acciaio di precompressione. Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i diagrammi tensione-deformazione descritti nel seguito.

10.3.1 Legami costitutivi

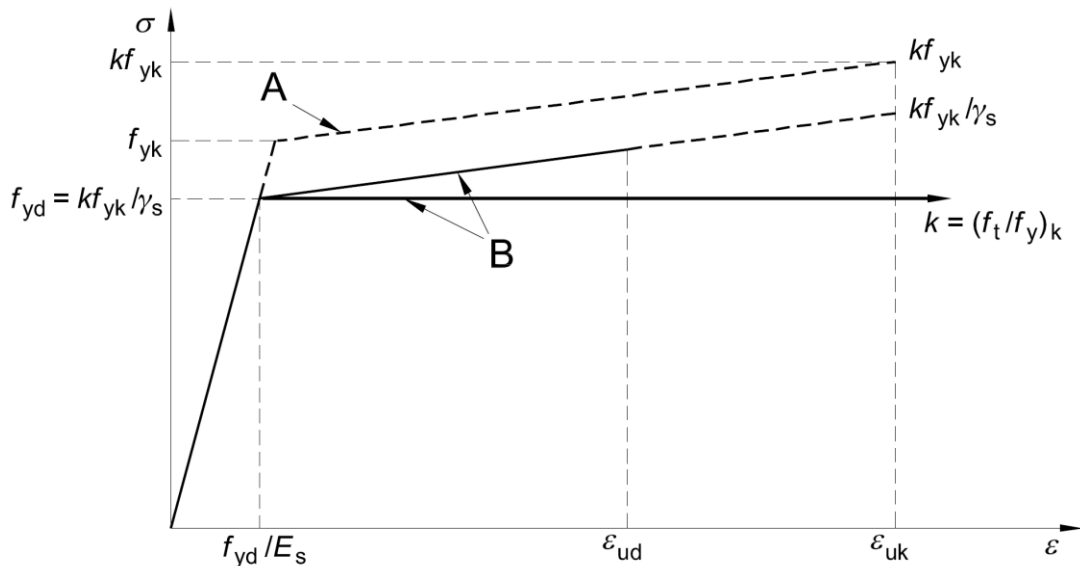
Calcestruzzo



Diagrammi parabola-rettangolo idealizzati e di progetto per calcestruzzo compresso

$\sigma_c =$	$f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c/\epsilon_{c2})^n]$	per	$0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{c2}$
	f_{cd}	per	$\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$
$f_{cd,T} =$	resistenza di progetto a compressione - cls trave	MPa	25.5
$f_{cd,s} =$	resistenza di progetto a compressione - cls soletta	MPa	15.9
$n =$	esponente polinomiale		2
$\epsilon_{c2} =$	deformazione al raggiungimento della massima tensione		0.002
$\epsilon_{cu2} =$	deformazione ultima		0.0035

Acciaio per armature ordinarie



Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati e di progetto per acciai da armature ordinarie (tese e compresse)

- A = diagramma idealizzato
B = diagramma di progetto

diagramma tensioni-deformazioni adottato

bilineare finito con
incrudimento

elastico-perfettamente
plastico indefinito

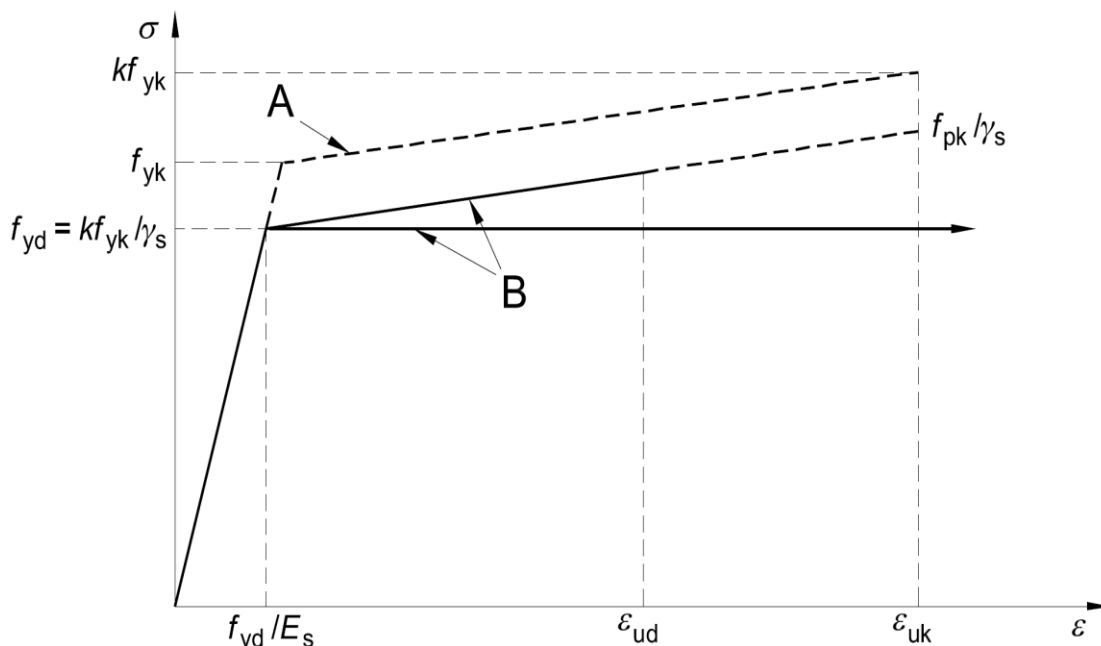
classe acciaio

C



k =	fattore di incrudimento = $(f_t/f_y)_k$		1.15
f_{yd} =	resistenza a snervamento di progetto	MPa	391
f_{td} =	resistenza ultima di progetto	MPa	450
E_{se} =	modulo elastico	MPa	206000
E_{sp} =	modulo plastico	MPa	895
ϵ_{yd} =	f_{yd}/E_s = deformazione a snervamento		0.0019
ϵ_{uk} =	deformazione ultima		0.075
ϵ_{ud} =	deformazione ultima di progetto		0.0675

Acciaio da precompressione



Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati e di progetto per acciai da precompressione (tese e compresse)

A = diagramma idealizzato

B = diagramma di progetto

diagramma tensioni-deformazioni adottato

bilineare finito con
incrudimento

elastico-perfettamente
plastico indefinito

k =	fattore di incrudimento = $(f_t/f_y)_k$		1.11
f_{yd} =	tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	MPa	1452
f_{pd} =	resistenza ultima di progetto	MPa	1617
E_{se} =	modulo elastico	MPa	195000
E_{sp} =	modulo plastico	MPa	6869
ϵ_{yd} =	f_{yd}/E_s = deformazione a snervamento		0.0074
ϵ_{uk} =	deformazione ultima		0.035
ϵ_{ud} =	deformazione ultima di progetto		0.0315

10.3.2 Flessione in sezione di mezzzeria

Il momento flettente sollecitante massimo è calcolato con riferimento alla seguente combinazione delle azioni:

$$1.35 g_1 + 1.35 g_2 + 1.5 g_3 + 1.45 q_1 + 1.45 q_3$$

$$MSd = 1.35 \times (2274 \text{ kNm} + 2704 \text{ kNm} + 1249 \text{ kNm}) + 1.50 \times 1979 \text{ kNm} + 1.45 \times (5356.75 \text{ kNm} + 158.625 \text{ kNm} + 149.50 \text{ kNm}) = 19602 \text{ kNm}$$

Nelle verifiche si trascura il contributo dell'armatura lenta.

Nel caso in esame la sezione ha un momento resistente pari a 24602 kNm, con rottura lato calcestruzzo e trefoli snervati.

Pertanto la verifica risulta soddisfatta in quanto $MSd < MRd$.

10.3.3 Taglio e torsione in sezione corrente di appoggio

Si effettua la verifica a taglio in corrispondenza della sezione corrente prossima all'appoggio (sezione 2, $x = 1.75$ m dall'asse appoggi, coincidente con l'inizio del ringrosso).

A favore di sicurezza per il calcolo del taglio sollecitante si considera il valore del taglio massimo, ovvero in asse appoggio.

La disposizione dei carichi accidentali è tale da massimizzare il valore delle azioni in oggetto.

Nel seguito si riportano:

1. la sollecitazione di progetto, taglio agente allo stato limite ultimo;
2. la resistenza di progetto a taglio e a torsione;
3. le armature di calcolo (staffe resistenti a taglio e a torsione e armature longitudinali resistenti a torsione);
4. il calcolo dettagliato della resistenza a taglio e a torsione, effettuato adottando le formule delle NTC2008, di cui al punto 4.1.2.1.3.2. e 4.1.2.1.4

GEOMETRIA SEZIONI DI PROGETTO

	sezione		2
x =	ascissa sezione da asse appoggio	m	1.75

VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE

La verifica viene condotta con riferimento a due combinazioni distinte, una per massimizzare l'effetto del taglio, valutando il valore di momento torcente concomitante, l'altra per massimizzare l'effetto torcente, considerando altresì l'effetto del taglio concomitante.

La prima combinazione prevede che entrambi i binari siano caricati, con i treni di carico disposti in modo da massimizzare gli effetti sull'appoggio.

La seconda combinazione prevede un solo binario caricato con il treno di carico tipo SW/2.

Per effetto dei carichi considerati si hanno quindi i seguenti valori di taglio massimo sulla trave più caricata:

$$T_{G1} = 768.40 \text{ kN}$$

$$T_{G2} = (71.5 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 202 \text{ kN}$$

$$T_{G3} = (124 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 350.30 \text{ kN}$$

$$T_{SW2} = 1.204 \cdot (150 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) \cdot 0.34 = 693.87 \text{ kN}$$

$$T_{LM71} = 1.204 \cdot 1545.8 \text{ kN} \cdot 0.15 = 279.17 \text{ kN}$$

$$T_{\text{avviamento SW2}} = 134 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 33.50 \text{ kN}$$

$$T_{\text{frenatura LM71}} = 126 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 31.50 \text{ kN}$$

Il valore del taglio sulla trave più caricata dovuto ai carichi da traffico (SW2 e LM71) è calcolato con riferimento ai coefficienti di Massonnet, considerando la posizione più sfavorevole associata al carico più pesante (SW2).

Tutti gli altri valori di taglio sulla trave più caricata sono ricavati a partire dai tagli globali sull'impalcato dividendoli per il numero delle travi.

I valori di taglio sopra descritti vanno incrementati mediante i coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo:

$$T_{G1} = 1.35 \cdot 768.4 \text{ kN} = 1037.34 \text{ kN}$$

$$T_{G2} = 1.35 \cdot 202 \text{ kN} = 272.70 \text{ kN}$$

$$T_{G3} = 1.50 \cdot 350.30 \text{ kN} = 525.45 \text{ kN}$$

$$T_{SW2} = 1.45 \cdot 693.87 \text{ kN} = 1006.11 \text{ kN}$$

$$T_{LM71} = 1.45 \cdot 279.17 \text{ kN} = 404.80 \text{ kN}$$

$$T_{\text{avviamento SW2}} = 1.45 \cdot 33.50 \text{ kN} = 48.575 \text{ kN}$$

$$T_{\text{frenatura LM71}} = 1.45 \cdot 31.50 \text{ kN} = 45.675 \text{ kN}$$

$$T_{\text{sd SLU}} = \mathbf{3341 \text{ kN}}$$

Il valore del momento torcente concomitante è pari a 130 kNm. Infatti, considerando il caso di massimo taglio, ovvero con entrambi i binari caricati, la torsione è dovuta alla differenza di momento torcente dato dal treno tipo SW2 e quello dato dal treno tipo LM71.

Per la combinazione di massimo momento torcente, si considerano i medesimi valori di calcolo sopra descritti, esclusi quelli relativi al treno di carico tipo LM71 (valori dovuti al carico da traffico verticale e alla frenatura).

Riassumendo si hanno i seguenti valori di sollecitazione per le due combinazioni descritte:

Sollecitazioni allo SLU Combinazione di massimo taglio

$$V_{\text{Ed}} = \text{valore di calcolo dello sforzo di taglio agente} \quad \text{kN} \quad 3341$$

$$T_{\text{Ed}} = \text{valore di calcolo del momento torcente agente} \quad \text{kNm} \quad 130$$

Sollecitazioni allo SLU Combinazione di massima torsione

$$V_{\text{Ed}} = \text{valore di calcolo dello sforzo di taglio agente} \quad \text{kN} \quad 2890$$

$$T_{\text{Ed}} = \text{valore di calcolo del momento torcente agente} \quad \text{kNm} \quad 1480$$

Resistenza di progetto

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	71 di 97

$V_{Rd} =$ resistenza a taglio di progetto kN 4496
 $T_{Rd} =$ resistenza a torsione di progetto kNm 4496
 $T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd}$ Verifica bielle compresse di calcestruzzo soddisfatta

ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO-TORSIONE

$p =$ interasse tra due armature trasversali consecutive cm 20
 $\emptyset =$ diametro ferri mm 16
 $n \emptyset =$ numero bracci totali 4
 $A_s =$ area staffe cm² 8.0

Si riporta nel seguito il dettaglio del calcolo per le due combinazioni considerate sopra descritte.

Combinazione di massimo taglio

Verifica a taglio

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18k \times (100 \times \gamma_l \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times S_{cp} \right\} \times b_w \times d^3 (v_{min} + 0,15 \times S_{cp}) \times b_w \times d$		
bw	320	mm
d	2230	mm
Ac	1663000	mm ²
NEd	9390	kN
σ_{cp}	5,65	N/mm ²
Asl	3220,00	mm ²
k	1,30	deve essere <2
vmin	0,35	
ρ_l	0,005	deve essere <0,02
		1539,3804
VRd =	909,43	kN
Vsd =	3341	kN

è necessaria armatura per il taglio

elementi CON armature trasversali resistenti al taglio	
$VR_{sd} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$	(4.1.18)
$VR_{cd} = 0,9 d b_w a_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1+(ctg\alpha)^2)$	(4.1.19)
$VR_d = \min(VR_{sd}, VR_{cd})$	(4.1.20)

nb	3	numero di bracci delle staffe per il taglio
Φ_{st}	16	diámetro staffe per il taglio
Asw	603	area staffe per il taglio
s	200	passo staffe per il taglio
f _{yd}	391,3	N/mm ²
α	90	inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave
θ	30	inclinazione puntoni cls rispetto asse trave
ac	1,22	

VR _{sd} =	4100,33	kN
VR _{cd} =	4382,10	kN

VR _d =	4100,33	kN
V _{sd} =	3341,00	kN

verifica soddisfatta

Verifica a torsione

Ac	1084000	mm ²	area della sezione
u	3		perimetro della sezione
A	3140500	mm ²	area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico
t	160	mm	
f _{cd}	12,93	N/mm ²	
θ	45		inclinazione puntoni cls rispetto asse trave
nb	1		numero di bracci delle staffe per la torsione
Φ _{st}	16	mm	diametro staffe per la torsione
As	201	mm ²	Area staffe per torsione
nl	22		numero armature longitudinali per torsione
Φ _l	16		diametro armature longitudinali per la torsione
As _l	4421	mm ²	Area armatura longitudinale per torsione
f _{yd}	391,3	N/mm ²	
s	200	mm	passo delle staffe
um	7200	mm	perimetro medio del nucleo resistente

TR _{cd} =	6499,16	kNm
TR _{sd} =	2469,55	kNm
TR _{ld} =	1509,17	kNm

T _{sd} =	130	kN
-------------------	-----	----

0,78 < 1	verifica biella compressa (taglio e torsione) soddisfatta
----------	--

T _{sd} < TR _{sd}	verifica staffe soddisfatta
T _{sd} < TR _{ld}	verifica armature longitudinali soddisfatta

Combinazione di massima torsione

Verifica a taglio

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

bw	320	mm
d	2230	mm
Ac	1663000	mm ²
NEd	9390	kN
σ _{cp}	5,65	N/mm ²
AsI	3220,00	mm ²
k	1,30	
v _{min}	0,35	
ρ _l	0,005	

deve essere <2

deve essere <0,02

1539,3804

VRd =	909,43	kN
Vsd =	2890	kN

è necessassaria armatura per il taglio

elementi CON armature trasversali resistenti al taglio

VRsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ)sinα	(4.1.18)
VRcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα + ctgθ)/(1+(ctgα)^2)	(4.1.19)
VRd = min(VRsd,VRcd)	(4.1.20)

nb	3		numero di bracci delle staffe per il taglio
Φ _{st}	16	mm	diámetro staffe per il taglio
Asw	603	mm ²	area staffe per il taglio
s	200	mm	passo staffe per il taglio
f _{yd}	391,3	N/mm ²	
α	90		inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave
θ	30		inclinazione puntoni cls rispetto asse trave
αc	1,22		

VRsd =	4100,33	kN
VRcd =	4382,10	kN

VRd =	4100,33	kN
Vsd =	2890,00	kN

verifica soddisfatta

Verifica a torsione

Ac	1084000	mm ²	area della sezione
u	3		perimetro della sezione
A	3140500	mm ²	area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico
t	160	mm	
f'cd	12,93	N/mm ²	
θ	45		inclinazione puntoni cls rispetto asse trave
nb	1		numero di bracci delle staffe per la torsione
Φst	16	mm	diametro staffe per la torsione
As	201	mm ²	Area staffe per torsione
nl	22		numero armature longitudinali per torsione
Φl	16		diametro armature longitudinali per la torsione
Asl	4421	mm ²	Area armatura longitudinale per torsione
fyd	391,3	N/mm ²	
s	200	mm	passo delle staffe
um	7200	mm	perimetro medio del nucleo resistente

TRcd =	6499,16	kNm
TRsd =	2469,55	kNm
TRld =	1509,17	kNm

Tsd =	1480	kN
--------------	------	----

0,89	<1	verifica biella compressa (taglio e torsione) soddisfatta
-------------	----	--

Tsd	<TRsd	verifica staffe soddisfatta
Tsd	<TRld	verifica armature longitudinali soddisfatta

10.3.4 Taglio e torsione in sezione di appoggio

La verifica a taglio e torsione viene condotta anche per la sezione di appoggio, dove non agisce la precompressione.

I valori di sollecitazioni sono quelli riportati nel paragrafo precedente, che come spiegato, erano stati calcolati per la sezione di appoggio ed utilizzati, a favore di sicurezza, anche per il dimensionamento della sezione al termine del ringrosso.

L'unica differenza con la verifica riportata in precedenza, risiede nel calcolo del valore di resistenza lato calcestruzzo, per il quale occorre considerare l'area della sezione di appoggio (pari a 3.23 m², e quindi maggiore rispetto a quella corrente) ed eliminare il contributo benefico della precompressione.

Si riporta di seguito il calcolo della resistenza a taglio lato calcestruzzo della sezione di appoggio.

elementi SENZA armature trasversali resistenti al taglio		
$V_{Rd} = \left\{ 0,18k \times (100 \times r_l \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times S_{cp} \right\} \times b_w \times d^3 (v_{min} + 0,15 \times S_{cp}) \times b_w \times d$		
bw	320	mm
d	2230	mm
Ac	3230000	mm ²
NEd	0	kN
σ _{cp}	0,00	N/mm ²
Asl	3220,00	mm ²
k	1,30	deve essere <2
v _{min}	0,35	deve essere <0,02
pl	0,005	
VRd =	305,04	kN
VSd =	3341	kN

1539,3804

è necessaria armatura per il taglio

elementi CON armature trasversali resistenti al taglio		
$VRsd = 0,9 d Asw/s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$		(4.1.18)
$VRcd = 0,9 d bw ac f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + (ctg\alpha)^2)$		(4.1.19)
$VRd = \min(VRsd, VRcd)$		(4.1.20)
nb	3	numero di bracci delle staffe per il taglio
Φ _{st}	16	mm
Asw	603	mm ²
s	200	mm
f _{yd}	391,3	N/mm ²
α	90	inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave
θ	30	inclinazione puntoni cls rispetto asse trave
ac	1,00	
VRsd =	4100,33	kN
VRcd =	3596,97	kN
VRd =	3596,97	kN
VSd =	3341,00	kN

verifica soddisfatta

10.3.5 Armatura di connessione trave-soletta in sezione corrente di appoggio

Per la verifica dell'armatura di connessione tra trave e soletta si adotta la formula contenuta in UNI EN 1992-1-1 al punto 6.2.5, di seguito riportata.

Si considera il valore dello scorrimento all'interfaccia, dovuto ai carichi permanenti portati e ai carichi accidentali. Il calcolo dello scorrimento non tiene conto del taglio dovuto ai pesi propri (sia della trave prefabbricata che della soletta), poiché tali carichi agiscono in una fase in cui il collegamento tra trave e soletta non è ancora funzionante.

Per effetto dei carichi considerati si hanno quindi i seguenti valori di taglio sulla trave più caricata:

$$T_{G2} = (68.5 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 193.5 \text{ kN}$$

$$T_{G3} = (124 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 350.30 \text{ kN}$$

$$T_{SW2} = 1.204 \cdot (150 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) \cdot 0.34 = 693.87 \text{ kN}$$

$$T_{LM71} = 1.204 \cdot 1545.8 \text{ kN} \cdot 0.15 = 279.17 \text{ kN}$$

$$T_{\text{avviamento SW2}} = 134 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 33.50 \text{ kN}$$

$$T_{\text{frenatura LM71}} = 126 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 31.50 \text{ kN}$$

Il valore del taglio sulla trave più caricata dovuto ai carichi da traffico (SW2 e LM71) è calcolato con riferimento ai coefficienti di Massonnet, considerando la posizione più sfavorevole associata al carico più pesante (SW2).

Tutti gli altri valori di taglio sulla trave più caricata sono ricavati a partire dai tagli globali sull'impalcato dividendoli per il numero delle travi.

I valori di taglio sopra descritti vanno incrementati mediante i coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo:

$$T_{G2} = 1.35 \cdot 193.5 \text{ kN} = 261.22 \text{ kN}$$

$$T_{G3} = 1.50 \cdot 350.30 \text{ kN} = 525.45 \text{ kN}$$

$$T_{SW2} = 1.45 \cdot 693.87 \text{ kN} = 1006.11 \text{ kN}$$

$$T_{LM71} = 1.45 \cdot 279.17 \text{ kN} = 404.80 \text{ kN}$$

$$T_{\text{avviamento SW2}} = 1.45 \cdot 33.50 \text{ kN} = 48.575 \text{ kN}$$

$$T_{\text{frenatura LM71}} = 1.45 \cdot 31.50 \text{ kN} = 45.675 \text{ kN}$$

$$T_{\text{sd SLU}} = \mathbf{2304 \text{ kN}}$$

GEOMETRIA SEZIONI DI PROGETTO

	sezione		2
x =	ascissa sezione da asse appoggio	m	1.75

TENSIONI TANGENZIALI

$V_2 =$	Forza di taglio per la verifica	kN	2304
$\tau_{\text{Edi}} =$	tensione tangenziale cls agente - interfaccia trave-soletta	MPa	1.14

τ_{Rdi} = tensione tangenziale cls resistente - interfaccia trave-soletta MPa 1.21

ARMATURA TRASVERSALE DI CUCITURA

base

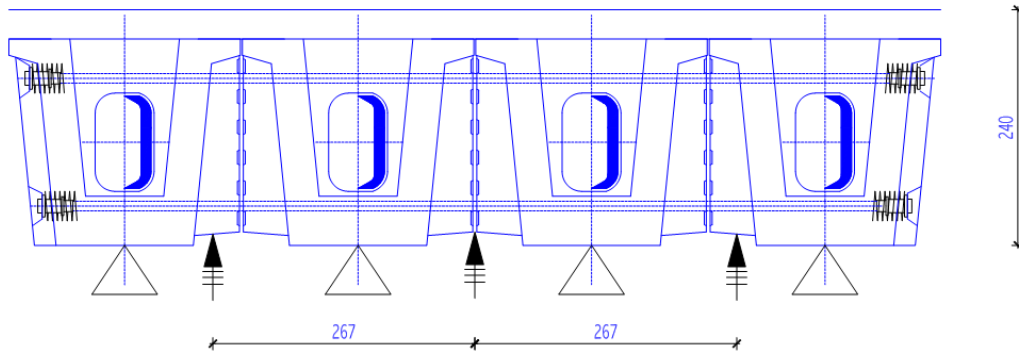
p = interasse tra due armature trasversali consecutive cm 20
 $n \emptyset$ = numero bracci totali 4
 \emptyset = diametro ferri mm 16
 A_s = area staffe cm² 8.0

RESISTENZA A TAGLIO ALL'INTERFACCIA TRAVE-SOLETTA

$\tau_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$ MPa 1.21
 c = fattore di scabrezza 1 - superficie molto liscia 0.25
 μ = fattore di scabrezza 2 - superficie molto liscia 0.5
 f_{ctd} = resistenza di progetto a trazione - cls soletta MPa 1.29
 σ_n = tensione normale interfaccia (comp.>0) MPa 0
 ρ = A_s/A_i 0.005
 A_s = area armatura cm² 8.04
 A_i = area giunto cm² 1783
 f_{yd} = resistenza di progetto acciaio MPa 391
 α = angolo di inclinazione armatura deg 90
 v = coefficiente di riduzione della resistenza 0.5
 f_{cd} = resistenza di progetto a compressione - cls soletta MPa 15.9

11 TRAVERSO

Si prende in esame il traverso di testata, che è quello maggiormente sollecitato. In particolare si riporta la verifica nei confronti della condizione di sollevamento, il cui schema statico è riportato nella figura seguente:



Il traverso è caratterizzato da:

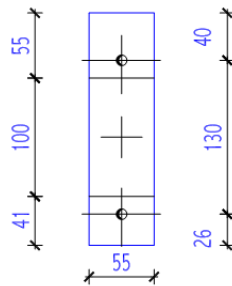
Precompressione superiore: 1 cavo da 9 trefoli da 0.6''

Distanza cavo superiore da estradosso traverso: 0.4 m

Precompressione inferiore: 1 cavo da 7 trefoli da 0.6''

Distanza cavo superiore da estradosso traverso: 1.7 m

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo per effetto della tesatura dei cavi di precompressione, che avviene prima del getto della soletta, e pertanto agisce con riferimento alla geometria riportata nella figura seguente:



Sezione piena:

$$A = 1.0799 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{sup}} = -0.3534 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{inf}} = 0.3534 \text{ m}^3$$

Sezione cava:

$$A = 0.6357 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{sup}} = -0.3573 \text{ m}^3$$

$$W_{inf} = 0.3818 \text{ m}^3$$

Calcolo delle tensioni a $t=0$

$$\text{Tensione di tiro: } \sigma_{spo} = 0.75 \times 1770 = 1327.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Tiro superiore: } (1327.5 \times 1251)/1000 = 1661 \text{ kN}$$

$$\text{Tiro inferiore: } (1327.5 \times 973)/1000 = 1292 \text{ kN}$$

Sezione piena:

$$N \text{ risultante: } -1661 - 1292 = - 2953 \text{ kN}$$

$$M \text{ risultante: } - 1661 \times (0.4 - 0.98) - 1292 \times (1.7 - 0.98) = 38.3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{co \text{ sup}} = -2953 / 1.0799 / 1000 + 38.3 / -0.3534 / 1000 = -2.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co \text{ inf}} = -2953 / 1.0799 / 1000 + 38.3 / 0.3534 / 1000 = -2.6 \text{ MPa}$$

Sezione cava:

$$N \text{ risultante: } -1661 - 1292 = - 2953 \text{ kN}$$

$$M \text{ risultante: } - 1661 \times (0.4 - 1.033) - 1292 \times (1.7 - 1.033) = 190.1 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{co \text{ sup}} = -2953 / 0.6357 / 1000 + 190.1 / -0.3573 / 1000 = -5.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co \text{ inf}} = -2953 / 0.6357 / 1000 + 190.1 / 0.3818 / 1000 = -4.1 \text{ MPa}$$

Calcolo delle tensioni a $t=\infty$

$$\text{Tensione di tiro: } \sigma_{spo} = 0.6 \times 1770 = 1062 \text{ MPa}$$

$$\text{Tiro superiore: } (1062 \times 1251)/1000 = 1329 \text{ kN}$$

$$\text{Tiro inferiore: } (1062 \times 973)/1000 = 1033 \text{ kN}$$

Sezione piena:

$$N \text{ risultante: } -1329 - 1033 = - 2362 \text{ kN}$$

$$M \text{ risultante: } - 1329 \times (0.4 - 0.98) - 1033 \times (1.7 - 0.98) = 31.2 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{co \text{ sup}} = -2362 / 1.0799 / 1000 + 31.2 / -0.3534 / 1000 = -2.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co \text{ inf}} = -2362 / 1.0799 / 1000 + 31.2 / 0.3534 / 1000 = -2.1 \text{ MPa}$$

Sezione cava:

$$N \text{ risultante: } -1329 - 1033 = - 2362 \text{ kN}$$

$$M \text{ risultante: } - 1329 \times (0.4 - 1.033) - 1033 \times (1.7 - 1.033) = 152.6 \text{ kNm}$$

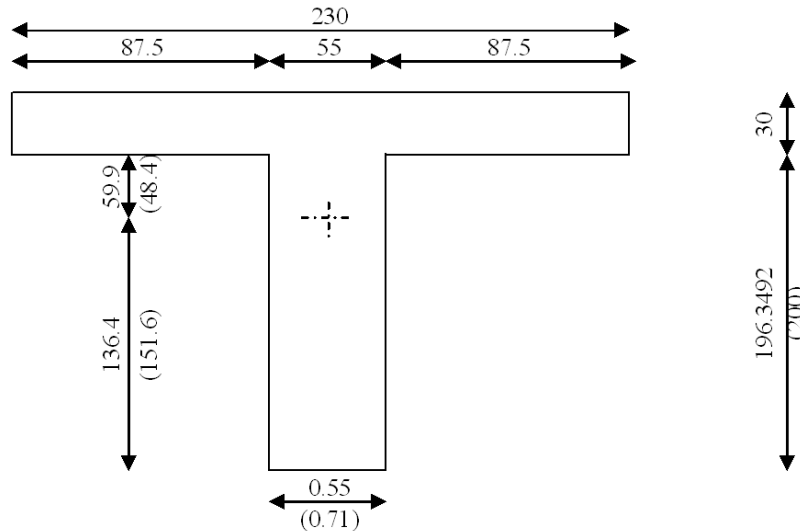
$$\sigma_{co \text{ sup}} = -2362 / 0.6357 / 1000 + 152.6 / -0.3573 / 1000 = -4.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co \text{ inf}} = -2362 / 0.6357 / 1000 + 152.6 / 0.3818 / 1000 = -3.3 \text{ MPa}$$

Verifiche in esercizio

In esercizio occorre considerare la sezione del traverso comprensiva della larghezza collaborante di soletta pari a:

$$B = 0.55 + 2 \times 5 \times 0.3 = 3.55 < 2.3 \Rightarrow 2.3$$



() valori riferiti alla sezione cava

Sezione piena:

$$A = 1.631 \text{ m}^2$$

$$Y_g = 1.364 \text{ m (baricentro dal lembo inferiore)}$$

$$W_{sup} = -1.365 \text{ m}^3 \text{ (traverso superiore)}$$

$$W_{inf} = 0.600 \text{ m}^3 \text{ (traverso inferiore)}$$

$$W_{sol} = -0.910 \text{ m}^3 \text{ (soletta superiore)}$$

Sezione cava:

$$A = 1.186 \text{ m}^2$$

$$Y_g = 1.516 \text{ m (baricentro dal lembo inferiore)}$$

$$W_{sup} = -1.625 \text{ m}^3 \text{ (traverso superiore)}$$

$$W_{inf} = 0.519 \text{ m}^3 \text{ (traverso inferiore)}$$

$$W_{sol} = -1.003 \text{ m}^3 \text{ (soletta superiore)}$$

Il momento negativo dovuto alla condizione del sollevamento è pari a -2815 kNm

Per effetto di tale momento si hanno le seguenti tensioni:

Sezione piena:

$$\sigma_{sup} = -2815 / -1.365 / 1000 = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -2815 / 0.6 / 1000 = -4.7 \text{ MPa}$$

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	81 di 97

$$\sigma_{sol} = -2815 / -0.91 / 1000 = 3.09 \text{ MPa}$$

Sul traverso risultano le seguenti tensioni totali:

$$\sigma_{sup} = -2.3 + 2.06 = -0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -2.1 - 4.7 = -6.80 \text{ MPa}$$

Sezione cava:

$$\sigma_{sup} = -2815 / -1.625 / 1000 = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -2815 / 0.519 / 1000 = -5.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sol} = -2815 / -1.003 / 1000 = 2.8 \text{ MPa}$$

Sul traverso risultano le seguenti tensioni totali:

$$\sigma_{sup} = -4.1 + 1.7 = -2.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = -3.3 - 5.42 = -8.72 \text{ MPa}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

12 SOLETTA

Nelle verifiche della soletta le predalles non sono state considerate reagenti, a favore di sicurezza.

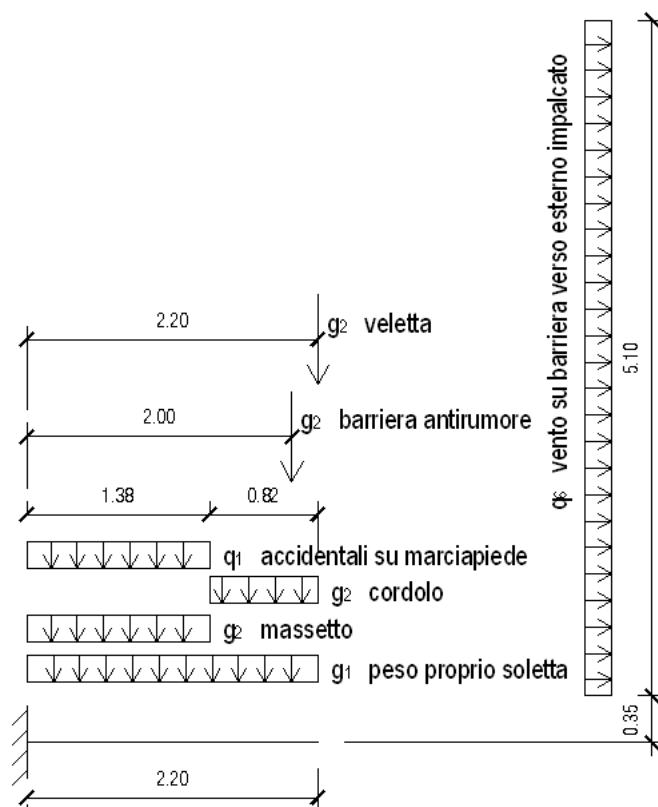
Per le verifiche in esercizio non è stata considerata l'azione di peso proprio della soletta, in quanto agente sulle predalles in fase di getto.

Il limite di apertura delle fessure, calcolate nella soletta in combinazione caratteristica delle azioni, è stato considerato pari a 0.20 mm.

12.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Si riporta nel seguito l'analisi in dettaglio della sezione di incastro in corrispondenza dello sbalzo terminale, che rappresenta la situazione gravosa.

Lo schema statico è rappresentato nella seguente figura, dove sono riportati anche i carichi agenti considerati nelle verifiche.



Si riportano di seguito i contributi dei singoli carichi in termini di momento flettente negativo all'incastro:

Peso Proprio	M= -18,15 kN m
Permanenti (cordolo e massetto)	M= -10,37 kN m
Barriera antirumore	M= -30 kN m
Veletta	M= -3.30 kN m
Totale permanenti portati	M = 43.67 kN m
Carico accidentale su marciapiede q_1	M= -9.53 kN m
Vento sulla barriera antirumore q_6	M= 37 kN m

12.2 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Data la presenza di due carichi accidentali (carico sul marciapiede e vento) le possibili combinazioni da considerare sono due, in ciascuna delle quali uno dei due carichi è considerato come dominante.

In particolare per la combinazione caratteristica (rara) si hanno le seguenti due possibili combinazioni:

- 1) $1 \cdot g_1 + 1 \cdot g_2 + 1 \cdot q_1 + 0.60 \cdot q_6$
- 2) $1 \cdot g_1 + 1 \cdot g_2 + 0.80 \cdot q_6 + 1 \cdot q_6$

Per la combinazione quasi permanente invece esiste solo la seguente combinazione:

- 1) $1 \cdot g_1 + 1 \cdot g_2$

Per le verifiche in esercizio non è stata considerata l'azione di peso proprio della soletta, in quanto agente sulle predalles in fase di getto.

Si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

Larghezza soletta considerata $B = 1.00$ m

Altezza $H = 0.25$ m

Armatura al lembo superiore ($1 \phi 18/10$) = 25.45 cm²/m;

$$(c+\phi/2)=3.5+1.8/2 = 4.40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{equivalente}} = 18 \text{ mm}$$

Armatura al lembo inferiore ($1 \phi 16/20$) = 10.05 cm²/m;

$$(c+\phi/2)= [(2.0+1.6/2)]=2.80\text{cm}$$

$$\phi_{\text{equivalente}} = 16 \text{ mm}$$

Determinate le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata con $n=15$ si ricava il valore dell'asse neutro per le sollecitazioni involupate e il conseguente stato pensionale.

Combinazione caratteristica rara

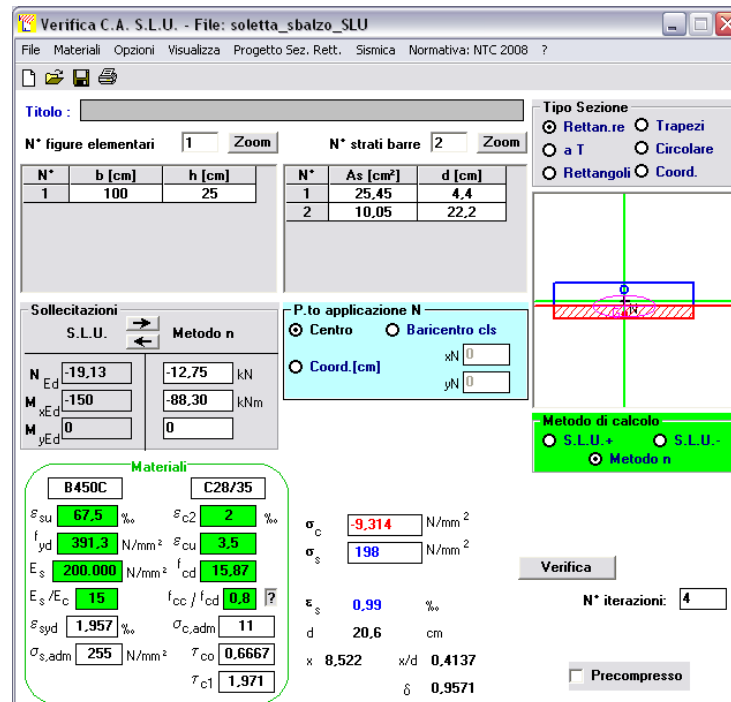
Nel caso in esame si ricava che:

Momento in esercizio negativo = -88.30 kN m (ottenuto per la combinazione caratteristica 2 di cui sopra)

Azione normale: -12.75 kN (trazione) azione del vento sulla barriera

$$\sigma_c = -9.32 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ teso}} = 198 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 337 \text{ N/mm}^2$$



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

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	25,45	4,4
			2	10,05	22,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-19,13	-12,75	kN
M _{xEd}	-150	-88,30	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN [] yN []

Metodo di calcolo

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

σ_c -9,314 N/mm²

σ_s 198 N/mm²

ϵ_s 0,99 ‰

d 20,6 cm

x 8,522 x/d 0,4137

δ 0,9571

Combinazione quasi permanente

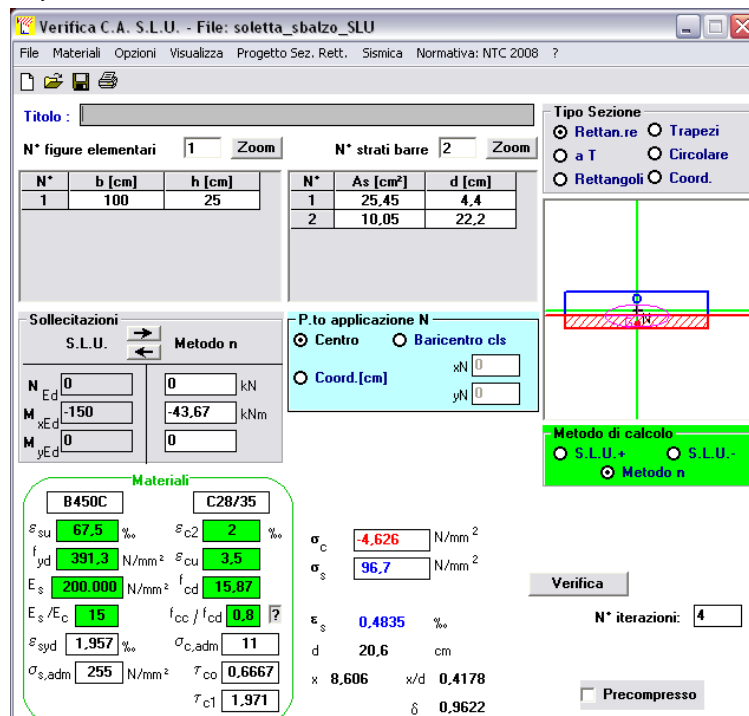
Nel caso in esame si ricava che:

Momento in esercizio negativo = -43.67 kN m (ottenuto per la combinazione q. perm. 1 di cui sopra)

Azione normale: -12.75 kN (trazione) azione del vento sulla barriera

$$\sigma_c = -4,63 \text{ N/mm}^2 < 0,40 f_{ck} = 13,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ teso}} = 96,7 \text{ N/mm}^2 < 0,75 f_{yk} = 337 \text{ N/mm}^2$$



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

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	25,45	4,4
			2	10,05	22,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-150	-43,67	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN [] yN []

Metodo di calcolo

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

σ_c -4,626 N/mm²

σ_s 96,7 N/mm²

ϵ_s 0,4835 ‰

d 20,6 cm

x 8,606 x/d 0,4178

δ 0,9622

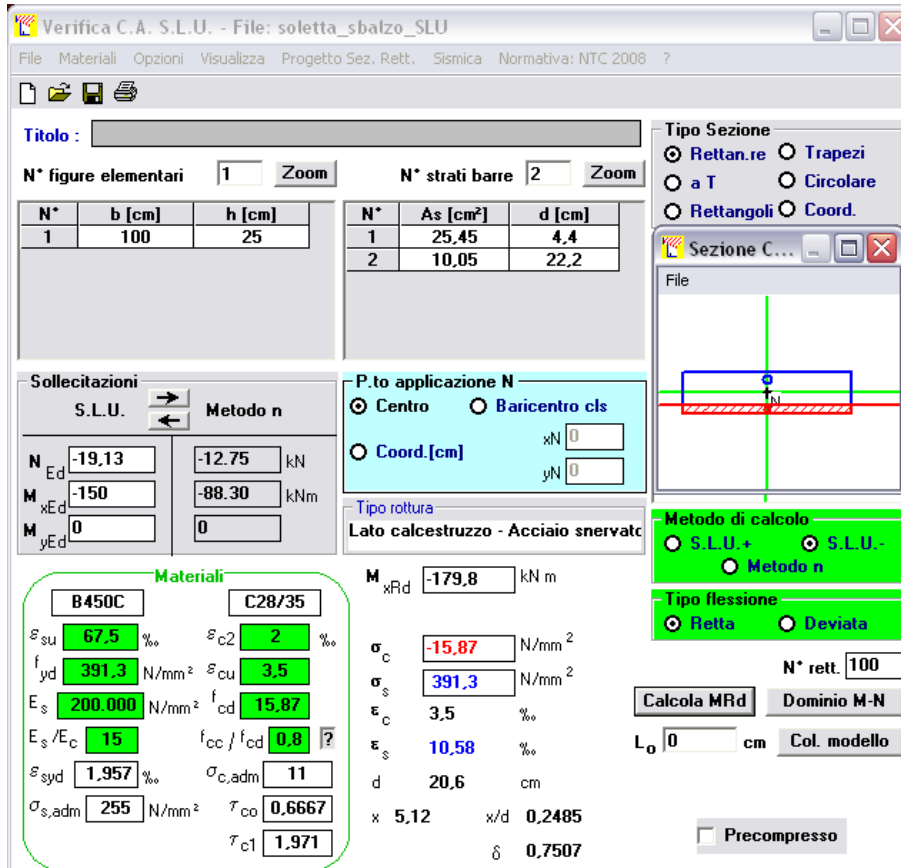
12.3 VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

Il momento massimo allo SLU negativo si ottiene con riferimento alla seguente combinazione delle azioni:

$$1.35 \cdot g_1 + 1.35 \cdot g_2 + 1.16 \cdot q_1 + 1.50 \cdot q_6$$

e vale pertanto $M = -150$ KN m

Tale valore risulta inferiore al valore di momento resistente $M_{Rd} (-) = -179.8$ kNm, calcolato in corrispondenza di un valore di azione assiale di trazione di 1.5×12.75 kN = 19.13 kN, dovuta all'azione del vento.



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

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	25,45	4,4
			2	10,05	22,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-19,13	-12,75	kN
M _{xEd}	-150	-88,30	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s / E_c 15	f_{cc} / f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

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

Tipo flessione
Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

M_{xRd} -179,8 kN m

σ_c -15,87 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_s 3,5 ‰

ϵ_s 10,58 ‰

d 20,6 cm

x 5,12 x/d 0,2485

δ 0,7507

N° rett. 100

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

12.4 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Momento di fessurazione negativo = -80.30 kN m

Calcolo dell'ampiezza delle fessure di una trave inflessa in c.a.

b	=	100	cm	larghezza
h	=	25,00	cm	altezza della sezione
d	=	20,60	cm	altezza utile dalla sezione
c	=	3,5	cm	copriferro
x	=	8,50	cm	distanza dell'asse neutro dal bordo compresso
n ₁	=	10		numero barre di armatura lenta tipica
Φ ₁	=	18	mm	diametro armatura 1
n ₂	=	0		numero barre di armatura lenta integrativa
Φ ₂	=		mm	diametro armatura 2
Φ _{staffa}	=		mm	diametro staffa eventuale
σ _s	=	198,00	N/mm ²	tensione massima agente nell'acciaio
A _{p'}	=	0,00	cm ²	area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A _{c,eff}
A _s	=	25,43	cm ²	Area totale di acciaio
f _{ck}	=	24,90	N/mm ²	Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
f _{ct,eff}	=	2,56	N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
E _s	=	210000	N/mm ²	modulo elastico acciaio
E _c	=	31447	N/mm ²	modulo elastico del calcestruzzo
α _e	=	6,6779		E _s /E _{cm}
ρ _{p,eff}	=	0,0462		
A _{c,eff}	=	550,00	cm ²	area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, h _{c,ef} , dove h _{c,ef} è il minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 o h /2 (vedere figura 7.1);
ξ	=	0,41		
ξ _i	=	0,64		
		n		carichi breve durata (s o n)
k _t	=	0,40		fattore dipendente dalla durata del carico
ε _{sm} - ε _{cm}	=	0,00080		
0,6σ _s /E _s	=	0,00057		
	=	0,00080		max (ε _{sm} - ε _{cm} ; 0,6σ _s /E _s)
s _b	=	10,13333		spaziatura barre
5*(c+Φ/2)	=	22,00		spaziatura limite
S _{r,max1}	=	18,51713	cm	
S _{r,max2}	=	21,45	cm	limite superiore per l'ampiezza delle fessure
S _{r,max}	=	18,51713	cm	distanza massima tra le fessure
k ₁	=	0,8		coeff. che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura
k ₂	=	0,5		coeff. che tiene conto della distribuzione delle deformazioni
k ₃	=	3,4		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
k ₄	=	0,425		valore fissato (vd. NOTA par. 7.3.4 - EC2)
Φ	=	1,80	cm	

w_k = 0,1491 mm **ampiezza delle fessure**

La verifica è soddisfatta in quanto l'ampiezza di fessure calcolata per la combinazione caratteristica rara (si veda paragrafo 1.8.3.2.4. delle Istruzioni) è pari a 0,16 mm < 0,20 mm.



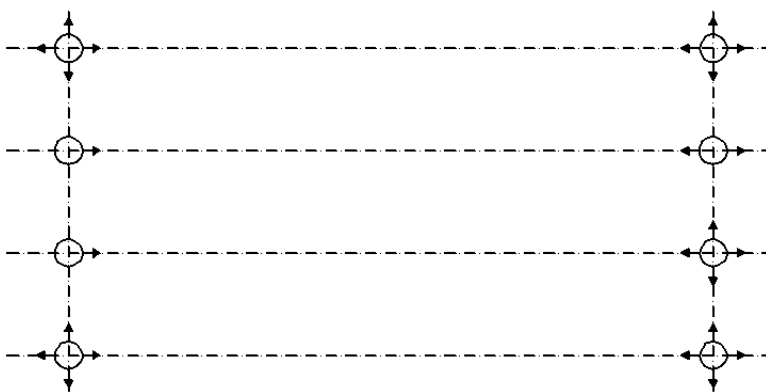
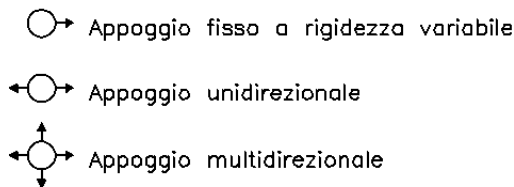
LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	87 di 97

13 AZIONI SUGLI APPOGGI

Nel seguito si riepilogano i valori delle azioni sugli appoggi per effetto dei carichi descritti in precedenza. Per la determinazione dei valori complessivi delle azioni sugli appoggi si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.



Nelle tabelle che seguono si fa riferimento alla figura sopra riportata, dove gli appoggi sono numerati a partire dall'alto.

LATO APPOGGI LONGITUDINALI FISSI															
1				2				3				4			
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
501	G1	0	0	993	0	0	0	502	G1	-4	30	617	0	0	0
501	G2.1	0	0	352	0	0	0	502	G2.1	-1	-8	468	0	0	0
501	G2.2	0	0	117	0	0	0	502	G2.2	-2	15	-36	0	0	0
501	G2.3	0	0	91	0	0	0	502	G2.3	0	1	21	0	0	0
501	G2.4	0	0	269	0	0	0	502	G2.4	-5	32	-70	0	0	0
501	Q3.a B1-SW2	0	0	-5	0	0	0	502	Q3.a B1-SW2	-394	0	-69	0	0	0
501	Q3.a B2-LM71	0	0	-5	0	0	0	502	Q3.a B2-LM71	-433	0	-76	0	0	0
501	Q3.f B1-SW2	0	0	-5	0	0	0	502	Q3.f B1-SW2	-418	0	-73	0	0	0
501	Q3.f B1-LM71	0	0	-3	0	0	0	502	Q3.f B1-LM71	-263	0	-46	0	0	0
501	Q3.f B2-LM71	0	0	1	0	0	0	502	Q3.f B2-LM71	-287	0	-29	0	0	0
501	Q4 B1-SW2	0	0	-19	0	0	0	502	Q4 B1-SW2	0	-40	-36	0	0	0
501	Q4 B1-LM71	0	0	-33	0	0	0	502	Q4 B1-LM71	0	-68	-61	0	0	0
501	Q4 B2-LM71	0	0	-39	0	0	0	502	Q4 B2-LM71	0	-55	-55	0	0	0
501	Q5 B1-SW2	0	0	-14	0	0	0	502	Q5 B1-SW2	0	-29	-26	0	0	0
501	Q5 B1-LM71	0	0	-15	0	0	0	502	Q5 B1-LM71	0	-32	-29	0	0	0
501	Q5 B2-LM71	0	0	-18	0	0	0	502	Q5 B2-LM71	0	-26	-26	0	0	0
501	Q6	0	0	-125	0	0	0	502	Q6	0	-170	-169	-19	0	0
501	LM71_B1(max)	0	0	2	0	0	0	502	LM71_B1(max)	0	0	90	0	0	0
501	LM71_B2(max)	0	0	490	0	0	0	502	LM71_B2(max)	0	0	1201	0	0	0
501	SW2_B1(max)	0	0	1	0	0	0	502	SW2_B1(max)	0	0	93	0	0	0
501	Fa.G	11	0	0	0	0	0	502	Fa.G	6	0	0	0	0	0
501	Fa.Q	15	0	0	0	0	0	502	Fa.Q	39	0	0	0	0	0

LATO APPOGGI LONGITUDINALI SCORREVOLI															
1				2				3				4			
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
601	G1	0	0	977	0	0	0	602	G1	0	0	633	0	0	0
601	G2.1	0	0	356	0	0	0	602	G2.1	0	0	464	0	0	0
601	G2.2	0	0	109	0	0	0	602	G2.2	0	0	-28	0	0	0
601	G2.3	0	0	90	0	0	0	602	G2.3	0	0	22	0	0	0
601	G2.4	0	0	253	0	0	0	602	G2.4	0	0	-53	0	0	0
601	Q3.a B1-SW2	0	0	42	0	0	0	602	Q3.a B1-SW2	0	0	32	0	0	0
601	Q3.a B2-LM71	0	0	46	0	0	0	602	Q3.a B2-LM71	0	0	35	0	0	0
601	Q3.f B1-SW2	0	0	1	0	0	0	602	Q3.f B1-SW2	0	0	45	0	0	0
601	Q3.f B1-LM71	0	0	45	0	0	0	602	Q3.f B1-LM71	0	0	34	0	0	0
601	Q3.f B2-LM71	0	0	28	0	0	0	602	Q3.f B2-LM71	0	0	21	0	0	0
601	Q4 B1-SW2	0	0	-1	0	0	0	602	Q4 B1-SW2	0	0	27	0	0	0
601	Q4 B1-LM71	0	0	-32	0	0	0	602	Q4 B1-LM71	0	0	-66	-18	0	0
601	Q4 B2-LM71	0	0	-55	0	0	0	602	Q4 B2-LM71	0	0	-112	-30	0	0
601	Q5 B1-SW2	0	0	-68	0	0	0	602	Q5 B1-SW2	0	0	-112	-17	0	0
601	Q5 B1-LM71	0	0	-23	0	0	0	602	Q5 B1-LM71	0	0	-48	-13	0	0
601	Q5 B2-LM71	0	0	-25	0	0	0	602	Q5 B2-LM71	0	0	-52	-14	0	0
601	Q6	0	0	-192	0	0	0	602	Q6	0	0	-304	79	0	0
601	LM71_B1(max)	0	0	54	0	0	0	602	LM71_B1(max)	0	0	171	0	0	0
601	LM71_B2(max)	0	0	437	0	0	0	602	LM71_B2(max)	0	0	1178	0	0	0
601	SW2_B1(max)	0	0	1	0	0	0	602	SW2_B1(max)	0	0	183	0	0	0
601	Fa.G	11	0	0	0	0	0	602	Fa.G	6	0	0	0	0	0
601	Fa.Q	15	0	0	0	0	0	602	Fa.Q	41	0	0	0	0	0

14 MODELLO DI CALCOLO FEM

Al fine di validare le sollecitazioni e risultati delle verifiche precedentemente riportate è stato sviluppato un modello di calcolo F.E.M. mediante l'ausilio del software MIDAS/CIVIL 2019.

L'impalcato è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali precomprese prefabbricate;
- dei trasversi connessi con le travi prefabbricate (2 trasversi intermedi e 2 di testata);
- della soletta considerata come parte della trave longitudinale.

Inoltre, sono stati inseriti elementi di trave simulanti la soletta in direzione trasversale per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi permanenti ed accidentali.

Gli assi di riferimento sono:

- x = asse longitudinale impalcato
- y = asse trasversale impalcato
- z = asse verticale impalcato

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

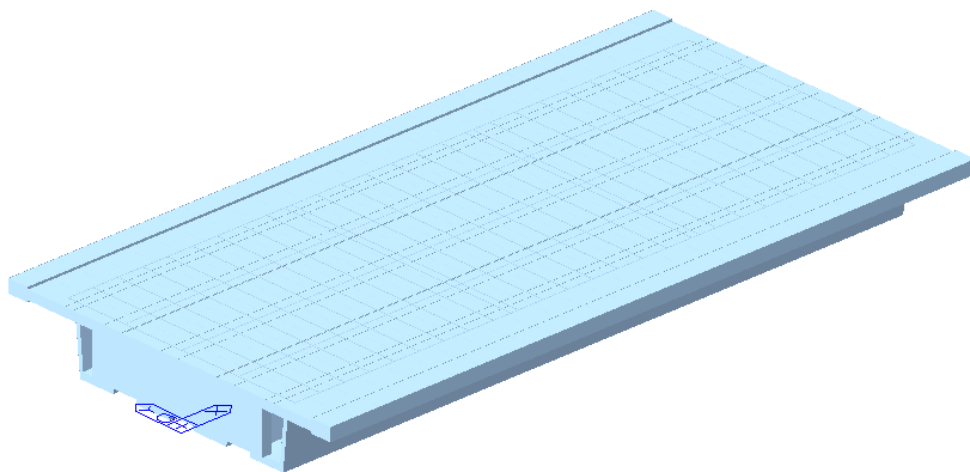
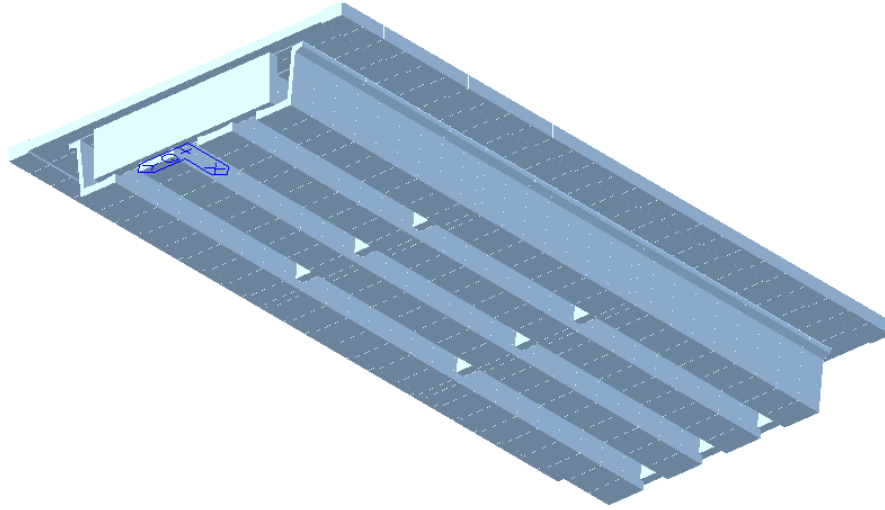


Figura 12: Modello FEM vista dall'alto



Modello FEM vista dal basso

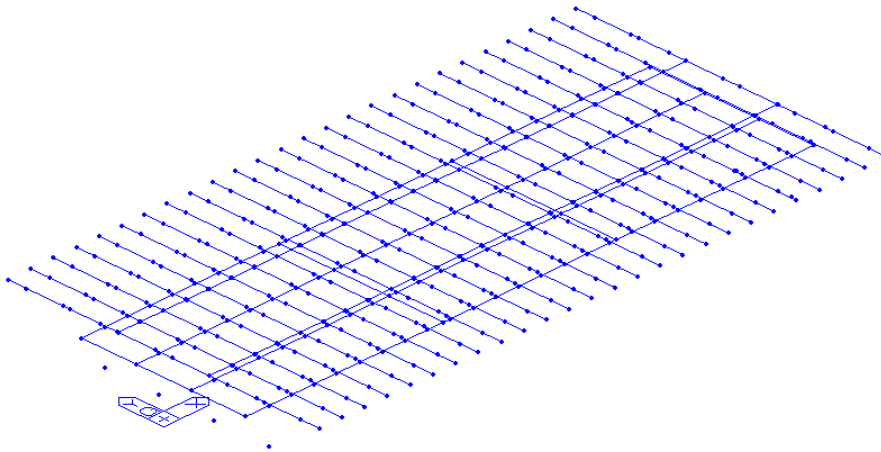


Figura 13: Modello FEM vista wireframe

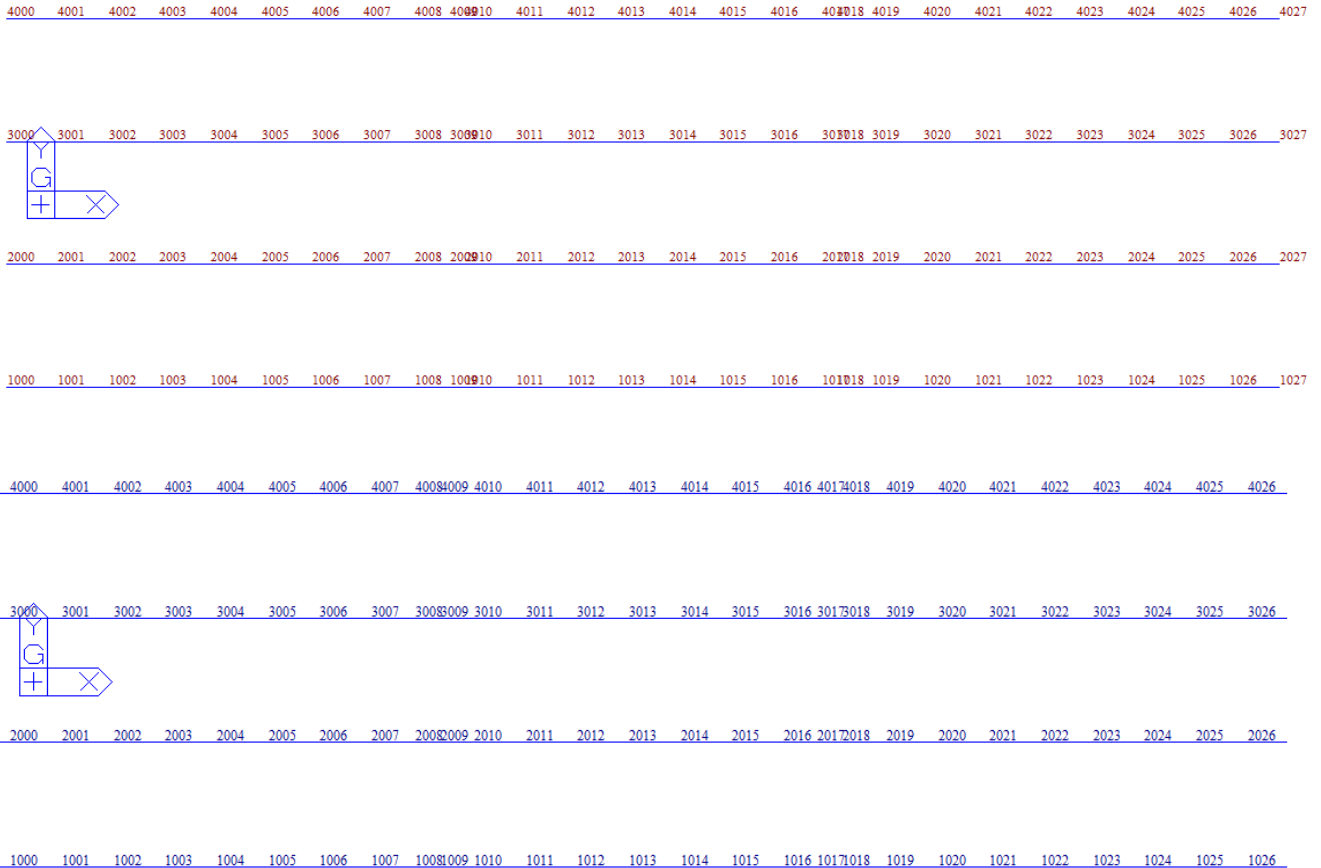


Figura 14: Numerazione nodi ed elementi travi principali

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e intradosso;
- vincoli rigidi tra l'estradosso delle travi e il baricentro della soletta;
- appoggi in corrispondenza dell'intradosso delle travi.

In corrispondenza degli appoggi, sono stati utilizzati i vincoli coerenti con lo schema previsto nel Cap.15.



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	91 di 97

14.1 FASI DI CALCOLO

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura.

Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

fase 1 corrispondente al varo delle travi prefabbricate ed al completamento in opera dei traversi. In questa fase è presente il solo peso proprio degli elementi prefabbricati.;

fase 2 corrispondente al getto della soletta. In questa fase la soletta, non ancora collaborante, è applicata come carico distribuito sulle travi: sezione resistente solo travi prefabbricate in c.a.p. e traversi.

fase 3 impalcato completo con soletta collaborante. Si considerano gli effetti dovuti al ritiro iniziale a 30 giorni della soletta e alla viscosità del calcestruzzo: sezione resistente sezione mista trave in c.a.p. e soletta in opera;

fase 4 impalcato completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo: sezione resistente sezione mista trave in c.a.p. e soletta in opera;

fase 5 impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento: in questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero c.a.p. o iù soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

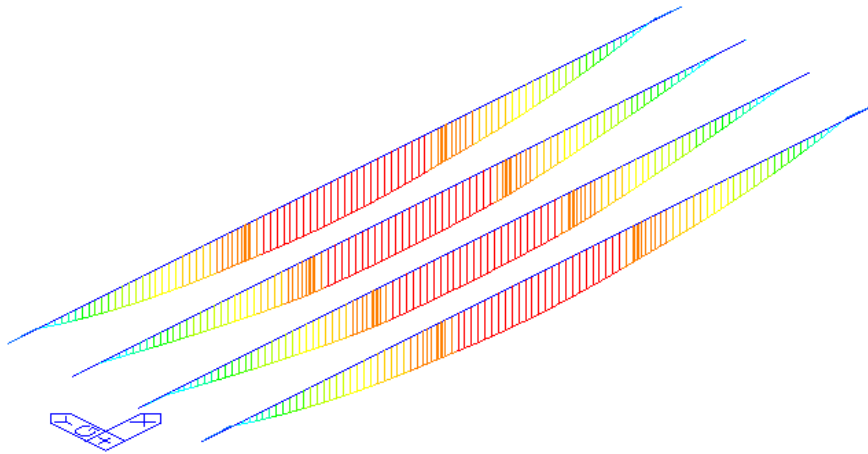
14.2 RISULTATI MODELLO F.E.M.

Si riportano i risultati per le condizioni di carico corrispondenti ai pesi propri e portati e ai carichi mobili da traffico relativi alle fasi 4 e 5.

I carichi introdotti nel modello corrispondono a quelli definiti nel paragrafo 8 ed utilizzati nella analisi semplificata.

Pesi propri e Carichi portati: Combinazione Quasi Permanete

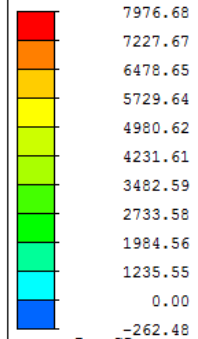
PostCS



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



PostCS

CB: SLE-QP

MAX : 1013

MIN : 4001

FILE: C.A.P

UNIT: kN*m

DATE: 05/17/2019

VIEW-DIRECTION

X: -0.612

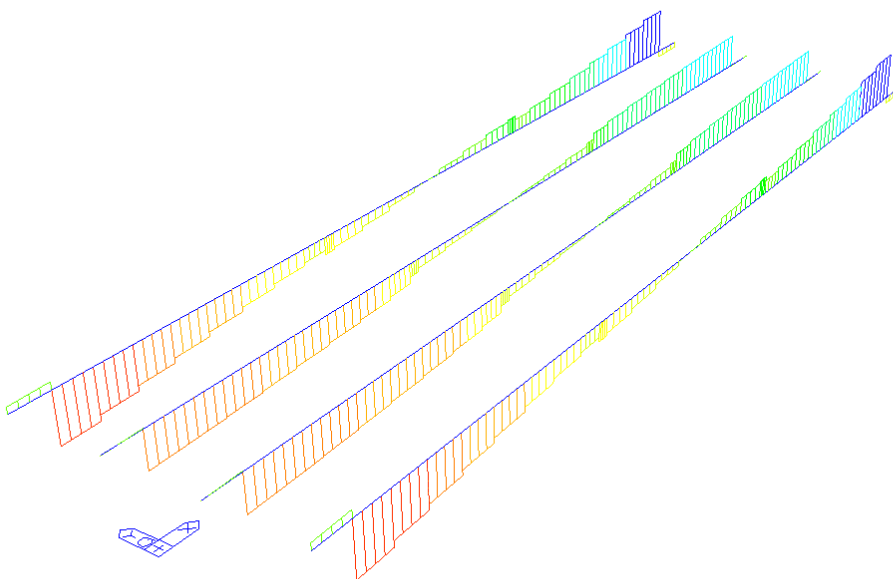
Y: -0.612

Z: 0.500



Figura 15: Risultati analisi F.E.M. – Momento flettente M_y – Combinazione Quasi Permanente

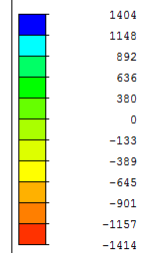
PostCS



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



PostCS

CB: SLE-QP

MAX : 1025

MIN : 1001

FILE: C

UNIT: kN

DATE: 05/11/2016

VIEW-DIRECTION

X: -0.757

Y: -0.492

Z: 0.431

Z

Figura 16: Risultati analisi F.E.M. – Tagli V_z – Combinazione Quasi Permanente

I valori numerici indicano una sollecitazione flettente pari a circa 7500 kNm per le due travi interne e pari a circa 8000 kNm per le due travi esterne. Tale distribuzione e differenza consegue dalla ripartizione dei carichi concentrati alle estremità (barriere e cordoli) e del carico distribuito (armamento e ballast) presente nella zona centrale della soletta.

Si segnala che con il modello semplificato così come riportato al paragrafo 12.2.3 la sollecitazione flettente da carichi permanenti era valutata, sulla trave esterna, pari a:

PPT	= peso proprio trave	=>	2274 kNm
PPS	= peso proprio soletta	=>	2707 kNm
SPP	= sovraccarichi permanenti portati	=>	3228 (di cui 1979 da ballast) kNm
Totale		=>	8209 kNm

Pertanto, la sollecitazione adottata nella verifica è perfettamente congruente con i risultati del modello F.E.M.

Per quanto riguarda il taglio, il modello F.E.M. fornisce sulle travi esterne 1414 kN mentre sulle travi interne vale circa 1000 kN.

Con in modello semplificato, come riportato al 12.3.3, si ha sulle travi esterne:

$$T_{G1} = 768.40 \text{ kN}$$

$$T_{G2} = (71.5 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 202 \text{ kN}$$

$$T_{G3} = (124 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) / 4 \text{ travi} = 350.30 \text{ kN}$$

$$T_{TOT} = 1320.7 \text{ kN}$$

Anche in questo caso il modello semplificato è in linea con i risultati della analisi F.E.M.

Il momento flettente massimo in mezzeria sulla trave più sollecitata dovuto ai carichi ferroviari risulta essere pari a 5728 kNm

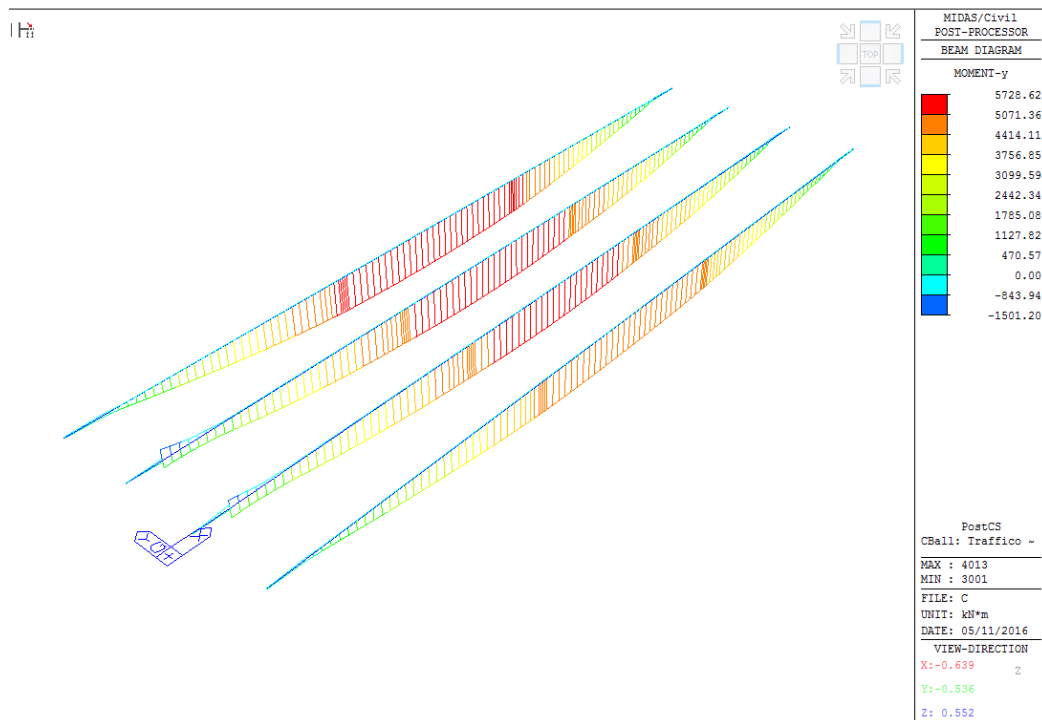


Figura 17: Risultati analisi F.E.M. – Momento flettente M_y – Carichi Ferroviari LM71+SW2

Il taglio massimo nella sezione di appoggio per la trave più sollecitata dovuto ai carichi ferroviari risulta essere pari a circa 1000 kN sulle travi interne e circa 800 kN sulle esterne.

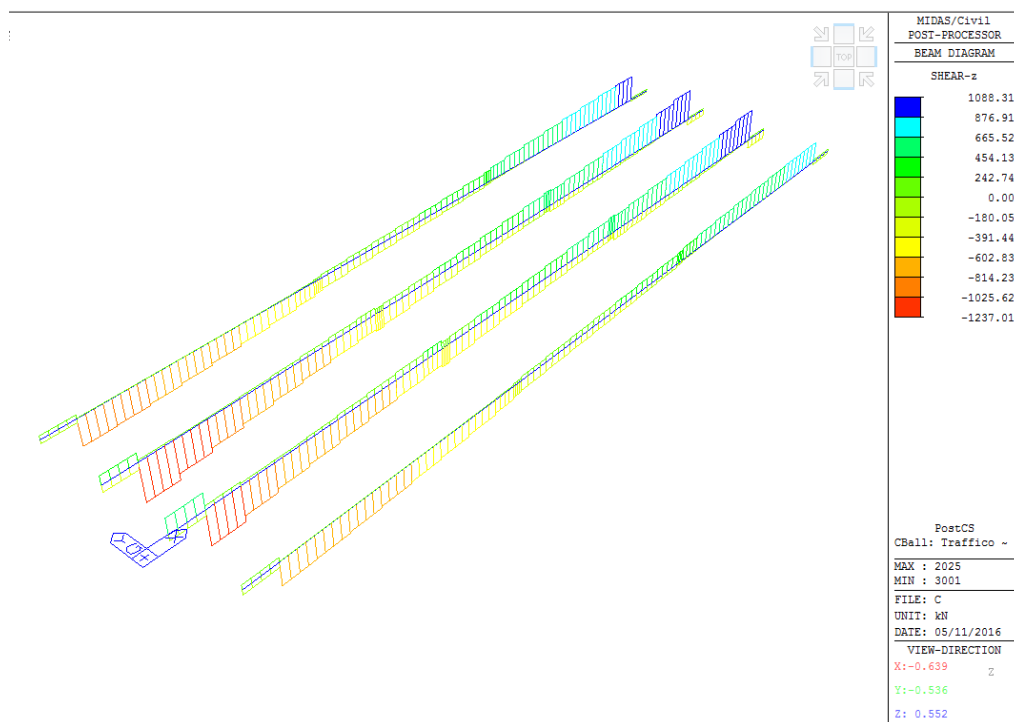


Figura 18: Risultati analisi F.E.M. – Taglio V_z – Carichi Ferroviari LM71+SW2

Il taglio massimo ottenuto dal modello semplificato, come riportato al 12.3.3 risulta essere:

$$T_{SW2} = 1.204 \cdot (150 \text{ kN/m} \cdot 22.60 \text{ m} / 2) \cdot 0.34 = 693.87 \text{ kN}$$

$$T_{LM71} = 1.204 \cdot 1545.8 \text{ kN} \cdot 0.15 = 279.17 \text{ kN}$$

$$T_{\text{avviamento } SW2} = 134 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 33.50 \text{ kN}$$

$$T_{\text{frenatura } LM71} = 126 \text{ kN} / 4 \text{ travi} = 31.50 \text{ kN}$$

$$T_{TOT} = 1038 \text{ kN}$$

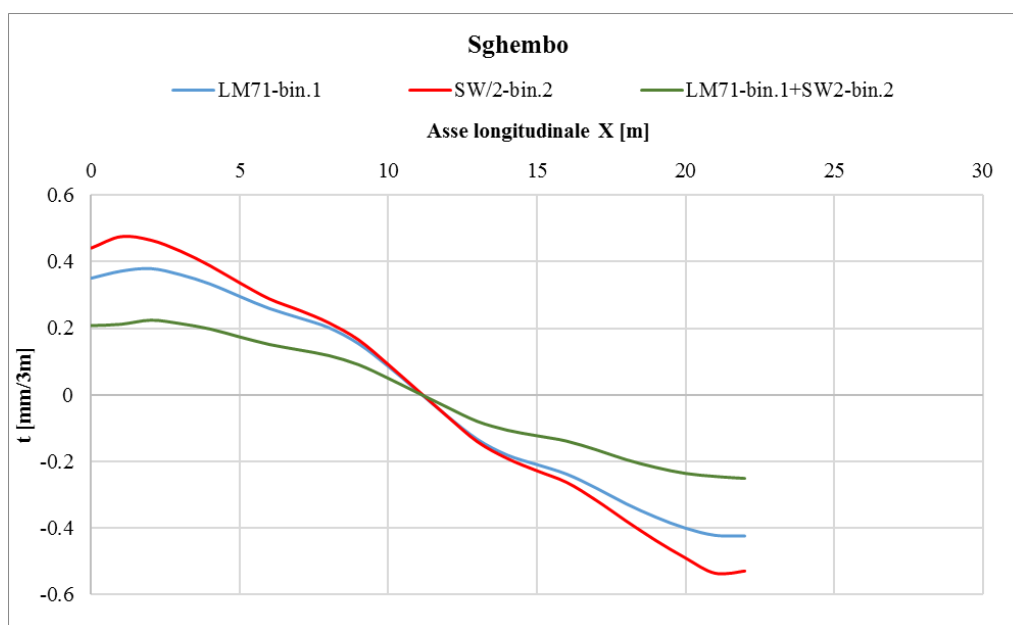
Tali valori sono in accordo con i risultati del modello F.E.M.

14.3 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE.

14.3.1 Verifica deformazioni torsionali (sghembo)

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71 o SW/2 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

Di seguito si riporta la verifica di sghembo, riferita agli abbassamenti massimi riscontrati nella soletta di impalcato. I valori degli abbassamenti massimi, rilevati in nodi posti in posizioni coerenti con quanto prevede la normativa per tale tipo di verifica, sono:



La condizione più severa si realizza in corrispondenza della zona di appoggio dell'impalcato, durante il passaggio del convoglio SW2.

Lo sghembo massimo t è pari a: $t \approx 0.5 \text{ mm} / 3\text{m}$

Il valore di t appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa e pari a $3.0 \text{ mm} / 3\text{m}$ per il caso $120 < V_{\text{max}} < 200 \text{ km/h}$.

14.3.2 Verifica stato limite di confort

Considerando la presenza dei treni di carico LM71,SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico ϕ_3 e con il coefficiente α , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore $L/600$.

Gli spostamenti massimi nella sezione di mezzeria sulle due travi esterne valgono rispettivamente 6.3 mm e 5.2 mm. Si riporta il campo degli spostamenti nella seguente figura:

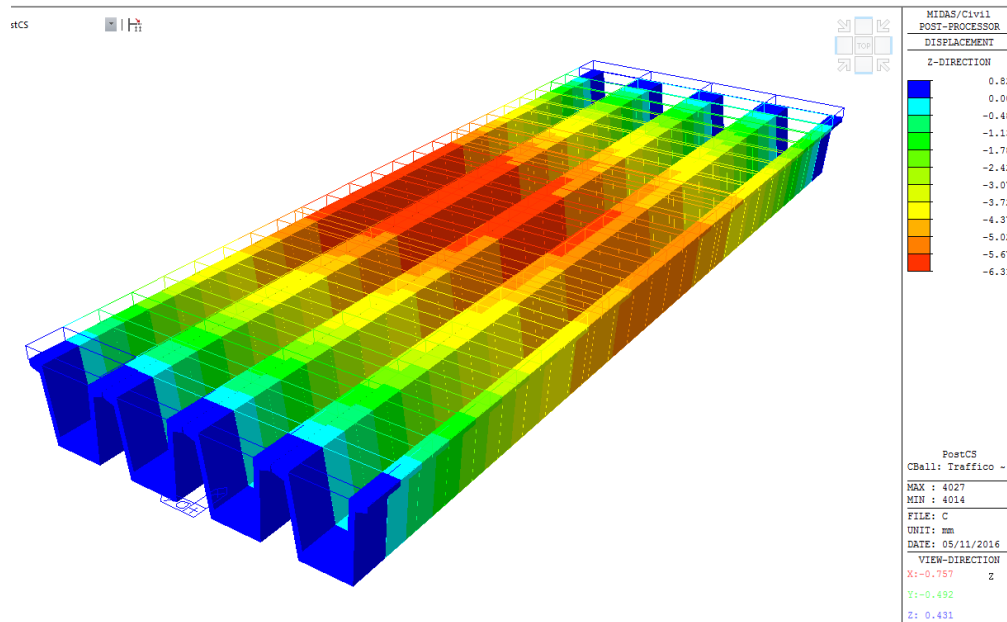


Figura 19: Risultati analisi F.E.M. – Spostamenti Verticali – Carichi Ferroviari LM71+SW2

L'abbassamento massimo per inflessione nel piano verticale dovuto al transito dei convogli è stato valutato sommando l'effetto del treno SW/2 e LM71 (amplificato per $\alpha=1.1$). L'abbassamento massimo si rileva in mezzeria ed è pari a:

$$\delta = 6.31 \text{ mm}$$

Il valore di δ appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa e pari a $L/600 = 22800/600 = 38$ mm.



LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTI 2 e 3 – RADDOPPIO TERMOLI - RIPALTA

Relazione di calcolo Impalcato cap L=25 m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L102	02D78	CL	VI0007001	A	97 di 97

15 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti nelle analisi e nelle verifiche, mostrano che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.