

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

IV - OPERE D'ARTE PRINCIPALI - Cavalcaferrovia
IV00 – Tipologici cavalcaferrovia
Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 2 6 C L I V 0 0 0 7 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Prima Emissione	G.Coppa	Aprile 2020		Aprile 2020	M. Berlingieri	Aprile 2020	A.Perego Aprile 2020

File: NM2503D26CLIV0007001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO.....	7
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	7
3.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i>	8
4	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
4.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	9
4.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI) (G2).....	9
4.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	10
4.3.1	<i>Carichi sui marciapiedi</i>	11
4.4	AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3).....	11
4.5	AZIONI CENTRIGUGA (Q4)	11
4.6	AZIONE DEL VENTO (Q5)	12
4.6.1	<i>Categoria di esposizione</i>	14
4.6.2	<i>Coefficienti dinamico</i>	16
4.6.3	<i>Coefficiente di topografia</i>	16
4.6.4	<i>Coefficiente di forma</i>	16
4.6.5	<i>Pressione del vento</i>	16
4.7	AZIONE SISMICA (Q6).....	18
4.7.1	<i>Vita nominale</i>	19
4.7.2	<i>Classe d'uso</i>	19
4.7.3	<i>Periodo di riferimento</i>	19

4.7.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	20
4.7.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	20
4.7.5.1	<i>Categorie di Sottosuolo</i>	20
4.7.5.2	<i>Condizioni topografiche</i>	21
4.7.5.3	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i>	21
4.7.6	<i>Parametri sismici di calcolo</i>	22
4.7.7	<i>Applicazione del sisma</i>	25
4.8	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q7)	25
4.9	AZIONI ECCEZIONALI (Q8)	25
4.10	VARIAZIONE TERMICA (E3)	25
4.11	RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2)	26
5	COMBINAZIONI DI CARICO	29
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE	33
6.1	FASI DI CALCOLO	35
7	SOLLECITAZIONI IMPALCATO	36
7.1	SOLLECITAZIONI 1 ^A FASE	36
7.2	SOLLECITAZIONI 2 ^A FASE	36
8	VERIFICHE DELLE TRAVI DI IMPALCATO	40
8.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI	41
8.1.1	<i>Valutazione della larghezza collaborante della soletta</i>	41
8.1.2	<i>Caratteristiche geometriche delle sezioni d'acciaio</i>	42
8.1.3	<i>Caratteristiche meccaniche delle travi</i>	44
8.2	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI	47
8.3	VERIFICHE 1 ^A FASE	49
8.4	VERIFICHE 2 ^A FASE (TEMPO T_0)	51
8.5	VERIFICHE 2 ^A FASE (TEMPO T_∞)	53
8.6	VERIFICHE DI INSTABILITÀ	55

9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI SECONDARI.....	58
9.1	VERIFICHE DEI TRAVERSI.....	58
10	VERIFICHE A FATICA.....	60
10.1	COEFFICIENTE DI SICUREZZA.....	60
10.2	VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA.....	60
11	VERIFICA DELLE PIOLATURE.....	66
12	VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	68
12.1	CRITERI DI VERIFICA.....	68
	12.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi.....	68
	12.1.1.1 Sollecitazioni flettenti.....	68
	12.1.1.2 Sollecitazioni taglianti.....	68
	12.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	70
	12.1.2.1 Verifica a fessurazione.....	70
	12.1.2.2 Verifica delle tensioni in esercizio.....	71
12.2	VERIFICHE SLU/SLE.....	72
13	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	78
14	ANALISI SISMICA.....	81
14.1	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	83
14.2	ANALISI DEI RISULTATI: SISMA SLC-SLV.....	84
14.3	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI DEGLI ISOLATORI.....	85
14.4	VERIFICA DEI GIUNTI.....	85
15	SINTESI SCARICHI APPOGGI.....	86

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova e riguarda il dimensionamento dell'impalcato metallico in semplice appoggio di luce L=40m.

L'impalcato prevede una struttura mista in acciaio-calcestruzzo costituita da quattro travi metalliche collegate mediante connettori alla soletta gettata in opera. Il profilo longitudinale presenta travi ad altezza costante di 220 cm. La struttura prevede controventi di piano situati in corrispondenza delle ali superiore ed inferiori.

La soletta in cemento armato è di spessore variabile, fino ad un valore massimo di 31 cm.

La soletta è resa collaborante con la struttura in acciaio utilizzando connettori a piolo tipo "Nelson".

La geometria delle sezioni trasversali dell'impalcato è riportata nelle figure seguenti:

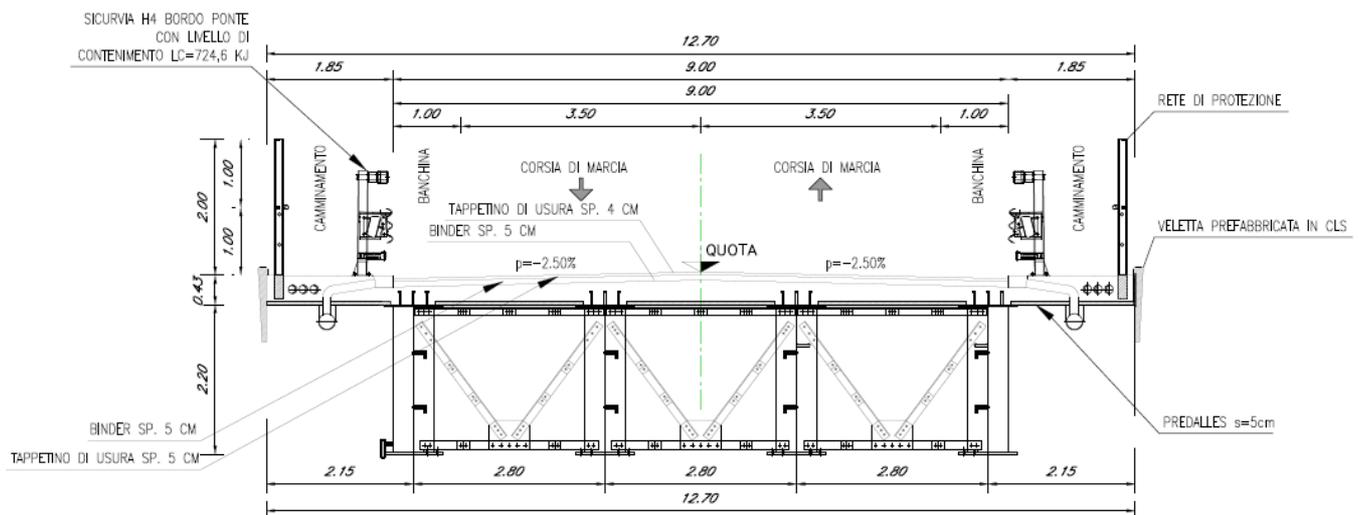


Figura 1- Sezione trasversale tipo dell'impalcato: sezione corrente

I controventi di piano superiori e inferiori sono costituiti da due profili accoppiati L120X12.

I trasversi di testata in corrispondenza delle spalle sono a parete piena, mentre i trasversi di campata sono del tipo a "V", collegati a un corrente inferiore, entrambi costituiti da due profili accoppiati L120X12.

L'impalcato è vincolato alle spalle S1 e S2 con isolatori elastomerici.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;
- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell'Unione europea;
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell'Unione europea.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Per il getto in opera si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40 $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / 1.5$	1.45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm ² ;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm ² ;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30$ N/mm ² ;

modulo elastico

$$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2.$$

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio S355:

Tensione di snervamento

$$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2;$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2;$$

Modulo elastico

$$E = 210.000 \text{ N/mm}^2;$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0,3;$$

Modulo di elasticità trasversale

$$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2;$$

Coefficiente di espansione termica lineare

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (\text{per T fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C});$$

Densità

$$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3.$$

4 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

4.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc e un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc:

- il peso proprio della trave, calcolato considerando il peso della sezione corrente, viene incrementato di 1.10 per tener conto del peso dei vari elementi costituenti il collegamento;
- il peso della soletta, considerando uno spessore massimo di 31 cm, ed una larghezza di piattaforma di 12.70m .

4.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) (G2)

Binder e strato di usura:

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- spessore: $s = 0,10\text{m}$

da cui risulta un carico di $24\text{kN/m}^3 \cdot 0,10\text{m} = 2,4\text{kN/m}^2$

Cordoli:

- peso dell'unità di volume: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- larghezza: $L=1,85\text{m}$
- spessore: $s = 0,15 \text{ m}$

da cui risulta un carico verticale di $25\text{kN/m}^3 \cdot 1,85\text{m} \cdot 0,15\text{m} = 6,94\text{kN/m}^2$ per ciascun cordolo.

Guard rail, parapetti ed elementi di bordo:

- peso della singola barriera H4 integrata: 2,5 kN/m
- peso della veletta: 1,4 kN/m
- peso della ringhiera parapetto: 0,5 kN/m

In fase di verifica verrà inoltre valutata l'influenza dell'eventuale presenza di barriere New Jersey dal peso di circa 6 kN/m.

4.3 Azioni variabili da traffico (Q1)

I carichi mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Sono definiti dagli schemi di carico convenzionali rappresentati nelle figure seguenti e disposti su corsie convenzionali. Il numero di colonne di carichi mobili considerate nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00m.

In accordo con la normativa sui ponti stradali (paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC18), si considera sulla sede stradale l'azione da traffico dello schema di carico riportato di seguito:

Schema 1

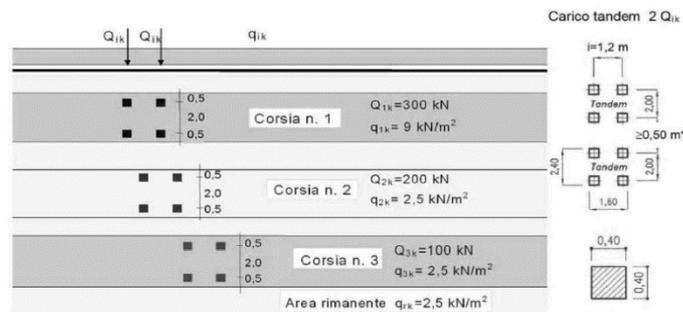


Figura 2: Schemi di carico - carichi Q_{ik} e q_{ik} .

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 1: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata è compatibile con 2 colonne di carico riportate di seguito:

- 1) prima corsia costituita da un mezzo Q_{1A} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²);
- 2) seconda corsia d costituita da un mezzo Q_{1A} (400 kN) e carico q_{1k} (2.50 kN/m²);
- 3) seconda corsia d costituita da un mezzo Q_{1A} (400 kN) e carico q_{1k} (2.50 kN/m²);
- 4) parte rimanente costituita carico q_{1k} (2.50 kN/m²).

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

Per la disposizione dei carichi mobili e delle corsie sulla carreggiata si fa riferimento alle linee d'influenza, in modo da ottenere i valori massimi e minimi delle caratteristiche di sollecitazione in tutte le sezioni d'impalcato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

Schema Di Carico A Fatica

Le verifiche a fatica saranno condotte per vita illimitata, facendo riferimento a valori di tensione ad ampiezza costante definiti dal D. Min. 17/01/2018 per i diversi dettagli strutturali. La determinazione delle componenti di sollecitazione, per queste verifiche, è stata condotta applicando i carichi previsti sia dal modello 1. Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 di cui sopra con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

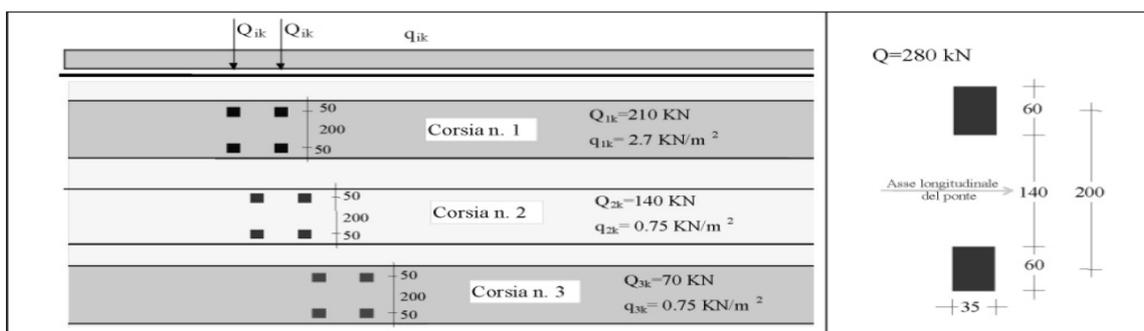


Figura 3 Modello di carico a fatica 1

4.3.1 Carichi sui marciapiedi

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente distribuito del valore di 5,0 kN/m².

Carico accidentale distribuito marciapiedi $q_m = 5$ [kN/m²]

Essendo la larghezza del marciapiede pari a 1,85m il carico al metro lineare risulta essere $q_m = 9,25$ kN/m

4.4 Azione di frenamento ed avviamento (Q3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 40 = 468 \text{ kN}$$

4.5 Azioni centrifuga (Q4)

La geometria in pianta dell'impalcato non presenta tratti in curva, pertanto l'azione centrifuga è nulla.

4.6 Azione del vento (Q5)

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente 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.

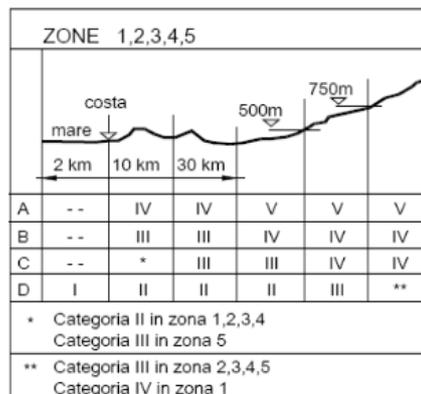


Figure 1 Definizione della categoria di esposizione

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

Figure 2 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

La pressione del vento è stata calcolata ai sensi delle NTC 2018; la normativa suddivide il territorio italiano in zone per le quali sono assegnati i parametri di base $v_{b,0}$, a_0 , k_a . Con riferimento a tali parametri è possibile calcolare la velocità di riferimento v_b , vale a dire il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su dieci minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni v_b .

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

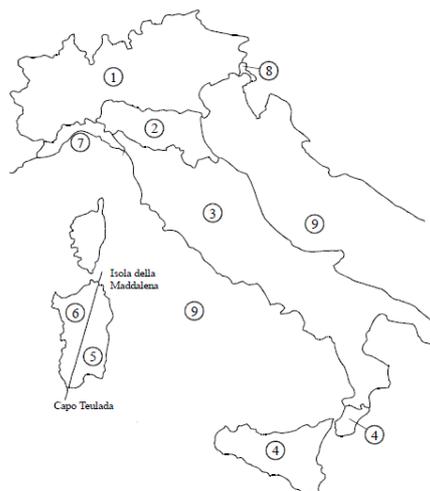


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Figure 3 Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri di riferimento (tab. 3.3.I NTC2018).

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	1000
Parametro funzione della zona	k_s	[1/s]	0.40
Altitudine	a_s	[m]	30
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	c_R	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r(T_R)$	[m/s]	25.02

Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/m ²]	391.20

4.6.1 Categoria di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

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

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

Dove:

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

z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata);

c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

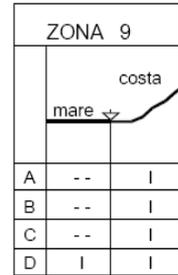
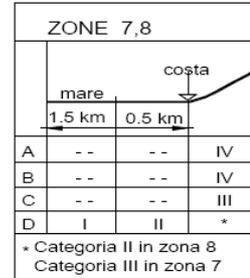
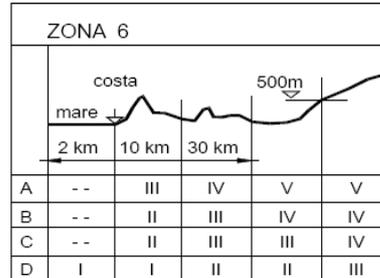
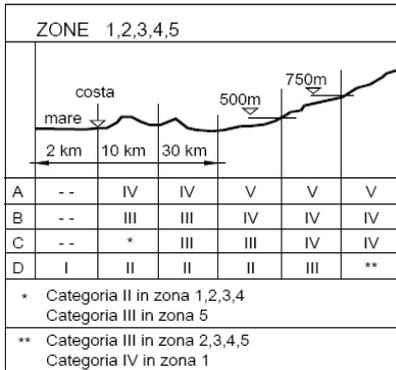


Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

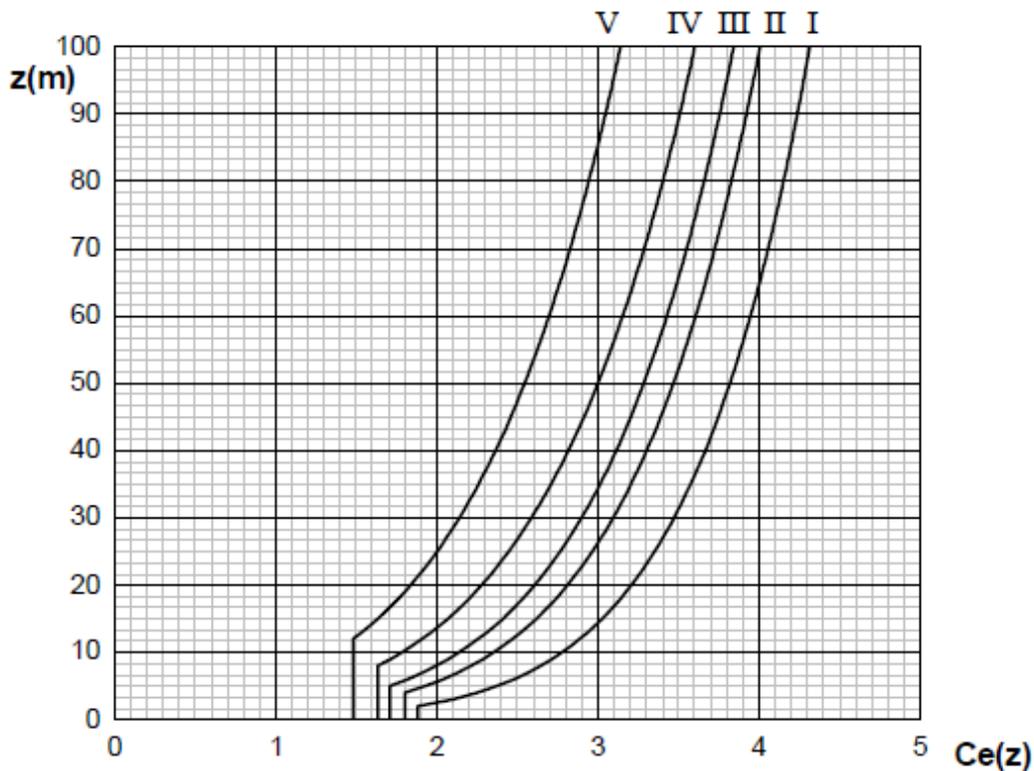


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k _r	[-]	0.20
	z ₀	[m]	0.10
	z _{min}	[m]	5.00

Tabella 2 Categoria di esposizione

$$c_{e(10m)}=2.55$$

4.6.2 Coefficienti dinamico

Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

4.6.3 Coefficiente di topografia

Nelle strutture analizzate viene considerato un coefficiente di topografia unitario.

4.6.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.8.6.1), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\phi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato: $c_p = 2,4 - \phi = 1,40$

4.6.5 Pressione del vento

q _b	0.391	kN/m ²	
C _e	2.55		Coefficiente di esposizione calcolato per z = 7m
C _p	1.4		Coefficiente di forma
C _d	1		Coefficiente dinamico
P	1.39	kN/m ²	Pressione del vento

L’azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all’asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

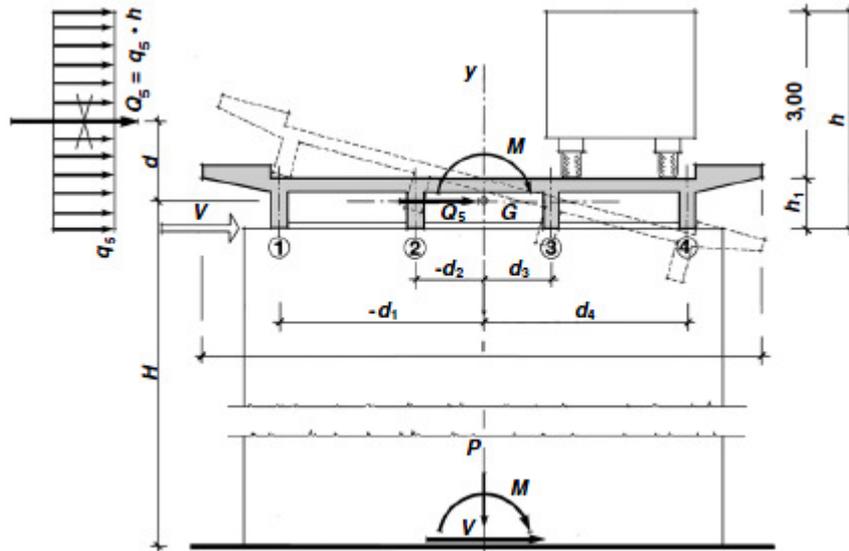


Figura 4: Direzione dell'azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p = 3,49 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p = 4,17 \text{ kN/m}$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;

q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transitanti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull'impalcato, sono pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L = 139,6 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L = 166,8 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv_ponte carico}} = (T_{\text{trasv1}} + T_{\text{trasv2}}) = 306,4 \text{ kN}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostrutture risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}})/2] = 2,53 \text{ m}$$

$$e_{v2} = d + (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) + (3 \text{ m} / 2) = 3,03 \text{ m}$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave e estradosso sottostrutture (in metri).

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte carico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} + T_{\text{trasv2}} \cdot e_{v2} = 858,59 \text{ kNm}$$

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p = 6,27 \text{ kN/m}$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione.

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L = 250,76 \text{ kN}$$

$$T_{\text{trasv_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostruttura risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}})/2] = 4,78 \text{ m}$$

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} = 1199,89 \text{ kNm}$$

4.7 Azione Sismica (Q6)

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), 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. 2018), 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. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

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_o 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

4.7.1 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 l'opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$.

4.7.2 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.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo IV** con coefficiente d'uso $C_U = 2$.

4.7.3 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

4.7.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

	STATO LIMITE	P_{VR}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

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 $T_R = 949$ anni.

4.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

4.7.5.1 Categorie di Sottosuolo

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

	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

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 NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

4.7.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Classificazione topografie superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

4.7.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 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 tabelle che sono riportate di seguito:

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 delle espressioni per S_s e C_c

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera 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

Tabella 3: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,50$ e $C_c = 1,571$

4.7.6 Parametri sismici di calcolo

Si assumono i parametri sismici più cautelativi corrispondenti al tratto A3, individuato dalla "Relazione geotecnica generale" dal km 82+000 al km 89+731 con il punto P4:

Latitudine = 45.159632

Longitudine = 10.784886

a_g = 0.116 g

$$F_0 = 2.565;$$

$$T^*c = 0.306 \text{ s};$$

$$S = 1.50$$

$$a_{\max}(g) = 0.177$$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

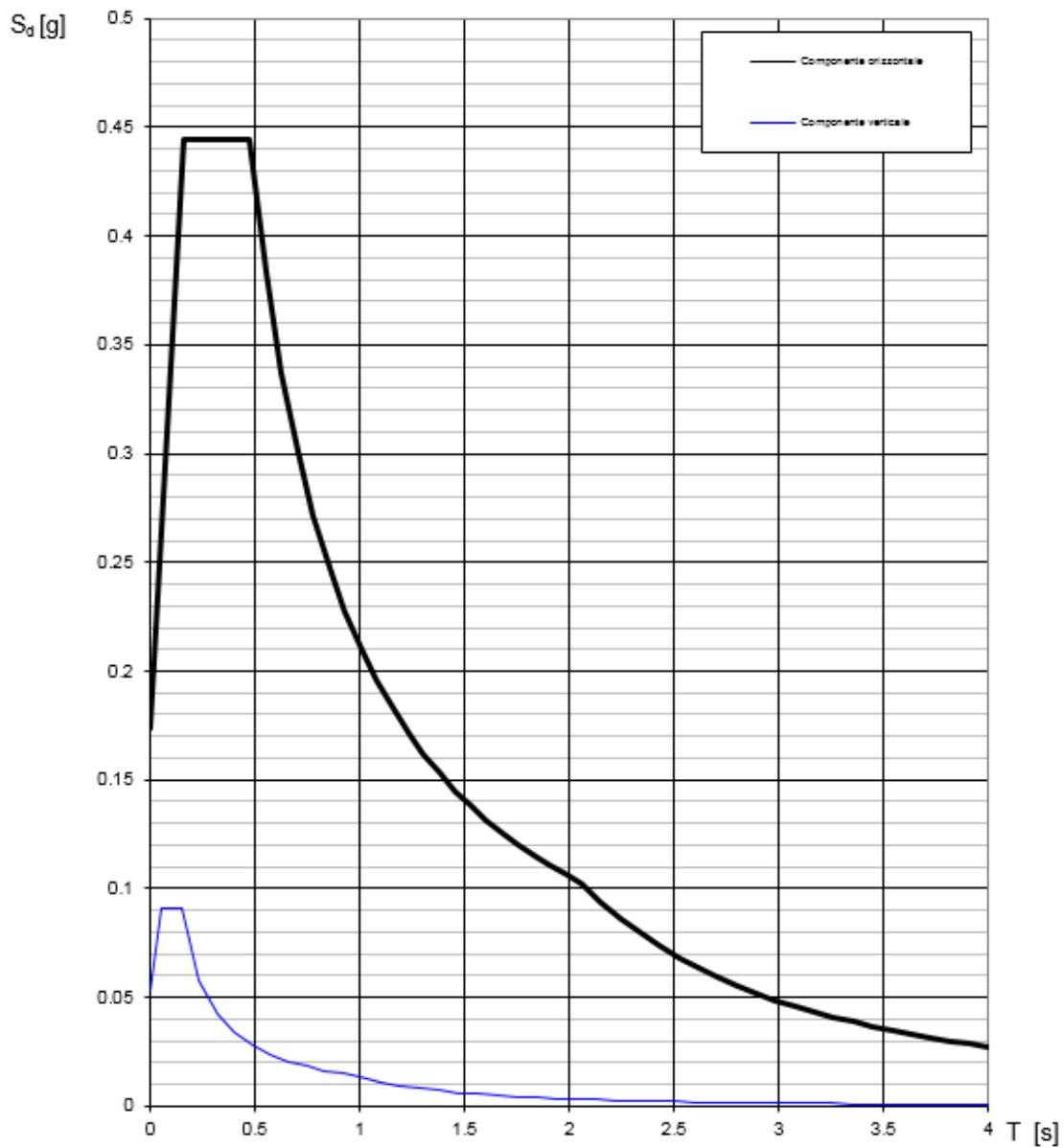


Figure 4 Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.116 g
F_o	2.565
T_c	0.306 s
S_s	1.500
C_c	1.552
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	2.062 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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 $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.173
T_B	0.158	0.445
T_C	0.475	0.445
	0.551	0.384
	0.626	0.337
	0.702	0.301
	0.777	0.272
	0.853	0.248
	0.929	0.227
	1.004	0.210
	1.080	0.196
	1.155	0.183
	1.231	0.172
	1.306	0.162
	1.382	0.153
	1.458	0.145
	1.533	0.138
	1.609	0.131
	1.684	0.125
	1.760	0.120
	1.835	0.115
	1.911	0.111
	1.987	0.106
T_D	2.062	0.102
	2.154	0.094
	2.247	0.086
	2.339	0.080
	2.431	0.074
	2.524	0.068
	2.616	0.064
	2.708	0.059
	2.800	0.056
	2.893	0.052
	2.985	0.049
	3.077	0.046
	3.169	0.043
	3.262	0.041
	3.354	0.039
	3.446	0.037
	3.539	0.035
	3.631	0.033
	3.723	0.031
	3.815	0.030
	3.908	0.029
	4.000	0.027

Spettro di progetto: valori

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA COLOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

4.7.7 Applicazione del sisma

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stati determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Per i carichi dovuti ai carichi mobili si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

4.8 Resistenze parassite dei vincoli (Q7)

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate assumendo un coefficiente di attrito proporzionale all'intensità del carico verticale secondo le indicazioni fornite dalla norma "CNR 10018/99". Cautelativamente, si considerano delle forze generate da un attrito pari al 5%.

4.9 Azioni eccezionali (Q8)

Come indicato in §3.6.3.3.2 D. Min. 17/01/2018 nel progetto strutturale dei ponti si può tener in conto delle forze causate da collisioni eccezionali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 kN, considerata agente 1.00 m sopra il livello del piano di marcia. La forza è stata applicata su una linea lunga 0.50 m.

4.10 Variazione termica (e3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni fornite dalla Normativa di riferimento (§5.2.2.5.2. D. Min. 17/01/2018). In particolare è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

4.11 Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)

La deformazione totale del ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ϵ_{cs} deformata per ritiro

ϵ_{cd} deformazione per ritiro per essiccamento

ϵ_{ca} deformazione per ritiro autogeno

$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$ valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento

$R_{ck} = 40.00$ MPa

$f_{ck} = 33.20$ MPa

RH = 75 % umidità relativa

$\epsilon_{c0} = -3.97E-04$ -da Tab. 11.2 Va

Tab. 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$A_c = 3.81$ m² area della sezione di cls

$u = 12.70$ m perimetro della sezione esposta all'aria

$h_0 = 2 A_c / u = 0.62$ m

$h_0 = 620$ mm

$k_h = 0.70$ mm da Tab. 11.2.Vb

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0} = -2.78E-04$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) * \varepsilon_{cd,\infty}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0.04*h_0^3/2]$$

$$(t-t_s) = 10000 \text{ giorni}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = 0.94$$

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

$$\varepsilon_{cd}(t) = -2.62E-04 \quad \text{deformazione per ritiro per essiccamento}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = -5.80E-05 \quad \text{deformazione per ritiro autogeno}$$

$$\varepsilon_{cs} = -3.20E-04 \quad \text{deformata per ritiro}$$

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	28 di 86

AZIONE ASSIALE NELLA SOLETTA (SLE) NR = 15799 kN

AZIONE ASSIALE NELLA TRAVE D'ESTREMITA' NR = 4416 kN

Distanza tra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta = 1.010 m

MOMENTO MR = 4460 kNm

VISCOSITA' CLS F_{∞} = 1.60 da Tab. 11.2 VI

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

5 COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportati nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

La determinazione delle componenti di sollecitazione e spostamento dovute ai carichi mobili, sia nella direzione longitudinale degli impalcati che in quella trasversale, per lo studio della statica locale della soletta, con il Codice di Calcolo agli Elementi Finiti SAP2000, prevede quanto segue:

- 1) Vengono stabilite le linee di transito rappresentative delle corsie di carico (n.1 ogni corsia di carico); tali linee sono posizionate in mezzzeria del carico (mezzzeria asse di carico);
- 2) Il numero delle colonne di carico è quello compatibile con la larghezza della carreggiata;
- 3) Per queste linee di carico vengono studiate le linee di influenza delle componenti di sollecitazione e spostamento;
- 4) Per trovare gli involuppi dei massimi e dei minimi delle componenti di sollecitazione e spostamento viene compilata una tabella di presenza del carico, assegnando 1 (carico presente) oppure zero (carico assente) per ogni corsia.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA COLOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

Si evidenzia che la posizione dei carichi mobili è automaticamente determinata dal programma di calcolo in modo da ottenere per lo specifico elemento considerato, le massime sollecitazioni flessionali taglianti ed assiali.

Pertanto, considerando i seguenti valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

TABELLA 5.1.IV – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO						
Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Gruppo di azioni	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3° categoria

^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Considerando inoltre i seguenti coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

e considerando infine i seguenti coefficienti per le azioni variabili

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

Si ottengono le combinazioni più gravose riportate nella successiva tabella

		g1	g2	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6	q7
SLE	SLE (QP)	1	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0
	SLE (FR) 1	1	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0	0	0
	SLE (FR) 2	1	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0.75	0	0	0	0
	SLE (RARA) 1	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.6	0	0
	SLE (RARA) 2	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.8	0	0
	SLE (RARA) 3	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.6	0	0
	SLE (RARA) 4	1	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.8	0	0
SLU	SLU1	1.35	1.5	1.2	1.2·0.6	0	0	0	1.5	0	1.35·0.75
	SLU2	1.35	1.5	1.2	1.2·0.6	1.35	0	0	0.9	0	1.35·0.75
	SLU3	1.35	1.5	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	1.5	0	0.9	0	1.35·0.75
	SLU4	1.35	1.5	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	0	1.5	0.9	0	1.35·0.75
SLV	SLV	1	1	1	0.5	0.2	0	0	0	±1	0

La risposta della struttura alle azioni sismiche è stata valutata mediante analisi dinamica lineare, valutando gli effetti sulla struttura tramite la seguente espressione:

$$E_1 + 0.3E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_1 + E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_1 + 0.3E_t + E_v.$$

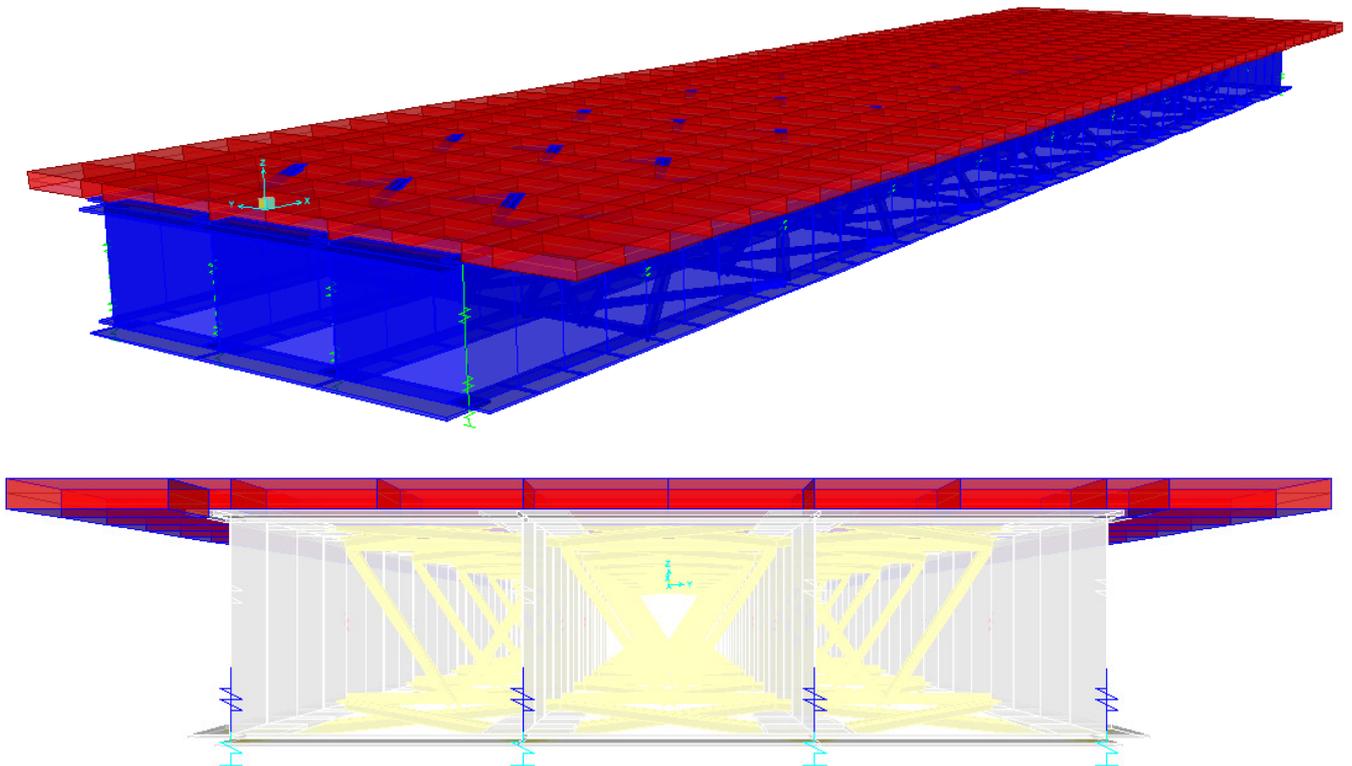
6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Al fine di determinare le sollecitazioni agenti è stato utilizzato il programma agli elementi finiti Sap2000. Il modello di calcolo è costituito da elementi frame, monodimensionali, rappresentativi delle travi a sezione composta acciaio-cls e dei traversi. La soletta è stata modellata come elementi a piastra. Nelle figure di seguito riportate si evidenzia il modello tridimensionale implementato.

Il modello pertanto, consente di valutare le sollecitazioni dei diversi elementi strutturali e le sollecitazioni trasversali e longitudinali nella soletta.

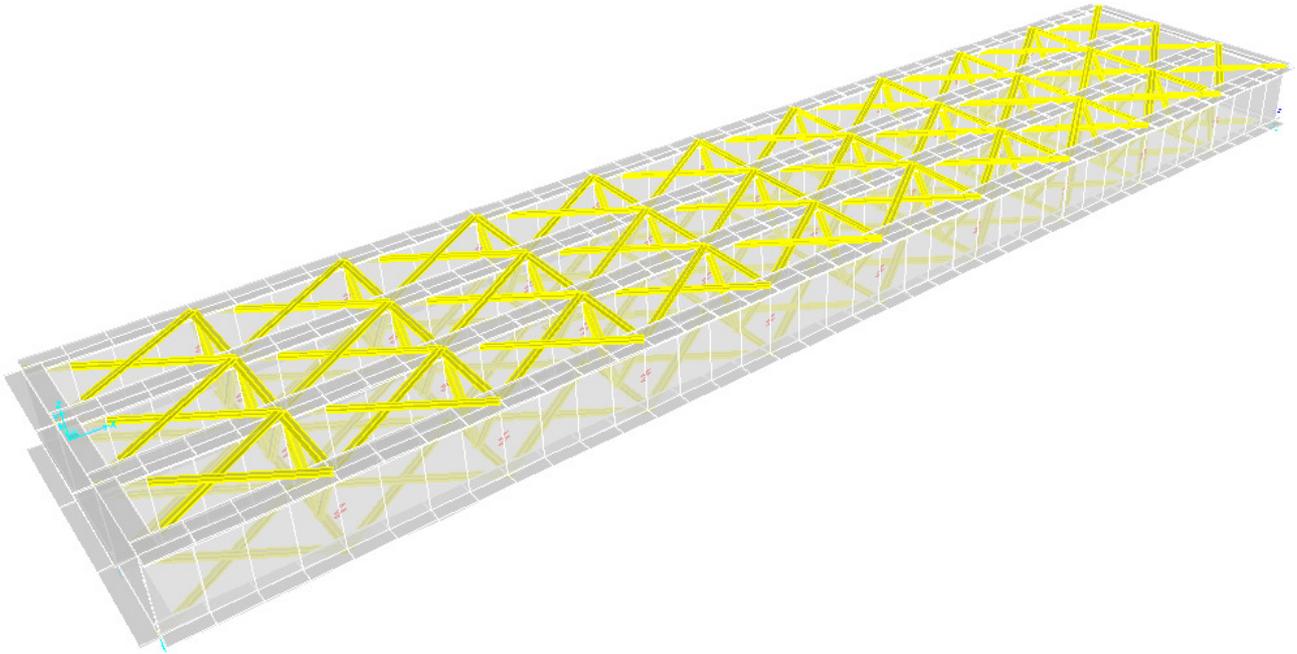
In corrispondenza degli isolatori, sono stati inseriti link di rigidezza pari a quella dei dispositivi dimensionati.

Si riportano alcune illustrazioni del modello FEM adottato:

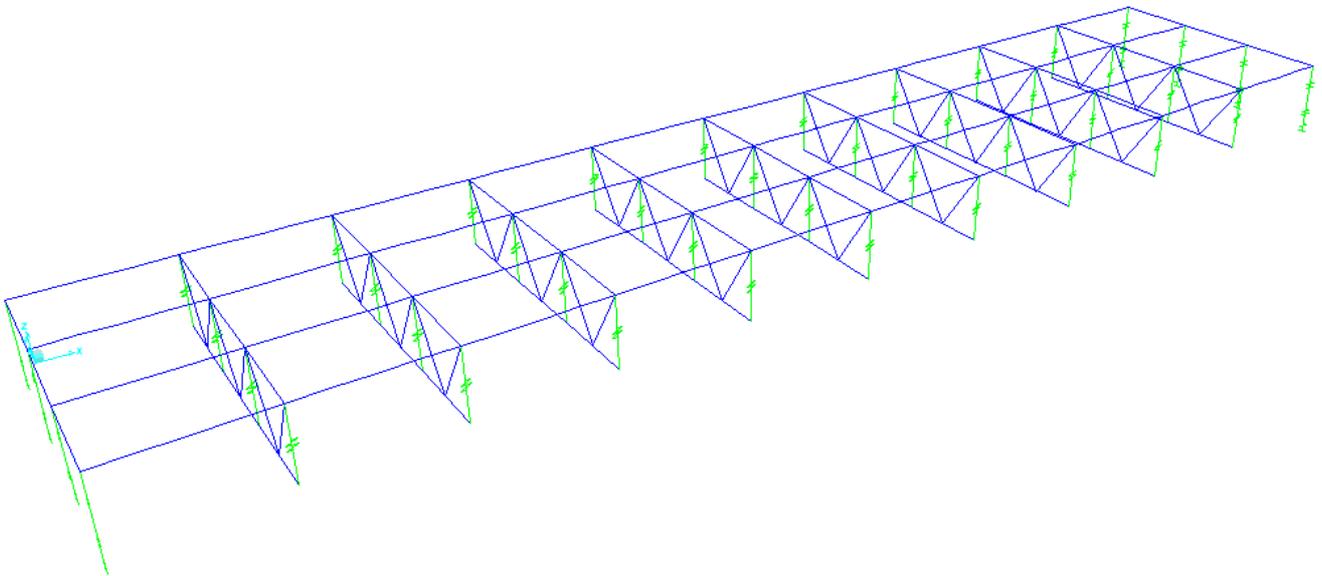


Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

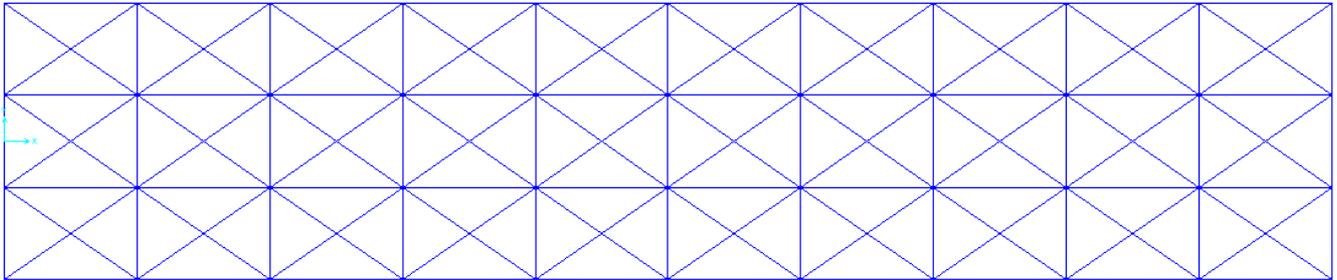
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	34 di 86



Modello FEM



Vista Wireframe (nell'immagine sono stati appositamente nascosti i controventi di piano)



Elementi beam contovenuti di piano inferiore

6.1 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 alle fasi di varo dell'impalcato e di getto della soletta. In questa fase, i carichi presenti insistono sulla sola struttura metallica; la soletta è ancora inerte. Le 4 travi metalliche hanno "funzione" di trave semplicemente appoggiata, con piattabande superiori e parte delle anime delle nervature compresse. È importante, in questa fase, valutare la suscettibilità delle parti compresse ai fenomeni di instabilità locale, al fine di tenere opportunamente in conto della geometria della sezione resistente.

fase 2 a tempo T_0 impalcato in esercizio completo dei carichi permanenti, considerando gli effetti differiti, quali ritiro e viscosità del calcestruzzo.

In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico teorico ridotto del calcestruzzo per tenere in conto la lunga durata dei carichi applicati.

fase 2 a tempo T_∞ : impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento.

In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico teorico non ridotto.

Le verifiche delle varie sezioni delle travi principali in acciaio sono state condotte considerando la soletta collaborante per le fasi 2 e 3 con l'opportuno modulo elastico.

7 SOLLECITAZIONI IMPALCATO

Si riportano di seguito le sollecitazioni della trave più caricata a causa degli effetti di eccentricità del carico.

7.1 Sollecitazioni 1^a fase

Con riferimento ai carichi di 1a fase, costituiti dal peso proprio delle parti in acciaio e della soletta, sono rappresentate le caratteristiche delle sollecitazioni flettenti e taglianti.

In tali fasi, la sezione reagente è costituita dalle sole travi in acciaio, in quanto l'eventuale soletta non è collaborante ed è presente solo come carico applicato.

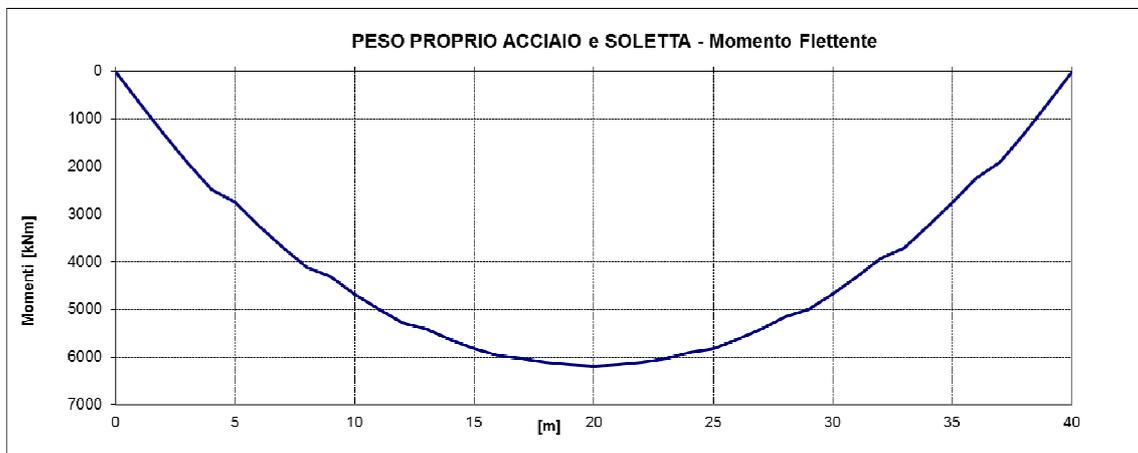


Figura 5 Peso proprio acciaio e soletta (Momento)

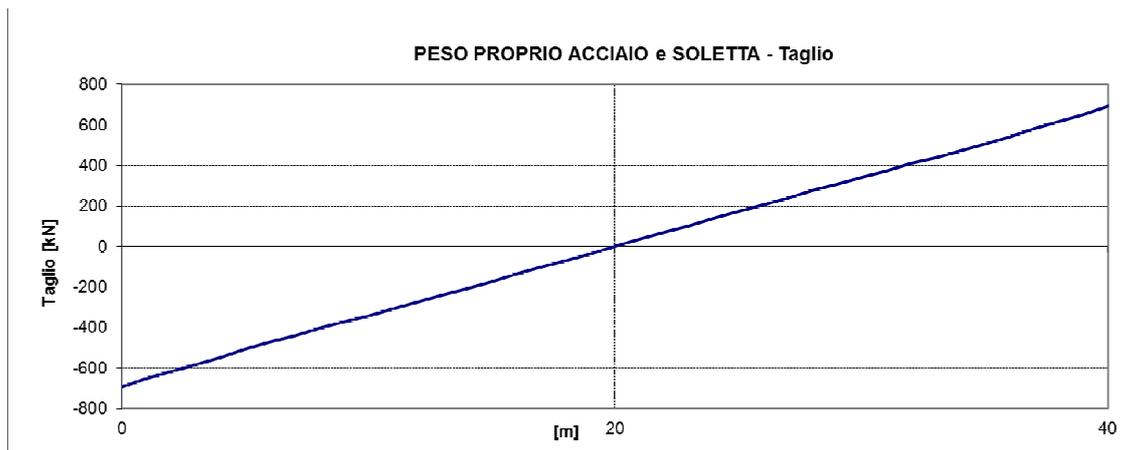


Figura 6 Peso proprio acciaio e soletta (Taglio)

7.2 Sollecitazioni 2^a fase

Con riferimento ai carichi di 2a fase, si considerano a tempo t_0 e t_∞ i seguenti contributi:

- permanenti portati (t_∞)
- effetti termici uniformi (t_0)
- effetti termici differenziali (t_0)

- ritiro (t_{∞})
- carico accidentale (t_0)
- vento (t_0)

Si riportano di seguito i diagrammi di taglio e momento flettente nel piano verticale dei singoli contributi dei carichi di 2a fase delle azioni dimensionanti.

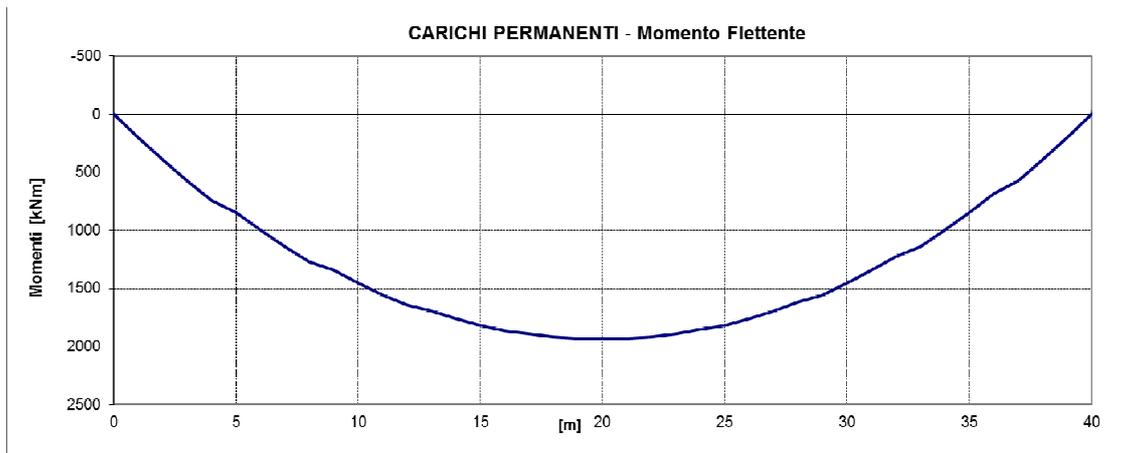


Figura 7 Carichi permanenti (Momento)

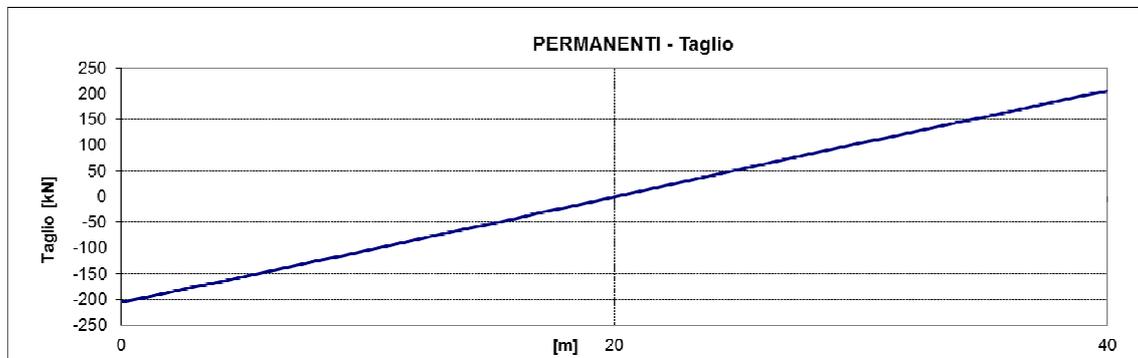


Figura 8 Carichi permanenti (Taglio)

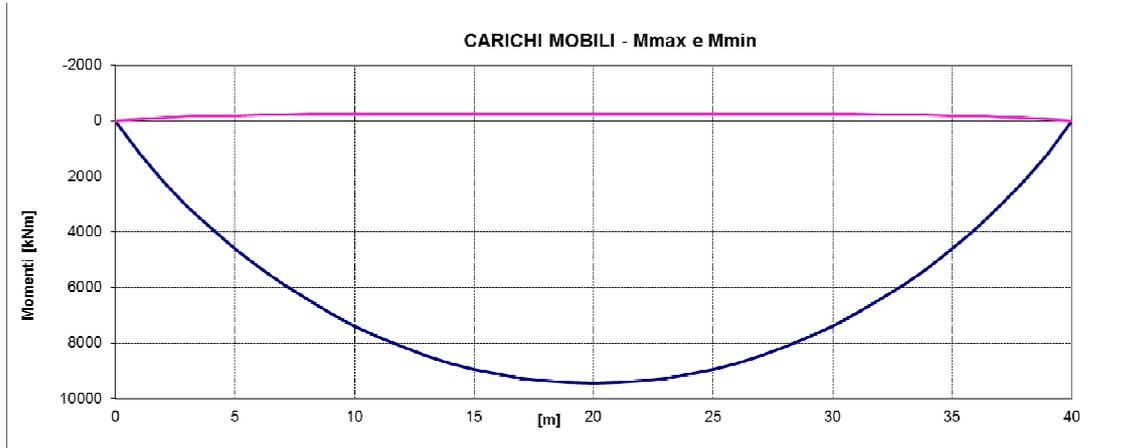


Figura 9 Carichi accidentali (Momento)

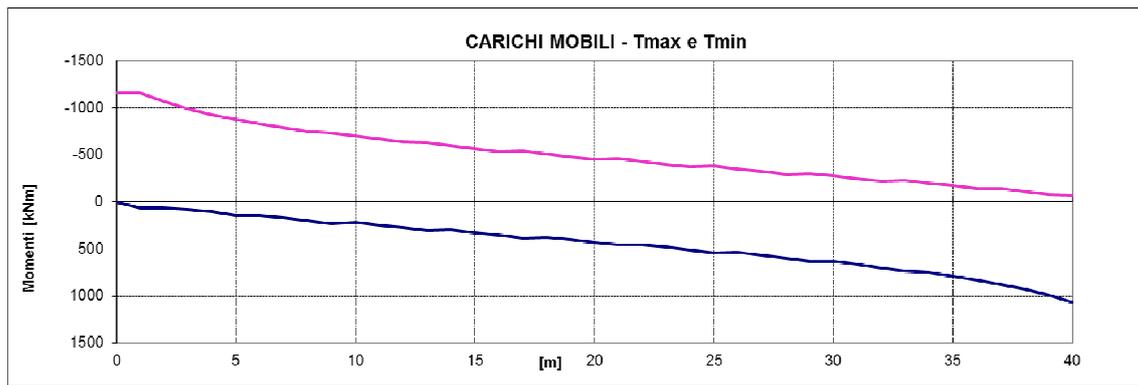


Figura 10 Carichi accidentali (Taglio)

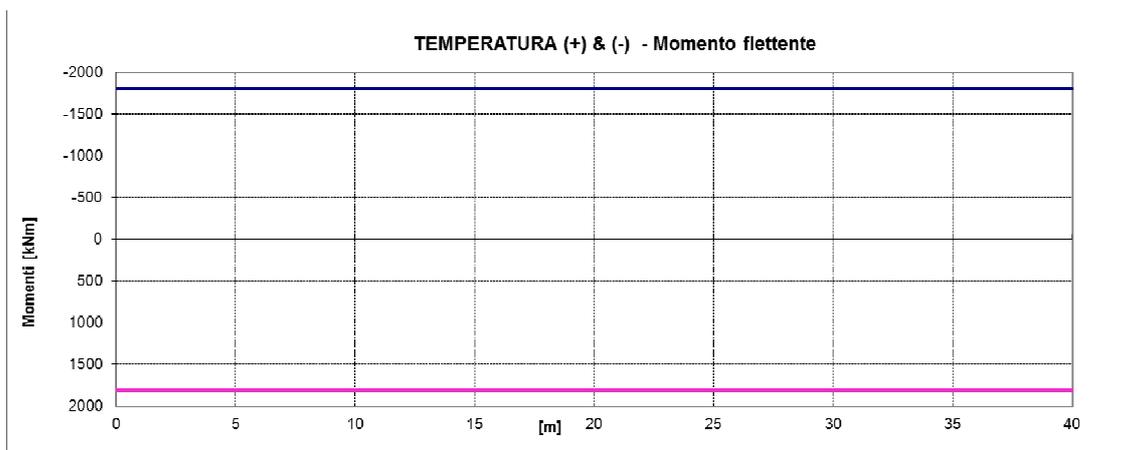


Figura 11 Effetti termici differenziali a tempo t0 (±5°) (Momento)

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	39 di 86

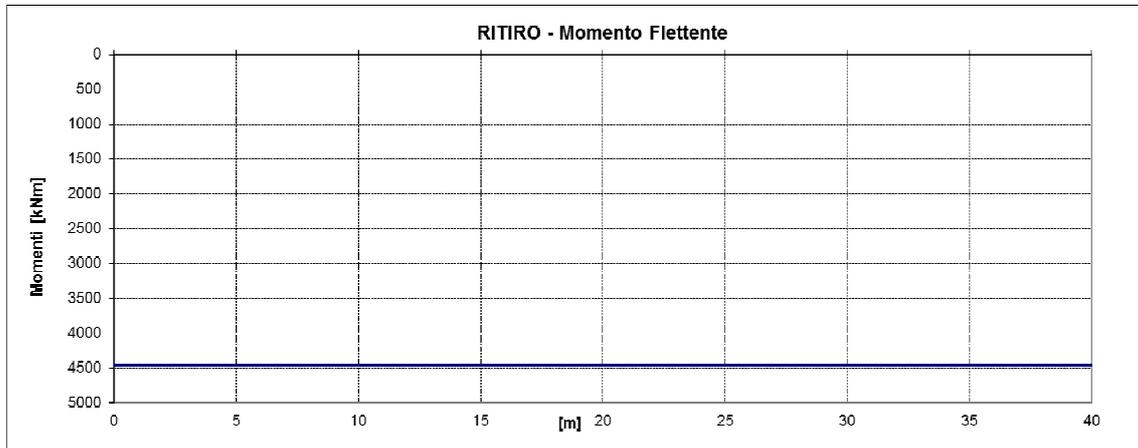


Figura 12 Ritiro (Momento)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

8 VERIFICHE DELLE TRAVI DI IMPALCATO

Si riportano nei paragrafi seguenti le verifiche di tutte le sezioni dell'impalcato in 1^a e 2^a fase per le combinazioni di carico di normativa. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come positive le tensioni di trazione. L'unità di misura utilizzata per le tensioni è il N/mm² (MPa).

Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica sono state calcolate per tutti gli elementi del modello tenendo conto della larghezza collaborante B.

Per ciascuna sezione e ciascun elemento strutturale (trave, soletta, armature) si riportano la tensione massima (di trazione) e minima (di compressione) relativa alla combinazione in esame. Tali valori sono stati ricavati come somma dei contributi in termini di tensioni ottenuti utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase della sollecitazione:

1^a fase:

- tutti i carichi utilizzano i moduli di resistenza del solo acciaio;

2^a fase a tempo T_0 :

- il peso proprio delle travi e della soletta utilizzano i moduli di resistenza dell'acciaio;

- tutti gli altri carichi utilizzano i moduli di resistenza a tempo T_0 ;

2a fase a tempo T_∞ :

- il peso proprio delle travi e della soletta utilizzano i moduli di resistenza dell'acciaio;

- termica differenziale, accidentali e vento utilizzano i moduli di resistenza a T_0 ;

- tutti gli altri carichi utilizzano i moduli di resistenza a T_∞ ;

Nel momento in cui la somma delle tensioni sulla soletta di calcestruzzo è di trazione, la verifica viene svolta considerando la soletta non reagente.

8.1 Caratteristiche geometriche delle sezioni

8.1.1 Valutazione della larghezza collaborante della soletta

Con riferimento alle NTC2018, si definisce la larghezza collaborante della soletta attraverso la relazione:

$$b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$$

dove:

$$b_{ei} = \min [L_c/8 ; b_i];$$

b_o = distanza tra i connettori perpendicolarmente all'asse della trave.

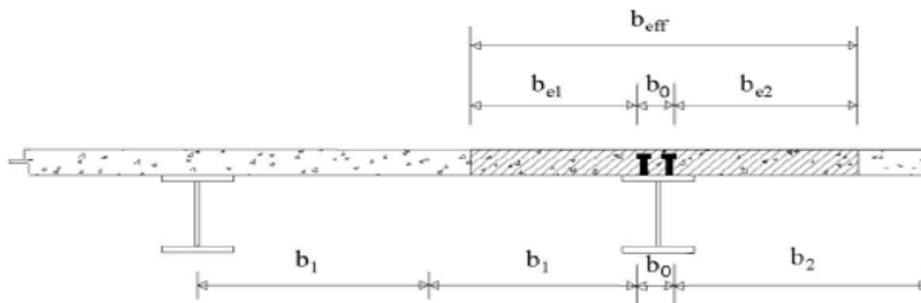


Figura 13 Definizione della larghezza efficace b_{eff}

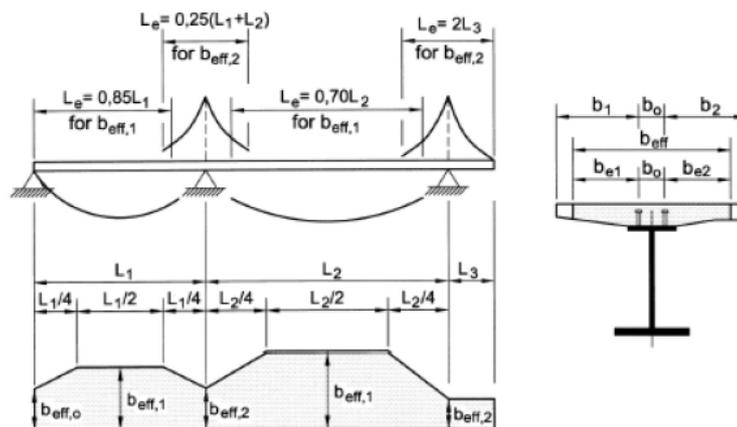


Figura 14 Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue

LARGHEZZA EFFICACE MEZZERIA CAMPATA - TRAVE ESTERNA

Distanza tra gli assi dei connettori	$b_0 =$	400	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	$L_e =$	40000	mm
Semi interasse travi longitudinali	$b_1 =$	1400	mm
Sbalzo della soletta	$b_2 =$	2150	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	$b_{e1} =$	1200	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	$b_{e2} =$	1950	mm
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	3550	mm

LARGHEZZA EFFICACE APPOGGIO ESTREMITA' - TRAVE ESTERNA

Distanza tra gli assi dei connettori	$b_0 =$	400	mm
Luce delle travi (vedi fig. 4.3.2)	$L_e =$	40000	mm
Semi interasse travi longitudinali	$b_1 =$	1400	mm
Sbalzo della soletta	$b_2 =$	2150	mm
Larghezza efficace 1 (vedi C4.3.2.3)	$b_{e1} =$	1200	mm
Larghezza efficace 2 (vedi C4.3.2.3)	$b_{e2} =$	1950	mm
	$\beta_1 =$	1.0000	
	$\beta_2 =$	1.0000	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	3550	mm

8.1.2 Caratteristiche geometriche delle sezioni d'acciaio

Le dimensioni geometriche delle sezioni delle travi d'acciaio, in corrispondenza dei traversi e dei giunti, sono riportate nella tabella seguente:

H_{tot}	altezza totale della trave
t	spessore dell'anima
B_{sup}	larghezza della piattabanda superiore
S_{sup}	spessore della piattabanda superiore
B_{inf}	larghezza della piattabanda inferiore
S_{inf}	spessore della piattabanda inferiore

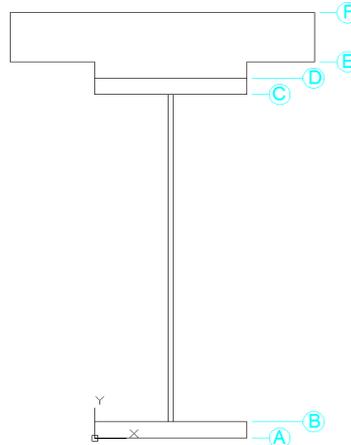
Si riportano le dimensioni delle travi per tutte le sezioni di verifica individuate dalla progressiva espressa in metri.

Progressiva	TRAVE METALLICA						
		Anima		Piattabanda sup.		Piattabanda inf.	
x	H _{tot}	h _{anima}	t _w	B _{sup}	S _{sup}	B _{inf}	S _{inf}
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
1.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
2.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
3.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
4.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
5.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
6.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
7.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
8.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
9.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
10.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
11.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
12.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
13.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
14.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
15.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
16.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
17.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
18.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
19.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
20.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
21.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
22.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
23.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
24.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
25.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
26.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
27.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
28.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
29.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
30.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
31.00	2200	2,110	20	850	40	850	50
32.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
33.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
34.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
35.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
36.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
37.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
38.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
39.00	2200	2,130	20	850	30	850	40
40.00	2200	2,130	20	850	30	850	40

8.1.3 Caratteristiche meccaniche delle travi

Per ciascuna sezione si riportano omogeneizzate in acciaio:

A	[m ²] area
Y_G	[m] ascissa della sezione
J_3	[m ⁴] momento d'inerzia principale
Trave W_A	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell' intradosso della trave d'acciaio
Trave W_D	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell' estradosso della trave d'acciaio
Sol W_{es}	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della soletta
Sol W_{ci}	[m ³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della soletta
Arm $W_{\phi_{sup}}$	[m ³] modulo di resistenza per flessione del 1° strato di armature
Arm $W_{\phi_{sinf}}$	[m ³] modulo di resistenza per flessione del 2° strato di armature



SEZIONE SOLO ACCIAIO

Progressiva	TRAVE METALLICA							
	CARATTERISTICHE INERZIALI							
x	A _{trave}	S _{trave}	Y _g	J	W _A	W _B	W _C	W _D
[m]	[m ²]	[m ³]	[m]	[m ⁴]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
0.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
1.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
2.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
3.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
4.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
5.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
6.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
7.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
8.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
9.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
10.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
11.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
12.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
13.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
14.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
15.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
16.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
17.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
18.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
19.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
20.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
21.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
22.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
23.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
24.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
25.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
26.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
27.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
28.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
29.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
30.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
31.00	1.19E-01	1.39E-01	1.174	1.04E-01	1.01E-01	1.06E-01	-9.16E-02	-8.84E-02
32.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
33.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
34.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
35.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
36.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
37.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
38.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
39.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02
40.00	1.02E-01	1.21E-01	1.187	8.50E-02	8.39E-02	8.73E-02	-7.35E-02	-7.17E-02

SEZIONE MISTA A T₀

Progr.	SEZIONI MISTE t ₀ n(t ₀) = 6.2															
	CARATTERISTICHE INERZIALI								TRAVE				SOLETTA		ARMATURA	
	X	A _{mista_0}	S _{mista_0}	Y _g		J _c	J _φ	J _a	J	W _A	W _B	W _C	W _D	W _{cs}	W _{ci}	W _{fs}
[m]	[m ²]	[m ³]	[m]	Controllo	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ³]							
0.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
1.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
2.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
3.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
4.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
5.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
6.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
7.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
8.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
9.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
10.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
11.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
12.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
13.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
14.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
15.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
16.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
17.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
18.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
19.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
20.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
21.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
22.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
23.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
24.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
25.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
26.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
27.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
28.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
29.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
30.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
31.00	3.12E-01	0.20993	0.672	Yg >= h_sol	4.80E-02	6.30E-03	1.90E-01	2.44E-01	0.130	0.134	-0.866	-0.759	-2.258	-4.079	-0.393	-0.579
32.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
33.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
34.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
35.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
36.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
37.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
38.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
39.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568
40.00	2.96E-01	0.18595	0.629	Yg >= h_sol	4.05E-02	5.33E-03	1.69E-01	2.15E-01	0.112	0.114	-0.865	-0.772	-2.126	-4.067	-0.372	-0.568

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA					
	Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 00 07 001	REV. A

8.2 Classificazione delle sezioni

Nel caso in esame si analizza l'impalcato d'acciaio utilizzando l'analisi elastica, andando a verificare la resistenza delle sezioni trasversali e verificando i fenomeni di imbozzamento per effetto di instabilità locali. Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ . Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

Classe1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta < 3$;

Classe2: la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_J^3 \geq 1,5$;

Classe3: sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;

Classe4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi viene fornita dalla NTC2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima). Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dallo stato tensionale e dalla proporzione di ciascuno degli elementi compressi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.III e tab. 4.2.IV. Si riporta di seguito la classificazione per ciascuna porzione analizzata.

Progr.	GEOMETRIA			STATO TENSIONALE						STATO TENSIONALE						
	Anima			2° FASE						3° FASE						
	X	h _{anima}	h _{anima + irrigidimento}	tw	TRAVE			TRAVE			TRAVE			TRAVE		
[m]	[mm]	[mm]	[mm]	σ _A	σ _D	ψ	c/t _{LIM}	c/t	CLASSE	σ _A	σ _D	ψ	c/t _{LIM}	c/t	CLASSE	CLASSE
				(N/mm ²)	(N/mm ²)					(N/mm ²)	(N/mm ²)					
0.00	2,130	710	20	7.4	7.2	0.00	51	36	CLASSE 3	29.7	-37.1	-1.3	127	36	CLASSE 3	CLASSE 3
1.00	2,130	710	20	32.0	-7.4	-4.33	559	36	CLASSE 3	56.9	-52.5	-0.9	94	36	CLASSE 3	CLASSE 3
2.00	2,130	710	20	54.5	-21.1	-2.58	290	36	CLASSE 3	81.8	-67.1	-0.8	86	36	CLASSE 3	CLASSE 3
3.00	2,130	710	20	74.9	-34.0	-2.20	240	36	CLASSE 3	104.5	-80.7	-0.8	82	36	CLASSE 3	CLASSE 3
4.00	2,130	710	20	93.7	-46.1	-2.03	218	36	CLASSE 3	125.5	-93.5	-0.7	81	36	CLASSE 3	CLASSE 3
5.00	2,130	710	20	107.2	-52.7	-2.03	218	36	CLASSE 3	140.2	-100.5	-0.7	79	36	CLASSE 3	CLASSE 3
6.00	2,130	710	20	123.1	-63.1	-1.95	208	36	CLASSE 3	158.0	-111.6	-0.7	78	36	CLASSE 3	CLASSE 3
7.00	2,130	710	20	137.7	-72.7	-1.89	201	36	CLASSE 3	174.4	-121.8	-0.7	78	36	CLASSE 3	CLASSE 3
8.00	2,110	703	20	128.5	-67.5	-1.90	202	35	CLASSE 3	159.9	-113.9	-0.7	79	35	CLASSE 3	CLASSE 3
9.00	2,110	703	20	136.3	-71.3	-1.91	203	35	CLASSE 3	168.5	-117.9	-0.7	78	35	CLASSE 3	CLASSE 3
10.00	2,110	703	20	145.9	-77.5	-1.88	199	35	CLASSE 3	179.2	-124.7	-0.7	78	35	CLASSE 3	CLASSE 3
11.00	2,110	703	20	154.3	-83.2	-1.85	196	35	CLASSE 3	188.8	-130.7	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
12.00	2,110	703	20	161.8	-88.2	-1.83	194	35	CLASSE 3	197.2	-136.1	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
13.00	2,110	703	20	166.7	-90.7	-1.84	194	35	CLASSE 3	202.7	-138.7	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
14.00	2,110	703	20	172.5	-94.6	-1.82	192	35	CLASSE 3	209.2	-142.9	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
15.00	2,110	703	20	177.4	-97.8	-1.81	191	35	CLASSE 3	214.7	-146.4	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
16.00	2,110	703	20	181.3	-100.5	-1.80	190	35	CLASSE 3	219.1	-149.3	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
17.00	2,110	703	20	183.5	-101.6	-1.81	190	35	CLASSE 3	221.6	-150.5	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
18.00	2,110	703	20	185.7	-103.1	-1.80	190	35	CLASSE 3	224.1	-152.0	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
19.00	2,110	703	20	187.0	-104.0	-1.80	189	35	CLASSE 3	225.5	-153.0	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
20.00	2,110	703	20	187.3	-104.3	-1.80	189	35	CLASSE 3	225.9	-153.3	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
21.00	2,110	703	20	187.0	-104.0	-1.80	189	35	CLASSE 3	225.5	-153.0	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
22.00	2,110	703	20	185.7	-103.1	-1.80	190	35	CLASSE 3	224.1	-152.0	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
23.00	2,110	703	20	183.5	-101.6	-1.81	190	35	CLASSE 3	221.6	-150.5	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
24.00	2,110	703	20	180.4	-99.5	-1.81	191	35	CLASSE 3	218.1	-148.2	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
25.00	2,110	703	20	177.4	-97.8	-1.81	191	35	CLASSE 3	214.7	-146.4	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
26.00	2,110	703	20	172.6	-94.6	-1.82	192	35	CLASSE 3	209.3	-142.9	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
27.00	2,110	703	20	166.8	-90.7	-1.84	194	35	CLASSE 3	202.7	-138.7	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
28.00	2,110	703	20	160.0	-86.2	-1.86	196	35	CLASSE 3	195.1	-133.9	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
29.00	2,110	703	20	154.3	-83.2	-1.86	196	35	CLASSE 3	188.8	-130.7	-0.7	77	35	CLASSE 3	CLASSE 3
30.00	2,110	703	20	145.9	-77.5	-1.88	199	35	CLASSE 3	179.3	-124.7	-0.7	78	35	CLASSE 3	CLASSE 3
31.00	2,110	703	20	136.4	-71.3	-1.91	203	35	CLASSE 3	168.5	-118.0	-0.7	78	35	CLASSE 3	CLASSE 3
32.00	2,130	710	20	147.8	-77.8	-1.90	201	36	CLASSE 3	185.6	-127.2	-0.7	77	36	CLASSE 3	CLASSE 3
33.00	2,130	710	20	137.7	-72.7	-1.89	201	36	CLASSE 3	174.5	-121.8	-0.7	78	36	CLASSE 3	CLASSE 3
34.00	2,130	710	20	123.1	-63.1	-1.95	208	36	CLASSE 3	158.1	-111.6	-0.7	78	36	CLASSE 3	CLASSE 3
35.00	2,130	710	20	107.2	-52.7	-2.03	218	36	CLASSE 3	140.3	-100.6	-0.7	79	36	CLASSE 3	CLASSE 3
36.00	2,130	710	20	89.9	-41.6	-2.16	234	36	CLASSE 3	120.9	-88.7	-0.7	80	36	CLASSE 3	CLASSE 3
37.00	2,130	710	20	74.9	-34.0	-2.20	240	36	CLASSE 3	104.4	-80.7	-0.8	82	36	CLASSE 3	CLASSE 3
38.00	2,130	710	20	54.4	-21.1	-2.58	290	36	CLASSE 3	81.7	-67.0	-0.8	86	36	CLASSE 3	CLASSE 3
39.00	2,130	710	20	32.0	-7.4	-4.33	559	36	CLASSE 3	56.9	-52.5	-0.9	94	36	CLASSE 3	CLASSE 3
40.00	2,130	710	20	7.4	7.2	0.00	51	36	CLASSE 3	29.7	-37.1	-1.3	127	36	CLASSE 3	CLASSE 3

8.3 Verifiche 1ª Fase

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore. La soletta di calcestruzzo in questa fase è presente esclusivamente come carico.

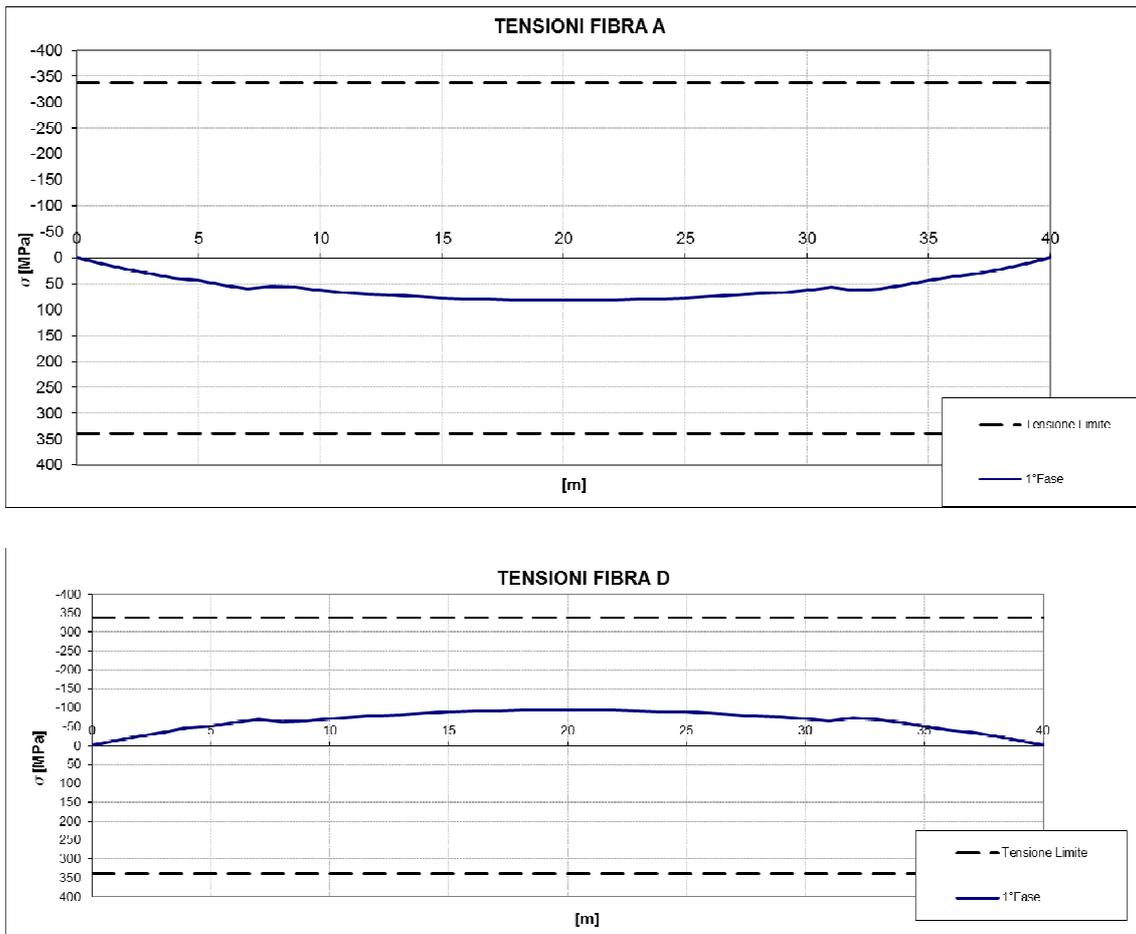


Figura 15 Peso travi + Peso Soletta (Tensioni normali)

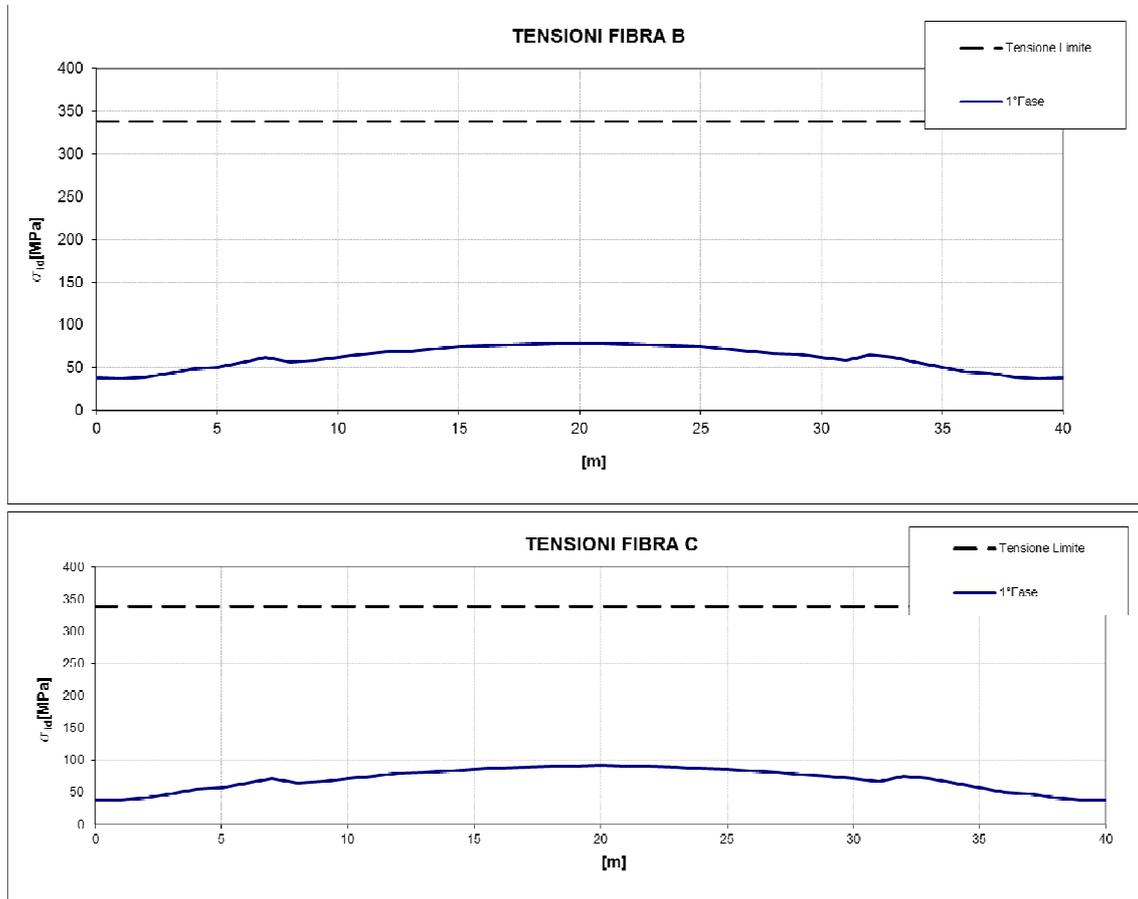


Figura 16 Peso travi + Peso Soletta (Tensioni ideali)

Le tensioni indotte sugli elementi strutturali sono inferiori ai rispettivi valori limite.

8.4 Verifiche 2ª Fase (tempo T_0)

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore con riferimento ai carichi di 2a fase. Si riportano per le travi principali le tensioni normali, tangenziali ed ideali. Alle tensioni, riportate nei diagrammi seguenti, è stato già sommato lo stato tensionale indotto dai carichi di 1a fase.

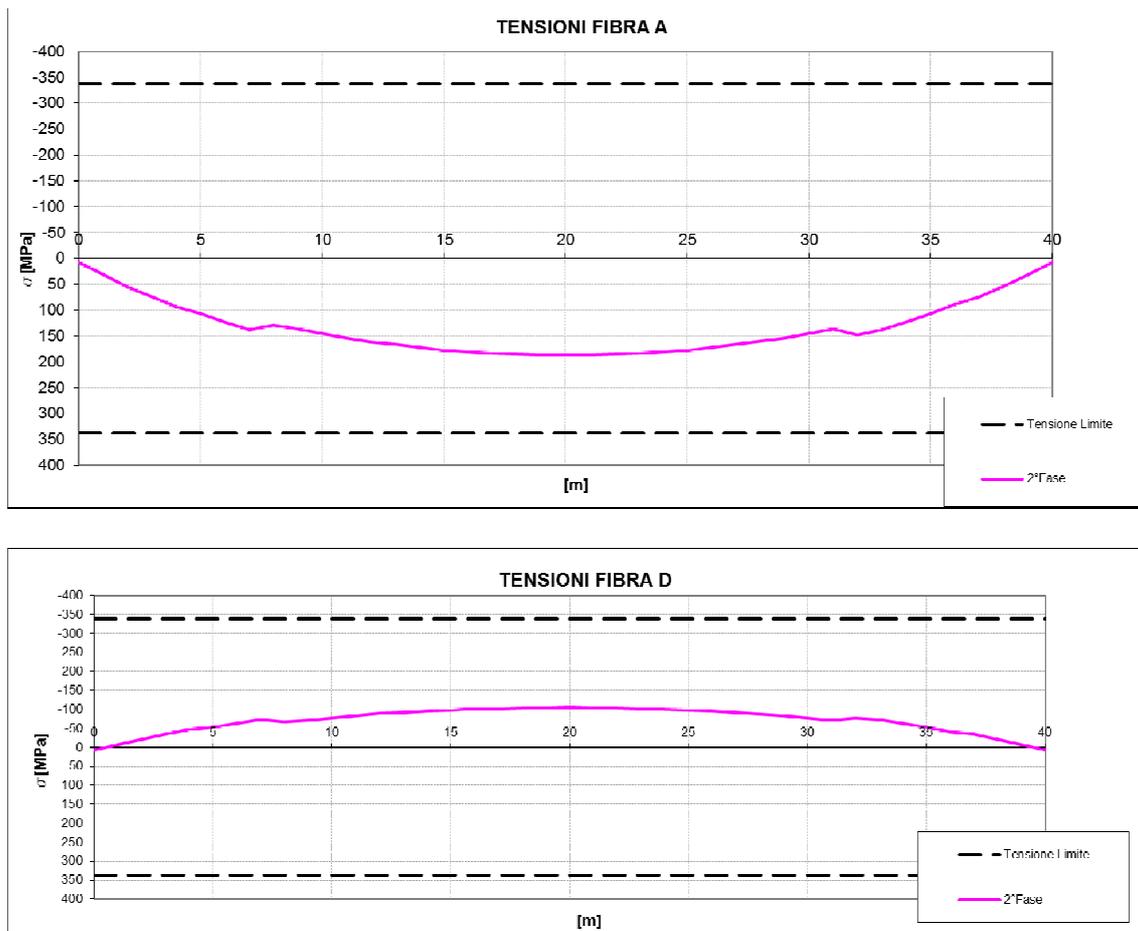


Figura 17 Inviluppo tensioni normali

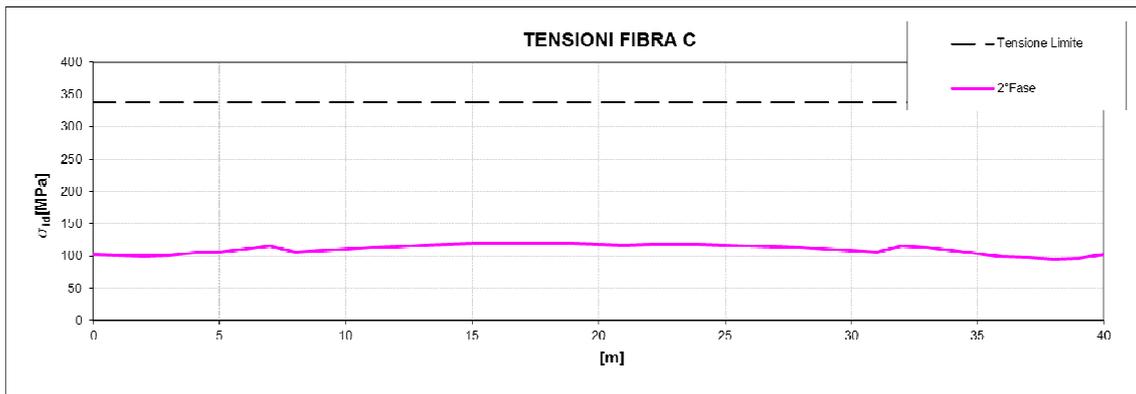
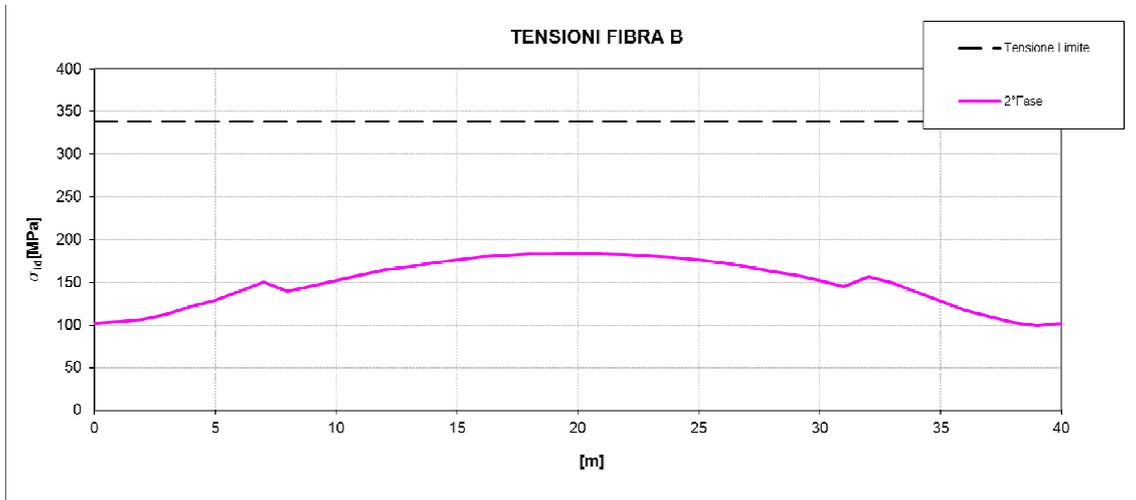


Figura 18 Involuppo tensioni ideali

8.5 Verifiche 2ª Fase (tempo T_{∞})

In tale fase si riportano le tensioni relative alle travi principali al lembo superiore ed inferiore. Si riportano per le travi principali le tensioni normali ed ideali.

Alle tensioni, riportate nei diagrammi seguenti, è stato già sommato lo stato tensionale indotto dai carichi.

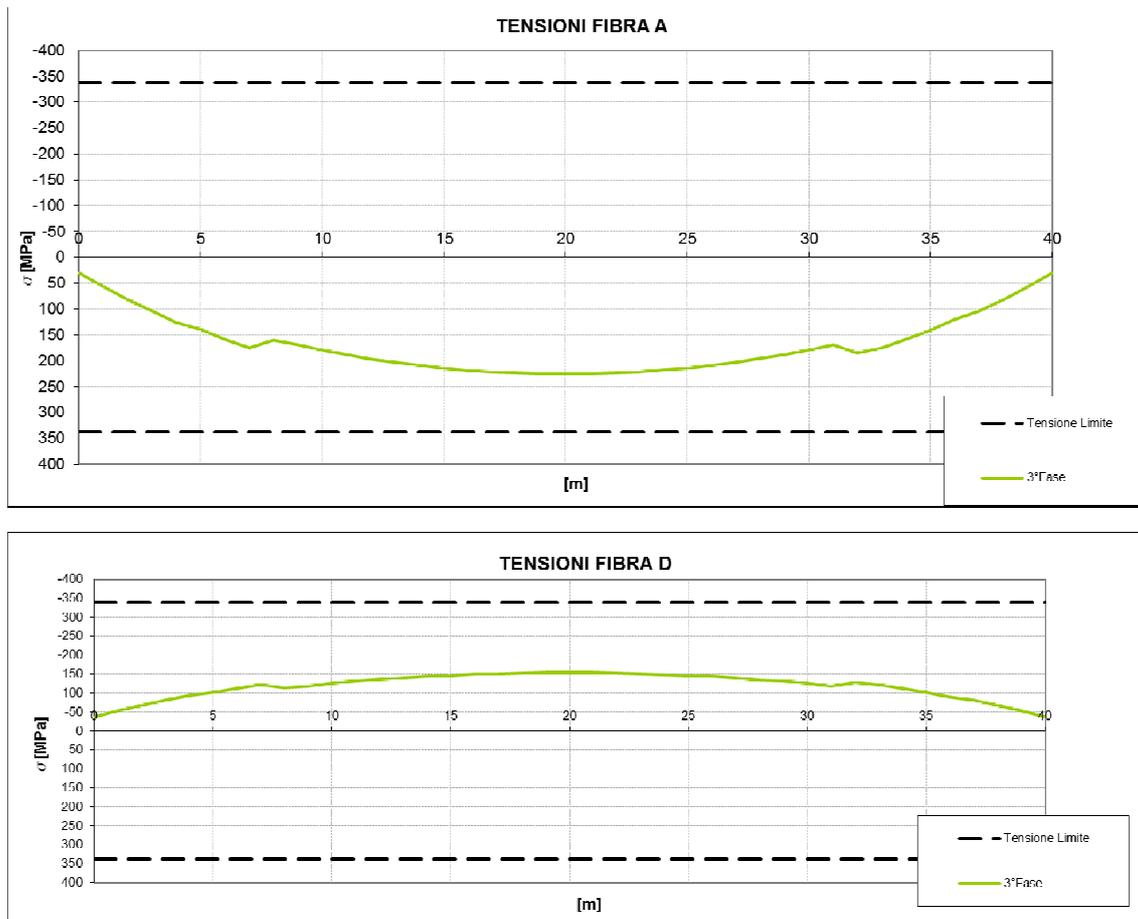


Figura 19 Inviluppo tensioni normali

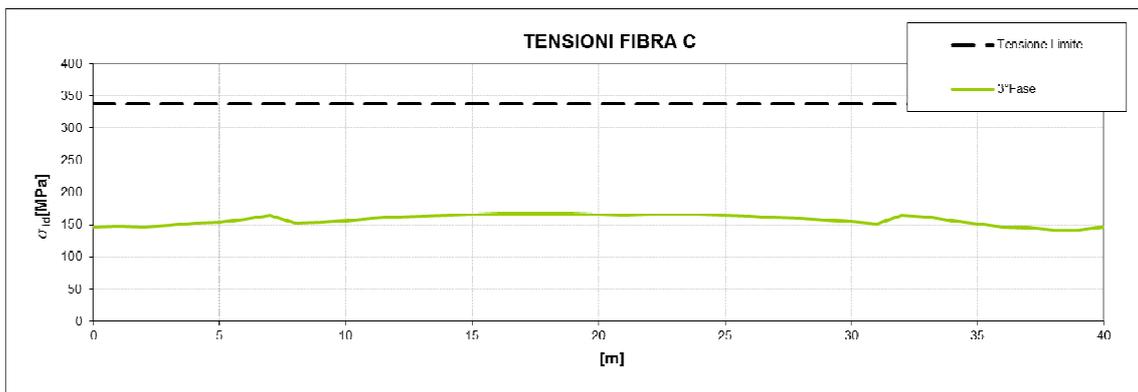
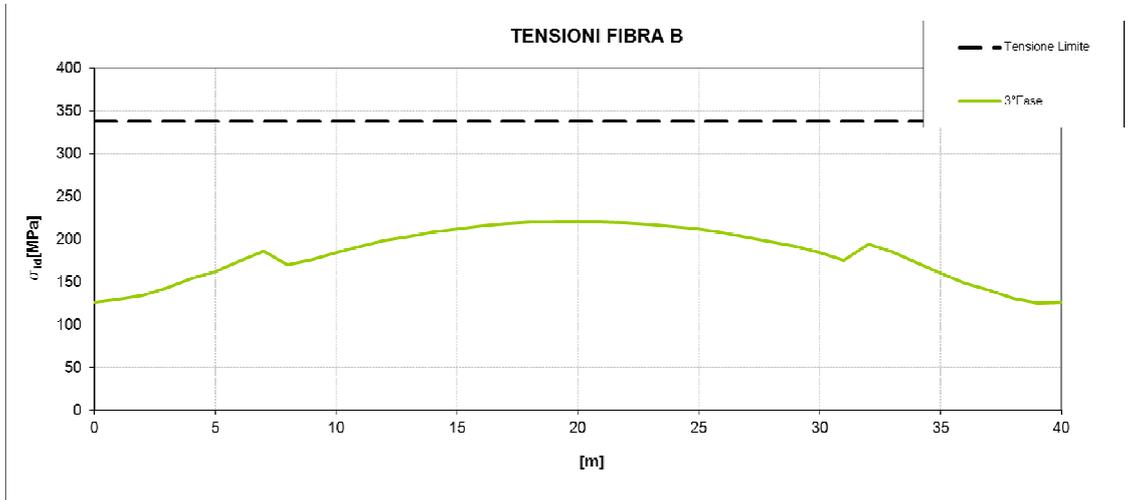


Figura 20 Inviluppo tensioni ideali

L'eventuale presenza di una barriera New Jersey in CLS comporterebbe un aumento della tensione massima del 6%, mantenendo un buon margine di sicurezza, pari a circa $CS=1.42$.

8.6 Verifiche di instabilità

Al fine di evitare fenomeni di instabilità nelle strutture principali di acciaio sono stati disposti opportuni irrigidimenti trasversali e longitudinali. Questi suddividono l'anima in campi di passo costante ed altezza variabile. Si riporta di seguito la verifica nel campo maggiormente sollecitato. Per completezza si riporta in forma tabellare la verifica di tutti i pannelli dell'impalcato.

Sezione progressiva 18m

In questa sezione è presente un irrigidimento longitudinale che divide la trave in tre campi di altezza uguale. La tensioni utilizzate nella verifica sono:

$\sigma_{sup} = 215.5$ Mpa (compr.)	tensione all'estradosso della trave
$\sigma_{inf} = -145.2$ Mpa (traz.)	tensione all'intradosso della trave
$\tau = 23.0$ Mpa	tensione tangenziale
$a = 4.0$ m	passo longitudinale del campo
$h = 700$ mm	altezza del campo
$\sigma_1 = -145.2$ Mpa (compr.)	tensione all'estradosso del campo
$\sigma_2 = 95.3$ (compr.)	tensione all'intradosso del campo
$\sigma_{1,id} = 149$ Mpa	massima tensione ideale nel campo
$\alpha = a/h = 5.69$	rapporto di forma lunghezza/altezza
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0.66$	rapporto di tensione
$k_\sigma = 16.05$	coefficiente di imbozzamento
$\sigma_{cr,0} = 150.56$ Mpa	tensione di riferimento
$\sigma_{cr} = k_\sigma \times \sigma_{cr,0} = 2416.87$ Mpa	tensione critica
$\sigma_{cr,id} = 2212.52$ Mpa	tensione critica ideale
essendo $\sigma_{cr} > 0.8 \cdot f_d$ (258.2 Mpa) per la verifica si utilizza una tensione critica ridotta con un valore pari a	
$\sigma_{cr,red} = 321.9$ Mpa	tensione critica ideale ridotta
$\sigma_{cr,red} / \sigma_{1,id} = 2.16 \geq \beta_v = 1$	

La verifica risulta soddisfatta.

x	a	h	h _{anima}	t _w	σ ₁	σ ₂	τ	σ _{id}	ψ	α	k _σ	k _T	σ _{cr,0}	σ _{cr}	τ _{cr}	σ _{cr,id}	0.8f _d	σ _{cr,red}	VERIFICA	
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)					(N/mm ²)							
0.00	4	0.71	2130	20	-36.2	6.9	65.2	118.6	-0.19	5.63	II	9.19	4.37	147.75	1358.24	646.08	1092.74	258.2	319.3	2.69
1.00	4	0.71	2130	20	-51.0	19.6	63.5	121.3	-0.38	5.63	II	11.51	4.37	147.75	1700.25	646.08	1142.33	258.2	319.6	2.63
2.00	4	0.71	2130	20	-65.0	31.0	59.2	121.4	-0.48	5.63	II	12.90	4.37	147.75	1906.60	646.08	1204.92	258.2	319.9	2.63
3.00	4	0.71	2130	20	-78.2	41.4	55.3	123.7	-0.53	5.63	II	13.75	4.37	147.75	2032.18	646.08	1279.49	258.2	320.2	2.59
4.00	4	0.71	2130	20	-90.5	50.8	51.9	127.6	-0.56	5.63	II	14.31	4.37	147.75	2114.12	646.08	1362.37	258.2	320.5	2.51
5.00	4	0.71	2130	20	-97.3	58.1	48.8	128.8	-0.60	5.63	II	14.95	4.37	147.75	2209.57	646.08	1436.61	258.2	320.8	2.49
6.00	4	0.71	2130	20	-107.9	66.1	45.9	134.0	-0.61	5.63	II	15.23	4.37	147.75	2250.85	646.08	1525.61	258.2	321.0	2.39
7.00	4	0.71	2130	20	-117.7	73.4	43.2	139.5	-0.62	5.63	II	15.43	4.37	147.75	2280.14	646.08	1613.63	258.2	321.2	2.30
8.00	4	0.70	2110	20	-108.9	66.1	40.9	129.9	-0.61	5.69	II	15.13	4.37	150.56	2277.76	658.10	1617.17	258.2	321.2	2.47
9.00	4	0.70	2110	20	-112.7	70.4	39.2	131.6	-0.62	5.69	II	15.45	4.37	150.56	2325.96	658.10	1675.62	258.2	321.3	2.44
10.00	4	0.70	2110	20	-119.1	75.2	36.6	135.0	-0.63	5.69	II	15.57	4.37	150.56	2343.99	658.10	1753.52	258.2	321.4	2.38
11.00	4	0.70	2110	20	-124.9	79.4	34.1	138.2	-0.64	5.69	II	15.66	4.37	150.56	2357.09	658.10	1828.03	258.2	321.5	2.33
12.00	4	0.70	2110	20	-130.0	83.1	31.6	141.1	-0.64	5.69	II	15.72	4.37	150.56	2366.52	658.10	1899.52	258.2	321.6	2.28
13.00	4	0.70	2110	20	-132.5	85.8	30.2	142.4	-0.65	5.69	II	15.88	4.37	150.56	2390.97	658.10	1948.47	258.2	321.7	2.26
14.00	4	0.70	2110	20	-136.5	88.7	27.7	144.7	-0.65	5.69	II	15.92	4.37	150.56	2397.66	658.10	2013.50	258.2	321.7	2.22
15.00	4	0.70	2110	20	-139.8	91.0	25.3	146.6	-0.65	5.69	II	15.95	4.37	150.56	2402.05	658.10	2073.34	258.2	321.8	2.20
16.00	4	0.70	2110	20	-142.6	93.0	22.9	148.0	-0.65	5.69	II	15.97	4.37	150.56	2404.58	658.10	2129.00	258.2	321.8	2.17
17.00	4	0.70	2110	20	-143.7	94.2	21.5	148.5	-0.66	5.69	II	16.04	4.37	150.56	2415.07	658.10	2164.51	258.2	321.9	2.17
18.00	4	0.70	2110	20	-145.2	95.3	19.2	149.0	-0.66	5.69	II	16.05	4.37	150.56	2416.87	658.10	2212.52	258.2	321.9	2.16
19.00	4	0.70	2110	20	-146.1	95.9	16.8	149.0	-0.66	5.69	II	16.05	4.37	150.56	2417.14	658.10	2254.89	258.2	321.9	2.16
20.00	4	0.70	2110	20	-146.4	96.0	14.7	148.6	-0.66	5.69	II	16.05	4.37	150.56	2415.93	658.10	2288.63	258.2	321.9	2.17
21.00	4	0.70	2110	20	-146.1	95.9	15.9	148.7	-0.66	5.69	II	16.05	4.37	150.56	2417.01	658.10	2269.56	258.2	321.9	2.17
22.00	4	0.70	2110	20	-145.2	95.3	18.2	148.6	-0.66	5.69	II	16.05	4.37	150.56	2416.82	658.10	2229.06	258.2	321.9	2.17
23.00	4	0.70	2110	20	-143.7	94.2	20.6	148.0	-0.66	5.69	II	16.04	4.37	150.56	2415.11	658.10	2182.46	258.2	321.9	2.17
24.00	4	0.70	2110	20	-141.6	92.6	23.0	147.1	-0.65	5.69	II	16.02	4.37	150.56	2411.67	658.10	2128.62	258.2	321.8	2.19
25.00	4	0.70	2110	20	-139.8	91.1	24.4	146.1	-0.65	5.69	II	15.95	4.37	150.56	2402.10	658.10	2091.28	258.2	321.8	2.20
26.00	4	0.70	2110	20	-136.5	88.7	26.7	144.1	-0.65	5.69	II	15.93	4.37	150.56	2397.80	658.10	2032.52	258.2	321.7	2.23
27.00	4	0.70	2110	20	-132.5	85.8	29.1	141.8	-0.65	5.69	II	15.88	4.37	150.56	2391.22	658.10	1968.05	258.2	321.7	2.27
28.00	4	0.70	2110	20	-128.0	82.4	31.6	139.2	-0.64	5.69	II	15.82	4.37	150.56	2382.00	658.10	1897.10	258.2	321.6	2.31
29.00	4	0.70	2110	20	-124.9	79.4	33.1	137.4	-0.64	5.69	II	15.66	4.37	150.56	2357.44	658.10	1846.16	258.2	321.5	2.34

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	57 di 86

x	a	h	h _{anima}	t _w	σ ₁	σ ₂	τ	σ _{id}	ψ	α	k _σ	k _T	σ _{cr,0}	σ _{cr}	τ _{cr}	σ _{cr,id}	0.8f _d	σ _{cr,red}	VERIFICA	
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)					(N/mm ²)							
30.00	4	0.70	2110	20	-119.1	75.2	35.5	134.1	-0.63	5.69	II	15.57	4.37	150.56	2344.45	658.10	1771.79	258.2	321.4	2.40
31.00	4	0.70	2110	20	-112.8	70.4	38.0	130.6	-0.62	5.69	II	15.45	4.37	150.56	2326.53	658.10	1693.42	258.2	321.3	2.46
32.00	4	0.71	2130	20	-123.0	78.9	40.3	141.4	-0.64	5.63	II	15.78	4.37	147.75	2331.25	646.08	1694.92	258.2	321.3	2.27
33.00	4	0.71	2130	20	-117.8	73.5	42.0	138.4	-0.62	5.63	II	15.44	4.37	147.75	2280.78	646.08	1629.87	258.2	321.2	2.32
34.00	4	0.71	2130	20	-107.9	66.2	44.6	132.7	-0.61	5.63	II	15.24	4.37	147.75	2251.43	646.08	1541.28	258.2	321.0	2.42
35.00	4	0.71	2130	20	-97.3	58.2	47.3	127.2	-0.60	5.63	II	14.96	4.37	147.75	2209.86	646.08	1450.92	258.2	320.8	2.52
36.00	4	0.71	2130	20	-85.9	49.4	50.2	122.3	-0.58	5.63	II	14.55	4.37	147.75	2149.57	646.08	1361.30	258.2	320.5	2.62
37.00	4	0.71	2130	20	-78.1	41.3	53.4	121.1	-0.53	5.63	II	13.75	4.37	147.75	2031.22	646.08	1289.80	258.2	320.3	2.65
38.00	4	0.71	2130	20	-65.0	31.0	56.7	117.8	-0.48	5.63	II	12.89	4.37	147.75	1905.14	646.08	1212.84	258.2	319.9	2.72
39.00	4	0.71	2130	20	-51.1	19.6	60.6	116.7	-0.38	5.63	II	11.51	4.37	147.75	1700.57	646.08	1146.55	258.2	319.6	2.74
40.00	4	0.71	2130	20	-36.2	6.9	65.2	118.6	-0.19	5.63	II	9.19	4.37	147.75	1358.24	646.08	1092.74	258.2	319.3	2.69

9 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI SECONDARI

9.1 Verifiche dei traversi

Per la verifica dei traversi si sono considerate le sollecitazioni derivanti dalle analisi del modello svolte con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000.

Diagonali

La massima sollecitazione assiale alla quale è soggetta la diagonale del traverso di campata è pari a 113.3 kN in combinazione statica.

A	5472.0	mm ²			
fyk	355.0	N/mm ²			
gm1	1.1000	-			
L	3000.0	mm			
kb	1.0000	-			
I	7465142.0	mm ⁴			
Lo	3000.0000	mm			
ro ,min	68.2000	mm			
λ	43.9883	-			
Ncr	1717410.7	N			
λ *	1.0635	-			
alfa	0.3400	-			
φ	1.2123	-			
x	0.5573	-			
N rd	984.1952	KN	113.30	KN	Verificato

Corrente inferiore

La massima sollecitazione assiale alla quale è soggetta la diagonale del traverso di campata è pari a 672 kN in combinazione statica.

A	5472.0000	mm ²
fyk	355.0000	N/mm ²
gm1	1.1000	-
L	3250.0000	mm
kb	1.0000	-
I	7465142.0	mm ⁴
Lo	3250.0000	mm
ro ,min	68.2000	mm
λ	47.6540	-
Ncr	1463355.8	N
λ *	1.1522	-

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	59 di 86

alfa	0.3400	-			
φ	1.3256	-			
x	0.5048	-			
N rd	891.3808	KN	672.00	KN	Verificato

10 VERIFICHE A FATICA

Con riferimento al §5.1.4.3 delle NTC2018, per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Vengono svolte le verifiche a fatica per vita illimitata adottando gli spettri di carico associati. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si fa riferimento ai modelli descritti nel seguito.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che per le tensioni normali sia verificata la seguente diseuguaglianza:

$$\Delta\sigma_{\max} = \gamma_{Mf} \times \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

oppure per le tensioni tangenziali:

$$\Delta\tau_{\max} = \gamma_{Mf} \times \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D$$

dove sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

10.1 Coefficiente di sicurezza

Il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} è fornito dalla relazione:

$$\gamma_{Mf} = \gamma_f \times \gamma_M$$

ove γ_f è il coefficiente parziale relativo alle azioni di fatica e γ_M il coefficiente parziale relativo alla resistenza, che copre le incertezze nella valutazione dei carichi e delle tensioni e la possibile presenza di difetti nei particolari in esame.

Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura. A questo scopo, le strutture possono essere distinte, a seconda della loro sensibilità alla crisi per fatica, in strutture poco sensibili e in strutture sensibili.

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

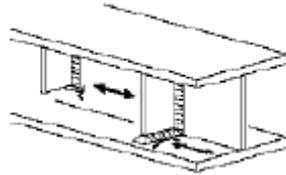
Tabella 4 : coefficiente di sicurezza da assumere per la verifica a fatica

Per i dettagli strutturali primari per cui le conseguenze della rottura per fatica risultano significative si assume un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{Mf}=1.35$.

10.2 Verifica dei dettagli di fatica

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Per le successive verifiche si farà riferimento a tre dettagli tipologici di classe 71 e 80 con resistenza non influenzata dallo spessore del metallo base, ritenuto ragionevolmente cautelativo ed involupante la maggior parte dei dettagli previsti per l'impalcato metallico. A tali dettagli si associa una curva S-N riferita alle tensioni nominali e pertanto ad esse si fa riferimento.

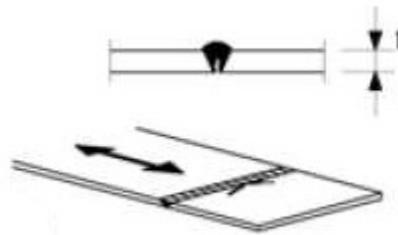
Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare gli attacchi degli irrigidimenti trasversali alle travi principali (in corrispondenza di anima e piattabande)



Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 80$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

Dettaglio 71: per le giunzioni previste per connettere le travi longitudinali



$\Delta\sigma_C = 71$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

Si riportano di seguito i delta di tensioni longitudinali di fibra assunte a base di verifica e per i vari componenti strutturali principali dell'impalcato metallico.

Progressiva	Piattabanda sup.	Piattabanda inf.	FATICA			
			SOLECITAZIONI			
x	S _{sup}	S _{inf}	M _{MAX}	M _{MIN}	T _{MAX}	T _{MIN}
[m]	[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
0.00	30	40	1	-3	40	-638
1.00	30	40	638	-40	40	-638
2.00	30	40	1196	-70	48	-589
3.00	30	40	1683	-92	69	-547
4.00	30	40	2117	-110	91	-514
5.00	30	40	2519	-120	92	-492
6.00	30	40	2879	-128	110	-466
7.00	30	40	3202	-135	128	-443
8.00	40	50	3491	-142	146	-422
9.00	40	50	3767	-144	139	-418
10.00	40	50	4011	-147	155	-399
11.00	40	50	4224	-150	172	-380
12.00	40	50	4409	-152	189	-362
13.00	40	50	4580	-151	184	-364
14.00	40	50	4724	-150	200	-346
15.00	40	50	4842	-151	216	-329

Progressiva	Piattabanda sup.	Piattabanda inf.	FATICA			
			SOLECITAZIONI			
x	S _{sup}	S _{inf}	M _{MAX}	M _{MIN}	T _{MAX}	T _{MIN}
[m]	[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
16.00	40	50	4935	-152	232	-313
17.00	40	50	5013	-150	227	-317
18.00	40	50	5065	-148	242	-300
19.00	40	50	5093	-149	258	-284
20.00	40	50	5097	-150	274	-268
21.00	40	50	5093	-148	268	-274
22.00	40	50	5065	-148	284	-258
23.00	40	50	5012	-149	300	-242
24.00	40	50	4934	-151	317	-227
25.00	40	50	4842	-150	313	-232
26.00	40	50	4725	-150	329	-216
27.00	40	50	4580	-150	346	-200
28.00	40	50	4409	-151	364	-184
29.00	40	50	4225	-148	362	-189
30.00	40	50	4012	-146	380	-172
31.00	40	50	3768	-143	399	-155
32.00	30	40	3493	-141	418	-139
33.00	30	40	3203	-134	422	-146
34.00	30	40	2880	-127	443	-128
35.00	30	40	2519	-118	466	-110
36.00	30	40	2116	-109	492	-92
37.00	30	40	1680	-91	514	-91
38.00	30	40	1192	-69	547	-69
39.00	30	40	638	-40	589	-48
40.00	30	40	1	-3	638	-40

Progressiva	STATO TENSIONALE															
	X	σ_A Max	σ_B Max	σ_C Max	σ_D Max	τ Max	σ_A Min	σ_B Min	σ_C Min	σ_D Min	τ Min	$\Delta\sigma_{pA}$ Inf	$\Delta\sigma_{pB}$ Inf	$\Delta\sigma_p$ CSup	$\Delta\sigma_{pD}$ Inf	$\Delta\tau$
[m]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)											
0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	0.93	0.0	0.0	0.02	4.97	14.97	0.0	0.0	0.0	5.0	15.91	
1.00	5.7	5.6	-0.74	-0.83	0.93	-0.4	-0.4	0.30	4.97	14.97	6.1	6.0	1.0	5.8	15.91	
2.00	10.7	10.5	-1.38	-1.55	1.12	-0.7	-0.7	0.53	4.59	13.83	11.4	11.2	1.9	6.1	14.95	
3.00	15.0	14.7	-1.94	-2.18	1.61	-1.0	-0.9	0.70	4.26	12.85	16.0	15.7	2.6	6.4	14.46	
4.00	18.9	18.5	-2.45	-2.74	2.14	-1.2	-1.1	0.83	4.00	12.06	20.1	19.6	3.3	6.7	14.20	
5.00	22.5	22.0	-2.91	-3.26	2.16	-1.3	-1.2	0.90	3.83	11.55	23.8	23.3	3.8	7.1	13.71	
6.00	25.7	25.2	-3.33	-3.73	2.59	-1.3	-1.3	0.97	3.63	10.95	27.1	26.5	4.3	7.4	13.54	
7.00	28.6	28.0	-3.70	-4.15	3.01	-1.4	-1.4	1.02	3.45	10.40	30.0	29.4	4.7	7.6	13.41	
8.00	26.8	26.1	-4.03	-4.60	3.45	-1.3	-1.2	0.93	2.90	10.01	28.1	27.3	5.0	7.5	13.46	
9.00	29.0	28.2	-4.35	-4.96	3.30	-1.3	-1.2	0.95	2.87	9.91	30.3	29.4	5.3	7.8	13.22	
10.00	30.8	30.0	-4.63	-5.29	3.68	-1.3	-1.3	0.97	2.73	9.44	32.2	31.3	5.6	8.0	13.13	
11.00	32.5	31.6	-4.88	-5.57	4.08	-1.3	-1.3	0.98	2.60	9.00	33.8	32.9	5.9	8.2	13.08	
12.00	33.9	33.0	-5.09	-5.81	4.48	-1.4	-1.3	1.00	2.48	8.58	35.3	34.3	6.1	8.3	13.06	
13.00	35.2	34.3	-5.29	-6.04	4.37	-1.3	-1.3	0.99	2.50	8.62	36.6	35.6	6.3	8.5	12.99	
14.00	36.3	35.4	-5.45	-6.23	4.74	-1.3	-1.3	0.99	2.37	8.20	37.7	36.7	6.4	8.6	12.94	
15.00	37.2	36.2	-5.59	-6.38	5.12	-1.3	-1.3	0.99	2.26	7.80	38.6	37.5	6.6	8.6	12.92	
16.00	37.9	36.9	-5.70	-6.50	5.51	-1.4	-1.3	1.00	2.15	7.41	39.3	38.2	6.7	8.6	12.92	
17.00	38.5	37.5	-5.79	-6.61	5.38	-1.3	-1.3	0.98	2.17	7.51	39.9	38.8	6.8	8.8	12.89	
18.00	39.0	37.9	-5.85	-6.68	5.74	-1.3	-1.3	0.98	2.06	7.11	40.3	39.2	6.8	8.7	12.85	
19.00	39.2	38.1	-5.88	-6.71	6.12	-1.3	-1.3	0.98	1.95	6.72	40.5	39.4	6.9	8.7	12.84	
20.00	39.2	38.2	-5.88	-6.72	6.50	-1.3	-1.3	0.98	1.84	6.35	40.5	39.4	6.9	8.6	12.85	
21.00	39.2	38.1	-5.88	-6.71	6.35	-1.3	-1.3	0.98	1.88	6.50	40.5	39.4	6.9	8.6	12.85	
22.00	38.9	37.9	-5.85	-6.68	6.72	-1.3	-1.3	0.97	1.77	6.12	40.3	39.2	6.8	8.4	12.84	
23.00	38.5	37.5	-5.79	-6.61	7.11	-1.3	-1.3	0.98	1.66	5.74	39.9	38.8	6.8	8.3	12.85	
24.00	37.9	36.9	-5.70	-6.50	7.51	-1.3	-1.3	0.99	1.56	5.38	39.3	38.2	6.7	8.1	12.89	

Progressiva	STATO TENSIONALE															
	X	σ_A Max	σ_B Max	σ_C Max	σ_D Max	τ Max	σ_A Min	σ_B Min	σ_C Min	σ_D Min	τ Min	$\Delta\sigma_{pA}$ Inf	$\Delta\sigma_{pB}$ Inf	$\Delta\sigma_p$ CSup	$\Delta\sigma_{pD}$ Inf	$\Delta\tau$
[m]	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)											
25.00	37.2	36.2	-5.59	-6.38	7.41	-1.3	-1.3	0.99	1.59	5.51	38.6	37.5	6.6	8.0	12.92	
26.00	36.3	35.4	-5.45	-6.23	7.80	-1.3	-1.3	0.98	1.48	5.12	37.7	36.6	6.4	7.7	12.92	
27.00	35.2	34.3	-5.29	-6.04	8.20	-1.3	-1.3	0.99	1.37	4.74	36.6	35.6	6.3	7.4	12.94	
28.00	33.9	33.0	-5.09	-5.81	8.62	-1.3	-1.3	0.99	1.26	4.37	35.3	34.3	6.1	7.1	12.99	
29.00	32.5	31.6	-4.88	-5.57	8.58	-1.3	-1.3	0.98	1.30	4.48	33.8	32.9	5.9	6.9	13.06	
30.00	30.9	30.0	-4.63	-5.29	9.00	-1.3	-1.2	0.96	1.18	4.08	32.2	31.3	5.6	6.5	13.08	
31.00	29.0	28.2	-4.35	-4.97	9.44	-1.3	-1.2	0.94	1.07	3.68	30.3	29.4	5.3	6.0	13.13	
32.00	31.2	30.6	-4.04	-4.52	9.82	-1.5	-1.4	1.06	1.08	3.27	32.7	32.0	5.1	5.6	13.09	
33.00	28.6	28.0	-3.70	-4.15	9.91	-1.4	-1.4	1.01	1.14	3.42	30.0	29.4	4.7	5.3	13.33	
34.00	25.7	25.2	-3.33	-3.73	10.40	-1.3	-1.3	0.95	1.00	3.01	27.1	26.5	4.3	4.7	13.41	
35.00	22.5	22.0	-2.91	-3.26	10.95	-1.2	-1.2	0.89	0.86	2.59	23.7	23.2	3.8	4.1	13.54	
36.00	18.9	18.5	-2.45	-2.74	11.55	-1.1	-1.1	0.82	0.72	2.16	20.0	19.6	3.3	3.5	13.71	
37.00	15.0	14.7	-1.94	-2.18	12.06	-1.0	-0.9	0.69	0.71	2.14	16.0	15.6	2.6	2.9	14.20	
38.00	10.7	10.4	-1.38	-1.54	12.85	-0.7	-0.7	0.52	0.53	1.61	11.4	11.1	1.9	2.1	14.46	
39.00	5.7	5.6	-0.74	-0.83	13.83	-0.4	-0.4	0.30	0.37	1.12	6.1	6.0	1.0	1.2	14.95	
40.00	0.0	0.0	0.00	0.00	14.97	0.0	0.0	0.02	0.31	0.93	0.0	0.0	0.0	0.3	15.91	

Progressiva	$\Delta\sigma_c$ 80					$\Delta\sigma_c$ 71						
	Piattabanda Sup.			Piattabanda Inf.		Piattabanda Sup.			Piattabanda Inf.			
	$\Delta\sigma_p$ C Sup	$\Delta\sigma_c/\gamma_{mf}$		$\Delta\sigma_p$ B Inf	$\Delta\sigma_c/\gamma_{mf}$	$\Delta\sigma_p$ D Sup	$\Delta\sigma_c/\gamma_{mf}$		$\Delta\sigma_p$ A Inf	$\Delta\sigma_c/\gamma_{mf}$		
x	(N/mm ²)	59.26	(N/mm ²)	(N/mm ²)	59.26	(N/mm ²)	(N/mm ²)	52.59	(N/mm ²)	(N/mm ²)	52.59	(N/mm ²)
[m]												
0.00	0.02		Ok	0.04		Ok	4.97		Ok	0.04		Ok
1.00	1.04		Ok	5.98		Ok	5.79		Ok	6.11		Ok
2.00	1.91		Ok	11.17		Ok	6.14		Ok	11.41		Ok
3.00	2.64		Ok	15.66		Ok	6.44		Ok	16.00		Ok
4.00	3.28		Ok	19.64		Ok	6.74		Ok	20.07		Ok
5.00	3.82		Ok	23.25		Ok	7.09		Ok	23.76		Ok
6.00	4.29		Ok	26.48		Ok	7.36		Ok	27.06		Ok
7.00	4.72		Ok	29.38		Ok	7.60		Ok	30.02		Ok
8.00	4.96		Ok	27.35		Ok	7.50		Ok	28.11		Ok
9.00	5.30		Ok	29.43		Ok	7.83		Ok	30.25		Ok
10.00	5.60		Ok	31.28		Ok	8.02		Ok	32.16		Ok
11.00	5.86		Ok	32.90		Ok	8.17		Ok	33.82		Ok
12.00	6.09		Ok	34.30		Ok	8.30		Ok	35.26		Ok
13.00	6.28		Ok	35.58		Ok	8.53		Ok	36.57		Ok
14.00	6.44		Ok	36.65		Ok	8.60		Ok	37.67		Ok
15.00	6.58		Ok	37.53		Ok	8.64		Ok	38.58		Ok
16.00	6.69		Ok	38.24		Ok	8.65		Ok	39.30		Ok
17.00	6.77		Ok	38.80		Ok	8.78		Ok	39.88		Ok
18.00	6.82		Ok	39.19		Ok	8.73		Ok	40.28		Ok
19.00	6.86		Ok	39.40		Ok	8.66		Ok	40.49		Ok
20.00	6.87		Ok	39.43		Ok	8.56		Ok	40.53		Ok
21.00	6.85		Ok	39.39		Ok	8.59		Ok	40.49		Ok
22.00	6.82		Ok	39.18		Ok	8.45		Ok	40.27		Ok
23.00	6.77		Ok	38.80		Ok	8.27		Ok	39.88		Ok
24.00	6.69		Ok	38.23		Ok	8.06		Ok	39.30		Ok
25.00	6.57		Ok	37.53		Ok	7.98		Ok	38.57		Ok
26.00	6.44		Ok	36.65		Ok	7.71		Ok	37.67		Ok
27.00	6.28		Ok	35.57		Ok	7.41		Ok	36.57		Ok
28.00	6.08		Ok	34.30		Ok	7.08		Ok	35.26		Ok
29.00	5.85		Ok	32.90		Ok	6.86		Ok	33.82		Ok
30.00	5.59		Ok	31.28		Ok	6.47		Ok	32.16		Ok
31.00	5.29		Ok	29.43		Ok	6.03		Ok	30.25		Ok
32.00	5.10		Ok	31.98		Ok	5.61		Ok	32.68		Ok
33.00	4.71		Ok	29.38		Ok	5.28		Ok	30.02		Ok
34.00	4.28		Ok	26.48		Ok	4.73		Ok	27.05		Ok
35.00	3.80		Ok	23.24		Ok	4.12		Ok	23.75		Ok
36.00	3.27		Ok	19.61		Ok	3.46		Ok	20.04		Ok
37.00	2.63		Ok	15.62		Ok	2.88		Ok	15.96		Ok
38.00	1.90		Ok	11.13		Ok	2.08		Ok	11.37		Ok
39.00	1.04		Ok	5.99		Ok	1.20		Ok	6.12		Ok
40.00	0.02		Ok	0.04		Ok	0.31		Ok	0.04		Ok

11 VERIFICA DELLE PIOLATURE

L'insieme dei connettori deve resistere alla forza di scorrimento totale V (longitudinal shear) risultante dal flusso degli sforzi di scorrimento tra la soletta in cls e la trave in acciaio. La forza di scorrimento totale V deve quindi equilibrare la risultante delle compressioni C della soletta.

I connettori presenti nel tratto compreso fra la sezione di momento nullo e la sezione di momento massimo (metà luce per trave semplicemente appoggiata con carico simmetrico) devono trasferire alla trave in acciaio la forza di scorrimento V. La resistenza dei connettori è determinata come il più piccolo dei seguenti valori [EC4 §6.3.2.1]

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v$$

Con $\alpha = 0,2 \cdot [(h / d) + 1]$ per $3 \leq h / d \leq 4$

$\alpha = 1$ per $h/d > 4$

h altezza del piolo

d diametro del singolo piolo

f_u resistenza ultima a trazione del piolo (≤ 500 N/mm²)

f_{ck} resistenza cilindrica caratteristica del cls considerato

E_{cm} valore medio del modulo secante del cls

$\gamma_v = 1,25$ coeff. parziale di sicurezza

SEZIONE DI APPOGGIO	
TAGLIO MAX [KN]	1,565
Htot (m)	2.55
Asoletta (m ²)	1.07
Ssoletta (m)	0.30
Yg (m)	1.328
S [m ³]	0.0707
J [m ⁴]	0.1147
q [kN/m]	964.21
i [m]	0.20
n	3
Q [KN]	64.3

Prd [N]	64280.92
gv	1.25
f_u	450
Area piolo [mm ²]	223.20
Diametro Pioli	16.86
Diametro Progetto	19

RESISTENZA DI UN PIOLO	
f_t	450
g_v	1.25
F	19
$P_{rd,1}$ [KN]	81.61

RESISTENZA DEL CLS	
a	1
CLS soletta	C32/40
F_{ck}	33.20
E_c	33643
$P_{rd,2}$ [KN]	88.51

RESISTENZA MINIMA	
$P_{rd\ min}$	81.61
Q [KN]	64.28
VERIFICA	Verifica soddisfatta

12 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

12.1 Criteri di verifica

12.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi

12.1.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

12.1.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

s_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è interasse tra due armature trasversali consecutive;

θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

12.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

12.1.2.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 21: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Risulta:

Per la soletta d’impalcato (intesa come zona non ispezionabile delle strutture):

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

12.1.2.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	72 di 86

$\sigma_c < 0,55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

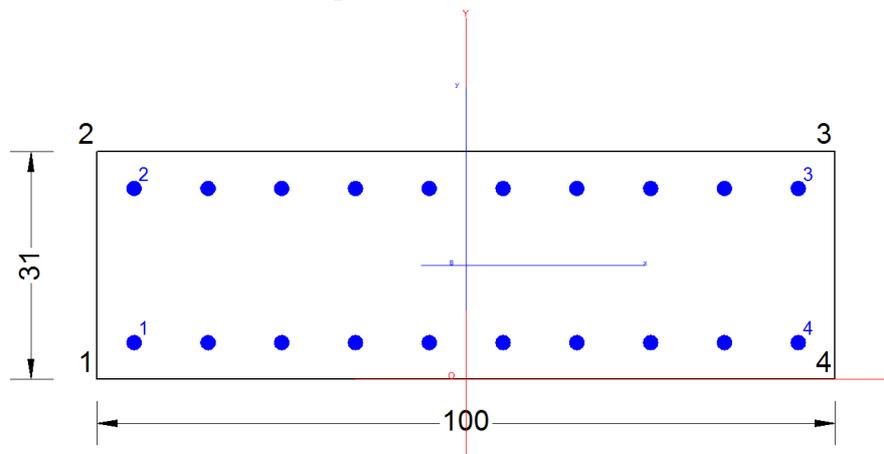
$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

12.2 Verifiche SLU/SLE

Le soletta in c.a.p. in direzione trasversale è stata modellata ad ogni metro di impalcato in modo tale da avere una più facile lettura dei risultati delle analisi. Pertanto si sono svolte le verifiche considerando una sezione di base 1 m ed altezza 0.31 m. La soletta prevede un'armatura trasversale $\phi 22/10$ inf. e $\phi 22/10$ sup, copriferro 4 cm.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione della soletta in calcestruzzo.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00 MPa

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	73 di 86

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	31.0
3	50.0	31.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.8	6.2	22
2	-43.8	24.8	22
3	43.8	24.8	22
4	43.8	6.2	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	2	3	8	22

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	191.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-188.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	74 di 86

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	141.00	0.00
2	0.00	-117.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	141.00 (69.38)	0.00 (0.00)
2	0.00	-116.00 (-69.38)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	16.00 (69.38)	0.00 (0.00)
2	0.00	-91.00 (-69.38)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	75 di 86
1	S	0.00	191.00	0.00	0.00	311.83	0.00	1.63	38.0(4.4)
2	S	0.00	-188.00	0.00	0.00	-311.83	0.00	1.66	38.0(4.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.292	-50.0	31.0	0.00051	43.8	24.8	-0.00847	-43.8	6.2
2	0.00350	0.292	-50.0	0.0	0.00051	-43.8	6.2	-0.00847	43.8	24.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000482753	-0.011465355	0.292	0.805
2	0.000000000	-0.000482753	0.003500000	0.292	0.805

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.01	-50.0	31.0	-181.4	-34.1	6.2	700	38.0
2	S	7.47	50.0	0.0	-150.5	24.3	24.8	700	38.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.01	-50.0	31.0	-181.4	-34.1	6.2	700	38.0
2	S	7.41	50.0	0.0	-149.2	34.1	24.8	700	38.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	76 di 86

kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00130	0	0.500	22.0	51	0.00068 (0.00054)	242	0.165 (0.20)	69.38	0.00
2	S	-0.00107	0	0.500	22.0	51	0.00052 (0.00045)	242	0.126 (0.20)	-69.38	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.02	-50.0	31.0	-20.6	-34.1	6.2	700	38.0
2	S	5.81	50.0	0.0	-117.1	34.1	24.8	700	38.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00015	0	0.500	22.0	51	0.00006 (0.00006)	242	0.015 (0.20)	69.38	0.00
2	S	-0.00084	0	0.500	22.0	51	0.00043 (0.00035)	242	0.105 (0.20)	-69.38	0.00

VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw =	100	cm
h =	31	cm
c =	6.3	cm
d =	h-c	= 24.7 cm

MATERIALI

fywd =	391.30	MPa
Rck =	40	MPa
gc =	1.5	
fck =	0.83xRck =	33.2 MPa
fcd =	0.85xfck/gc =	18.81 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst =	12
braccia =	5

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	77 di 86

\varnothing_{st2} = 0
 braccia = 0
 passo = 20 cm
 (Asw / s) = 28.274 cm² / m
 a = 90 ° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE **VEd = 185 (KN)**
 SFORZO NORMALE Ned = 0 (KN)
 ac = 1.0000

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 2.74

q = 20.06 °

IPOSTESI: $1 \leq \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata VRsd=VRcd

VRsd = 673.66 (KN)

VRcd = 673.66 (KN)

VRd = **674 (KN)** $\min(VRsd, VRcd) > VEd = 185 (KN)$

13 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendoci i limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto. Il limite di deformabilità per carichi fissi è stato imposto pari a $L/500$, recuperabili tramite una controfreccia iniziale. Il limite di deformabilità per carichi mobili è invece stato imposto con un valore più restrittivo pari a $L/700$ in quanto le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili come indicato in §5.1.4.5 del D.M. 17.01.2018.

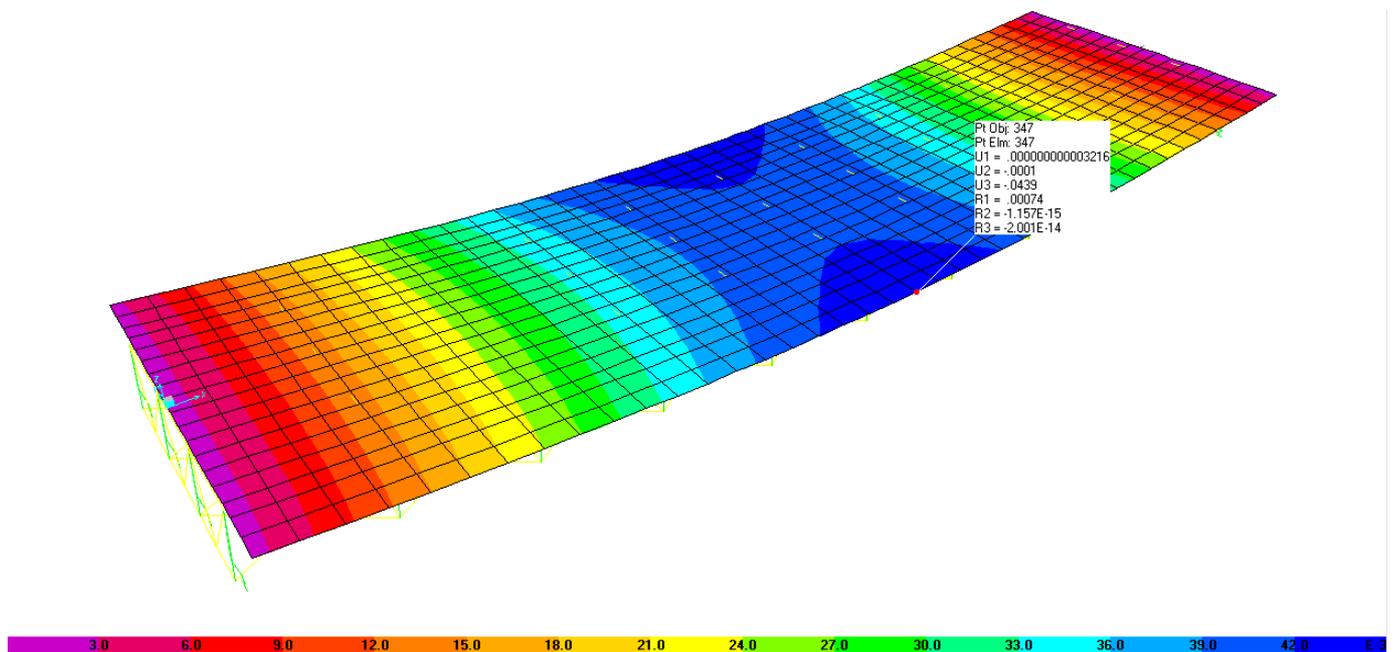


Figura 22 Deformata carichi istantanei

Il massimo valore di abbassamento è pari a $d_{zmax}=0.0439 \text{ m} = 1/911 \text{ L}$.

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	79 di 86

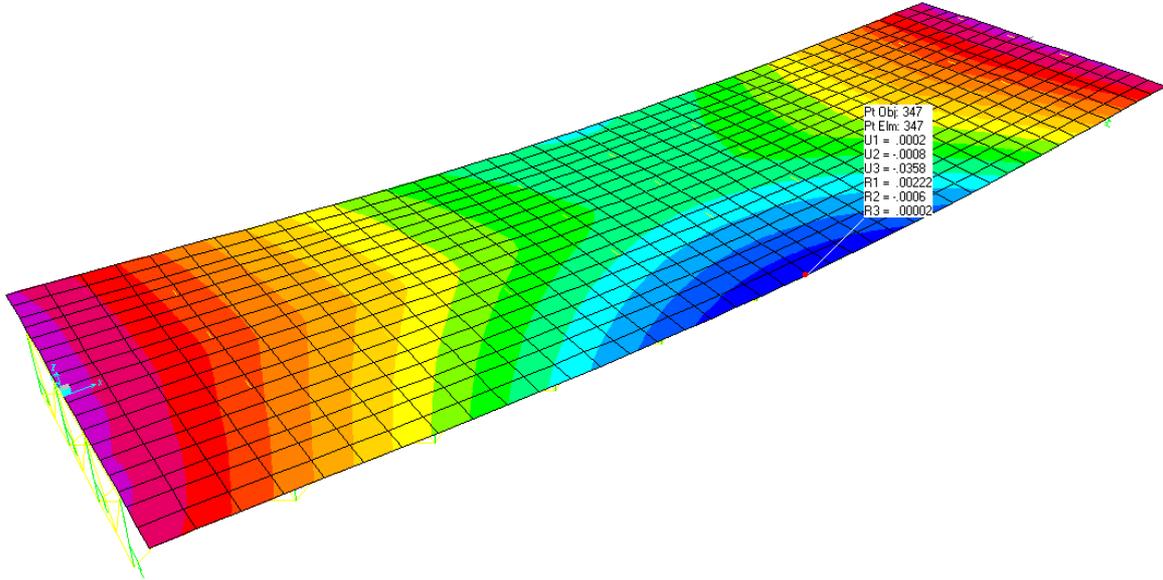


Figura 23 Deformata carichi mobili

Il massimo valore di abbassamento è pari a $d_{zmax}=0.0358 \text{ m} = 1/1117 \text{ L}$.



RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA

Impalcato stradale L=40 m tipo 1 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	IV 00 07 001	A	80 di 86

14 ANALISI SISMICA

Il sistema di isolamento adottato consiste di 4 dispositivi elastomerici ad alto smorzamento tipo HDRB. La struttura isolata ha un periodo pari a 1.94 sec e presenta uno spostamento massimo in fase sismica di 10cm. Lo smorzamento viscoso equivalente ξ è pari al 10%. Il progetto della struttura è stato eseguito tramite analisi dinamica lineare con riferimento allo spettro elastico, assumendo $q=1$.

Per tener conto dell'effetto di smorzamento viscoso equivalente degli isolatori si è utilizzato il fattore correttivo η determinato dalla seguente espressione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

in cui ξ esprime lo smorzamento viscoso, pari al 15%, pertanto il fattore η è uguale a 0.816.

Il modello è tridimensionale e rappresenta in modo puntuale le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Nell'analisi svolta si sono eseguiti i seguenti step:

- determinazione dei modi di vibrare del ponte (analisi modale),
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare;
- combinazione degli effetti.

È stato considerato un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (SRSS). Si riportano nelle figure seguenti le deformate corrispondenti ai primi 2 modi.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 1.93862

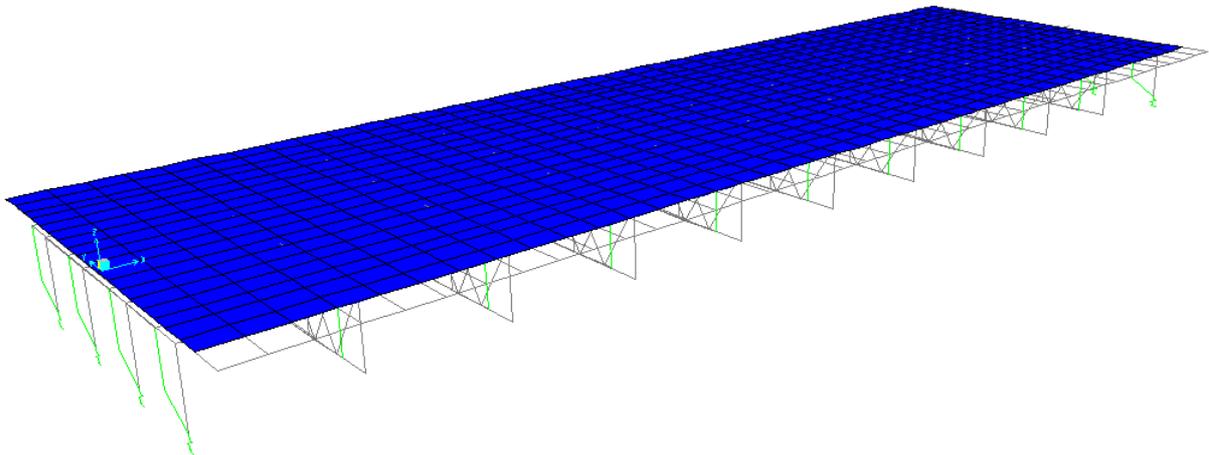


Figura 24: Modo 1: T=1.94 sec (Trasversale)

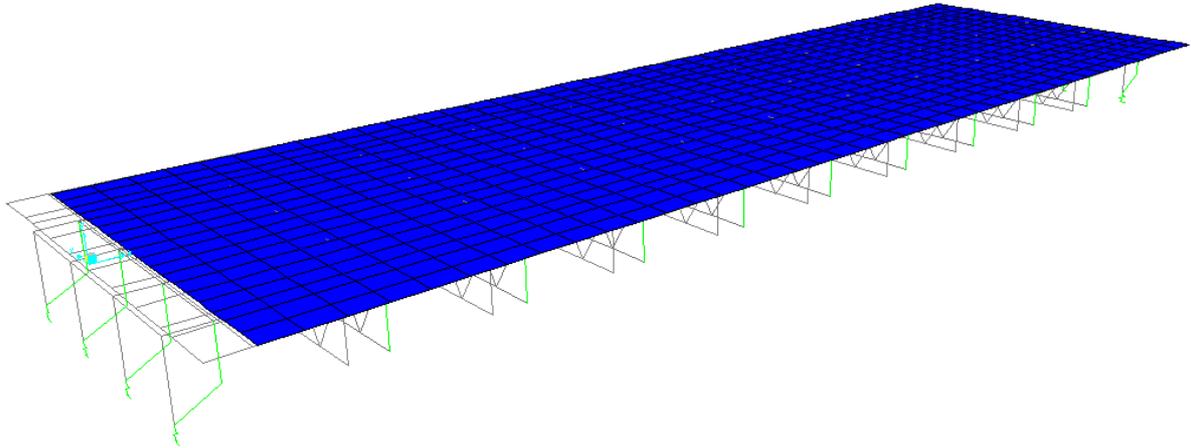


Figura 25: Modo 2: T=1.93sec (Longitudinale)

Si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

Sisma Longitudinale: $E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$

Sisma Trasversale: $0.3 E_x + E_y + 0.3 E_z$

Sisma Verticale: $0.3 E_x + 0.3 E_y + E_z$

dove la direzione x è parallela all'asse longitudinale del ponte e la direzione y all'asse trasversale.

14.1 Dimensionamento del sistema di isolamento

La presenza dei dispositivi di isolamento è stata simulata mediante elementi lineari (Link) che riproducono il comportamento dei dispositivi adottati, posizionati in corrispondenza degli appoggi delle travi.

Il sistema di isolamento sismico adottato consiste di dispositivi a geometria circolare, pertanto la rigidezza laterale è polarsimmetrica ($k_{hx}=k_{hy}$)

La rigidezza laterale degli isolatori può essere determinata considerando le seguenti relazioni:

$$T_{isol} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$k = \left(\frac{2\pi}{T_{isol}} \right)^2 m$$

in cui

m = massa dell'impalcato = 875 ton

T = 2.00 sec

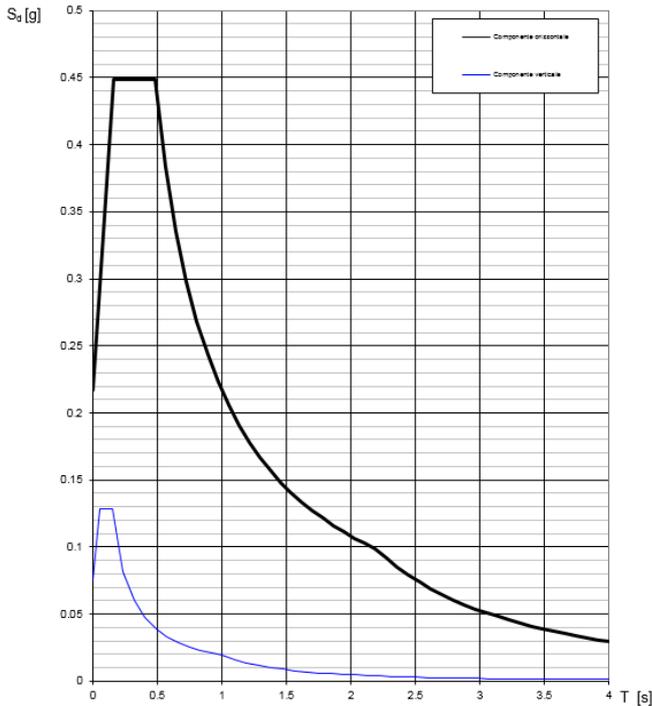
k = rigidezza totale degli isolatori = 8636 kN/m

Considerando che nel ponte sono presenti 8 isolatori, la rigidezza k_i di ciascun isolatore è pari 1,08 kN/mm. Sono stati quindi adottati isolatori con rigidezza $k_{hx}=k_{hy}=1,01$ kN/mm e rigidezza verticale pari a circa $k_v=1368000$ kN/mm. Nella modellazione non sono stati inseriti smorzatori in quanto gli effetti dello smorzamento sono stati implicitamente considerati nella valutazione dell'azione sismica scalata per effetto del valore del fattore correttivo η .

14.2 Analisi dei risultati: sisma SLC-SLV

Si riporta gli spettri relativi allo SLC e allo SLV, corrispondente ad uno smorzamento ξ pari al 10%.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

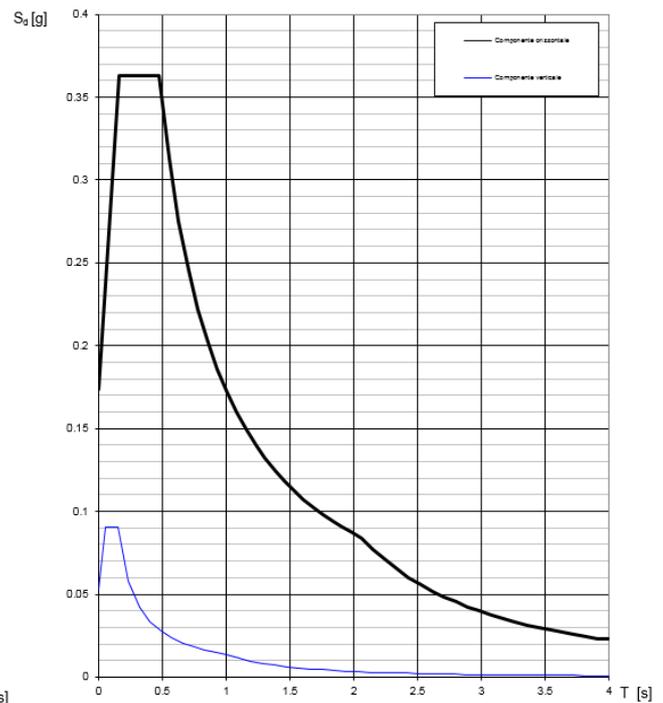


Figura 26 - Spettri elastici dell'accelerazione orizzontale e verticale (SLC-SLV - ξ pari al 10%)

I dispositivi di isolamento sono stati verificati in modo da poter sostenere senza rotture gli spostamenti indotti dal sisma allo SLC. Nel caso del sisma longitudinale, il massimo spostamento longitudinale risulta pari a 0.125m.

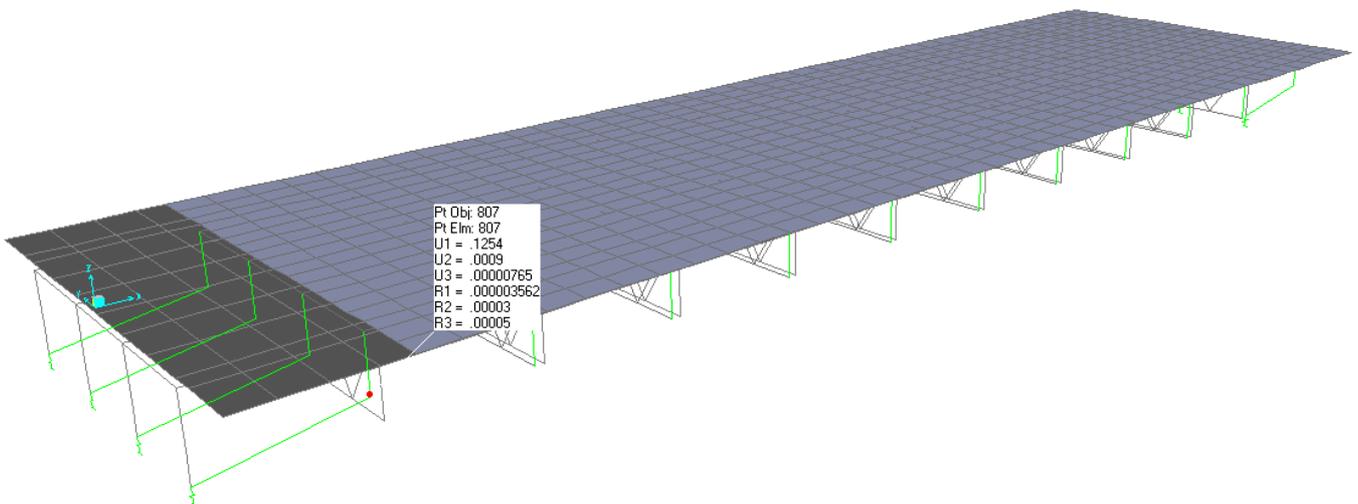


Figura 27 Spostamento longitudinale sisma SLC

14.3 Verifica degli spostamenti degli isolatori

L'impalcato subisce sotto l'azione sismica uno spostamento massimo pari a circa 0.10m. Per effetto della temperatura, considerando una variazione termica uniforme di $\pm 37.5^\circ$, ottenuta incrementando del 50% la variazione di temperatura prevista per le strutture in acciaio esposte, e considerando che gli spostamenti sono consentiti da entrambe le estremità del ponte, si ottiene uno spostamento pari a :

$$\eta = \alpha \Delta t L = 8 \text{ mm}$$

Poiché nella combinazione sismica gli effetti della temperatura sono valutati con un coefficiente pari a 0.5, lo spostamento totale risulta pari a circa $\pm 13\text{cm}$.

Sono stati previsti isolatori che consentono spostamenti massimi pari a $\pm 15\text{cm}$.

14.4 Verifica dei giunti

Sono stati previsti giunti in corrispondenza delle spalle che consentono spostamenti da $\pm 15\text{cm}$.

15 SINTESI SCARICHI APPOGGI

CASI DI CARICO		ISOLATORE 1			ISOLATORE 2			ISOLATORE 3			ISOLATORE 4		
Sigla	Tipologia	N	Ht	HI									
-	-	kN	kN	kN									
G1	Carichi permanenti strutturali	653	0	0	636	0	0	636	0	0	653	0	0
G2	Carichi permanenti non strutturali	202	0	0	202	0	0	202	0	0	202	0	0
Q1	Carichi mobili	1284	0	0	1153	0	0	832	0	0	649	0	0
Q3	Frenamento	0	0	61	0	0	59	0	0	58	0	0	57
Q5	Vento	0	35	0	0	35	0	0	35	0	0	35	0
Q7	Azioni parassite	0	0	42	0	0	42	0	0	42	0	0	42
EX	Sisma X	0	0	102	0	0	102	0	0	102	0	0	102
EY	Sisma Y	0	102	0	0	102	0	0	102	0	0	102	0