



ANAS S.p.A.

Direzione Centrale Programmazione Progettazione

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO-NORD EUROPA ITINERARIO AGRIGENTO –CALTANISSETTA–A19

S.S. N° 640 "DI PORTO EMPEDOCLE"

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001
Dal km 44+000 allo svincolo con l'A19

PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ATI:

TECHNITAL s.p.a. (mandataria)

S.I.S. Studio di Ingegneria Stradale s.r.l.

DELTA Ingegneria s.r.l.

INFRATEC s.r.l Consulting Engineering

PROGIN s.p.a.

I RESPONSABILI DI PROGETTO

Dott. Ing. M. Raccosta

Ordine Ing. Verona n° A1665

Prof. Ing. A. Bevilacqua

Ordine Ing. Palermo n° 4058

Dott. Ing. M. Carlino

Ordine Ing. Agrigento n° A628

Dott. Ing. N. Troccoli

Ordine Ing. Potenza n° 836

Dott. Ing. S. Esposito

Ordine Ing. Roma n° 20837

IL GEOLOGO

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

Dott. Ing. M. Raccosta

VISTO:IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Massimiliano Fidenzi

VISTO:IL RESPONSABILE DEL
SERVIZIO PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Antonio Valente

DATA

PROTOCOLLO

OPERE D'ARTE MAGGIORI – PONTI OPERE SULL'ASSE PRINCIPALE CAVALCAFERROVIA GROTTICELLE RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO – IMPALCATO

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	FOGLIO	SCALA:
L0407B D 0501		P01V117STRRE01A.pdf	A	DI	
CODICE ELAB.		P01V117STRRE01			
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2006	P. Polani	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

INDICE
RELAZIONE TECNICA

1 Generalità	3
2 Criteri di calcolo	4
2.1 Impalcato	4
2.1.1 Statica longitudinale	4
2.1.2 Statica trasversale	5
3 Riferimenti normativi	6

RELAZIONE SUI MATERIALI

1 Conglomerati cementizi	7
2 Acciaio ad aderenza migliorata	8
3 Acciaio da carpenteria	9
4 Controventi	10
5 Bulloni ad alta resistenza	10
6 Pioli con testa tipo “Nelson”	10
7 Saldature	10

CALCOLI STATICI

PARTE I - IMPALCATO

1 Generalità	11
2 Analisi dei carichi	11
3 Modelli di calcolo	17
4 Analisi strutturale	17
4.1 Criteri generali	17
4.2 Sollecitazioni di progetto	18
5 Verifiche dell' impalcato	24
5.1 Verifica di resistenza travi principali	24
5.2 Verifica di stabilità dei pannelli d'anima delle travi principali	30
5.3 Verifica di resistenza del traverso corrente	33
5.4 Soletta	35
5.4.1 Verifica di resistenza della soletta	35
5.4.2 Verifica a fessurazione della soletta	47

PARTE II - APPOGGI E GIUNTI

1 Dimensionamento degli appoggi	51
2 Giunti di dilatazione	52

APPENDICE A: Sollecitazioni di calcolo dell'impalcato

APPENDICE B: Modelli di calcolo dell'impalcato

RELAZIONE TECNICA

1 Generalità

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici del cavalcaferrovia GROTTICELLE inserito nei lavori per l' ammodernamento e l' adeguamento alla cat. B del D.M. 5.11.2001 della S.S. 640 "di Porto Empedocle" nel tratto dal km 44+000 allo svincolo con l' A19.

Il Ponte presenta due carreggiate separate. La sezione di ogni impalcato è costituita da due travi a doppio T, collegate da traversi ad anima piena posti a livello delle piattabande superiori, e dalla soletta collaborante in cemento armato.

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in Figura 1.1.

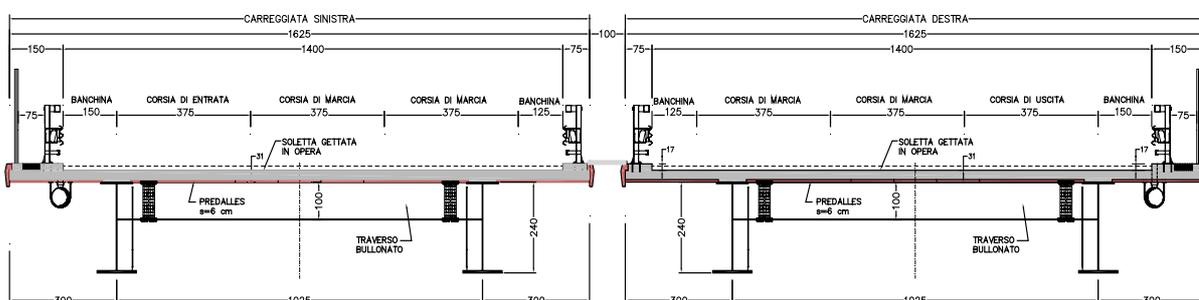


Figura 1.1 - Sezione trasversale impalcato

Ciascun impalcato ha una larghezza complessiva di 16,25 m così suddivisa:

- tre corsie da 3,75 m e due banchine da 1,50 m e 1,25 m che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da 1,5 m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza, della rete metallica parasassi e del marciapiede di servizio di 0,75 m;
- un cordolo da 0,75 m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

La parte metallica dell'impalcato è costituita da:

- due travi metalliche con altezza costante di 2,40 m, disposte ad interasse di 10,25 m;
- traversi, con altezza costante di 2,20 m, posti ad una distanza di 4 m.

La sezione trasversale di ogni impalcato è completata da una soletta di spessore costante di 31 cm, gettata su lastre prefabbricate e connessa alla carpenteria metallica tramite connettori tipo "Nelson".

2 Criteri di calcolo

2.1 Impalcato

2.1.1 Statica longitudinale

Lo schema statico adottato è quello di un bitrave ad una campata ad asse rettilineo con luce pari all'interasse delle spalle misurato sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

La trave appoggiata composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio.

Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 20. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata e dal ritiro.

Per le verifiche di sicurezza, si considerano le seguenti sezioni tipo:

Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata.

Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 20$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti e dal ritiro.

2.1.2 Statica trasversale

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti schematizzandola come un grigliato di travi. Il coefficiente di amplificazione dinamica per i carichi accidentali è stato assunto pari a 1,4.

Il dimensionamento dei traversi è stato effettuato su schemi semplificati che consentono la valutazione della rigidezza necessaria a garantire la stabilità delle piattabande compresse delle travi principali, sia nelle fasi transitorie che in quelle di esercizio.

3 Riferimenti normativi

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 16/01/96 “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”
- D.M. 16/01/96 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
- D.M. 16/01/96 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”
- D.M. 04/05/90 “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.”
- CNR 10011/97 “Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.”
- CNR 10016/85 “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.”
- CNR 10018/85 “Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l’impiego.”

RELAZIONE SUI MATERIALI

1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI 8520 - parti 2,11,12,14,15,20,22);
- acqua (UNI 8981/7);
- cemento (UNI/ENV 197/1);
- additivi superfluidificanti (UNI 8145 - ASTM C494/G) e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo per soletta e marciapiedi: $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscano la durabilità.

Elemento strutturale	Classe di esposizione (UNI EN 206-1)	Descrizione condizioni ambientali	Situazioni possibili per l'applicazione della classe
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	-		-
Calcestruzzo per pali	XC2	Ambiente bagnato, raramente asciutto	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo
Calcestruzzo per zattere di pile e spalle	XC2 - XF3	Ambiente bagnato, raramente asciutto - Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo - Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo
Calcestruzzo per elevazione spalle	XC2 - XF3	Ambiente bagnato, raramente asciutto - Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo - Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo
Calcestruzzo per elevazione pile	XC4 - XF1	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Moderata saturazione d'acqua, senza uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua - Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo
Calcestruzzo per soletta, cordoli e marciapiedi	XC4 - XD3 - XF4	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Elevata saturazione d'acqua, con limitato uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua - Parti di ponti esposte agli agenti antigelo e soggette a spruzzi contenenti cloruri
Calcestruzzo per baggioli	XC4 - XF1	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto - Moderata saturazione d'acqua, senza uso di agente antigelo	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo - Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo

Prescrizioni per il calcestruzzo in relazione alla durabilità ed alla resistenza necessaria per le verifiche strutturali					
Elemento strutturale	Rapporto massimo A/C	Dosaggio minimo di cemento	Classe di resistenza Rck (N/mm ²)	Copriferro min (mm)	Informazioni aggiuntive
		(kg/m ³)			
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	-	-	15	-	
Calcestruzzo per pali	0,60	280	30	60	E' da prevedersi l'uso di additivi fluidificanti e/o superfluidificanti
Calcestruzzo per zattere di pile e spalle	0,50	320	30	40	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato - Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per elevazione spalle	0,50	320	35	35	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato - Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per elevazione pile	0,50	300	35	35	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato - Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per soletta, cordoli e marciapiedi	0,45	340	40	30	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato - Utilizzo di aggregati resistenti al gelo
Calcestruzzo per baggioli	0,50	300	45	30	E' da prevedersi l'uso di additivi superfluidificanti e/o aeranti - E' necessario un controllo della percentuale minima di aria in funzione del diametro massimo dell'aggregato - Utilizzo di aggregati resistenti al gelo

2 Acciaio ad aderenza migliorata

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurre l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo FeB44 k controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430$ MPa
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa
- allungamento percentuale $A_{10} \geq 12\%$
- modulo elastico $E_s = 206.000$ MPa

3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo Fe 510 (grado C), conforme alle prescrizioni del D.M. 9.1.1996 e delle Istruzioni CNR 10011, avente le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- resilienza $KV \geq 27$ J a -20 °C
- allungamento (lamiera) $\epsilon_t \geq 21\%$

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione.

I traversi intermedi e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

La carpenteria metallica sarà protetta con tre mani di vernice, due applicate in officina e la terza in opera, a conferire il colore finale.

4 Controventi

Le aste del controvento orizzontale ed i relativi elementi di collegamento, saranno realizzati in acciaio tipo Fe 510, conforme alle prescrizioni del D.M. 09.01.1996 e alle Istruzioni CNR 10011, avente le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_y \geq 355 \text{ MPa}$
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J a } -20 \text{ }^\circ\text{C}$
- allungamento (lamiere) $\varepsilon_t \geq 21\%$

5 Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche (UNI 3740):

- vite classe 10.9 (UNI5712)
- tensione di rottura a trazione $f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_y \geq 900 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica $f_{K,N} \geq 7000 \text{ MPa}$
- dado classe 10 (UNI 5713)
- rosette C50 (UNI 5714)
- forza di serraggio $N_s = 0,8 f_{K,N} A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s d$

6 Pioli con testa tipo “Nelson”

- materiale base ST37-3K – DIN 17100
- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ Mpa}$
- tensione di rottura a trazione $f_u \geq 510 \text{ Mpa}$

7 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97. Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

CALCOLI STATICI

PARTE I - IMPALCATO

1 Generalità

I calcoli sono condotti utilizzando uno schema statico di trave appoggiata con luce di 45 m.

2 Analisi dei carichi

Peso proprio della struttura (g₁)

- Carpenteria metallica (g_{1,1}):

trave continua..... = da geometria conci
elementi secondari: traversi, controventi, pioli..... = 8,30 kN/m

- Soletta (g_{1,2})..... $25 \text{ kN/m}^3 \times 5,0375 \text{ m}^2 = 125,94 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti (g₂)

- Pavimentazione stradale..... $20 \text{ kN/m}^3 \times 0,11 \text{ m} \times 14,00 \text{ m} = 30,80 \text{ kN/m}$

- Cordoli..... $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,17 \text{ m} \times (1,50 + 0,75) \text{ m} = 9,56 \text{ kN/m}$

- Barriere, rete metallica, elementi di bordo..... = 6,80 kN/m

- Totale carichi permanenti g₂ = 47,16 kN/m

Ritiro del calcestruzzo (ε₂)

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato con le seguenti azioni statiche equivalenti:

- Forze assiali di estremità: $N_{c,r\infty} = \varepsilon_{c,r\infty} E_a A_c / n_r = - 9026,6 \text{ kN}$

- Coppie flettenti di estremità: $M_{c,r\infty} = N_{c,r\infty} e_r = 7943,4 \text{ kNm}$

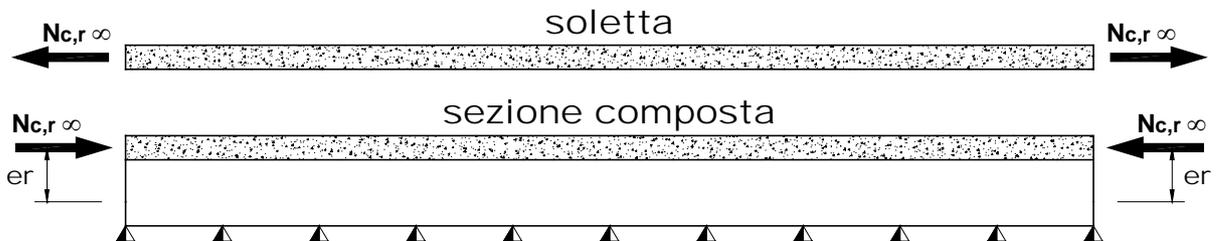


Figura 2.1 - Azioni statiche equivalenti al ritiro

avendo assunto:

deformazione finale da ritiro: $\varepsilon_{c,r,\infty} = 0,000210$

coefficiente di omogeneizzazione a t_0 : $n_0 = E_a / E_c = 6$

coefficiente di omogeneizzazione a t_∞ : $n_r = n_0 (1+\phi) = 20$

modulo elastico acciaio: $E_a = 206000 \text{ N/mm}^2$

area soletta: $A_c = 4,1730 \times 10^6 \text{ mm}^2$

distanza tra i baricentri nella sezione terminale (ossia fra il baricentro della soletta in c.a. e quello della sezione composta a t_∞): $e_r = 0,880 \text{ m}$

Variazione termica (ε_3)

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali fra soletta in c.a. e travi metalliche sono stati valutati attraverso azioni statiche equivalenti concentrate alle estremità dell'impalcato.

Si prendono in esame le seguenti variazioni termiche:

- *Variazione termica differenziale positiva: $\Delta T = +10^\circ \text{ C}$*

- Forze assiali di estremità: $N_{c,\Delta T} = \alpha E_a A_c \Delta T / n_0 = 14328,0 \text{ kN}$

- Coppie flettenti di estremità: $M_{c,\Delta T} = N_{c,\Delta T} e_T = - 6619,5 \text{ kNm}$

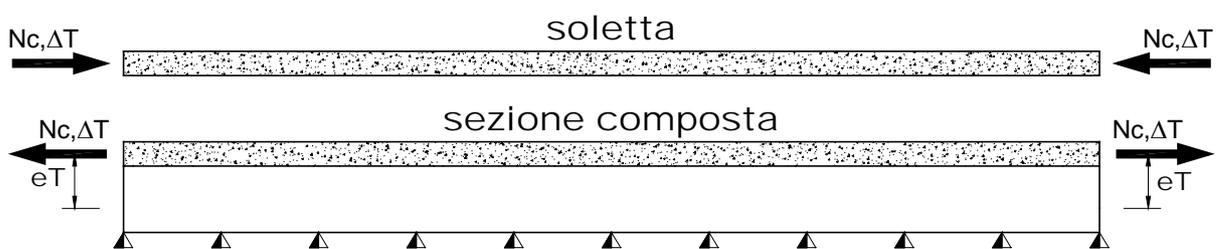


Figura 2.2 – Azioni statiche equivalenti alla variazione termica positiva

avendo assunto:

coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 0.00001$

coefficiente di omogeneizzazione a t_0 $n_0 = E_a / E_c = 6$

modulo elastico acciaio: $E_a = 206000 \text{ N/mm}^2$

area soletta: $A_c = 4,1730 \times 10^6 \text{ mm}^2$

distanza tra i baricentri nella sezione terminale (ossia fra il baricentro della soletta in c.a. e quello della sezione composta a t_0): $e_T = 0,462 \text{ m}$

- *Variazione termica differenziale negativa: $\Delta T = -5^\circ \text{C}$*

- *Forze assiali di estremità: $N_{c,\Delta T} = \alpha E_a A_c \Delta T/n_0 = - 7164,0 \text{ kN}$*

- *Coppie flettenti di estremità: $M_{c,\Delta T} = N_{c,\Delta T} e_T = 3309,8 \text{ kNm}$*

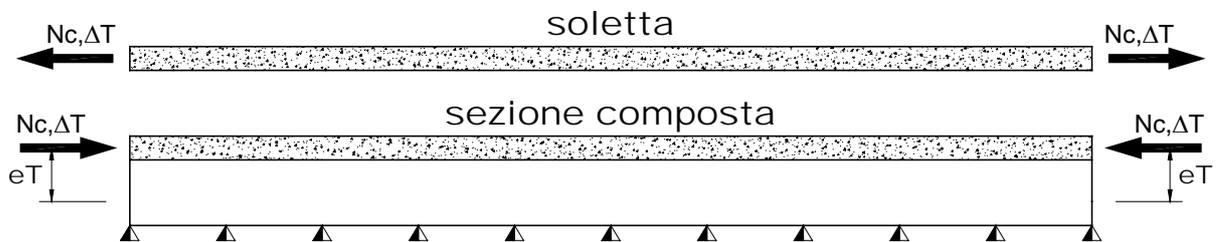


Figura 2.3 - Azioni statiche equivalenti alla variazione termica negativa

avendo assunto:

coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 0.00001$

coefficiente di omogeneizzazione a t_0 $n_0 = E_a / E_c = 6$

modulo elastico acciaio: $E_a = 206000 \text{ N/mm}^2$

area soletta: $A_c = 4,1730 \times 10^6 \text{ mm}^2$

distanza tra i baricentri nella sezione terminale (ossia fra il baricentro della soletta in c.a. e quello della sezione composta a t_0): $e_T = 0,462 \text{ m}$

Carichi mobili (q_1)

Si considerano i seguenti carichi mobili:

- $q_{1,a}$: mezzo convenzionale da 600 kN a 3 assi avente ingombro longitudinale di 15 m

- $q_{1,b}$: carico di 30 kN/m uniformemente distribuito al di fuori dell'ingombro del $q_{1,a}$

In senso trasversale i carichi $q_{1,a}$ e $q_{1,b}$ sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,50 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 2.4).

Il carico sulla trave maggiormente sollecitata risulta (Figura 2.5):

carico d'asse: = 307,80 kN

carico uniforme: = 46,20 kN/m

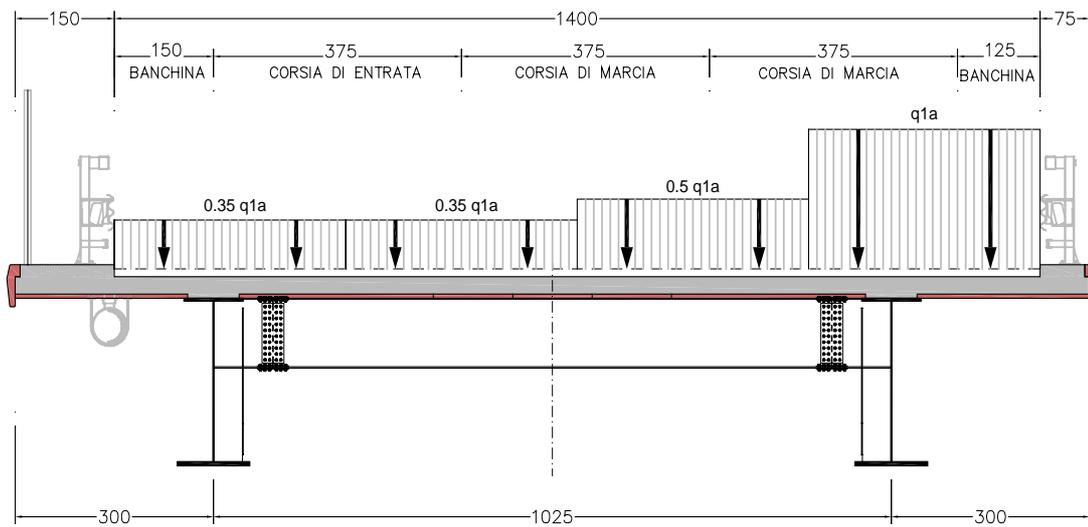


Figura 2.4 - Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

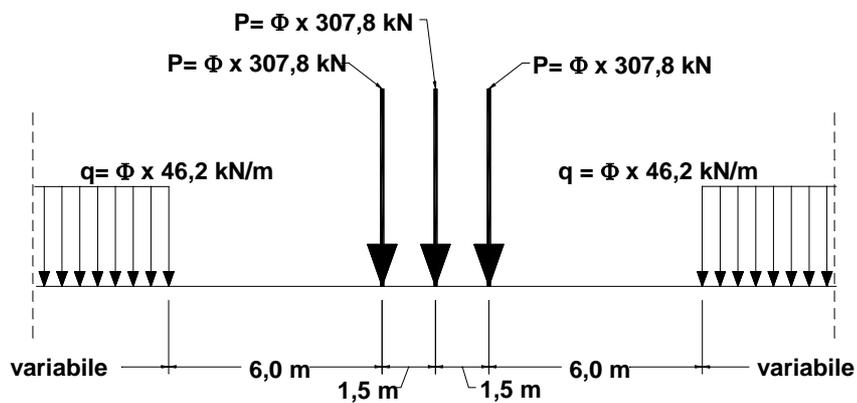


Figura 2.5 - Carico mobile agente sulla trave più sollecitata

Effetto dinamico dei carichi mobili (q_2)

$$\Phi = 1.4 - (L - 10) / 150 = 1,17$$

per $L = 45 \text{ m}$

Azione del vento (q_5)

L'azione del vento è riconducibile ad un carico orizzontale uniforme di $2,50 \text{ kN/m}^2$, diretto ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte, agente sulla proiezione, nel piano verticale, delle superfici direttamente investite dal vento. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a $3,00 \text{ m}$ dalla pavimentazione stradale.

Tale azione dà luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale dalle due travi portanti.

Con riferimento allo schema riportato in Figura 2.6, risulta:

$$q_5 = \frac{R b_v}{i} = \frac{2,50 \cdot 5,82 \cdot (5,82/2)}{10,25} = 4,13 \text{ kN/m}$$

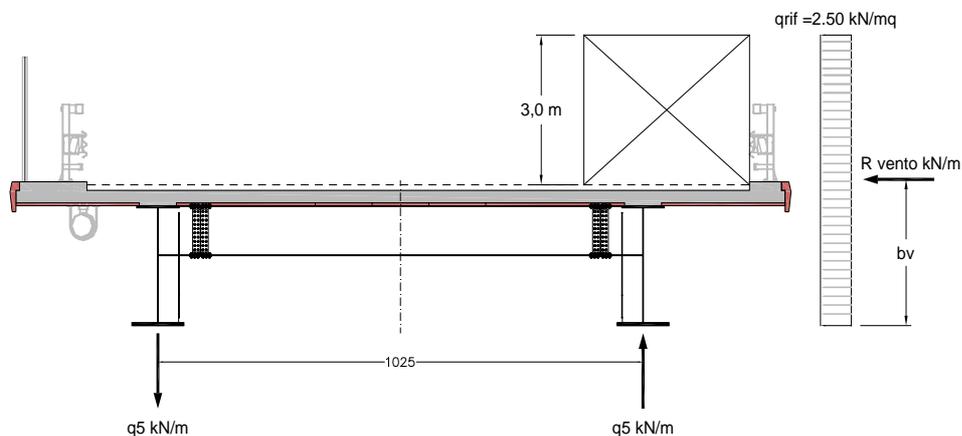


Figura 2.6 - Schematizzazione delle azioni dovute al vento

Azione del sisma (q_6)

L'azione sismica orizzontale (longitudinale e trasversale) è valutata mediante la seguente espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

essendo:

$$C = (S-2)/100 = 0,07$$

coefficiente di intensità sismica

$$R = 1$$

coefficiente di risposta

$$I = 1$$

coefficiente di protezione sismica

$$\varepsilon = 1,2$$

coefficiente di fondazione

$$\beta = 2,5$$

coefficiente di struttura (appoggi e ritegni sismici)

$$W$$

peso proprio e carichi permanenti

RIEPILOGO DEI CARICHI AGENTI SULLA TRAVE MAGGIORMENTE SOLLECITATA			
CARPENTERIA METALLICA [g_{1,1}]			
Peso trave continua.....	=	da geometria conci	
Peso elementi secondari	=	4,15	kNm ⁻¹
PESO DELLA SOLETTA IN C.A. [g_{1,2}]			
.....	=	62,97	kNm ⁻¹
CARICHI PERMANENTI [g₂]			
.....	=	21,47	kNm ⁻¹
RITIRO DEL CALCESTRUZZO [ε₂]			
Forza assiale N	=	-4513	kN
Momento flettente in corrispondenza di SA	=	3972	kNm
Momento flettente in corrispondenza di SB		3972	kNm
VARIAZIONE TERMICA NEGATIVA [ε₃]			
Forza assiale N	=	-3582	kN
Momento flettente in corrispondenza di SA	=	1655	kNm
Momento flettente in corrispondenza di SB		1655	kNm
VARIAZIONE TERMICA POSITIVA [ε₃]			
Forza assiale N	=	7164	kN
Momento flettente in corrispondenza di SA	=	-3310	kNm
Momento flettente in corrispondenza di SB		-3310	kNm
AZIONE DEL VENTO [q₅]			
.....	=	4,13	kNm ⁻¹
CARICHI MOBILI CON EFFETTO DINAMICO [q₁+ q₂]			
Carico dovuto al sistema Tridem [P]	=	307,8 x φ	kN
Carico uniforme [q]	=	46,2 x φ	kNm ⁻¹

Figura 2.7 – Riepilogo dei carichi sulla trave più sollecitata

3 Modelli di calcolo

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo precedente.

Le analisi sono eseguite per le fasi costruttive (varo e getto della soletta) e per le condizioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine).

La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione, sia per l'analisi strutturale che per la verifica, è stata valutata secondo le indicazioni della norma CNR 10016.

4 Analisi strutturale

4.1 Criteri generali

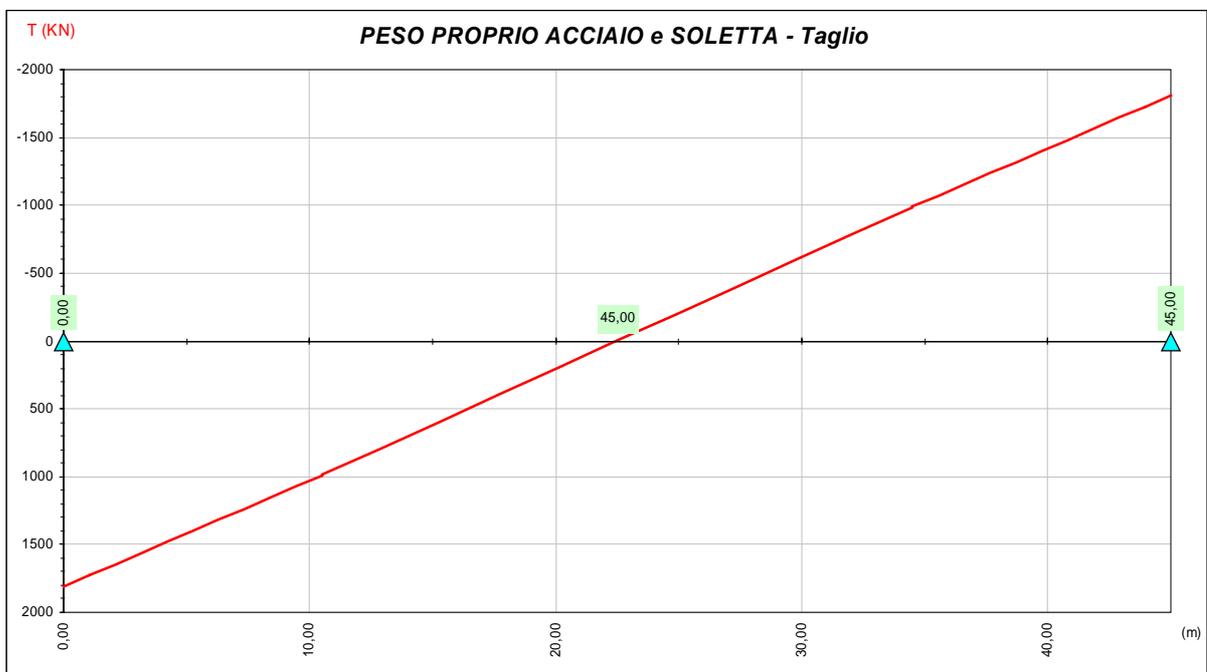
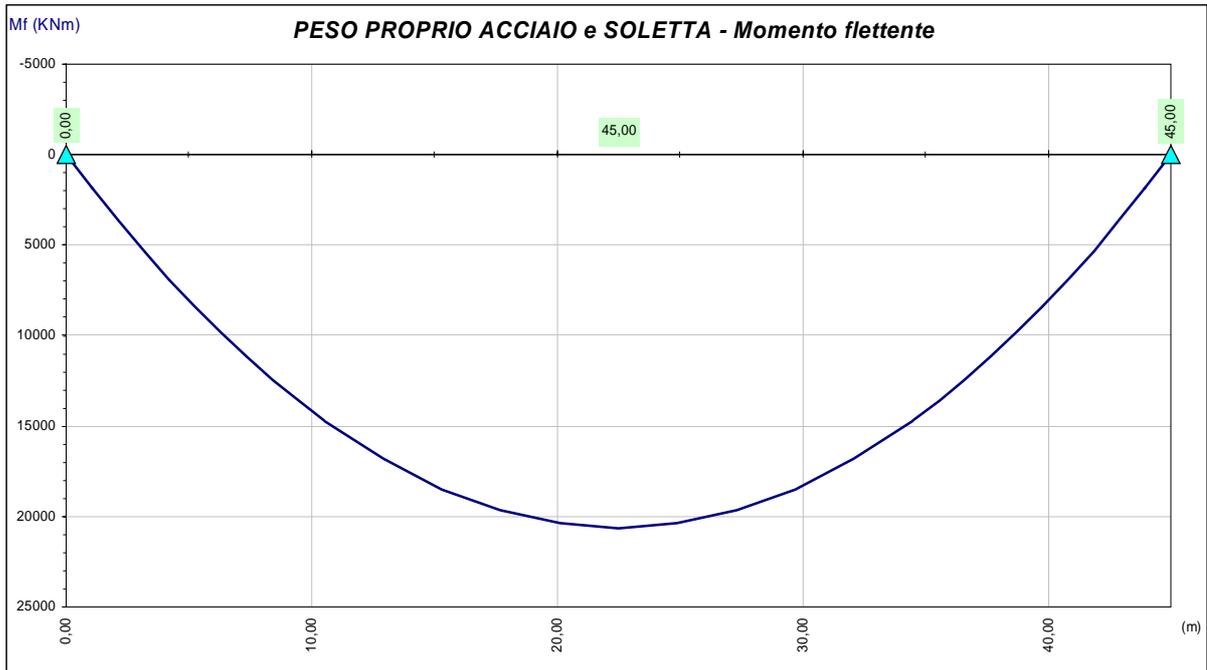
Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata, su un modello agli elementi finiti ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi sono state eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- a. Peso proprio della carpenteria metallica e della soletta.
- b. Carichi permanenti.
- c. Ritiro.
- d. Variazione termica differenziale.
- e. Carichi mobili.
- f. Vento.

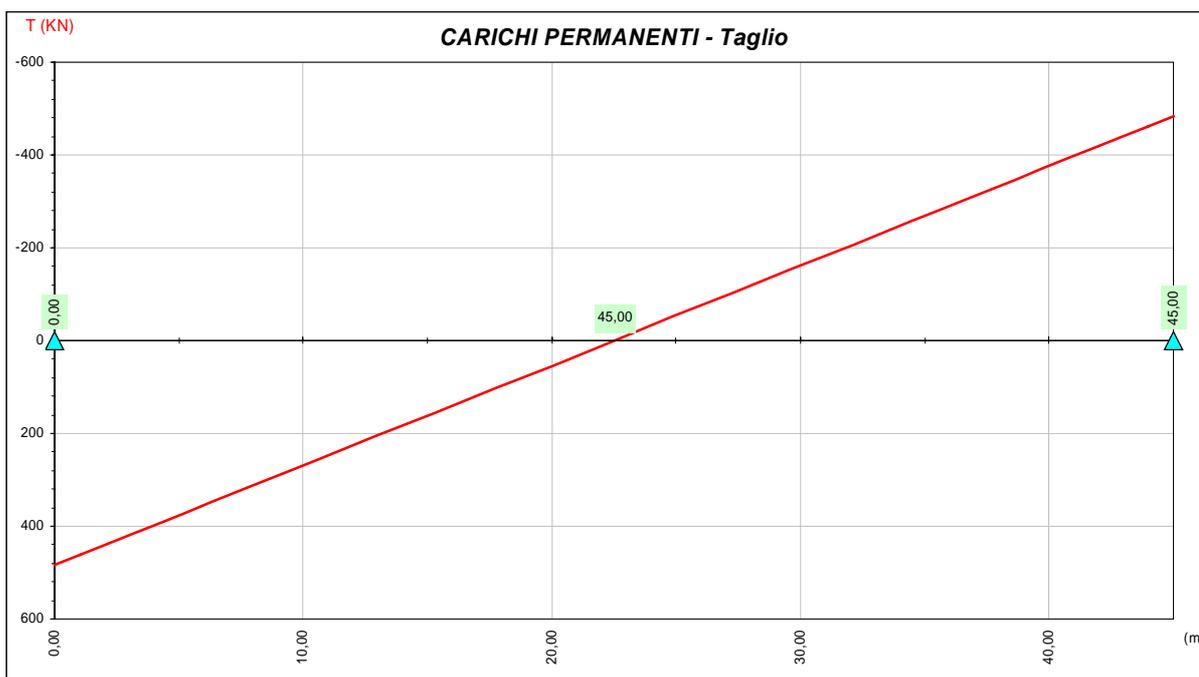
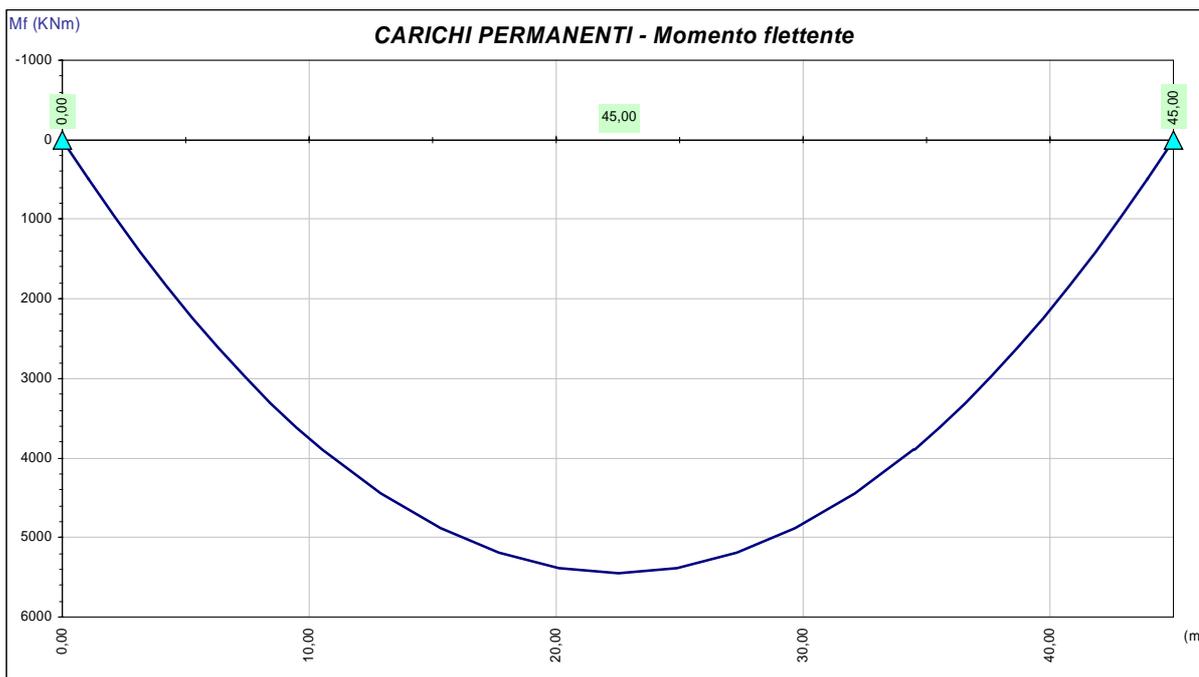
Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la prima condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

4.2 Sollecitazioni di progetto

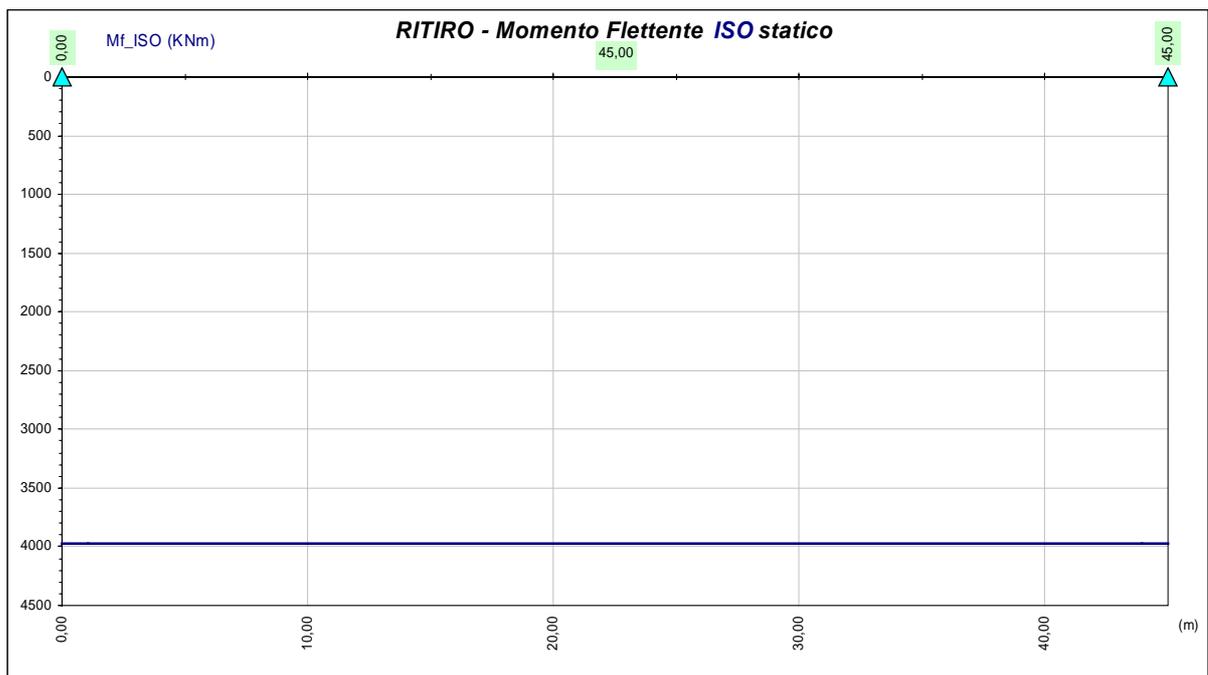
a) *Peso proprio della carpenteria metallica e della soletta (Modello 1)*



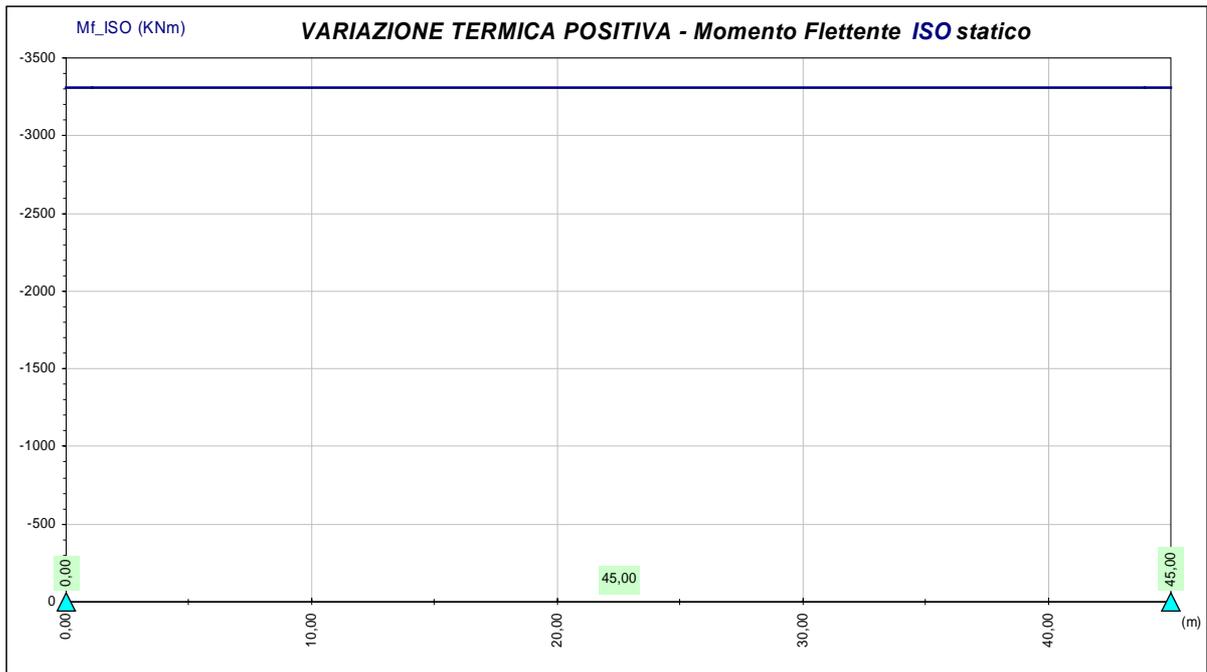
b) Carichi permanenti (Modello 3 - $n = 20$)



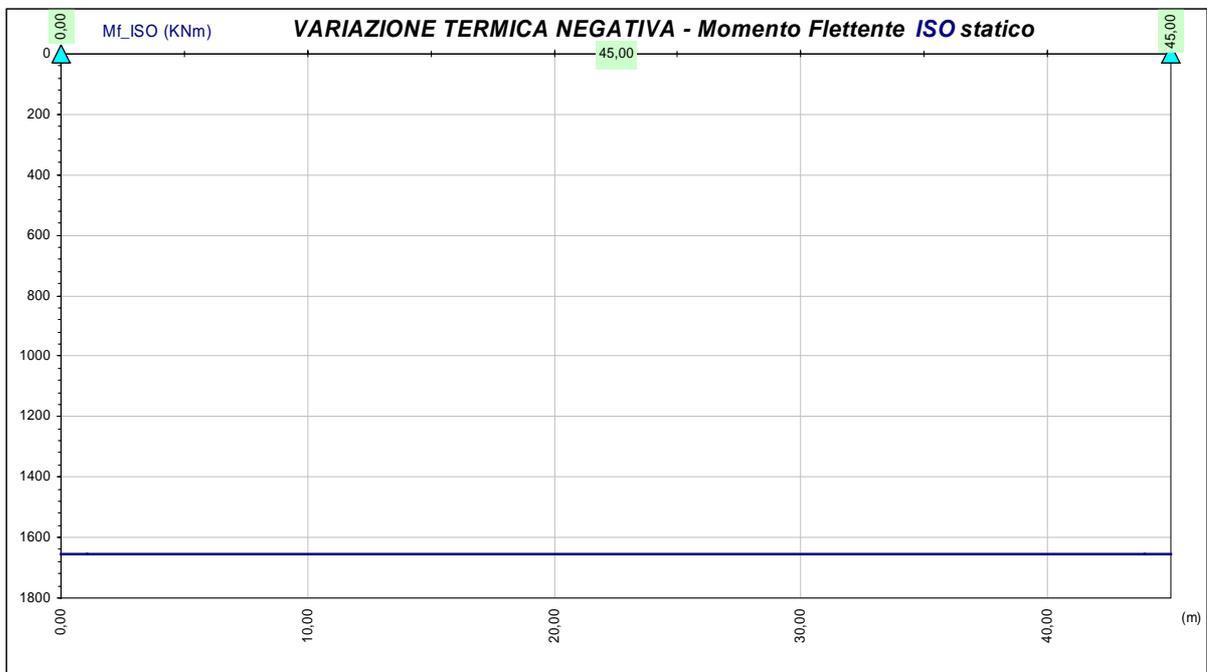
c) Ritiro (Modello 3 - $n = 20$)



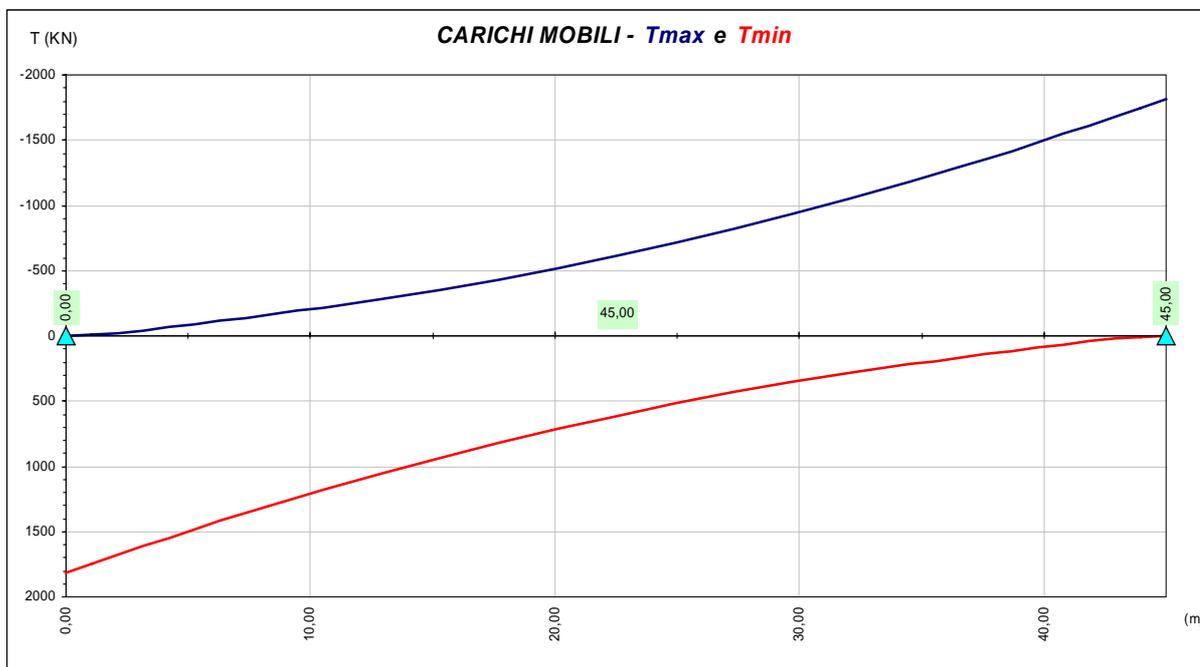
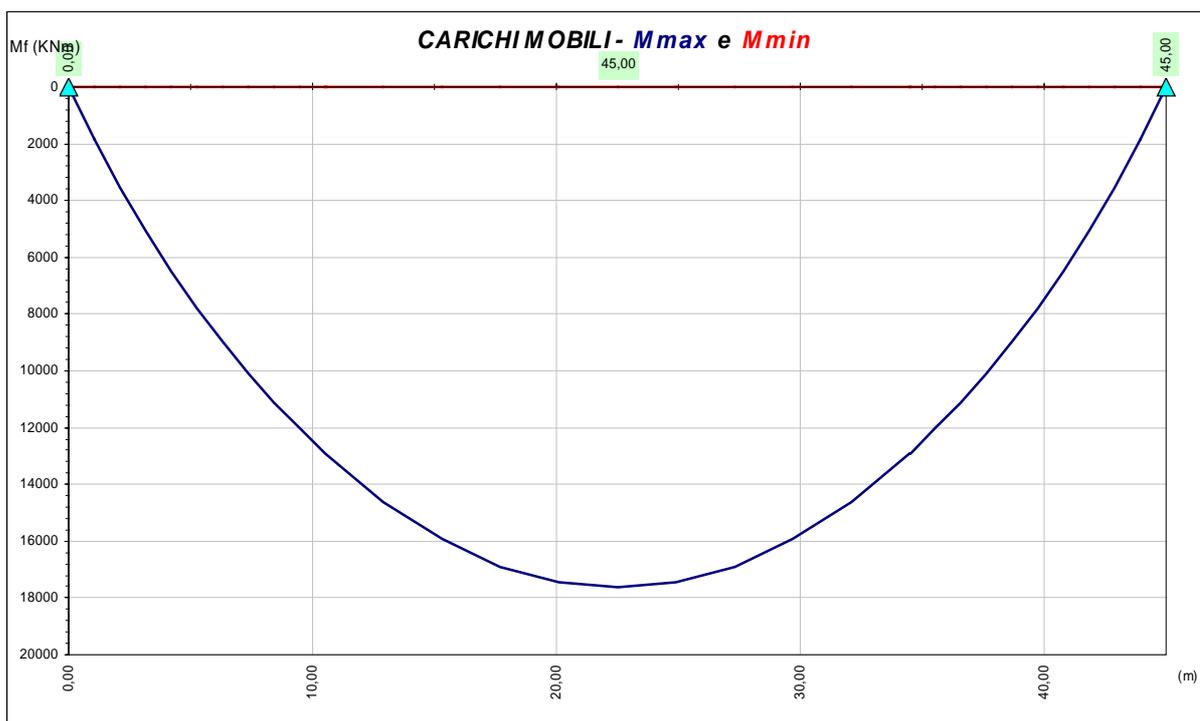
d) *Variazione termica differenziale positiva* $\Delta T = +10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Modello 2 - n = 6)



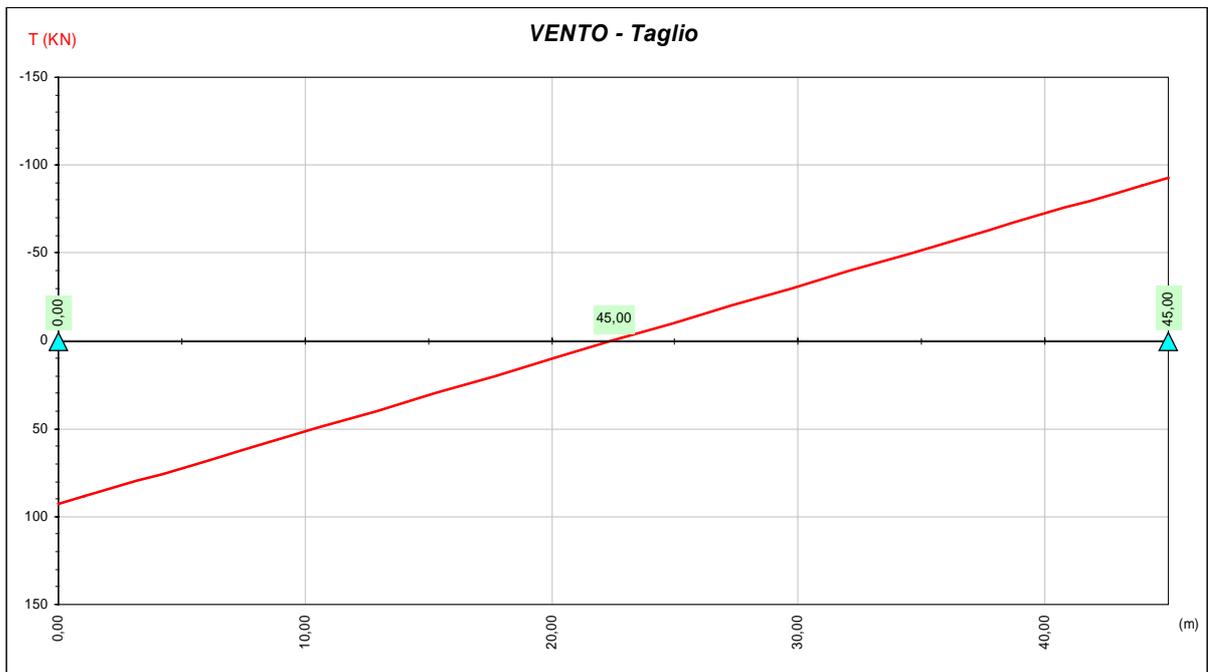
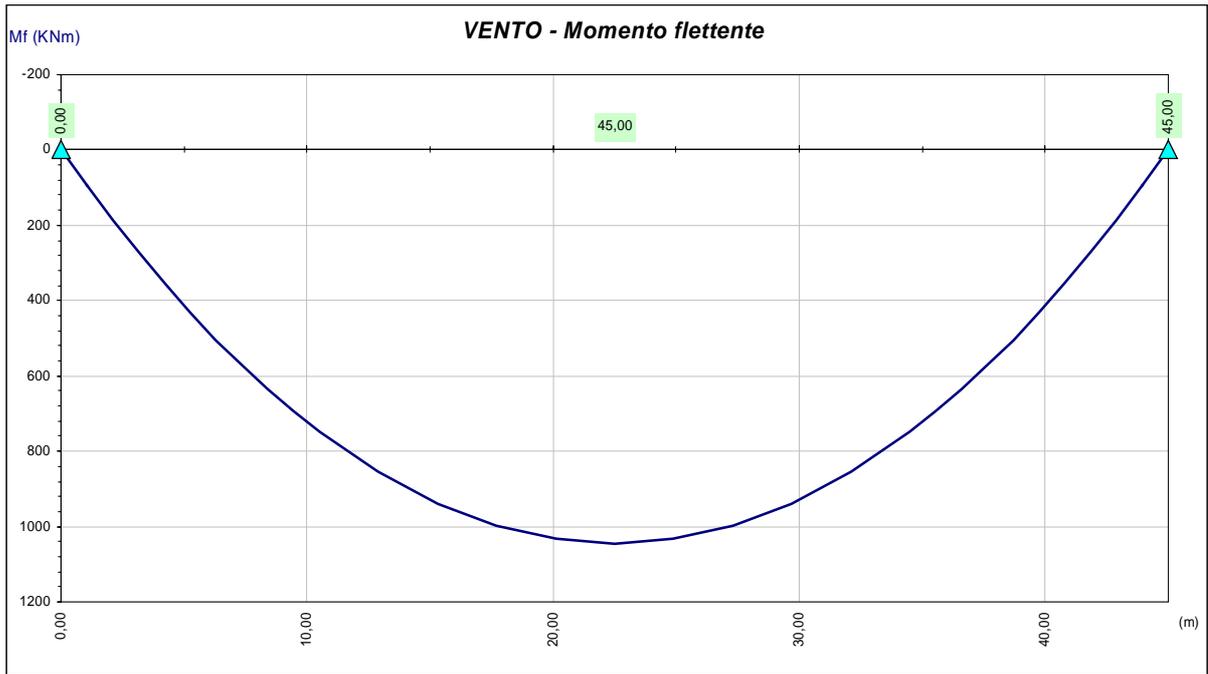
d) *Variazione termica differenziale negativa* $\Delta T = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Modello 2 - n = 6)



e) Carichi mobili (Modello 2 - $n = 6$)



f) Azione del vento (Modello 2 - $n = 6$)



5 Verifiche dell' impalcato

5.1 Verifica di resistenza travi principali

Le verifiche sono condotte per le seguenti combinazioni di carico:

$$I) F_d = G_k + Q_k + 0,6 Q_5 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

essendo

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$)
- Q_5 azione del vento (q_5)
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- $\varepsilon_3 = (-5 \text{ } ^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale negativa

$$II) F_d = G_k + Q_k + 0,6 Q_5 + \varepsilon_3$$

con

- $\varepsilon_3 = (+10 \text{ } ^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale positiva

Per quanto riguarda i carichi mobili, sezione per sezione, sono considerati i massimi e minimi del momento flettente con i valori del taglio concomitante e i tagli massimi e minimi con i concomitanti momenti flettenti, al fine di determinare la più gravosa condizione di verifica.

Nelle verifiche di resistenza è omessa (per il solo sisma verticale) la combinazione AV definita al punto 3.9 del DM 04 maggio 1990 riguardante i ponti stradali, in quanto non dimensionante e non significativa in rapporto alle combinazioni analizzate, con carichi accidentali come condizione dominante. Secondo il punto 3.9, le azioni sismiche verticali devono essere calcolate in assenza di carico accidentale, considerando le sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, ed in accordo con le vigenti "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" (DM 16 gennaio 1996). Le azioni verticali da applicare alle strutture mediante analisi statica sono equivalenti ad un sistema di forze uniformemente distribuite, proporzionali alle masse presenti, con valore pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

essendo

- C il coefficiente di intensità sismica (0,07 per zona zone di II categoria – 0,04 per zone di III categoria);
- $m = 2$;
- $I = 1$ il coefficiente di protezione sismica
- W peso complessivo masse.

I viadotti presentano impalcati di larghezza pari a 16,25 m ed un peso complessivo a metro lineare di 210,5 kN/m. Nella combinazione di sisma verticale andrebbe considerato un carico uniformemente distribuito che nel caso più sfavorevole (zone di II categoria) può essere pari al 14% delle masse verticali ovvero pari circa a 29,5 kN/m.

Gli impalcati sono stati calcolati considerando nell'ingombro della carreggiata quattro corsie convenzionali di carico, per un carico totale di 2,20 volte la singola colonna di carico nominale ($q_{1a} + q_{1b}$), da maggiorare successivamente in base al coefficiente di amplificazione dinamica. Di conseguenza, il carico accidentale medio uniformemente distribuito è sicuramente uguale o superiore a $q_{1b} \times 2,20 = 30 \text{ kN/m} \times 2,20 = 66,0 \text{ kN/m}$ ovvero al 31 % del peso dell'impalcato. Inoltre, i carichi accidentali sono posizionati in base alle linee di influenza, in modo da ottenere le massime sollecitazioni, mentre il carico sismico uniformemente distribuito agisce sull'intera struttura così da non poter massimizzare gli effetti. Appare quindi lecita la scelta di trascurare la combinazione AV per il sisma verticale, in rapporto alle combinazioni di verifica I) e II) sopra descritte.

Resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione:

Acciaio da carpenteria Fe 510:

$$\text{per elementi di spessore } t \leq 40 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{a,amm} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{per elementi di spessore } t > 40 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{a,amm} = 210 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo } R_{ck} 40: \quad \Rightarrow \quad \sigma_{c,amm} = 12,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Acciaio per armature FeB44K:} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{s,amm} = 255 \text{ MPa}$$

Le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico sulle sezioni più significative dell'impalcato. Le grandezze geometriche ed inerziali delle sezioni tengono conto delle fasi costruttive e di esercizio a breve e a lungo termine.

Il calcolo delle tensioni è stato effettuato sezione per sezione, con le proprietà inerziali della sezione tipo associata all'azione presa in considerazione.

In presenza di stati di sollecitazione pluriassiali la tensione ideale di confronto è determinata mediante l'espressione indicata nella CNR - UNI 10011.

Le tensioni ideali calcolate in riferimento a ciascuna sezione tipo sono state sommate fra loro e quindi confrontate con le tensioni di progetto.

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per le combinazioni di carico precedentemente individuate (confronto tra tensioni ideali di calcolo e tensioni di progetto).

Le curve di colore blu (grigio scuro) rappresentano l'involuppo delle tensioni ideali di calcolo per le combinazioni di carico precedentemente individuate, mentre quelle rosse (grigio chiaro) le tensioni resistenti di progetto.

La verifica è stata effettuata nelle 5 fibre di riferimento della sezione composta specificate nella Figura 5.1 e sull'armatura superiore della soletta.

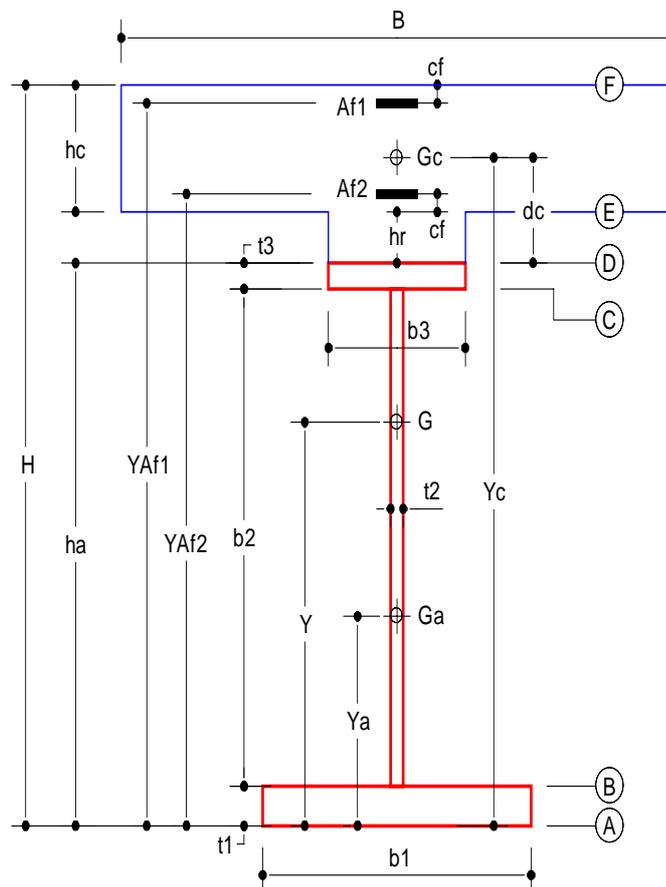
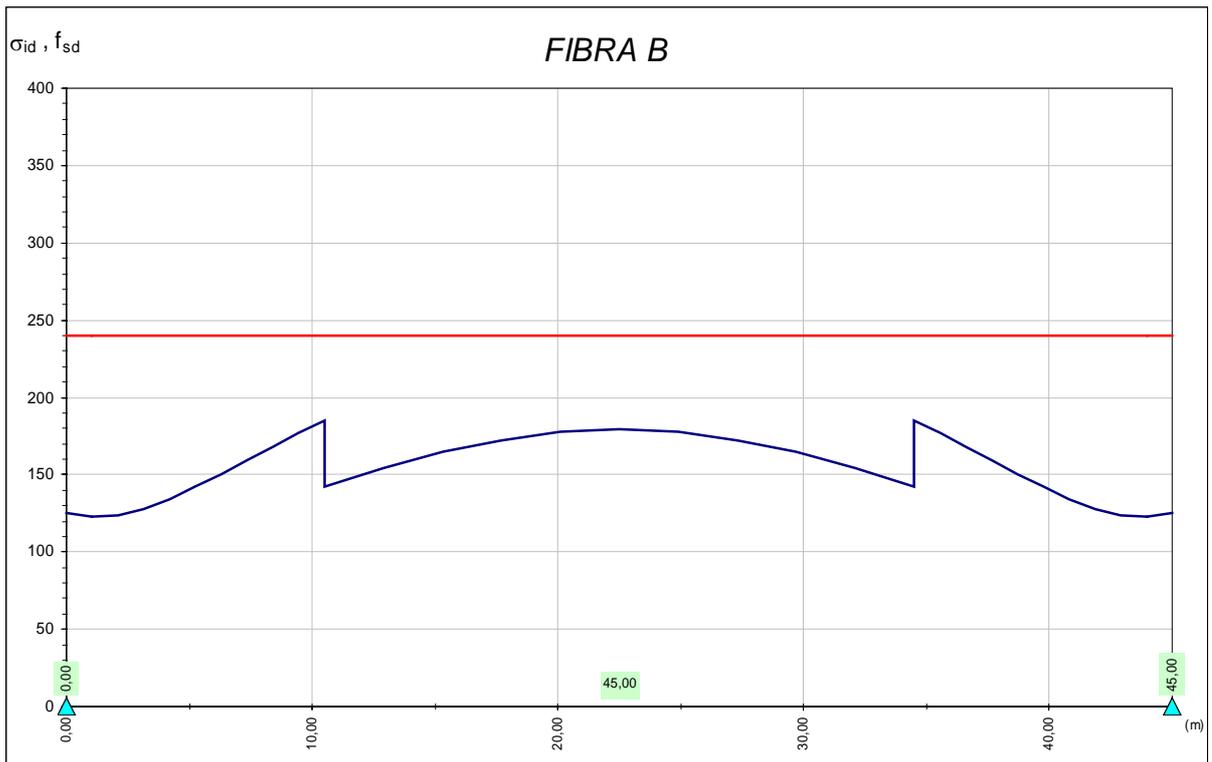
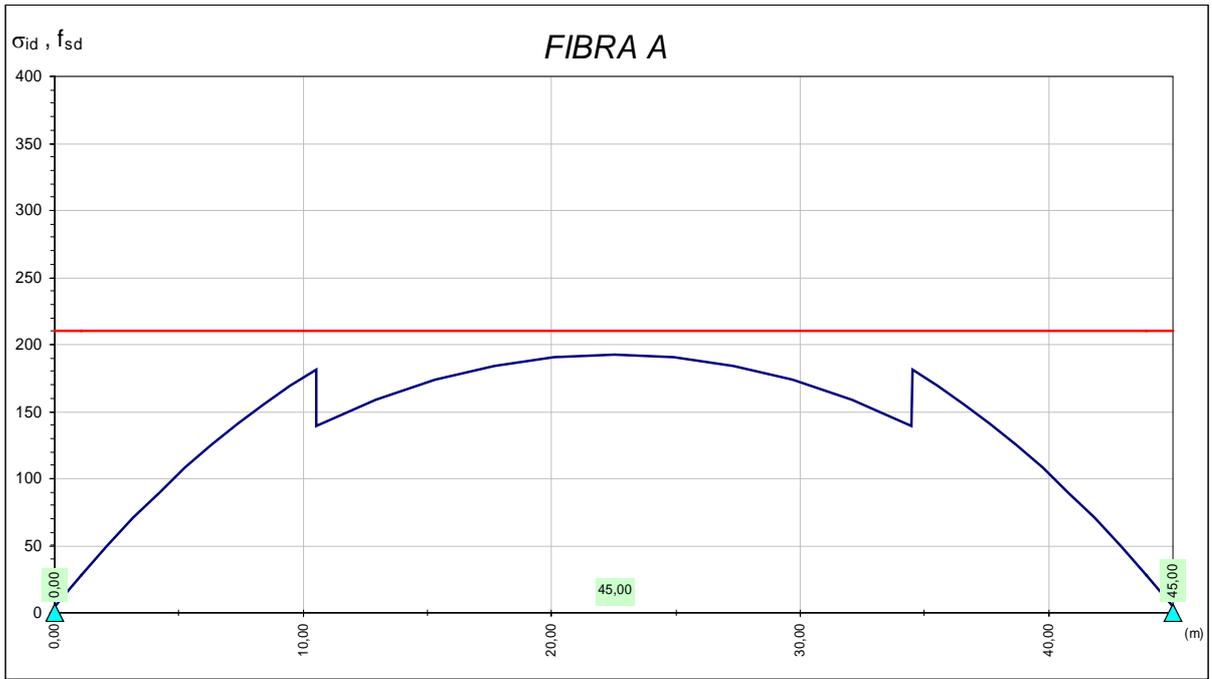
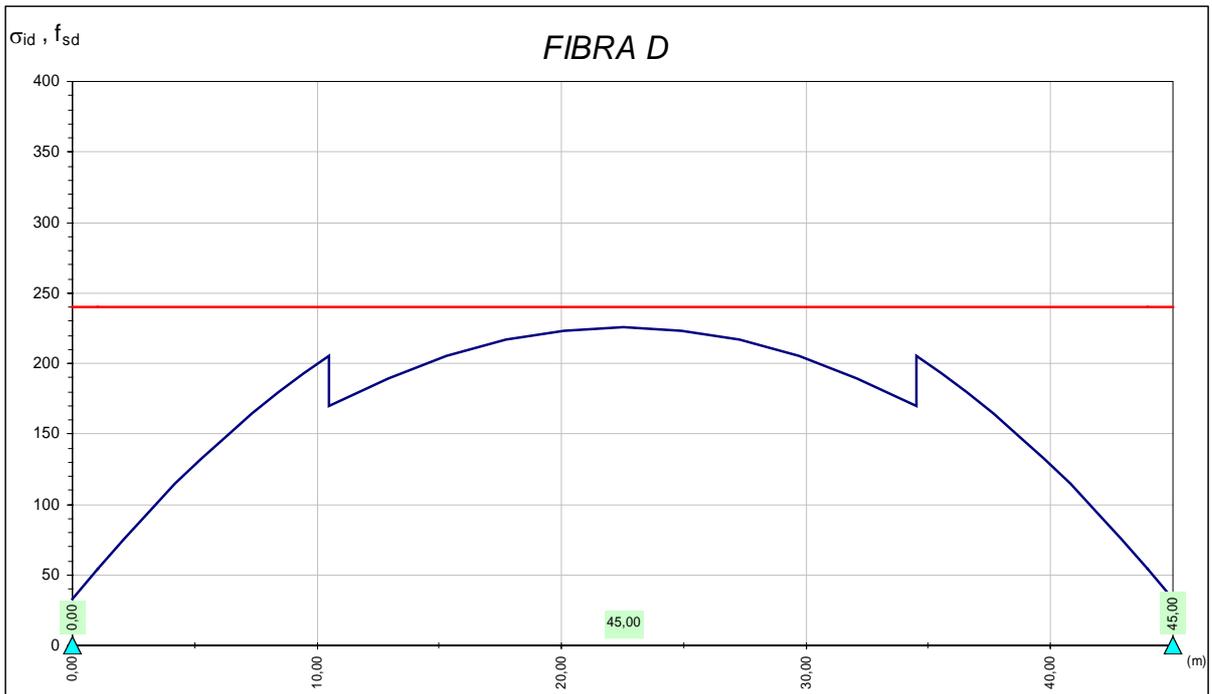
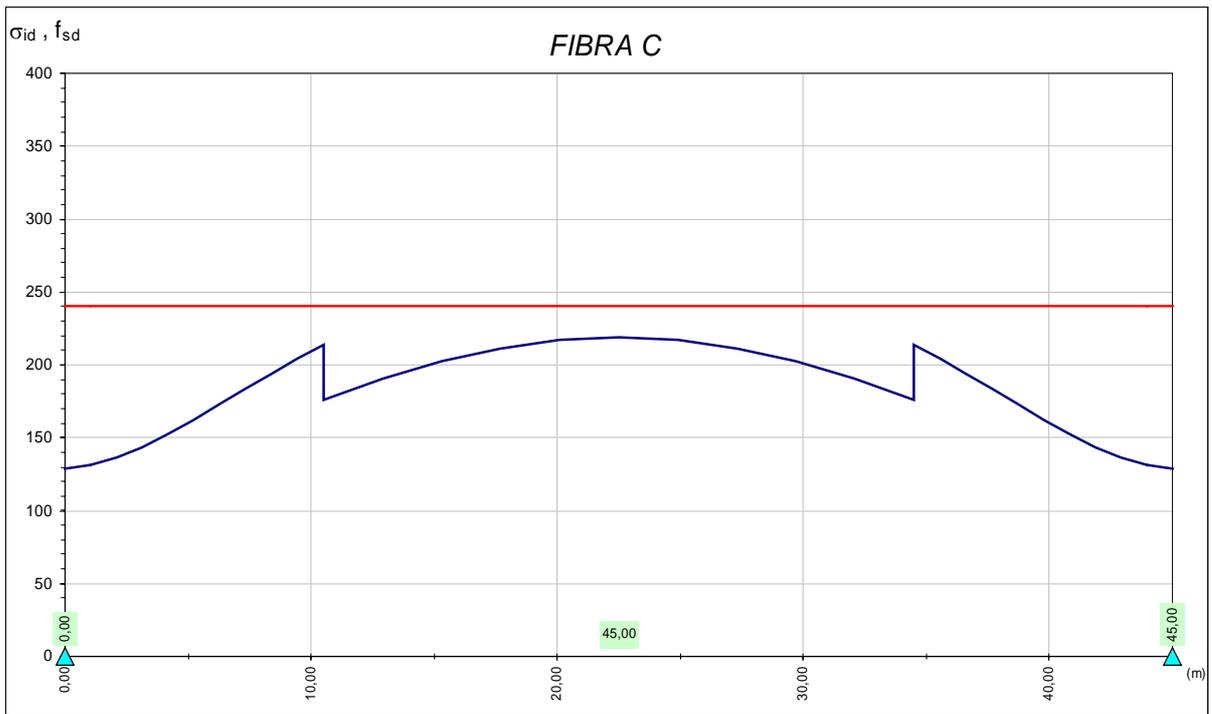
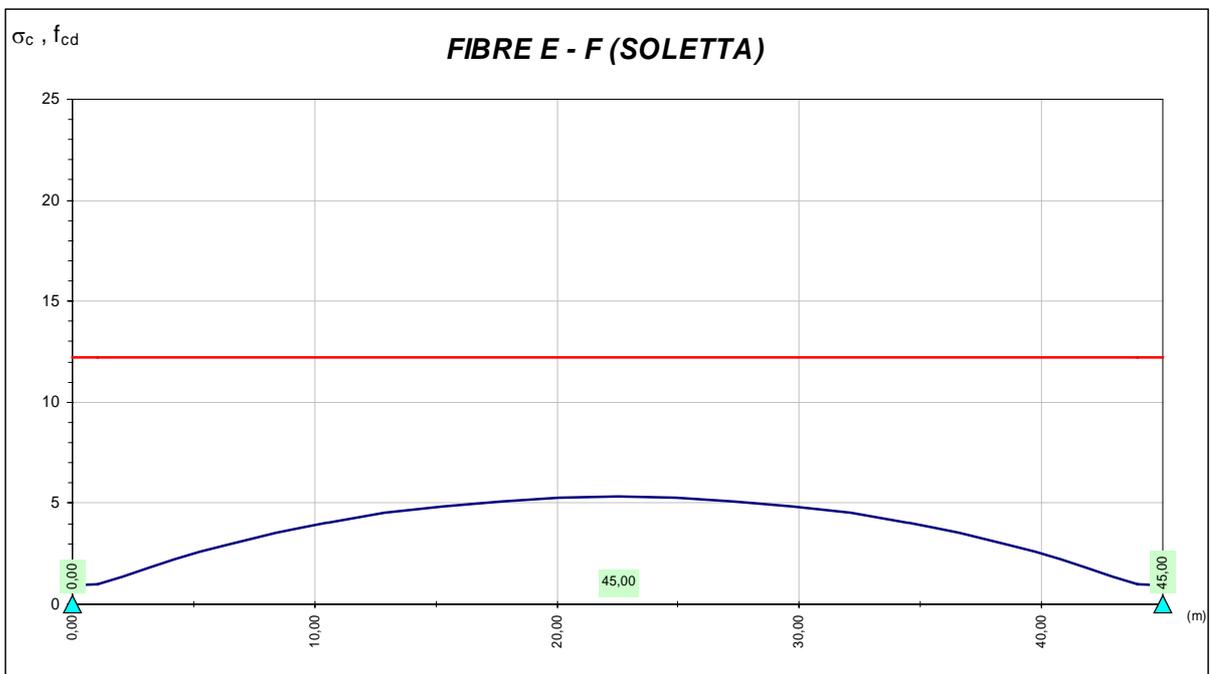
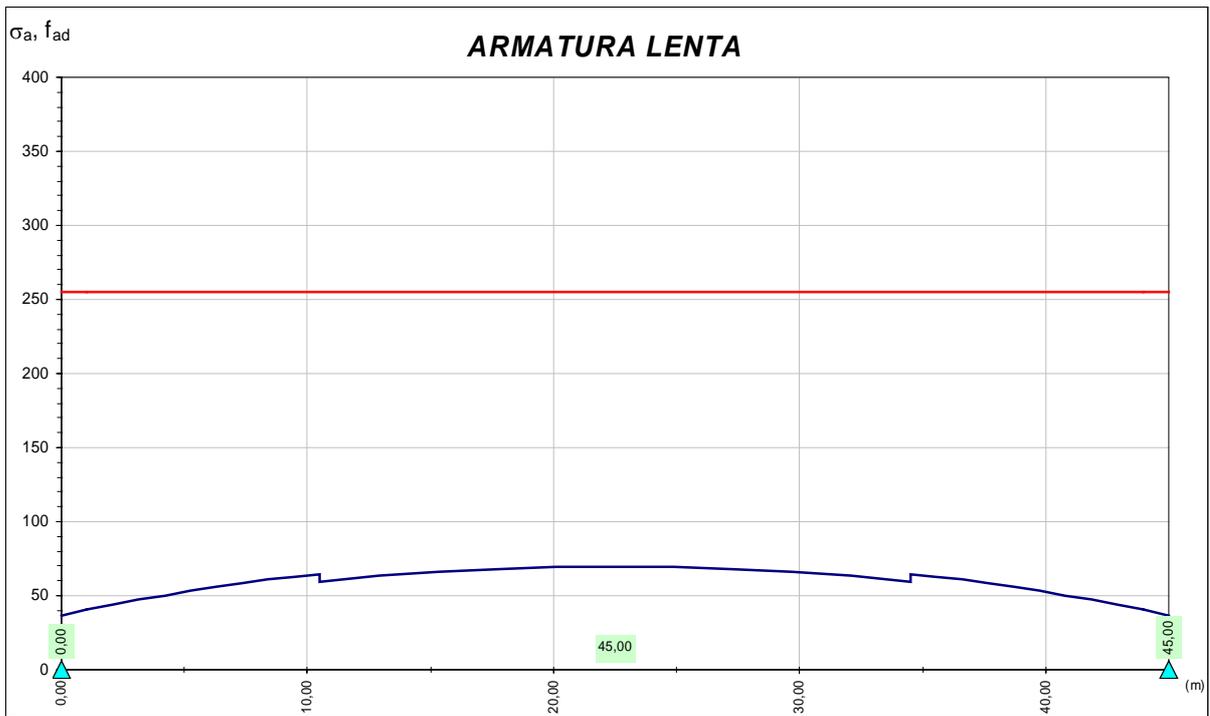


Figura 5.1 – Fibre di riferimento per le verifiche di resistenza







5.2 Verifica di stabilità dei pannelli d'anima delle travi principali

Le verifiche sono state effettuate per le combinazioni di carico precedentemente espone facendo riferimento ai criteri suggeriti dalle CNR 10011.

L'anima delle travi metalliche è stata considerata suddivisa in pannelli rettangolari, compresi fra due montanti verticali di irrigidimento successivi, soggetti alle tensioni normali e tangenziali di calcolo dovute alle combinazioni I e II già menzionate. La distribuzione delle tensioni è riportata in appendice. I pannelli sono stati considerati incernierati lungo i bordi.

La verifica consiste nel provare che:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{cr,id}$$

oppure nel caso risulti $\sigma_{cr,id} > 0,8 f_d$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{cr,red}$$

dove:

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} + \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

e

$$\sigma_{cr,red} = f_d \frac{20 + \sqrt{25 - 15(f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

con il seguente significato dei simboli:

lunghezza del pannello	a	
altezza netta del pannello	h	
spessore del pannello	t	
rapporto fra i lati del pannello	$\alpha = a / h$	
tensione normale di compressione	σ	
tensione normale di trazione	$\psi\sigma$	
coefficiente di distribuzione lineare delle tensioni normali	ψ	
tensione tangenziale media	τ	
coefficiente di imbozzamento per le tensioni normali		
$-1 < \psi < 0$	$K_\sigma = (1+K_1) - \psi K_2 + 10 \psi (1+\psi)$	$(K_1 = 7,636, \quad K_2 = 23,9)$
$\psi \leq -1$	$K_\sigma = 23,9$	

coefficiente di imbozzamento per le tensioni tangenziali $K_{\tau} = 0,8 (5,34 + 4/\alpha^2)$
 tensione di riferimento $\sigma_{cr,0} = 186200 (t/h^2) \text{ N/mm}^2$
 tensioni ideali di imbozzamento $\sigma_{cr} = K_{\sigma} \sigma_{cr,0}$
 $\tau_{cr} = K_{\tau} \sigma_{cr,0}$

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le verifiche di tutti i pannelli e in dettaglio quelle relative al pannello maggiormente sollecitato.

Pann. n°	Campata n°	Ascissa iniziale (m)	Sez n°	Ascissa finale (m)	Sez n°	Lungh. Pannello (m)	ALA SUPERIORE		ALA INFERIORE		ANIMA	
							b3 (cm)	t3 (cm)	b1 (cm)	t1 (cm)	b2 (cm)	t2 (cm)
1	1	0,00	1	5,63	7	5,63	90,0	3,000	110,0	6,000	231,0	2,500
2	1	5,63	7	11,26	14	5,63	90,0	3,135	110,0	6,270	230,6	2,567
3	1	11,26	14	16,89	17	5,63	90,0	4,000	110,0	8,000	228,0	3,000
4	1	16,89	17	22,51	21	5,62	90,0	4,000	110,0	8,000	228,0	3,000
5	1	22,51	21	28,14	24	5,63	90,0	4,000	110,0	8,000	228,0	3,000
6	1	28,14	24	33,76	27	5,62	90,0	4,000	110,0	8,000	228,0	3,000
7	1	33,76	27	39,38	34	5,62	90,0	3,132	110,0	6,263	230,6	2,566
8	1	39,38	34	45,00	40	5,62	90,0	3,000	110,0	6,000	231,0	2,500

Tabella 5.1 - Caratteristiche geometriche dei pannelli d'anima

Pann. n°	$\sigma_{cr,id} / \sigma_{id}$	$\beta \cdot v$	Esito della verifica	Comb.	Condiz. Car. Mobili	Posiz. verifica	Sollecitazioni		
							N (kN)	M (kNm)	V (kN)
1	1,924	1,500	Pannello verificato	1	V min	Sinistra	-538	4772	3976
2	1,611	1,500	Pannello verificato	1	V min	Destra	4213	22074	2519
3	1,716	1,500	Pannello verificato	1	V min	Destra	5384	27895	1632
4	1,612	1,500	Pannello verificato	1	M max	Destra	6885	31115	318
5	1,613	1,500	Pannello verificato	1	M max	Sinistra	6884	31111	-38
6	1,717	1,500	Pannello verificato	1	V max	Sinistra	5380	27874	-1636
7	1,610	1,500	Pannello verificato	1	V max	Sinistra	4206	22048	-2522
8	1,925	1,500	Pannello verificato	1	V max	Destra	-538	4773	-3976

Tabella 5.2 - Verifica sintetica dei pannelli d'anima

<i>Caratteristiche del pannello</i>			
Pannello	N_pan	4	
Ascissa inizio	Inizio	16,89	m
Ascissa fine	Fine	22,51	m
Lunghezza del pannello	a	562,0	cm
Campata	n°	1	

<i>Sollecitazioni di verifica</i>			
Combinazione	n°	1	
Condizione carichi mobili		M max	
Forza assiale	N	6885	kN
Momento flettente	M	31115	kNm
Taglio	V	318	kN
Tensione punto C (bordo superiore)	σ_c	-216,2	N/mm ²
Tensione punto B (bordo inferiore)	σ_b	176,6	N/mm ²
Tensione tangenziale	τ	4,6	N/mm ²

<i>Verifica di stabilità</i>			
Tensione di compressione massima (σ_1)	σ_1	-216,2	N/mm ²
Tensione all'altro estremo (σ_2)	$\psi \cdot \sigma_1$	176,6	N/mm ²
Tensione tangenziale	τ	4,6	N/mm ²
Tensione dovuta ad N	$\sigma_N =$	-19,8	N/mm ²
Tensione dovuta ad M	$\sigma_M =$	-196,4	N/mm ²
Coefficiente ψ ($\psi = \sigma_2 / \sigma_1$)	ψ	-0,82	
Coefficiente α ($\alpha = a / b_{an}$)	α	2,46	
Modulo elastico dell'acciaio	$E_{acciaio}$	206000	N/mm ²
Tensione di snervamento (f_{sy})	f_{sy}	355	N/mm ²
Resistenza di calcolo f_{sd} ($f_{sd} = f_{sy} / \gamma_m$)	f_{sd}	355	N/mm ²
Coefficiente di imbozzamento	$K_\sigma =$	26,22	
Coefficiente di imbozzamento	$K_\tau =$	6,48	
Coefficiente correttivo di k_σ e k_τ		1,35	
Tensione di riferimento	$\sigma_{cr,0} =$	32,2	N/mm ²
	$\sigma_{cr} =$	-845,4	N/mm ²
	$\tau_{cr} =$	208,8	N/mm ²
Tensione critica ideale	$\sigma_{cr,id} =$	348,6	N/mm ²
Tensione ideale	$\sigma_{id} =$	216,3	N/mm ²
Coefficiente per metodo di verifica	$\nu =$	1,5	
	$\beta =$	1,00	
VERIFICA	$(\sigma_{cr,id} / \sigma_{id}) \geq \beta \times \nu$	SODDISFATTA	
	$\sigma_{cr,id} / \sigma_{id} =$	1,612	> 1,50

Tabella 5.3 – Verifica dettagliata del pannello n° 4

5.3 Verifica di resistenza del traverso corrente

I traversi di tipo estradossato, posti nella zona centrale compresa tra le due travi principali, hanno un interasse longitudinale di 4,0 metri e presentano una sezione doppio T ad altezza costante pari ad 1,0 metro. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori ed il loro spessore, nonché lo spessore dell'anima, sono costanti per tutta l'estensione dell'asta ovvero pari a:

- larghezza piattabanda superiore $b_3 = 36,0$ cm
- spessore piattabanda superiore $t_3 = 1,4$ cm
- spessore anima $t_2 = 1,2$ cm
- larghezza piattabanda inferiore $b_1 = 40,0$ cm
- spessore piattabanda inferiore $t_1 = 2,0$ cm

Le sollecitazioni dovute al peso proprio e al carico della soletta sono state ricavate attraverso uno schema statico di trave in semplice appoggio, mentre gli effetti dei carichi permanenti, ritiro, variazioni termiche e carico accidentale sono stati ottenuti mediante un modello agli elementi finiti che schematizza i traversi come elementi mono-dimensionali ("beam") e la soletta come un grigliato di aste.

Verifica nella sezione di mezzeria

Le sollecitazioni di verifica nella sezione sono relative alla combinazione di carico I :

- peso proprio	$M_f = 25$ kNm	$T = 0$ kN	$N = 0$ kN
- soletta in c.a.	$M_f = 410$ kNm	$T = 0$ kN	$N = 0$ kN
- permanenti	$M_f = 7$ kNm	$T = 0$ kN	$N = 0$ kN
- ritiro	$M_f = 160$ kNm	$T = 0$ kN	$N = -325$ kN
- variazione termica (-5 °C)	$M_f = 37$ kNm	$T = 0$ kN	$N = -77$ kN
- carichi mobili	$M_f = 270$ kNm	$T = 131$ kN	$N = 950$ kN

(comprensivi di un coefficiente di amplificazione dinamica pari ad 1,4)

Si riportano in Figura 5.2 e Figura 5.3 le disposizioni trasversali dei carichi mobili considerate ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul traverso.

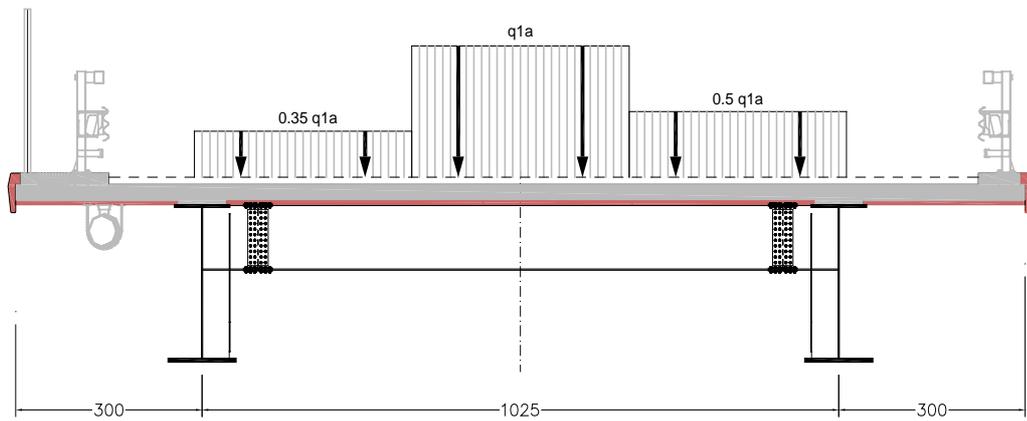


Figura 5.2 – Disposizione trasversale mezzi q_{1a} : condizione a)

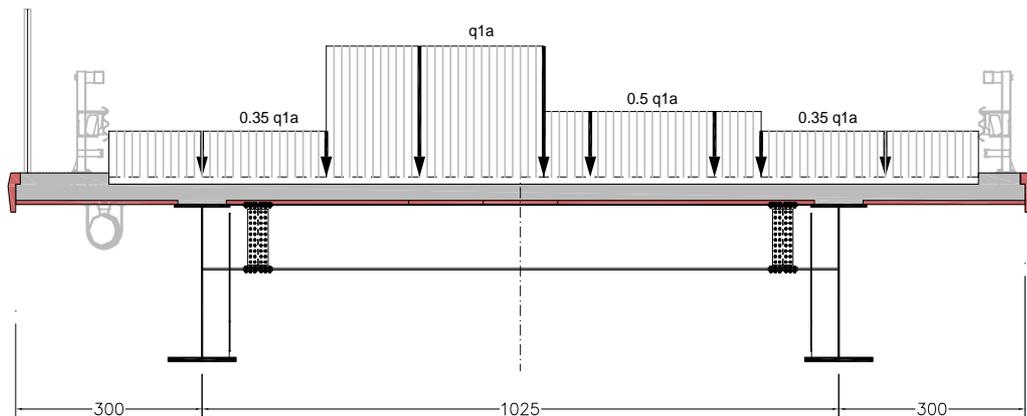


Figura 5.3 Disposizione trasversale mezzi q_{1a} : condizione b)

La verifica di resistenza conduce al seguente stato tensionale nella sezione (metodo T.A.):

	SOLLECITAZIONI			TENSIONI NORMALI (Kg/cm ²)			
	N (KN)	M (KNm)	Coeff.	Fibra A	Fibra B	Fibra C	Fibra D
Peso acciaio + Peso soletta cls	0	435	1,00	486	464	-595	-610
Variazione termica negativa	-77	37	1,00	10	8	-82	-83
Carichi permanenti	0	7	1,00	8	7	-10	-10
Ritiro	-325	157	1,00	43	35	-347	-352
Carichi accidentali	950	270	1,40	962	943	23	9
				1509	1458	-1010	-1046

	SOLLECITAZIONI	
	T (KN)	Coeff.
Peso acciaio+Peso soletta in cls	0	1,00
Variazione termica negativa	0	1,00
Carichi permanenti	0	1,00
Ritiro	0	1,00
Carichi accidentali	130	1,40
	130	

Tau Kg/cm ²
0
0
0
0
157
157

TENSIONI IDEALI (Kg/cm ²)			
Fibra A	Fibra B	Fibra C	Fibra D
1509	1483	1046	1046

Resistenze di progetto:

- acciaio Fe510 $\Rightarrow t \leq 40 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{adm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- $\Rightarrow t > 40 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{adm} = 2100 \text{ kg/cm}^2$

5.4 Soletta

5.4.1 Verifica di resistenza della soletta

La soletta in c.a è direttamente connessa alle travi principali ed ai traversi, di tipo estradossato. La larghezza trasversale e lo spessore sono costanti e pari rispettivamente a 16,25 m e 31 cm.

Trasversalmente sono definite tre zone principali: la prima centrale, delimitata dalle travi principali e dai traversi, con campi di dimensioni $10,25 \times 4,0 \text{ m}$ ed altre due zone laterali a sbalzo, con larghezza costante di 3,0 metri.

L'analisi è stata effettuata mediante un modello agli elementi finiti, in cui la soletta in cls è costituita da un grigliato di travi ed è connessa ai traversi mediante "link" di tipo rigido.

Gli appoggi sono in corrispondenza delle travi principali (Figura 5.4).

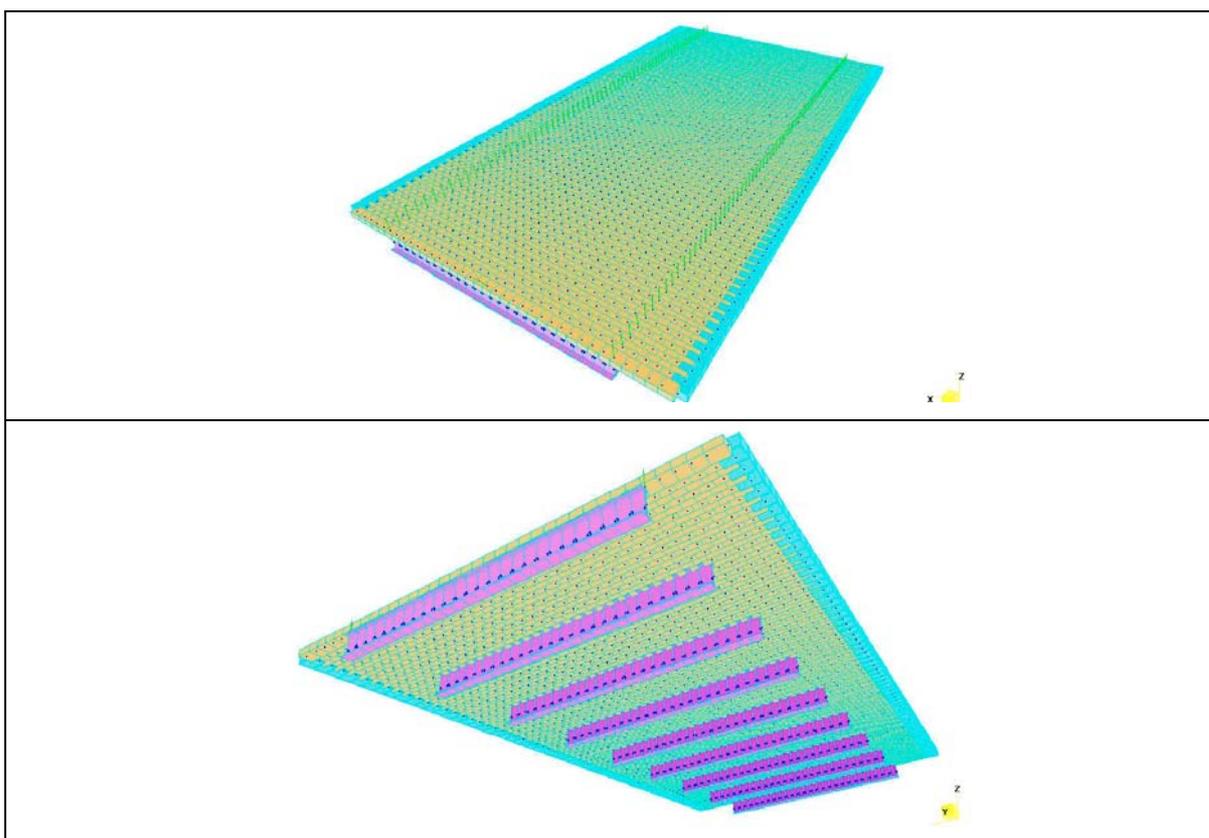


Figura 5.4 – Modello agli elementi finiti della soletta

Il getto della soletta è previsto mediante l'utilizzo di predalles tralicciate disposte in senso longitudinale, per un tratto centrale pari a 3,60 m, ed in senso trasversale a cavallo degli sbalzi, sulle rimanenti due zone laterali.

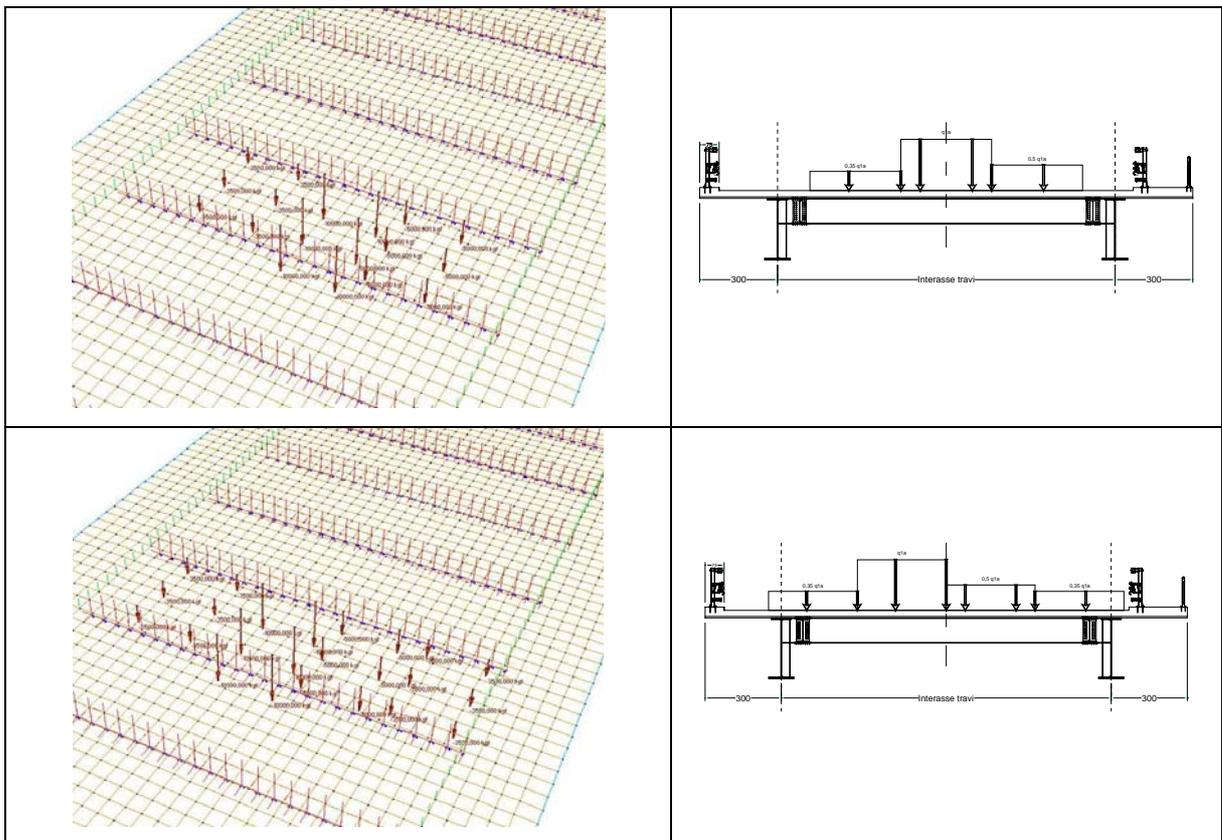
Il getto sarà eseguito in due fasi: nella 1° fase si effettuerà quello della zona tra le travi principali e di una parte dello sbalzo, nella 2° fase si completerà il getto degli sbalzi.

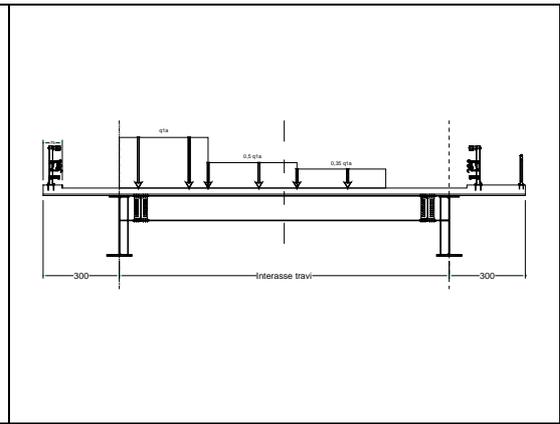
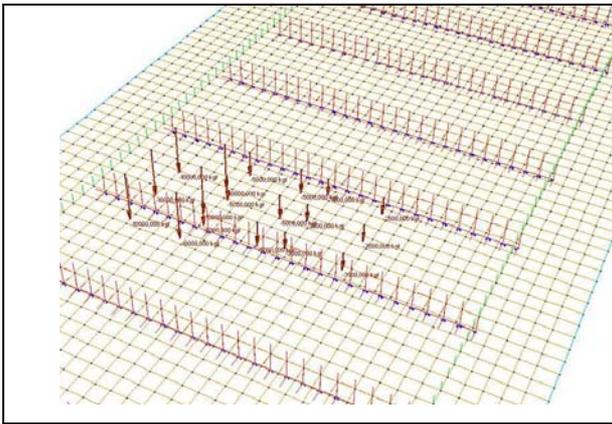
La soletta verrà realizzata con l'uso di cls con R_{ck} 40 MPa e di acciaio tipo FeB44k con dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

- Cls R_{ck} 40 $\sigma_{c\text{ amm}} = 122,5 \text{ kgcm}^{-2}$
- Acciaio FeB44k $\sigma_{s\text{ amm}} = 2600 \text{ kgcm}^{-2}$
-

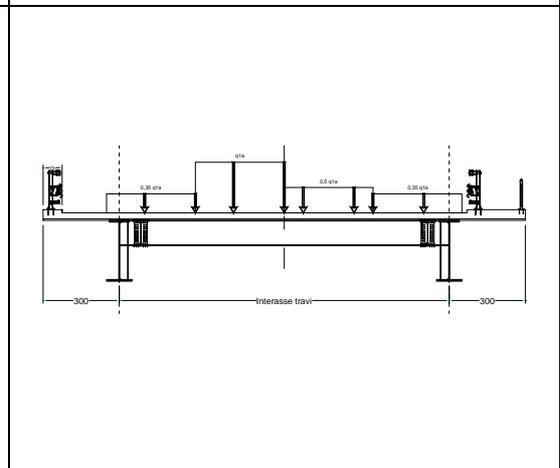
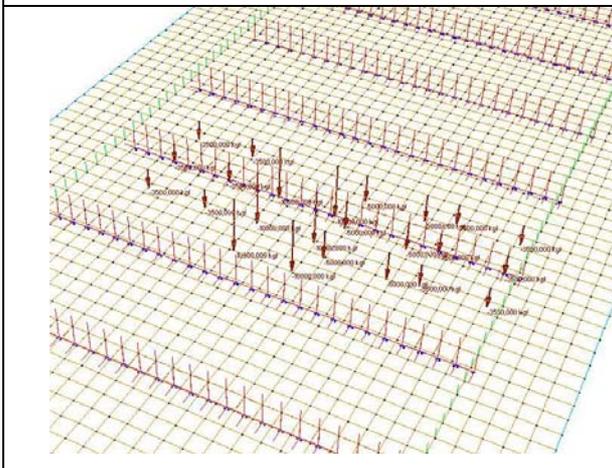
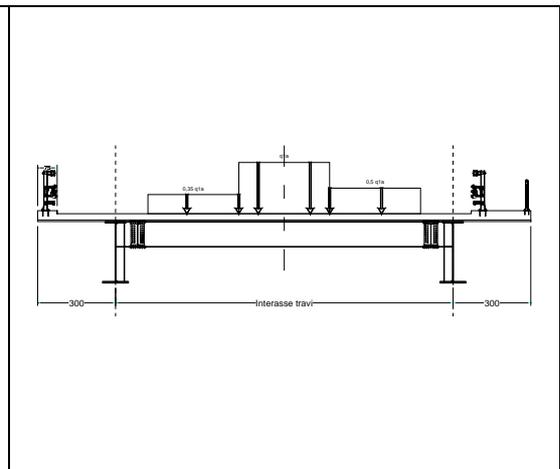
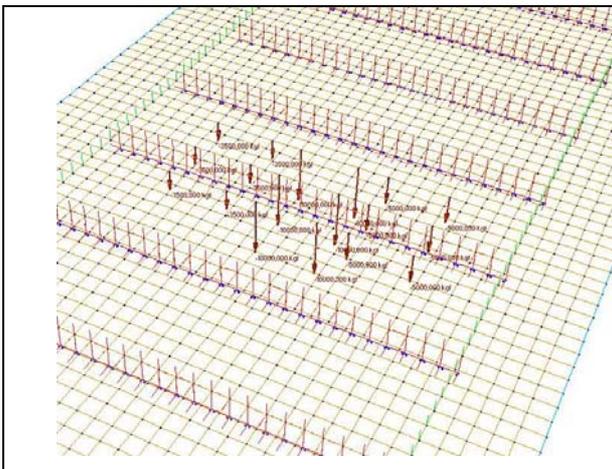
Le verifiche di resistenza sono state condotte nelle sezioni della zona centrale e in quelle delle zone laterali, disponendo i carichi accidentali in modo da ottenere le massime sollecitazioni, secondo le seguenti differenti configurazioni:

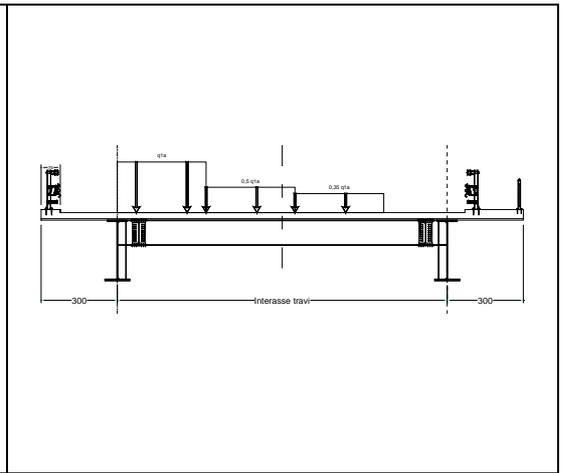
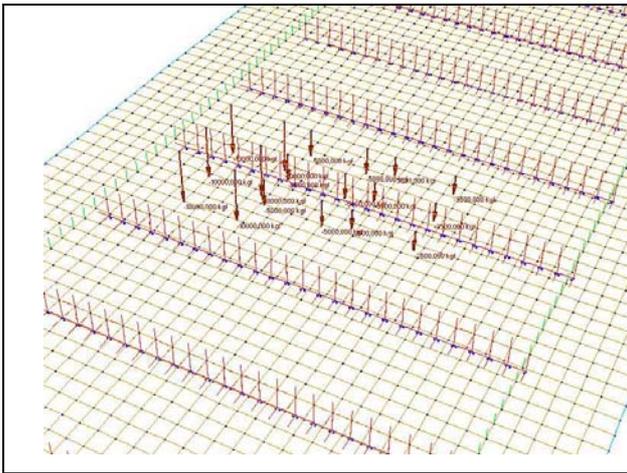
- configurazioni 1-2-3: carichi accidentali disposti nella zona centrale tra due traversi successivi



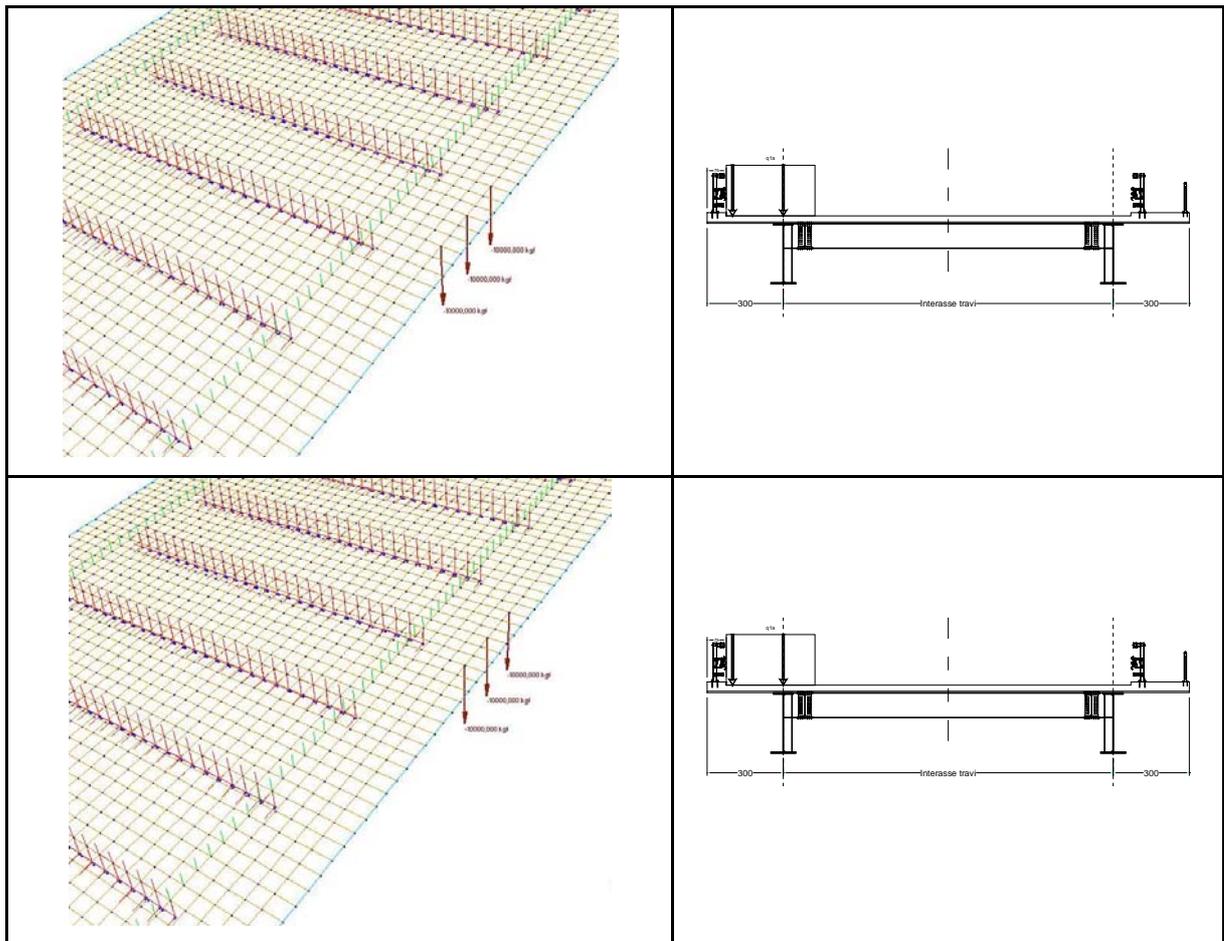


- configurazioni 4-5-6: carichi accidentali disposti nella zona centrale in corrispondenza del traverso





- configurazioni 7-8: carichi accidentali disposti nella zone laterali a sbalzo, tra due tralversari successivi e in corrispondenza del tralverso



I valori massimi e minimi delle sollecitazioni nelle sezioni della zona centrale, a cavallo dei tralversari e tra due tralversari successivi, sono ricavati combinando le seguenti azioni:

- peso proprio soletta
- carichi permanenti
- carichi accidentali q_{1a} + coefficiente di amplificazione dinamica pari ad 1,4 (disposti nella zona centrale come nelle configurazioni 1-2-3-4-5-6)

Si riportano gli andamenti qualitativi del momento flettente sulla soletta, per le combinazioni sopracitate.

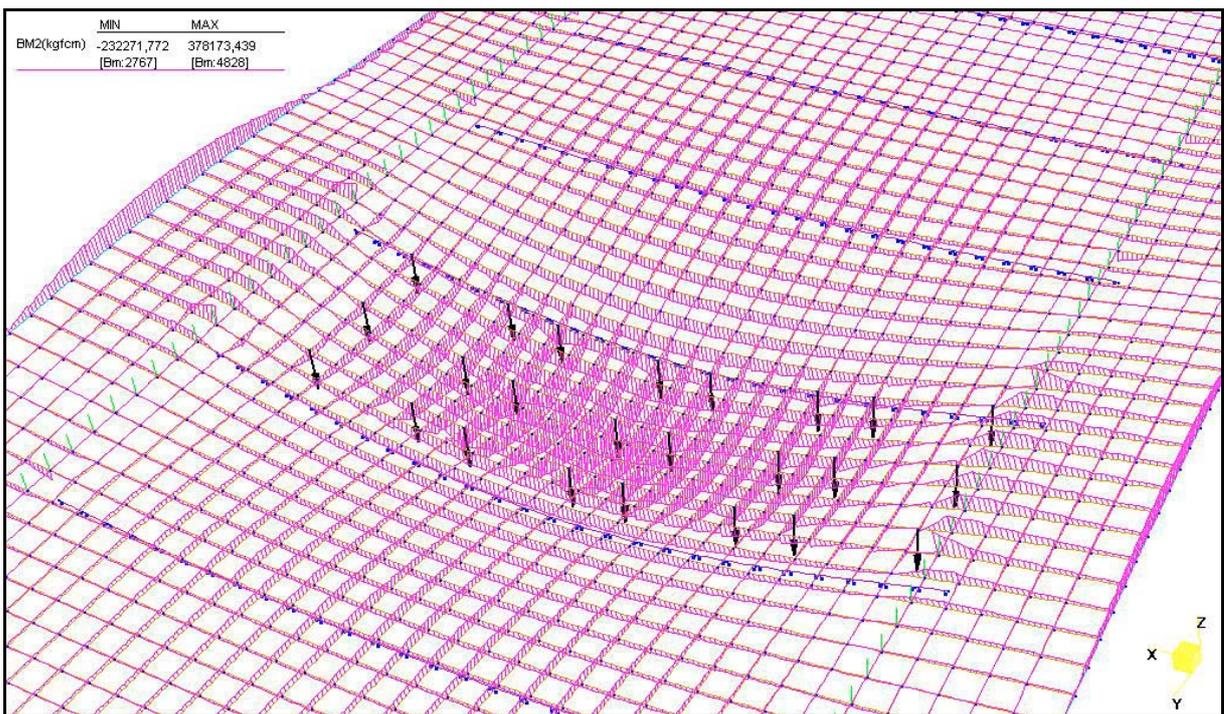
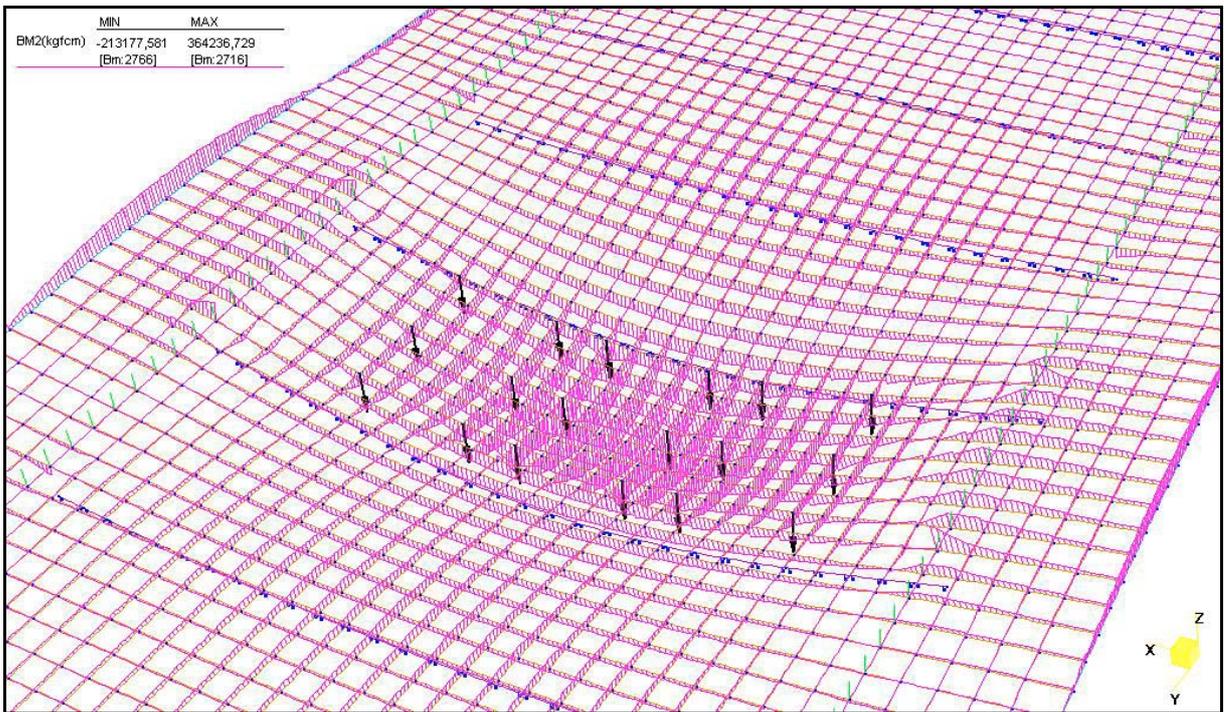


Figura 5.5 – Diagrammi qualitativi del mom. flettente per le configurazioni di carico acc. 1 e 2

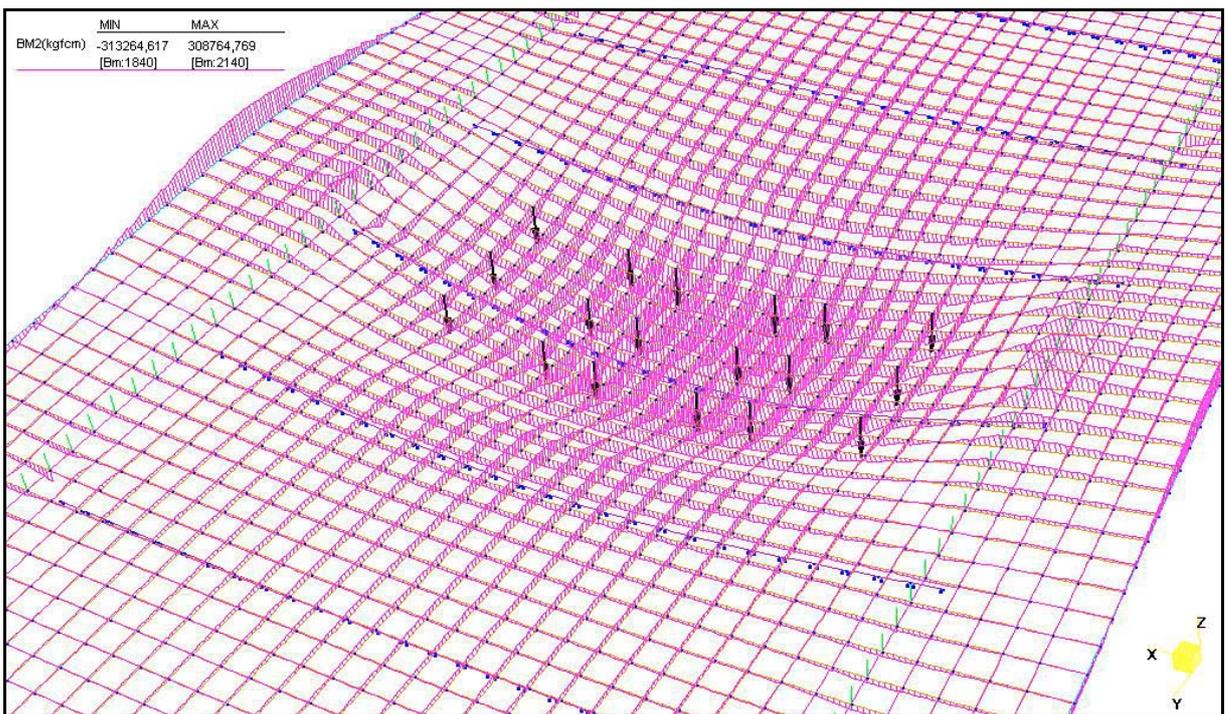
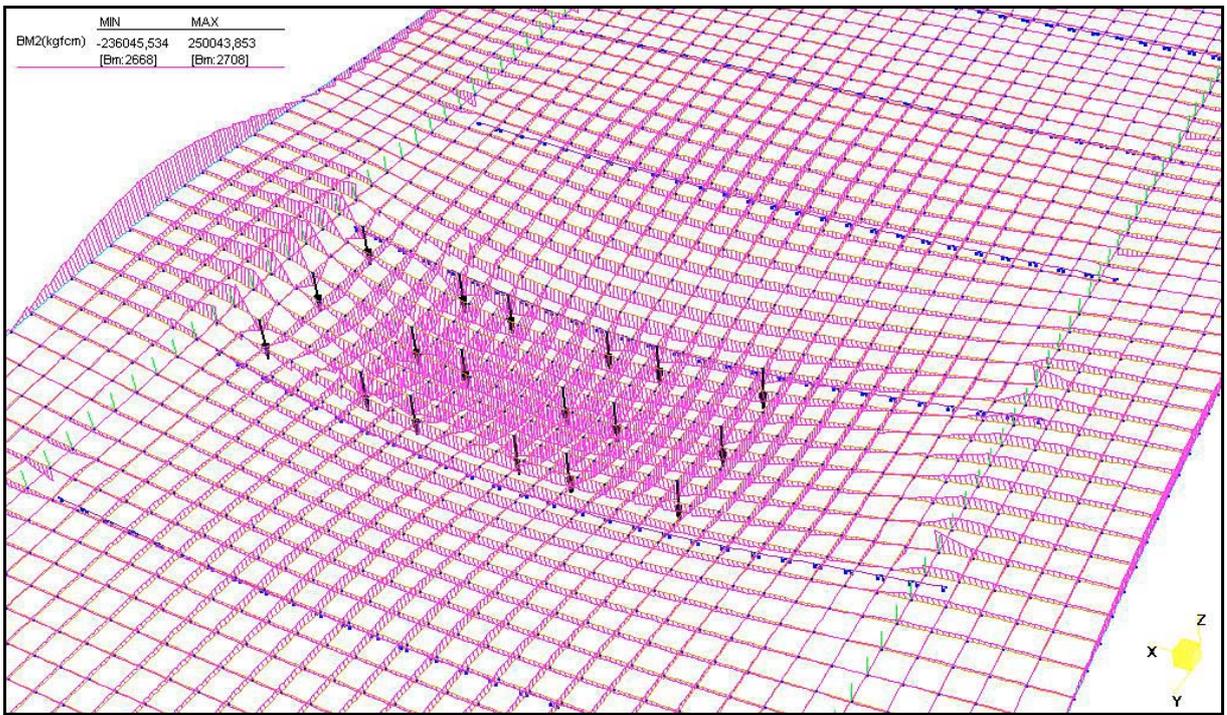


Figura 5.6 - Diagrammi qualitativi del mom. flettente per le configurazioni di carico acc. 3 e 4

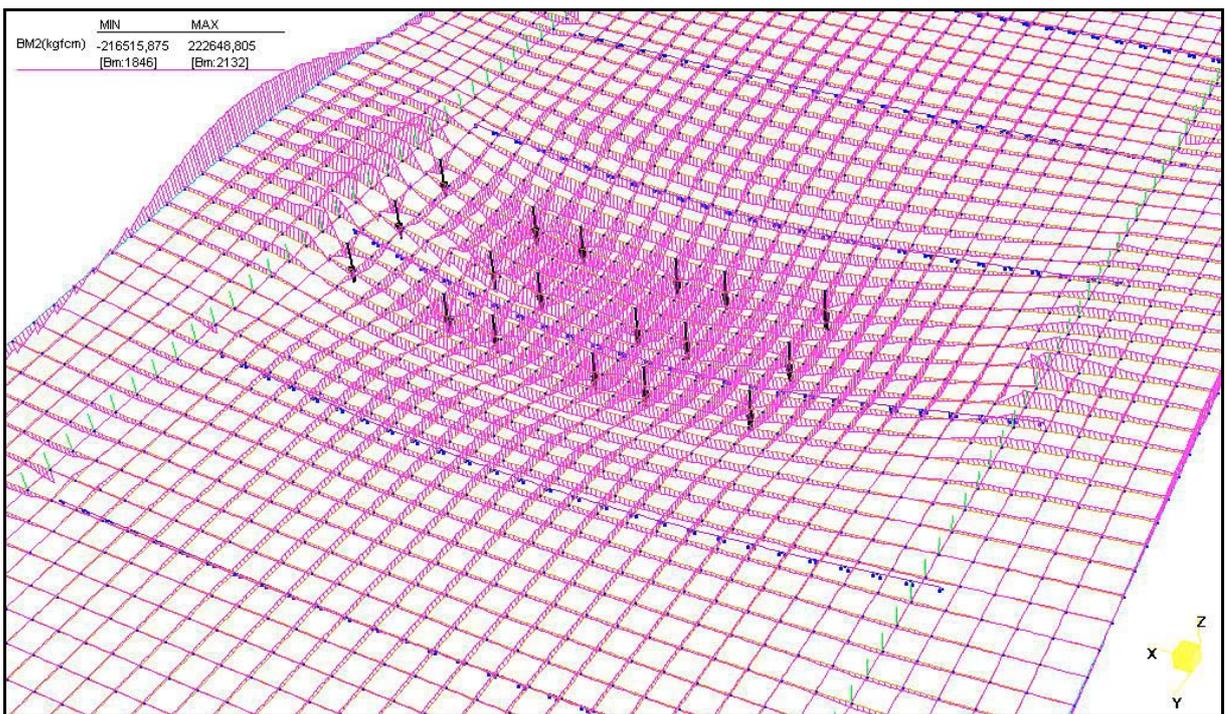
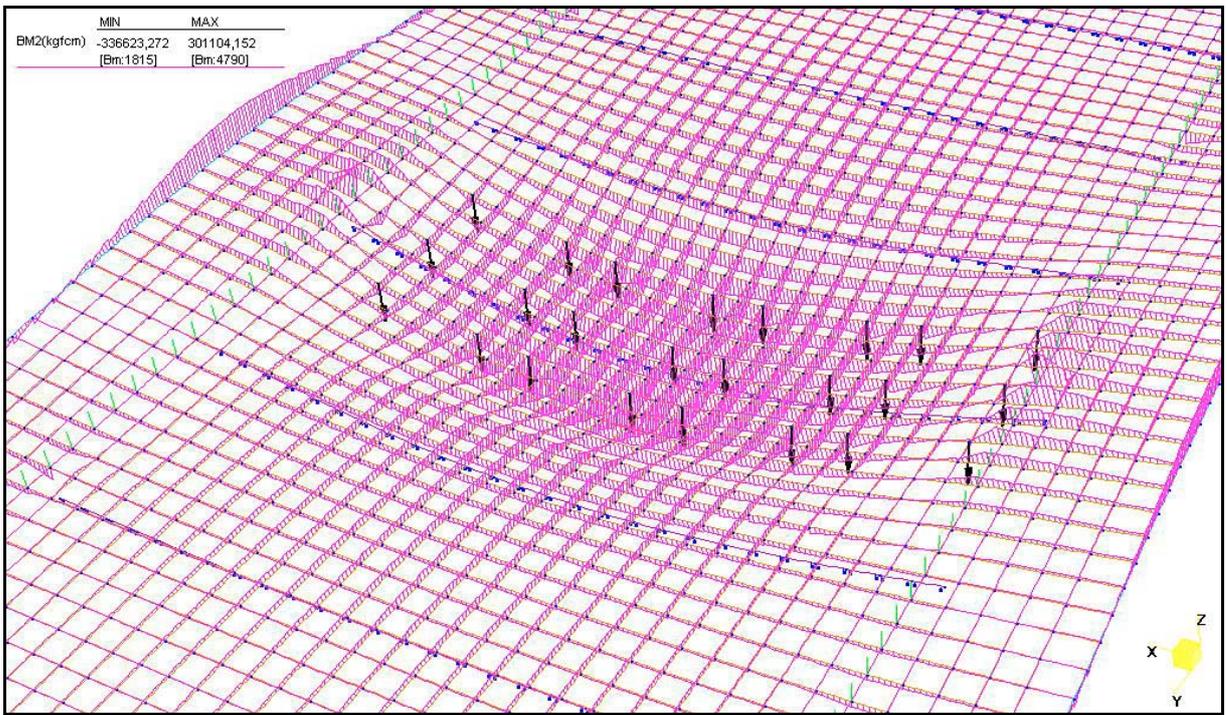


Figura 5.7 - Diagrammi qualitativi del mom. flettente per le configurazioni di carico acc. 5 e 6

I valori massimi e minimi delle sollecitazioni nelle sezioni dello sbalzo, in corrispondenza del traverso e tra due traversi successivi, sono ricavati combinando le seguenti azioni:

- a) peso proprio soletta
- b) carichi permanenti
- c) carichi accidentali $q_{1a} \times$ coefficiente di amplificazione dinamica pari ad 1,4 (disposti nella zona centrale come nelle configurazioni 7-8).

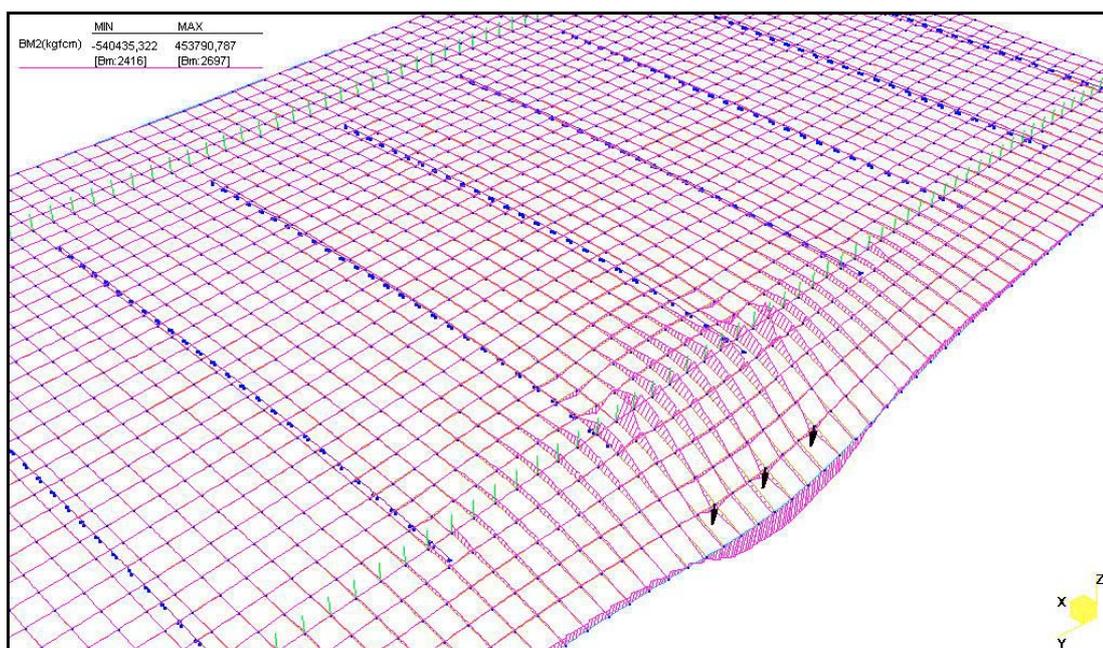


Figura 5.8 - Diagrammi qualitativi del mom. flettente per la configurazioni di carico acc. 7

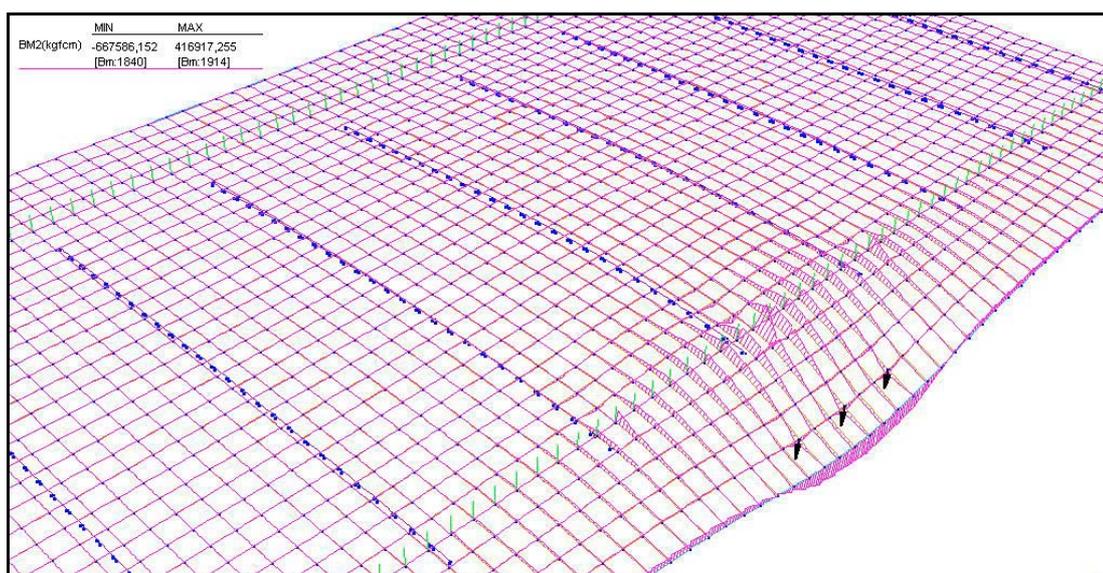


Figura 5.9 - Diagrammi qualitativi del mom. flettente per la configurazioni di carico acc. 8

Verifiche di resistenza (direzione longitudinale)

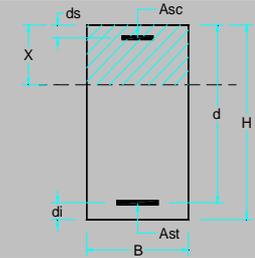
Le massime sollecitazioni sulla soletta (momento positivo), riferite alla larghezza unitaria, nella zona centrale tra due traversi successivi (campata) valgono:

- $M = 102,2 \text{ kNm/m}$
- $T = 44 \text{ kN/m}$

considerando una sezione $100 \times 31 \text{ cm}$ con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 16/20$ ($10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $1\phi 16/20 + 1\phi 18/20$ ($22,77 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA SEZIONE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	10,05	cm ²
Copriferro superiore:	ds	5	cm
Armatura tesa:	Ast	22,77	cm ²
Copriferro inferiore:	di	5,5	cm
Coefficiente di omogenizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	10220	Kgm
Forza di taglio:	T	4400	Kg
Posizione asse neutro:	X	9,7	cm
Momento d' inerzia:	J	118794	cm ⁴
Momento statico per il taglio:	Sx	5389	cm ³



Tensione nel cls:	$\sigma_c =$	83,6	Kg/cm ²
Tensione nell' acciaio:	$\sigma_s =$	2036	Kg/cm ²
Tensione tangenziale:	$\tau_{max} =$	2,0	Kg/cm ²

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

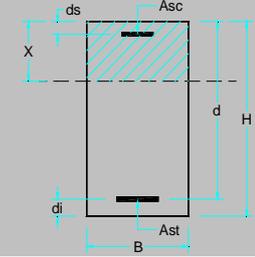
Le massime sollecitazioni sulla soletta (momento positivo), riferite alla larghezza unitaria, nella zona centrale in corrispondenza del traverso valgono:

- $M = 42,5 \text{ kNm/m}$
- $T = 35 \text{ kN/m}$

considerando una sezione 100×31 con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 16/20$ ($10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $1\phi 16/20$ ($10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA SEZIONE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	10,05	cm ²
Copriferro superiore:	ds	5	cm
Armatura tesa:	Ast	10,05	cm ²
Copriferro inferiore:	di	7	cm
Coefficiente di omogenizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	4250	Kgm
Forza di taglio:	T	3500	Kg
Posizione asse neutro:	X	6,8	cm
Momento d' inerzia:	J	55534	cm ⁴
Momento statico per il taglio:	Sx	2589	cm ³



Tensione nel cls:	$\sigma_c =$	52,3	Kg/cm ²
Tensione nell' acciaio:	$\sigma_s =$	1971	Kg/cm ²
Tensione tangenziale:	$\tau_{max} =$	1,6	Kg/cm ²

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

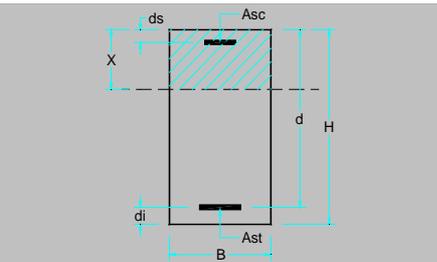
Le minime sollecitazioni sulla soletta (momento negativo), riferite alla larghezza unitaria, nella zona centrale in corrispondenza del traverso valgono:

- $M = -44,5 \text{ kNm/m}$
- $T = 61,5 \text{ kN/m}$

considerando una sezione 100×31 con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 16/20$ ($10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $1\phi 16/20$ ($10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA SEZIONE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	10,05	cm^2
Copriferro superiore:	ds	7	cm
Armatura tesa:	Ast	10,05	cm^2
Copriferro inferiore:	di	5	cm
Coefficiente di omogeneizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	4450	Kgm
Forza di taglio:	T	6150	Kg
Posizione asse neutro:	X	7,4	cm
Momento d' inerzia:	J	65683	cm^4
Momento statico per il taglio:	Sx	2803	cm^3



Tensione nel cls:	$\sigma_c =$	50,2	Kg/cm^2
Tensione nell' acciaio:	$\sigma_s =$	1889	Kg/cm^2
Tensione tangenziale:	$\tau_{max} =$	2,6	Kg/cm^2

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

Verifiche di resistenza (direzione trasversale)

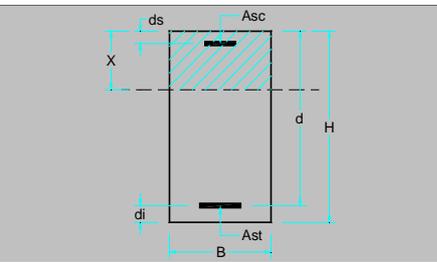
Le minime sollecitazioni sulla soletta (momento negativo), riferite alla larghezza unitaria, nella zona a sbalzo in corrispondenza del traverso valgono:

- $M = -180 \text{ kNm/m}$
- $T = 150 \text{ kN/m}$

considerando una sezione 100×31 con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 18/20 + 1\phi 26/20$ ($39,27 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $4\phi 20/120 + 3\phi 12/120 + 8\phi 10/120$ ($18,53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA SEZIONE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	18,53	cm^2
Copriferro superiore:	ds	4	cm
Armatura tesa:	Ast	39,27	cm^2
Copriferro inferiore:	di	5	cm
Coefficiente di omogeneizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	18000	Kgm
Forza di taglio:	T	15000	Kg
Posizione asse neutro:	X	11,5	cm
Momento d' inerzia:	J	189136	cm^4
Momento statico per il taglio:	Sx	8546	cm^3



Tensione nel cls:	$\sigma_c =$	109,4	Kg/cm^2
Tensione nell' acciaio:	$\sigma_s =$	2071	Kg/cm^2
Tensione tangenziale:	$\tau_{max} =$	6,8	Kg/cm^2

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

Le minime sollecitazioni sulla soletta (momento negativo), riferite alla larghezza unitaria, nella zona a sbalzo tra due traversi successivi valgono:

- $M = -117 \text{ kNm/m}$
- $T = 70 \text{ kN/m}$

considerando una sezione 100×31 con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 18/20 + 1\phi 26/40$ ($25,99 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $4\phi 20/120 + 3\phi 12/120 + 8\phi 10/120$ ($18,53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

VERIFICA SEZIONE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	18,53	cm^2
Copriferro superiore:	ds	4	cm
Armatura tesa:	Ast	25,99	cm^2
Copriferro inferiore:	di	5	cm
Coefficiente di omogenizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	11700	Kgm
Forza di taglio:	T	7000	Kg
Posizione asse neutro:	X	9,8	cm
Momento d' inerzia:	J	142412	cm^4
Momento statico per il taglio:	Sx	6313	cm^3

Tensione nel cls:	$\sigma_c =$	80,6	Kg/cm^2
Tensione nell' acciaio:	$\sigma_s =$	1996	Kg/cm^2
Tensione tangenziale:	$\tau_{max} =$	3,1	Kg/cm^2

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

Le massime sollecitazioni sulla soletta, riferite alla larghezza unitaria, nella zona centrale tra due traversi successivi valgono:

- $N = -392 \text{ kN/m}$
- $M = 76 \text{ kNm/m}$
- $T = 32 \text{ kN/m}$

considerando una sezione 100×31 con le seguenti caratteristiche:

- armatura superiore $1\phi 14/20$ ($7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- armatura inferiore $1\phi 14/20$ ($7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$)

PRESSOFLESSIONE SEZIONE RETTANGOLARE			
Base:	B	100	cm
Altezza:	H	31	cm
Armatura compressa:	Asc	7,70	cm^2
Copriferro superiore:	cs	5	cm
Armatura tesa:	Ast	7,70	cm^2
Copriferro inferiore:	ci	7	cm
Coefficiente di omogenizzazione:	n	15	
Momento flettente:	M	7600	daNm
Forza assiale:	F	39200	daN
Forza di taglio:	T	3200	daN
Posizione asse neutro:	X	10,3	cm
Momento d' inerzia:	J	46441	cm^4
Momento statico per il taglio:	Sx	2568	cm^3

Tensione nel cls:	σ_c	93,7	daN/cm^2
Tensione nelle armature:	σ_s	1865	daN/cm^2
Tensione tangenziale:	τ_{max}	1,8	daN/cm^2

(tensioni di riferimento $\sigma_{c \text{ amm}} = 122,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$)

5.4.2 Verifica a fessurazione della soletta

Nel presente capitolo si riportano le verifiche a fessurazione per la soletta in c.a. effettuate in direzione trasversale in accordo con le normative:

- D.M. 4-5-1990 Norme tecniche per i ponti stradali
- CNR 10016/85 Travi composte in acciaio calcestruzzo
- D.M. 9-01-1996 Norme tecniche per il calcolo delle strutture in c.a.
- Circolare Ministeriale 15-10-96 n. 252

Il valore caratteristico di apertura delle fessure nell'area di efficacia delle armature non deve superare i seguenti limiti:

- $w_k = 0,2$ mm per la combinazione di carico FII;
- $w_k = 0,1$ mm per la combinazione di carico FIII.

Il valore caratteristico è dato da:

$$w_k = 1,7 w_m$$

in cui w_m , che rappresenta il valor medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione media ε_{am} del tratto s_{rm} pari alla distanza media fra le fessure vale:

$$w_m = 1,7 \varepsilon_{am} s_{rm}.$$

La distanza media fra le fessure può essere calcolata attraverso l'espressione:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_t}$$

nella quale:

- c è il ricoprimento dell'armatura;
- s è la distanza fra le barre;
- ϕ il diametro delle barre;
- k_2 è il coefficiente che caratterizza l'aderenza del calcestruzzo alle barre che vale 0,4 nel caso di barre ad aderenza migliorata;
- k_3 è il coefficiente della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione,

da assumersi pari a 0,125 nel caso in cui l'asse neutro sia interno alla soletta, $0,125(1+\sigma_1/\sigma_2)$ nel caso in cui l'asse neutro sia esterno, essendo σ_1 e σ_2 le tensioni nominali ai lembi estremi della soletta;

- ρ_t è il rapporto A_a/A_{cef} ;
- A_{cef} è l'area di calcestruzzo entro la quale la barre di acciaio possono effettivamente influenzare l'apertura delle fessure;
- A_a è l'area di acciaio contenuta nell'area A_{cef} .

La deformazione unitaria media ε_{am} può valutarsi invece con la formula:

$$\varepsilon_{am} = \frac{\sigma_o}{E_a} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{ar}}{\sigma_o} \right)^2 \right] \quad (\varepsilon_{am} \geq 0,4 \frac{\sigma_o}{E_a})$$

essendo:

- σ_o la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata, tenuto conto del ritiro;
- σ_{ar} la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace;
- β_1 il coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio calcestruzzo che assume il valore unitario nel caso di barre ad aderenza migliorata;
- β_2 il coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione: 1,0 nel caso di prima applicazione di un azione di breve durata, 0,5 nel caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute.

Verifica in direzione trasversale

La verifica a fessurazione della soletta in direzione trasversale è stata effettuata per la zona di appoggio sulle travi metalliche. I carichi considerati sono: il peso della soletta, i carichi permanenti ed i carichi mobili (q_{1a} posizionati in modo tale da massimizzare il momento flettente).

Combinazione II

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO D.M. 09/011996	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE E CARATTERISTICHE MATERIALI	
Calcestruzzo R_{ck} [daNcm ⁻²]	400
Tipo acciaio	FeB44k
Modulo elastico acciaio [daNcm ⁻²]	2100000
Tensione ammissibile cls σ_{camm} [daNcm ⁻²]	122,5
Resistenza a trazione del cls f_{ctk} [daNcm ⁻²]	26,53
Tensione ammissibile acciaio σ_{samm} [daNcm ⁻²]	2600
Altezza della sezione h [cm]	31
Larghezza della sezione b [cm]	100
Spaziatura verticale delle barre S [cm]	0,00
Spaziatura orizzontale delle barre s [cm]	10,00
Ricoprimento dell'armatura c [cm]	3,70
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	
Momento flettente di progetto [daN]	18000
CALCOLO DISTANZA MEDIA FRA LE FESSURE	
Coefficiente k_2	0,4
Coefficiente k_3	0,125
Altezza efficace d_{eff} [cm]	7,37
Larghezza efficace b_{eff} [cm]	100,00
Area efficace $A_{c,eff}$ [cm ²]	737,34
Area efficace A_s [cm ²]	39,27
Coefficiente ρ_r	0,053
Distanza media fra le fessure S_{fm}	11,84
CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE MEDIA DELL'ARMATURA	
Tensione σ_s [daNcm ⁻²]	2075,20
Tensione σ_r [daNcm ⁻²]	858,45
Coefficiente β_1	1
Coefficiente β_2	0,5
Deformazione unitaria media ε_{sm}	9,04E-04
CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	
Ampiezza delle fessure w_k [mm]	0,182
Coefficiente di riduzione	0,54
Ampiezza delle fessure ridotta w_{rid} [mm]	0,120
Ampiezza massima ammissibile w [mm]	0,200

Combinazione III

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO D.M. 09/011996	
GEOMETRIA DELLA SEZIONE E CARATTERISTICHE MATERIALI	
Calcestruzzo R_{ck} [daNcm ⁻²]	400
Tipo acciaio	FeB44k
Modulo elastico acciaio [daNcm ⁻²]	2100000
Tensione ammissibile cls σ_{camm} [daNcm ⁻²]	122,5
Resistenza a trazione del cls f_{ctk} [daNcm ⁻²]	26,53
Tensione ammissibile acciaio σ_{samm} [daNcm ⁻²]	2600
Altezza della sezione h [cm]	31
Larghezza della sezione b [cm]	100
Spaziatura verticale delle barre S [cm]	0,00
Spaziatura orizzontale delle barre s [cm]	10,00
Ricoprimento dell'armatura c [cm]	3,70
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	
Momento flettente di progetto [daN]	14400
CALCOLO DISTANZA MEDIA FRA LE FESSURE	
Coefficiente k2	0,4
Coefficiente k3	0,125
Altezza efficace d_{eff} [cm]	7,37
Larghezza efficace b_{eff} [cm]	100,00
Area efficace $A_{c,eff}$ [cm ²]	737,34
Area efficace A_s [cm ²]	39,27
Coefficiente ρ_r	0,053
Distanza media fra le fessure S_{fm}	11,84
CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE MEDIA DELL'ARMATURA	
Tensione σ_s [daNcm ⁻²]	1660,16
Tensione σ_r [daNcm ⁻²]	858,45
Coefficiente β_1	1
Coefficiente β_2	0,5
Deformazione unitaria media ε_{sm}	6,85E-04
CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	
Ampiezza delle fessure w_k [mm]	0,138
Coefficiente di riduzione	0,54
Ampiezza delle fessure ridotta w_{rid} [mm]	0,091
Ampiezza massima ammissibile w [mm]	0,100

PARTE II – APPOGGI E GIUNTI

1 Dimensionamento degli appoggi

Nelle tabelle seguenti è riportato il dettaglio delle reazioni verticali per ogni singolo appoggio ed il calcolo dell'azione sismica in direzione longitudinale e trasversale; con queste azioni è stata dimensionata la capacità orizzontale e verticale di ogni appoggio in PTFE (fissi, unidirezionali e multidirezionali), come riportato anche nelle tavole progettuali. Nella determinazione delle reazioni verticali degli appoggi verranno considerate due condizioni di carico:

- 1) P.p. acciaio + p.p. soletta + permanenti + ritiro + vento + ΔT_{neg} + carichi mobili;
- 2) P.p. acciaio + p.p. soletta + permanenti + vento + ΔT_{pos} + carichi mobili.

	Acciaio	Soletta	Perm.	Ritiro	Vento	Δt Neg.	Δt Pos.	Mobili	Coeff. Din.	Rv Comb. 1	Rv Comb. 2	V
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Spalla A	392,72	1417,5	483,75	0,00	92,93	0,00	0,00	1557,90	1,17	4210	4210	5000
Spalla B	392,72	1417,5	483,75	0,00	92,93	0,00	0,00	1557,90	1,17	4210	4210	5000

Figura 1.1 – Reazioni verticali (R_v) e capacità verticali (V) appoggi

	W	C	R	ε	β	I	$R_{H,T}$	$R_{H,L}$	HT	HL
	(massa appoggio)						(sisma)	(sisma)		
	(kN)						(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Spalla A	4588	0,04	1	1,2	2,5	1	551	-	700	-
Spalla B	4588	0,04	1	1,2	2,5	1	551	551	700	700

Figura 1.2 – Azioni sismiche orizzontali ($R_{H,T}$, $R_{H,L}$) e capacità orizzontali (HT, HL) appoggi

2 Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione in gomma armata sono dimensionati considerando, a favore di sicurezza, una variazione termica di ± 40 °C sull'intero impalcato. Con tale valore si intendono inglobati anche gli effetti del ritiro della soletta in cls.

L'escursione del giunto sulla spalla SB è stata dimensionata in modo tale da consentire lo spostamento elastico del viadotto sotto l'effetto del sisma.

L'escursione del giunto sulla spalla SA è stata dimensionata in modo tale da consentire lo spostamento elastico del viadotto sotto l'effetto del sisma + una variazione termica di ± 40 °C.

Le caratteristiche geometriche dei giunti adottati sono riportate nelle tavole di progetto.



APPENDICE 1: Sollecitazioni di Calcolo dell'Impalcato



Sezione n°	Ascissa (m)	Sez. tipo	g1		g2		q1 + q2 (Carichi Mobili + Effetto Dinamico)								VENTO		ε2 - RITIRO						ε3 - VARIAZIONE TERMICA POSITIVA						ε3 - VARIAZIONE TERMICA NEGATIVA							
			acciaio + soletta		permanenti portati		Tmin		Tmax		Mmin		Mmax		q5		EFFETTI ISOSTATICI			EFFETTI IPERSTATICI			EFFETTI ISOSTATICI			EFFETTI IPERSTATICI			EFFETTI ISOSTATICI			EFFETTI IPERSTATICI				
			T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	N	N	M	T	M	N	N	M	T	M	N	N	M	T	M	N	N	M	T	M
			(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KNm)
1	0,00	1	1810	0	484	0	1818	0	0	0	0	0	0	0	93	0	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
2	1,05	1	1728	1858	461	496	1748	1835	-8	368	0	0	1389	1835	89	95	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
3	2,10	1	1646	3629	439	968	1679	3527	-22	924	0	0	1320	3527	84	186	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
4	3,15	1	1564	5314	416	1417	1612	5079	-40	1653	0	0	1612	5079	80	272	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
5	4,20	1	1482	6913	393	1842	1546	6495	-65	2637	0	0	1546	6495	76	354	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
6	5,25	1	1400	8426	371	2243	1482	7780	-90	3569	0	0	1482	7780	71	431	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
7	6,30	1	1317	9852	348	2621	1419	8939	-115	4447	0	0	1150	8971	67	503	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
8	7,35	1	1235	11192	326	2975	1357	9974	-140	5273	0	0	728	10088	63	571	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
9	8,40	1	1153	12446	303	3305	1297	10891	-165	6046	0	0	665	11099	58	635	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
10	9,45	1	1071	13613	281	3611	1237	11693	-190	6770	0	0	602	12038	54	694	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
11	10,50	1	989	14695	258	3894	1179	12384	-217	7480	0	0	539	12904	50	748	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
12	10,51	2	988	14704	258	3897	1179	12389	-217	7486	0	0	540	12911	50	748	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
13	12,90	2	791	16831	206	4451	1052	13573	-282	9053	0	0	754	14611	40	855	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
14	15,30	2	593	18492	155	4885	932	14255	-354	10518	0	0	611	15938	30	938	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
15	17,70	2	396	19678	103	5195	818	14482	-433	11825	0	0	108	16886	20	998	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
16	20,10	2	198	20390	52	5380	712	14303	-519	12925	0	0	323	17455	10	1034	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
17	22,50	2	0	20628	0	5442	612	13767	-612	13767	0	0	180	17645	0	1045	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
18	24,90	2	-198	20390	-52	5380	519	12925	-712	14303	0	0	-323	17455	-10	1034	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
19	27,30	2	-396	19678	-103	5195	433	11825	-818	14482	0	0	-108	16886	-20	998	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
20	29,70	2	-593	18492	-155	4885	354	10518	-932	14255	0	0	-611	15938	-30	938	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
21	32,10	2	-791	16831	-206	4451	282	9053	-1052	13573	0	0	-754	14611	-40	855	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
22	34,49	2	-988	14704	-258	3897	217	7486	-1179	12389	0	0	-897	12911	-50	748	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
23	34,50	1	-989	14695	-258	3894	217	7480	-1179	12384	0	0	-898	12904	-50	748	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
24	35,55	1	-1071	13613	-281	3611	190	6770	-1237	11693	0	0	-602	12038	-54	694	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
25	36,60	1	-1153	12446	-303	3305	165	6046	-1297	10891	0	0	-665	11099	-58	635	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
26	37,65	1	-1235	11192	-326	2975	140	5273	-1357	9974	0	0	-728	10088	-63	571	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
27	38,70	1	-1317	9852	-348	2621	115	4447	-1419	8939	0	0	-1150	8971	-67	503	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
28	39,75	1	-1400	8426	-371	2243	90	3569	-1482	7780	0	0	-1482	7780	-71	431	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
29	40,80	1	-1482	6913	-393	1842	65	2637	-1546	6495	0	0	-1546	6495	-76	354	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
30	41,85	1	-1564	5314	-416	1417	40	1653	-1612	5079	0	0	-1612	5079	-80	272	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
31	42,90	1	-1646	3629	-439	968	22	924	-1679	3527	0	0	-1320	3527	-84	186	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
32	43,95	1	-1728	1858	-461	496	8	368	-1748	1835	0	0	-1389	1835	-89	95	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0					
33	45,00	1	-1810	0	-484	0	0	0	-1818	0	0	0	0	-93	0	4513	-4513	3972	0	0	-7164	7164	-3310	0	0	3582	-3582	1655	0	0						





APPENDICE 2: Modelli di Calcolo dell'Impalcato

Generalità

L'impalcato presenta lo schema statico di trave appoggiata quindi non sono necessari i tre modelli di calcolo che tengono conto delle fasi costruttive e delle condizioni di esercizio della struttura, in quanto le sollecitazioni non dipendono dalla rigidità della struttura.

Nella presente appendice si riporta quindi per esteso il listato di input, in formato SAP 2000, per l'unico modello di calcolo utilizzato:

```
SYSTEM
DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ LENGTH=m FORCE=KN LINES=59

JOINT
1 X=0.00 Y=0.00 Z=0.00
2 X=0.00 Y=10.50 Z=0.00
3 X=0.00 Y=34.50 Z=0.00
4 X=0.00 Y=45.00 Z=0.00

RESTRAINT
ADD=1 DOF=U1,U2,U3,R2,R3
ADD=2 DOF=U1,R2,R3
ADD=3 DOF=U1,R2,R3
ADD=4 DOF=U1,U3,R2,R3

PATTERN
NAME=TEMP
NAME=PRES

MATERIAL
NAME=1FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=2FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=3FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=4FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=5FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=6FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=7FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=8FR IDES=N
T=0 E=206000000 U=0.0 A=0
NAME=STEEL IDES=S M=7.8271 W=76.81954
T=0 E=1.99948E+08 U=.3 A=.0000117
NAME=CONC IDES=C M=2.40068 W=23.56161
T=0 E=2.482113E+07 U=.2 A=.0000099

FRAME SECTION
; Elenco MATERIALI (ST = Sezione Tipo GEOMETRICA)
NAME=1 MAT=1FR A=0.5123 J=0 I=0.4300898,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=1 (Acc+Cls BT)
NAME=2 MAT=2FR A=0.2690 J=0 I=0.3298200,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=1 (Acc+Cls LT)
NAME=3 MAT=3FR A=0.1647 J=0 I=0.1974333,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=1 (Acc+Arm)
NAME=4 MAT=4FR A=0.1392 J=0 I=0.1345913,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=1 (Solo Acc)
NAME=5 MAT=5FR A=0.5655 J=0 I=0.5426838,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=2 (Acc+Cls BT)
NAME=6 MAT=6FR A=0.3222 J=0 I=0.4012687,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=2 (Acc+Cls LT)
NAME=7 MAT=7FR A=0.2179 J=0 I=0.2449543,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=2 (Acc+Arm)
NAME=8 MAT=8FR A=0.1924 J=0 I=0.1806246,0 AS=0,0 T=1,1 ; ST=2 (Solo Acc)

FRAME
; Elenco ASTE (L = Lunghezza; ST = Sezione Tipo GEOMETRICA)
1 J=1,2 SEC=1 NSEG=10 ANG=0 ; L=10,50 - ST=1 (Acc+Cls BT) - q=15,23
2 J=2,3 SEC=5 NSEG=10 ANG=0 ; L=24,00 - ST=2 (Acc+Cls BT) - q=19,4
3 J=3,4 SEC=1 NSEG=10 ANG=0 ; L=10,50 - ST=1 (Acc+Cls BT) - q=15,23

; Elenco CARICHI
LOAD
NAME=1
TYPE=DISTRIBUTED SPAN
ADD=1 RD=0,1 U2=-15.23,-15.23
ADD=2 RD=0,1 U2=-19.4,-19.4
ADD=3 RD=0,1 U2=-15.23,-15.23

OUTPUT
ELEM=JOINT TYPE=DISP LOAD=1
ELEM=JOINT TYPE=APPL LOAD=1
ELEM=JOINT TYPE=REAC LOAD=1
ELEM=FRAME TYPE=FORCE LOAD=1

END
```