

**CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7
E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16
1° stralcio da Mercato S. Severino allo svincolo di Fratte**

PROGETTO DEFINITIVO

COD. NA95

**PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A. - INTEGRA CONSORZIO STABILE
IDROESSE Engineering S.r.l. - Prometeoengineering.it S.r.l. - ART S.r.l.**

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



PROGER

Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco SANDRUCCI (PROGER S.p.A.)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco BRAGA

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Nicola SCIARRA (Proger S.p.A.)

IL PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:

Dott. Ing. Carlo LISTORTI (Proger S.p.A.)



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alberto CECCHINI



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Giuseppe MELI

PROTOCOLLO

DATA

_____ 201_



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Ivo FRESIA

**OPERE D'ARTE MINORI
PONTI**

Ponte sul fiume Irno - Pk 4+550
Relazione di calcolo - Impalcato acciaio

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L	O	4	1	2	A	D	2	0	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

T00VI07STRRE03_A

CODICE ELAB. T00VI07STRRE03

A

-

A

EMISSIONE

Gennaio 2021

Petrucci

Orsini

Braga

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3	UNITA' DI MISURA.....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
4.1	Calcestruzzo.....	8
4.2	Acciaio.....	8
4.2.1	Acciaio per cemento armato	8
4.2.2	Acciaio carpenteria metallica.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	9
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	9
7	ANALISI DEI CARICHI.....	10
7.1	Carichi di 1 ^a fase.....	10
7.1.1	Peso proprio (G1) delle parti in acciaio	10
7.1.2	Peso proprio (G1) della soletta	10
7.2	Carichi di 2 ^a fase.....	11
7.2.1	Carichi permanenti portati	11
7.2.2	Azioni variabili da traffico: carichi verticali.....	11
7.2.3	Schema di carico 1	11
7.2.4	Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	16
7.2.5	Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4)	16
7.2.6	Azione del vento	16
7.2.7	Effetti termici	20
7.2.8	Viscosità.....	20
7.2.9	Ritiro	21
7.2.10	Azione sismica	22
8	GRUPPI DI AZIONI.....	25
9	COMBINAZIONI DI CARICO	26

Relazione di calcolo - Impalcato



PROGER



PROGIN
 Progettazione Grandi Infrastrutture



art
 ambiente risorse territorio



PROMETEO
 Progettazione e Monitoraggio



INTEGRA



IDROESSE
 ENGINEERING

10	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	28
10.1	Valutazione della larghezza collaborante	28
10.2	Caratteristiche meccaniche delle travi	30
10.2.1	Parametri in 1a fase.....	30
10.2.2	Parametri in 2a fase - To	31
10.2.3	Parametri in 2a fase - Too.....	31
10.3	Caratteristiche meccaniche dei trasversi.....	31
10.3.1	Parametri in 1a fase.....	31
10.3.2	Parametri in 2a fase - To	32
10.3.3	Parametri in 2a fase - Too.....	33
11	MODELLI DI CALCOLO	33
11.1	Modello a graticcio	33
11.2	Modello trasversale della soletta	35
11.2.1	Azioni per il modello trasversale	35
12	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE.....	36
12.1	Travi principali: sollecitazione di 1 ^a fase.....	36
12.2	Travi principali: sollecitazione di 2 ^a fase.....	38
12.2.1	Travi principali: sollecitazioni di 2a fase a To.....	39
12.2.2	Travi principali: sollecitazioni di 2a fase a Too.....	44
13	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI.....	47
13.1	Travi: verifica di resistenza allo SLU	47
13.2	Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale	55
13.3	Riepilogo tensioni agenti sulla trave.....	58
13.4	Verifica di deformabilità.....	58
14	SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	59
14.1	Stati limite ultimo	59
14.1.1	Verifica a flessione	59
14.1.2	Verifica a taglio.....	61
14.2	Stato limite di esercizio	61
14.2.1	Stato limite di formazione delle fessure.....	62
14.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio.....	63
15	SCARICHI SUGLI APPOGGI	64

Relazione di calcolo - Impalcato



PROGER



PROGIN
 Progettazione Grandi Infrastrutture



art
 ambiente risorse territorio



PROMETEO
 PROGETTAZIONE E INGENNERIA



INTEGRA



IDROESSE
 ENGINEERING

16 ESCURSIONE GIUNTI..... 65

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità dell'impalcato in acciaio del viadotto per il collegamento della SP27b, nell'ambito dell'ampliamento dell'infrastruttura autostradale per l'adeguamento della carreggiata esistente allo standard di tipo a (ex D.M. 5-11-2001) del raccordo Salerno-Avellino da Salerno-Fratte allo svincolo direzionale A30.

1.1 Descrizione dell'opera

L'andamento planimetrico dell'impalcato è retto, fatta eccezione del tratto iniziale lato spalla "A" che è in clotoide.

Lo schema strutturale adottato è quello di trave appoggiata con lunghezza complessiva di 46 m e distanza asse appoggi pari a 45 m.

La suddetta opera, a sezione mista acciaio – calcestruzzo, si compone di tre travi longitudinali in acciaio, realizzate mediante composizione di lamiera per saldatura, di altezza 2400mm e aventi interasse pari a 3.50 m.

La larghezza della sede stradale varia da un minimo di 8.50m ad un massimo di 10.1m. Ai lati sono presenti due cordoli di larghezza 0.70m.

Gli sbalzi della soletta a partire dall'asse delle travi esterne variano da un minimo di 1.36m a un massimo di 2.25m.

Sono previsti per le travi sezioni di irrigidimento e di controvento verticali mediante controventi a K (ogni 5.00m circa).

La struttura è dotata, inoltre, di controventi orizzontali, situati in corrispondenza delle piattabande superiori ed inferiori delle travi per evitare fenomeni di instabilità durante il posizionamento della trave ed il getto della soletta di completamento e assicurare durante l'esercizio la necessaria rigidità torsionale all'impalcato.

Attraverso tale schema di controventamento si realizza idealmente uno schema statico di quadruplo cassone torso-rigido che favorisce il comportamento dell'impalcato in presenza di carichi eccentrici.

La soletta in cemento armato, la cui larghezza comprensiva di margini esterni varia da 9.90m a 11.5m, è realizzata con getto in opera mediante l'impiego di predalles autoportanti appoggiate sulle travi. La sezione trasversale presenta un'altezza costante di 30cm (25cm + 5cm). La solidarizzazione tra la struttura metallica e la soletta in cemento armato è assicurata da un opportuno numero di connettori tipo Nelson saldati all'ala superiore di ciascuna delle quattro travi metalliche.

Le dimensioni degli elementi strutturali in acciaio costituenti l'impalcato sono i seguenti.

Travi:

Sezione tipo	H _{tot}	t	B _{sup}	S _{sup}	B _{inf}	S _{inf}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	2400	20	800	30	900	40
2	2400	20	900	40	1100	40

H_{tot}: altezza trave; t: spessore anima; B, s: larghezza e spessore delle piattabande.

La sezione tipo 1 si estende per 11.5m su ciascuna estremità della trave, mentre la sezione tipo 2 copre la rimanente parte centrale.

Controventi di piano:

superiori: 1 L80x80x10 disposti a X
superiori: 1 L150x150x10 disposti a X

Traversi di testata:

corrente superiore: 2 L80x80x10
corrente inferiore: 2 L180x180x15
diagonali a K: 2 L150x150x10.

Traversi correnti:

corrente superiore: 2 L80x80x10
corrente inferiore: 2 L150x150x10
diagonali a K: 2 L150x150x10..

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- 1) D.M. 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni” con la relativa circolare applicativa del 21 Gennaio 2019 n. 7 - “Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- 2) Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- 3) UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 4) UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - “Azioni sulle strutture - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 5) UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 6) UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 7) UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - “Carichi da traffico sui ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 8) UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 9) UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - “Progettazione geotecnica - Regole generali” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 10) UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 11) UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- 12) UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- 13) UNI EN 206:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”; • UNI 11104:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206”;
- 14) UNI EN 10080:2005 - “Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità”.

Nell’ambito della ricostruzione dello stato di fatto si fa inoltre riferimento ai seguenti documenti normativi vigenti all’epoca della progettazione delle opere esistenti:

- 15) Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;
- 16) Opere in C.A., C.A.P. e metalliche: L.5.11.71 n. 1086; D.M. 27.7.85;
- 17) Appoggi: Norme C.N.R. 10018/85 del 18.4.85;

18) Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell'11.11.80 Min. LL. PP.

Sono infine state recepite le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS:

19) Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture:

- Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
- Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
- Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
- Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
- Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
- Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
- Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
- Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 UNITA' DI MISURA

Salvo diverse specificazioni, le unità di misura correntemente utilizzate, in conformità al sistema degli eurocodici ed al D.P.R. n. 802 del 12 agosto 1982 e s.m.i., sono:

- forze e carichi: [kN], [kN/m], [kN/m²];
- massa specifica: [kg/m³];
- peso specifico: [kN/m³];
- tensioni e resistenze: [kN/cm²], [N/mm²], [kPa], [MPa];
- momenti: [kN m].

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

4.1 Calcestruzzo

Soletta: Classe C35/45

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,37 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,37 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per cemento armato

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

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 Acciaio 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	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per la caratterizzazione geotecnica del tracciato, ed in particolare dell'opera in esame, si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Si precisa, inoltre come riportato nel documento citato, che l'infrastruttura in oggetto ricade interamente su suolo di categoria **C** ai fini della caratterizzazione delle azioni sismiche.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del 1), da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

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

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale V_N	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso C_U	= 2.0;
Periodo di riferimento V_R	= 100 anni;
$T_{R,SLV}$	= 949 anni;
$T_{R,SLC}$	= 1950 anni.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Carichi di 1^a fase

7.1.1 Peso proprio (G1) delle parti in acciaio

Sono stati definiti due sezioni della trave:

- sezione tipo 1: si estende su ciascuna estremità della trave per una lunghezza di 11.5m;
- sezione tipo 2: si estende sul tratto centrale della trave per una lunghezza di 28.0m.

Gli spessori della carpenteria metallica e il peso a trave per metro di impalcato sono riportati nella seguente tabella:

Sezione	N°	H _{tot}	t	B _{sup}	S _{sup}	B _{inf}	S _{inf}	Area	PP acc
	Travi	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN/m]
1	1	2400	20	800	30	900	40	106600	12.55
2	1	2400	20	900	40	1100	40	126400	14.88

Nel calcolo dei pesi complessivi della carpenteria metallica si è considerato un incremento del 50% del peso complessivo delle sole travi per tener conto del peso dei diaframmi, dei controventi di piano e del piastrame secondario.

Il peso complessivo della carpenteria metallica è pari a:

TOT trave esterna	631.02	[kN]
TOT trave interna	631.02	[kN]
TOT (3 travi)	1893.07	[kN]

7.1.2 Peso proprio (G1) della soletta

Nella seguente tabella si riporta il carico al metro lineare agente su ogni trave.

Trave	Sezione	h _{sol}	L _{sbalzo}	i	h _{pred}	G _{2 sol} (peso soletta+predalle)
		[cm]	[m]	[cm]	[cm]	[kN/m]
Esterna 1	1	25.0	2.25	350	5	30.00
	2	25.0	2.25	350	5	30.00
Interna 2	1	25.0	-	350	5	26.25
	2	25.0	-	350	5	26.25
Esterna 3	1	25.0	2.25	350	5	30.00
	2	25.0	2.25	350	5	30.00

Il peso complessivo della soletta è pari a:

TOT trave esterna 1	1380.00	[kN]
---------------------	---------	------

TOT trave interna 2	1207.50	[kN]
TOT trave esterna 3	1380.00	[kN]
TOT (3 travi)	3967.50	[kN]

Il peso totale di carpenteria metallica e soletta per tutto l'impalcato è pari a circa 5860.6 kN.

7.2 Carichi di 2^a fase

7.2.1 Carichi permanenti portati

TRAVE ESTERNA

Sono stati considerati i seguenti contributi:

		Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato
- Pavimentazione	$3.30\text{m} \times 0.15\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 12.38 kN/m
- Cordolo	$0.70\text{m} \times 0.20\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 3.50 kN/m
- Sicurvia + barriera	$1 \times 3.0 \text{ kN/m}$	= 3.00 kN/m
- Rete di protez. + veletta + impianti	$0.0 \text{ kN/m} + 1.5 \text{ kN/m} + 0.5 \text{ kN/m}$	= 2.00 kN/m
		= 20.88 kN/m

TRAVE INTERNA

Sono stati considerati i seguenti contributi:

		Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato
- Pavimentazione	$3.5\text{m} \times 0.15\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	= 13.13 kN/m
		= 13.13 kN/m

Il peso complessivo dei permanenti portati è pari a:

TOT trave esterna	972.8	[kN]
TOT trave interna	611.6	[kN]
TOT (3 travi)	2557.2	[kN]

7.2.2 Azioni variabili da traffico: carichi verticali

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

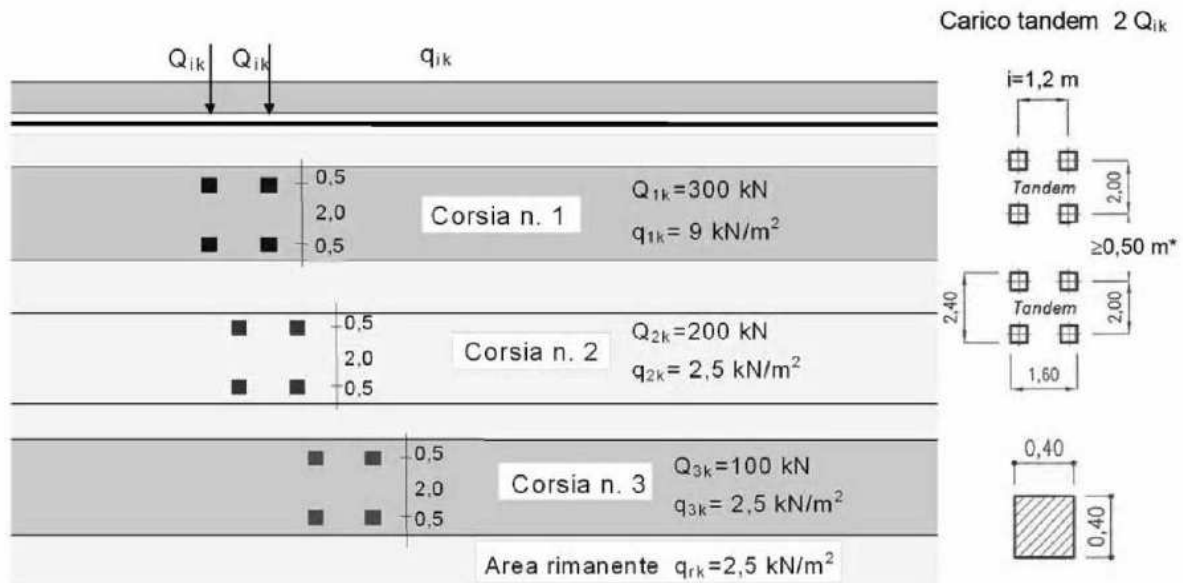
I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Sono previsti due schemi di carico distinti:

schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti;

7.2.3 Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito q_{ik} di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.



Schemi di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a Categoria 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 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico e la parte rimanente di carreggiata caricata con q_{rk}=2.5kN/mq.

Al fine di valutare i massimi effetti sulle travi sono state considerate due disposizioni delle colonne di carico:

- colonne di carico poste a filo margine esterno della carreggiata;
- colonne di carico centrate sulla carreggiata.

È stato inoltre considerato il caso di una sola colonna di carico con la massima eccentricità al fine di massimizzare il momento trasversale.

La ripartizione dei carichi tra le travi è stata effettuata nel seguente modo.

Per i carichi Q_{ik} sono state prese in considerazione le travi limitrofe ai carichi concentrati del tandem e la ripartizione del carico è stata valutata proporzionalmente alle distanze:

Considerando due travi generiche i e j limitrofe ad un carico F, dette di e d_j le rispettive distanze dal carico, i carichi F_i ed F_j sulle travi sono pari a:

$$F_i = F \times d_j / (d_i + d_j) \quad F_j = F \times d_i / (d_i + d_j)$$

Per i carichi q_{ik} sono state prese in considerazione le larghezze di influenza di ciascuna trave ed il carico su ciascuna trave è stato ottenuto moltiplicando tali larghezze per il carico di superficie.

Si riporta di seguito il calcolo dei carichi.

N.3 colonne di carico poste a filo margine della carreggiata nel seguente ordine: corsia n.1 – corsia n.2 – corsia n.3 (massimizzazione effetti trave esterna).

Distanze e coefficienti di ripartizione:

trave 1 trave 2 trave 3

	Singolo carico di Q1k - Lato SX	Distanze (m)	0	4.55	
CORSIA 1	F	1	1.00	0.00	
	Singolo carico di Q1k - Lato DX	Distanze (m)	0.95	2.55	
	F	1	0.73	0.27	
	Singolo carico di Q2k - Lato SX	Distanze (m)	1.95	1.55	
CORSIA 2	F	1	0.44	0.56	
	Singolo carico di Q2k - Lato DX	Distanze (m)	0.45	3.05	
	F	1	0.87	0.13	
	Singolo carico di Q3k - Lato SX	Distanze (m)	1.45	2.05	
CORSIA 3	F	1	0.59	0.41	
	Singolo carico di Q3k - Lato DX	Distanze (m)	3.5	0	
	F	1	0.00	1.00	
	SOMME		2.17	2.29	1.54
CORSIA 1	q1k	B influenza (m)	3	0	
	q	1	3	0	
CORSIA 2	q2k	B influenza (m)	0.3	2.7	0
	q	1	0.3	2.7	0
CORSIA 3	q3k	B influenza (m)		0	0.8
	q	1	0	0.8	3.3
	SOMME		3.3	3.5	3.3

Carichi:

CARICHI REALI (kN,m)

		trave 1	trave 2	trave 3
CORSIA 1	150	150.0	0.0	0.0
	150	109.3	40.7	0.0
CORSIA 2	100	44.3	55.7	0.0
	100	0.0	87.1	12.9
CORSIA 3	50	0.0	29.3	20.7
	50	0.0	0.0	50.0
	SOMME (kN)	303.6	212.9	83.6
CORSIA 1	9	27.0	0.0	0.0
CORSIA 2	2.5	0.8	6.8	0.0
CORSIA 3	2.5	0.0	2.0	8.3
	SOMME (kN/m)	27.8	8.8	8.3

N.3 colonne di carico disposte centrate rispetto alla la trave interna nel seguente ordine: corsia n.2 – corsia n.1 – corsia n.3 (massimizzazione effetti trave interna).

Distanze e coefficienti di ripartizione:

			trave 1	trave 2	trave 3
CORSIA 2	Singolo carico di Q2k - Lato SX	Distanze (m)	0	4	
	F	1	1.00	0.00	
	Singolo carico di Q2k - Lato DX	Distanze (m)	1.5	2	
CORSIA 1	F	1	0.57	0.43	
	Singolo carico di Q1k - Lato SX	Distanze (m)	2.5	1	
	F	1	0.29	0.71	
CORSIA 3	Singolo carico di Q1k - Lato DX	Distanze (m)		1	2.5
	F	1		0.71	0.29
	Singolo carico di Q3k - Lato SX	Distanze (m)		2	1.5
CORSIA 3	F	1		0.43	0.57
	Singolo carico di Q3k - Lato DX	Distanze (m)		4	0
	F	1		0.00	1.00
SOMME			1.86	2.29	1.86
CORSIA 2	q2k	B influenza (m)	2.75	0.25	
	q	1	2.75	0.25	
CORSIA 1	q1k	B influenza (m)	0	3	0
	q	1	0	3	0
CORSIA 3	q3k	B influenza (m)		0.55	0.25
	q	1	0.55	0.25	3.3
SOMME			3.3	3.5	3.3

Carichi:

		CARICHI REALI (kN,m)		
		trave 1	trave 2	trave 3
CORSIA 2	100	100.0	0.0	0.0
	100	57.1	42.9	0.0
CORSIA 1	150	42.9	107.1	0.0
	150	0.0	107.1	42.9
CORSIA 3	50	0.0	21.4	28.6
	50	0.0	0.0	50.0
SOMME (kN)		200.0	278.6	121.4
CORSIA 2	2.5	6.9	0.6	0.0
CORSIA 1	9	0.0	27.0	0.0

CORSIA 3	2.5	1.4	0.6	8.3
	SOMME (kN/m)	8.3	28.3	8.3

N.1 colonna di carico posta a filo margine della carreggiata.

Distanze e coefficienti di ripartizione:

			trave 1	trave 2	trave 3
CORSIA 1	Singolo carico di Q1k - Lato SX	Distanze (m)	0	4.55	
	F	1	1.00	0.00	
	Singolo carico di Q1k - Lato DX	Distanze (m)	0.95	2.55	
	F	1	0.73	0.27	
CORSIA 2	Singolo carico di Q2k - Lato SX	Distanze (m)			
	F	1			
	Singolo carico di Q2k - Lato DX	Distanze (m)			
	F	1			
CORSIA 3	Singolo carico di Q3k - Lato SX	Distanze (m)			
	F	1			
	Singolo carico di Q3k - Lato DX	Distanze (m)			
	F	1			
		SOMME	1.73	0.27	0.00
CORSIA 1	q1k	B influenza (m)	3	0	
	q	1	3	0	
CORSIA 2	q2k	B influenza (m)			
	q	1	0	0	0
CORSIA 3	q3k	B influenza (m)			
	q	1	0	0	0
		SOMME	3	0	0

Carichi:

		CARICHI REALI (kN,m)			
		trave 1	trave 2	trave 3	
CORSIA 1	150	150.0	0.0	0.0	
	150	109.3	40.7	0.0	
CORSIA 2	100	0.0	0.0	0.0	
	100	0.0	0.0	0.0	
CORSIA 3	50	0.0	0.0	0.0	
	50	0.0	0.0	0.0	
		SOMME (kN)	259.3	40.7	0.0
CORSIA 1	9	27.0	0.0	0.0	

CORSIA 2	2.5	0.0	0.0	0.0
CORSIA 3	2.5	0.0	0.0	0.0
SOMME (kN/m)		27.0	0.0	0.0

Tra le diverse disposizioni di carico analizzate quella che definisce i massimi effetti sulla trave di bordo è la disposizione C1C2C3 con C1 posta a filo carreggiata.

7.2.3.1 Disposizioni di carico adottate lungo l'impalcato

Gli schemi di carico sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni.

Lo schema di carico 1 è stato modellato come un carico mobile lungo l'asse dell'impalcato al fine di massimizzare i diversi tipi di azioni lungo l'asse dell'impalcato.

7.2.4 Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla larghezza caricata ed include gli effetti di interazione.

Per il caso in esame si ha:

L	q ₃	q ₃ /ml	q ₃ TRAVE	q ₃ TRAVE/ml		h _w	b _{q3} =h _w - y _{GTrave}	Mq ₃ TRAVE/ml
[m]	[KN]	[KN/m]	[KN]	[KN/m]	n° travi	[m]	[m]	[KNm/m]
46.60	485.82	10.43	161.9	3.48	3	2.85	1.65	5.73

7.2.5 Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta come di seguito:

Raggio di curvatura (m)	q ₄ (kN)
R < 200	0.2 Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 Q _v /R
1500 ≤ R	0

Dove $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Per il caso in esame essendo il ponte in retto l'azione centrifuga non è presente.

7.2.6 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;

definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;

definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

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.

Zona:

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



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):


Distanza dalla costa

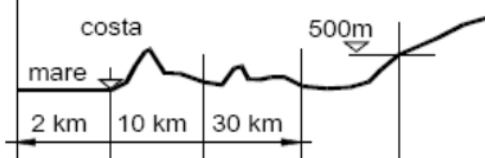
T_R (Tempo di ritorno):

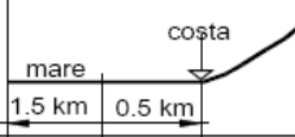
Categoria di esposizione


221	[m]
10	[km]
50	[anni]
II	

Categorie di esposizione:

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
	
A	I
B	I
C	I
D	I

Velocità di riferimento:

Zona	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	ks	C _a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

ca = 1 per as ≤ a₀
ca = 1 + ks (as/a₀ - 1) per a₀ < a_s ≤ 1500 m

v_b (velocità base di riferimento) **27.00 m/s**

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1.00
v_r (velocità di riferimento) **27.02 m/s**

Pressione cinetica di riferimento:

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

$q_r = 456.39 \text{ N/mq}$

Coefficiente di esposizione:

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

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

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione – cfr. NTC18

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.80
$z = 3$	1.8
$z = 10.9$	2.41

Riepilogando si ha:

q_r	0.46	kN/mq
C_e	2.105	
C_p	1.4	
C_d	1	
p	1.34	kN/mq

h_{trave}	h_{sol}	h_{carico}	$h_{pavimentazione}$	h_w	q_w	q_5	$h_{trave} / 2$	$b_{q5} = h_w / 2 - y_{GTrave}$	M_{q5}
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[m]	[KNm/m]
2.4	0.30	5.2	0.15	8.53	1.34	11.47	1.200	3.07	35.16
Fattore vento su trave successiva:				0.2					

7.2.7 Effetti termici

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

uniforme di $\pm 20\text{ }^\circ\text{C}$;

differenziale tra la trave d'acciaio e la soletta di $\pm 5\text{ }^\circ\text{C}$.

La variazione termica differenziale, ad esempio, in un caso genera un allungamento della soletta, che è però contrastato dalla presenza dei connettori. La soletta risulta quindi soggetta ad uno sforzo normale di compressione per allungamento impedito, che vale:

$$N_{\Delta t} = E_{cls} \times \alpha \times \Delta t \times A_{cls}$$

in cui:

$$E_{cls} = 3.46 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad \text{modulo elastico del CLS (t}_0\text{);}$$

$$\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \quad \text{coeff. di espansione termica;}$$

$$\Delta t = 5^\circ\text{C} \quad \text{variazione termica;}$$

$$A_{cls} = h_{sol} \times L_{trav sol} \quad \text{area del CLS;}$$

Per considerare tale azione sull'intera sezione composta, all'estremità di ogni trave è stato poi applicato un sistema di forze e momenti che valgono:

$$N_{\Delta t} = \pm E_{cls} \times \alpha \times \Delta t \times A_{cls}$$

$$M_{\Delta t} = \pm N_{\Delta t} \times e$$

in cui "e" rappresenta l'eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata a t_0 ed il piano medio della soletta.

Le sollecitazioni equivalenti applicate su ogni trave sono riportate nella seguente tabella:

Trave	Sezione	L _{sol Trave}	h _{sol}	Fase t ₀	Trave	ecc. bar. soletta bar. Trave	Sollec. equiv. da ΔT_{diff}	
				y _G			H _{tot}	e
		[m]	[m]	[cm]	[mm]	[m]	[kN]	[kNm]
Esterna 1	1	4.000	0.300	196	2400	0.594	1714	1019
Esterna 1	2	4.000	0.300	192	2400	0.632	1714	1084
Interna 2	1	3.500	0.300	196	2400	0.594	1500	891
Interna 2	2	3.500	0.300	192	2400	0.632	1500	948
Esterna 3	1	4.000	0.300	196	2400	0.594	1714	1019
Esterna 3	2	4.000	0.300	192	2400	0.632	1714	1084

7.2.8 Viscosità

Per tener conto della viscosità si ha:

$$U.R. = 60\%$$

$$t_0 = 8-60 \text{ giorni}$$

$$h_0 = 2 A_c / u = 0.50 \text{ m}$$

$$A_c = 11.5 \times 0.25 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$u = 11.5 \text{ m}$$

$$\varphi (\infty - t_0) = 2.13$$

$$E_c = 34625 \text{ MPa}$$

umidità relativa;

età del CLS a partire dalla quale si ha viscosità;

dimensione fittizia;

area conglomerato;

perimetro CLS a contatto con l'atmosfera;

coefficiente di viscosità finale;

modulo di elasticità del calcestruzzo $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$;

$E_a = 206000 \text{ MPa}$	modulo di elasticità dell'acciaio;
$E_{c\text{-viscoso}} = E_c / (1 + \varphi) = 11051 \text{ MPa}$	modulo di elasticità del calcestruzzo a tempo t_{00} ;
$n_0 = E_a / E_c = 5.95$	coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_0
$n_{00} = E_a / E_{c\text{-viscoso}} = 18.64$	coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_{00} .

Nella relazione, da ora in poi, si adotterà la dizione “a tempo t_0 o a tempo t_{00} ” intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o $E_{c\text{-viscoso}}$ o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente n_0 o n_{00} .

7.2.9 Ritiro

Il ritiro genera un accorciamento della soletta, che è però contrastato dalla presenza dei connettori. La soletta risulta quindi soggetta ad uno sforzo normale di trazione per accorciamento impedito, che vale:

$$N_{\text{rit}} = - E_{\text{cls}} \times \varepsilon_{\text{cs}} \times A_{\text{cls}}$$

in cui:

$E_{\text{cls}} =$		modulo elastico del CLS (t_{00});
$A_{\text{cls}} = h_{\text{sol}} \times L_{\text{trav sol}}$		area del CLS;
$\varepsilon_{\text{cd},00}$	2.76E-04	valore medio del ritiro da essiccamento a tempo infinito
$\varepsilon_{\text{ca},00}$	6.84E-05	valore medio del ritiro autogeno a tempo infinito
$\varepsilon_{\text{cs},00}$	3.45E-04	valore medio del ritiro a tempo infinito

Per il calcolo della deformazione conseguente al ritiro sono stati considerati i seguenti parametri (per i valori si rimanda al § della viscosità):

U.R.	umidità relativa;
$t_0 = 1 \div 7$ giorni	età del CLS a partire dalla quale si ha ritiro;
$h_0 = 2 A_c / u$	dimensione fittizia;
A_c	area conglomerato;
u	perimetro CLS a contatto con l'atmosfera.

Per considerare tale azione sull'intera sezione composta, all'estremità di ogni trave è stato poi applicato un sistema di forze e momenti che valgono:

$$N_{\text{rit}} = E_{\text{cls}} \times \varepsilon_{\text{cs}} \times A_{\text{cls}} \quad (\text{di compressione})$$

$$M_{\text{rit}} = N_{\text{rit}} \times e$$

in cui “e” rappresenta l'eccentricità tra il baricentro della sezione omogeneizzata a t_{00} ed il piano medio della soletta.

Le sollecitazioni equivalenti applicate su ogni trave sono riportate nella seguente tabella:

Trave	Sezione tipo	$L_{\text{sol Trave}}$ [m]	$h_{\text{sol}} + h_{\text{dalla}}$ [m]	Fase t_{00}	Trave	ecc. bar. soletta bar. Trave	Sollec. equiv. da Ritiro	
				y_G	H_{tot}	e	N	M
				[cm]	[mm]	[m]	[kN]	[kNm]
Esterna 1	1	4.00	0.30	157	2400	0.98	3808	3749
Esterna 1	2	4.00	0.30	155	2400	1.00	3808	3810
Interna 2	1	3.50	0.30	157	2400	0.98	3332	3280

Interna 2	2	3.50	0.30	155	2400	1.00	3332	3334
Esterna 3	1	4.00	0.30	157	2400	0.98	3808	3749
Esterna 3	2	4.00	0.30	155	2400	1.00	3808	3810

7.2.10 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente, 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), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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.

Si riportano di seguito i vari parametri.

[anni]	[g]	[/]	[s]
T_R	a_g	F_0	T_c^*
30	0.041	2.384	0.283
50	0.052	2.357	0.324
72	0.060	2.426	0.337
101	0.069	2.445	0.354
140	0.078	2.478	0.368
201	0.089	2.491	0.388
475	0.119	2.535	0.428
975	0.147	2.598	0.447
2475	0.185	2.716	0.480

Vita nominale e classe d'uso			
[anni]	[/]	[/]	[/]
V_n	$Classe_{uso}$	C_u	V_R
50	4	2	100

Terreno e topografia	
[/]	[/]
Terreno	Cat. Topografica
C	T1

Fattore di struttura		Isolamento
[/]	[/]	[s]
q_{orizz}	q_{vert}	T_{is}
1	1	1.62006

La presenza degli isolatori elastomerici permette di ridurre le ordinate spettrali del per tener conto della capacità di dissipazione viscosa propria degli isolatori e pari al 15%.

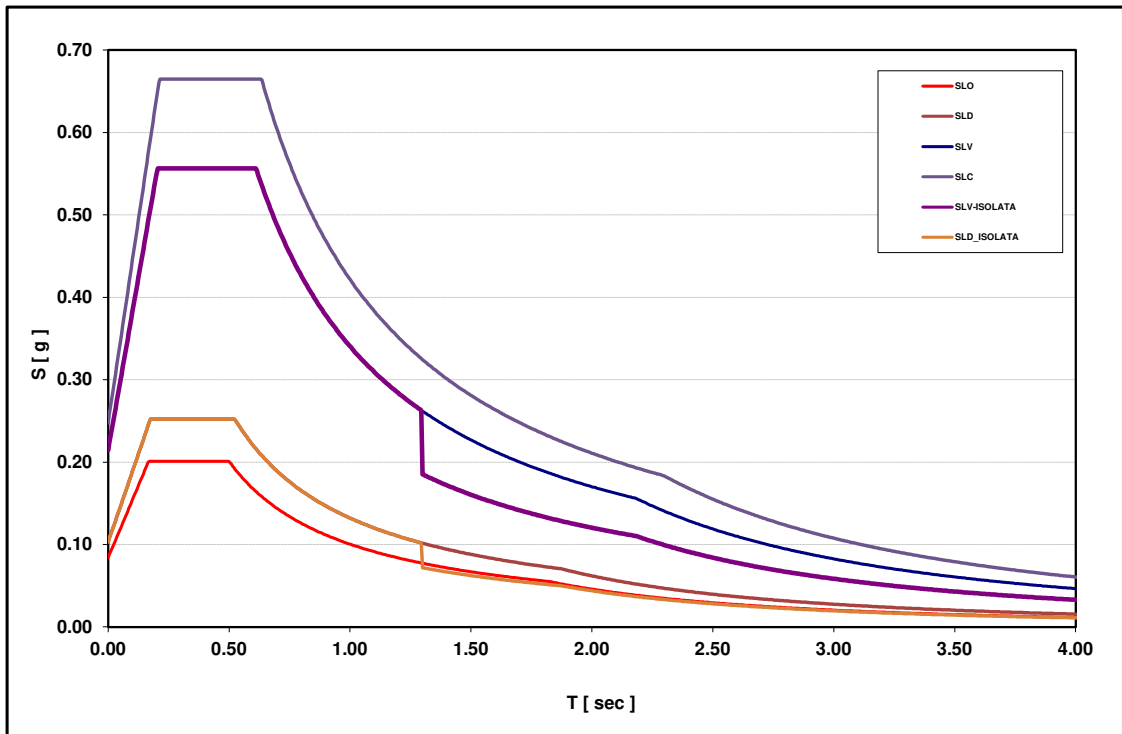
In particolare, in funzione dell'elemento strutturale oggetto di verifica, si utilizza:

- per la verifica di resistenza e di deformazione dei dispositivi di isolamento, si usa lo spettro allo stato limite di collasso SLC con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %.
- per la valutazione dell'escursione dei giunti si usa lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %;
- per la valutazione del varco strutturale si usa lo spettro allo stato limite di prevenzione del collasso SLC con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %;
- per le verifiche di resistenza delle sottostrutture e per le verifiche geotecniche delle fondazioni si utilizza lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con $q = 1$ e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %.

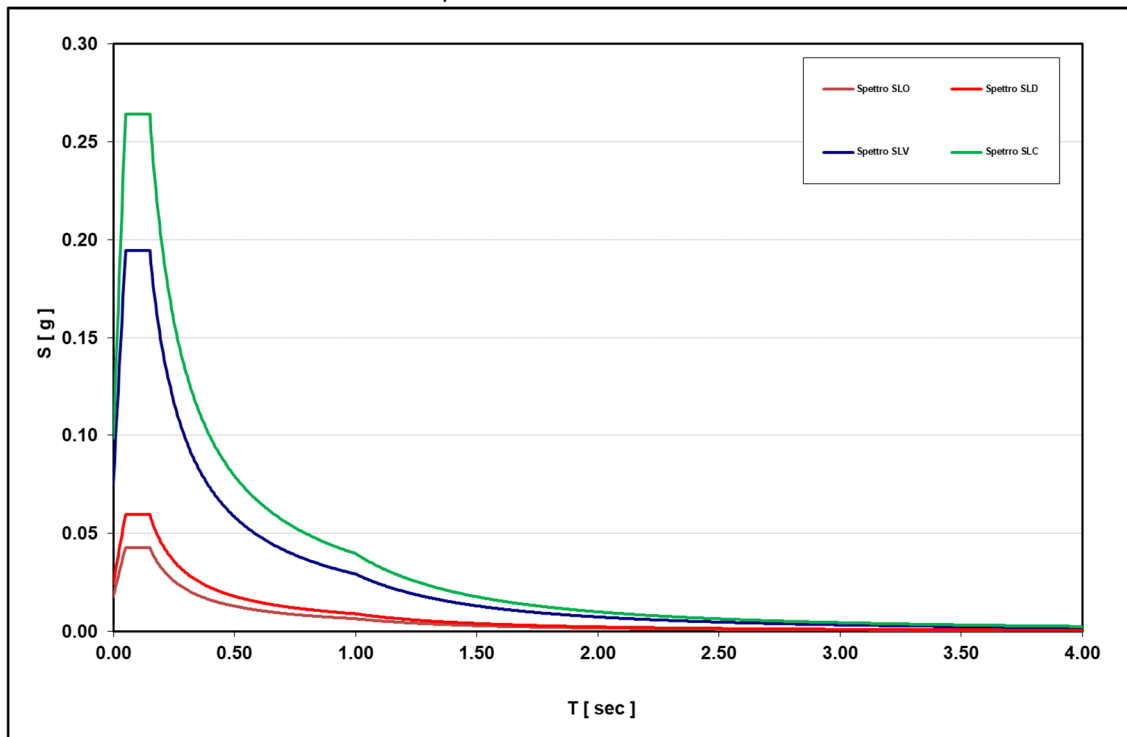
La riduzione delle ordinate spettrali deve interessare soltanto il campo di periodi in cui si collocano i modi di vibrare che coinvolgono deformazioni a livello dell'interfaccia di isolamento, ovvero i modi di vibrare dell'impalcato in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale). I modi a frequenza superiore, che coinvolgono significative deformazioni strutturali, non risentono dello smorzamento aggiuntivo degli isolatori, e sono caratterizzati da un coefficiente di smorzamento viscoso pari a quello della struttura a base fissa. Per definire lo spettro di progetto da utilizzare per le verifiche delle sottostrutture del modello isolato, è stata preventivamente svolta l'analisi modale per individuare le coordinate spettrali (periodi propri corrispondenti ai modi traslazionali dell'impalcato) a partire dalle quali è possibile applicare lo smorzamento.

L'isolamento introduce una discontinuità tra le forme modali relative al solo impalcato e quelle che coinvolgono le sottostrutture: periodi maggiori di $0.80 T_{isol}$ corrispondono a modi di traslazione rigida dei singoli impalcato per i quali è lecito considerare gli effetti dello smorzamento viscoso dei dispositivi di isolamento.

Gli spettri di progetto da utilizzare per le verifiche strutturali e geotecniche delle sottostrutture del modello isolato sono quindi rappresentati nella figura seguente.



Spettri sisma orizzontale



Spettri sisma verticale

8 GRUPPI DI AZIONI

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Sono stati definiti due gruppi di azioni in accordo alla tabella 5.1.IV del DM 17/01/2018.

Gruppo di azione 1:

- schema di carico 1: al valore caratteristico
- schema di carico 5 al valore di 2.5 kN/mq (non presente)

Gruppo di azione 2a:

- schema di carico 1: al valore frequente (0.75 per il carico Q_{ik} e 0.4 per il carico q_{ik})
- frenatura: al valore caratteristico.

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Gruppo azione 1	Gruppo azione 2a	Vento	Effetti termici	Viscosità e ritiro
SLU 1	1.35	1.5	1.35	-	0.9	0.9	1.2
SLU 2	1.35	1.5	-	1.35	0.9	0.9	1.2

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Gruppo azione 1	Gruppo azione 2a	Vento	Effetti termici	Viscosità e ritiro
RARA 1	1	1	1	-	0.6	0.6	1
RARA 2	1	1	-	1	0.6	0.6	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Schema di carico q_k	Schema di carico Q_k	Effetti termici	Viscosità e ritiro
FREQUENTE	1	1	0.4	0.75	0.6	1

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Effetti termici	Viscosità e ritiro
Q.PERM.	1	1	0.5	1

Combinazioni SISMICHE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Ritiro	Carichi Mobili	Effetti termici	Spettro orizz. X	Spettro orizz. Y	Spettro vert. Z
SISMA X	1	1	1	0.2	0.5	1	0.3	0.3
SISMA Y	1	1	1	0.2	0.5	0.3	1	0.3
SISMA Z	1	1	1	0.2	0.5	0.3	0.3	1

10 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI

10.1 Valutazione della larghezza collaborante

La determinazione della soletta collaborante è stata effettuata nel rispetto di quanto previsto dal § 4.3.2.3 del DM 17/01/2018:

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad [4.3.2]$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

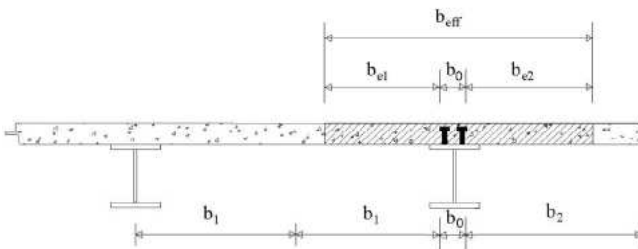


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni di Fig.4.3.2

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e-1} + \beta_2 b_{e-2} \quad [4.3.3]$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{eff,i}} \right) \leq 1,0$

essendo L_e e $b_{eff,i}$ relativi alla campata di estremità.

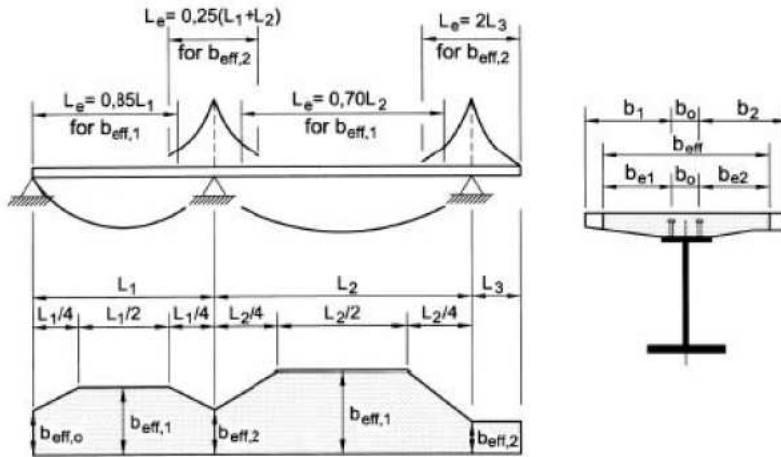


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Nel caso di travi appoggiate L_e coincide con la luce della trave.

L_e	45 m
$L_e/8$	5.625 m

Trave Esterna

b_0	0.40 m
b_1	2.05 m
b_2	1.55 m
b_{e1}	2.05 m
b_{e2}	1.55 m
β_1	1.00 m
β_2	1.00 m
b_{eff}	4.00 m

Trave Interna

b_0	0.40 m
b_1	1.55 m
b_2	1.55 m
b_{e1}	1.55 m
b_{e2}	1.55 m
β_1	1.00 m
β_2	1.00 m
b_{eff}	3.50 m

A favore di sicurezza viene assunta la larghezza collaborante calcolata per la trave interna anche per la trave esterna.

10.2 Caratteristiche meccaniche delle travi

Le caratteristiche meccaniche, inserite nel programma di calcolo per determinare le sollecitazioni indotte sul ponte sono riportate negli allegati alla presente relazione.

Si riportano per ciascuna sezione:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- J_o [m⁴] momento d'inerzia orizzontale
- J_{trs} [m⁴] momento d'inerzia torsionale
- A_{tv} [m²] area a taglio verticale
- A_{to} [m²] area a taglio orizzontale

nelle 3 differenti configurazioni:

- fase 1: solo trave d'acciaio;
- fase 2 T_o: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;
- fase 2 T_{oo}: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo delle armature, dello spessore della soletta e delle predalles.

Ai fini delle verifiche di sicurezza e stabilità si riportano inoltre per ciascuna sezione di trave modellata e per in ogni fase considerata (1^a fase, 2^a fase T_o, 2^a fase T_{oo}) i parametri seguenti omogeneizzati in acciaio:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- W_{csup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della trave d'acciaio
- W_{cinf} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della trave d'acciaio
- W_{asup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della soletta
- W_{aif} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della soletta
- W_{φsup} [m³] modulo di resistenza per flessione del 1° strato di armature
- W_{φif} [m³] modulo di resistenza per flessione del 2° strato di armature
- A_t [m²] area a taglio per il calcolo della τ media della trave d'acciaio
- B_{pioli} [m⁻¹] modulo per il calcolo dello scorrimento tra soletta e trave d'acciaio (S/J).

10.2.1 Parametri in 1a fase

Trave	Sezione tipo	A _a	y _G	J _v	W _{a,sup}	W _{a,inf}	A _{taglio,V}
		[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]
ESTERNA	1	1066	107	107	77569	-96340	473
	2	1264	113	113	103170	-116865	472
INTERNA	1	1066	107	107	77569	-96340	473
	5	1264	113	113	103170	-116865	472

10.2.2 Parametri in 2a fase - To

L'armatura in direzione longitudinale della soletta risulta pari a:

superiore: $\phi 14/20$

inferiore: $\phi 14/20$

Trave	Sez. Tipo	A	yG	Jv	W _{c,sup}	W _{c,inf}	W _{a,sup}	W _{a,inf}	W _{φ,sup}	W _{φ,inf}	A _{taglio,V}	B _{pioli}
		[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ⁻¹]
ESTERNA	1	2591	196	24584188	1964964	2958692	553272	-125708	367838	450803	473	0.004
	2	2789	192	27744241	2109848	3100693	575206	-144677	392791	475614	472	0.004
INTERNA	1	2591	196	24584188	1964964	2958692	553272	-125708	367838	450803	473	0.004
	2	2789	192	27744241	2109848	3100693	575206	-144677	392791	475614	472	0.004

10.2.3 Parametri in 2a fase - Too

Trave	Sez. Tipo	A	yG	Jv	W _{c,sup}	W _{c,inf}	W _{a,sup}	W _{a,inf}	W _{φ,sup}	W _{φ,inf}	A _{taglio,V}	B _{pioli}
		[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ⁻¹]
ESTERNA	1	1589	157	18270866	3001969	3850396	218926	-116715	172600	195292	473	0.004
	2	1787	155	20941186	3392719	4334493	246188	-135158	194871	220059	472	0.004
INTERNA	1	1589	157	18270866	3001969	3850396	218926	-116715	172600	195292	473	0.004
	2	1787	155	20941186	3392719	4334493	246188	-135158	194871	220059	472	0.004

10.3 Caratteristiche meccaniche dei trasversi

Si riportano di seguito per ciascun trasverso e per in ogni fase considerata (1^a fase, 2^a fase To, 2^a fase Too) i relativi parametri meccanici omogeneizzati in acciaio.

10.3.1 Parametri in 1a fase

Nella seguente tabella si riportano i parametri validi per ciascuno dei campi in cui risulta suddiviso ognuno dei trasversi disposti lungo la trave.

Campi di bordo (tra le travi T1-T2 e T2-T3):

Corrente superiore			Corrente inferiore			Diagonale			Distanze				Area	momenti d'inerzia			Taglio	
Tipo	L _{sup}	A _{sup}	Tipo	L _{inf}	A _{inf}	Tipo	L _d	A _d	H _r	d	d _{sup}	d _{inf}	A _r	J _v	J _o	J _{rs}	A _{taglio,V}	A _{taglio,O}
-	[cm]	[cm ²]	-	[cm]	[cm ²]	-	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[cm ²]
2L80x80x10	310	30.2	2L180x180x15	155	104.2	2L180x180x15	180	104.2	240	200	155	45	134.4	936560	0	0	104.2	44
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89

Relazione di calcolo - Impalcato

2L80x80x10	310	30.2	2L150x150x10	155	58.6	2L150x150x10	180	58.6	240	200	132	68	88.8	797171	0	0	58.6	89
2L80x80x10	310	30.2	2L180x180x15	155	104.2	2L180x180x15	180	104.2	240	200	155	45	134.4	936560	0	0	104.2	44

Le espressioni più significative adottate per il calcolo dei parametri di prima fase sono:

- $J_v = \Sigma(A_i \cdot d_i^2)$ momento d'inerzia verticale del traverso;
- A_i area del corrente sup. o inf. delle sezioni verticali diaframmate;
- d_i distanza fra il corrente i-esimo e il baricentro dei correnti;

- $A_{\text{taglio,V}} = A_d$ area di taglio verticale del traverso;
- A_d area dei diagonali delle sezioni verticali diaframmate;

- $A_{\text{taglio,O}} = A_{dp}$ area di taglio orizzontale del traverso;
- A_{dp} area dei diagonali di piano (disposti a X) superiori e inferiori.

10.3.2 Parametri in 2a fase - To

Nella seguente tabella si riportano i parametri validi per ciascuno dei campi in cui risulta suddiviso ognuno dei trasversi disposti lungo la trave.

	coeff. omog.		Soletta			int. medio	Area		momenti d'inerzia			Taglio	
	H _{tr}	n _o	h _{sol}	H _{sovr}	H _{dalla}	L _{c med}	A _{tr}	γ _G	J _v	J _o	J _{trs}	A _{taglio,V}	A _{taglio,O}
	[cm]	-	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[cm ²]
Campi di bordo T1 - T2 T3 - T3	240	5.95	25.0	0	5	300	1395	31.6	5963437	9454774	131316	104	1051
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
	240	5.95	25.0	0	5	500	2190	19.5	3614512.4	43772104	218861	59	1751
240	5.95	25.0	0	5	300	1395	31.6	5963437	9454774	131316	104	1051	

Le espressioni adottate per il calcolo dei parametri di seconda e terza fase sono:

- $J_v = J_{\text{correnti}} + J_{\text{soletta}}$ momento d'inerzia verticale;
- $J_{\text{soletta}} = (i \cdot h_{\text{sol}}^3 / 12 + A_{\text{sol}} \cdot d_{\text{sol}}^2) / n_{\text{omog}}$ momento d'inerzia verticale;
- i interasse longitudinale dei traversi;
- h_{sol} altezza della soletta non comprensiva di predalla;
- $A_{\text{sol}} = i \cdot h_{\text{sol}}$ area di soletta considerata;
- d_{sol} distanza fra baricentro soletta e baricentro sezione omog. soletta+correnti;
- n_{omog} coeff. di omogeneizzazione a tempo t_o o t_{oo} ;
- $J_{\text{correnti}} = \Sigma(A_i \cdot d_{Gi}^2)$ momento d'inerzia verticale;
- d_{Gi} distanza fra il corrente i-esimo e il baricentro della sezione

A_i - $A_{\text{taglio,V}}$ - $J_{\text{torsionale}} = (i \cdot h_{\text{sol}}^3 / 3) / (2 \cdot n_{\text{omog}})$ - $J_o = (h_{\text{sol}} \cdot i^3 / 12 + A_{\text{sol}} \cdot d_{\text{sol}}^2) / n_{\text{omog}}$	soletta+correnti; area del corrente sup. o inf. delle sezioni verticali diaframmate; area di taglio verticale di Fase 1; inerzia torsionale di fase due e tre; momento d'inerzia orizzontale.
---	---

10.3.3 Parametri in 2a fase - Too

Nella seguente tabella si riportano i parametri validi per ciascuno dei campi in cui risulta suddiviso ognuno dei trasversi disposti lungo la trave.

	coeff. omog.		Soletta			int. medio	Area		momenti d'inerzia			Taglio	
	H_{tr}	n_o	h_{sol}	H_{sovr}	H_{dalla}	$L_c \text{ med}$	A_{tr}	y_G	J_v	J_o	J_{trs}	$A_{\text{taglio,V}}$	$A_{\text{taglio,O}}$
	[cm]	-	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ²]	[cm ²]
Campi di bordo T1 - T2 T2 - T3	240	18.64	25.0	0	5	300	537	62.1	5106434	3017481	41909	104	335
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
	240	18.64	25.0	0	5	500	759	32.7	3337732	13969820	69849	59	559
240	18.64	25.0	0	5	300	537	62.1	5106434	3017481	41909	104	335	

11 MODELLI DI CALCOLO

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures, Inc.

Le analisi sul ponte in oggetto, sono state condotte mediante appositi modelli matematici agli elementi finiti (E.F.).

Seconda delle azioni e degli elementi strutturali, sono stati considerati differenti modelli:

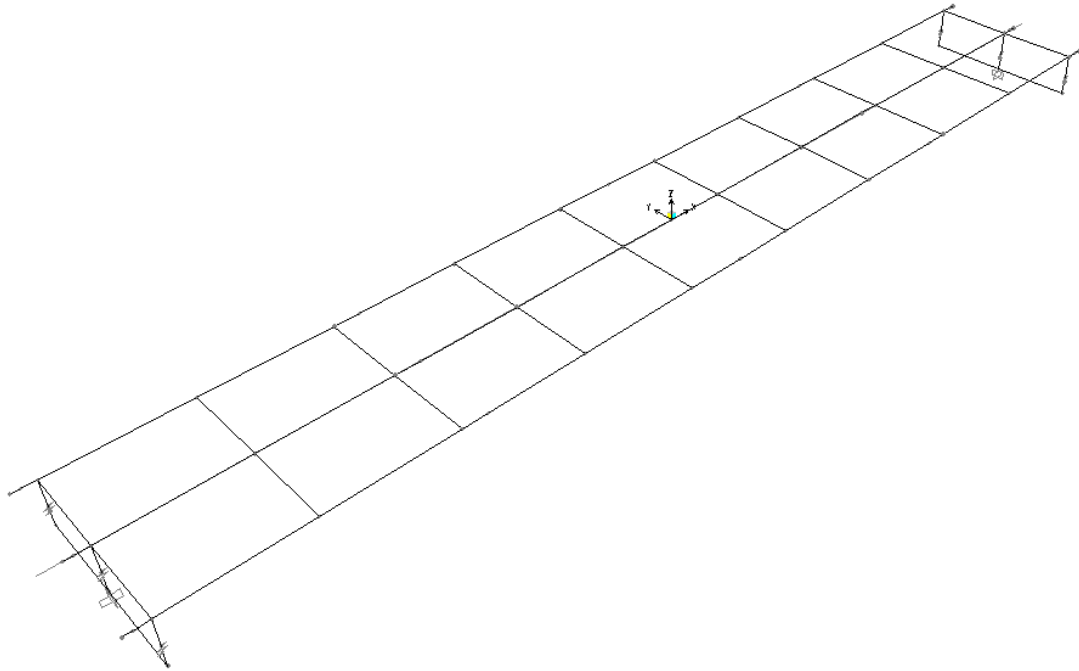
- per le travi d'acciaio ed i trasversi nei confronti dei carichi verticali, è stato adottato un modello globale a graticcio. In questo modello, inoltre, si sono considerati tutti gli effetti di tira e spingi verticale indotti dalle forze orizzontali trasversali (vento, sisma, etc.).
- per la soletta nei confronti degli effetti locali è stato adottato un modello di trave continua su appoggi fissi.

11.1 Modello a graticcio

Tale modello schematizza la struttura attraverso un graticcio piano di quattro travi posizionate nel baricentro delle sezioni omogeneizzate (diverse per ogni fase). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali (trasversi) di caratteristiche inerziali equivalenti tali da rappresentare le sezioni diaframmate

dell'impalcato. Gli sbalzi longitudinali della soletta su ciascuna trave sono stati modellati mediante elementi rigidi.

Il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo la direzione longitudinale dell'impalcato.



Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione: con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio (fase 1).
- fase a tempo T_0 : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_0 = E_{acc}/E_{cls}$ (fase 2 T_0).
- fase a tempo T_{00} : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_{00} = E_{acc}/E_{cls,viscoso}$ (fase 2 T_{00}).

Le azioni elementari considerate per ogni modello sono riportate nelle tabelle seguenti:

fase 1 (acciaio)	
carico	descrizione
G1ppa	peso carpenteria metallica
G1sol	peso soletta
fase 2 (to)	
carico	descrizione
q5	vento
	azioni da traffico
dt_diff	variazione termica differenziale (1_pos.:2_neg)
Ex Ey Ez	sisma
fase 2 (too)	

Carico	descrizione
G2perm	peso permanenti portati
Ritiro	ritiro
dt_unif	variazione termica uniforme

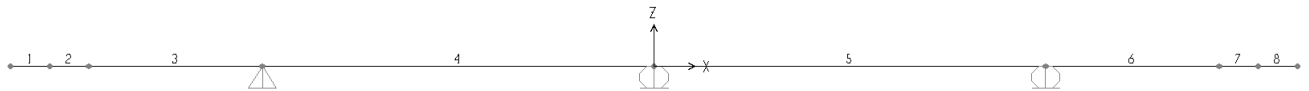
11.2 Modello trasversale della soletta

La soletta è stata studiata come una trave continua su 3 appoggi, posti ad interasse di 3.50 m.

Il modello agli elementi finiti, realizzati con programma Sap2000, si riferisce ad una striscia trasversale di 1.0 m di soletta.

È stata analizzata la soletta nel tratto in cui la stessa presenta la larghezza e sbalzi maggiori.

Di seguito si riporta uno schema di tale modello:



La rigidezza degli elementi è stata assunta costante e calcolata con una altezza della soletta pari a 0.25m.

11.2.1 Azioni per il modello trasversale

I carichi permanenti sono i seguenti.

Carichi di prima fase:

- Peso proprio soletta + predalle = 7.50 kN/m (/m)

Carichi di seconda fase:

- - Pavimentazione (s=0.10m) = 2.50 kN/m (/m)
- - cordoli (Hsx = Hdx = 0.20m) (2x) = 5.00 kN/m (/m)
- - Sicurvia + barriera (2x) = 3.00 kN (/m)
- - veletta (2x) = 1.50 kN (/m)

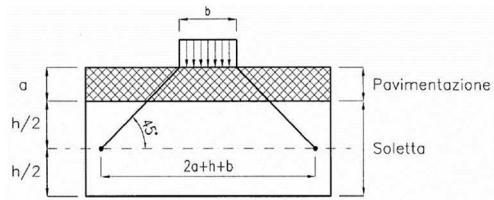
Le azioni variabili da traffico considerate sono le seguenti.

Azioni sulla pavimentazione stradale (assunte mobili in direzione trasversale sulla larghezza della pavimentazione al fine di massimizzare gli effetti):

- schema di carico 1 con 1 corsia caricata: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$
- schema di carico 1 con 2 corsie caricate: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$
 $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/mq}$
- schema di carico 1 con 3 corsie caricate: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ $q_{1k} = 9.0 \text{ kN/mq}$
 $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/mq}$
 $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/mq}$
- schema di carico 2 con carico asse $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$.

Per lo schema di carico 1 con più di una corsia caricata sono state valutate tutte le permutazioni delle corsie al fine di valutare i massimi effetti

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della relativa impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della soletta secondo il seguente schema:



Le sollecitazioni di verifica sono state assunte pari alle massime derivanti dai diversi schemi di carico suindicati.

Vento

È stato considerato il vento agente su un'altezza data da:

barriera antirumore (H=5m)

cordolo (H=0.20m)

spessore soletta + dalla (H=0.30m):

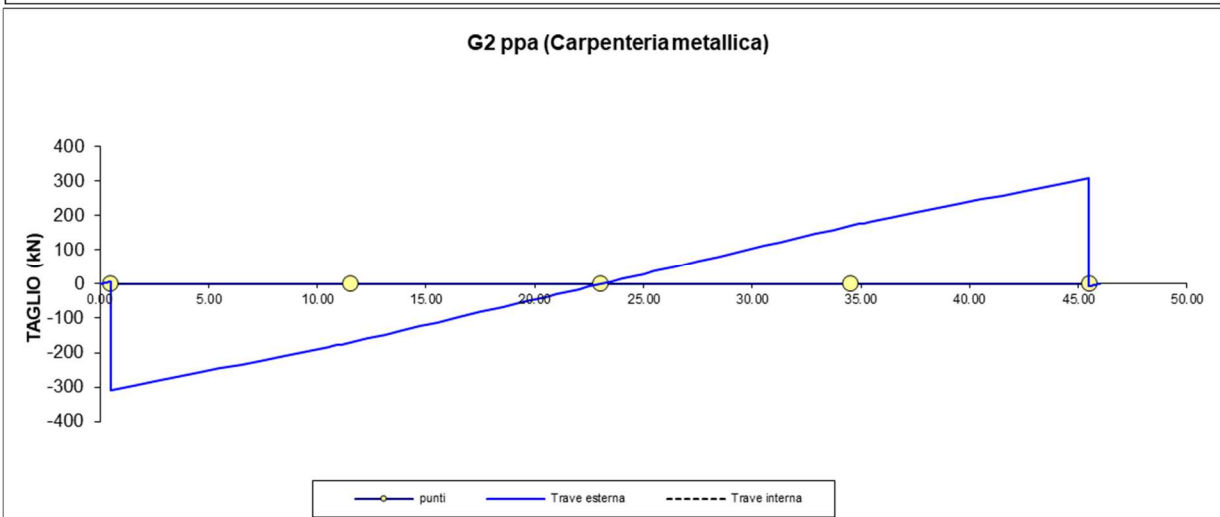
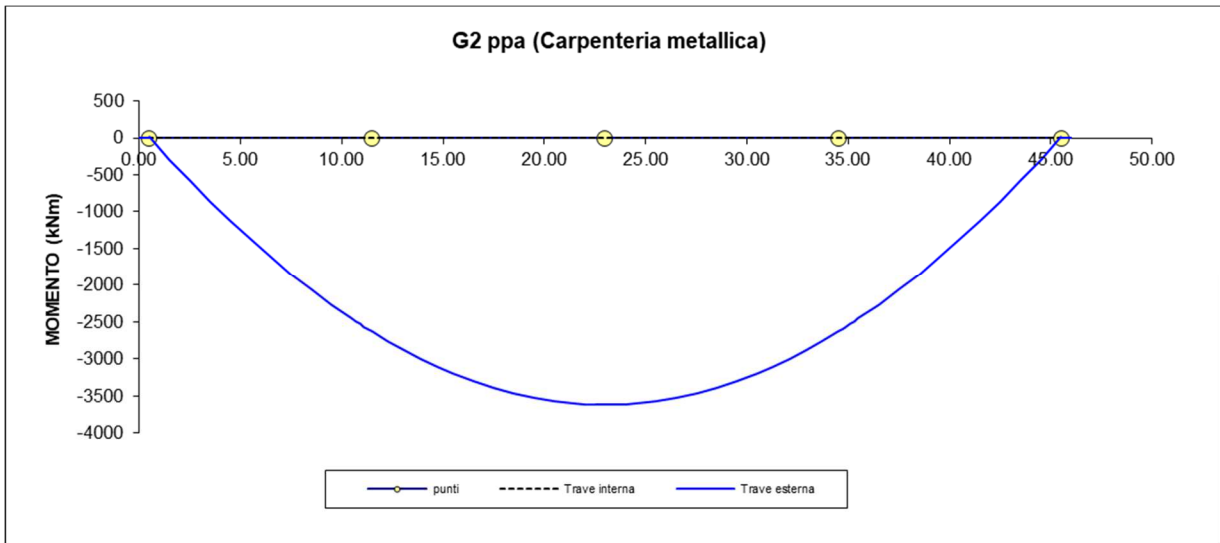
H	5.50 m
F	7.4 kN/m
Braccio	2.6
M	19.23 (kNm/m)

12 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

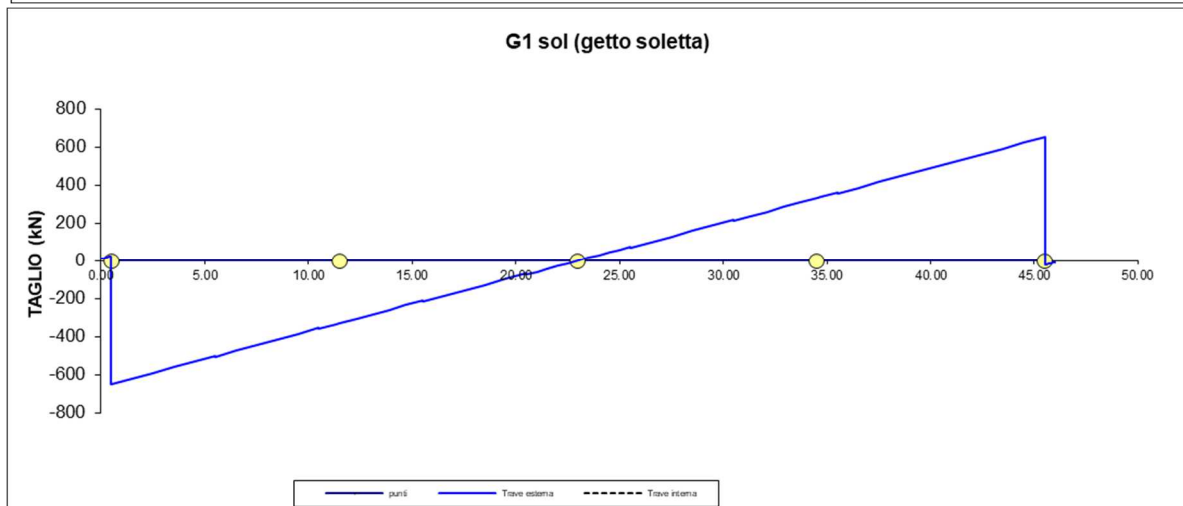
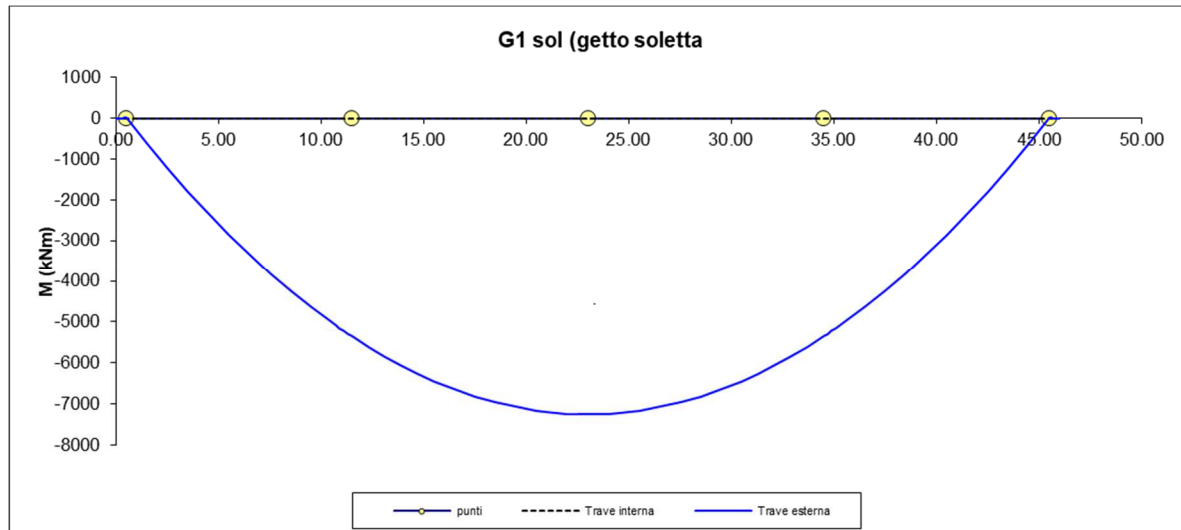
Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione di taglio e momento flettente nel piano verticale della trave esterna, essendo la trave soggetta alle maggiori sollecitazioni sia per i carichi permanenti che variabili.

12.1 Travi principali: sollecitazione di 1^a fase

In questa fase la sezione reagente è costituita dalle sole travi in acciaio, in quanto la soletta non è collaborante ed è presente solo come carico applicato.



Peso proprio carpenteria metallica (g1ppa) (Momento e Taglio)



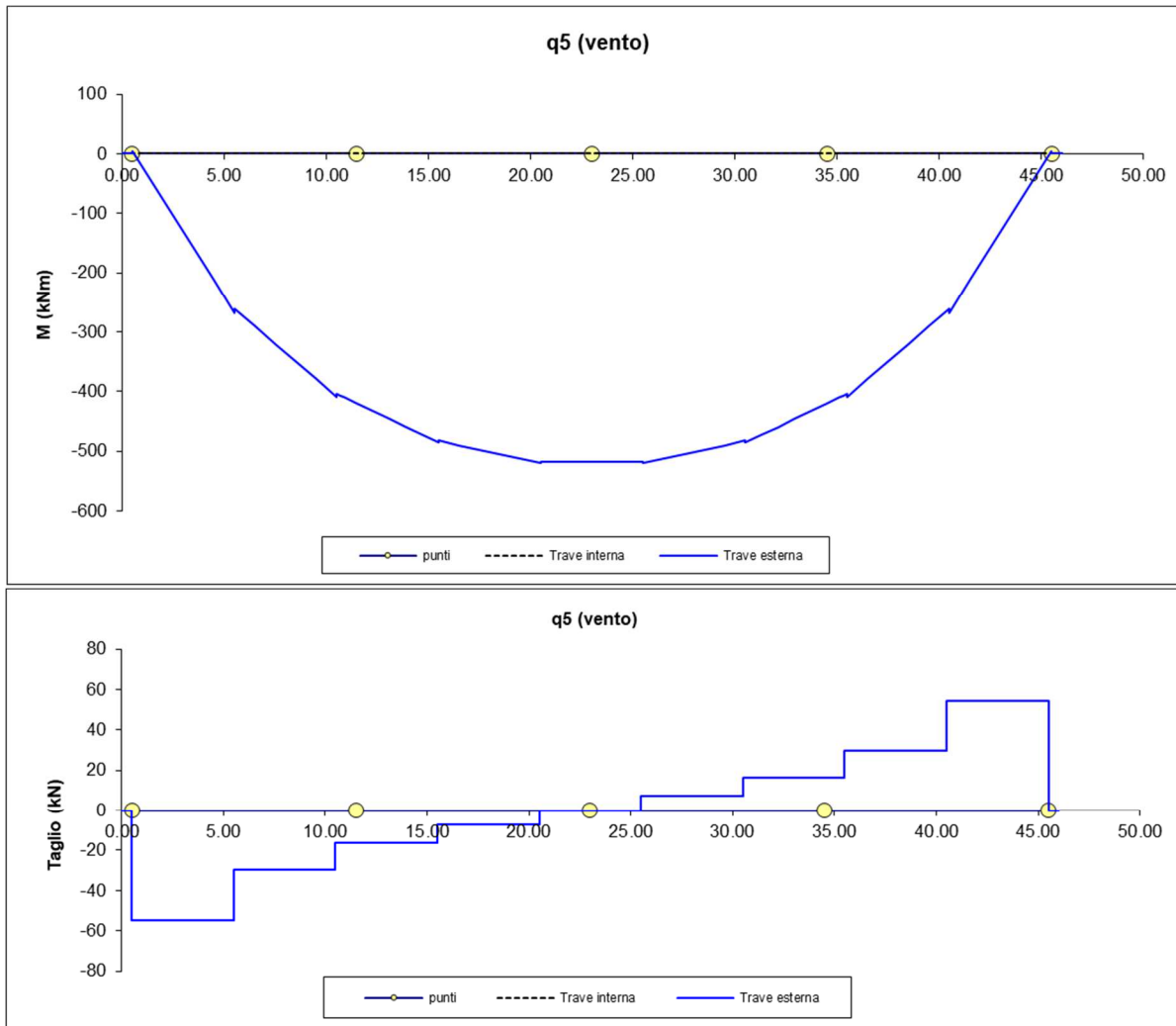
Peso proprio soletta (g1sol) (Momento e Taglio)

12.2 Travi principali: sollecitazione di 2^a fase

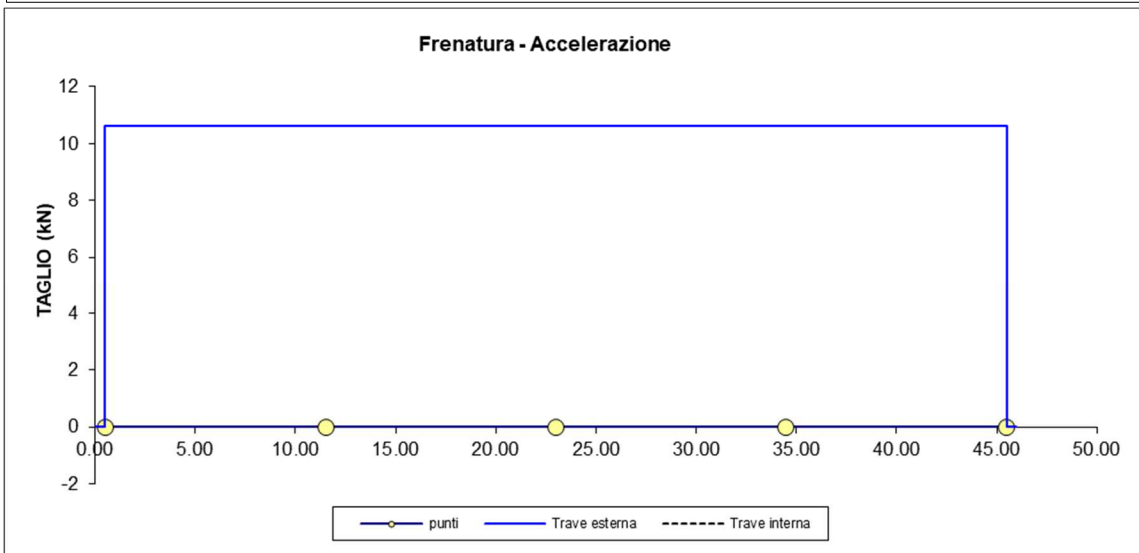
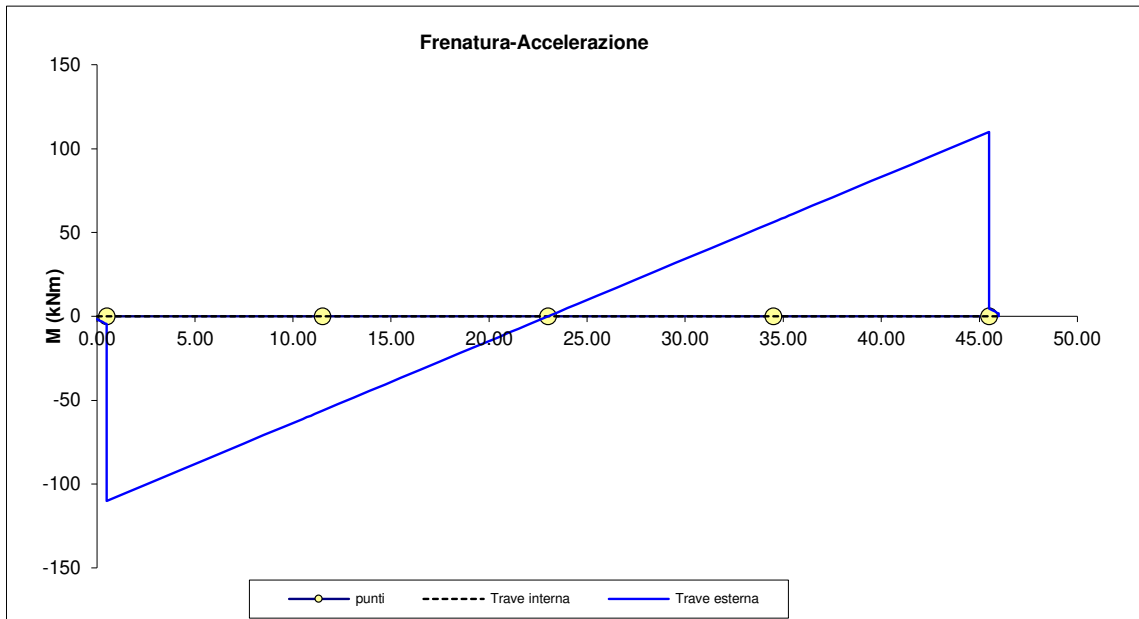
I carichi di 2a fase sono stati suddivisi in carichi agenti a tempo T_0 (vento, carichi mobili e loro effetti, variazione giornaliera di temperatura, folla, sisma) e carichi a tempo T_{00} (permanenti portati, variazioni stagionali di temperatura, ritiro).

Essendo la combinazione di carico dimensionante per le travi quella relativa al gruppo di azioni n.1 (SLU1) in cui le azioni di frenatura e centrifuga non sono presenti, i digrammi di tali azioni vengono omessi.

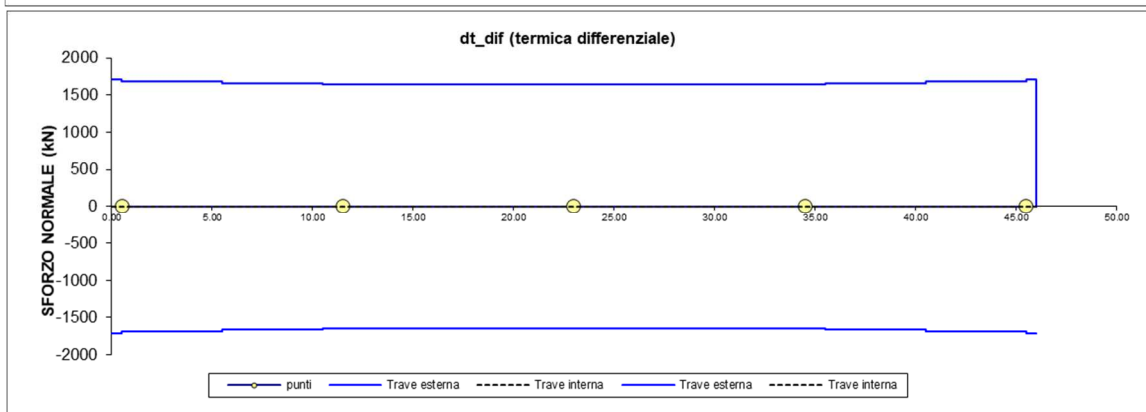
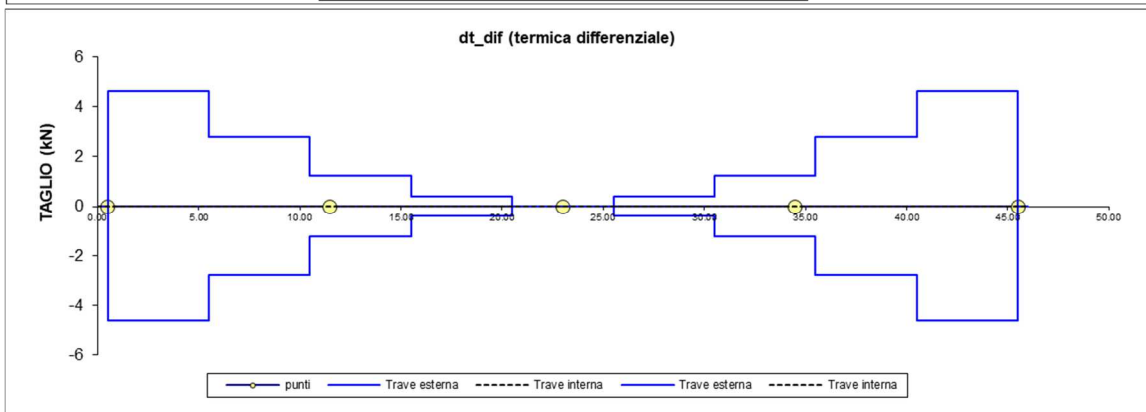
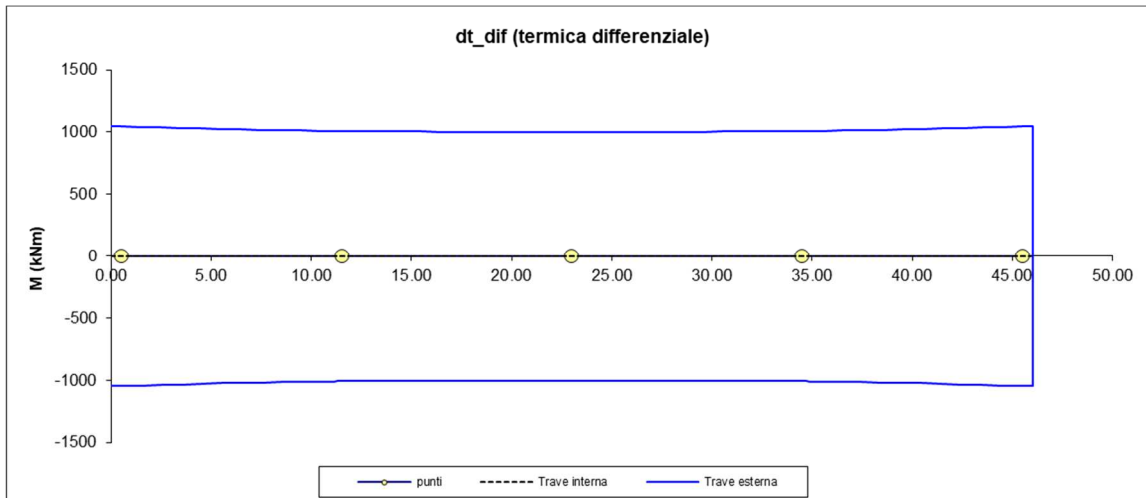
12.2.1 Travi principali: sollecitazioni di 2a fase a To



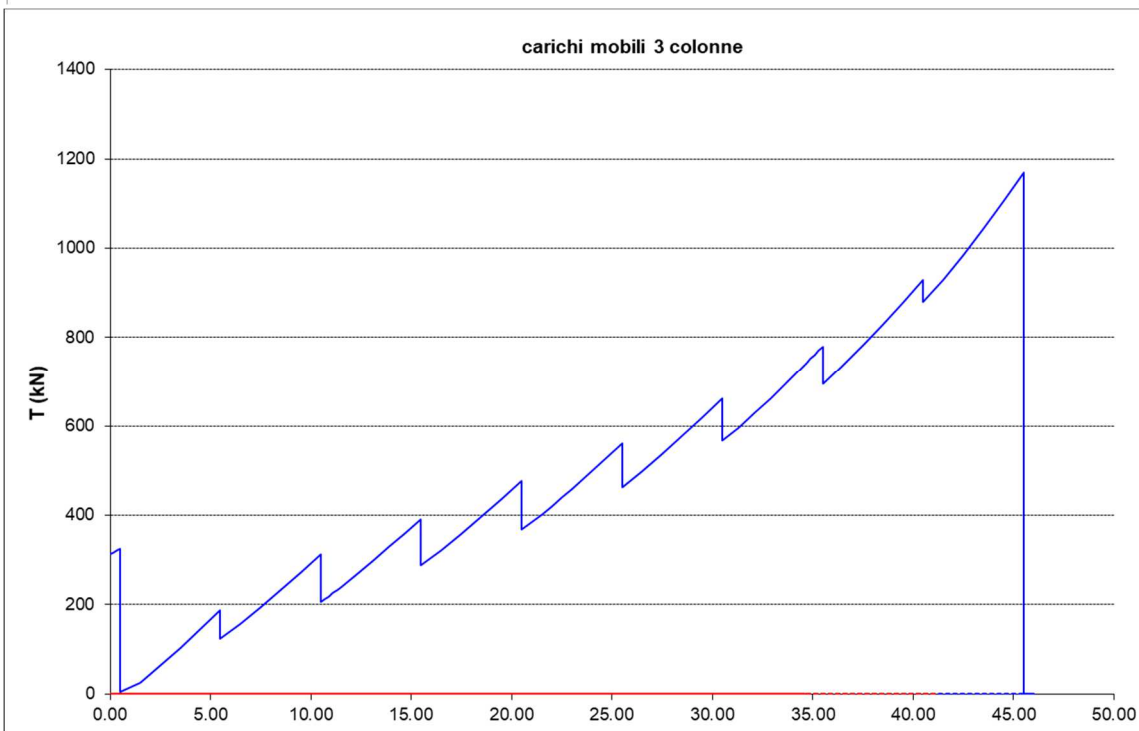
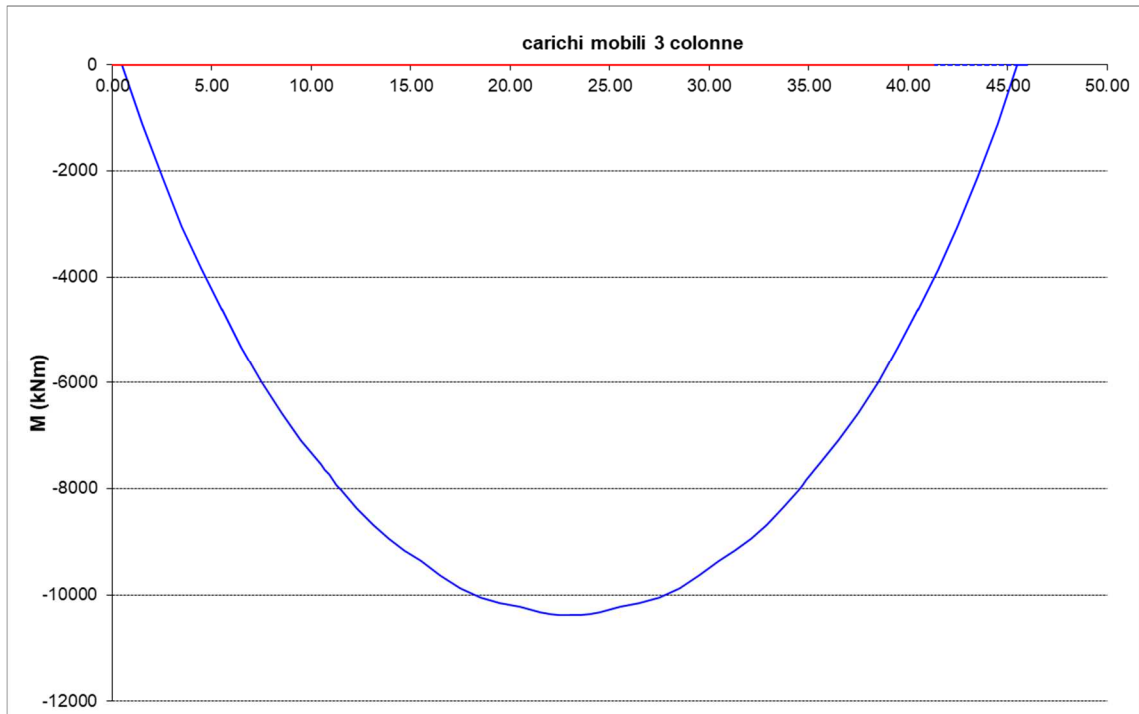
Vento a ponte carico (q5) (Momento e Taglio)



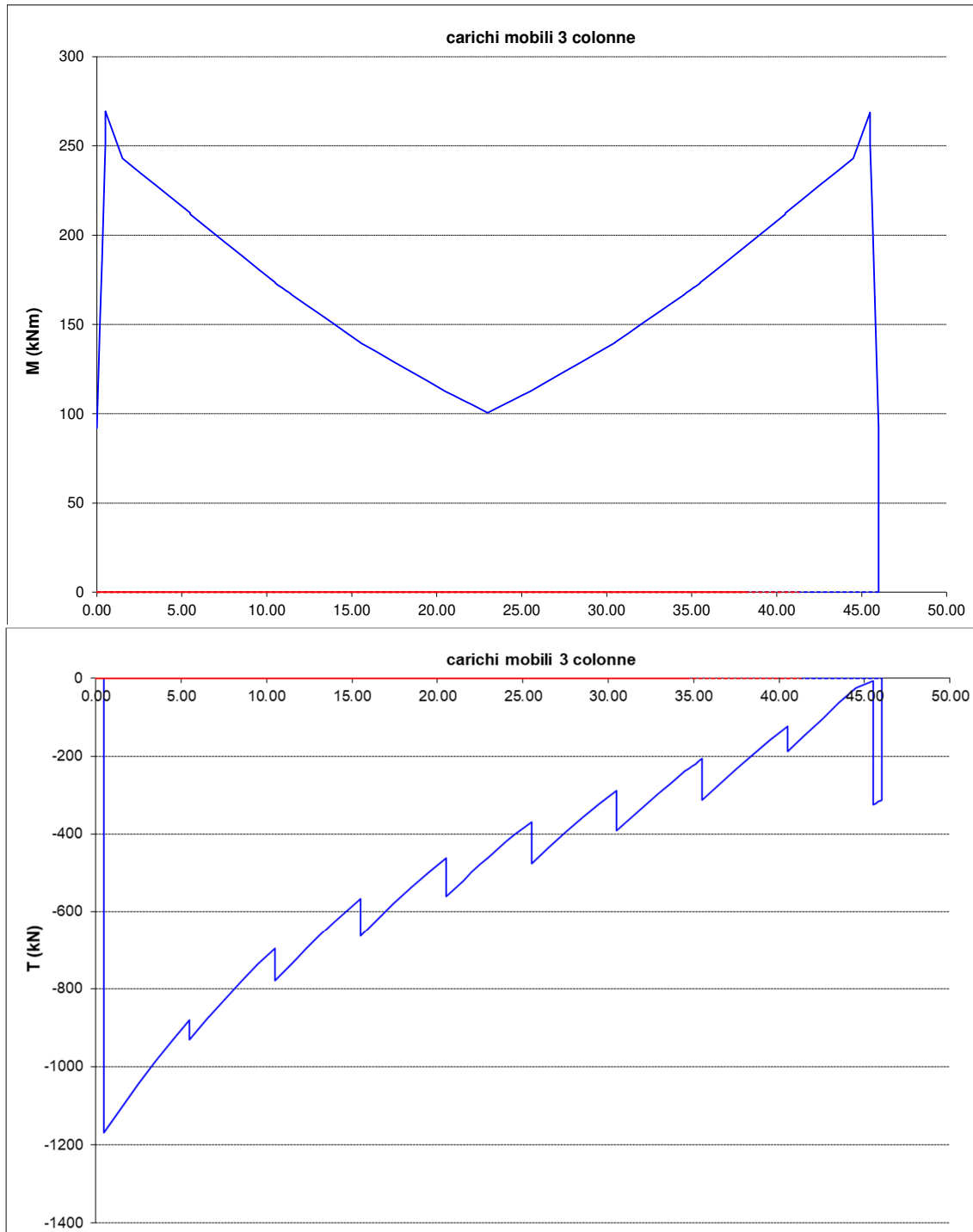
Frenatura/Accelerazione (Momento e Taglio)



DT differenziale (Momento, Taglio e Sforzo Normale)

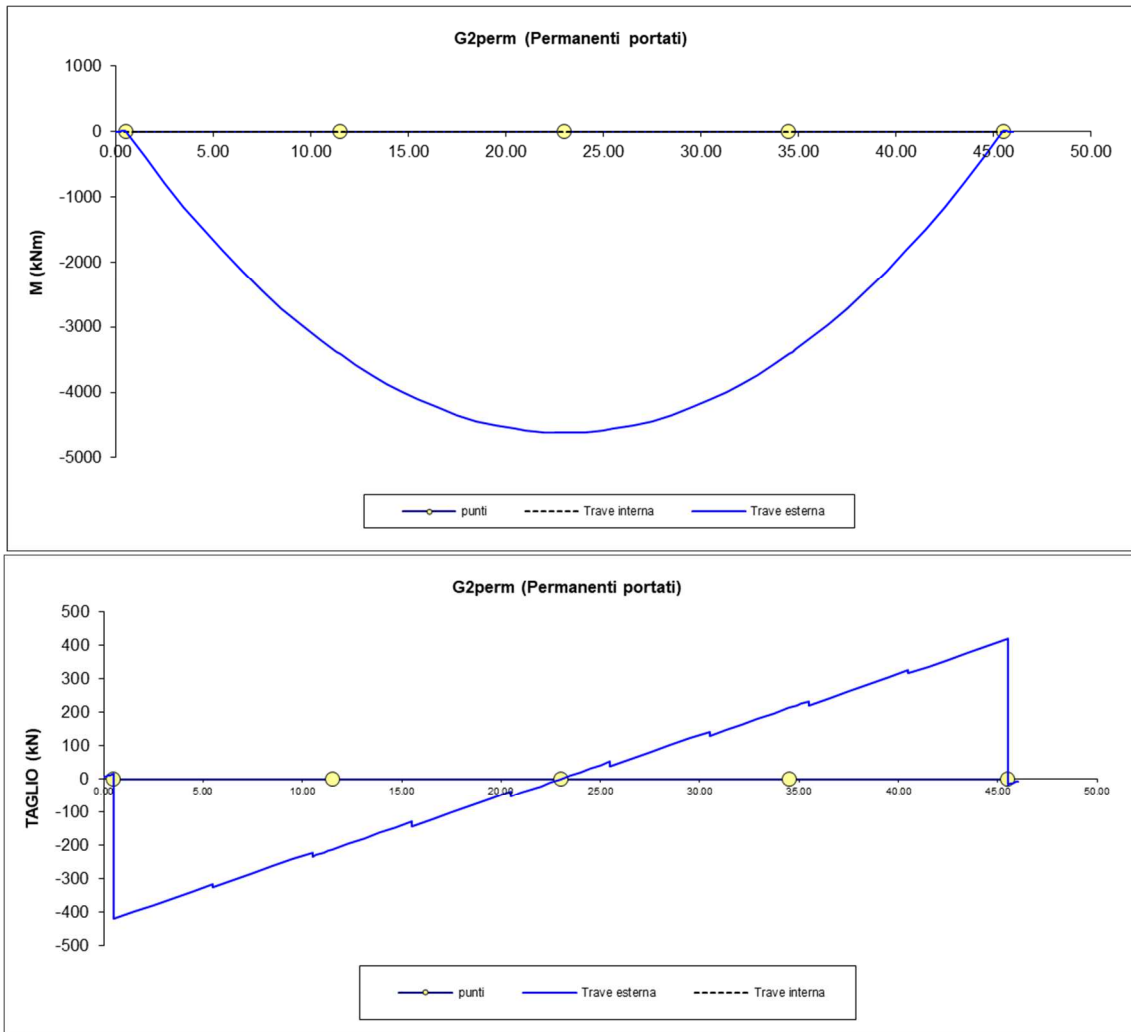


Accidentale carichi mobili
 Colonne di carico a filo esterno carreggiata: massimo Momento - massimo Taglio

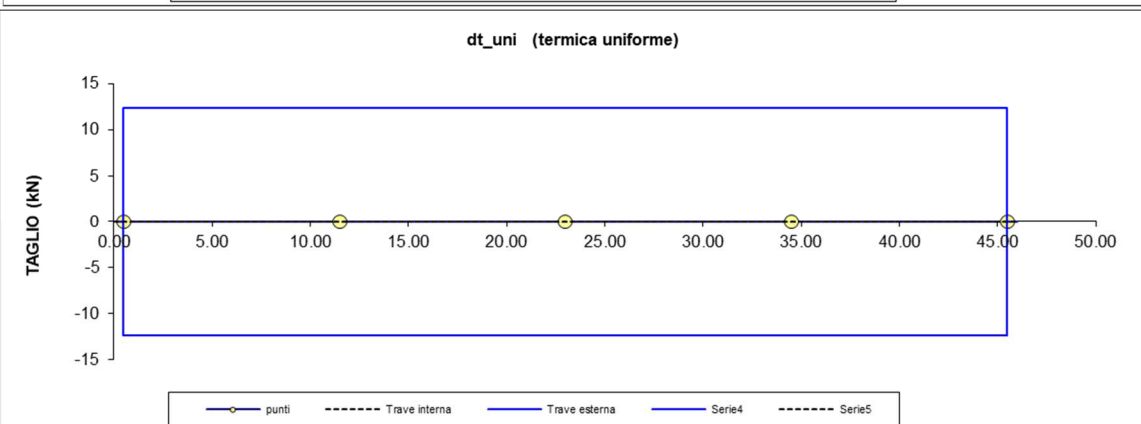
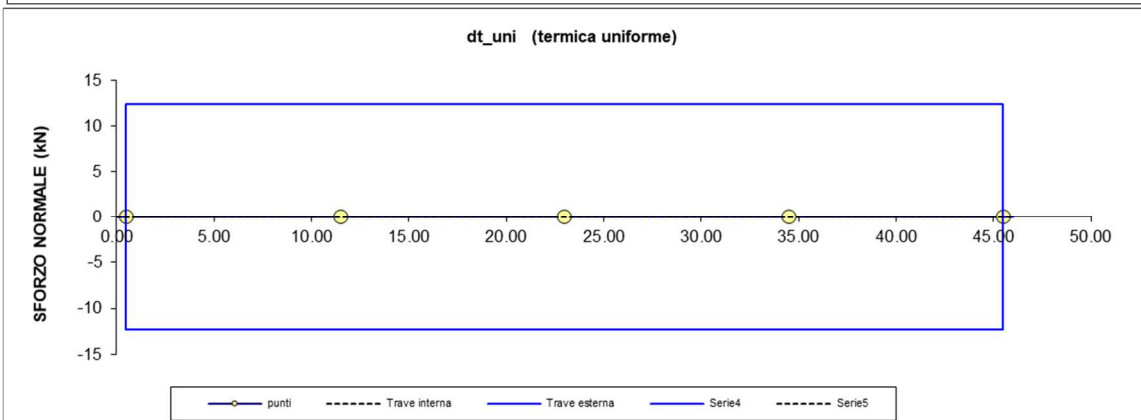
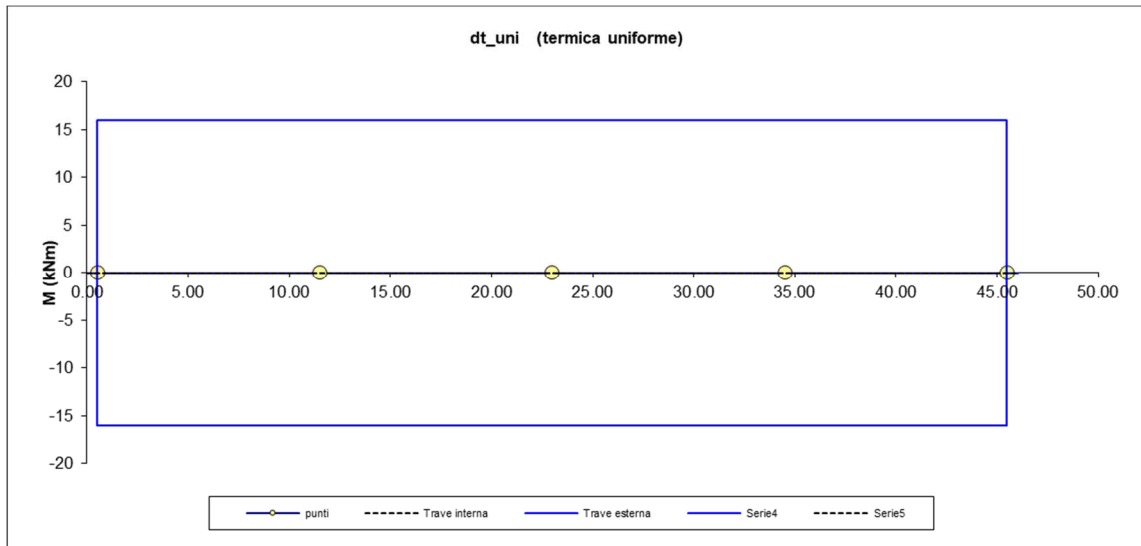


Accidentale carichi mobili
 Colonne di carico a filo esterno carreggiata: minimo Momento - minimo Taglio

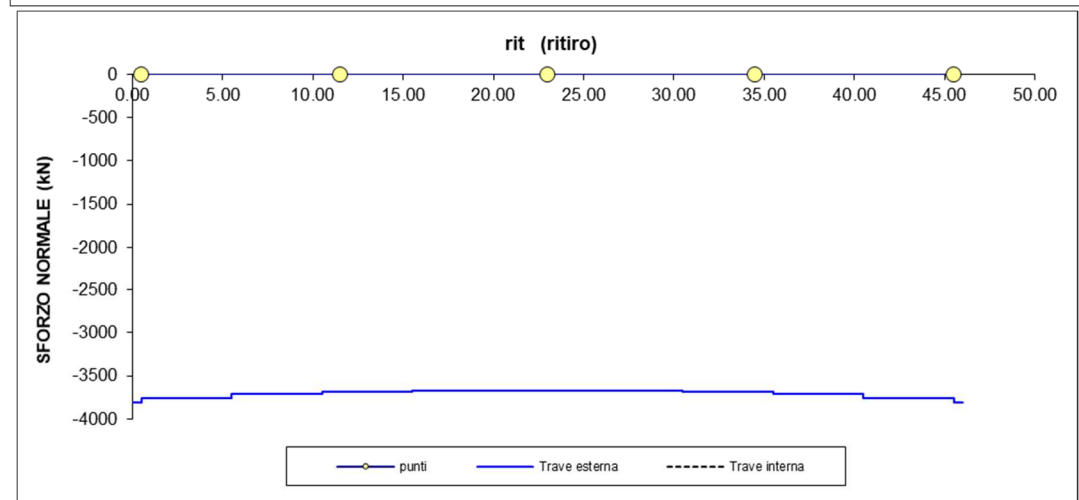
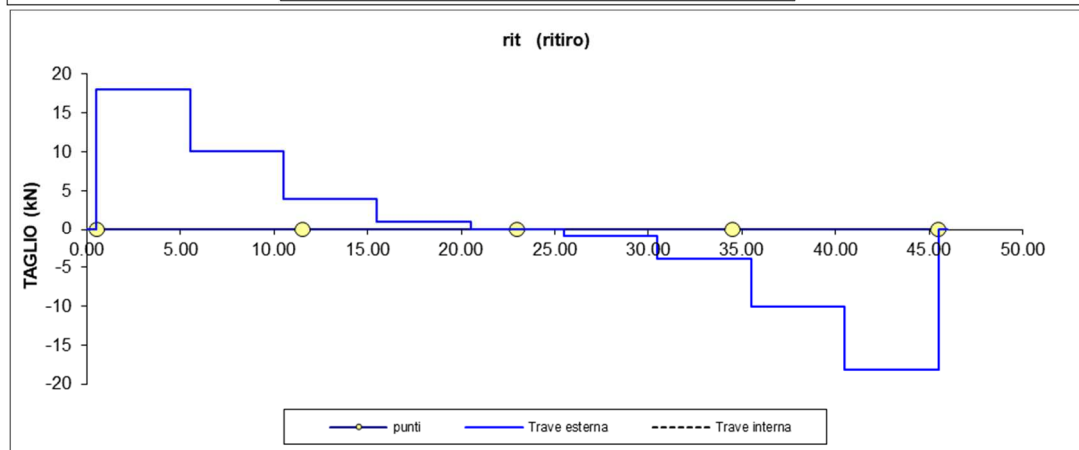
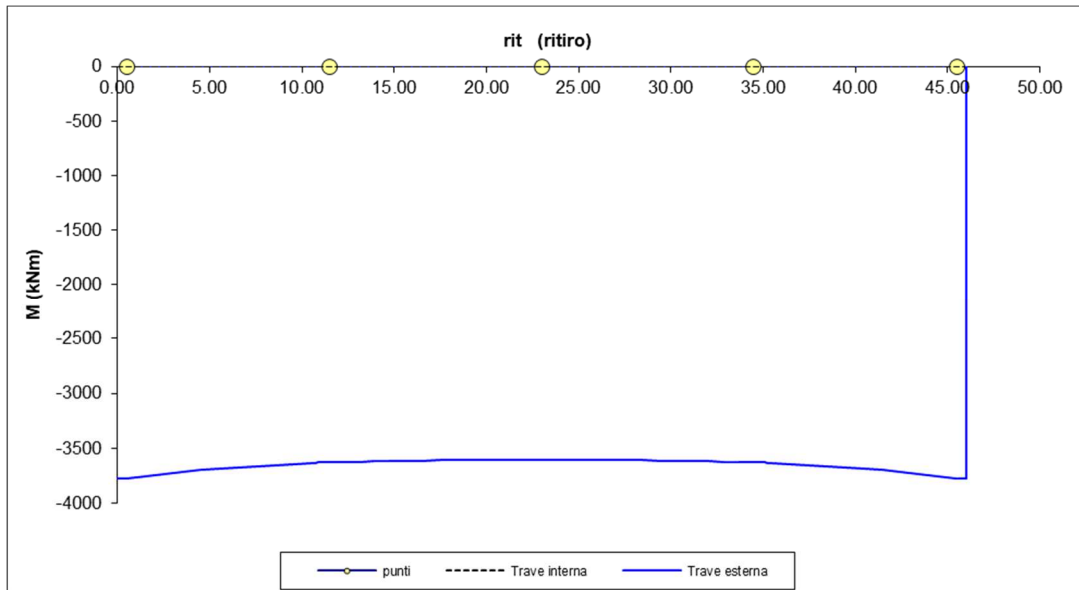
12.2.2 Travi principali: sollecitazioni di 2a fase a Too



Permanenti portati (Momento e Taglio)



DT uniforme (Momento, Sforzo Normale e Taglio)



Ritiro (Momento, Taglio e Sforzo Normale)

13 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI

13.1 Travi: verifica di resistenza allo SLU

Le verifiche sono state condotte per tutte le combinazioni di normativa, tuttavia si riportano di seguito le tensioni relative alle condizioni di carico più gravose. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come negative le tensioni di trazione. Le unità di misura utilizzate per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

I moduli di resistenza utilizzati per effettuare le verifiche sono di 3 tipi:

- fase 1: solo trave d'acciaio;
- fase 2 T₀: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;
- fase 2 T_∞: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito.

Nel calcolo dei moduli di resistenza non sono state incluse le predalles.

L'armatura della soletta è stata anch'essa inclusa nel calcolo dei moduli di resistenza. Ai fini delle verifiche è stato considerato nel calcolo solo il quantitativo di armatura presente all'interno della larghezza collaborante delle travi d'acciaio.

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

Per calcolare correttamente lo stato tensionale della soletta e delle armature, in presenza di stati di coazione interni (ritiro, termica differenziale), oltre alle sollecitazioni globali lette dal modello di calcolo agli elementi finiti, è necessario tenere in conto lo sforzo normale interno che ha prodotto la coazione.

Si riassumono, di seguito, le relazioni utilizzate per il passaggio dallo stato di sollecitazione a quello tensionale.

Travi d'acciaio:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \quad \tau = T \times A_t, \quad \sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

dove A, W cambiano valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione, ed A_t è pari all'area dell'anima della trave metallica.

Soletta:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{\text{GLOBALE}} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{\text{COAZIONE}} \right] \frac{1}{n_{om}}$$

dove A e W cambiano valore in funzione del coefficiente di omogeneizzazione (T₀ / T_∞), ed A* rappresenta l'area omogeneizzata della soletta e delle armature in essa incluse.

Armature:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{\text{GLOBALE}} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{\text{COAZIONE}} \right]$$

dove A e W cambiano valore in funzione del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), ed A* rappresenta l'area omogeneizzata della soletta (se presente) e delle armature in essa incluse.

Scorrimento al piano di estradosso trave (dimensionamento pioli):

$$S = T \times B_s$$

dove B_s cambia valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione. B_s è pari al momento statico, relativo alla parte superiore ai connettori, diviso il momento d'inerzia totale: S_x/J .

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle tensioni (assiale, tangenziale ed ideale) sulle fibre corrispondenti all'intradosso ed all'estradosso trave metallica per entrambe le travi esaminate (esterna e interna).

Convenzioni segni tensioni: + compressione; - trazione.

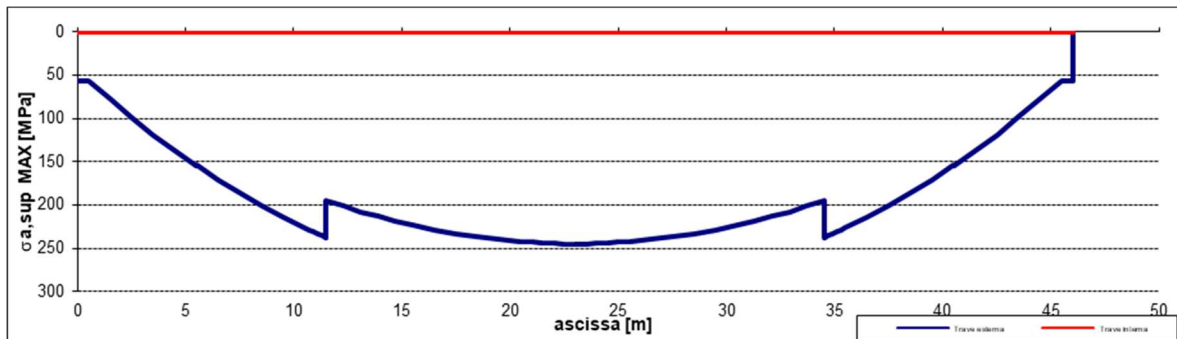
Per ciascuna coppia di sollecitazioni e taglio indicate (rispettivamente M_{max} - V_{max} e M_{min} - V_{min}) sono riportate le tensioni massime e minime derivanti dall'involuppo delle tensioni relative alle sollecitazioni di ciascuna coppia.

La condizione rappresentata è la SLU 1, essendo la combinazione più gravosa.

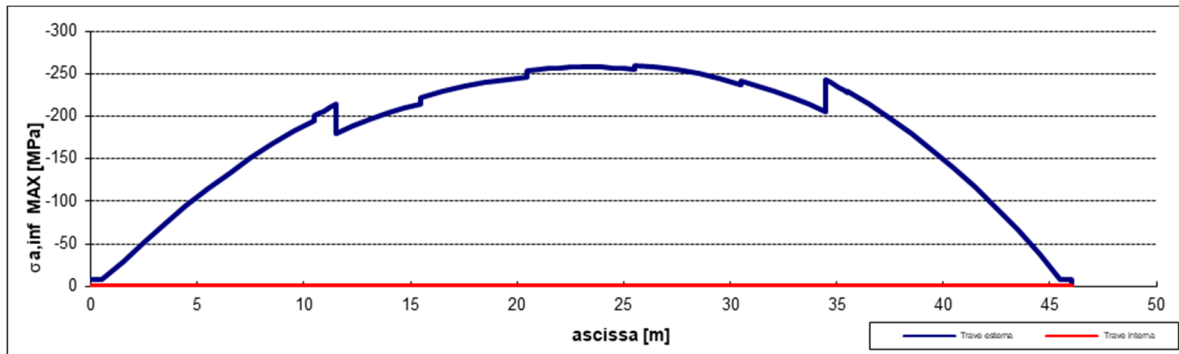
Si riportano le verifiche della trave esterna essendo la trave maggiormente sollecitata.

Sollecitazioni dei carichi mobili: M_{max} e V_{max}

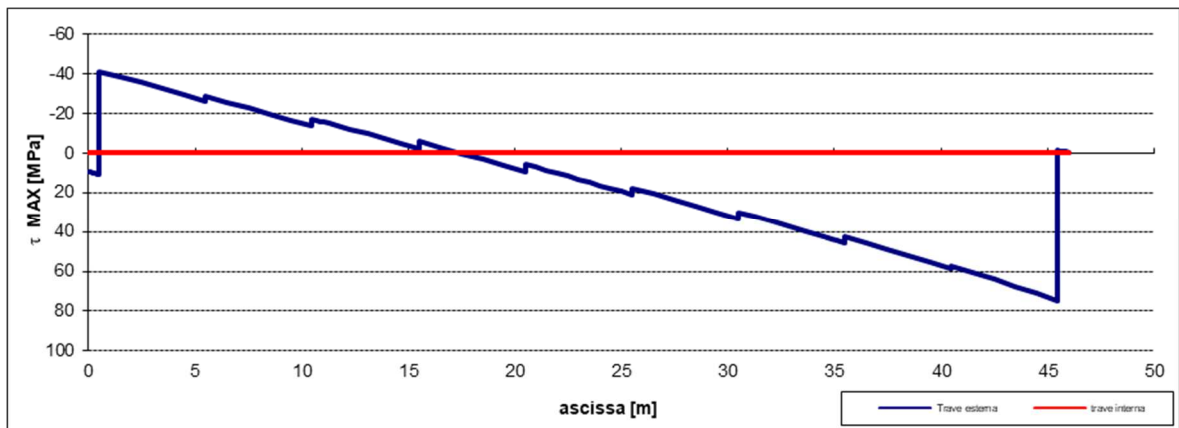
Tensioni massime:



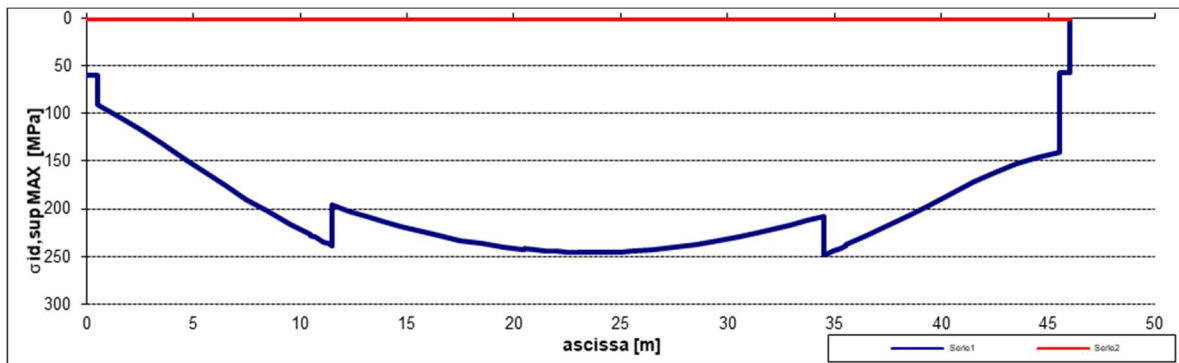
Tensione massima al lembo superiore della trave



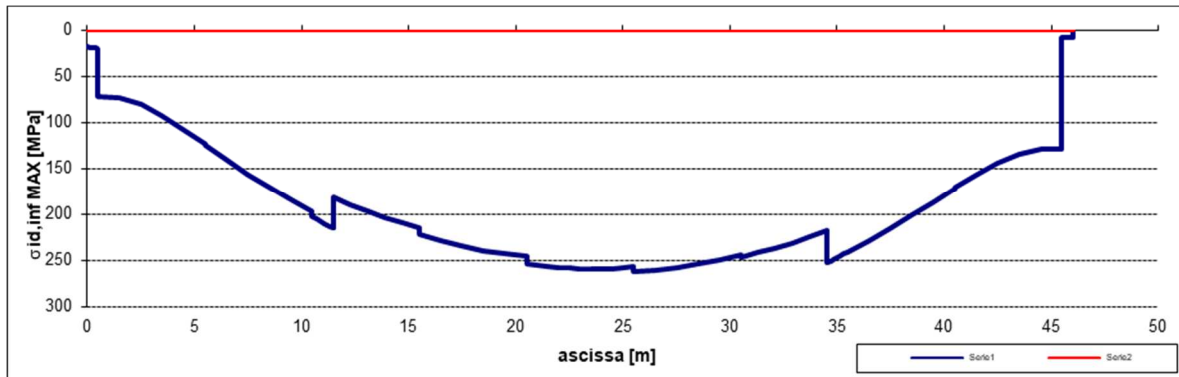
Tensione massima al lembo inferiore della trave



Tensione massima tangenziale media nella trave

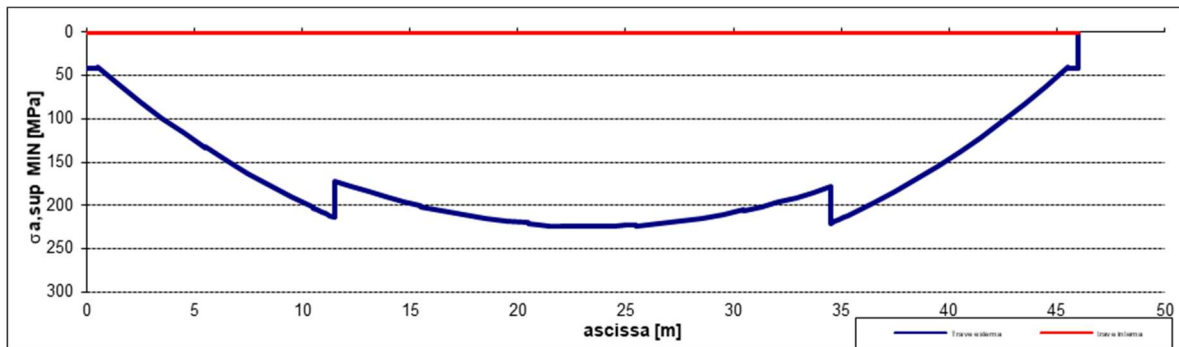


Tensione ideale massima al lembo superiore della trave

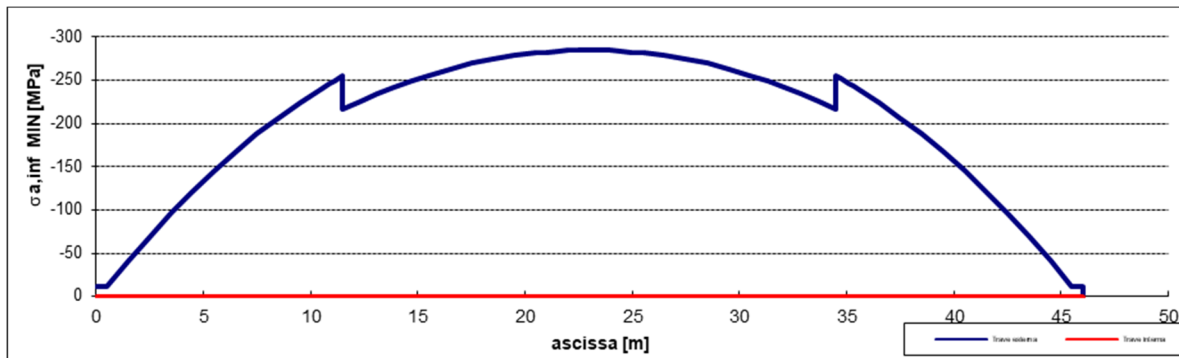


Tensione ideale massima al lembo inferiore della trave

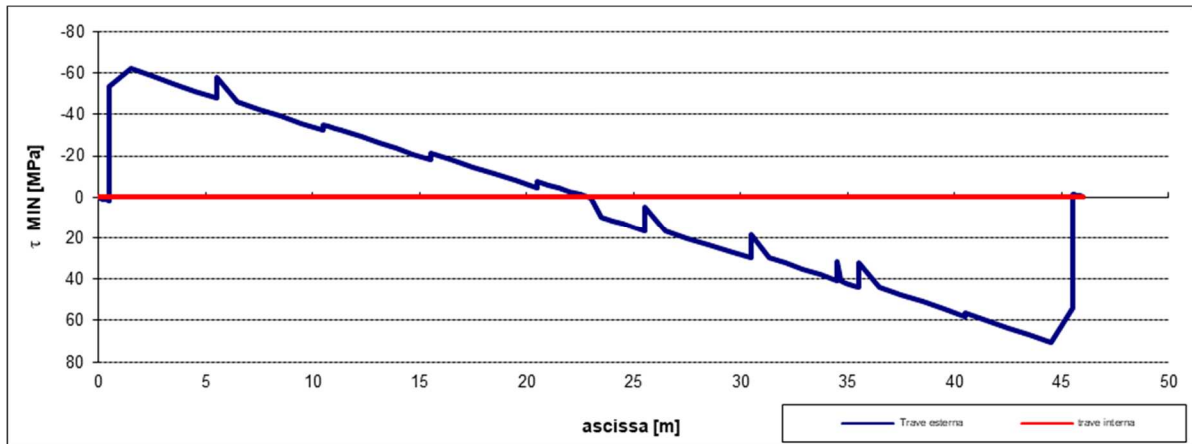
Tensioni minime:



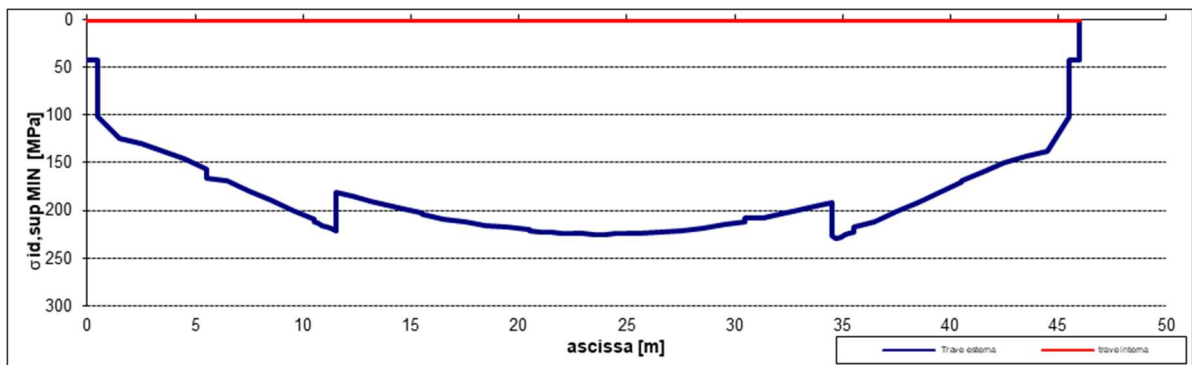
Tensione minima al lembo superiore della trave



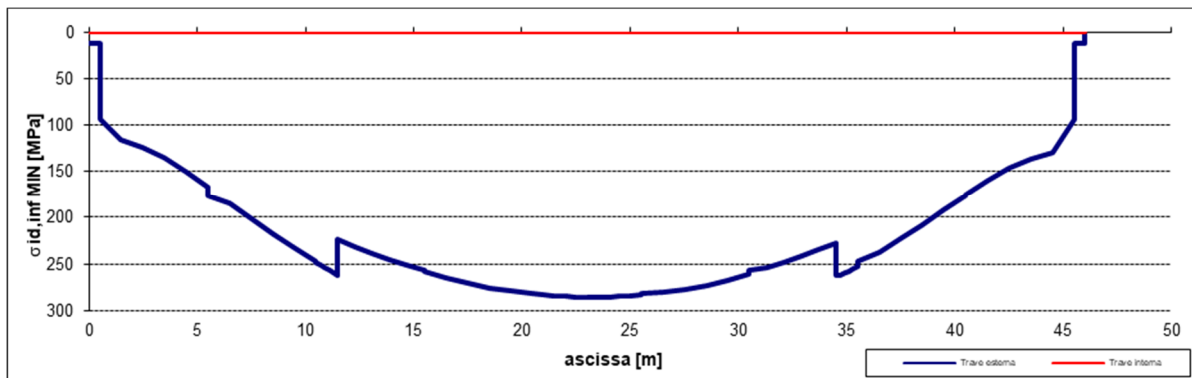
Tensione minima al lembo inferiore della trave



Tensione minima tangenziale media nella trave



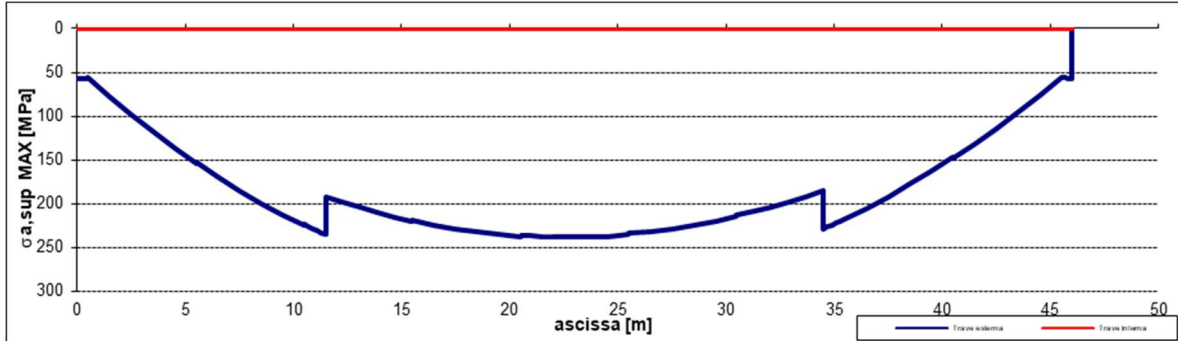
Tensione ideale minima al lembo superiore della trave



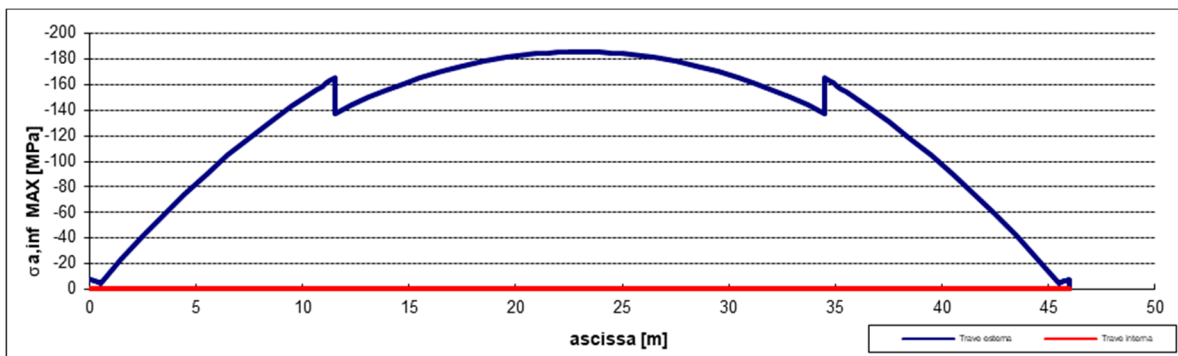
Tensione ideale minima al lembo inferiore della trave

Sollecitazioni dei carichi mobili: Mmin e Vmin

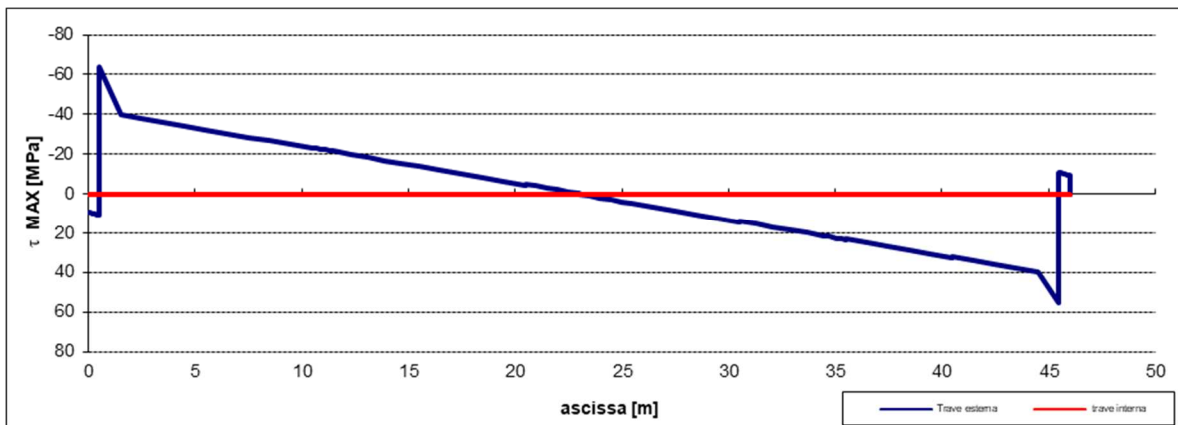
Tensioni massime:



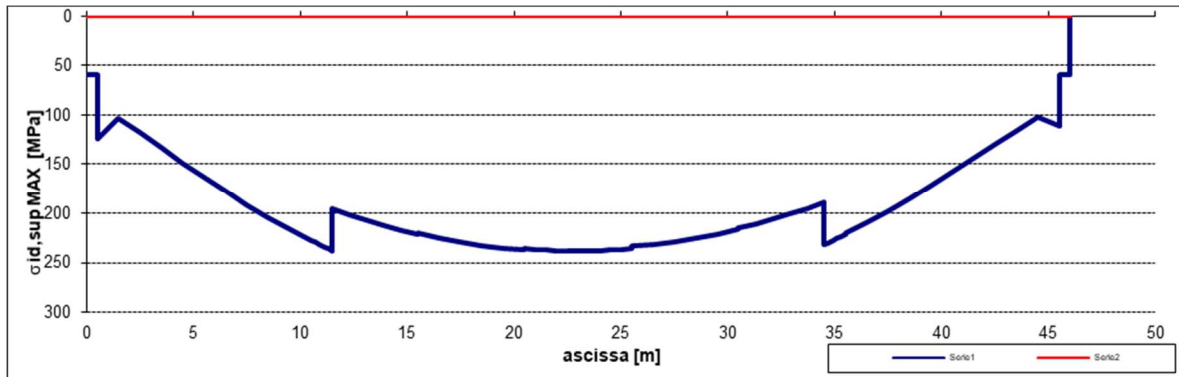
Tensione massima al lembo superiore della trave



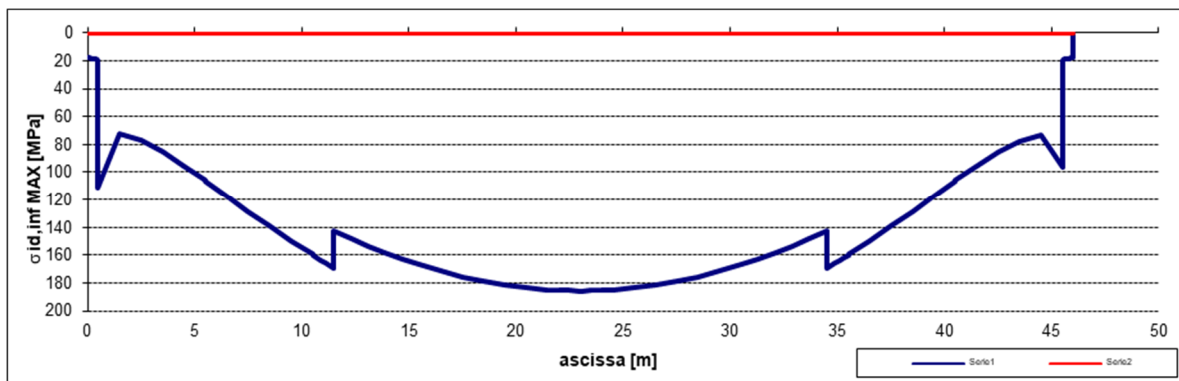
Tensione massima al lembo inferiore della trave



Tensione massima tangenziale media nella trave

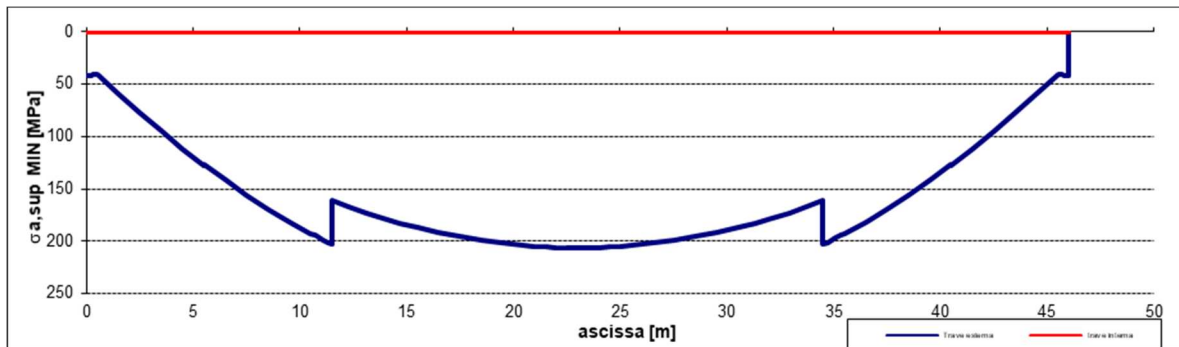


Tensione ideale massima al lembo superiore della trave

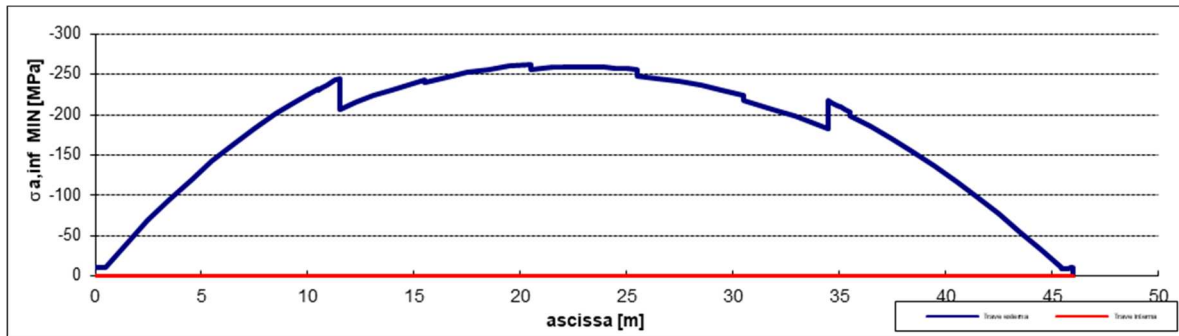


Tensione ideale massima al lembo inferiore della trave

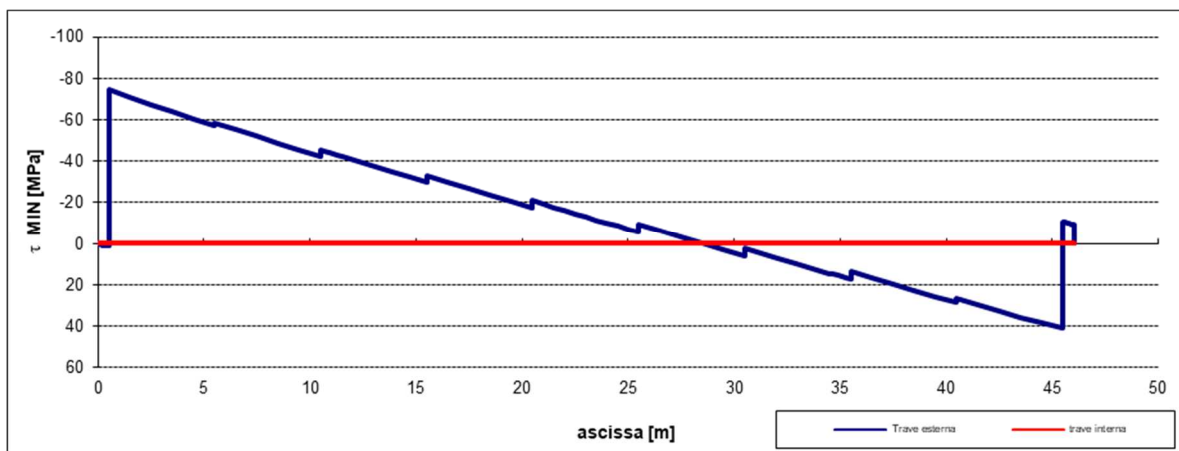
Tensioni minime:



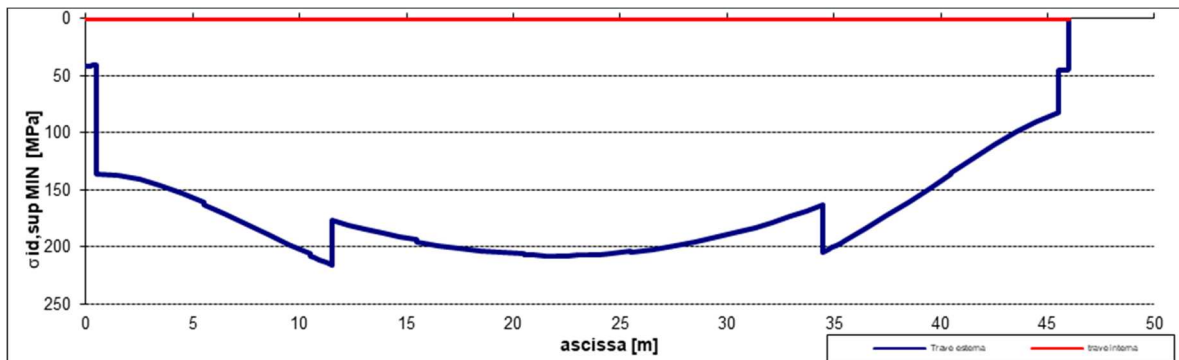
Tensione minima al lembo superiore della trave



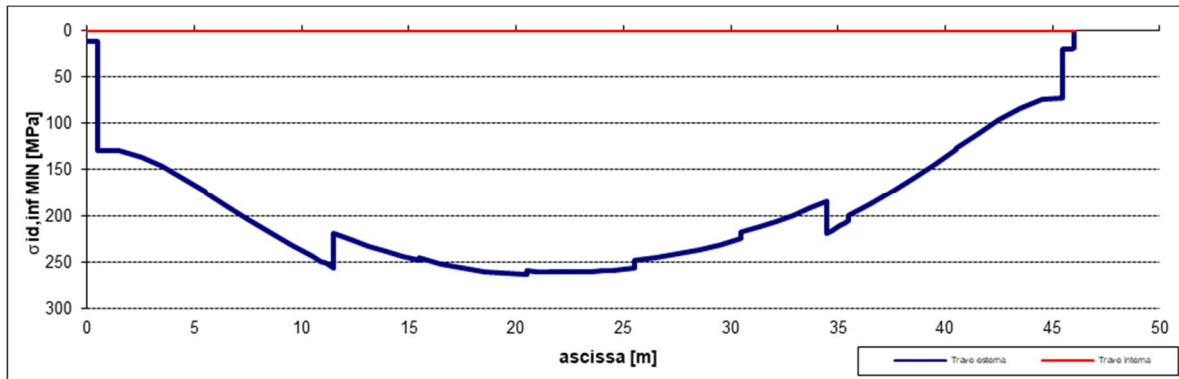
Tensione minima al lembo inferiore della trave



Tensione minima tangenziale media nella trave



Tensione ideale minima al lembo superiore della trave

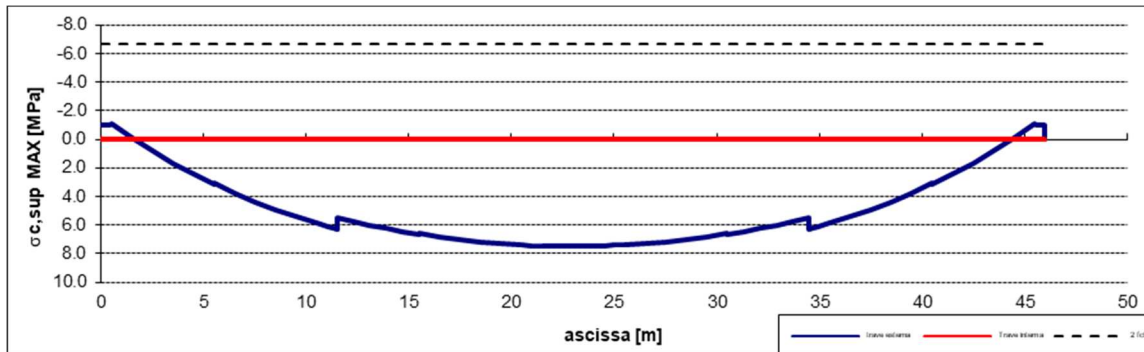


Tensione ideale minima al lembo inferiore della trave

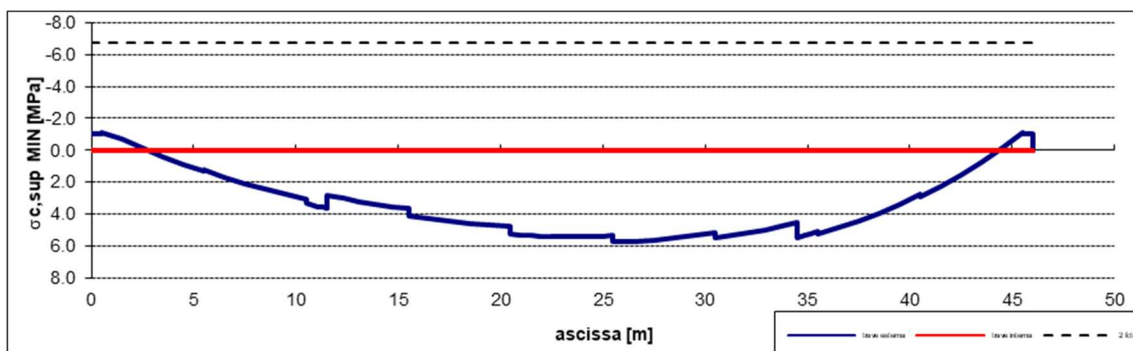
13.2 Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle tensioni all'estradosso soletta per la trave esterna e per quella interna. La combinazione rappresentata è la SLU 1.

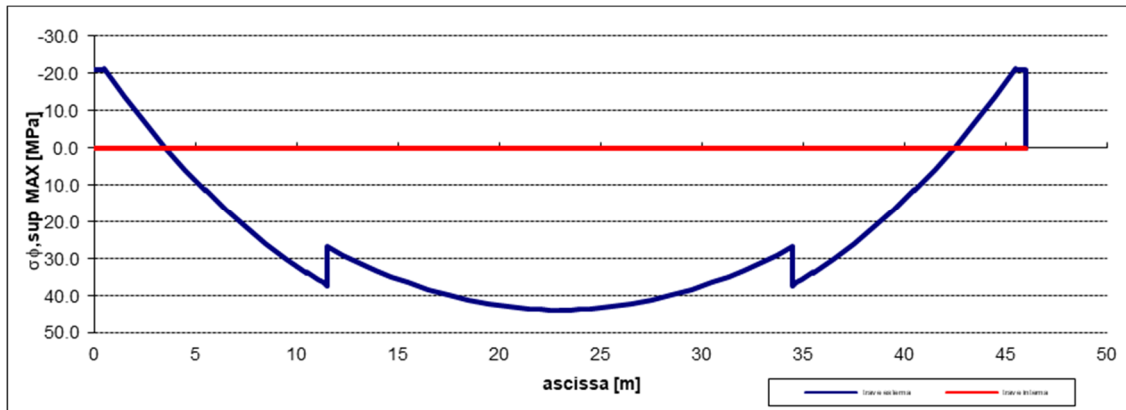
Sollecitazioni dei carichi mobili: Mmax e Vmax



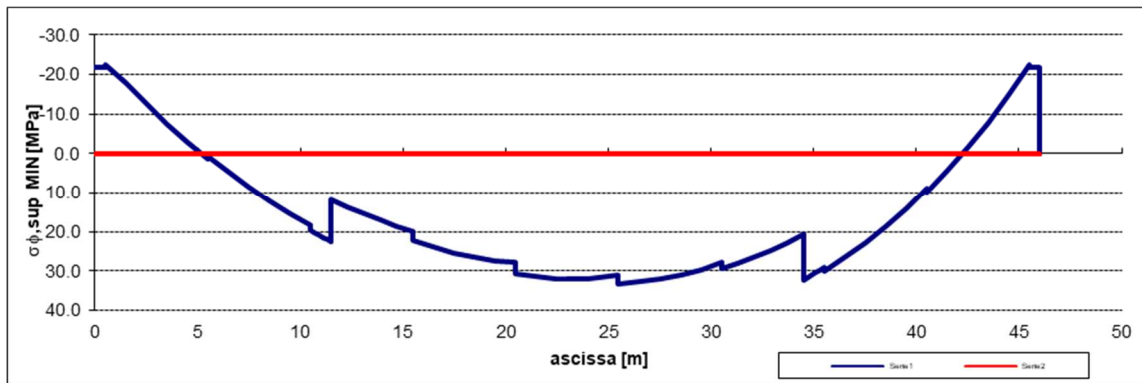
Tensione massima sul calcestruzzo al lembo superiore soletta



Tensione minima sul calcestruzzo al lembo superiore soletta

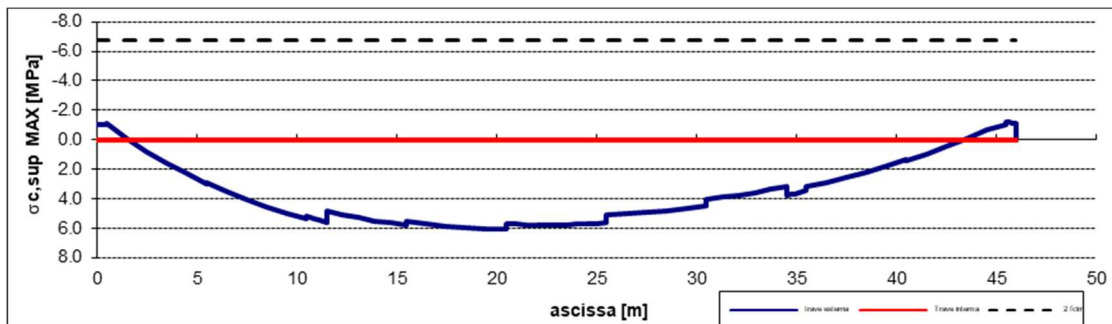


Tensione massima nelle armature al lembo superiore della soletta

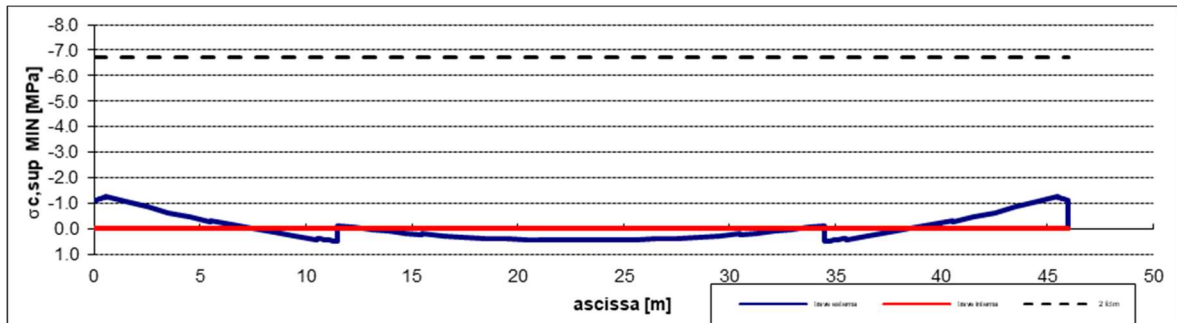


Tensione minima nelle armature al lembo superiore della soletta

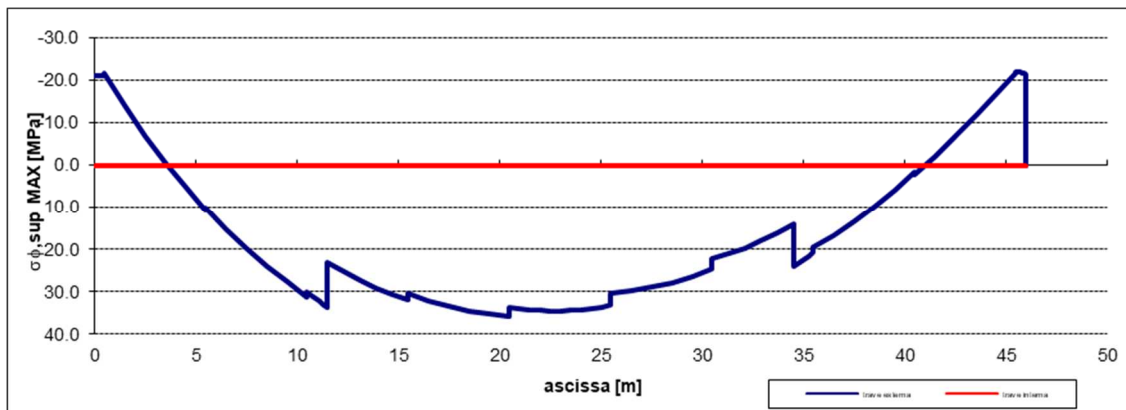
Sollecitazioni dei carichi mobili: Mmin e Vmin



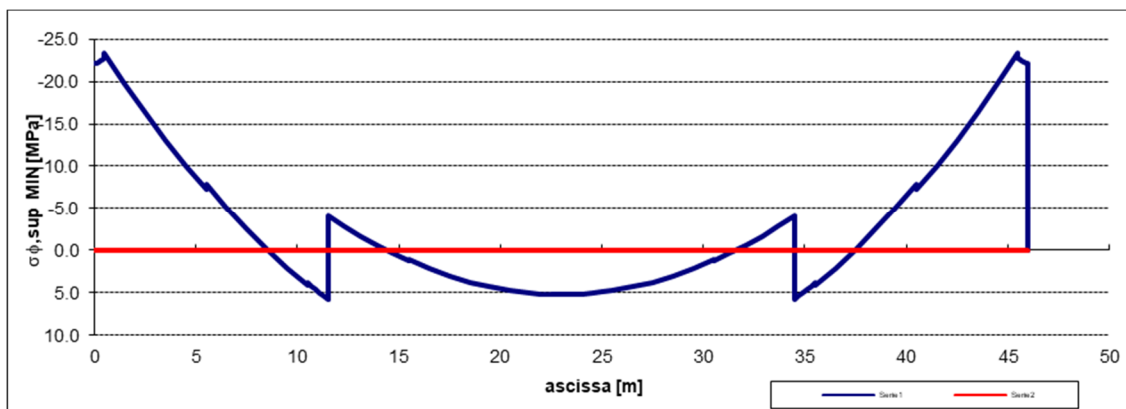
Tensione massima sul calcestruzzo al lembo superiore soletta



Tensione minima sul calcestruzzo al lembo superiore soletta



Tensione massima nelle armature al lembo superiore della soletta



Tensione minima nelle armature al lembo superiore della soletta

13.3 Riepilogo tensioni agenti sulla trave

Si riportano di seguito le massime e le minime tensioni agenti sui due lembi della trave ($\sigma_a - \sigma_{aid} - \tau_a$), sul lembo superiore della soletta ($\sigma_{c,sup}$) e sulle armature di quest'ultima ($\sigma_{\phi,sup}$) ed i rispettivi coefficienti di sicurezza:

	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{\phi,sup}$	$\sigma_{a,sup}$	$\sigma_{a,inf}$	$\tau_{a,sup}$	$\tau_{a,inf}$	$\sigma_{id,sup}$	$\sigma_{id,inf}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Tensioni max	7.51	43.76	244.49	0.00	74.78	74.78	248.74	285.57
Tensioni min	-1.30	-23.38	0.00	-285.19	-74.78	-74.78	0.00	0.00
FS tensioni max	0.35	0.11	0.72	0.00	0.38	0.38	0.74	0.84
FS tensioni min	0.19	0.06	0.00	0.84	0.38	0.38	0.00	0.00

Tutte le suindicate tensioni sono inferiori ai seguenti limiti tensionali:

$$\sigma_c < f_{cd} = 21.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\phi} < f_{yd} = 391.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a < f_{yd} = 338.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_a < f_{yd} / \sqrt{3} = 195.2 \text{ Mpa}$$

13.4 Verifica di deformabilità

Verifica con limite L/700

La deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto al loro valore nominale deve rispettare il seguente limite:

$$f \leq L/700$$

dove:

L = luce di calcolo

f = massima freccia verticale

Dal modello la massima deformazione verticale relativa al gruppo di azione 1 con i carichi Q_{ik} disposti in mezzzeria risulta pari a:

	Trave Esterna
f_{max} carichi accidentali (mm)	39.4

Le suindicate deformazioni risultano inferiori al limite massimo $S_{vlim} = L/700 = 45000/700 = 64.3\text{mm}$.

14 SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE

14.1 Stati limite ultimo

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti:

Appoggio esterno (incastro sbalzo soletta)

$$M_{\max} = -171 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\max} = 172.5 \text{ kN/m}$$

Campate interne

$$M_{\max} = 70.5 \text{ kNm/m}$$

14.1.1 Verifica a flessione

Appoggio esterno:

Armatura disposta: superiore 1 ϕ 24/12.5
 inferiore 1 ϕ 24/25

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	36.19	5.7
			2	18.1	21.8

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.			
N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-171.3	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord. [cm]	xN 0
	yN 0

Materiali	
B450C	C35/45
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 19.93
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.8
	τ_{c1} 2.257

Tipo rottura	
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

Metodo di calcolo	
<input type="radio"/> S.L.U. +	<input checked="" type="radio"/> S.L.U. -
<input type="radio"/> Metodo n	

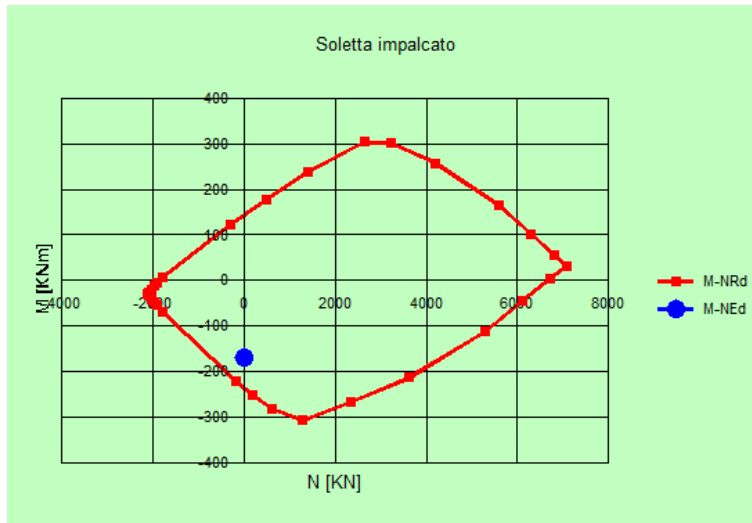
Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata

M _{xRd}	-236	kN m
σ_c	-19.83	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	8.759	‰
d	19.3	cm
x	5.51	x/d 0.2855
		δ 0.7969

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Campate interne:

Armatura disposta: superiore 1ϕ24/25
 inferiore 1ϕ24/25

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18.1	5.7
2	18.1	21.8

Rettangoli Coord.
 File

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

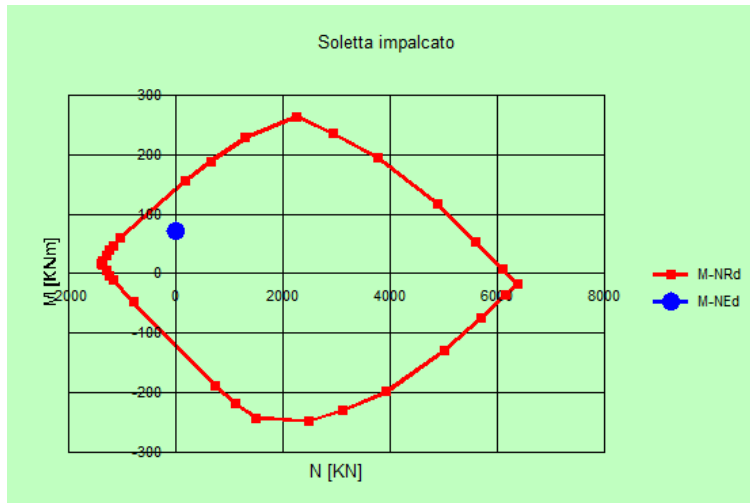
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.93 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 13.5
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 143.5 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 11.21 %
 d 21.8 cm
 x 5.188 x/d 0.238
 δ 0.7375



14.1.2 Verifica a taglio

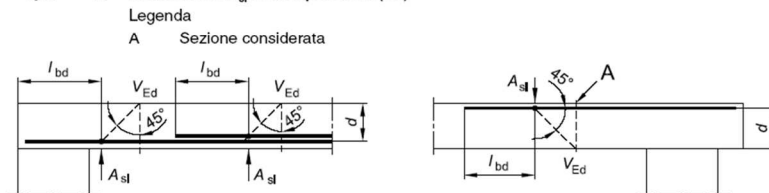
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di taglio sollecitante a stato Limite Ultimo	V_{Ed}	172.5 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	2.02 [-]
		2.00 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0187519 [-]
		0.0187519 [-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	190.93 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	116.77 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	190.93 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

14.2 Stato limite di esercizio

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

Appoggio esterno:

$$M_{max} \text{ SLE RARA} = -124 \text{ kNm/m}$$

$$M_{max} \text{ SLE FREQ} = -89 \text{ kNm/m}$$

$$M_{max} \text{ SLE QP} = -19 \text{ kNm/m}$$

Campate interne:

$$M_{max} \text{ SLE RARA} = 52 \text{ kNm/m}$$

$$M_{max} \text{ SLE FREQ} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$M_{max} \text{ SLE QP} = 6 \text{ kNm/m}$$

14.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.1/1.2 = - 2.79 \text{ MPa}$$

Si riporta le verifica per la combinazione di carico frequente essendo la condizione più gravosa.

Sbalzo:

$$\sigma_{c_FREQ} = -6.06 \text{ MPa}$$

Si supera lo stato limite di formazione delle fessure: occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

Per la combinazione di carico FREQUENTE, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_k dovrà risultare inferiore a $w_1 = 0.2\text{mm}$.

c	57	mm
s	125	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	24	mm
A _s	3619.0	mm ²
h _{eff}	80.1	mm
A _{eff}	80100	mm ²
ρ	0.04518	-
s _{rm}	165.6	mm
σ _t	27.93	kg/cm ²
σ _s	1514.0	kg/cm ²
σ _{sr}	267.0	kg/cm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.98	-
E	2100000	kg/cm ²
ε _{sr}	0.0007097	-
w _m	0.1175	mm
w _k	0.1998	mm

w limite	0.2	mm
Verifica	OK	

Campata:

$$\sigma_{c_FREQ} = -2.76 \text{ MPa}$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

14.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\begin{aligned}\sigma_c < \sigma_{c,max} &= 0,60 f_{ck} = & 22.41 \text{ MPa} & \text{ per la combinazione rara} \\ \sigma_c < \sigma_{c,max} &= 0,45 f_{ck} = & 16.81 \text{ MPa} & \text{ per la combinazione quasi permanente}\end{aligned}$$

In particolare si ha:

Sbalzo:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} = 12.23$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} = 1.87$$

Campata:

$$\sigma_{c_Rara} \text{ (MPa)} = 5.91$$

$$\sigma_{c_QuasiPerm} \text{ (MPa)} = 0.62$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = - 360 \text{ MPa}$$

Sbalzo:

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} = -210.9$$

Campata:

$$\sigma_{s_Rara} \text{ (MPa)} = -154.6$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$.

15 SCARICHI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi delle travi sulle sottostrutture sono costituiti da isolatori elastomerici.

I valori delle reazioni vincolari per ognuna delle tipologie di appoggio derivano dai tre modelli a graticcio (fase1; fase2 To; fase2 Too) con il quale è stato discretizzato l'impalcato.

In fase statica le reazioni sono state combinate secondo le combinazioni allo SLU definite in precedenza in base alle quali sono stati ricavati:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi delle reazioni orizzontali (ove presenti) nelle due direzioni.

In fase sismica sono state considerate n.3 combinazioni nelle direzioni X, Y e Z, sia allo SLV che allo SLC, in base alle quali sono stati ricavati:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi delle reazioni orizzontali nelle due direzioni.

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative degli scarichi sugli appoggi.

Carichi in fase statica

	Fz max (vert)
	[kN]
Spalla	3864

Carichi in fase sismica

	Fz max (vert)
	[kN]
Spalla	1861

Nella modellazione sono stati assunti degli isolatori con le seguenti massime azioni sopportabili rispettivamente allo SLU ($F_{v,rd}$) e allo SLC (V_{rd}):

	Isolatore	$F_{v,rd}$	V_{rd}
		[kN]	[kN]
Spalla	SI-H 400/75	4680	2450

Le azioni riportate nelle tabelle precedenti risultano inferiori ai suindicati limiti.

16 ESCURSIONE GIUNTI

Nel calcolo dell'escursione dei giunti vengono presi in considerazione i contributi delle seguenti azioni:

- Ritiro
- Termica
- Frenatura/Avviamento
- Ex: sisma in X
- Ey: sisma in Y

Si considerano 4 combinazioni:

SLU 1: variazione termica uniforme come accidentale fondamentale
SLU 2: frenatura come accidentale fondamentale
SISMA SLV: condizioni sismiche allo SLV
SISMA SLC: condizioni sismiche allo SLC

		SLU 1	SLU 2	SISMA	SLU 1	SLU 2	SISMA SLV	SISMA SLC
	s (mm)	γ	γ	γ	s x γ (mm)	s x γ (mm)	s x γ (mm)	s x γ (mm)
Ritiro	2.50	1.2	1.2	1	3.00	3.00	2.50	2.50
Termica uniforme	6.00	1.5	0.9	0.5	9.00	5.40	3.00	3.00
Termica differenziale	0.70	1.5	0.9	0.5	1.05	0.63	0.35	0.35
Frenatura/Avviamento	34.50	0	1.35	0.2	0.00	46.58	6.90	6.90
Ex SLV	96.60	0	0	1	0.00	0.00	96.60	0.00
Ey SLV	0.09	0	0	0.3	0.00	0.00	0.03	0.00
Ex SLC	119.60	0	0	1	0.00	0.00	0.00	119.60
Ey SLC	0.10	0	0	0.3	0.00	0.00	0.00	0.03
					13.05	55.61	109.38	132.38